ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

4. Cálculos

Cálculos Cruce Feixa Llarga – B-10

PK. 707 + 141.44 a 707 + 411.15

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO ENTRE LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA Y EL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS BAJO LA RONDA LITORAL. PK: 707+141,44 a 707+411,15

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2.

(PANTALLAS, CUBIERTA, VIGA DE RAMPA Y PANTALLA DE CIERRE)

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 26 de mayo de 2004

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO ENTRE LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA Y EL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS BAJO LA RONDA LITORAL.
PANTALLAS, CUBIERTA, VIGA DE RAMPA Y PANTALLA TRANSVERSAL DE CIERRE.
DESDE P.K: 706+141.44 HASTA P.K: 706.411.15

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del tramo del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis entre la carretera de la Feixa Llarga y un colector de aguas negras que cruza la Ronda Litotal. Dicho tramo discurre entre los PK's 707+141.44 y 707+411.15 de la traza, con una rasante ascendente y un trazado en planta sobre recta.

La cubierta se mantiene horizontal en todo el tramo, con su cara inferior a la cota absoluta z=+1.35m y, al ser la rasante ascendente, disminuye la luz libre de los muros pantalla entre apoyos (apoyos en cubierta y en contrabóveda) a medida que aumenta el P.K.

Al final de este tramo se dispone una rampa de acceso al interior del Falso Túnel, de modo que la porción de traza entre los P.K's 706+700 y 707+400 (aproximadamente) puede excavarse interiormente desde ambos extremos, en los que se encuentran las rampas de acceso del Tramo de Pruebas y del presente tramo respectivamente.

Dada la longitud del tramo y la variabilidad de condiciones particulares que afectan a la zona de rampa de acceso al interior, la definición estructural de las pantallas consta de cuatro tipos de armado, tal y como se definen el los planos correspondientes.

La losa de cubierta se ejecuta a base de prelosas prefabricadas en obra y una losa de compresión "in situ". La losa de cubierta así construida se ejecutará en su totalidad antes de proceder a la excavación interior del falso túnel de modo que la viga de atado de las pantallas puede materializarse dentro de su canto. Dadas las luces y las cargas del relleno de tierras y sobrecarga de utilización del tramo, puede resolverse la cubierta con un canto total de 0.80m (0.40m de prelosa + 0.40m de losa de compresión "in situ") en hormigón armado.

En el inicio del tramo, justo tras el cruce de la traza con la carretera de la Feixa llarga, se produce un salto de cota de la cubierta del Falso Túnel que obliga a la disposición de un muro. La definición estructural de dicho muro se incluye en este proyecto.

La cubierta se interrumpe, de manera temporal, a partir del P.K. 706+352.04, donde debe dejarse el gálibo mínimo para la entrada de camiones y maquinaria al interior del Falso Túnel durante la excavación. A partir de este P.K., en el que es necesario excavar intradoses sin cubierta ejecutada, será necesario ejecutar una viga de atado por debajo del canto de la cubierta, sobre la que posteriormente se apoyará ésta, ejecutada también a base de prelosas y losa de compresión "in situ".

En el tramo de rampa en el que no puede disponerse ni cubierta ni puntales provisionales (que impedirían el acceso con camiones al interior del Falso Túnel) y en el que las pantallas no pueden trabajar en voladizo, será necesario ejecutar una viga de apoyo lateral, exterior a la traza del Túnel, análoga a la del tramo de prueba, y sobre la que puedan apoyarse la pantallas de manera temporal hasta que pueda ejecutarse la cubierta. Esta viga de apoyo, denominada "Viga de Rampa", se empotra en un tramo especial de cubierta, previamente ejecutado, y trabaja en voladizo bajo la acción de las pantallas adyacentes al final de la cubierta. El tramo de cubierta especial es de 1.0m de canto total (prelosa de 0.45m + losa de compresión "in situ" de 0.55m) y cuenta con las armaduras especificas que permiten materializar en empotramiento.

La viga de rampa, cuyo canto se desarrolla en el plano horizontal por fuera de la traza del Falso Túnel, deberá eliminarse tras la ejecución de la cubierta del tramo correspondiente, de modo que el relleno posterior de tierras sobre la misma no introduzca momentos flectores sobre las pantallas. Para anular la conexión entre la viga de rampa y las pantallas bastará con cortar las armaduras de la cara superior horizontal de la primera con un corte con sierra radial de profundidad suficiente (tal y como se indica en planos).

A partir del final de la Viga de Rampa las pantallas pueden trabajar en voladizo gracias a la viga de atado, y no es necesario que se apuntalen hasta que se realicen excavaciones mayores, momento en el que se dispondrá de una cubierta y se podrán utilizar puntales provisionales.

En el P.K: 707+411.15 se dispone una pantalla transversal de cierre, que ha de permitir el achique de agua en el interior del Falso Túnel aunque no esté ejecutadas las pantallas del tramo de cruce con la Ronda litoral. Para que corten el flujo de agua es necesario que las pantallas lleguen hasta la misma cota que las pantallas laterales.

Esta pantalla transversal de cierre se demolerá al tiempo que se retira la rampa de entrada al Falso Túnel (para ello es necesario que las pantallas y la cubierta del tramo de cruce con la Ronda Litoral estén ejecutadas y que se haya drenado el interior del Falso Túnel del tramo de cruce con la Ronda según el esquema habitual) admitiendo desniveles máximos de 3.0m de altura de tierras entre caras de la pantalla de cierre.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

En el tramo objeto de estudio no se han encontrado interferencias con servicio alguno, por lo que no serán necesarios desvíos ni reposiciones. Al no haber interferencias tampoco se condicionan las fases de ejecución.

La traza del falso Túnel en este tramo se define entre el cruce con la carretera de la Feixa llarga y el colector de aguas negras que cruza bajo la Ronda Litoral. Estas dos estructuras sí requieren de desvíos sucesivos y reposiciones, pero se tratan en proyectos independientes.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
  · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo de la sección entre hastiales y de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original, salvo algunas modificaciones. Se ha redefinido los gálibos interiores del túnel y su trazado en alzado para poder sortear el cruce con el colector de aguas negras que afecta a la traza del Túnel a la altura del cruce con la Ronda del Litoral. La definición estructural de las pantallas y la cubierta de este tramo se ha realizado con la rasante modificada.

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del Túnel. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión de agua análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas, de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para ese tramo.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de acciones en terraplenes adyacentes a las estructuras, así como para las sobrecargas de uso sobre las cubiertas se han seguido las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera IAP.

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura. (según IAP)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y se han obtenido los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

Para el dimensionamiento de la cubierta se tiene en cuenta los pesos de tierras que debe sostener y una eventual sobrecarga de utilización de 10 kN/m^2 (Se ha considerado una alturas de tierras de 3.00m). Asimismo, se ha tenido en cuenta de la evolutividad de la sección transversal de la cubierta para la verificación de los Estados Límites Últimos y de Servicio de la estructura.

Para el dimensionamiento de la viga de rampa se han evaluado las acciones que las pantallas ejercen sobre ella, teniendo en cuenta la interacción entre ambos elementos.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:
- Hormigón pantallas: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas se presentan a modo de resumen en la Nota de Cálculo incluida en esta memoria.

Para el cálculo de la cubierta se han empleado métodos manuales, puesto que se ha calculado en hipótesis de deformación plana, analizando rebanadas de 1.0m de longitud, simplemente apoyadas en sus extremos.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del falso túnel, equivalente al procedimiento constructivo P2 del tramo de pruebas (excavación con un puntal intermedio), con las modificaciones necesarias para la adaptación a su geometría y la rampa de acceso al interior del Falso Túnel que se ejecuta al final del tramo. (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" de este documento, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales provisionales, etc).

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria (Se incluye la verificación y dimensionamiento de la pantalla transversal de cierre del tramo)

En la Nota de Cálculo también puede consultarse con detalle el dimensionamiento de la losa de cubierta y del muro que cierra el salto entre la cubierta del tramo de cruce con la carretera de la Feixa Llarga y la cubierta del tramo objeto de estudio.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 26 de mayo de 2004

PANTALLAS DEL TRAMO FEIXA LARGA A COLECTOR DE AGUAS NEGRAS

PANTALLAS DE TRAMO FEIXA LARGA - RONDA LITORAL

Se ponen 2 pilotes

→ Diam: 70cm 141,44

→ Distancia: 707 + 2042

→ Final: 707 + 460,95

Se mantienen pantallas de 29,00m de longitud total. Empezando por encima de la cota 22,00 por ambos extremos manteniendo así 6,00m entre pantallas

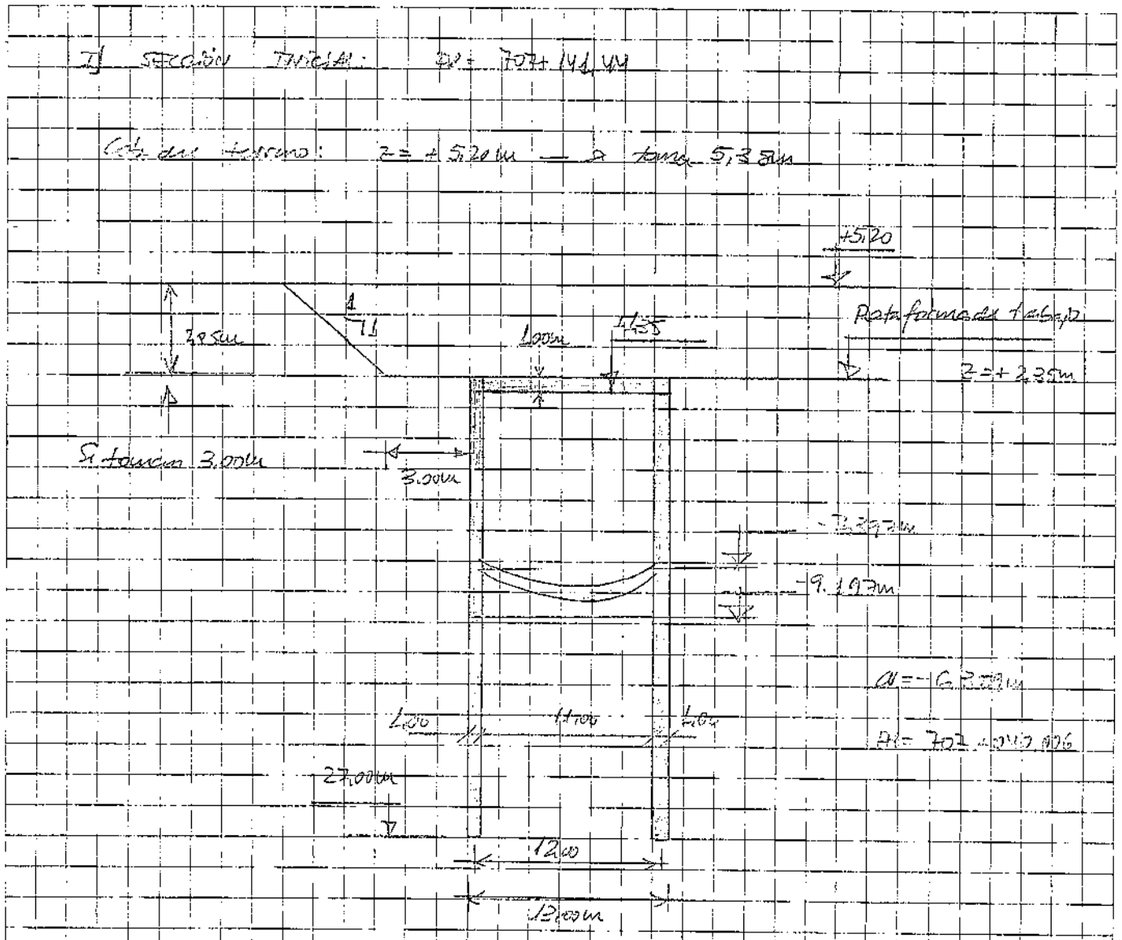
Se diferencian dos pilotes para el procedimiento constructivo 42 cm y pilotar a media altura

DESCARTADO POR CAMBIO EN EL TRAZADO EN MARZO DEL 2024

Tambien se tuvo en cuenta poder colocar el colector de aguas negras en el 707 + 460,95

1ª SECCIÓN TIPO: P= 707+141,444

Cota de trasdós: z = +5,20m → a tomo 5,35m



Cota cantil

ΔP_K = 707 141,444 − 705 040,006 = 101,434m

Δz = 101,434m × 0,455/100 = 0,462m

Con la cual cota cantil: −6,359 + 0,462 = −5,897m

ME ⇒ z = −5,897 − 3,30 = −9,197m

Cota que contabiliza: z = −7,297m

MATERIALES:

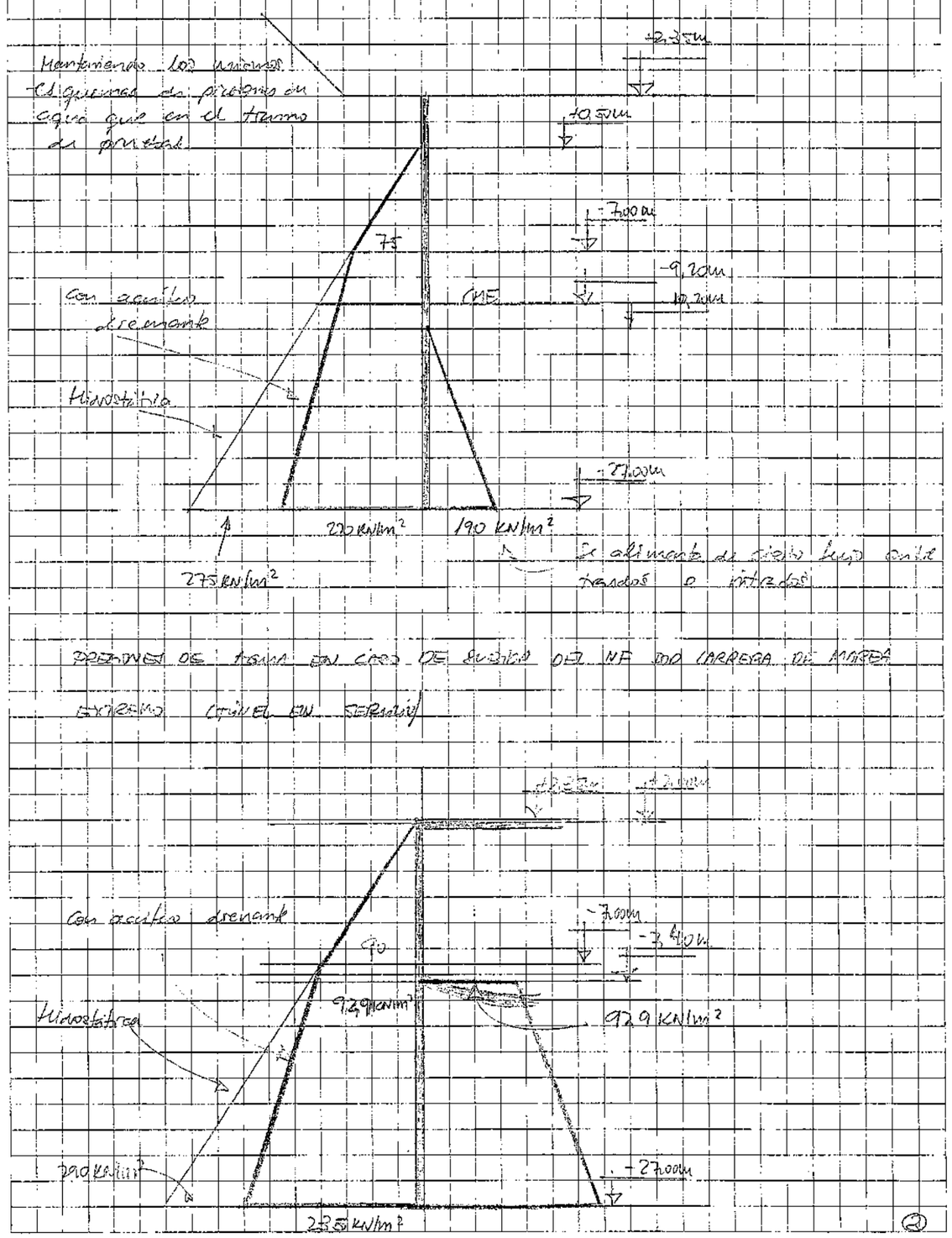
HA-25 f_{ck} = 25MPa

$E = 8500\sqrt[3]{f_{ck}}$ = 27264,04 MPa

E = 27264,042 kN/m² ; E = 2726,404 Tn/m²

Leyes de presiones de agua consideradas:

Manteniendo los criterios establecidos en cuanto a presiones en agua que en el trasdós de pantalla



FASE

+5.35

+2.35m

EXCAVACIÓN PLATAFORMA +

PANTALLAS + RETIRADA DE

AGUA INTERIOR

-27.00m

+5.35

+2.35

z=-1.65m

EXCAVACIÓN EN VOLADIZO

+2.35m

+5.35m

EXCAVACIÓN CONTRAFUERTE

+5.35

+2.35

z=-4.65m

-27.00m

+5.35m

+2.35m

EXCAVACIÓN HASTA

z=-4.50m

-4.50m

-27.00m

CONTINÚA...

47

+5.35m

+2.35m

z=-13.40m

z=-9.20m

Punta provisional

CME

PUNTA PROVISIONAL A COTA z=-3.40m y EXCAVACIÓN HASTA CME

+5.35

+2.35m

EXCAVACIÓN CONTRAFUERTE + RETIRADA DE PUNTA PROVISIONAL

-7.40m

-27.00m

+5.35m

RELLENO HASTA COTA DEFINITIVA + CIMENTACIÓN HASTA COTA BASINA

-27.00m

Arriba: P2 FR.1 BB. RV ← Sin relleno inicial

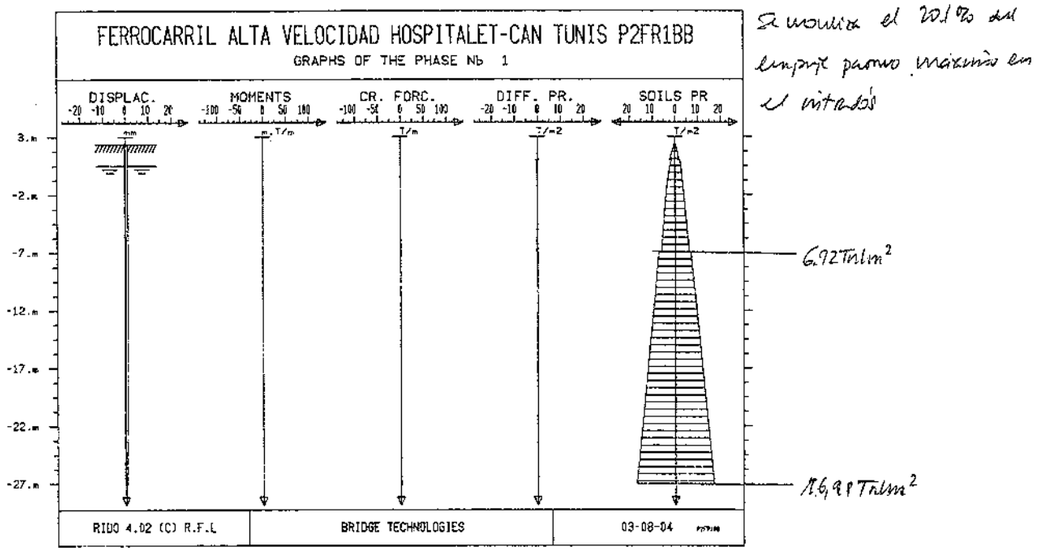
P2 FR.1 VBB. RV ← Con relleno inicial

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR1BB *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.40 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -10.2 0.0
WAT(2) -27.0 19.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.5
STR 1.85 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -4.5
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -3.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.40 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -9.2
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.4 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -7.4 0.0 9.3
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 1.85 1 0 0 0.66*454400
STR -7.40 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO EN LA ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

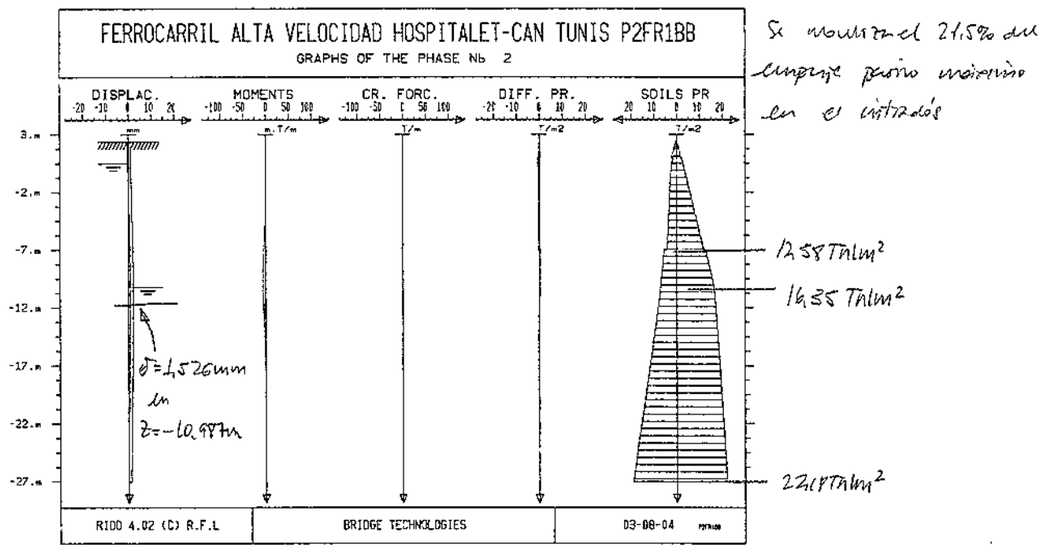
SECCIÓN INICIAL SIN VOLADIZO:

FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



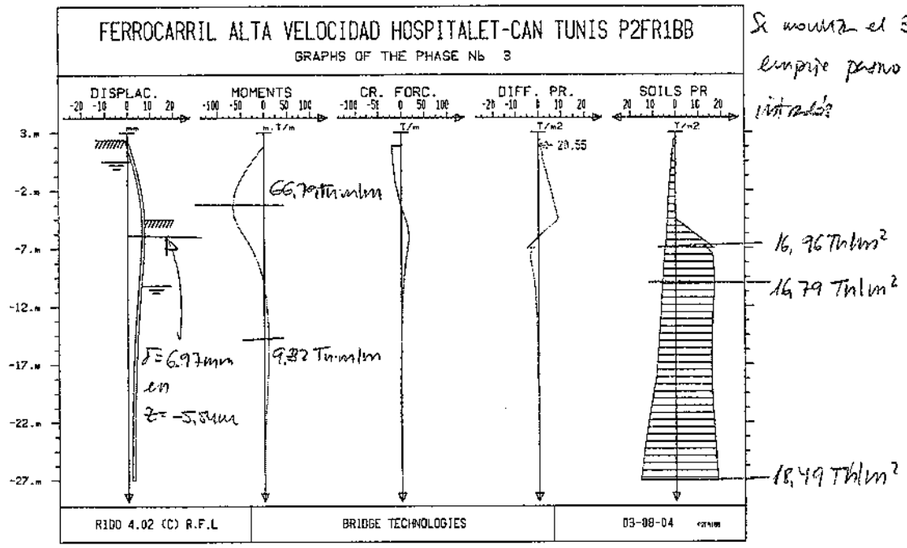
Se moviliza el 20,1% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



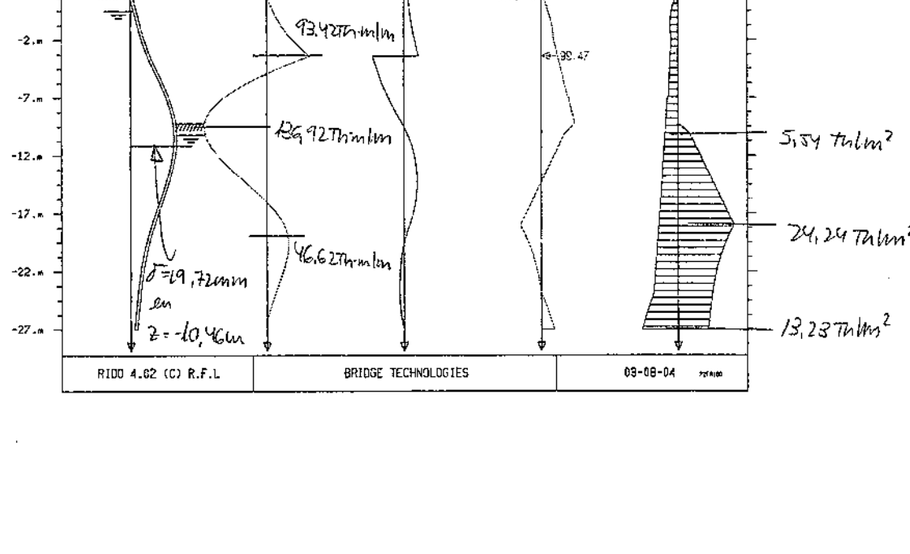
Se moviliza el 21,5% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m



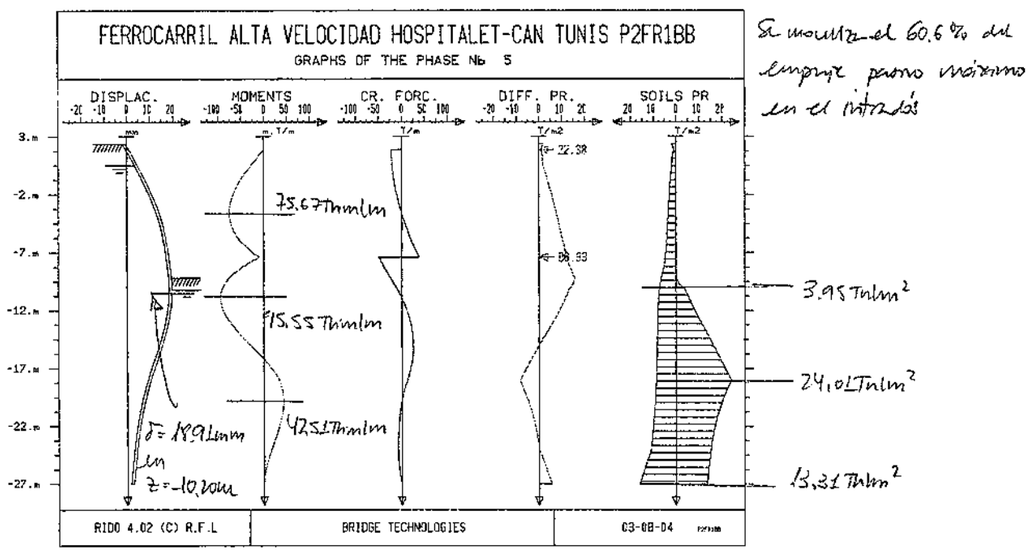
Se moviliza el 36,6% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.40m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



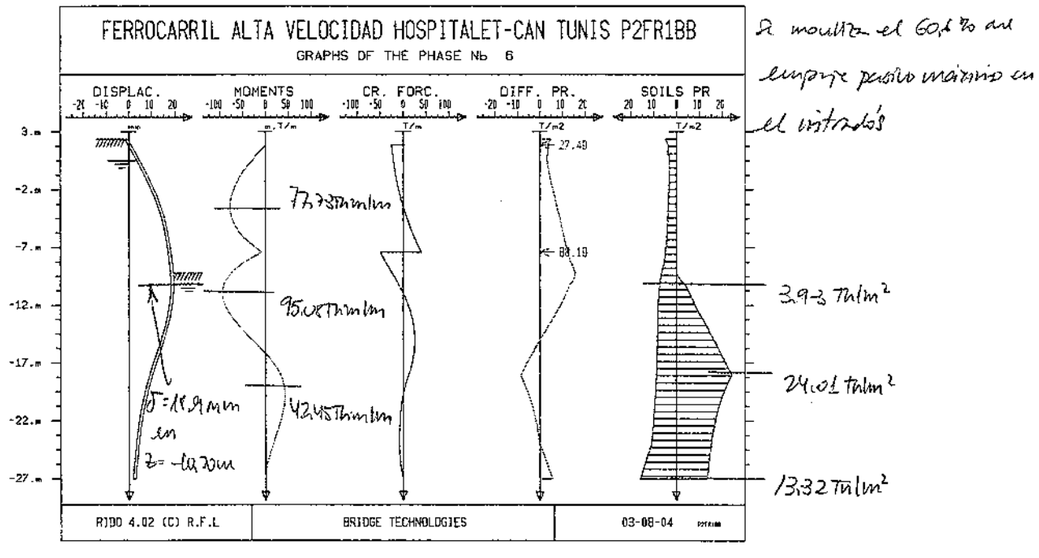
Se moviliza el 62,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 4: EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



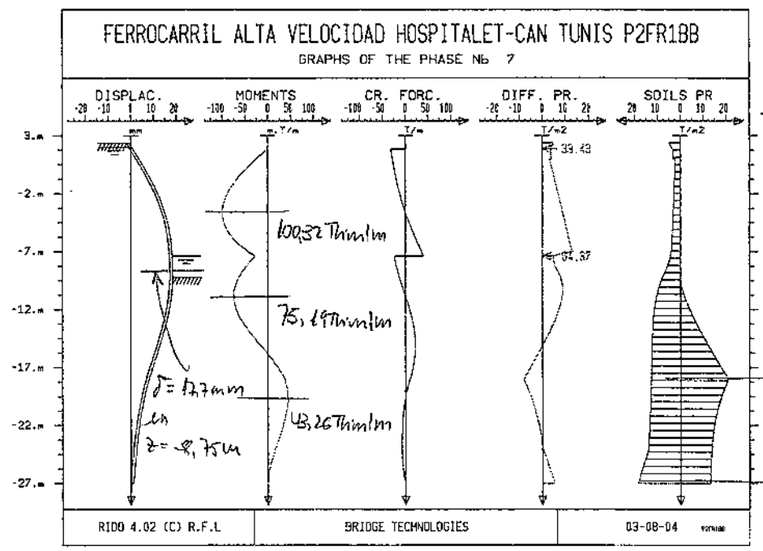
Se moviliza el 60,6 % del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: RELLENO HASTA COTA DEFINITIVA.



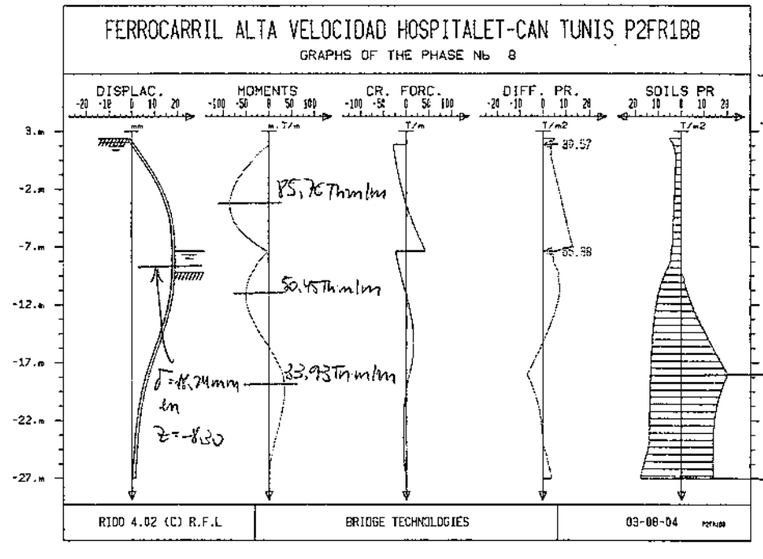
Se moviliza el 60,6 % del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA DE MAREA EXTREMA:



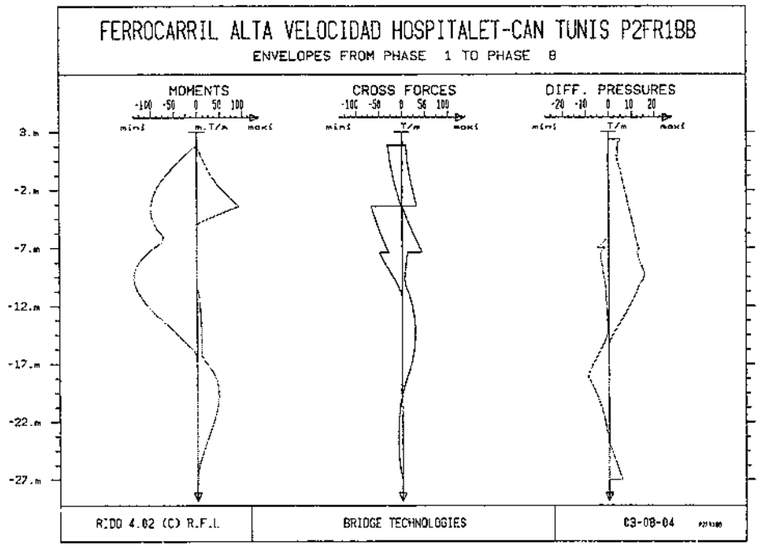
Se moviliza el 88,5 % del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: FLUENCIA:



Se moviliza el 38,5 % del empuje pasivo máximo en el intradós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS.

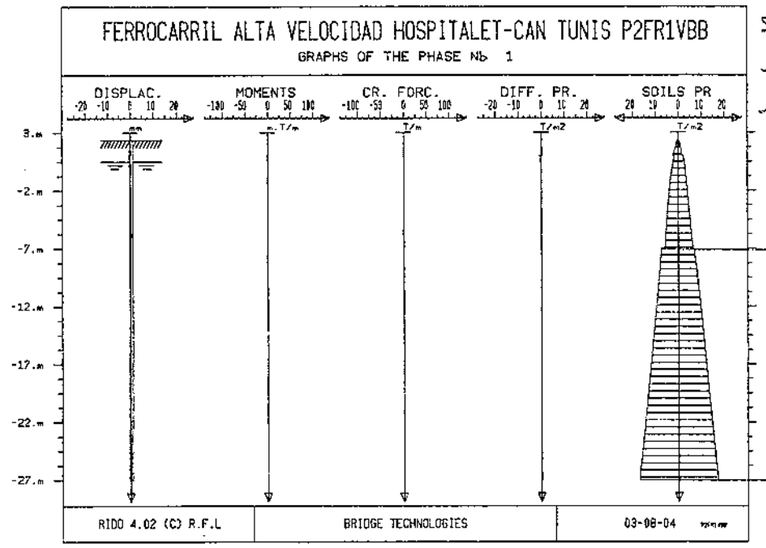
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR1VBB *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.40 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO CON VOLADIZO INICIAL
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -10.2 0.0
WAT(2) -27.0 19.0
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION INICIAL EN VOLADIZO
EXC(2) -1.65
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.50
STR 1.85 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -3.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.40 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -9.2
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.4 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -7.4 0.0 9.3
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
```

```
STR 1.85 1 0 0 0.66*454400
STR -7.40 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO EN LA ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

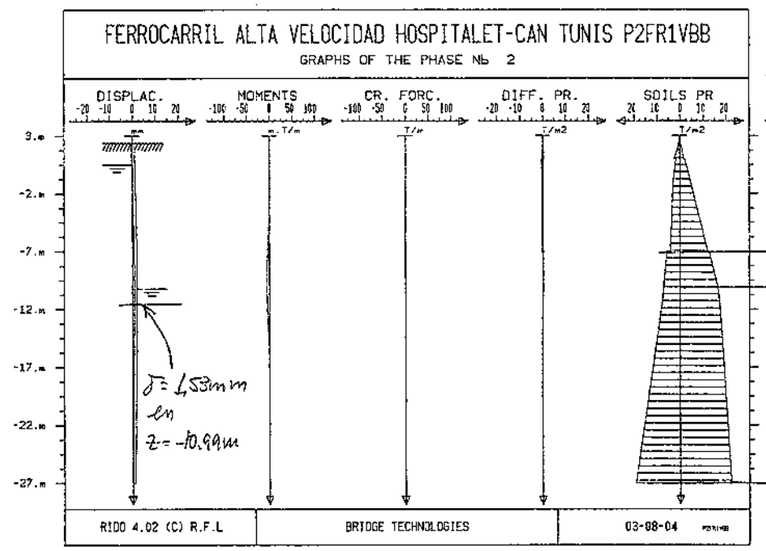
SECCIÓN INICIAL CON VOLADIZO:

FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO:



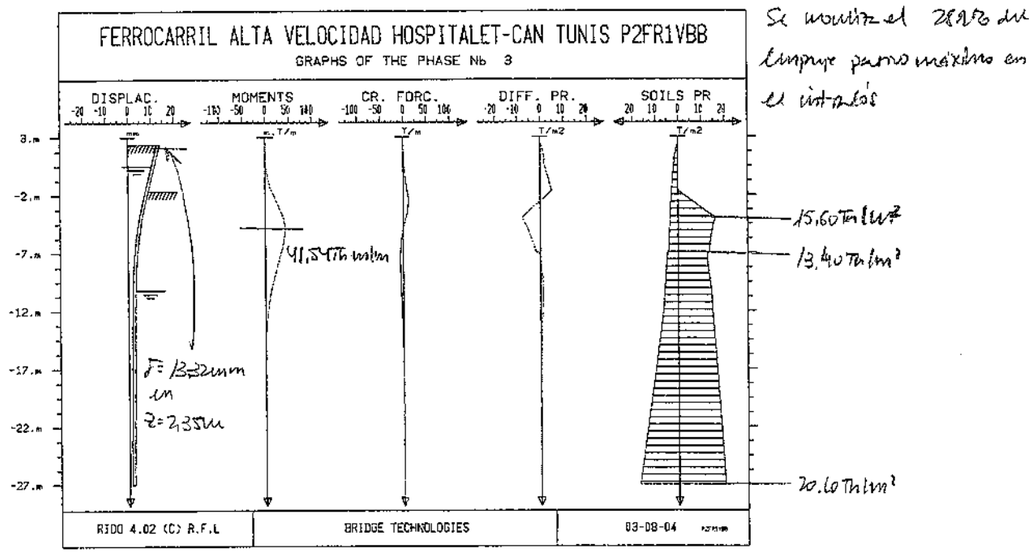
Se moviliza el 20.1% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



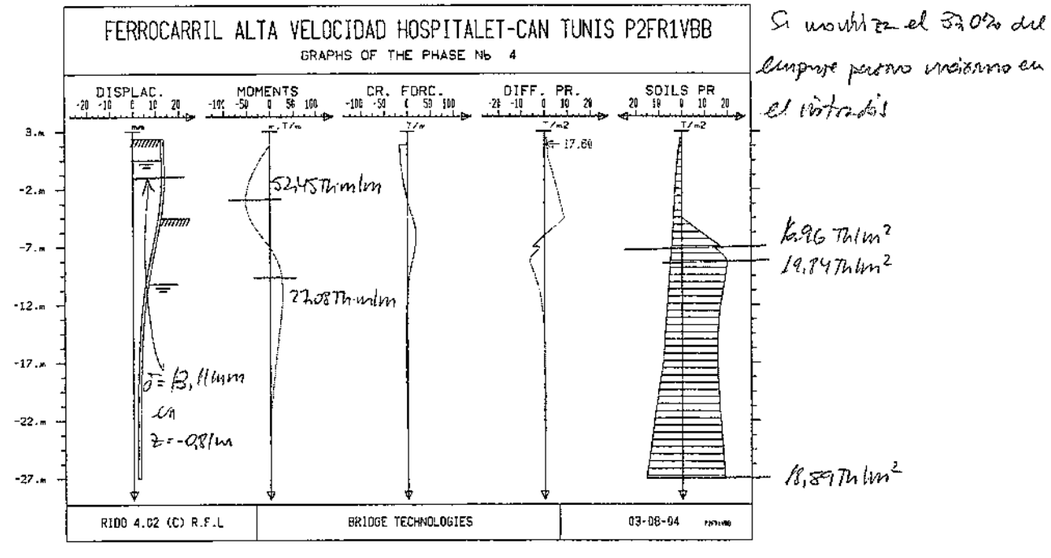
Se moviliza el 21,5% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 2: EXCAVACIÓN EN VOLADIZO HASTA Z=-1.65m



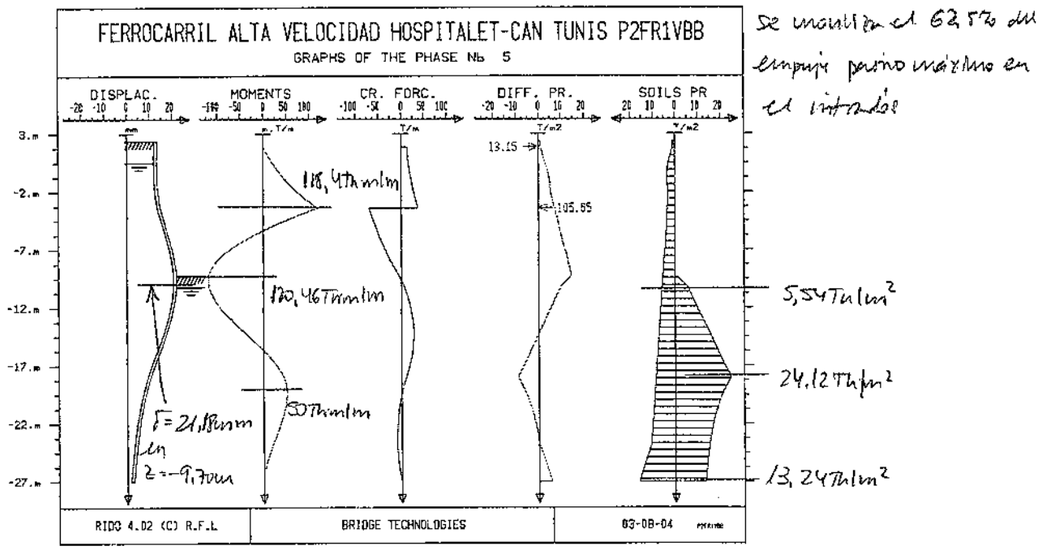
Se moviliza el 28,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m:



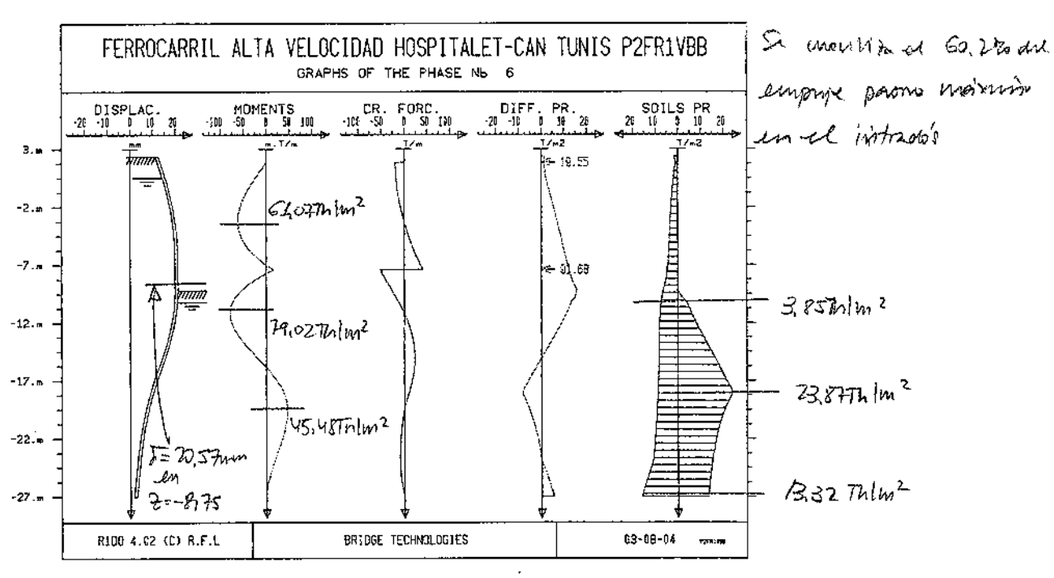
Se moviliza el 37,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.40m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



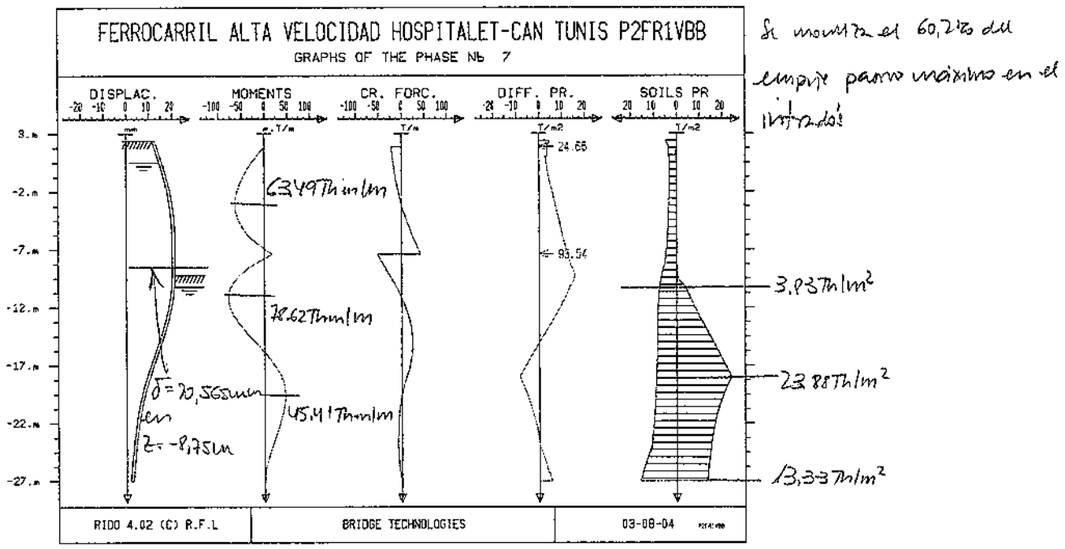
Se moviliza el 62,5% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



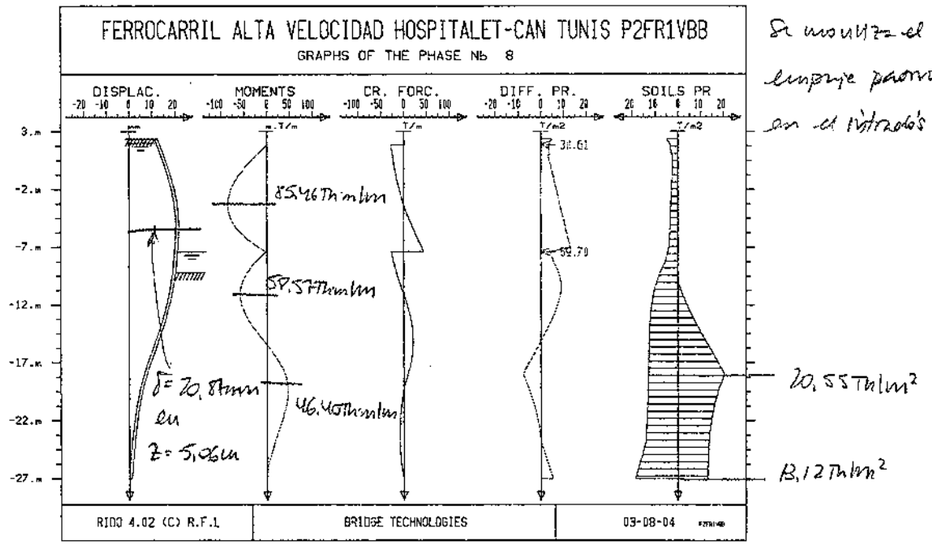
Se moviliza el 60,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 6: RELLENO TRASDÓS HASTA COTA DEFINITIVA:



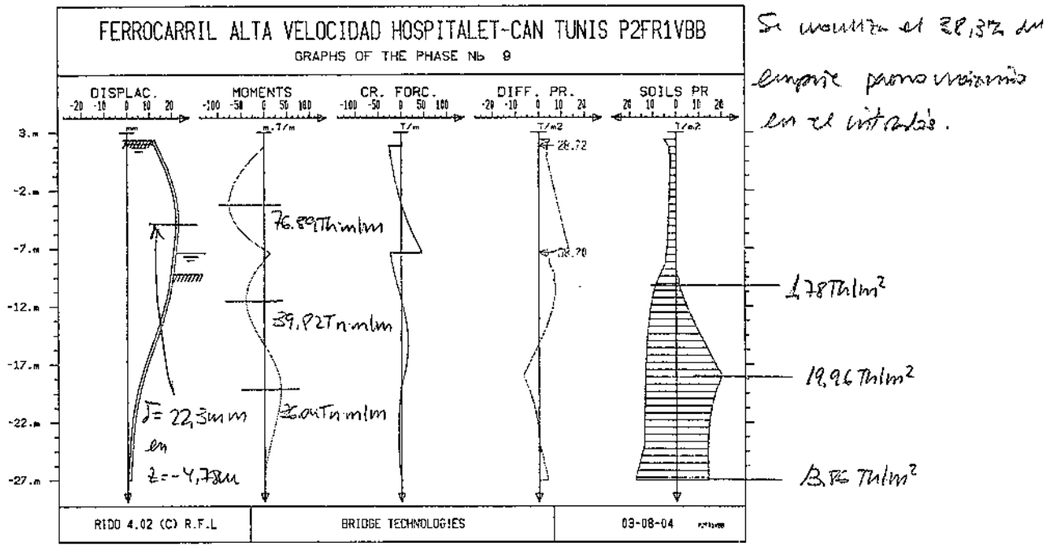
Se moviliza el 60,2% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 7: SUBIDA DEL NF HASTA COTA MÁXIMA POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



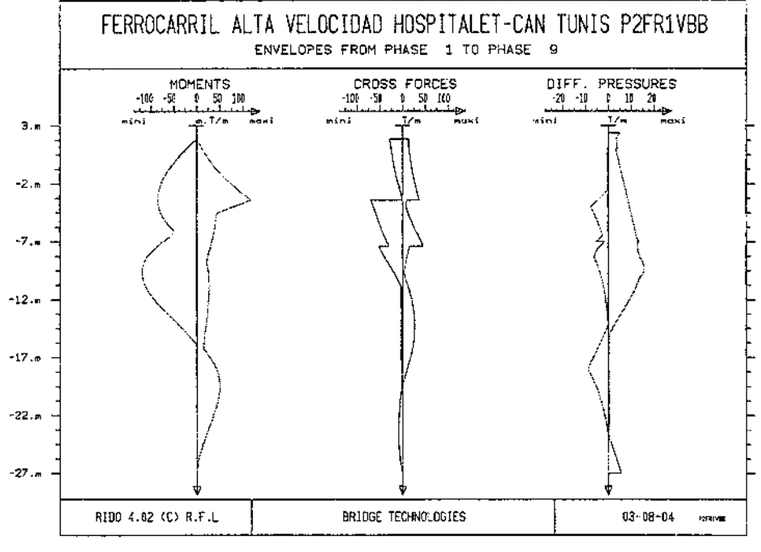
Se moviliza el 38,2% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 8: FLUENCIA:



Se moviliza el 28,3% del empuje pasivo máximo en el trasdós.

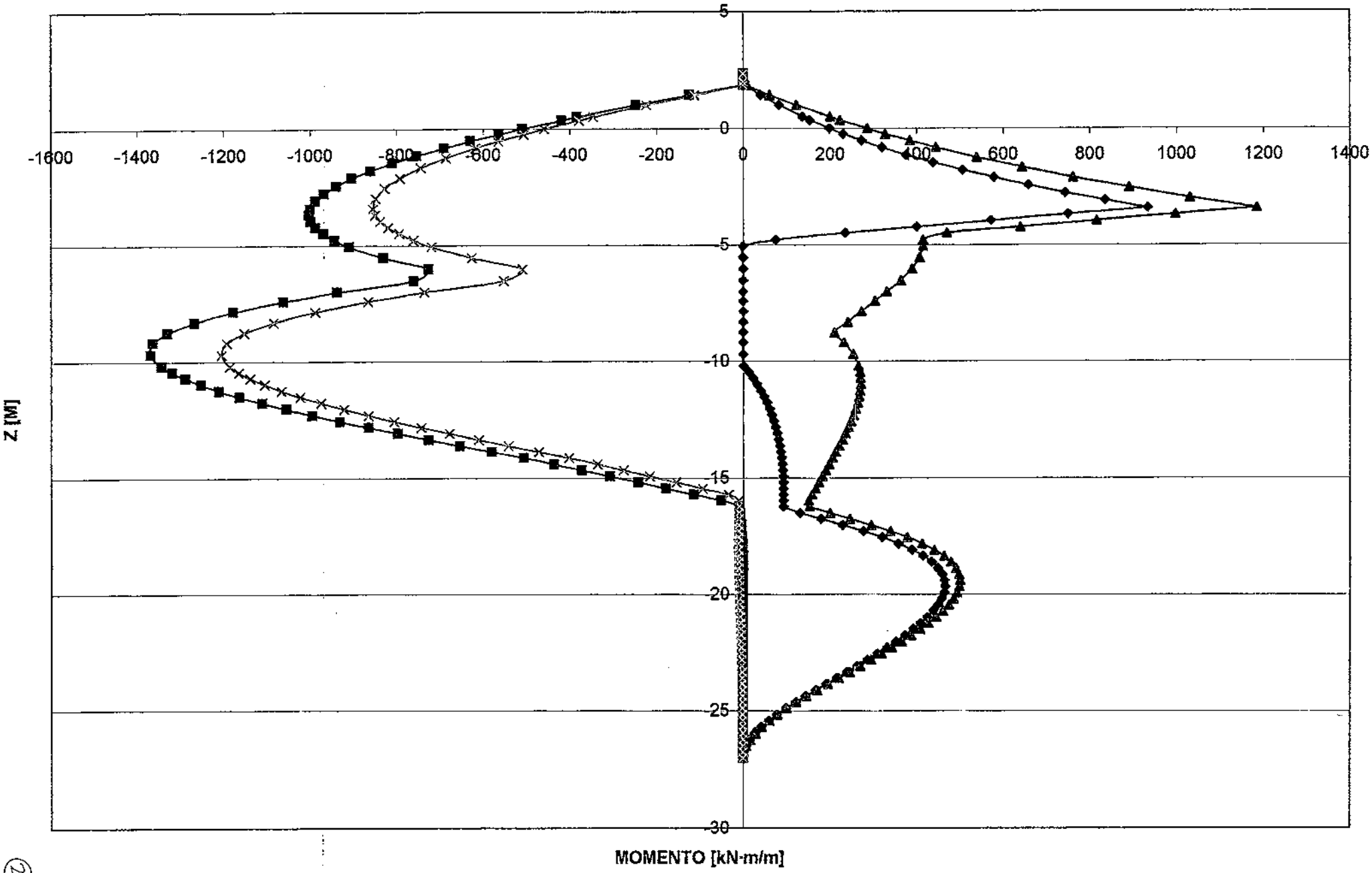
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJA EXCEL ADJUNTA.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

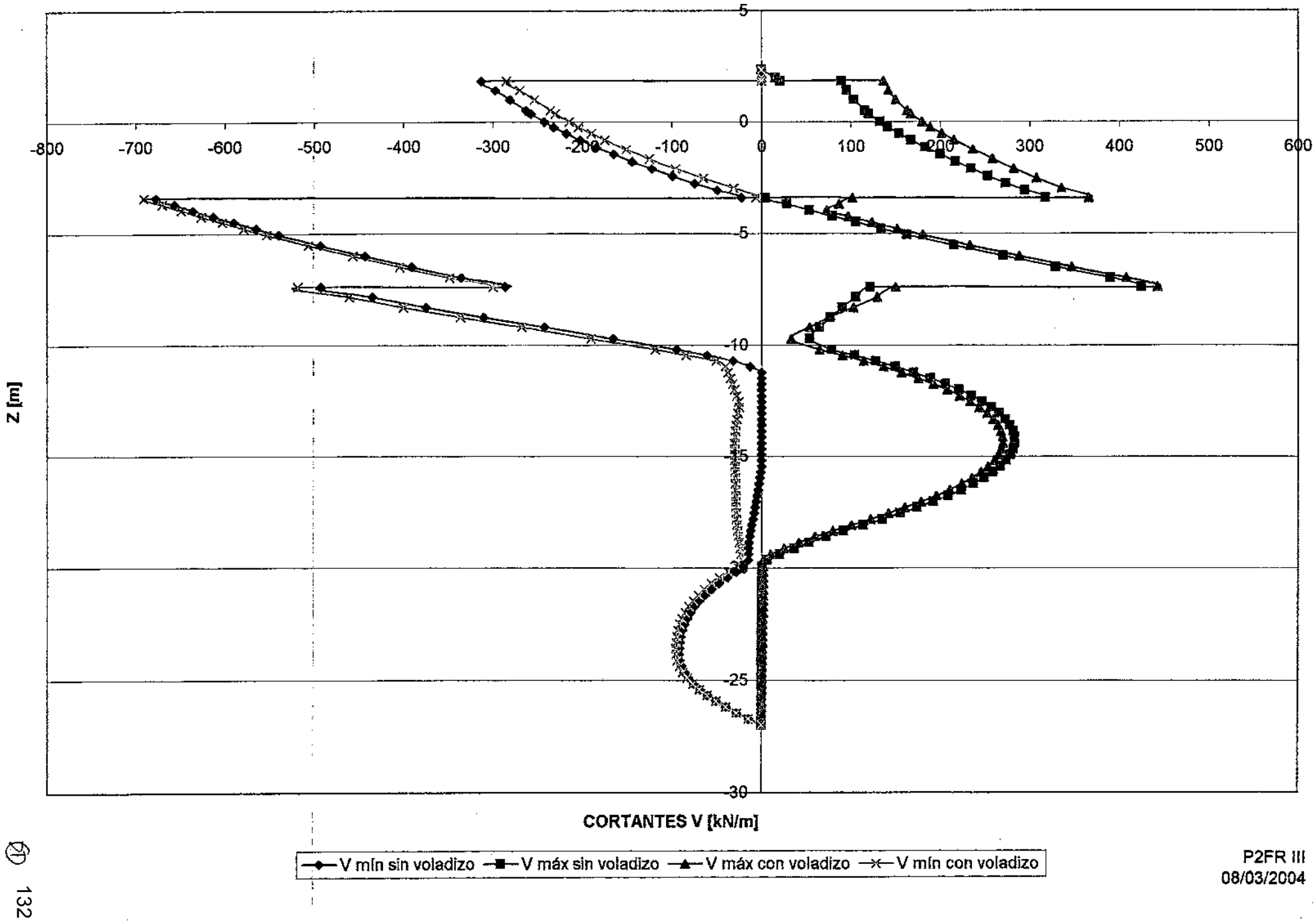
SECCIÓN INICIAL



P2FR III
08/03/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

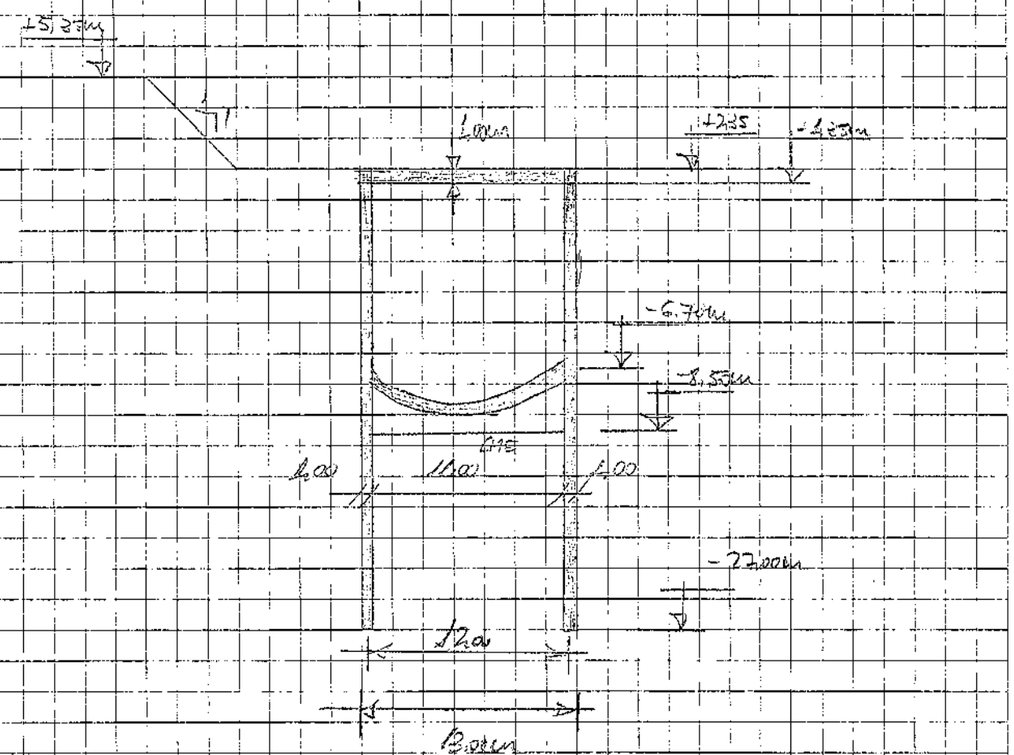
SECCIÓN INICIAL



P2FR III
08/03/2004

7) SECCIÓN INTERMEDIA

Cota cam. tramo: $z = +5,12m$ y toma $5,12m$



Cota cam.:

ΔPR 707 301,1 - 707 040,006 = 261,194m

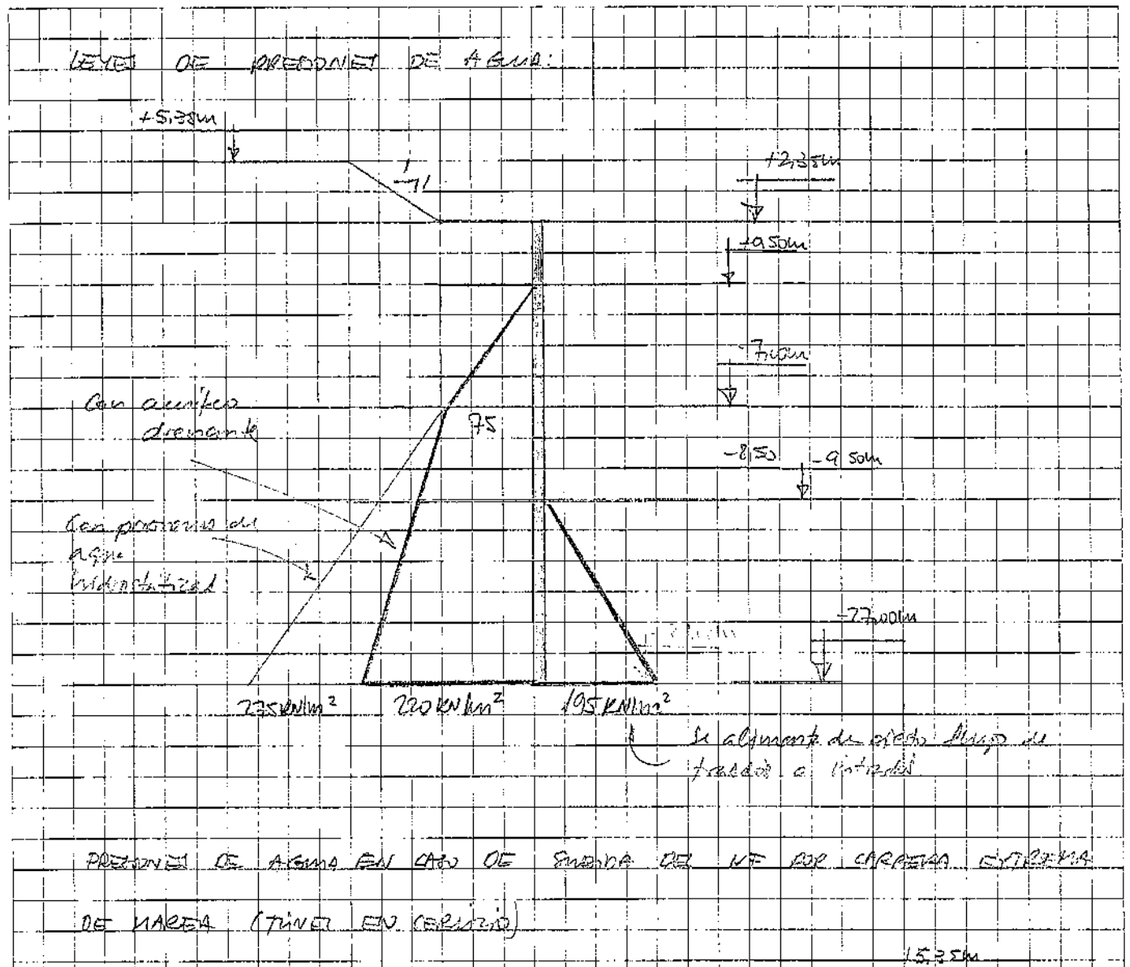
$\Delta z = 261,194m \cdot \frac{0,15}{100} = 1,188m$

Con-Cs cimt. Cota cam. $z = -6,359 + 1,188 = -5,171m$

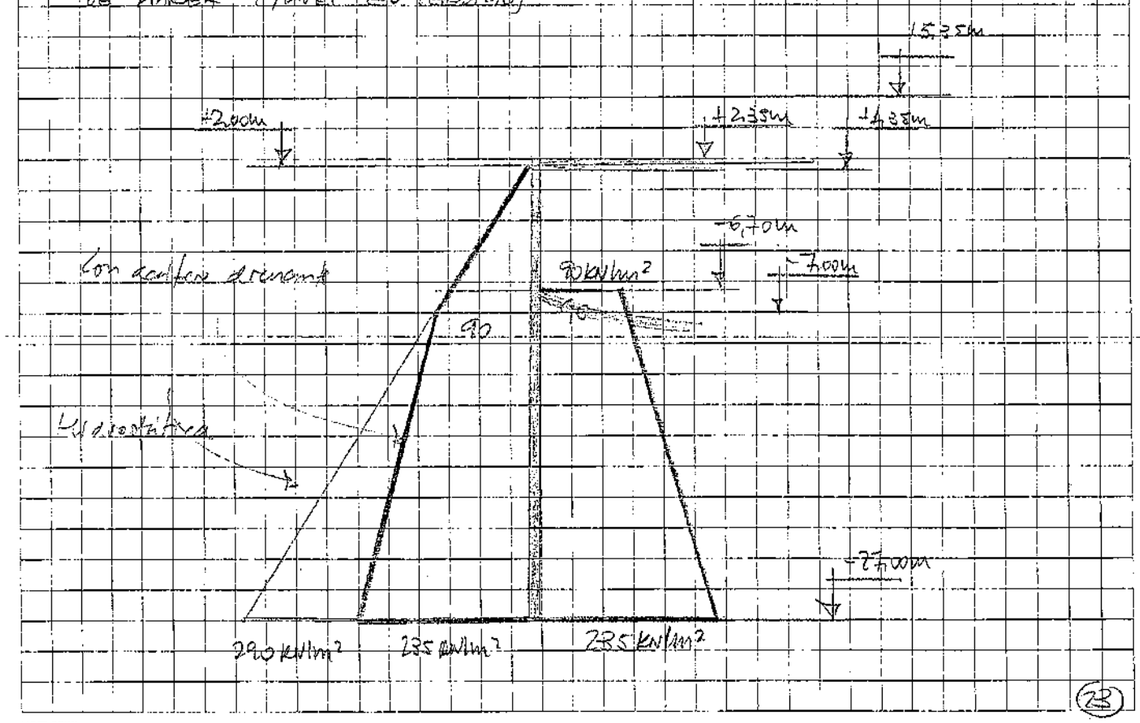
CMT: $z = -5,171 - 3,30 = -8,471m$

Cota cpt contabilizada $z = -8,471 + 1,80 = -6,671m$

LEYES DE PRESIONES DE AGUA:



PRESIONES DE AGUA EN CASO DE ENTRADA DE AGUA POR CARRETERA EXISTENTE DE MARGA (TUNEL EN SERVICIO)



Can Tunis 9-Mv-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Tipo: que el entrepl Excavación intermedia hasta Z=-4.50m y puntal provisional a la cota +3.40m

(Aor la 1ª excavación intermedia queda horizontal en todo el frente y todos los puntales quedan a la misma cota)

DE CAMBIO RASANTE

Sin volumen inicial: P2.FR2.BB.100

Con volumen inicial: P2.FR2.VBB.120

Siendo más Cmv y puntal

-7.50 + 3.40 = -4.10m

21

NOTE BOOK

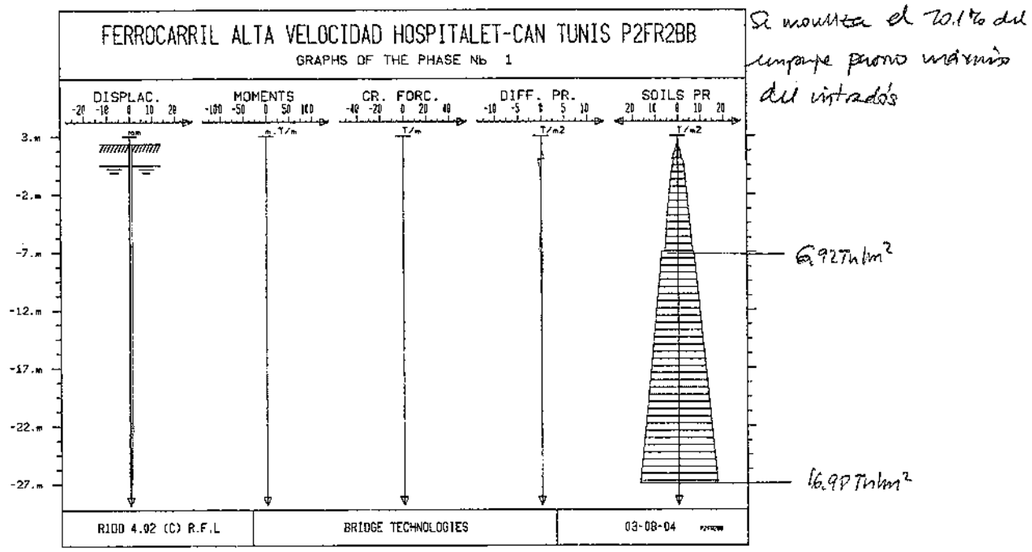
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR2BB *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.40 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO DE RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -9.50 0.0
WAT(2) -27.0 19.5
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.50
STR 1.85 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -3.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.40 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.50
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.70 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.70 0.0 9.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 1.85 1 0 0 0.66*454400
```

```
STR -6.70 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

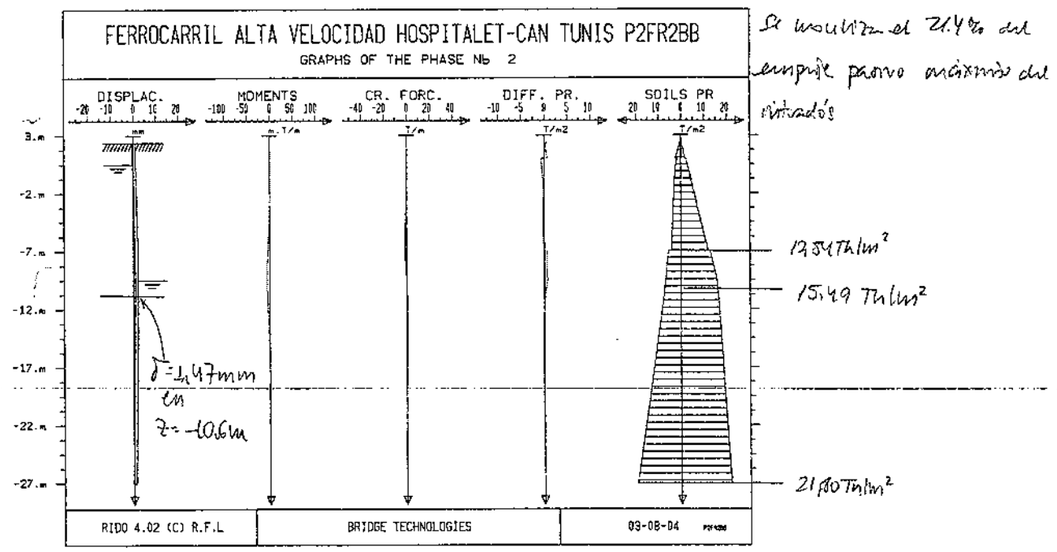
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO EN LA ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

SECCIÓN INTERMEDIA SIN VOLADIZO:

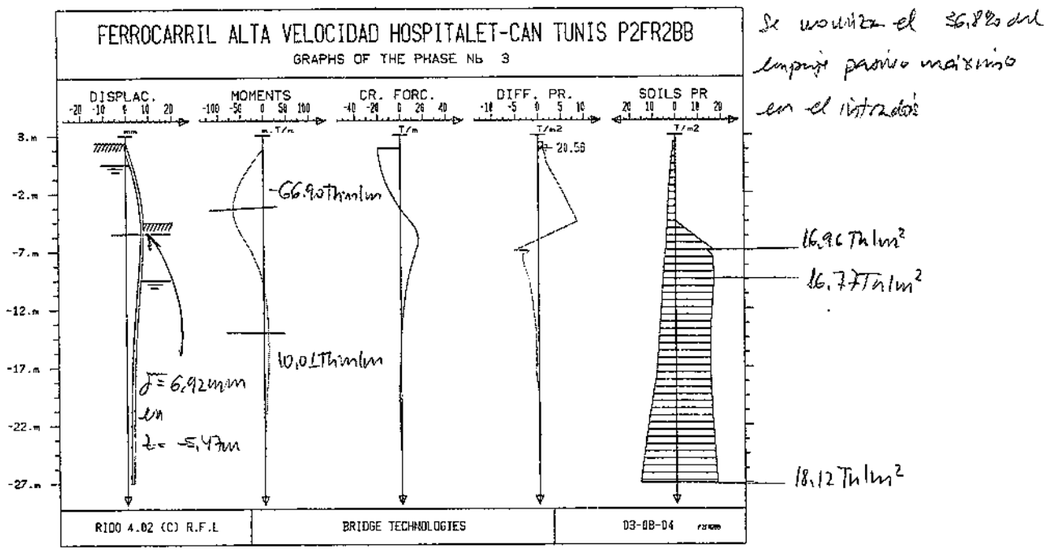
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN

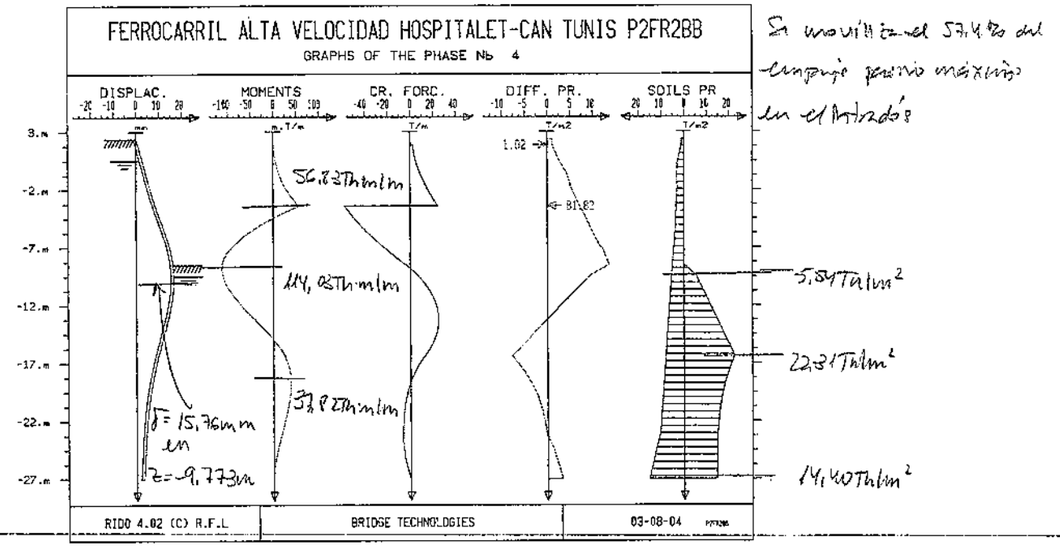


FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m



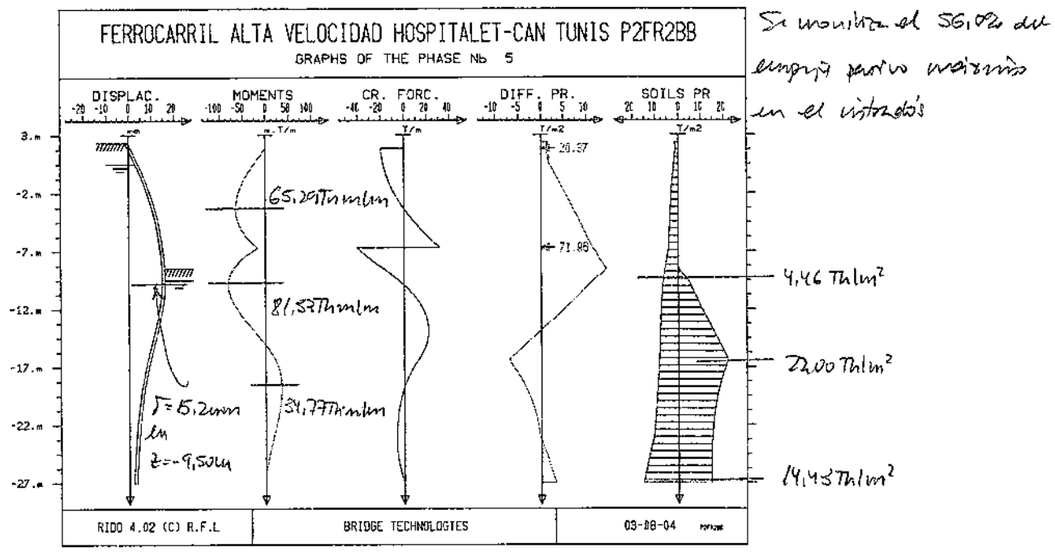
Se moviliza el 56,8% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.40m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



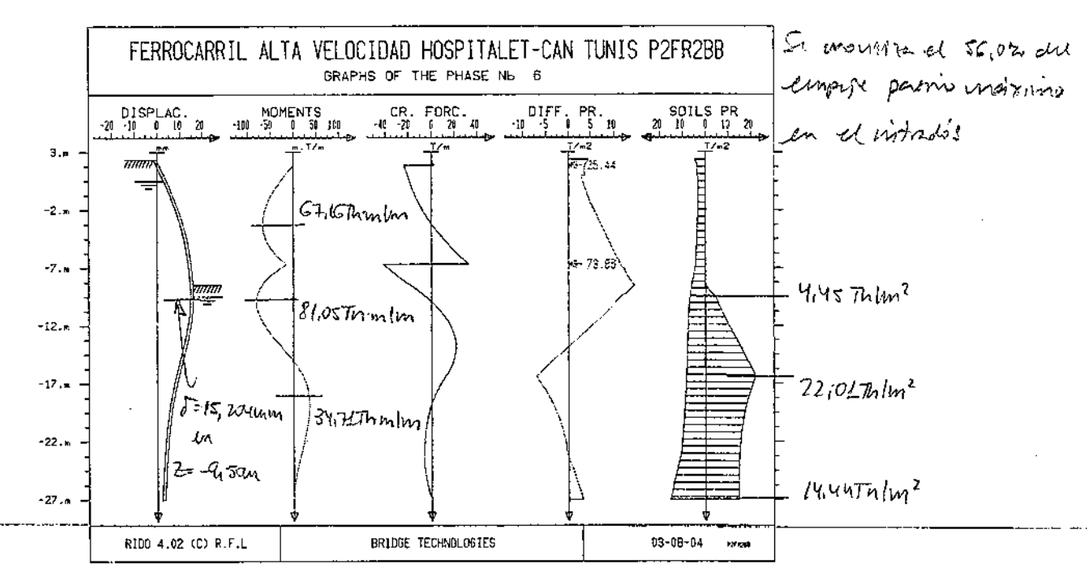
Se moviliza el 57,4% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 4: EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.

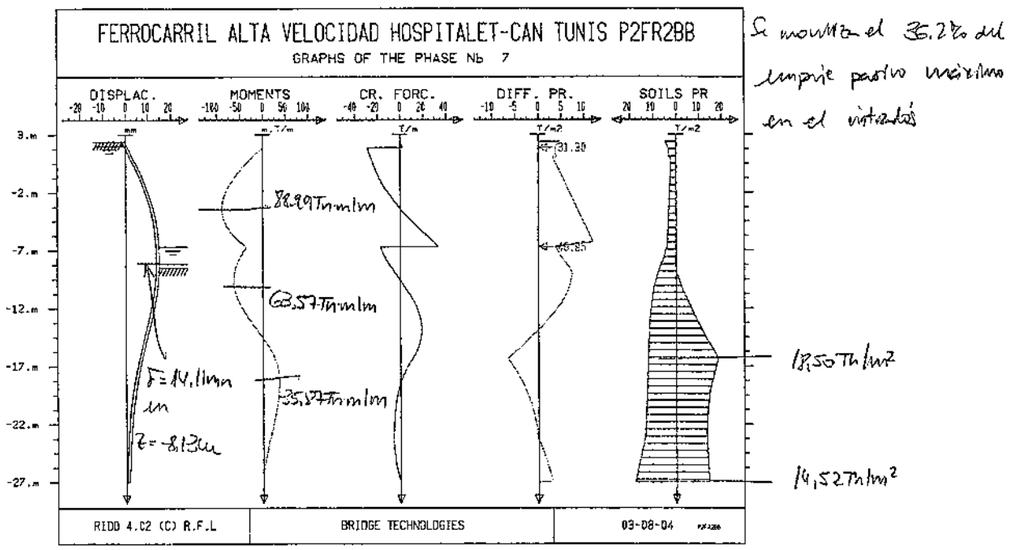


Se moviliza el 56,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: RELLENO HASTA COTA DEFINITIVA.

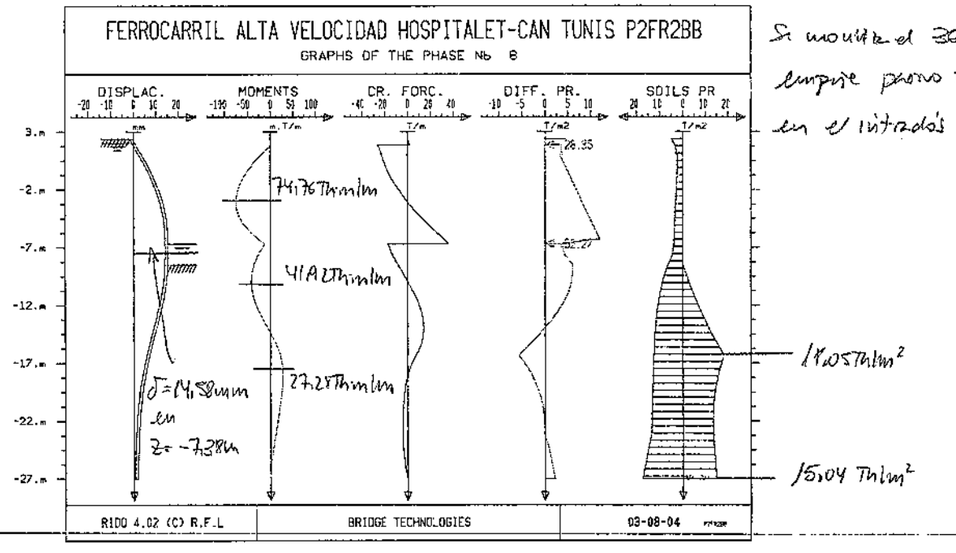


FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA DE MAREA EXTREMA:



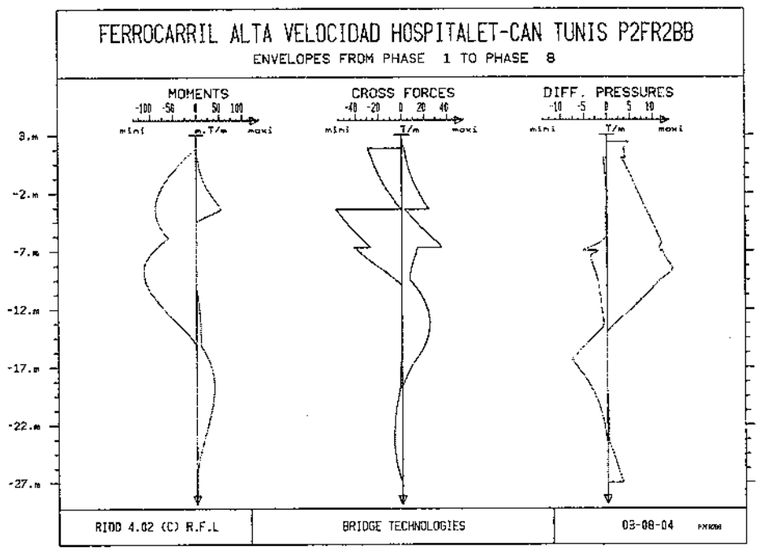
Se moviliza el 35.2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: FLUENCIA:



Se moviliza el 36.1% del empuje pasivo máximo en el intradós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



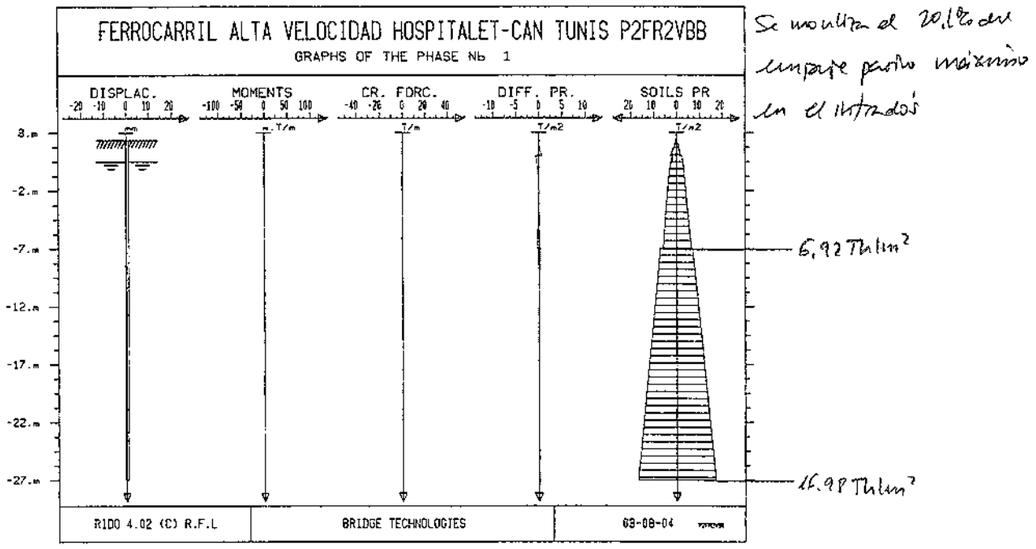
VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR2VBB *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.40 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO CON VOLADIZO INICIAL
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -9.50 0.0
WAT(2) -27.0 19.5
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION INICIAL EN VOLADIZO
EXC(2) -1.65
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.50
STR 1.85 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -3.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.40 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.50
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.70 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.70 0.0 9.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 1.85 1 0 0 0.66*454400
STR -6.70 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

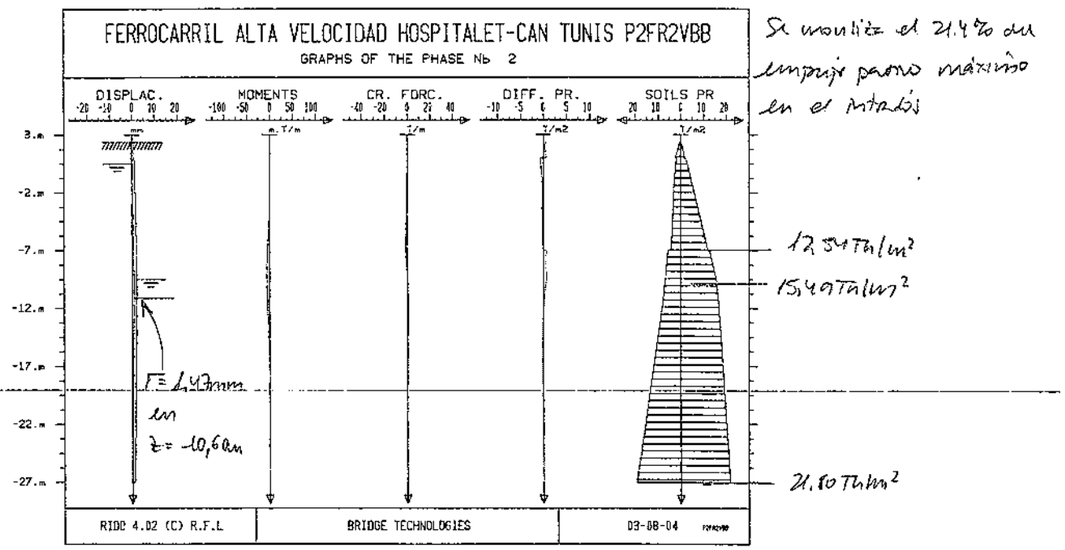
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO EN LA ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE

SECCIÓN INTERMEDIA CON VOLADIZO:

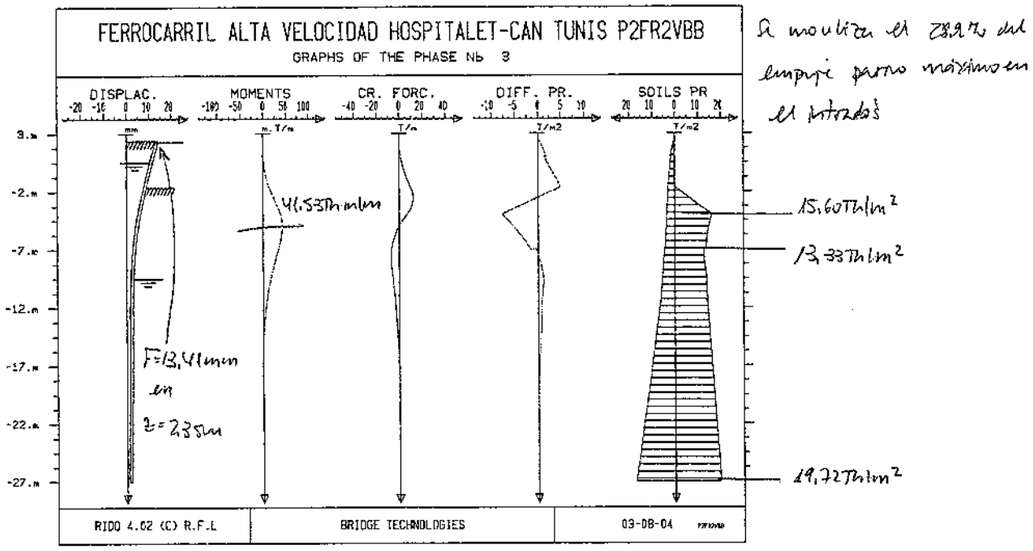
FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO:



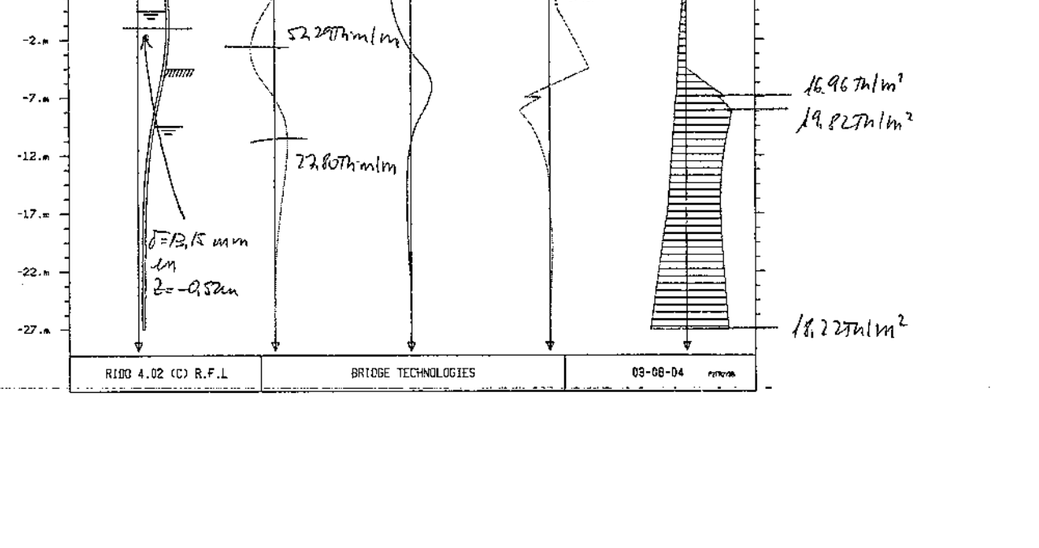
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



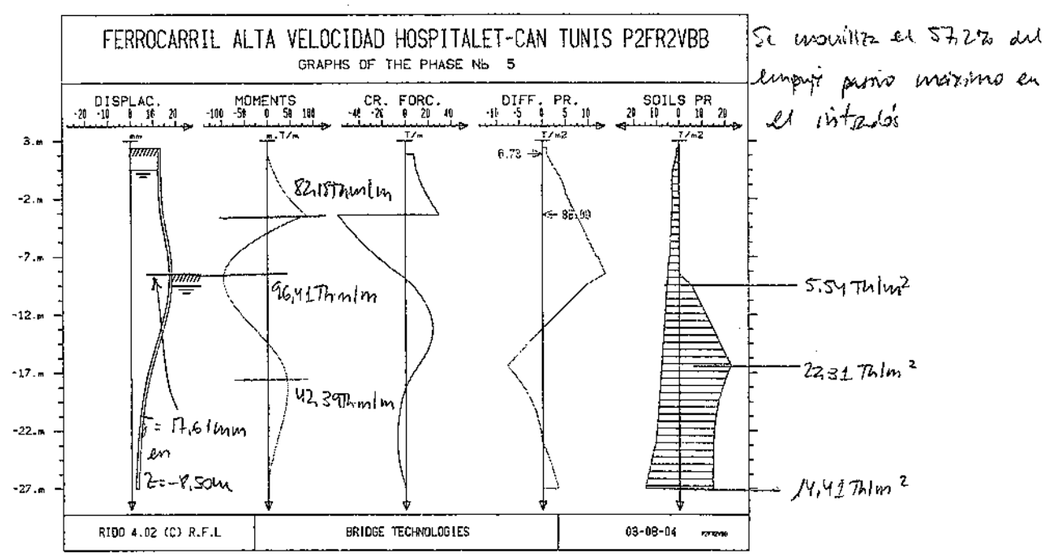
FASE 2: EXCAVACIÓN EN VOLADIZO HASTA Z=-1.65m



FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m:

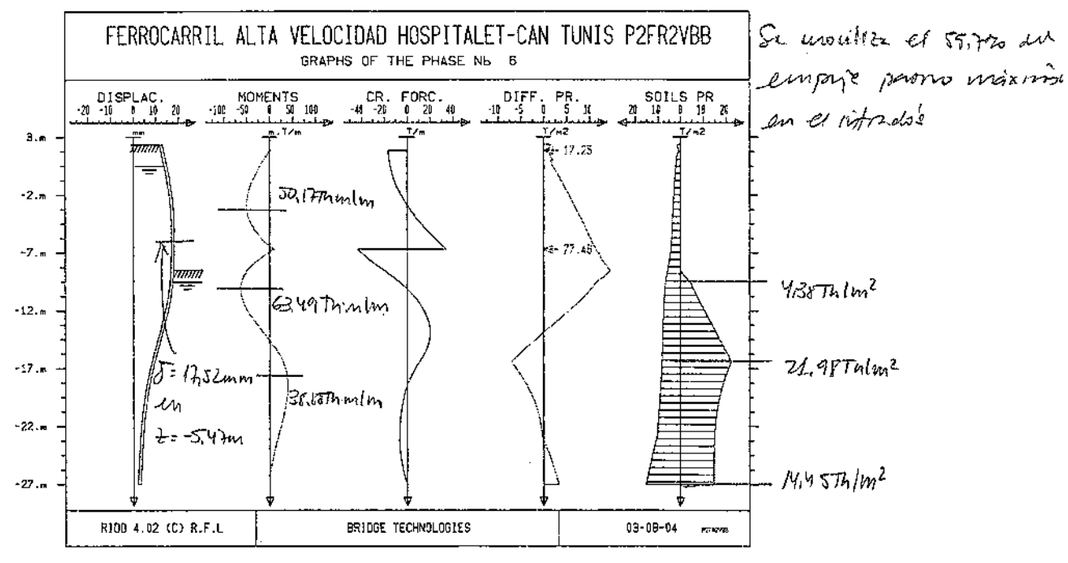


FASE 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.40m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



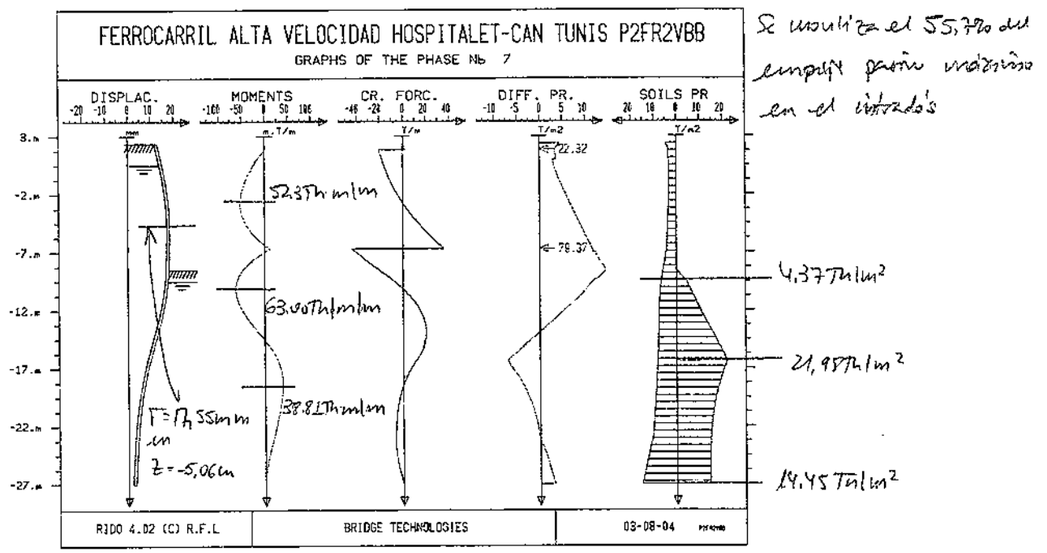
Se moviliza el 57,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



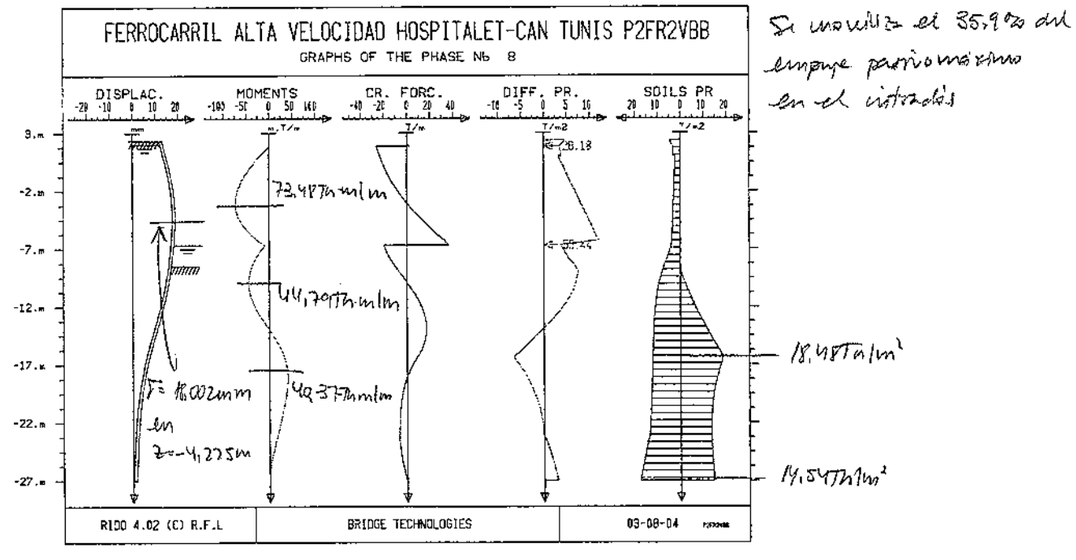
Se moviliza el 55,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 6: RELLENO TRASDÓS HASTA COTA DEFINITIVA:



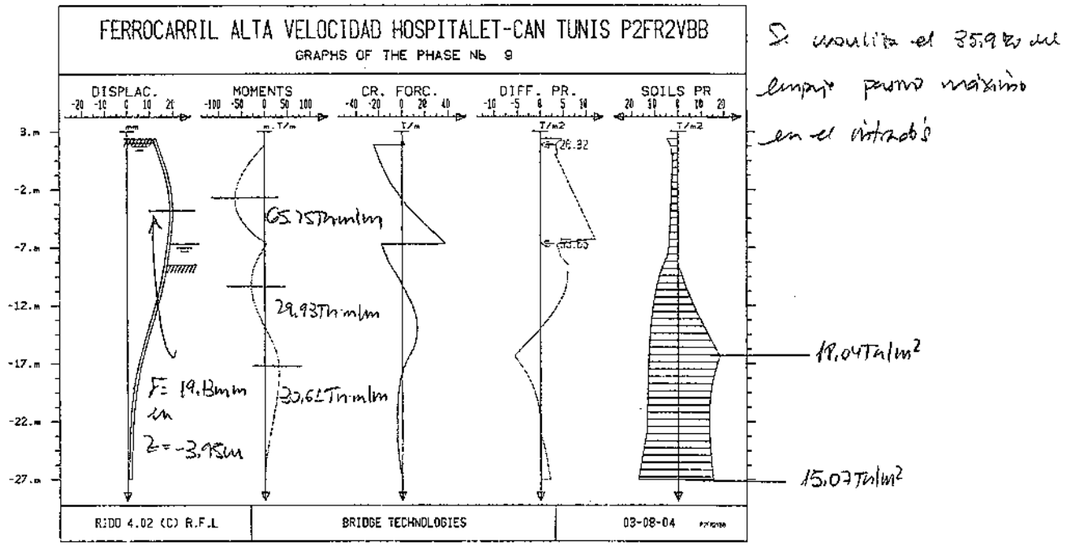
Se moviliza el 55,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: SUBIDA DEL NF HASTA COTA MÁXIMA POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



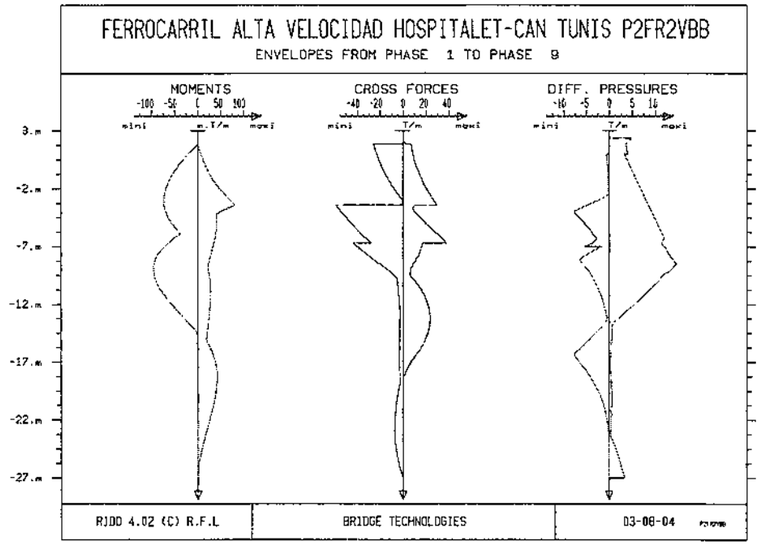
Se moviliza el 35,9% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 8: FLUENCIA:

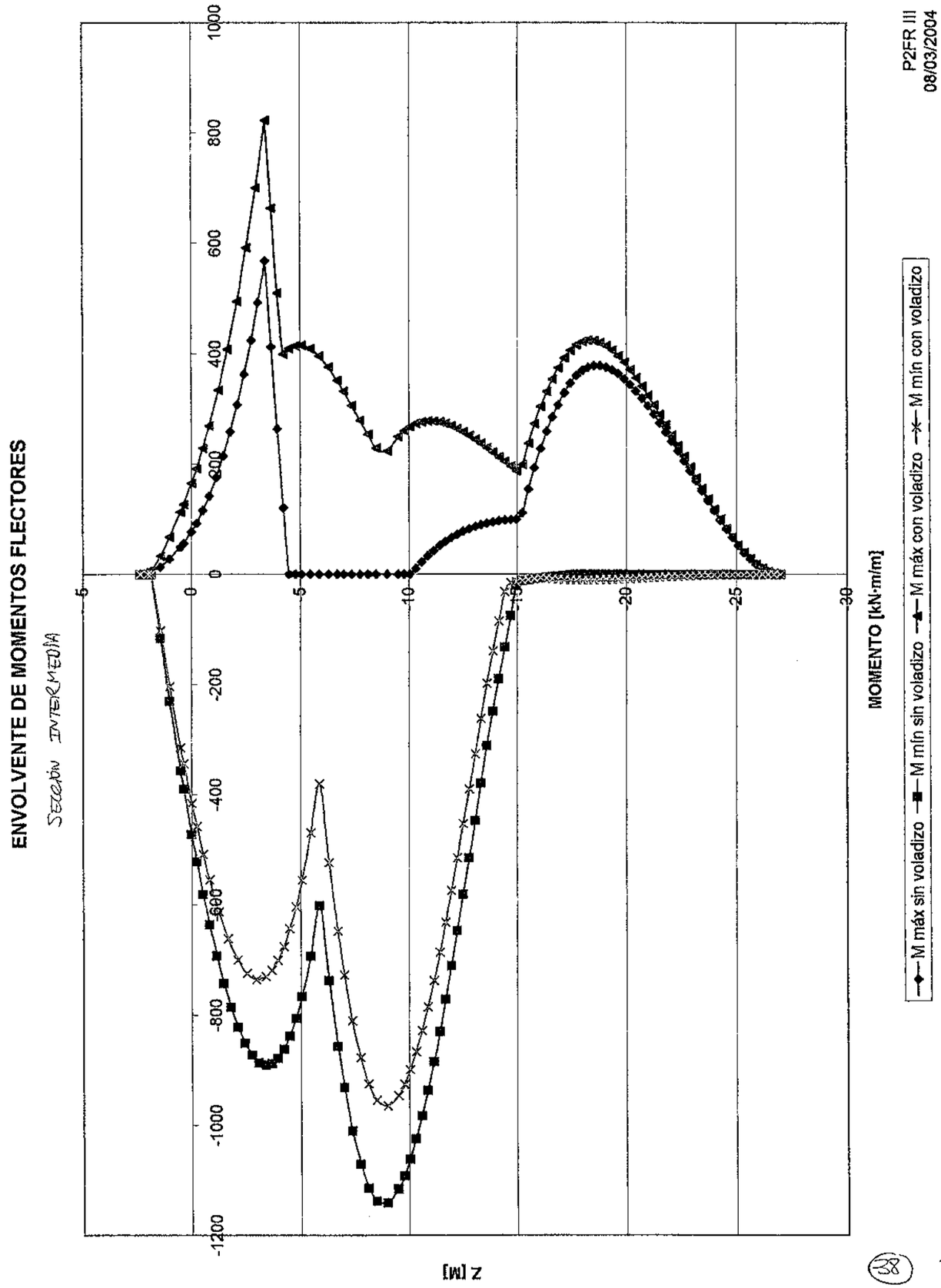


Σ resulta el 35.9% del empuje pasivo máximo en el intrados

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

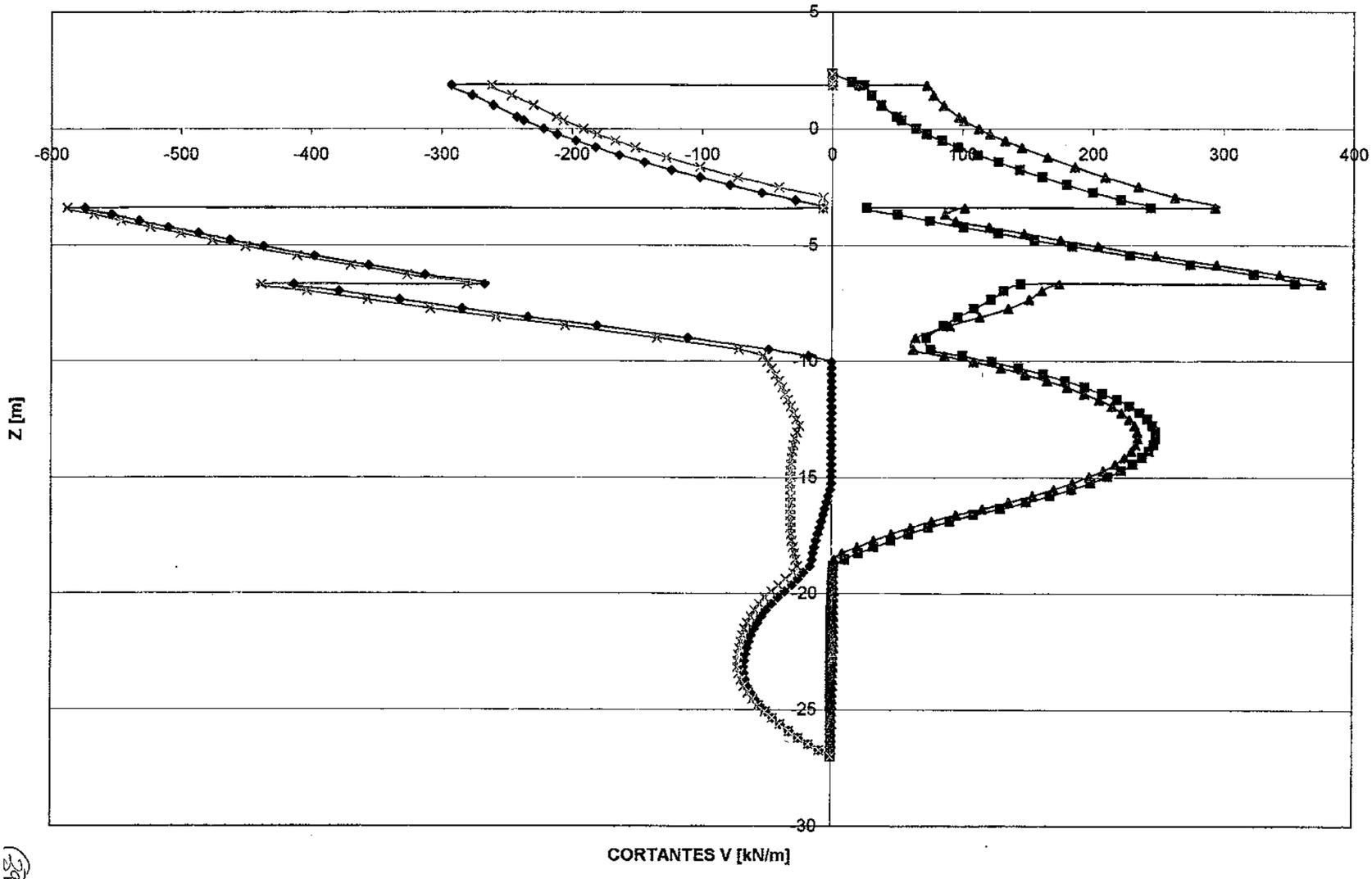


VER HOJA EXCEL ADJUNTA.



EJ LVENTE DE CORTANTES

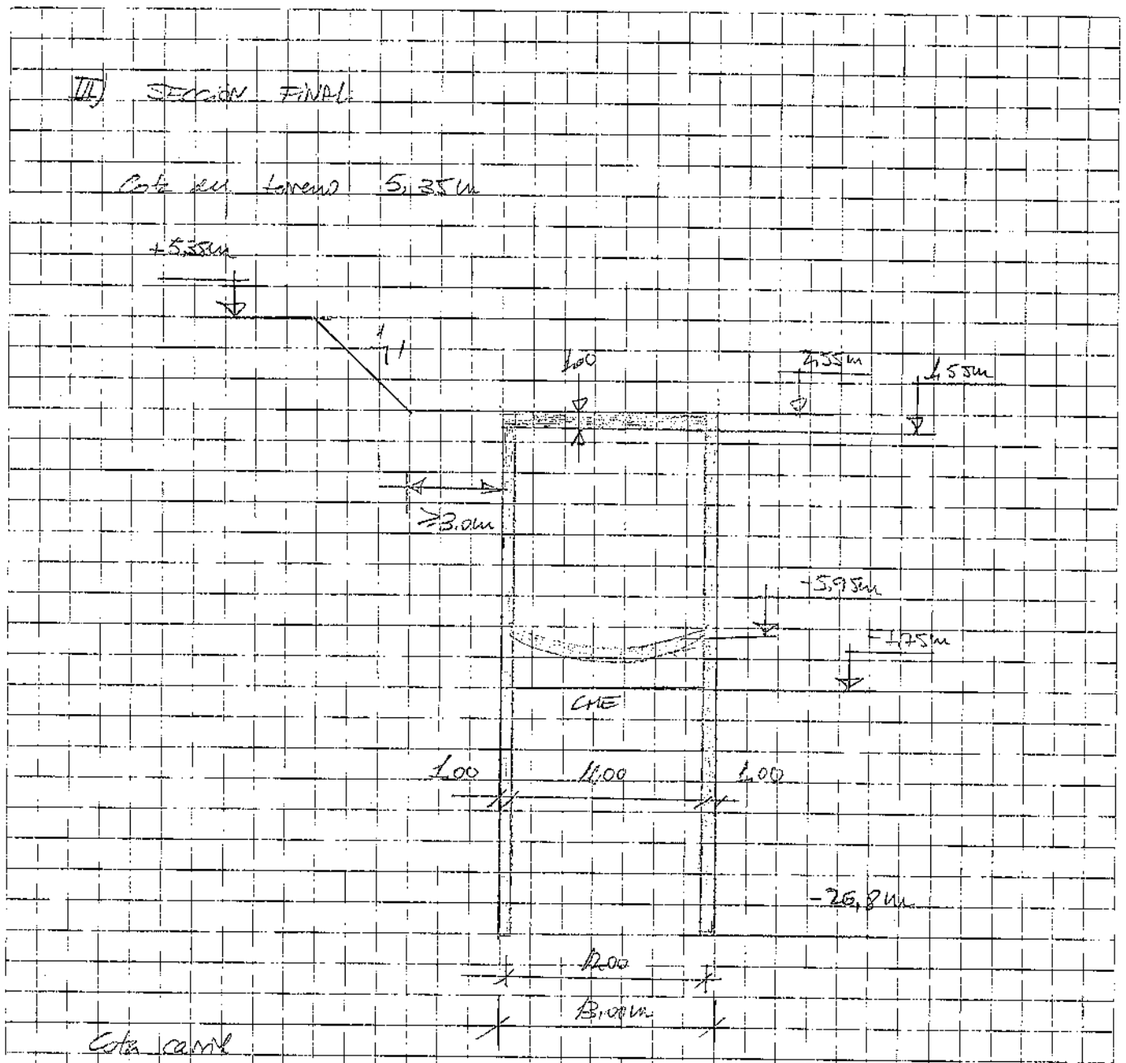
SECCIÓN INTERMEDIA



P2FR III
08/03/2004

III) SECCIÓN FINAL

Cota en terreno 5,35m



Cota cent

$\Delta P2 = 707\,460,95 - 707\,040,006 = 420,944m$

$\Delta Z = 420,94 \times \frac{0,455}{100} = 1,915m$

$Z = -6,359 + 1,915 = -4,444m$

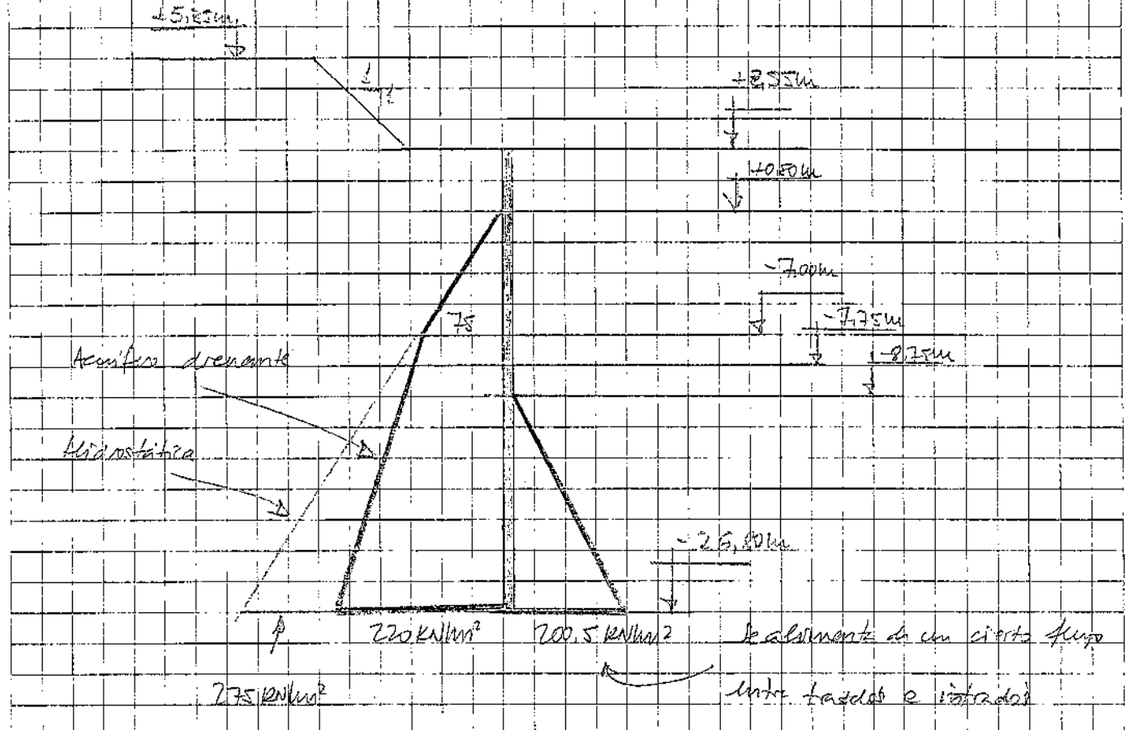
$CHE = -4,444 - 3,301 = -7,75m$

Cota eje contrabóveda: $Z = -7,75 + 1,80 = -5,95m$

$CCIC = -4,444 + 6,00 = 1,556m \approx 1,55m$

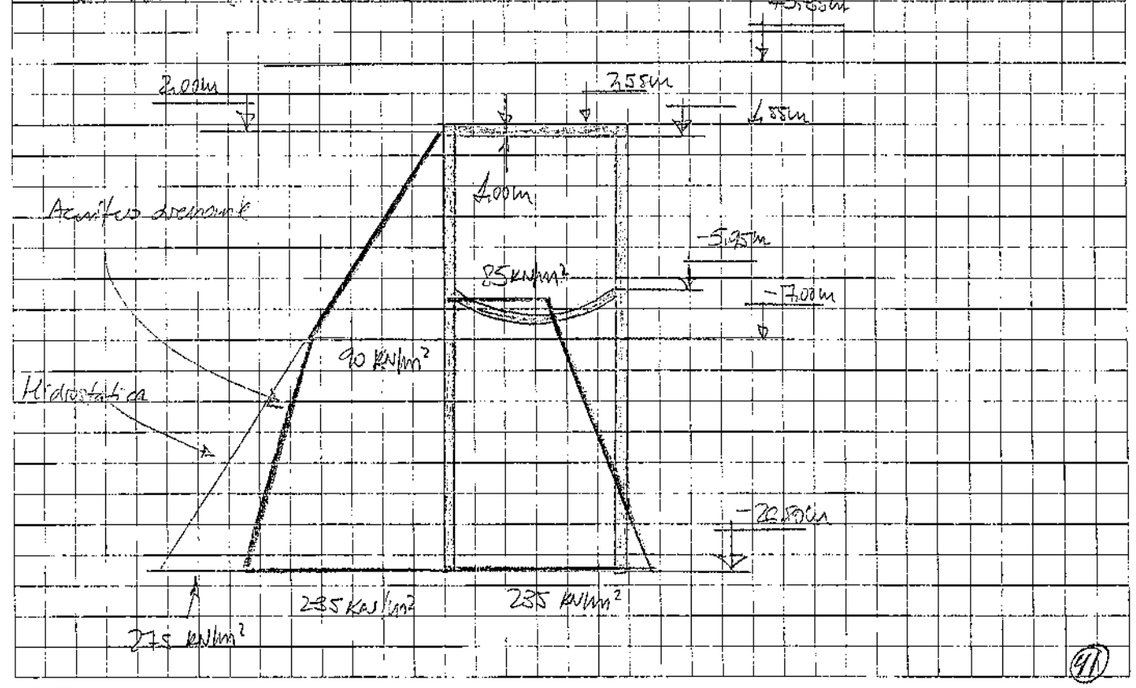
$CCSC = 2,55m \approx 2,55m$

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS



PRESIONES DE AGUA EN CASO DE ENSIDA DEL NE DE LAS CAPAS DE VIAS

EXTRADOS (TÚNEL EN SECCIÓN)



Can Tunis 8-Mar-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Igual que en la fase anterior, con excavación intermedia hasta -4,30m y puntal provisional a la cota Z = -2,75m

Archivos R00

Sin voladizo inicial P2FR3BB.R0

Con voladizo inicial P2FR3VBB.R0

42

NOTE BOOK

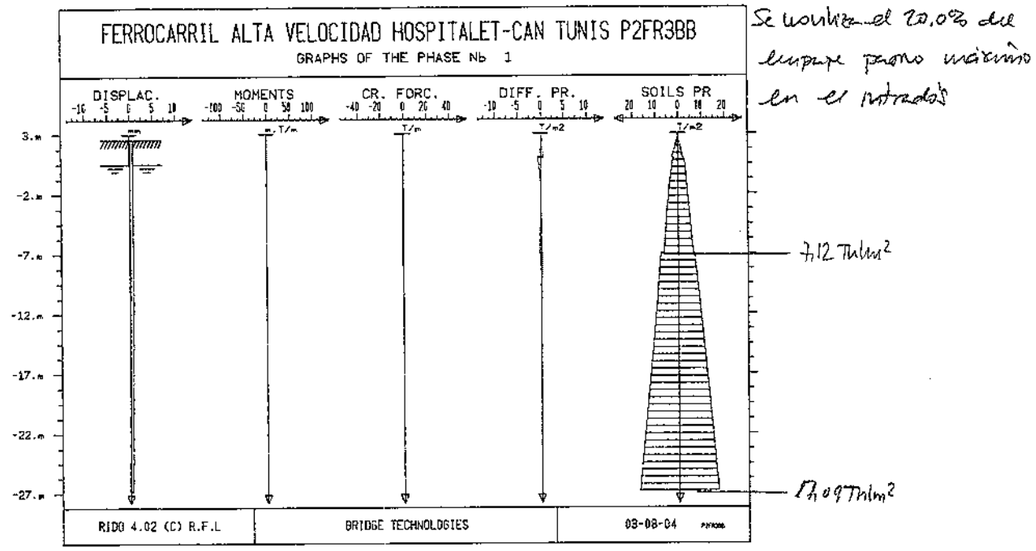
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR3BB    *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.75 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
2.55
-26.8 1.0^3*2.726E6/12
5.20
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.55
EXC(2) 2.55
SUB(1,1) 2.55 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.55 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.55 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.55 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.55 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -26.8 22.0
WAT(2) -8.75 0.0
WAT(2) -26.8 20.05
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.30
STR 2.05 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -4.30
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -2.75 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -2.75 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -7.75
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.95 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.55 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.8 23.5
WAT(2,1) -5.95 0.0 8.5
WAT(2) -26.8 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 2.05 1 0 0 0.66*454400
```

```
STR -5.95 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

SECCIÓN FINAL SIN VOLADIZO:

FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO

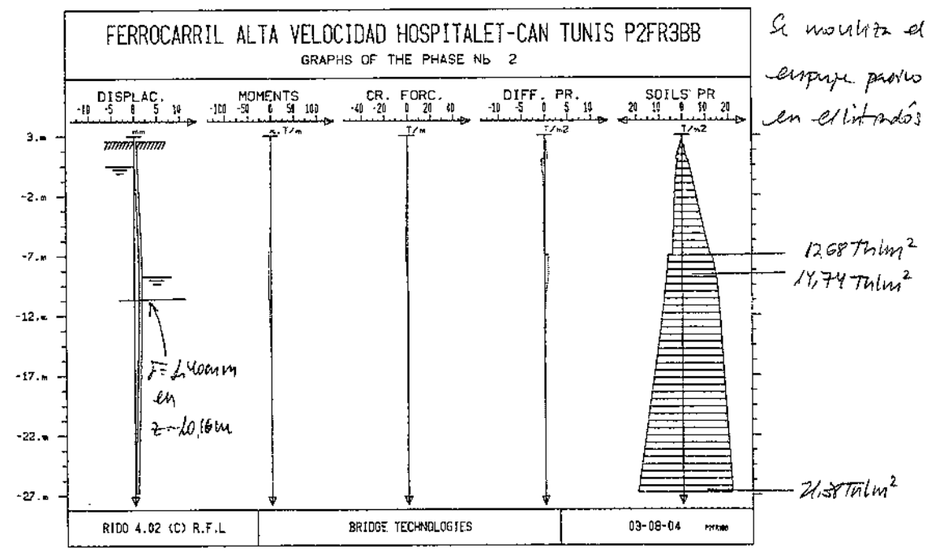


Se moviliza el 20,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

7,12 Tn/m²

11,09 Tn/m²

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



Se moviliza el 21,3% del empuje pasivo máximo en el intradós

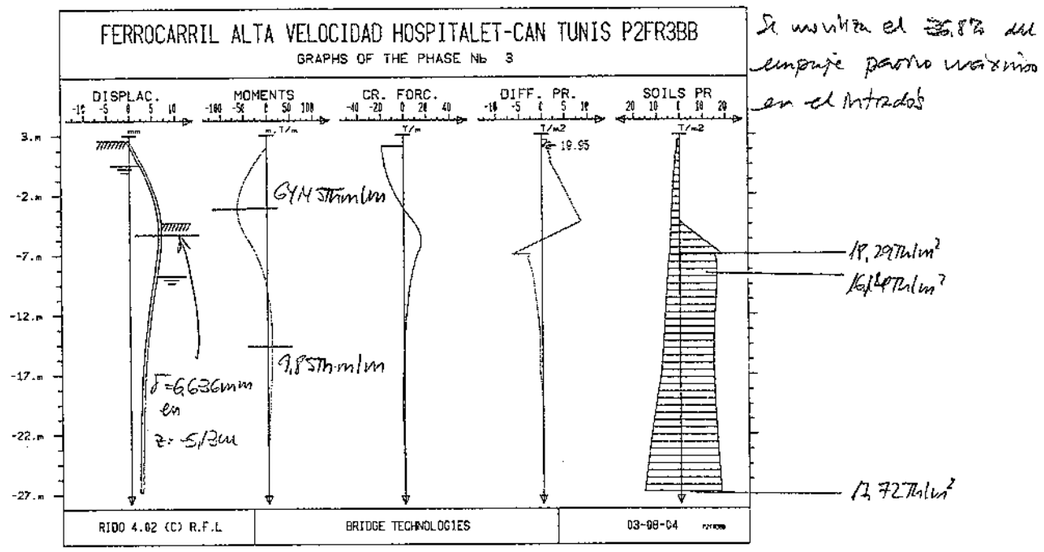
F = 1,40 cm/m en z = -10,16 m

12,68 Tn/m²

14,74 Tn/m²

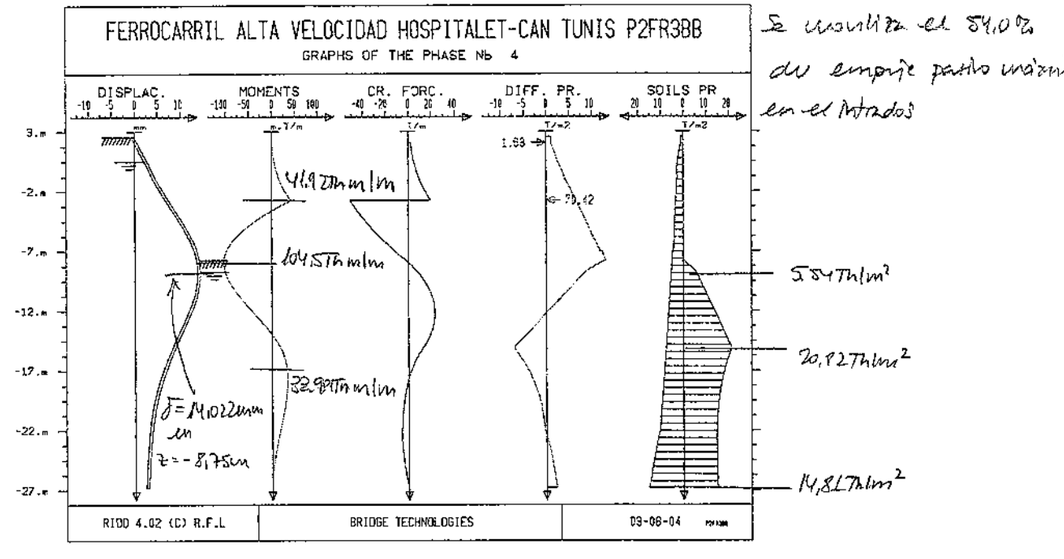
21,38 Tn/m²

FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4,30m



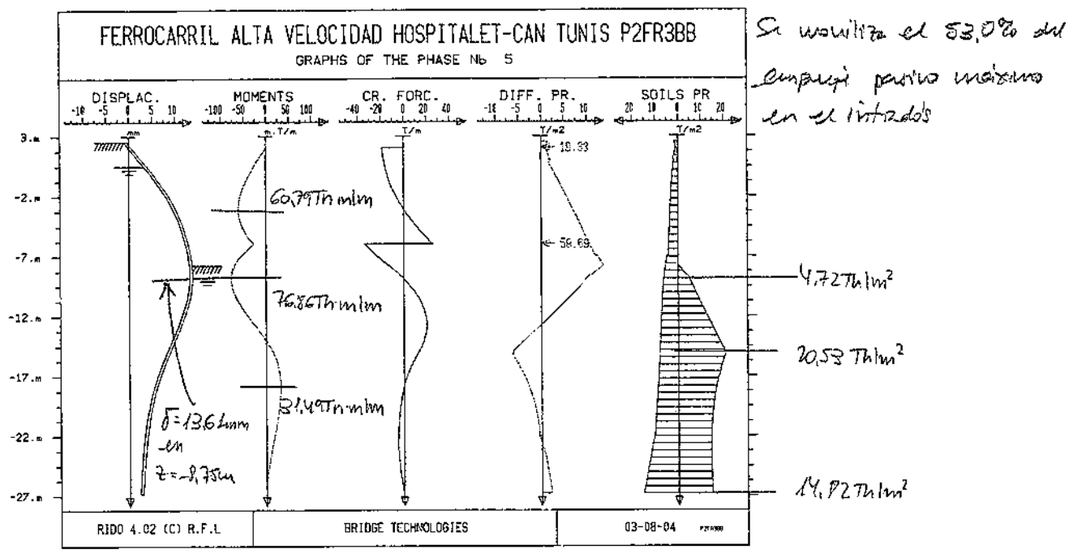
Se moviliza el 36,8% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.75m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



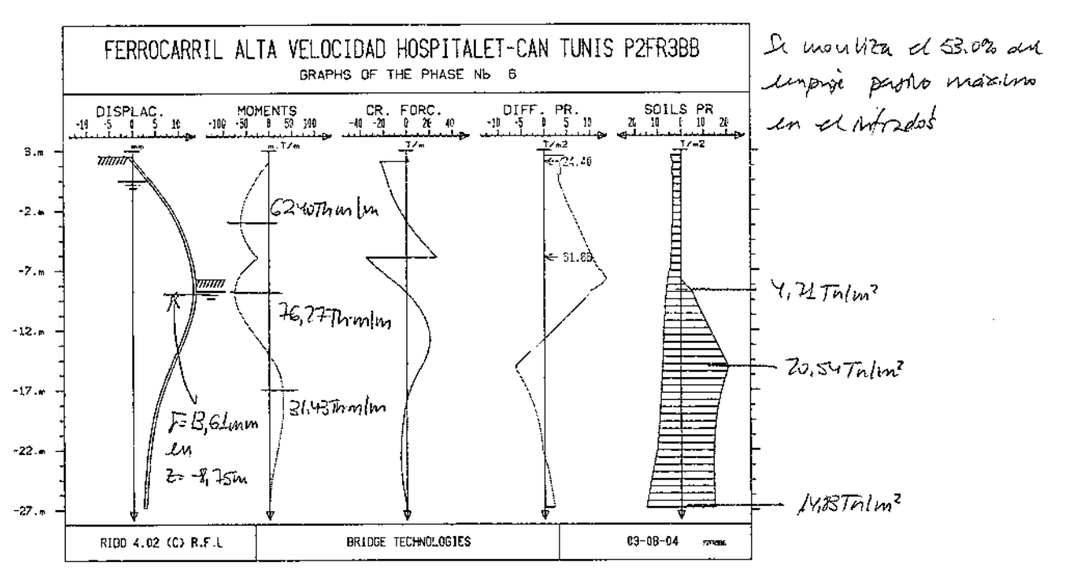
Se moviliza el 54,0% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 4: EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.

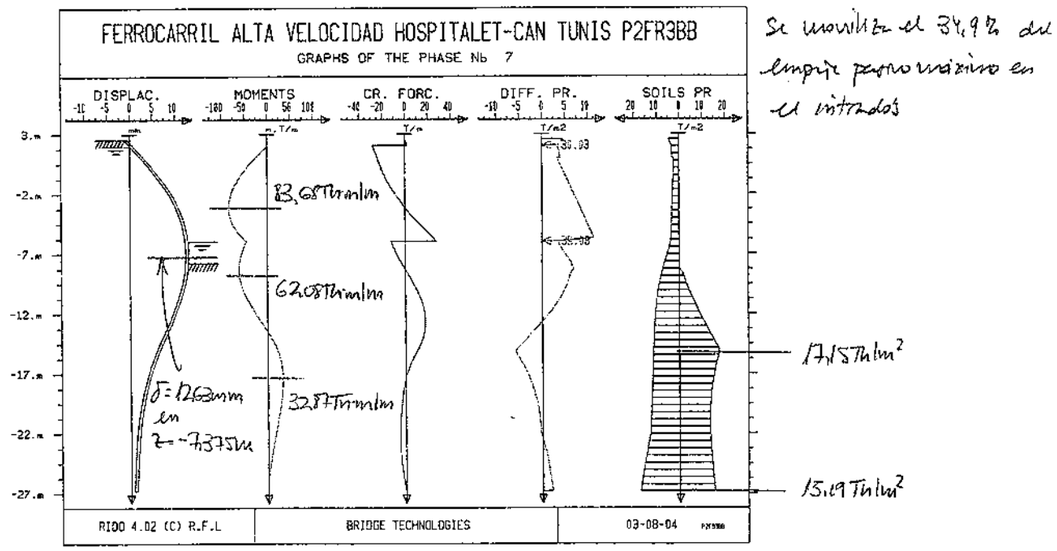


Se moviliza el 53,0% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 5: RELLENO HASTA COTA DEFINITIVA.

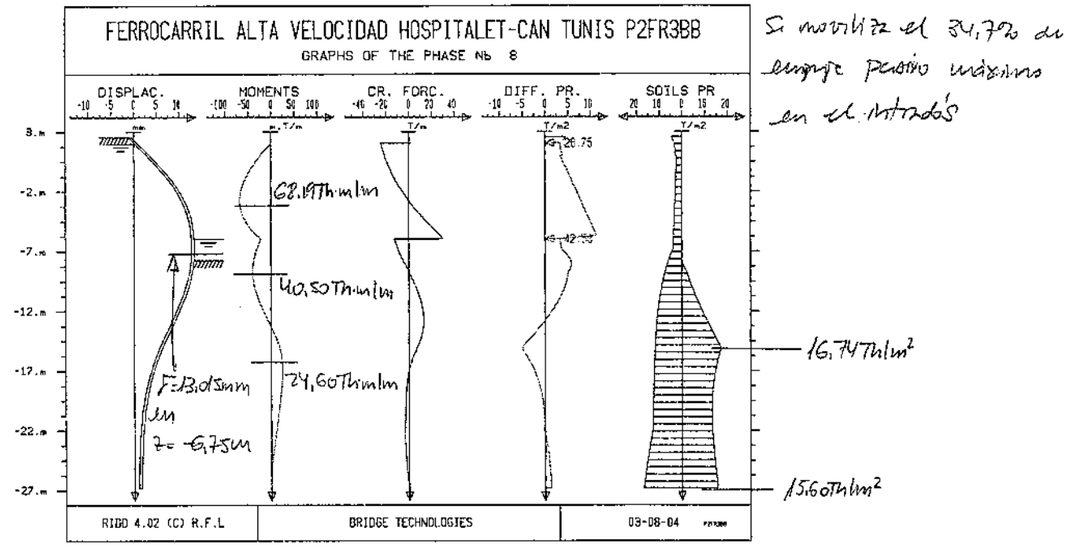


FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA DE MAREA EXTREMA:



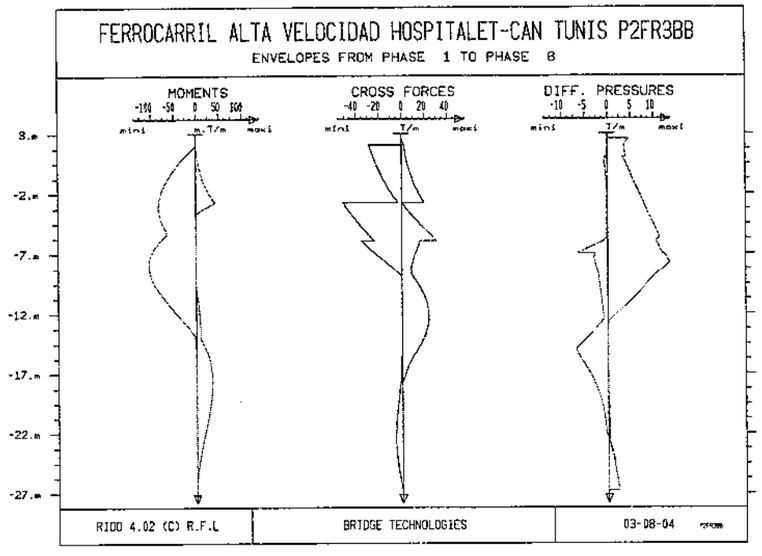
Se moviliza el 34,9% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: FLUENCIA:



Se moviliza el 34,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



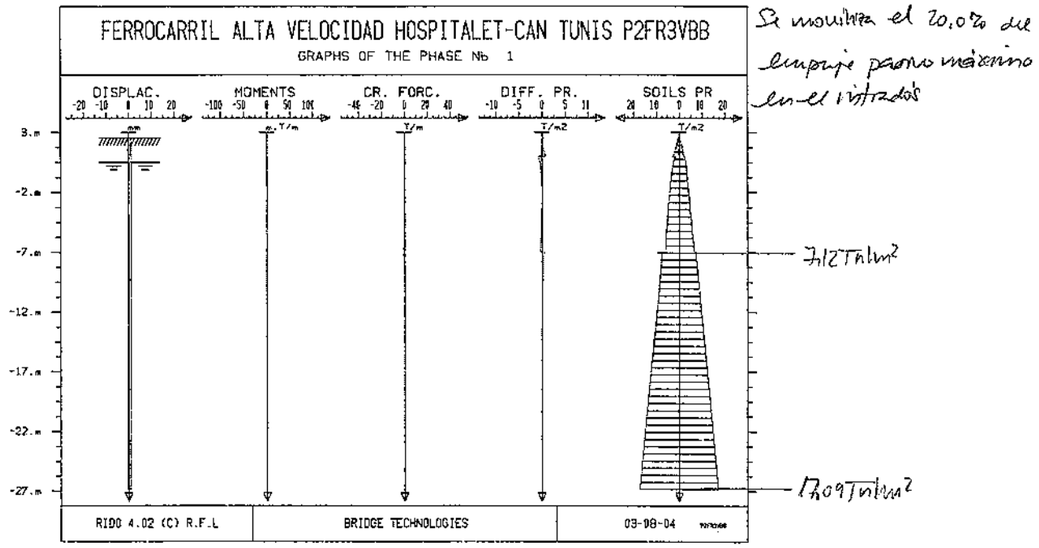
VER HOJA EXCEL ADJUNTA

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR3VB *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.75 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO DE RASANTE
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO CON VOLADIZO INICIAL
2.55
-26.8 1.0^3*2.726E6/12
5.20
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.55
EXC(2) 2.55
SUB(1,1) 2.55 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.55 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.55 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.55 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.55 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -26.8 22.0
WAT(2) -8.75 0.0
WAT(2) -26.8 20.05
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION INICIAL EN VOLADIZO
EXC(2) -1.45
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.30
STR 2.05 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -4.30
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -2.75 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -2.75 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -7.75
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.95 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.55 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.8 23.5
WAT(2,1) -5.95 0.0 8.5
WAT(2) -26.8 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 2.05 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.95 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

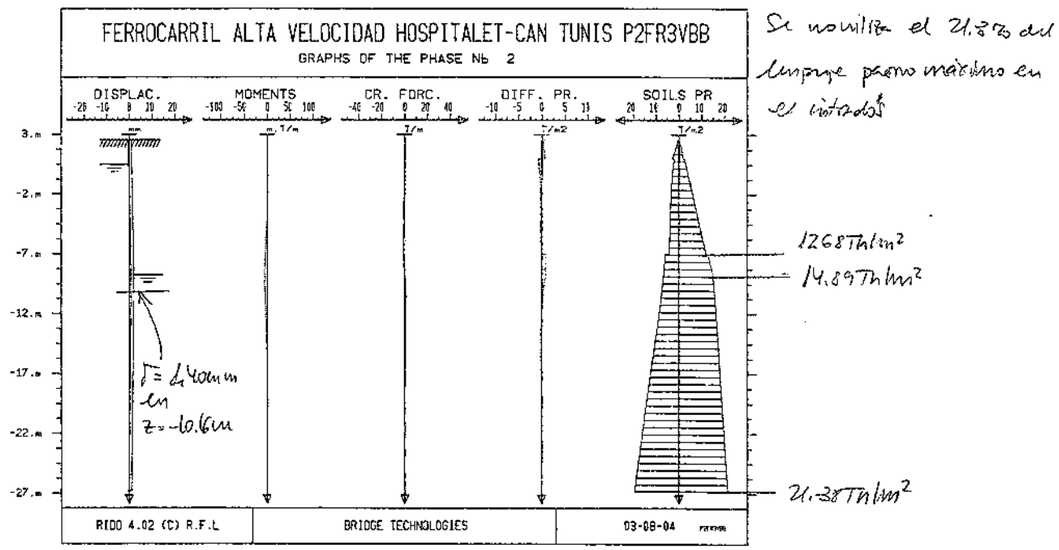
SECCIÓN FINAL CON VOLADIZO:

FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO:



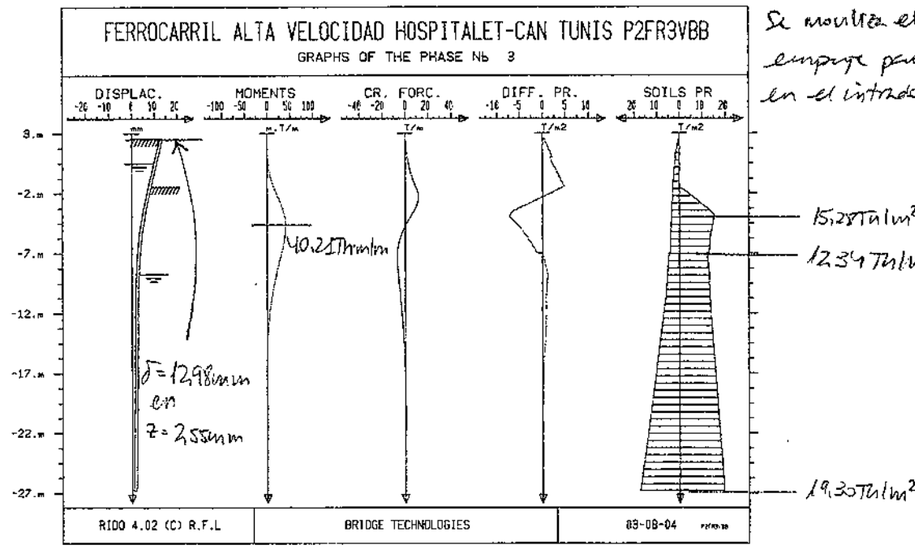
Se moviliza el 20,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



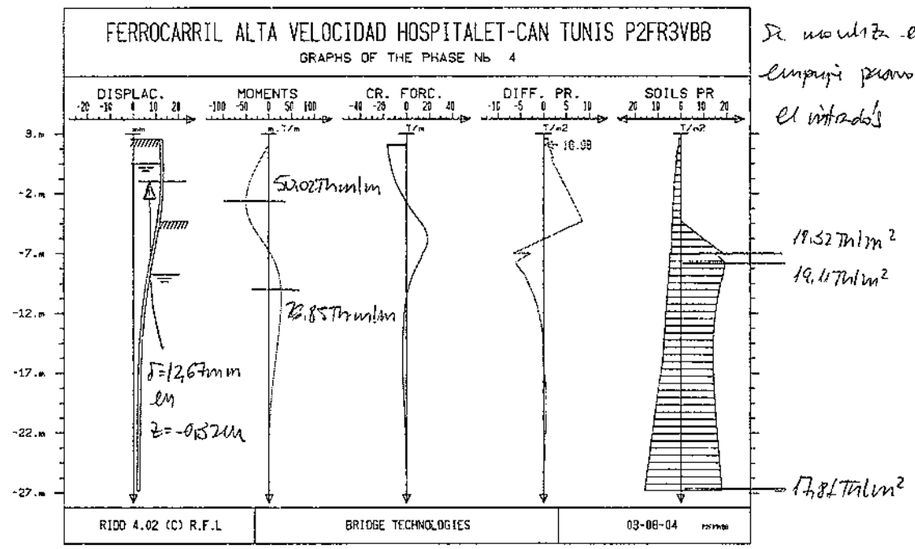
Se moviliza el 21,3% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 2: EXCAVACIÓN EN VOLADIZO HASTA Z=-1.45m



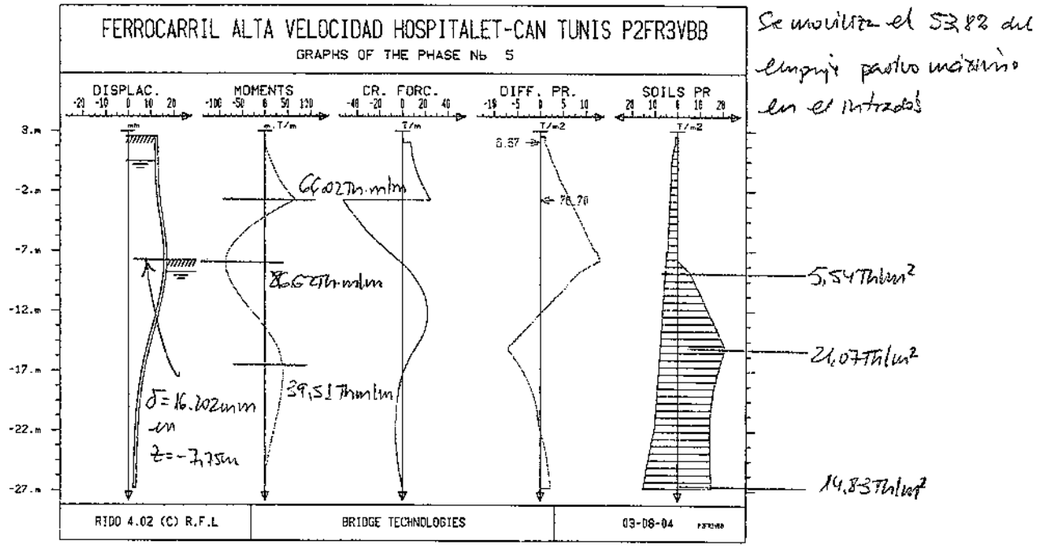
Se moviliza el 29,8% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.30m:



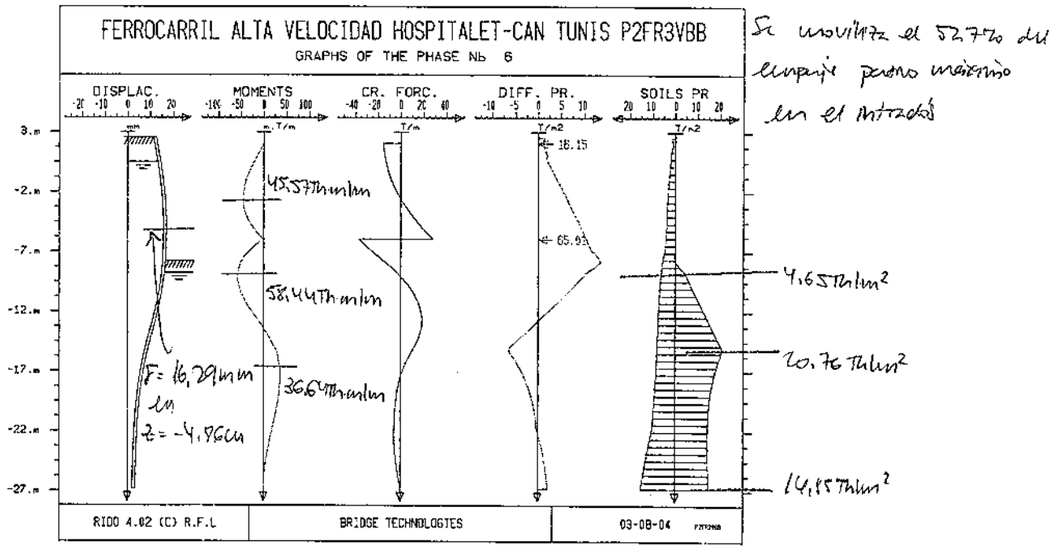
Se moviliza el 37,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.75m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



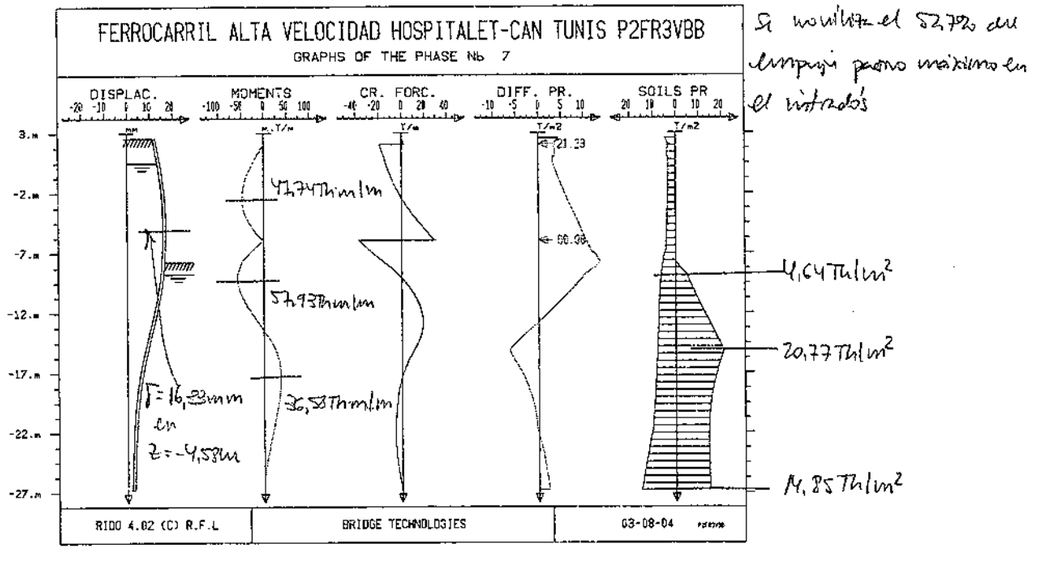
Se moviliza el 53,8% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: EJECUCIÓN DE LA SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



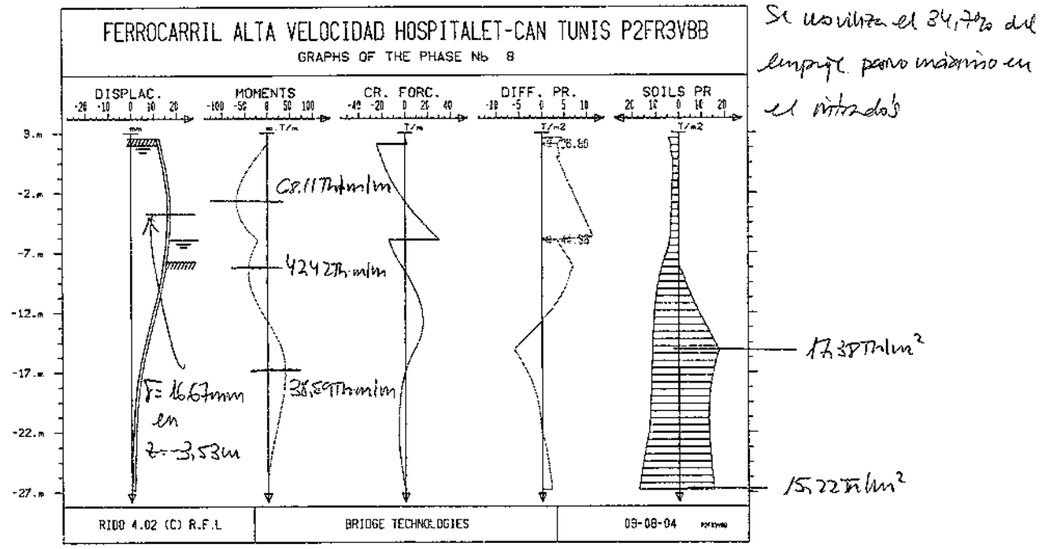
Se moviliza el 52,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 6: RELLENO TRASDÓS HASTA COTA DEFINITIVA:



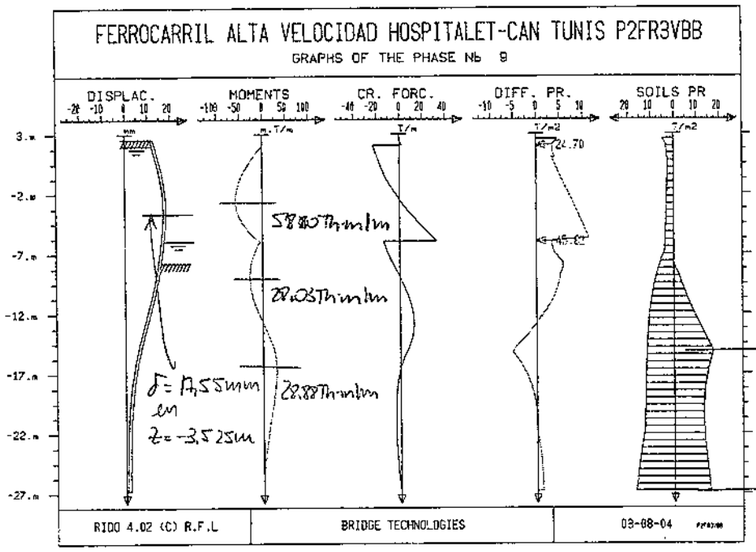
Se moviliza el 52,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: SUBIDA DEL NF HASTA COTA MÁXIMA POR CARRERA DE MAREA EXTREMA:



Se moviliza el 34,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 8: FLUENCIA:

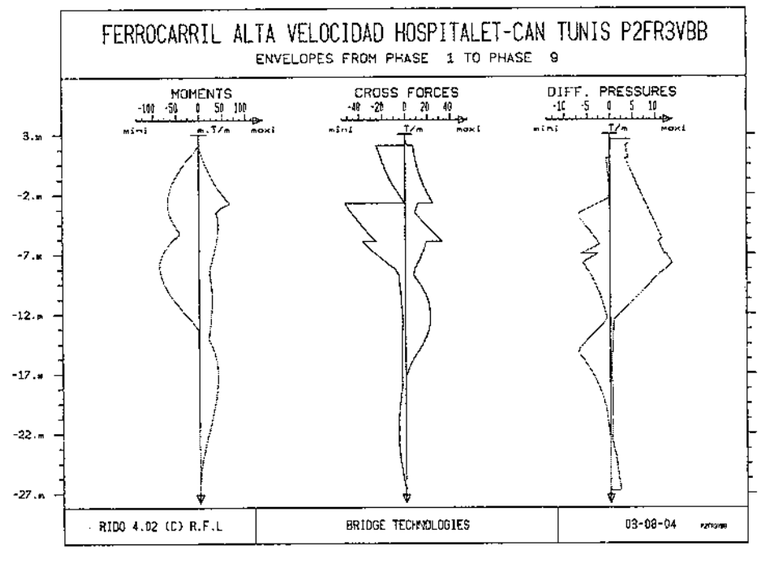


Se moviliza el 34,6% del empuje pasivo máximo en el intradós

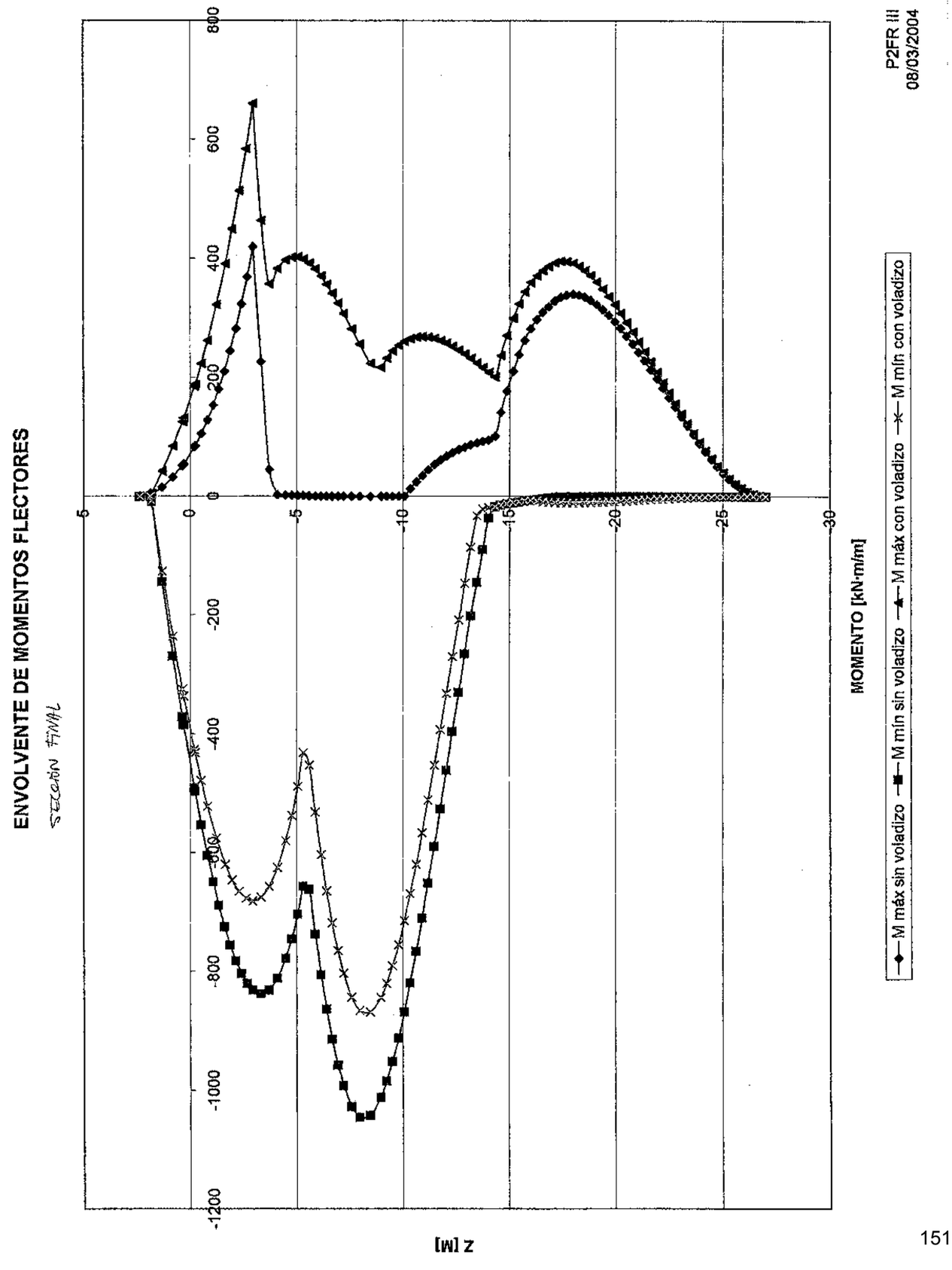
16.98 Th/m²

15.63 Th/m²

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

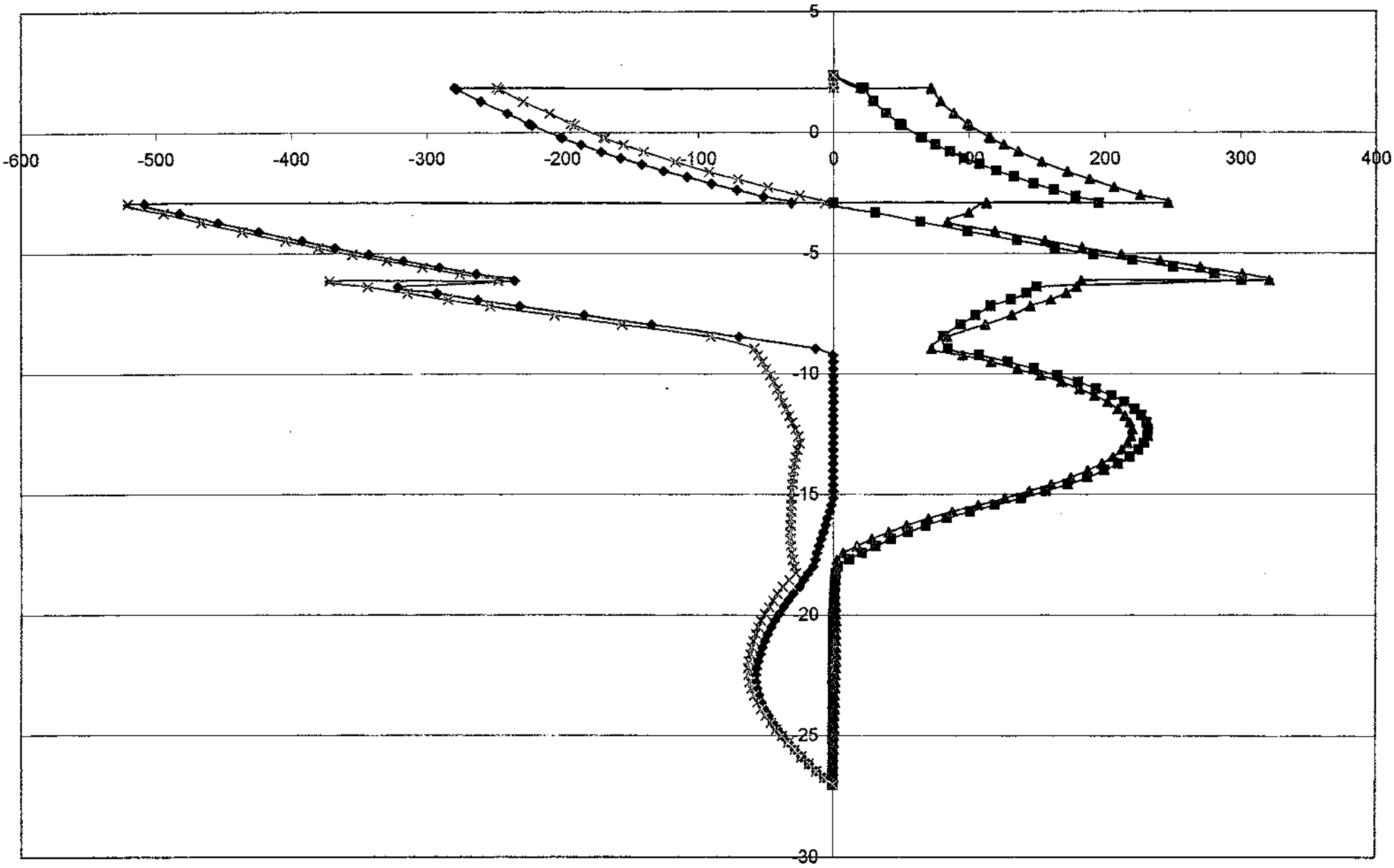


VER HOJA EXCEL ADJUNTA



E..VENTE DE CORTANTES

SECCIÓN FINAL



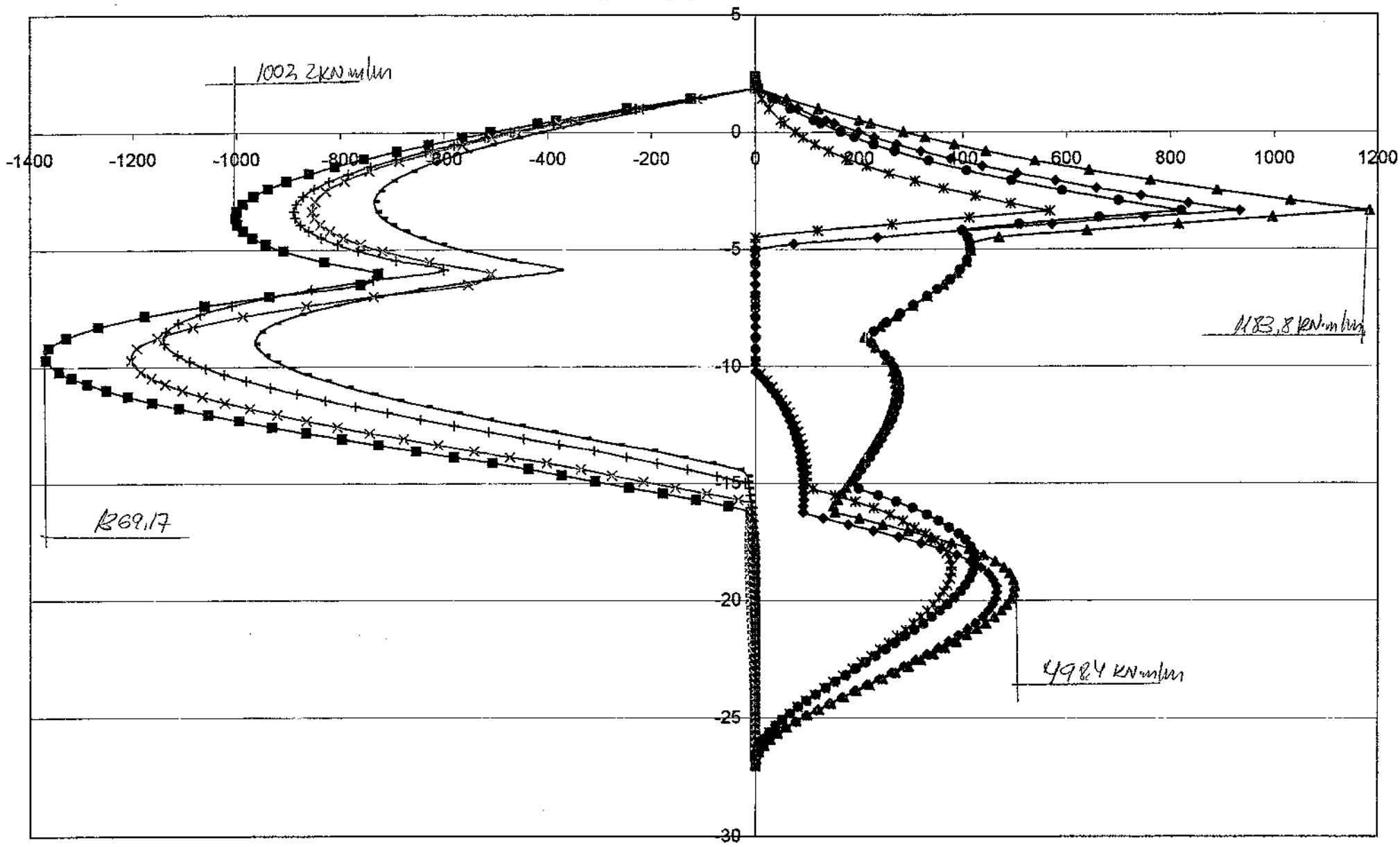
CORTANTES V [kN/m]

V mín sin voladizo — V máx sin voladizo — V máx con voladizo — V mín con voladizo

P2FR III
08/03/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

ENVOLVENTE TRAMO 1-2



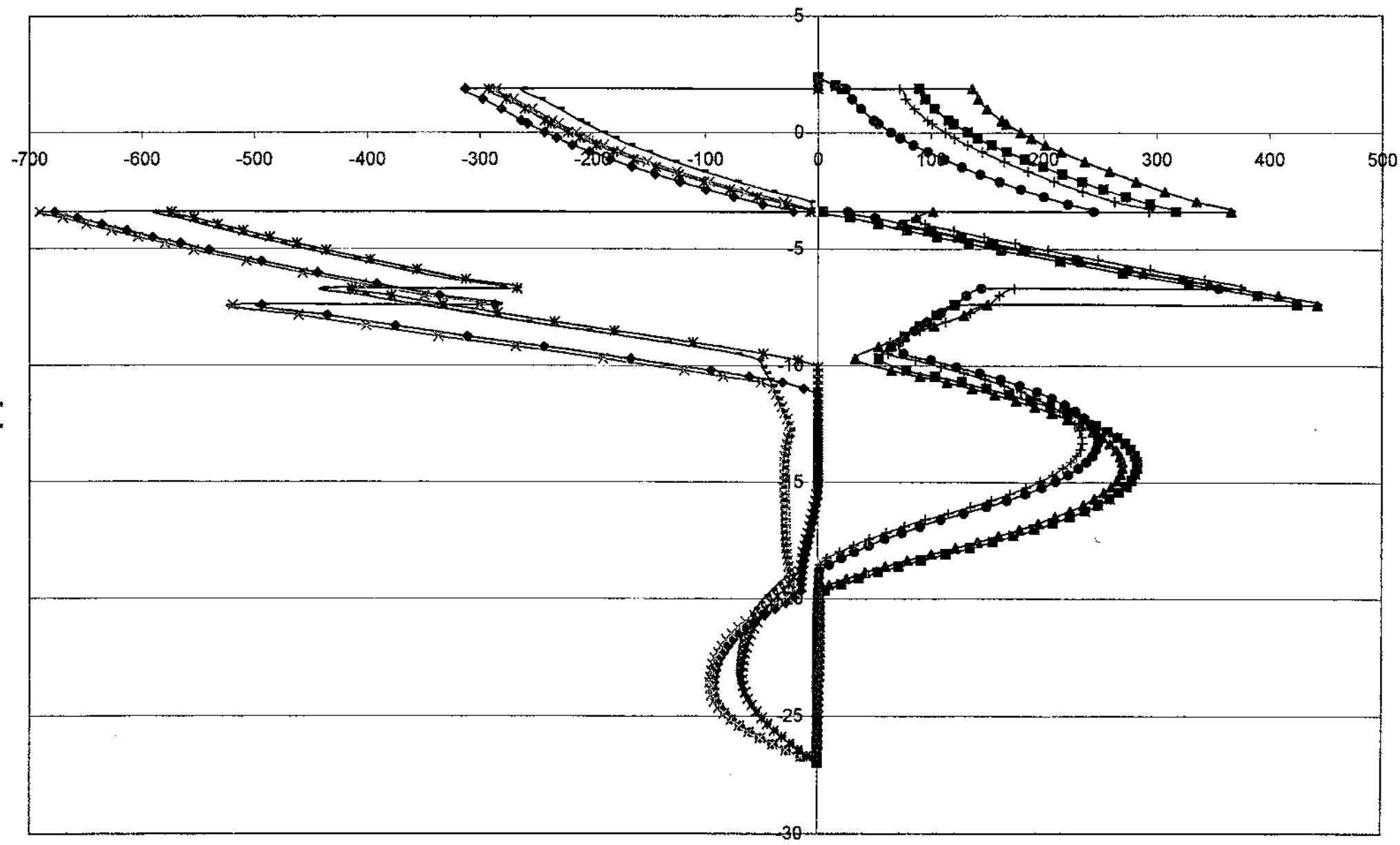
MOMENTO [kN·m/m]

M máx sin voladizo INICIAL — M mín sin voladizo INICIAL — M máx con voladizo INICIAL — M mín con voladizo INICIAL
M máx sin voladizo INT — M máx con voladizo INT — M mín sin voladizo INT — M mín con voladizo INT

P2FR III
08/03/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

ENVOLVENTE TRAMO 1-2



CORTANTES V [kN/m]

V mín sin voladizo INICIAL — V máx sin voladizo INICIAL — V máx con voladizo INICIAL — V mín con voladizo INICIAL
V mín sin voladizo INT — V máx sin voladizo INT — V máx con voladizo INT — V mín con voladizo INT

P2FR III
08/03/2004

NOTA DE CÁLCULO: Tramo 1-2 (PK = 707+141,44 a 707+301,2)

1) FLEXIÓN NEGATIVOS

· Pico de momento m_x = 869,2 KN·m/m

m_d = 705,8 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BA02

(Recubrimiento mecánico r=0,15m)

$A_s \geq$ 65,09 cm²/m

En todo el batache $A_s \geq$ 325,45 cm² → 30 φ25 + 25 φ32

· Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración:

$A_s \geq 0,04 \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ = 15,33 cm²/m

En todo el batache 76,67 cm² → Se disponen 30 φ25

(barras φ25 cm aprox)

· Momento último con 30 φ25

A_s = 981,7 cm²/batache → $A_s \geq$ 196,36 cm²/m (e = 0,15m (mecánico))

m_u = 734,8 KN·m/m

En valor característico $m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m

Se tiene $m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m para z = -14,50m a partir de este pto.

pto anclaje + decalaje de los φ32 de refuerzo

$\underbrace{10\phi_{32}}_{\text{anclaje}} + \underbrace{d}_{\text{decalaje}} + \underbrace{\epsilon}_{\text{por prog.}}$ = 1,0 + 1,0 + 0,5 = 2,50m

Las barras deben llegar hasta -14,50 - 2,50 = -17,00m

· Momento último con 30 φ25

A_s = 1177 cm²/batache → A_s = 294,4 cm²/m

m_u = 1058,9 KN·m/m

En valor característico $m_{u,k}$ = 764,3 KN·m/m

Se tiene $m_{u,k}$ < 720 KN·m/m para z = -13,50m a partir de este pto.

anclaje + decalaje de los φ32 de refuerzo

$\underbrace{10\phi_{32}}_{\text{anclaje}} + \underbrace{d}_{\text{decalaje}} + \underbrace{\epsilon}_{\text{por prog.}}$ = 1,50 + 1,00 + 0,50 = 3,00m

las barras deben llegar hasta -13,50 - 3,00 = -16,50m

· Momento último con (30 + 25) φ25 = 55 φ25

A_s = 2699,95 cm²/batache

A_s = 539,99 cm²/m (recubrimiento mecánico r = 0,15m)

m_u = 1800 KN·m/m

En valor característico $m_{u,k}$ = 1200 KN·m/m

Se tiene $m_{u,k}$ 1200 KN·m/m para z = -7,75m a partir de este pto.

anclaje + decalaje de los φ32

las barras deben llegar hasta -7,75 + 3,20 = -4,75m

El corte se anota en el valor de esfuerzos flectores que tiene

el intrados — el dedo de mayor valor z = -5,00 y e = -3,00m

NOTE BOOK

III) FLEXIÓN TRANSV.

- Pico de momento $m_{sc} = 1185$ KN·m/m

$m_{sd} = 1780$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BAEZ (r = 0.15m recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 55.98$ cm²/m

En todo el tablero $A_s \geq 27.99$ cm² → 3c Φ25 + 2c Φ32

- Momento último con 25 Φ25 (r = 0.11m recubrimiento mecánico)

$A_s = 122.725$ cm²/batache

$A_s = 24.545$ cm²/m

$m_{sd} = 909.62$ KN·m/m

En valor característico $m_{sk} = 625$ KN·m/m

Si sobre el pico máximo de flexión $m_{sk} = 500$ KN·m/m

Si tiene $m_{sk} \leq 625$ KN·m/m para

$z \geq -4.00$m

$z \leq -4.50$m

Las barras se llevan hasta $z = -1.50 + 3.00 = +2.00$m

$z = -4.50 + 3.00 = -1.50$m

Las barras se llevan hasta $z = +2.00$ hasta $z = -9.00$m

III) ESF. CORTANTE

- Pico de cortante $V_{sk} = 691.70$ KN/m

$V_{sd} = 1040$ KN/m

Armadura de tracción (como mínimo 3c Φ25) $A_s = 29.454$ cm²/m

Dimensionamiento con programa BAEZ

$A_{sl} \geq 26.29$ cm²/m/m

En 5.0m → $A_{sl} = 131.45$ cm²/m

Tomando planos a 0.15 → $A_s = 19.72$ cm²/plano

2c cortes con 8 ramas Φ20 (25.136 cm²/plano)

→ Planos a 0.15 de 4 ramas Φ20

- Cortante último con 4c Φ16 $A_{sl} = 21.45$ cm²/m/m

Armadura en tracción (como mínimo 25Φ25) $A_s \geq 24.545$ cm²/m

$V_{sd} = 936.95$ KN/m → (Recubrimiento mecánico r = 0.11m)

En valor característico $V_{sk} = 625$ KN/m

Si tiene $V_{sk} \leq 625$ KN/m para $z \leq -4.50$m

$z \geq -3.00$m

- Cortante último con 4c Φ12 a 0.15 $A_{sl} = 12.054$ cm²/m/m

Armadura en tracción como mínimo 25Φ25 → $A_s \geq 24.545$ cm²/m

$V_{sd} = 636.2$ KN/m

En valor característico $V_{sk} = 424$ KN/m

Si tiene $V_{sk} \leq 420$ KN/m para $z \geq -3.00$m

$z \leq -9.50$m

II) ESV | PUNZONAMIENTO (ELU)

Máximo valor axial pantalla: $N_{ak} = 1050\ kN/m$

$N_d = 3.50\ m \cdot 1050\ kN/m \cdot 1.50 = 3937.5\ kN$/pantalla

$N_d = 3950\ kN$/pantalla

Esfuerzo máximo de punzonamiento:

$\frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d} \leq f_{1,cd}$ $\quad f_{1,cd} = 0.30 \cdot f_{1k} = 5.00\ MPa$

Área de apoyo del pantalla: $0.25\ m \cdot 0.25\ m = 0.0625\ m^2$

$u = 3.0\ m + \text{Redondeo} = u_1$

$d = 0.85\ m$ (en lado seguro)

Sustituyendo valores:

$\frac{3950 \cdot 10^{-3}\ MN}{3.0 * 0.85\ m^2} = 1.55\ MPa \ll f_{1,cd}$ ✓ (OK!)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $\quad A_x = \frac{A_w}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0.85\ m$ (en lado seguro)

$\tau_{rd} = 0.12\ \xi\ (100\ \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3950\ kN = 3.95\ MN$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1.485$

$A_{sx} = 2\phi 20$ a 0.15 $\quad A_{sx} = 41.89\ cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0.004189$

$A_{sy} = \underbrace{55\phi 25 + 30\phi 25 + 20\phi 32}_{\text{Como mínimo}} = 538.11\ cm^2$/batache $\rightarrow \rho_y = 0.021156$

con lo cual $\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.009960$

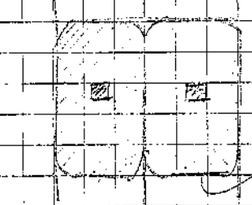
Sustituyendo valores:

$\tau_{rd} = 0.12 \cdot 1.485 \cdot (100 \cdot 0.009960 \cdot 25)^{1/3} = 0.462\ MPa$

Para una tensión cortante de punzonamiento τ_{sd} el perímetro crítico u_1 es:

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3.95\ MN}{0.462 \cdot 0.85} = 10.05\ m$ $\quad \frac{2.5}{5.0} \Big| \frac{2.5}{2.5}$

Perímetro crítico



Dos de juntas las dos superficies de pilar en una unidad, la mismo resistencia es de pantalla entonces de la pantalla. Si fuera con [illegible] hay [illegible] y ese es el dato que se [illegible] (redondeado)

Dimensionamiento tomando $u_1 = 10.00\ m = 6$

$\xi = 1.485$

$\rho_e = \sqrt{A_{sx} = \phi 20\ a\ 0.15}$ $\quad A_{sx} = 20.95\ cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0.002095$

$A_{sy} = 20\phi 25 + 20\phi 32 \Rightarrow A_{sy} = 308.11\ cm^2$/batache

$A_{sy} = 61.622\ cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0.006162$

Cam Trade 8-Mar-2004

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,002598$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,45 \cdot (100 \cdot 0,002598 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 262,4\ kN$

$\Rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 395\ kN - 262,4\ kN = 132,6\ kN$

$V_{su} = z \cdot \cancel{sen\alpha} \cdot (\cancel{cotg\alpha}^{1} + \cancel{cotg\theta}^{0}) \cdot \sin\alpha_f \cdot A_f \cdot f_{yd}$ $\quad z = 0,9 \cdot d$

$z = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765\ m$

$A_f \geq \dfrac{132,6\ kN}{0,765\ m \cdot 400\ MPa} = 43,34\ cm^2/m = \dfrac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 2,15\ cm \rightarrow A_{sw} \geq 6,5\ cm^2$ en cada plano.

Se cubrirá con el diagrama de envolvente sobre la armadura necesaria por cortante

b) Tomando $s = 0,50\ m \rightarrow$ en cada plano $26,00\ cm^2$

Tomando barras de $0,5''$ $\rightarrow$ en 50 cm entran 27 barras

a cada barra le corresponde $0,765\ cm^2$. Se cubrirá con el diagrama disponible sobre la armadura necesaria por cortante

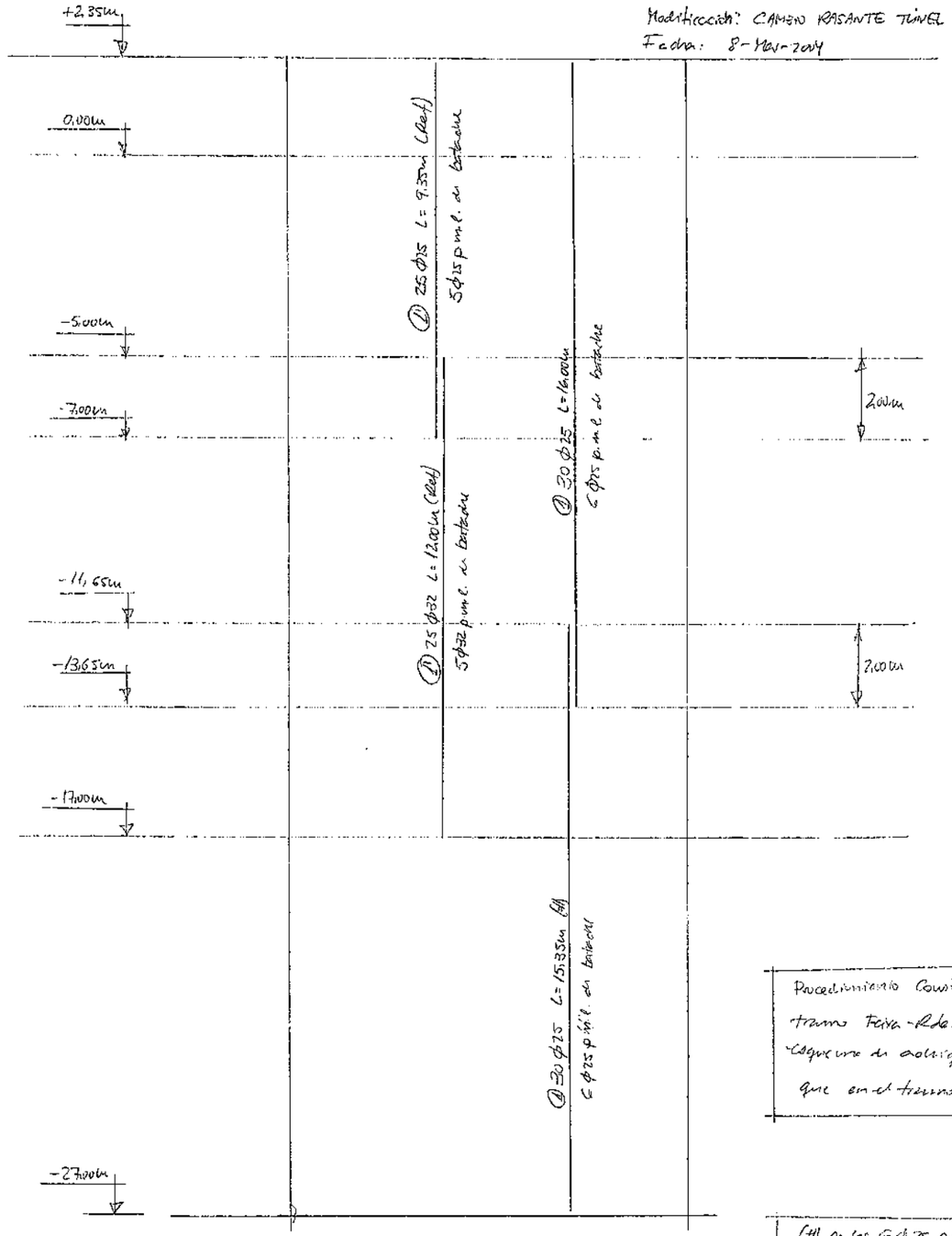
(7)

INTRADOS: TRAMO 1-2

Tramo Feria Llanga - Ronda Litoral

Modificación: CAMBIO RASANTE TÚNEL

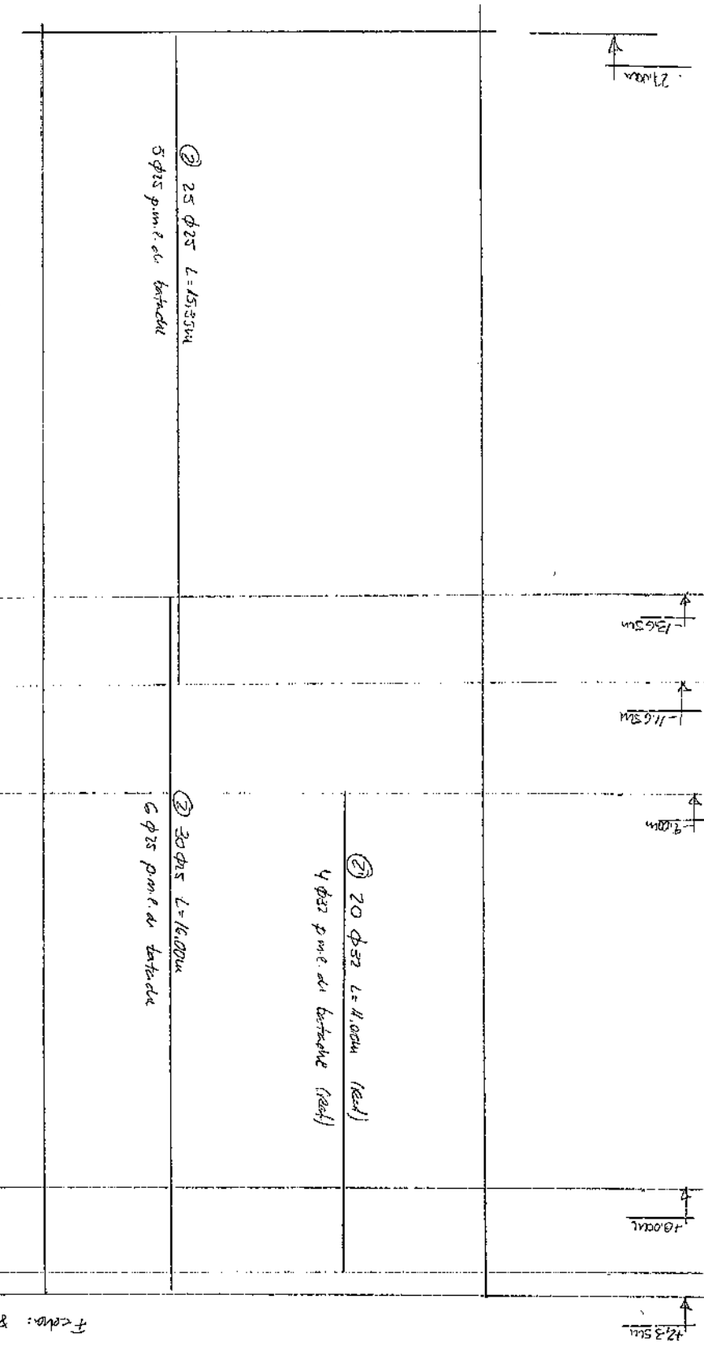
Fecha: 8-Mar-2004



Procedimiento Constructivo P2
tramo Feria-Rda. Litoral Mismo
esquema de colocación de agua
que en el tramo en punta

(**) de los 6 ϕ25 p.m.l. de batache
2 se interrumpen a la cota -18.00m,
los 4 ϕ25 p.m.l. restantes se bajan
hasta z= -27,00m

Procedimiento Constructivo P2 Tramo
Feria Llanga - Ronda Litoral. Mismo
esquema de colocación que
en el Tramo en punta



TRAMO FERIA LLANGA - RONDA LITORAL

Modificación: Cambio en trazado (Asunto)

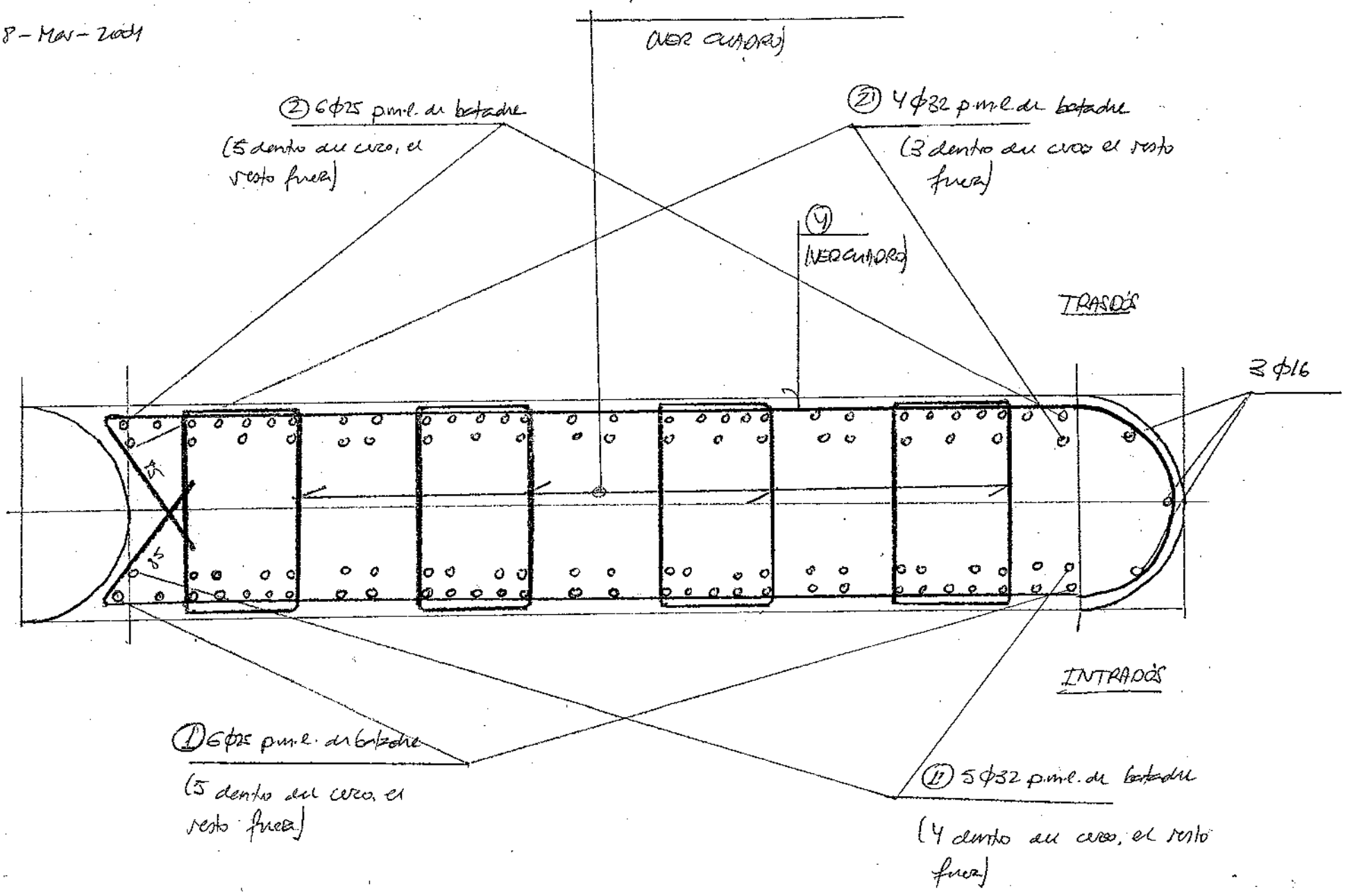
Fecha: 8-Mar-2004

INTRADOS: TRAMO 1-2

SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMO L-2 "FEIXA LLARGA - RONDA LITORAL"

Modificación: Cambio rasante

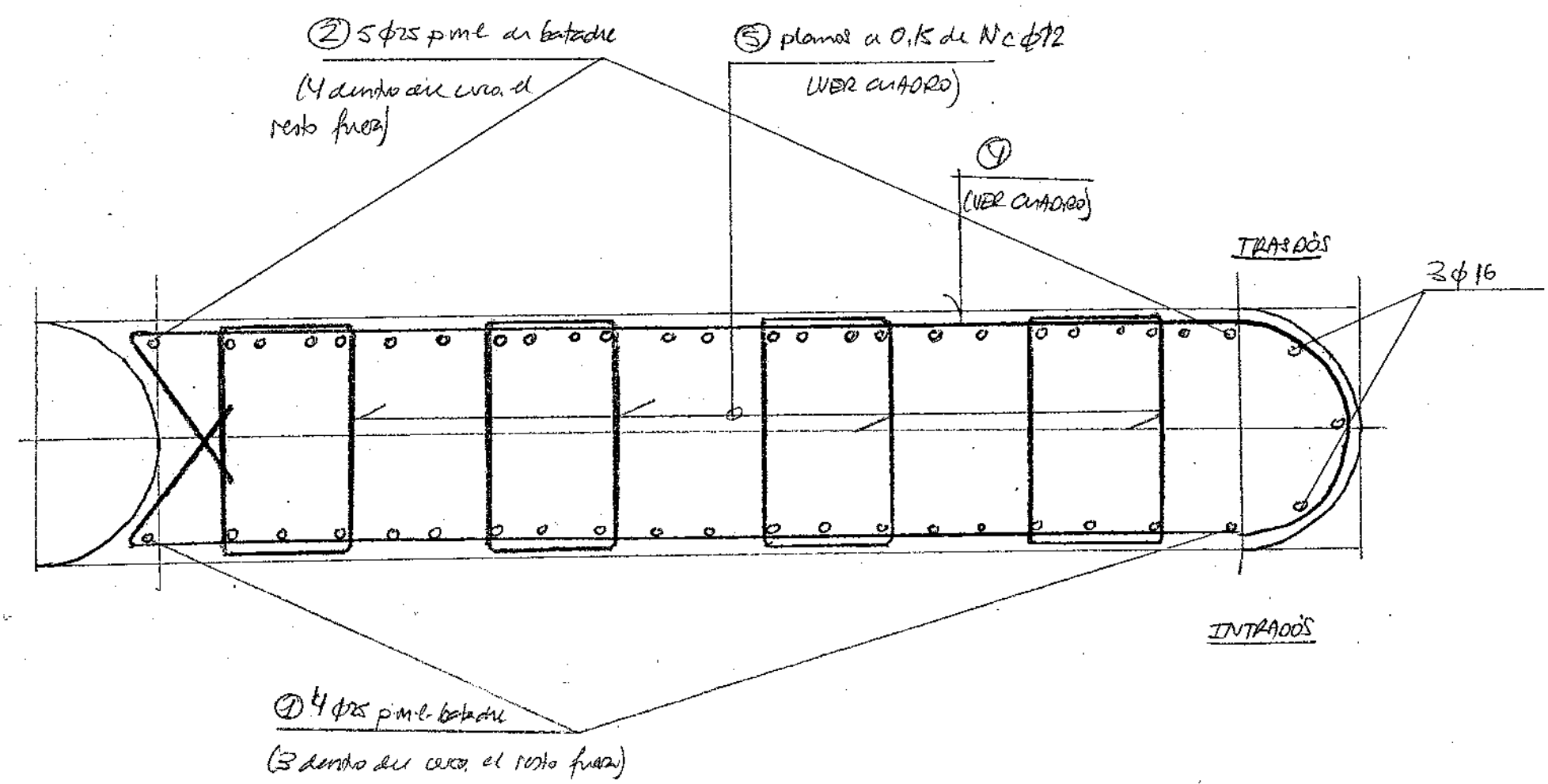
Fecha: 8 - Mar - 2004



SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMO L-2 "FEIXA LLARGA — RONDA LITORAL"

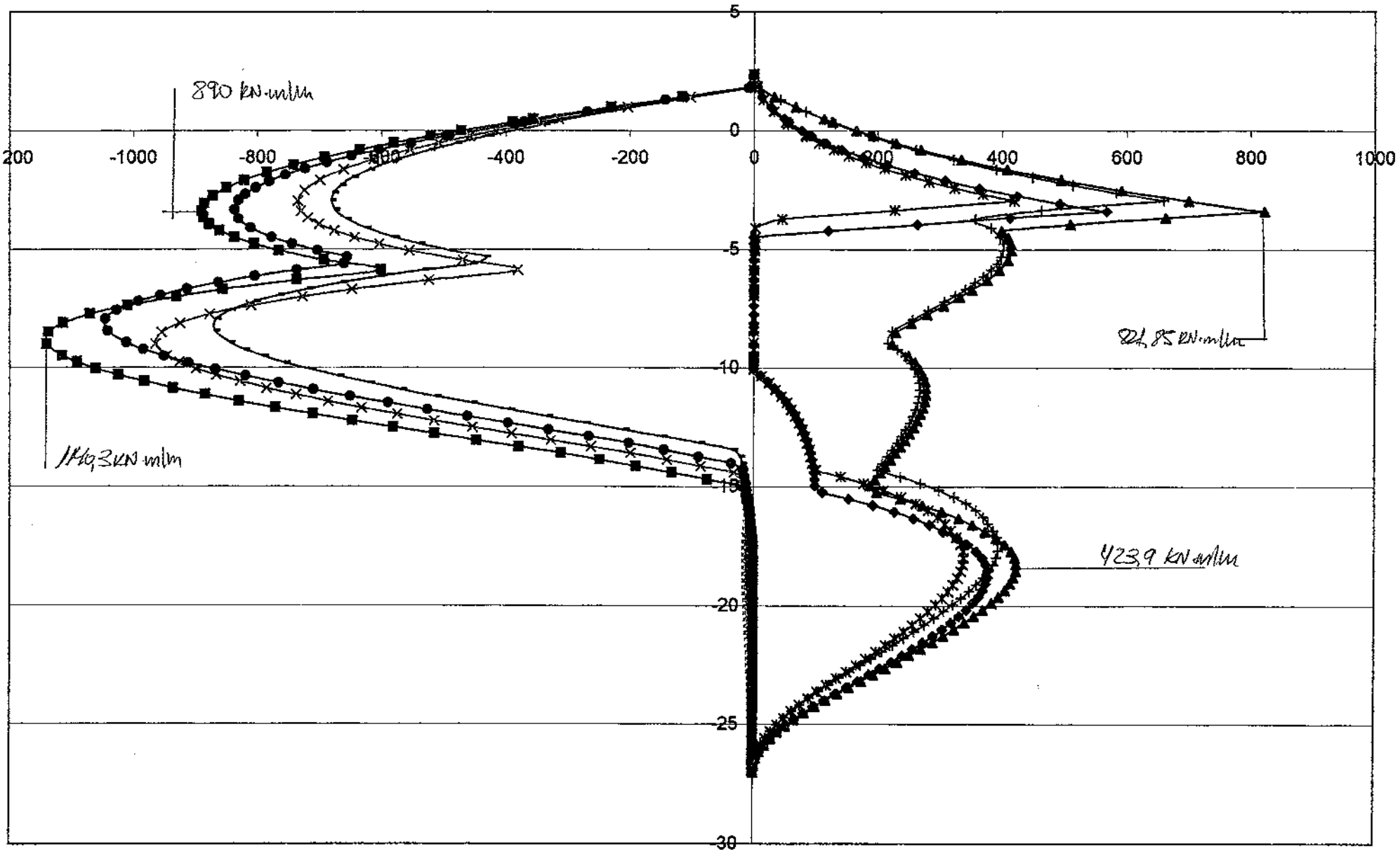
Modificación: Cambio rasante

Fecha: 8 - Mar - 2004



ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

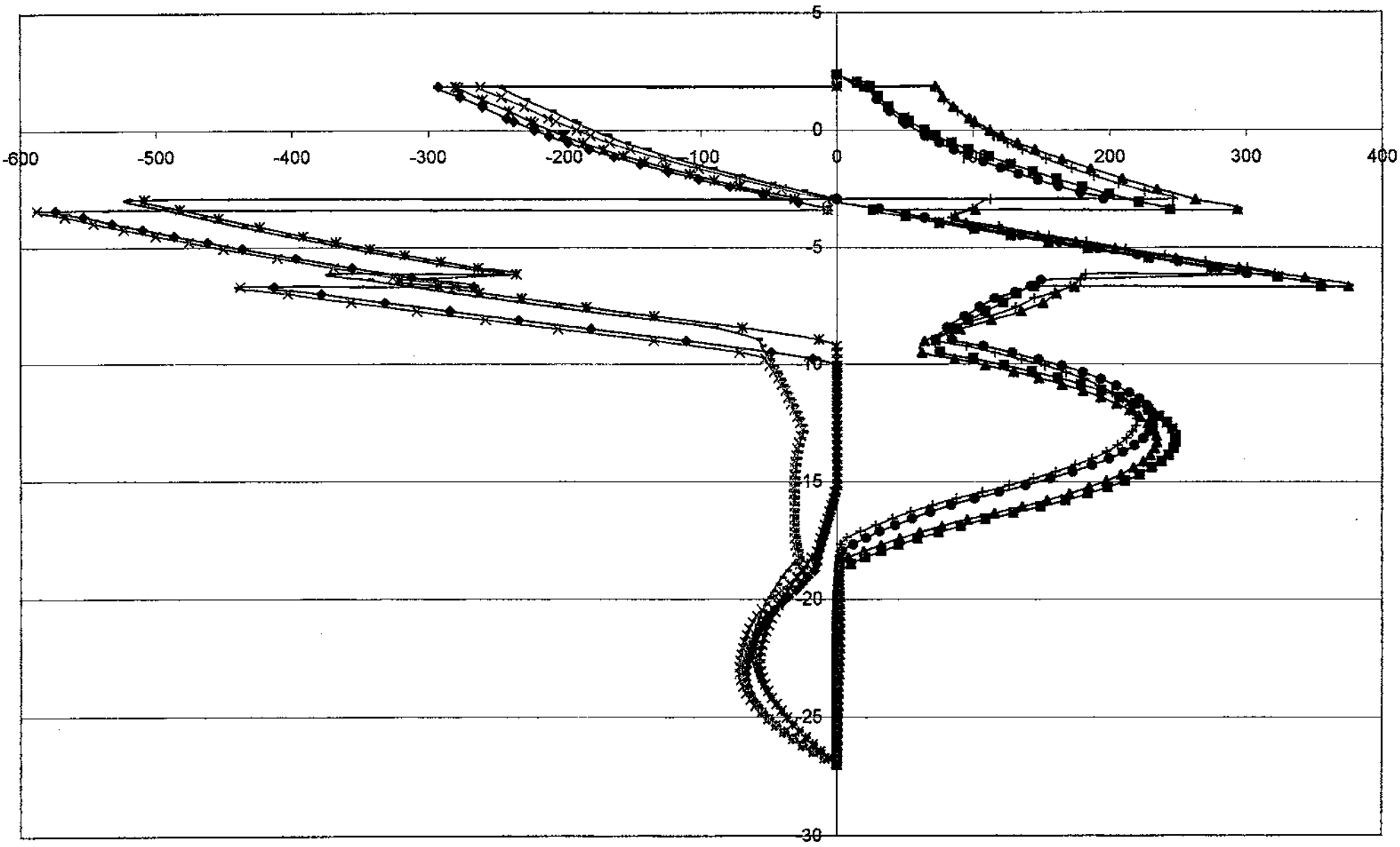
ENVOLVENTE TRAMO 2-3



P2FR III
08/03/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

ENVOLVENTE TRAMO 2-3



P2FR III
08/03/2004

NOTAS DE ARMADO:

1) FLEXIÓN NEGATIVOS

· Pilar de momento m_{sc} = 1145 KN m/m

m_d = 1720 KN.m/m

Dimensionamiento programa BASA (r = 0,15m = Recubrimiento mecánico)

$A_s \geq$ 54,72 cm²/m

En todo el batedor → $A_s \geq$ 774,15 cm² → 30 ϕ25 + 20 ϕ32

· Cuanta mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración → 20 ϕ25 (VER otras notas de armado)

Momento último con 20 ϕ25 A_s = 98,17 cm²/batedor

A_s = 19,636 cm²/m (Recubrimiento mecánico r=0,11m)

m_u = 734,8 kN.m/m

En valor característico $m_{u,k}$ = 489,42 KN.m/m

Si tiene $m_{u,k} \leq$ 489,42 KN m/m para $z \leq$ -13,00m a partir de este punto → anclaje + solapo de los ϕ25 de refuerzo

$\frac{16\phi 25}{2}$ + anclaje + ϵ = 2,00 + 1,00 + 0,50 = 3,50m

anclaje solapo error

Las barras deben llegar hasta -13,00 - 3,50m = -16,50m

· Momento último con 30 ϕ25 + 20 ϕ25

A_s = 245,45 cm²/batedor

A_s = 49,09 cm²/m (r = 0,15m)

m_u = 1618,5 KN.m/m

En valor característico $m_{u,k}$ = 1102,3 KN.m/m

Se tiene $m_{u,k} \leq$ 1100 KN m/m para $z \geq$ -7,75m. A partir de este pto anclaje + solapo de los ϕ32 de refuerzo.

Las barras deben llegar hasta z = -7,75 + 3,00 = -4,75m

Si realizo el solapo en el "valle" de momentos flectores que provoca la ley de flectores en vigas

Las barras se solapan entre -5,00 y -7,00m

NOTE BOOK

NOTE BOOK

II) FLEXION TRANSV.

- Pico de momento $m_x = 925$ KN·m/m

$m_{xd} = 1240$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASE ($C_r = 0.15$m recubrimiento incrementado)

$A_s \geq 57.33$ cm²/m

En todo un bataclan $A_s \geq 186.5$ cm² → 30 Φ25 + 10 Φ32 ó

30 Φ25 + 15 Φ25

- Momento último con 20 Φ25

$A_s = 19.636$ cm²/m

($C_r = 0.11$m recubrimiento incrementado)

$m_u = 734.13$ KN·m/m

En valor característico $m_{u,k} = 489.42$ KN·m/m

Se tiene $m_{xk} \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -4.50$m y $z \geq -1.50$m

A partir de este pto anclaje + mitad de los Φ25 de refuerzo

las barras deben llegar hasta $z = -1.50 + 2.50 = 1.00$m

$z = -1.50 + 2.50 = -4.00$m

Las barras de 12mm llegan 1.00m hasta −9.00m

III) ESFUERZO CORTANTE

- Pico de cortante $V_k = 590$ KN/m

$V_d = 885$ KN/m

Dimensionamiento con programa BASE $A_s = 30\,\Phi25 = 147.72$ cm²/bataclan

$A_s = 29.454$ cm²/m

$A_{t/t} \geq 21.39$ cm²/m/m

En 5.0m → $A_{t/t} \geq 106.95$ cm²/m → Se cubre con Programa Φ16 a 0.15

- Cortante último con 4 ramas Φ12 a 0.15

$A_{t/t} = 12.064$ cm²/m/m

Armadura en tracción: $A_s = 20\,\Phi25$ (Cuero mínimo) $A_s = 19.636$ cm²/m

($C_r = 0.11$m)

$V_u = 618.3$ KN/m

En valor característico $V_{u,k} = 412.2$ KN/m

Se tiene que $V_k \leq 410$ KN/m para $z \leq -7.00$m y para $z \geq -3.00$m

IV) ELU PUNZONAMIENTO (EHE)

Máxima carga en los puntales $v_{Ud} = 900$ KN/m

$N_d = 900$ KN/m $2{,}50$m $\cdot 1{,}50 = 3375$ KN/puntal $\quad N_d = 3400$ KN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd,ef}}{u_{0,d}} \leq f_{1,cd}$ $\quad f_{1,cd} = 0{,}30\, f_{cd} = 5{,}00$ MPa

Placa de apoyo $0{,}75 \times 0{,}75$ $\quad u_0 = 4 \times 0{,}75 = 3{,}00$m

$d = 0{,}25$m $\Rightarrow$ del lado seguro

con lo cual

$\frac{F_{sd,d}}{u_{0,d}} = \frac{3{,}40\text{ MN}}{2{,}04\text{m} \cdot 0{,}25\text{m}} = 1{,}333\text{MPa} \ll f_{1,cd} = 0{,}01$

USO DE ARMADURAS DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $\quad A_s = \frac{A_N}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq f_{cd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0{,}25$m (del lado seguro)

$f_{cd} = 0{,}12\, \xi\, (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3{,}40$ MN

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1{,}895$

$A_{sx} = 2\phi 20$ a $0{,}15 \Rightarrow A_{sx} = 41{,}89$ cm^2/m $\quad \rho_x = 0{,}004189$

$A_{sy} = 30\phi 25 + 30\phi 25 \Rightarrow A_{sy} = 29{,}272$ cm^2/bateada $\Rightarrow A_{sy} = 79{,}54$ cm^2/m

$\rho_y = 0{,}007954$

No se han contado todos los refuerzos del lado seguro

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}005786$

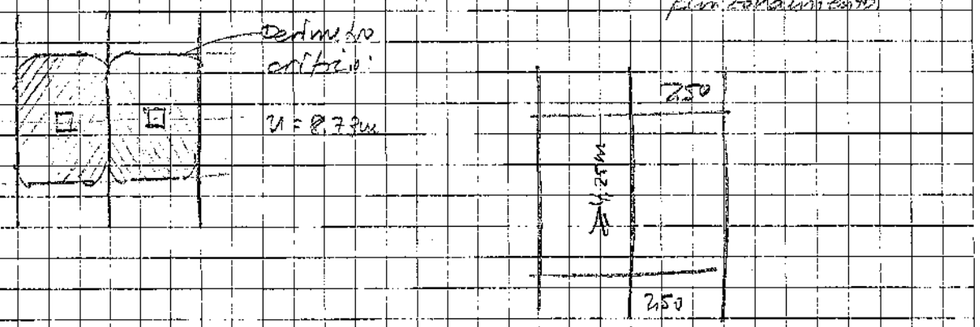
Sustituyendo valores

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \cdot (100 \cdot 0{,}005786 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}4329$MPa

Luego, para no necesitar armadura de punzonamiento el perímetro mínimo debe ser de:

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3{,}40\text{ MN}}{0{,}4329\text{ MPa} \cdot 2{,}50\text{m}} = 9{,}25$m

El perímetro crítico es de: $u_1 = 8{,}73$m $\rightarrow$ Hace falta armadura de punzonamiento



Dimensionamiento tomando $b_0 = 9{,}50$m (Si cumpliera $b_0 = 10{,}00$m)

$F_{sd} = 3{,}40$ MN

$\xi = 1{,}485$

$\rho_l = \quad A_{sx} = \phi 20$ a $0{,}15 \quad A_{sx} = 20{,}95$ cm^2/m $\rightarrow \rho_x = 0{,}002095$

$A_{sy} = 20\phi 25 \quad A_{sy} = 29{,}454$ cm^2/m $\rightarrow \rho_y = 0{,}002945$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}002484$

$V_{au} = \left[C_{a10} \cdot 1{,}485 + 1100 \cdot 0{,}002484 \cdot 25 \right)^{1/3} \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}85 \cdot 1 = 2{,}32\ MN$

$\Rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{au} = F_{sd}\ ef - V_{au} = 3{,}40\ MN - 2{,}32\ MN = 1{,}08\ MN$

$V_{su} = z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot g\, \alpha + \cot g\, \beta) \cdot A_\alpha \cdot \operatorname{sen} \alpha$ $\quad (z = 0{,}9\, d)$

$A_\alpha \geq \dfrac{V_{su}}{z \cdot f_{ywd}} = \dfrac{1{,}08\ MN}{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 1 \cdot 400\ MPa} = 35{,}29\ cm^2/m$

a) Tomando $s = 0{,}15\ m$ — En cada plano $5{,}294\ cm^2$/plano

(con 4 ramas) — $1{,}323\ cm^2$/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0{,}60\ m$ → $21{,}18\ cm^2$/plano

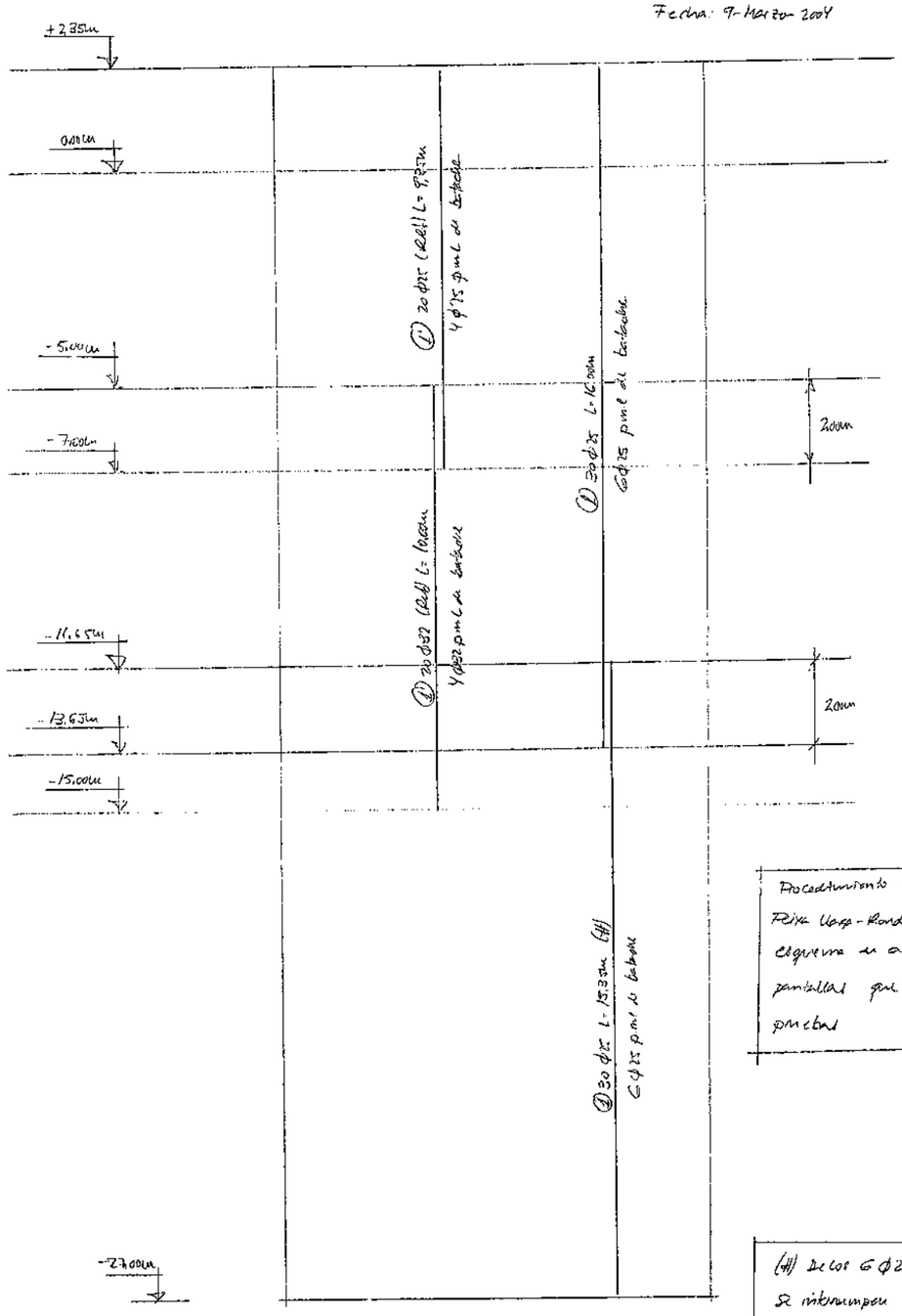
En $3{,}0\ m$ entran 24 planos a $0{,}15$ → $0{,}672\ cm^2$/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

TRAMO FEIXA LLARGA - RONDA LITORAL

Modificación: Cambio tablestaca

Fecha: 9-Marzo-2004



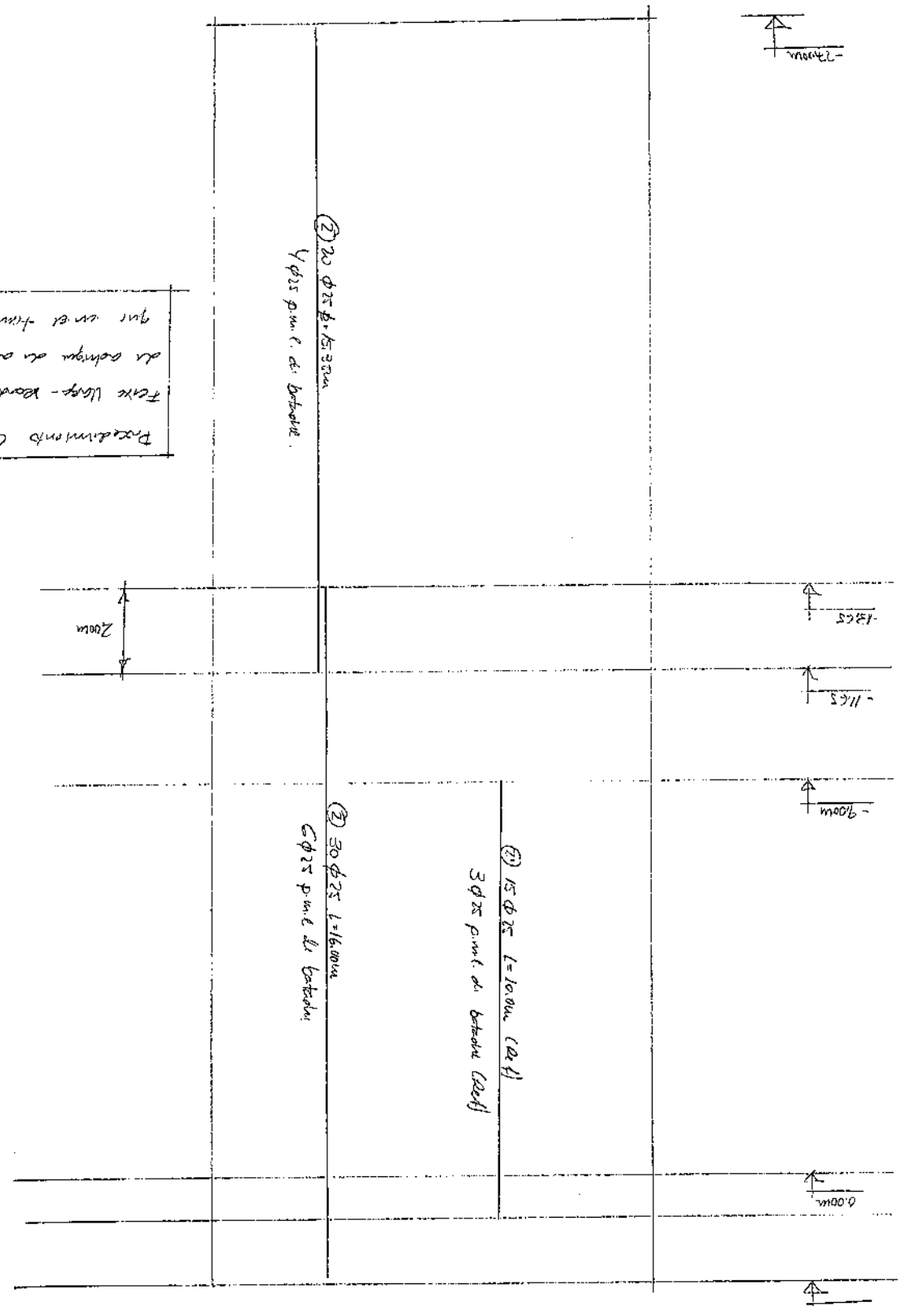
Procedimiento Constructivo P2 ^tramo Feixe Llarga - Ronda Litoral. Mínimo espesor de ataguía en agua entre pantallas que en el tramo de pruebas

(#) De los 6 Ø25 p.m.l. de bataola 2 Ø25 se interrumpen a la cota -16,00m. de modo que los 4 Ø25 restantes deben llegar hasta la cota -27,00m

TRAMO FEIXA LLARGA - RONDA LITORAL

Modificación: Cambio tablestaca

Fecha: 9-Marzo-2004

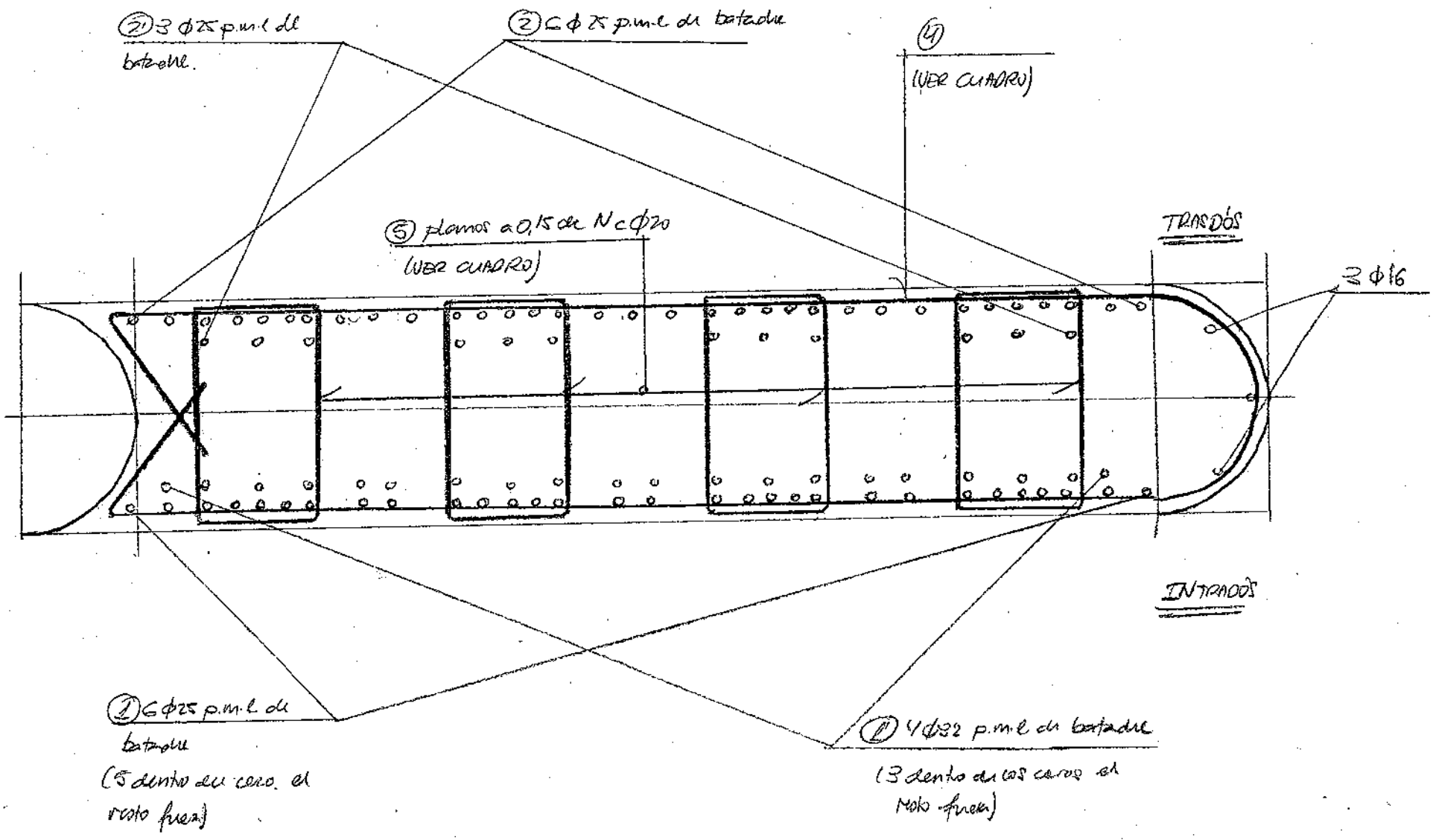


Procedimiento Constructivo P2 ^tramo Feixe Llarga - Ronda Litoral. Mínimo espesor de agua entre pantallas que en el tramo de pruebas

SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMO 2-3

Modificación: Cambio de armado

Fecha: 9-Mai-2004



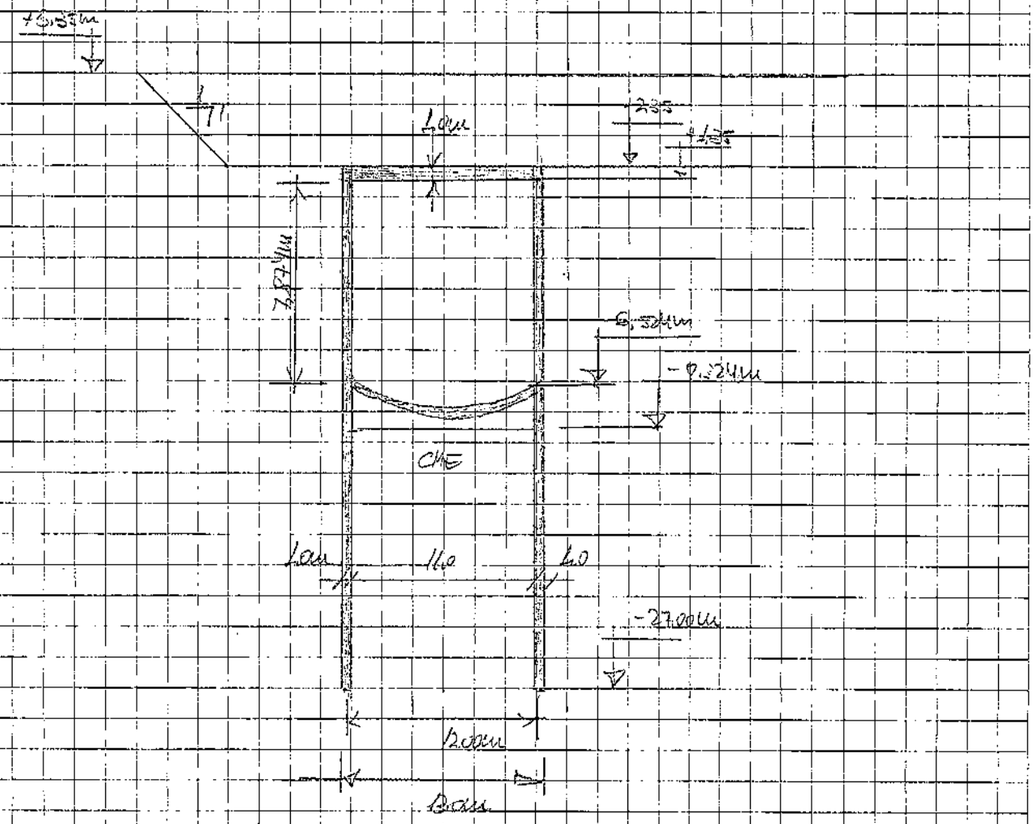
SECCIÓN TRANSVERSAL : TRAMO 2-3

Modificación: Cambio de armado

Fecha: 9-Mai-2004

TRAMO 2-3 M1 → Falta calcular la presión en el pk 707+223,21

Cota del terreno: z = +5,00 m (aproximadamente) (la toma 5,35m para el análisis estructural de las pantallas)



Cota cantil:

$\Delta PP = 707+333,31 - 707+040,006 = 293,304\ m$

$\Delta z = 293,304 \times \frac{0,455}{100} = 1,335m$

Con lo cual cota cantil = $-6,359 + 1,335 = -5,024m$

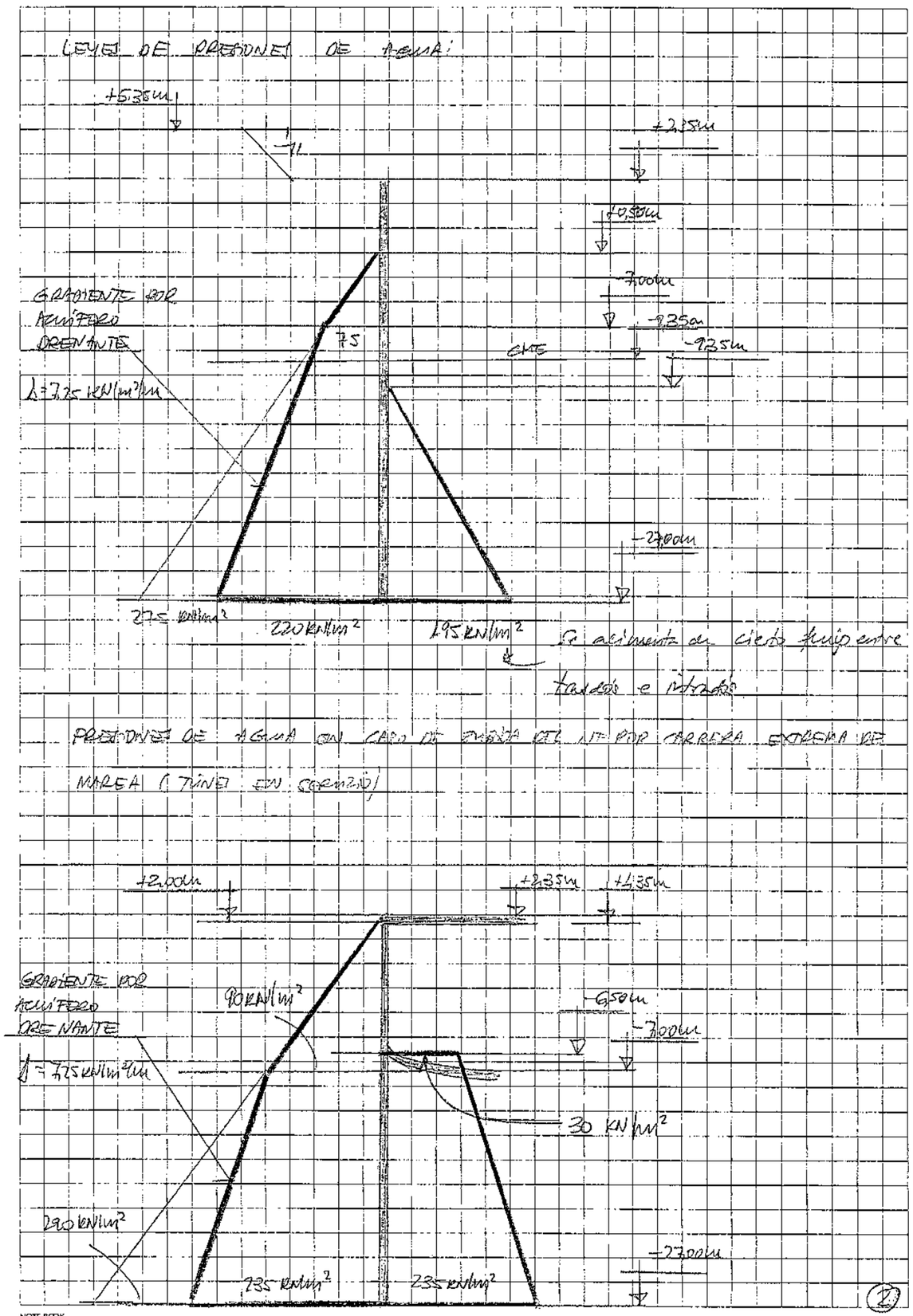
CHE ⇒ $z = -5,024 - 3,30 = -8,324m$

Cota eje contrabóveda: $z = -8,324 + 1,80 = -6,524m$

(1)

NOTE BOOK

LEYES DE PRESIONES DE AGUA:



Se asimenta un cierto flujo entre trasdós e intrados

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE PARADA DEL LIT POR PARTE EXTERNA DE MAREA (TUNEL EN SOBRESUELO)

(2)

NOTE BOOK

Can Tunis 10-Abr-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- Excavación inicial hasta z=-4,50 m. y puntal provisional en z=-1,50m
- Excavación hasta CME.
- Ejecución de contrabóveda y retirada de puntales provisionales

Archivo R60: P2FR2BM1.R60

Se Hay cubierta de 0,80m → cálculo en la viga.

A=0,80m²/m

K = E4 / 1 · 27264 MPa · 0,8m²/m / 6,0m = 363520 Tn/m²/m

K = 363520 Tn/m²/m

NOTE BOOK

3

-1,50m

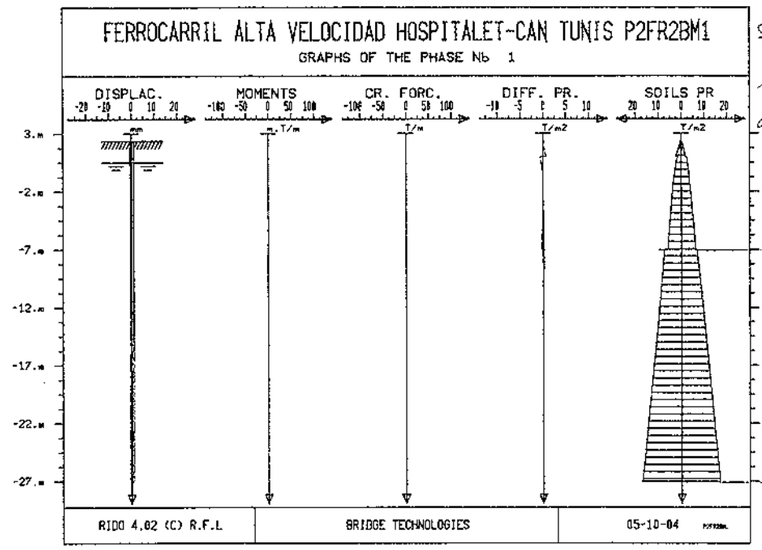
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR2BM1 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -8,40 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO DE RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* ZONA DE SALTO DE COTA DE PUNTAL PROVISIONAL
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -9.35 0.0
WAT(2) -27.0 19.5
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.50
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -4.5
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -1.50 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -1.5 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.35
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.55 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.70 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
```

```
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.55 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO EN LA ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

SECCIÓN INTERMEDIA SIN VOLADIZO (PK: 707+333.31): (707+330,21 -E)

FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO

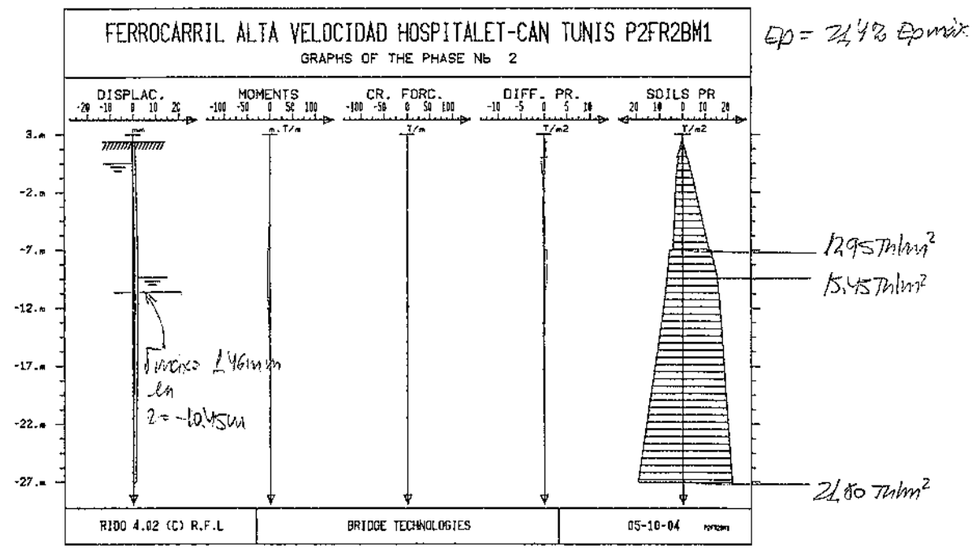


Se moviliza el 20% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

6,92 Tn/m²

16,98 Tn/m²

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



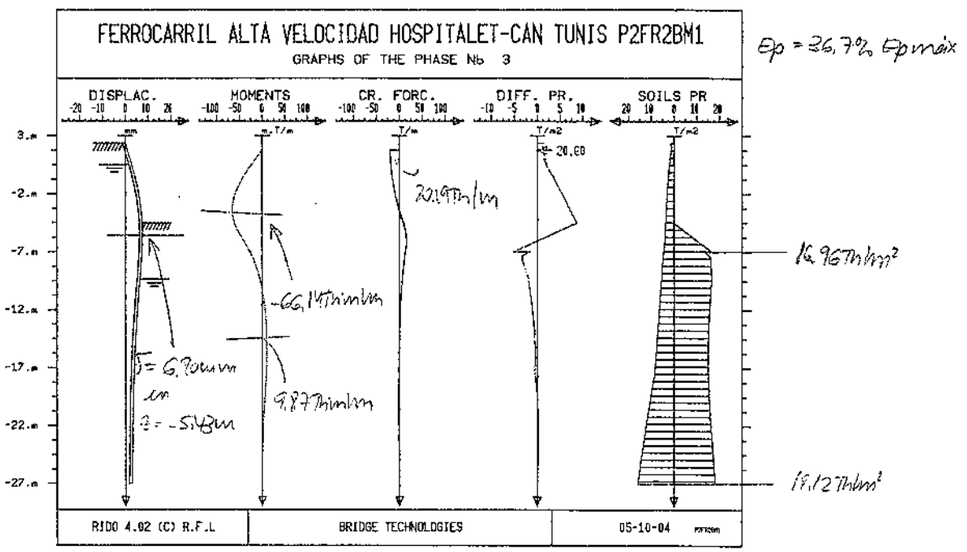
Ep = 21,4% Ep máx

12,95 Tn/m²

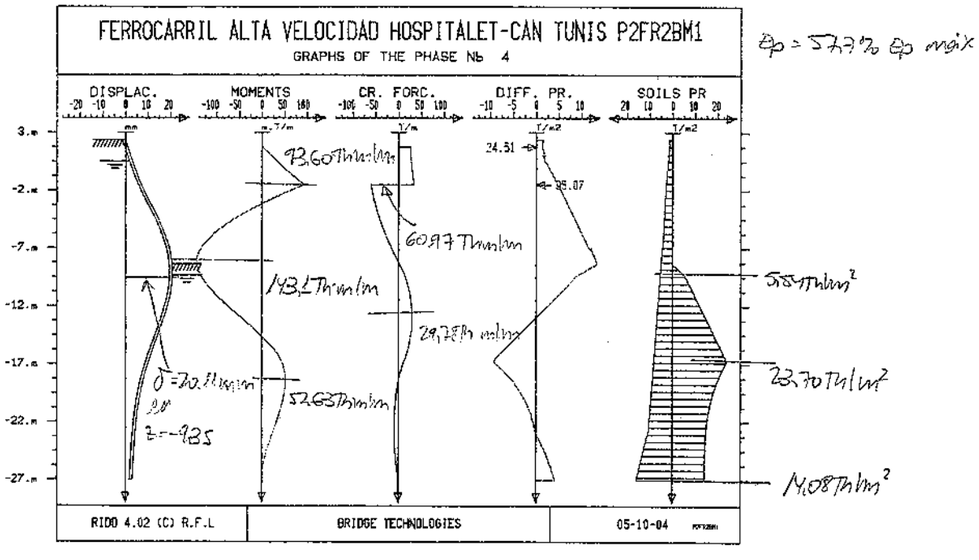
15,45 Tn/m²

21,80 Tn/m²

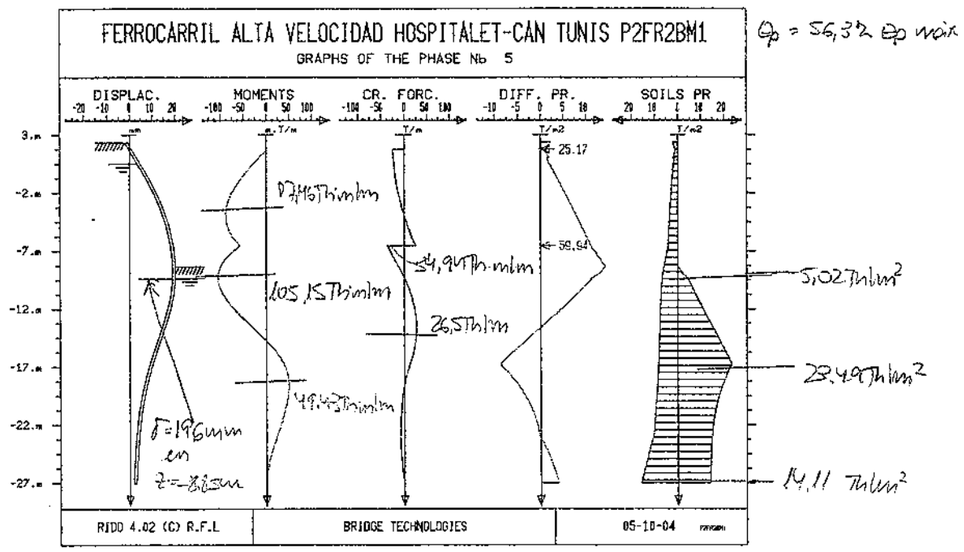
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m



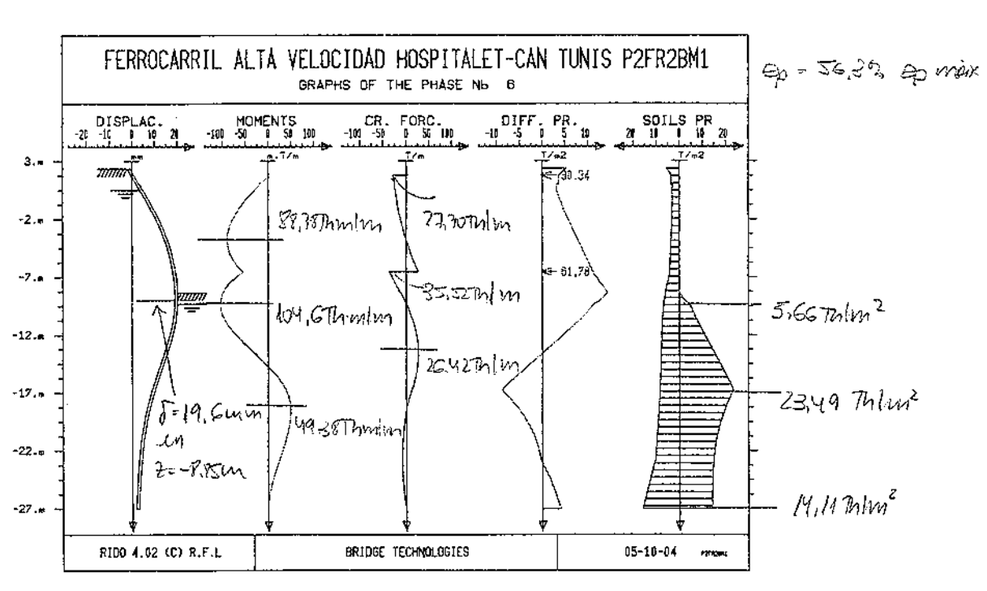
FASE 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.50m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



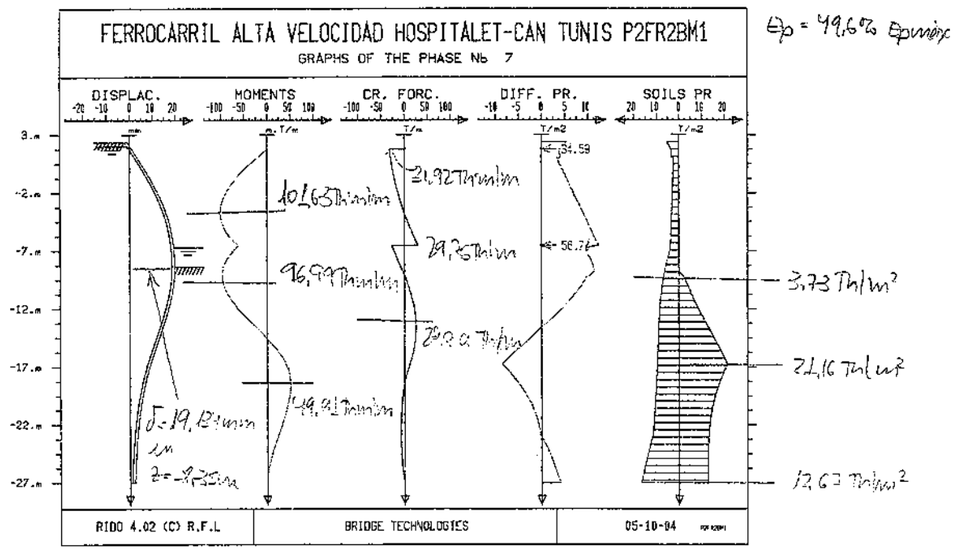
FASE 4: EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



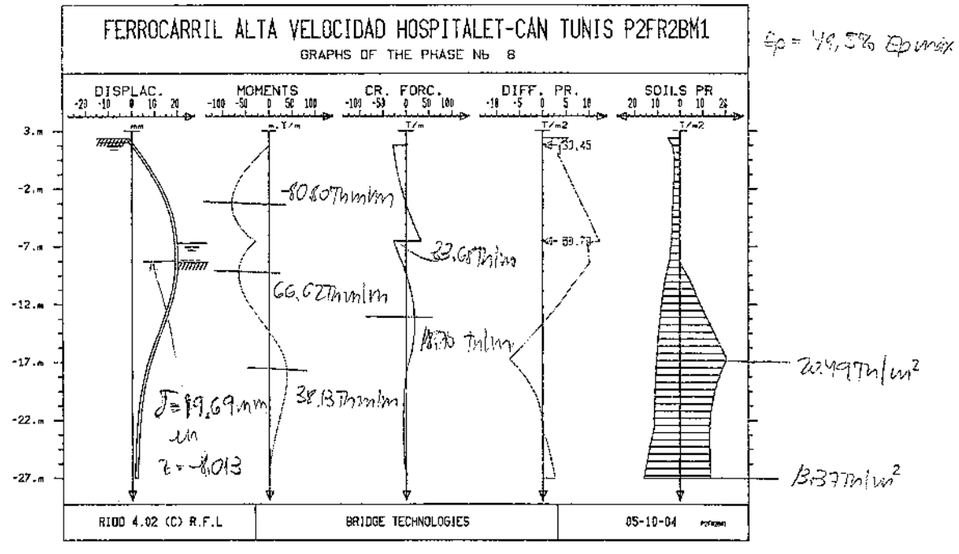
FASE 5: RELLENO HASTA COTA DEFINITIVA.



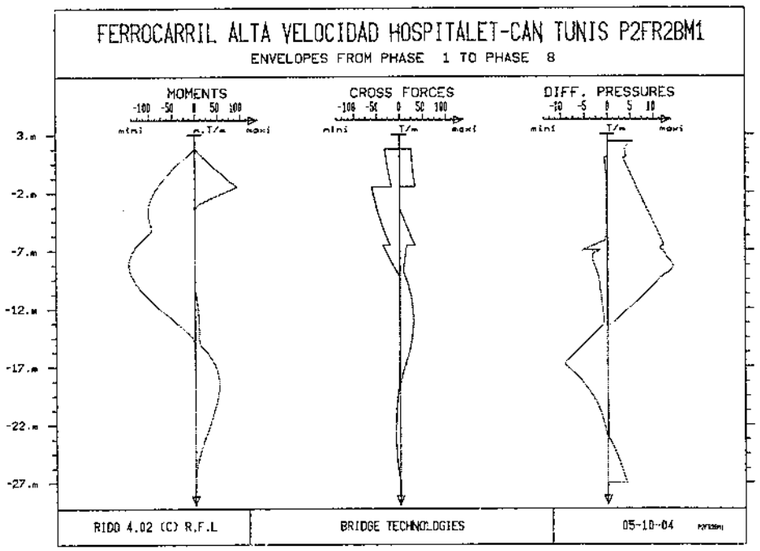
FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FASE 7: FLUENCIA:

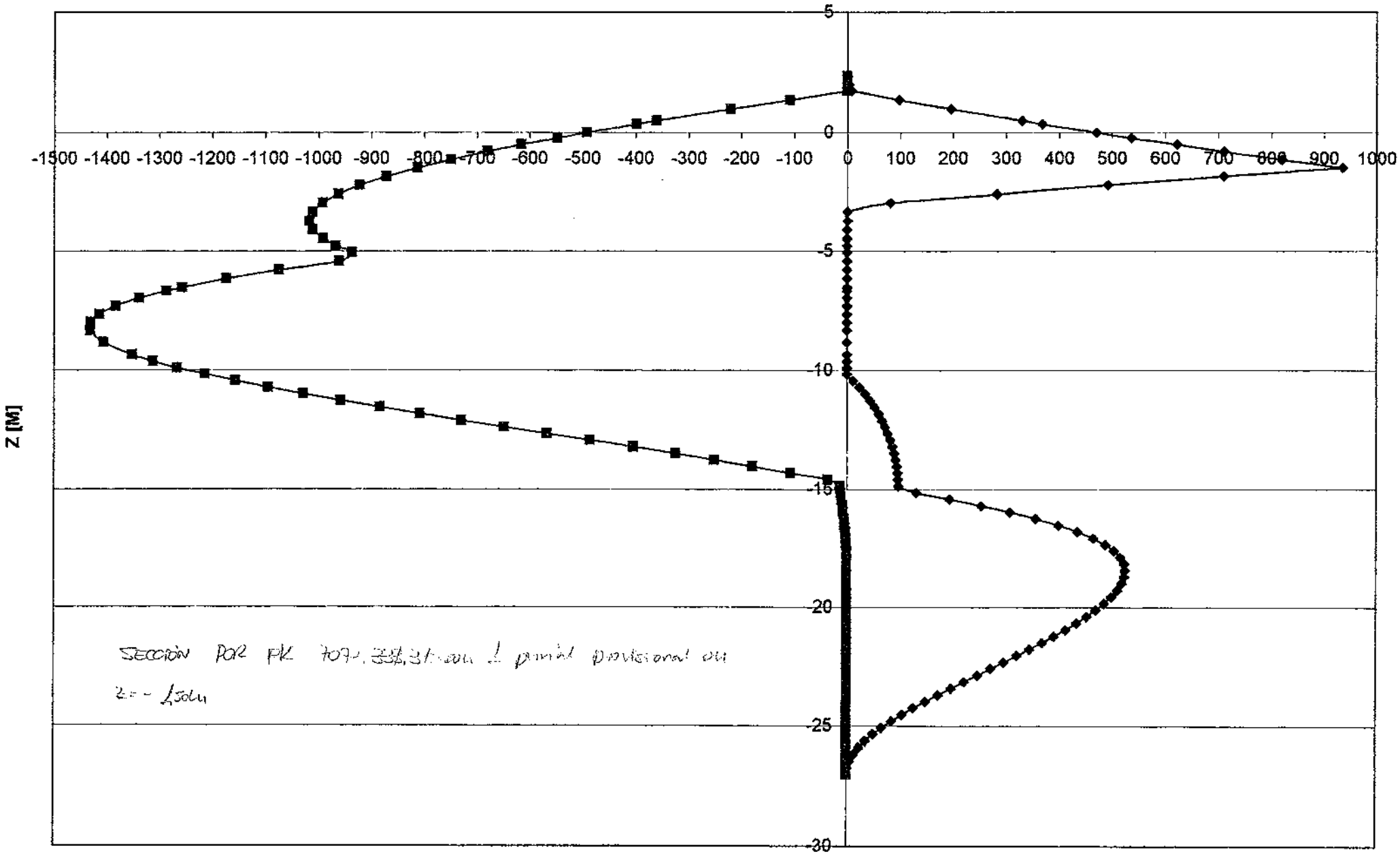


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJA EXCEL ADJUNTA.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

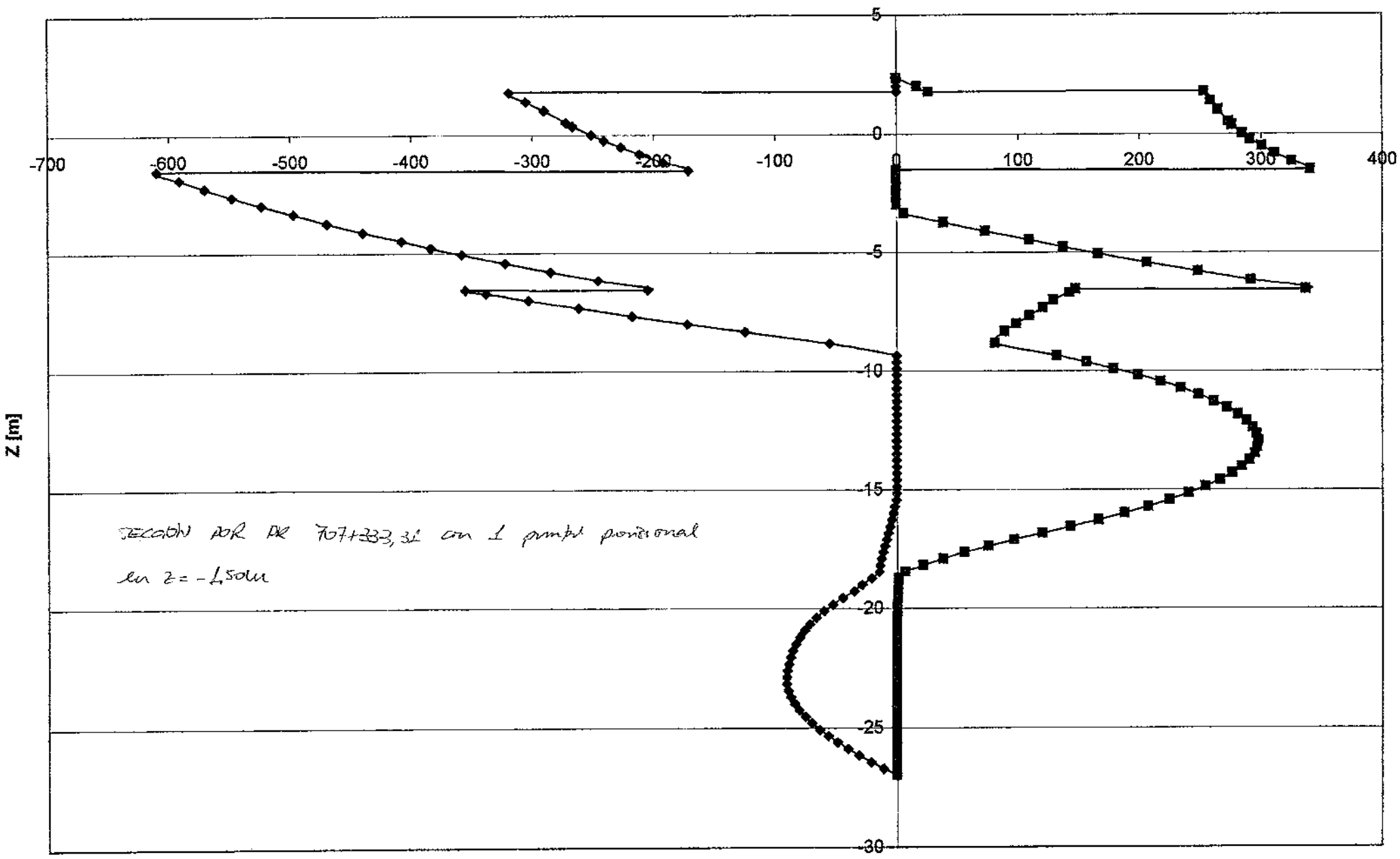


MOMENTO [kN·m/m]

M máx sin voladizo — M mín sin voladizo

P2FR III (M1)
10/05/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

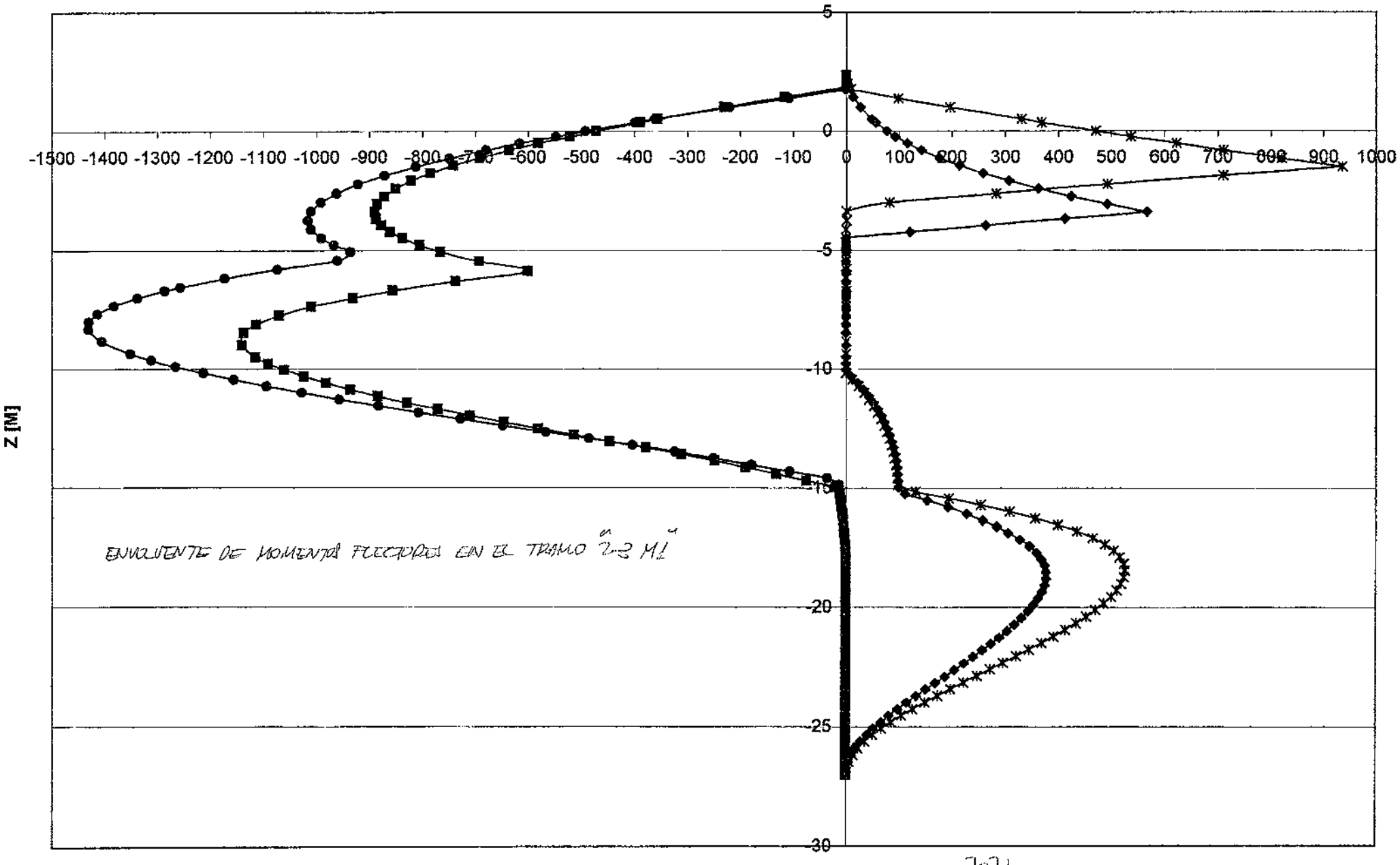


CORTANTES V [kN/m]

V mín sin voladizo — V máx sin voladizo

P2FR III (M1)
10/05/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



MOMENTO [kN·m/m]

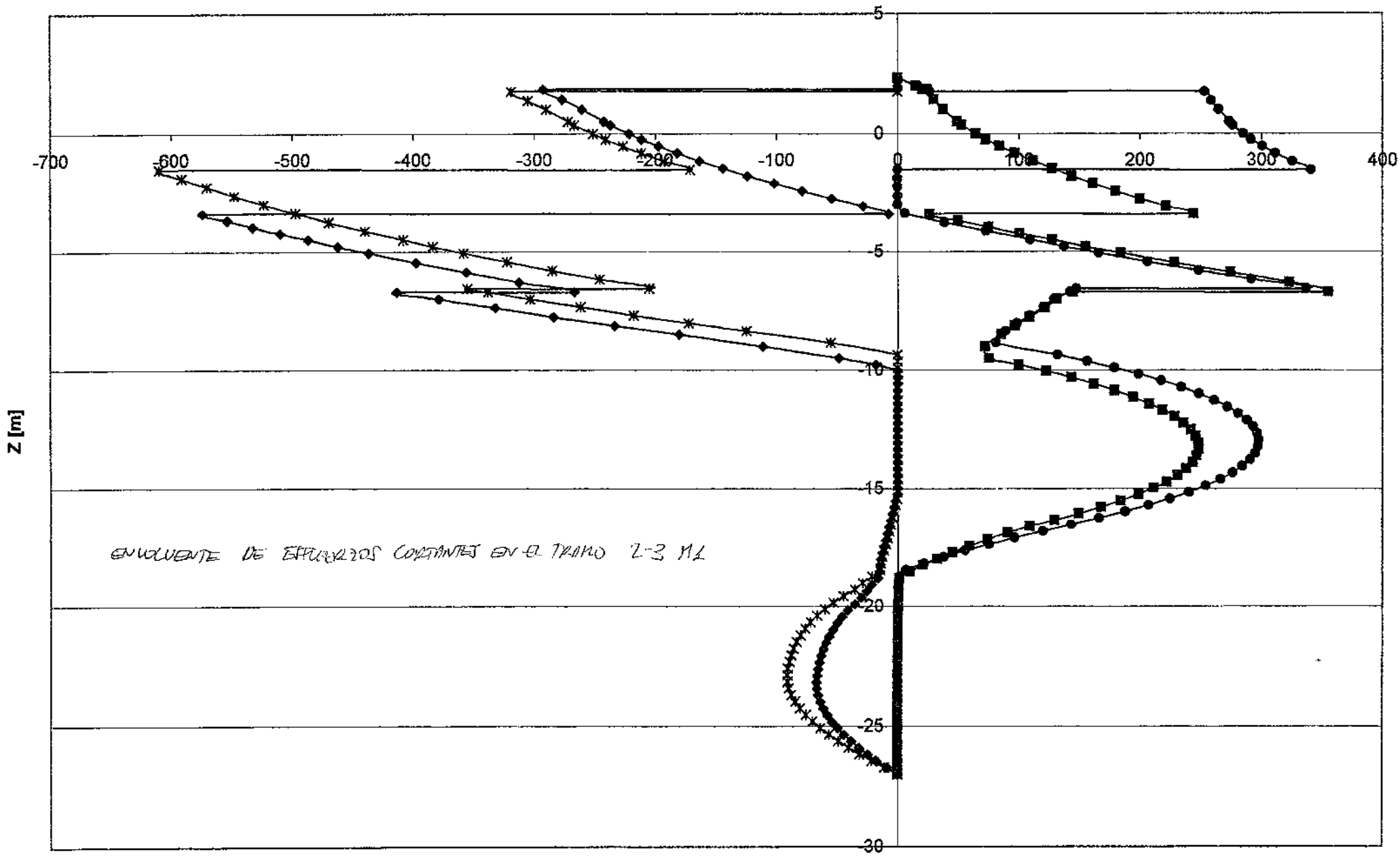
707+ 222,31

707+222,31

M máx sin voladizo INT — M mín sin voladizo INT — M máx sin voladizo FINAL — M mín sin voladizo FINAL

P2FR III (M1)
10/05/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín sin voladizo INT — V máx sin voladizo INT — V mín sin voladizo FINAL — V máx sin voladizo FINAL

P2FR III (M1)
10/05/2004

Can Tunis 10-Mayo-2004

NOTAS DE ARMADO

1) FLEXIÓN

1A) ENTRADA

· 2ºn de encuentro m_E = 861 kN.m/m

m_d = 2147 kN.m/m

Dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq 68,55$ cm²/m

En 50 cm de ancho $\rightarrow A_s \geq 3428$ cm² $\rightarrow$ 30 φ25 + 25 φ32

· Momento último con 20 φ25 (Cuantía mínima para evitar fallo frágil tipo de flexión)

A_s = 19,63 cm²/m (r = 0,11 m)

m_u = 734,13 kN.m/m

En valor característico $m_{u,k}$ = 637,42 kN.m/m

Si tiene $m_k \leq 495$ kN.m/m para $z \leq -13,00$

A partir de este pto → anclaje + decalaje de los φ25 → las barras deben llegar hasta

· Momento último con 30 φ25 $= +30 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} - \frac{1,00}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -13,50$ m

Error posicionamiento

A_s = 73,454 cm²/m

$m_{u,k}$ = 1084,90 kN.m/m

$m_{u,d}$ = 722,3 kN.m/m

Si tiene $m_k \leq 720$ kN.m/m para $z \leq -12,50$ m a partir de este pto

anclaje + decalaje de los φ32

las barras deben llegar hasta

$z = -12,50 - \frac{1,5}{a} + \frac{1,0}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -15,50$ m

Error posicionamiento

Can Tunis 10-Mayo-2004

· 2º pto de encuentro m_E = 1046,2 kN.m/m

m_d = 1524,5 kN.m/m

Dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq 47,34$ cm²/m

En 50 cm de ancho $A_s \geq 236,7$ cm² → 20 φ25 + 20 φ25 ó

30 φ25 + 15 φ25

Mejor los φ25

· Momento último con 30 φ25

$m_{u,d}$ = 732,3 kN.m/m

Si tiene $m_k \leq 320$ kN.m/m para $z \geq -1,00$ m a partir de este pto

anclaje + decalaje de los φ25 → las barras deben llegar hasta

$z = -1,00 - \frac{1,00}{d} + \frac{1,00}{d} + \frac{0,5}{\varepsilon} = -1,50$ m → Llegan hasta arriba del

Error posicionamiento → Hasta +1,30 m (-0,20 cm) nivelado

· Momento último con 30 φ25 + 20 φ25 = 50 φ25

A_s = 49,09 cm²/m (r = 0,15 m)

m_u = 1653,5 kN.m/m

En valor característico $m_{u,k}$ = 1205 kN.m/m

Si tiene $m_k \leq 1100$ kN.m/m para $z \geq -5,80$ m, a partir de este pto

anclaje + decalaje de los φ32

las barras deben llegar hasta:

$z = -5,80 + 1,50 + 1,00 + 0,5 = -2,80$ m

Se realiza el cálculo en el "valle" de momentos flectores entre

$z = -4,00$ m y $z = -6,00$ m

IB) INTRADOS

- Pico de momentos: $M_{Ed} = -736,04$ kN·m/m

$M_{rd} = 1404,06$ kN·m/m

Redistribuimos en pasamos a 650

$A_s \geq 42,45$ cm²/m

En 5 m de batida $A_s \geq 212,25$ cm² → 30 ϕ 25 + 15 ϕ 25 por batida

- Momento último en 30ϕ25 ← Cuanto vamos para arriba hasta traer todo la flexión)

$A_s = 19,63$ cm²/m → $M_{rd} = 734,18$ kN·m/m

En valor característico $M_{rk} = 489,47$ kN·m/m

Si tiene $M_{rd} \leq 485$ kN·m/m para $z \leq -4,00$ m → A partir de este pto anclaje + decalaje de los ϕ25 que tiene = las barras suben hasta $z \leq -4,00 - 1,0 - 2,0 - 0,50 = -7,50$ m

(8) (2) (5)

- Pico de momento zona baja de la tantalla

$M_{rk} = 527$ kN·m/m

$M_{rd} = 790,5$ kN·m/m

$A_s \geq 22,82$ cm²/m

En 5 m de batida $A_s \geq 114,05$ cm²/m → 25 ϕ 25 en 5 m de batida

- Si tiene $M_{rd} \leq 485$ kN·m/m para $z \geq -12,0$ m a partir de este pto anclaje + decalaje de los ϕ25 que tiene hasta

$z = +1,00 + 1,0 + 2,0 + 0,5 = -12,50$ m

(16) (4) (8)

- El momento último con 30ϕ25

$A_s = 29,845$ cm²/m

$M_{rd} = 1081,90$ kN·m/m

$M_{rk} = 721,3$ kN·m/m

Si tiene $M_{rd} \leq 720$ kN·m/m para $z \geq -8,0$ m a partir de este punto anclaje + decalaje de 30 ϕ25 que tenemos

Las barras tienen llegar hasta $z = -1,00 - 1,00 - 4,00 - 0,5 = -15,5$ m

(8) (2) (5)

Si tiene las barras hasta arriba

III) CORTANTE

- Pico de cortante $V_d = 609,73$ kN/m

$V_d = 915,0$ kN/m

Armadura en tracción (como mínimo, en dos filas; 6Ø25 pral de bastidor)

$A_s = 29,454$ cm²/m

Armadura transversal con Dogfarmas BASF

$A_{t/t} \geq 21,89$ cm²/m/m

En 5,0m → 109,4 cm²/m

Tomando planos: 0,1m → 16,41 cm²/plano

Si cubre con 8 ramas Ø20 (33,51 cm²/m/m) → 4cØ20

- Cortante último con 4cØ16 $A_{t/t} = 24,5$ cm²/m/m

Armadura en tracción (como mínimo 5Ø25) $A_s \geq 24,545$ cm²/m

$V_{u_2} = 936,95$ kN/m

En valor característico $V_{u_k} = 624,63$ kN/m

Si tiene $V_d \leq 625$ kN/m para $z \leq -2,00$m y $z \geq -1,00$m

- Cortante último con 4cØ12 $A_{t/t} = 12,064$ cm²/m/m

Armadura en tracción, como mínimo 25Ø25 $A_s \geq 24,545$ cm²/m

$V_{u_1} = 630,72$ kN/m

En valor característico $V_{u_k} = 420,4$ kN/m

Si tiene $V_d \leq 420$ kN/m para $z \leq -7,00$m y $z \geq -1,00$m

III) EN SOPORTAMIENTO (ELU)

Máximas cargas en los puntales $V_d = 950$ kN/m

$N_d = 1,5 \cdot 950$ kN/m $2,5$ m/puntal $= N_d = 3565$ kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d} \leq b_{rd} = 0,3 \cdot f_d = 0,3 \cdot \frac{25 MPa}{1,5} = 5,0 MPa$$

Área de apoyo del puntal: $0,75 \times 0,75 = 1,25$ m²

$u_1 = 1 + 0,75 = 3,0$ m ← perímetro

$d = 0,85$m (en todo caso)

Sustituyendo valores

$$\frac{3565 kN}{3m \cdot 0,85 m^2} = 1,40 MPa < f_{1d} \leftarrow (OK)$$

LOSA CON ARMADURAS DE PUNZONAMIENTO

$b_3 = u_1$; $A_s = \frac{F_{sw}}{f_{yd}}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq f_{cd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,85$m (en todo caso)

$f_{cd} = 0,12 \xi (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cd})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3565$ kN $= 3,57$ MN

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1,485$

b_x = 2 ϕ20 c 0,25 A_{sx} = 11,39 cm²/m → ρ_x = 0,004129

A_{sy} = 30 ϕ25 + 15 ϕ25 + 30 ϕ25 + 20 ϕ25 = 186,30 cm²/batida A_{sy} = 93,27 cm²/m

ρ_y = 0,00927

con lo cual $\rho_c = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,006251

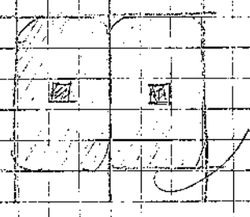
Sustituyendo valores:

τ_{rd} = 0,12 · 1,45 · (100 · 0,006251 · 25)^{1/3} = 0,4455 MPa

Para no tener armadura de cortante es necesario que $u_1 \geq$:

$u_1 \geq \frac{F_{sd}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3,55 \text{ MN}}{0,4455 \text{ MPa} \cdot 0,75 \text{ m}}$ = 9,41 ≥ 9,50 m

Perímetro crítico:



u_1 = 8,75 m

Lo cual no tiene la armadura de cortante

Obs: al juntar cada dos zapatas de viga en una esquina, el momento resistente en el apoyo viga de la pantalla es igual de ahí que está garantizado en la armadura superior / inferior de la zapata el hay viga de arriostramiento y ahí se el valor que usan la resistencia

Dimensionamiento tomando u_1 = 9,50 m = b_0

η = 1,15

Ll A_{sx} = ϕ20 c 0,15 A_{sx} = 20,95 cm²/m → ρ_x = 0,002095

A_{sy} = 30 ϕ25 + 15 ϕ25 → A_{sy} = 44,181 cm²/m → ρ_y = 0,004181

$\rho_c = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,003012

$V_{u1} = E_0 \cdot 1,45 \cdot (100 \cdot 0,003012 \cdot 25)^{1/3} \cdot 9,5 \cdot 0,75 \cdot 1,00$ = 3,55 MN

⇒ $V_{su} = V_d + V_{cu}$ = 3,555 − 2,350 = 1,207 MN

$V_{su} = 2 \cdot \text{sen}\alpha \cdot [\cot\alpha + \cot\theta] \cdot A_w \cdot f_{yd} \cdot d$ $2 = 0,91$

$z = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 0,75$ m

Despejando:

$A_w \geq \frac{1,207 \text{ MN}}{0,765 \text{ m} \cdot 100 \text{ MPa}}$ = 29,44 cm²/m = $\frac{A_{sw}}{s}$

y tomando s = 0,15 m → 5,92 cm² en cada plano → en 4 ramas → 1,479 cm²

Se cubre en el margen de armadura disponible

b) Tomando s = 0,60 m → 23,7 cm²/m en cada plano

tomando barras a 0,15, en 3,50 m entran 30 barras

a cada base le corresponden 0,787 cm²/barra se cubre de sobra en el margen de armadura disponible

Can Tunis — 11-Mayo-2004

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN CON DOS ALTURAS DE PUNTALES

PK = 707+333,31

Hay pantalla en Z = +1,50 m y en Z = -3,40 m → HORMIGÓN ARMADO

Modelo RIO "P2FR2BM3_RD" ← Estado Local

Mismo problema de agua que en el caso anterior. Mismo problema que en el caso anterior → Igual con los dos niveles de puntales

Se descarta disposición en alerta

σ_{vd} = 1,5 · 90 = 135 kN/m

Sección necesaria $A_s = \frac{N_d}{f_{yd}} = \frac{\text{[illegible]}}{400\ MPa} = 3.375\ cm^2/m$

Se coloca en obra con la armadura dispuesta para dimensionar (5 Ø12 por metro $A_s = 5.65\ cm^2/m$)

Sólo se comparan los esfuerzos en los pantallas las reacciones en los puntales son inferiores a las obtenidas en los modelos a partir de las cuales se hace la evaluación del ahorro para el tramo 2-2 M!

(2) Pantalla superior = 87,50 T/m ← Pantalla envolvente: 95,07 T/m (OK!)

Pantalla inferior = 71,54 T/m ← Pantalla envolvente: 88,09 T/m (OK!)

(6) Puntal superior = 82,91 T/m ← Puntal envolvente: 95,07 T/m (OK!)

Puntal inferior = 58,30 T/m ← Puntal envolvente: 77,09 T/m (OK!)

a) Retirando puntal superior y luego puntal inferior

b) Retirando puntal inferior y luego puntal superior (1)

NOTE BOOK

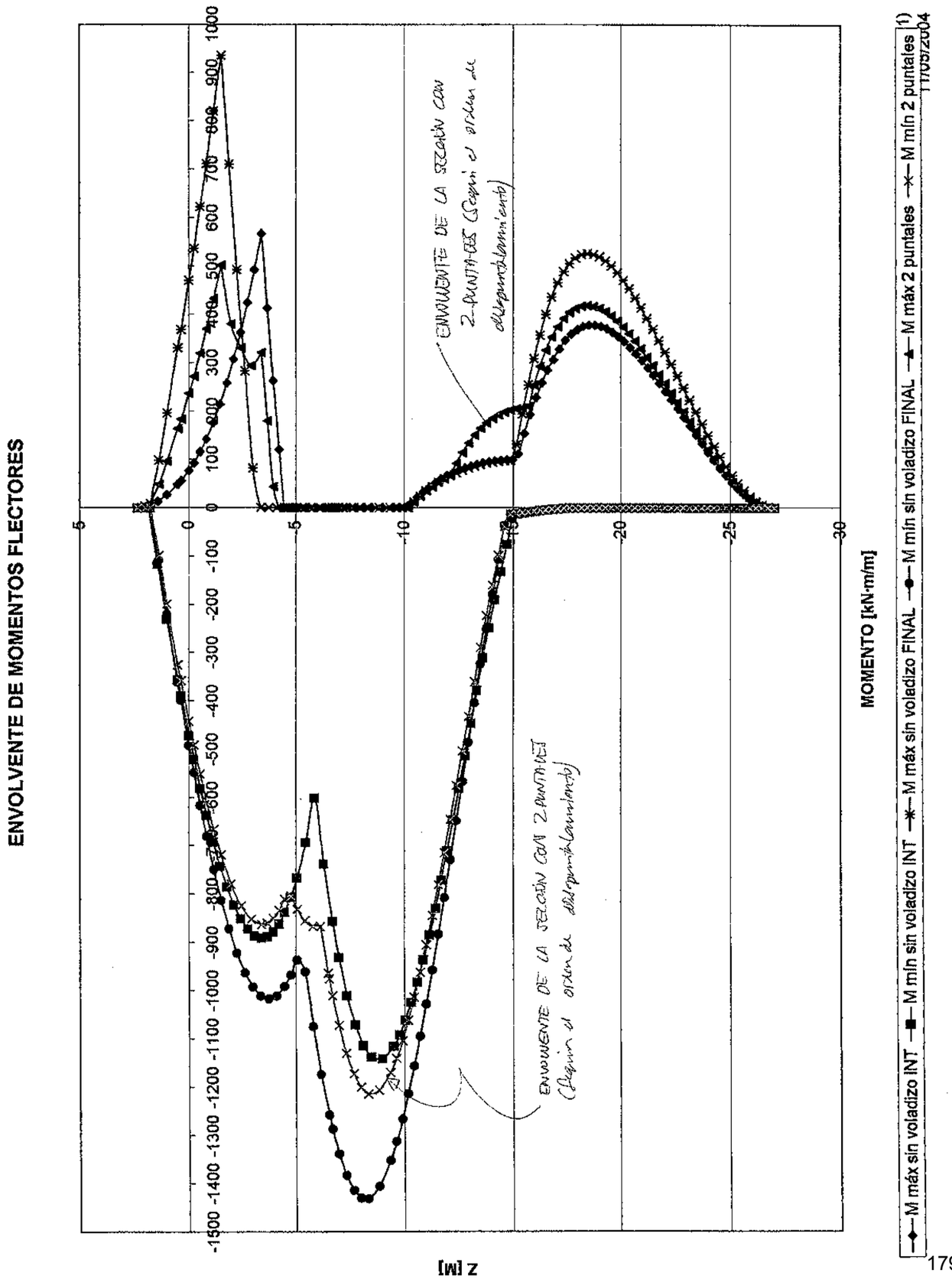
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR2BM3 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -1.50 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO DE RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* ZONA DE SALTO DE COTA DE PUNTAL PROVISIONAL
* ESTUDIO LOCAL CON DOS PUNTALES
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -9.35 0.0
WAT(2) -27.0 19.5
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.50m
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -4.5
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -1.50 Y EXCAVACION HASTA Z=-6.50m
STR -1.5 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -6.50
CAL
* ETAPA 3': PUNTAL PROV. EN Z=-3.40m Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.4 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.35
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.55 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 4': RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL INFERIOR
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
```

→ Se retira el puntal superior

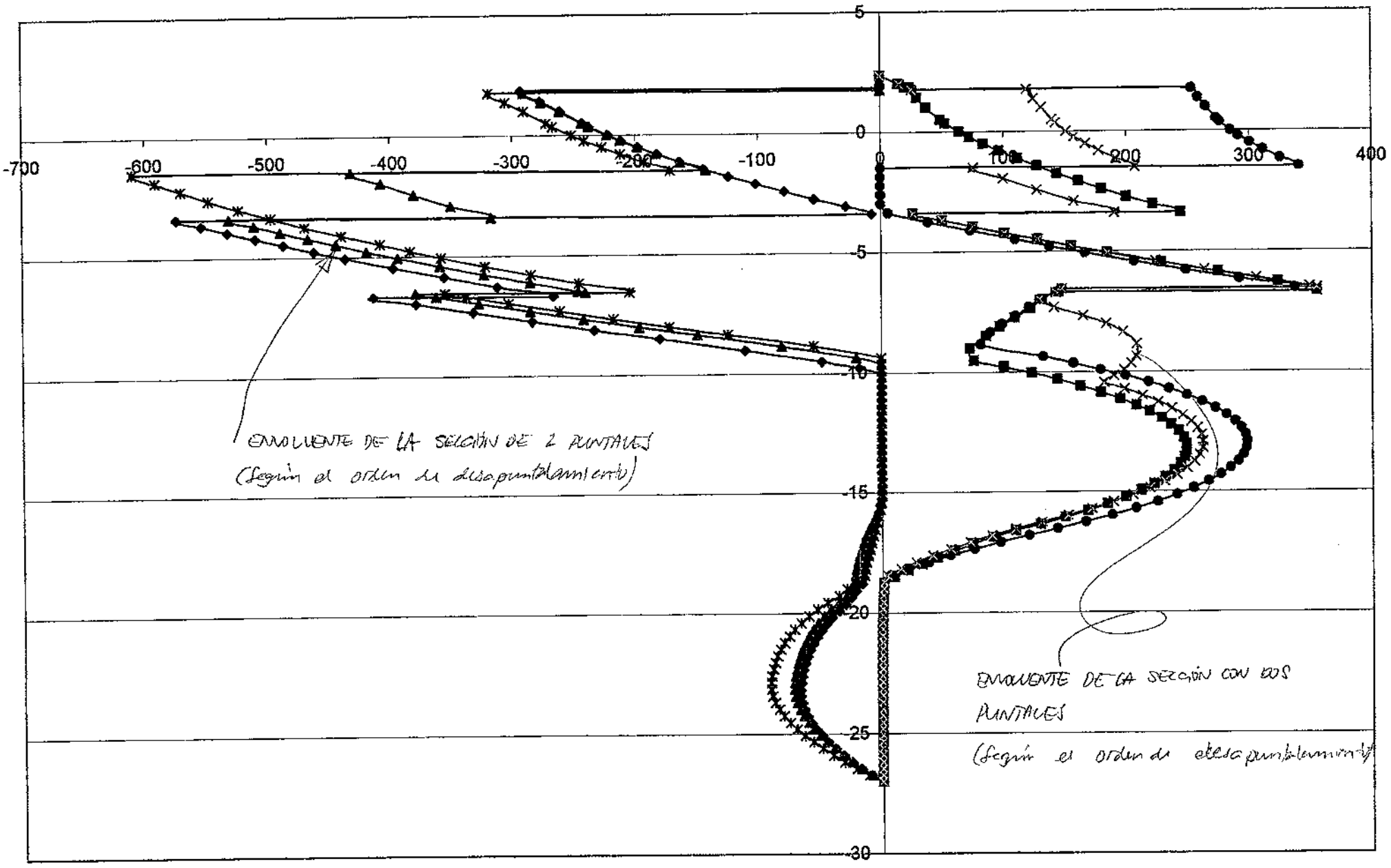
→ Se retira el puntal inferior.

También se hace el caso inverso, en el que 1º se retira el puntal inferior y después el superior.

```
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.70 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.55 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```



EN .VENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

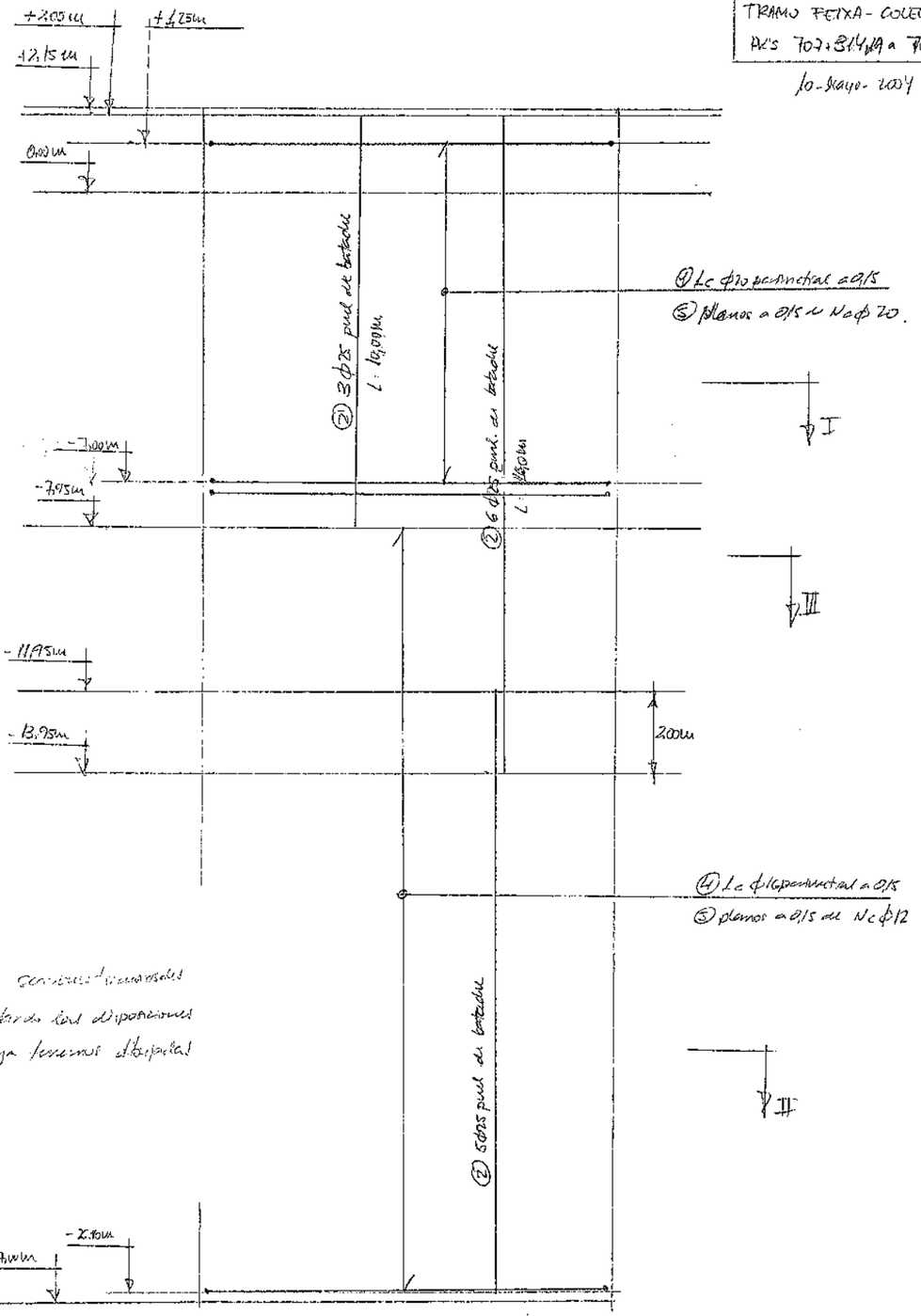
V mín sin voladizo INT — V máx sin voladizo INT — V mín sin voladizo FINAL — V máx sin voladizo FINAL — V mín 2 puntales — V máx 2 puntales

M1)
11/05/2004

TRASDOS

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2
TRAMO FETXA - COLECTOR
PK's 707+814,69 a 707+333,31

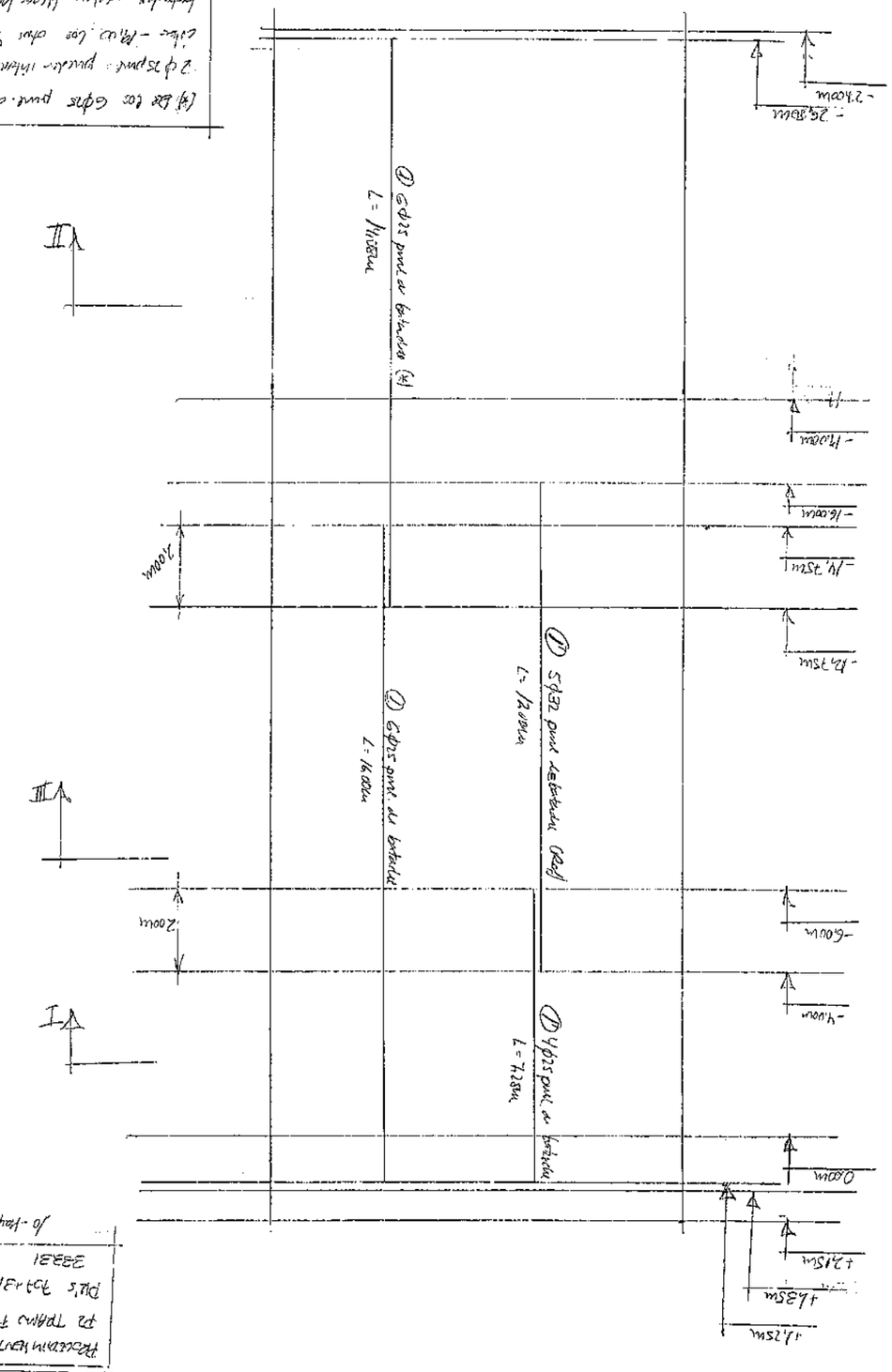
Fecha: mayo - 09



Hacer comentario transversal respetando las disposiciones que ya tenemos diseñadas

NOTA: Mantener el mismo esquema de colocación de agua entre pantallas que en el tramo de prueba

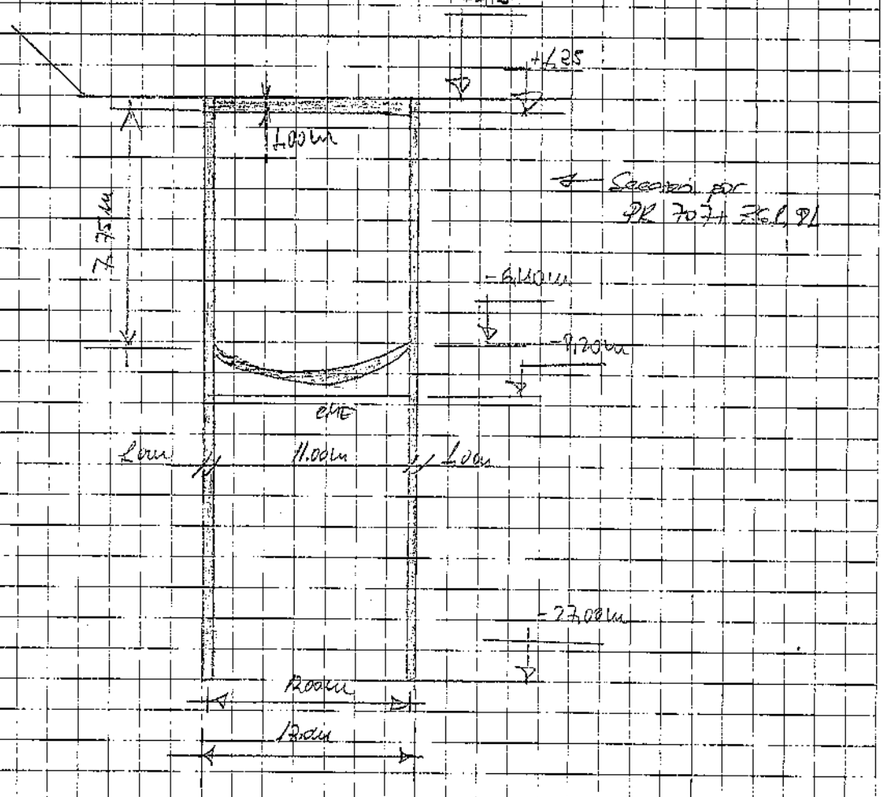
(4) En los Cotes pant. de tabeta:
2 ϕ 25 pant. pueden intercambiarse a 2ª cota - Pasan los ϕ16 pant al tabique - Cubo Super Desde L=-26,50m


-25,80m
-2,40m
-2,40m
-16,00m
-19,75m
-19,75m
-24,75m
-24,75m
-26,00m
-26,00m
-26,00

TRAMO 2-3 M2 → Trasno exter PK 7074+332,91 y 7074+361,81

Cota del terreno: z = +5,200m (aproximadamente)

(Se toman +5 para el cálculo estructural de los pantallas)



Cota canal

ΔPK: 7074+361,91 − 7074+010,006 = 321,904m

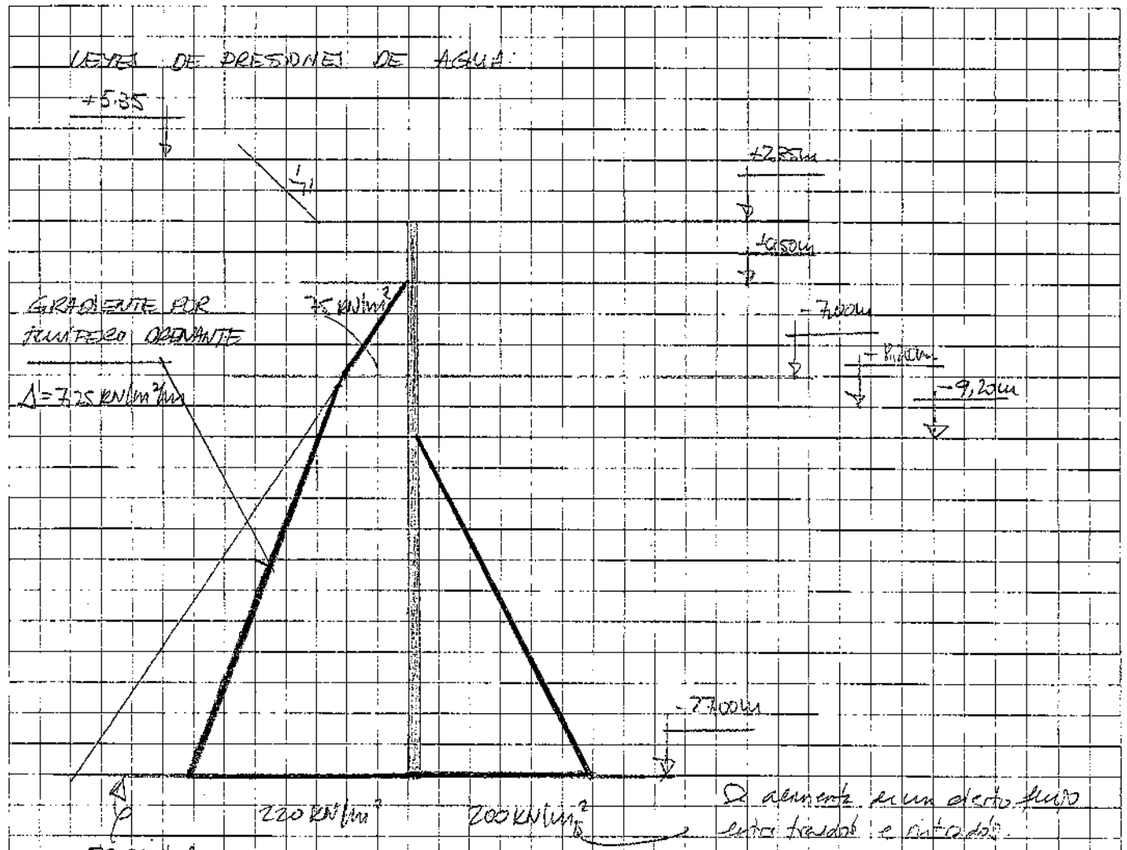
Δz = 321,904 · 9'55/100 = 1'76m

Con lo cual z_{canal} = −6,359 + 1,464 = −4,895 = −4,90m

CME = −4,90 − 3,30 = −8,20m

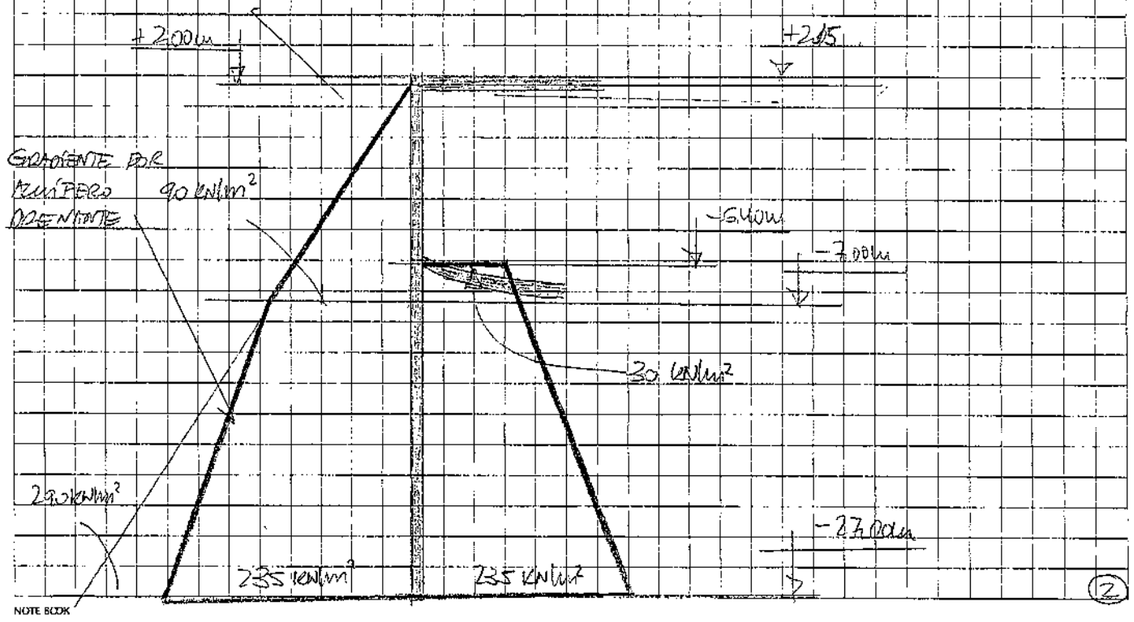
Cota eje contabilizada z = −8,20 + 1,80 = −6,40m

LEYES DE PRESIONES DE AGUA:



Ω demente en un dicho flujo entra tensado e natado.

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE RIADA DE NE CON CARRERA EXTREMA DE MAREA (TUNEL EN SERVICIO)



Can Tunis 11-Abril-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

a) 707+333,31

- Excavación intermedia hasta z=-6,50m
- Puntal provisional en z=-3,27m ⊕
- Excavación hasta C.M.E.
- Ejecución contabóveda + retirada de puntales provisionales

ARCHIVO RIDO: P2FR2BM2.RD

b) 707+364,81

- Excavación intermedia hasta z=-4,50m
- Puntal provisional en z=-3,15m ⊕
- Excavación hasta CME
- Ejecución de contabóveda + retirada de puntales provisionales

ARCHIVO RIDO: P2FR2BM4.RD

⊕ la cota de puntal provisional este pq haya que dejar espacio suficiente por debajo del mismo.

(3)

NOTE BENE

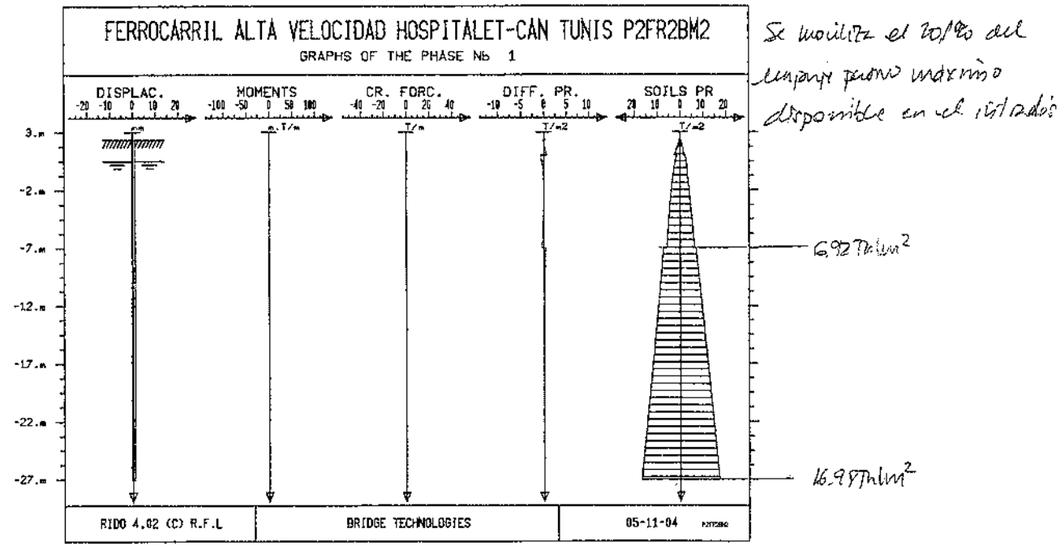
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR2BM2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.40 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO DE RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* ZONA DE SALTO DE COTA DEL PUNTAL PROVISIONAL
* SECCION EN PK 707+333.31
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -9.35 0.0
WAT(2) -27.0 19.5
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -6.50m
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -6.5
CAL                                  -3.27 (Corregido)
* ETAPA 3: PUNTAL EN -3.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.40 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.35
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.55 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.50 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
```

```
STR(0,3)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.55 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

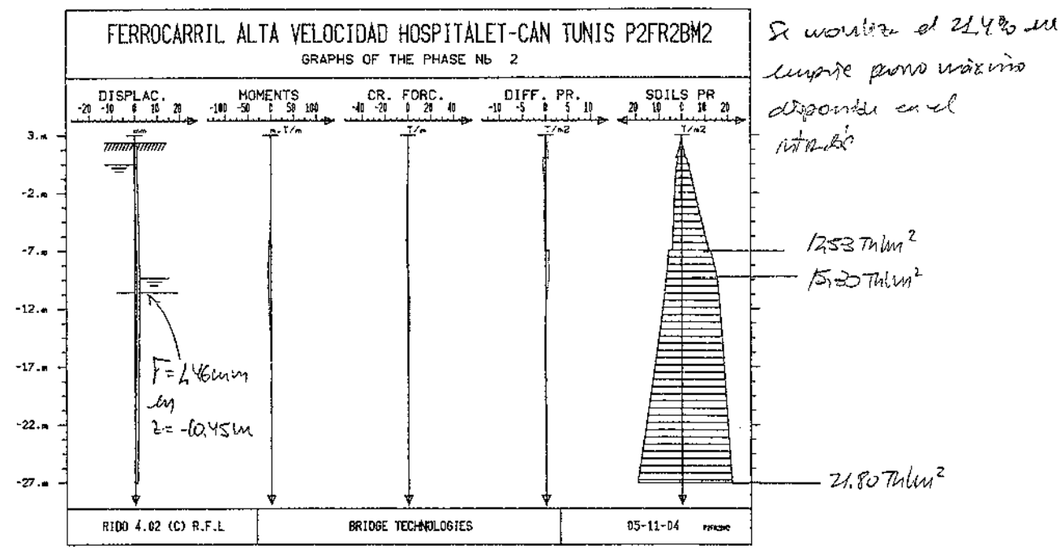
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO EN LA ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

SECCIÓN INTERMEDIA SIN VOLADIZO (PK: 707+333.31 + ÉPSILON):

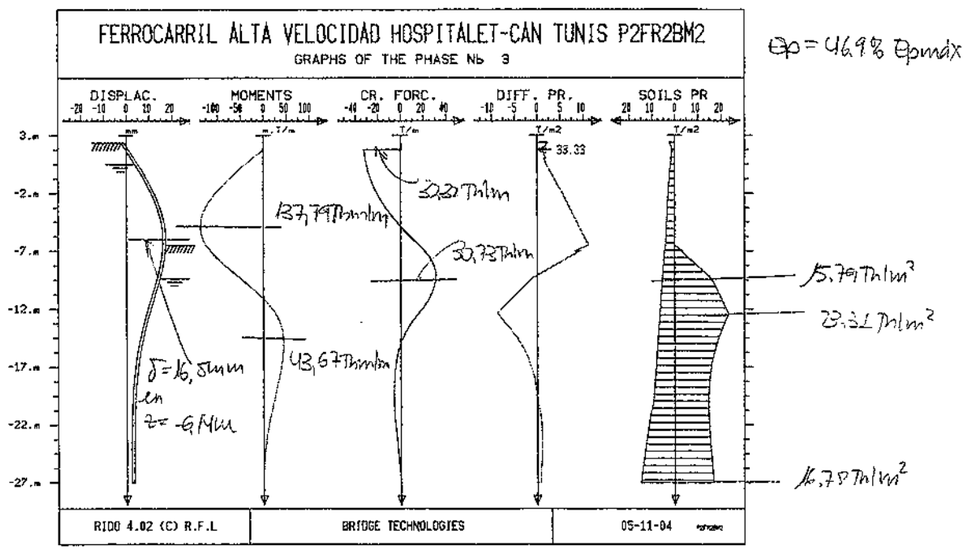
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



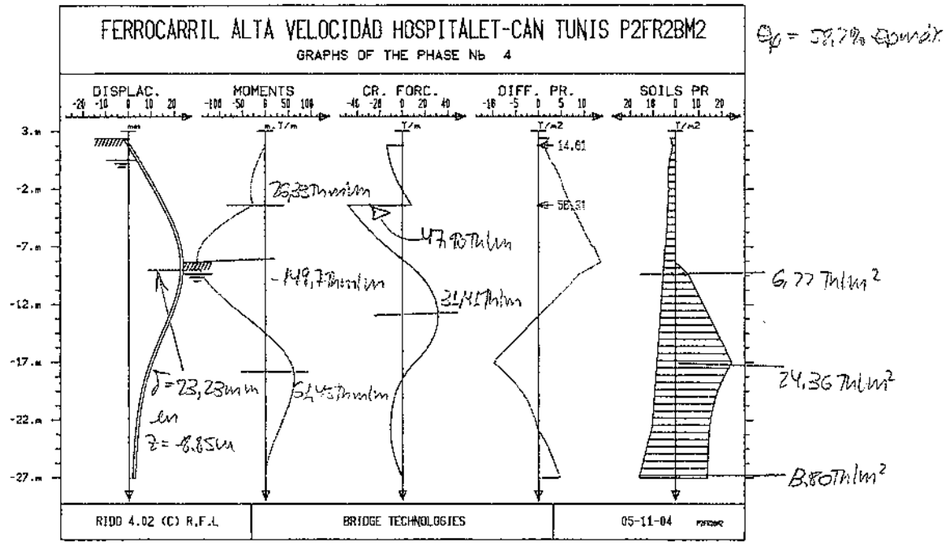
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



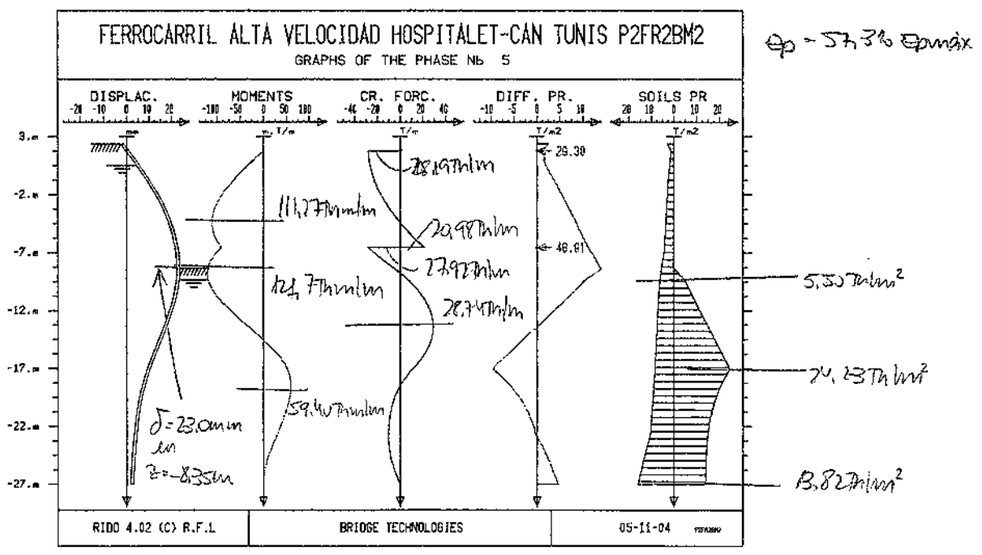
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.50m



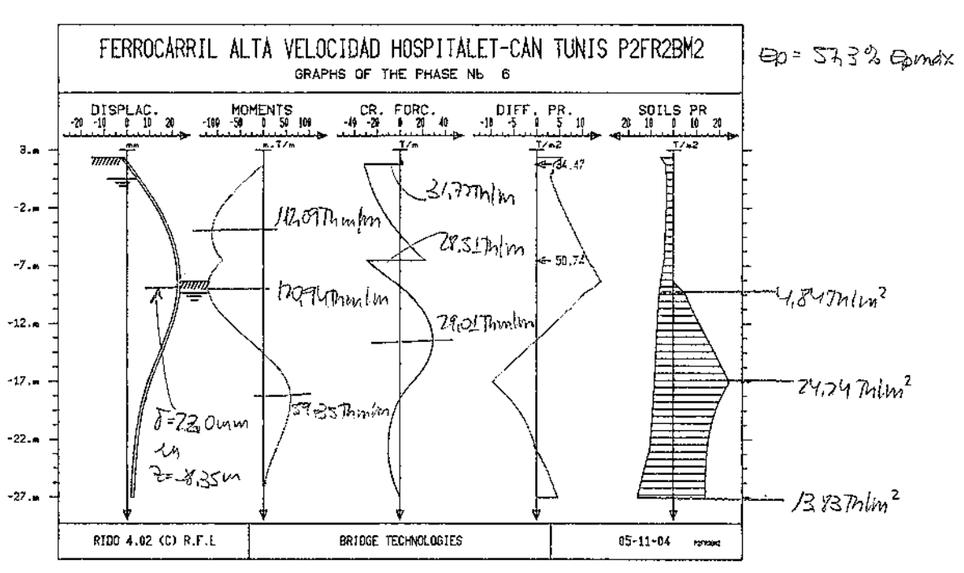
FASE 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=~~-5.00~~-3,27m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



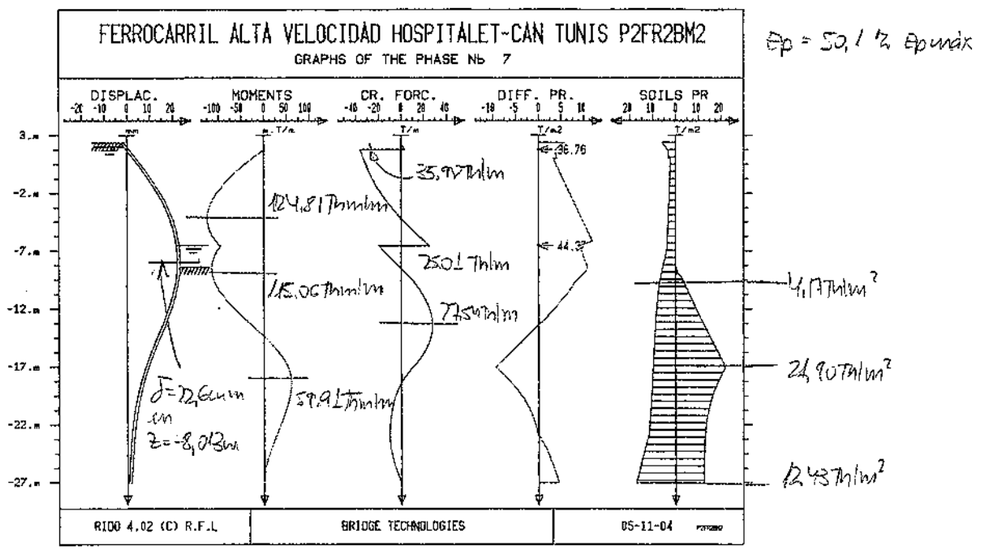
FASE 4: EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



FASE 5: RELLENO HASTA COTA DEFINITIVA.

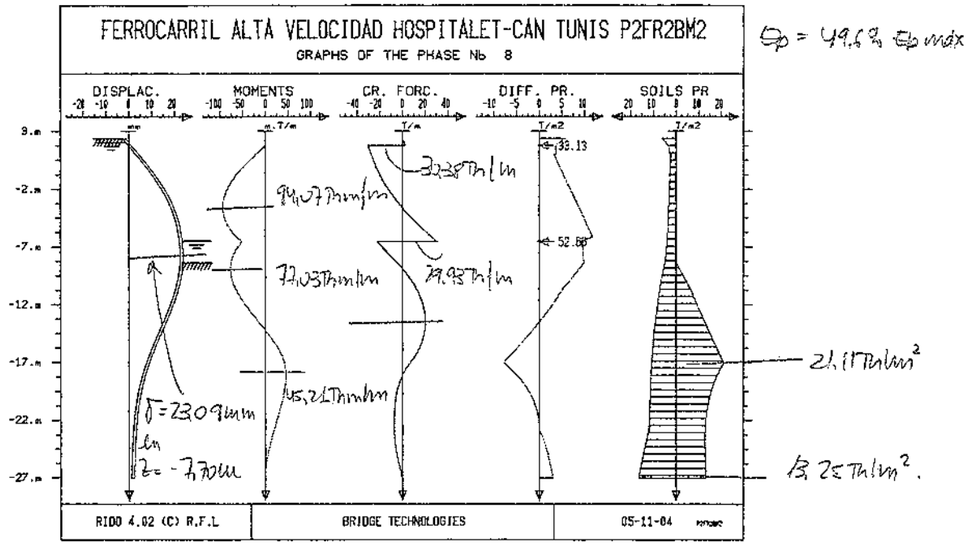


FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA DE MAREA EXTREMA:



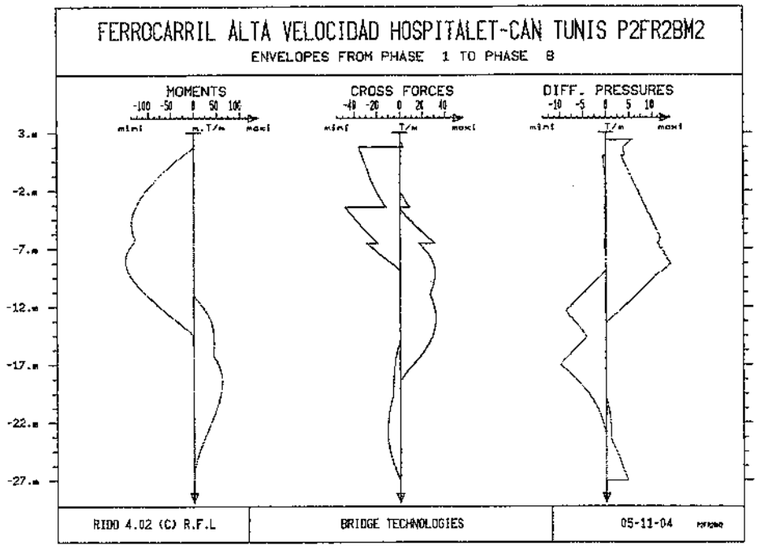
Ep = 50,1 % Ep max

FASE 7: FLUENCIA:



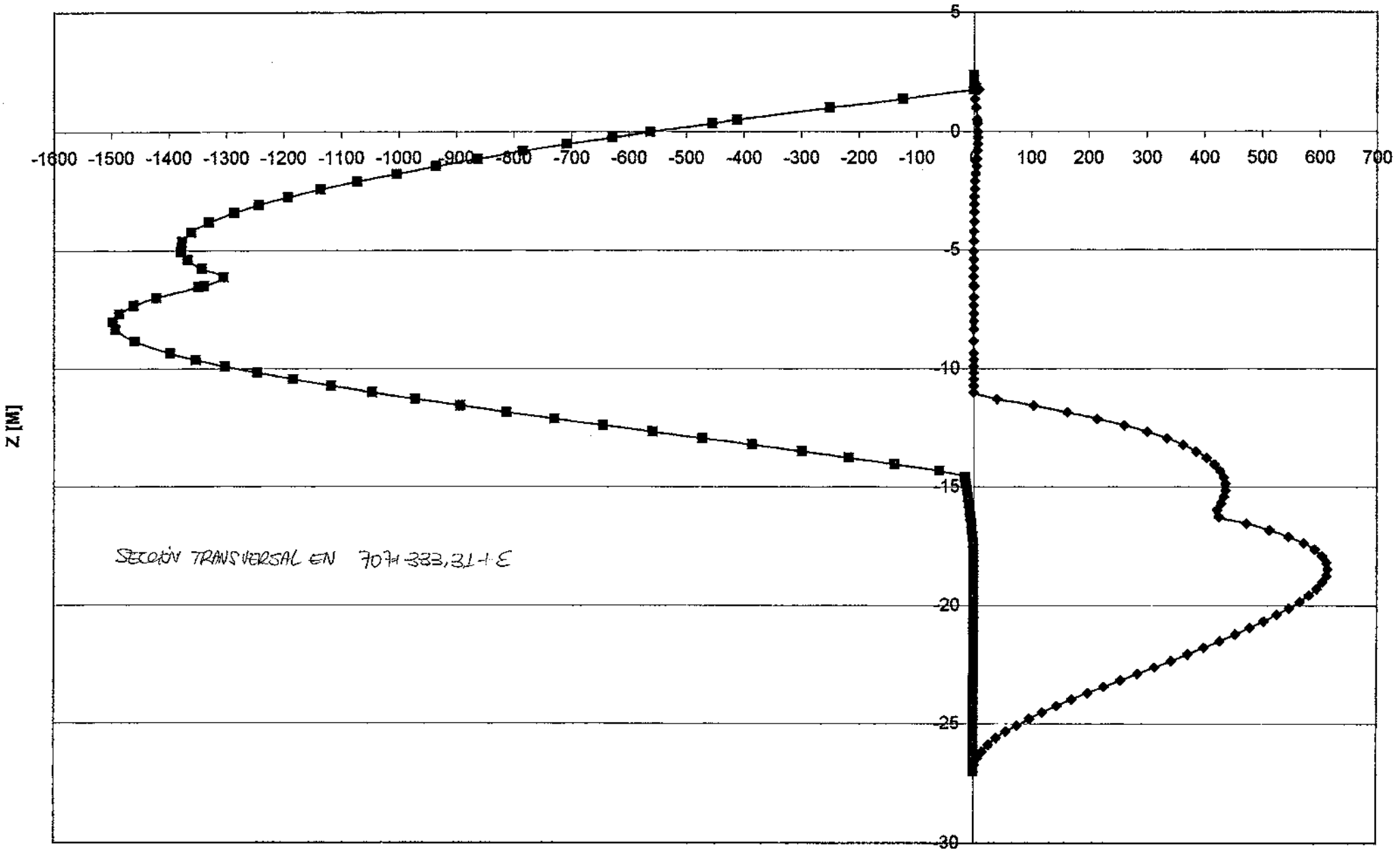
Ep = 49,6 % Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

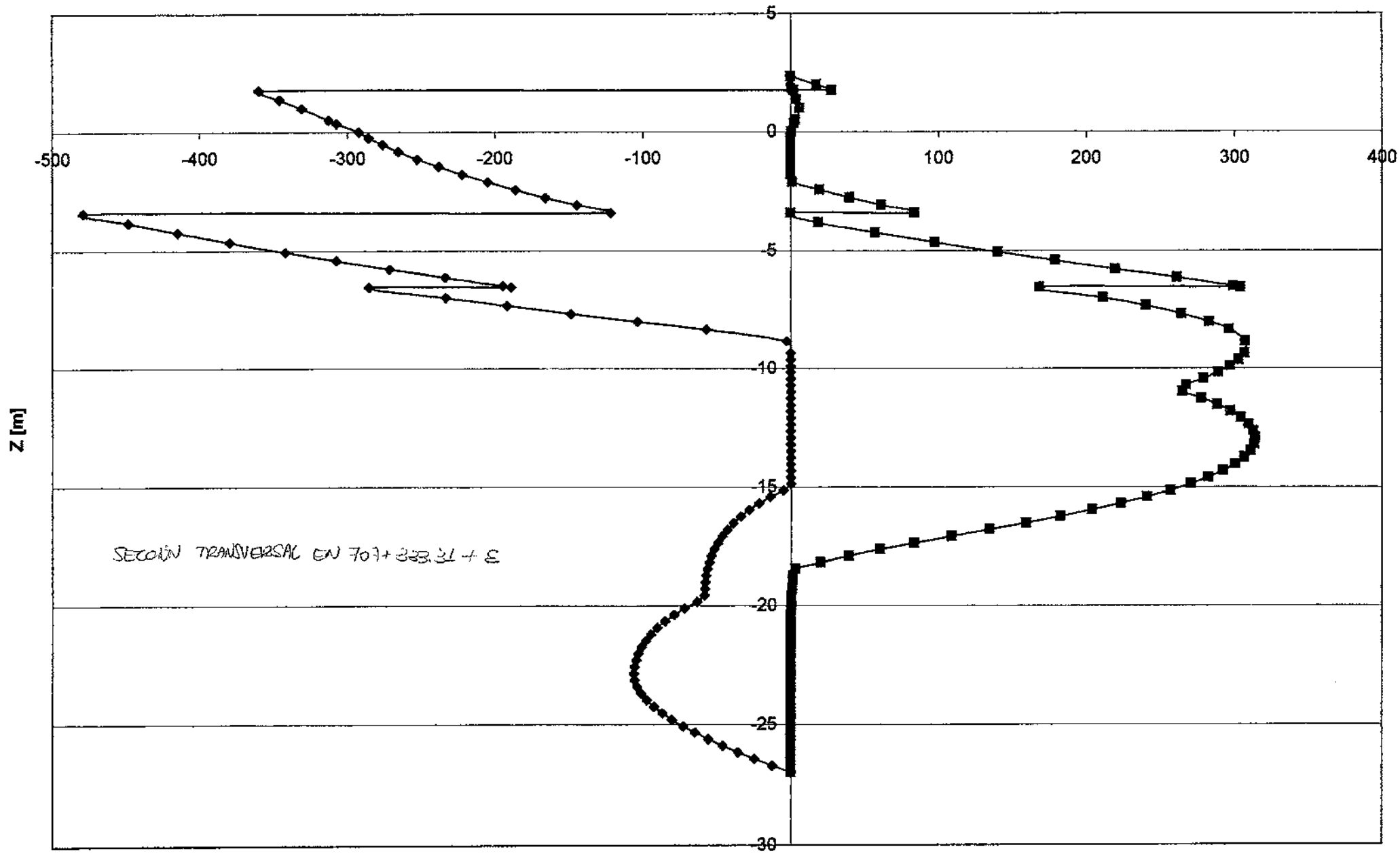


MOMENTO [kN·m/m]

M máx sin voladizo — M mín sin voladizo

P2FR III (M2)
11/05/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín sin voladizo — V máx sin voladizo

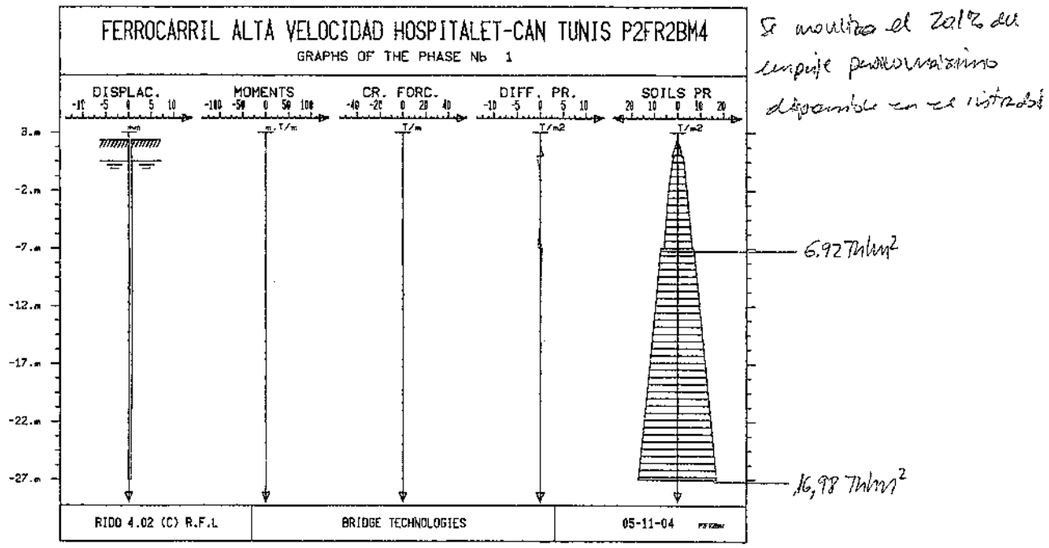
P2FR III (M2)
11/05/2004

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR2BM4 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.40 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO DE RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* ZONA DE SALTO DE COTA DEL PUNTAL PROVISIONAL
* SECCION EN PK 707+361.81
2.35
-27 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0   -9.20 (corregido)
WAT(2) -9.35 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -4.50m
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -4.5
CAL                 -3.15 (corregido)
* ETAPA 3: PUNTAL EN -3.40 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.40 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.20
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.40 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.50 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.40 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

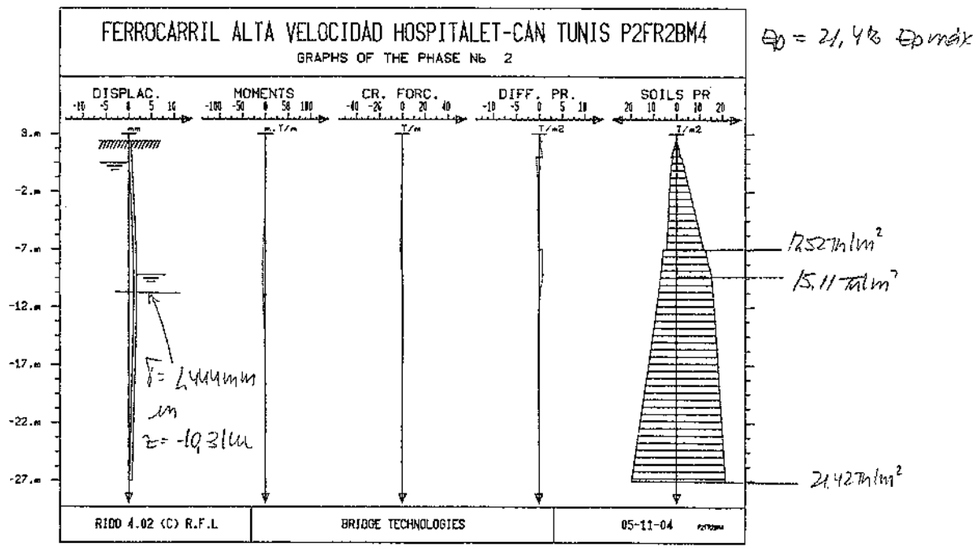
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. CAMBIO EN LA ALTURA DEL PUNTAL. CAMBIO RASANTE.

SECCIÓN INTERMEDIA SIN VOLADIZO (PK: 707+361.81):

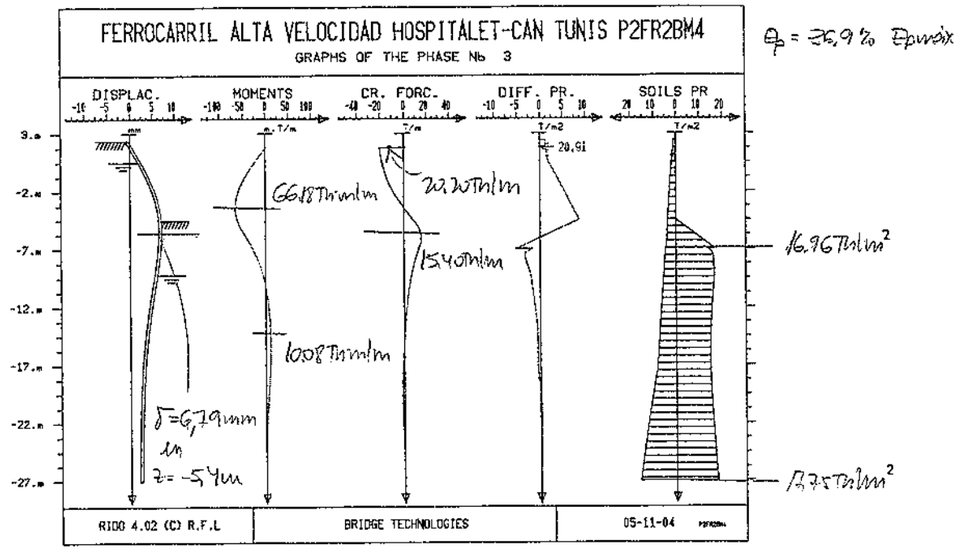
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



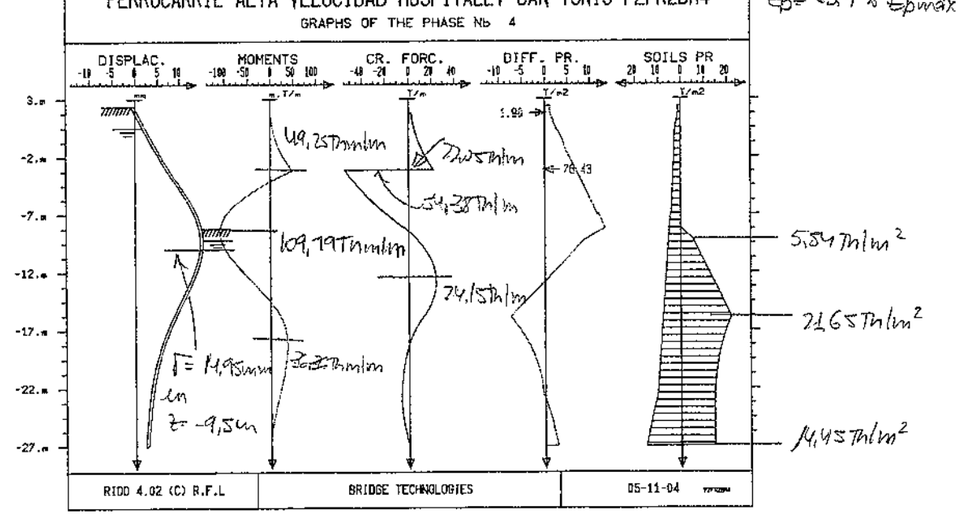
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



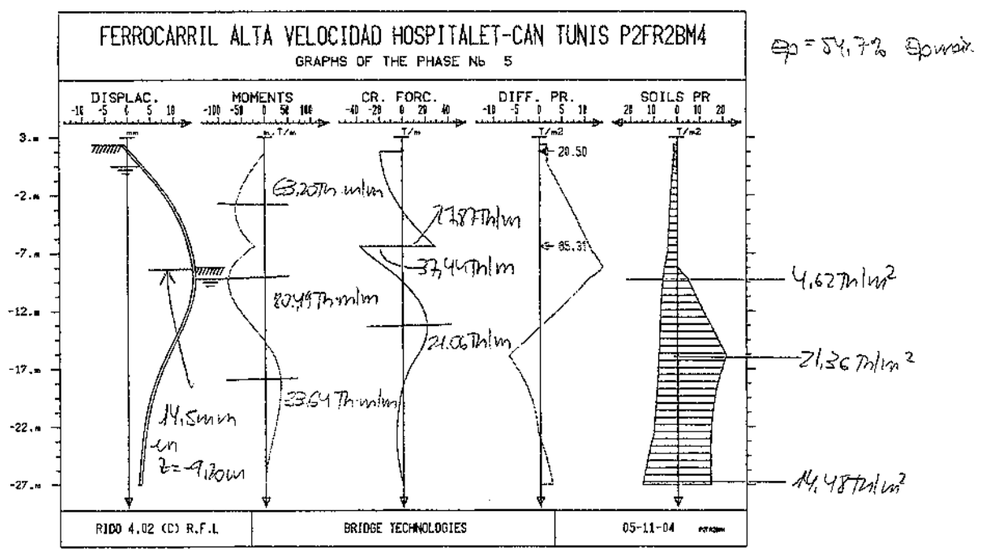
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m



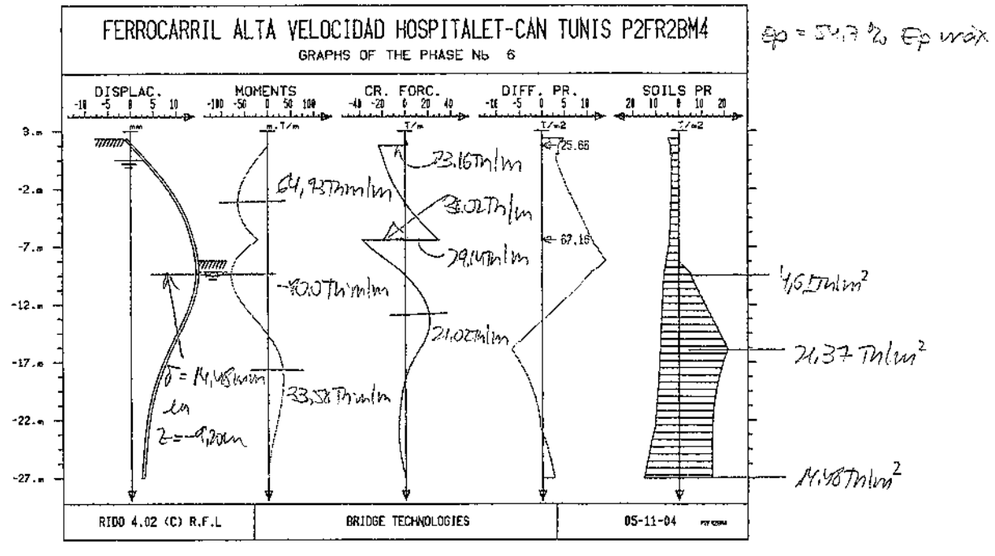
FASE 3: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-3.15m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



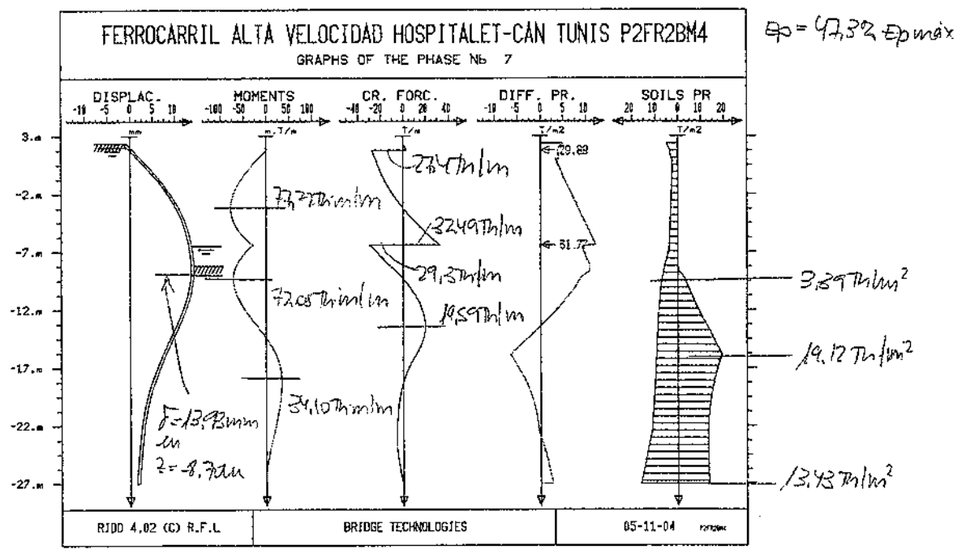
FASE 4: EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



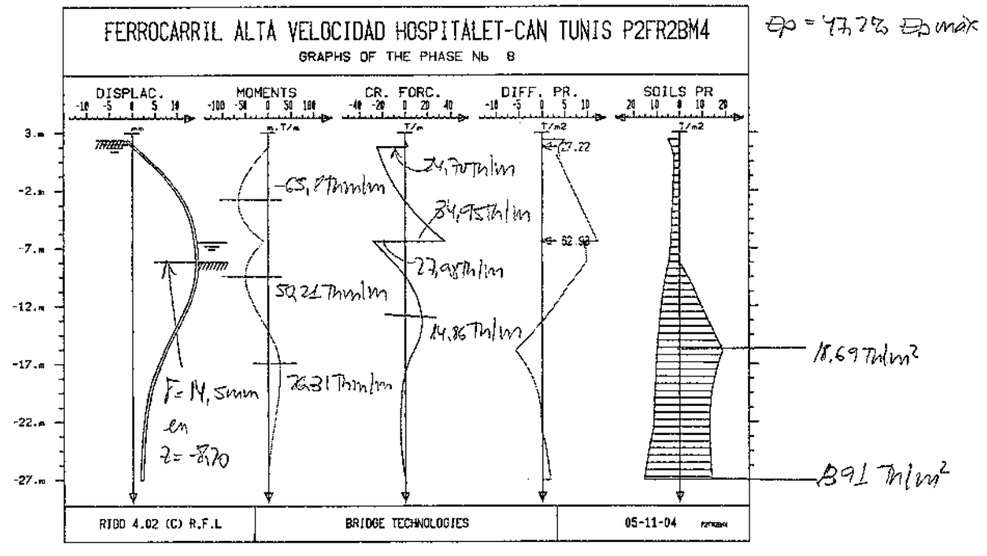
FASE 5: RELLENO HASTA COTA DEFINITIVA.



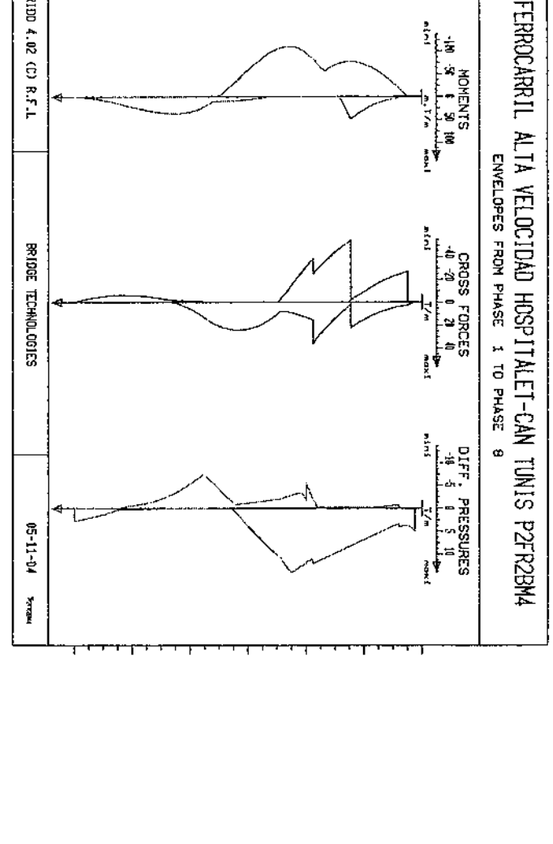
FASE 6: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA DE MAREA EXTREMA:



FASE 7: FLUENCIA:

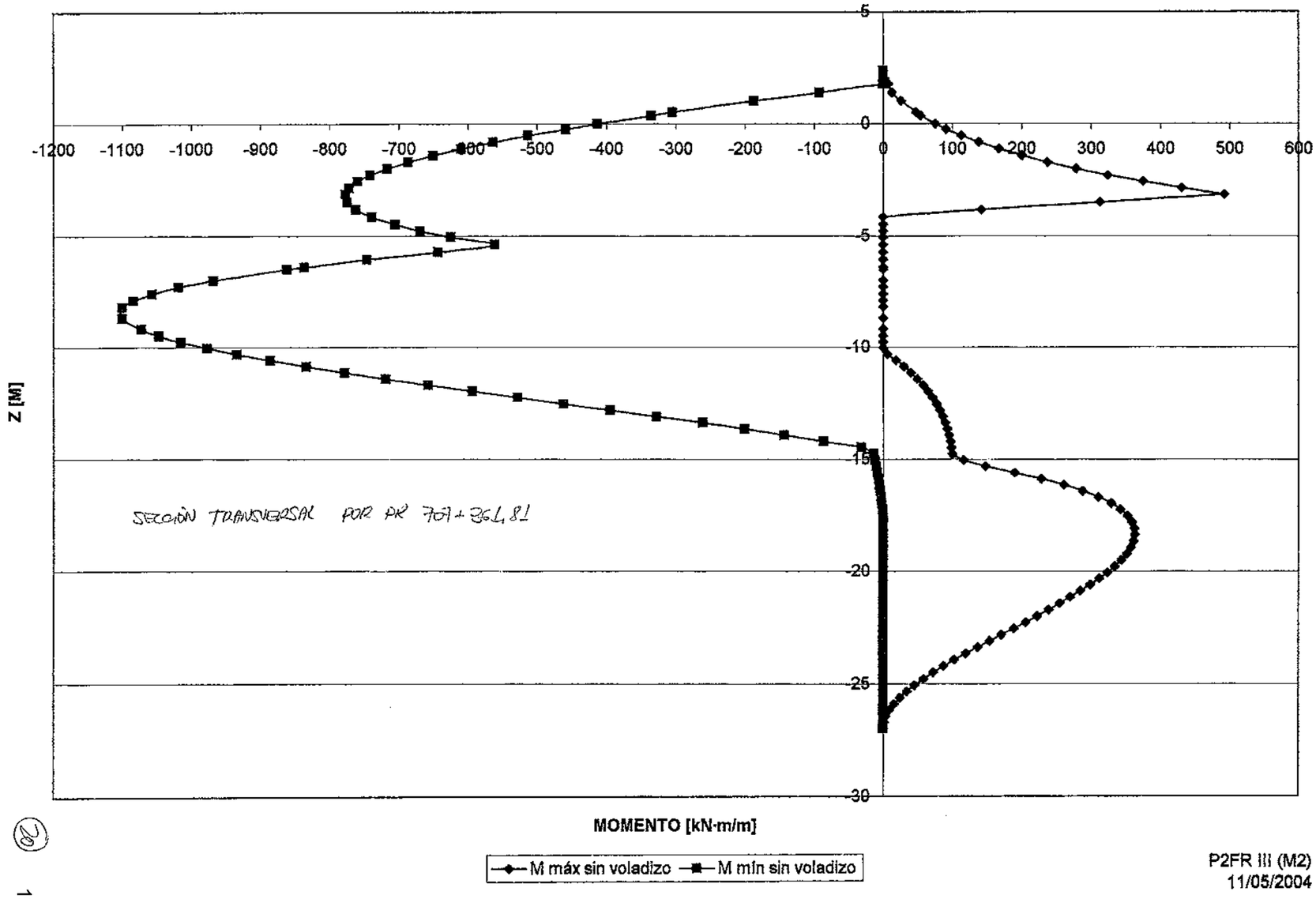


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



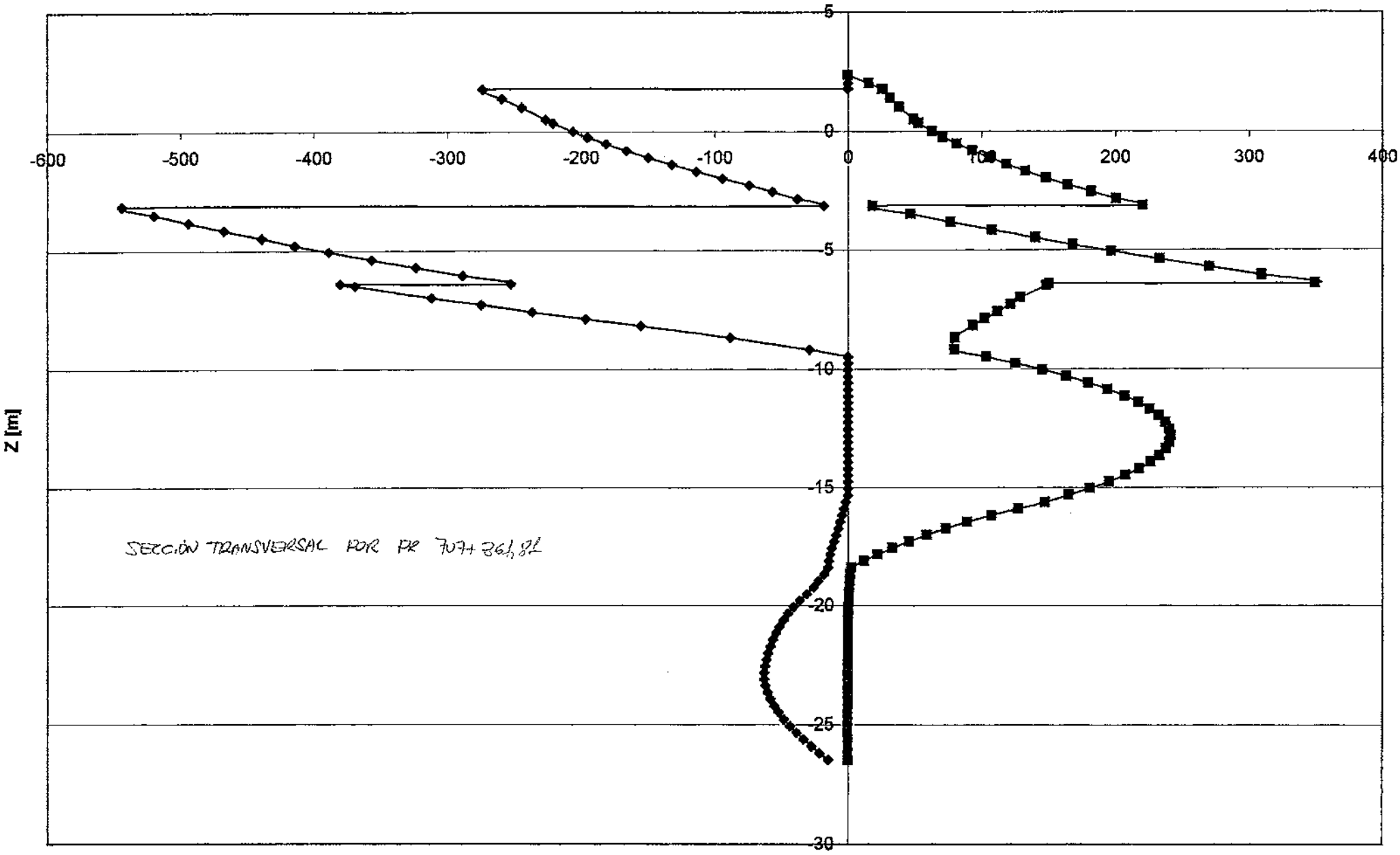
VER HOJA EXCEL ADJUNTA

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



P2FR III (M2)
11/05/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

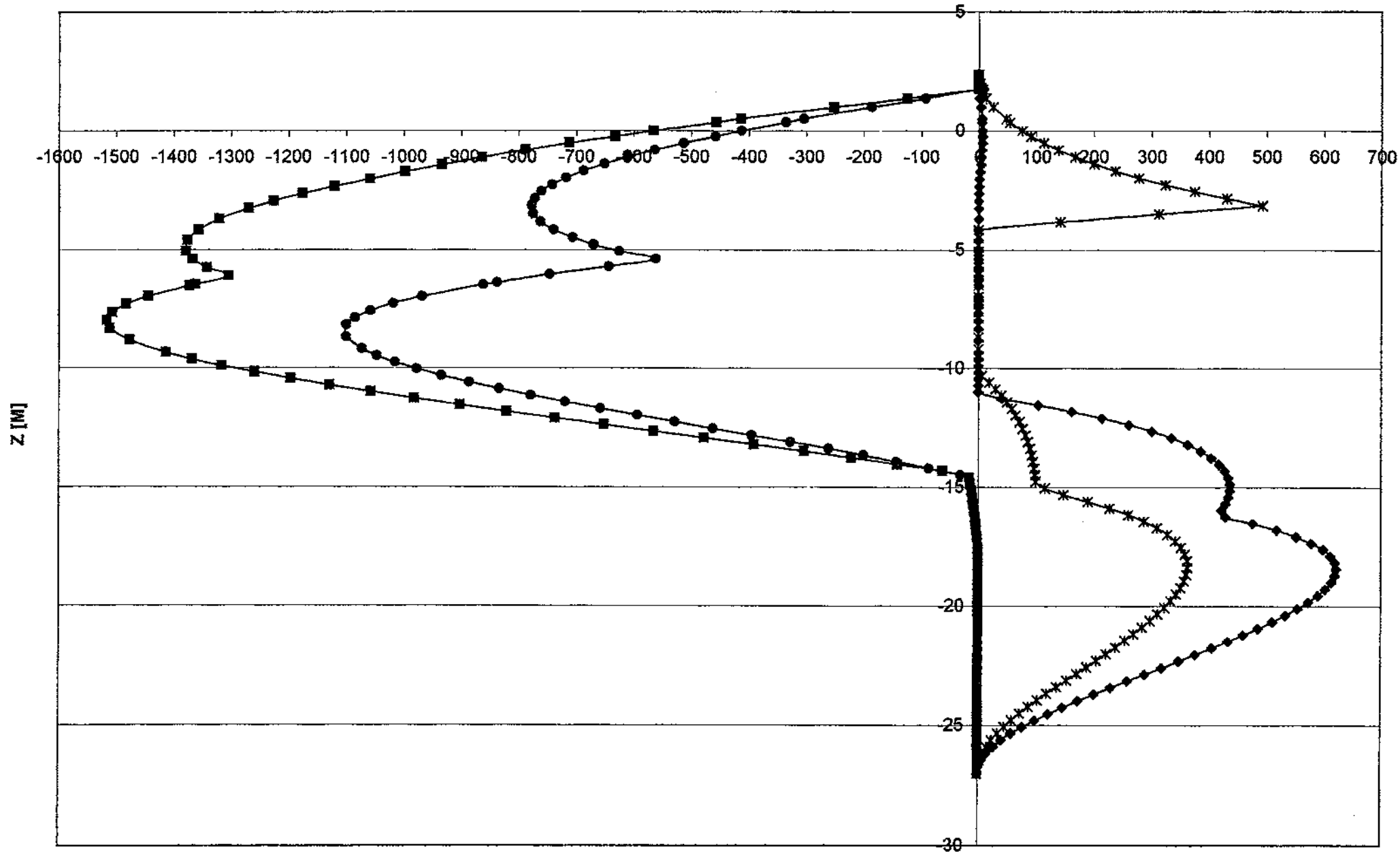


CORTANTES V [kN/m]

V mín sin voladizo — V máx sin voladizo

P2FR III (M2)
11/05/2004

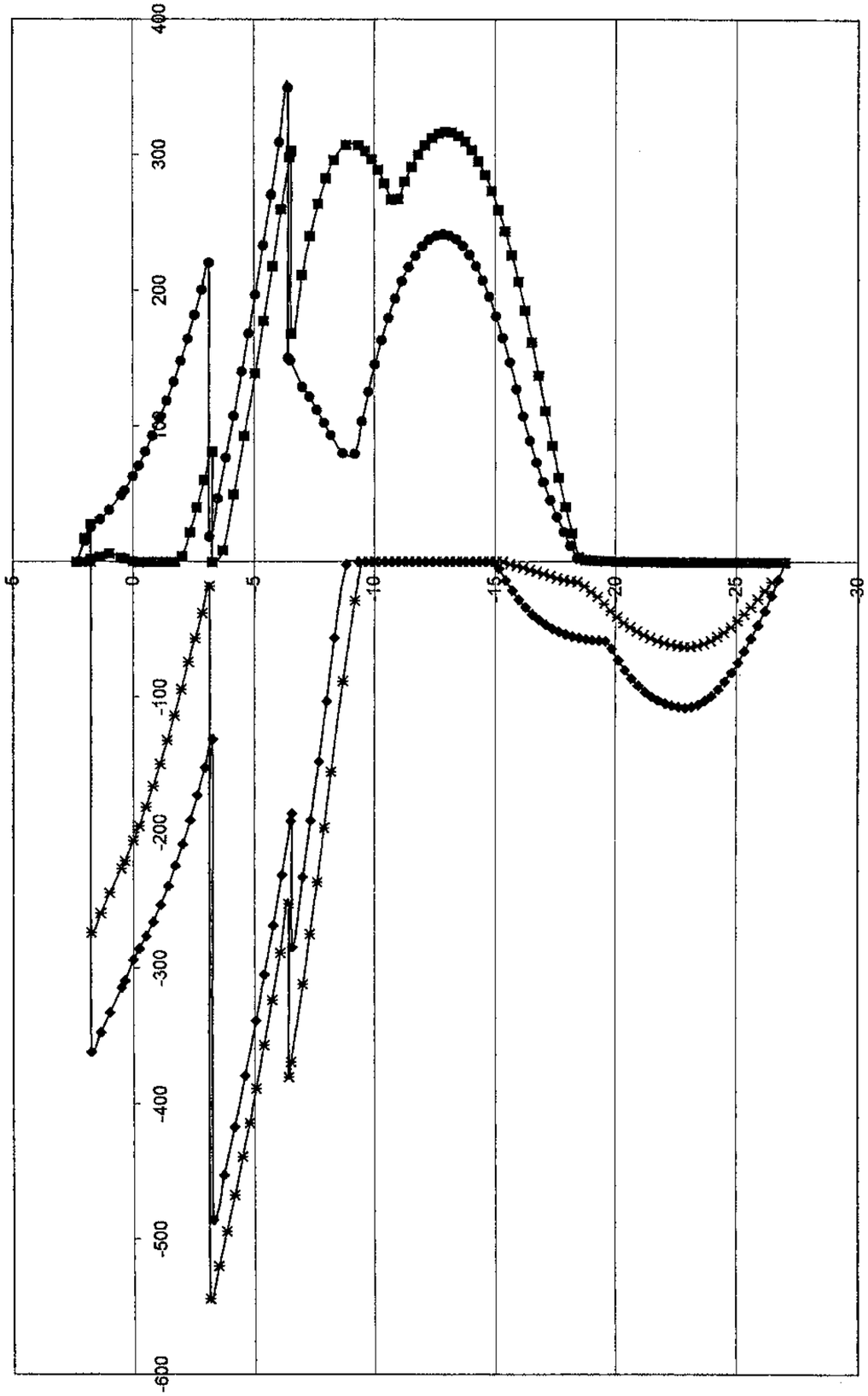
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



MOMENTO [kN·m/m]

M máx sin voladizo INT — M mín sin voladizo INT — M máx sin voladizo FINAL — M mín sin voladizo FINAL

P2FR III (M2)
11/05/2004



Can Tunis 11-Mayo-2004

NOTAS DE ARMADO Tramo entre 707+333,32 y 707+364,81

1) FLEXIÓN

1a) ENTRADAS

• Pto de momento $\mu_{máx} = 1516,31$ kNm/m

$\mu_{mín} = 1274,5$ kNm/m

Dimensionamiento con programa BARS $A_s \geq 74,2$ cm²/m

en 5cm de intrados $A_s \geq 370,6$ cm²/m → 30 ϕ32 + 30 ϕ25

• Momento último con 20ϕ25 (+ cuanto mínima por cuál rotura frág. de flexión)

$A_s = 19,635$ cm²/m → $\mu_u = 354,8$ kNm/m

En valor característico $\mu_{máx} = 489,42$ kNm/m

A favor $\mu_u \leq 485$ kNm/m para $z \leq -13,00$ m

A partir de este pto → anclaje + decalaje de los ϕ25, que dejan A_s =

Intrados: $z = -8,0 - 1,0 - 4,0 + 0,5 = -15,50$ m

(d) (e) Error posicionamiento

• Momento último con 20ϕ25 + 20ϕ25

$A_s = 92,09$ cm²/m

$\mu_u = 1728,85$ kNm/m

$\mu_{máx} = 1459,2$ kNm/m

A favor $\mu_u \leq 1455$ kNm/m para $z \leq -14,00$ m a partir de este pto anclaje + decalaje de los ϕ32

$z = -14,00 - 1,50 - 4,00 + 0,5 = -19,00$ m (OK)

(b) (d) (e)

③

- 2 pico momentos: M_k = 1879 KN·m/m

M_d = 2070 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASI: $A_s \geq 65,64\ cm^2/m$

En 50cm $A_s \geq 328,2\ cm^2$ → 20 ϕ32 + 20 ϕ25

- Momento último con 20 ϕ32

$A_s = 48,252\ cm^2/m$

$M_u = 1111,9$ KN·m/m

En valor característico $M_{u,k} = 1141,3$ KN·m/m

Si tiene $M_{u,k} \leq 1140$ KN·m/m para $z \geq -2,50$ a partir de este pto →

anclar + decalaje con ϕ25 que dan mayor tracción

$z = -2,30 + \frac{1,0}{2} + \frac{1,0}{2} + 0,5 = 0,50$ m

1b) TRASDÓS

- Pico de momento en la zona superior: M_k = 492,5 KN·m/m

M_d = 738,75 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq 216\ cm^2/m$

En 50cm → $A_s \geq 108,0\ cm^2$/batada ← 25 ϕ25

- Pico de momento en la zona inferior M_k = 622,1 KN·m/m

M_d = 933,17 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq 277\ cm^2/m$

En 50cm → A_s = 138,65 cm^2/m → 30 ϕ25

- Momento último con 25 ϕ25

A_s = 24,545 cm^2/m

M_u = 909,62 KN·m/m

$M_{u,k}$ = 606,41 KN·m/m

Si tiene $M_{u,k} \leq 606,41$ KN·m/m para $z \geq -1,80$ m. a partir de este punto anclaje + decalaje con ϕ25

II) CORTANTE

· Pico de esfuerzo cortante $V_E = -543,6$ kN/m

$V_A = 815,7$ kN/m

Armadura en tracción como mínimo 5ϕ25 pmt

$A_s = 24,545$ cm²/m

Armadura dimensionada con programa BAS2

$A_A \geq 20,23$ cm²/m/m

En x_{max} → $A_A = 10,15$ cm²/m

Tomando planos a 0,15 m → $A_s = 15,173$ cm²/plano

Se cubre con 8 ramas ϕ16 /plano

· Cortante último con 8 ramas ϕ12 a 0,15

$A_N = 12,064$ cm²/m/m

armadura longitudinal como mínimo, 4ϕ25 pmt

$A_s = 19,636$ cm²/m

$V_{u2} = 628,32$ kN/m

En valor característico $V_{ink} = 442,2$ kN/m

Se tiene $V_{ink} \leq 410$ kN/m para $z \leq -6,00$ m

III) PUNZONAMIENTO

Máximas cargas en los puntales: $V_E = 76,43$ T/m

$N_A = 1,50 \times 76,43$ kN/m · 2,50 m = 286,613 kN/puntal ≈ 2900 kN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{vu,d} = 0,30 f_{cd} = 0,30 \frac{25 \text{ MPa}}{1,50} = 5 \text{ MPa}$$

Placa de apoyo del puntal: $0,75 \times 0,75 = 0,5625 \text{ m}^2$

$u = 4 \times 0,75 = 3,00$ m ← perímetro

d = canto útil medio aprox.

Punzonamiento valorado

$$\frac{2900 \cdot 10^{-3} \text{ MN}}{3,00 \text{ m} \times 0,85 \text{ m}} = 1,14 \text{ MPa} << 5,0 \text{ MPa}$$ (OK)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$S_r > U_1$: $A = \frac{A_{sw}}{5}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando $F_{sd,ef} \leq G_{rd} U_1 d$

$d = 0,85$ m (del lado seguro)

$G_{rd} = 0,12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 2900$ kN = 29 MN

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1,485$

$A_{sx} = 2\phi 20 \cdot 0,15$ $A_{sx} = 41,89$ cm²/m → $\rho_x = 0,004189$

$A_{sy} = (6\phi 32 + 4\phi 25 + 5\phi 25)$ pmt → $A_{sy} = 92,453$ cm²/m → $\rho_y = 0,009245$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,006222$

Sustituyendo valores:

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \left[100 \cdot 0{,}006222 \cdot 25\right]^{1/3} = 0{,}445\ MPa$

Para no tener armadura de Punzonamiento es necesario que $V_1 \geq$

$V_1 \geq \frac{F_{sd\,ef}}{\tau_{rd} \cdot u \cdot d} = \frac{3900\ kN}{0{,}445\ MPa \cdot 0{,}75 d} = 7{,}67 u$

Perímetro crítico

Ucrítico: $8{,}75 u$

como $V_{crítico} < V_1$ → no hace falta armadura de punzonamiento

TRASCAB

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PRAMO FENIXA COLECTOR ENTRE LOS PKS 707+333,1 y 707+364,81

11- Mayo- 2004

-2,05
-12,15m
-14,25m
-Zoom
-7,00m
-11,95m
-15,95m
-20,00m
-23,70m
-26,70m

② 5 ϕ25 pml. de batada
L=16,00m

④ 1 c/ 0,15 pantalla = 0,15
⑤ planos a 0,15 de Nic ϕ12

② 6 ϕ25 pml. de batada
L= 14,85m

① 1 c/ 0,15 pantalla = 0,15
⑤ planos a 0,15 de Nic ϕ12

I

II

II

I

ENTRADA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PRAMO FENIXA - COLECTOR ENTRE PK's 707+333,1 y 707+364,81

11- Mayo- 2004

-12,15m
-14,25m
-Zoom
-5,00m
-7,00m
-13,95m
-16,95m
-19,00m
-21,70m
-23,70m

⑪ Y ϕ25 pml. a batalla (real)
L= 8,25m

④ 16 ϕ25 pml. a batalla (real)
L= 20,00m

① 4 ϕ25 pml. a batalla
L= 14,85m

④ 6 ϕ25 pml. a batalla
L= 16,00m

2,00m

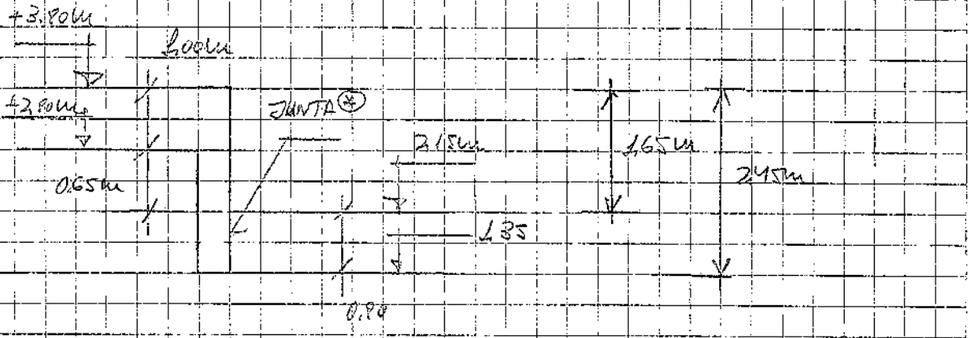
2,00m

I

II

MURO DE SALTO ENTRE CUBIERTA DE LA PEIXA LARGA y CUBIERTA DEL TRAMO PEIXA LARGA - COLECTOR

GEOMETRÍA



(*) No hay transmisión de cargas entre cubierta y muro.

ACCIONES

* Peso propio
* Peso tierras + tierras } EMPARRILLADO PLANO
* Ec. de Diseño

No hay transmisión de cargas entre la cubierta del tramo Peixa-Larga / colector y el muro de salto.

La cubierta está por encima del NT habitual → No hay problemas de entrada de agua.

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO DEL MURO:

La dimensiono para la combinación

COMB 1: 1.35 g + 1.50 q_nieve + 1.50 ψ_viento q_v

FLEXIÓN

Md = 1.35 2.25 + 7.025 kN/m

Dimensionamiento en pagadas BAEL:

b = 1.00m; h = 2.45m; r = 0.15m

As = 8.75 cm² → 10 ϕ25

Se dispone una doble capa de 10 ϕ25 / capa

t = 0.03 + 2.02 + 3/2 0.025 = 0.0875 (< 0.15 OK!)

Descarga de la última biela del puntal

Vd = 1934,21 kN

Td = Vd ← Bielas a 45°

As ≥ Vd / f_yd = 1.975 MN / 400 MPa = 49.4 cm² → la cubre con 10 ϕ25

NOTE BOOK

CORTANTE

$V_d = 136,5$ KN

Tomando el cortante a 1 canto útil (del eje del apoyo del lado seguro) — se toma a 2,40 del eje del apoyo.

Armadura en tracción $A_s = 78,12 cm^2$

Armadura transversal $A_{t/l} = 1260 cm^2/m$

Se cubre con 1 c Φ16 a 0,20 ← como mínimo

Cuantía mínima < cortante

Ax hyd = 100 Adobe stud

$\frac{V_d}{z_s} = \frac{136,5 MN}{4,5} = 16,67 MPa$

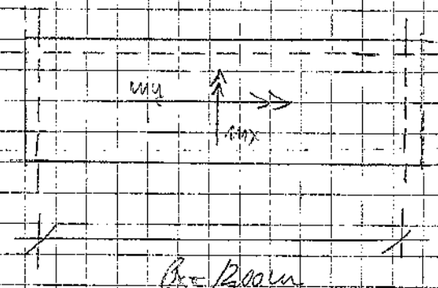
$b_o = 0,60$

$\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1,0$

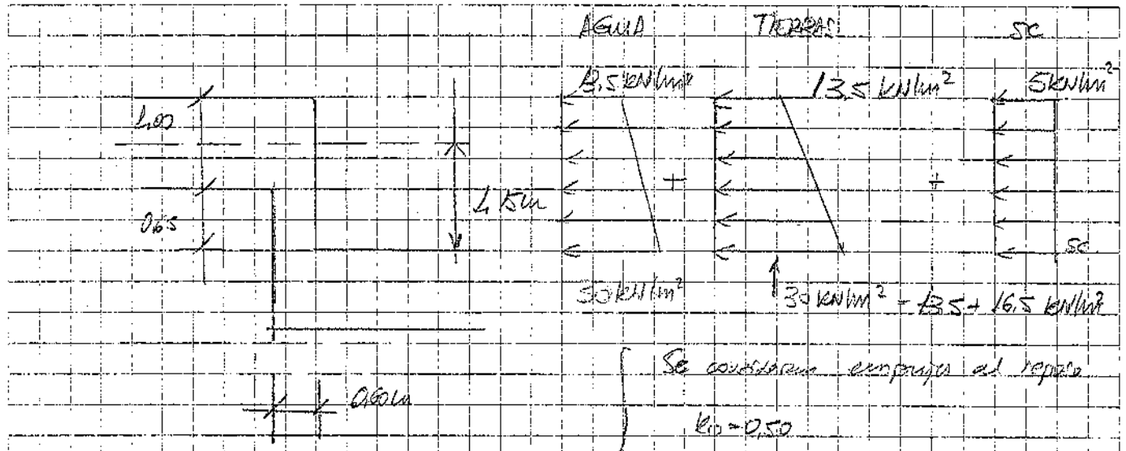
$A_t \geq 5,0 cm^2/m$ ← Se cubre con la armadura dispuesta

FLEXIÓN DE MURO DATO EMPUJE DE TIERRAS

$h_{pantalla} = 3,0 m$



$\alpha = l_y/l_x = \frac{12}{24,5} = 0,43 \rightarrow l_y/l_x = 0,10$ ← Muy bajo



0,60 m

$q_k = 10 kN/m^2$ sc utilización

$E_{0q} = K_0 \cdot q = 0,5 \cdot 10 kN/m^2 = 5 kN/m^2$

Se consideran empujes al reposo

$K_0 = 0,50$

$E_d = K_0 \gamma_h = 0,50 \cdot 10 \cdot h = 10h$ kN/m

$E_d = 10h + 5$ kN/m²

Momento flector y ← obtenido del lado seguro

$w_y = 0,001 \cdot 4,5^2 m^2 \left(\frac{3}{12}(13,5+5)10^{-3} + 41,2 \cdot 6,5 \cdot 10^{-3}\right) = 5,43$ kN m/m

$w_y = 5,43$ kN m/m ← Muy bajo ← Se cubre con la cuantía mínima a cortante

$w_x \leq \frac{pl^2}{8} = \frac{48,5 kN/m^2 \cdot 12^2 m^2}{8} = 873,0$ kN m/m

Dimensionamiento con programa BASI $h = 0,60 m$; $r = 0,06 m$

$A_s \geq 43,9 cm^2/m \rightarrow$ en 2,65 m $A_s \geq 28,535 cm^2$ ← 6Φ25 ó 9Φ20

Cortantes

Cortantes longitudinales, tomando el cortante en el canto útil de bases en apoyo directo

$V_d = 48,5 kN/m^2/m \cdot (5,00 m) = 242,5$ kN/m

Armadura entramado: $A_t = 45,31 cm^2/m$

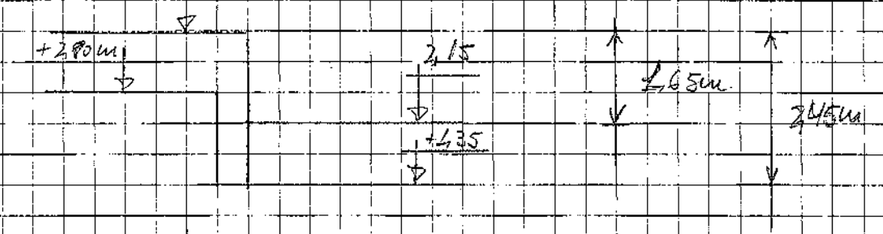
Can Tunis 12-Mayo-2004

Dimensionamiento con programa BASIC

ANEJO → No mucho fácil acuerdo de cálculo (para cortantes horizontales).

Can Tunis 10-Mayo-2004

MURO DE SALTO ENTRE LA FASE LARGA Y EL TRAMO FASE 1-COLECTOR

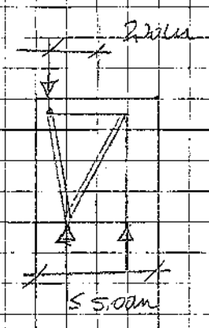


ESFUERZOS EN EL MURO.

INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN VERTICAL DEL MURO

Carga Vertical sobre las pantallas

Repartimos según en sentido longitudinal a las pantallas.



Rd = 1895,8 KN ≈ 1900 KN en cada extremo de la pantalla

Rd = 1900 KN

e = 2,50 - 0,30 = 2,20m

Md = 2,20m 1900 KN = - 4180 KNm

MODELO DE BIELAS Y TIRANTES EN EQUILIBRIO:

$R_d = 1900$ kN

$C_2 \cdot \operatorname{sen} 74,8° = R_d \rightarrow C_2 = \frac{R_d}{\operatorname{sen} 74,8°} = \frac{1900}{\operatorname{sen} 74,8°} = 1968,9$ kN

$T_2 = C_2 \cdot \cos 74,8° = 1968,9 \cdot \cos 74,8° = 516,2$ kN

$A_{s1} = \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{516,2 \text{ kN}}{400 \text{ MPa}} = 12,91 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 4 ø 25 arriba con el dimensionado

$C_1 \cdot \operatorname{sen} 51,2 = C_2 \cdot \operatorname{sen} 15,2 \rightarrow C_1 = C_2 \cdot \frac{\operatorname{sen} 15,2}{\operatorname{sen} 51,2} = 1968,9 \cdot \frac{\operatorname{sen} 15,2}{\operatorname{sen} 51,2} = 882,5$ kN

$C_1 = 882,5$ kN

También con armadura $C_1 \cdot \operatorname{sen} 51,2 = T_1 \rightarrow C_1 = \frac{T_1}{\operatorname{sen} 51,2} = \frac{516,2}{\operatorname{sen} 51,2} = 882,9$ kN (OK)

$T_2 = C_1 \cdot \operatorname{sen} 51,2 = 882,9 \cdot \operatorname{sen} 51,2 = 722,7$ kN

$A_{s2} \geq \frac{T_2}{f_{yd}} = \frac{722,7 \cdot 10^{-3} \text{ MN}}{400 \text{ MPa}} = 18,09 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 6 ø 25 arriba en cada cara

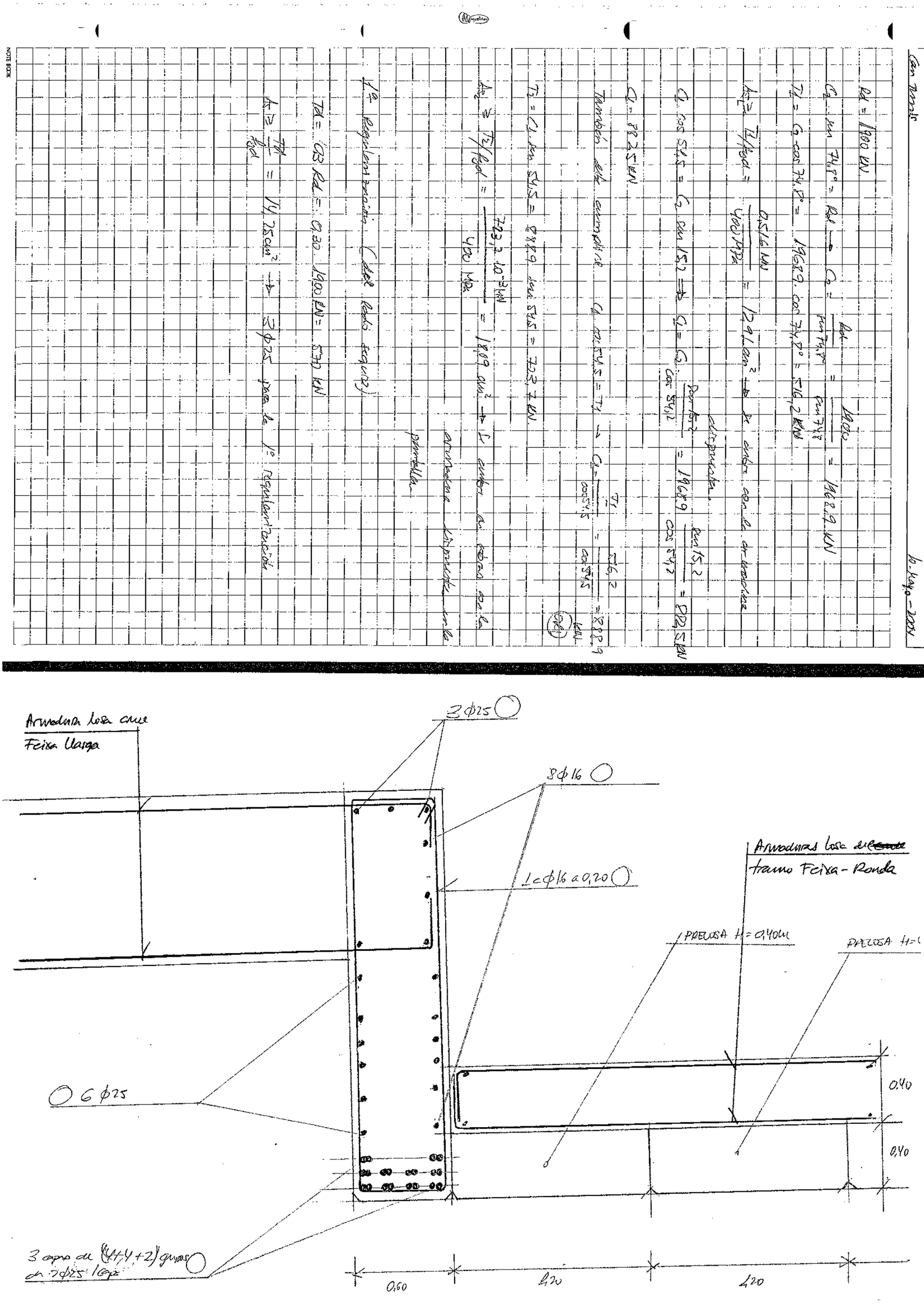
armadura longitudinal tracción

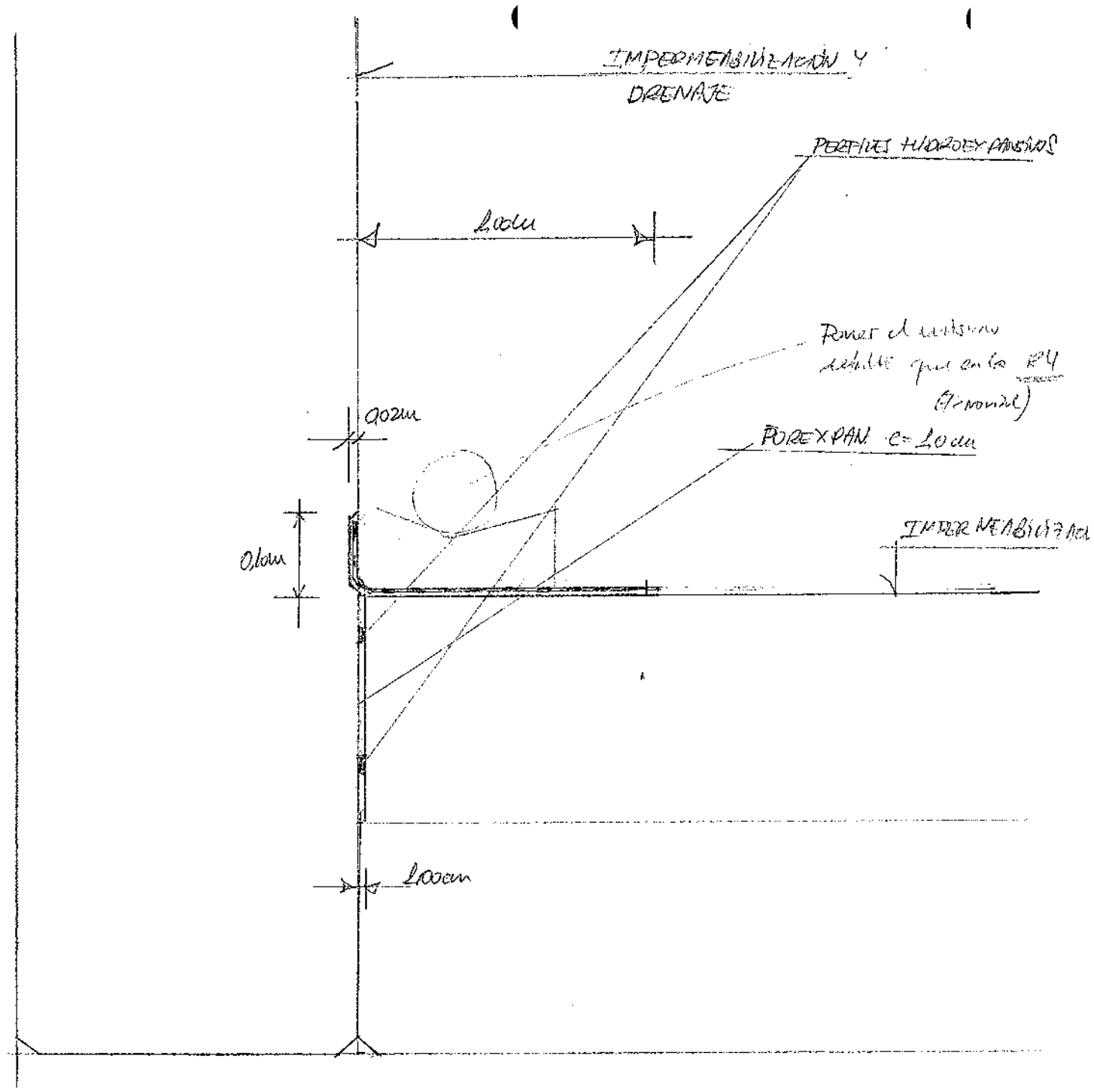
armadura comprimida

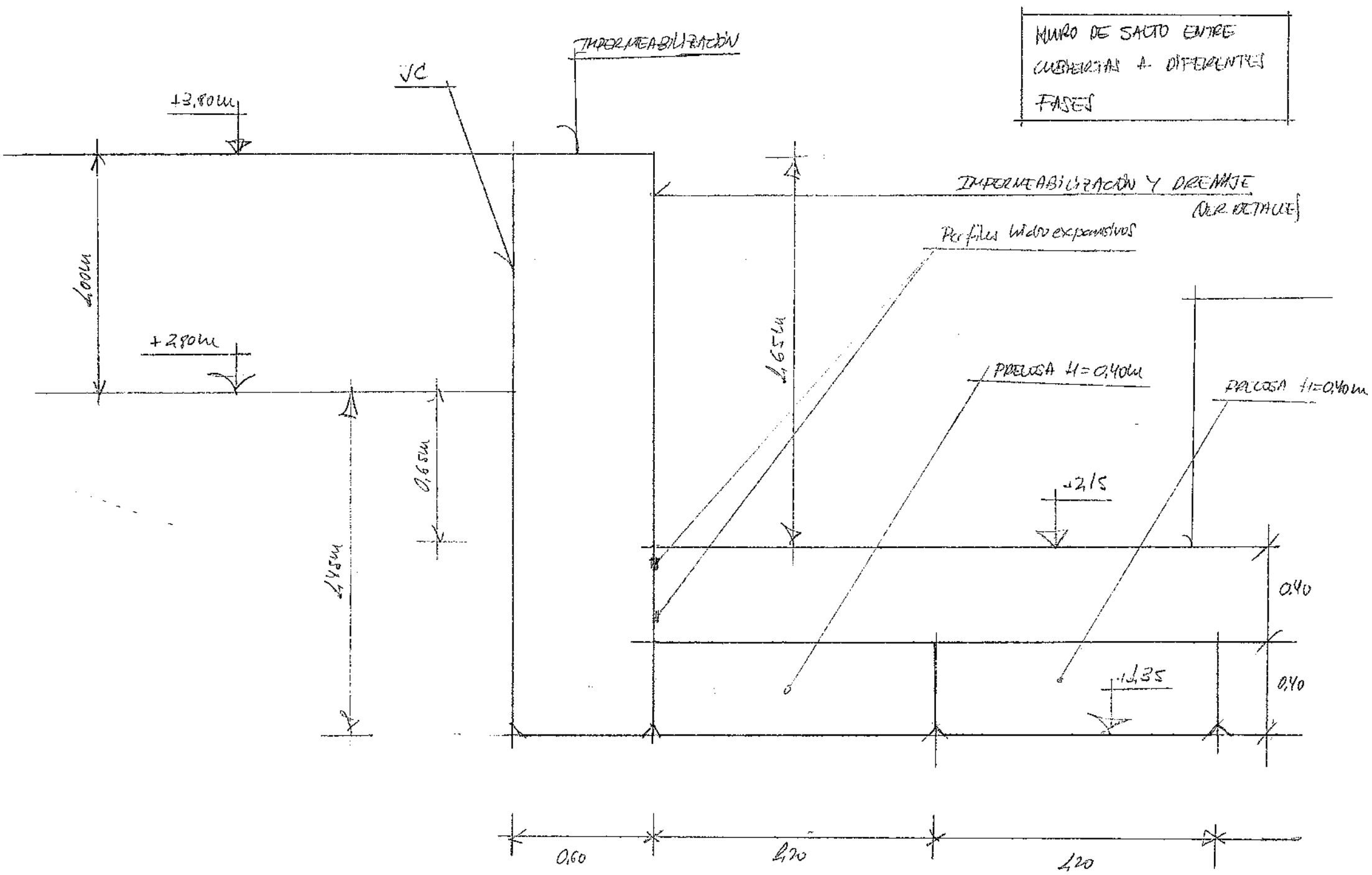
$1,2 \cdot$ Requisitos Eurocódigo (Acero Pasivo Aquiles)

$T_d = CB \; R_d = 0,32 \cdot 1900 \text{ kN} = 570$ kN

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{14,25 \text{ cm}^2}{400} \rightarrow$ 3 ø 25 para $1,2 \cdot$ Requisitos Eurocódigo




IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE
PERFILES HIDROEXPANSIVOS
2,00m
Resto de cubierta
0,20m
POREXPAN e=2,0cm
IMPERMEABILIZACIÓN
0,60m
2,00cm


MURO DE SALTO ENTRE CUBIERTAS A DIFERENTES FASES
IMPERMEABILIZACIÓN
VC
+3,80m
IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE
VER DETALLE
Perfiles hidroexpansivos
4,00m
+2,80m
1,65m
PREFOSA H=0,40m
PREFOSA H=0,40m
-2,15
0,40
-1,35
0,40
0,65m
4,45m
0,60
2,20
4,20

VIGA DE ATADO EN LA CUBIERTA:

Ventilación armado mínimo Tramo (1-2)

Se toman las barras exteriores a la cota + 1,25m

Se dispone de 5 Φ 25 mm en bateada como armadura tipo.

↳ 30 Φ25 en todo el batedel

$A_s = 29,454\ cm^2/m$

a) Momento último (r = 0,15m)

$m_{ud} = 1030,68$ KN·m/m

En valor característico $m_{uk} = 687,12$ KN·m/m

Se tiene $m_d \leq 685$ KN·m/m para $z \leq -0,50m$ a partir de este pto — anclaje + decalaje de las Φ25 del refuerzo

↓

las barras deben llegar hasta $-0,50 + \underbrace{0,93}_{6} + \underbrace{0,85}_{d} = 1,30 \leftarrow$ (OK!)

(Llegan hasta 1,25m en el lado seguro)

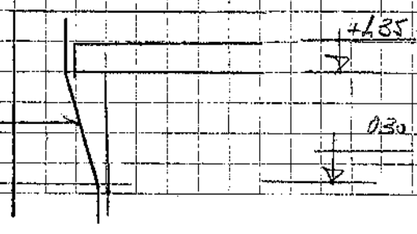
b) Momento último con h = 0,70m y r = 0,10m

$m_{ud} = 710,51$ KN·m/m

En valor característico $m_{uk} = 473,7$ KN·m/m

Se tiene $m_d \leq 475$ KN·m/m para $z \geq 0,30m$

como el encadenamiento está en 1,30m (aproximadamente) cumple sobradamente. De hecho en z = 0,20 el canto disponible es el total.



Transmisión de cargas entre bataes

Longitud de anclaje de 1 Φ25 en posición I

$m = 15$ $l_{b,\Phi 25} = 15 \cdot 2,5^2 \cdot 93,75$ cm

Espacio disponible para anclar las Φ25: $l_{25} - (-0,5) = 1,75m \geq l_b$

↑

Hay espacio para anclaje + decalaje de las barras (OK!)

Tramo (2-3) (A)

Se dispone de 5 Φ25 mm en bateada como armadura tipo.

↳ 30 Φ25 en todo el batedel

$A_s = 29,454\ cm^2/m$

a) Momento último con 6 Φ25 mm (r = 0,15m)

$m_{ud} = 1030,68$ KN·m/m

En valor característico $m_{uk} = 687,12$ KN·m/m

Se tiene $m_d \leq 685$ KN·m/m para $z \leq -0,75m$ a partir de este pto. anclaje + decalaje de las Φ25 del refuerzo

las barras deben llegar hasta $-0,75 + \underbrace{2,00}_{6} + \underbrace{0,00}_{d} = 1,25m \leftarrow$ (OK!)

(en el lado seguro)

Las barras llegan hasta 1,75m

b) Momento último con h = 0,70m y r = 0,10m

$m_{ud} = 710,51$ KN·m/m

En valor característico $m_{uk} = 473,7$ KN·m/m

Se tiene $m_d \leq 475$ KN·m/m para $z \geq 0,00m$

en z = 0,00m se dispone del canto total, luego vertido en el lateral no problemas

Tramo (2-3)(B)

Se dispone de 6Φ32 pues de bastante como armadura tipo.

En la sección de arranque de las barras en "2" del refuerzo

$z = 1,35 - 1,05 = 0,20$ m

En esta sección se dispone de los 6Φ25 pues efectivamente anclado

$A_s = 29,454 \text{ cm}^2/\text{m}$ $(l = 0,15\text{m})$

$M_u = 1030,56$ kNm/m

En valor característico $M_{uk} = 687,12$ kNm/m

Se tiene $M_k \leq 685$ kNm/m para $z \geq 0,20$ m $(< +0,20$ OK$)$

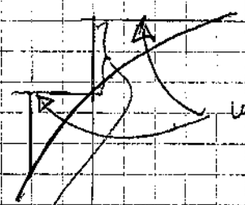
a partir de este pto — anclaje + decalaje de los reducidos

$-0,20 + 0,94 + 0,85 = 1,59$ m

las barras llegan hasta 1,25m — Faltan $1,59 - 1,25 = 0,34$ m de anclaje

Sólo puede contarse con $\frac{0,94 - 0,34}{0,94} = 63,9\%$ del refuerzo

Segun que cumple:



← Ley de flectores solicitantes

momentos resistentes

← en esta sección sólo tenemos anclado el 63% de la capacidad mecánica de la barra, pero no hace falta tirar de totalidad puesto que $M_d \leq M_u$

b) Momento último con $h = 0,70$m y $r = 0,10$m

$M_{ud} = 710,51$ kNm/m

En valor característico $M_{uk} = 473,7$ kNm/m

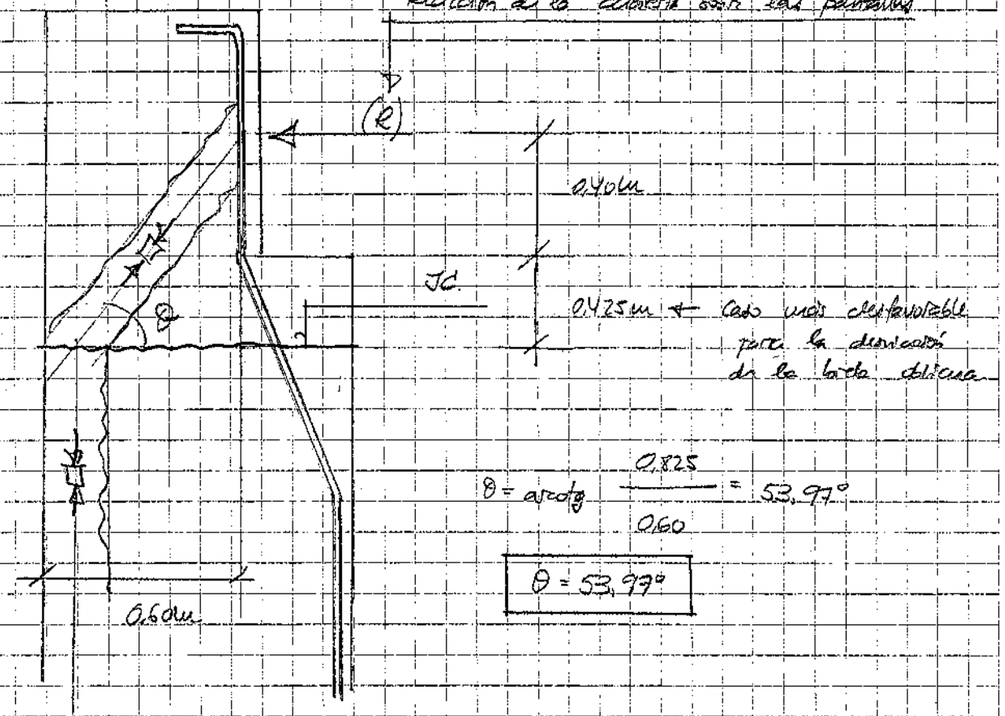
Se tiene $M_k \leq 470$ kNm/m para $z \geq 0,35$ m

En $z = 0,35$m se dispone de, prácticamente, todo el canto de la sección ← cumple sobradamente

MENSULA CORTA

Análisis como ménsula corta $R_{d,max} = 400\,KN/m$ $\rightarrow$ $f_{50m} = 600\,KN/m$

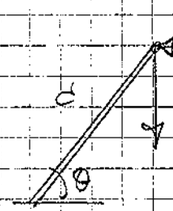
Reacción de la cubierta sobre las pantallas



$\theta = \text{arctg}\,\frac{0,825}{0,60} = 53,97°$

$\boxed{\theta = 53,97°}$

EQUILIBRIO DEL MODELO:



$\cos\theta = R \rightarrow C = \frac{R}{\cos\theta} = \frac{600\,KN}{\cos 53,97°} = 1020\,KN$

$Td = C \cdot \sin\theta = 1020 \cdot \sin 53,97 = 825\,KN/m$

$Td = 825\,KN/m$

Armadura necesaria $As \geq \frac{Td}{fyd} = \frac{0,825\,MN/m}{400\,MPa} = 20,625\,cm^2/m.$

Hay dos pantallas $6\phi25$ pant $\rightarrow$ $29,454\,cm^2/m > Anec$ (OK)

Anclaje del $\phi25$ en posición I $\rightarrow$ $lb,rqd = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75cm$

Se dispone de 40 cm para el anclaje

$lb,neta = lb \frac{As\,nec}{As\,real} = 93,75\,cm \cdot \frac{20,625\,cm^2/m}{29,454\,cm^2/m} = 65,65cm$

Disponiendo patilla $\rightarrow$ $lb = 0,7 \cdot 65,65 = 45,95cm \leftarrow$ (OK)

1 ⊟ una zona de armado comprimida con lo que mejora el anclaje.

RASANTE DE LA JUNTA ENTRE HORMIGONES

Tensión rasante $\tau_d = \frac{600\,KN}{1,00m \cdot 0,70m} = 0,857\,MPa$

Rasante: $V_d = 0,857\,MN/m/m$

Resistente

$\tau_{ud} = \beta\, f_{cd} \cdot \frac{A_{st}}{S_p} f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu \sigma_d \geq 0,25\, f_{cd}$ ← si dispersa

Limitación: $0,25\, f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{25}{1,5} = 4,17\,MPa \geq \tau_d$ (OK)

Junta rugosa entre hormigones (artículo 47.2 EHE)

$\beta = 0,4$; $\mu = 0,9$

$f_{cfd} = \frac{1}{1,5} \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2,197\,MPa$

$f_{yd} = 400\,MPa$

Despejando $\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{1}{f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)} (\tau_{ud} - \beta\, f_{cfd})$

Obs. Fmd disef si $\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{0,85}{400} = 9,5\,cm^2/m^2$

Sustituyendo valores:

$$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{1}{400 \cdot 0,9} \left| 0,857 - 0,40 \cdot 1,197 \right| = 10,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

↑

Obs: Tomando $R_{fctd} = 0$ resulta

$$A_{st}/s_p \geq 23,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se cumple con la armadura dispuesta. (Sólo en la armadura en tracción y en un sobre.)

→ $A_o = 10,51 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← armadura necesaria por cortante

→ $A_h = 0$ ← No hay tracción efectiva en sentido vertical

→ $A_f = 20,625 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← armadura necesaria por flexión

$A_a = A_o + A_h = 10,51 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_b = 1,5 A_f + A_h = 1,5 \cdot 20,625 = 30,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_b > A_a$ → debe disponerse $A_f + A_h$ como armadura principal

$A_f + A_h = 20,625 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← se cumple con la armadura dispuesta

ARMADURA DE CORTANTE: No es estrictamente necesaria pero se dispone para facilitar la elevación de las bielas de apoyo en cubierta.

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo

$$q = \frac{600 \text{ kN}}{0,80 \text{ m}} = 750 \text{ kN/m/m}$$

$$V_d = 750 \cdot (0,80 - 0,60) = 150 \text{ kN/m}$$

$V_d = 150 \text{ kN/m}$

$A_s = 29,454 \text{ cm}^2/\text{m}$

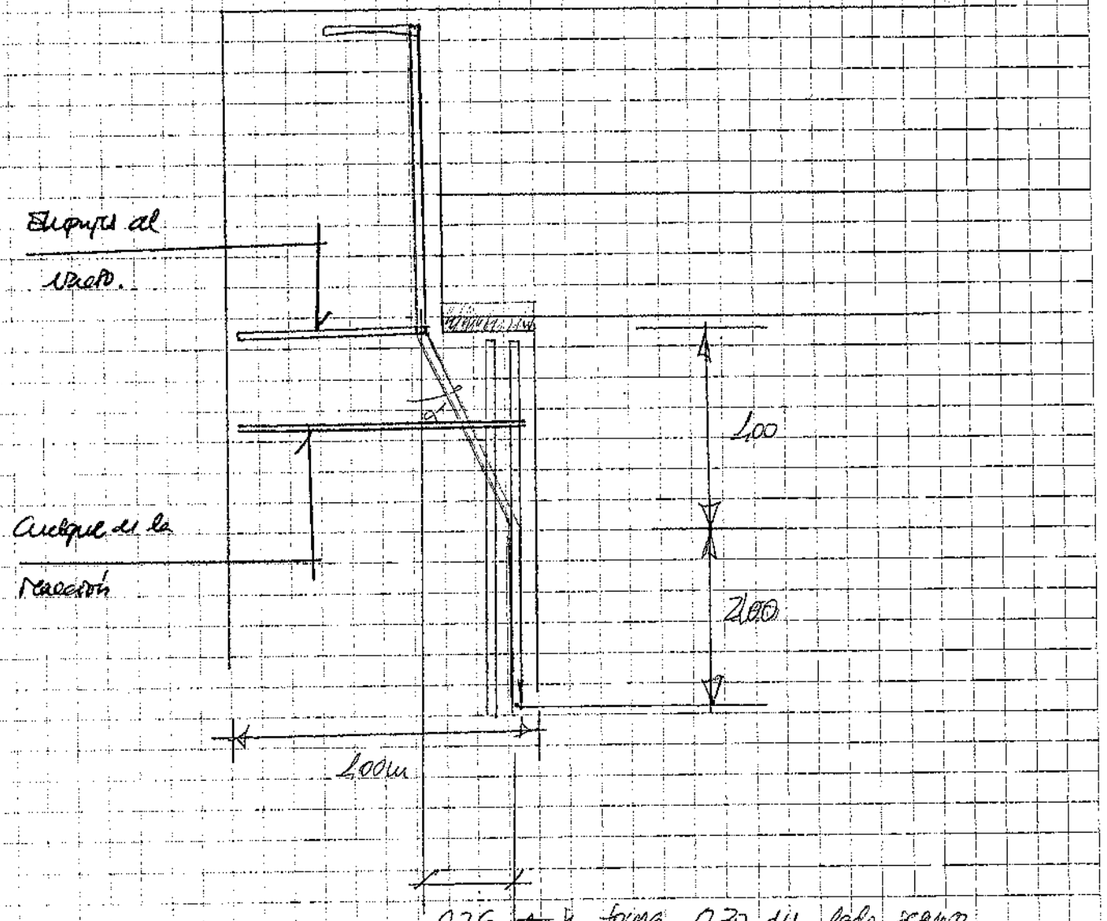
$A_d = 0$

Cuantía mínima en cortante $A_d \geq 0,02 \cdot b_o \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 40 \frac{25/1,5}{400} = 8,333 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se disponen planos a 0,15 de 3 ramas $\phi 10$ cada

→ planos a 0,15 de 4c $\phi 10$ a 0,75

Nudo (2)



$\alpha = \text{arctg} \frac{0,30}{1,00} = \text{arctg } 0,3 = 16,7°$

Las componentes verticales son $T \cos\alpha$

$T = U$

$A_s = 4,909 \text{ cm}^2$

$U = A \cdot f_{yd} = 4,909 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \cdot 434,8 \text{ MPa} = 0,213 \text{ MN/barra}$

- Componente vertical

$T \cos\alpha = 0,213 \text{ MN/m} \cos 16,7° = 0,204 \text{ MN/m}$

+ Componente descompensada $\Sigma F_x = T - 0,204 = 0,213 - 0,204 = 0,009$

↓ Componente descompensada 0,054 MN/m → Muy pequeña se equilibrará

Hay 6 barras p/m. con el peso propio de la losa

- Reacción del suelo sobre la losa

$h = 0,80 \text{ m} \rightarrow A = 0,80 \text{ m}^2/\text{m}$ $q_L = 0,80 \cdot 25 = 20 \text{ KN/m}$

$l = 11,0 \text{ m}$ = luz libre

$C = \frac{20 \text{ KN/m} \cdot 11 \text{ m}}{2} = 110 \text{ KN/m}$

componente vertical del empuje 54 KN/m = No muy peligroso.

- Componente horizontal del empuje

$T_h = T \cdot \sin\alpha = 0,213 \cdot \sin 16,7° = 0,0613 \text{ MN/barra}$

$A_s \geq \frac{T_h}{f_{yd}} = \frac{0,0613}{434,8} = 1,533 \text{ cm}^2/\text{barra} \rightarrow 1\ \phi 16$ en cada barra

Can Tunis 29-Abr-2024

CUELGUE DE LA REACCIÓN

V_d = 0.6 MN/m ← Valor de diseño

Cuelgue de la reacción: $A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.6\,MN/m}{400\,MPa} = 0.00150\,m^2/m$

$A_s \geq 15,0\,cm^2/m$ ←

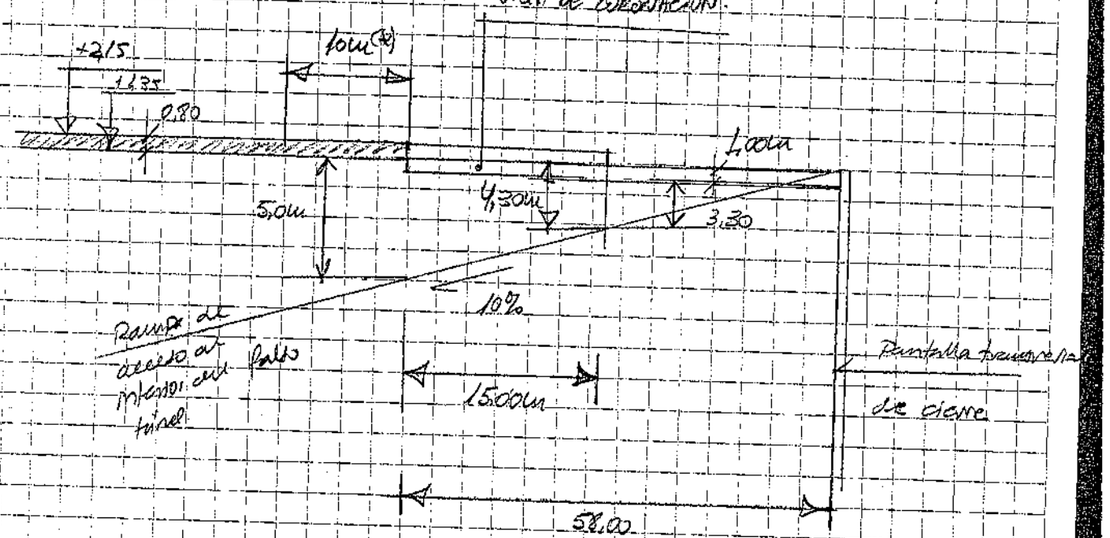
En 1,00 m hacen falta $15.000\,mm^2$ → 5 ϕ 20

Se disponen 5 ϕ20 por cada bataola

→ 2 ramas a 0,15 de Ø grapas ϕ 10 por cada bataola

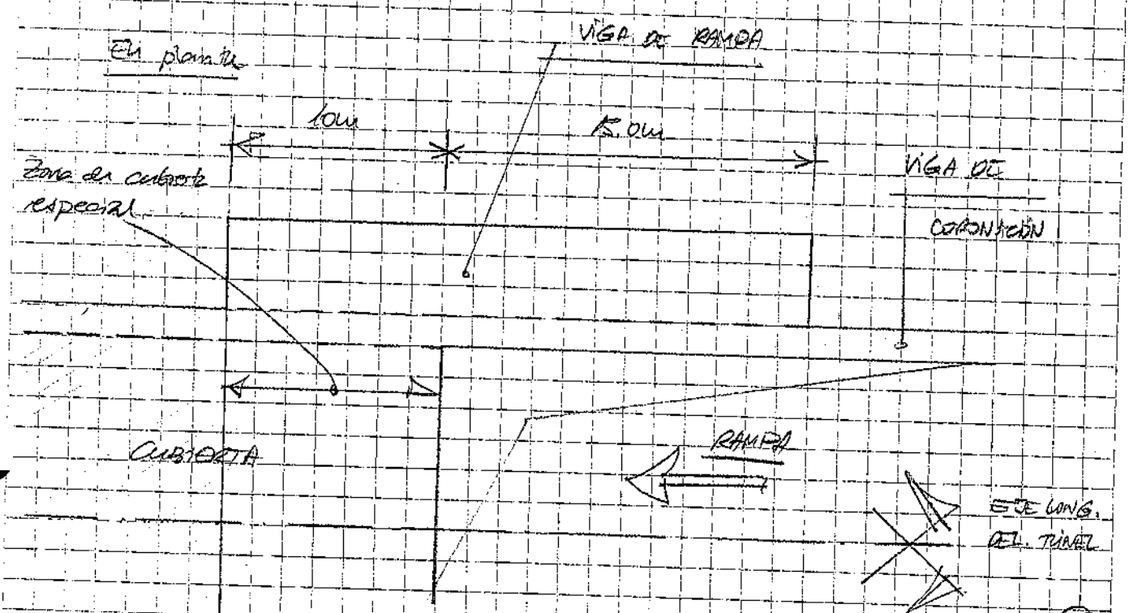
ZONA DE RAMPA DEL TRAMO DE PRUEBA

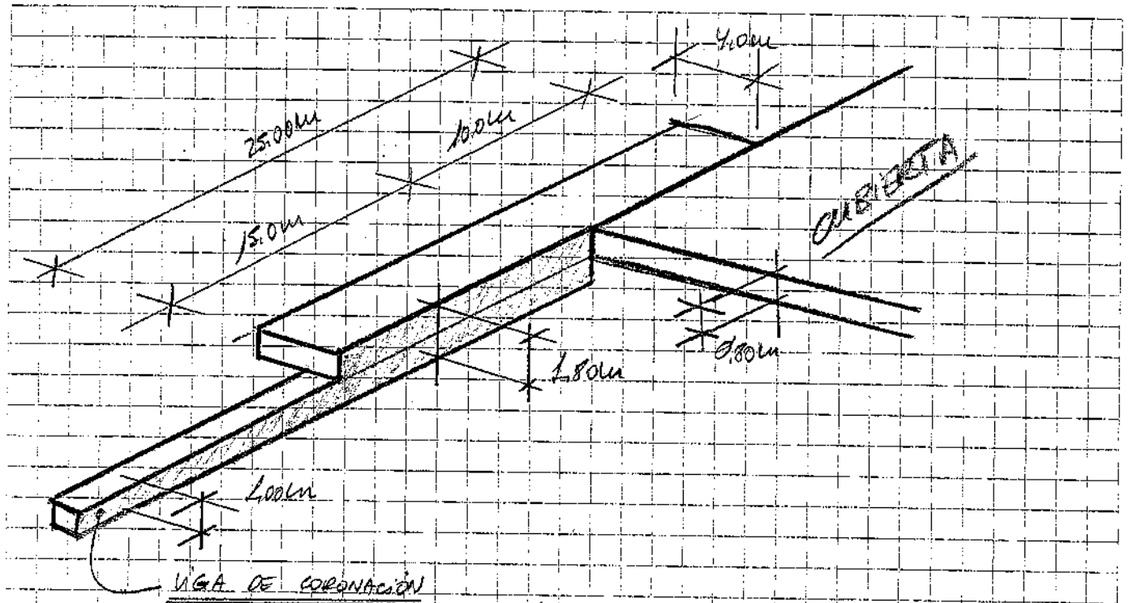
En la zona en que no pueden disponerse ni puntales provisionales ni cubierta



ZONA DE EMPOTRAMIENTO: — Vinculación de la viga con la cubierta

(*) ZONA DE CUBIERTA ESPECIAL





La viga de rampa sirve de apoyo a las pantallas y la empotra en la cubierta ya ejecutada.

Dado que el apoyo se realiza sobre la cubierta se toma su rigidez para determinar la distribución de tensiones normales sobre la cubierta y la distribución de esfuerzos en la viga — VIGA SOBRE LECHO ELÁSTICO.

Todas las fracciones se concentran en los 3.00m finales (en su centro) de modo que la armadura fraccionada se dispondrá en esta zona.

Rigidez cubierta $A = 1.00\ m^2/m$ $K = \frac{A \cdot E}{L}$

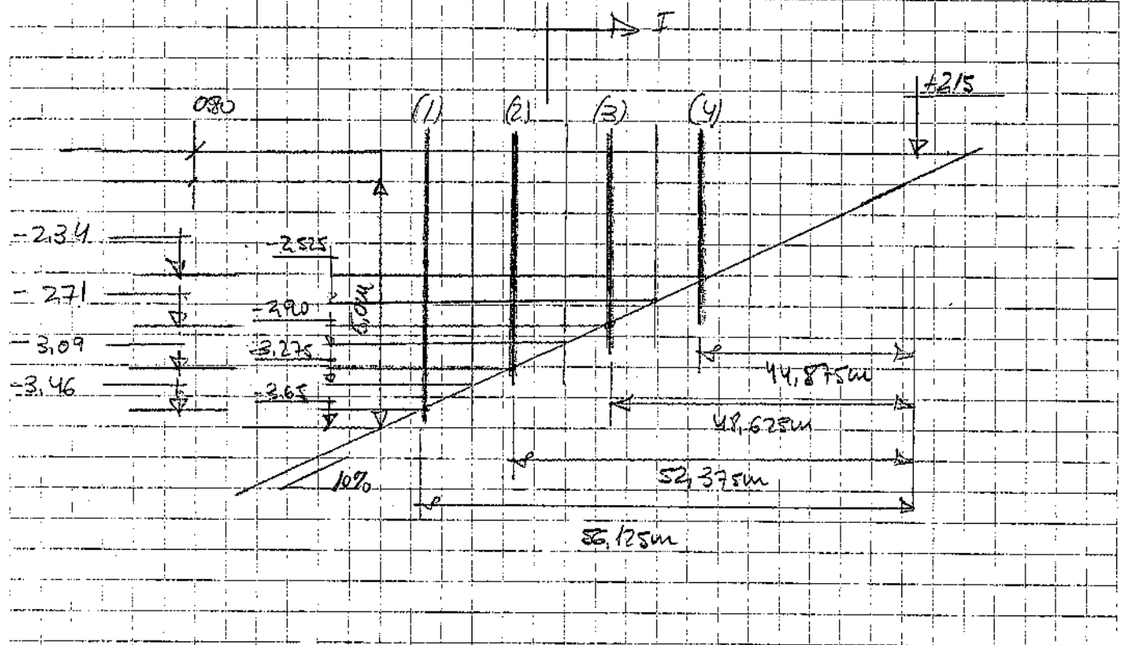
$E = 27.264\ MPa$

$L = 6.00m$ = luz a eje

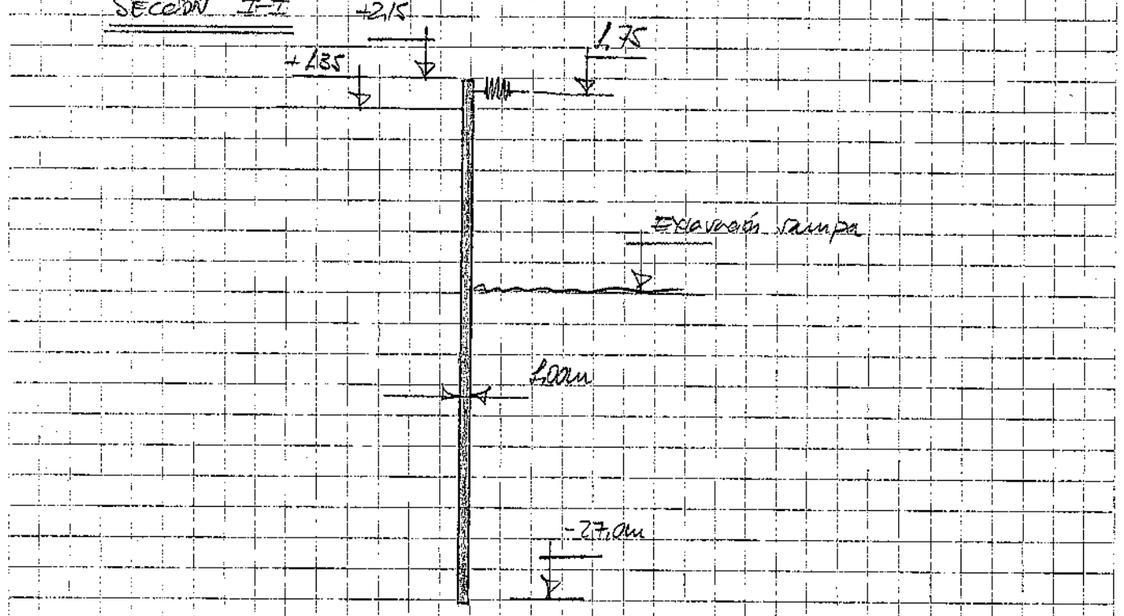
$$\rightarrow K = \frac{6.00m \cdot 27.264\ MPa}{6m} = 4544.0\ MN/m/m$$

Rigidez cubierta $\boxed{K = 4544\,000\ kN/m/m}$

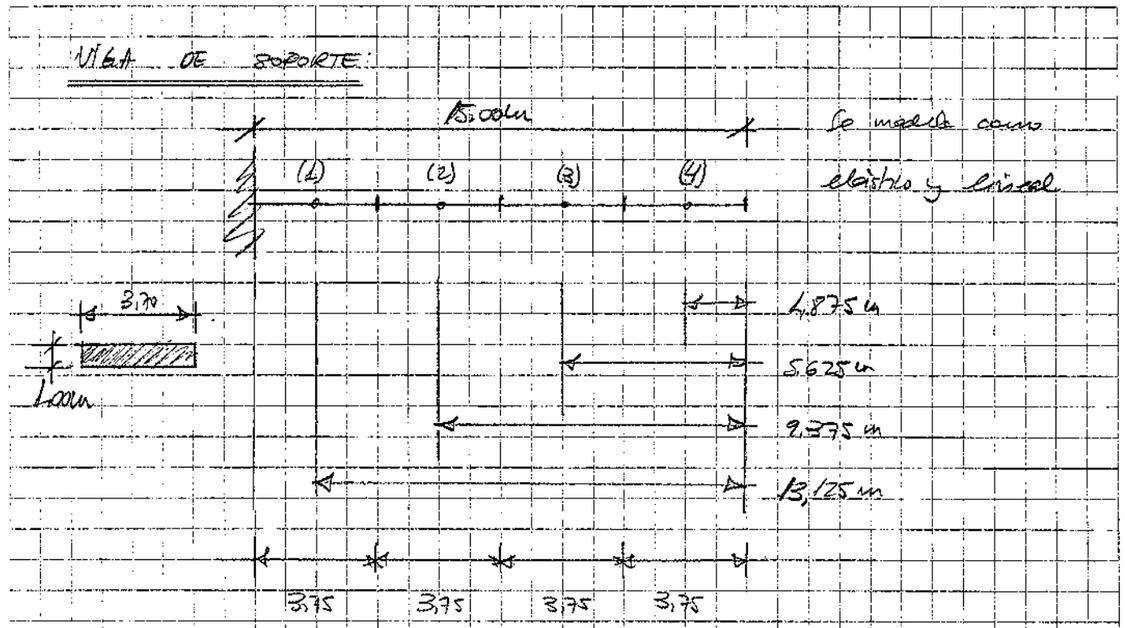
Profundidad de excavación por tramo:



SECCIÓN I-I



VIGA DE SOPORTE:



Se aplica una carga de 100kN/m

Pto.	X=	flecha [mm]	Rigidez en muelle	Km = [kN/m/m]
(4)	1,875	4,72	21141,65	56378
(3)	5,625	2,96	34129,7	91013
(2)	9,375	6,35	74074,07	197531
(1)	13,125	0,228	430596,5	1148959,1

kN/m/m

Rigidez $K_H = \frac{q}{\delta} = \frac{100 kN/m}{d}$

Rigidez considerada

El considerar la rigidez integra para la viga de cabeza es muy conservador en cuanto a su dimensionamiento, ya canto de 3,70 integra la viga es mucho más rígida que cuando tiene — a bajo el equivalente a $1,00 m^4$ de inercia (Inercia fisurada) (Ver hojas posteriores)

INERCIA FISURADA VIGA DE RAMPA

Prof fibra neutra ($l_2 = 0$)

$$\frac{X}{d} = n\rho_1\left(-1+\sqrt{1+\frac{2}{n\rho_1}}\right)$$

$A_{s1} = 30\phi25 = 147{,}27\ cm^2$ (Aproximadamente)

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b\cdot d} = \frac{147{,}27\cdot10^{-4}\ m^2}{2{,}00\ m\,3{,}60\ m} = 4{,}91\cdot10^{-4} \approx 0{,}00409$

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\cdot10^5\ MPa}{27264\ MPa} = 7{,}34$

Sustituyendo valores $\frac{X}{d} = 7{,}34\cdot0{,}00409\left(-1+\sqrt{1+\frac{2}{7{,}34\cdot0{,}00409}}\right)$

$\frac{X}{d} = 0{,}217 \rightarrow X = 0{,}781\ m$

$d = 3{,}60\ m$

Inercia fisurada:

$I_f = 7{,}34\cdot147{,}27\cdot10^{-4}\left(3{,}60-\frac{0{,}781}{3}\right)^2 =$

$I_f = 4{,}017\ m^4$

I integra $I = \frac{1}{12}\,2{,}0\,3{,}7^3 = 4{,}221\ m^4$

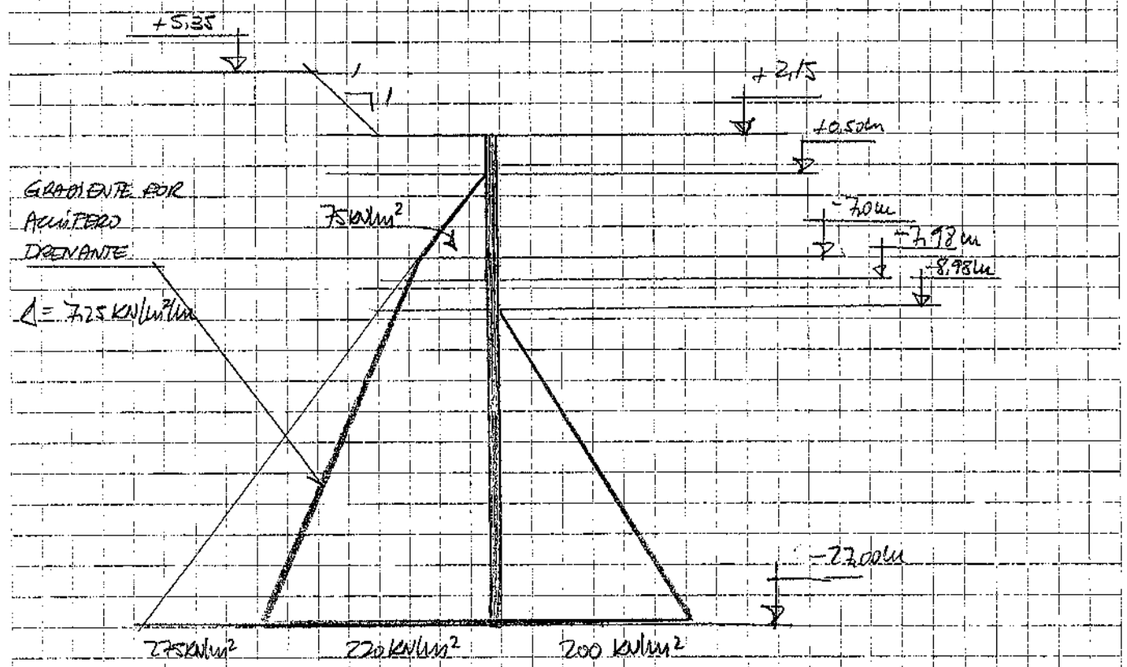
Lineal $\boxed{I \approx 4{,}15\cdot I_f}$

Aumentan las fisuras — Disminuye la rigidez de la viga de rampa

Se toma una medida algo mas alta que la correspondiente a la viga fisurada para tener dimensionamiento mas seguro — de forma $I = 3{,}75\ I_f$ → las fisuras aumentan 3,75 veces.

NOTE BOOK

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS (S/J. CARRERA, con anterioridad a toda excavación) en PK = 707+410



Cota cam: $\Delta h = 707+410 - 707+040{,}005 = 369{,}994\ m$

$\delta z = \frac{369{,}994}{100}\frac{0{,}455}{} = 1{,}683\ m$

$z = -6{,}359 + 1{,}683 = -4{,}676\ m$

CME = $-4{,}676 - 3{,}30 = -7{,}976\ m$

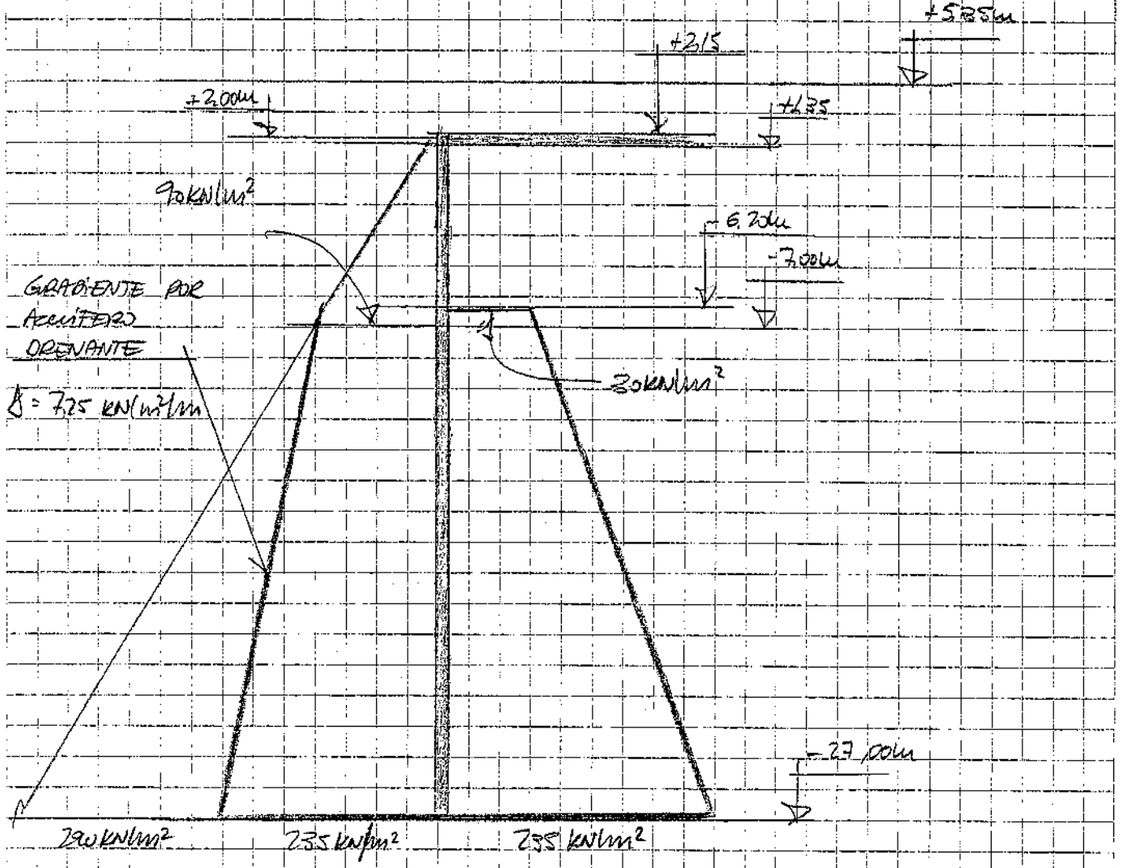
cota eje contrabóveda: $z = -6{,}176\ m$

CCIC = +1,35

CCSC = +2,15 ó +2,35

NOTE BOOK

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA (TÚNEL EN SERVICIO)



Se estudian 4 casos:

	Rigidez Viga K [kN/m/m]	Prof Excavación por rampa	Prof Excavación considerada
(a) (4)	56378	-2,525m	-3,025
(b) (3)	91045	-2,90m	-3,40
(c) (2)	19753.1	-3,275m	-3,775
(d) (1)	116959.1	-3,65m	-4,15

↑ Se considera +0,5m de sobre excavación

Para poder extender excavación y lo tensores que entren el apoyo en los cementos en el banco

Can Tunis 13-Mayo-2004

AJUSTE:

Diferentes profundidades de excavación y diferentes rigideces en cabeza

[R=Reacción de la pantalla sobre la viga de rampa]

RAMPAFR1: k_H = 11700 Tn/m/m Zexc: -4,15m

R= 17,50 Tn/m

RAMPAFR2: k_H = 1975 Tn/m/m Zexc= -3,775m

R= 13,93 Tn/m

RAMPAFR3: k_H = 910 Tn/m/m Zexc= -3,40m

R= 10,28 Tn/m

RAMPAFR4: k_H = 555 Tn/m/m Zexc= -3,025m

R= 7,46 Tn/m

SECCIÓN:	CME	Cota puntal provisional	PK 707+	Cota solera
RAMPFR1	-8,239	-3,192	352	-6439
RAMPFR2	-8,222	-3,177	355,75	-6422
RAMPFR3	-8,205	-3,161	359,5	-6,405
RAMPA 4	-8,188	-3,146	363,25	-6,388

9

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS RAMPFR1 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.192 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* ZONA DE RAMPA: TRAMO 1
2.15 ✓
-27.0 1.0^3*2.726E6/12✓
5.35✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000 ✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 2.15✓
EXC(2) 2.15✓
SUB(1,1) 2.15 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 2.15 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 2.15 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 2.15 5.0 6.0 6.0✓
SUB(1,1) 2.15 6.0 35.0 7.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -27.0 22.0✓
WAT(2) -8.95 0.0✓
WAT(2) -27.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE VIGA DE RAMPA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.15
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 11700✓
EXC(2) -4.15✓
CAL✓
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.50
STR(0,1)
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520✓
EXC(2) -4.50✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL EN -3.192 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.192 1.0 0.0 0.0 60480.0✓
EXC(2) -8.25✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.439 1.0 0.0 0.0 130000 ✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.15 0.0 35.0 7.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0 ✓
WAT(1) -27.0 23.5✓
WAT(2,1) -6.439 0.0 3.0✓
WAT(2) -27.0 23.5✓
CAL✓
```

```
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,2)
STR(0,4)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.439 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS RAMPFR2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.177 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* ZONA DE RAMPA: TRAMO 2
2.15
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.15
EXC(2) 2.15
SUB(1,1) 2.15 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.15 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.15 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.15 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.15 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -8.95 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE VIGA DE RAMPA Y EXCAVACION HASTA Z=-3.775
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 1975.0
EXC(2) -3.775
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.50
STR(0,1)
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -3.177 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.177 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.25
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.422 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.15 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.422 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
```

```
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,2)
STR(0,4)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.422 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

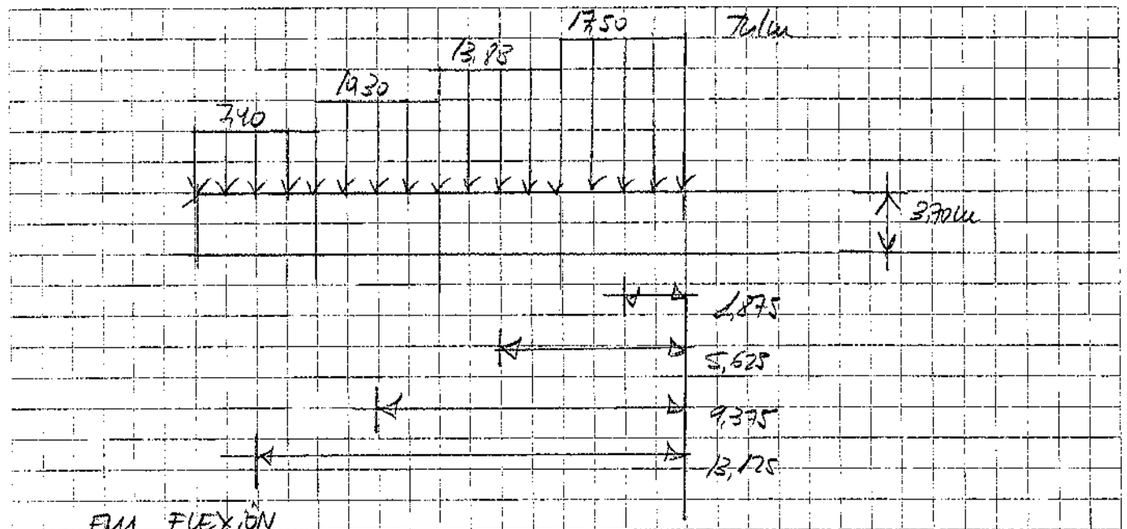
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS RAMPFR3 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.161m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* ZONA DE RAMPA: TRAMO 3
2.15
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.15
EXC(2) 2.15
SUB(1,1) 2.15 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.15 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.15 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.15 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.15 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -8.95 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE VIGA DE RAMPA Y EXCAVACION HASTA Z=-3.40m
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 910.0
EXC(2) -3.40
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.50
STR(0,1)
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -3.161 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.161 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.20
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.405 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.15 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.405 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
```

```
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,2)
STR(0,4)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.405 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS RAMPFR4 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.146m CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* ZONA DE RAMPA: TRAMO 3
2.15
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.15
EXC(2) 2.15
SUB(1,1) 2.15 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.15 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.15 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.15 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.15 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -8.95 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE VIGA DE RAMPA Y EXCAVACION HASTA Z=-3.025
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 565.0
EXC(2) -3.025
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.50
STR(0,1)
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -3.146 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.146 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.188
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.388 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.15 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.388 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
```

```
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,2)
STR(0,4)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.388 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

Cam Tunja 13-Mayo-2004



EN FLEXIÓN

$M_{comp} = 3,75\,(1750 \cdot 1,875 + 1383 \cdot 5,625 + 1930 \cdot 9,375 + 740 \cdot 13,125)$

$= 1141,10$ Tn·m

$M_{comp} = 11411$ KN·m/m

$M_d = 1,50\ M_{comp} = 17116,5$ KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASIC:

$h = 3,70m$; $b = 1,00m$

$A_s \geq 122,8 cm^2 \rightarrow 75\,\phi 25 \rightarrow$ se disponen $3\,\phi 25$ (Razonable)

EN CORTANTE

$A_s = 147,27 cm^2$

$V_d = 3,75\,(740 + 1930 + 1383 + 1750) \cdot 1,50 = 2755,0$ Tn

$V_d = 27579$ KN

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_w \geq 14,52 cm^2/m$

NOTE BOOK

Suspensión de la reacción

$T_d = 1,50 \times 1,75\ KN/m = 2625\ KN/m$

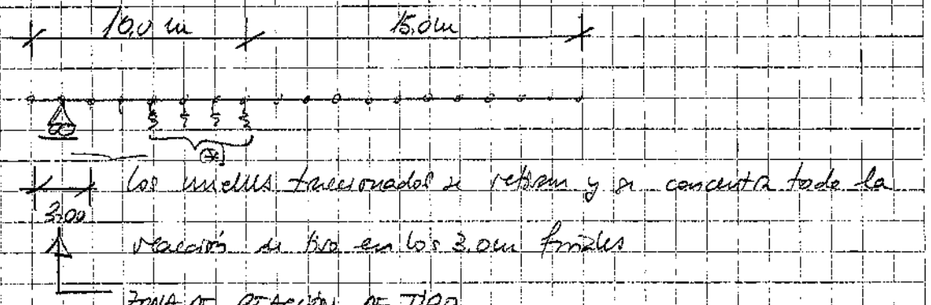
$A_s = \frac{2625\ KN/m}{400\ MPa} = 6,5625\ cm^2/m$ ← a sumar a la armadura de cortante

Rigidez Cubierta $K_M^c = 4544000\ KN/m$

Discretización a 0,375m

$K_M = K_M^c \cdot 0375 = 3635200 \cdot 0,375 = 1704000\ KN/m$

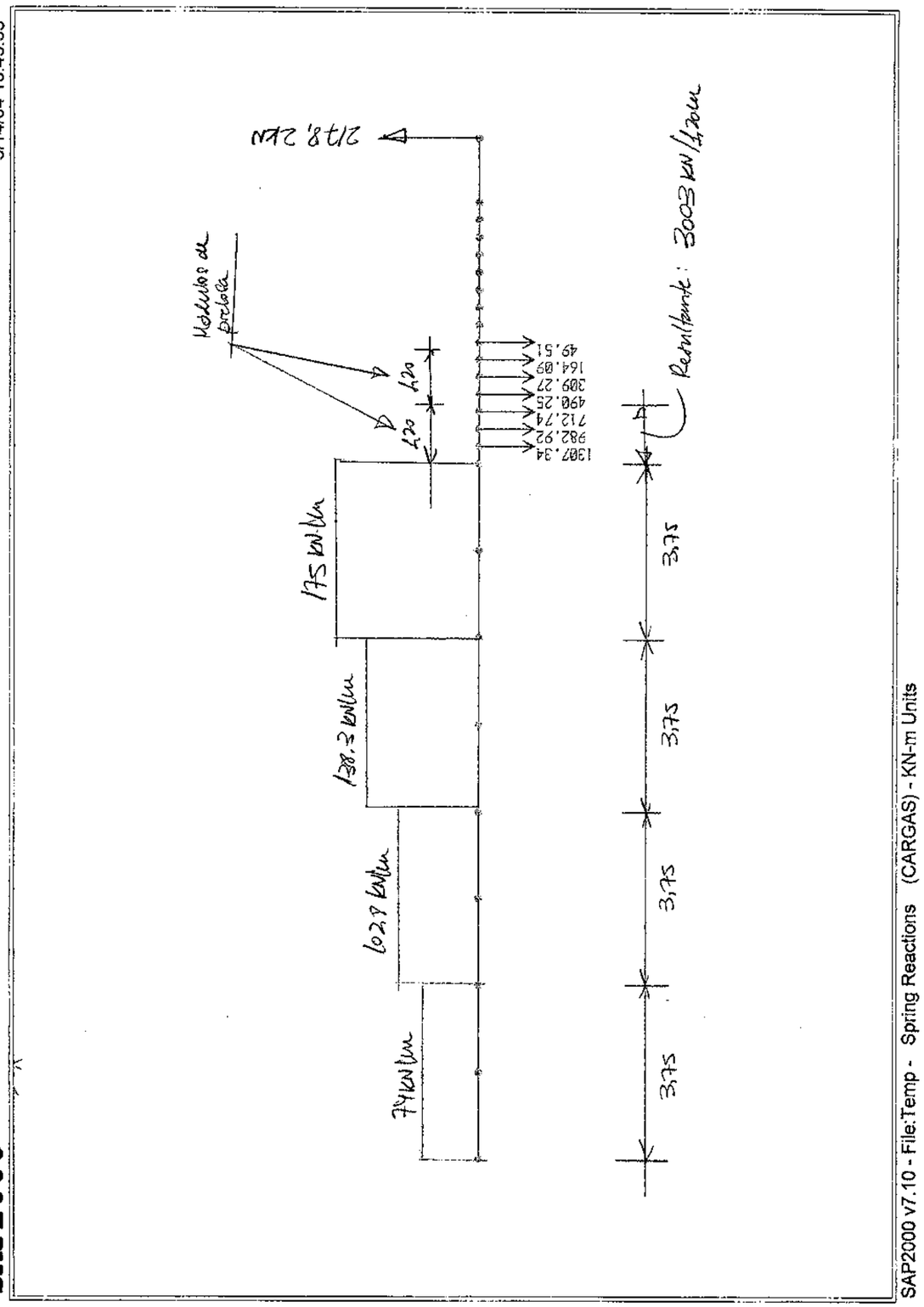
MODELO DE LA VIGA:



RESULTA (Ver hoja siguiente)

REACCIÓN DE TIRO: $R = 2180\ KN$ (centrada a 3,0 m final de la viga)

5/14/04 10:45:33



SAP2000 v7.10 - File:Temp - Spring Reactions (CARGAS) - KN-m Units

SAP2000

(20)

Cau Tunal

13-Mayo-2004

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DE LA CUBIERTA

Axil de cálculo → Propio: $N_k = 400$ KN/m

→ Transmitido por viga de rampa $N_k = 300.3$ KN/1.20m

Total... 29.03 KN/m

$N_d = 4352.8$ KN/m

Axil de cálculo: $N_d = 4353.8$ KN/m

M_d: ← Momento de diseño concomitante { g1 Sc construcción.

g_1 1.00 m²/m · 25 KN/m³ = 25 KN/m } $g_{total} = 26$ KN/m

$q = 2.0$ KN/m

$q_d = 1.35 \cdot 25 + 1.50 \cdot 2.0 = 35.25$ KN/m

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{35.25 \cdot 12^2}{8} = 634.5$ KN·m/m

M_d 634.5 KN·m/m

$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{634.5 \text{ KN·m/m}}{4353.8 \text{ KN/m}} = 0.15\,m = e_2$; $e_1 = 0$

$e_e = 0.6\,e_2 + 0.40 \cdot e_1 = 0.6 \cdot 0.15 = 0.087 \approx 0.09$m

Excentricidad adicional

$e_a = (1 + 0.12 \cdot \frac{L}{1})(0.002174 + 0.0015) \frac{400 + 20 \cdot 0.09}{100 \cdot 10 \cdot 0.09} \frac{12^2}{50 \cdot 0.2309}$

Ver cap. de cálculo de la cubierta

$e_a = 0.142$ m

$e_{tot} = e_e + e_a \leq e_2$ → $e_{tot} = 0.09 + 0.142 = 0.232 \leq 0.15$ m

$e_{tot} = 0.232$m

(21)

NOTE BOOK

$M_d = 43,55$ kN/m

$M_{sd} = M_d \cdot e_{tot} = 43,55$ kN/m $\cdot 0,232$ m $= 10,10,4$ kN·m/m

Dimensionamiento con Programa BASIC

$A_s \geq 0$ ← El más desfavorable el caso en servicio

(Sin contar el axil $A_s \geq 27,85$ cm²/m $<$ dados → (OK))

— Cuantía mínima - geométrica

- Fallo frágil - tras fisuración

- Elementos comprimidos → $A_s \geq 0,05 N_d / f_{yd}$

tanto en A_{s1} como en A_{s2}

$f_{yd} A_s = 0,05$ 1355 kN/m $= 21,8$ kN/m

$A_s \geq \frac{21,8 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 5,41$ cm²/m → a armar sobradamente

Cuantía máxima elementos comprimidos

$A_{s1}' f_{yd} \leq 0,5 f_{cd} \cdot A_c = 0,5 \frac{25}{1,5} 0,80$ m²/m $= 6,666$ MN/m

$A_{s1}' \leq \frac{6.666 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 166,7$ cm²/m

Hay dispuestas: 110,00 cm²/m $<$ A_{s1}' max. (OK!)

NOTE BOOK

ARMADO DE LA LOSA DE RAMPA

1) Dimensionamiento en flexión

- Pico de momento $M_d = 1,5 \cdot 12364,5$ kN·m/m $= 18550$ kN/m

Dimensionamiento con programa BASIC:

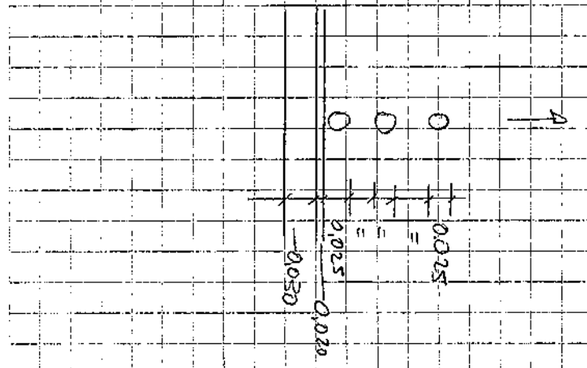
$A_s \geq 131,2$ cm² → 27025 → (5 disponen 30Φ25)

5 disponen 3 capas de 10 Φ25 cada

Espacio entre barras: $1,00 - \underbrace{2 \times 0,03}_{\text{recubrimiento}} - \underbrace{2 \times (0,02)}_{\text{cercos}} = 0,90$ m

$0,90 - \underbrace{10 \cdot 0,025}_{\text{barras}} = 0,65$ m

Espacio entre capas de barras: 0,072m (Aceptable)



Recubrimiento mecánico

$r = 0,1125$ m $< 0,15$ m (OK!)

↑

Se ha considerado el recubrimiento en el cálculo (del lado seguro)

- Momento último con 1 capa 10 Φ25 (tramo rodadito)

$A_s = 49,09$ cm²

$M_u = 7416,94$ kN·m

En valor característico $M_{uk} = 4944,3$ kN·m

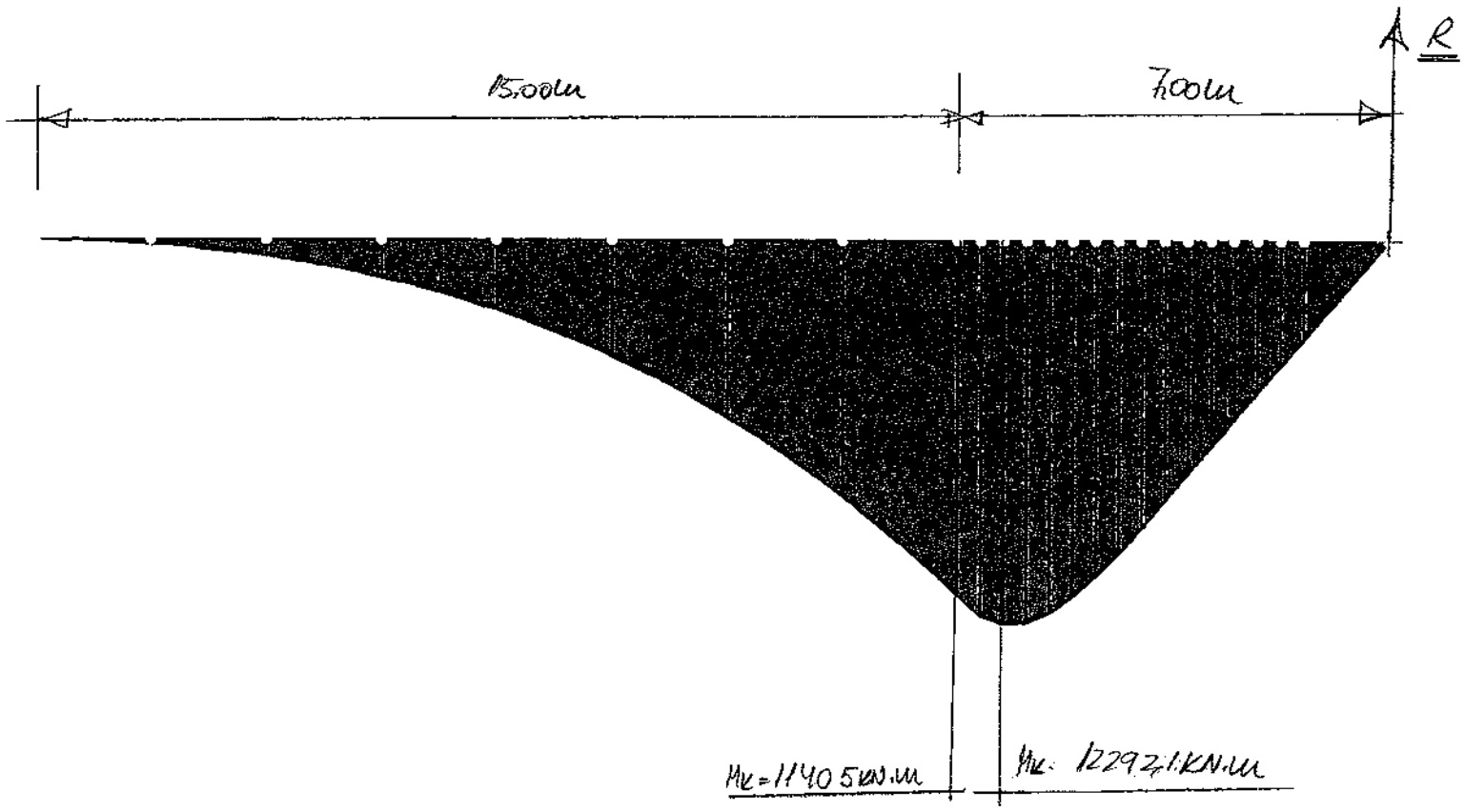
Si tiene $M_k \leq 4900$ kN·m para $x \leq 10,5$ m en extremo, a partir de este pto → anclaje + decalaje

NOTE BOOK

SAP2000

5/14/04 9:05:24

DISTRIBUCION DE MOMENTOS FLECTORES EN VIGA DE RAMPA

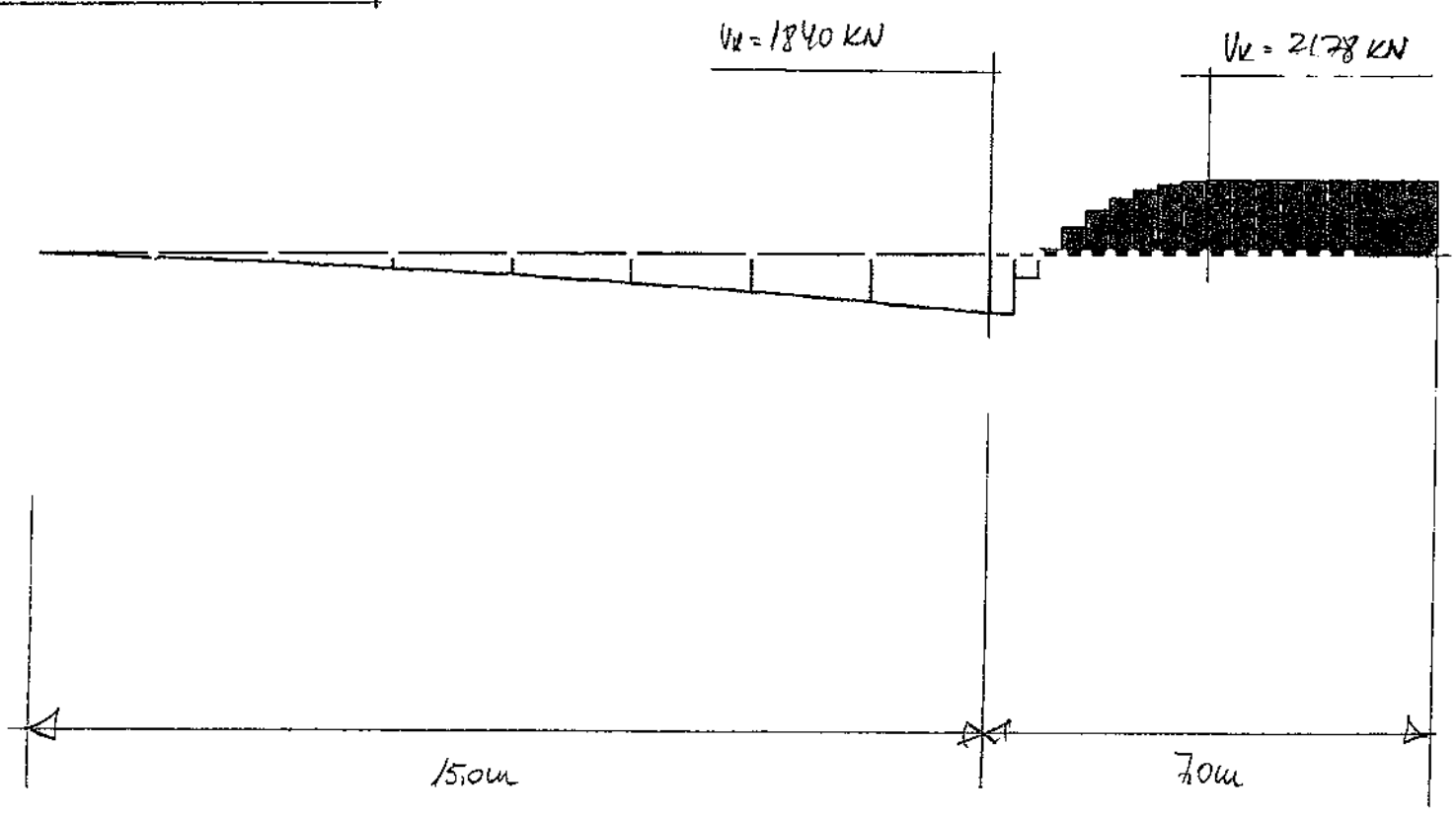


SAP2000 v7.10 - File:Temp - Moment 2-2 Diagram (CARGAS) - KN-m Units

SAP2000

5/14/04 9:05:44

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN VIGA DE RAMPA



SAP2000 v7.10 - File:Temp - Shear Force 3-3 Diagram (CARGAS) - KN-m Units

las barras deben llegar hasta

$x = 10{,}50 - \frac{1.0}{lb} - \frac{3.6}{d} = 5.9m$ — las barras deben llegar hasta 5.90 m de extremo

- Momento último con 2 capas de 10 Φ25 /capa (tramo volado)

$A_s = 98{,}17\ cm^2$

$M_u = 14511.3\ kN\cdot m$

→ valor característico $M_{uk} = 9674.7\ kN\cdot m$

Si tiene $M_k \leq 9670\ kN\cdot m$ para $x \leq 14.00$ m de extremo a partir de este pb — anclaje + decalaje de las barras

las barras deben llegar a $14{,}00 - \frac{1.0}{lb} - \frac{3.60}{d} = 9.4$ m del extremo

- Momento último con 1 capa 10 Φ25

$A_s = 49.09\ cm^2$

$M_{uk} = 4944.3\ kN\cdot m$

Si tiene $M_k \leq 4900\ kN\cdot m$ para $x \leq 5.13$ m de extremo

anclando y decalando las barras deben llegar hasta el final

- Momento último en 2 capas 10Φ25/capa

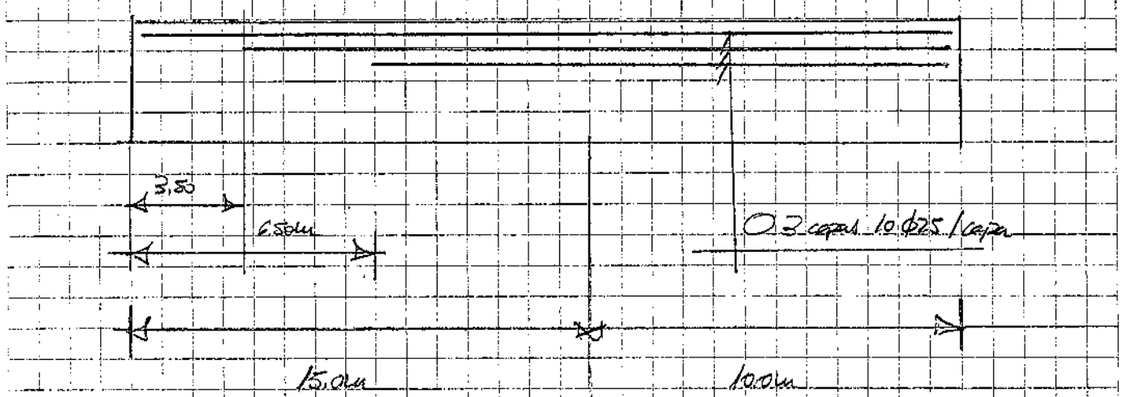
$M_{uk} = 9674.2\ kN\cdot m$

Si tiene $M_k \leq 9600\ kN\cdot m$ para $x \leq 7.00$ m de extremo

anclando y decalando las barras deben llegar hasta $7.00 + \frac{1.0}{lb} - \frac{3.70}{d} =$

$= 2.30$ m del extremo

Cuantía de anclado en flexión



- Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_{s,min} \geq 0.04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h / f_{yd} = 0.04 \cdot \frac{25}{1.50} \cdot 1.37 / 434.6\ MPa = 56.76\ cm^2$

$A_{s,min} < A_{s\ disp} = 147.27\ cm^2$ (OK)

II) Dimensionamiento frente a esfuerzos cortantes

a) En el apoyo sobre la cubierta (lado volado)

$V_d = 1.50 \cdot 1840\ kN = 2760\ kN$

$A_s = 147.27\ cm^2$

$A_d = 14.52\ cm^2/m$

b) Lado empotramiento

$V_d = 1.50 \cdot 2316\ kN = 3475\ kN$

$A_s = 147.27\ cm^2$

$A_d = 20.00\ cm^2/m$

CUELGUE DE LA REACCIÓN:

$R_{max} = 17,50\ T/m = 175\ KN/m = 0,175\ MN/m$ $\quad R_d = 1,5 \cdot 0,175 = 0,2625\ MN/m$

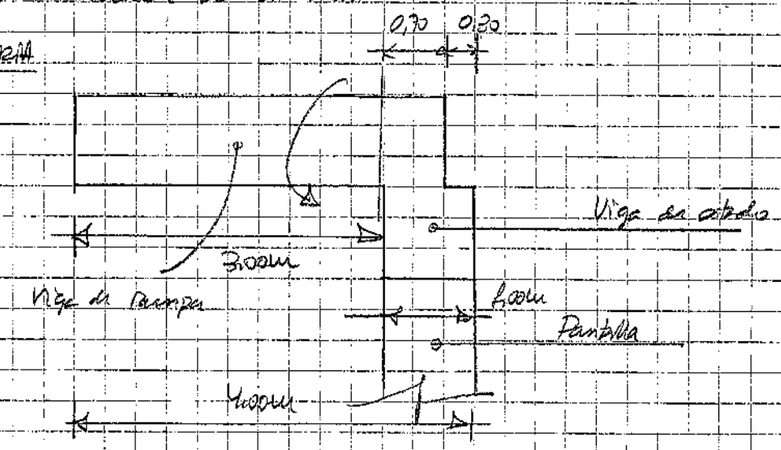
$A_s \geq \frac{0,2625\ MN/m}{400\ MPa} = 6,56\ cm^2/m$

Como es positivo no es necesario controlar la abertura de fisura, es decir el acero trabajando a tensiones elevadas.

a añadir a la armadura transversal

FLEXIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA

GEOMETRÍA



ACCIONES

* peso propio $\quad g_1 = 1,00 m \cdot 1,00 m \cdot 25\ KN/m^3 = 25\ KN/m^2$

* Sc construcción: $q = 2\ KN/m^2$

$q_d = 1,35 \cdot 25 + 1,50 \cdot 2 = 35,25\ KN/m$

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{2} = \frac{35,25 \cdot 3^2}{2} = 47,63\ KN \cdot m/m$

$A_s \geq 3,91\ cm^2/m$

↑

Recubrimiento mecánico: $0,03 + \frac{0,025}{2} = 0,0425\ m$

NOTE BOOK

- Cuanta mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,0 \frac{25/1,5}{500/1,15} = 15,33\ cm^2/m$

- Cortantes verticales

$V_d = 35,25\ KN/m \cdot 3,0\ m = 105,75\ KN$

Considerando armadura en tracción $A_s = \Phi 25\ c/0,25$ $A_s = 19,63\ cm^2/m$

$A_d = 0,0\ cm^2/m$ ← No hace falta armadura de cortante transversal

ARMADURAS A DISPONER:

Tramo voladizo: A_s cortante $= 14,52\ cm^2/m$

A_s suspensión $= 6,56\ cm^2/m$

total... $21,08\ cm^2/m$

OK!

Se dispone $1 c\ \Phi 25\ c/0,25$

en la cara superior $A_s = 19,63\ cm^2/m$ ← Cumple flexión transversal

Tramo empotramiento A_s cortante $= 20,00\ cm^2/m$

A_s suspensión $= 0,0\ cm^2/m$

total... $20,00\ cm^2/m$

También se dispone $1 c\ \Phi 25\ c/0,25$ OK!

NOTE BOOK

ANCLAJE DE LA REACCIÓN DE TRACCIÓN

$T_d = 1.5 \cdot 2200\ kN = 3300\ kN$

Si toma un lado seguro $T_d = 4000\ kN$

Si concentra la armadura en 2,00m → 2000 kN/m

Esta armadura está en la cubierta y aquí no interesa una fisuración excesiva (ancho de cerrado al disminuir la viga de rampa la fisuración queda vencida — Interesa repartirla mucho) — Si dejo el acero trabajando a tensiones bajas — Si disminuyo en ancho a 2/3 del límite elástico $f_{yd} = 267\ MPa$

$$A_s \geq \frac{T_d}{\frac{2}{3} f_{yd}} = \frac{2.0\ MN/m}{\frac{2}{3} 400\ MPa} = 75\ cm^2/m \rightarrow 16\,\phi 25\ p/m$$

Hay que hacer solapes puesto que las barras no alcanzan de extremo a extremo $l_{total} = 13 + 3 + 3 = 19{,}00\ m\ (\geq 16{,}00\ m)$

Longitud de solapo del $\phi 25$

$l_b = k \cdot 2.5^2 = 93{,}75\ cm \approx 1{,}00\ m$

$l_s = \beta \cdot \frac{A_s}{A_{serv}} \cdot l_b = 2 \cdot 1.0 = 2{,}0\ m$ ← si toman 2,50m

1 trabajando a tracción

NOTE BOOK

ANCLAJE DENTRO DEL CANTO DE LA VIGA DE RAMPA

armadura de anclaje $A_s \geq \frac{2.0\ MN/m}{400\ MPa} = 50\ cm^2/m$

$A_s \geq 50\ cm^2/m$

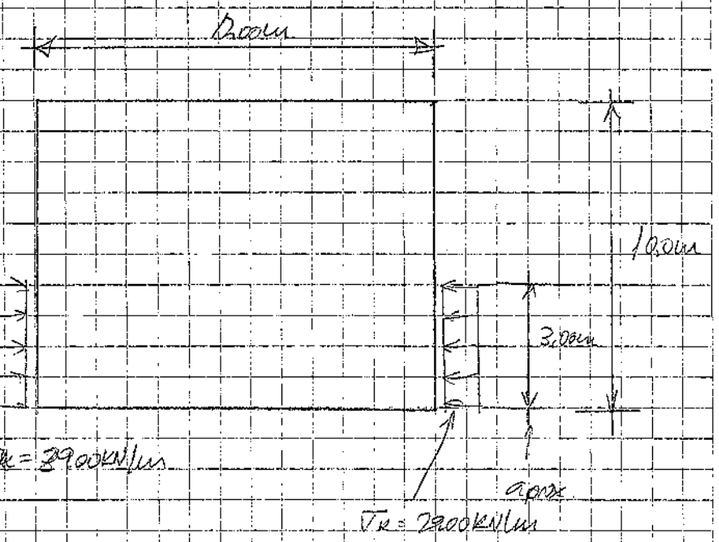
$A_{total} = \underbrace{19{,}00\ cm^2/m}_{\text{cortante}} + \underbrace{50\ cm^2/m}_{\text{anclaje}} = 70{,}0\ cm^2/m \rightarrow$

2 ramas $\phi 25$ + 2 ramas $\phi 20$ a 0,20m

NOTE BOOK

REGULARIZACIÓN DE TENSIONES EN LA CUBIERTA:

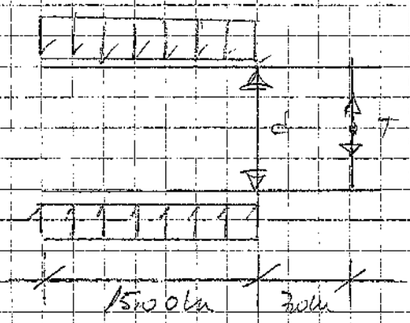
GEOMETRÍA:



Las cargas sobre la cubierta generan cables funiculares de tracción de regularización

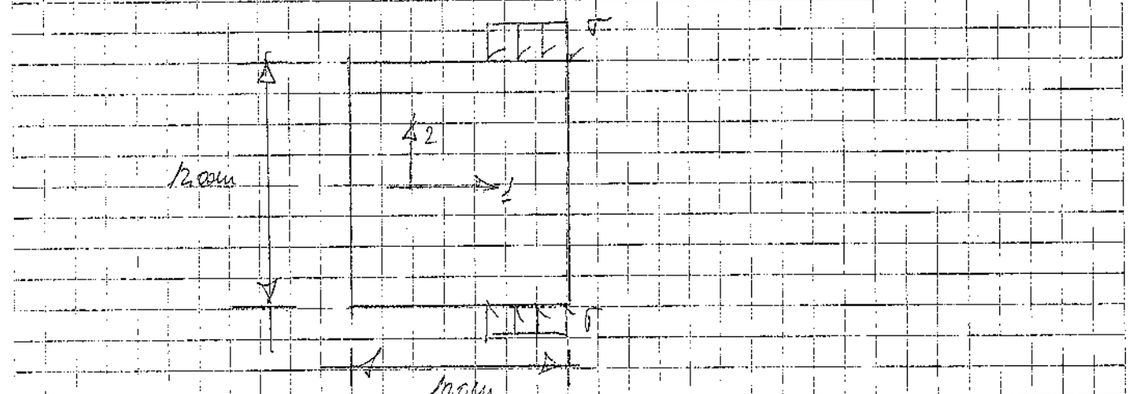
Las tracciones que aparecen son de COMPATIBILIDAD y NO de EQUILIBRIO de modo que no comprometen la estabilidad estructural. Se dispone un armado especial para controlar la abertura de fisura

Viaducto en equilibrio



Como la cubierta queda tensada y la viga pretensada en compresión → se mejoran las condiciones de estabilidad y basta con reducir la flexión en todas las etapas del funcionamiento de la cubierta (especialmente importante en los ciclos de humedad-secado y que no será cohesionada)

Las tracciones aparecen sólo de forma temporal y, cuando la cubierta trabaja con la carga de fijos, la viga prácticamente comprimida y las fibras por tanto cerradas



* las tensiones normales de tracción en tendido 2.2 son:

$\sigma_t = 0{,}20\ \bar{\sigma}$ (20% de las tensiones aplicadas)

* las tensiones de compresión máximas son del orden de

$\sigma_{compr} = 126\%\ \sigma$

Tensión máxima aplicada $\sigma = 2900$ kN/m²

→ compresiones máximas: $\sigma_{c,máx} = 3{,}65$ MPa ← Valor razonable en ejecución

→ Tracciones máximas: $\sigma_{t,d} = 0{,}20 \cdot 2{,}90 = 0{,}58$ MPa ← Dispone armadura

Con Tensis 14-Mayo-2004

En Losa superior y Losa de canto que trabaja la losa

$T_A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 MPa = 0,6 MN/m$

Disponiendo armadura a $2/3\ f_y$ en T_A

$T_A = 150 - 0,6 = 0,90\ MN/m$; $f_y = 2/3\ 400 = 267 MPa$

$A_s \geq \frac{0,90}{267} = 33,71\ cm^2/m$

En cada cara de la losa debe disponerse: $16,9\ cm^2/m$

* En la cara inferior se debe sobredimensionar

* En la cara superior hay que disponer 6 Ø12 por unidad de pendiente

↳ Se disponen en total 3 Ø12 en primeros de la parte baja de la cabeza de empotramiento

NOTE BOOK

Con Tensis 14-Mayo-2004

- Las tensiones normales de tracción en cabeza de losa

$\sigma_t = 2,1\sqrt{f'_c}$ + en una zona muy localizada

$f'_c = 29 MPa$; $\sigma_t = 0,24 \cdot 29 MPa = 0,696 MPa$

Se disponen en la armadura a $2/3\ f_y$ en T_A → (a 44,43 f_y en T_A)

$\sigma_{t,d} = 1,50 \cdot 0,696 = 1,044 MPa$

$T_A = 1,044 MN/m$

$A_s \geq \frac{T_A}{\frac{2}{3} f_y} = \frac{1.044 MN/m}{\frac{2}{3} 400 MPa} = 39,150 cm^2/m$ en ambas caras.

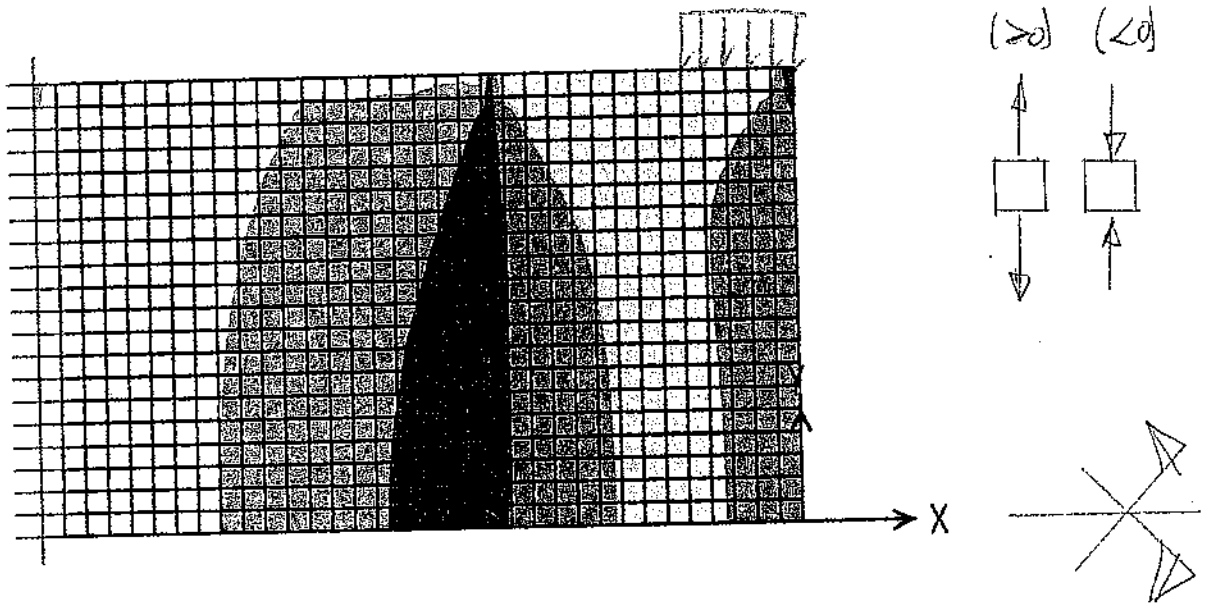
En cada cara debe disponerse: $19,57\ cm^2/m$

↓

Se disponen horquillas → 2 ramas

↳ 1 ⊓ Ø16 a 0,15 en la zona delantera de la cabeza

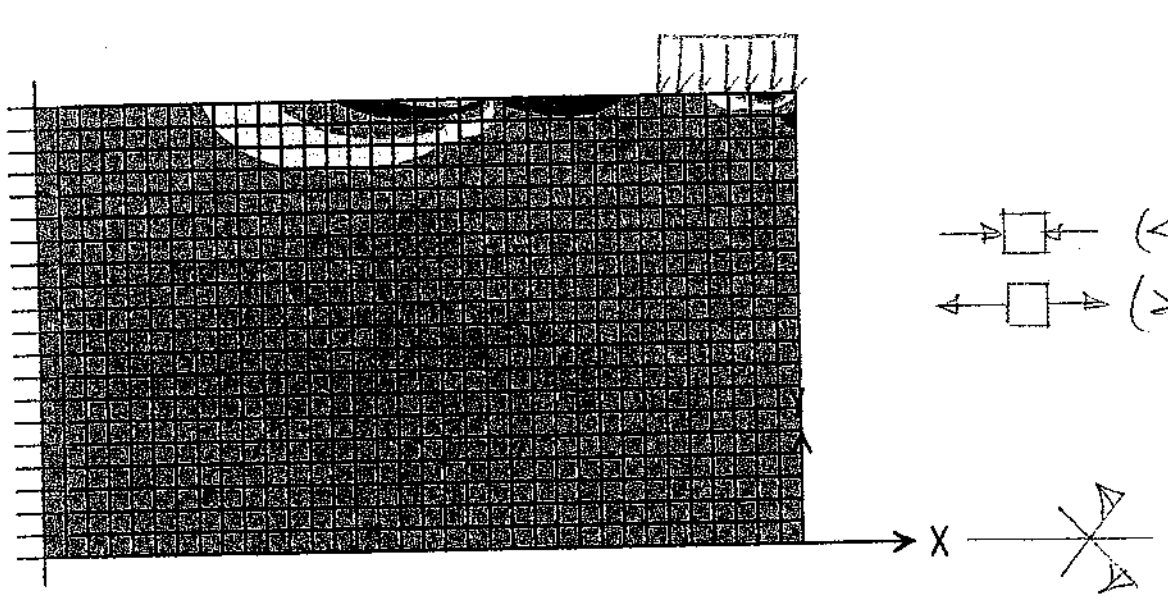
NOTE BOOK



(36)

SAP2000 v6.11 - File:LOSA MEF - Stress S22 Diagram (CARGAS) - KN-m Units

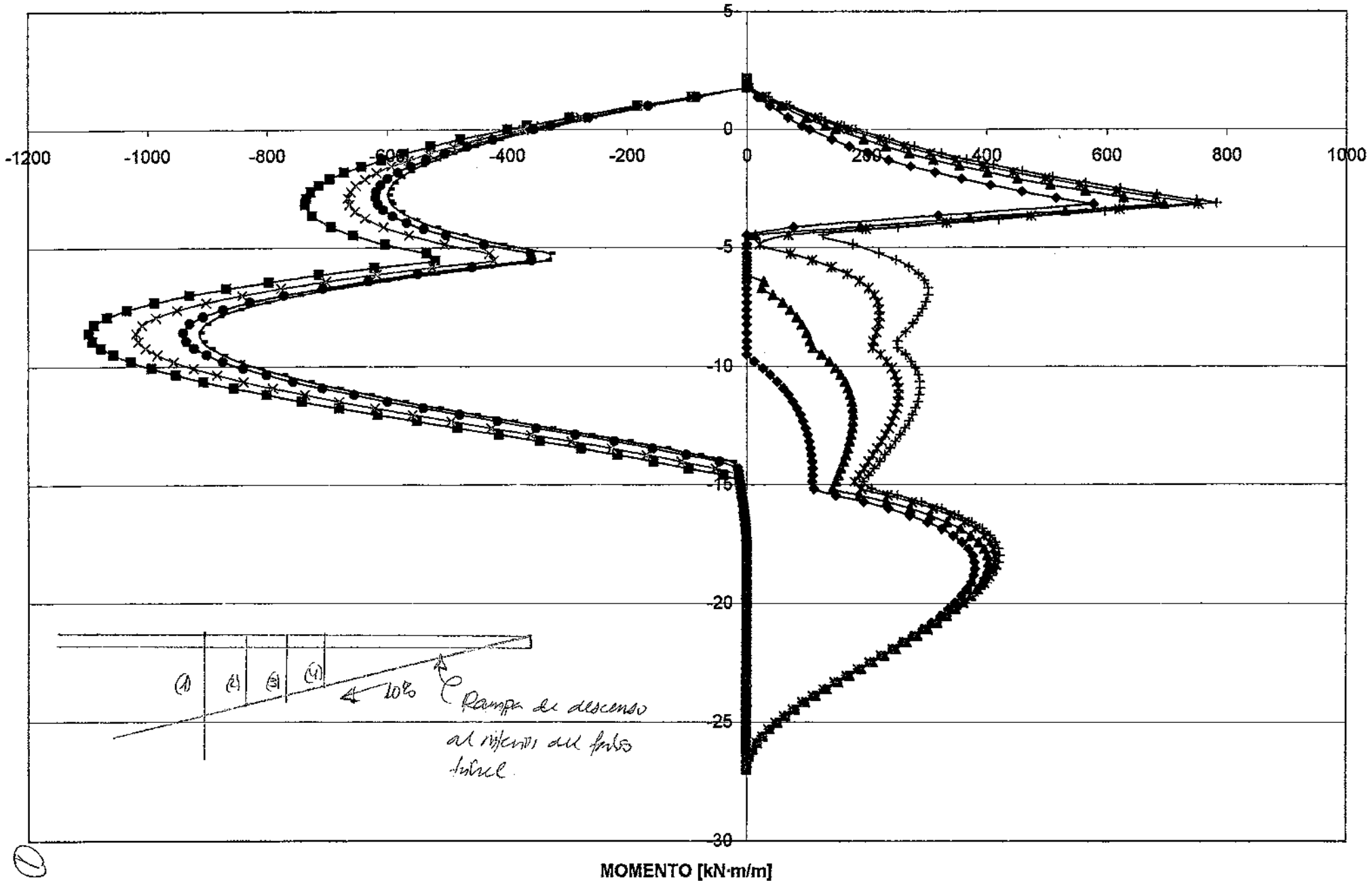
SAP2000



(37)

SAP2000 v6.11 - File:LOSA MEF - Stress S11 Diagram (CARGAS) - KN-m Units

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

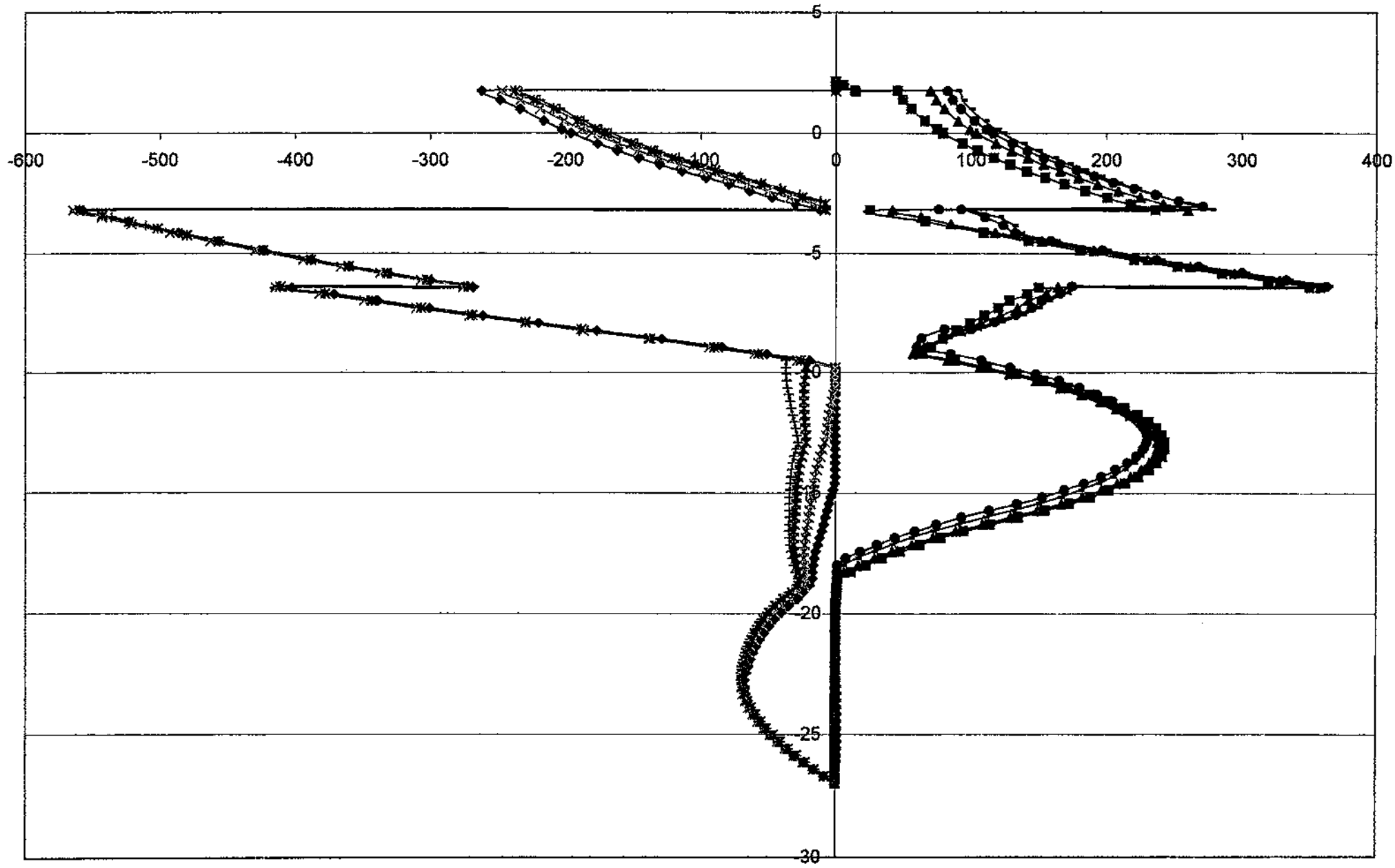


MOMENTO [kN·m/m]

M máx 1 — M mín 1 — M máx 2 — M mín 2 — M máx 3 — M mín 3 — M máx 4 — M mín 4

RAMPA FR
14/05/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín 1 — V máx 1 — V máx 2 — V mín 2 — V mín 3 — V máx 3 — V mín 4 — V máx 4

RAMPA FR
14/05/2004

NOTAR DE ARMADO ZONA DE RAMPA

(A) Tramo de viga de rampa

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS: Se respeta el armado del tramo 2-3 (M2) como límite

Ib) TRASDÓS: También se respeta como mínimo, el armado del tramo 2-3 (M2)

- Dato de armado: $M_M = 735$ kN·m/m

$M_{sd} = 1173$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASE

$h = 25,71$ cm²/m

En Sam + $A_s = 125,55$ cm² → 20 ϕ25 + 10 ϕ25 en todo el bastidor

- Momento último con 30 ϕ25

$A_s = 147,27$ cm²/bastidor

$A_s = 29,454$ cm²/m (r = 0,11m)

$M_{Rd} = 1084,90$ kN·m/m

En valor característico $M_{Rk} = 724,2$ kN·m/m

Se toma $M_{Rk} \leq 720$ kN·m/m para $z \leq 4,00$ y $z \geq 2,00$ a partir de este pto (anclaje + decalaje del cabeza $b_{anclaje} = 1,00$m

Las barras deben llegar desde 0,5 a -6,50m

- Momento último con 20 ϕ25 (Cuanto mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración)

$A_s = 24,545$ cm²/m

$M_{Rd} = 909,62$ cm²/m

En valor característico $M_{Rk} = 606,4$ kN·m/m

③

Si toma $M_{Rk} \leq 600$ kN·m/m para $z \leq -4,00$m a partir de este pto — anclaje + decalaje de los ϕ25 que deben llegar hasta $-4,00 - 1,00 - 1,00 = 6,50$m

b d ε

Final posicionamiento

II) CORTANTES

El limitante el tramo 2-3 (M2) ← Se respeta el armado constante de este tramo

III) EN FUNCIONAMIENTO ESTE

Cargas máximas en los puntales en las 4 secciones de control

707+352 → $N_k = 79,41$ Tn/m

707+355,75 → $N_k = 82,45$ Tn/m

707+359,5 → $N_k = 83,08$ Tn/m

707+363,25 → $N_k = 83,68$ Tn/m

$N_{k,max} = 83,68$ Tn/m = 836,8 kN/m ≈ 840 kN/m

$N_d = 1,50 \cdot 840$ kN/m · 2,50m = 31,50 kN/punta

El fuste máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd}}{u_0 \cdot d} \leq f_{vcd} = 0,30\, f_{cd} = 0,30 \frac{25}{1,50} = 5,0$ MPa

Para el apoyo del puntal $u = 4 \cdot 0,75 = 3,0$m ← perímetro

$d = 0,65$m del lado seguro

Sustituyendo valores

$\frac{31,50 \cdot 10^3}{3,0 \cdot 0,65} = 1,235$ MPa << 5,0 MPa (OK)

④

Can Tunis 14-Mayo-2004

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1 \qquad A_c = \frac{F_{sd}}{\sigma}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando $F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} u_1 d$

$d = 0.28 m$ (en todo equino)

$\tau_{rd} = 0.12 \xi_1 (100 \rho_e f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3150 kN/m = 3.15 MN$

$\xi_1 = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/280} = 1.485$

$A_{sx} = 2\phi 20 \ @ \ 0.15 \qquad A_{sy} = 41.89 cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0.014189$

$A_{sy} = (6\phi 32 + 4\phi 25 + 6\phi 25 + 2\phi 25) / 2.00 = 107.16 cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0.01072$

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \rho_y} = 0.012370$

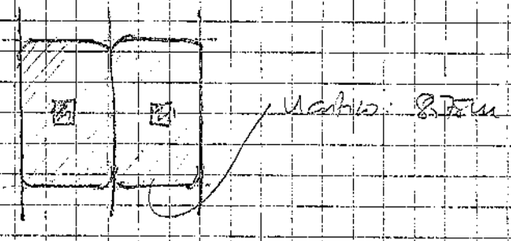
Tensiones tangenciales

$\tau_{rd} = 0.12 \cdot 1.485 \cdot (100 \cdot 0.012370 \cdot 25)^{1/3} = 0.456 MPa$

Para no hacer armadura de punzonamiento es necesario que $u_1 \geq$

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3.125}{0.456 \cdot 0.85} = 8.06 m$

Perímetro crítico

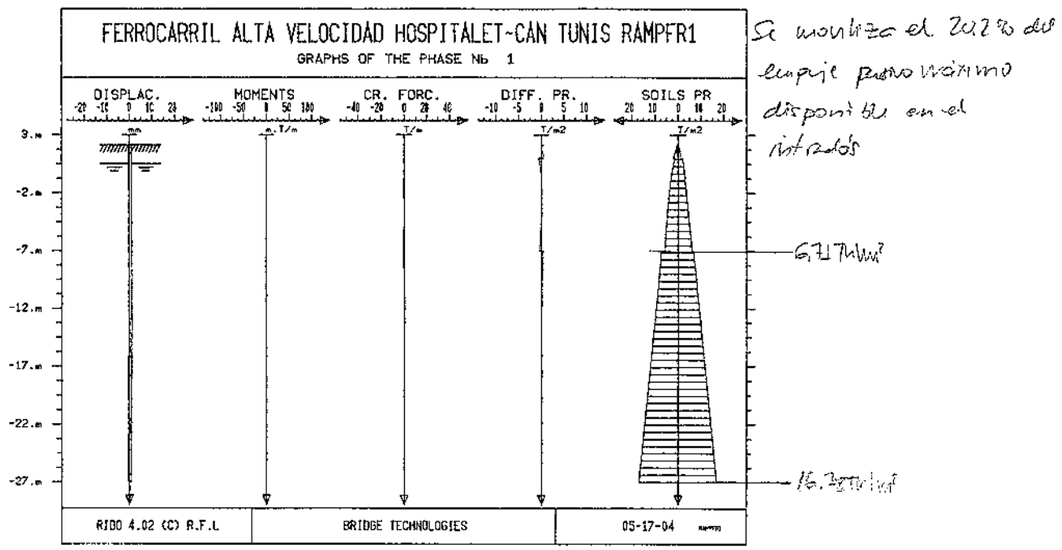


Como $u_{crítico} > u \rightarrow$ No hace falta armadura de punzonamiento.

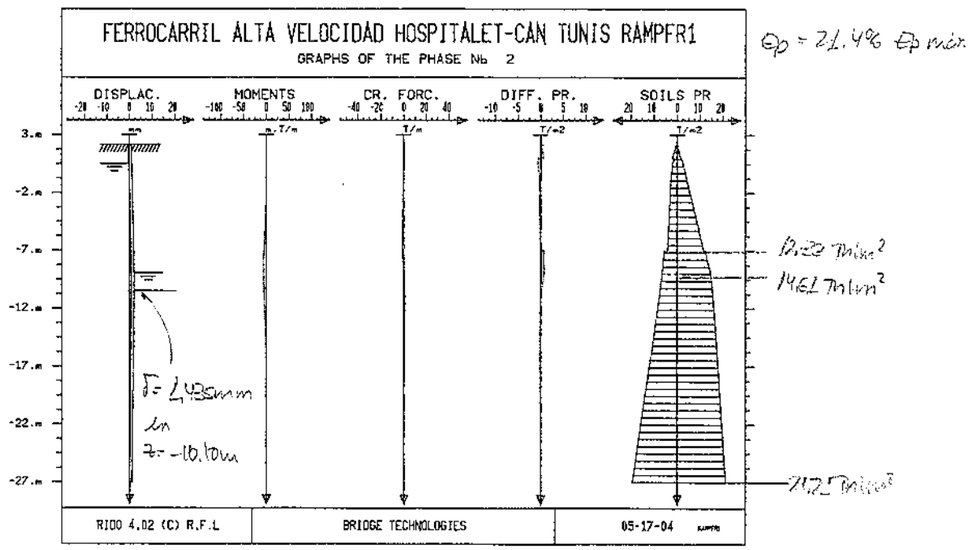
NOTE BOOK

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. SECCIÓN 1 "VIGA DE RAMPA" (707+352)

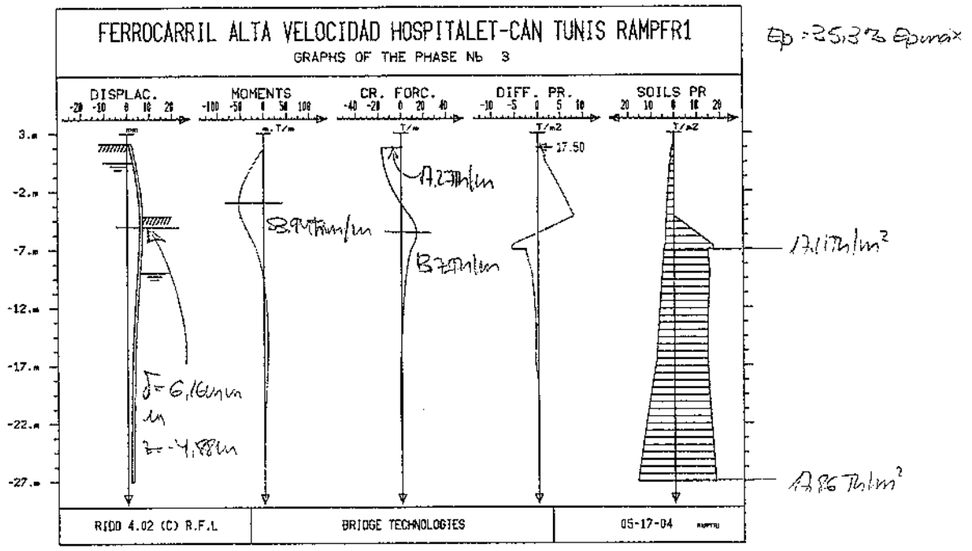
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



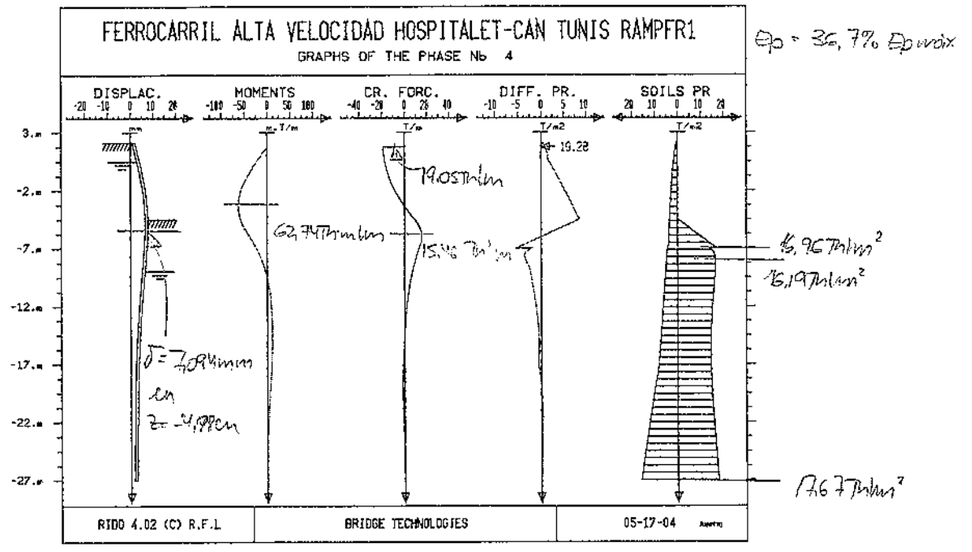
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



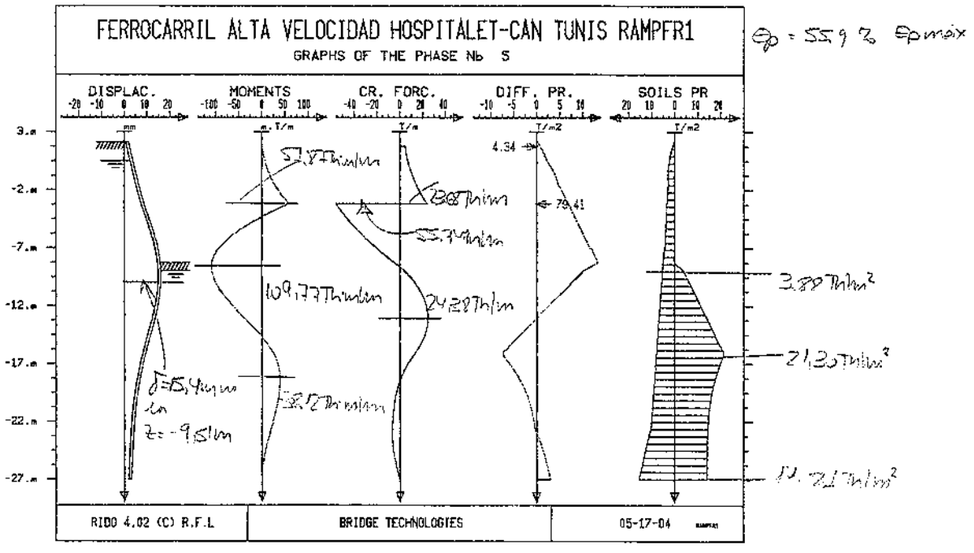
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA VIGA DE RAMPA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.15m



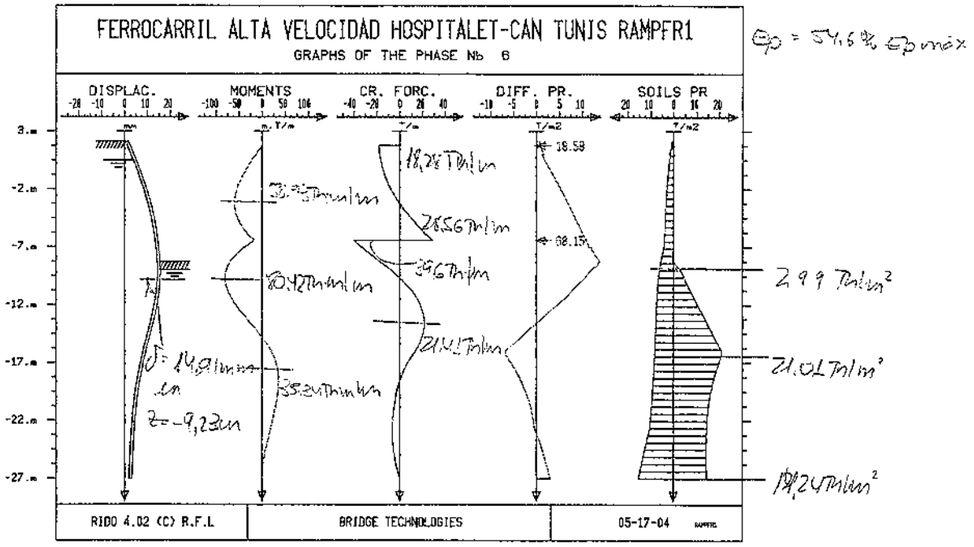
FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m.



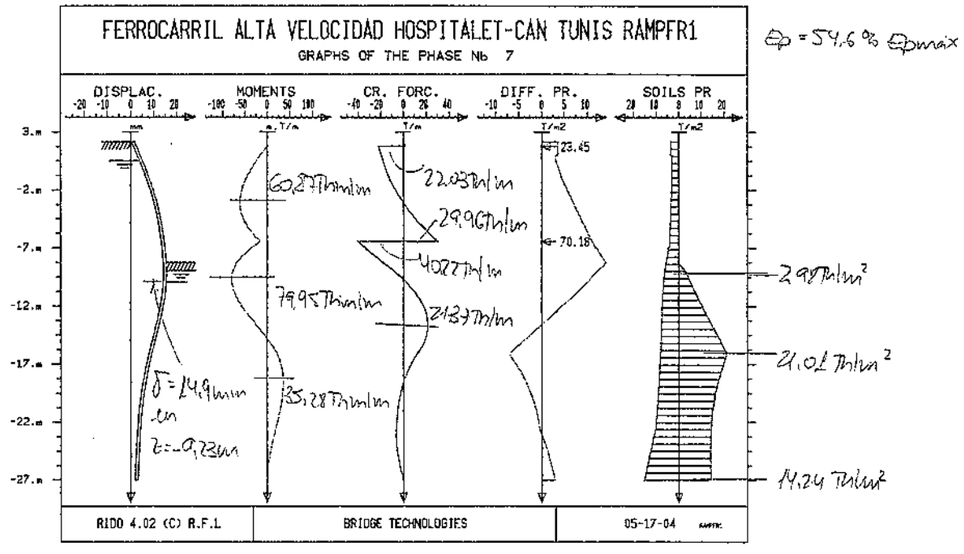
FASE 4: PUNTAL EN Z=-3.192m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



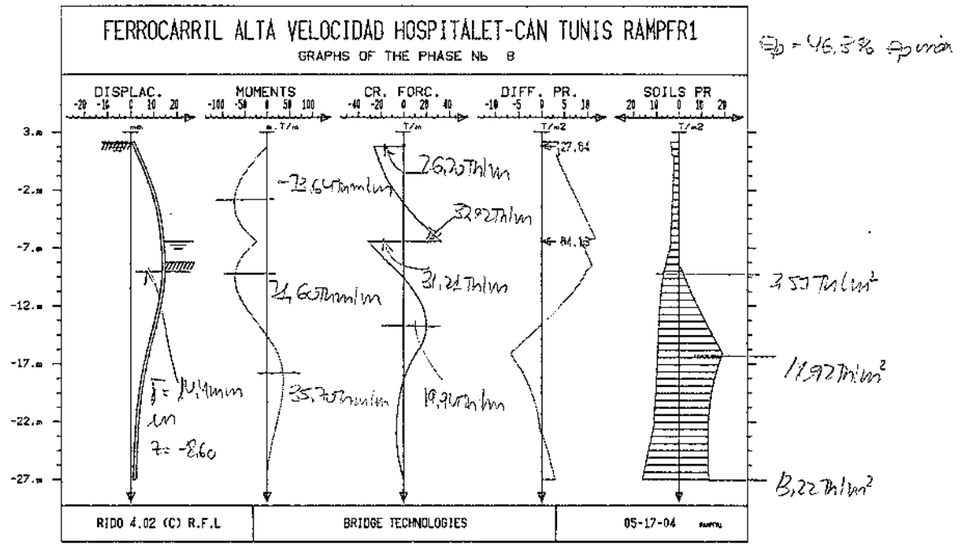
FASE 5: EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



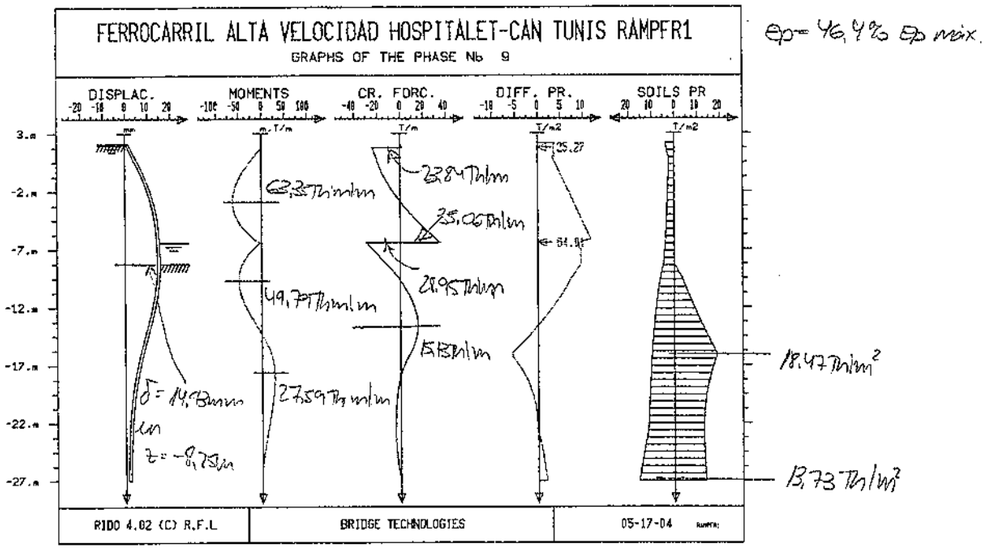
FASE 6: RELLENO DEL TRASDÓS:



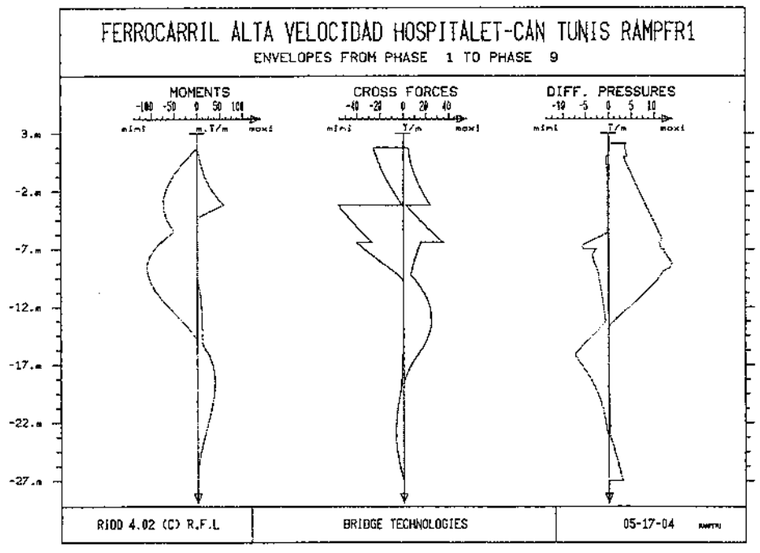
FASE 7: SUBIDA DEL N.F. EXTREMA:



FASE 8: FLUENCIA:



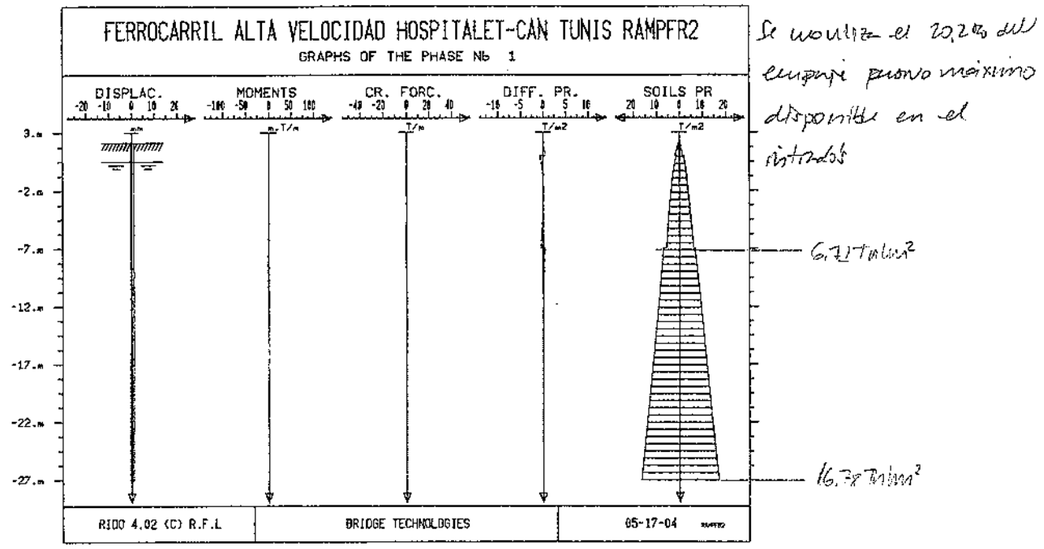
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



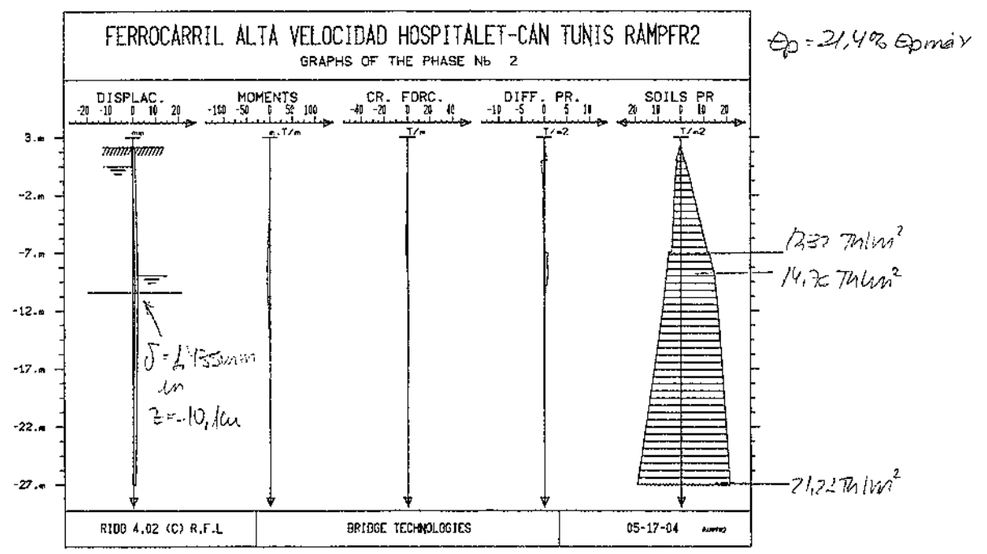
VER HOJAS EXCEL CORRESPONDIENTES (pág 1)

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. SECCIÓN 2 "VIGA DE RAMPA" (707+355.75)

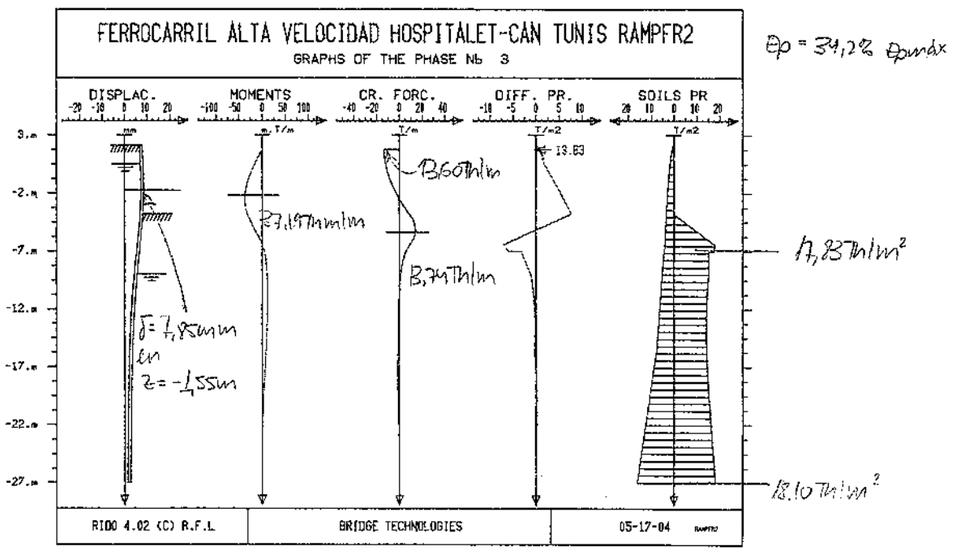
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



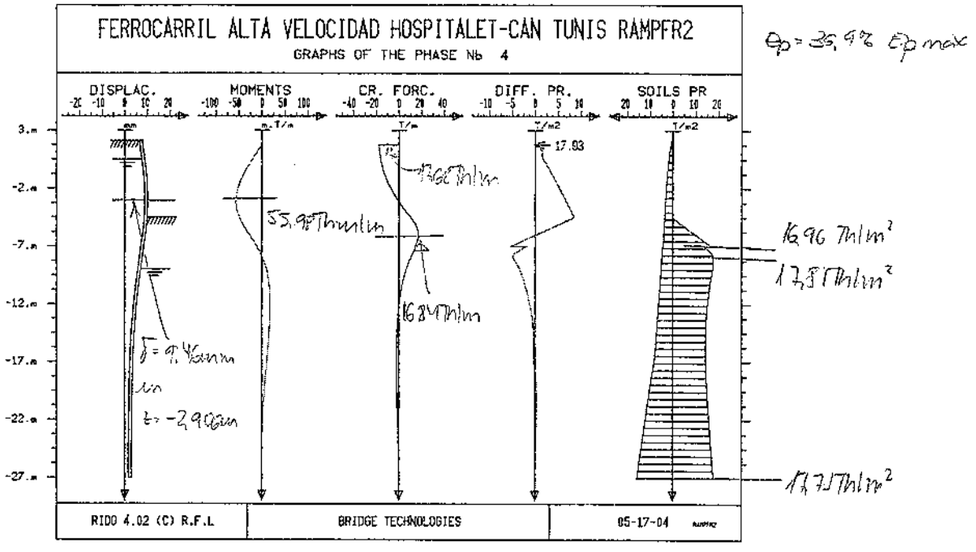
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



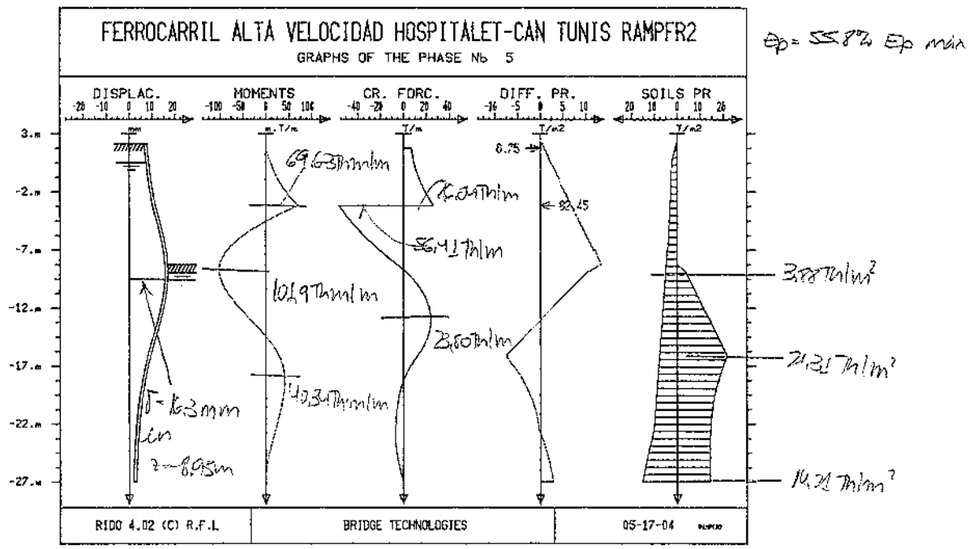
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA VIGA DE RAMPA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=~~-3,775m~~



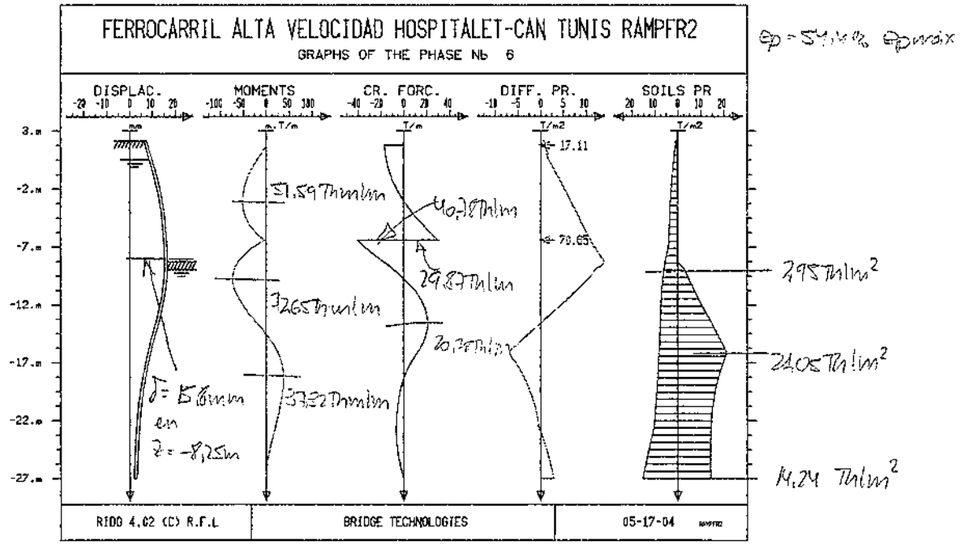
FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m.



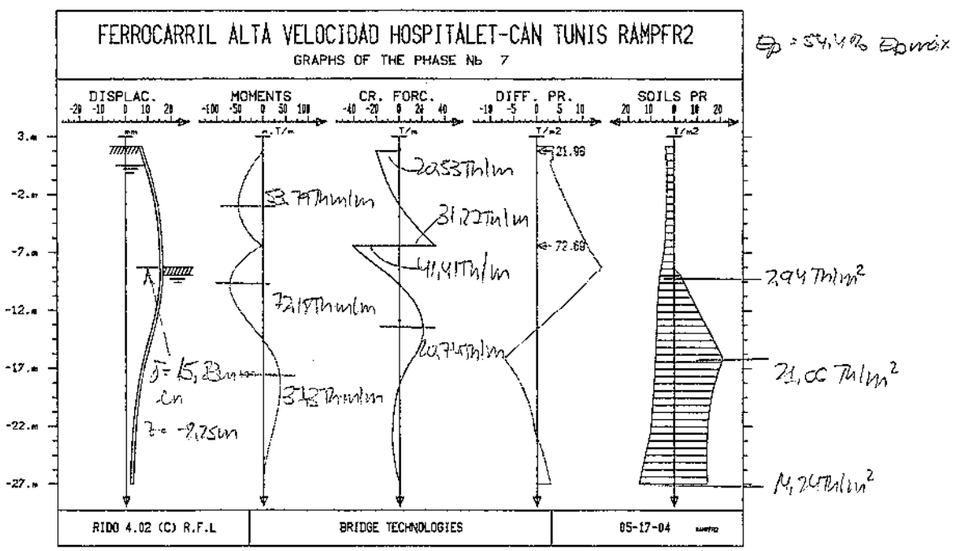
FASE 4: PUNTAL EN Z=-3.1~~7~~3m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



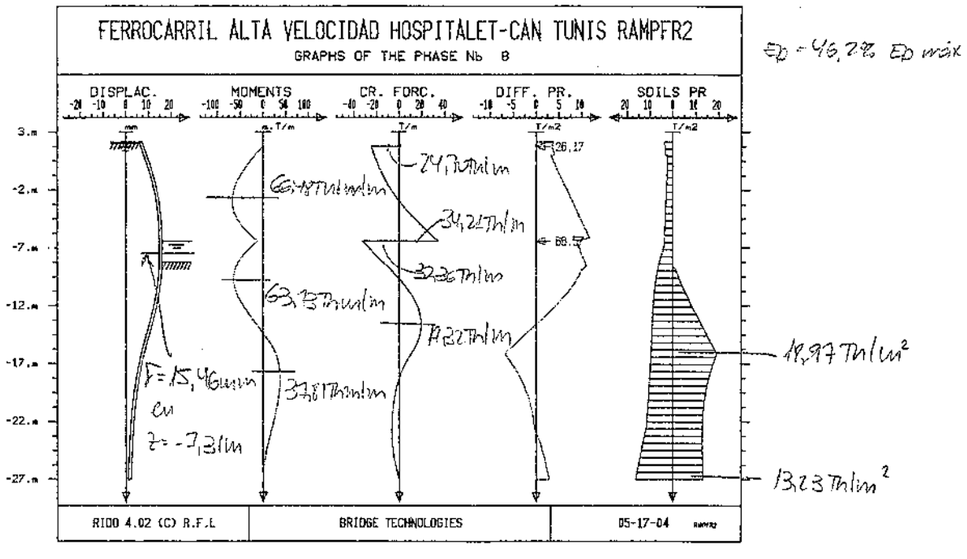
FASE 5: EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



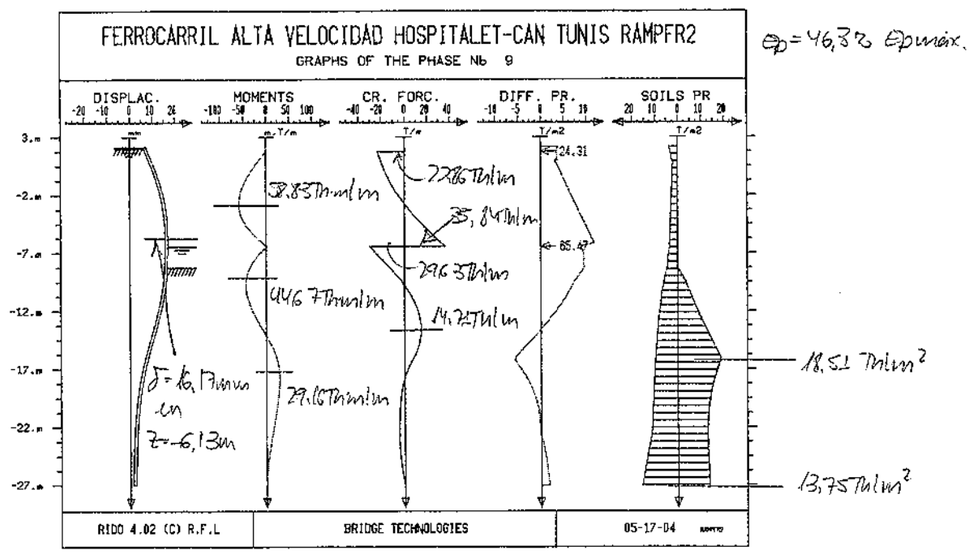
FASE 6: RELLENO DEL TRASDÓS:



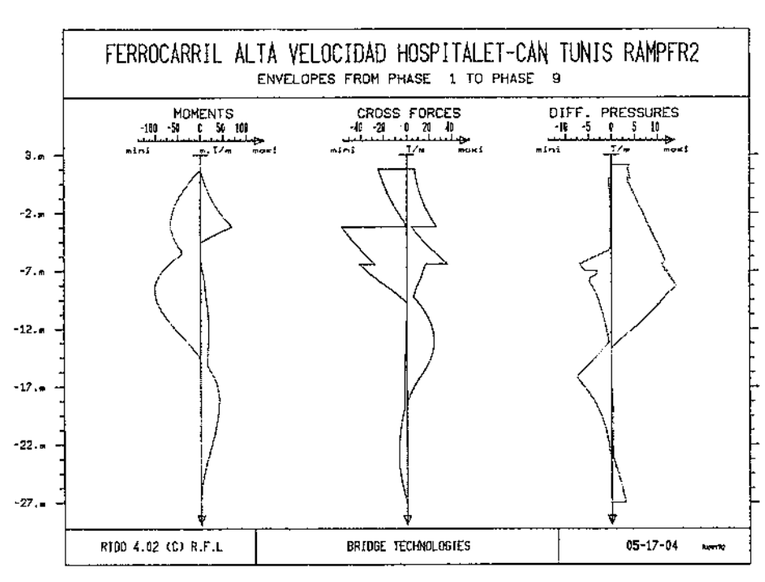
FASE 7: SUBIDA DEL N.F. EXTREMA:



FASE 8: FLUENCIA:



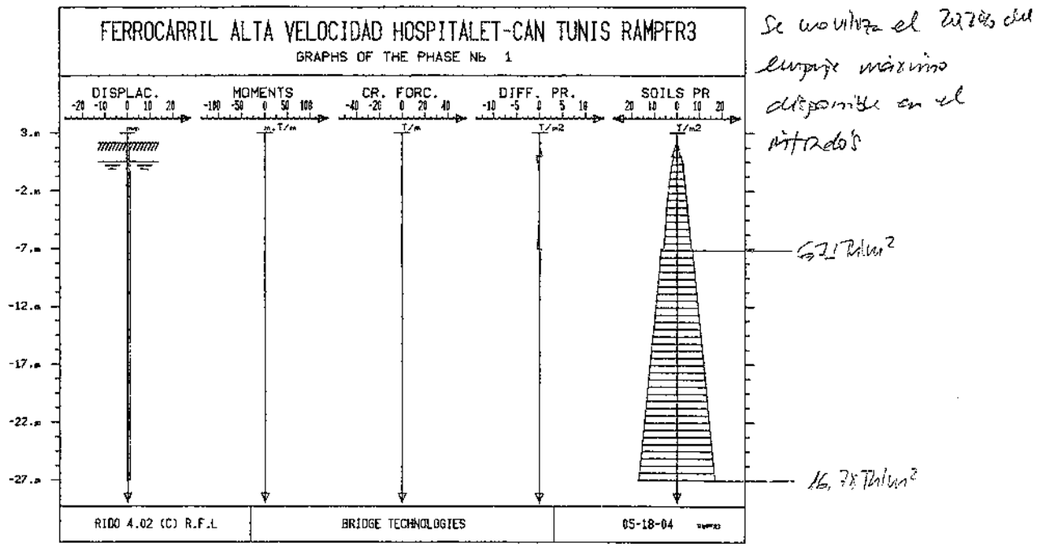
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



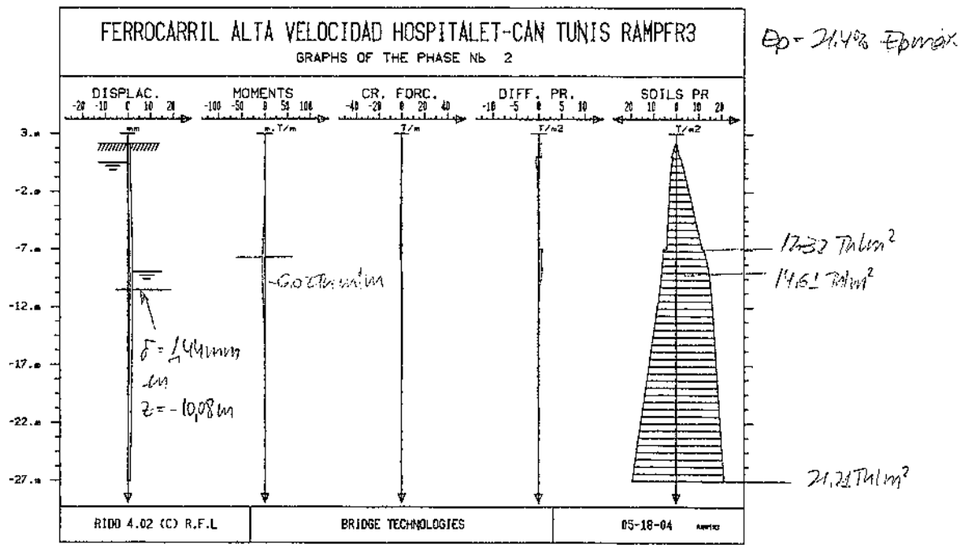
VER HOJAS EXCEL CORRESPONDIENTES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. SECCIÓN 3 "VIGA DE RAMPA" (707+359.5)

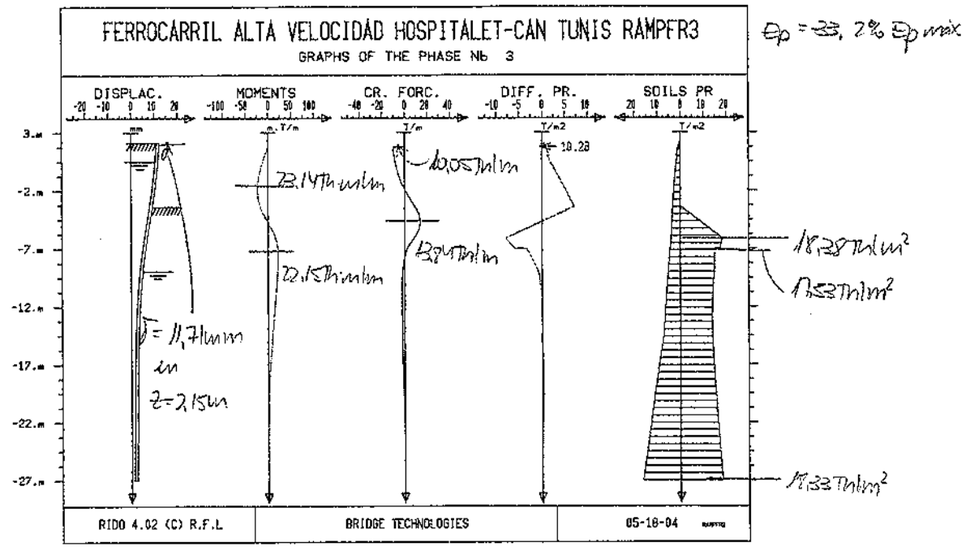
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



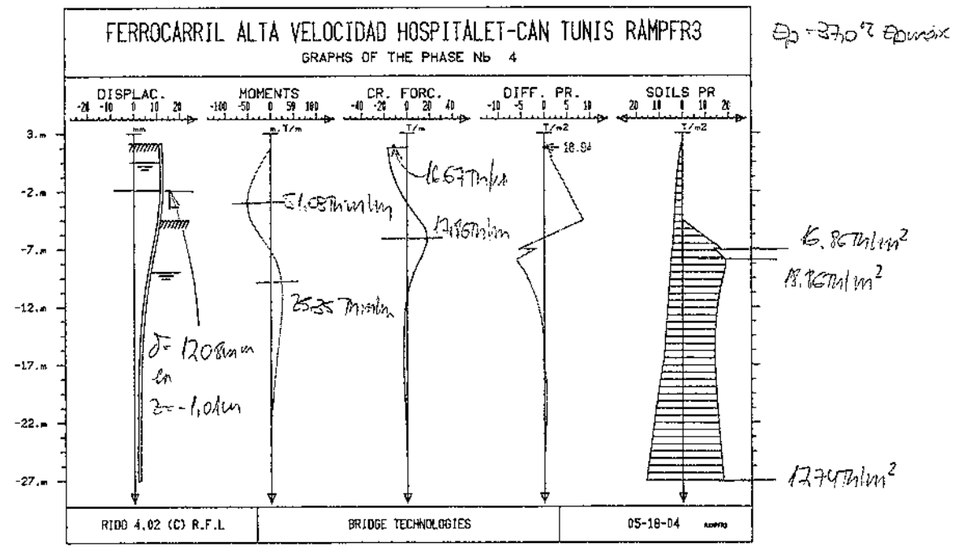
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



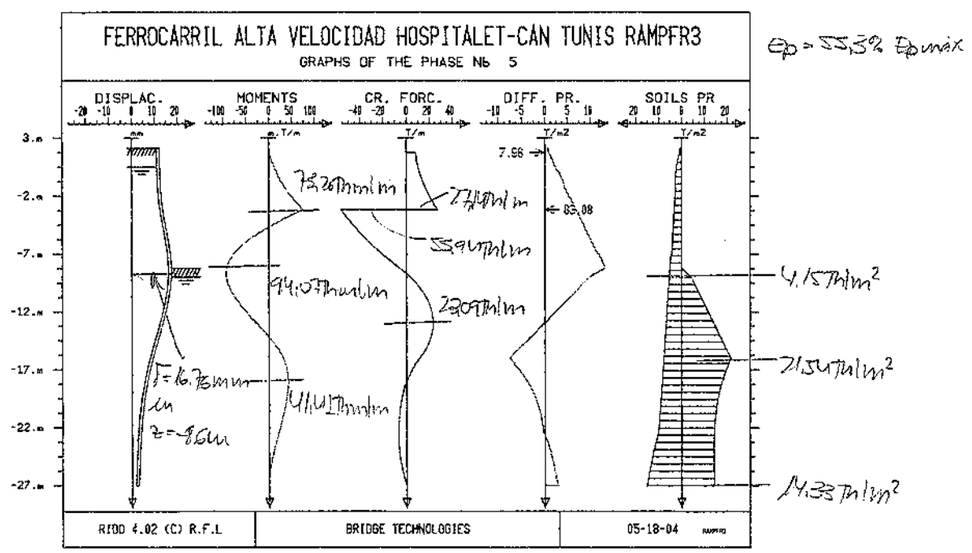
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA VIGA DE RAMPA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-3.40m



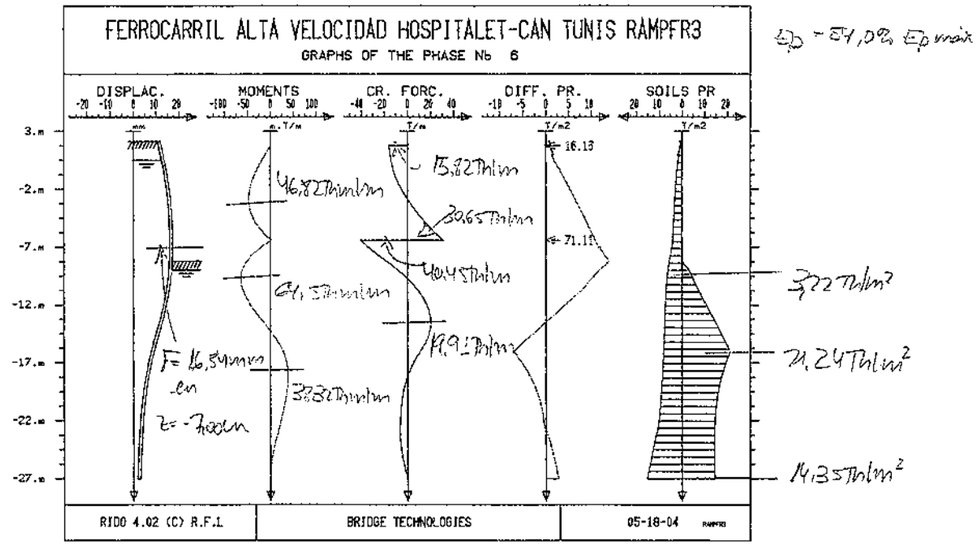
FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m.



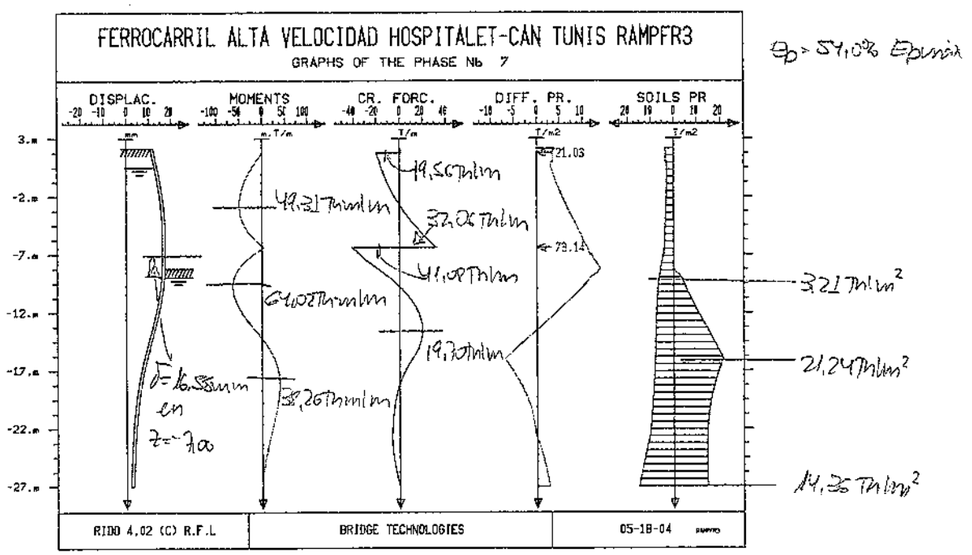
FASE 4: PUNTAL EN Z=-3.16m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



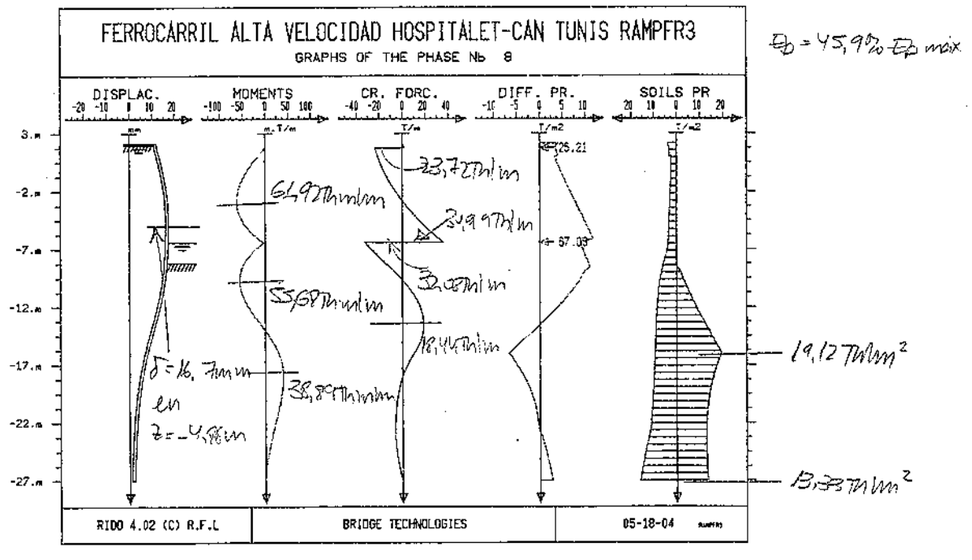
FASE 5: EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



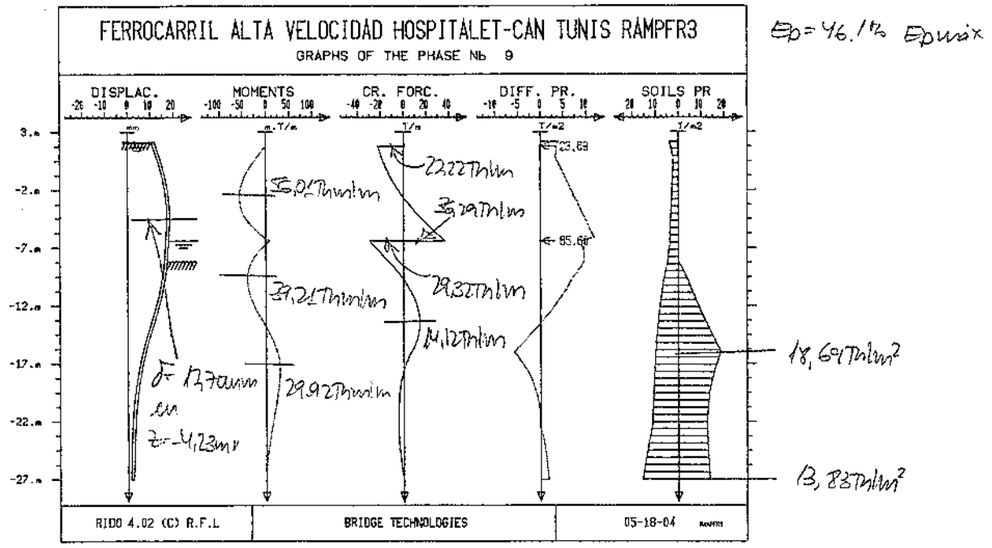
FASE 6: RELLENO DEL TRASDÓS:



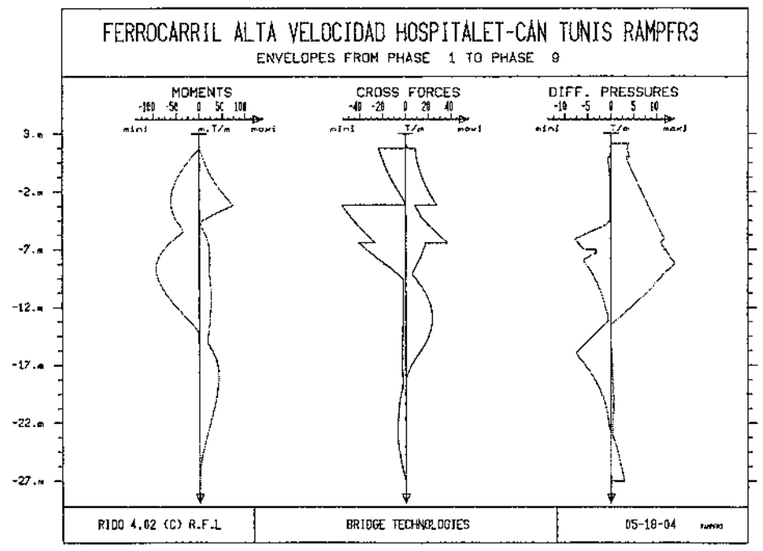
FASE 7: SUBIDA DEL N.F. EXTREMA:



FASE 8: FLUENCIA:



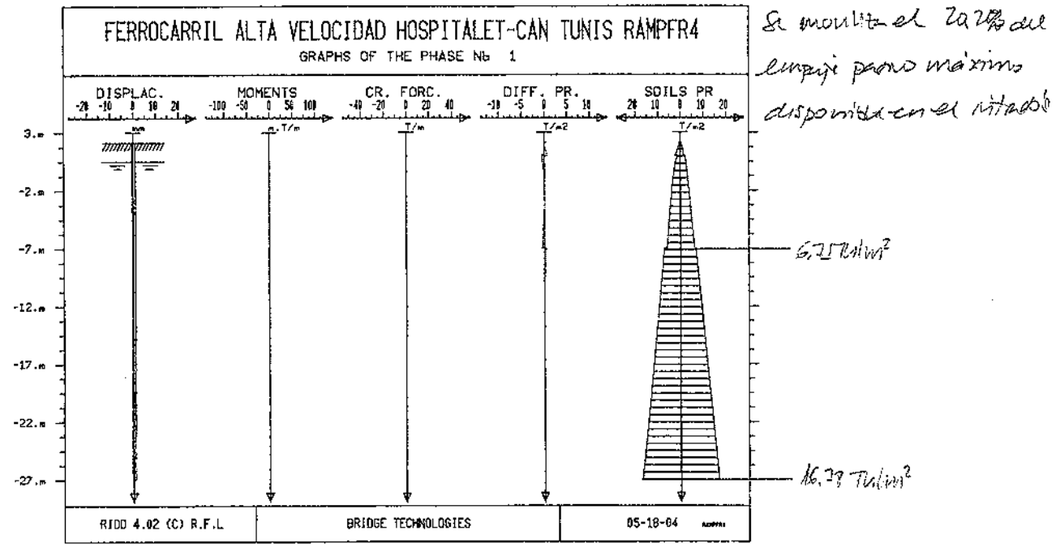
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



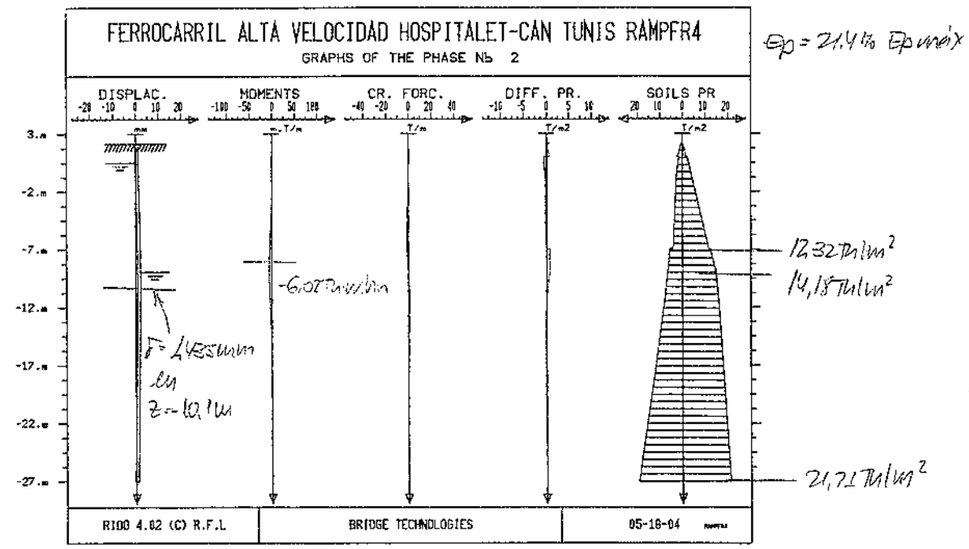
VER HOJAS EXCEL CORRESPONDIENTES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. SECCIÓN 4 "VIGA DE RAMPA" (707+363.25)

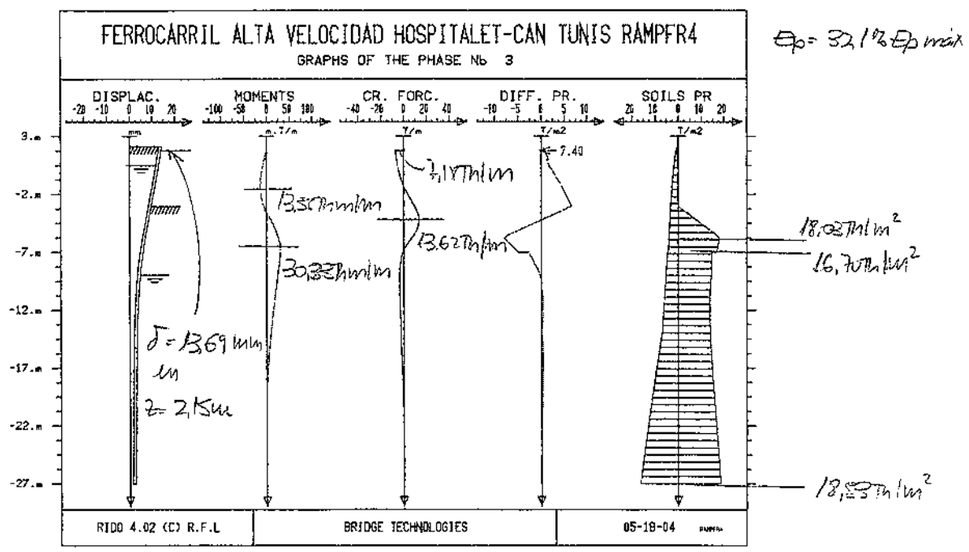
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



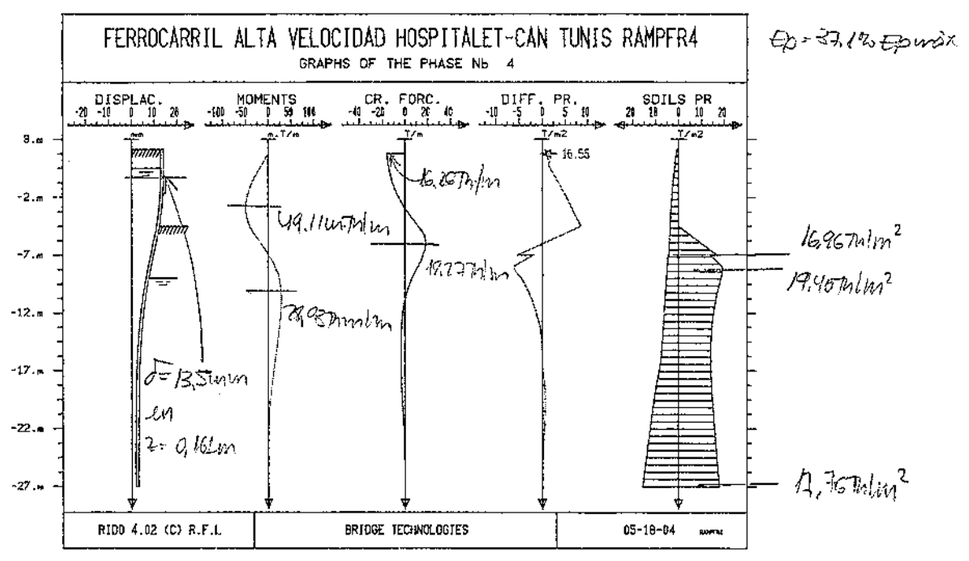
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



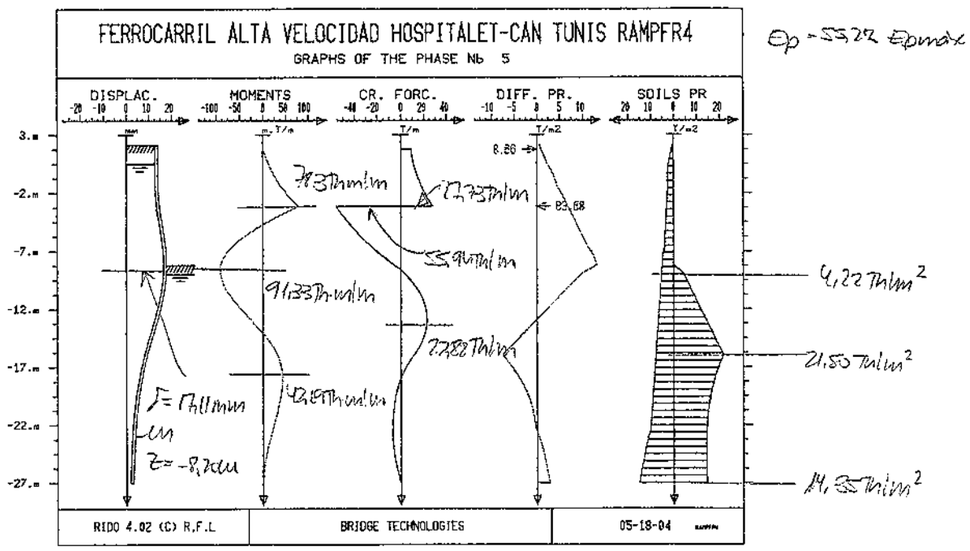
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA VIGA DE RAMPA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-3,025m



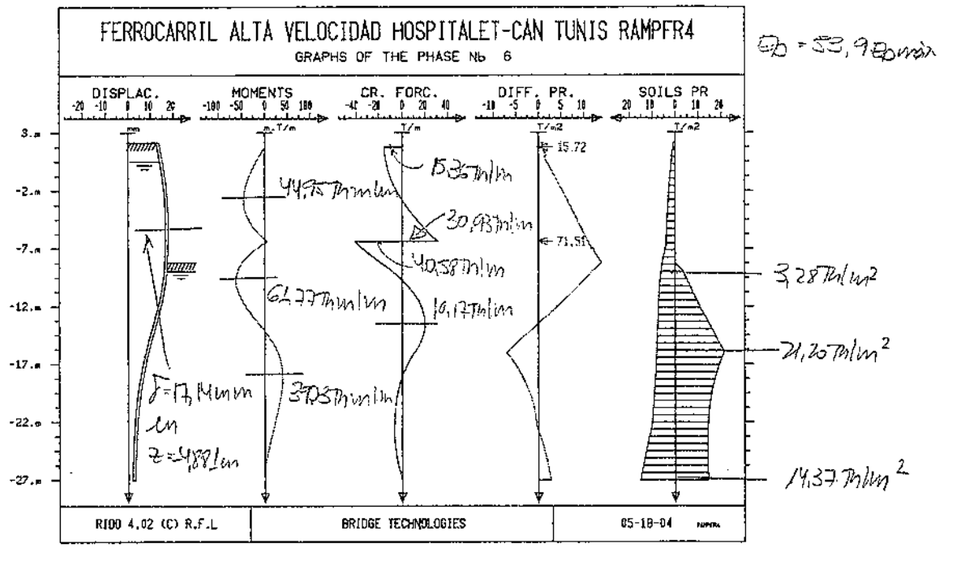
FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m.



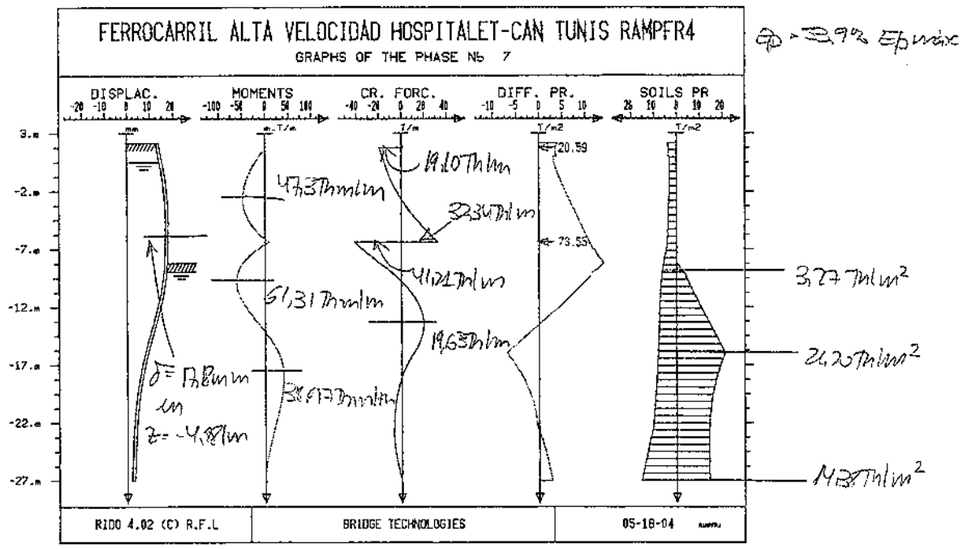
FASE 4: PUNTAL EN Z=-3.146m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



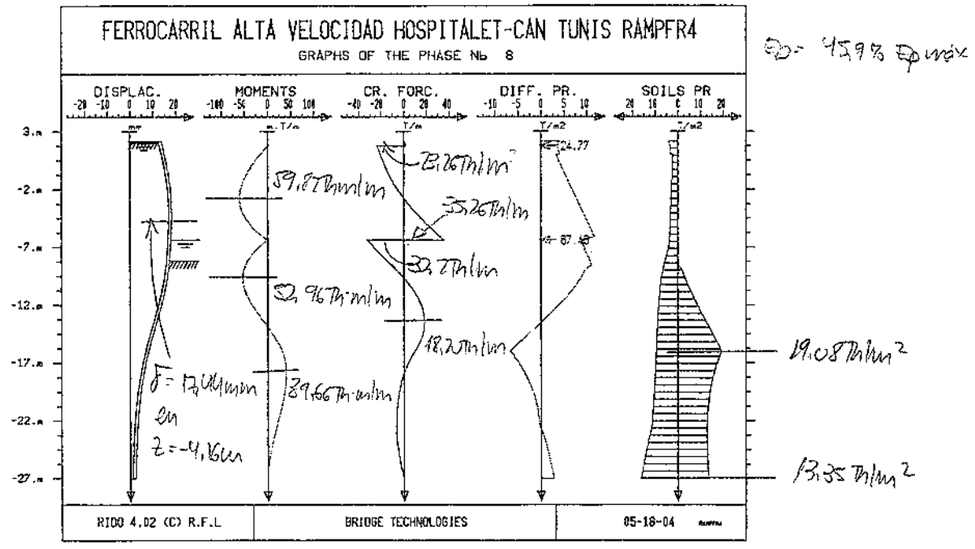
FASE 5: EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



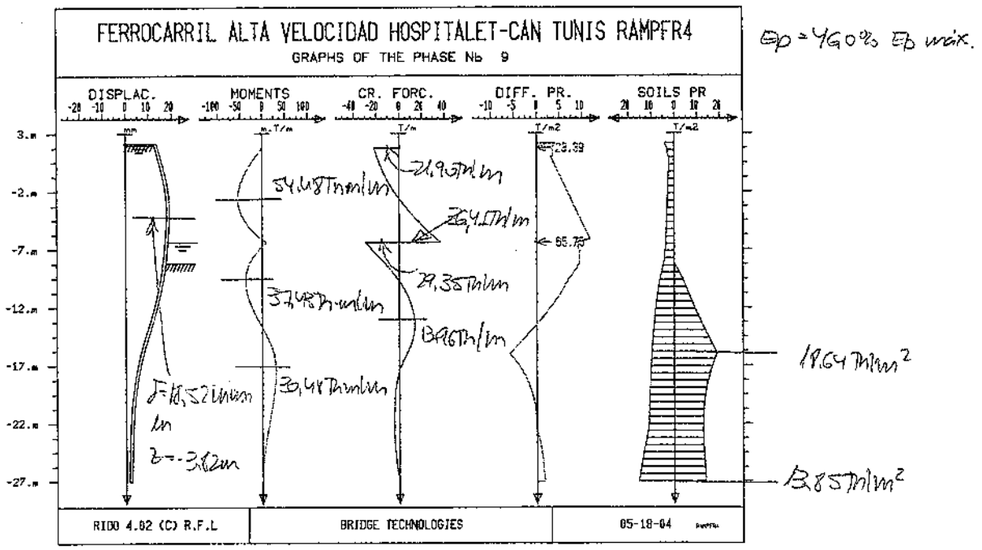
FASE 6: RELLENO DEL TRASDÓS:



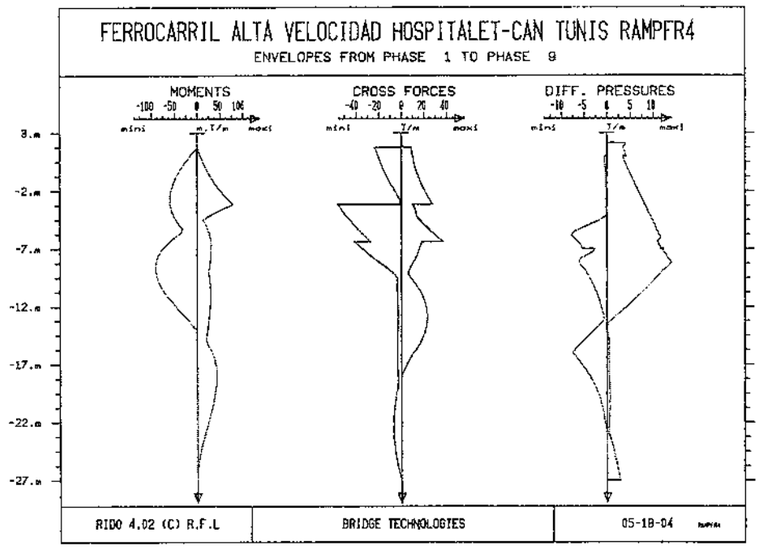
FASE 7: SUBIDA DEL N.F. EXTREMA:



FASE 8: FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJA EXCEL CORRESPONDIENTE

SECCIÓN AL FINAL DE LA VIGA DE RAMPA

PK = 707+367

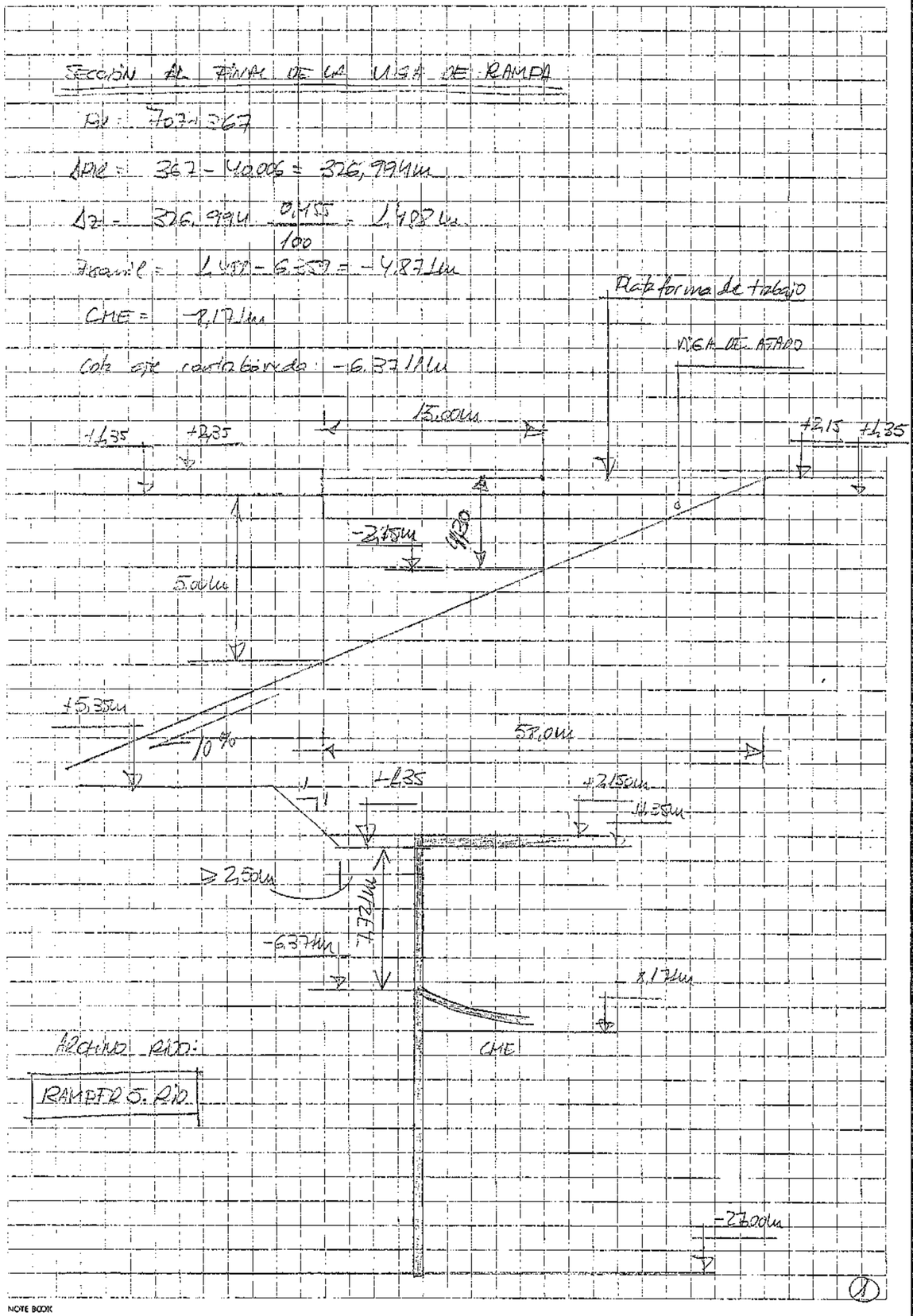
ΔPK = 367 - 40,006 = 326,994m

Δz = 326,994 0,455/100 = 1,487m

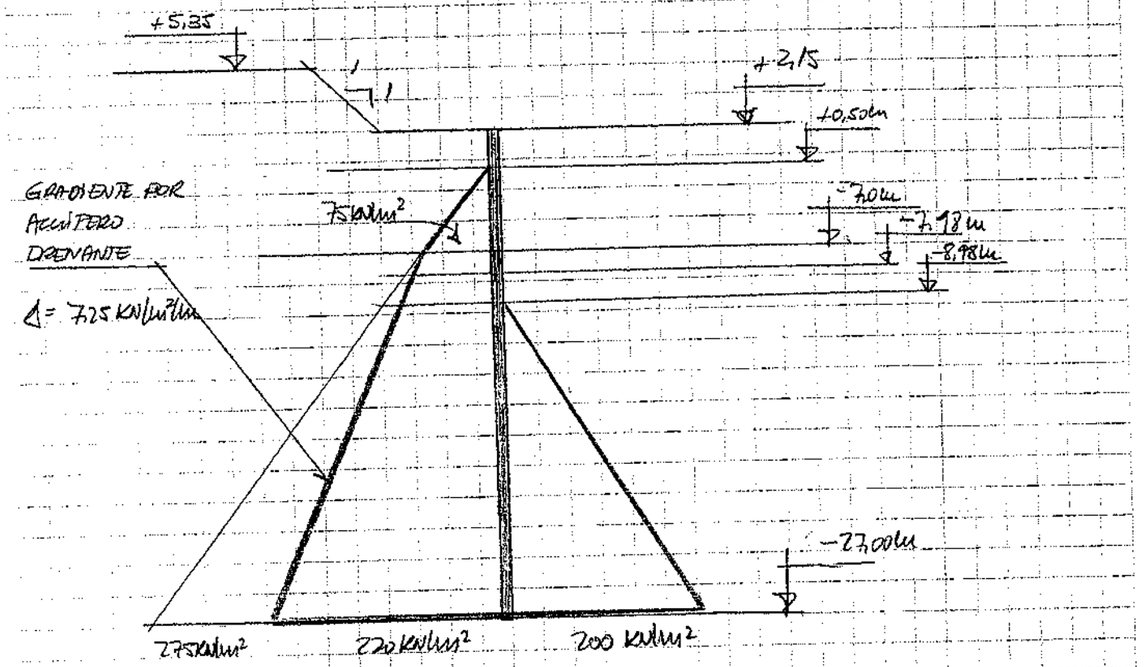
Δcunet = 1,487 - 6,358 = -4,871m

CME = -8,17/1m

Cota eje contrabóveda -6,37/1m



LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS (S/J. CARRERA, con antelación previo a toda excavación) en PK = 707+410



Cota cami: ΔPk = 707+410 - 707+040,006 = 369,994m

Δz = 369,994 0,455/100 = 1,683m

z = -6,359 + 1,683 = -4,676m

CME = -4,676 - 3,30 = -7,976m

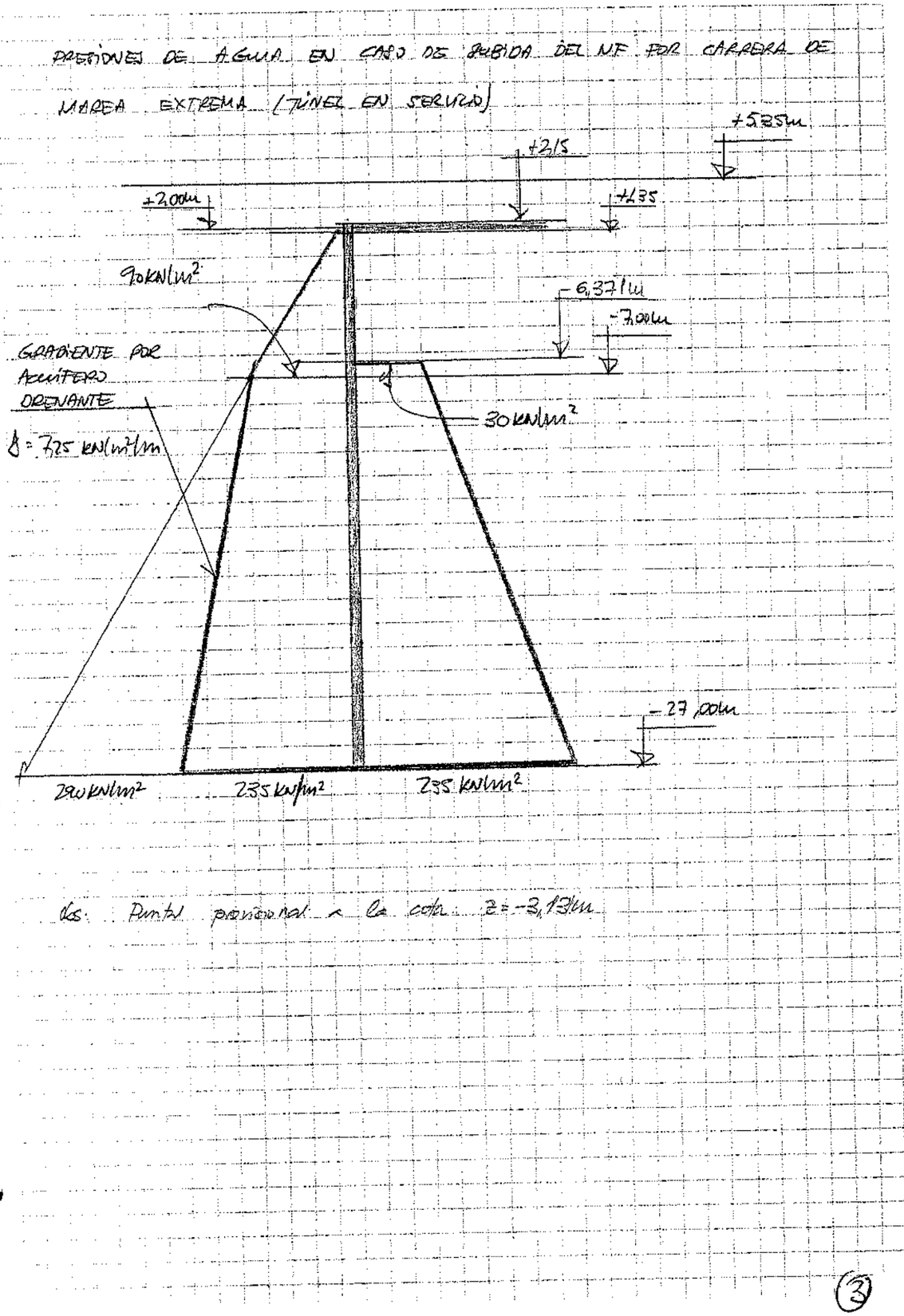
cota eje contrabóveda: z = -6,176m

CCIC = +1,35

CCSC = + 2,15 ó +2,35

Can Tunis 13-Abril-2004

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA (TÚNEL EN SERVICIO)



Ver Puntal provisional a la cota Z=-3,13m

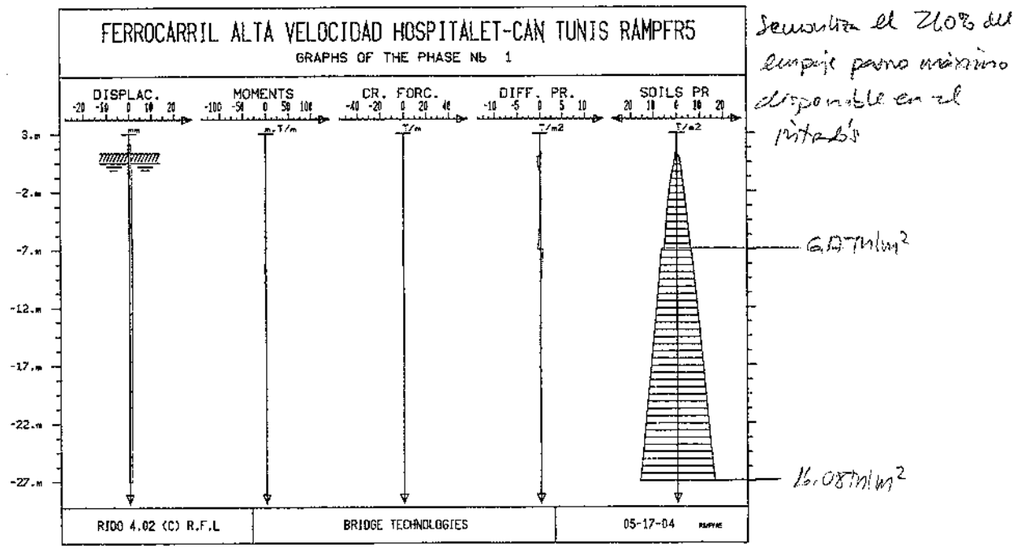
(3)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS RAMPFR5 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -3.146m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* ZONA DE RAMPA: TRAMO SIN VIGA DE RAMPA
2.15
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.35
EXC(2) 1.35
SUB(1,1) 1.35 0.0 2.5 1.0
SUB(1,1) 1.35 2.5 3.5 2.0
SUB(1,1) 1.35 3.5 4.5 4.0
SUB(1,1) 1.35 4.5 5.5 6.0
SUB(1,1) 1.35 5.5 6.5 8.0
sub(1,1) 1.35 6.5 35.0 9.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -8.95 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE VIGA DE ATADO Y EXCAVACION HASTA Z=-2.15
EXC(2) -2.15
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.50
STR 1.75 1.0 0.0 0.0 363520
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -3.13 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -3.13 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -8.2
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -6.371 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 1.35 0.0 35.0 9.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -6.371 0.0 3.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
```

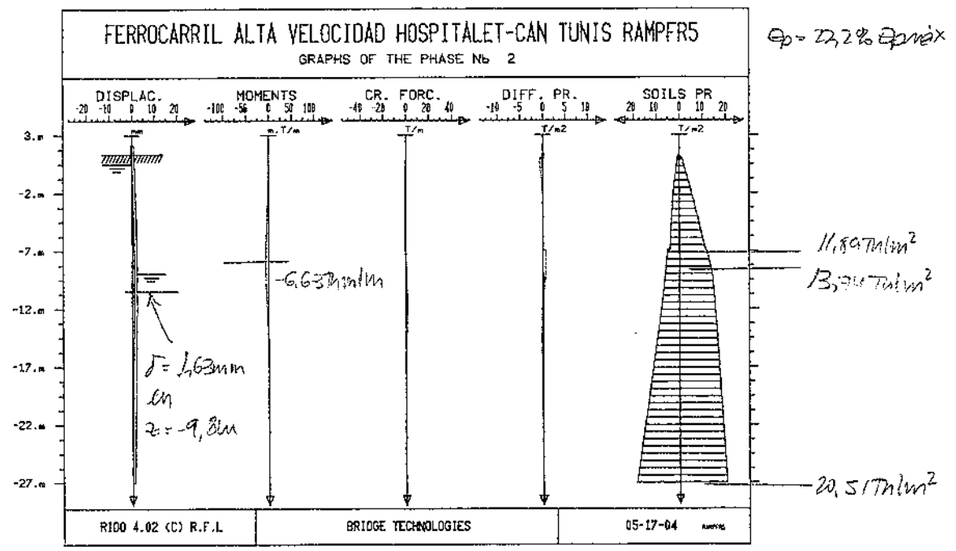
```
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 1.75 1 0 0 0.66*363520
STR -6.371 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2: TRAMO FEIXA LLARGA-RONDA LITORAL. SECCIÓN 5 "VIGA DE RAMPA" (707+367)

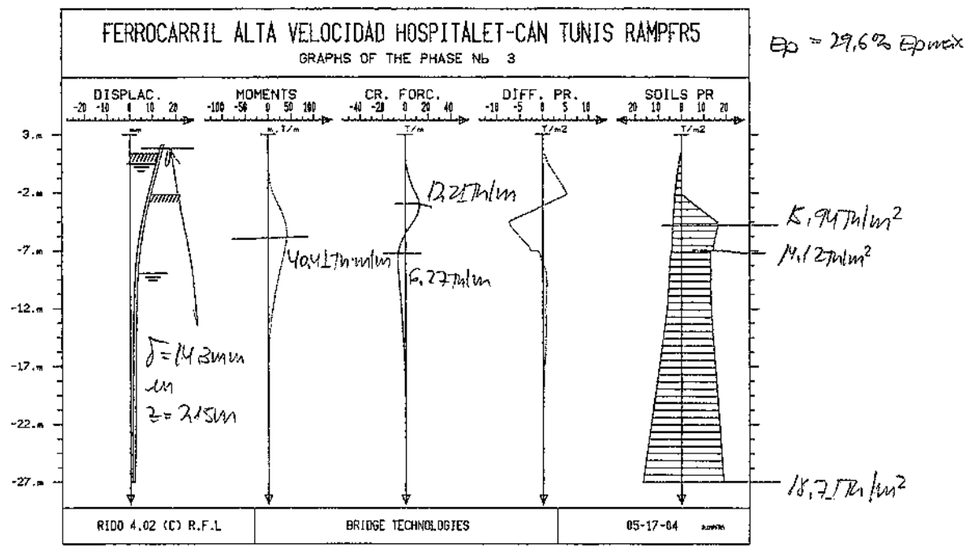
FASE 0: EXCAVACIÓN HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



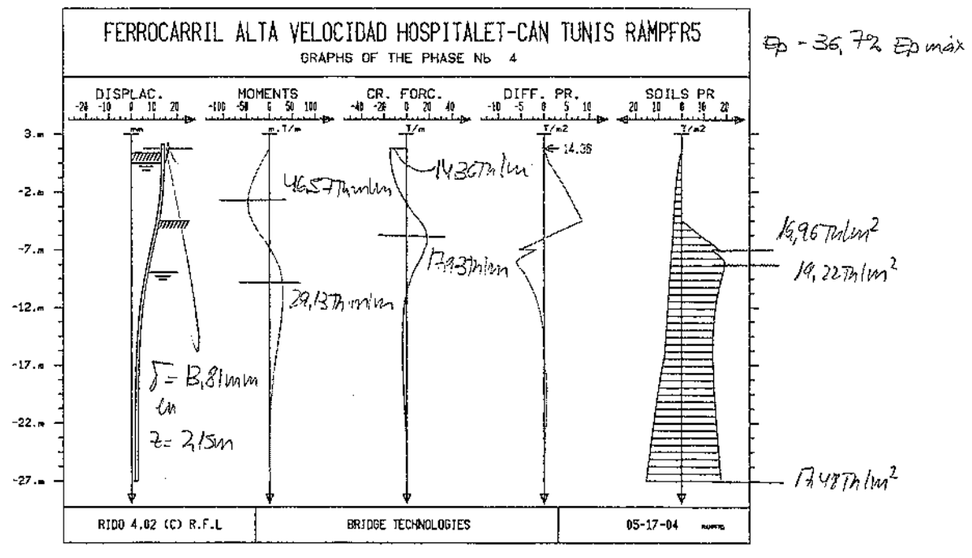
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



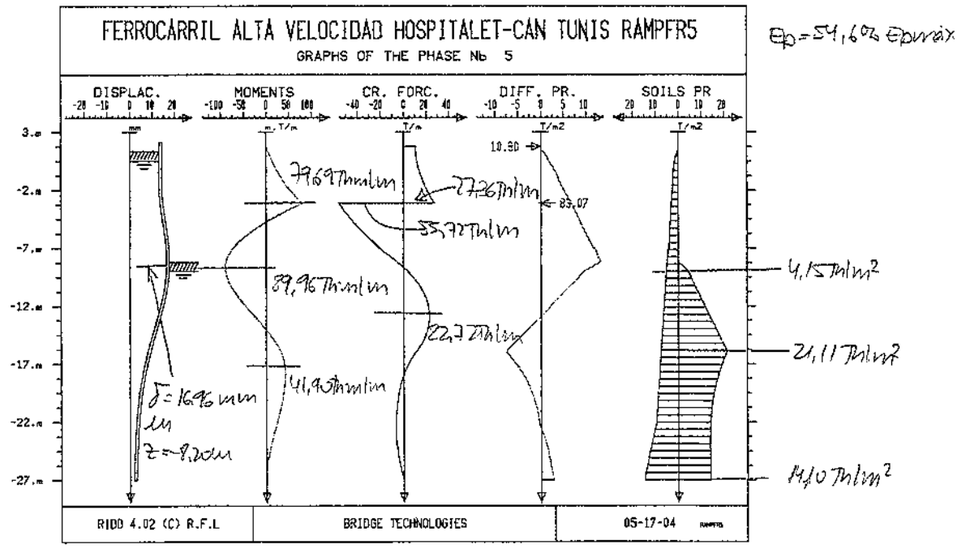
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA VIGA DE RAMPA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-2.15m.



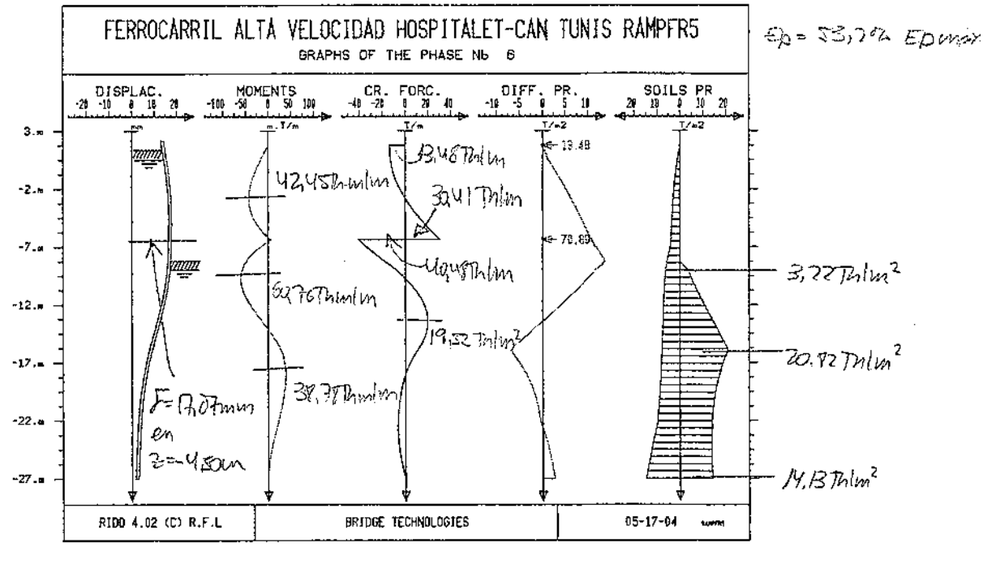
FASE 3: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-4.50m.



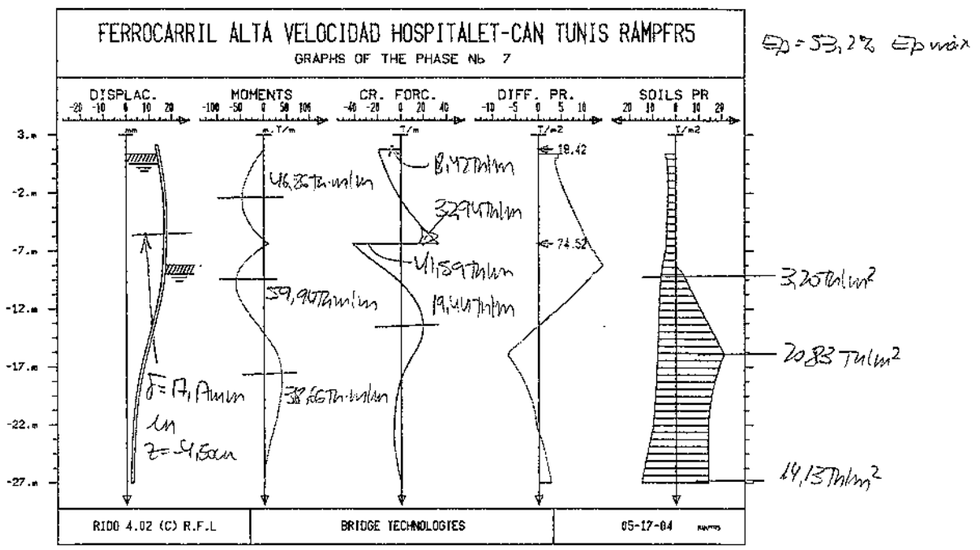
FASE 4: PUNTAL EN Z=-3.13m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



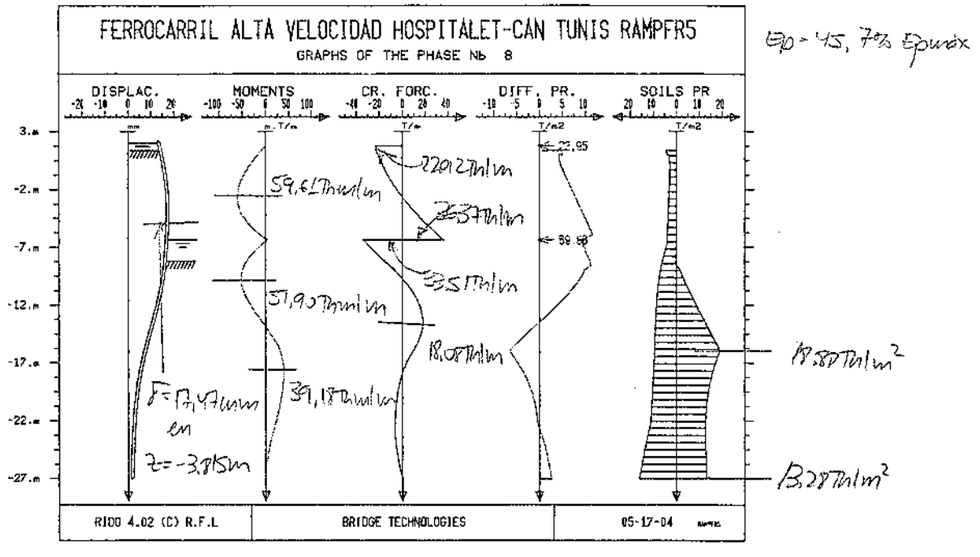
FASE 5: EJECUCIÓN SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL.



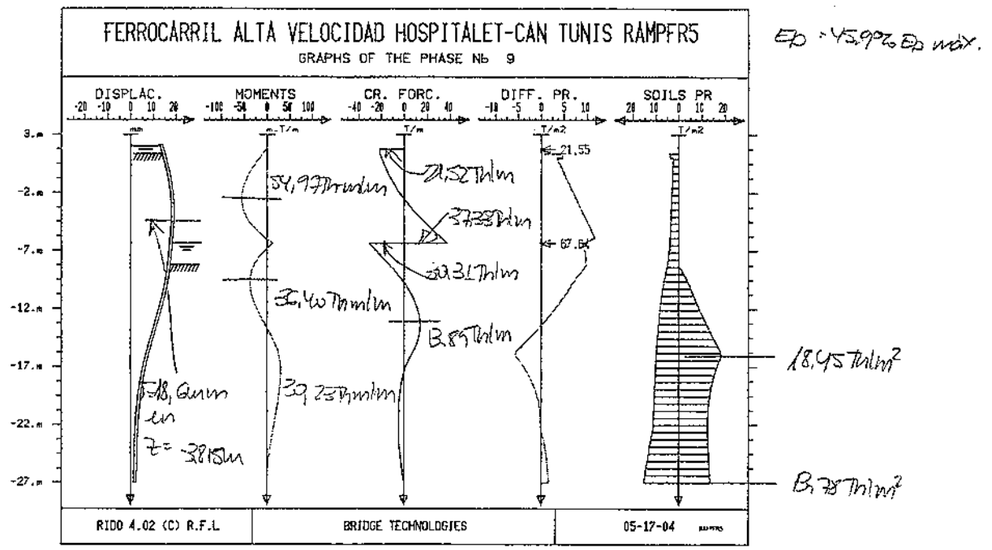
FASE 6: RELLENO DEL TRASDÓS:



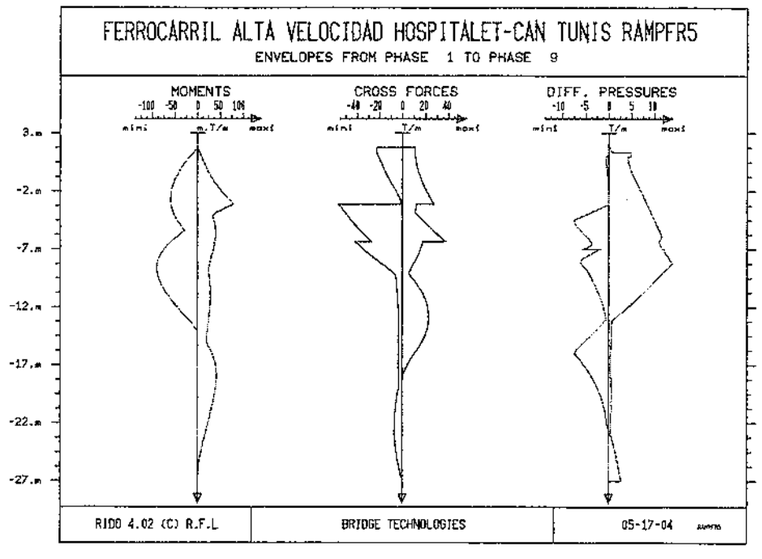
FASE 7: SUBIDA DEL N.F. EXTREMA:



FASE 8: FLUENCIA:

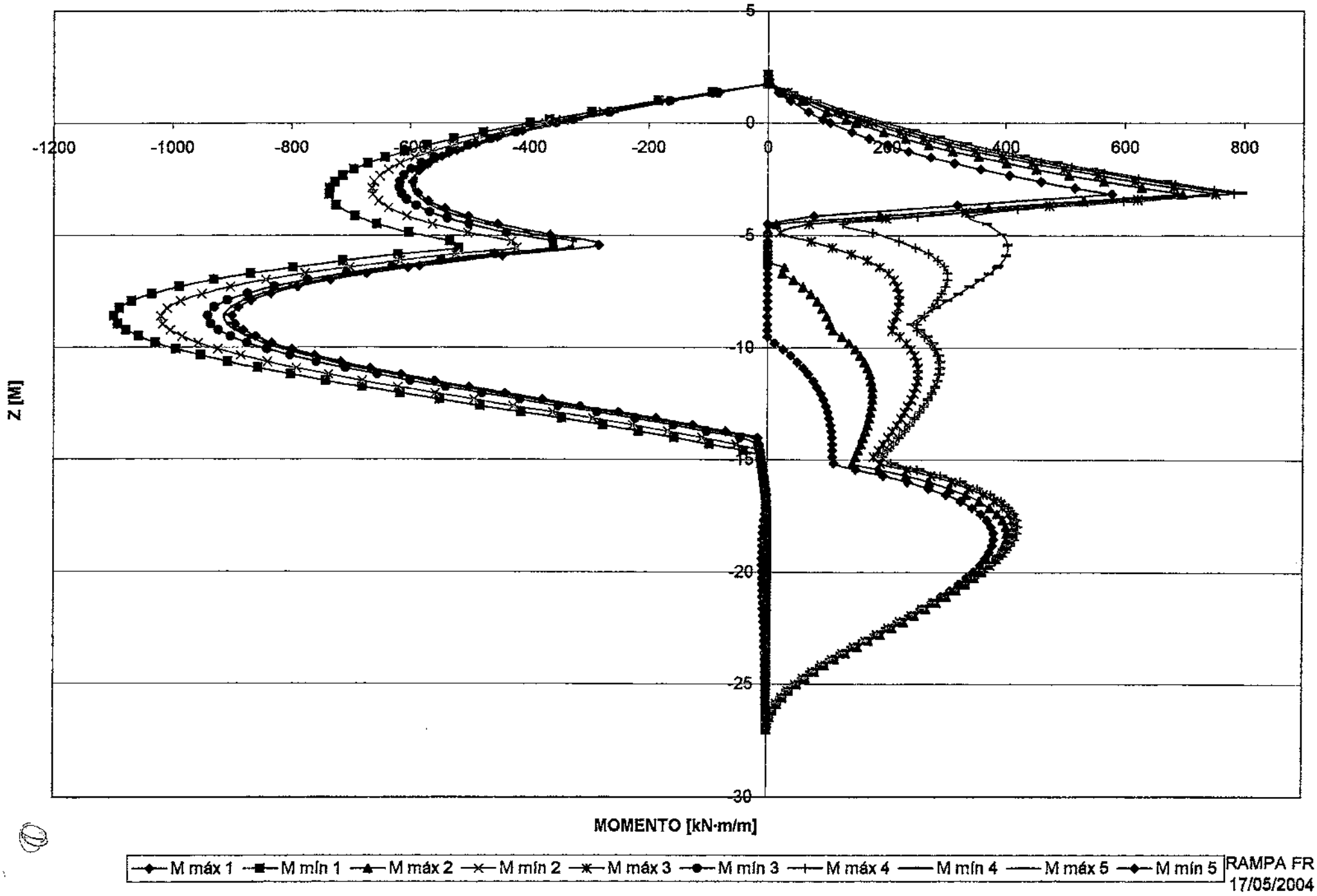


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



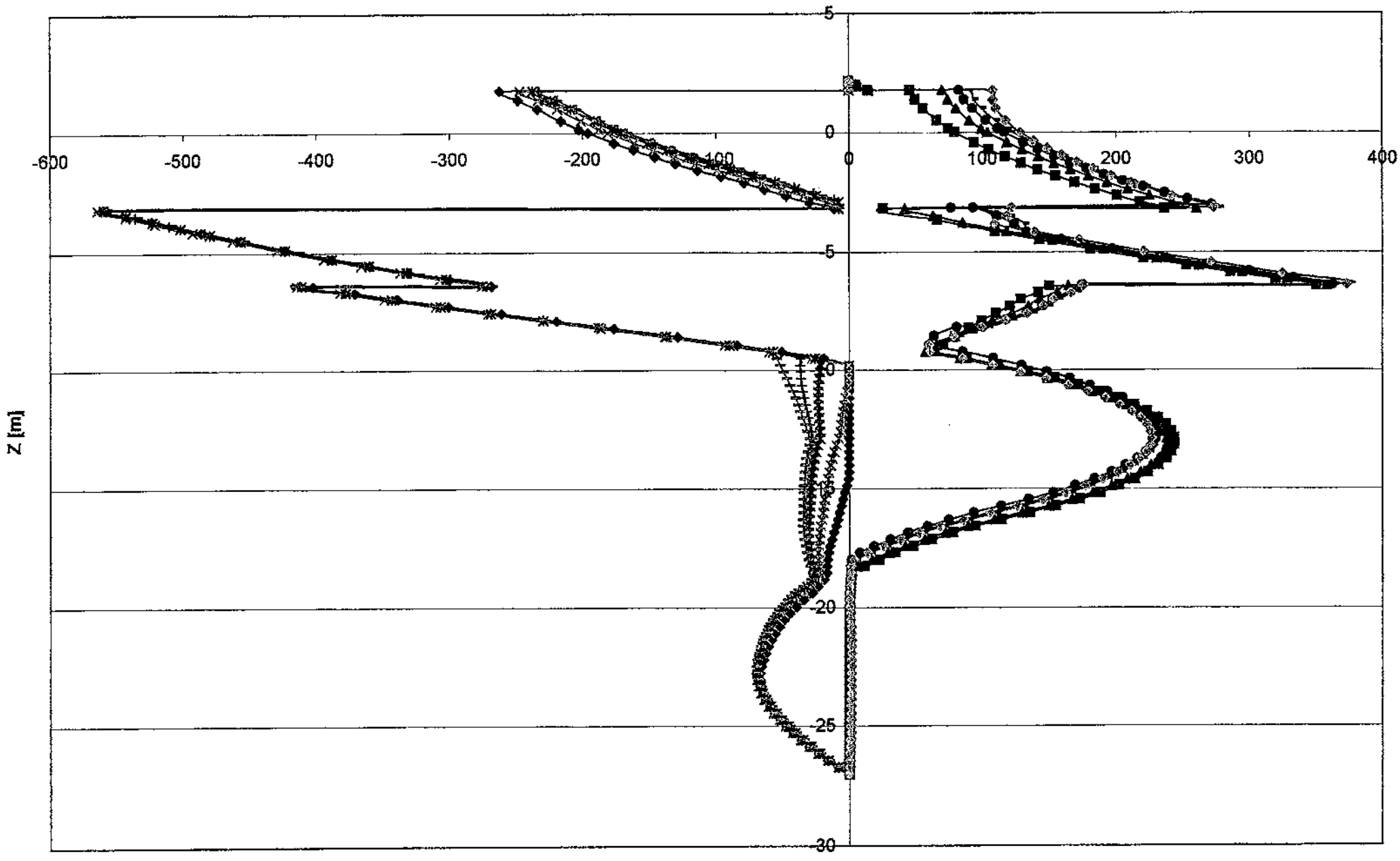
VER HOJA EXCEL ADJUNTA.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



RAMPA FR
17/05/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



RAMPA FR
17/05/2004

NOTAS DEL ARMADO

(B) tramo posterior a la viga de rampa (PK 707+367 a 707+410)

(B1) tramo hasta tener vuelo de 30cm (aprox)

Hasta que la rampa tiene cota z=-1.00 en aproximadamente

→ de 707+267 a 707+338.5m (→ 11.5m)

I) FLEXIÓN

a) INTERIOR: Se repite el armado del tramo 2-3 (M2) es más limitante

b) TRASDÓS: También se repite como mínimo, el armado del tramo 2-3 (M2)

- Pico de momento: M_{pp} = 796,8 KN m/m

M_d = 1195,2 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASE

$A_s \geq 35,71\ cm^2/m$

En 50cm → $A \geq 178,6\ cm^2$ → 30 ϕ25 + 10 ϕ25 en todo el bastón

- Momento último con 30 ϕ25

A_s = 29,45 cm^2/m (d = 0.11m)

M_d = 1089,90 KN.m/m

En valor característico M_{mk} = 721,3 KN.m/m

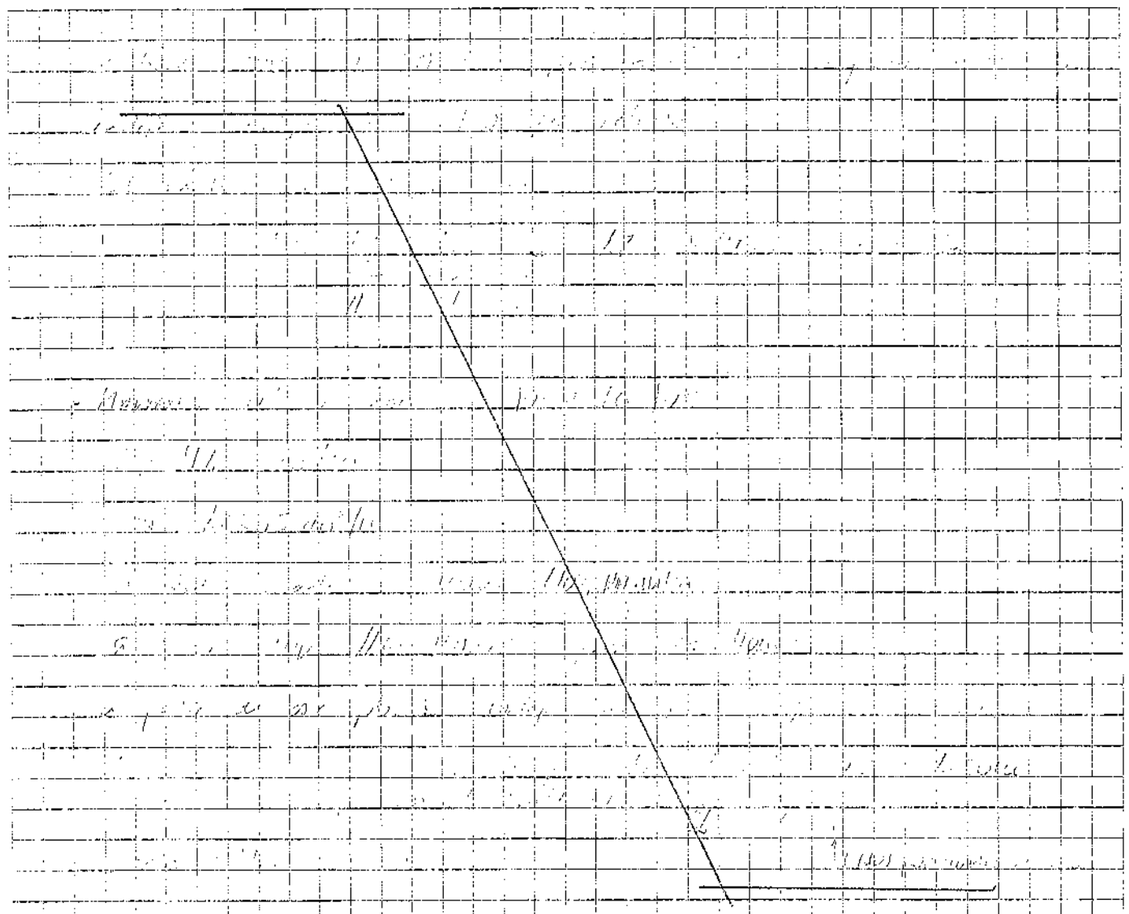
Se tiene $M_{mk} \leq 720$ KN.m/m para $z \leq -9.00$m

a partir de este pto anclaje + decalaje del extremo de ϕ25

de barras dicen llegar hasta -4,00 − 1,0 − 1,00 − 0,5 = −6,50m

(d) (6) (z)

Ø101 para armado



II) CORTANTES

- Pico de cortante: V_{pp} = −581,12 KN/m

V_d = 871,7 KN/m

Armadas en trasdós como mínimo 6 ϕ25 + 4 ϕ25 = 49,09 cm^2/m

Dimensionamiento con programa BASE

$A_{sw} \geq 18,92\ cm^2/m/m$

Tomando b = 5.0m → $A_{sw} \geq 94,6\ cm^2/m$

tomando planos a 0,15m → $A_{sw} \geq 14,19\ cm^2/m$

Si se consideran 8 ramas por plano → 1773 cm^2/rama → se usan con ϕ16

ϕ Cortante último con cercos $\phi 12 \rightarrow A_{sw} = 1,2064 cm^2/m/m$

Armadura en tracción, como mínimo $A_s = 28,454 cm^2/m$

$V_{Rd} = 651,9$ kN/m

$V_{Ed} = 434,6$ kN/m $\leq$ Es valor aceptable

Si fuese $V_{Ed} \leq 430$ kN/m para $z \leq 7,00 m$

III) EN PUNZONAMIENTO ENE

Carga máxima en los pantalla

$u_k \leq 83,07 T/m$

$u_k \leq 835$ kN/m

$N_{dk} = 1,50 \cdot 835$ kN/m $\cdot 2,50 m = 3135$ kN/pantalla

El fuste máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd}}{u_0 \cdot d} \leq k_1 c d = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,20 \frac{25}{1,35} = 3,70 MPa$

Placa de apoyo del puntal $L = 4 + 0,75 = 3,00 m$

$d = 0,65 m$ con lado cuadrado

Comprobaciones valen

$\frac{3,135 MN}{3,00 m \cdot 0,65 m} = 1,73 MPa < 3,70 MPa$ (OK)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO l_1, l_2, l_3, l_4

$b_0 = u_{k,j}$ $A_s = \frac{A_{sw}}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando $F_{sd,ef} \leq \tau_{cd} \cdot u_j \cdot d$

$d = 0,25 m$ Con los datos

$\tau_{cd} = 0,12 \cdot \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3,135$ MN

$\xi = 2 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/250} = 1,485$

$t_{sx} = 2\phi 20 c/0,15$ $A_{sx} = 41,89 cm^2/m$ $\rho_x = 0,00489$

$A_{sy} = (6\phi 25 + 4\phi 25 + 6\phi 32 + 4\phi 25) = 116,98 cm^2/m$ $\rho_y = 0,0117$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,007$

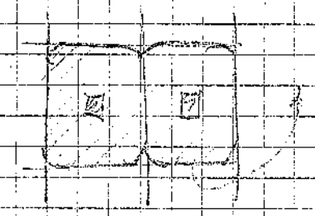
Sustituyendo valores

$\tau_{cd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 25)^{1/3} = 0,463 MPa$

Para una fuerza armadura de punzonamiento es necesario que $V_{Ed} \leq$

$V_{Ed} \leq \frac{F_{sd}}{\tau_{cd} \cdot d} = \frac{3,135 MN}{0,463 MPa \cdot 0,65 m} = 2,97 MN/m$

Perímetro crítico



Como $V_{Ed} \leq V_{Rd,máx}$ NO HACE FALTA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

CON EL ARMADO DE LA ZONA DE RAMPA DE CUBRE EL ARMADO DE ESTA ZONA

- CUBIERTA DEL TRAMO FRANJA LARGA -

COLECTOR BAJO RAMPA LATERAL -

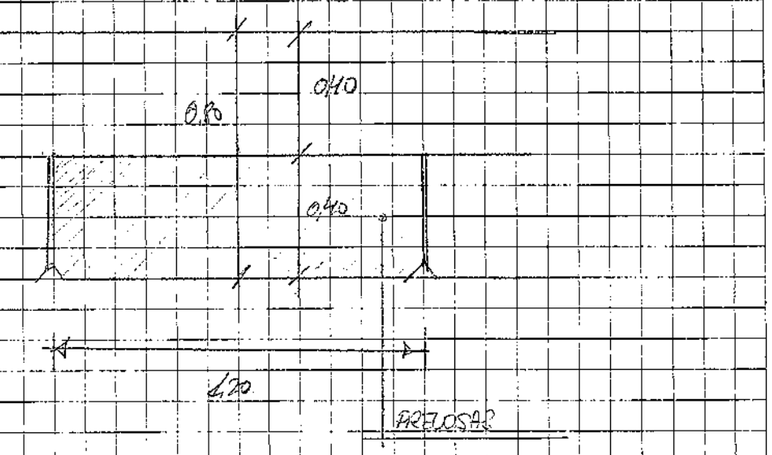
0,40 + 0,40

altura máxima de tierras 3,00m

CUBIERTA TRAMO FRANJA - COLECTOR

Tramo con altura de tierras de 3,00m.

GEOMETRIA



Prelosa prefabricada en obra + losa de compresión "in situ"

Acciones:

* Peso propio 10 kN/m²
* Peso tierras 4 kN/m² + 600 kN.
* Sc construcción y uso

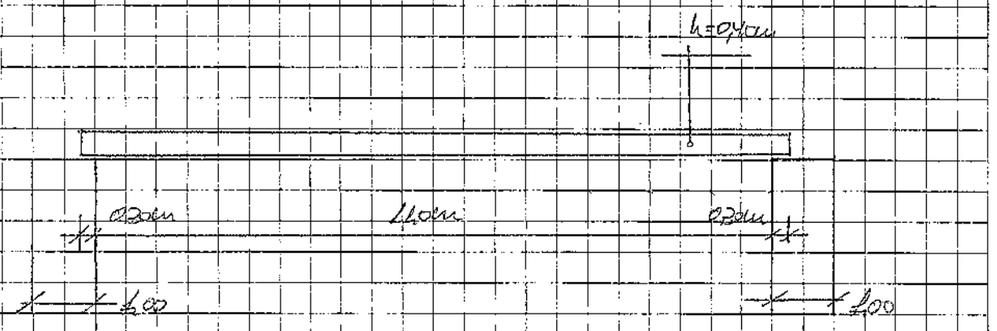
g) En construcción: Prelosa maciza de 0,10m de canto

Acciones: * peso propio g1
* Peso hormigón fresco g1'
* Sc construcción q

b) En servicio: losa de 1,0m de canto

Acciones: * Peso propio g1
* Peso de tierras
* Sc uso (10 kN/m²) q

Ⓐ EN CONSTRUCCIÓN



Luz de cálculo considerada: 11,50 m (+ Pequeño margen de error)

(Luz de cálculo teórica 11,30 m)

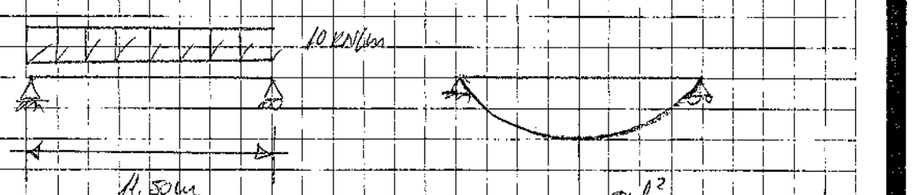
Acciones (Canalón por 1m de longitud)

g_1: $h=0,40m$ $g_1 = 0,40 m^2/m \cdot 25 KN/m^3 = 10 KN/m$

g_1': $h=0,10m$ $g_1' = 10 KN/m$

Sc $q = 1,0 KN/m^2$ (100 Kg/m² de sobrecarga)

g g_1:

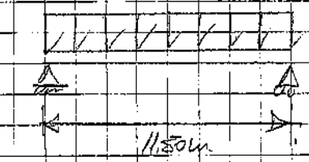


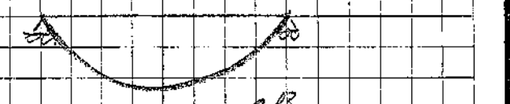
$M_{máx} = \frac{g_1 l^2}{8} = 165,3 KN\cdot m/m$

$T = \frac{g_1 l}{2} = 57,5 KN/m$

g g_1' Tram g_1

g ∞ : 5,0 KN/m²





$M_{máx} = \frac{q l^2}{8} = 16,53 KN\cdot m/m$

$T = \frac{q l}{2} = 5,75 KN/m$

CUADRO RESUMEN

	$M_{máx}$ [KN·m/m]	T [KN/m]	V [KN/m]	Coeficientes
g_1	165,3	57,5	53,5	1,35
g_1'	165,3	57,5	53,5	1,50
Sc	16,53	5,75	5,35	1,50
Tram...	247,13	172,75	112,35	ELS
Total...	495,9	172,5	160,5	ELU

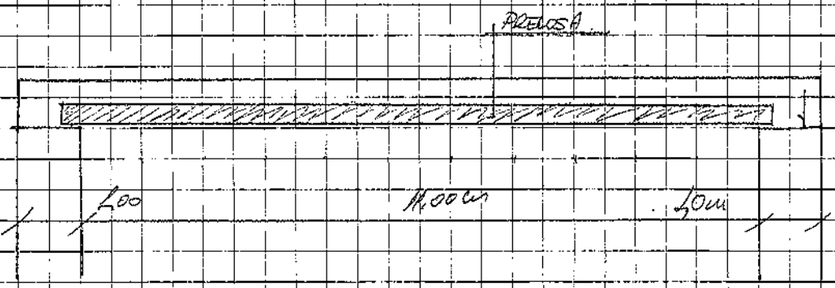
Combinación de diseño: $1,35 g_1 + 1,50 g_1' + 1,50 Sc$ ← KN/m lineal constante por cada 1m de tramo $1,50 g_1'$

El cortante es máximo en el apoyo

Momento en apoyo sin Sc de construcción

$M_{máx} = 330,6 KN\cdot m/m$

④ EN servicio



Luz de calculo : 12,00m

Rellino maximo de Aceros : 2,00m

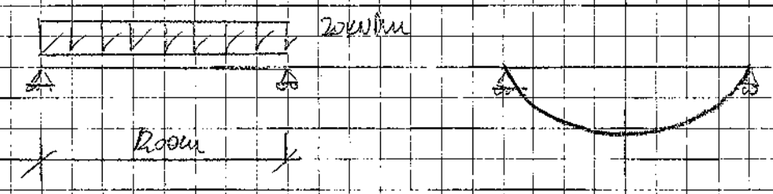
Acciones: (Analisis por 1,0m de Longitud)

g_2 : $h = 0,80m \rightarrow g_2 = 20 KN/m$

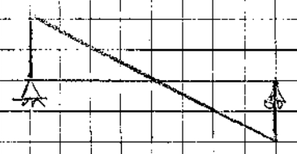
g_1 : $h = 3,0m \rightarrow g_1 = 3,0m \cdot 20 KN/m^3 = 60 KN/m$

q : (Sc uso) $\rightarrow q = 13 KN/m$

a) g_2

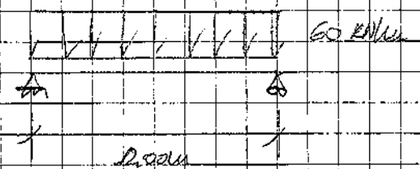


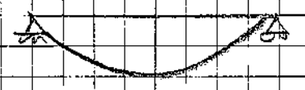
$m_{g_2} = 360 KN \cdot m/m$



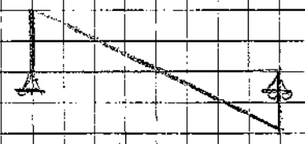
$v = 120 KN/m$

b) g_1



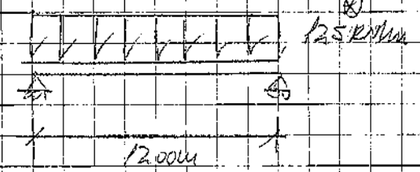


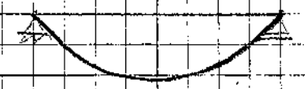
$m_{g_1} = 1080 KN \cdot m/m$



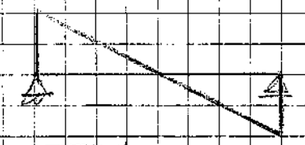
$v = 360 KN/m$

c) q





$m_q = 225 KN \cdot m/m$



$v = 75 KN/m$

① Ver hoja ②

CUADRO RESUMEN

	m_g [KN·m/m]	v [KN/m]	v [KN/m] (a $l_{cara\ útil}$)	
g_1	360	120	104	
g_2	1080	360	312	
q	225	75	65	
Totales	1665	555	481	Eqs
Totales	2083,5 / 2443,5	694,5 / 814,5	601,9 / 705,9	Eu / Eu (a cara útil)

Kg/cm

Combinación decisiva de Servicio en flexión

$1,35 g_2 + 1,50 g_1 + 1,50 q$

El margen de seguridad que queda por cubrir respecto de la situación de servicio en combinación $(1,00 g_2 + 1,00 g_1)$

Combinación considerada en Eu Cortante

$1,35 g_2 + 1,50 g_1 + 1,50 q$

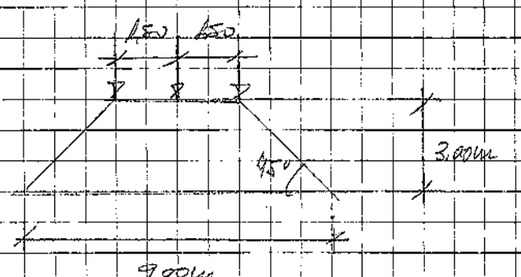
SC de uso

Se toma el valor de 10KN/m² de la sc de tráfico

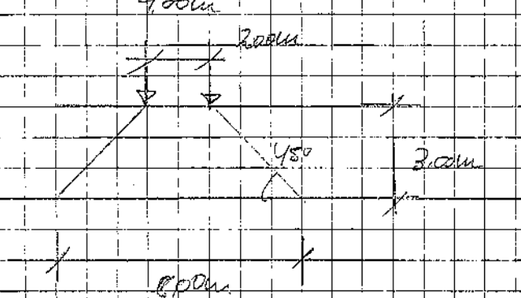
CASO TAD 600KN

Reparto en 3,00m de altura de tierras:

Longitudinal:



Transversal:



Area de Reparto $A = 9,00 * 9,00 = 72 m^2$

$\sigma_{equivalente} = \frac{Q}{A} = \frac{600\ KN}{72 m^2} = 8,33\ KN/m^2$

$\sigma_{total} = 70\ KN/m^2 + 8,33\ KN/m^2 = 123,3\ KN/m^2 \rightarrow 125\ KN/m^2$

en 9,00m longitud → se aplica en toda la longitud

Dimensionamiento en ELU.

Recubrimientos

Recubrimiento geométrico $r = 0,03m$ (3cm)

ϕ cerco: $\phi 16 \rightarrow 1,6cm$

ϕ barra: $\phi 25 \rightarrow 2,5cm \rightarrow 2 capas \rightarrow 3,75cm$

Recubrimiento mecánico: $r = 3 + 1,6 + 3,75 = 8,35cm$

Se toman 9,5cm del lado seguro.

CUBIERTA DEL TRAMO FEIXA-COLECTOR DE AGUAS NEGRAS

EN CONSTUCCIÓN:

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		495,9	kN·m/m
Canto h=		0,4	m
recubrimiento mecánico r=		0,085	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1,00	m
Lím. el.	fyd=	434,78	MPa
Módulo def.	Ec=	27264,04	MPa
U0=		4,46	MPa
Mcrítico (EHE)=		527,13	kN·m/m
Us1=		2,04	MPa
As=		46,94	cm2
As disp=		110,00	cm2

Comprobación en Servicio:					
Mk=		330,6	kN·m/m		
q=		20	kN·m		
FISURACIÓN:					
n=		7,336			
ro1=		0,035			
Prof f.n.	X=	0,159	m	X=	0,504 d
I fisurada	If=	0,00330361	m4		
I integra	I=	0,00533933			
Proporción	If=	61,94	% de I		
Estado tensional:					
Compr. Máx hormigón:		15,89	MPa		
Tensión armaduras:		114,68	MPa		
Tens residual:		320,10	MPa		

EN SERVCIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		2083,5	kN·m/m
Canto h=		0,8	m
recubrimiento mecánico r=		0,085	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1,00	m
fyd=		320,10	MPa
U0=		10,13	MPa
X=		0,44	d (*)
Us1=		3,53	MPa
As=		110,23	cm2

ARMADURA A DISPONER:

As= 110,23 cm2 cada 1.00m
As= 132,28 cm2 cada 1.20m

↓

27 Φ25

(*) X = 0,44d ← Dominio de agotamiento 3a. falla con el acero plastificado $\varepsilon_s = 2\varepsilon_y$ ← 2 veces la deformación en límite elástico.

(8)

Cam Turró 4-Mayo-2004

VERIFICACIÓN ELU CORTANTE

(A) En CONSTRUCCIÓN

fck = 25 MPa

V_{d1} = 160,5 kN/m ← a 1 canto útil.

Longitud de anclaje de 1 Φ 25 l_b = 92,25 cm ← En parcela I de adherencia buena

— a 1 canto útil de apoyo (cara de cara apoyo del lado seguro)

se tiene anclada la mitad (aprox).

As disp/m = 11,54 cm²/m

As disponible: 48,87 cm²/m

Dimensionamiento con programas CAICO $A_{w/t}$ = 0,00 cm²/m

NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE EN CONSTRUCCIÓN

V_{cu} = 212,3 kN/m ← Distancia a voladizo en armadura transversal

(B) EN SERVICIO

V_{d1} = 705,9 kN/m

— a 1 canto útil de apoyo (cara de cara apoyo del lado seguro)

a tener anclada.

As adoptada 11,54 cm²/m

As disponible: $11,54 + \frac{9,90}{0,93} = 97,74$ cm²/m

Dimensionamiento con programas CAICO $A_{w/t}$ = 14,15 cm²/m/m

En 1,20m → 16,97 cm²/pieza/m

Disponiendo 2 planos de armadura → 8,49 cm²/m /plano

→ Se cubre con 1 c Φ10 a 0,15

(9)

NOTE BOOK

DEFINICIÓN DE LA ÚLTIMA O ELA DE CORTANTE:

(A) EN CONSTRUCCIÓN

$V_d = 17,25$ kN/m

$T_d = V_d$ ← Equilibrio del nudo

$T_d = 17,25$ kN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{17,25 \cdot 10^{-3}\ MN/m}{400\ MPa} = 4,31\ cm^2/m$ << Adoptado (Ø12)

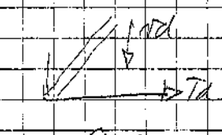
(El tramo de cortante en el tipo de apoyo del lado pasa está limitado)

(B) EN SERVICIO:

$V_d = 814,5$ kN/m

$T_d = V_d = 0,815$ MN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,815\ MN/m}{400\ MPa} = 20,375\ cm^2/m$ << Adoptado (Ø12)



(El tramo de cortante en el tipo de apoyo del lado pasa no es crítico)

Cuantía mínima de cortante:

$A_s \geq \frac{\omega_{02} f_{cd} b_o}{f_{yd}} = \frac{\omega_{02} \frac{25}{1,5} 1,0}{400\ MPa} = 9,333\ cm^2/m$

Se cubre con la armadura adoptada.

Separación máxima de cercos en servicio:

$V_{u1} = 100\ 0,60 \frac{25}{250} 1,00 (0,80 - 0,05) \frac{1+0}{2} = 3,375\ MN/m > V_d$

como $V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = 0,75$ kN/m → $S_t \leq 0,70 d = 0,64 \approx 0,30$ m

Se cumple la limitación

RASANTE EN JUNTA ENTRE HORMIGONES

Armadura en tracción: 7Ø12 / plataforma → $14,54\ cm^2/m$

$T = A_s \cdot f_{yd} = 4,98$ MN.

$y = \frac{T}{0,85 f_{cd} b} = 0,852$ m

$x = \frac{y}{0,80} = 0,439$ m ($X = 0,549 d$) ← Sin tener en cuenta el 2º límite elástico agotado en compresión (redistribución completa)

$z = d - y/2 = 0,80 - 0,085 = (0,852/2)$

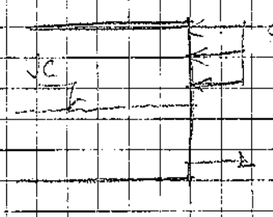
$z = 0,529$ m

$M_u = z \cdot T = 0,529 m \cdot 4,98\ MN = 2,634\ MNm/m$

$M_u = 2634,72\ kNm/m$

$CSI = 1,099$ ← Es razonable

Bloque de compresiones: $y = 0,252$ m ← Ligeramente adoptado en las direcciones verticales "in situ"



Junta dudosa → Estudio redistribución

Condición de junta dudosa: $\frac{A_{st}}{Sp} \geq \frac{0,33}{f_{yd}} = 0,000825$

$\frac{A_t}{Sp} = 14,4\ cm^2/m/m \rightarrow 0,00144 > 0,00095$ → Junta dudosa

Tensión rasante solicitación

$$\tau_{sd} = \frac{C}{b\,\alpha}$$

$\alpha = y/2 = 5{,}80\,cm$
$b = 100\,cm$
$C = T = 4{,}99\,MN$

$$\tau_{sd} = \frac{4{,}99}{100 \cdot 5{,}80\,cm} = 0{,}859\,MN/m^2 = 0{,}859\,MPa$$

Tensión rasante resistente

$$\tau_{Rd} = \frac{A_{st}}{s_p} f_{yd}\,d\,(\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu \sqrt{f_{cd}} \leq 0{,}25\,f_{cd}$$

Limitación $0{,}25\,f_{cd} = 0{,}25 \frac{25}{1{,}50} = 4{,}17\,MPa \gg \tau_{sd}$

Junta rugosa entre hormigones (Superficie obtenida por vibración)

$\beta = 0{,}40$

$\mu = 0{,}90$

$f_{ctd} = \frac{1}{1{,}50} \cdot 0{,}21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1{,}197\,MPa$

$f_{yad} = 400\,MPa$

$\alpha = 90°$

Despejando

$$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{(0{,}859 - 0{,}40 \cdot 1{,}197) \cdot \frac{1}{\mu}}{f_{yad}}$$

$$\frac{A_{st}}{s_p} \geq \frac{(0{,}859 - 0{,}40 \cdot 1{,}197)}{0{,}90 \cdot 400} = 10{,}55\,cm^2/m/m$$

Armadura de cortante necesaria: $17{,}44\,cm^2/m/m$

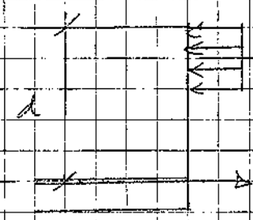
con la armadura de cortante dispuesta se cubre la armadura necesaria por resante

(12)

NOTE BOOK

MOMENTOS ÚLTIMOS

① PREVIA EN CONSTRUCCIÓN



Equilibrio esfuerzos

$C = T = 0{,}85\,f_{cd}\,b\,y = A_s\,f_{yd}$

$$y = \frac{A_s f_{yd}}{0{,}85\,f_{cd}\,b}$$

$$y = 0{,}80x$$

Compatibilidad de deformaciones

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{(d-x)} \rightarrow \varepsilon_c = \varepsilon_s \frac{x}{(d-x)}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{(d-x)}{x}$$

$\sigma_s = E\,\varepsilon_s = 200000\,MPa \cdot \varepsilon_s = 2 \cdot 10^6\,MPa \cdot \varepsilon_c \cdot \frac{(d-x)}{x}$

$$T = 2 \cdot 10^6 \cdot \varepsilon_c \frac{(d-x)}{x}$$

$$y = \frac{A_s \cdot 2 \cdot 10^5\,\varepsilon_c \left(\frac{d-x}{x}\right)}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b} = 0{,}80x$$

$$\frac{A_s \cdot 2 \cdot 10^5\,\varepsilon_c\,(d-x)}{0{,}85\,f_{cd}\,b} = 0{,}80x^2 \rightarrow 0{,}80x^2 + \frac{A_s \cdot 2 \cdot 10^5\,\varepsilon_c}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b} x - \frac{A_s \cdot 2 \cdot 10^5\,\varepsilon_c\,d}{0{,}85\,f_{cd}\,b} = 0$$

Para cada A_s obtenemos x

$$T = A_s \sigma_y = A_s\,2 \cdot 10^6\,\varepsilon_c \cdot \frac{(d-x)}{x}$$

$z = d - y/2 \rightarrow M_u = T \cdot z$

(12)

NOTE BOOK

Hay fallo cuando la deformación del hormigón alcanza

$\varepsilon_c = 0.0035$ ← deformación máxima del hormigón en flexión.

Obtención de la profundidad de la fibra neutra

$$0.68 f_{cd} \cdot b \cdot x^2 + 700 \cdot A_s \cdot x - 700 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$x = \frac{-700 A_s \pm \sqrt{(700 A_s)^2 + 4 \cdot 0.68 f_{cd} \cdot b \cdot 700 \cdot A_s \cdot d}}{2 \cdot 0.68 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

Losa $h = 0.40m$ $(b = 1.00m)$ ← análisis por 1.0m de ancho

$A_s = 114,54 cm^2/m$

$x = 0.23 cm$ $\varepsilon_s = 0.0117 < \varepsilon_y = 0.00217$

$y = 0,18 m$

$\sigma_s = 233,68 MPa$ ← Tensión en el acero en rotura

El acero no está plastificado. Fallo frágil por el hormigón

Momento último $M_{ult} = 590.27 kN \cdot m/m$

$M_d = 495.9 kN \cdot m/m$

$CSA = 1.19$

El fallo de la losa es frágil, sin aviso previo, pero tiene un coeficiente de seguridad admisible de 1.19 y verifica el Estado Límite

NOTE BOOK

LOSA COMPLETA

$h = 0.80m$ $(b = 1.00m)$ ← análisis por 1.00m de ancho

$A_s = 114.54 cm^2/m$

$x = 0.44 / m \rightarrow x = 0.55 d$ ← Fallo dúctil con el acero plastificado

$y = 0.35 2m$ $\varepsilon_s = 0.00271299 > \varepsilon_y = 0.0021729$

El acero alcanza el límite elástico.

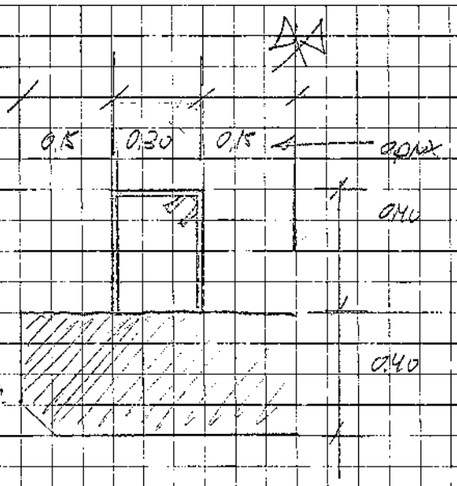
Dominio de agotamiento 3b

$0.45 d \leq x \leq x_{lim} = 0.625 d$

deformación correspondiente a $2\varepsilon_y$

NOTE BOOK

RASANTE MEJ - ARMAS



X = 0'44 cm

(Se sitúa centro de la pedesa)

y = 0,35 cm → Trabajando: adoptado en el lateral "puesta"

$0.85 f_{cd} + 0.15 \cdot \frac{\sigma_c}{\Delta\sigma} = 14.17 MPa$

Compresión fuera del cordón: $14,17 MPa \times (0,15 \times 0,40) = 0,85 MN$

$a_1 = 5,80 cm = \frac{11,60}{2} = 5,80$

→ Rasante: (esfuerzo rasante) $S_d = \frac{0,85 MN}{5,80 m} = 0,147 MN/m$

Con redistribución plástica

Comprobaciones:

a) agotamiento por compresión oblicua en el plano:

$S_{u1} = 0,50 f_{cd} b_0 = 0,50 \cdot 0,60 \frac{25}{250} 0,40 = 2,00 MN/m >> S_d$ (OK!)

b) tracciones:

$S_{u2} = A_p f_{yp d} \rightarrow A_p \geq \frac{S_{u2}}{f_{yp d}} = \frac{0,147 MN/m}{400 MPa} =$

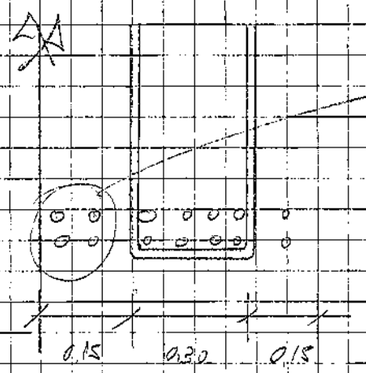
$A_p \geq 3,68 cm^2/m \rightarrow$ Con $\phi 16 \cdot a\ 0,15$ $\phi 12 a\ 0,15$ transversal a cubre

Solapamiento

$A_s = 10,42 cm^2/m$

NOTE BOOK

Rasante armaduras



Armadura fuera del cordón: $\gamma_d 25$ $A_s = 19,62 cm^2$

$T = A_s \cdot f_{yd} = 19,62 cm^2 \cdot 424,8 MPa$

$T = 0,8330 MN$

$S_d = \frac{T}{a_1} = \frac{0,8330 MN}{5,80 m} = 0,147 MN/m$ → aunque (Eu1) vertical anterior

$A_s \geq \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{0,147 MN/m}{400 MPa} = 3,68 cm^2/m$

Hay que disponer $\phi 10 a\ 0,15$

NOTE BOOK

ESTABILIDAD GLOBAL DE LA CUBIERTA FRENTE A AXIL

$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 1{,}00 \cdot 0{,}80^3 = 0{,}04267\ m^4/m$

$A = 0{,}80\ m^2/m$

$i_c = \sqrt{I/A} = 0{,}2309 m$

Esbeltez:

$l_0 = \beta \ell = 1{,}00 \cdot 12{,}0 = 12{,}00 m$

$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{12{,}0 m}{0{,}2309 m} = 51{,}96$

Como $\lambda = 51{,}96$ $\geq 35 \leq \lambda \leq 100$ → Puede usarse el método simplificado de EHE

Excentricidad adicional

$e_a = (1 + 0{,}12\,\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 e_c}{h + 10 e_c} \frac{l_0^2}{50 i_c}$

$l_0 = 12{,}00 m$

$i_c = 0{,}2309 m$

$h = 0{,}80 m$

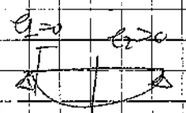
$\varepsilon_y = 0{,}002174$

$\varepsilon = 0{,}0045$

β: factor de armado: 2,30 ← Aproximadamente en dimensionamiento

Traslacional

$e_e = 0{,}6\, e_2 + 0{,}4\, e_1$ (0)



NOTE BOOK

Axil de cálculo: $\underbrace{960\ kN/m}_{\text{en todo el ancho}}$ (en valor característico $n_k = 350 kN/m$)

$n_{sd} = 2443{,}5\ kN \cdot m/m$

$n_d = 600\ kN/m$ } $e_2 = 4{,}0725 m$

$\rightarrow e_e = 0{,}6\, e_2 = 0{,}6 \cdot 4{,}0725 = 2{,}4435 m \approx 245 m$

Con lo cual la excentricidad adicional es:

$e_a = (1 + 0{,}12 \cdot 2{,}30)(0{,}002174 + 0{,}0045) \frac{0{,}80 + 20 \cdot 2{,}45}{0{,}80 + 10 \cdot 2{,}45} \frac{12^2}{50 \cdot 0{,}2309} =$

$= 0{,}1894 m$

$e_{tot} = e_c + e_a \geq e_2 = 2{,}45 + 0{,}1894 = 2{,}6394 m \geq 4{,}0725 m$

$e_{tot} = 4{,}0725 m$

↳ El dimensionamiento con el axil es más favorable, no es suficiente

NOTE BOOK

CONTROL DE LA ABERTURA DE FISURA

$$W_k \leq W_{max}$$

(A) En combinación: $W_k = \beta \cdot S_{sm} \cdot \varepsilon_{sm}$

$B = 1,70 m$

$$S_{sm} = 2c + 0,2 \cdot 5 + 0,40 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi}{A_{c\,eficaz}}$$

$c = 0,03 m$

$s \simeq 0,085 m$ ← horizontalmente

$k_1 = 0,125$

$A_{c\,eficaz} = h \cdot l_y = 0,10 \, m^2/m$

$I_y = 114,54 \, cm^4/m$

$$S_{sm} = 2 \cdot 0,03 + 0,2 \cdot 0,085 + 0,40 \cdot 0,125 \cdot \frac{0,025 \cdot 0,10}{114,54 \cdot 10^{-4}} = 0,0879$$

$S_{sm} = 8,79 cm$ ← separación media de las fisuras

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\overline{\sigma}_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \left(\frac{\overline{\sigma}_{sr}}{\overline{\sigma}_s}\right)^2\right] + 0,40 \frac{\overline{\sigma}_s}{E_c}$$

$\overline{\sigma}_s = 115 MPa$ ver hoja (8)

$E_s = 2 \cdot 10^5 MPa$

$k_2 = 1,0$ ← caso instantáneo

$\overline{\sigma}_{sr}$ = Tensión en el acero por M_{fs}, en sección fisurada

NOTE BOOK

$f_{ctm} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1,795 MPa$ $\quad I = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,23^3 = 0,00533 m^4$

$$\overline{\sigma}_c = f_{ctm} = \frac{M_{fs}}{I} \cdot y_t \Rightarrow M_{fs} = \frac{f_{ctm} \cdot I}{y_t} = \frac{1,795 MPa \cdot 0,00533 m^4}{0,23/2}$$

$M_{fs} = 47,9 kN \cdot m/m$

$I_{fs} = 0,0033$

$$\overline{\sigma}_c = n \frac{47,9 \cdot 10^{-3} MN \cdot m/m}{0,0033 m^4/m} (1 - x) = n \frac{47,9 \cdot 10^{-3} MN \cdot m/m}{0,0033 m^4/m} \cdot (0,315 - 0,159) = 2,26 MPa$$

Ver pág (2)

$\overline{\sigma}_s = 7,36 \cdot 2,26 = 16,6 MPa$

con lo cual:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{115 MPa}{2 \cdot 10^5 MPa} \left[1 + 1,0 \left(\frac{16,6}{115,01}\right)^2\right] = 5,62 \cdot 10^{-4}$$

Finalmente $W_k = \beta \cdot S_{sm} \cdot \varepsilon_{sm} = 1,70 \cdot 0,0879 \cdot 5,62 \cdot 10^{-4} =$

$W_k = 0,08 mm \ll W_{max}$

Cumple la limitación para cualquier ambiente

En cuanto aumentáis las aberturas de las fisuras pero hay mucho margen.

Comprobación (en lado seguro)

Δg en cornisa: 5m de fisura, 0,4 m de longitud + g

$60 kN/m + 1,5 kN/m = 71,5 kN/m$

$$M_d = \frac{71,5 \cdot 11,2^2}{8} \cdot 1,5 = 1305 kN \cdot m/m$$

NOTE BOOK

Recub. mínimo ≥ 0,9 d → aproximación razonable

$d = 0,8 - 0,05 = 0,75 m$

$z = 0,9 \cdot 0,75 = 0,67 m$ → Se toma un valor algo mayor 0,68m

ΔT en el acero → $\Delta T = \frac{1805\ 10^{-3}\ MN\,m/m}{0,68\ m} = 2,175\ MN/m$

$A_s = 114,4\ cm^2/m$ → $\Delta T = \frac{\Delta T}{A} = \frac{2,175\ MN/m}{114,4 \cdot 10^{-4}\ m^2/m} = 190,0\ MPa$

Con lo cual σ_s final = 115 + 190 = 305 MPa

Abertura de fisura → $w_k = 1,7 \cdot 0,078 \frac{305}{210^3} = 0,228\ mm$

Comprobación muy del lado seguro

Para mínimo considerado menor que el real no se considera la contribución del hormigón entre fisuras

Cumple las limitaciones para cualquier ambiente de exposición salvo IIIc, Qa, Qb, Qc

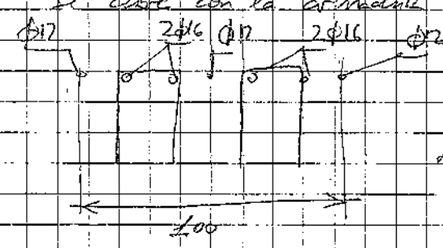
CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS:

como losa 1,8‰

En longitudinal: $A_s = 0,80\ cm^2/m$

$A_s = 14,4\ cm^2/m$ → 72 cm^2/m en cada cara →

Se cubre con la armadura dispuesta.



$A_s = 10,306\ cm^2/m$

En transversal $A_s = 0,40\ cm^2/m$ ← 50% de fuerza continua.

$A_s = 7,2\ cm^2/m$ → 3,6 cm^2/m en cada cara

Se cubre con la armadura dispuesta para rasante

Sup.: Φ12 a 0,30 + Φ16 c 0,30 alternados → 10,47 cm^2/m

Inferior: Φ12 a 0,15 → $A_s = 7,54\ cm^2/m$

CONEXIÓN CUBIERTA - PANTALLA

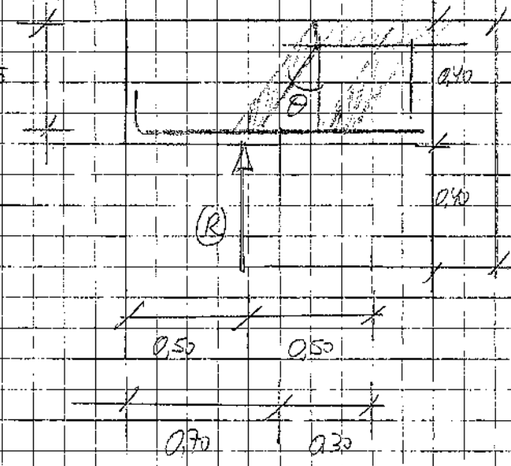
Cortante en el apoyo $V_d = 814.5$ kN/m

Armadura necesaria para disipación en la última hilada del cortante

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0.815 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 20.375 \text{ cm}^2/\text{m}$

En 1,20m → $A_s \geq 24.45 \text{ cm}^2$ → 5 Φ 25 por probeta

Si la última hilada se diseña en la armadura por encima de la prolongación → Ahí armadura como mínimo corte.



Hormigonado monolítico

$\cot\theta \leq 1,40$

$R = 0.815$ MN/m

$d = 0.35$m

$a = 0,20$m

$\theta = \operatorname{arcctg} \frac{0,30}{0,30} = 45°$ → $\cot\theta = 1 \leq 1,40$ OK!

de lado seguro

Hormigonado monolítico

Armadura principal $T_{1d} = 0,815$ MN/m tg 45° = 0.85 MN/m

$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{0.815 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 20.375 \text{ cm}^2/\text{m}$ → Se cubre con la armadura dispuesta

NOTE BOOK

Armadura secundaria $T_{2d} = 0,20 \cdot R = 0,20 \cdot 0,815$ MN/m

$T_{2d} = 0,163$ MN/m

$A_s \geq \frac{0,163 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 4,075 \text{ cm}^2/\text{m}$ → Se cubre con la armadura superior

SUSPENSIÓN DEL CORTANTE EN EL ESTRIBO DE LA PRESA

$V_d = 0,815$ MN/m

$A_s \geq V_d/f_{yd} = \frac{0,815 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 20,375 \text{ cm}^2/\text{m}$

En 1,20m → $A_s \geq 24.45 \text{ cm}^2/\text{m}$

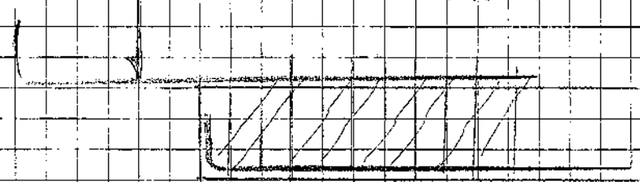
Dispondo 2 planos de armadura → En cada plano 12,75 cm²

Dispondo 4 ramas × 2 → 8 ramas → 1,528 cm²/rama

al final 2 x 4 Φ16 cerco Φ16

TRANSMISIÓN DE CARGAS ENTRE DADOS

3 Φ 25 por probeta → 20,45 cm²/m



Tomando bielas a 45°

$T_{d,V} = T_d = 0,889$ MN/m

En 1,20m → $T_{d,V} = 1,07$ MN

Hay dos planos de cercos → en cada bando de cercos → 2,524 MN

NOTE BOOK

Armadura transversal dispuesta

1c Φ10 a 0,15 $A_v = 10,466\ cm^2/m$ en cada banda

armadura estrictamente necesaria por cortante → $8,49\ cm^2/m$

Margen: $1,98\ cm^2/m$

$A_{v\,nec} = \frac{0,524\ MN}{400\ MPa} = 13,35\ cm^2$

Hacen falta $\frac{13,35}{1,98} = 6,74\ cm$

Muy alto

Dispuestos cercos 1 Φ12 c 0,15

$A_v = 15,08\ cm^2/m$

Margen: $15,08 - 8,49 = 6,59\ cm^2/m$

Hacen falta: $\frac{13,35\ cm^2}{6,59\ cm^2/m} = 2,0m$

$l_{bps} = 93,7cm$

→ Longitud total de las barras $1,00 + 2,00 + 0,95 - 0,30 = 3,65m$

Se toman barras de 3,50m

Se deben disponer cercos Φ12 en los 1ºs 2,00m de cada extremo

RASANTE ENTRE HORMIGONES

El término $\beta_1 f_{cd}$ ya se ha agotado, sólo queda $\mu_d f_{yd}$

→ $A_s \geq \frac{0,829\ MN/m}{0,9 \cdot 400\ MPa} = 24,694\ cm^2/m$ → Φ 20cm → $12,847\ cm^2/m/m$

Armadura adicional dispuesta: en 2,0m → $15,377\ cm^2$

$\frac{4(1,81+0,75)cm^2}{1,20m - 0,15m} \Phi 20cm = 15,37 cm^2/m$

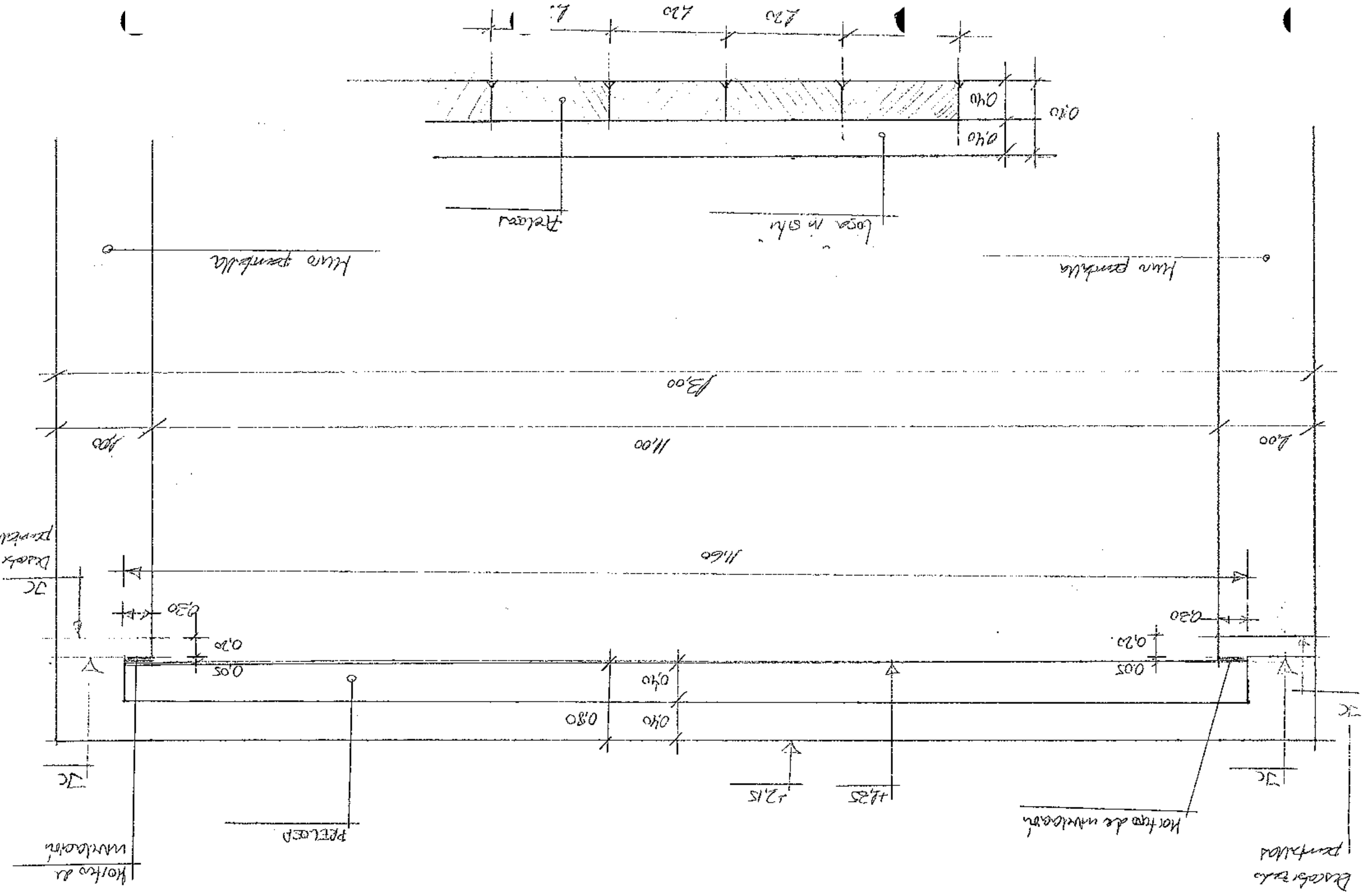
$7,69\ cm^2/m/m$

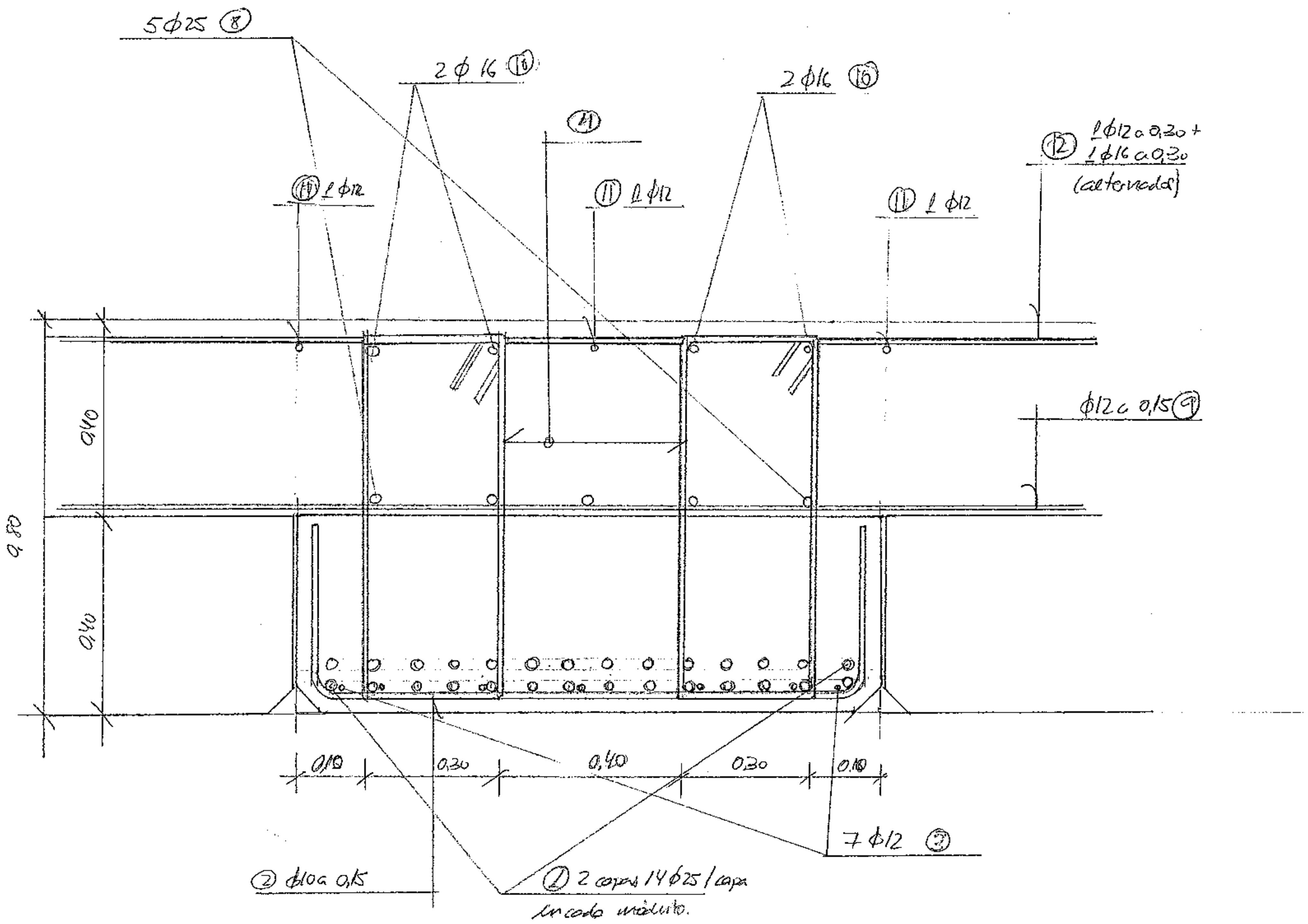
Contando con los dobles cercos Φ16 de estribos

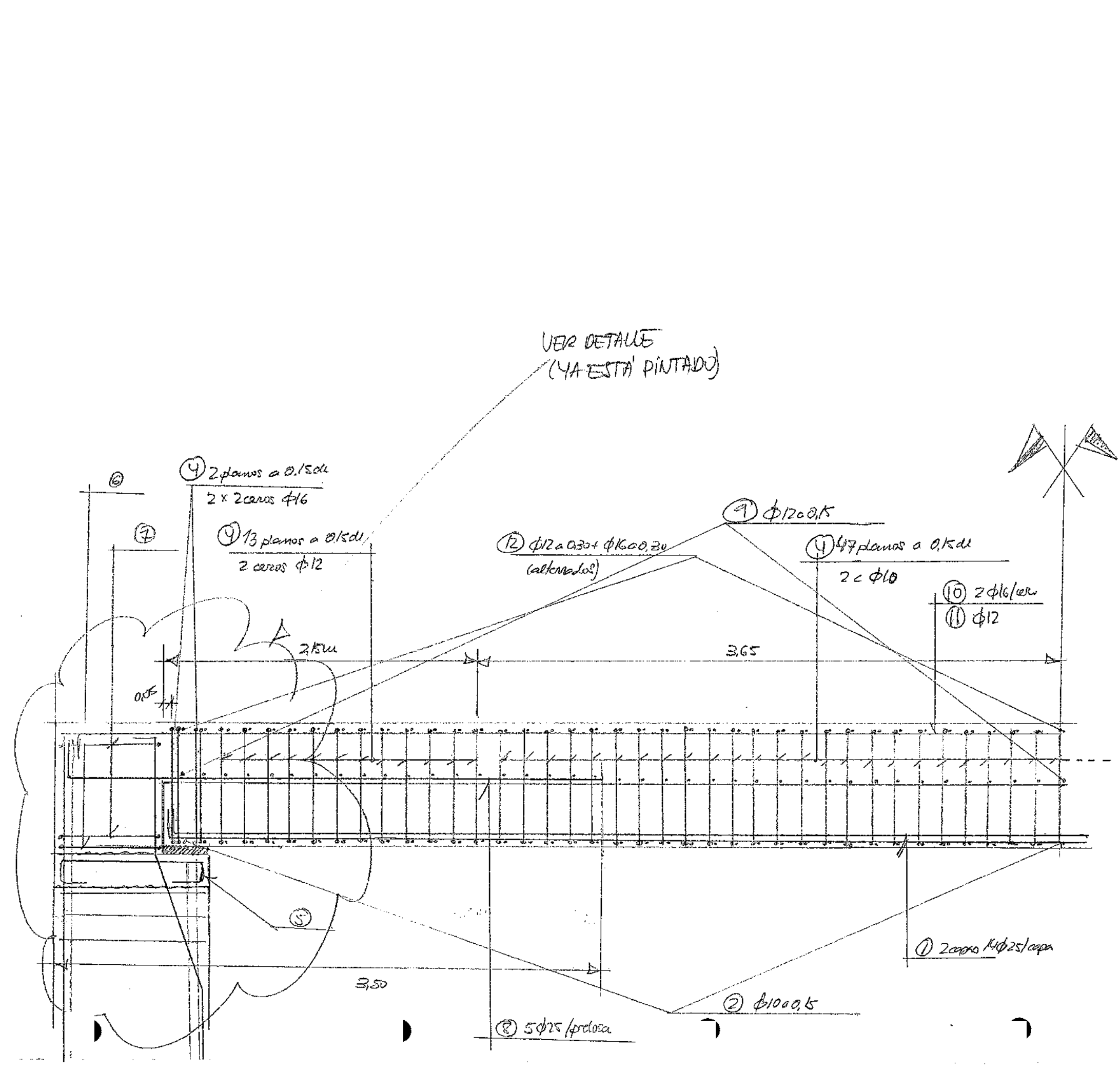
$A_s = 8 \times 2,011\ cm^2 = 16,088\ cm^2$

con lo cual, el refuerzo total de armadura de rasante es

$15,377 + 16,088 = 31,47 cm^2 > 24,694 cm^2$ OK!


13,00
11,00
1,00
1,00
11,60
0,30
0,30
0,20
0,20
0,05
0,05
0,40
0,40
0,80
PRELOSA
+4,25
+2,15

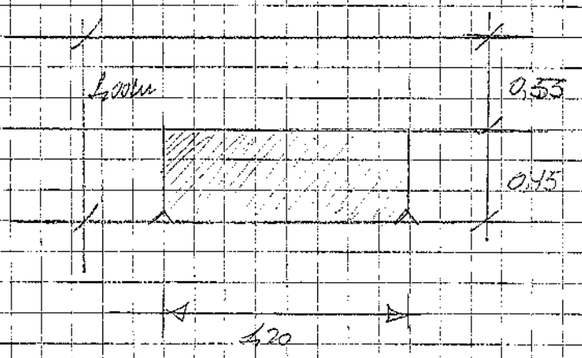

5φ25 (8)
2φ16 (10)
2φ16 (10)
(11)
(11) 1φ12
(11) 1φ12
(11) 1φ12
(12) 1φ12 a 0,30 + 1φ16 a 0,30 (alternada)
φ12 a 0,15 (9)
0,40
0,80
0,40
0,10
0,30
0,40
0,30
0,10
7φ12 (7)
(2) φ10 a 0,15
(1) 2 capas 14φ25/capa
en cada módulo.


VER DETALLE
(YA ESTÁ PINTADO)
⑥
⑦
④ 2 planos a 0.15cm
2 × 2 caras ϕ16
⑨ 13 planos a 0.15cm
2 caras ϕ12
⑨ ϕ12 c 0,15
⑫ ϕ12 a 0,30 + ϕ16 c 0,30
(alternados)
④ 47 planos a 0,15cm
2 c ϕ10
⑩ 2 ϕ16/cara
⑪ ϕ12
2,15m
3,65
0,35
3,50
⑤
① 2 capas 14 ϕ25/capa
② ϕ10 c 0,15
⑧ 5 ϕ25/pilotes

COMPROBACIONES ADICIONALES PARA EL TRAMO DE ANDÉN DE LOSA DE CANTO.

Tramo con altura de fresa de 3,00m

GEOMETRÍA



Pieza prefabricada en 6a + losa de compresión "in situ"

ACCIONES:

* Peso propio
* Peso fresa 10 KN/m² ó 4 KN/m² + 600 KN
* Sc construcción y sc uso

a) En construcción Pieza maciza de 0,45m de canto

Acciones: * peso propio g_1
* peso hormigón fresa g_1'
* sc construcción q

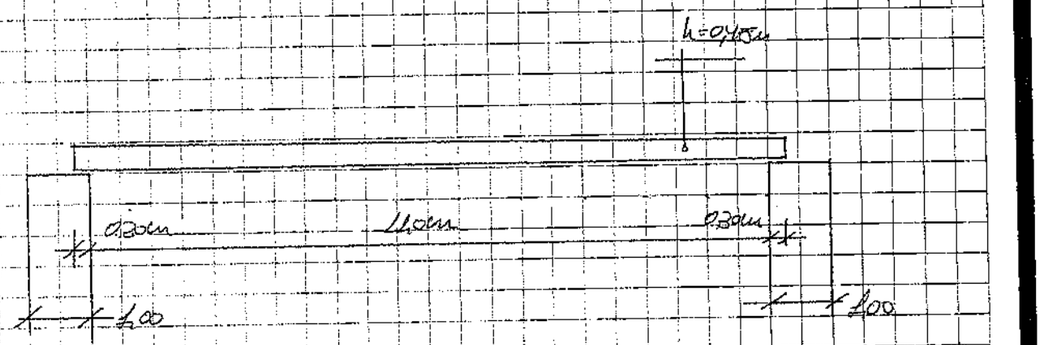
b) En servicio losa de 0,45m de canto

Acciones: * peso propio g_1
* Reflujo de fresa
* sc uso (10 KN/m²) q ó tráfico

(1)

NOTE BOOK

Ⓐ EN CONSTRUCCIÓN



Luz de cálculo considerada: 11,50m (+ Pequeño margen de error)

(Luz de cálculo teórica 11,30m)

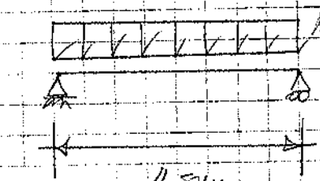
Acciones: (cargas por 1m de longitud)

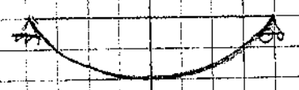
g_1: $h = 0.45m$ $g_1 = 0,45 m^2/m \cdot 25 KN/m^3 = 11,25 KN/m$

g_1': $h = 0.55m$ $g_1' = 13,75 KN/m$

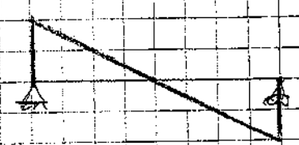
q_c: $q = 1.0 KN/m^2$ (100 Kg/m² en construcción)

g g_1





$$M_{máx} = \frac{g_1 l^2}{8} = 185,98 KN\,m/m$$

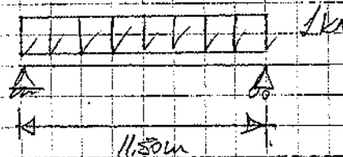


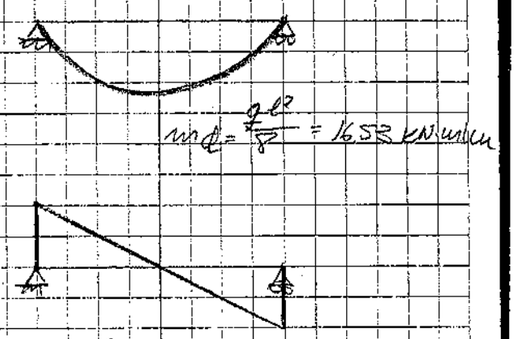
$$T = \frac{g_1 l}{2} = 64,7\ KN/m$$

(2)

b) g_1' Idem $g_1 + 1{,}222$ (+ 22,22%)

c) sc = 2,0 KN/m²





CUADRO RESUMEN

	m_d [KN·m/m]	ν [KN/m]	V [KN/m]	Coeficientes ELU
g_1	186	64,7	59,63	1,35
g_1'	227,3	79,1	72,9	1,50
sc	16,53	5,75	5,35	1,50
Total ...	429,9	149,53	137,9	ELS
Total ...	616,9	214,6	197,8	ELU

(a 1 canto útil)

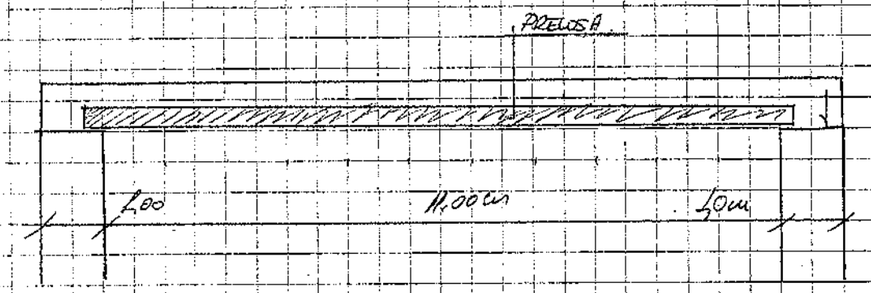
Combinación en diseño: $1{,}35\, g_1 + 1{,}50\, g_1' + 1{,}50\, sc$ → No es constante por lo que toma $1{,}5 g_2$

Es constante la estimada en servicio

Momento en centro sin sc de construcción

$m_d = 413{,}3$ KN·m/m

B) EN SERVICIO



Luz de cálculo 12,00m

Radio máximo de fisuras 2,00m

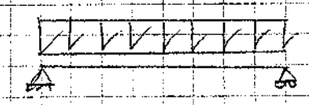
Aceros: (Análisis por 1m de losa/viga)

g_1: $h = 1{,}0$m → $g_1 = 25$KN/m

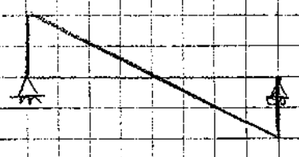
g_t: $h = 3{,}0$m → $g_t = 3{,}0$m · 20 KN/m³ = 60 KN/m

g: (sc uso) → $g = 13$ KN/m

a) g_1

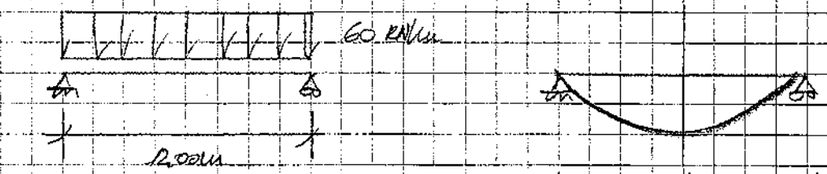


$m_d = 450$ KN·m/m

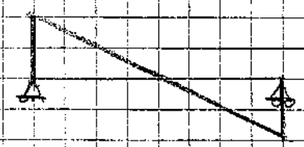


$\nu = 150$ KN/m

b) q_t

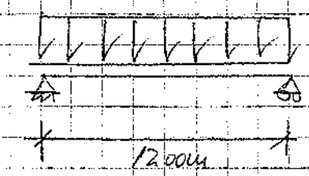


$m_{\phi} = 1080$ KN.m/m

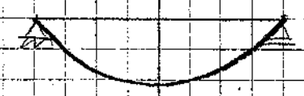


$v = 360$ KN/m

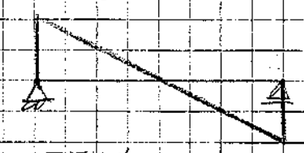
c) q



(*) Ver hoja (6)



$m_{\phi} = 225$ KN.m/m



$v = 75$ KN/m

CUADRO RESUMEN

	m_{ϕ} [KN.m/m]	v [KN/m]	v [KN/m] a 1 canto útil	
g_1	450	150	125	
g_t	1080	360	312	
q	225	75	65	
Total...	1755	585	502	ELS
Total...	2115 / 2565	705 / 855	609,3 / 734,3	ELU / ELU cortante

Kg/cm

Combinación considerada en ELU flexión

$1,35\,g_1 + 1,50\,g_t + 1,50\,q$

El margen de seguridad que queda por cubrir respecto de la situación de cálculo en combinación $(1,00\,g_t + 1,00\,g_1)$

Combinación considerada en ELU cortante

$1,35\,g_1 + 1,50\,g_t + 1,50\,q$

(5)

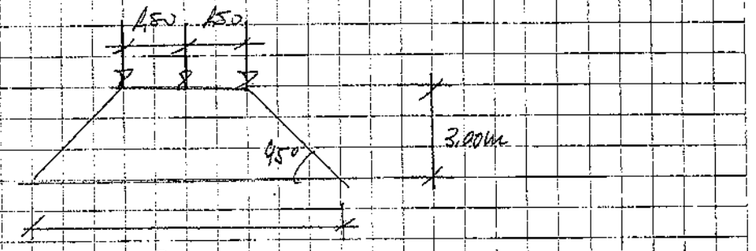
SC de uso

Se toma el mayor de $1,0\,KN/m^2$ o de la sc de tráfico

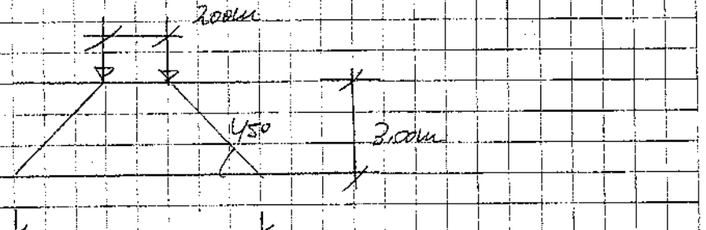
CAMIÓN TAD 600KN

Reparto en 3,00m de altura de tierras:

Longitudinal:



Transversal:



Área de reparto $A = 9,00 * 9,00 = 72\,m^2$

$\rightarrow q_{equivalente} = \frac{Q}{A} = \frac{600\,kN}{72\,m^2} = 8,33\,KN/m^2$

$q_{total} = 4,0\,KN/m^2 + 8,33\,KN/m^2 = 13,33\,KN/m^2 \rightarrow 12,5\,KN/m^2$

En 9,00m longitudinal se aplica en toda la longitud

(6)

Can Tunis 4-Mayo-2004

Dimensionamiento en ELU

recubrimientos:

recubrimiento geométrico r=0,02m (3cm)

ϕ cerco ϕ16 → 1,6cm

ϕ barras ϕ25 → 2,5cm → 2 capas → 3,75cm

recubrimiento mecánico: r= 3+1,6+3,75 = 8,35cm

≈ tomem 9,5cm del lado seguro

CUBIERTA DEL TRAMO FEIXA-COLECTOR DE AGUAS NEGRAS

EN CONSTUCCIÓN:

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		616.9	kN·m/m
Canto h=		0.45	m
recubrimiento mecánico r=		0.085	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lim. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	27264.04	MPa
U0=		5.17	MPa
Mcrítico (EHE)=		707.76	kN·m/m
Us1=		2.13	MPa
As=		48.94	cm2
As disp=		90.00	cm2

Comprobación en Servicio:					
Mk=		413.3	kN·m/m		
q=		25	kN·m		
FISURACIÓN:					
n=		7.336			
ro1=		0.025			
Prof f.n.	X=	0.163	m	X=	0.447 d
I fisurada	If=	0.00413749	m4		
I íntegra	I=	0.00759375			
Proporción	If=	54.49	% de I		
Estado tensional:					
Compr. Máx hormigón:		16.30	MPa		
Tensión armaduras:		147.85	MPa		
Tens residual:		286.93	MPa		

EN SERVCIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		2115	kN·m/m
Canto h=		1	m
recubrimiento mecánico r=		0.085	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
fyd=		286.93	MPa
U0=		12.96	MPa
X=		0.25	d
Us1=		2.57	MPa
As=		89.41	cm2

ARMADURA A DISPONER:

As= 90.00 cm2 cada 1.00m
As= 108.00 cm2 cada 1.20m

VERIFICACIÓN ELU. CORTANTE

(A) EN CONSTRUCCIÓN

$f_{ck} \geq 25$ MPa

$V_d = 198$ kN/m ← a l' canto útil (del eje del apoyo del lado opuesto)

Longitud de anclaje de $\phi 20$ $l_{b,I} = 93.75$ cm ← en posición I de adherencia buena

→ a l' canto útil del apoyo → barra anclada la mitad aproximadamente

A_s disponible = 96,6 cm²/m (← 10 Ø c/ 20cm)

A_s disponible = 45.0 cm²/m

Dimensionamiento con programa CYPE: $A_{sw} \geq 0$ cm²/m → NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE EN CONSTRUCCIÓN

$V_{rd} = 222,19$ kN/m ← cortante último en la armadura dispuesta

(B) EN SERVICIO

$V_d = 725$ kN/m → a l' canto útil del eje del apoyo (del lado opuesto)

A_s disponible 90 cm²/m

Está disponible la totalidad de la armadura dispuesta

Dimensionamiento con programa CYPE: $A_{sw} = 10,21$ cm²/m/m

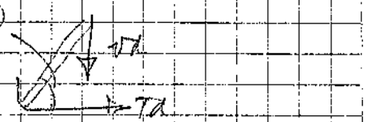
En 1,20m → 12,972 cm²/m

Dispuestas 2 ramas de armadura → 6,426 cm²/m/plano

→ Se cubre con 1 c ϕ10 c/0,15

DESVIACIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE

(A) EN CONSTRUCCIÓN



$V_d = 215$ kN/m

$T_d = V_d$ ← Equilibrio nudo

(Se toma en sentido eje del apoyo, del lado opuesto, no es sentido)

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,215 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 5.375 \text{ cm}^2/\text{m}$ << Adispuesta

(B) EN SERVICIO

$V_d = 855$ kN/m

$T_d = V_d = 0,855$ MN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = 21,38 \text{ cm}^2/\text{m} <<$ A dispuesta

Cuantía mínima a cortante

$A_s \geq 8,23 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{m}$ → Ver nota de cálculo de cuantía de ϕ40+ϕ40

Separación máxima de cercos en apoyo:

Ver nota de cálculo de la cuantía de ϕ40+ϕ40

Can Tunis 17-Mayo-2011

RASANTE EN JUNTA ENTRE HORMIGONES:

Armadura en tracción: 22 ϕ 25 / probeta → 108 cm²/probeta / 90 cm²/m

$T = A_s \cdot f_{yd}$ = 90 cm²/m · 400 MPa = 3.6 MN/m

$y = \frac{T}{0.85 f_{cd} b} = \frac{3.6}{0.85 \cdot \frac{25}{1.50} \cdot 1.00} = 0.254 m$ (*)

$x = y/0.90 = 0.28 m$ < 0.55 m → Totalmente abajo por encima de la junta de construcción

$x = 0.547 d$ < Dúctil

$z = d - y/2 = 1.00 - 0.05 - 0.254/2 = 0.828 m$

$M_{Rd} = z \cdot T = 0.828 m \cdot 3.6 MN/m = 2.837 MN \cdot m/m$

Coeficiente de seguridad adicional $C_{SD} = 1.106$ → Razonable

(*) calculado con flexión en cuenta el estado tensional del acero durante condensación → Redistribución completa

Junta dúctil → admite redistribución

Condición de junta dúctil $\frac{f_{td}}{\sigma_p} \geq \frac{0.38}{f_{cd}} = 0.00095 = 9.5 cm^2/m/m$

Hay dispuesto 1 c ϕ 10 a 0.15 → 12 planos de 2 ramas (en 2 zonas de anclaje)

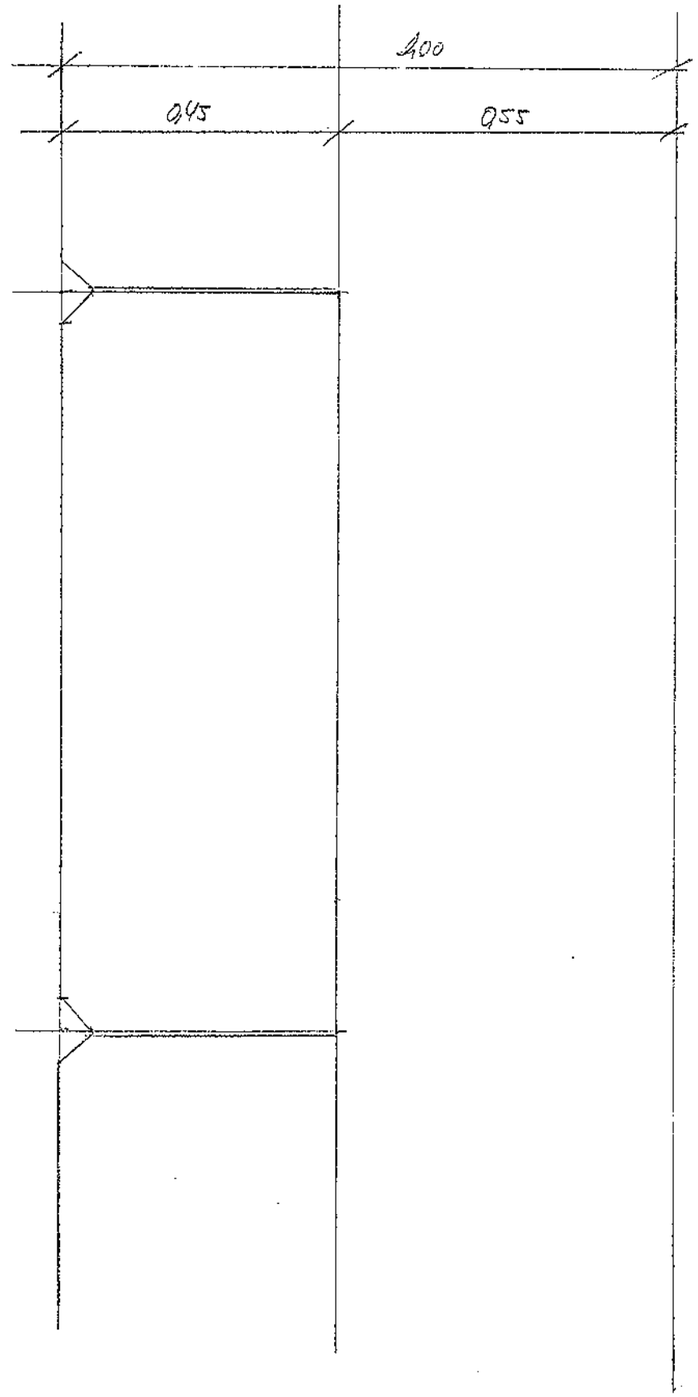
$\frac{f_{td}}{\sigma_p} = 12.44 cm^2/m/m$ → Junta dúctil

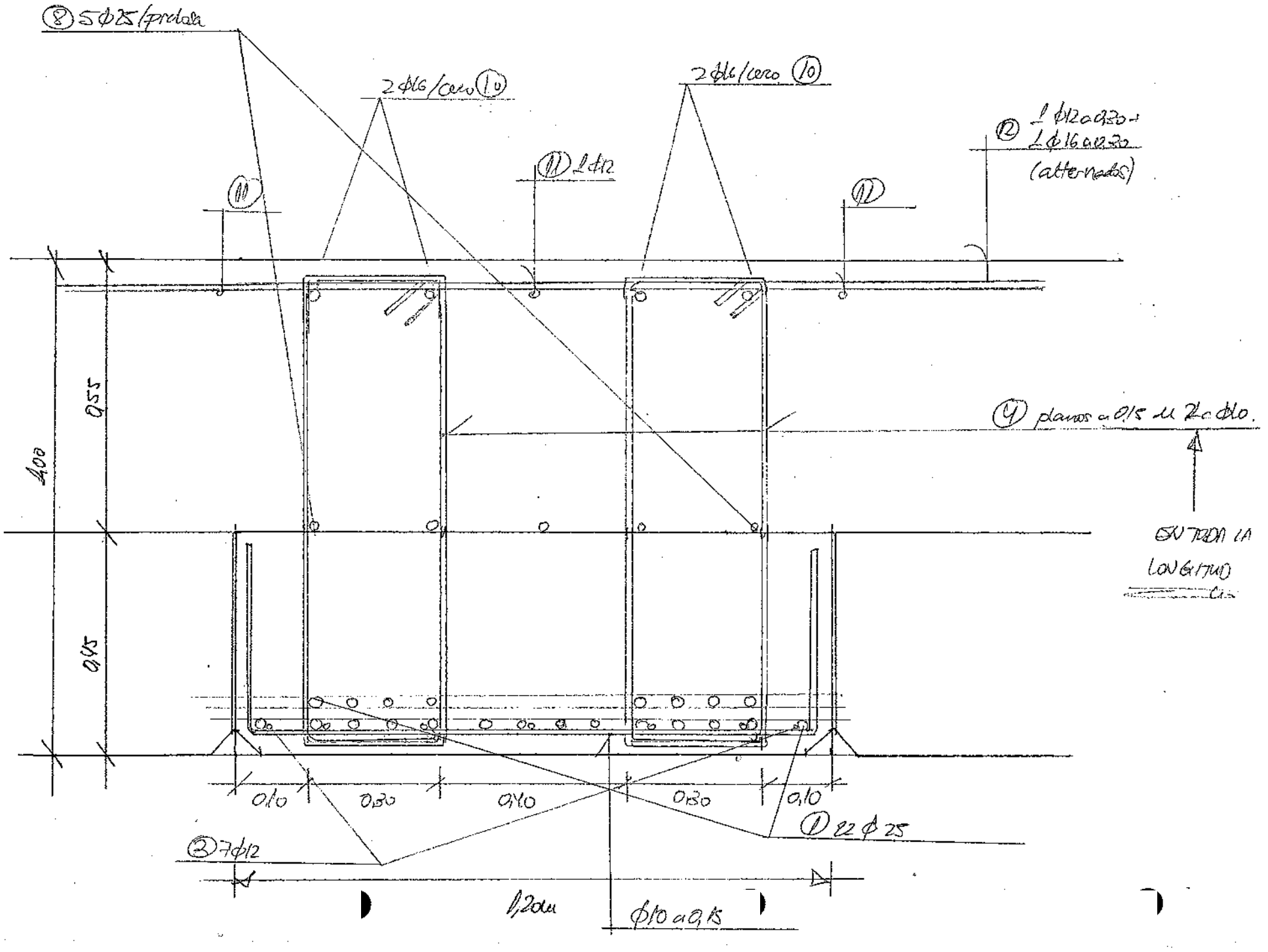
Por comparación en la junta en la cubierta de 24 + 20.

Ratio de comparación $C = 4.97 MN/m > 3.6 MN/m$

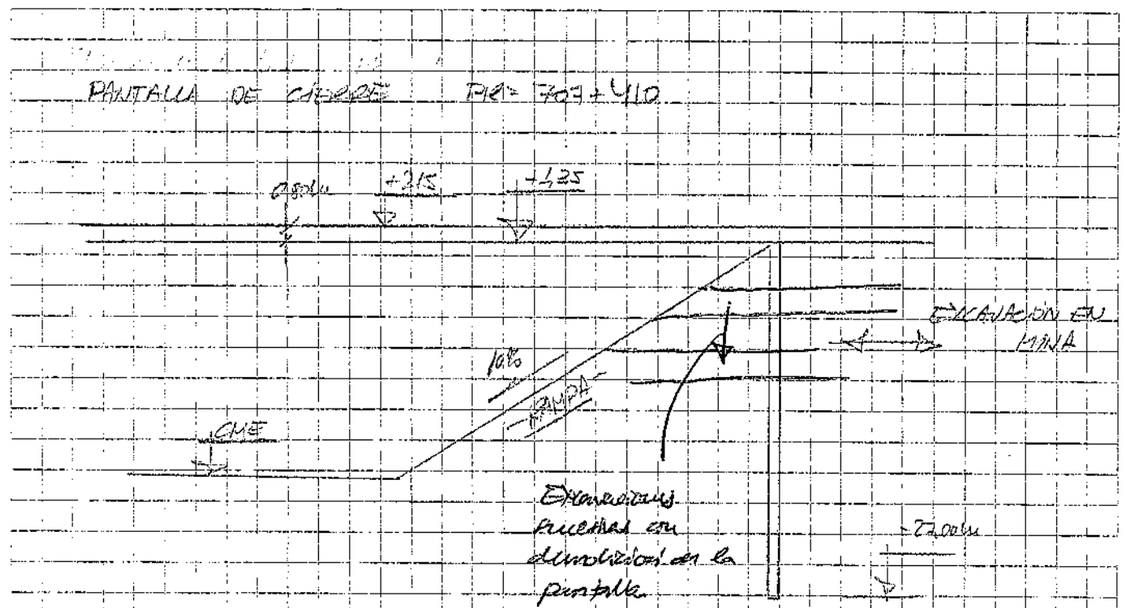
Hay dispuesta la misma armadura transversal → Con la armadura dispuesta para obtener la cortante la armadura necesaria para rasante

NOTE BOOK




⑧ 5 ϕ 25 / probeta
2 ϕ 16 / cero ⑩
⑪ 2 ctn
2 ϕ 16 / cero ⑩
⑫ 1 ϕ 12 a 0,20 -
1 ϕ 16 a 0,20
(alternados)
⑪
⑫
4,00
0,55
0,45
④ planos a 0,15 m 2 c ϕ 10.
EN TODA LA LONGITUD
0,10
0,30
0,40
0,30
0,10
① 22 ϕ 25
② 7 ϕ 12
1,20 m
ϕ 10 a 0,15

PANTALLA DE CIERRE PK= 309+410



HIPÓTESIS

1) Completamente cerrado en el intrados hasta -1,00 por debajo de la cota de máxima excavación durante el sostenimiento de la pantalla → Cota más restrictiva por el NF en intrados

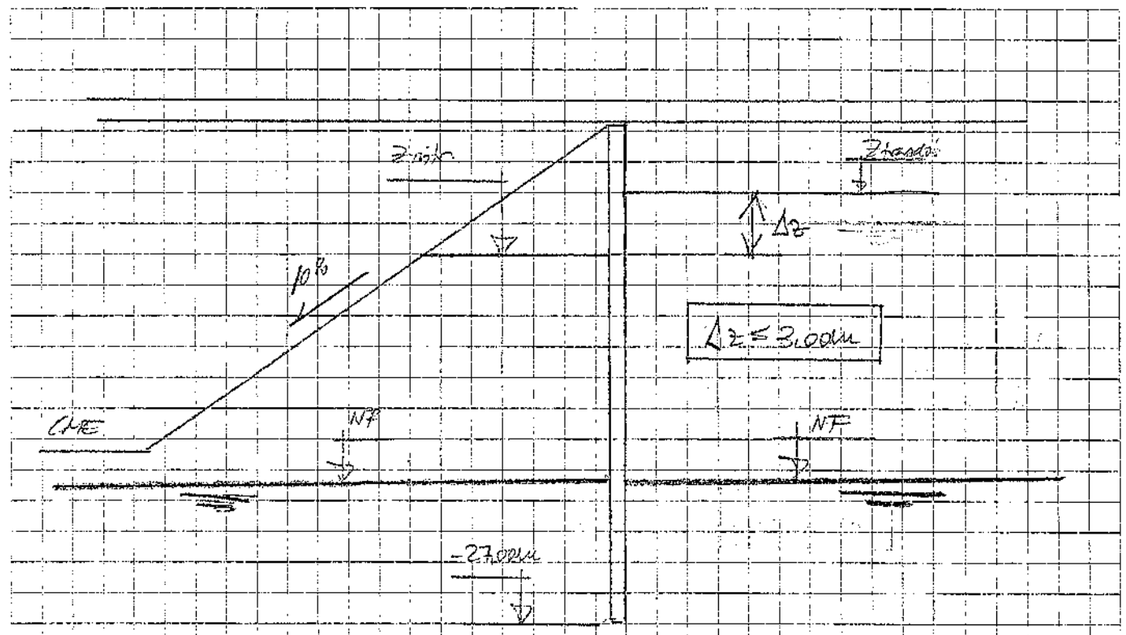
2) Descarga manteniendo equidistantes las cotas de excavación a ambos lados, con diferencias máximas de 3,00m

3) A medida que se excava el trasdós, el NF se mantiene 1,00m por debajo de la CME → Es necesario fugar el intrados de las pantallas drenado para poder excavar.

4) Del lado seguro se supone que el máximo relleno de tierras está en el trasdós y en él puede haber una sobrecarga de ambulación de 10 kN/m²

5) Se modeliza la adición de los lirios al activo

6) Pantalla de 1,00m de canto



El terreno intenta ir hacia trasdós → Se moviliza la resistencia pasiva del terreno hasta el 85% de la máxima (correspondiente al terreno horizontal)

$A_1 = 91,68 \text{ m}^3/\text{m}$

$A_2 = 79,15 \text{ m}^3/\text{m}$

una cuña aproximadamente

Proporción $\frac{A_{real}}{A_{máxima}} = \frac{79,15}{91,68} = 0,863$

→ Se minora el empuje pasivo por 0,85 para tener en cuenta la inclinación del terreno

Etapas de calculo

Fase 1 → En reposo

Fase 2 → Z intrados = -2,00m / Z trasdós = -4,00m

Fase 3 → Z intrados = -5,00m / Z trasdós = -2,00m

Fase 4 → Z intrados = -8,00m / Z trasdós = -5,00m

Fase 5 → Z intrados = -8,00m / Z trasdós = -7,00m

Se aplica una sobrecarga uniformemente repartida de 10,0 kN/m² en el trasdós, durante construcción

PK = 707+410

APK = 707410 - 707240,1006 = 169,90m ← (p = 0,455%)

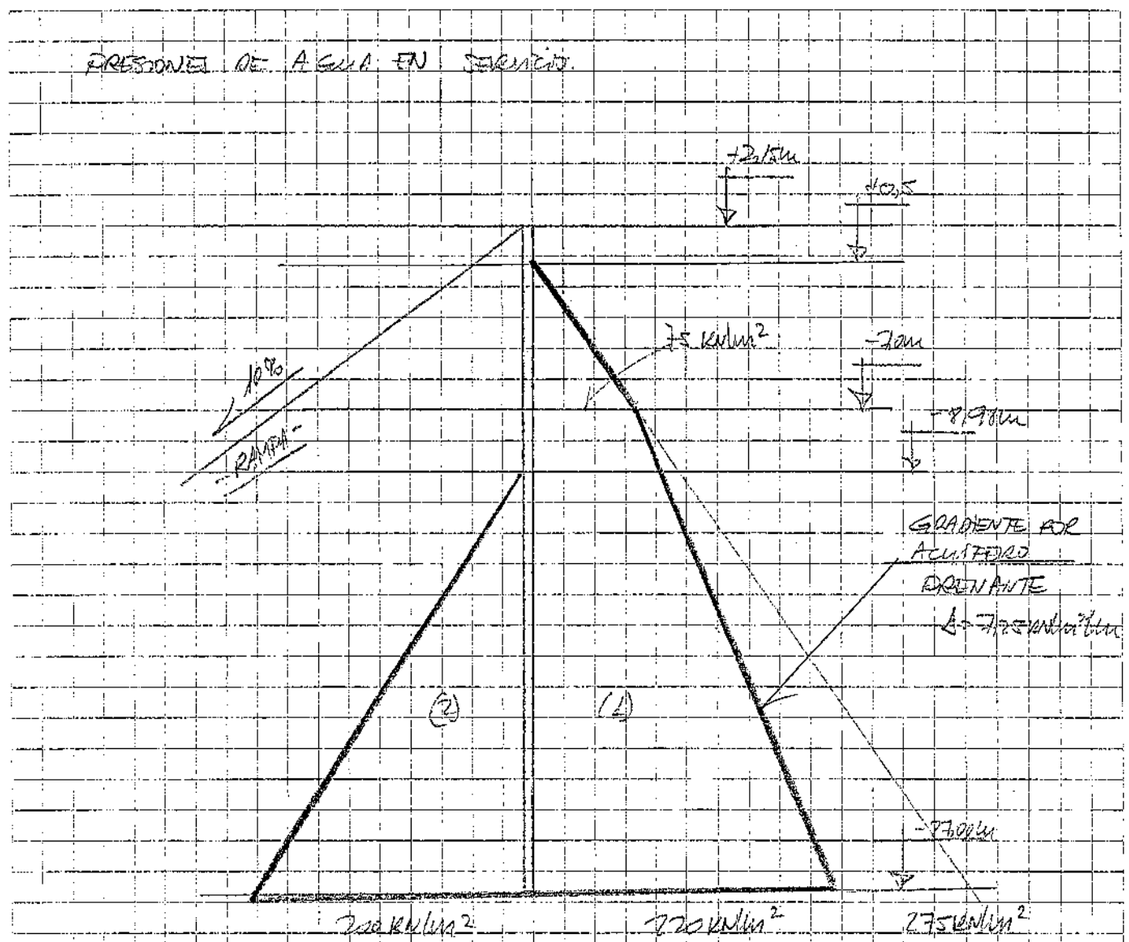
Δz = APK · p = 1,683m

Cota cant: -6,359m + 1,683m = -4,676m

CME = -4,676 - 3,30 = -7,98m

Con eje contrabicoda: -7,98+1,80 = -6,176m

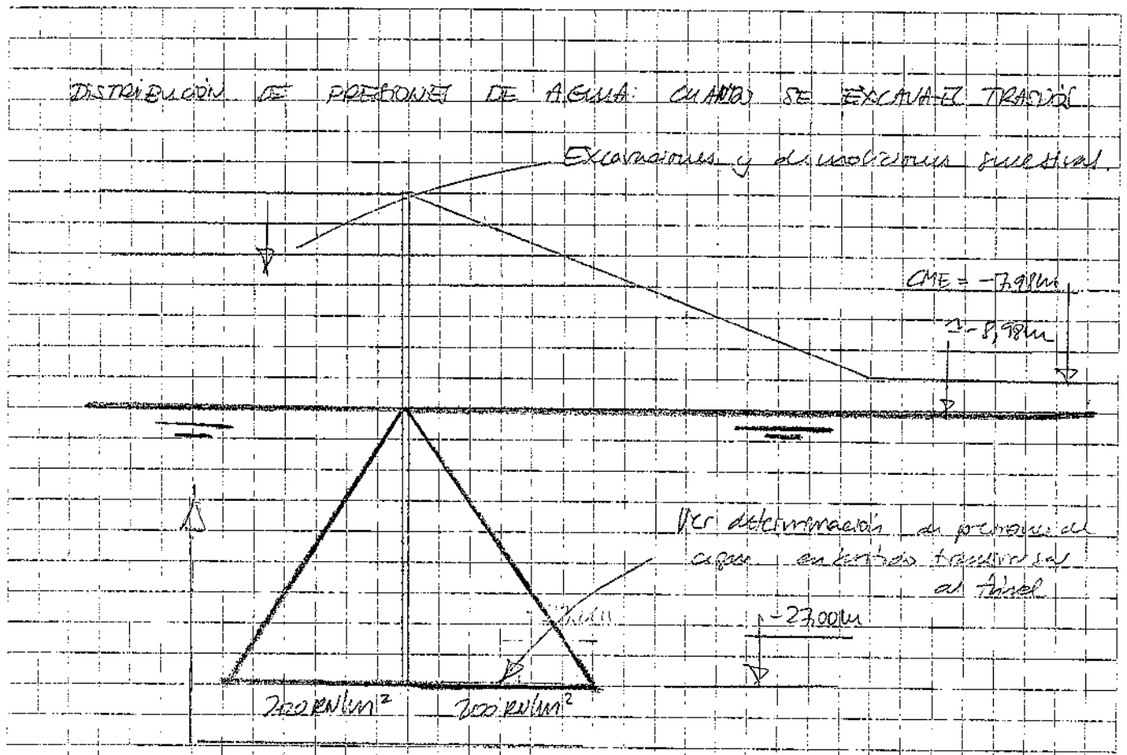
PRESIONES DE AGUA EN SERVICIO



Archivo: Rio0 CAPTACION.DWG

Can Tunis 18-Mayo-2004

DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE AGUA CUANDO SE EXCAVA EL TRASDÓS



Antes de iniciar la excavación del tramo de cruce con la Rda Litoral y el efecto de aguas vagas hay que tener el intrados del túnel completamente drenado

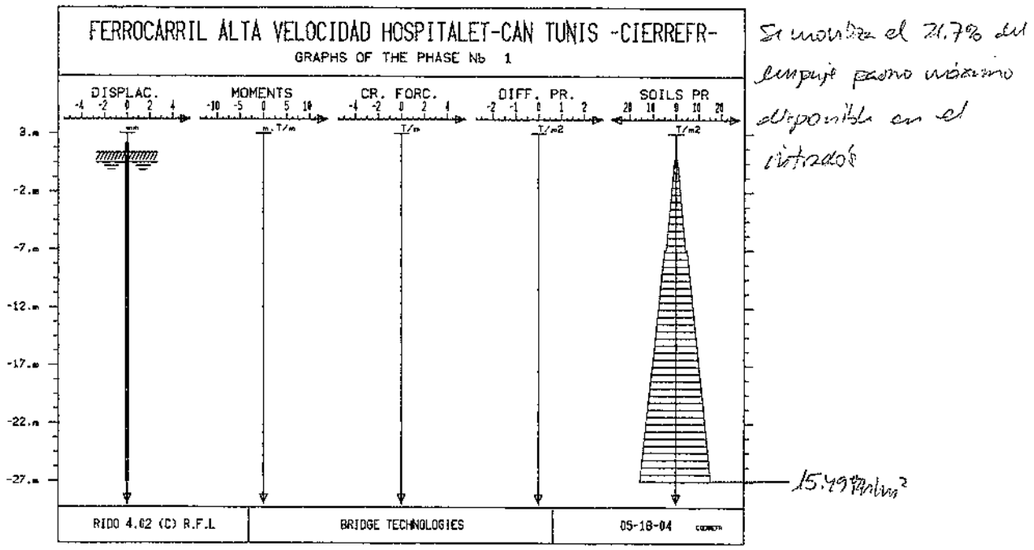
NOTE BOOK

5

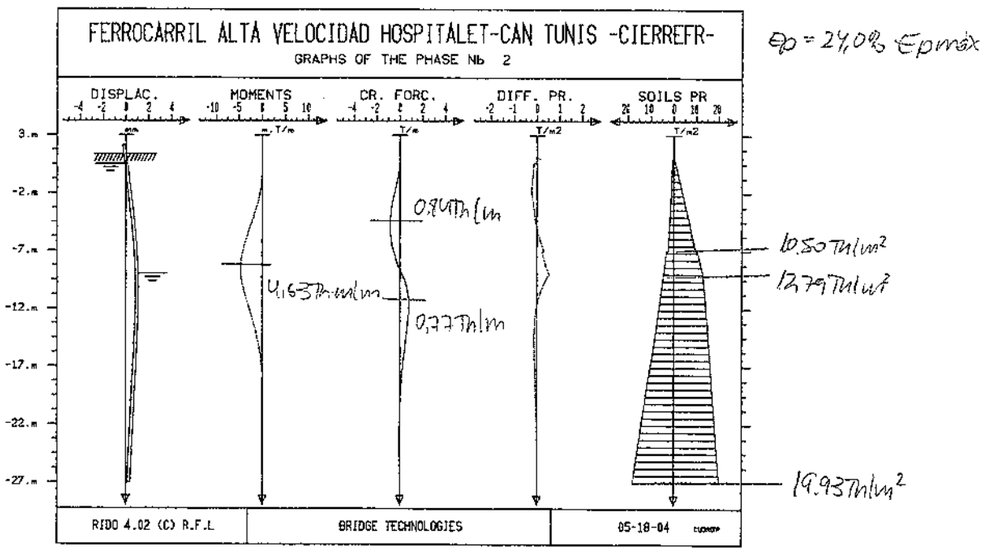
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS -CIERREFR- *100L *
* PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO FEIXA-COLECTOR PK 707+410
1.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.35
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
* Y REDUCCION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE POR EMPUJE PASIVO
* DEL SUELO DEL INTRADOS.
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.35
EXC(2) 1.35
COE 1.35 -28.0 1.0 0.85
CAL
* ETAPA 1: PANTALLA EN SERVICIO, CON NF DE CONSTRUCCION EN INTRADOS
* Y TRASDOS SIN DRENAR
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -27.0 22.0
WAT(2) -8.98 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION EN VOLADIZO DURANTE DESMONTAJE
WAT(1) -8.98 0.0
WAT(1) -27.0 20.0
EXC(2) -2.0
SUB(1) 1.35 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 3: SEGUNDA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -5.0
EXC(1) -2.0
SUB(1) -2.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 4: TERCERA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -8.0
EXC(1) -5.0
SUB(1) -5.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 5: CUARTA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(1) -8.0
SUB(1) -8.0 0.0 35.0 1.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO FEIXA LALRGA-COLECTOR DE AGUAS NEGRAS (707+410)

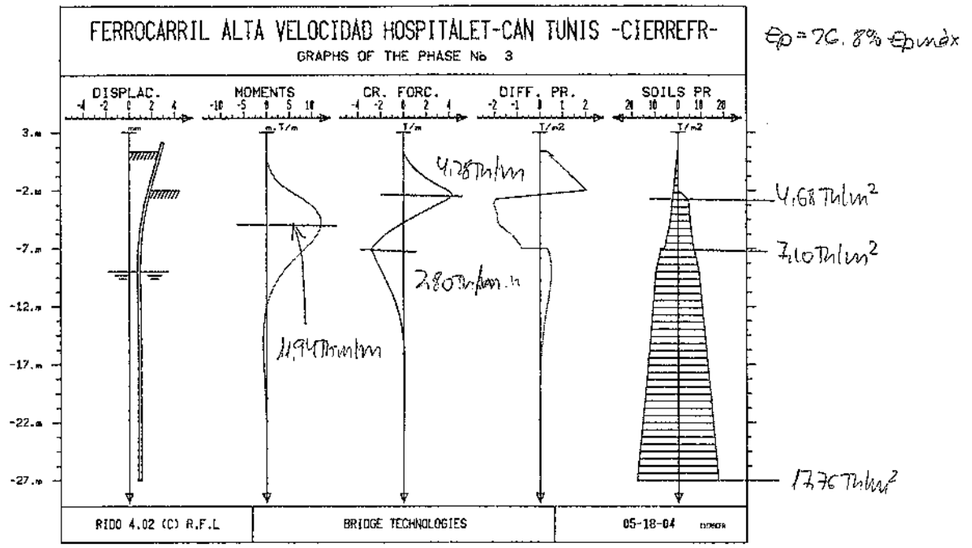
FASE0: EXCAVACIÓN INICAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO.



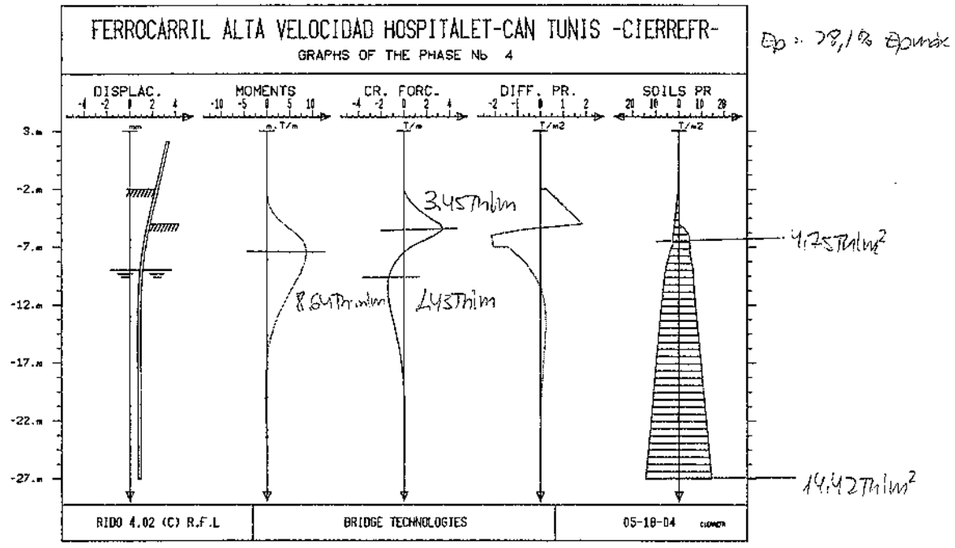
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



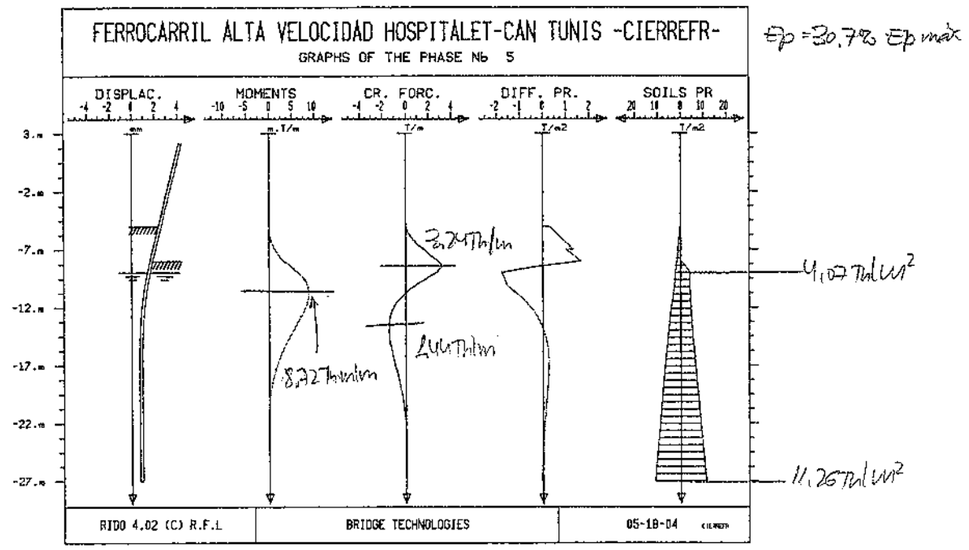
FASE 2: DRENAJE TRASDÓS Y DESMONTAJE DE LA VIGA DE RAMPA (Zintradós=-2.00m / Ztrasdós=1.35m)



FASE 3: DESMONTAJE DE LA VIGA DE RAMPA (Zintradós=-5.00m / Ztrasdós= -2.00m)

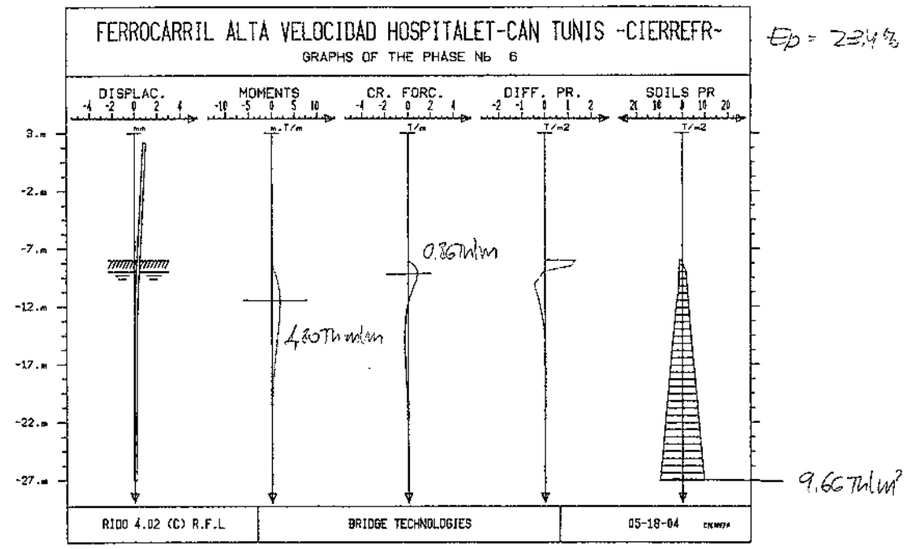


FASE 4: DESMONTAJE DE LA VIGA DE RAMPA (Zintradós=-8.00m / Ztrasdós= -5.00m)



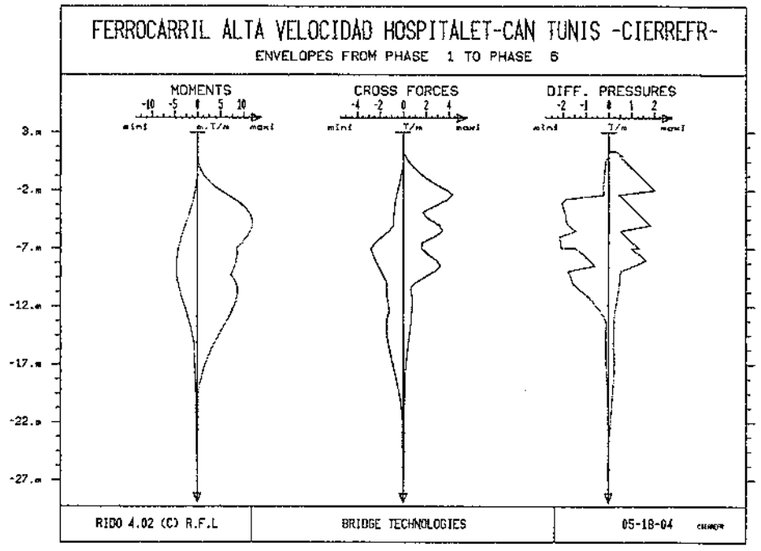
Ep = 30,7% Ep max

FASE 5: DESMONTAJE DE LA VIGA DE RAMPA (Zintradós=-8.00m / Ztrasdós= -8.00m)



Ep = 23,4% Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

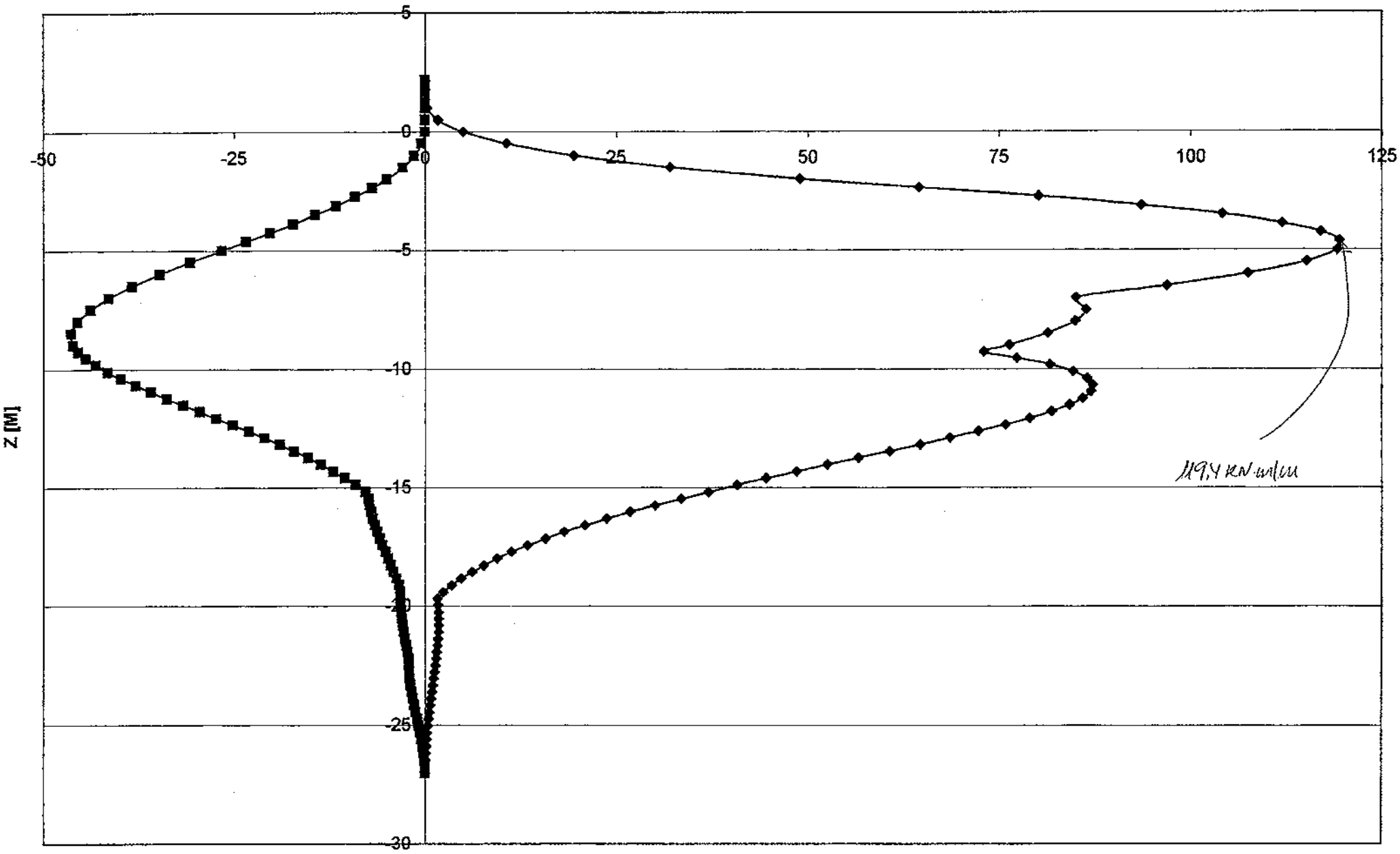


VER HOJA EXCEL ADJUNTA

NOTA: Todos los movimientos teóricos previstos son muy reducidos, y, en cualquier caso, se mantienen muy por debajo de los 40mm (limitación que tampoco es estricta para una pantalla transversal de cierre)

ENVOL[illegible]'E DE MOMENTOS FLECTORES

TALLA DE CIERRE



MOMENTO [kN·m/m]

M máx M mín

CIERRE FR
18/05/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

PANTALLA DE CIERRE

CORTANTES V [kN/m]

V mín 1 V máx 1 V máx 2 V mín 2 V mín 3 V máx 3 V mín 4 V máx 4

CIERRE FR
18/05/2004

Can Tunis 18-Mayo-2004

NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN

Cuantía mínima a flexión

$A_{s,min} = 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 100cm^2/m \cdot \frac{25MPa/1,5}{500MPa/1,15} = 15,33 cm^2/m$

Se dispone 5Ø25 cada 20cm → 24,545 cm²/m

Momento último con 5Ø25 cada 20cm:

$A_s = 24,545 cm^2/m$

$M_{Rd} = 909,52 kN\,m/m$

El valor característico $M_{u,k} = 606,41 kN\,m/m$

Se tiene en toda la pantalla $M_K < M_{u,k}$

Coeficiente de seguridad adicional $CSA = \frac{M_{u,k}}{M_{K,max}} = \frac{606,41 kN\,m/m}{119,20 kN\,m/m}$

$CSA = 5,09 (>>1)$ ← Hay un margen de seguridad muy amplio

II) CORTANTE

Cortante último con armadura transversal

$A_s = 24,545 cm^2/m$

$V_{u2} = 299,63 kN/m$

El valor característico $V_{u2,k} = 199,75 kN/m$ $V_{d2,k} = 200 kN/m$

Se tiene $V_K < V_{u2,k}$ ← No hace falta armadura de cortante

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TRAMOS:

- CRUCE COLECTOR DEPURBAIX.
- CRUCE CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
- TRAMO ENTRE LA CARRETERA FEIXA LLARGA Y EL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS.

CONTRABÓVEDA.
PK: 706+990.70 a 707+411.50

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 27 de junio de 2005

MEMORIA

TRAMOS:

- CRUCE COLECTOR DEPURBAIX.
- CRUCE CARRETERA FEIXA LLARGA.
- TRAMO FEIXA LLARGA / COLECTOR AGUAS NEGRAS.

CONTRABÓVEDA.
706+990.70 a 707+411.5

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de la contrabóveda del tramo del Falso Túnel de Can Tunis comprendida entre los PK: 706+990.70 y 707+411.50 de la traza, correspondiente a los Tramos de Cruce con el Colector del Depurbaix, con la Carretera de la Feixa Llarga y al tramo entre la Carretera de la Feixa Llarga y el Colector de aguas negras.

En este tramo la luz de la contrabóveda entre hastiales es constante de 11.0m. Se realiza una zonificación en dos subtramos:

- Tramo 1: 706+990.70 a 707+141.44 (Cruce Colector Depurbaix y Cruce Carretera Feixa Llarga)
- Tramo 2: 707+141.44 a 707+411.50 (Tramo entre el Cruce con la Carretera de la Feixa Llarga y el Colector de aguas negras)

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza un cálculo completo de la contrabóveda de este tramo.

Las hipótesis de cálculo que se ha adoptado para el análisis de la contrabóveda coinciden con las acordadas en la reunión mantenida con la Dirección de Obra y su Asistencia Técnica el 15 de septiembre de 2004, de la cual se destaca:

- La rigidez del apoyo de la contrabóveda en las pantallas se modela con un muelle equivalente de 180000 kN/m/m.
- La rigidez del apoyo de la contrabóveda sobre el terreno se toma en cuenta en base a un coeficiente de balasto de 2000 Tn/m^3
- Se considera la totalidad de la reacción de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda, obtenida del análisis teórico de éstas últimas (Ver Nota de Cálculo correspondiente).

Las acciones tenidas en cuenta para el análisis de las pantallas son (Ver Nota de Cálculo adjunta a esta memoria):

- Peso propio.
- Cargas permanentes.
- Axil transmitido por las pantallas.
- Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura).
- Subpresión de aguas.
- Tráfico sobre la contrabóveda.

La acción más restrictiva sobre la contrabóveda es la subpresión de agua, que en este tramo alcanza un valor equivalente a de una columna de 10.8m, muy similar a la considerada en el Tramo de Pruebas. A pesar de que la acción determinante es ligeramente más favorable en este tramo, dado que otras acciones también sufren modificaciones considerables, se realiza un recálculo completo (por ejemplo: la acción de las pantallas sobre la contrabóveda tiene efectos favorables para alguna hipótesis, y en este tramo también se reduce).

El armado finalmente aceptado para la contrabóveda del Tramo de Pruebas corresponde a la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración, por lo que no es posible reducirlo. En este tramo se procede a verificar que dicho armado es suficiente para los esfuerzos que aparecerán bajo las acciones que le corresponden y, en caso de no serlo, disponer los refuerzos correspondientes.

En el tramo entre el Cruce con la Carretera de la Feixa Llarga y el Colector de aguas negras disminuyen las reacciones de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda. Esta acción es favorable para alguna de las hipótesis de dimensionamiento, por lo que es necesaria su verificación. En este tramo es necesario un pequeño refuerzo en la cara superior de la contrabóveda.

Todas las comprobaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

En cualquiera de los tramos objeto de este informe la subpresión sobre la contrabóveda es menor que en el Tramo de Pruebas por lo que el detalle de conexión contrabóveda-pantallas sigue siendo válido.

3. CONCLUSIONES.

El armado de la contrabóveda del Tramo de Pruebas es válido para resistir los esfuerzos que aparecen en el tramo de contrabóveda entre los PK: 706+990.70 y 707+141.44. En el tramo entre los PK: 707+141.44 y 707+411.50 es necesario disponer unos refuerzos según se indica en la colección de planos adjunta a esta memoria.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 27 de junio de 2005

CONTRABÓVEDA:

TRAMO: CRUCE DE SURBÁIX.

L_m = entre pantallas = cte = 11,0m

ACCIONES:

* Peso propio + carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas
* Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura y reacción contra el terreno)
* Subpresión del agua
* Tráfico sobre la contrabóveda

HIPÓTESIS DE DIMENSIONAMIENTO

a) Máximo axil + flector concomitante
b) Mínimo axil + flector concomitante
c) Máximo flector + axil concomitante

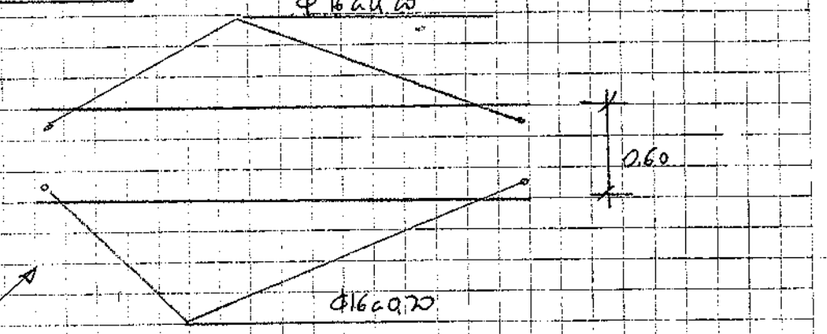
MODELO DE CÁLCULO

Ver Nota de cálculo de la contrabóveda del tramo de Prueba

K_H = 180 000 kN/m/m ← Rigidez del apoyo de la contrabóveda contra las pantallas

Según ponencia A.D.O. (15 Sept. 04)

Armadura Contrabóveda



Armadura dispuesta en el tramo de prueba

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

- $A_s \geq 0.04 \, A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 0.60 \cdot \frac{25/1,5}{434,8} = 9,20 \, cm^2/m$ lado

- A_s disp = 10,06 cm^2/m

La armadura dispuesta es ligeramente superior a la armadura mínima → No debe disminuirse. Se comprueba en el cruce tramo

(Secciones tipo en que se traciona la cara superior y otras en las que se traciona la cara inferior → debe disponerse en las dos caras)

SUBPRESIÓN MÁXIMA EN CONTRABÓVEDA

PK aprox: 706+990,7 a 707+031,42 — sit: fuera del arranque de vértice

Z camil: Z vértice en 706+674,358 — 707+040,086

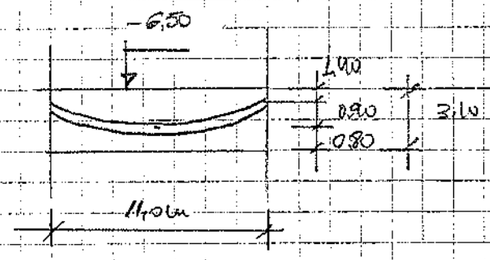
$\Delta PK = 706+990,7 - 706+674,358 = 316,332 m$

$\Delta h = \Delta PK \cdot i = 316,332 \cdot \frac{0,20}{100} = 0,633 m$

$Z_{camil} = -7,091 + 0,633 = -6,458 \Rightarrow -6,50 m$

$Z_{camil} = -6,50 m$

$Z_{camil} = -6,50 m$



Profundidad máxima de la contrabóveda

$Z = -6,50 m - 1,40 m - 0,90 m = -8,80$

NF pésimo en $Z = +2,00 m$

Columna de agua sobre la contrabóveda $h = 8,80 + 2,0 = 10,80 m$

REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

(Cruce Feixa-Llarga)

$r_{máx} = 116,3$ T/ml — $r_{mín} = 89,5$ T/ml

$r_{máx} = 1163$ kN/m — $r_{mín} = 895$ kN/m (2)

En el tramo de prueba las reacciones de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda son:

$r_{máx} = 1082,1$ kN/m

$r_{mín} = 838,2$ kN/m

En el tramo de cruce con la carretera de la Feixa Llarga las reacciones de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda son:

$r_{máx} = 1050$ kN/m

$r_{mín} = 800$ kN/m

En el tramo de cruce con el Rambla's se tiene:

$r_{máx} = 1163$ kN/m ← (75% superior al máximo considerado en el Tramo Prueba)

$r_{mín} = 895$ kN/m ← Está comprendido entre los anteriores (#)

(#) La diferencia es muy pequeña y es favorable para las diferentes verificaciones

En la hipótesis de máximo axil hay un coeficiente de seguridad adicional de 1,31 (Hay margen además el axil es favorable

Axil reducido: $\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{2,96 MN/m}{0,60 m^2/m \cdot 25 MPa/1,50} = 0,296$ (< 0,40)

↑ Aumento axil haría aumentar la capacidad a flexión

- En la hipótesis de máximo flector positivo con axil concomitante hay un coeficiente de seguridad adicional de: $C_{SA} = 1.41$

además cualquier aumento del axil implica un aumento en la capacidad a flexión

↑ OBS: los coeficientes de seguridad adicionales anteriores son relativos a los esfuerzos del Terreno de Pruebas

↳ Es decir el mismo armado que en el Terreno de Pruebas

NOTE BOOK

CONTRABÓVEDA

TRAMO: CRUCE CARRETERA FECHA CARGA

Luz entre pantallas = cte = 11,60 m

ACCIONES:

* Peso propio + carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas
* Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura y reacción contra el terreno)
* Subpresión de agua
* Tráfico sobre la contrabóveda

HIPÓTESIS DE DIMENSIONAMIENTO

a) Máximo axil + flector concomitante
b) Mínimo axil + flector concomitante
c) Máximo flector + axil concomitante

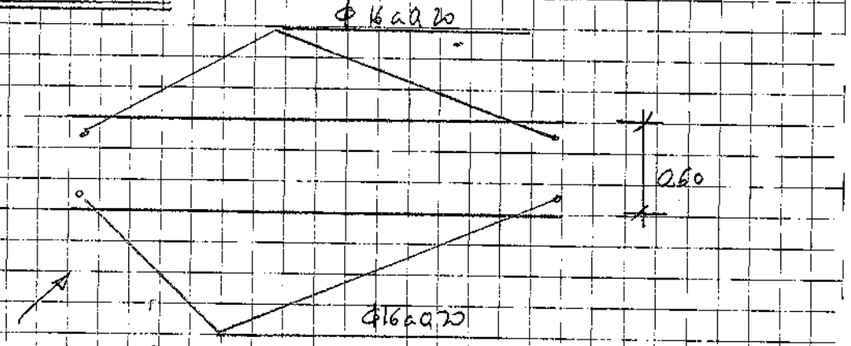
MODELO DE CÁLCULO

Ver Notas de cálculo en la contrabóveda del tramo de pruebas

K_H = 180 000 kN/m/m ← Rigidez del apoyo en la contrabóveda contra las pantallas

Según reunión A.D.O (15 Sept. 04)

Armadura Contrabóveda



Armadura dispuesta en el tramo de pruebas

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 0{,}60 \cdot \frac{25/1{,}5}{434{,}8} = 9{,}20 \text{ cm}^2/\text{m lineal}$

A_s disp = 10,06 cm²/m

La armadura dispuesta es ligeramente superior a la armadura mínima → No debe disminuirse. Se comprueba en el mismo tramo

(Existen hipótesis en que la tracción la cara superior y otras en las que la tracción la cara inferior → debe disponerse en las dos caras)

SUBPRESIÓN MÁXIMA EN CONTRABÓVEDA

PK aprox 707+031,42 a 707+141,44

Z cantil → Vértice en 707+040,1026 T = 20,075m

PK = 707+019,931 ie = 0,20%

PK = 707+060,081 ie = 0,455%

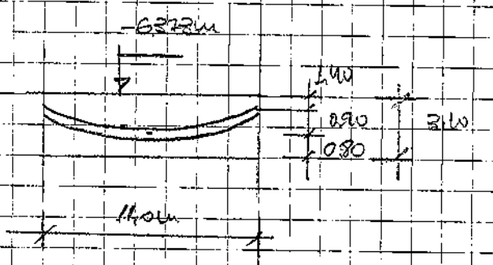
Zv = -6,259

Kv = 15750

Ze = -6,299 $\Delta P = (707+031,42) - (707+019,931) = 11,211\,m$

$$Z_{cantil} = -6,299 + \frac{11.211,020}{100} + \frac{11,211^2}{2.1575} = -6,372$$

Z cantil = -6,372m



Profundidad máxima de la contrabóveda

Z = -6,372m - 1,40m - 0,90m = -8,673 ≈ -8,70m

NF pésimo en Z = +2,00m

Columna de agua sobre la contrabóveda h = 8,70 + 2,0 = 10,70m

RELACIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

(Cauce Feixa-Llarga)

$\Gamma_{máx}$ = 105,0 T/ml.m $\Gamma_{mín}$ = 80,0 T/ml.m

$\Gamma_{máx}$ = 1050 KN/ml.m $\Gamma_{mín}$ = 800 KN/ml.m

Ver Nota de Cálculo para el cambio de cota de los puntales.

DIMENSIONAMIENTO

a) Máximo axil + flector concomitante

El máximo axil corresponde a:

* Peso propio G1
* Máxima reacción puntales
* Máxima Subpresión
* Máximo descenso global de la estructura

Distancia clave del tramo de pantalla del lado izquierdo

Determinación del esquema estático

Sabiendo las reacciones contra el terreno resulta que éste está totalmente fraccionado

→ Asiento: CONTRABÓVEDA 2.500 (en Feixa Llarga/Contador)

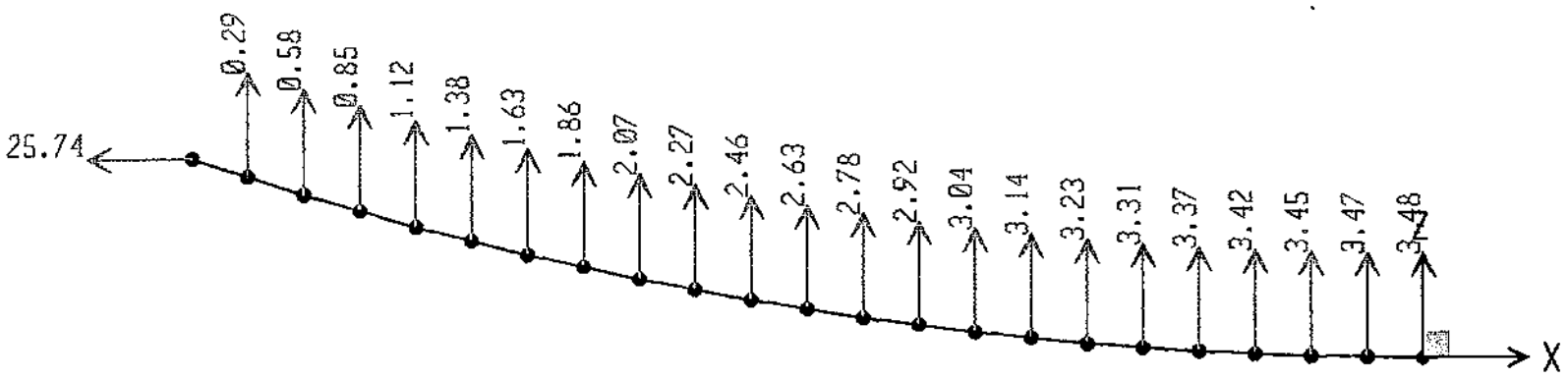
Combinación de acciones:

1,00 g1 + 1,50 Reacc puntales + 1,50 Subpresión + 1,50 descenso global

No tiene efecto pq no hay levantamiento de la contrabóveda.

Para cargas etc → Ver Nota de cálculo completa de la contrabóveda

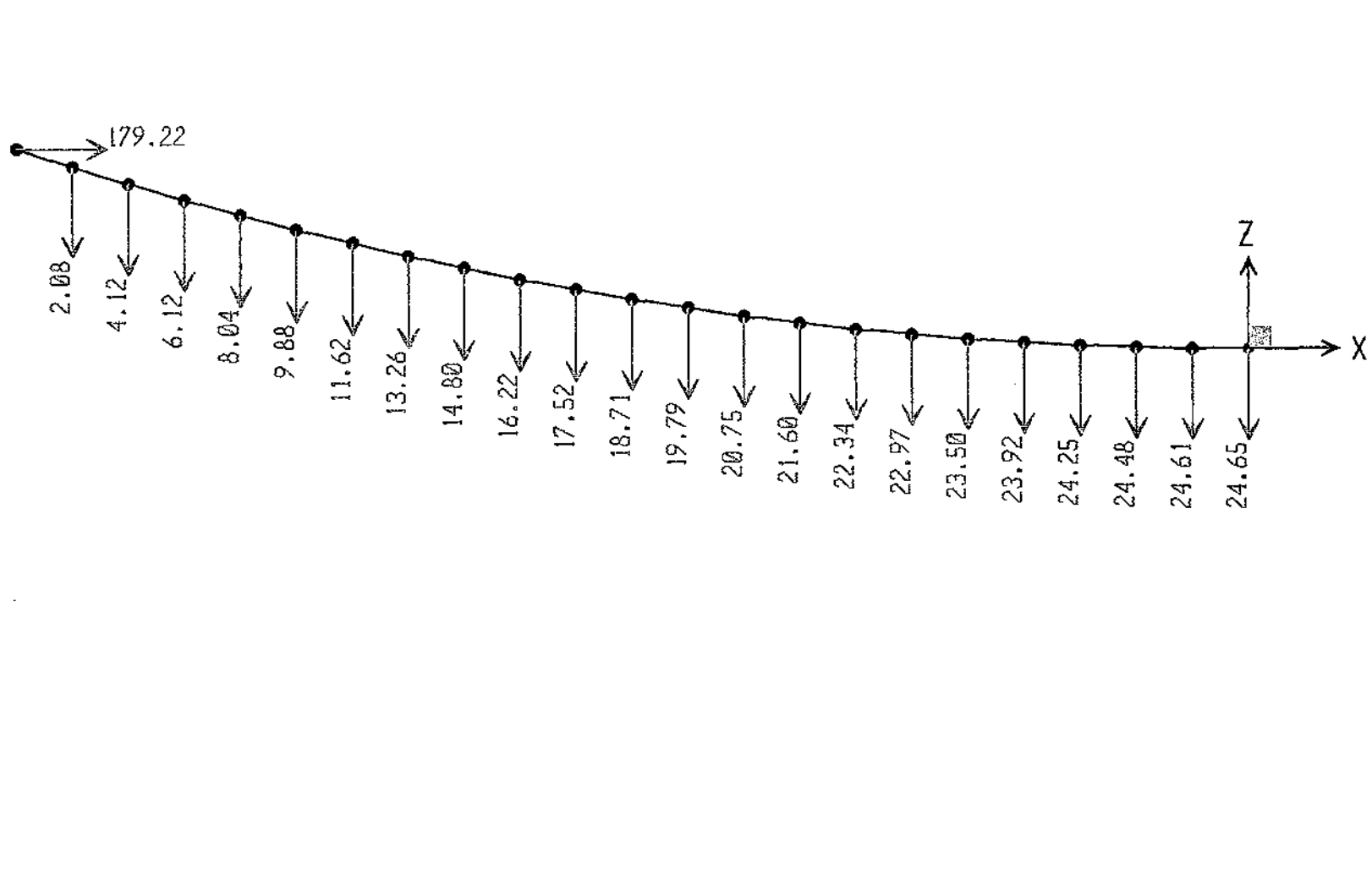
Reacciones de peso propio.



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (LOAD1) - KN, m, C Units

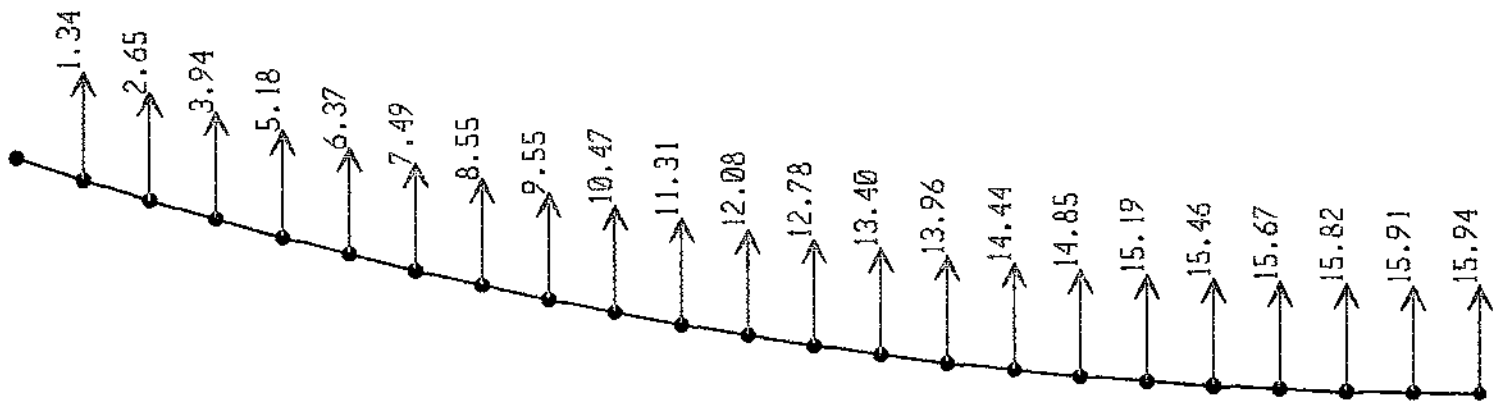
(14)

Reacción por la subpresión.



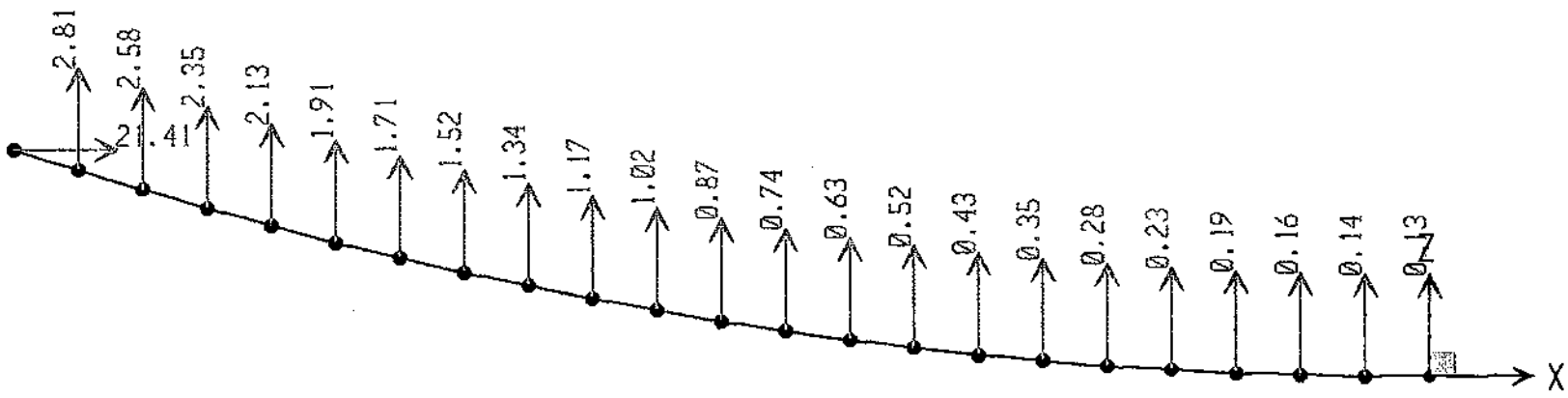
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

Reacciones en axil máximo transmitido por las pantallas.



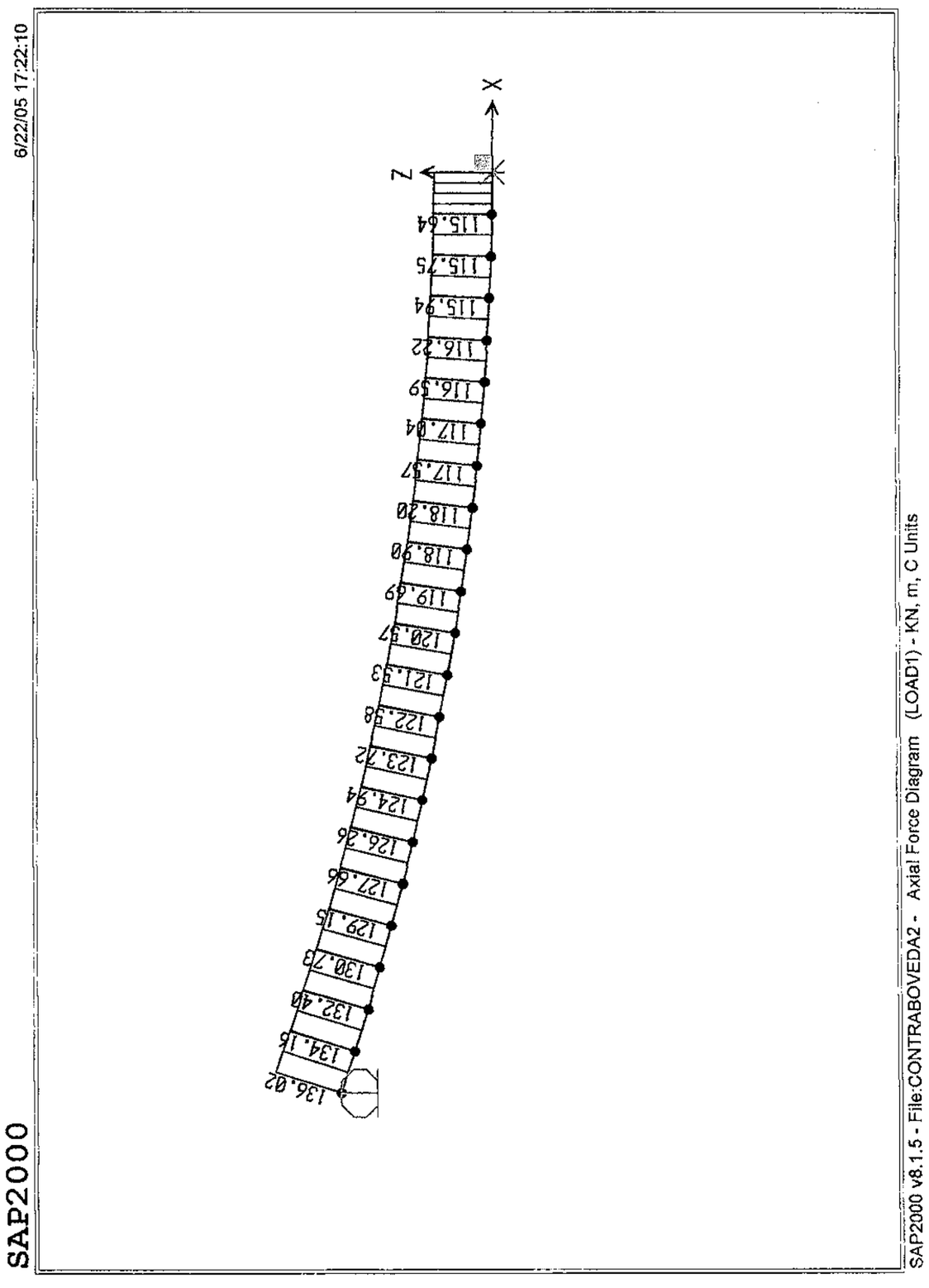
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMAX) - KN, m, C Units

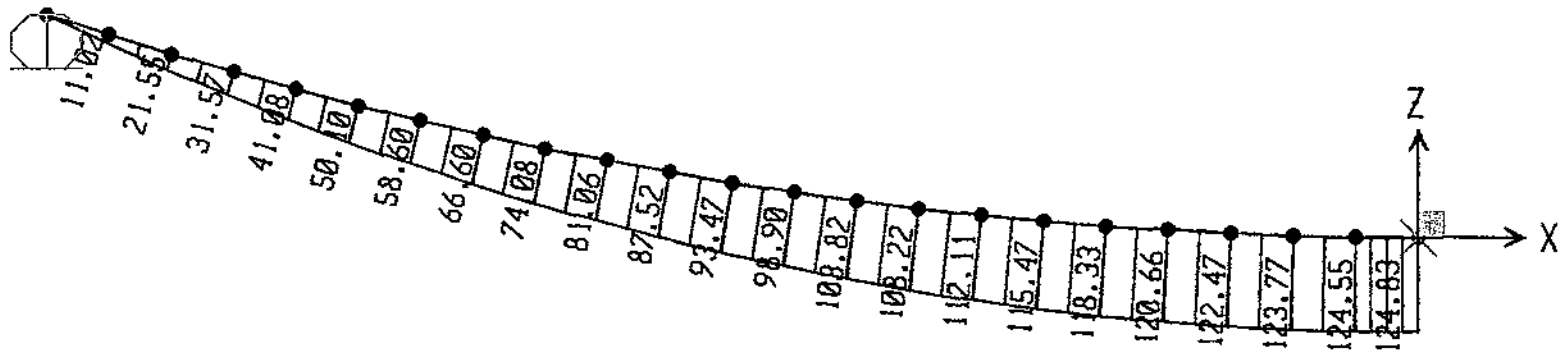
Reacciones debidas al descenso global de la estructura.



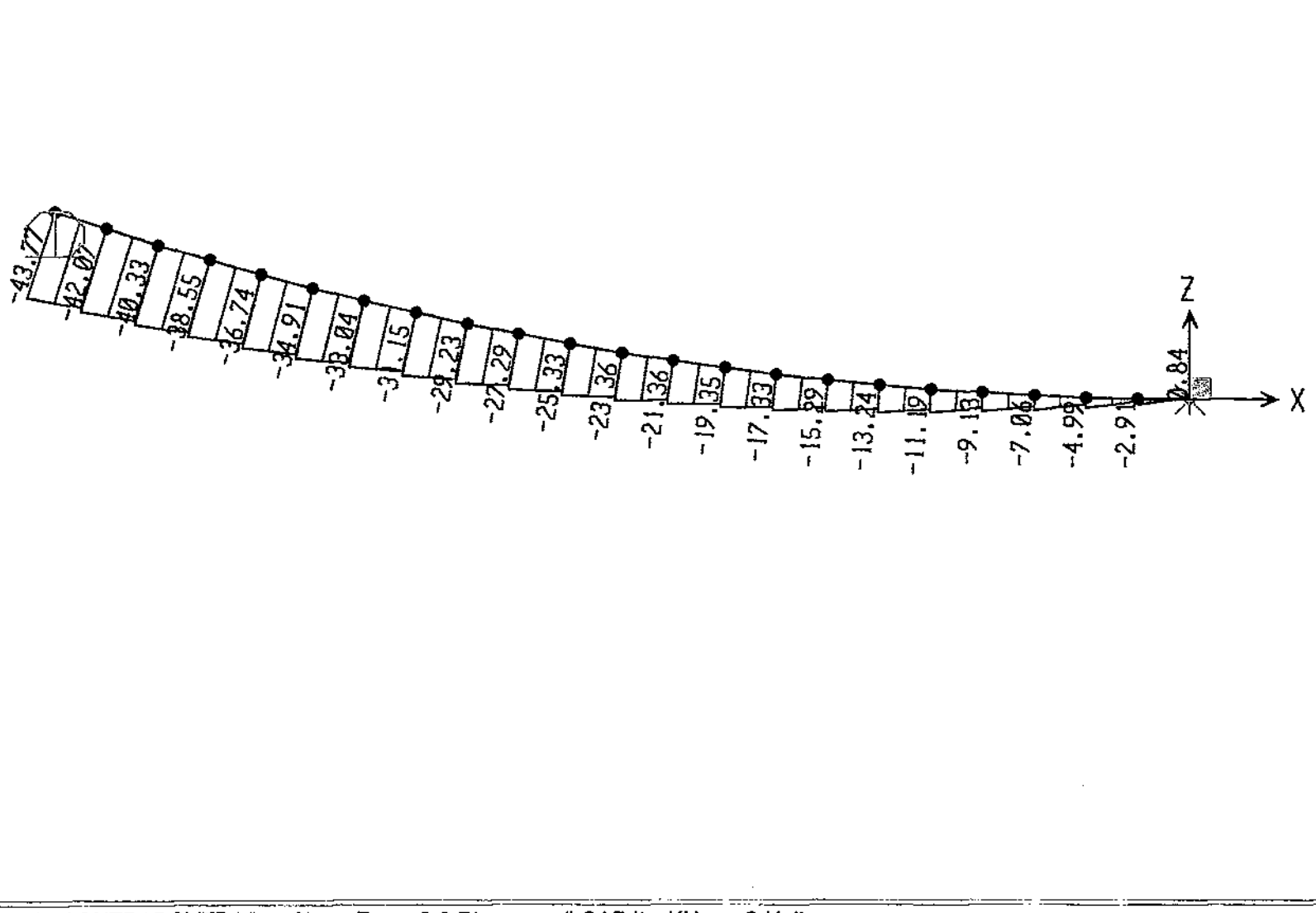
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (DESCAP) - KN, m, C Units

g1	subpresión	reacc pant	Dese. estructura	
0.29	-2.08	1.34	2.81	2.36
0.58	-4.12	2.65	2.58	1.69
0.85	-6.12	3.94	2.35	1.02
1.12	-8.04	5.18	2.13	0.39
1.38	-9.88	6.37	1.91	-0.22
1.63	-11.62	7.49	1.71	-0.79
1.86	-13.26	8.55	1.52	-1.33
2.07	-14.8	9.55	1.34	-1.84
2.27	-16.22	10.47	1.17	-2.31
2.46	-17.52	11.31	1.02	-2.73
2.63	-18.71	12.08	0.87	-3.13
2.78	-19.79	12.78	0.74	-3.49
2.92	-20.75	13.4	0.63	-3.8
3.04	-21.6	13.96	0.52	-4.08
3.14	-22.34	14.44	0.43	-4.33
3.23	-22.97	14.85	0.35	-4.54
3.31	-23.5	15.19	0.28	-4.72
3.37	-23.92	15.46	0.23	-4.86
3.42	-24.25	15.67	0.19	-4.97
3.45	-24.48	15.82	0.16	-5.05
3.47	-24.61	15.91	0.14	-5.09
3.48	-24.65	15.94	0.13	-5.1



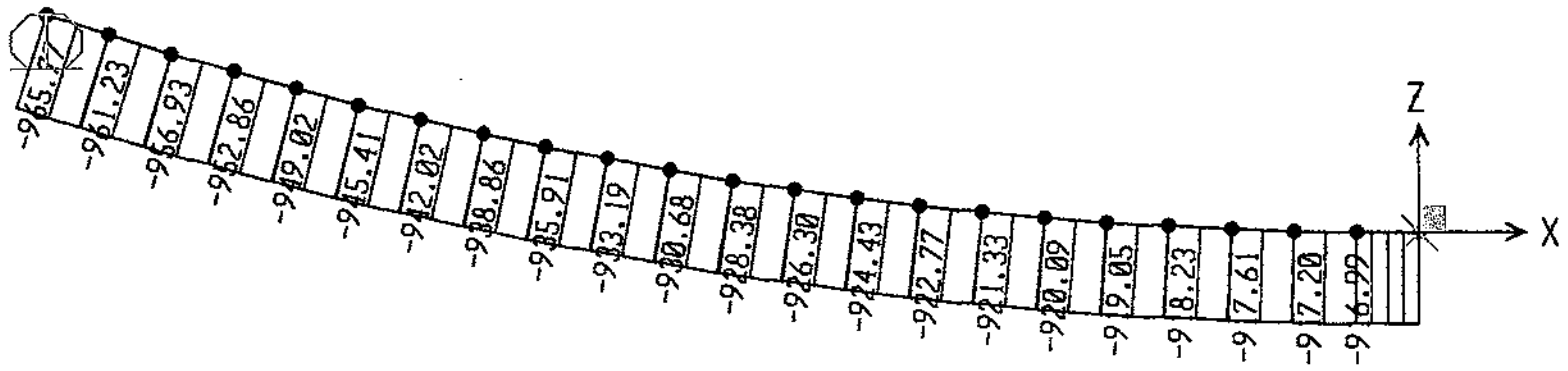


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units



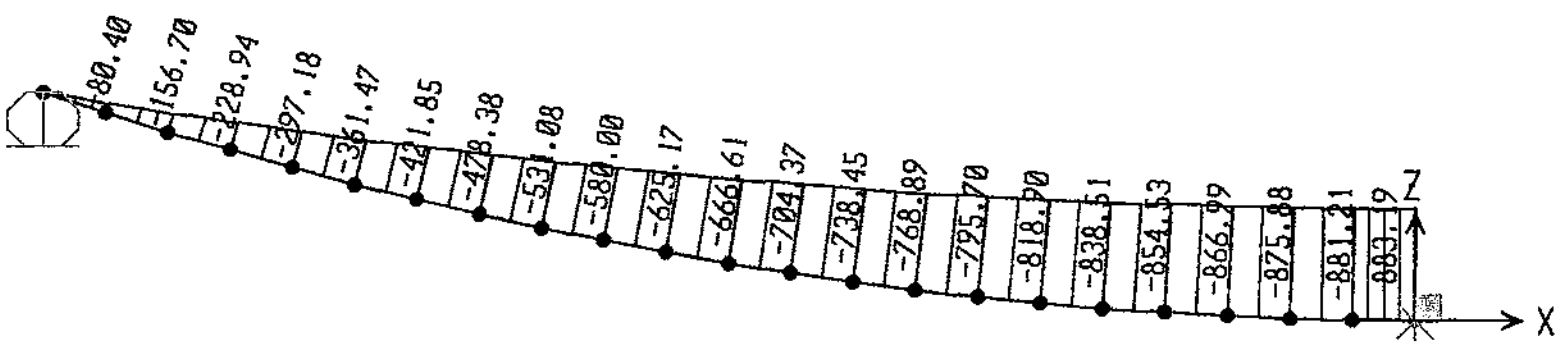
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000 6/22/05 17:23:31



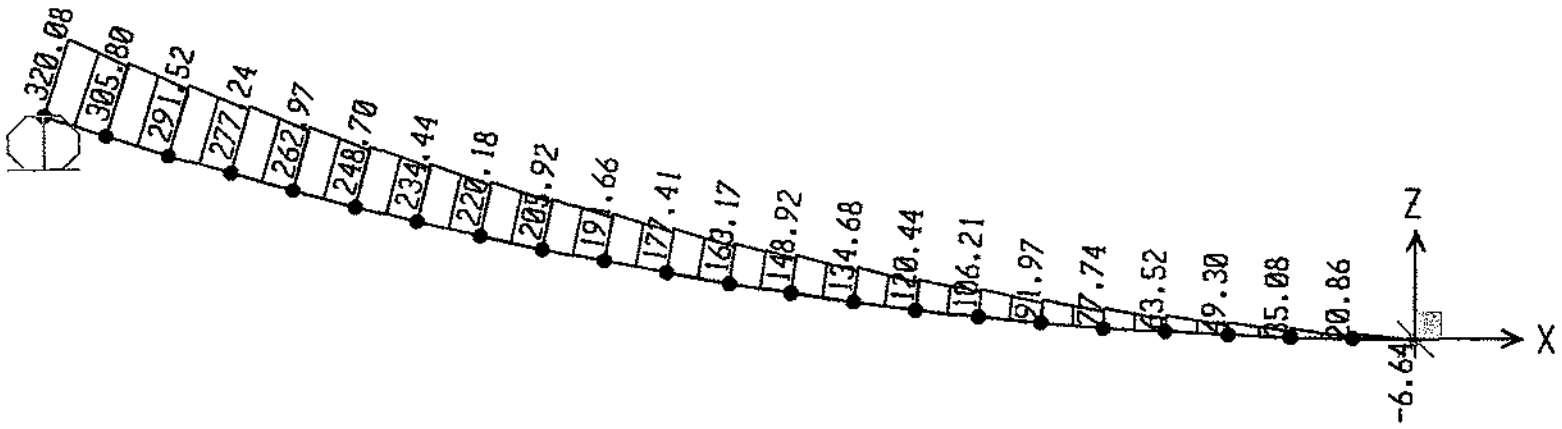
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000 6/22/05 17:23:20



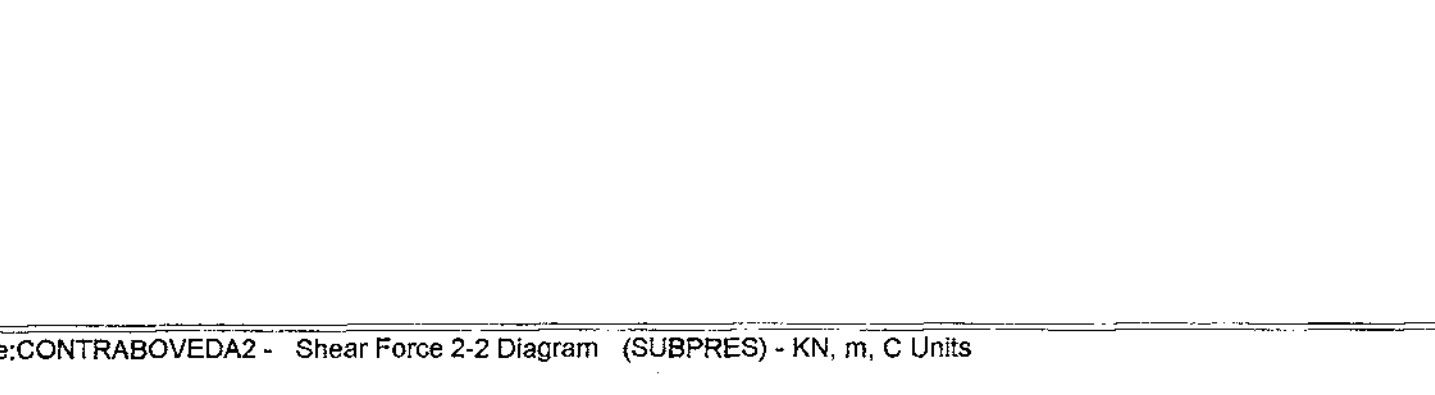
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000 6/22/05 17:23:48

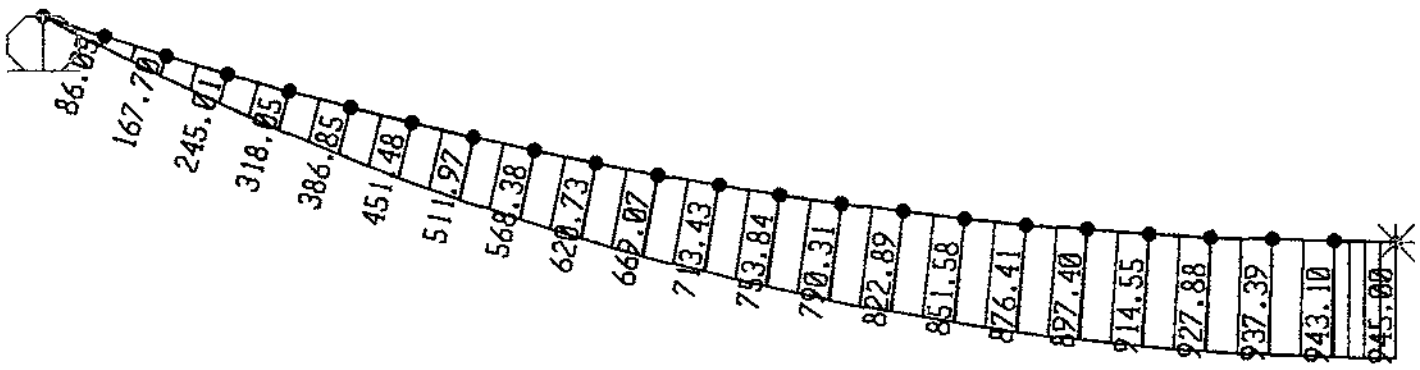


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

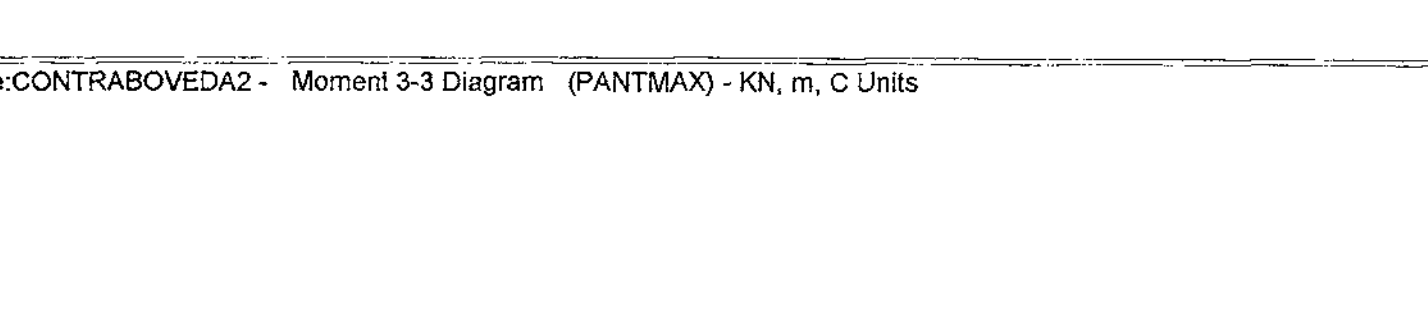
SAP2000 6/22/05 17:25:25



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

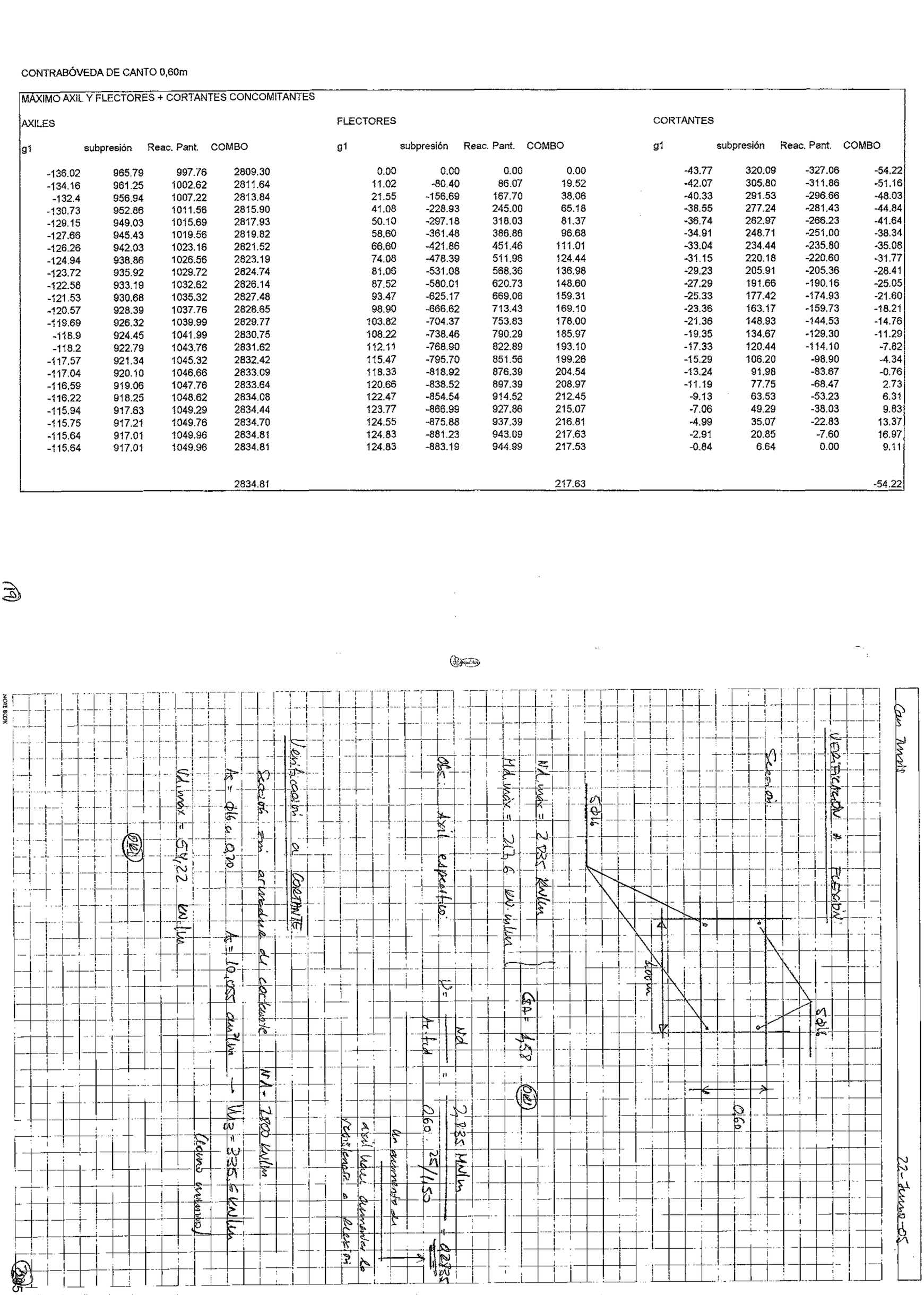


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO AXIL Y FLECTORES + CORTANTES CONCOMITANTES

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	965.79	997.76	2809.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	320.09	-327.06	-54.22
-134.16	961.25	1002.62	2811.64	11.02	-80.40	86.07	19.52	-42.07	305.80	-311.86	-51.16
-132.4	956.94	1007.22	2813.84	21.55	-156.69	167.70	38.06	-40.33	291.53	-296.66	-48.03
-130.73	952.86	1011.56	2815.90	41.08	-228.93	245.00	65.18	-38.55	277.24	-281.43	-44.84
-129.15	949.03	1015.69	2817.93	50.10	-297.18	318.03	81.37	-36.74	262.97	-266.23	-41.64
-127.66	945.43	1019.56	2819.82	58.60	-361.48	386.86	96.68	-34.91	248.71	-251.00	-38.34
-126.26	942.03	1023.16	2821.52	66.60	-421.86	451.46	111.01	-33.04	234.44	-235.80	-35.08
-124.94	938.86	1026.56	2823.19	74.08	-478.39	511.96	124.44	-31.15	220.18	-220.60	-31.77
-123.72	935.92	1029.72	2824.74	81.06	-531.08	568.36	136.98	-29.23	205.91	-205.36	-28.41
-122.58	933.19	1032.62	2826.14	87.52	-580.01	620.73	148.60	-27.29	191.66	-190.16	-25.05
-121.53	930.68	1035.32	2827.48	93.47	-625.17	669.06	159.31	-25.33	177.42	-174.93	-21.60
-120.57	928.39	1037.76	2828.65	98.90	-666.62	713.43	169.10	-23.36	163.17	-159.73	-18.21
-119.69	926.32	1039.99	2829.77	103.82	-704.37	753.83	178.00	-21.36	148.93	-144.53	-14.76
-118.9	924.45	1041.99	2830.75	108.22	-738.46	790.29	185.97	-19.35	134.67	-129.30	-11.29
-118.2	922.79	1043.76	2831.62	112.11	-768.90	822.89	193.10	-17.33	120.44	-114.10	-7.82
-117.57	921.34	1045.32	2832.42	115.47	-795.70	851.56	199.26	-15.29	106.20	-98.90	-4.34
-117.04	920.10	1046.66	2833.09	118.33	-818.92	876.39	204.54	-13.24	91.98	-83.67	-0.76
-116.59	919.06	1047.76	2833.64	120.66	-838.52	897.39	208.97	-11.19	77.75	-68.47	2.73
-116.22	918.25	1048.62	2834.08	122.47	-854.54	914.52	212.45	-9.13	63.53	-53.23	6.31
-115.94	917.63	1049.29	2834.44	123.77	-866.99	927.86	215.07	-7.06	49.29	-38.03	9.83
-115.75	917.21	1049.76	2834.70	124.55	-875.88	937.39	216.81	-4.99	35.07	-22.83	13.37
-115.64	917.01	1049.96	2834.81	124.83	-881.23	943.09	217.63	-2.91	20.85	-7.60	16.97
-115.64	917.01	1049.96	2834.81	124.83	-883.19	944.99	217.53	-0.84	6.64	0.00	9.11
			2834.81				217.63				-54.22



Can Dunis 22-Junio-05

b) Mínimo axil + Flector concomitante

El axil mínimo se obtiene con:

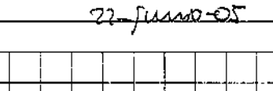
- Peso propio
- Cargas permanentes (G2)
- Tráfico
- Reacción mínima en los puntillos

(Ver todo seguro en la combinación de subpresión, no el simultante)

Determinación del esquema estático:

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que el terreno está totalmente comprimido.

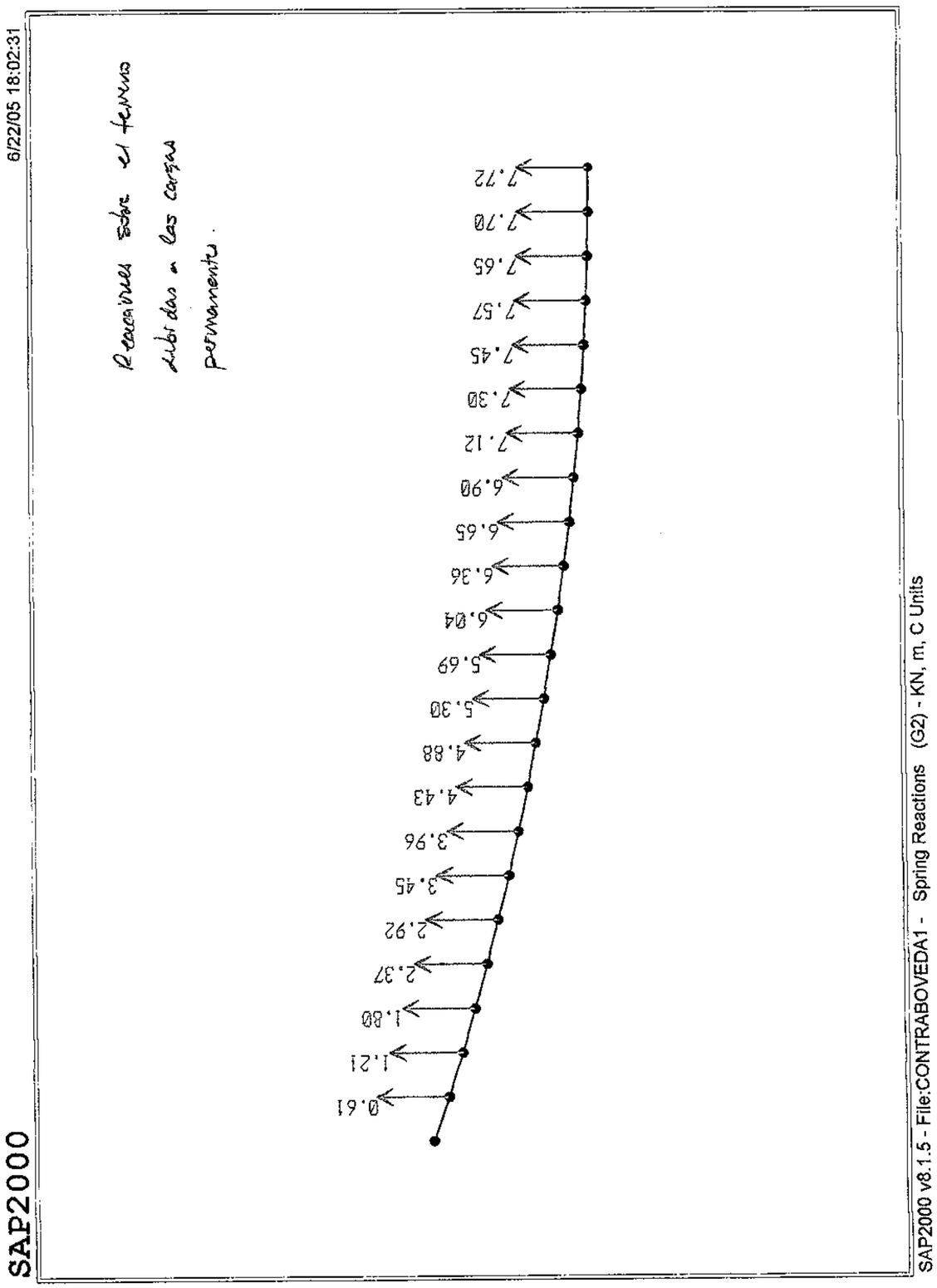
→ Archivo SAP: CONTRABÓVEDA 2. SUP



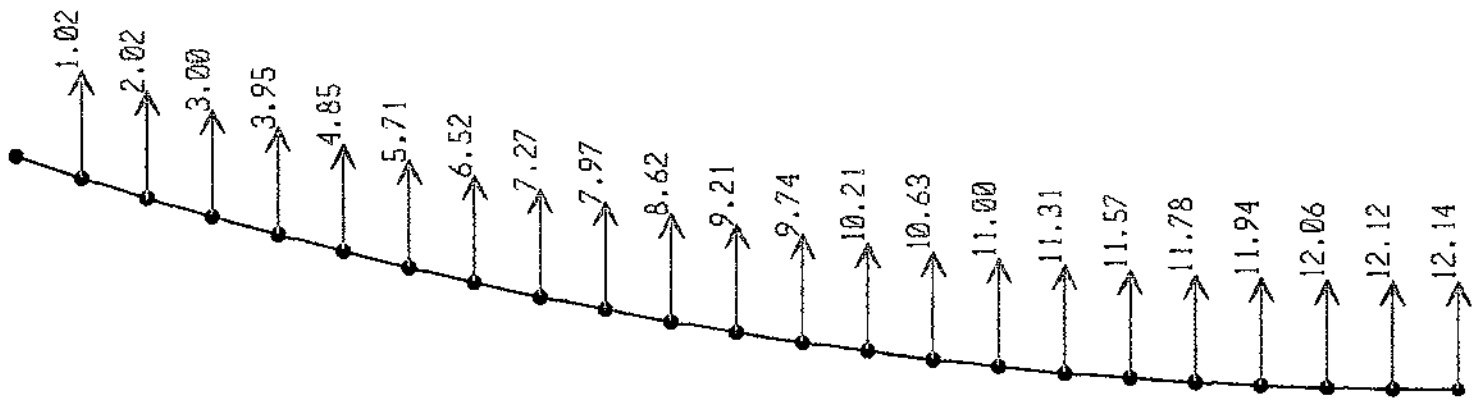
Combinación de acciones:

1,35 g_1 + 1,50 g_2 + 1,50 Tráfico + 1,00 Rmin puntillas

NOTE BOOK

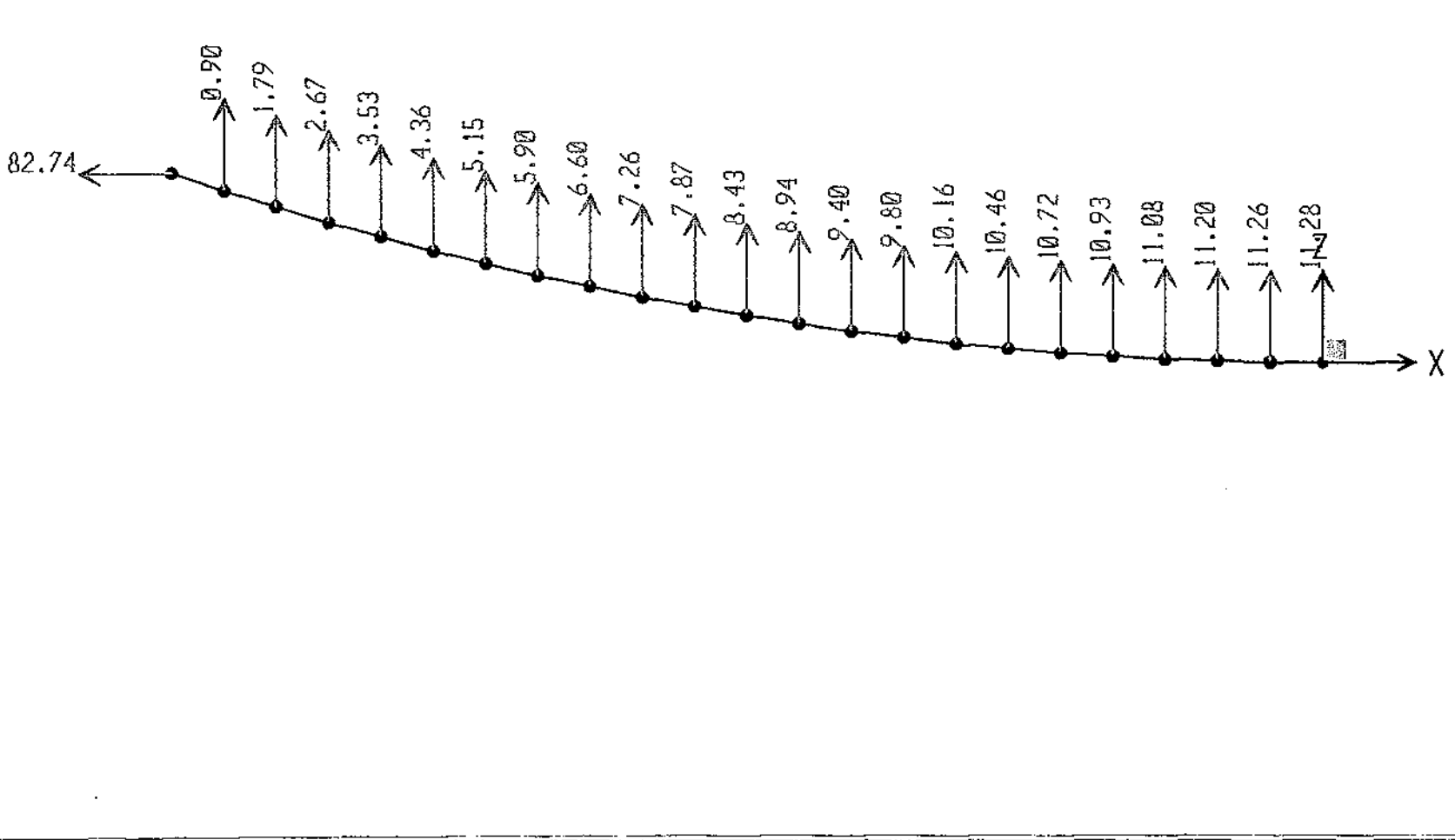


Reacciones sobre el terreno debidas a la reacción en los puntales sobre la contrabóveda



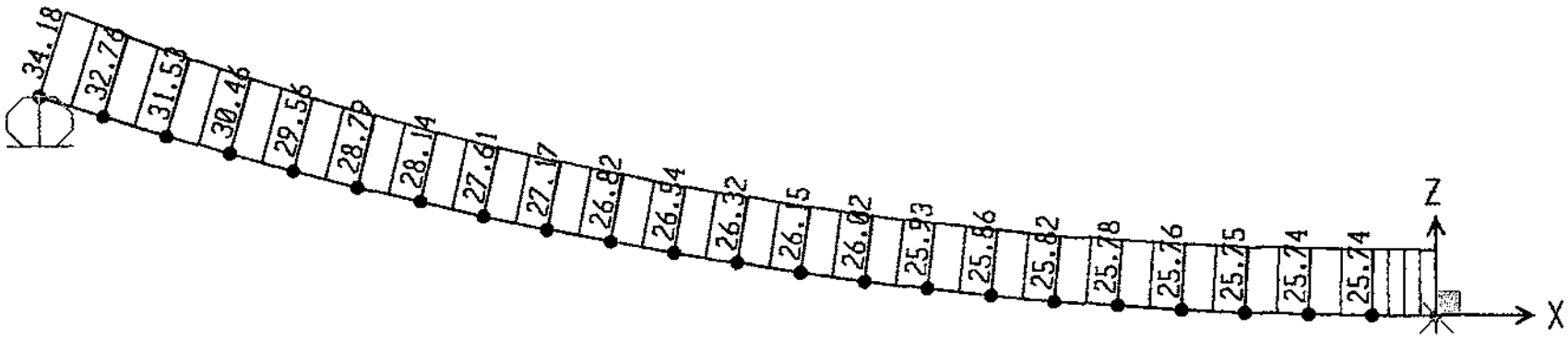
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMIN) - KN, m, C Units

Reacciones sobre el terreno debidas al tráfico.



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (TRAFICO) - KN, m, C Units

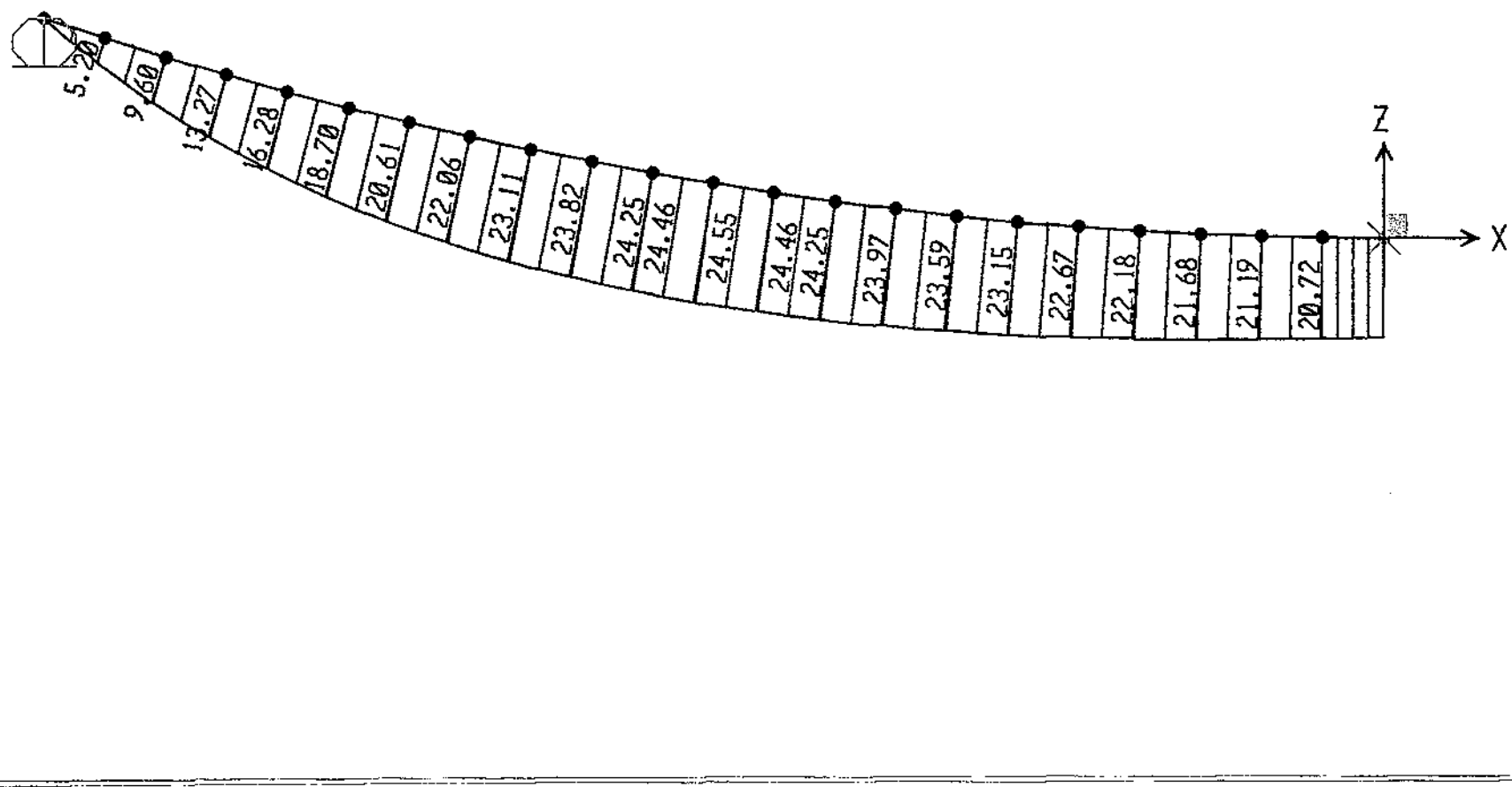
SAP2000 6/22/05 18:05:55



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000 6/22/05 18:05:48

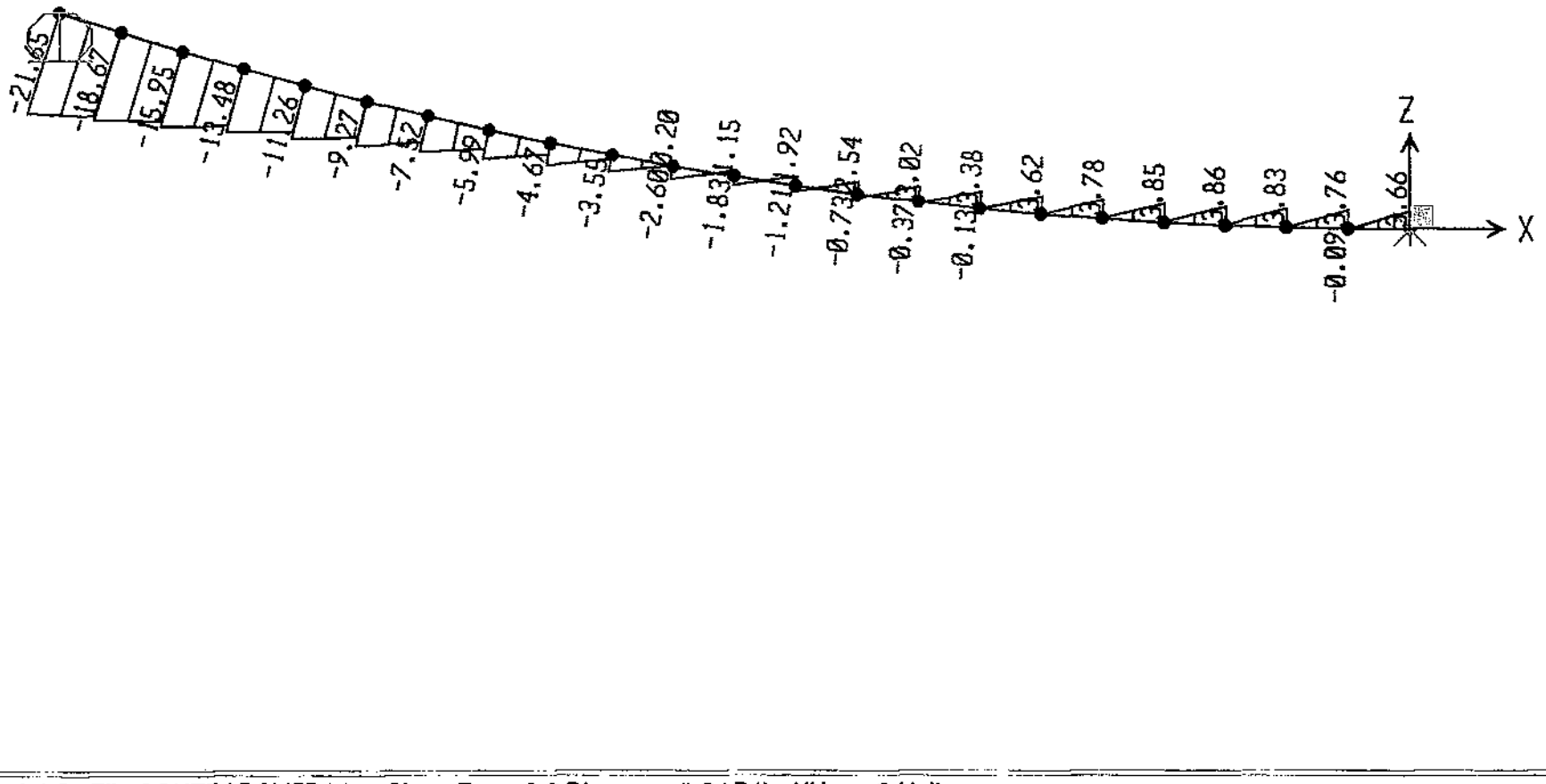


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(23)

SAP2000

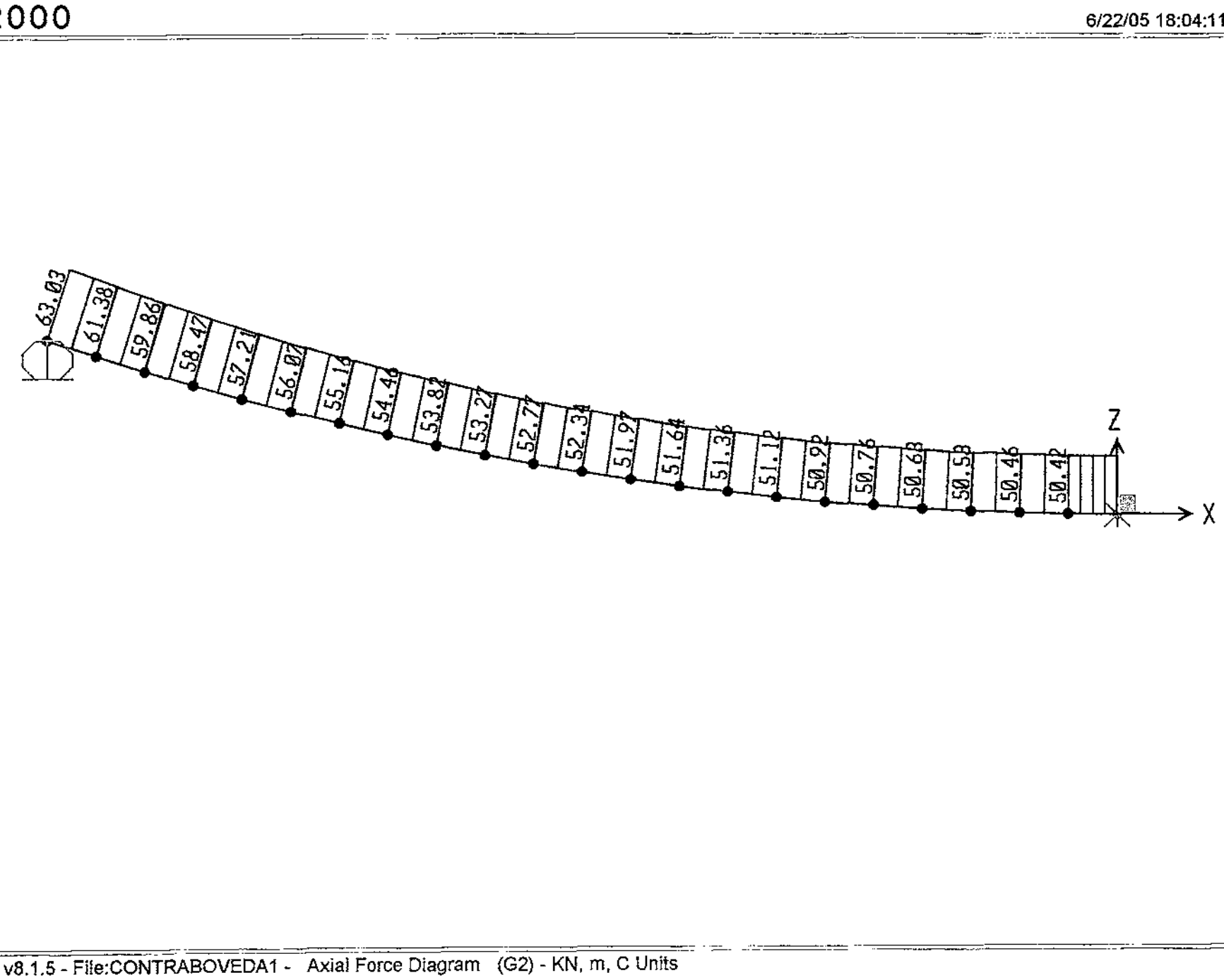
6/22/05 18:06:03



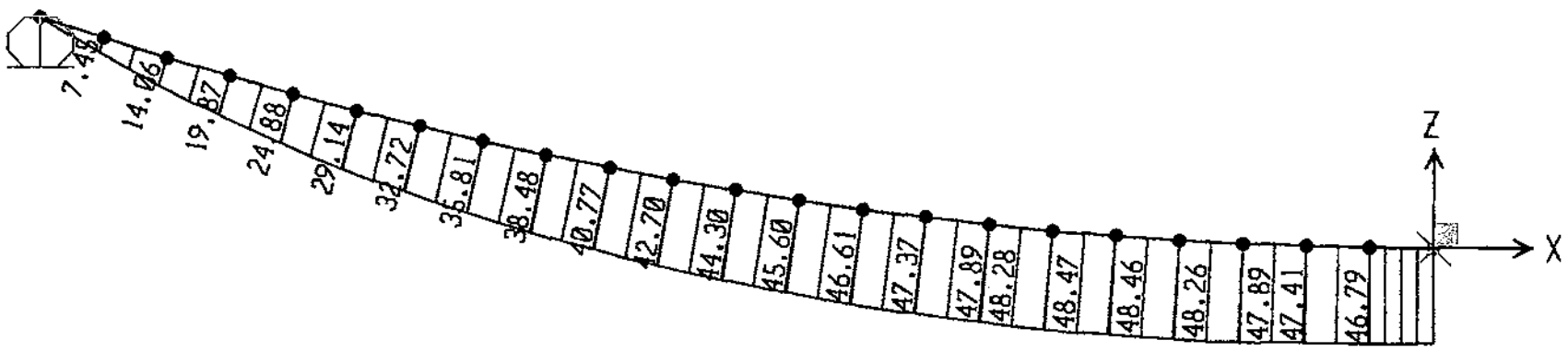
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

6/22/05 18:04:11

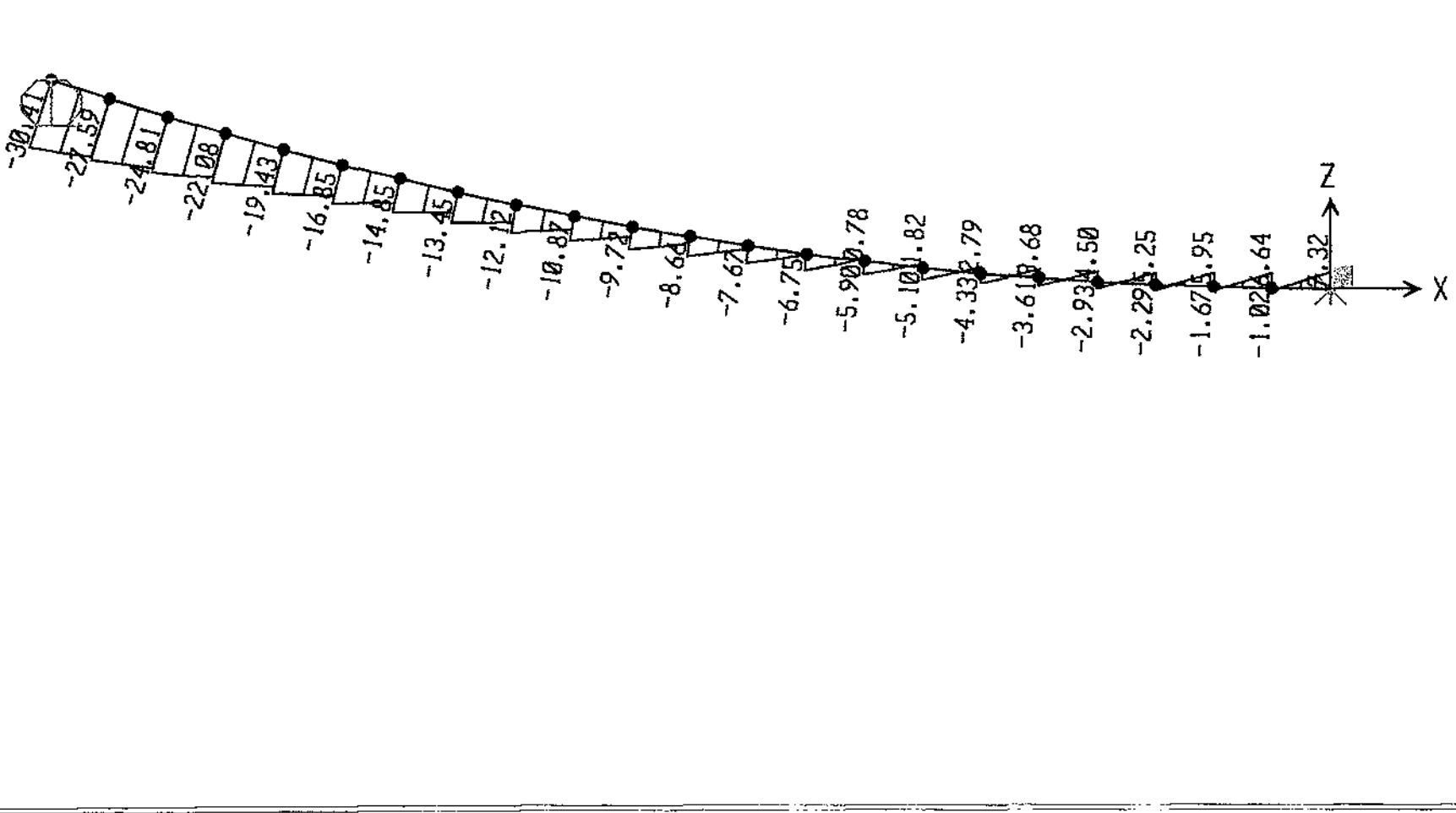


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (G2) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

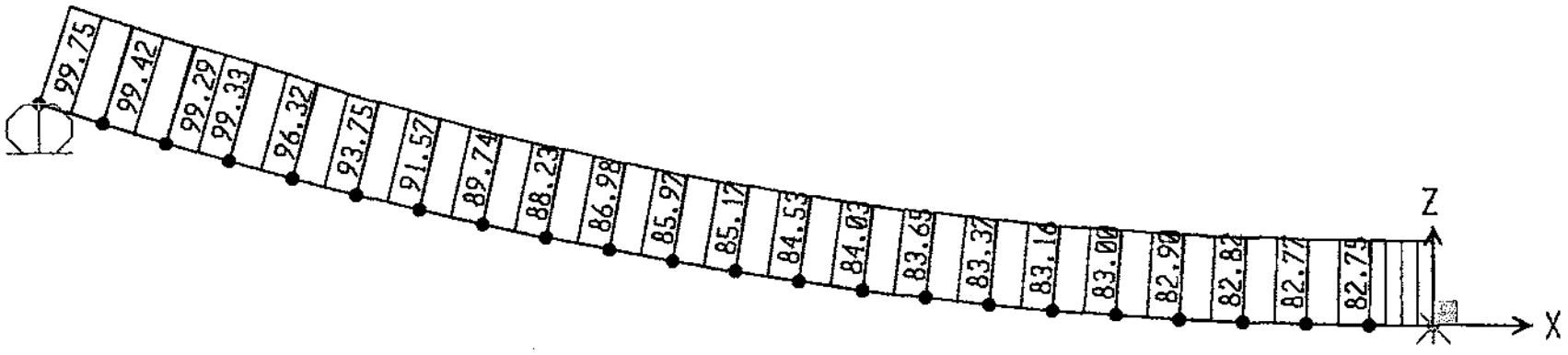
(2)



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units

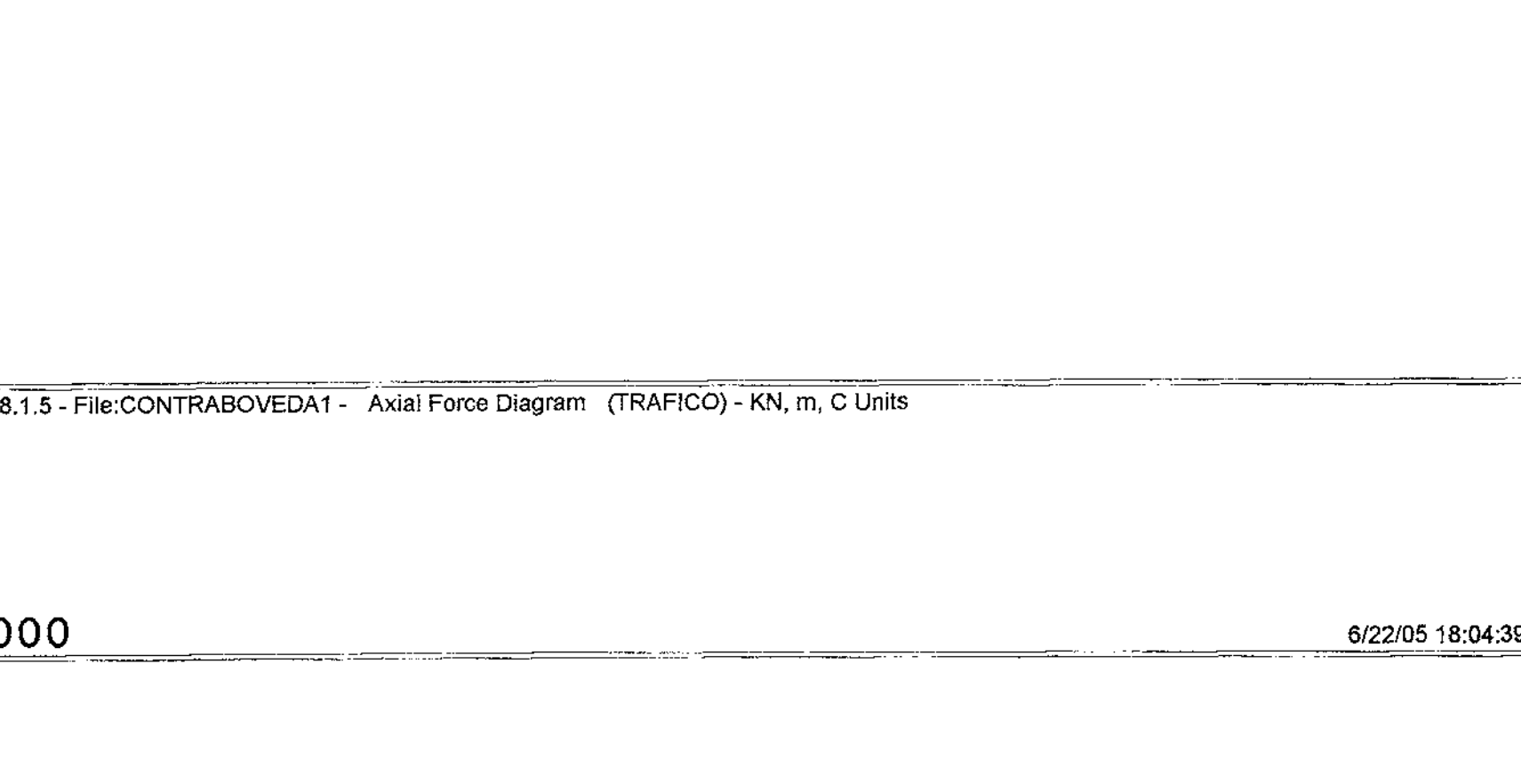
(3)

SAP2000 6/22/05 18:04:47



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

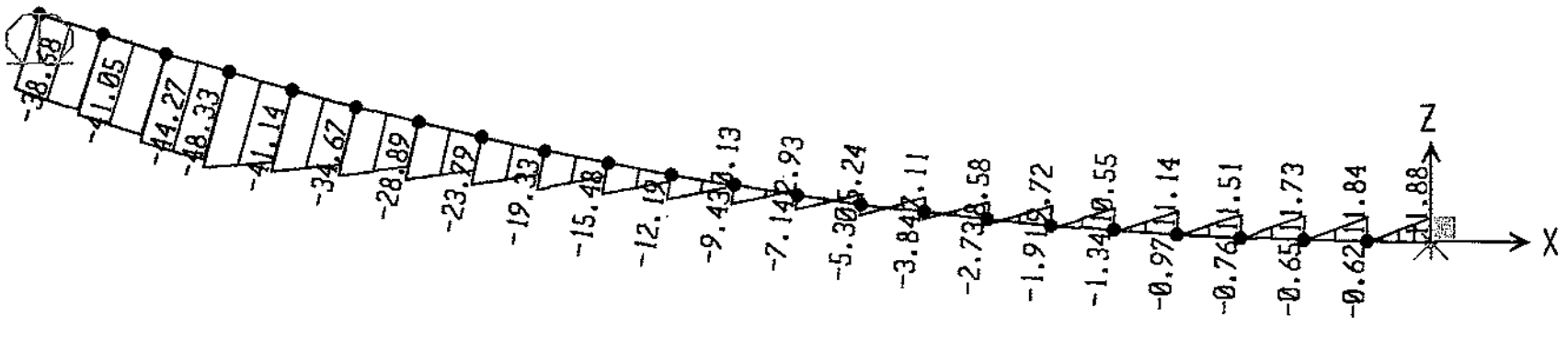
SAP2000 6/22/05 18:04:39



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

SAP2000

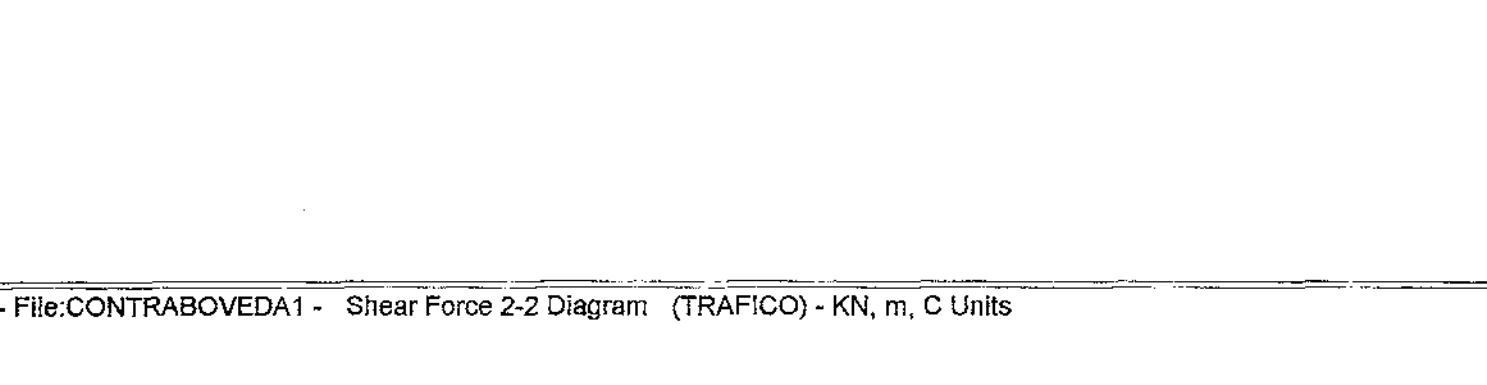
6/22/05 18:05:03



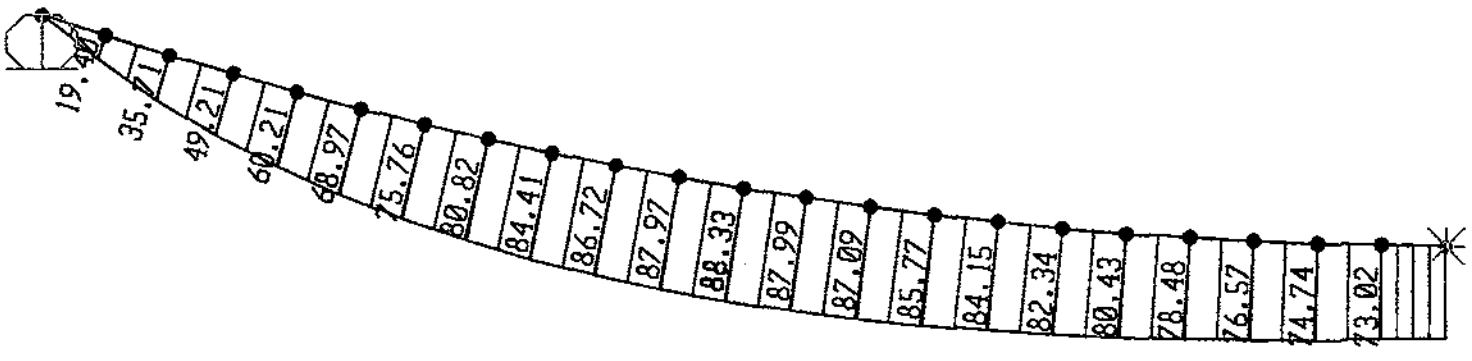
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

SAP2000

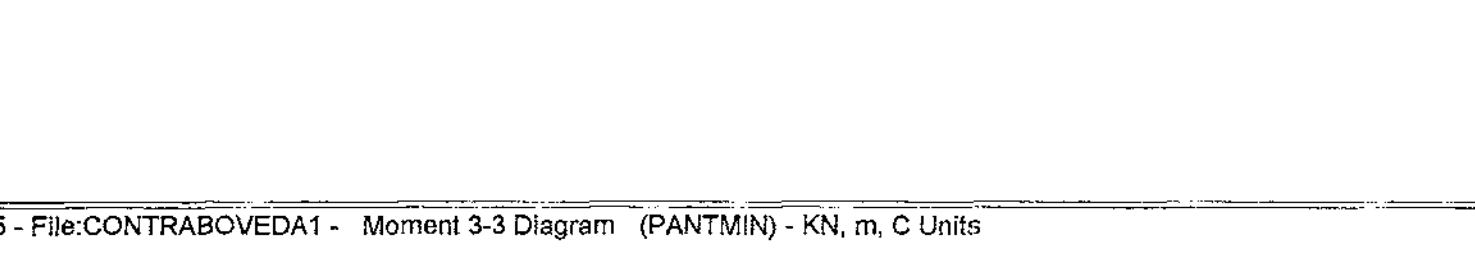
6/22/05 18:20:47



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

CONTRABOVEDA DE CANTO 0,60m

MÍNIMO AXIL CON FLECTORES CONCOMITANTES:

AXILES					FLECTORES					CORTANTES				
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-34.18	-63.03	-99.75	817.71	527.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-21.65	-30.41	-38.68	-73.75	-206.61
-32.76	-61.38	-99.42	818.44	533.01	5.20	7.45	10.18	19.40	52.87	-18.67	-27.59	-41.05	-62.28	-190.44
-31.53	-59.86	-99.29	818.71	537.42	9.60	14.06	20.92	35.71	101.14	-15.95	-24.81	-44.27	-51.82	-176.97
-30.46	-58.47	-99.33	818.60	540.78	13.27	19.87	32.46	49.21	145.62	-13.48	-22.08	-48.33	-42.37	-166.18
-29.56	-57.21	-96.32	818.14	547.94	16.28	24.88	43.44	60.21	184.67	-11.26	-19.43	-41.14	-33.89	-139.95
-28.79	-56.07	-93.75	817.40	553.80	18.70	29.14	52.51	68.97	216.69	-9.27	-16.85	-34.87	-26.37	-116.16
-28.14	-55.18	-91.57	816.42	558.34	20.61	32.72	59.87	75.76	242.47	-7.52	-14.85	-28.89	-19.75	-95.51
-27.61	-54.46	-89.74	815.25	561.68	22.06	35.81	65.72	80.82	262.90	-5.99	-13.45	-23.79	-14.01	-77.96
-27.17	-53.82	-88.23	813.95	564.20	23.11	38.48	70.24	84.41	278.69	-4.67	-12.12	-19.33	-9.07	-62.55
-26.82	-53.27	-86.98	812.55	565.97	23.82	40.77	73.61	86.72	290.45	-3.55	-10.87	-15.48	-4.91	-49.23
-26.54	-52.77	-85.97	811.10	567.16	24.25	42.70	75.98	87.97	298.73	-2.5	-9.72	-12.19	-1.45	-37.69
-26.32	-52.34	-85.17	809.63	567.83	24.55	44.30	77.51	88.33	304.19	-1.5	-8.66	-9.43	1.35	-27.81
-26.15	-51.97	-84.53	808.18	568.13	24.46	45.60	78.33	87.99	306.91	1.50	-7.67	-4.15	3.56	-12.15
-26.02	-51.64	-84.03	806.79	568.16	24.25	46.61	78.85	87.09	308.02	2.54	-6.75	0	5.24	-1.46
-25.93	-51.36	-83.65	805.47	567.95	23.97	47.37	78.44	85.77	306.84	3.02	-5.90	3.11	6.44	6.33
-25.86	-51.12	-83.37	804.25	567.60	23.59	47.89	77.75	84.15	304.46	3.38	-3.50	5.70	7.22	15.08
-25.82	-50.92	-83.16	803.16	567.18	23.15	48.47	76.87	82.34	301.60	3.62	-3.50	8.00	7.64	19.28
-25.78	-50.76	-83	802.21	566.77	22.67	48.46	75.79	80.43	297.41	3.78	0.00	9.22	7.76	26.69
-25.76	-50.63	-82.9	801.42	566.35	22.18	48.26	74.56	78.48	292.65	3.85	3.75	10.95	7.63	34.88
-25.75	-50.53	-82.82	800.79	566.00	21.68	47.89	73.24	76.57	287.53	3.86	3.75	11.51	7.32	35.42
-25.74	-50.46	-82.77	800.34	565.75	21.19	47.41	71.87	74.74	282.27	3.83	3.75	11.73	6.87	35.26
-25.74	-50.42	-82.75	800.07	565.57	20.72	46.79	70.47	73.02	276.88	3.76	3.75	11.84	6.35	34.81
-25.74	-50.42	-82.75	800.07	565.57	20.72	46.79	70.47	73.02	276.88	3.66	3.75	11.88	6.35	34.74
				527.40					308.02					-206.61

Cap Tunnel

22-Tramo-05

Verificación a flexión:

$N_d = 527.40\ kN/m$ — cuando la cuantía

$M_d = 308.02\ kN\cdot m/m$ — $f_{cd} = 1.20$ (Q1) (*)

(*) Dos: No se ha tenido en cuenta la subpresión (Em cuña exterior) porque en 1 Hormigón vaciado — Hormigón exterior

Axil reducido:

$$\nu_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{0.525\ MN/m}{0.60\ m^2/m \cdot 25/1.50} = 0.0525$$

(1) La cuantía de axil es favorable

Verificación a cortante:

$V_{cd} = 709.61\ kN/m$

$M_{cd} = 527.40\ kN/m$

$A_c = 1.0055\ m^2/m$

Cortante último mayorado de cortantes: $V_d = 243.4\ kN/m$ (Q1)

(2) 3004

NOTE BOOK

c) Máximo flector con axil + flectores concomitantes

c1) Máximo flector positivo con axil concomitante (Traccionando las fibras inferiores)

Se obtiene el máximo momento positivo cuando actúa:

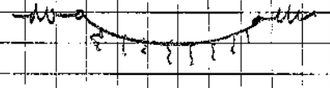
- Peso propio g_1
- Cargas permanentes g_2
- Tráfico
- Máxima reacción en una pantalla

Del lado seguro no se considera la actuación de la sobrecarga, es conservador en la comprobación y no es simultánea en el mismo.

Determinación del esquema estático

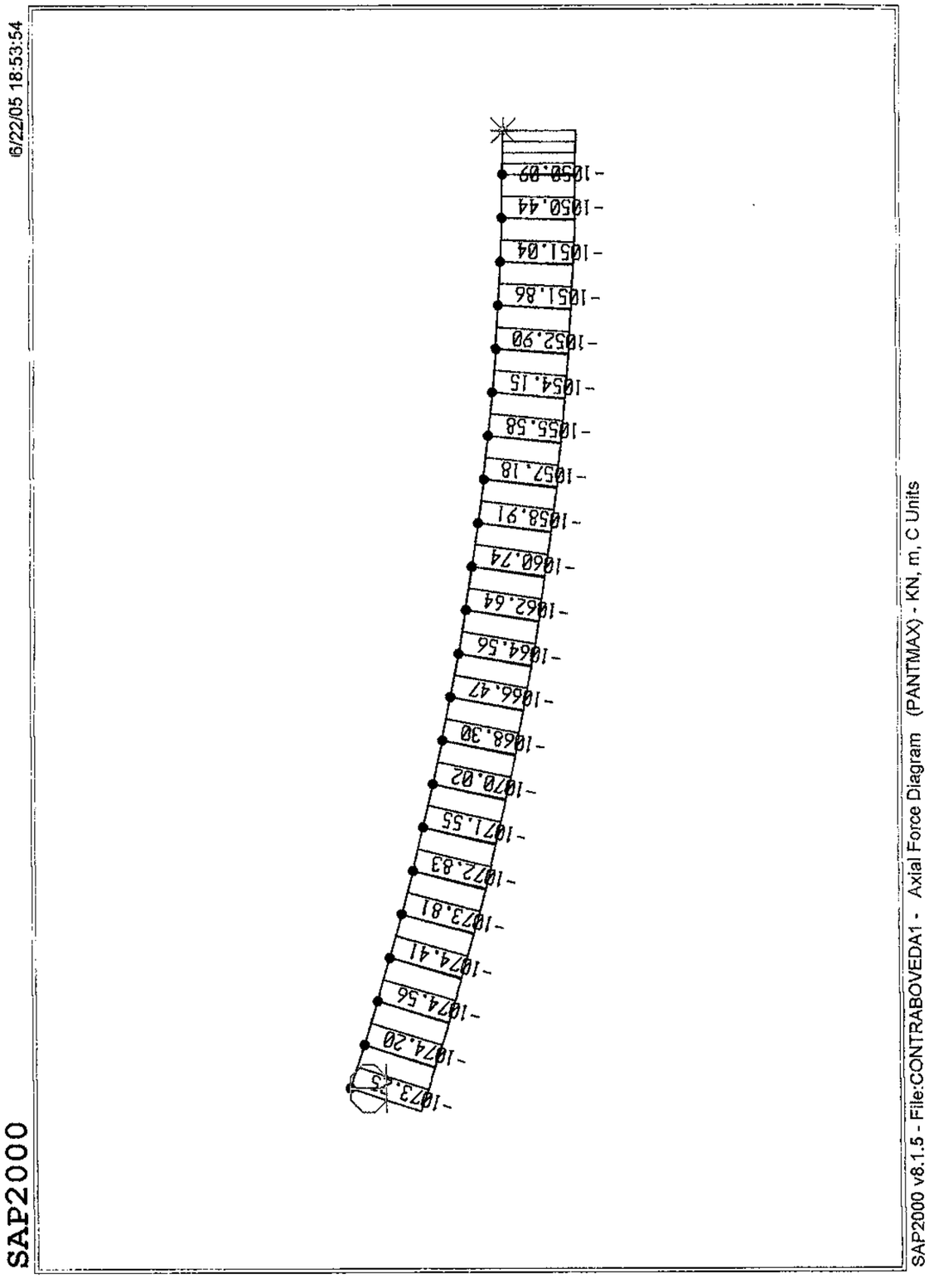
Sumando las reacciones contra el terreno resulta que éste está totalmente comprimido ← Puede consultarse en las hipótesis a) y b) anteriores

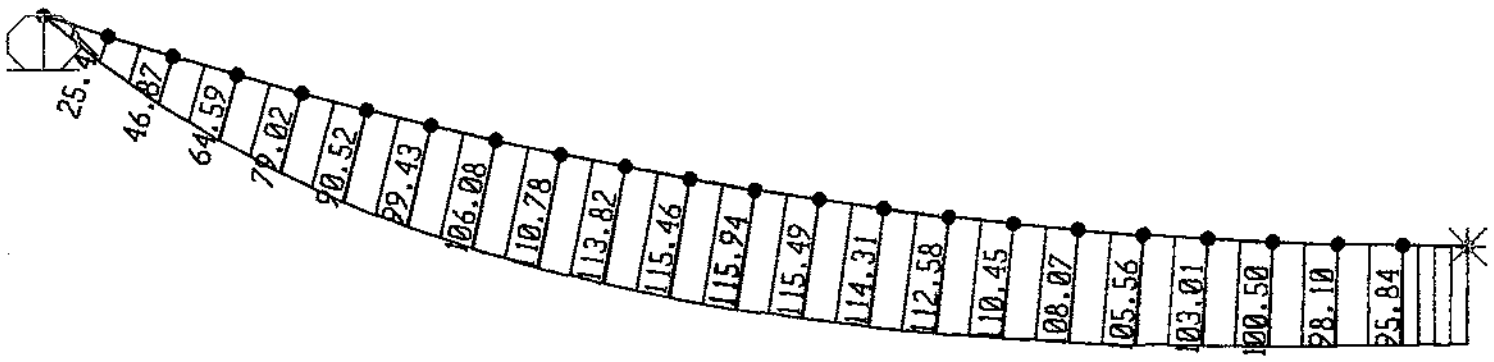
Archivo SAP: "CONTRABÓVEDA 1.SDB"



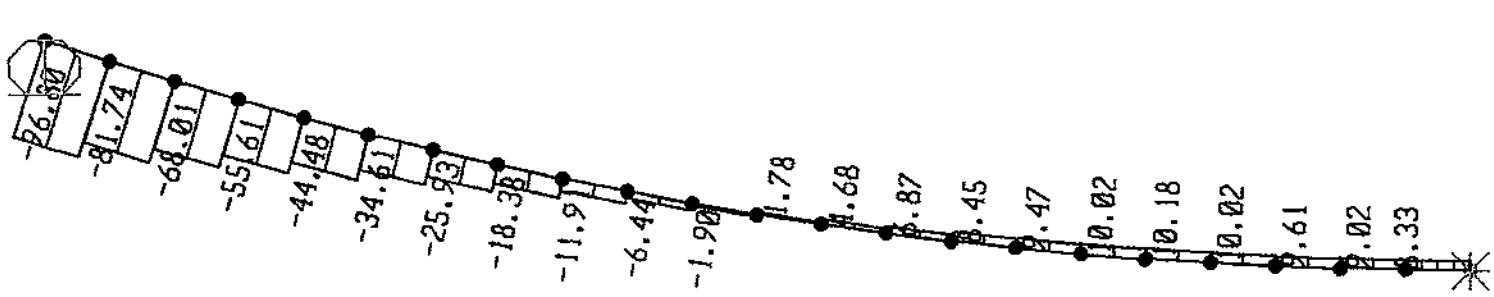
COMBINACIÓN DE ACCIONES

$1{,}35\, g_1 + 1{,}50\, g_2 + 1{,}50$ Tráfico $+ 1{,}50$ Reacción pantallas





SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO FLECTOR CON AXILES CONCOMITANTES:					(MÁXIMO FLECTOR POSITIVO)									
AXILES					FLECTORES					CORTANTES				
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-34,18	-63,03	-99,75	1073,25	1319,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-21,65	-30,41	-38,68	-96,8	-278,06
-32,76	-61,38	-99,42	1074,20	1325,87	5,20	7,45	10,16	25,47	71,67	-18,67	-27,59	-41,05	-81,74	-250,77
-31,53	-59,86	-99,29	1074,56	1330,55	9,60	14,06	20,92	46,87	135,74	-15,95	-24,81	-44,27	-68,01	-227,17
-30,46	-58,47	-99,33	1074,41	1333,79	13,27	19,87	32,46	64,59	193,29	-13,48	-22,08	-48,33	-55,61	-207,23
-29,56	-57,21	-98,32	1073,81	1340,51	16,28	24,88	43,44	79,02	242,99	-11,26	-19,43	-41,14	-44,48	-172,78
-28,79	-56,07	-93,75	1072,83	1345,65	18,70	29,14	52,51	90,52	283,50	-9,27	-16,85	-34,67	-34,61	-141,71
-28,14	-55,16	-91,57	1071,55	1349,24	20,61	32,72	59,87	99,43	315,85	-7,52	-14,85	-28,89	-25,93	-114,66
-27,61	-54,46	-89,74	1070,02	1351,46	22,06	35,81	65,72	106,08	341,20	-5,99	-13,45	-23,79	-18,38	-91,52
-27,17	-53,82	-88,23	1068,30	1352,70	23,11	38,48	70,24	110,78	360,45	-4,67	-12,12	-19,33	-11,91	-71,34
-26,82	-53,27	-86,98	1066,47	1353,12	23,82	40,77	73,61	113,82	374,46	-3,55	-10,87	-15,48	-6,44	-53,98
-26,54	-52,77	-85,97	1064,56	1352,90	24,25	42,70	75,98	115,46	383,95	-2,5	-9,72	-12,19	-1,9	-39,09
-26,32	-52,34	-85,17	1062,64	1352,16	24,55	44,30	77,51	115,94	389,77	-1,5	-8,66	-9,43	1,78	-26,49
-26,15	-51,97	-84,53	1060,74	1351,06	24,46	45,60	78,33	115,49	392,15	1,50	-7,67	-4,15	4,68	-8,69
-26,02	-51,64	-84,03	1058,91	1349,73	24,25	46,61	78,85	114,31	392,39	2,54	-6,75	0	6,87	3,61
-25,93	-51,36	-83,65	1057,18	1348,25	23,97	47,37	78,44	112,58	389,94	3,02	-5,90	3,11	8,45	12,57
-25,86	-51,12	-83,37	1055,58	1346,72	23,59	47,89	77,75	110,45	385,98	3,38	-3,50	5,70	9,47	22,07
-25,82	-50,92	-83,16	1054,15	1345,25	23,15	48,47	76,87	108,07	381,37	3,62	-3,50	8,00	10,02	26,67
-25,78	-50,76	-83	1052,90	1343,91	22,67	48,46	75,79	105,56	375,32	3,78	0,00	9,22	10,18	34,20
-25,76	-50,63	-82,9	1051,86	1342,72	22,18	48,26	74,56	103,01	368,69	3,85	3,75	10,95	10,02	42,28
-25,75	-50,53	-82,82	1051,04	1341,77	21,68	47,89	73,24	100,50	361,71	3,86	3,75	11,51	9,61	42,52
-25,74	-50,46	-82,77	1050,44	1341,07	21,19	47,41	71,87	98,10	354,68	3,83	3,75	11,73	9,02	41,92
-25,74	-50,42	-82,75	1050,09	1340,63	20,72	46,79	70,47	95,84	347,62	3,76	3,75	11,84	8,33	40,96
-25,74	-50,42	-82,75	1050,09	1340,63	20,72	46,79	70,47	95,84	347,62	3,66	3,75	11,88	8,33	40,88
				1319,56					392,39					-278,06

1,35 g1 + 1,50 g2 + 1,50 Tráfico + 1,50 Reac. pantallas

Con Fuente

Verificación a Flexión

Md = 1232 kNm/m

Md = 892,4 kNm/m

Axil reducido:

Verificación a Cortante

Vd = 278,06 kN/m

Nd = 1320 kg/m

As = 10,052 cm²/m

Cortante critico en armadura de cortante

Vu2 = 330,8 kN/m (OK!)

CUANTÍA MÍNIMA

CSA = 4,43 (OK!)

$\nu = \frac{Nd}{Ac \cdot fcd} = \frac{4,529 \text{ MN}}{0,60 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1450} = 0,1559$

Cualquier cuantía axil superior cumplirá

cumplirá con la limitación

c2) Máximo flecta con axil y esfuerzos concomitantes (Traccionando fibra superiores).

Se obtiene el máximo momento negativo cuando actúa:

- Peso Propio (g)
- Máxima subpresión
- Máxima reacción de las pantallas
- Gravera global de la estructura (#)

Determinación del esquema estático: (CASO)

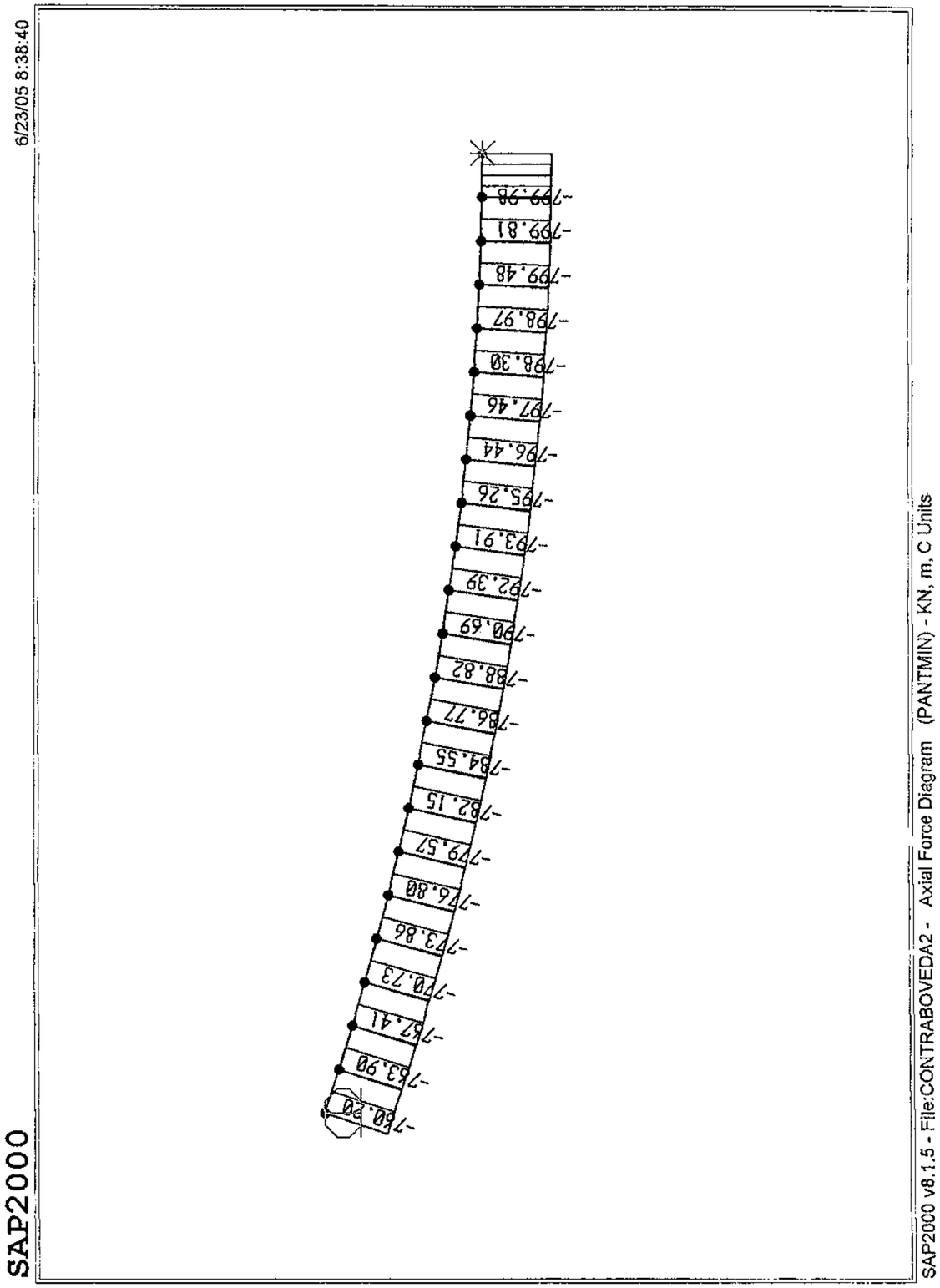
Suponde las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores (recuerda que el terreno está totalmente traccionado. Ver fig. hipótesis a) b) y c) anteriores)

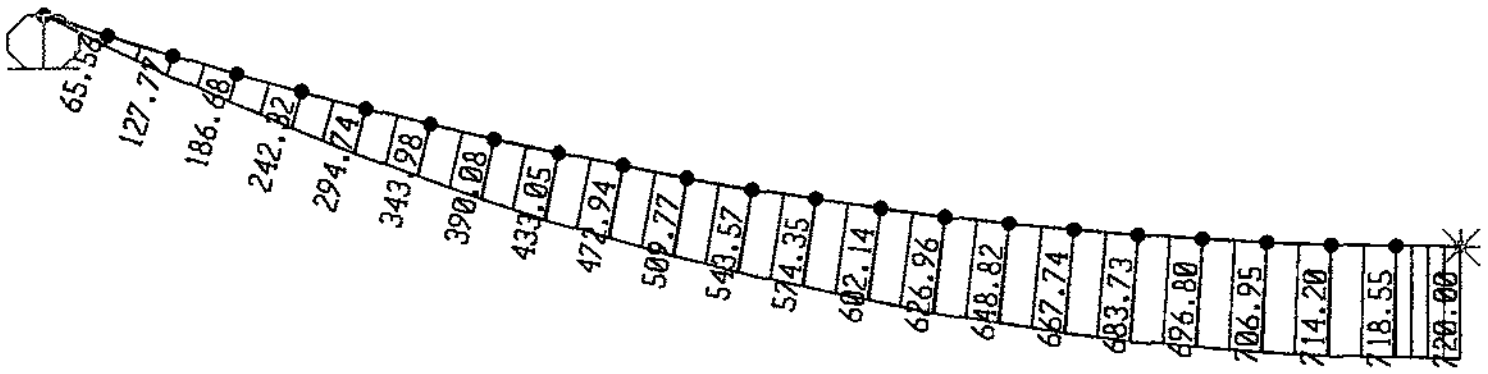
Archivo SAP: " CONTRABÓVEDA 2 SDB"

(#) Si hay levantamiento un fiscal efecto

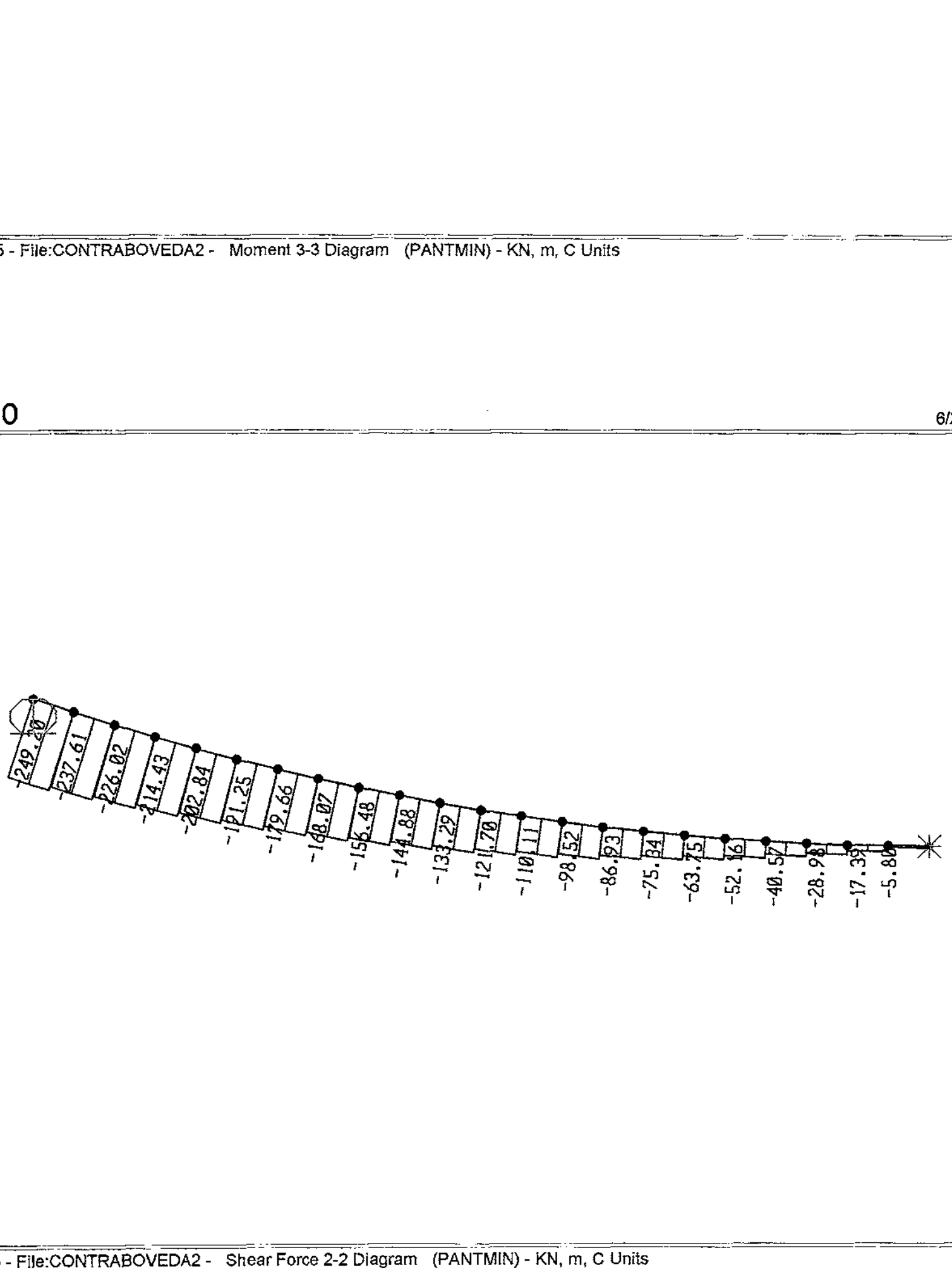
Combinación de acciones:

1,00g + 1,60 Resto pantallas + 1,60 Subpresión





SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES (MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	965.79	760.19	2072.86	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	320.09	-249.189601	187.18
-134.16	961.25	763.90	2071.61	11.02	-80.40	65.57	-44.01	-42.07	305.80	-237.608837	179.03
-132.4	956.94	767.40	2070.41	21.55	-156.69	127.77	-85.72	-40.33	291.53	-226.028073	170.94
-130.73	952.86	770.70	2069.27	41.08	-228.93	186.66	-115.65	-38.55	277.24	-214.421912	162.89
-129.15	949.03	773.85	2068.25	50.10	-297.18	242.31	-153.37	-36.74	262.97	-202.841148	154.87
-127.66	945.43	776.80	2067.28	58.60	-361.48	294.75	-188.86	-34.91	248.71	-191.234988	146.92
-126.26	942.03	779.54	2066.32	66.60	-421.86	343.97	-222.22	-33.04	234.44	-179.654223	138.96
-124.94	938.86	782.13	2065.49	74.08	-478.39	390.06	-253.44	-31.15	220.18	-168.073459	131.05
-123.72	935.92	784.55	2064.70	81.06	-531.08	433.03	-282.52	-29.23	205.91	-156.467299	123.17
-122.58	933.19	786.76	2063.96	87.52	-580.01	472.93	-309.56	-27.29	191.66	-144.886534	115.31
-121.53	930.68	788.81	2063.31	93.47	-625.17	509.76	-334.53	-25.33	177.42	-133.280374	107.52
-120.57	928.39	790.67	2062.68	98.90	-666.62	543.56	-357.48	-23.36	163.17	-121.69961	99.69
-119.69	926.32	792.37	2062.16	103.82	-704.37	574.34	-378.40	-21.36	148.93	-110.118845	91.91
-118.9	924.45	793.89	2061.66	108.22	-738.46	602.12	-397.35	-19.35	134.67	-98.5126849	84.15
-118.2	922.79	795.24	2061.22	112.11	-768.90	626.96	-414.28	-17.33	120.44	-86.9319207	76.39
-117.57	921.34	796.43	2060.87	115.47	-795.70	648.80	-429.28	-15.29	106.20	-75.3511565	68.66
-117.04	920.10	797.45	2060.56	118.33	-818.92	667.72	-442.32	-13.24	91.98	-63.7449959	60.99
-116.59	919.06	798.29	2060.29	120.66	-838.52	683.72	-453.39	-11.19	77.75	-52.1642317	53.27
-116.22	918.25	798.95	2060.09	122.47	-854.54	696.78	-462.56	-9.13	63.53	-40.5580711	45.60
-115.94	917.63	799.45	2059.95	123.77	-866.99	706.93	-469.78	-7.06	49.29	-28.9773069	37.90
-115.75	917.21	799.81	2059.87	124.55	-875.88	714.20	-475.07	-4.99	35.07	-17.3965427	30.22
-115.64	917.01	799.96	2059.84	124.83	-881.23	718.54	-478.47	-2.91	20.85	-5.7903821	22.58
-115.64	917.01	799.96	2059.84	124.83	-883.19	719.99	-479.97	-0.84	6.64	0	9.11
			2072.86				-479.97				187.18

1

(bc)

Cam Tunnel 23-Tunnel-05

Verification a flexion

Hd = 4.7997 kN/m/m CSt = 2.19 (OK!)

Nd = 20.53 kN/m

Axil reducido: $\nu = \frac{20.53\ kN/m}{0.60\ m^2/m \cdot 25\ kN/m^3} = 0.25$ → en ambito de axiles bajos

Verificación a cortante:

Vd = 107.17 kN/m

Nd = 20.00 kN/m

fc = 10.055 an²/mm

Cortante último sin armadura de cortante: Vu3 = 445.5 kN/m (OK!)

NOTE BOOK

(STD)

CONTRABÓVEDA

Tramo: FEIXALLARGA – COLECTOR

Luz entre pantallas = cte = 11.00m

ACCIONES

* Peso propio + carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas
* Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura y reacción contra el terreno)
* Subpresión del agua
* Tráfico sobre contrabóveda

HIPÓTESIS de DIMENSIONAMIENTO

a) Máximo axil + flector concomitante
b) Mínimo axil + flector concomitante
c) Máximo flector + axil concomitante

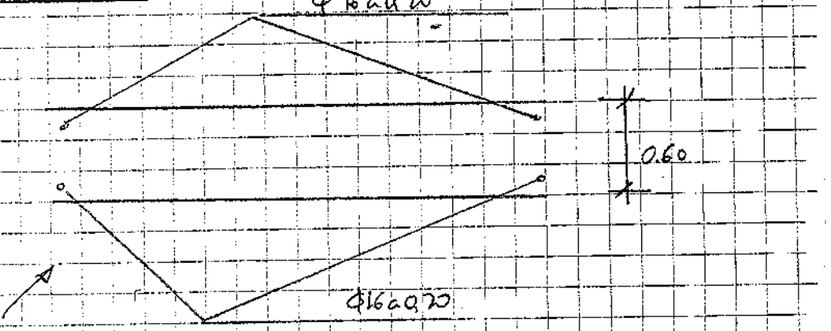
MODELO de CÁLCULO:

Ver "Nota de Cálculo" de la contrabóveda del "tramo de prueba"

M_M = 180000 kNm/m ← Rigidez del apoyo de la contrabóveda en las pantallas

(Reunión ADO (15-Sept-05)

Armadura Contrabóveda



Armadura dispuesta en el tramo de prueba

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0.04 \, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 0.60 \cdot \frac{25/1.5}{434.8} = 9.20 \, cm^2/m$ Ud

A_s disp = $10.06 cm^2/m$

La armadura dispuesta es ligeramente superior a la armadura mínima — No debe disminuirse. Se comprueba en el cuarto tramo

(Secciones críticas en que se traciona la cara superior y en las que se traciona la cara inferior — debe disponerse en las dos caras)

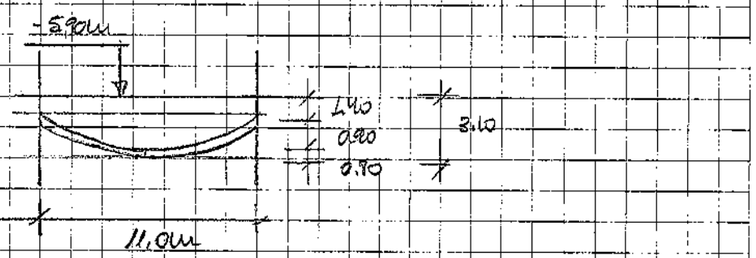
SUBPRESIÓN MÁXIMA EN CONTRABÓVEDA

Tramo 707+141,44 a 707+411,15

Z cont (la más profunda)

$$z_c = -6.359 + \frac{(141.44 - 40.006)\ 0.455}{100} = -6.359 + 0.462 = -5.897m$$

$$z\ cont = -5.897m \approx -5.90m$$



Profundidad máxima de la contrabóveda

$z = -5.90 - 1.40 - 0.80 = -8.10m$

NE piezom en $z = +2.00m$

En el análisis se considera la sobrealtura de aguas.

Columna de agua sobre la contrabóveda $h = 0.20 + 2.00 = 10.20m$

REACCIÓN DE LAS PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA

Tramo Feixa Llarga - Colector

$r_{max} = 935\ KN/m$ $r_{min} = 890\ KN/m$

DIMENSIONAMIENTO:

a) Máximo axil + flecto concomitante

El máximo axil corresponde a:

* Peso propio g_1
* Máxima reacción pantallas
* Máxima Subpresión
* Máximo descenso global de la estructura

Se trata del tramo de prueba del lado seguro

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno resulta que esta está totalmente traccionada

→ Archivo: CONTRABÓVEDA 2.SDB (en Feixa Llarga/contra

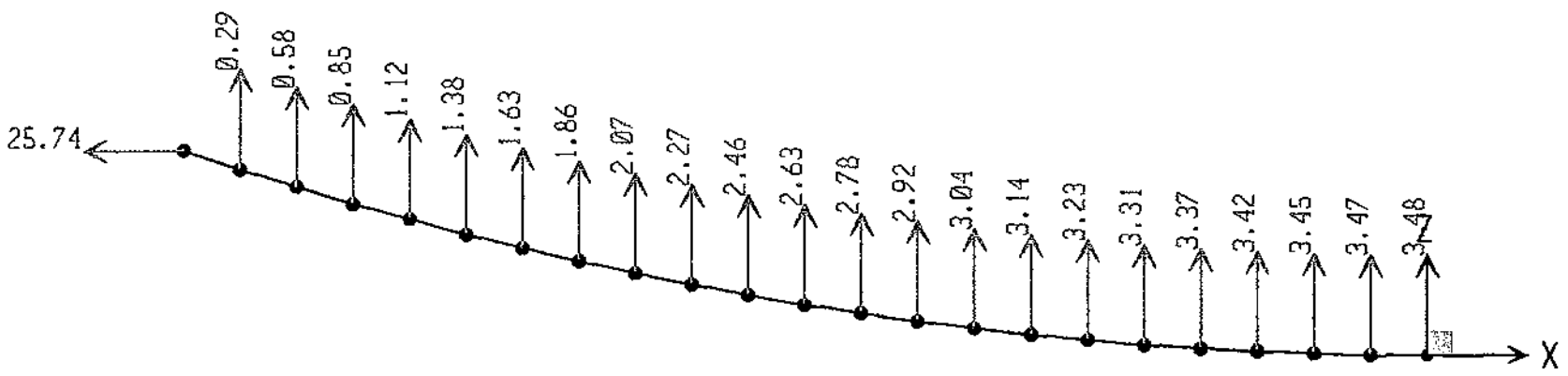
Combinación de acciones

$1.00\ g_1 + 1.50$ Reacc pantallas $+ 1.50$ Subpresión $+ 1.50$ descenso global

No tiene efecto pq no levantamiento de la contrabóveda

Para cargas etc → Ver Nota de cálculo original de la contrabóv

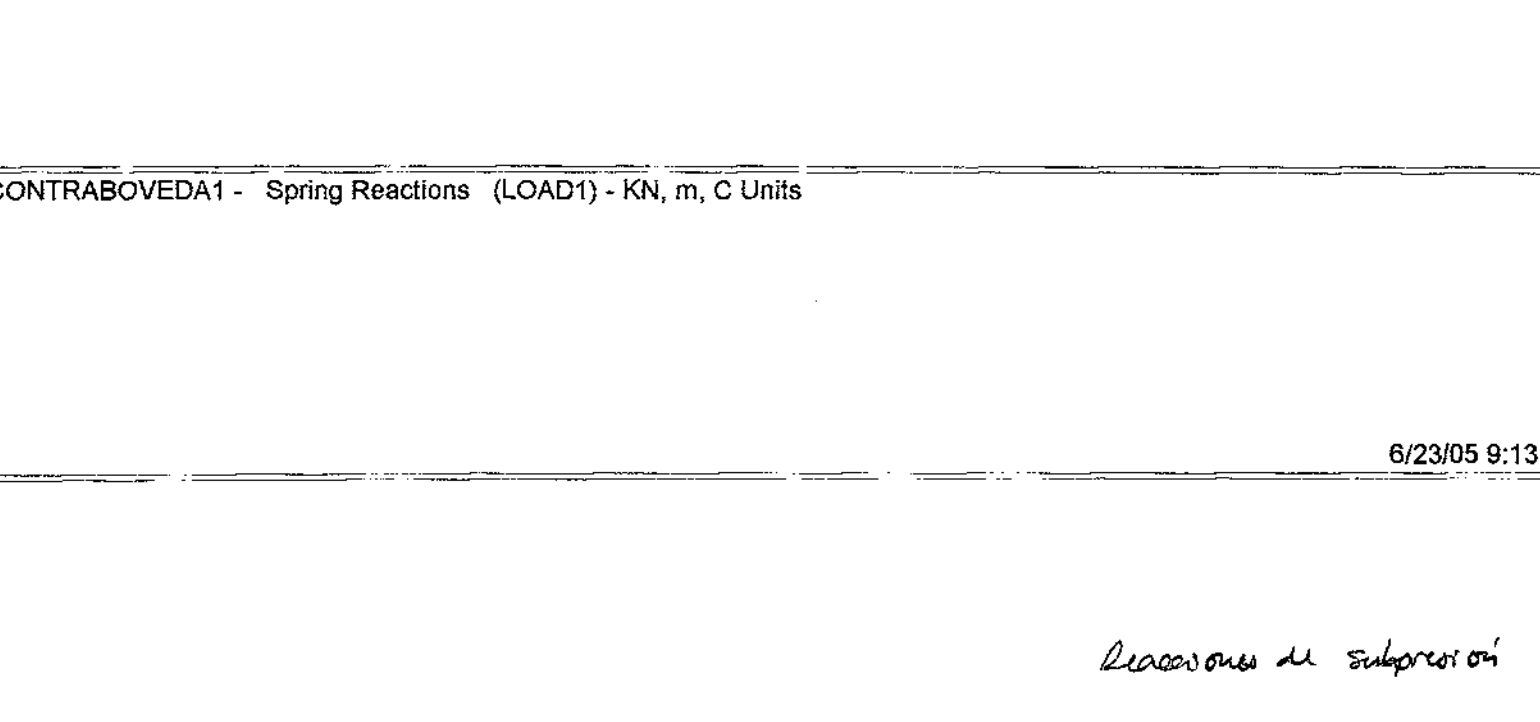
Reacciones de peso propio.



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (LOAD1) - KN, m, C Units

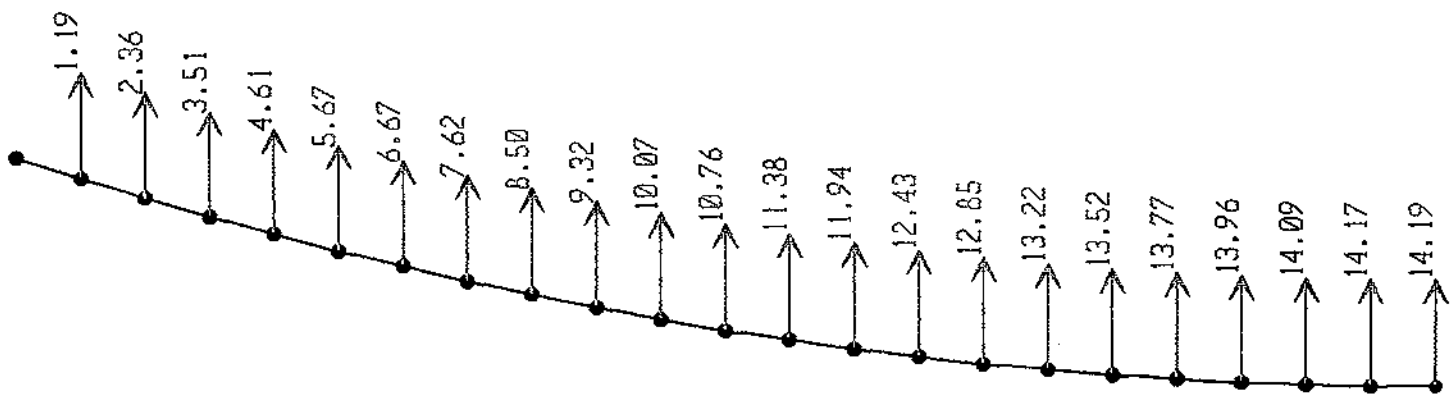
(11)

Reacciones de subpresión



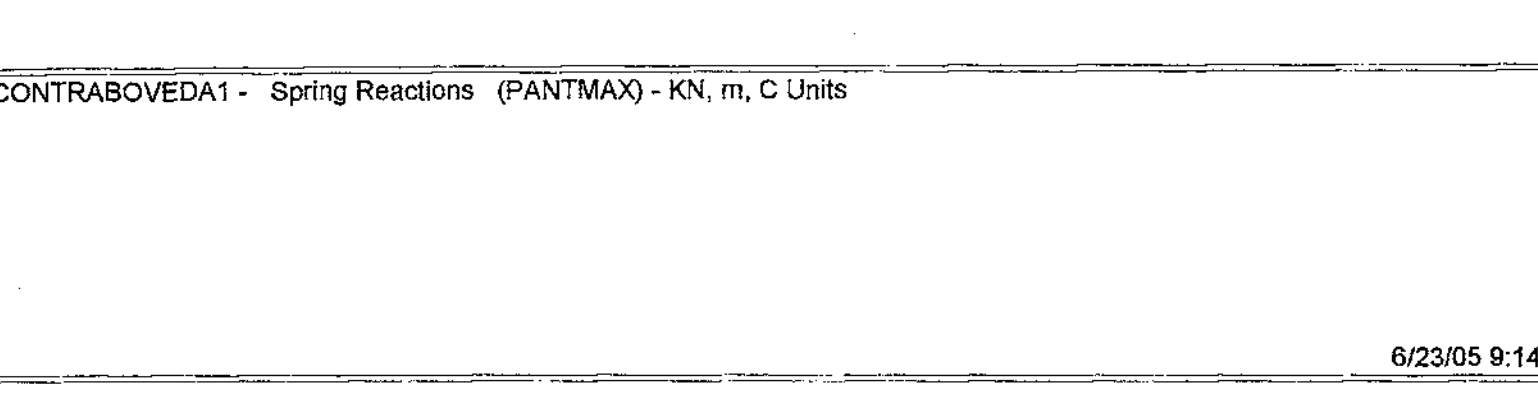
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

Reacciones debidas al apoyo de pantallas en la contrabóveda

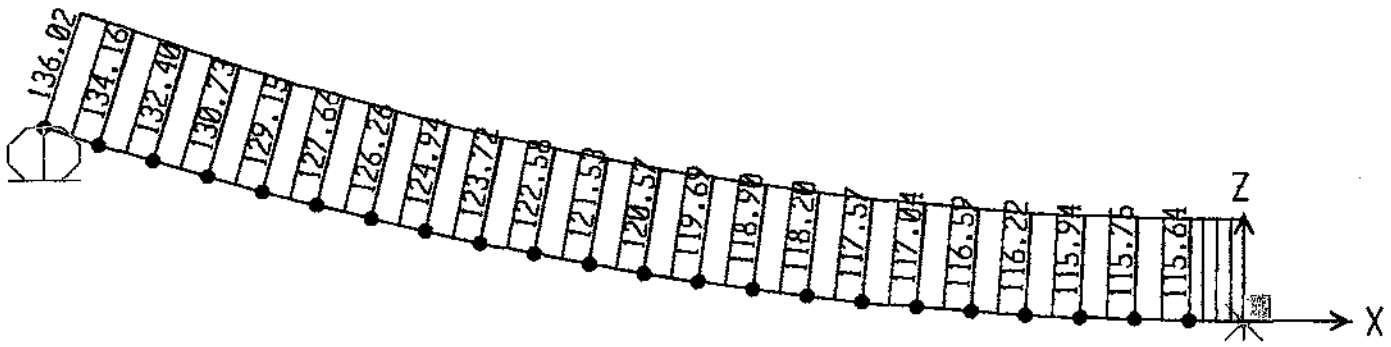


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMAX) - KN, m, C Units

Reacciones debidas al descenso global de la estructura

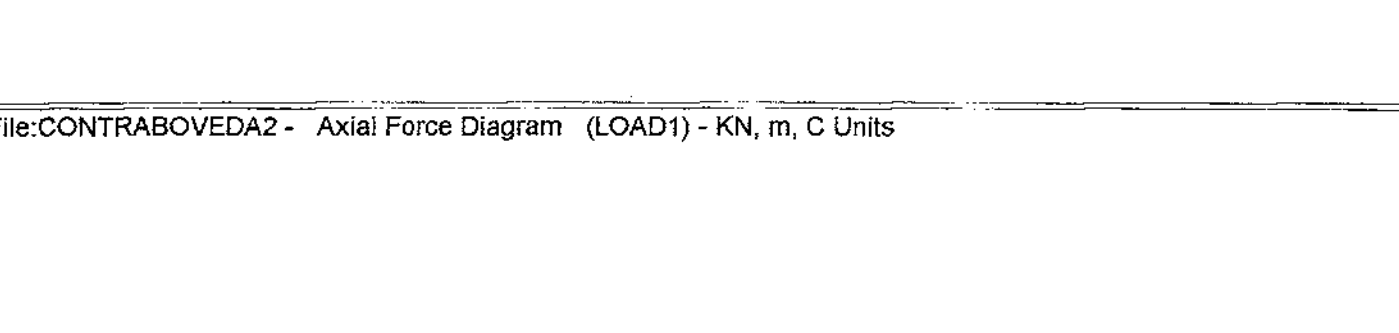


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (DESCAP) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(a)

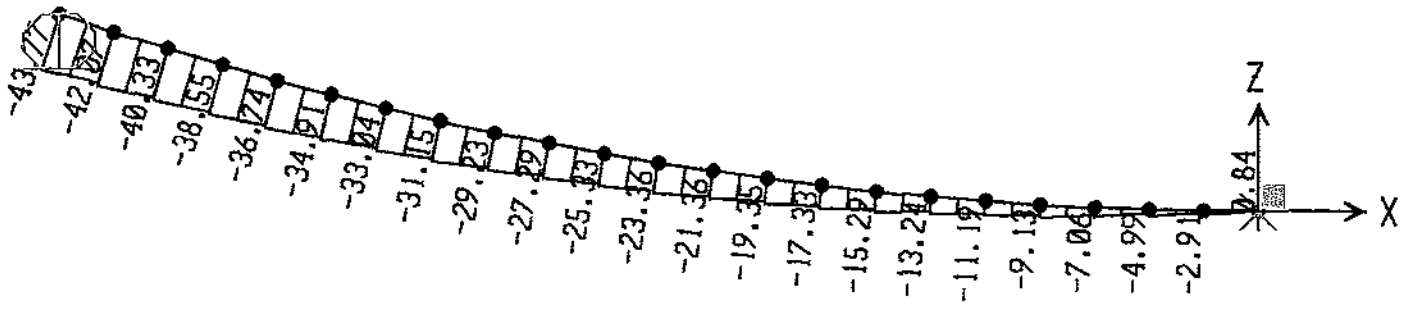


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

315

SAP2000

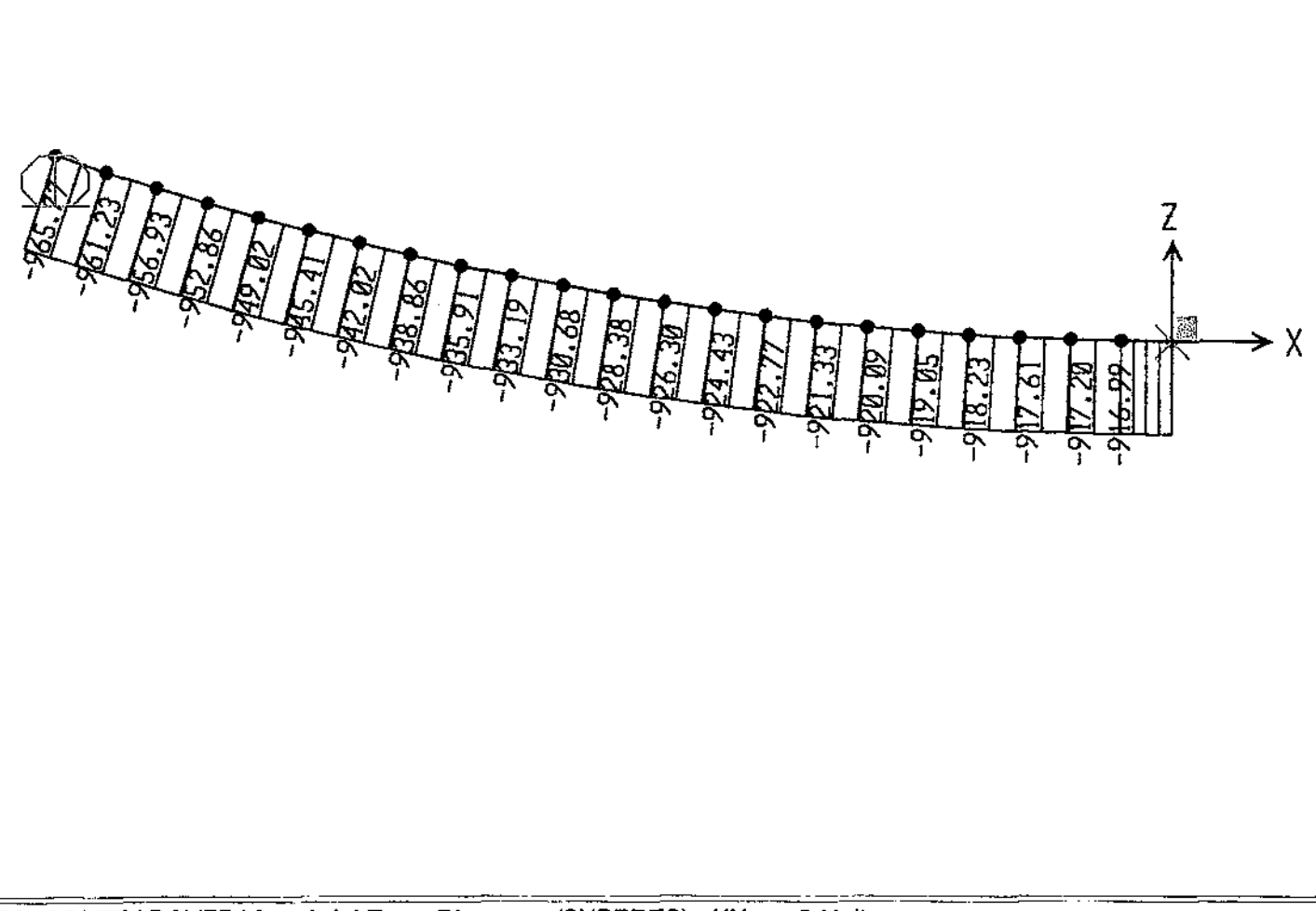
6/23/05 9:42:49



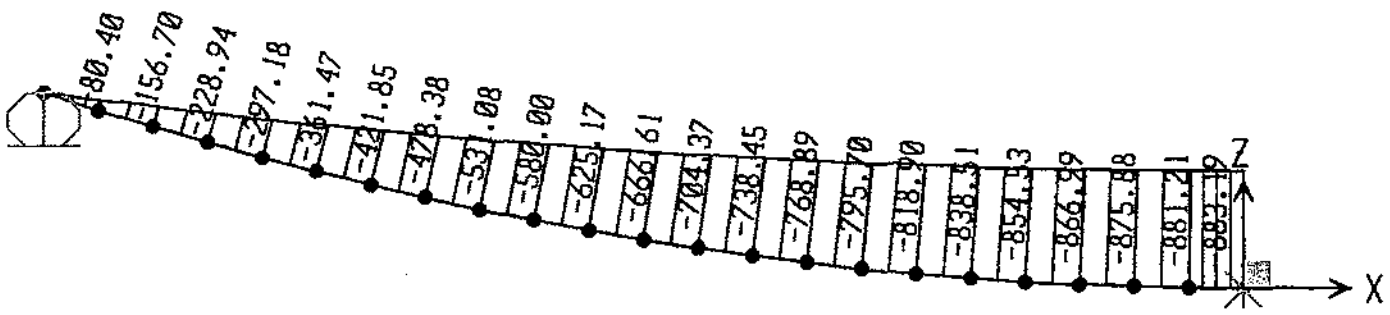
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

6/23/05 9:43:16

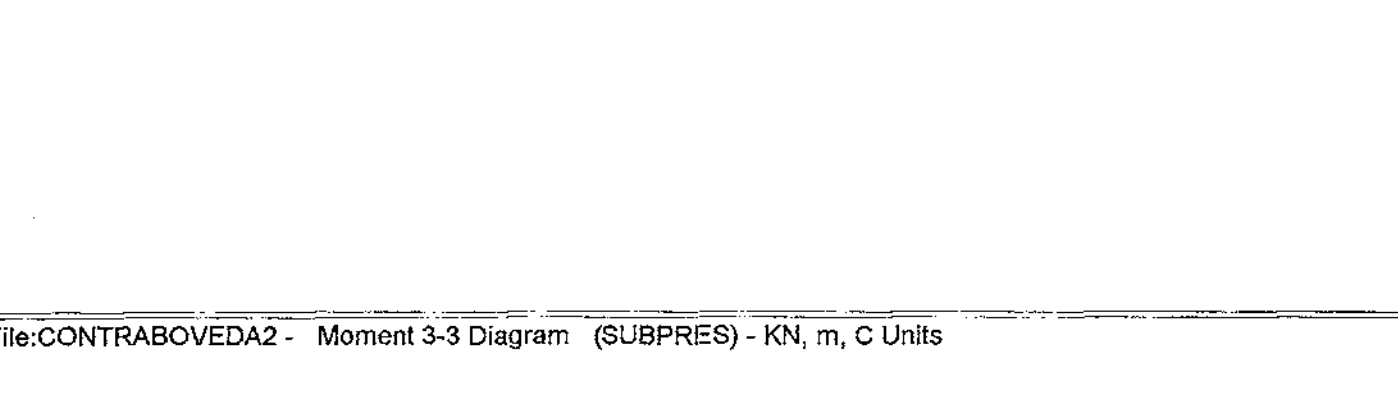


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

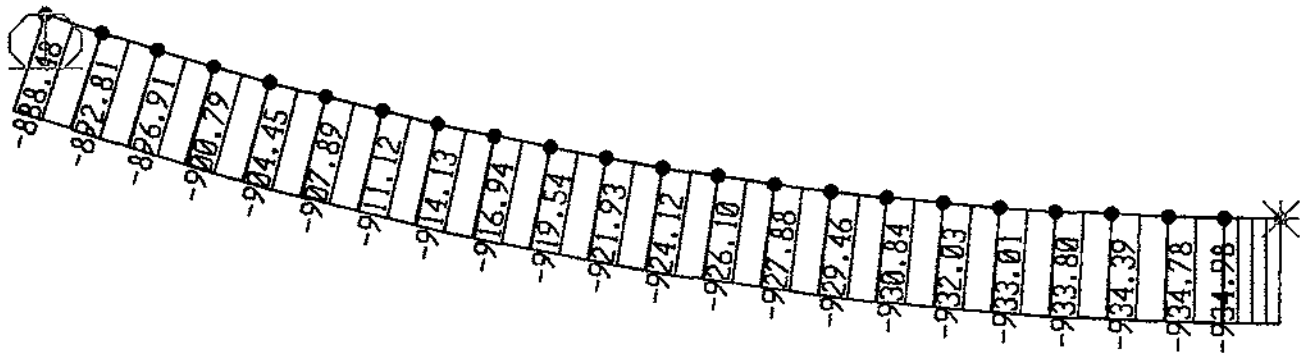
(12)



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000

6/23/05 9:52:06

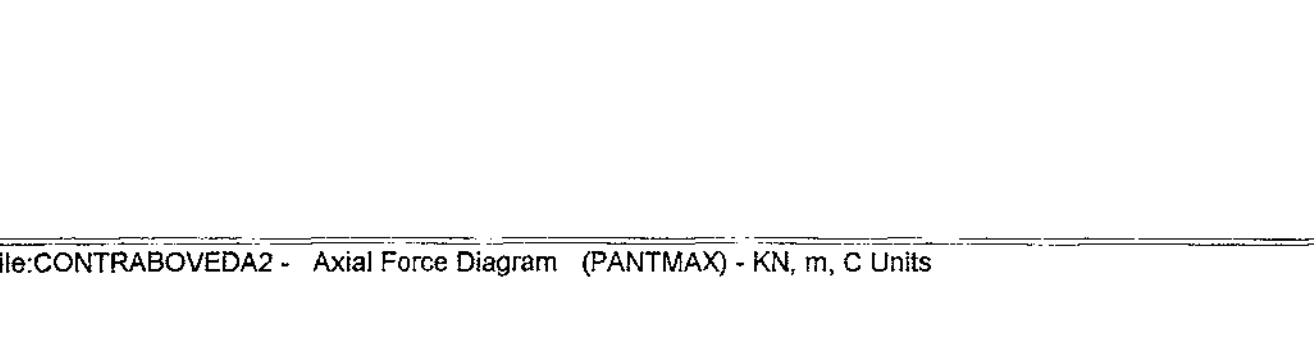


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

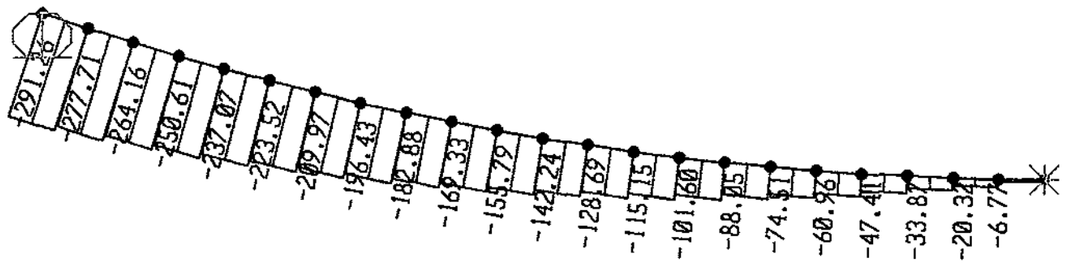
(a)

SAP2000

6/23/05 9:52:14



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO AXIL Y FLECTORES + CORTANTES CONCOMITANTES

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	965.79	888.50	2645.42	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	320.09	-291.25	-0.50
-134.16	961.25	892.84	2646.96	11.02	-80.40	76.64	5.38	-42.07	305.80	-277.71	0.06
-132.4	956.94	896.93	2648.40	21.55	-156.69	149.34	10.51	-40.33	291.53	-264.18	0.70
-130.73	952.86	900.79	2649.75	41.08	-228.93	218.17	24.94	-38.55	277.24	-250.61	1.39
-129.15	949.03	904.47	2651.10	50.10	-297.18	283.21	29.13	-36.74	262.97	-237.08	2.09
-127.66	945.43	907.92	2652.35	58.60	-361.48	344.50	33.14	-34.91	248.71	-223.51	2.89
-126.26	942.03	911.12	2653.46	66.60	-421.86	402.03	36.85	-33.04	234.44	-209.98	3.65
-124.94	938.86	914.15	2654.58	74.08	-478.39	455.90	40.35	-31.15	220.18	-196.44	4.46
-123.72	935.92	916.97	2655.61	81.06	-531.08	506.13	43.63	-29.23	205.91	-182.88	5.32
-122.58	933.19	919.55	2656.53	87.52	-580.01	552.76	46.65	-27.29	191.66	-169.34	6.18
-121.53	930.68	921.96	2657.43	93.47	-625.17	595.80	49.41	-25.33	177.42	-155.78	7.14
-120.57	928.39	924.12	2658.20	98.90	-666.62	635.31	51.92	-23.36	163.17	-142.24	8.03
-119.69	926.32	926.11	2658.95	103.82	-704.37	671.28	54.19	-21.36	148.93	-128.71	8.97
-118.9	924.45	927.89	2659.61	108.22	-738.46	703.76	56.16	-19.35	134.67	-115.14	9.95
-118.2	922.79	929.46	2660.18	112.11	-768.90	732.79	57.94	-17.33	120.44	-101.61	10.92
-117.57	921.34	930.86	2660.72	115.47	-795.70	758.31	59.39	-15.29	106.20	-88.07	11.91
-117.04	920.10	932.05	2661.18	118.33	-818.92	780.43	60.59	-13.24	91.98	-74.50	12.98
-116.59	919.06	933.03	2661.55	120.66	-838.52	799.13	61.57	-11.19	77.75	-60.97	13.98
-116.22	918.25	933.80	2661.85	122.47	-854.54	814.38	62.24	-9.13	63.53	-47.40	15.06
-115.94	917.63	934.39	2662.09	123.77	-866.99	826.26	62.67	-7.06	49.29	-33.87	16.07
-115.75	917.21	934.81	2662.28	124.55	-875.88	834.75	62.85	-4.99	35.07	-20.33	17.12
-115.64	917.01	934.99	2662.35	124.83	-881.23	839.82	62.72	-2.91	20.85	-6.77	18.22
-115.64	917.01	934.99	2662.35	124.83	-883.19	841.51	62.32	-0.84	6.64	0.00	9.11
			2662.35				62.85				-0.50

1,00x1,50 Reacc tantallas + 1,50 Subpresión

Verificación a flexión:

M_d = 62,85 KNm/m
m_d = 2640 KNm/m

CSA = 205 (Pil)

Verificación a Cortante

V_d = 18,22 KN/m
n_d = 2600 KN/m

A_s = 10,055 cm²/m

Cortante último en armadura de cortante

V_{u_2} = 528,06 KN/m → (Pil)

NOTE BOOK

b) Mínimo axil + flector concomitante

El axil mínimo se obtiene con:

- Peso propio
- Carga permanente (G2)
- Tráfico
- Reacción mínima en las pantallas

(Del lado seguro no se considera la pretensión, no es limitante)

Determinación del esquema estático:

Sumando las reacciones en los apoyos anteriores resulta que el terreno está totalmente comprimido

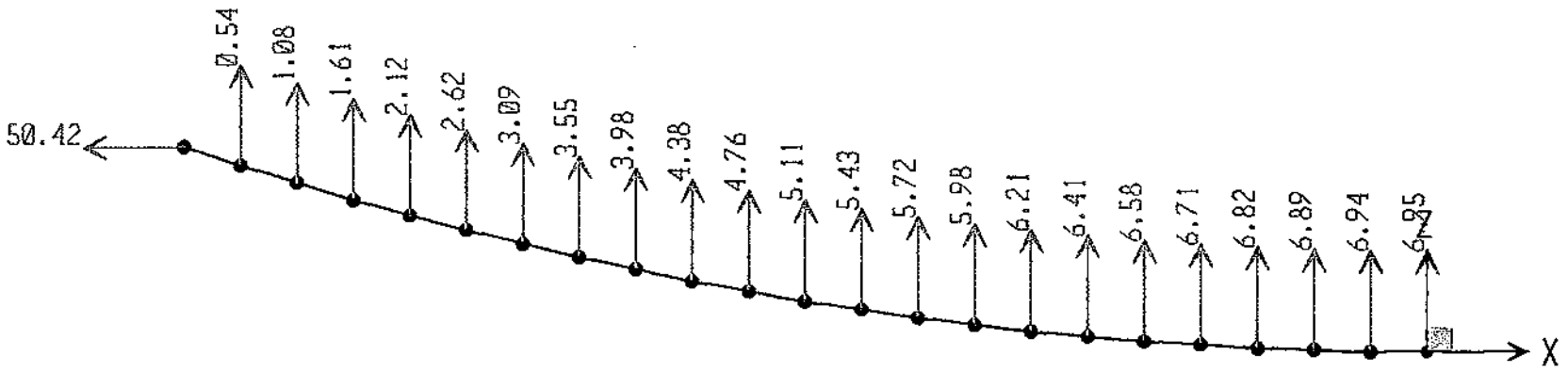
→ Anclaje SAP CARGA REPARTIDA L.S03

Combinación de acciones:

1,35 g1 + 1,50 g2 + 1,50 Tráfico + 1,00 Reacc. pantallas

NOTE BOOK

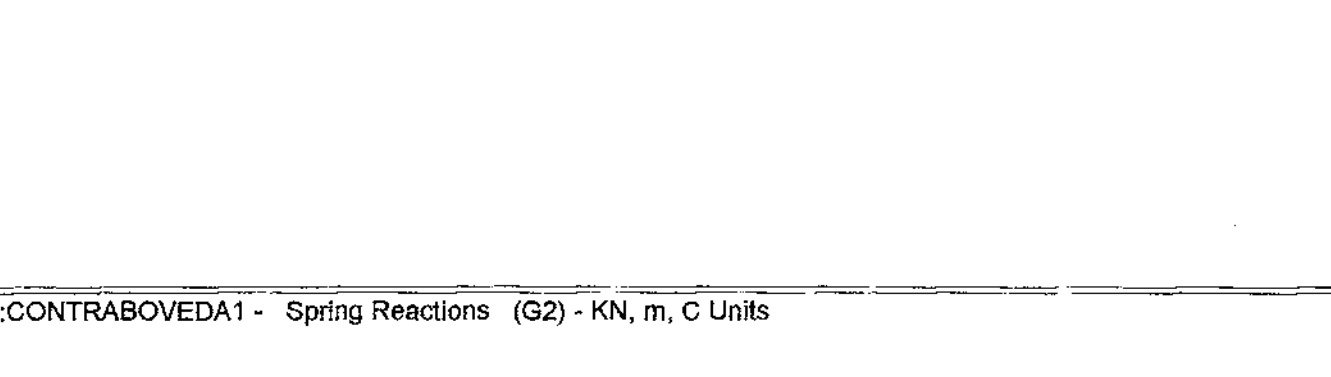
Reacciones sobre el terreno debidas a las cargas permanentes.



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

(12)

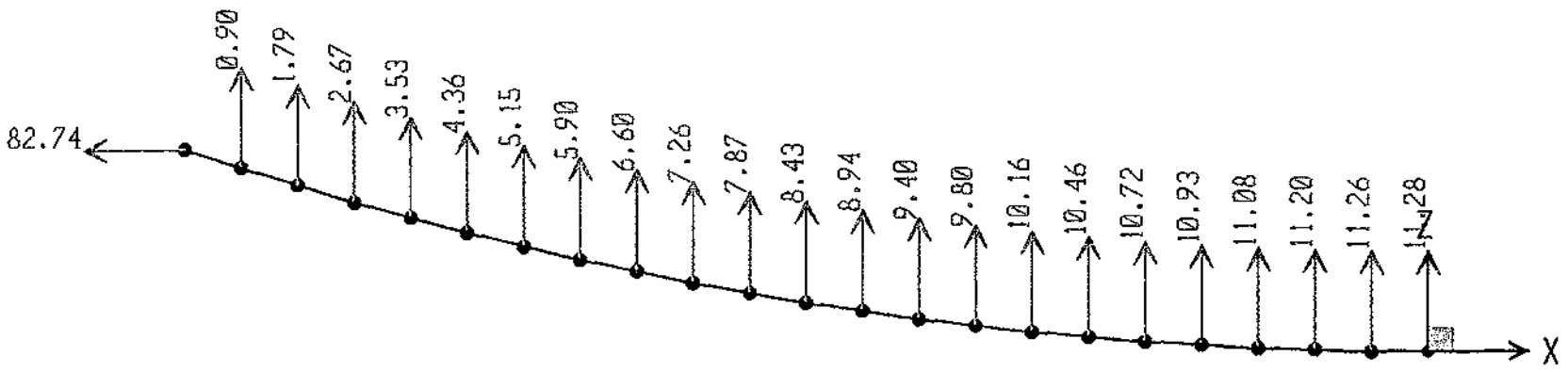
Reacciones sobre el terreno debido al apoyo en las pantallas sobre la contrabóveda



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMIN) - KN, m, C Units

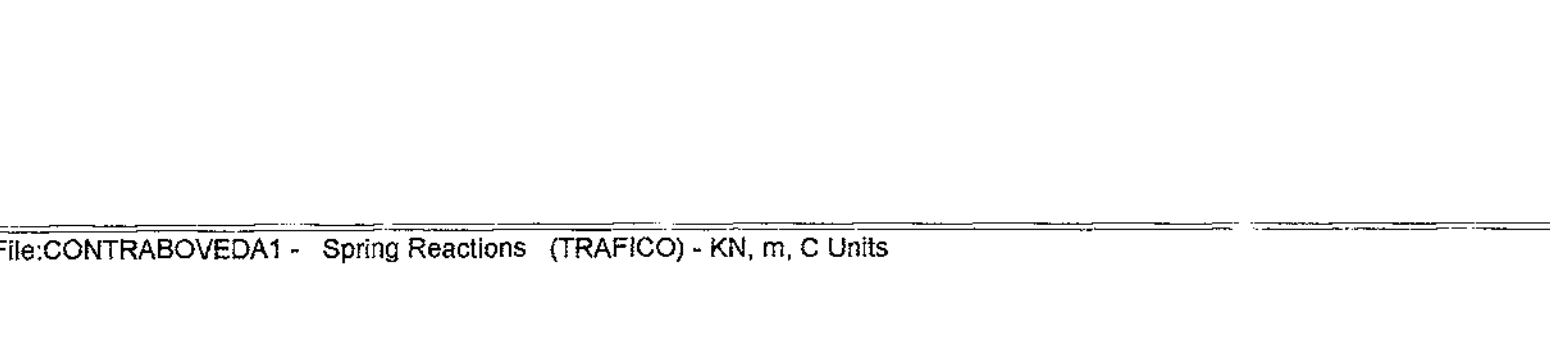
32

Reacciones sobre el terreno debidas al tráfico.



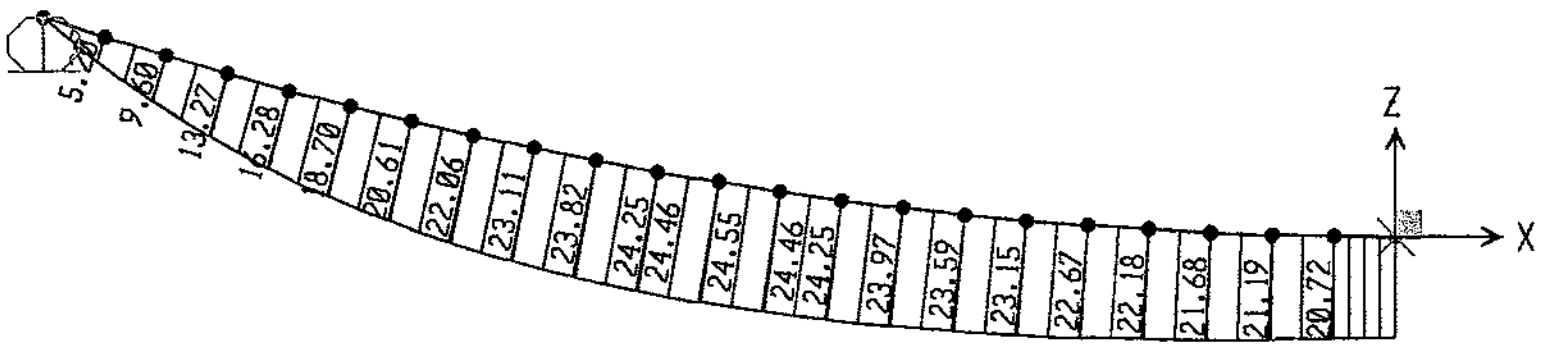
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (TRAFICO) - KN, m, C Units

(23)



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

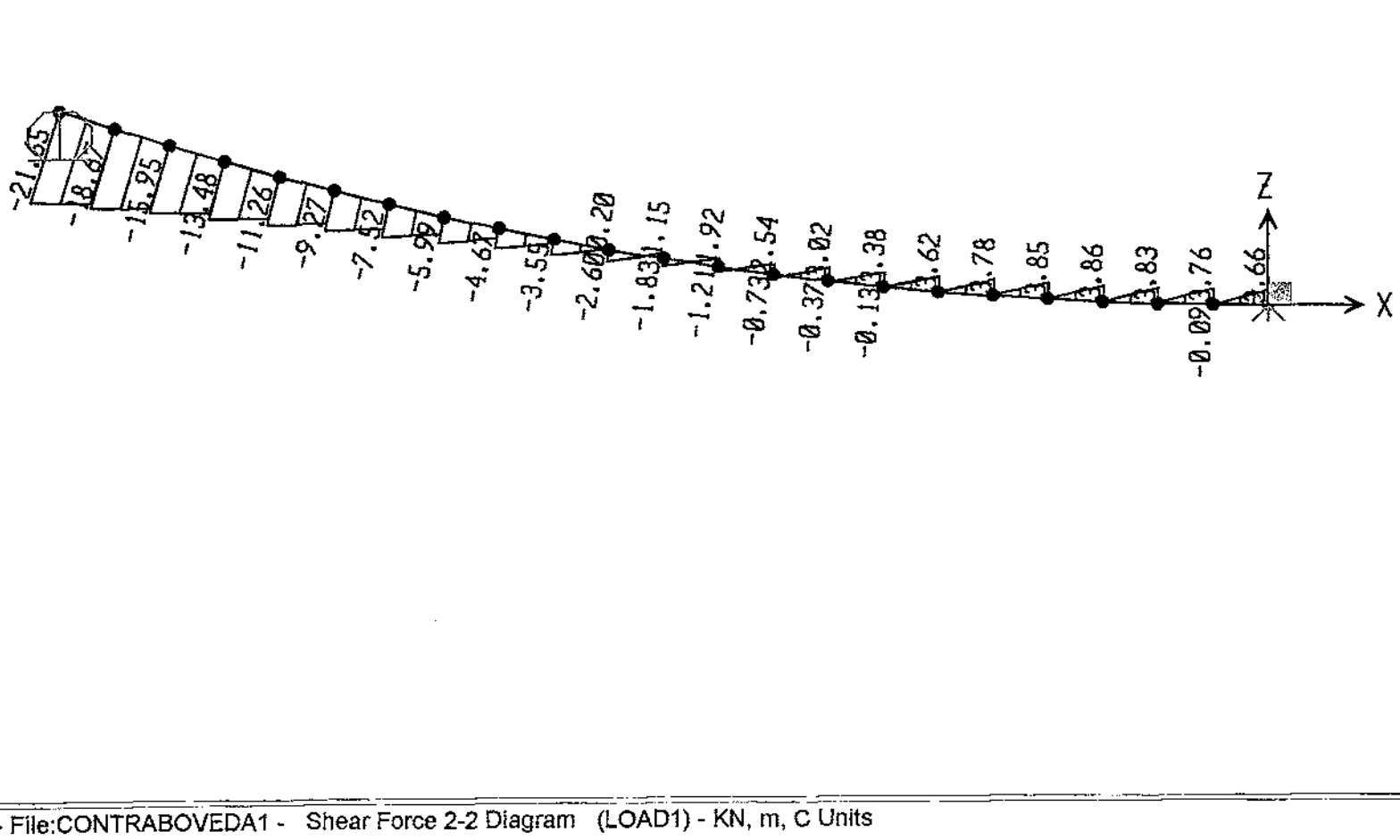
SAP2000 6/23/05 10:16:08



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

(27)

SAP2000 6/23/05 10:16:21

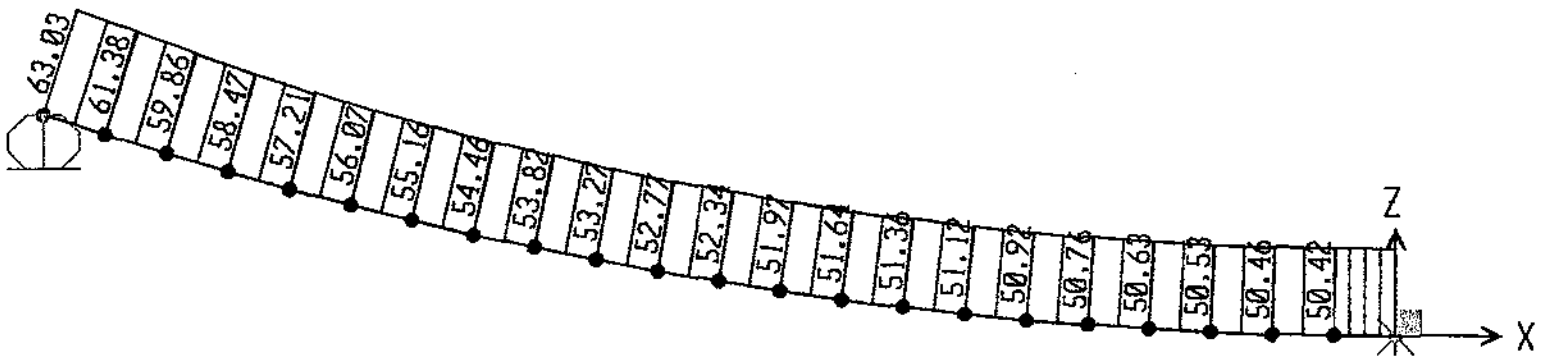


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

323

SAP2000

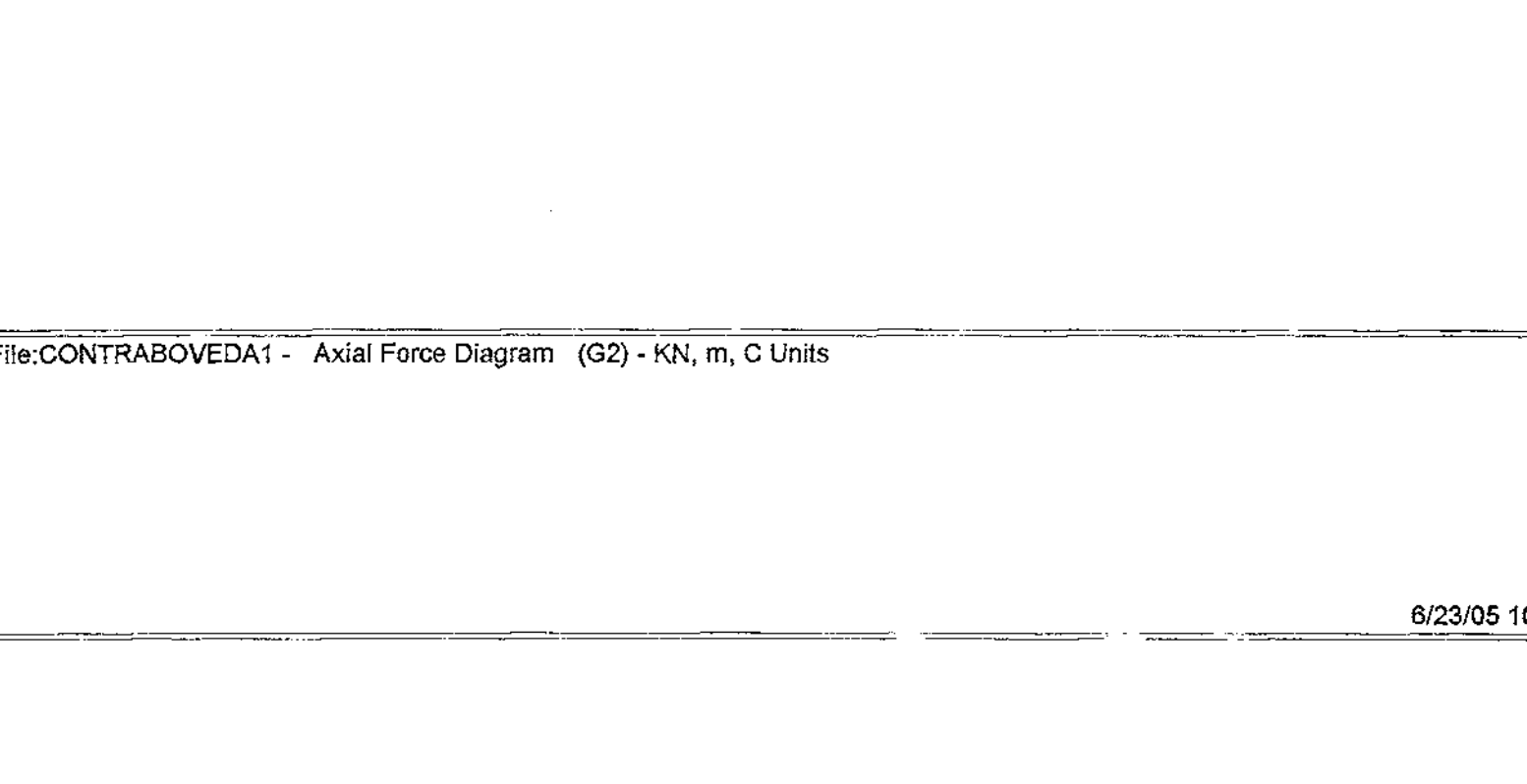
6/23/05 10:16:53



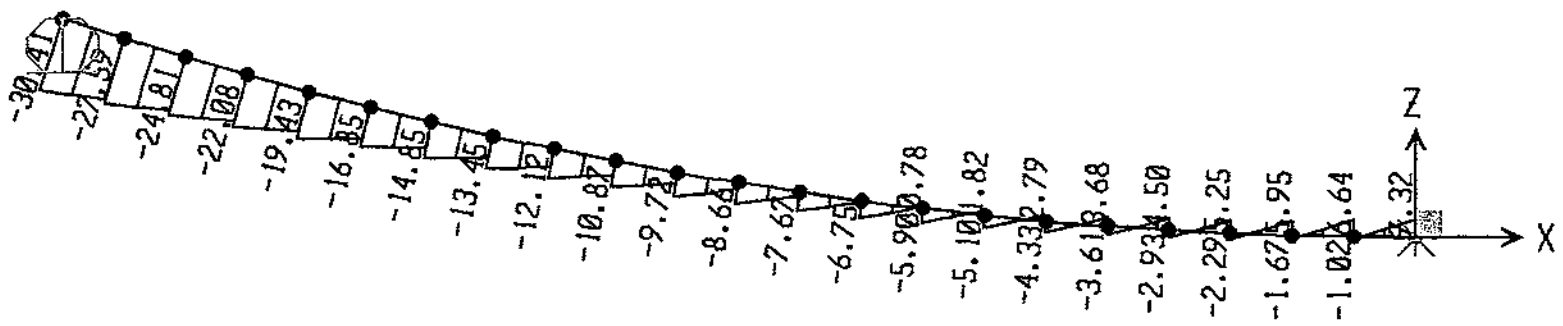
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000

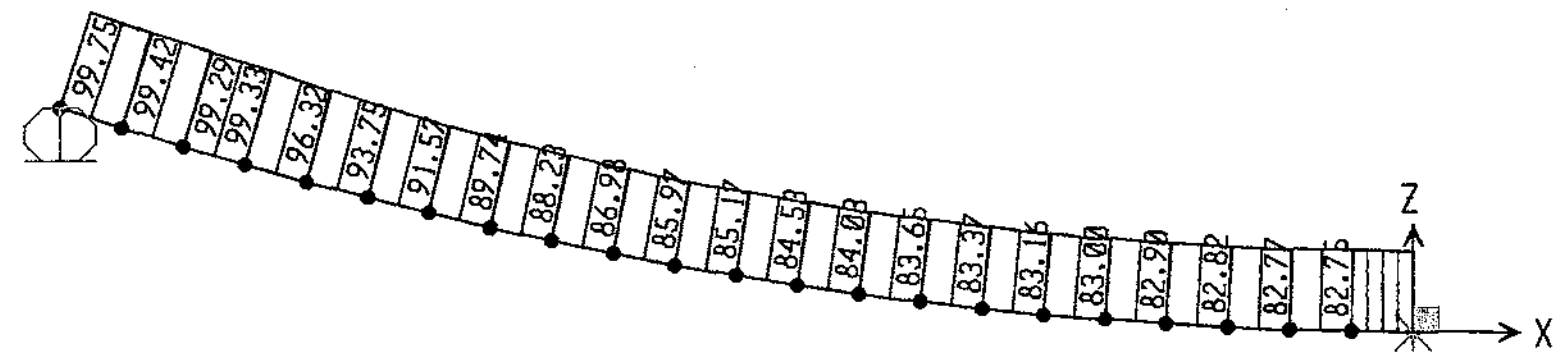
6/23/05 10:16:45



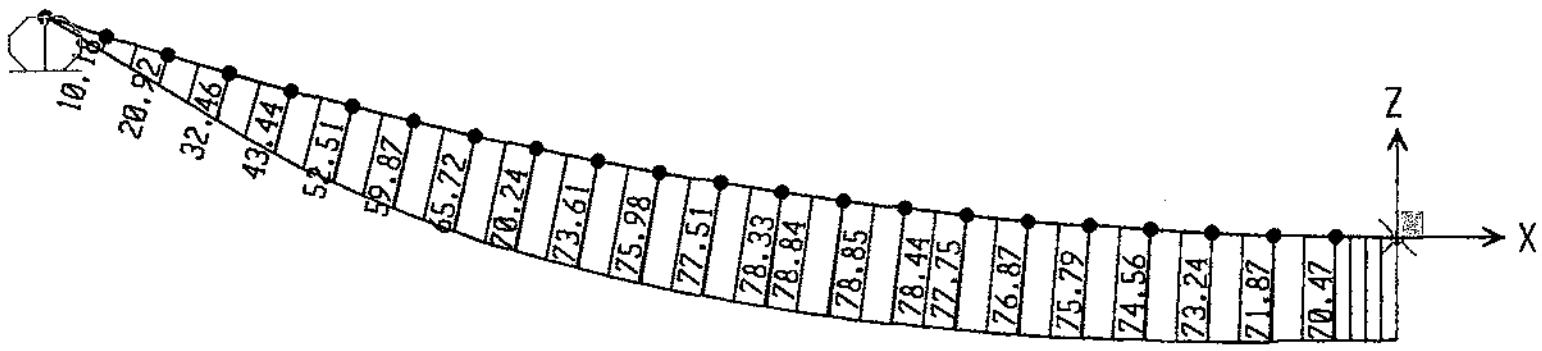
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units



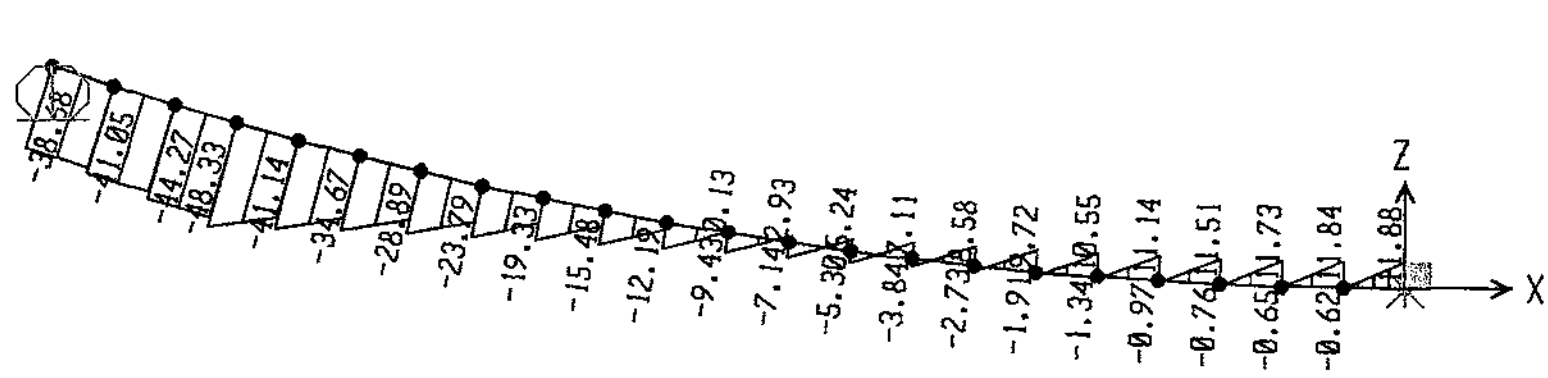
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (G2) - KN, m, C Units



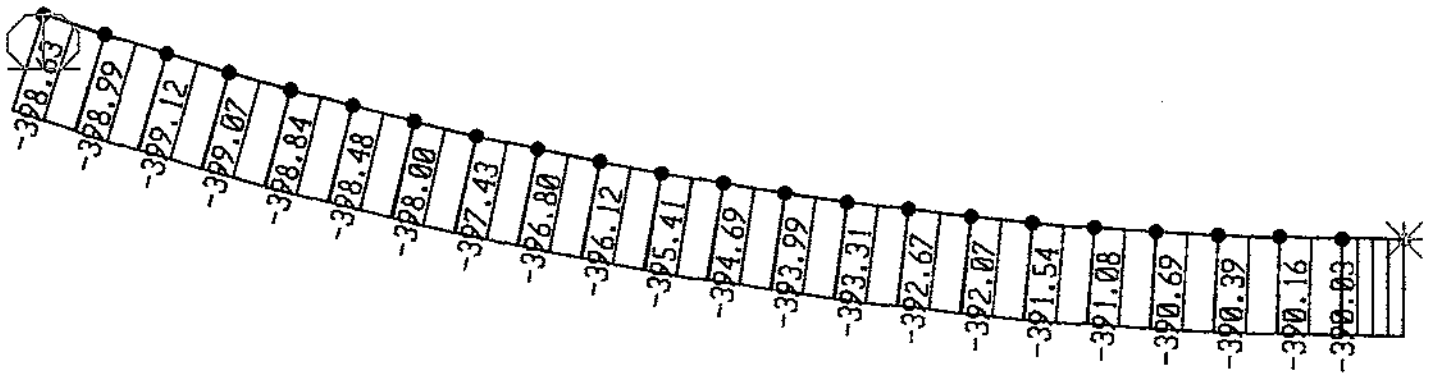
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units



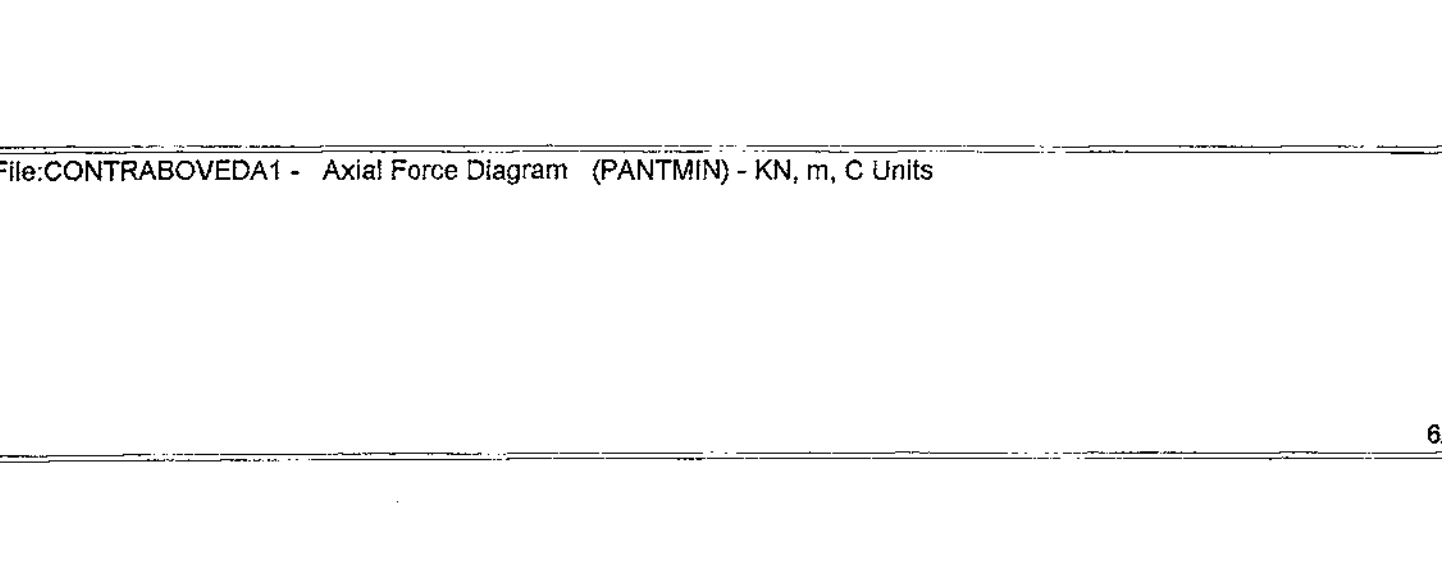
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units



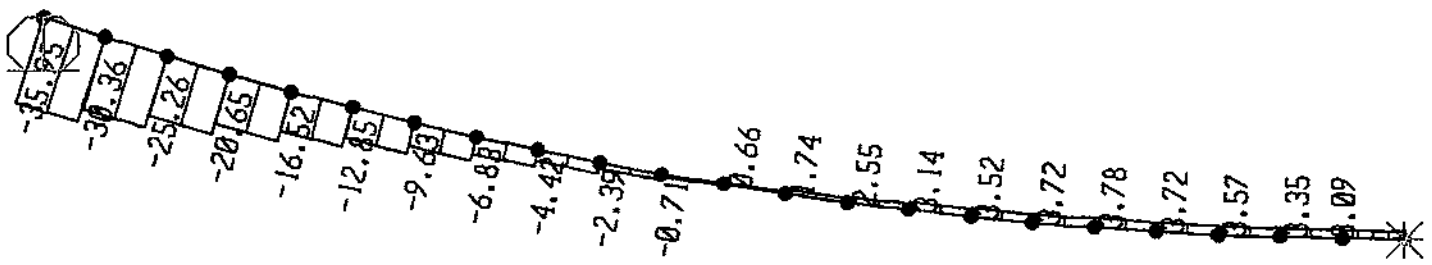
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

(22)

SAP2000 6/23/05 10:18:09



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÍNIMO AXIL CON FLECTORES CONCOMITANTES:

AXILES					FLECTORES					CORTANTES				
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-34.18	-63.03	-99.75	398.63	108.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-21.65	-30.41	-36.68	-35.95	-168.82
-32.76	-61.38	-99.42	398.99	113.56	5.20	7.45	10.18	9.46	42.92	-18.67	-27.59	-41.05	-30.36	-158.53
-31.53	-59.86	-99.29	399.12	117.83	9.60	14.06	20.92	17.41	82.84	-15.95	-24.81	-44.27	-25.26	-150.41
-30.46	-58.47	-99.33	399.07	121.25	13.27	19.87	32.46	23.99	120.40	-13.48	-22.08	-48.33	-20.66	-144.47
-29.56	-57.21	-96.32	398.84	128.64	16.28	24.88	43.44	29.35	153.81	-11.26	-19.43	-41.14	-16.52	-122.58
-28.79	-56.07	-93.75	398.48	134.89	18.70	29.14	52.51	33.62	181.34	-9.27	-16.85	-34.67	-12.86	-102.65
-28.14	-55.16	-91.57	398.00	139.92	20.61	32.72	59.87	36.93	203.64	-7.52	-14.85	-28.89	-9.63	-85.39
-27.61	-54.46	-89.74	397.43	143.86	22.06	35.81	65.72	39.40	221.48	-5.99	-13.45	-23.79	-6.83	-70.78
-27.17	-53.82	-88.23	396.80	147.05	23.11	38.48	70.24	41.15	235.43	-4.67	-12.12	-19.33	-4.42	-57.90
-26.82	-53.27	-86.98	396.12	149.54	23.82	40.77	73.61	42.28	246.00	-3.55	-10.87	-15.48	-2.39	-46.71
-26.54	-52.77	-85.97	395.41	151.47	24.25	42.70	75.98	42.89	253.64	-2.5	-9.72	-12.19	-0.71	-36.95
-26.32	-52.34	-85.17	394.69	152.90	24.55	44.30	77.51	43.06	258.92	-1.5	-8.66	-9.43	0.66	-28.50
-26.15	-51.97	-84.53	393.99	153.94	24.46	45.60	78.33	42.90	261.81	1.50	-7.67	-4.15	1.74	-13.97
-26.02	-51.64	-84.03	393.31	154.68	24.25	46.61	78.85	42.46	263.38	2.54	-6.75	0	2.55	-4.14
-25.93	-51.36	-83.65	392.67	155.15	23.97	47.37	78.44	41.81	262.89	3.02	-5.90	3.11	3.14	3.03
-25.86	-51.12	-83.37	392.07	155.43	23.59	47.89	77.75	41.02	261.33	3.38	-3.50	5.70	3.52	11.38
-25.82	-50.92	-83.16	391.54	155.56	23.15	48.47	76.87	40.14	259.40	3.62	-3.50	8.00	3.72	15.36
-25.78	-50.76	-83	391.08	155.63	22.67	48.46	75.79	39.21	256.19	3.78	0.00	9.22	3.78	22.72
-25.76	-50.63	-82.9	390.69	155.62	22.18	48.26	74.56	38.26	252.43	3.85	3.75	10.95	3.72	30.97
-25.75	-50.53	-82.82	390.39	155.60	21.68	47.89	73.24	37.33	248.29	3.86	3.75	11.51	3.57	31.67
-25.74	-50.46	-82.77	390.17	155.57	21.19	47.41	71.87	36.44	243.96	3.83	3.75	11.73	3.35	31.74
-25.74	-50.42	-82.75	390.03	155.53	20.72	46.79	70.47	35.60	239.46	3.76	3.75	11.84	3.10	31.56
-25.74	-50.42	-82.75	390.03	155.53	20.72	46.79	70.47	35.60	239.46	3.66	3.75	11.88	3.10	31.48

108.32 263.38 -168.82

$1.35 g_1 + 1.50 g_2 + 1.50 T_{tráfico} + 1.00 R_{muro+pantallas}$

Verificación a flexión

M_d = 263.38 kN·m/m
M_d = 155.00 kN/m

C_{SA} = 0.99 (OK!)
↑ ☒ válido

↑ No se ha considerado nada de subpresión, es una verificación muy conservadora

Verificación a cortante

V_d = 109.32 kN/m

V_d = 168.82 kN/m

A_c = 10.05 cm²/m

Cortante último sin armadura transversal

V_{u2} = 184.2 kN/m (OK!)

c) Máximo flector con axil + cortante concomitantes

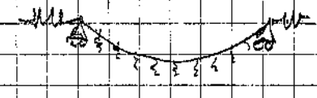
c1) Máximo flector positivo con axil concomitante
(Traccionando fibras inferiores)

Se obtiene el máximo momento positivo cuando actúa
- Peso propio g_1
- Cargas permanentes g_2
- Tráfico
- Máxima reacción en las puntuales

Del lado seguro no se considera la actuación de la Subpresión, se considera en la comprobación y no en el cálculo en el disco

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido + pero considerar en las hipótesis 4 y 6 anteriores

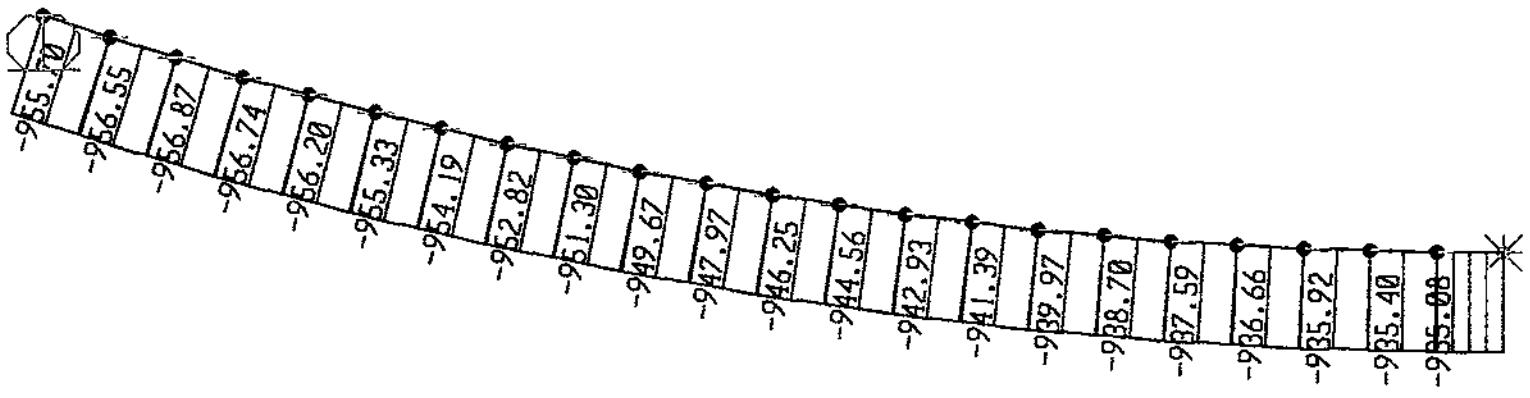


COMBINACIÓN DE ACCIONES

1.35 g_1 + 1.50 g_2 + 1.50 Tráfico + 1.50 Rmáx puntuales

SAP2000

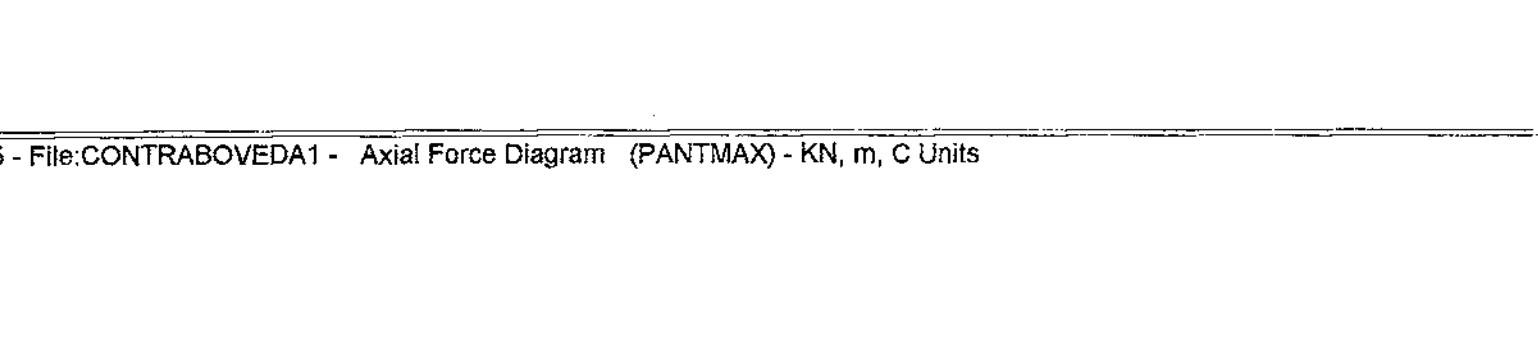
6/23/05 10:47:44



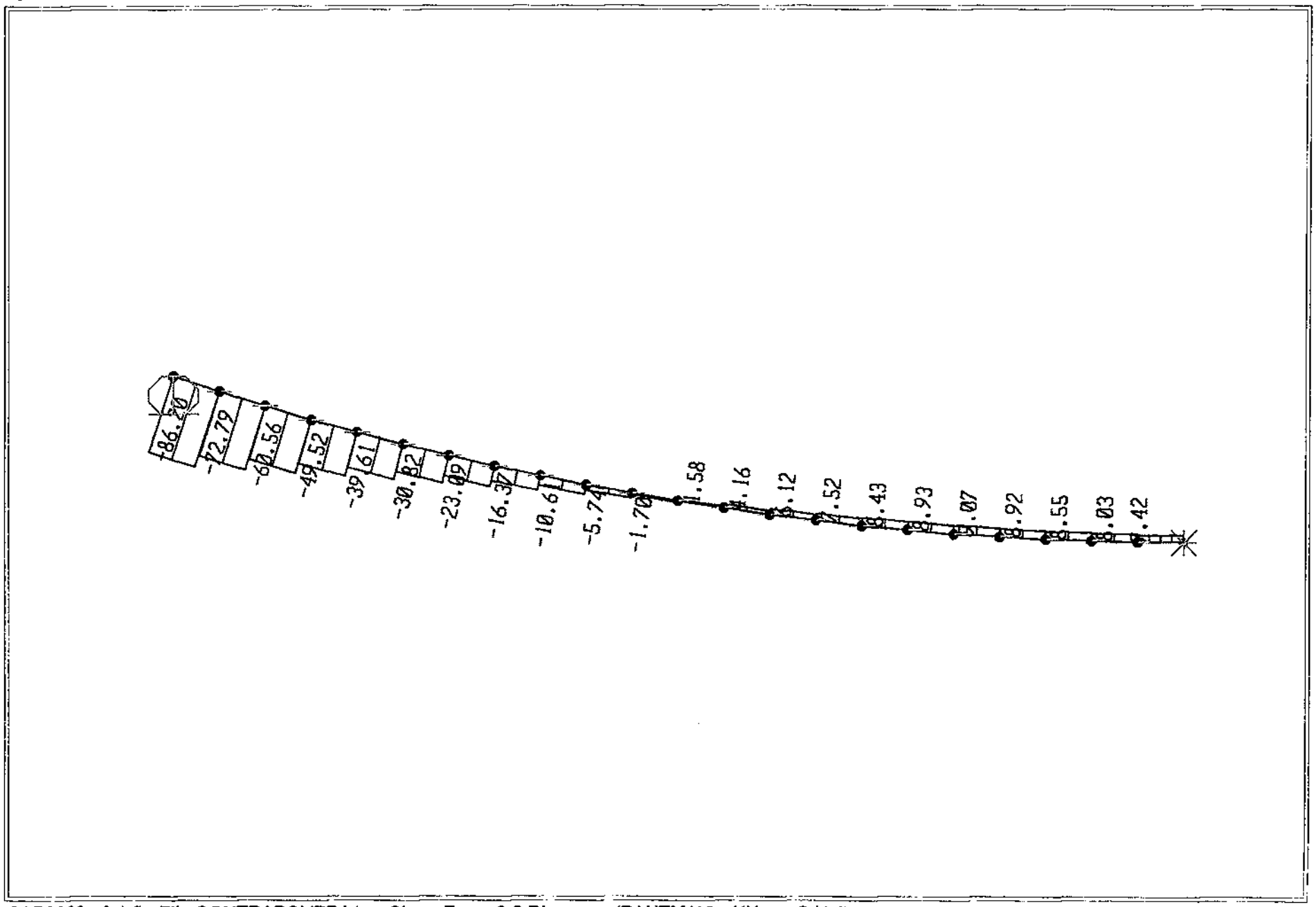
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

SAP2000

6/23/05 10:47:37



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO FLECTOR CON AXILES CONCOMITANTES:					(MÁXIMO FLECTOR POSITIVO)									
AXILES					FLECTORES					CORTANTES				
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-34.18	-63.03	-99.75	955.70 €	1143.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-21.65	-30.41	-38.68	-86.20	-262.16
-32.76	-61.38	-99.42	956.54 €	1149.39	5.20	7.45	10.18	22.68	67.49	-18.67	-27.59	-41.05	-72.79	-237.34
-31.53	-59.86	-99.29	956.86 €	1154.00	9.60	14.06	20.92	41.74	128.03	-15.95	-24.81	-44.27	-60.56	-215.99
-30.46	-58.47	-99.33	956.73 €	1157.27	13.27	19.87	32.46	57.52	182.68	-13.48	-22.08	-48.33	-49.52	-198.09
-29.56	-57.21	-96.32	956.19 €	1164.09	16.28	24.88	43.44	70.36	230.01	-11.26	-19.43	-41.14	-39.61	-165.47
-28.79	-56.07	-93.75	955.32 €	1169.39	18.70	29.14	52.51	80.61	268.63	-9.27	-16.85	-34.67	-30.82	-136.02
-28.14	-55.16	-91.57	954.18 €	1173.19	20.61	32.72	59.87	88.54	299.52	-7.52	-14.85	-28.89	-23.09	-110.40
-27.61	-54.46	-89.74	952.82 €	1175.66	22.06	35.81	65.72	94.46	323.77	-5.99	-13.45	-23.79	-16.37	-88.50
-27.17	-53.82	-88.23	951.29 €	1177.18	23.11	38.48	70.24	98.65	342.25	-4.67	-12.12	-19.33	-10.61	-69.39
-26.82	-53.27	-86.98	949.66 €	1177.91	23.82	40.77	73.61	101.35	355.76	-3.55	-10.87	-15.48	-5.73	-52.92
-26.54	-52.77	-85.97	947.96 €	1178.00	24.25	42.70	75.98	102.81	364.98	-2.5	-9.72	-12.19	-1.69	-38.78
-26.32	-52.34	-85.17	946.25 €	1177.57	24.55	44.30	77.51	103.24	370.72	-1.5	-8.66	-9.43	1.59	-26.78
-26.15	-51.97	-84.53	944.58 €	1176.78	24.46	45.60	78.33	102.84	373.18	1.50	-7.67	-4.15	4.17	-9.45
-26.02	-51.64	-84.03	942.93 €	1175.76	24.25	46.61	78.85	101.79	373.61	2.54	-6.75	0	6.12	2.48
-25.93	-51.36	-83.65	941.39 €	1174.56	23.97	47.37	78.44	100.25	371.45	3.02	-5.90	3.11	7.52	11.18
-25.86	-51.12	-83.37	939.96 €	1173.30	23.59	47.89	77.75	98.35	367.83	3.38	-3.50	5.70	8.43	20.51
-25.82	-50.92	-83.16	938.69 €	1172.05	23.15	48.47	76.87	96.23	363.61	3.62	-3.50	8.00	8.92	25.02
-25.78	-50.76	-83	937.57 €	1170.92	22.67	48.46	75.79	94.00	357.98	3.78	0.00	9.22	9.06	32.53
-25.76	-50.63	-82.9	936.65 €	1169.90	22.18	48.26	74.56	91.73	351.76	3.85	3.75	10.95	8.92	40.63
-25.75	-50.53	-82.82	935.92 €	1169.09	21.68	47.89	73.24	89.49	345.20	3.86	3.75	11.51	8.56	40.94
-25.74	-50.46	-82.77	935.38 €	1168.48	21.19	47.41	71.87	87.35	338.56	3.83	3.75	11.73	8.03	40.44
-25.74	-50.42	-82.75	935.07 €	1168.10	20.72	46.79	70.47	85.34	331.88	3.76	3.75	11.84	7.42	39.59
-25.74	-50.42	-82.75	935.07 €	1168.10	20.72	46.79	70.47	85.34	331.88	3.66	3.75	11.88	7.42	39.51
				1143.23					373.61					-262.16

Verificación a flexión

M_d = 873,61 kN·m/m
M_d = 1143,23 kN/m

$\Rightarrow$ CA = 1,45 (OK)

Verificación a cortante

V_d = 262,16 kN/m

V_{cu} = 1143,23 kN/m

A_s = 12,05 cm²/m

Cortante último sin armadura de cortante:

V_{u2} = 327,3 kN/m (OK)

c2) Máximo flector con axil y cortantes concomitantes (Tracionando fibras superiores)

Se obtiene el máximo momento negativo cuando actúa

- Peso propio: g_1
- Máxima sobrecarga
- Máxima reacción en las pantallas
- Empuje global de la estructura (A)

Determinación del esfuerzo existente: (ELS)

Suponendo las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que el terreno está totalmente tracionado (Ver fb hipótesis c) b) y c2) anteriores)

Axil: 584 kN/m ; momento: 2.523 kN·m/m

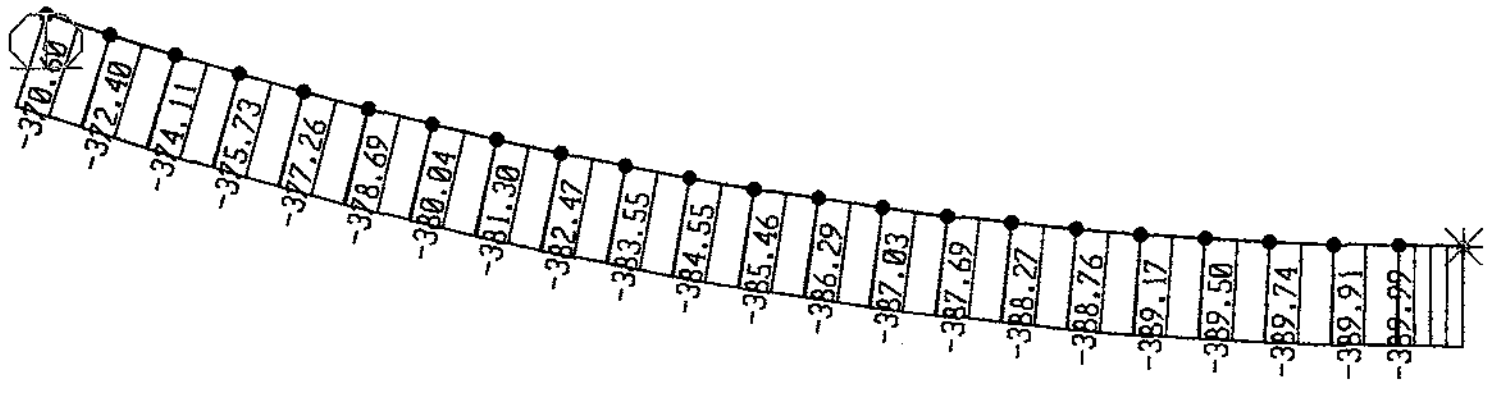
(A) Si hay desplazamiento no tiene efecto

Combinación de acciones:

$1{,}00\,g_1 + 1{,}00$ Empuje, pantallas + $1{,}50$ Sobrecarga

SAP2000

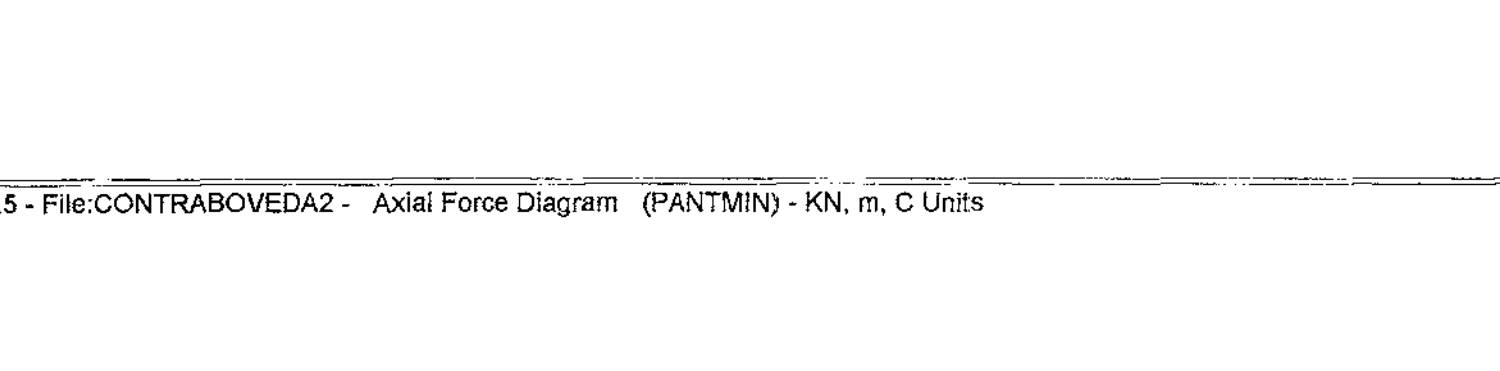
6/23/05 11:25:23



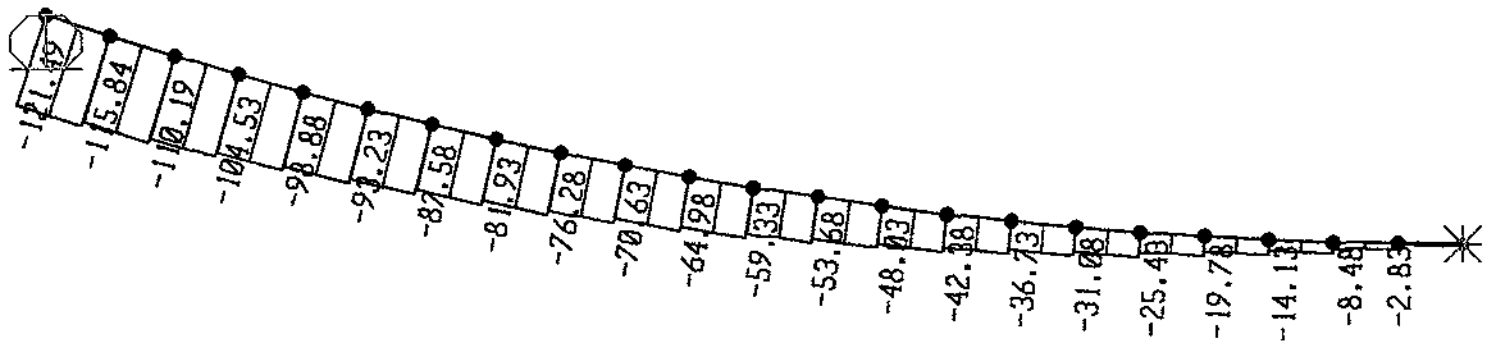
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000

6/23/05 11:25:09



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES				(MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)							
AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	965.79	370.59	1683.26	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	320.09	-121.48	314.89
-134.16	961.25	372.40	1680.11	11.02	-80.40	31.97	-77.61	-42.07	305.80	-115.83	300.80
-132.4	956.94	374.11	1677.12	21.55	-156.69	62.29	-151.20	-40.33	291.53	-110.19	286.78
-130.73	952.86	375.72	1674.29	41.08	-228.93	91.00	-211.32	-38.55	277.24	-104.53	272.78
-129.15	949.03	377.25	1671.65	50.10	-297.18	118.13	-277.55	-36.74	262.97	-98.89	258.82
-127.66	945.43	378.69	1669.17	58.60	-361.48	143.69	-339.92	-34.91	248.71	-93.23	244.93
-126.26	942.03	380.03	1666.81	66.60	-421.86	167.69	-398.50	-33.04	234.44	-87.58	231.04
-124.94	938.86	381.29	1664.65	74.08	-478.39	190.16	-453.34	-31.15	220.18	-81.94	217.19
-123.72	935.92	382.47	1662.62	81.06	-531.08	211.10	-504.45	-29.23	205.91	-76.28	203.36
-122.58	933.19	383.54	1660.75	87.52	-580.01	230.56	-551.93	-27.29	191.66	-70.63	189.56
-121.53	930.68	384.55	1659.04	93.47	-625.17	248.51	-595.78	-25.33	177.42	-64.97	175.83
-120.57	928.39	385.45	1657.47	98.90	-666.62	264.99	-636.05	-23.36	163.17	-59.33	162.06
-119.69	926.32	386.28	1656.07	103.82	-704.37	279.99	-672.74	-21.36	148.93	-53.68	148.35
-118.9	924.45	387.02	1654.79	108.22	-738.46	293.54	-705.94	-19.35	134.67	-48.03	134.64
-118.2	922.79	387.68	1653.67	112.11	-768.90	305.64	-735.59	-17.33	120.44	-42.38	120.95
-117.57	921.34	388.26	1652.70	115.47	-795.70	316.29	-761.79	-15.29	106.20	-36.73	107.28
-117.04	920.10	388.76	1651.87	118.33	-818.92	325.52	-784.53	-13.24	91.98	-31.08	93.66
-116.59	919.06	389.17	1651.17	120.66	-838.52	333.32	-803.80	-11.19	77.75	-25.43	80.00
-116.22	918.25	389.49	1650.64	122.47	-854.54	339.68	-819.65	-9.13	63.53	-19.77	66.39
-115.94	917.63	389.73	1650.24	123.77	-866.99	344.63	-832.08	-7.06	49.29	-14.13	52.75
-115.75	917.21	389.91	1649.97	124.55	-875.88	348.17	-841.10	-4.99	35.07	-8.48	39.14
-115.64	917.01	389.98	1649.86	124.83	-881.23	350.29	-846.72	-2.91	20.85	-2.82	25.55
-115.64	917.01	389.98	1649.86	124.83	-883.19	351.00	-848.96	-0.84	6.64	0.00	9.11
			1683.26				-848.96				314.89

Verificación a flexión:

M_{sd} = 848,96 kNm/m
M_d = 1683,3 kNm/m
$\Big\}$ C_{SA} = 0,48 $\Big\|$ → Se debe ajustar el cálculo

Verificación a cortante:

V_d = 315,0 kN/m
M_{sd} = 1683,3 kNm/m
A_s = 10,055 cm²/m

Cortante último con armadura de cortante
V_{u2} = 402,0 kN/m (N)

la reacción mínima corresponde a la reacción frontal del tramo en el PK: 707+411,15

En la sección inicial el axil mínimo es 630 kN/m con lo cual C_{SA} estructural quedan como se muestra en la hoja Excel adjunta

Verificación a flexión:

M_{sd} = 615 kN·m/m
M_d = 1930 kNm/m
$\Big\}$ C_{SA} = 0,89 (9 armaduras)

En la sección intermedia el axil mínimo es 500 kN/m y la excentricidad

707+300 − 707+040,006 = 260m

z_{casa} = −6,351 + $\frac{260 \cdot 0,455}{160}$ = −5,176 ≈ +5,20m

Cota mínima contrabóveda −5,20 − 2,40 − 0,90 = −7,50m

NF previsto en z = +2,00m

altura de agua sobre la contrabóveda: 9,50m
(Ca había considerado 10,5m)

Verificación a flexión

M_{sd} = 569,25 kN·m/m
M_d = 1590,2 kN·m/m
$\Big\}$ C_{SA} = 0,91 (9 armadas)

En la sección final

Axil máximo en cada punto: 2720 kN/m

Excentricidad:

Z central = $A/W = (7237 + 411) - (707 + 040) = 3724$ cm

$Z = \frac{37.0155}{100} = 4.671$ cm $= -4.70$ cm

Cota centro gravedad $-4.70 - 2.40 - 0.90 = -7.00$ cm

NT a la cota $Z = +2.00$

Altura de agua sobre centro gravedad: 9.00m

(De Valeria cenadi de Rubí (95 m))

Los esfuerzos en la sección final de cimentación son los siguientes (incluyendo coeficientes de mayoración):

Clasificación a flexión

Md = 1420 kNm

Nd = 6087,11 kN/m

$CSA = \frac{0,76}{}$

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m SECCIÓN FINAL

MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES (MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	790.21	370.59	1419.89	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	261.90	-121.48	227.60
-134.16	786.49	372.40	1417.98	11.02	-65.78	31.97	-55.69	-42.07	250.21	-115.83	217.41
-132.4	782.97	374.11	1416.16	21.55	-128.21	62.29	-108.47	-40.33	238.53	-110.19	207.28
-130.73	779.63	375.72	1414.44	41.08	-187.31	91.00	-148.89	-38.55	226.84	-104.53	197.17
-129.15	776.49	377.25	1412.85	50.10	-243.16	118.13	-196.51	-36.74	215.16	-98.89	187.11
-127.66	773.55	378.69	1411.35	58.60	-295.76	143.69	-241.35	-34.91	203.50	-93.23	177.11
-126.26	770.77	380.03	1409.92	66.60	-345.16	167.69	-283.46	-33.04	191.82	-87.58	167.10
-124.94	768.18	381.29	1408.62	74.08	-391.42	190.16	-322.89	-31.15	180.15	-81.94	157.15
-123.72	765.77	382.47	1407.40	81.06	-434.53	211.10	-359.63	-29.23	168.48	-76.28	147.21
-122.58	763.54	383.54	1406.27	87.52	-474.56	230.56	-393.77	-27.29	156.81	-70.63	137.30
-121.53	761.48	384.55	1405.24	93.47	-511.51	248.51	-425.29	-25.33	145.17	-64.97	127.44
-120.57	759.61	385.45	1404.30	98.90	-545.43	264.99	-454.26	-23.36	133.50	-59.33	117.56
-119.69	757.91	386.28	1403.46	103.82	-576.32	279.99	-480.66	-21.36	121.85	-53.68	107.74
-118.9	756.38	387.02	1402.70	108.22	-604.21	293.54	-504.56	-19.35	110.19	-48.03	97.91
-118.2	755.03	387.68	1402.02	112.11	-629.11	305.64	-525.91	-17.33	98.54	-42.38	88.10
-117.57	753.84	388.26	1401.45	115.47	-651.04	316.29	-544.80	-15.29	86.89	-36.73	78.32
-117.04	752.83	388.76	1400.96	118.33	-670.04	325.52	-561.21	-13.24	75.26	-31.08	68.57
-116.59	751.98	389.17	1400.54	120.66	-686.07	333.32	-575.14	-11.19	63.61	-25.43	58.80
-116.22	751.31	389.49	1400.23	122.47	-699.18	339.68	-586.62	-9.13	51.98	-19.77	49.07
-115.94	750.80	389.73	1400.00	123.77	-709.37	344.63	-595.66	-7.06	40.33	-14.13	39.31
-115.75	750.46	389.91	1399.85	124.55	-716.65	348.17	-602.25	-4.99	28.70	-8.48	29.57
-115.64	750.30	389.98	1399.79	124.83	-721.02	350.29	-606.41	-2.91	17.06	-2.82	19.86
-115.64	750.30	389.98	1399.79	124.83	-722.63	351.00	-608.11	-0.84	5.43	0.00	7.30
			1419.89				-608.11				227.60

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m SECCIÓN INTERMEDIA

MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES (MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	834.06	475.14	1590.20	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	276.43	-155.75	215.13
-134.16	830.13	477.46	1588.49	11.02	-69.43	40.99	-52.15	-42.07	264.09	-148.51	205.56
-132.4	826.41	479.65	1586.86	21.55	-135.32	79.86	-101.57	-40.33	251.77	-141.27	196.04
-130.73	822.89	481.71	1585.32	41.08	-197.70	116.67	-138.81	-38.55	239.42	-134.02	186.57
-129.15	819.58	483.68	1583.90	50.10	-256.65	151.45	-183.43	-36.74	227.10	-126.78	177.13
-127.66	816.47	485.52	1582.57	58.60	-312.17	184.23	-225.43	-34.91	214.79	-119.53	167.74
-126.26	813.54	487.23	1581.28	66.60	-364.32	214.99	-264.89	-33.04	202.46	-112.29	158.36
-124.94	810.80	488.85	1580.12	74.08	-413.13	243.80	-301.82	-31.15	190.15	-105.05	149.03
-123.72	808.26	490.36	1579.03	81.06	-458.64	270.66	-336.24	-29.23	177.82	-97.80	139.71
-122.58	805.90	491.74	1578.02	87.52	-500.89	295.59	-368.22	-27.29	165.51	-90.56	130.42
-121.53	803.74	493.03	1577.10	93.47	-539.90	318.61	-397.76	-25.33	153.22	-83.30	121.20
-120.57	801.76	494.19	1576.25	98.90	-575.70	339.74	-424.91	-23.36	140.91	-76.07	111.94
-119.69	799.97	495.25	1575.51	103.82	-608.29	358.98	-449.64	-21.36	128.61	-68.83	102.74
-118.9	798.35	496.20	1574.83	108.22	-637.74	376.34	-472.04	-19.35	116.30	-61.57	93.53
-118.2	796.92	497.04	1574.23	112.11	-664.02	391.87	-492.05	-17.33	104.01	-54.33	84.35
-117.57	795.67	497.79	1573.72	115.47	-687.17	405.52	-509.76	-15.29	91.72	-47.10	75.19
-117.04	794.60	498.42	1573.28	118.33	-707.22	417.34	-525.15	-13.24	79.44	-39.84	66.07
-116.59	793.70	498.95	1572.91	120.66	-724.14	427.34	-538.21	-11.19	67.14	-32.60	56.92
-116.22	793.00	499.36	1572.64	122.47	-737.98	435.50	-548.99	-9.13	54.86	-25.35	47.81
-115.94	792.46	499.68	1572.43	123.77	-748.73	441.85	-557.48	-7.06	42.57	-18.11	38.68
-115.75	792.10	499.90	1572.30	124.55	-756.41	446.39	-563.67	-4.99	30.29	-10.87	29.57
-115.64	791.93	500.00	1572.25	124.83	-761.03	449.11	-567.61	-2.91	18.01	-3.62	20.49
-115.64	791.93	500.00	1572.25	124.83	-762.72	450.01	-569.24	-0.84	5.73	0.00	7.76
			1590.20				-569.24				215.13

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m SECCIÓN INICIAL

MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES (MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	965.79	617.63	1930.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	320.09	-202.46	233.91
-134.16	961.25	620.64	1928.35	11.02	-80.40	53.28	-56.30	-42.07	305.80	-193.05	223.58
-132.4	956.94	623.49	1926.50	21.55	-156.69	103.81	-109.68	-40.33	291.53	-183.64	213.32
-130.73	952.86	626.17	1924.74	41.08	-228.93	151.66	-150.66	-38.55	277.24	-174.21	203.10
-129.15	949.03	628.73	1923.12	50.10	-297.18	196.87	-198.81	-36.74	262.97	-164.80	192.91
-127.66	945.43	631.13	1921.61	58.60	-361.48	239.48	-244.14	-34.91	248.71	-155.37	182.78
-126.26	942.03	633.36	1920.14	66.60	-421.86	279.46	-286.72	-33.04	234.44	-145.96	172.65
-124.94	938.86	635.46	1918.82	74.08	-478.39	316.91	-326.59	-31.15	220.18	-136.55	162.57
-123.72	935.92	637.42	1917.58	81.06	-531.08	351.83	-363.73	-29.23	205.91	-127.12	152.51
-122.58	933.19	639.22	1916.42	87.52	-580.01	384.24	-398.25	-27.29	191.66	-117.72	142.48
-121.53	930.68	640.89	1915.38	93.47	-625.17	414.16	-430.12	-25.33	177.42	-108.29	132.51
-120.57	928.39	642.39	1914.41	98.90	-666.62	441.63	-459.41	-23.36	163.17	-98.88	122.51
-119.69	926.32	643.78	1913.56	103.82	-704.37	466.63	-486.10	-21.36	148.93	-89.47	112.56
-118.9	924.45	645.01	1912.78	108.22	-738.46	489.21	-510.27	-19.35	134.67	-80.04	102.62
-118.2	922.79	646.11	1912.09	112.11	-768.90	509.39	-531.85	-17.33	120.44	-70.63	92.70
-117.57	921.34	647.08	1911.51	115.47	-795.70	527.13	-550.95	-15.29	106.20	-61.22	82.79
-117.04	920.10	647.90	1911.01	118.33	-818.92	542.50	-567.54	-13.24	91.98	-51.79	72.94
-116.59	919.06	648.58	1910.59	120.66	-838.52	555.50	-581.61	-11.19	77.75	-42.38	63.05
-116.22	918.25	649.12	1910.27	122.47	-854.54	566.11	-593.22	-9.13	63.53	-32.95	53.21
-115.94	917.63	649.53	1910.03	123.77	-866.99	574.36	-602.35	-7.06	49.29	-23.54	43.33
-115.75	917.21	649.82	1909.88	124.55	-875.88	580.26	-609.01	-4.99	35.07	-14.13	33.49
-115.64	917.01	649.94	1909.82	124.83	-881.23	583.79	-613.22	-2.91	20.85	-4.70	23.67
-115.64	917.01	649.94	1909.82	124.83	-883.19	584.97	-614.99	-0.84	6.64	0.00	9.11
			1930.30				-614.99				233.91

Tomando $\phi 16$ a 0,20 + $\phi 16$ a 0,40 en la cara superior

$A_s = 15,083 \text{ cm}^2/\text{m}$ → equivale a (7,5 $\phi 16$ / cada un metro)

Sección inicial

$md = 615$ kN/m
$nd = 1930$ kN/m
} $CSA = 1,06$

Sección intermedia

$md = 569,25$ kN·m/m
$nd = 1890,2$ kN/m
} $CSA = 1,12$

Sección final

$md = 608,11$ kN·m/m
$nd = 1420$ kN/m
} $CSA = 0,98$ ← la de por barlovento

↑ Corresponde a NF en la cota de cantil exterior de marca y sin relleno de hormigón, pero la contabilizada, es sólo un 22% es temporal

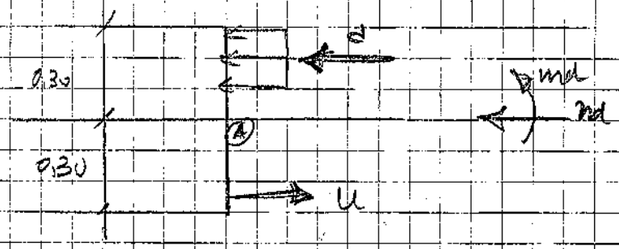
Refuerzo en la cara superior

Armadura cara superior: $\phi 16$ a 0,20 + $\phi 16$ a 0,40

Hipótesis en la que hace falta refuerzo (2) Momento flector negativo con axiles y cortantes concomitantes.

Momento último en $md = 1600$ kN/m

$A_s = \phi 16 \text{ a } 0,20 = 10,055 \text{ cm}^2/\text{m}$



Equilibrio en la sección:

• $\Sigma F = 0$ → $C = nd + U$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 10055 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \cdot 434,8 \text{ MPa} = 0,4372 \text{ MN/m}$

$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = (1,60 \text{ MN} + 0,4372 \text{ MN})/\text{m} = 2,037 \text{ MN/m}$

$C = 0,85 \dfrac{25 \text{ MPa}}{1,50} \cdot 1,00 \cdot y = 2,037 \text{ MN/m} \rightarrow y = 0,1438$

$x = 0,1798$ (= 0,32 d)

↑ Falla dúctil por acero en tracción

Can Nuno 27-junio-05

· ΣM_A = → Suma de momentos en el cdg de la sección

$M_{mx} = C\left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2}\right) + U \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) =$

$= 2{,}027\left(0{,}30 - \frac{0{,}1437}{2}\right) + 0{,}1372\left(0{,}55 - 0{,}30\right) =$

$= 0{,}465 + 0{,}1093 = 0{,}5759$ MN·m/m

$M_{mx} = 570$ KN·m/m

Si tiene $M_{sd} \leq 570$ KN·m/m a 2,25m del apoyo en la pantalla a partir de este pto anclaje + decalaje de los $\phi 16$ que deben llegar hasta

$2{,}25 - \frac{0{,}60}{2} - 0{,}60 = 1{,}05$ m del apoyo en la pantalla

$l_{b\,\phi 16,II}$

$l_{b,\phi 16,II} = 40 \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi$

$40 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}6^2 = 53{,}76$ cm $\leq \frac{500}{14} \cdot 1{,}60 = 57{,}14$

Si tiene $l_{b\phi 16,II} = 60$ cm

Si llevan las barras hasta el final (hasta el bastiaje)

NOTE BOOK

Cálculos Cruce B-10

PK. 707 + 411.15 a 707 + 615.35

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON LA RONDA DEL LITORAL -B10-.
FASE 1A: PK:707+411.15 a 707+458.5

PANTALLAS Y CUBIERTA.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 7 de octubre de 2004

MEMORIA

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL (B-10). –FASE 1A-

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la Ronda del Litoral de Barcelona (B-10) y un colector de aguas negras, entre los PK's 707+411.15 y 707+622.28 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la Ronda Litoral y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan mas que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de los servicios cuenta con un total de tres fases. En este documento se detalla el cálculo y verificación de la primera de las fases (Fase 1A), entre los PK's 707+411.15 y 707+457.50.

Estos desvíos sucesivos, sin cortes de tráfico ni servicios, exigen una ejecución rápida y con unas limitaciones de espacio muy restrictivas. Por estos dos motivos se plantea una cubierta a una cota elevada que obligue a una reposición mínima sobre ella. La cubierta de la primera fase se encuentra a la cota z=+1.35, aproximadamente, y la cubierta del resto de fases, justo debajo del cruce con la B-10, entre las cotas +10.25 y +12.85, aproximadamente. Estos saltos de cota permiten reponer el terreno natural con mayor celeridad y hacen disminuir mucho los taludes de excavación o terraplenado en las diferentes fases, ganando así el espacio necesario. El gálibo interior vertical de la sección transversal aumenta y el resto de dimensiones se mantiene según las especificaciones del proyecto original.

Por los mismo motivos expuestos anteriormente, la losa de cubierta se ejecutará totalmente "in situ", sobre el terreno natural preparado para actuar como encofrado, y toda la excavación interior del Falso Túnel se realizará en mina. Las restricciones geométricas obligan a ejecutar losas esviadas que permitan una mayor amplitud de los taludes de terraplenado y un máximo acercamiento a los taludes mínimos de excavación, dependiendo de la fase en ejecución. Los saltos de cota entre cubiertas adyacentes obligan a la utilización de muros de cierre entre algunas de las fases.

Las secciones transversales resultantes tienen gálibos interiores verticales totales elevados. Estas distancias altas entre ejes de apoyos en cubierta y contrabóveda se traducen en mayor luz a flexión de las pantallas que, para trabajar bajo la acción de esfuerzos razonables y con movimientos admisibles, requieren de la utilización de apeos intermedios con carácter definitivo, situados por encima del gálibo estricto. Estos apeos no son necesarios en todos los subtramos del tramo objeto de estudio, sólo en los de cubierta más alta, y por tanto, no afectan a la Fase 1A.

El final de la Fase 1A coincide con el cruce de la traza con el colector de aguas negras y con un muro de salto y conexión con la Fase 1B. En el cruce con el colector, y con la finalidad de no tener que deprimir más la rasante del Falso Túnel, se opta por la utilización de la losa inferior del mismo como cubierta del Falso Túnel.

En los croquis adjuntos al final de esta memoria puede verse la propuesta de fases de ejecución para este tramo del Falso Túnel. En los mismos croquis se representan los desvíos de tráficos y servicios necesarios en cada una de las fases.

En el apartado de planos de este documento se presentan los planos de definición estructural de las pantallas para la primera fase de este tramo, así como los de su losa de cubierta. En los planos de las pantallas se incluye el esquema que define el procedimiento constructivo según el cual se han calculado. Así mismo, en un documento independiente se detalla el cruce de la traza con el Colector de Aguas Negras y su reposición sobre la traza del Falso Túnel.

El cruce con el colector requiere de su desvío provisional durante la ejecución de la fase correspondiente. Dicho desvío obliga a ocupar más terreno del estrictamente necesario para la ejecución de las pantallas y la cubierta de la Fase 1A, por lo que se prevé la utilización de unas pantallas de contención que permitan reducir los derrames de tierras del terraplén de la Ronda. Estas pantallas tienen carácter temporal y no trabajarán tras la reposición de la Ronda Litoral y la entrada en servicio del Falso Túnel, a pesar de lo cual se han limitado los movimiento máximos previsibles para evitar la aparición de deformaciones importantes en los desvío de la Ronda Litoral. La definición geométrica de dichas pantallas puede encontrarse en los croquis adjuntos a esta memoria y la definición estructural de las mismas en el apartado de planos.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel cruza con la carretera B-10 y con un colector de aguas negras de sección cajón unicelular. Todos estos servicios y sus desvíos se describen en los croquis adjuntos al final de esta memoria.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  - · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  - · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  - · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333

· Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
· Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
· Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
· Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
· Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
· Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo de la sección entre hastiales y de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original.

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del Túnel. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas, de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para este tramo.

En las Fases 1B y 2, en las que no es posible disponer pozos de bombeo con la misma separación que en el Tramo de Pruebas debido a la presencia de las calzadas desviadas de la Ronda Litoral, se utilizarán las presiones de agua adaptadas al correspondiente esquema de achique. Estas leyes de presiones de agua singulares no afectan a la Fase 1A, en la que sí puede mantenerse el esquema de achique que se empleo en el Tramo de Pruebas.

2.5 CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

Para las alturas de tierras se toman los perfiles transversales definidos en el Proyecto Original, con las cargas que suponen.

Las cargas de tráfico se aplican en todas las fases constructivas de la cubierta en las que existe. En la Fase 1A aquí tratada no se prevé la acción de tráfico, por lo que la sobrecarga de utilización considerada es 10kN/m^2.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

El cálculo de acciones se ha regido por el articulado de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera: IAP

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura. (según IAP)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y obteniendo los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

Para la verificación y dimensionamiento de la losa de cubierta se han tenido en cuenta las cargas de tierras y las cargas del tráfico (en caso de existir). Se ha comprobado la losa frente a cargas verticales y también se ha comprobado su estabilidad bajo el axil que le introducen las pantallas que sobre ella se apoyan.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón losa de cubierta: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control (con los coeficiente de seguridad de materiales y acciones que implican):

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas de la Fase 1A se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo adjunta a esta memoria.

Para el cálculo de la losa de cubierta se han empleado métodos manuales y emparrillados planos que permitan simular singularidades que requieran estudios de mayor detalle.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean un procedimiento constructivo similar al P2 (excavación con un nivel de puntales intermedios) para la ejecución del Falso Túnel en el cruce con la Ronda Litoral (B-10).

Se parte de una cubierta ejecutada directamente sobre el terreno tratado y, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

El procedimiento constructivo requiere de la disposición de puntales definitivos por encima del gálibo para reducir esfuerzos y movimientos en las pantallas. Asimismo, se requiere de la utilización de puntales provisionales que permitan contener esfuerzos en fases intermedias de ejecución. La descripción del procedimiento constructivo puede consultarse en el anejo de planos adjunto a esta memoria. En la Fase 1A de ejecución del tramo aquí presentada, no es preciso utilizar los puntales definitivos y basta con los provisionales para la excavación interior del falso túnel.

Procedimiento constructivo para Fase 1A:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando sea necesario) y preparación de la plataforma de trabajo a la correspondiente.
- Ejecución de las pantallas.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota de cara inferior de la cubierta y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Primera excavación interior del Falso Túnel en mina.
- Excavación interior del Falso Túnel hasta, aproximadamente, 5.0m por encima de la cota de máxima excavación (C.M.E.).
- Apuntalamiento provisional y excavación hasta C.M.E.
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0.

El análisis estructural de las losa de cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000

Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

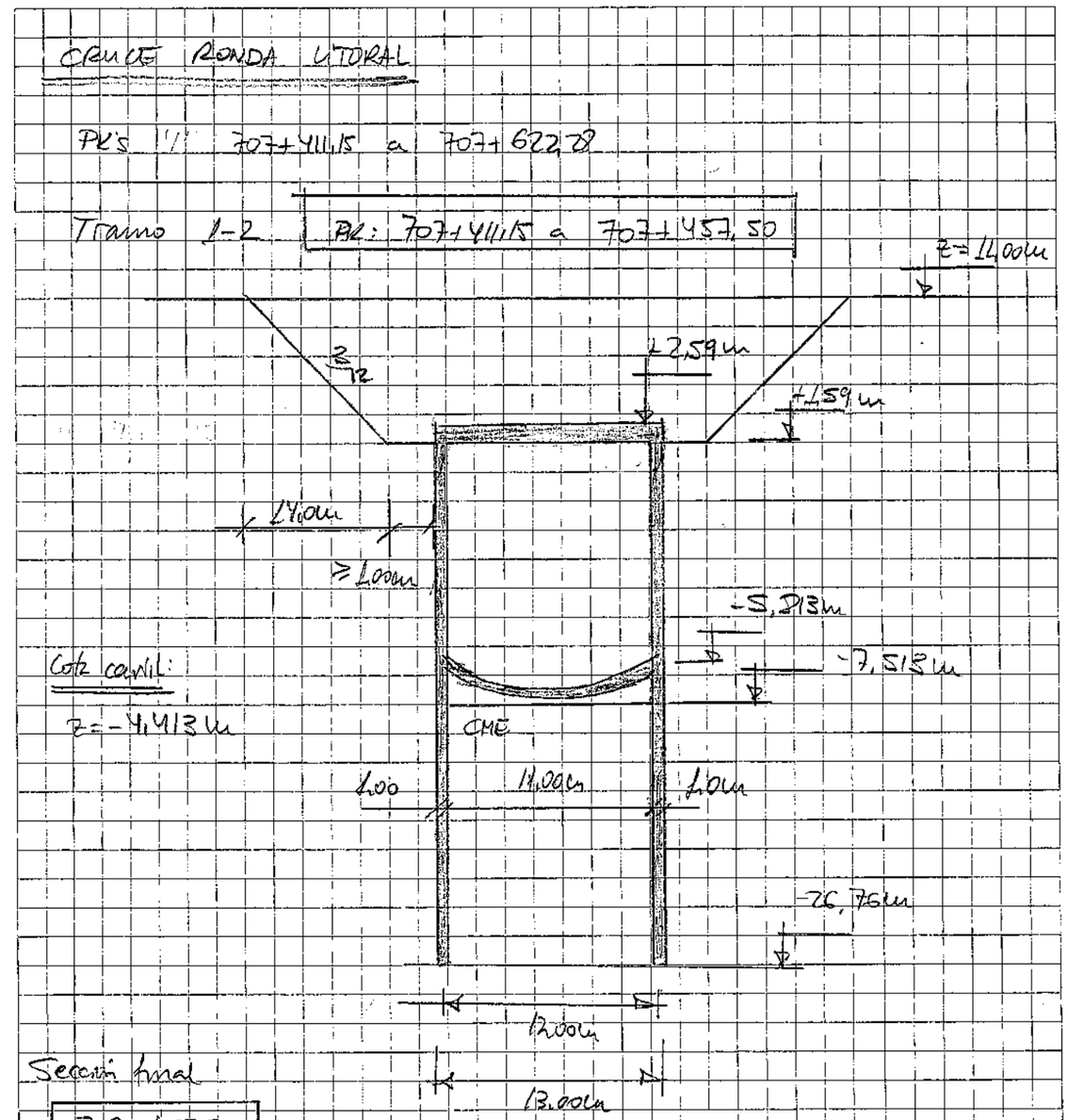
Barcelona, a 7 de octubre de 2004

NOTA DE CÁLCULO

CRUCE RONDA LITORAL

PK's 707+411,15 a 707+622,28

Tramo 1-2 PK: 707+411,15 a 707+457,50



Sección final

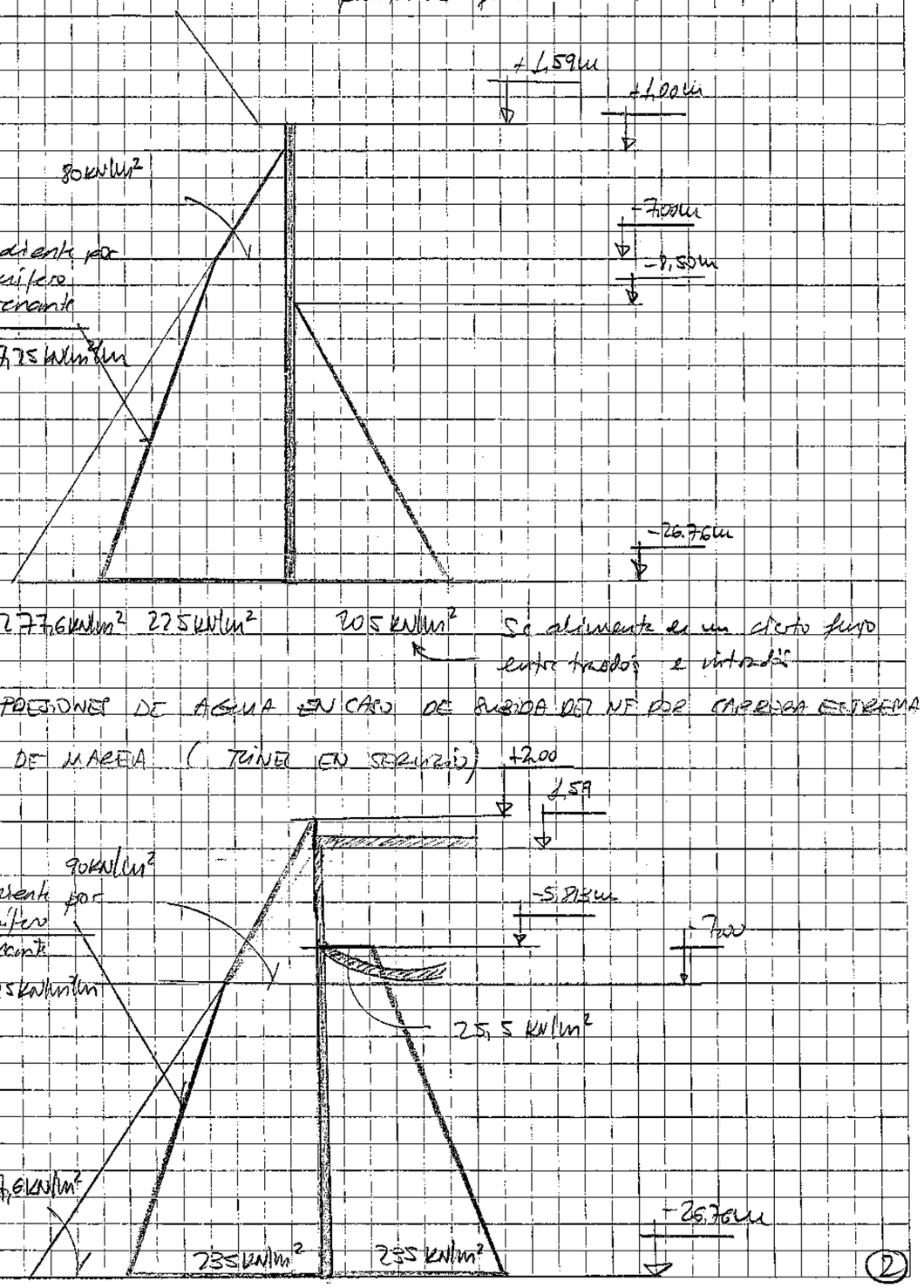
707+457,50

Archivo "P2RLL.RD"

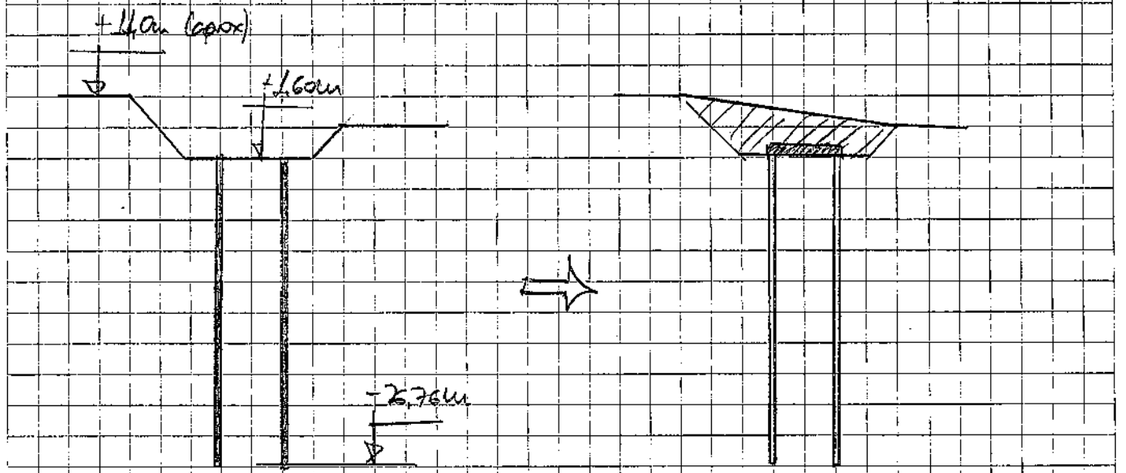
Obs: la sección inicial coincide con la sección final del tramo Faixa-Ilha/Coletor → Usar la nota de calculo correspondiente (Sin validez inicial → P2FR2BB.RD"

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

Mismo esquema de colocación de agua entre pantallas que en el trasdós exterior

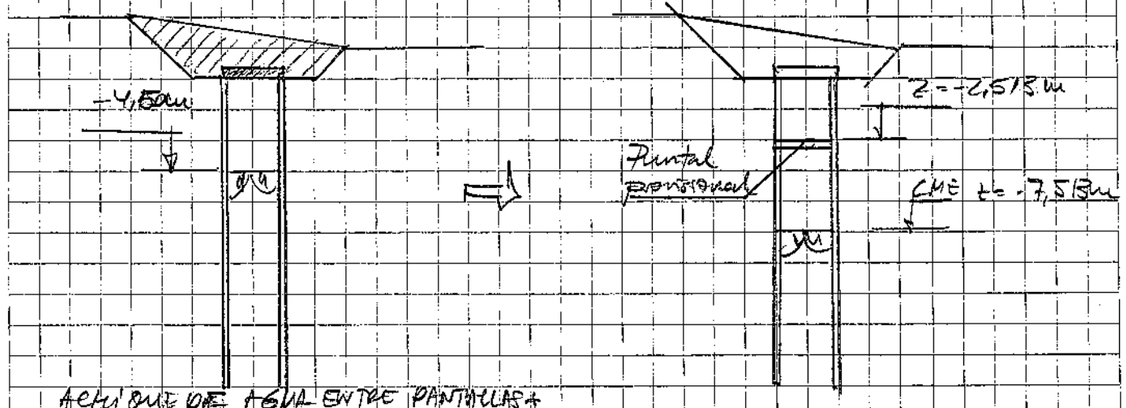


PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

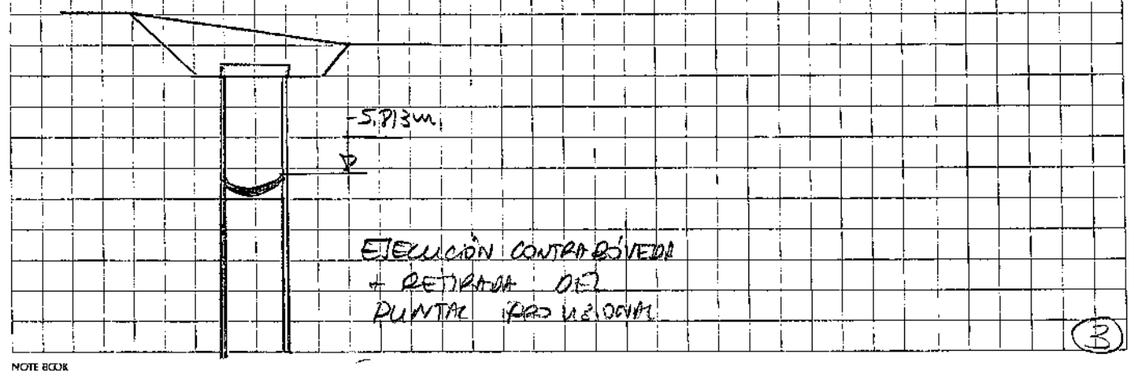


EJECUCIÓN PLATAFORMA DE TRABAJO + EJECUCIÓN PANTALLAS

EJECUCIÓN CUBIERTA "IN SITU" SOBRE EL TERRENO Y RELLENO HASTA RECUPERACIÓN DEL TERRENO NATURAL



ACTUACIÓN DE AGUA ENTRE PANTALLAS + 1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA z = -4,50m



EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA + RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

EJEMPLO

* CUBIERTA:

h = 1,00m l = 12,00m (½ = 6,00m) E = 27264 MPa

A = 100 cm²/m

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{27264 \cdot 100}{6,0m} = 454400 \text{ KN/m/m}$$

K = 45440000 KN/m/m = 4544000 Tn/m/m

Kcubierta = 454400 Tn/m/m

* PUNTALES (provisionales)

A = 2 * 198 cm² = 396 cm²/puntal

l = 11/2 = 5,50m

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{396 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{5,50m} = 1512 \text{ MN/m/puntal}$$

Dispondremos un puntal cada 2,50m

K = 604,8 MN/m/m Kpuntales = 605000 kn/m/m

Kpuntales = 60500 Tn/m/m

* SOLERA

Ksolera = 130 000 Tn/m/m Ver tramo de pantallas

NOTE BOOK

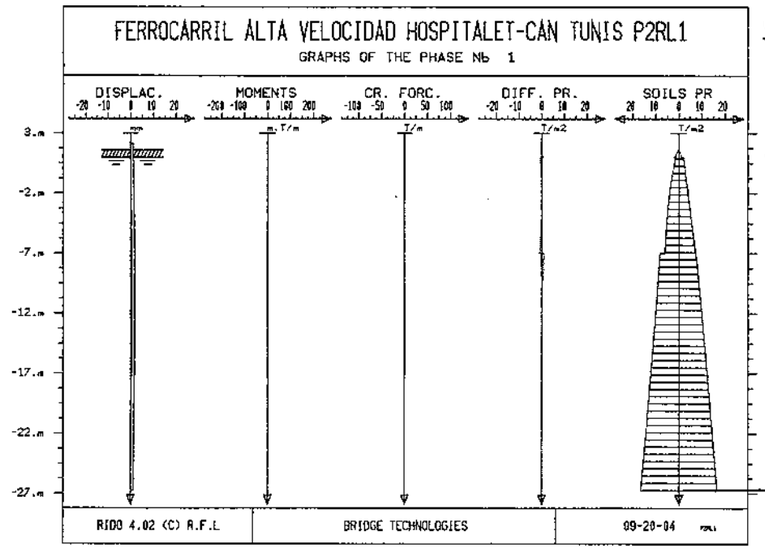
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL1 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.513
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* PRIMERA FASE DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+457.5
2.1✓
-26.76 1.0^3*2.726E6/12✓
11.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000 ✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 1.6✓
EXC(2) 1.6✓
SUB(1,1) 1.6 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 1.6 1.0 2.0 2.33✓
SUB(1,1) 1.6 2.0 3.0 3.66✓
SUB(1,1) 1.6 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 1.6 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 1.6 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 1.6 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 1.6 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 1.6 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 1.6 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 1.6 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 1.6 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 1.6 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 1.6 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 1.6 14.0 15.0 19.80✓
SUB(1,1) 1.6 15.0 35.0 19.80✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION DE LAS PANTALLAS Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 2.1 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 1.6 0.0 35.0 19.8✓ ← Sustituye a las anteriores (OK!)
CAL✓
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -26.76 22.5✓
WAT(2) -8.5 0.0✓
WAT(2) -26.76 20.5✓
CAL✓
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-4.50
EXC(2) -4.5✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.50 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.✓
STR -2.5 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -7.55✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.8 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
```

```
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.76 23.5
WAT(2,1) -5.81 0.0 2.55
WAT(2) -26.76 23.5
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 2.1 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.81 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) TRAMO 1-2 SECCIÓN FINAL PK 707+457.50

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

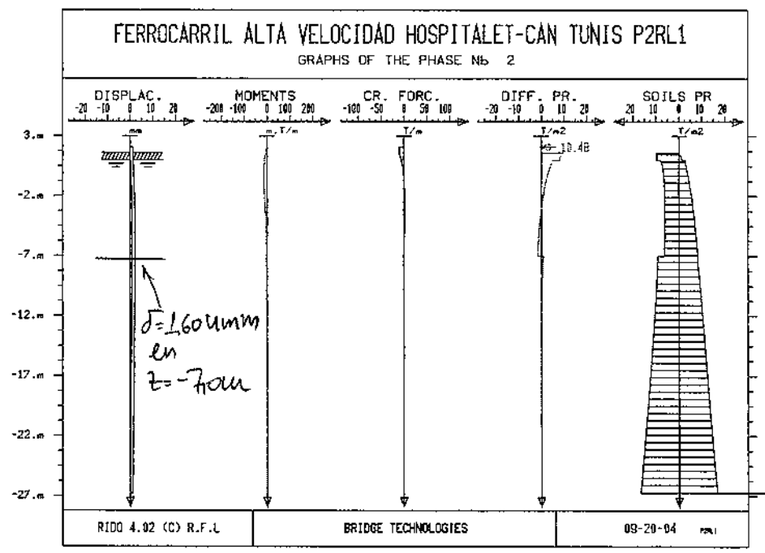
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



Se moviliza el 23,4% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

16,61 Tn/m²

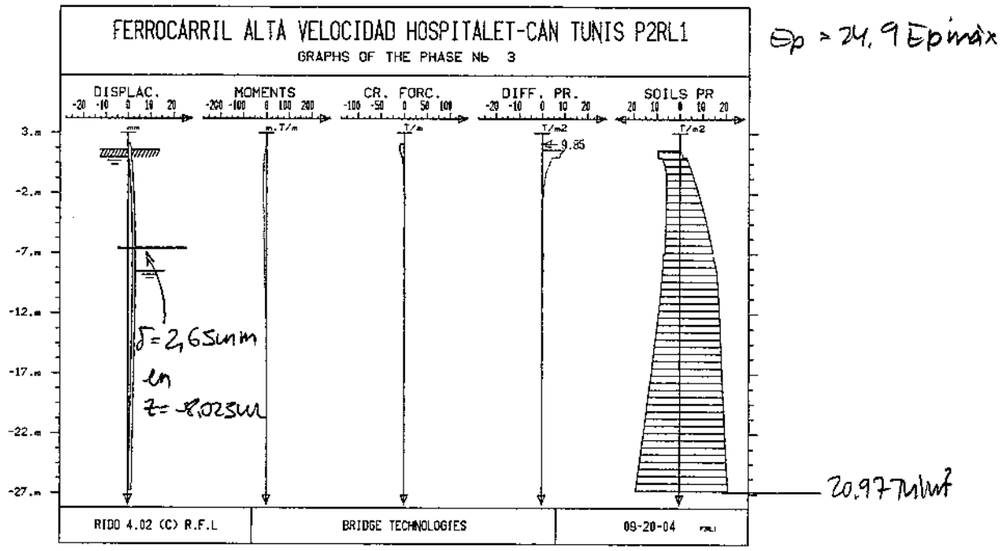
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



Φp = 29,7% Φp máx

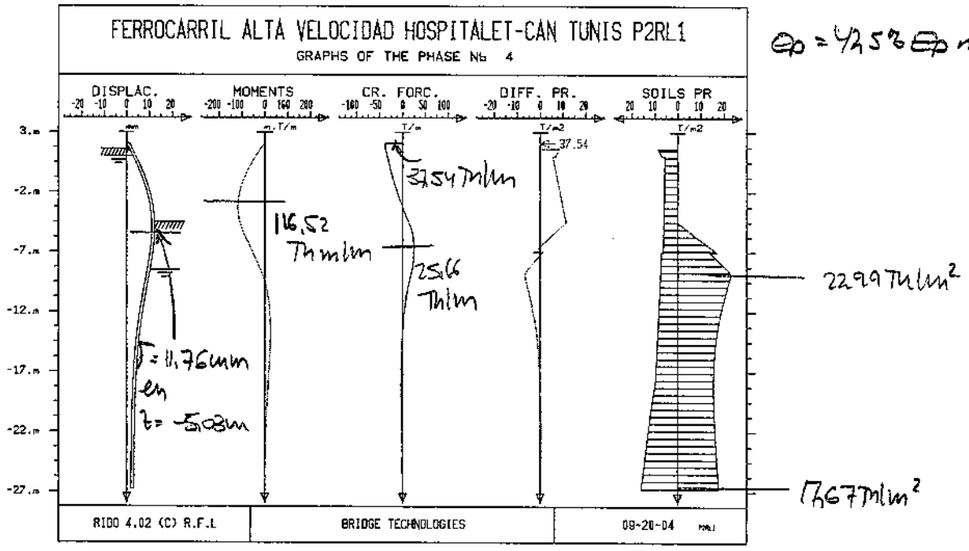
16,66 Tn/m²

ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



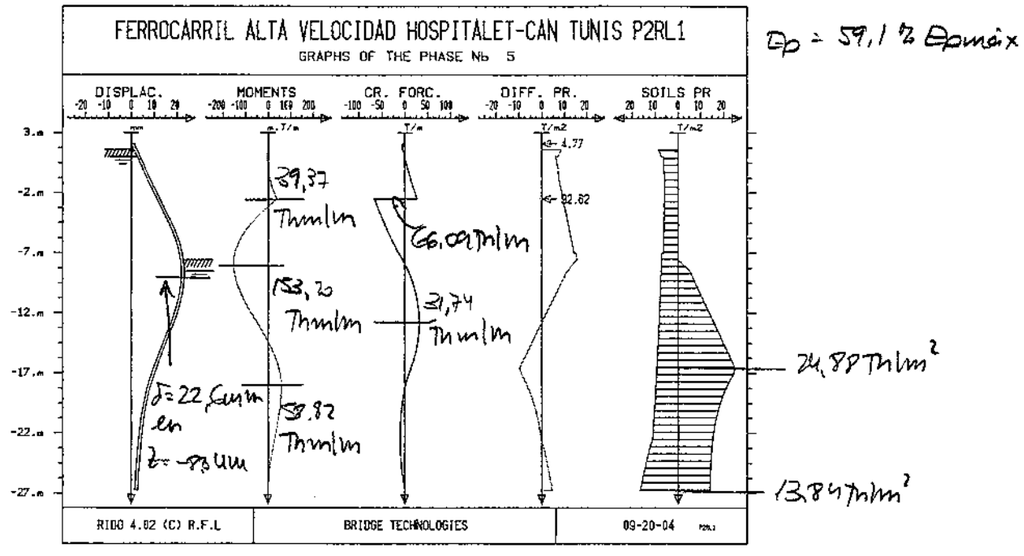
Ep = 24,9 Epmáx

PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=-4.50m:



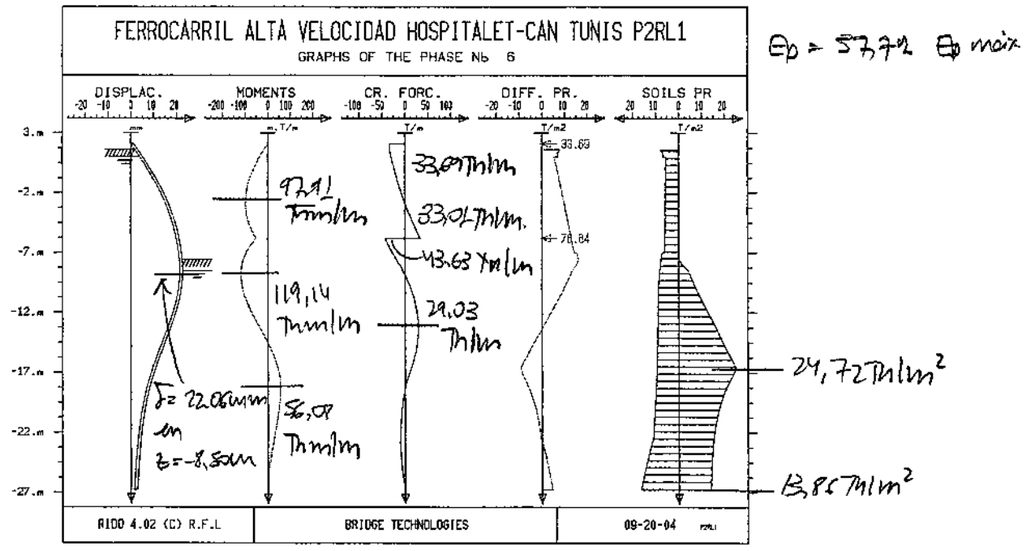
Ep = 42,5% Ep máx

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.50m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



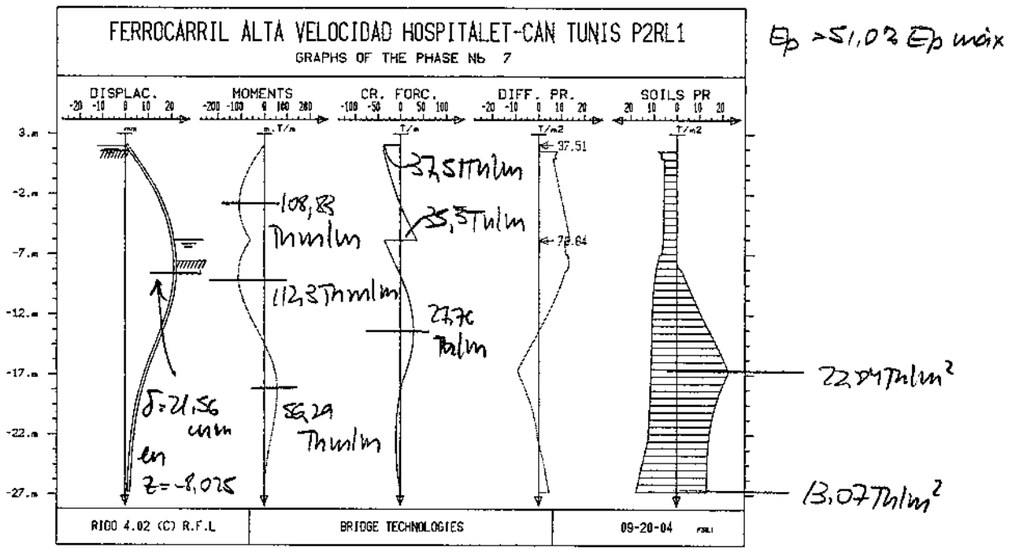
Ep = 59,1 % Epmáx

EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



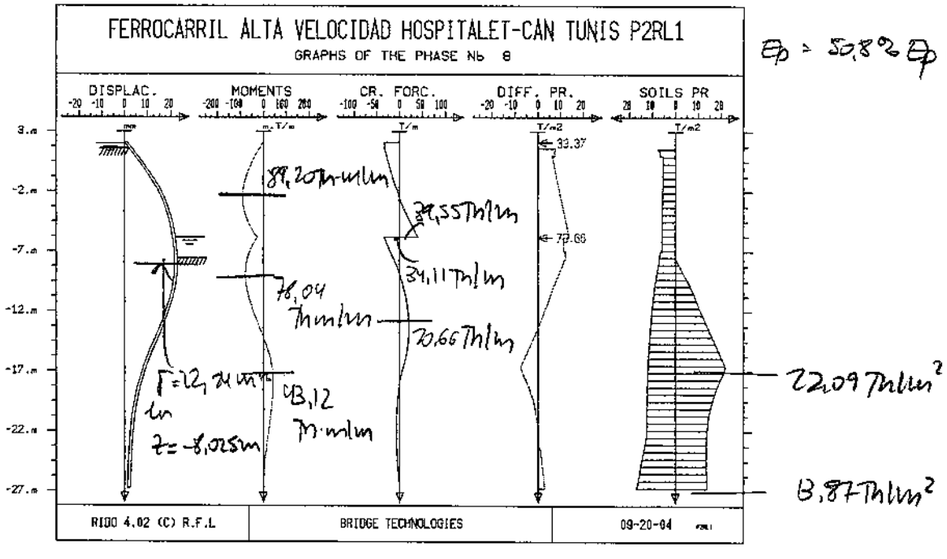
Ep = 57,7% Ep máx

SUBIDA DEL N.F:



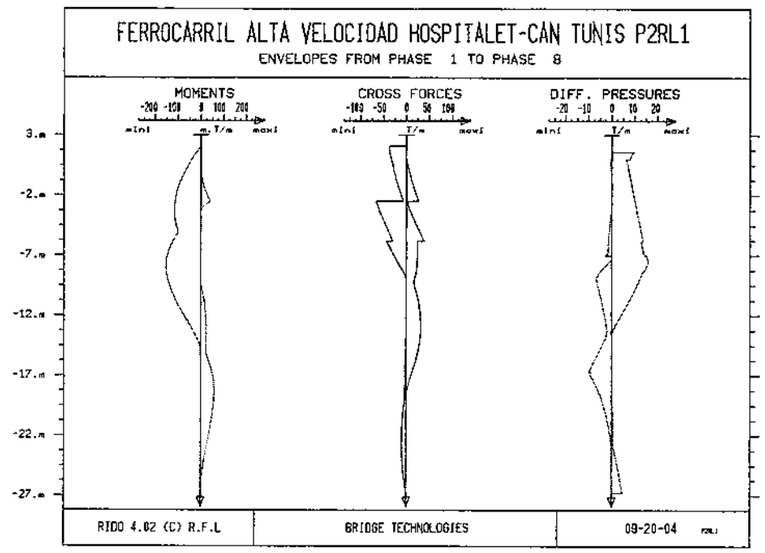
Ep = 51,02 Ep máx

FLUENCIA:



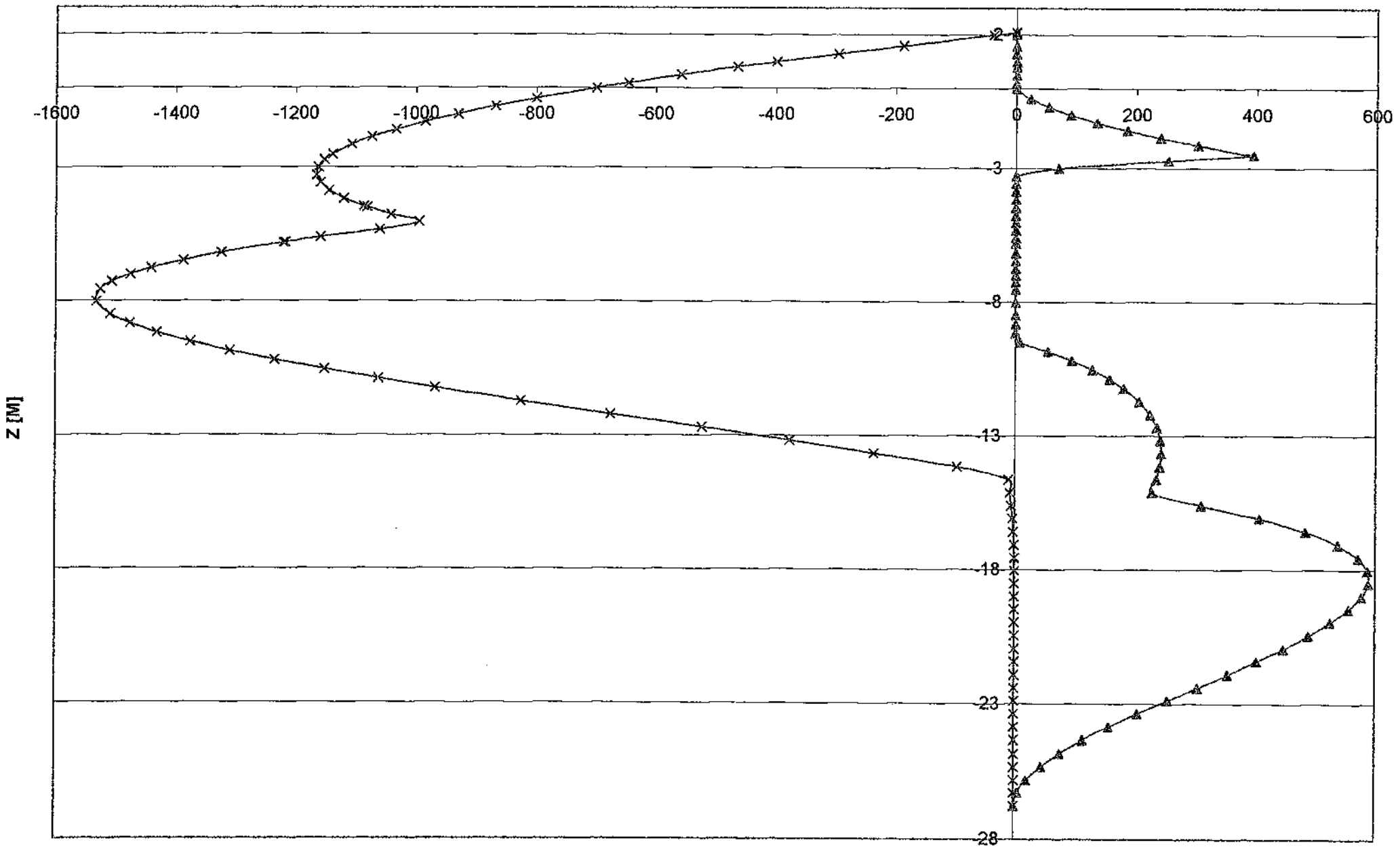
Ep = 50,82 Ep máx

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

EN VENTE DE MOMENTOS FLECTORES

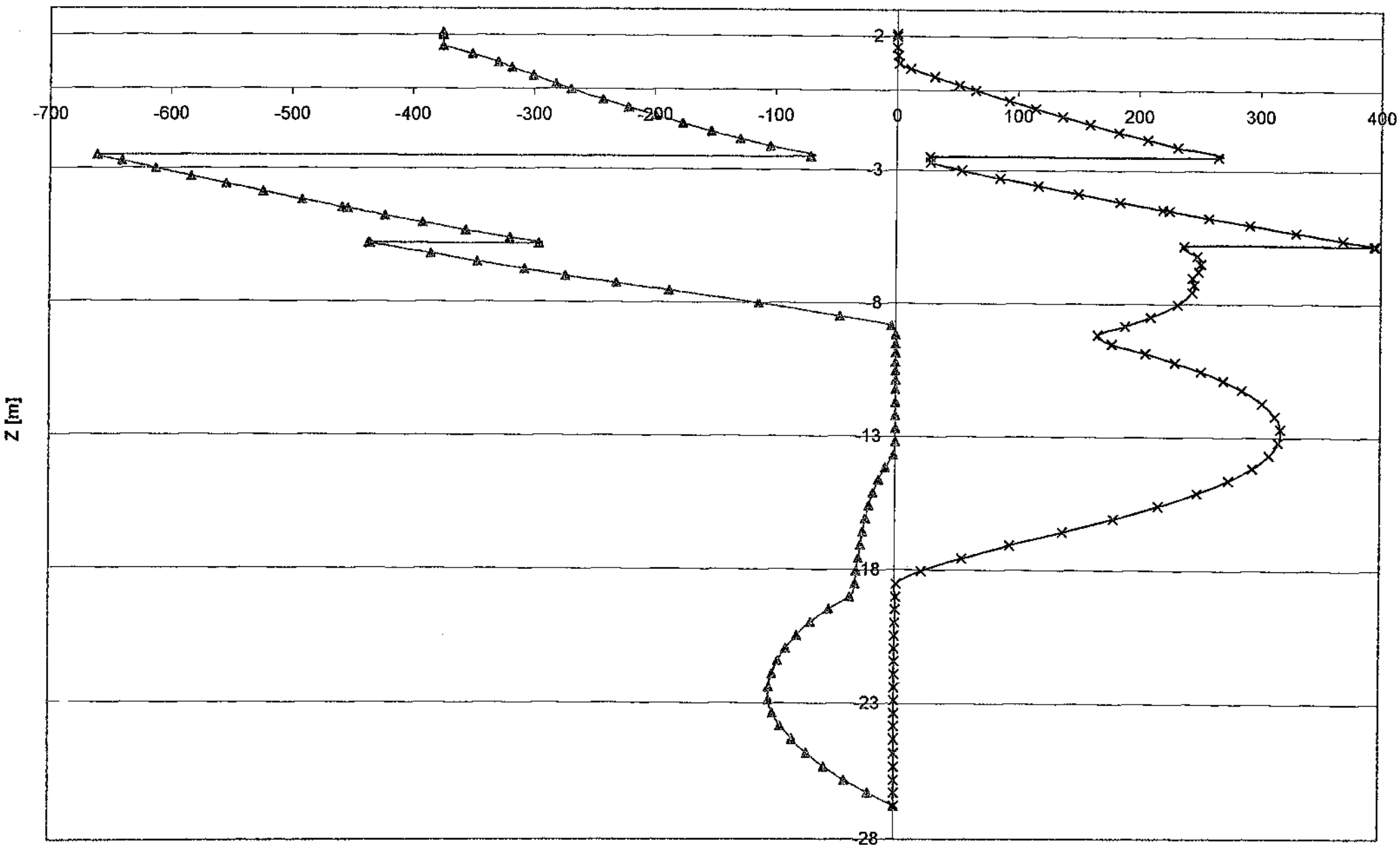


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FINAL M mín S FINAL

P2 RONDA LITORAL
20/09/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

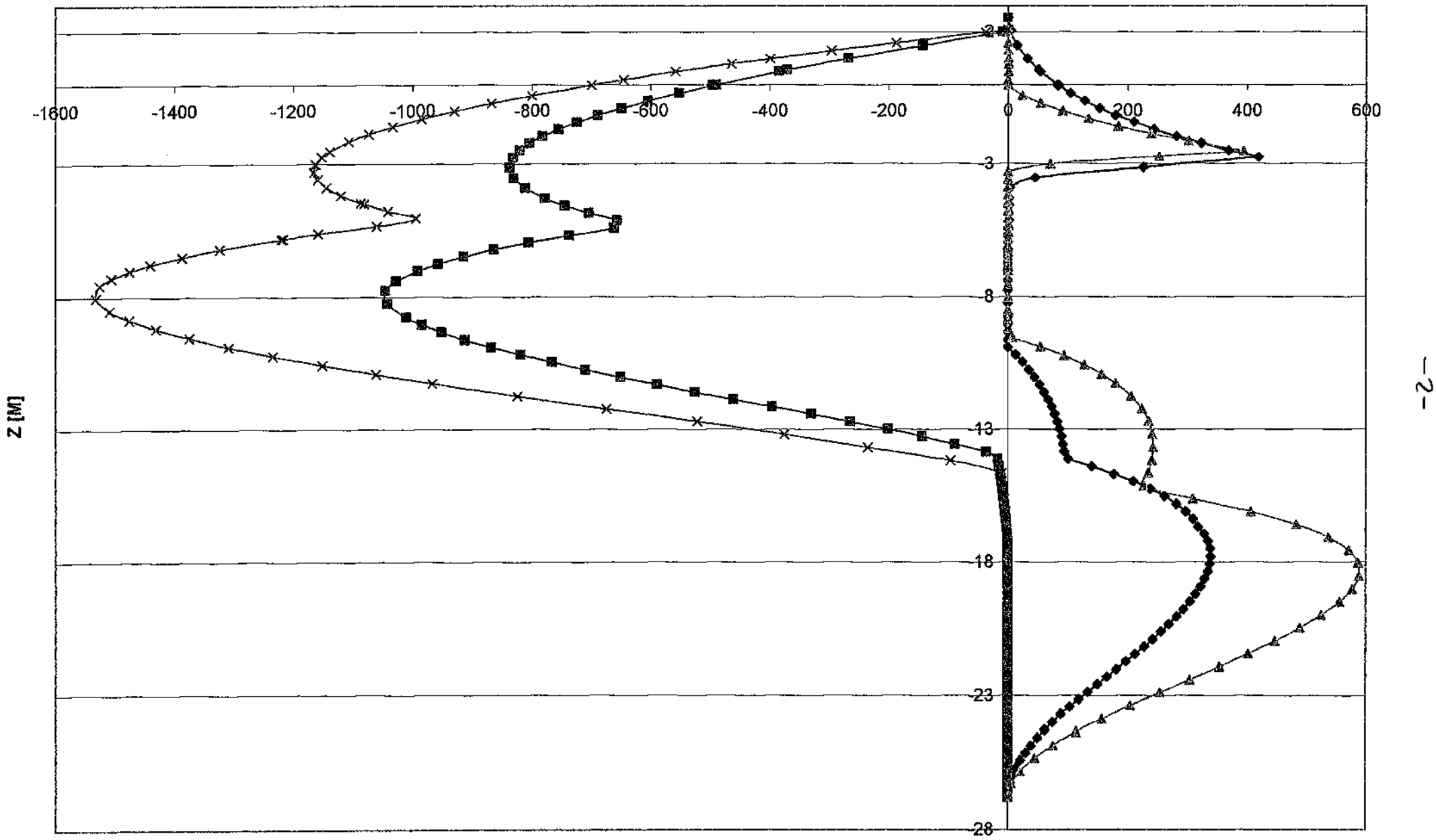


CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL V máx S FINAL

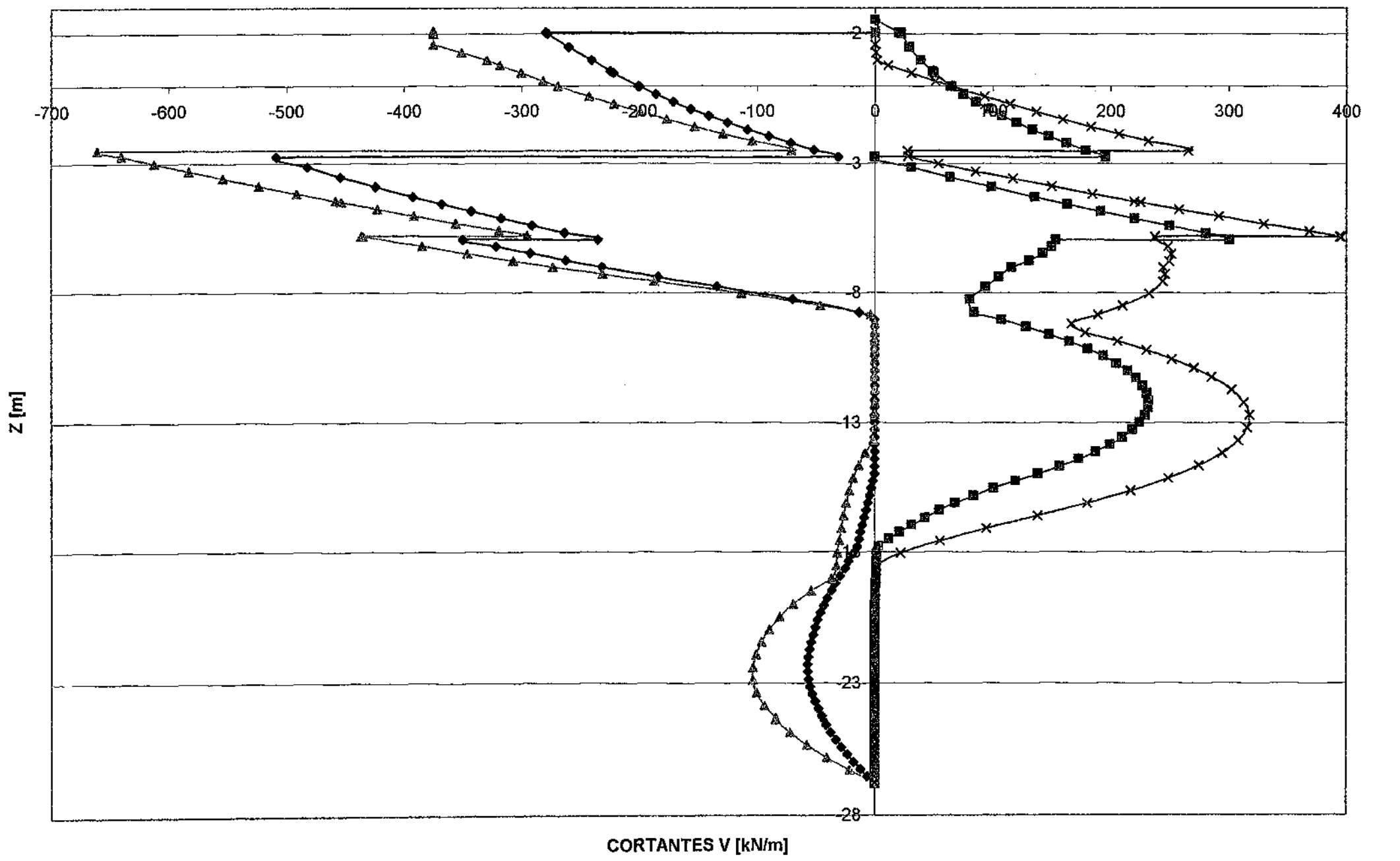
P2 RONDA LITORAL
20/09/2004

ENV /ENTE DE MOMENTOS FLECTORES



P2 RONDA LITORAL
20/09/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



P2 RONDA LITORAL
20/09/2004

NOTAS DE ARMADO:

1) FLEXIÓN:

1a) INTRADÓS:

· Pico de momento $M_{mk} = 1585$ KN·m/m

$M_{md} = 2302,5$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 75,99$ cm²/m; en un bataclón de 5,0m $A_s \geq 379,95$ cm²

Q cubre con 30φ32 + 30φ25

$A_{s,disp} = 77,706$ cm²/m $M_{mk} = 2469$ KN·m/m ($C_{sA} = 1,07$)

$X = 0,35d$ ← OK! ($< 0,45d$)

· Momento último con 30φ25

$A_s = 29,454$ cm²/m

$M_{mk} = 1082,90$ KN·m/m

$M_{md} = 721,2$ KN·m/m

Si hem $M_{mk} \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -12,50$m, los φ25 deben llegar hasta $z =$

$-12,50 - \frac{4,00}{\text{tb}} - \frac{2,00}{d} - \frac{0,5}{c} = -15,00$m

· Momento último con 30φ25+30φ25

$A_s = 58,908$ cm²/m

$M_{mk} = 1945,58$ KN·m/m

$M_{md} = 1297,05$ KN·m/m

Si hem $M_{mk} \leq 1295$ KN·m/m para $z \leq -10,00$m a partir de este pto anclarem alternos 2φ32, que deben llegar hasta

$z = -10,00 - \frac{1,50}{\text{tb}} - \frac{2,0}{d} - \frac{0,50}{c} = -13,00$m

· Momento último con 30φ32

$A_s = 48,252$ cm²/m

$M_{mk} = 1711,87$ KN·m/m; $M_{md} = 1141,25$ KN·m/m

Si hem $M_{mk} \leq 1140$ KN·m/m para $z \geq -2,50$m, los barres de φ25 deben llegar hasta

$z = -2,50 + \frac{2,00}{\text{tb}} + \frac{2,00}{d} + \frac{0,5}{c} = 0,00$m

· Momento último con 20φ25

$A_s = 19,635$ cm²/m

$M_{mk} = 734,13$ KN·m/m

$M_{md} = 489,4$ KN·m/m

Si hem $M_{mk} \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -13,50$m, los φ25 deben llegar hasta

$z = -13,50 - \frac{1,0}{} - \frac{1,0}{} - \frac{0,5}{} = -16,00$m

II) TRASDOS

- Pico di momento m_k = 588,21 KN·m/m
  m_d = 882,315 KN·m/m

$A_s \geq$ 25,71 cm²/m

En todo un batacho de 5.0m $A_s \geq$ 128,55 cm² → 30ϕ25.

- Momento último con 20ϕ25
  A_s = 19,63 cm²/m
  m_u = 734,13 KN·m/m
  $m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m
  Se tiene $m_k \leq$ 485 KN·m/m para $z \geq$ -16,00m. (OK!)

III) CORTANTES:

- Pico de cortante V_k = 660,7 KN/m
  V_d = 991 KN/m
  A_s = 19,636 cm²/m (→ 4 ϕ25 pies)
  $A_d \geq$ 25,51 cm²/m/m
  En 1 batacho de 5.0m A_s = 127,55 cm²/m
  Tomando planos a 0,15 de 8 ramas por plano
  $A_s \geq$ 2,39 cm²/ base → a cubrir con ϕ12.

- Cortante último con 8 ramas ϕ12 en planos a 0,15
  A_s = 19,636 cm²/m
  A_d = 12,064 cm²/m/m
  V_u = 618,32 KN/m
  $V_{u,k}$ = 412,21 KN/m

Se tiene $V_k \leq$ 410 KN/m para $z \leq$ -7,20m. (Indicar decalaje de medio canto c/u)

IV) ESTUDIO PUNZONAMIENTO (LEHE)

Máximas cargas en los pantalles: $Z_{ult} = 926,2$ kN/m

$N_d = 2,50\,m \cdot 930$ kN/m $\cdot 1,50 = 3473,25$ kN/pantal

$N_d = 3,50$ MN/pantal

Esfuerzo máximo de punzonamiento:

$\frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d} \leq f_{1,dd}$ $\quad f_{1,dd} = 0,20 \cdot f_{cd} = 5,00$ MPa

Placa de apoyo de pantal: $0,75 \times 0,75 = 0,5625\,m^2$

$u = 3,0\,m$ + perímetro = u_1

$d = 0,95\,m$ (en todo sequro)

Sustituyendo valores:

$\frac{3,50 \cdot 10^{-3}\,MN}{3,0 * 0,95\,m^2} = 1,36$ MPa $\ll f_{1,cd}$ ✓ (OK!)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $\quad A_\alpha = \frac{A_w}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{cd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,95\,m$ (con todo seguro)

$\tau_{cd} = 0,12\,\xi\,(100\,\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3473$ kN $= 3,47$ MN

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1,485$

$A_{sx} = 2\phi 20$ a $0,15$ $\quad A_{sx} = 41,89\,cm^2/m$ — $\rho_x = 0,004189$

$A_{sy} = \underbrace{C\phi 32 + 6\phi 25 + 4\phi 25}_{\text{Como mínimo}} = 97,34\,cm^2/\text{bastade}$ — $\rho_y = 0,009734$

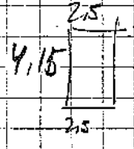
en la cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} = 0,006386$

Sustituyendo valores:

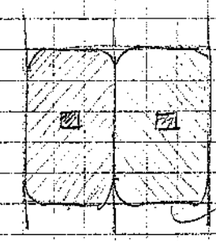
$\tau_{cd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00639 \cdot 25)^{1/3} = 0,449$ MPa

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario $u_1 \geq$

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\text{Grad}} = \frac{3,47\,MN}{0,449 \cdot 0,85} = 9,15$



Perímetro crítico:



Es menor — hace falta armadura de punzonam

u_1 crítico $= 9,73$ m

Las al juntar las dos superficies de arriba en una única, el mínimo resistente es el cortante vertical de la pantalla. En ella de cierto está garantizado con la armadura dispuesta. (Cuando a la izquierda hay riesgo de punzonamiento y este es el cálculo que se está realizando.)

Dimensionamiento tomando $u_1 = 10,00\,m = b_0$

$\xi = 1,485$

$\rho_l = A_{sx} = 2\phi 20$ a $0,15$ $\quad A_{sx} = 20,95\,cm^2/m$ — $\rho_x = 0,002095$

$A_{sy} = 4\phi 25$ / m $\Rightarrow A_{sy} = 98,18\,cm^2/\text{bastade}$

$A_{sy} = 19,64\,cm^2/m$ — $\rho_y = 0,001964$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,002028$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,002028 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 9115 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 1,98$ MN

$\Rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 3,47$ MN $- 1,98$ MN $= 1,49$ MN

$V_{su} = z \cdot \sin\alpha \,(\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot A_\alpha \cdot f_{yd}$ $\quad z = 0,9 \cdot d$

$z = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765$ m

$A_\alpha \geq \dfrac{1,49 \text{ MN}}{0,765 \text{ m} \cdot 400 \text{ MPa}} = 48,69 \text{ cm}^2/\text{m} = \dfrac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0,15$ m $\rightarrow$ $A_{sw} \geq 7,30$ cm² en cada plano

Si cubro con el imagen disponible sobre la armadura necesaria por cortante 1,83 cm²/barra (OK)

b) Tomando $s = 0,60$ m $\rightarrow$ en cada plano 29,22 cm²

Tomando barras a 0,15 m $\rightarrow$ en 4,15 m entran 27 barras

a cada barra le corresponde 1,082 cm². Si cubro con el imagen disponible sobre la armadura necesaria por cortante

Apoyo pantallas en cubierta

$R_{wáx} = 375$ kN/m

$R_d = 565$ kN/m

Decreación en la última hoja de cortante

$A_s \geq \dfrac{0,565 \text{ MN/m}}{f_{yd}} = 12,95 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Si cubro de esta con $\phi 25$ ($A_s = 19,64$ cm²/m)

CUBIERTA TRAMO 707+411,15 a 707+622,28

Altura de pilares: Según Tramo

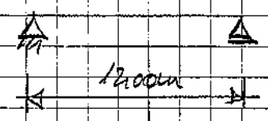
Tramo inicial h = 3,00 m (hasta PK 707 + 430 m)

Tramo final h = 6,50 m

1) Tramo INICIAL

Esquema estático:

Le = 12,00 m luz de cálculo (entre ejes de pantallas)



ACCIONES:
- Peso propio
- Peso tierras
- Sc de uso

Obs: El NF piezom. está a la cota Z = +2,00 m (la cota superior de la cubierta siempre está por encima) → No afecta a la verificación y dimensionamiento de la cubierta

- g_L = 4,00 m²/m × 25 kN/m³ = 25 kN/m²
- $g_{tierras}$ = 3,00 m²/m × 20 kN/m³ = 60 kN/m²
- Sobrecarga = q_k = 10 kN/m²

q_d = 1,35 (25) + 1,50 (60+10) = 138,75 kN/m

I) DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

$M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{138,75 \cdot 12^2}{8} = 2497,5$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

Recubrimiento mecánico r = 0,07 m

$A_s \geq 72,55$ cm²/m → 16Φ25 $A_{s\,disp} = 78,544$ cm²/m

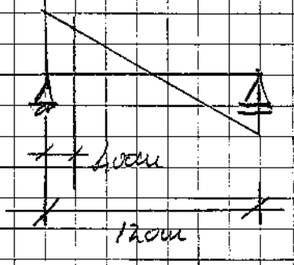
$M_{Rd} = 2764,41$ kN·m/m $x = 0,32d < 0,45d$ (OK)

($\varepsilon_{cu} = 1,107$)

Fallo dúctil. Fallo por el hormigón con el acero plastificado = ($\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$) IIIa

DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo directo (del lado seguro)



$V_d = q_d (\frac{l}{2} - d) = 138,75 (6 - 1,0) = 693,75$ kN/m

$V_d = 693,75$ kN/m
$A_s = 78,544$ cm²/m
r = 0,07 m
} $A_{sd} \geq 9,95$ cm²/m/m

Se disponen 2 planos de armadura por 4,00 m de ancho → 9 ramas por metro

Se cubre con 1 c Φ10 a 0,25

Cuantía mínima a cortante

$A_s \geq 0{,}02 \cdot 60 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8{,}33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Una barras en la separación de cercos

$V_{u1} = 4{,}65 \text{ MN/m}$

$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1}$ — $S_t \leq 0{,}80d \leq 300\text{mm}$ OK! Se cumple

Por flexión:

$V_{au} = 376{,}24 \text{ KN/m}$

$V_{rd} = 693{,}75 \text{ KN/m}$ (Sección 1 canto útil)

$A_d = 12{,}50 \text{ cm}^2/\text{m/m}$

$d = 0{,}93 \text{ m}$

$\rightarrow \frac{(V_{rd} - 3V_{cu})}{A_d \cdot d} \leq 50$ — $S_t \leq 300\text{mm}$ (OK!) Se cumple

- Cortante último con 2c Φ12 a 0,25

$A_d = 8{,}04 \text{ cm}^2/\text{m/m}$

$A_s = 78{,}54 \text{ cm}^2/\text{m}$ | $V_{u1} = 645{,}42 \text{ KN/m}$

$r = 0{,}07 \text{ m}$

Se tiene $V_d \leq 640 \text{ KN/m}$ a 2,00m del eje de apoyo

(Incluye descalce de medio canto útil)

DESVIACIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE

$T_d = 138{,}75 \times 6{,}00\text{m} = 832{,}5 \text{ KN/m}$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = 20{,}8 \text{ cm}^2$ → Se cubre con 1 capa de Φ25

(3)

NOTE BOOK

ARMADO TRANSVERSAL

- Cuantía geométrica mínima como losa Φ16 c 0,25

$w \geq 1{,}8‰$

$A_c = 1{,}00 \text{ m}^2/\text{m}$ | $A_s \geq 18 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow A_s \geq 9{,}00 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

OK: para cubrir el 20% del momento máximo

$M_{rd} = 2497{,}5 \text{ KN·m/m}$

$M_{d\,trans} = 500 \text{ KN·m/m}$

Dimensionamiento con programa B48E $A_s = 12{,}79 \text{ cm}^2/\text{m}$

Momento último con Φ20 c 0,25

- Cosido de la armadura fuera del cerco (Cosido a rasante)

$T_{d2} = T_d = 4 \cdot f_{yd} = 2 \times 4{,}909\,10^{-4} \cdot 434{,}8 \text{ MPa} = 0{,}427 \text{ MN}$

Cerco para la transmisión de la fuerza: 6,00m (entre ptos con ley de momentos flectores monotona)

$A_s \geq \frac{T_{d2}/6{,}00\text{m}}{f_{yd}} = 1{,}78 \text{ cm}^2/\text{m}$ Se cubre con la cuantía mínima EHE

(4)

NOTE BOOK

Cálculo Juan S. 20 sept 2004

VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN

A_{s1} = 78,54 cm²/m

A_{s2} = 10,306 cm²/m

d = 0,93m

d' = 0,05m

C = 0,03m (recubrimiento)

S = 0,083m Barra aislada.

ϕ = 25

Momento característico combinación cuasipermanente

q_{pc} = kN/(gzd) + kN/m² hierro + 4,0 kN/m² =

= 400 · 25 + 400 · 60 + 40 · 920 · 10 : 87 kN/m²

$w_d = \frac{q_{pc} \cdot e^2}{I} = \frac{1566}{}$ kN m/m

NOTE BOOK

5

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
707+411.15 a 707+430

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1	m		
As1=	78.544	cm2/m	ro1=	0.00844559
As2=	10.306	cm2/m	ro2=	0.00110817
d=	0.93	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.083	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.290	m
X=	0.270	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.032024977	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 38.43 %

ESFUERZOS:

mk=	1566	kN·m
Sigma s=	236.840	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	64.654	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	78.544	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.001095953

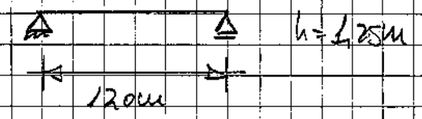
sm=	116.39	mm
wk=	0.22	mm

ABERTURA DE FISURA
20/09/2004

2) Tramo FINAL

Esquema estático:

$L_c = 12{,}00$m luz de cálculo (entre ejes de pantallas)



Acciones: * Peso propio
* Peso tierras
* Sobrecarga

Obs: El NF está, como máximo, a la cota +2,00 (la cara superior de la cubierta siempre está por encima) → No afecta a la verificación y dimensionamiento de la cubierta

- $g_1 = 1{,}25\ m \cdot 1 \cdot 25\ kN/m^3 = 31{,}25\ kN/m^2$
- $g_{tierras} = 6{,}50\ m \cdot 20\ kN/m^3 = 130\ kN/m^2$
- Sobrecarga: $q = 10\ kN/m^2$

$q_d = 1{,}35(31{,}25) + 1{,}50(130+10) = 252{,}20\ kN/m^2$

I) DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{252{,}2 \cdot 12^2}{8} = 4539{,}4\ kN\,m/m$

Dimensionamiento con programa BAEL:

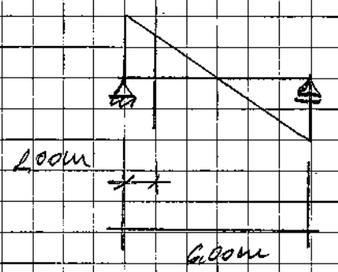
Recubrimiento mecánico: $r = 0{,}07$m

$A_s \geq 105{,}7\ cm^2/m$ → 22 ϕ 25 pml → $A_{s\,disp} = 107{,}99\ cm^2/m$

$M_{lim} = 4762{,}75\ kN\,m/m$; ($\xi_{lim} = 1{,}049$) $X = 0{,}35d$ (Dominio de agotamiento III) OK!

II) DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo directo (del lado seguro)



$V_d = q_d\left(\frac{l}{2} - d\right) = 252{,}2\left(6 - 1\right) = 1261\ kN/m$

$V_d = 1261\ kN/m$
$A_s = 108\ cm^2/m$
$r = 0{,}07$m ; $h = 1{,}25$m
} $A_\alpha \geq 18{,}86\ cm^2/m/m$ (del lado seguro, en realidad hay que tomar el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo)

Tomando pasos a 0,25 de 4 ramas por metro →

Se cubre con 4 ramas ϕ12 pml en pasos a 0,25

- Comprobaciones en los apoyos de cercos

$V_{u1} = 5{,}9\ MN/m$ como $\frac{1}{5} V_{u1} \leq V_d \leq \frac{2}{3} V_{u1}$

$S_t \leq 0{,}60d = 0{,}70 \cdot 3 \cdot \phi 300mm$ ← OK!

Por fórmula

$V_{rd} = 1{,}261\ MN/m$ $A_s = 108\ cm^2/m$
$V_{cu} = 473{,}9\ kN/m$
$A_\alpha = 19{,}08\ cm^2/m/m$

$\frac{(V_{rd} - 3V_{cu})}{A_\alpha \cdot d} \cdot s_{md} \leq 50$
$S_t \leq 300\ mm$
que se cumple

- Cortante último con 2cϕ8a 0,25

A_d = 8,04 cm²/m/m

A_s = 107,99 cm²/m = 108 cm²/m } V_{rd} = 789,46 KN/m

r = 0,07m

Si tiene $v_d \leq$ 789,46 KN/m a 3,50m del eje de apoyo (Indicar distancia al punto canto útil)

DEFINICIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE:

v_d = 252,2 × 6,00cm = 1513,2 KN/m

$A_s \geq \frac{v_d}{f_{yd}}$ = 34,80 cm²/m ← se cubre con 7ϕ25 (6x)

ARMADO TRANSVERSAL

- Cuantía geométrica mínima cara losa

$\omega \geq 1,7‰$

$h = 1,25 m$ } $A_s \geq$ 21,60 cm²/m → 10,8 cm²/m en cada cara

OBS: Para cubrir el 20% del momento máximo

m_d = 4589,4 KN·m/m

m_d transv. = 907,9 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASE h=1,20; r=0,07m

$A_s \geq$ 18,40 cm²/m

A cubrir con ϕ20a 0,50 + ϕ25a 0,50 → A_s = 16,102 cm²/m

VERIFICACIÓN ELS: FISURACIÓN:

A_{s1} = 10,8 cm²/m

A_{s2} = 18,852 cm²/m 2ϕ20 por cara + 2ϕ20 por cara

d = 1,18m

d' = 0,08m

c = 0,03m

ξ = 0,092

ϕ = 25

Momento característico para la combinación cuasipermanente

q_k = 2,00 · 21,25 + 1,00 · 30 + 2,00 · $\frac{0,20}{\sqrt{2}}$ · 10 = 163,25 KN/m²

$m_d = \frac{q_k l^2}{8}$ = 2938,5 KN·m/m

E DO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECC[illegible]S DE CUBIERTA
(:E RONDA TRAMO 1-2 B

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.25	m		
As1=	108	cm2/m	ro1=	0.00915254
As2=	18.852	cm2/m	ro2=	0.00159763
d=	1.18	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.091	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.297	m
X=	0.351	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.070114267	m4
Iint=	0.162760417	m4

porcentaje= 43.08 %

ESFUERZOS:

mk=	2938.5	kN·m
Sigma s=	254.926	MPa
m fis=	667.959	kN·m
Sigma sr=	57.948	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	108	cm2
Ac, ef=	0.3125	m2

Epsilon sm= 0.001208769

sm=	114.37	mm
wk=	0.24	mm

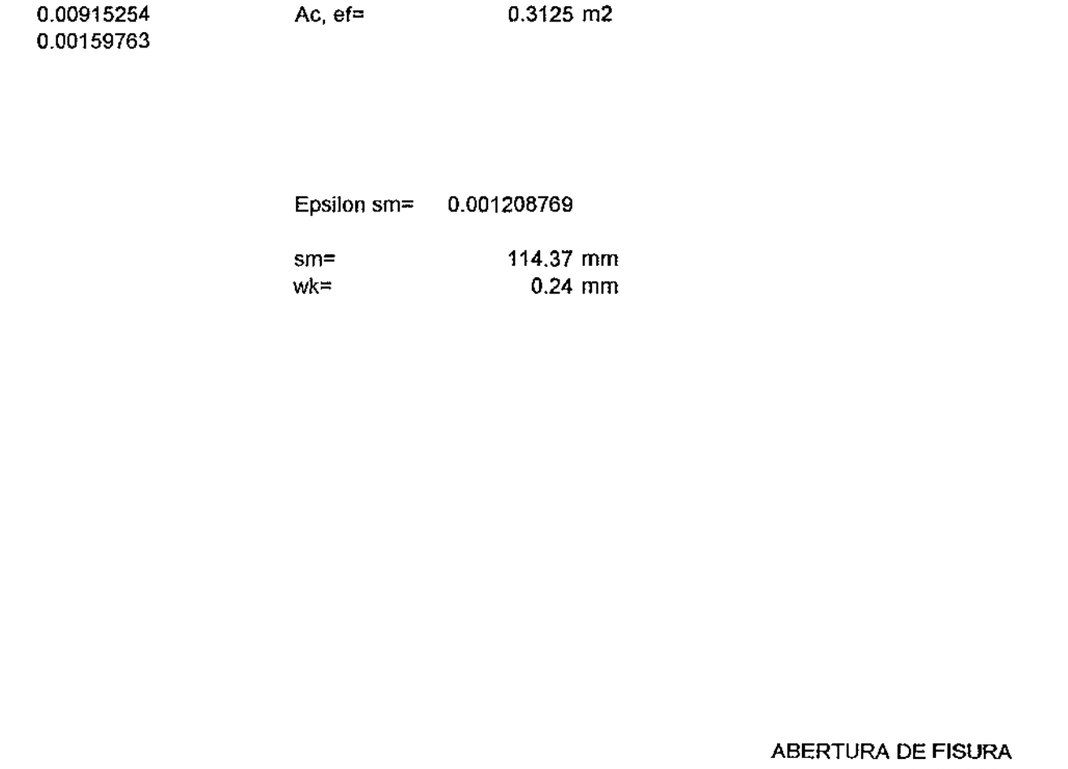
ABERTURA DE FISURA
21/09/2004

Cam Nuni 23-Sept-04

CERCHE RONDA

MURO DE SALTO:

SECCIONES:



ACCIONES:

* Peso propio
* Peso tierras
* Empuje de tierras
* Sc en cab.: + Empuje vertical
  - Empuje

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO TALON

altura de tierras sobre talón $h = 2,50m$

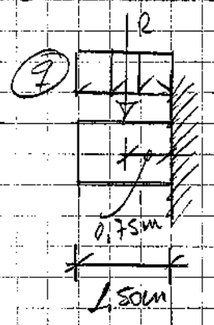
$\gamma = 20 KN/m^3$ (considerado saturado)

$q_{tierras} = 170 KN/m^2$

$q_{sc} = 10 KN/m^2$

Peso propio: $q_p = 1,25 m^2/m \cdot 25 KN/m^3 = 31,25 KN/m^2$

Esquema estático:



La resultante de las acciones verticales está a 0,75m del punto → Dimensionamiento como ménsula corta

Limitación sobre el canto (hormigonado monolítico)

$$d \geq \frac{a}{0,85} \operatorname{cotg}\theta = \frac{0,75}{0,85} \operatorname{cotg}\theta = 1,24 m \simeq 1,25 m$$

Resultantes:

- Peso propio: $R = 46,875 KN/m$
- Peso tierras: $R = 255 KN/m$
- Sc: $R = 15 KN/m$

$$Rd = 1,35(46,875) + 1,50(255+15) = 462,28 KN/m$$

$$Rd = 470 KN/m$$

Dimensionamiento de la armadura ppal

$Frd = 470 KN/m$; $Fhd = 0,20 Frd = 94 KN/m$

$$Td = 470 \frac{1}{1,40} + 94 = 430 KN/m \leq As\, fyd$$

$$As \geq \frac{Td}{fyd} = \frac{0,430 MN/m}{400 MPa} = 10,75 cm^2/m$$

[Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$As \geq 0,04 \cdot Ac \cdot fctd/fyd = 19,17 cm^2/m$

Se dispone $\Phi 20$ a $0,20$ (Cubre $1,33 As_{min} = 14,3 cm^2/m$)]

[$T_{2d} = 0,20 \cdot Frd = 0,056 MN/m \leq As\, fyd$ — $As \geq 2,15 cm^2/m$

(La despreciamos es muy pequeña, y cubre con el margen sobre las armaduras principales)]

DIMENSIONAMIENTO COMO MÉNSULA

$$Md = \frac{qd\, l^2}{2} = \frac{312,2 \cdot 1,50^2}{2} = 351,23 KN \cdot m/m$$

$qd = 1,35(31,25) + 1,50(170+10) = 312,20 KN/m^2$

Dimensionamiento con programas BASE (recubrimiento mecánico 0,07m)

$As = 6,92 cm^2/m$ + queda cubierto con la armadura dispuesta

Dimensionamiento a cortante

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo

$$Vd = qd\,(l-d) = \frac{312,20}{fd} \left(\frac{1,50}{l} - \frac{1,19}{d}\right) = 99,904 KN/m/m$$

$T_d = 99,904$ KN/ml/m → $A_{sd} \geq 0,00$ cm²/ml/m

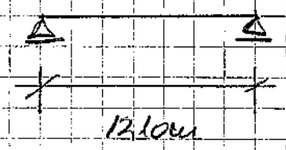
$A_s = 15,71$ cm²/m

Dimensionamiento con programas BASIC

NO hace falta armadura transversal

DIMENSIONAMIENTO DEL MURO: $h = 6,40$m ; $l = 12,1$m $\quad l/h = 1,89 < 2$ → VIGA DE GRAN CANTO

Esquema estático:



Acciones:

- Peso propio: $A = 6,40$m² $\quad g_1 = 160$ KN/m
- Peso tierras: $S = 2,00$m² $\quad g_{tierras} = (3,00 - 2,00)\ 20$ KN/m³
  $h = 3,00$m $\quad g_{tierras} = 60$ KN/m
- $\approx$ $q = 10$ KN/m²
- Reacciones transmitidas por el talón: $g_2 = 470$ KN/m (YA MAYORADO!)

$g_d = 1,35(160) + 1,50(60 + 10) + 470 = 791$ KN/m

DIMENSIONAMIENTO SI EHE:

$T_d = 0,20\ g_d \cdot l = 0,20 \cdot 791$ KN/m $\cdot 12,10$m $= 1915$ KN

$T_d \leq A_s f_{yd} \rightarrow A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1915\ MN}{400\ MPa} = 47,86$ cm²

→ Se cubre con 10 Φ25

Cuantía mínima en cada cara y en cada dirección:

0,1% → $A_s \geq 10$ cm²/m — se cubre con Φ16 a 0,20

Armadura transversal vertical

Debe cubrir: la suspensión del peso propio y de la reacción del talón

$g_{sup,2} = 1,35(160) + 470 = 686$ KN/m

$A_{sv} \geq \frac{g_{sup,d}}{f_{yd}} = \frac{0,686\ MN/m}{400\ MPa} = 17,15$ cm²/m

Se cubre con 1 c Φ20 a 0,25

DIMENSIONAMIENTO COMO VIGA BIAPOYADA

Está en el ensule → comportamiento intermedio

$g_d = 791$ KN/m ; $M_d = \frac{g_d l^2}{8} = \frac{791 \cdot 12,1^2}{8} = 14480$ KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_s \geq 54,55$ cm²

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,01\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 98,18$ cm²/m

Muy alto. Se dispone 1,33 veces la cuantía mínima necesaria (Jiménez Montoya) $A_s \geq 72,55$ cm² → 15 Φ25

DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

Tomando el canto útil en el eje del apoyo del lado izquierdo.

$$Td = 79,1\left(\frac{\frac{12,1}{2}}{\frac{6,25}{d}} - 6,25\right) \leq 0 \leftarrow \text{No hace falta armadura de cortante.}$$

EMPUJE SOBRE EL MURO

Tenemos actuando a la cota $+1,10$ m

$19,80\ KN/m^2$

$+8,00$

$K_A = 0,33$ Coeficiente de empuje activo

$+2,60$

$55,44\ KN/m^2$

Esquema estático:

$\frac{6,40}{12,10} = 0,53 \simeq 0,50$

↳ Atención de esfuerzos con los ábacos para placas del libro de hormigón armado de Jiménez Montoya...

$l_x = 12,10$ m

$l_y = 6,40$ m

⊛ El empotramiento es relativo a la rigidez a torsión del talón no es un empotramiento perfecto

↓ Tomando el más desfavorable de $-$ | $+$

$m_{y^+} = 0,053 \cdot 55,44\ KN/m^2 \cdot 6,4^2 = 188,50\ KN\cdot m/m$

$m_{y^-} = 0,31 \cdot 55,44\ KN/m^2 \cdot 6,4^2 = 703,95\ KN\cdot m/m$

$m_{x+0} = 0,137 \cdot 55,44\ KN/m^2 \cdot 6,4^2 m^2 = 311,10\ KN\cdot m/m$

$m_{x+b} = 0,115 \cdot 55,44\ KN/m^2 \cdot 6,4^2 = 261,14\ KN\cdot m/m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$m_d = 705\ KN\cdot m/m$
$h = 1,00$ m
$r = 0,07$ m
$\Big\}$ $h_\pi \geq 18,20\ dm^2/m \rightarrow$ El empotramiento máximo es el que proporcionan los $\phi 20$ a 0,20 del talón

Se dispone $\phi 20$ a 0,20

Momento último con $\phi 16$ a 0,20

$A_s = 10,055\ cm^2/m$

$m_u = 399,84\ KN\cdot m/m$ ← Si cubren el resto de momentos que aparecen en el muro.

CORTANTE:

En horizontal $Vd = 55,44\ KN/m^2 \left(\frac{12,10}{2} - 1,00\right) = 279,97\ KN/m$

$A_s = 10,055\ cm^2/m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_\ell \geq 2,83\ cm^2/m/m$ (Muy bajo)

Tomando $\phi 20$ a 0,20 $A_s = 15,71\ cm^2/m$

$A_\ell \geq 4,95\ cm^2/m/m$ (Muy bajo)

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo

$V_d = 55.44\ KN/m^2 \left(\frac{12,10}{2} - 0,5 - 0,95\right) = 256,13\ KN/m$

$A_\alpha = 0,00\ cm^2/m/m$ ← No hace falta armadura de cortante

En vertical: $v_d = 55,40\ KN/m^2 (5,90 - 4,00) = 274,5\ KN/m$

$A_\alpha \geq 4799\ cm^2/m/m$

Cuantía mínima a cortante

$A_\alpha \geq 0,02\ \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9,33\ cm^2/m/m$ → se cubre con Φ10 a 0,10 x 0,20 de sobra

Cortante último sin armadura de cortante

$V_u = 2577\ KN/m$

Se tiene $v_d \leq 2577\ KN/m$ a 4,75m del eje del apoyo (a 0,75 del borde del apoyo)

Se disponen ganchos en el 1er metro de todo el contorno

Cuantías mínimas:

Como losa (Talón)

$A_s \geq 4,80‰ \cdot A_c = 4,8 \cdot 10^{-3} \cdot 4,25\ m^2/m = 2250\ cm^2/m$

→ 11,25 cm²/m en cada cara → Φ20 a 0,20

Can Tunis 3/Sept/04

Pantalla en voladizo por cruce Ronda Litoral

Geometría:

+11,00m (aprox)

+7,00

4,00

5,50m

1,00 m

+1,50m

4,00m

Pantalla en voladizo

-9,00

Asciende COLECTOR RIO

Md = 4,50 · 1150 kN·mm = 1725 kN·mm/m

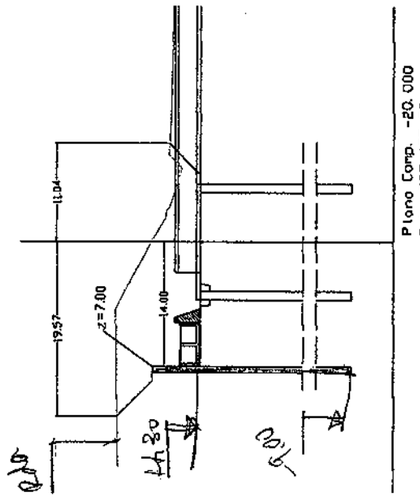
Dimensionamiento con programa Base

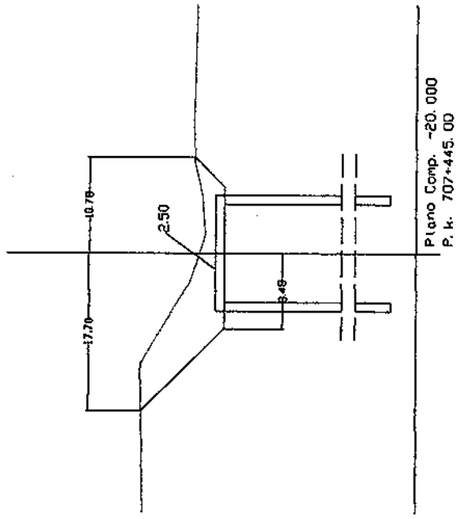
$A_s \geq 54,23 cm^2/m$

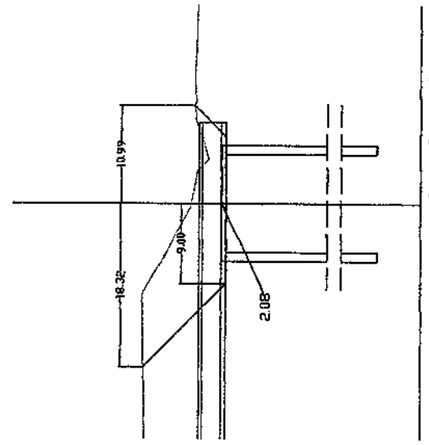
En todo el batache $A_s \geq 271,15 cm^2$ → 5ϕ32 pasil +

3ϕ25 pasil

NOTE BOOK







TÍTULO DEL PLANO: COLECTOR RONDA LITORAL PERFILES TRANSVERSALES TRAZA

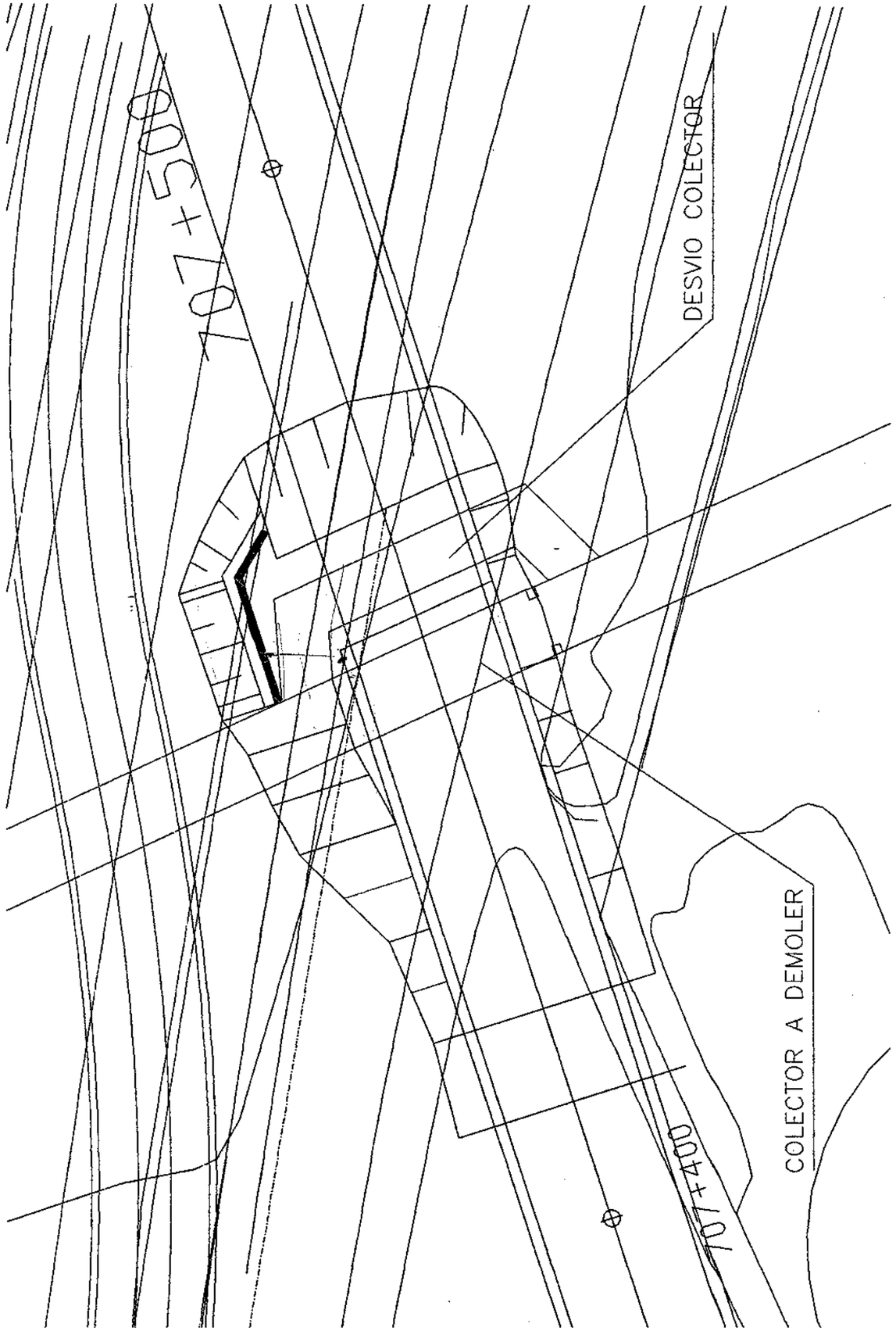
FECHA: SEPTIEMBRE 2004

ESCALA: 1:500 Numérica | Gráfica

Nº DE PLANO: Hoja 06

CAN TUNIS U.T.E.

TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET - CAN TUNIS

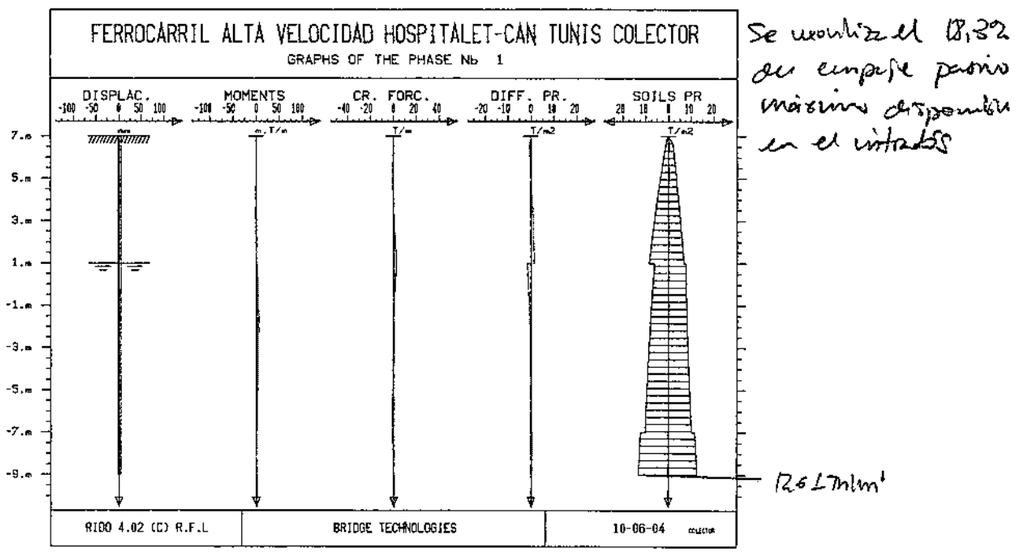



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS COLECTOR *100L*
* PANTALLA EN VOLADIZO PARA CRUCE CON EL COLECTOR DE
* AGUAS NEGRAS
7.0 ✓
-9.00 1.0^3*2.726E6/12✓
11.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0 ✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 7.0✓
EXC(2) 7.0 ✓
SUB(1,1) 7.0 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.0 1.0 2.0 2.0✓
SUB(1,1) 7.0 2.0 3.0 4.0✓
SUB(1,1) 7.0 3.0 4.0 6.0✓
SUB(1,1) 7.0 4.0 5.0 8.0✓
SUB(1,1) 7.0 5.0 35.0 9.0✓
CAL ✓
* ETAPA 1: EXCAVACION EN VOLADIZO HASTA Z=1.30✓
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -9.0 7.25✓
WAT(2) 1.0 0.0✓
WAT(2) -9.0 7.25✓
EXC(2) 1.30✓
CAL✓
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
CAL ✓
END✓
STA ✓
EVP
STOP
```

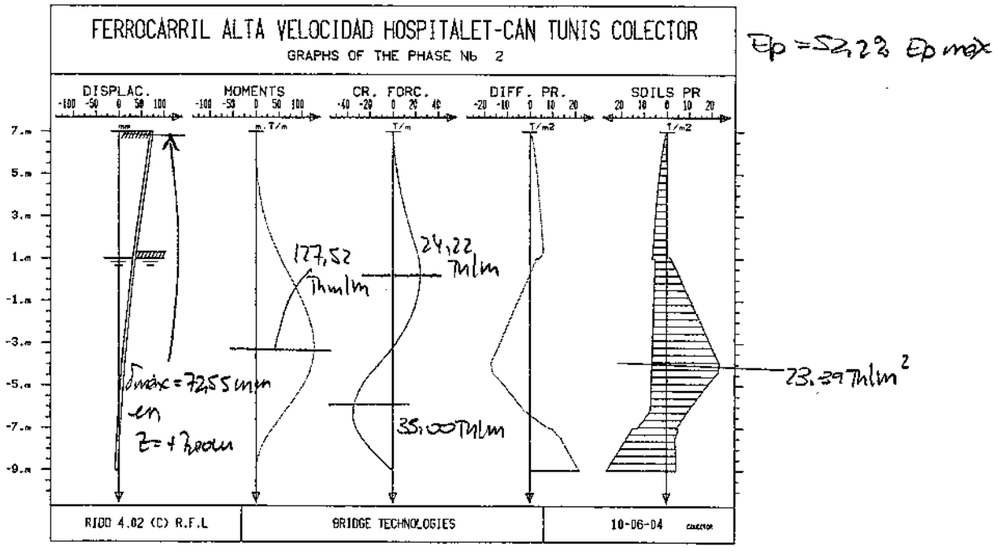
PANTALLAS PARA EL CRUCE CON EL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS.
CONTENCIÓN PROVISIONAL DEL TERRAPLÉN DE LA RONDA LITORAL.

EXCAVACIÓN EN VOLADIZO.

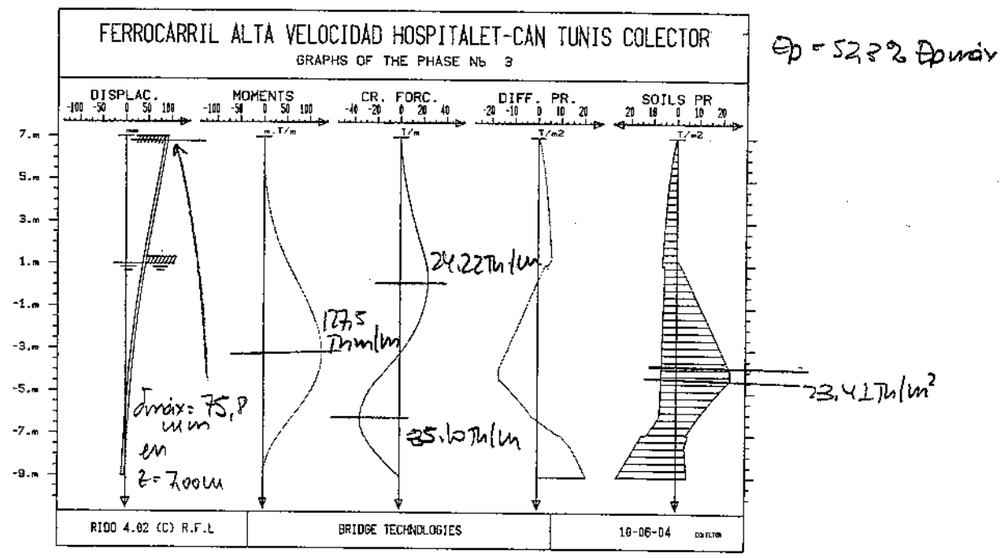
ESTADO PREVIO:



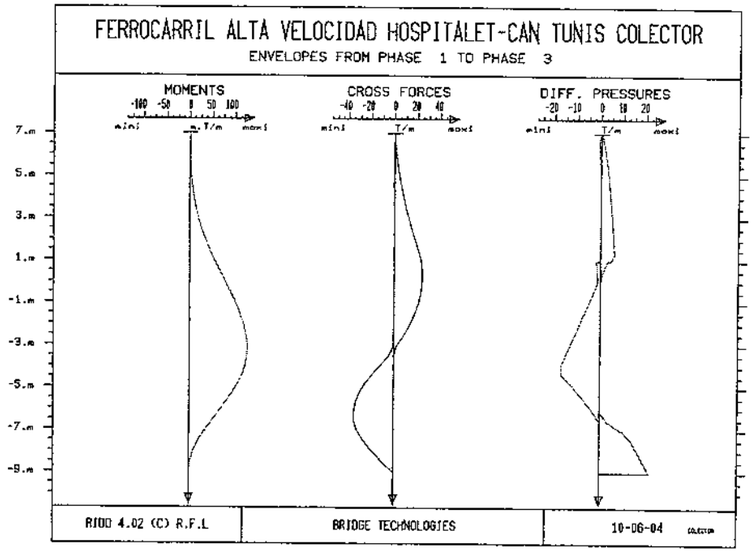
EXCAVACIÓN EN VOLADIZO HASTA Z=+1.30:



FLUENCIA:

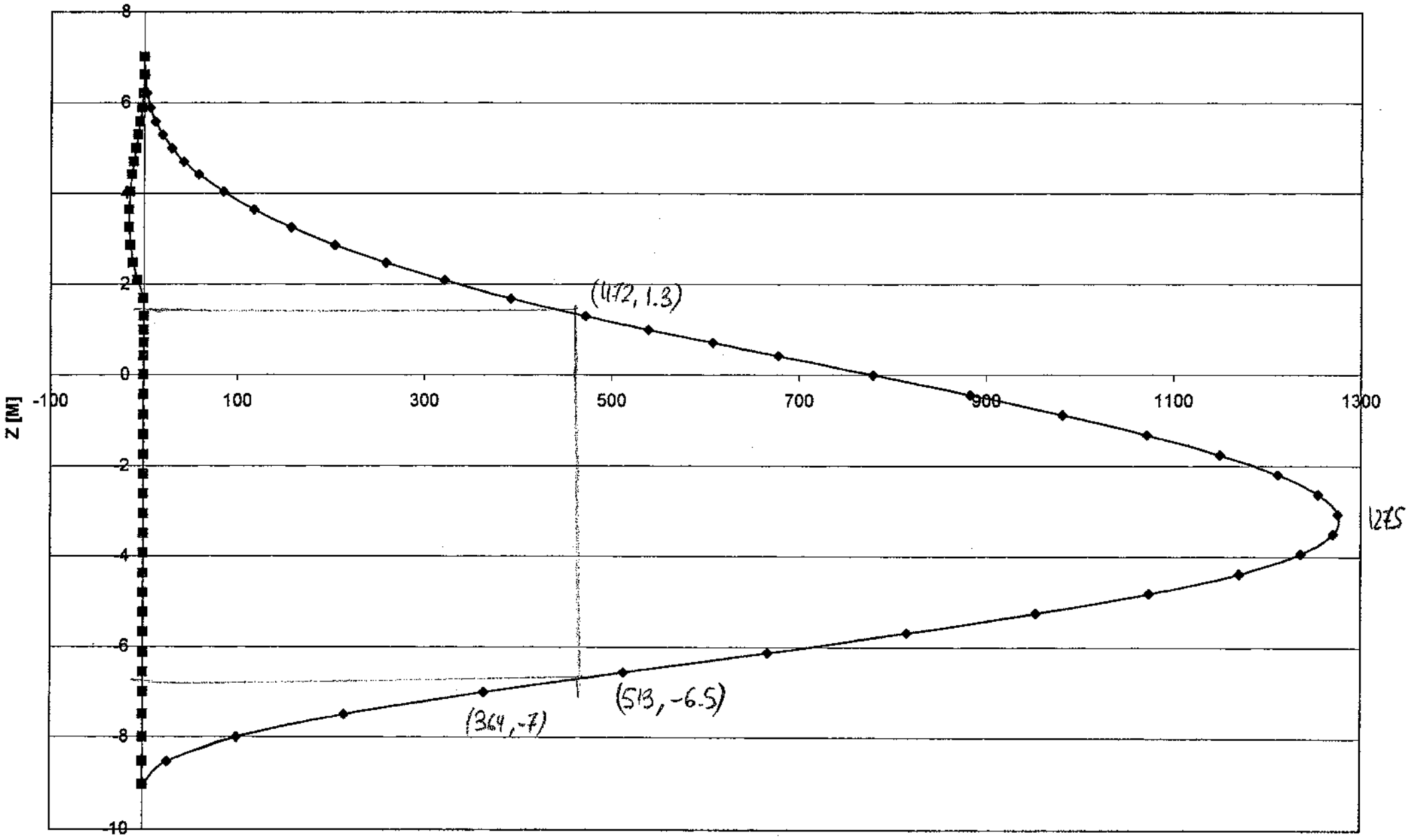


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

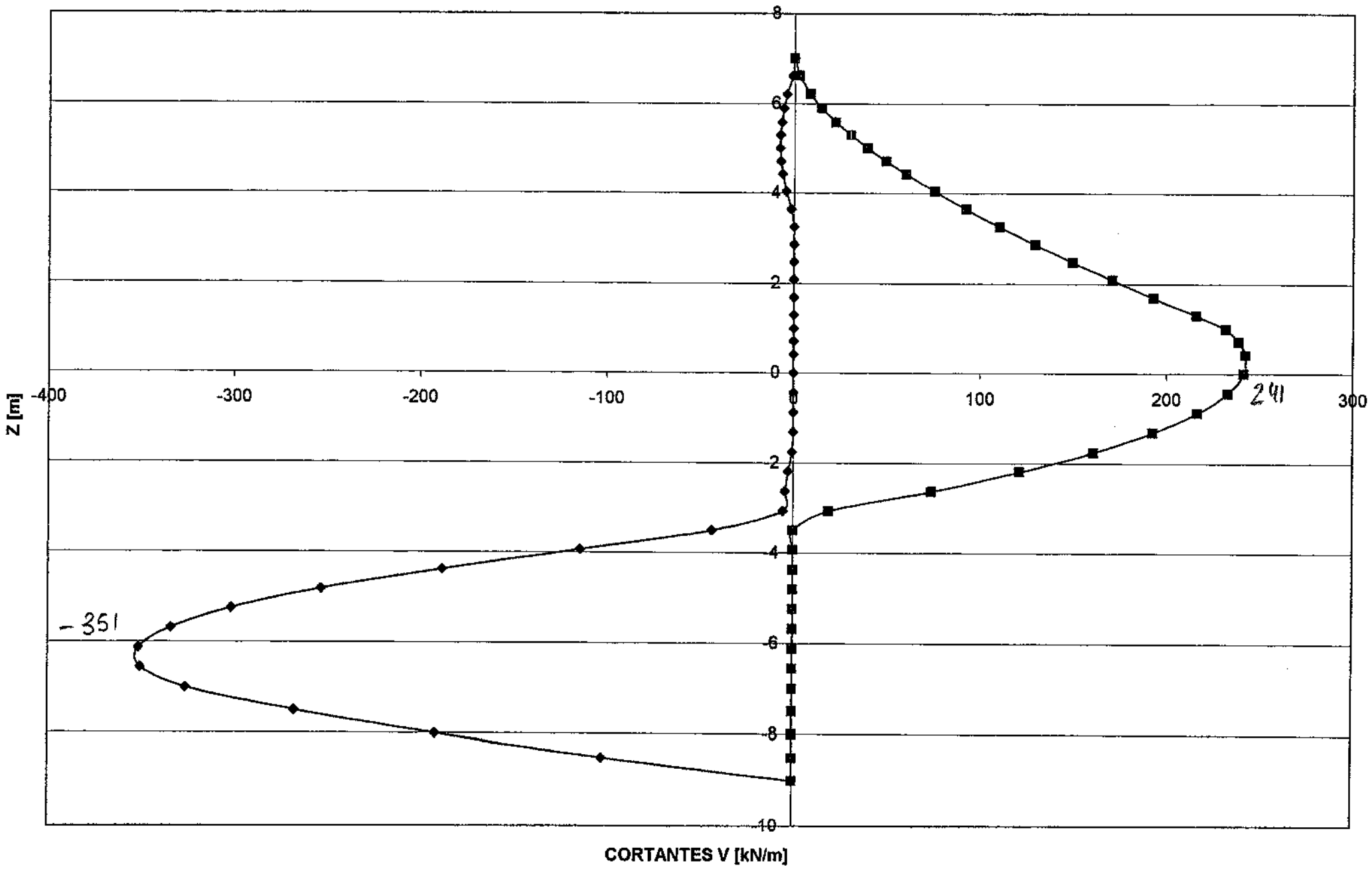


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

PANTALLA COLECTOR
01/10/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL

PANTALLA COLECTOR
01/10/2004

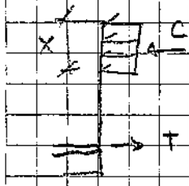
Dimensionamiento a flexión

Armadura de flexión mínima

$$A_{s\,min} = 0.04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b\, d = 0.04 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 0.93 \frac{1.15}{500}$$

$$A_{s\,min} = 14.26 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow 4\,\phi 25/\text{m}$$

El momento que corresponde a $A_{s\,min}$ vale



$$0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times X = A_{s,min} \times f_{yd}$$

$$X = 0.044 \text{ m}$$

$$M_u = A_{s,min} \times f_{yd} \times \left(h - 0.07 - \frac{0.044}{2}\right) = 563 \text{ kN·m}$$

$$M_d = M_u \rightarrow M_k = \frac{M_d}{1.5} = 375 \text{ kN·m}$$

$$M_d = 1.5 \times 1300 \text{ kN·m} = 1950 \text{ kN·m}$$

$$\rightarrow A_s = 59.1 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow 8\,\phi 32/\text{m} \text{ ó } 5\phi 32/\text{m} + 4\phi 25/\text{m}$$

Dimensionamiento a cortante

$$V_d = 1.5 \times 351 = 526.5 \text{ kN/m}$$

$$V_{u1} = 437.5 \text{ kN/m}$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{cu} = 229.8 \text{ kN/m}$$

$\rightarrow \sum A_d = 9.42 \text{ cm}^2/\text{m}^2$

5 ramas de $\phi 16/\text{m}^2$ ó 9 ramas de $\phi 12$

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON LA RONDA DEL LITORAL -B10-.
FASE 1A: PK:707+411.15 a 707+458.5

PANTALLAS.

-ADENDA-

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 9 de noviembre de 2004

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL –B10-.

- ADENDA -

ADAPTACIÓN DE LA FASE 1A, DEL CRUCE DEL FALSO TÚNEL DE CAN TUNIS CON LA RONDA LITORAL B-10, AL CAMBIO DE TRAZADO EN PLANTA Y ALZADO.

1. ANTECEDENTES.

A la salida del Falso Túnel de Can Tunis se ha modificado el trazado en planta para facilitar el paso de la traza bajo un ramal de la Ronda Litoral. Asimismo, se ha modificado el trazado en alzado de modo que la nueva rasante es más alta para poder empalmar con las vías existentes a la salida del Falso Túnel.

La modificación de la alineación en planta no afecta al cruce con la Ronda del Litoral B10, por lo que no son necesarias adaptaciones en este sentido.

En el nuevo trazado, ascendente hacia PK's crecientes, se incluye un acuerdo vertical en el ámbito de esta fase del cruce con la B10, acuerdo que permite la transición entre una pendiente de entrada del 0.646% y una pendiente de salida del 1.50%. La nueva rasante es más alta que la rasante que hasta el momento se había considerado en la verificación y dimensionamiento de las pantallas.

En la Fase 1A del cruce con la B10 se requiere de la utilización de puntales provisionales para excavar el interior del Falso Túnel, que permiten controlar esfuerzos y movimientos en las pantallas durante construcción que condicionarían excesivamente el dimensionamiento de las mismas.

El cambio en la rasante (desde el PK:707+040 hacia PK's crecientes) implica un cambio en la cota de máxima excavación interior del Falso Túnel que se traduce en menores distancias entre la C.M.E. y los puntales provisionales previstos en el dimensionamiento que se detalla en el documento: "Nota de Cálculo del Tramo de Cruce con la Ronda del Litoral –B10-. Fase 1A: PK:707+411.15 a 707+458.5. Pantallas y Cubierta" del 7 de octubre de 2004, necesarios para poder excavar el interior del recinto, lo que dificulta la entrada bajo los mismos. Para facilitar la excavación bajo puntales provisionales se plantea una ligera modificación en su cota, de modo que ahora se dispondrán un poco más altos.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se han recuperado los cálculos realizados para la verificación y dimensionamiento de las pantallas que se detallan en el Documento: "Nota de Cálculo del Tramo de Cruce con la Ronda del Litoral –B10-. Fase 1A: PK:707+411.15 a 707+458.5. Pantallas y Cubierta" del 7 de octubre de 2004.

Se ha realizado un recálculo completo con las nuevas cotas de máxima excavación, las nuevas cotas de los puntales provisionales y las nuevas cotas de solera. Los resultados pueden consultarse en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria, en la que se detalla el cálculo de esfuerzos, la verificación del armado existente para las nuevas condiciones geométricas y el porcentaje de empuje pasivo máximo movilizado respecto de la totalidad del empuje pasivo máximo disponible en el intradós. Se comparan también las cargas máximas y mínimas en los puntales correspondientes a ambas geometrías.

Todas las comprobaciones realizadas son favorables y no introducen nuevas limitaciones en las pantallas anteriormente diseñadas, por lo que el armado propuesto originalmente es perfectamente válido.

Los cambios introducidos sólo afectan al diseño de las pantallas. La losa de cubierta, el colector de aguas negras que cruza la traza y las pantallas auxiliares para el desvío de la Ronda Litoral no sufren modificaciones por el cambio de trazado, de modo que no se incluyen en este documento.

3. CONCLUSIONES.

El diseño de las pantallas para el recinto del cajón hincado no requiere adaptaciones, salvo las geométricas, al cambio de trazado en planta y alzado planteado.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 9 de noviembre de 2004

NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 8-NOV-04

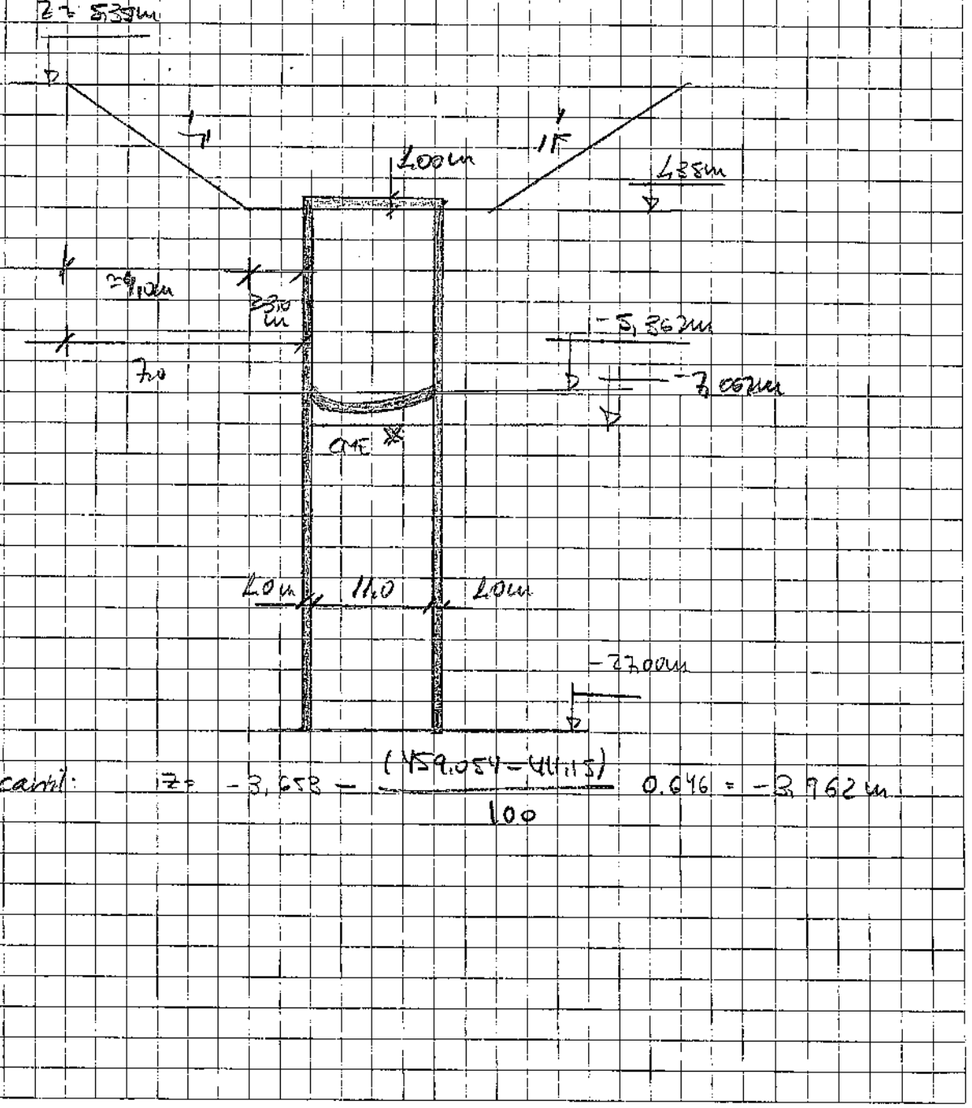
Sección Dirigida 707+ 411,15

En la sección final del tramo Feixa-Llarga y Colector

Archivo RHD P2FR3B8C.RHD

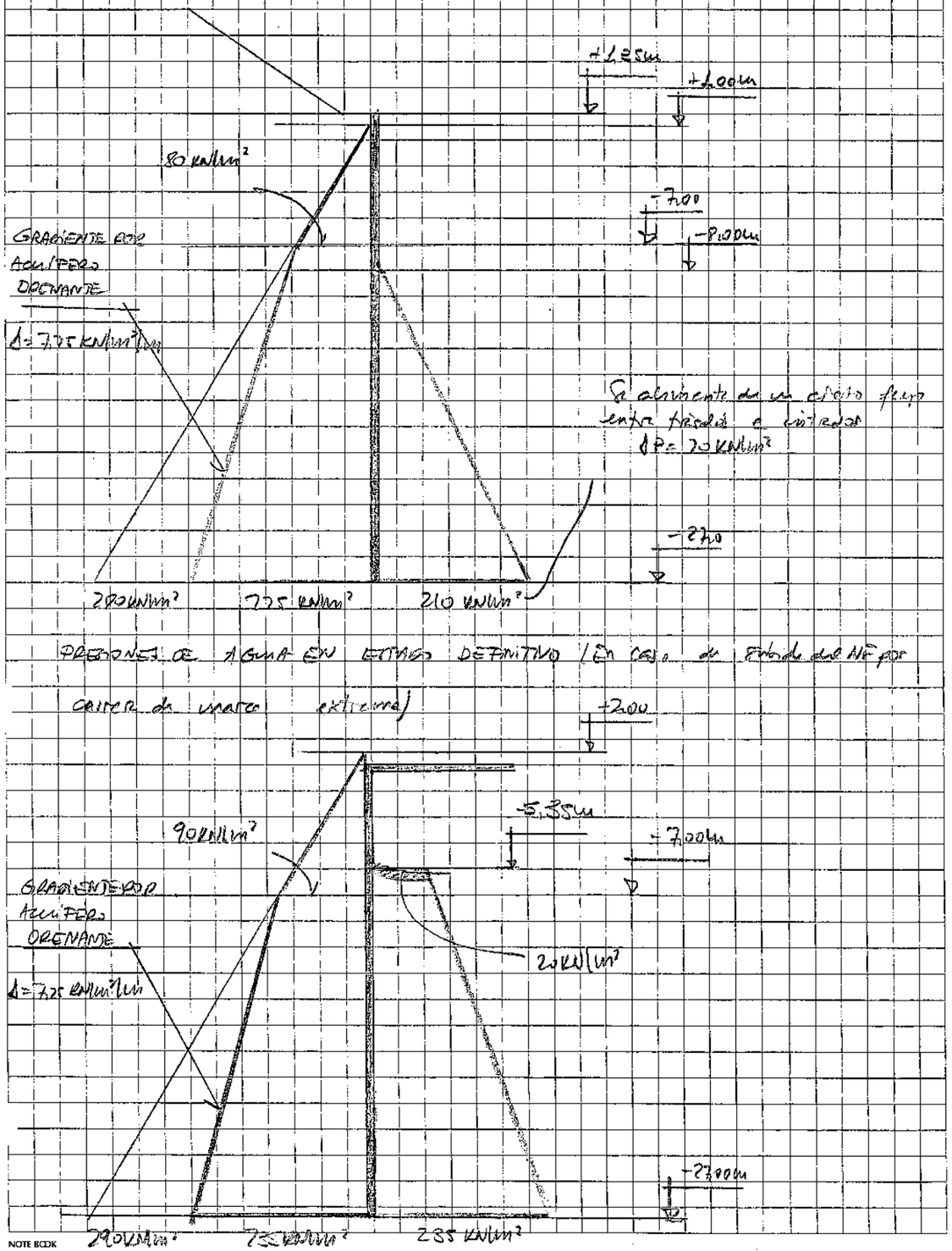
REZALCULO POR CAMBIO DE TRAZADO EN ALZADO

Cambio en la cota de máxima excavación y en la posición de los puntales provisionales

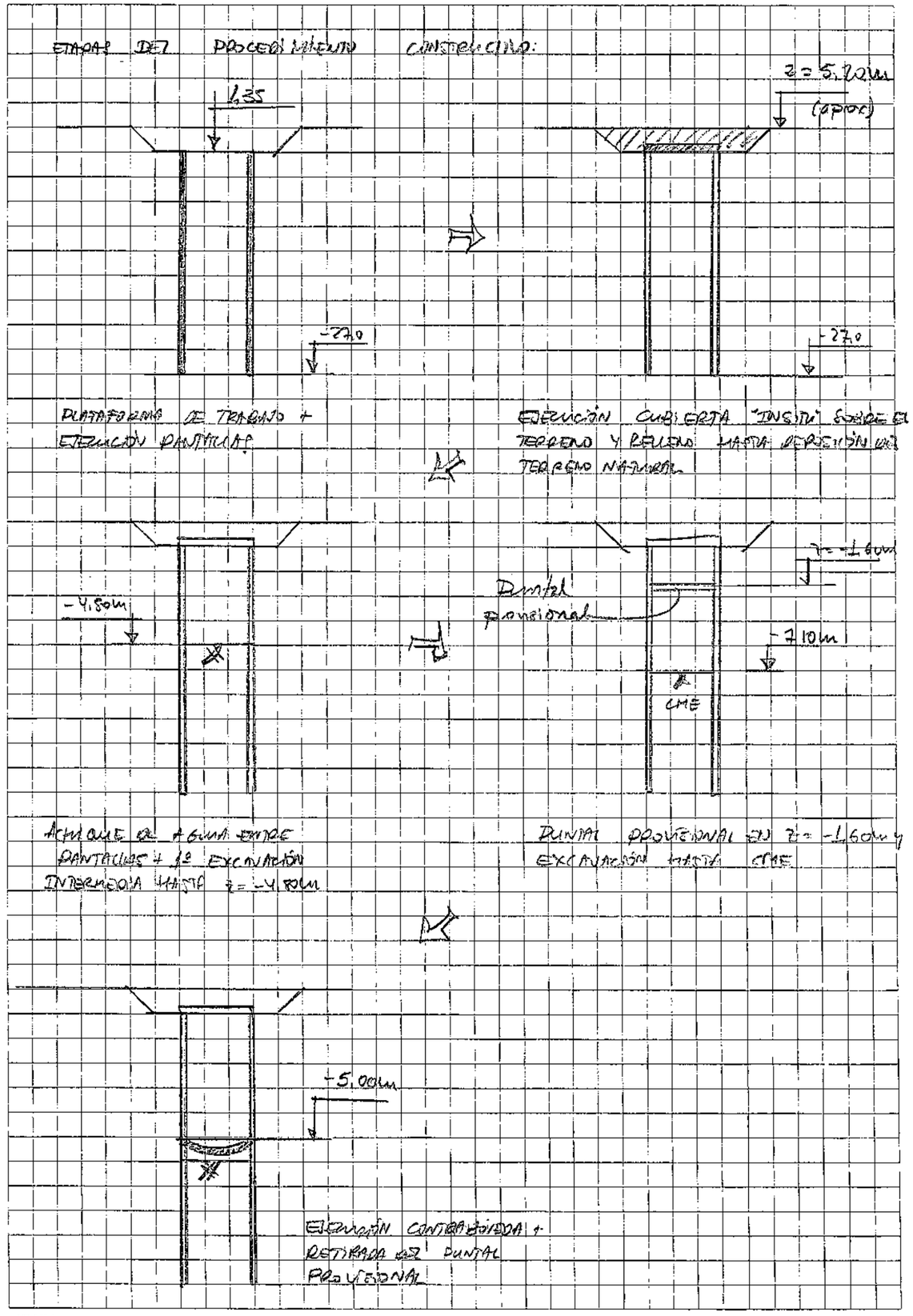


Cota canal: $z = -3,658 - \frac{(459,054-411,15)}{100} 0,046 = -3,962$ m

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

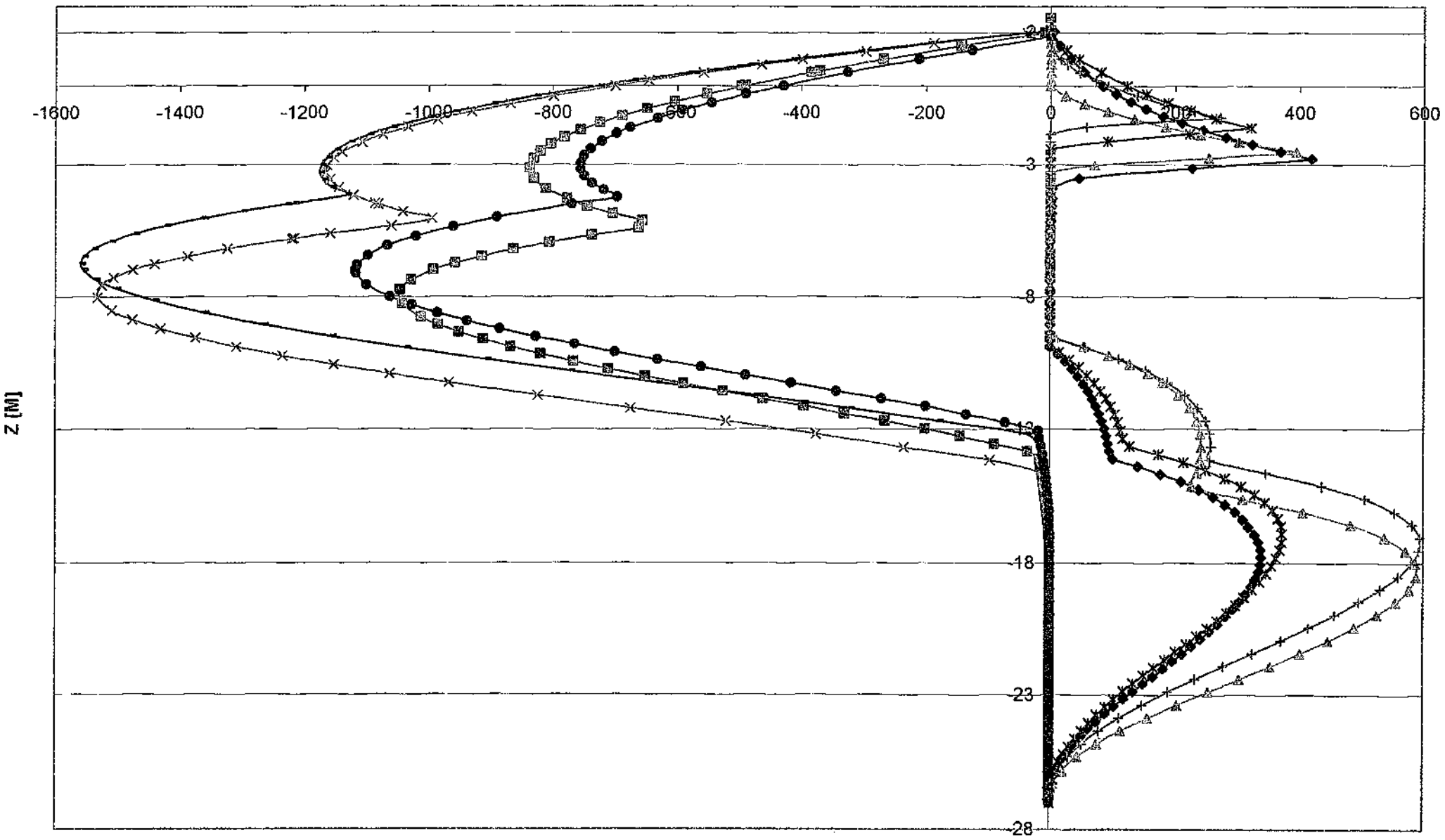


ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR3BBC  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.75 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE.
* TRAMO DESDE LA FEIXA LLARGA HASTA LA RONDA LITORAL
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* COMPROBACION POR CAMBIO DE RASANTE
1.85
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.20
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.5 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.35
EXC(2) 1.35
SUB(1,1) 1.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1.35 6.0 7.0 8.0
SUB(1,1) 1.35 7.0 35.0 9.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -8.0 0.0
WAT(2) -27.0 21.0
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA, RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL Y EXCAVACION HASTA -4.50
STR 1.85 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 1.35 0.0 35.0 9.0
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -1.6 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -1.60 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -7.10
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.00 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 5: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -5.35 0.0 2.0
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 6: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 1.85 1 0 0 0.66*454400
STR -5.35 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

ENV /ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

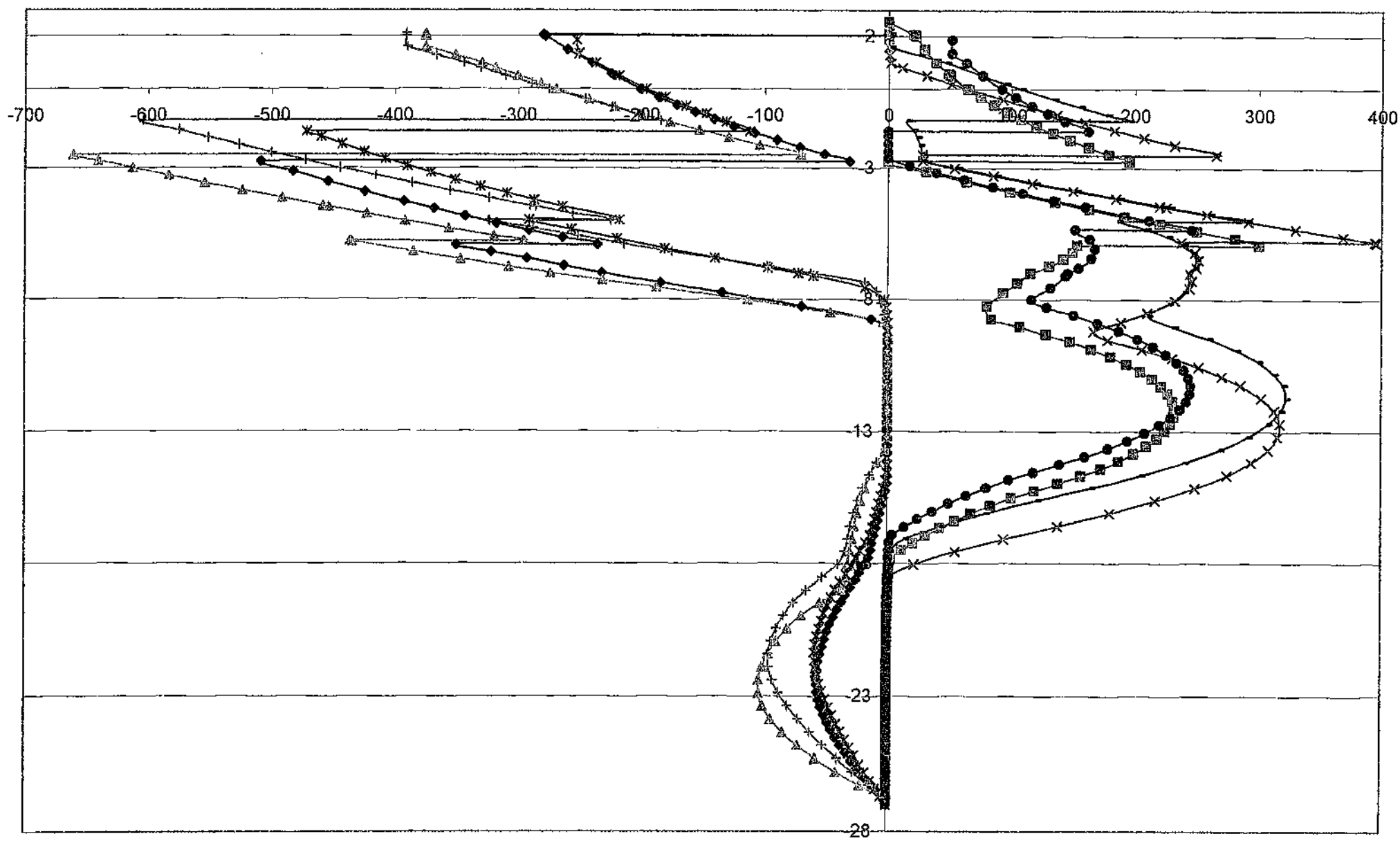


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL | M mín S INICIAL | M máx S FINAL | M mín S FINAL
M máx S INICIAL NUEVA | M mín S INICIAL NUEVA | M máx S FINAL NUEVA | M mín S FINAL NUEVA

2 RONDA LITORAL II
08/11/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL | V máx S INICIAL | V mín S FINAL | V máx S FINAL
V mín S INICIAL NUEVA | V máx S INICIAL NUEVA | V mín S FINAL NUEVA | V máx S FINAL NUEVA

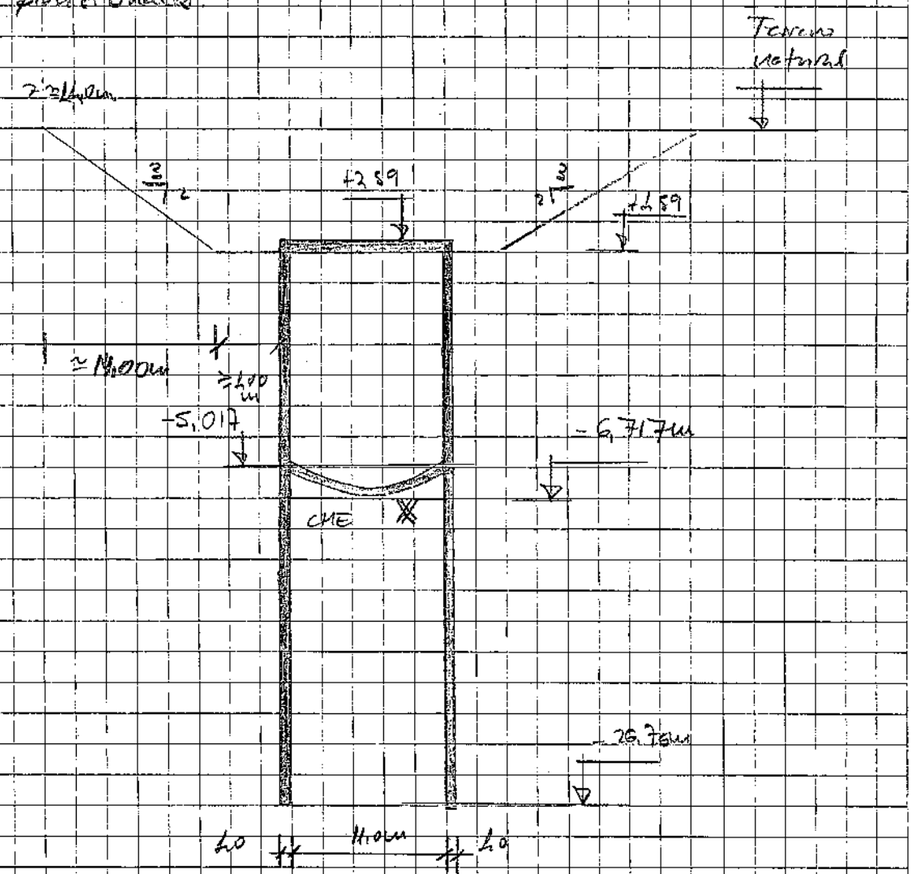
2 RONDA LITORAL II
08/11/2004

CRUCE RONDA LITORAL

PK's | 707+411,15 a 707+458,50 |

RECALCULO POR CAMBIO DE TRAZADO EN ALZADO

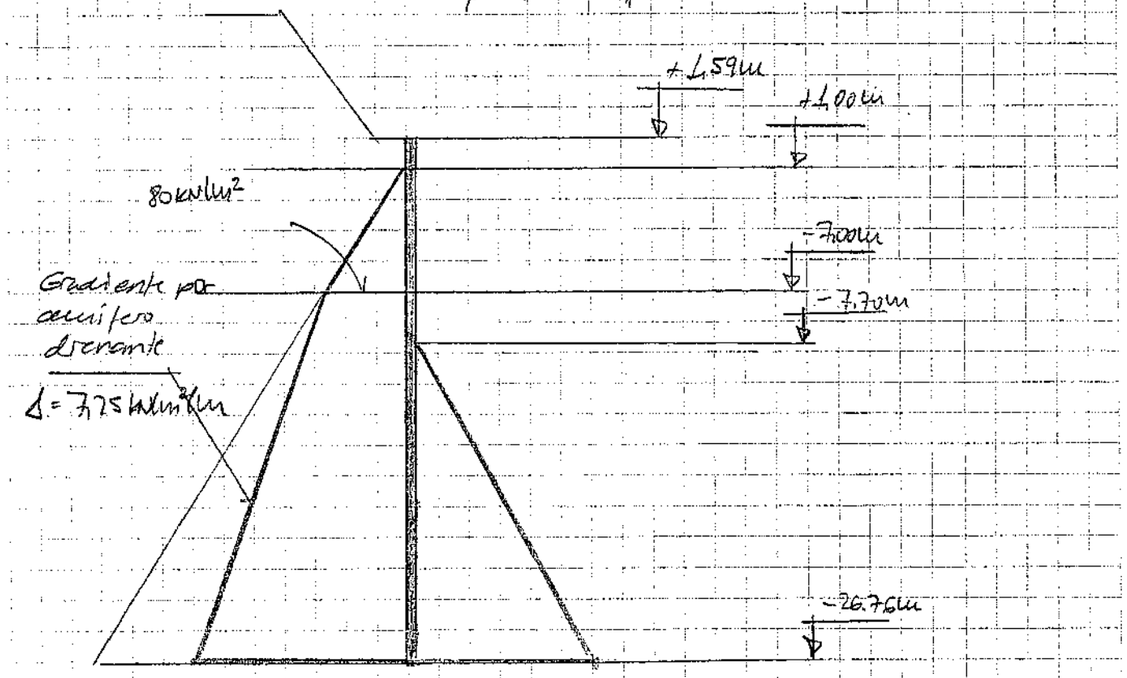
Cambio en la cota de máxima excavación y en la posición de los puntales provisionales



Archivo | "P2 RL 1 C. RD" | Sección final. 707+458,5

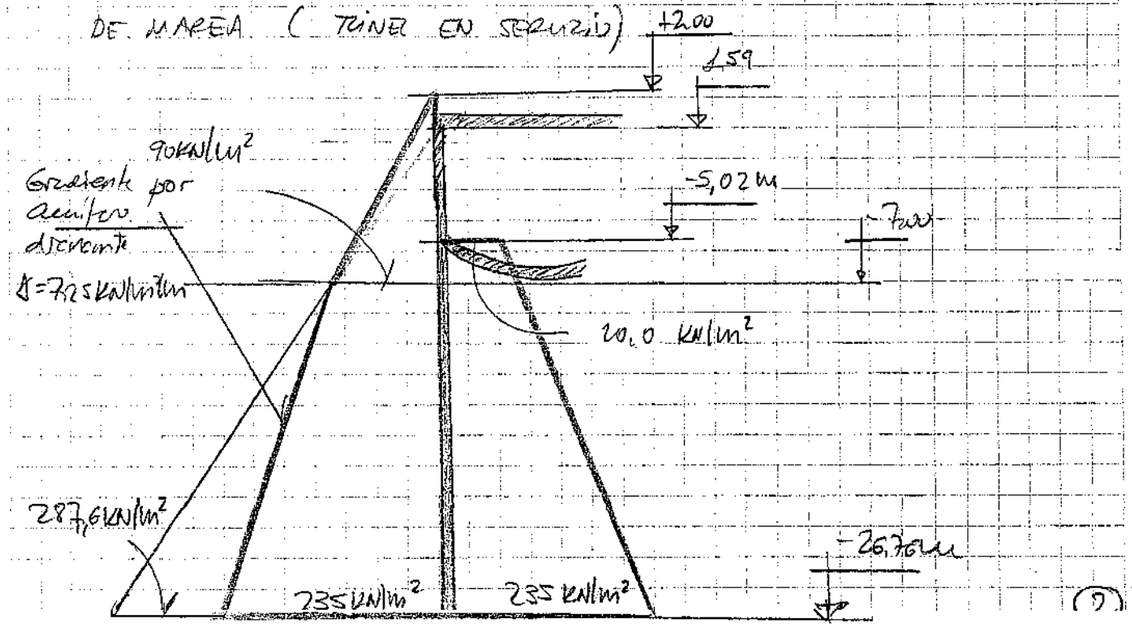
LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

Mismo esquema de aplicación de agua entre pantallas que en el tramo ensayado



Se obtiene de un cierto flujo entre tramos e intradós

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE SUBIDA DEL NF POR CARRERA EXTREMA DE MAREA (TÚNEL EN SERVICIO)



(9)

RIGIDECES

* CUBIERTA

h = 1,20m L = 12,00m (L_2 = 6,00m) E = 27264 MPa

A = 1,00 m²/m

$K = \frac{EA}{L} = \frac{27264 \cdot 1,00}{6,0m} = 4544,0$ MN/m/m

K = 454400 KN/m/m = 45440 Tn/m/m

$K_{cubierta}$ = 45440 Tn/m/m

* PUNTALES (provisionales)

A = 2 * 198 cm² = 396 cm² / puntal

l = 11/2 = 5,50m

$K = \frac{EA}{l} = \frac{396 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 MPa}{5,50m} = 15,12$ MN/m / puntal

Dispondremos un puntal cada 2,50m

K = 6047,2 MN/m/m $K_{puntales}$ = 6050,0 kN/m/m

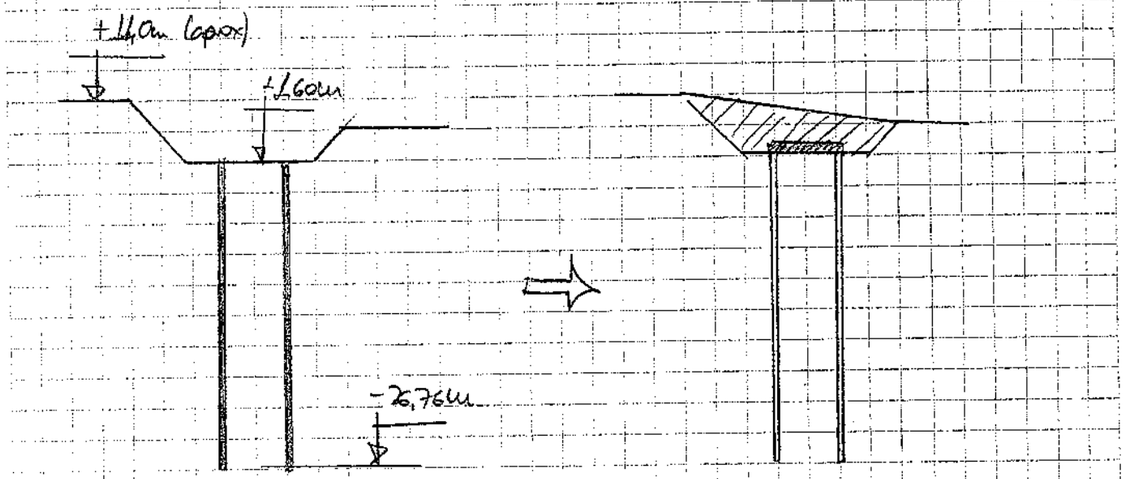
$K_{puntales}$ = 6050,0 Tn/m/m

* SOLERA

K_{solera} = 130 000 Tn/m/m Ver tramo de pruebas

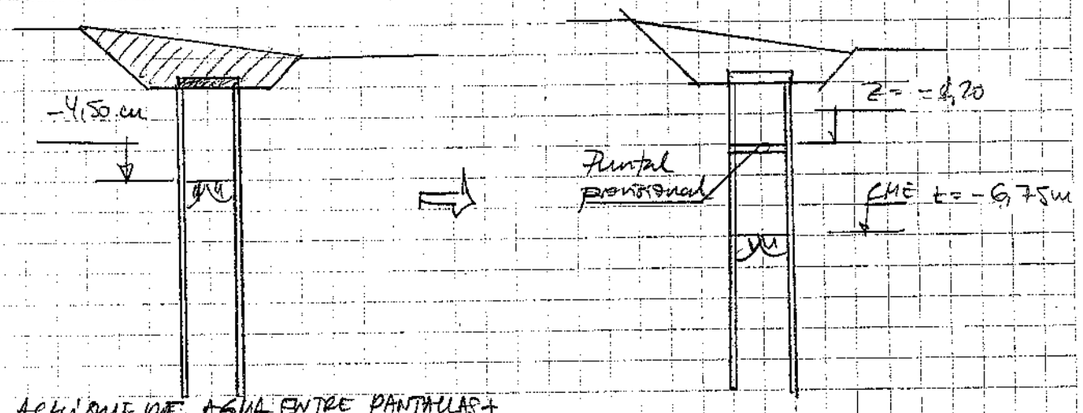
(4)

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

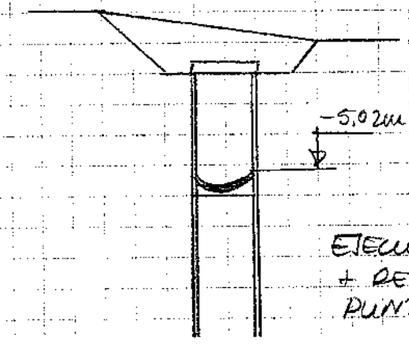


EJECUCIÓN PLATAFORMA DE TRABAJO + EJECUCIÓN PANTALLAS

EJECUCIÓN CUBIERTA "IN SITU" SOBRE EL TERRENO Y RELLENO HASTA RECUBRIR EL TERRENO NATURAL



ACTUACIÓN DE AGUA ENTRE PANTALLAS + 1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA z = -4,50m

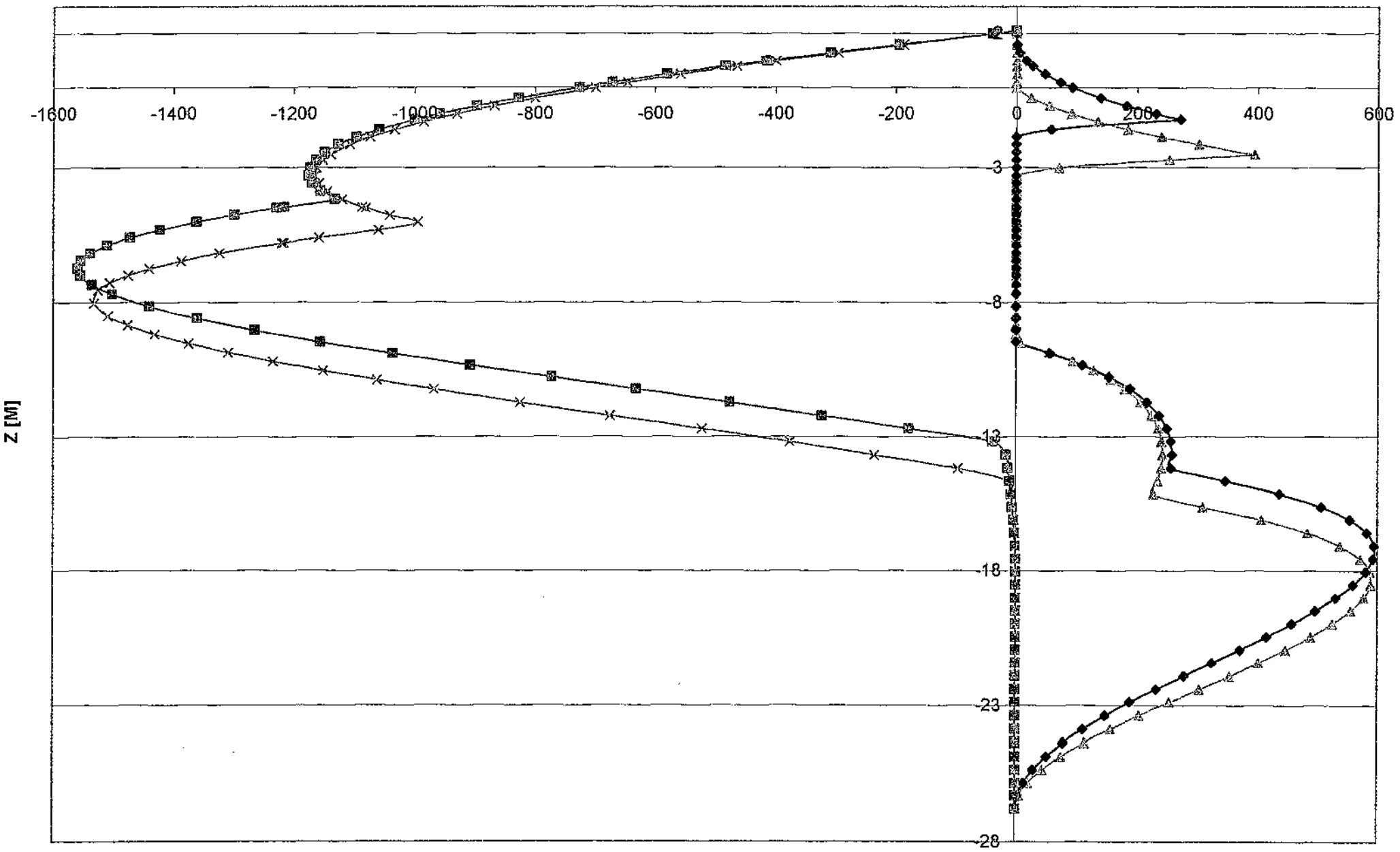


EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA + RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

(2)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL1C *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.513
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* PRIMERA FASE DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+457.5
* COMPROBACIÓN POR CAMBIO DE RASANTE
2.1
-26.76 1.0^3*2.726E6/12
11.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 1.6
EXC(2) 1.6
SUB(1,1) 1.6 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 1.6 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 1.6 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 1.6 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 1.6 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 1.6 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 1.6 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 1.6 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 1.6 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 1.6 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 1.6 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 1.6 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 1.6 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 1.6 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 1.6 14.0 15.0 19.80
SUB(1,1) 1.6 15.0 35.0 19.80
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 2.1 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 1.6 0.0 35.0 19.8 <- Sustituye a las anteriores.
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.76 22.5
WAT(2) -7.7 0.0
WAT(2) -26.76 21.0
CAL
* ETAPA 3: EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-4.50
EXC(2) -4.5
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.20 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.2 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.75
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.02 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.76 23.5
WAT(2,1) -5.02 0.0 2.0
WAT(2) -26.76 23.5
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 2.1 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.02 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

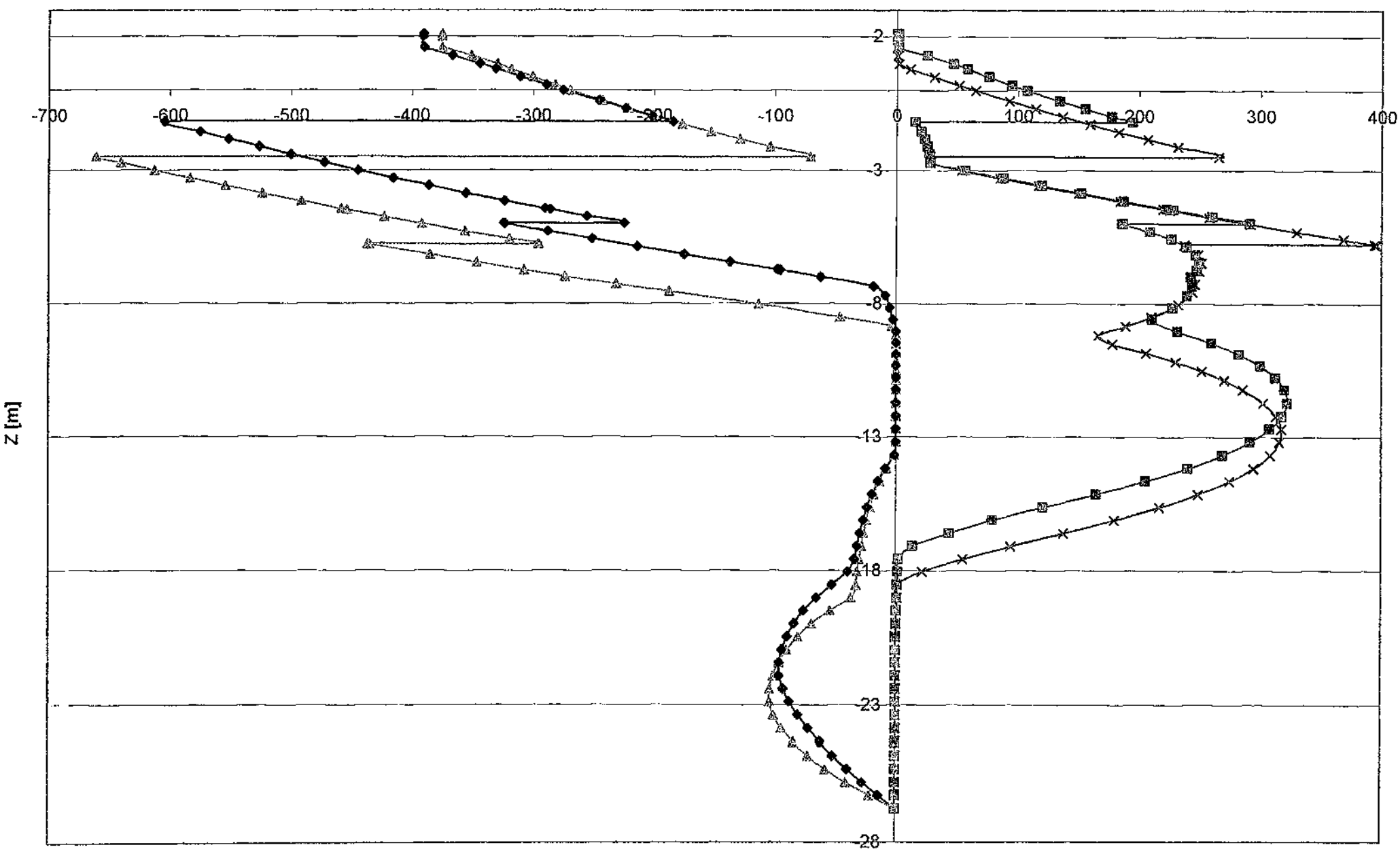
ENV ENTE DE MOMENTOS FLECTORES



MOMENTO [kN·m/m]

M máx S FINAL — M mín S FINAL — M máx S FINAL NUEVA — M mín S FINAL NUEVA

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL — V mín S FINAL NUEVA — V máx S FINAL NUEVA

MOMENTOS RESISTIDOS POR LA PANTALLA:

TRASDÓS

- Momento último con 6φ25

  A_s = 29,454 cm²/m ; M_u = 1091,9 kN·m/m ; $M_{u,k}$ = 721,3 kN·m/m

- Momento último con 4φ25

  A_s = 19,636 cm²/m ; M_u = 734,13 kN·m/m ; $M_{u,k}$ = 489,42 kN·m/m

INTRADÓS

- Momento último con 4φ25 $M_{u,k}$ = 489,4 kN·m/m
- Momento último con 6φ25 $M_{u,k}$ = 721,3 kN·m/m
- Momento último con (6+6)φ25 pul

  A_s = 58,908 cm²/m ; M_u = 1945,6 kN·m/m ; $M_{u,k}$ = 1297 kN·m/m

- Momento último con 16φ25 + 6φ32 pul

  A_s = 77,706 cm²/m ; M_u = 2468,96 kN·m/m ; $M_{u,k}$ = 1645,97 kN·m/m

- Momento último con 6φ32

  A_s = 48,252 cm²/m ; M_u = 1711,9 kN·m/m ; $M_{u,k}$ = 1141,3 kN·m/m

CORTANTES:

- Cortante último con cercos φ20

  A_α = 38,51 cm²/m/m

  A_s = 19,636 cm²/m ← como mínimo 4φ25 pul

  T_u = 1305,45 kN/m

  En valor característico $T_{u,k}$ = 870,3 kN/m

- Cortante último con cercos φ16

  A_α = 21,45 cm²/m/m

  A_s = 19,636 cm²/m

  T_u = 1371,05 kN/m

  $T_{u,k}$ = 612,7 kN/m

- Cortante último con cercos φ12

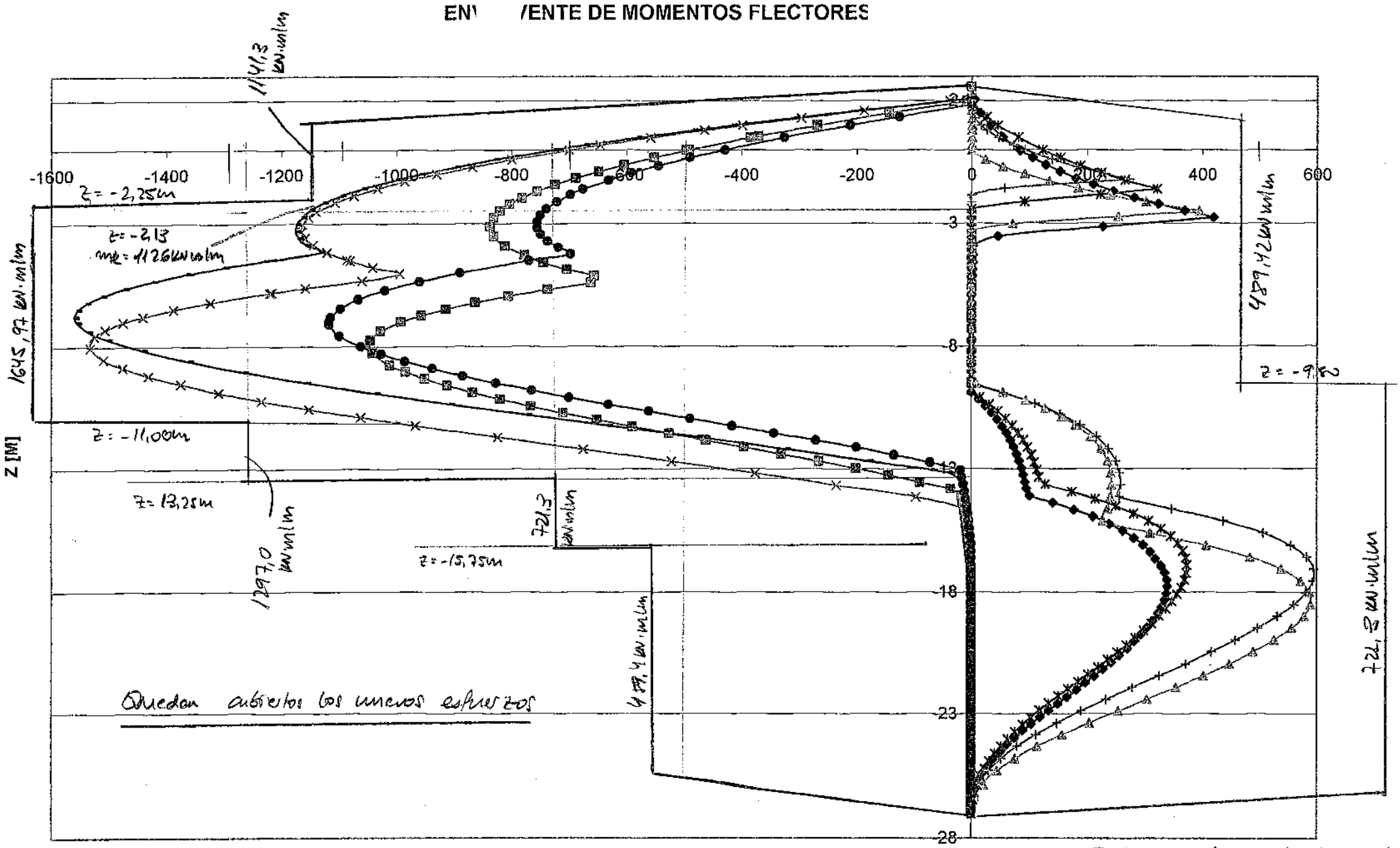
  A_α = 12,064 cm²/m/m

  A_s = 19,636 cm²/m ← como mínimo (cada lado 5 ramas)

  T_u = 618,82 kN/m

  $T_{u,k}$ = 412,2 kN/m

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



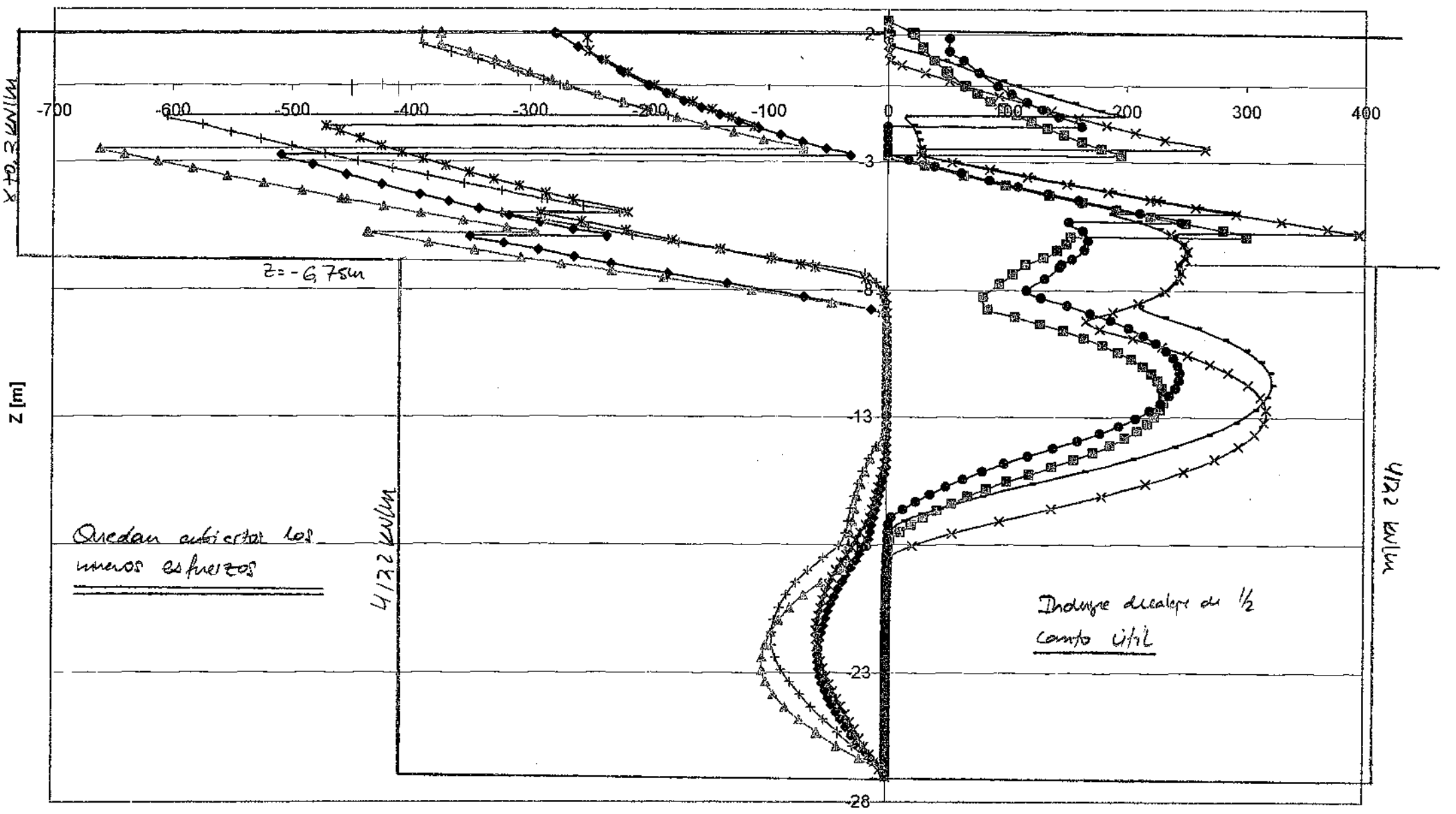
MOMENTO [kN·m/m]

Nueva Rosario

M máx S INICIAL | M mín S INICIAL | M máx S FINAL | M mín S FINAL
M máx S INICIAL NUEVA | M mín S INICIAL NUEVA | M máx S FINAL NUEVA | M mín S FINAL NUEVA

2 RONDA LITORAL II
08/11/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

Nueva Rosario

V mín S INICIAL | V máx S INICIAL | V mín S FINAL | V máx S FINAL
V mín S INICIAL NUEVA | V máx S INICIAL NUEVA | V mín S FINAL NUEVA | V máx S FINAL NUEVA

2 RONDA LITORAL II
08/11/2004

PORCENTAJE DE EMPUJE PASIVO MÁXIMO MOVILIZADO RESPECTO AL TOTAL DEL EMPUJE PASIVO DISPONIBLE

ETAPA	S. INICIAL	S FINAL
0	23.4%	21.0%
1	24.7%	23.2%
2	24.8%	37.4%
3	42.2%	50.1%
4	54.8%	49.5%
5	54.0%	44.2%
6	49.6%	43.8%
7	48.2%	

CARGAS MÁXIMAS EN LOS PUNTALES:

Cargas máximas en los puntales:

Solución ORIGINAL		CAMBIO GEOMETRÍA	
S. INICIAL	S FINAL	S INICIAL	S FINAL
74.42 Tn/m	92.62 Tn/m	63.89 Tn/m	79.00 Tn/m

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON LA RONDA DEL LITORAL -B10-.
FASES 1B Y 2: PK:707+458.5 a 707+615.19

PANTALLAS Y CUBIERTA.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 16 de noviembre de 2004

MEMORIA

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL (B-10).
–FASE 1B y FASE 2-

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la Ronda del Litoral de Barcelona (B-10) y una serie de servicios, entre los PK's 707+411.15 y 707+615.19 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la Ronda Litoral y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan más que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de los servicios cuenta con un total de tres fases. En este documento se detalla el cálculo y verificación de las fases 1B y 2. Entre los PK's 707+458.5 y 707+615.19. Tanto la fase 1B como la fase 2 cuentan con dos subtramos, con diferentes cotas de cubierta, que permiten adaptarse mejor al terreno natural en la zona de cruce con la B-10.

Estos desvíos sucesivos, sin cortes de tráfico ni servicios, exigen una ejecución rápida y con unas limitaciones de espacio muy restrictivas. Por estos dos motivos se plantea una cubierta a una cota elevada que obligue a una reposición mínima sobre ella. La cara superior de la cubierta de la Fase 1B Tramo "A" se encuentra a la cota z=+8.0, la cubierta de la Fase 2 Tramo "B" se encuentra a la cota z=+7.15 y la cubierta de la Fase 1B Tramo "B" y Fase 2 Tramo "A", justo debajo del cruce con la B-10, entre las cotas +10.20 y +12.90, aproximadamente. Estos saltos de cota permiten reponer el terreno natural con mayor celeridad y hacen disminuir mucho los taludes de excavación o terraplenado en las diferentes fases, ganando así el espacio necesario. El gálibo interior vertical de la sección transversal aumenta y el resto de dimensiones se mantiene según las especificaciones del proyecto original.

Por los mismo motivos expuestos anteriormente, la losa de cubierta se ejecutará totalmente "in situ", sobre el terreno natural preparado para actuar como encofrado, y toda la excavación interior del Falso Túnel se realizará en mina. Las restricciones geométricas obligan a ejecutar losas esviadas que permitan una mayor amplitud de los taludes de terraplenado y un máximo acercamiento a los taludes mínimos de excavación, dependiendo de la fase en ejecución. Los saltos de cota entre cubiertas adyacentes obligan a la utilización de muros de cierre entre algunas de las fases. Se

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo de la sección entre hastiales y de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original.

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del Túnel. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión adecuadas a la disponibilidad de espacio para el achique de agua entre pantallas.

En las Fases 1B y 2, en las que no es posible disponer pozos de bombeo con la misma separación que en el Tramo de Pruebas debido a la presencia de las calzadas desviadas de la Ronda Litoral, se utilizarán las presiones de agua adaptadas al correspondiente esquema de achique. A este respecto debe decirse que, dadas la incertidumbres en dichas leyes de presiones de agua y en previsión de posibles cambios en el esquema de achique interior, etc, se han utilizado unas leyes de presiones de agua ligeramente conservadoras (se considerado presiones de agua algo mayores en los trasdoses de las pantallas, lo que se traduce en una presión resultante mayor sobre las pantallas y, en consecuencia, en un dimensionamiento un poco más restrictivo)

Estas leyes de presiones de agua singulares no afectan al Tramo 2 de la Fase 2, en la que sí puede mantenerse el esquema de achique que se empleo en el Tramo de Pruebas.

Se adjuntan en la Nota de Cálculo las leyes de presiones de agua definidas por Jesús Carrera en septiembre de para este tramo 2004.

CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

Para las alturas de tierras se toman los perfiles transversales definidos en el Proyecto Original, con las cargas que suponen.

Las cargas de tráfico se aplican en todas las fases constructivas de la cubierta en las que existe. En las fases en las que no se prevé la acción de tráfico la sobrecarga de utilización considerada es de $10kN/m^2$.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

El cálculo de acciones se ha regido por el articulado de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera: IAP

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura. (según IAP)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y obteniendo los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

Para la verificación y dimensionamiento de la losa de cubierta se han tenido en cuenta las cargas de tierras y las cargas del tráfico (en caso de existir). Se ha comprobado la losa frente a cargas verticales y también se ha comprobado su estabilidad bajo el axil que le introducen las pantallas que sobre ella se apoyan.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón losa de cubierta y muros: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control (con los coeficiente de seguridad de materiales y acciones que implican):

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas de las Fases a las que hace referencia este documento se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo adjunta a esta memoria.

Para el cálculo de la losa de cubierta se han empleado métodos manuales y emparrillados planos que permitan simular singularidades que requieran estudios de mayor detalle.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantea un procedimiento de excavación interior del Falso Túnel con un nivel de puntales definitivos y otro nivel de puntales intermedios. El nivel de puntales definitivos es necesario dada la gran luz libre de las pantallas entre el apoyo en cubierta y el apoyo en la contrabóveda.

Para la Fase 2 Tramo "B" se plantean un procedimiento constructivo similar al P2 (excavación con un nivel de puntales intermedios) dado que la altura libre de la pantallas presenta valores más reducidos.

Se parte de una cubierta ejecutada directamente sobre el terreno tratado y, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

El procedimiento constructivo requiere de la disposición de puntales definitivos por encima del gálibo para reducir esfuerzos y movimientos en las pantallas. Asimismo, se requiere de la utilización de puntales provisionales que permitan contener esfuerzos en fases intermedias de ejecución. La descripción del procedimiento constructivo puede consultarse en el anejo de planos adjunto a esta memoria. En la Fase 2 Tramo "B" de ejecución del tramo aquí presentada, no es preciso utilizar los puntales definitivos y basta con los provisionales para la excavación interior del falso túnel.

<u>Procedimiento constructivo para Fase 1A</u>:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando sea necesario) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota correspondiente.
- Ejecución de las pantallas.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota de cara inferior de la cubierta y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Primera excavación intermedia interior del Falso Túnel en mina.
- Disposición de puntales definitivos y segunda excavación intermedia del interior del Falso Túnel en mina (Sólo en los Tramos "A" y "B" de la Fase 1B y en el Tramo "A" de la Fase 2).
- Apuntalamiento provisional y excavación hasta cota de máxima excavación (C.M.E.)
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.

- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

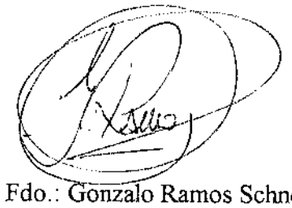
Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0.

El análisis estructural de las losa de cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000.

Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.



Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

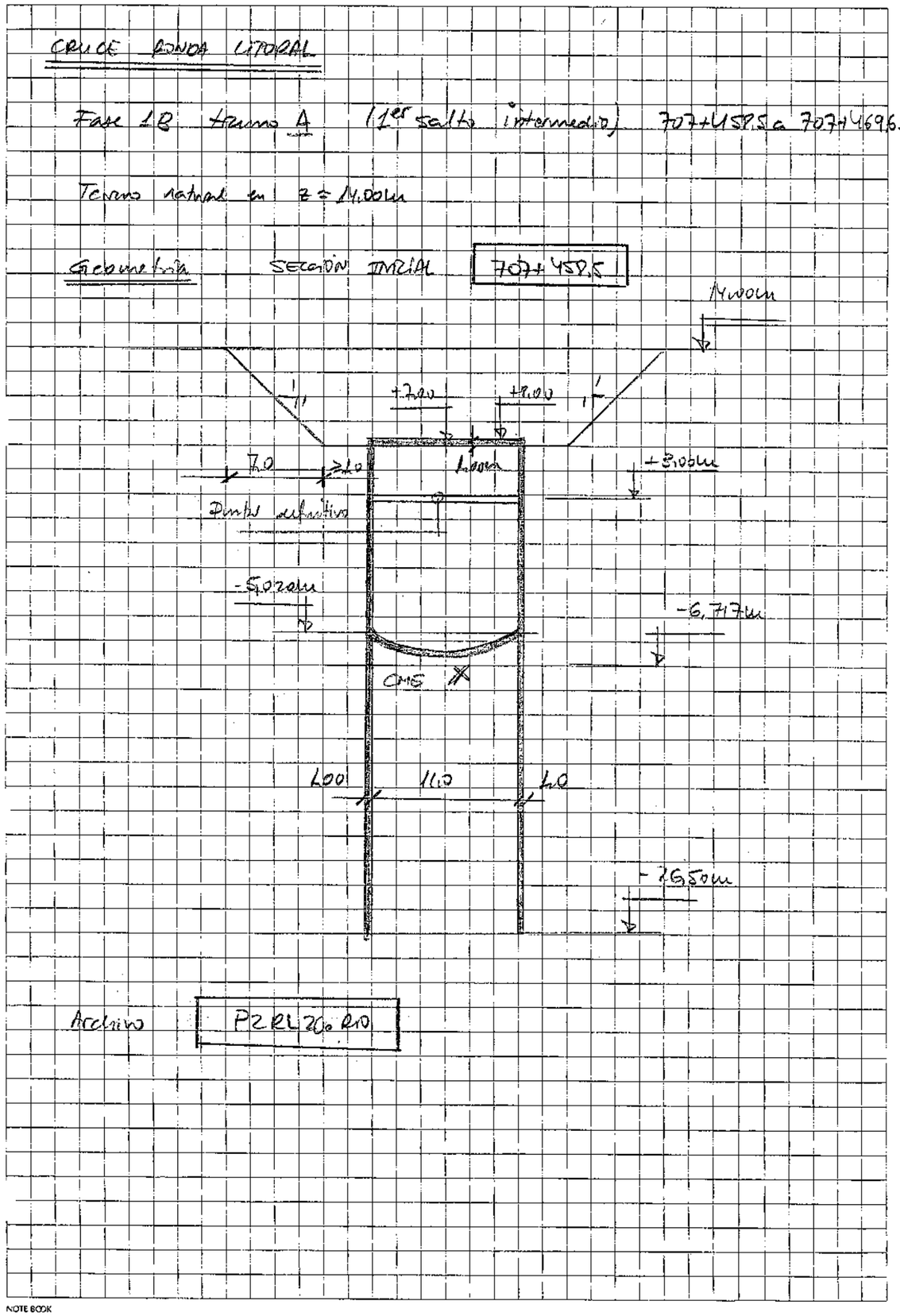
Barcelona, a 16 de noviembre de 2004

CRUCE RONDA LITORAL

Fase 1B Tramo A (1er salto intermedio) 707+458,5 a 707+469,65

Terreno natural en Z = 14,00 m

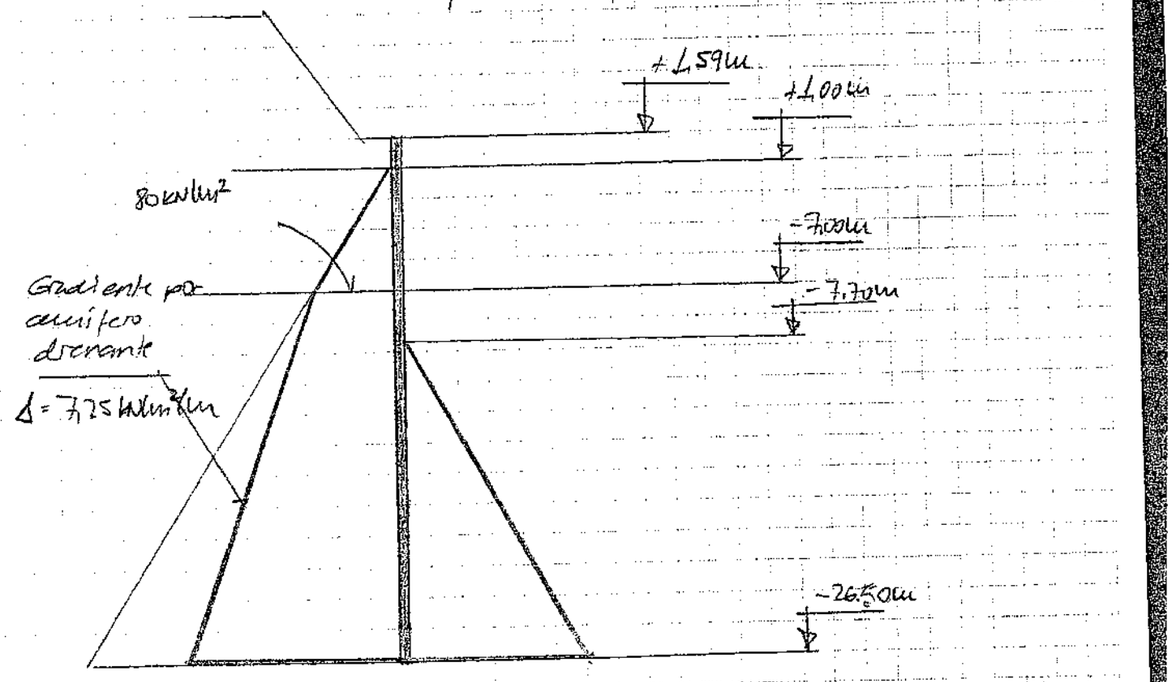
Geometría SECCIÓN INICIAL 707+458,5



Archivo PZRL20_R10

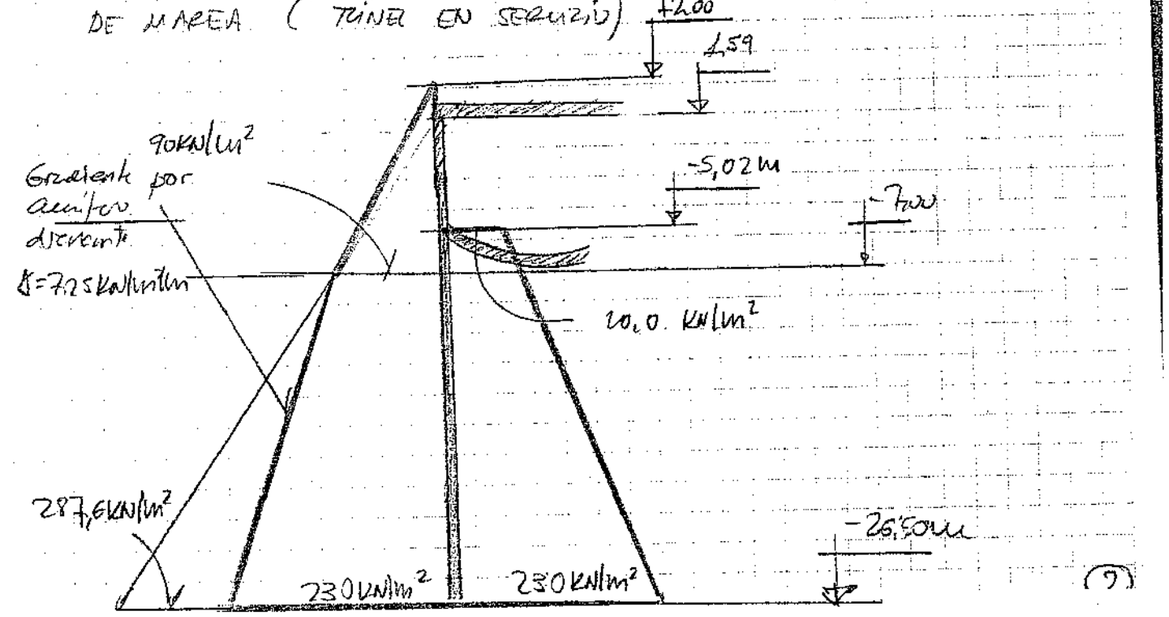
LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

Mismo esquema de reparto de agua entre pantallas que en el tramo anterior



277,6 kN/m² 220 kN/m² 210 kN/m² Se alimenta en un cierto tramo entre tramos e intradós

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE SUBIDA DEL NF POR CARRERA EXTREMA DE MAREA (TÚNEL EN SERVICIO)



(9)

RIGIDECES

* CUBIERTA

h = 1,00m l = 12,00m (L/2 = 6,00m) E = 27264 MPa

A = 1,00 m²/m

$K = \frac{EA}{L} = \frac{27264 \cdot 1,00}{6,0m} = 4544,0$ MN/m/m

K = 4544000 KN/m/m = 454400 Tn/m/m

Kcubierta = 454400 Tn/m/m

* PUNTALES (provisionales)

A = 2 x 198cm² = 396 cm² / puntal

l = 11/2 = 5,50m

$K = \frac{EA}{l} = \frac{396\,10^{-4}\ m^2 \cdot 2,1\cdot10^5\ MPa}{5,50m} = 15,12$ MN/m / puntal

Dispondremos un puntal cada 2,50m

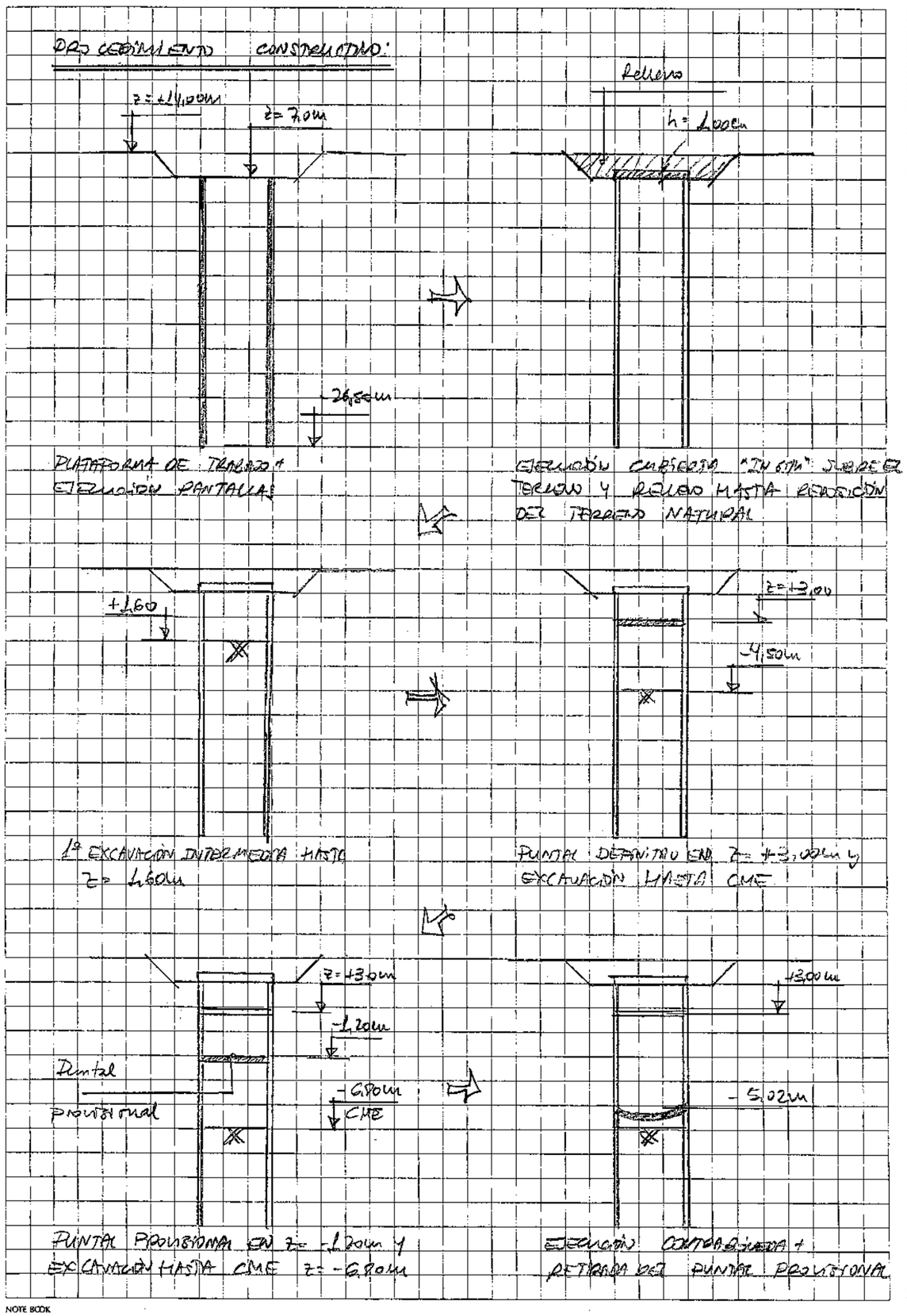
K = 604,8 MN/m/m; Kpuntales = 605.000 kN/m/m

Kpuntales = 60500 Tn/m/m

* SOLERA

Ksolera = 130 000 Tn/m/m Ver tramo de pruebas

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

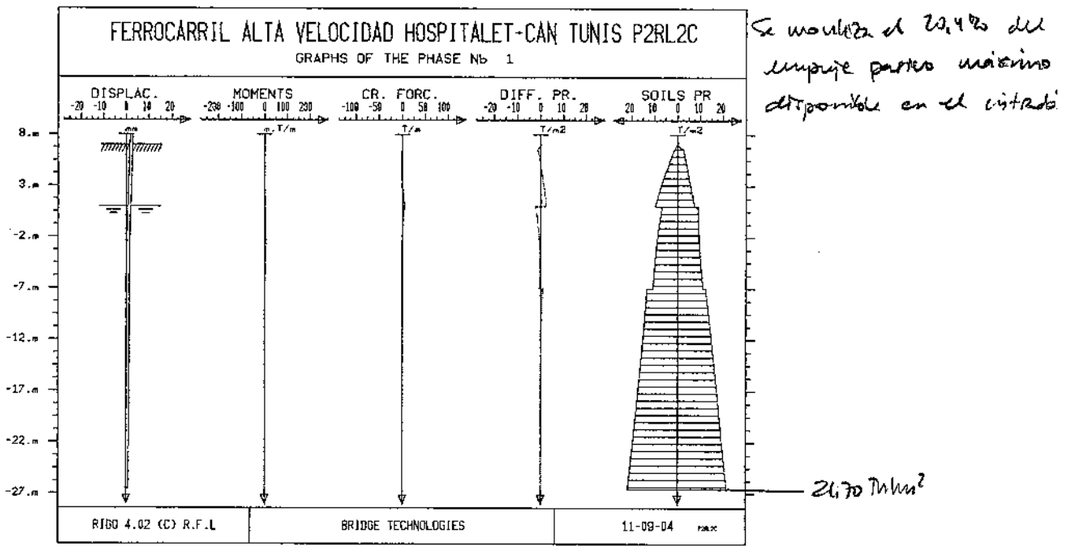


```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL2C *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION INICIAL PK 707+458.5
* RASANTE MODIFICADA (RENFE)
8.0
-26.50 1.0^3*2.726E6/12
14.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 7.0
EXC(2) 7.0
SUB(1,1) 7.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 7.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 7.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 7.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 7.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 7.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 7.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 7.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 7.0 8.0 35.0 15.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 15.0 ← sustituye a las cargas anteriores
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.5 22.0
WAT(2) -7.7 0.0
WAT(2) -26.5 21.0
CAL
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=+1.60
EXC(2) 1.60
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.50
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.20 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.20 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.80
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.02 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.50 23.0
WAT(2,1) -5.02 0.0 2.0
WAT(2) -26.50 23.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.02 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

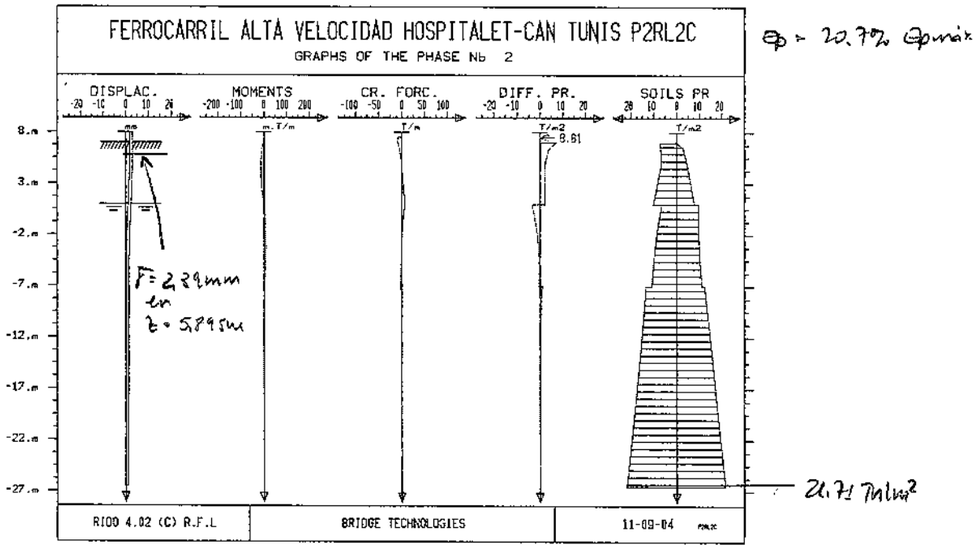
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1B SECCIÓN INICIAL PK 707+458.50

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

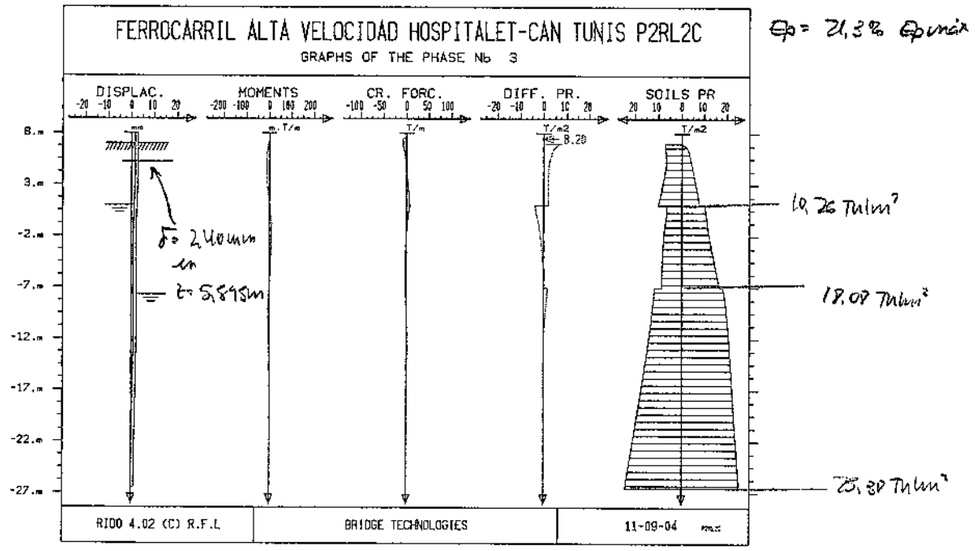
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



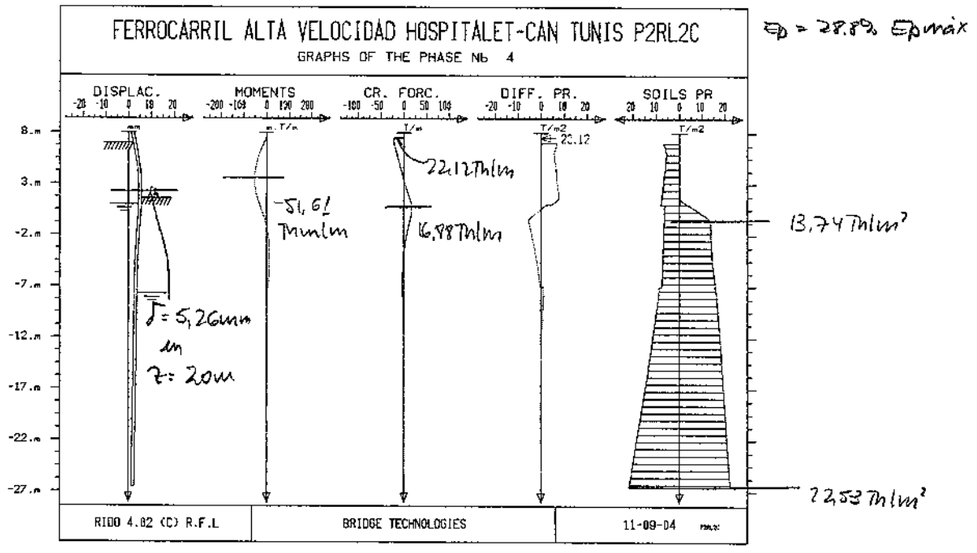
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



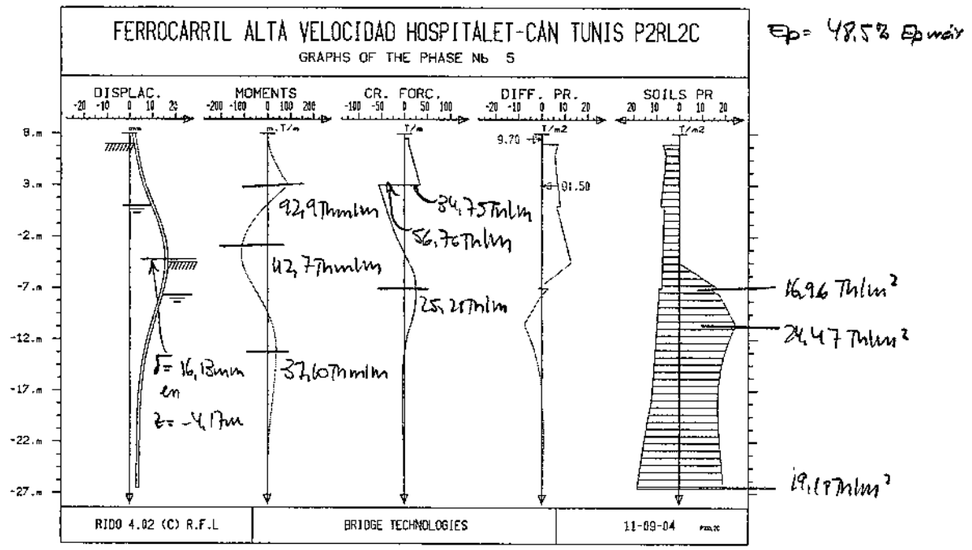
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



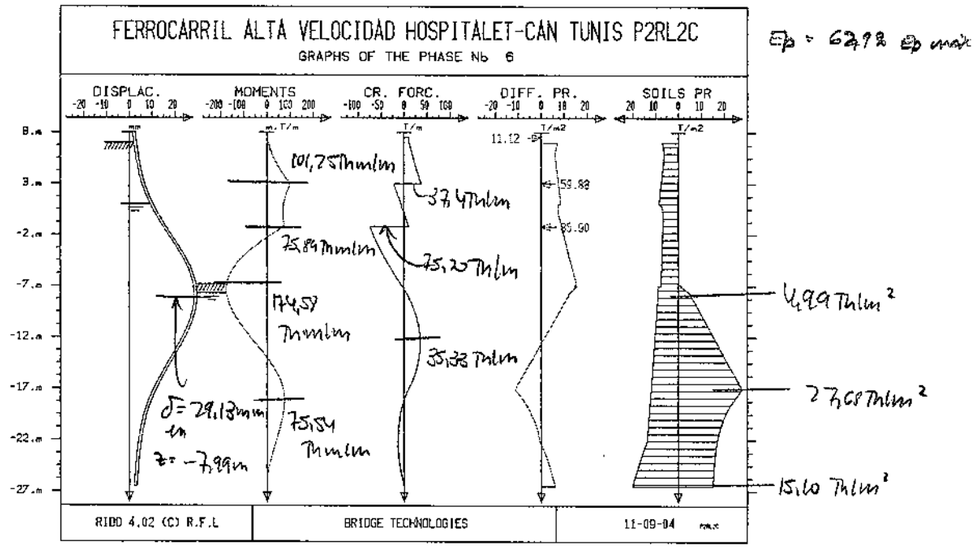
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=1.60m:



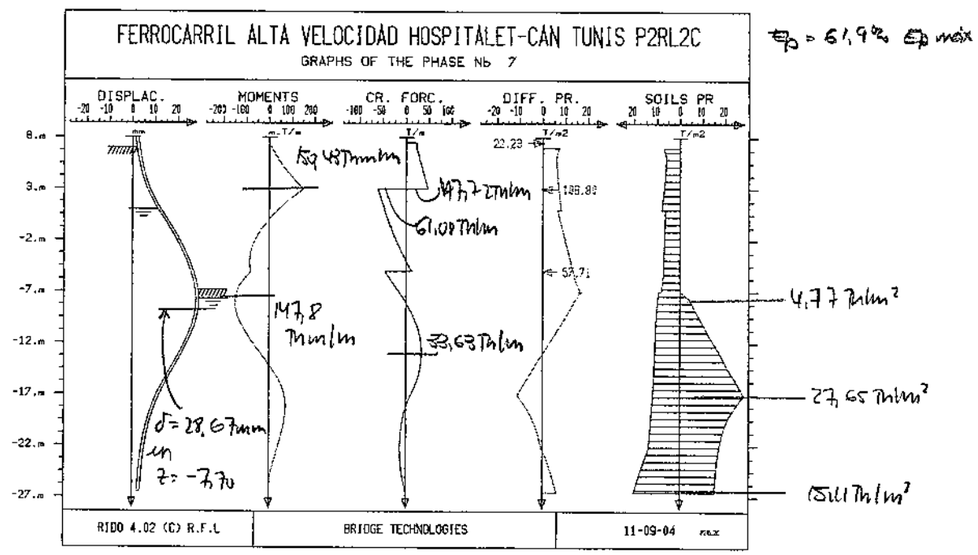
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.00m Y EXCAVACIÓN Z=-4.50m:



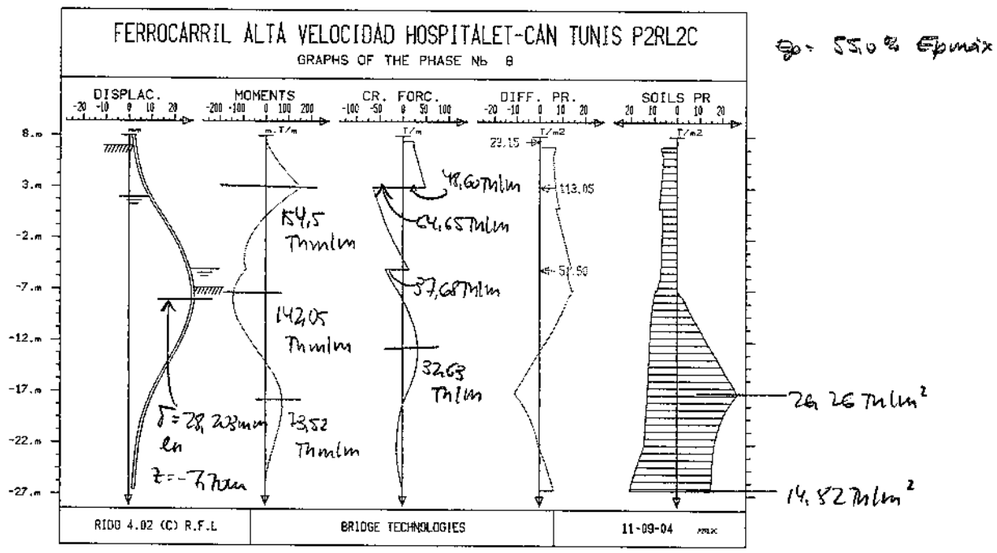
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.20m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



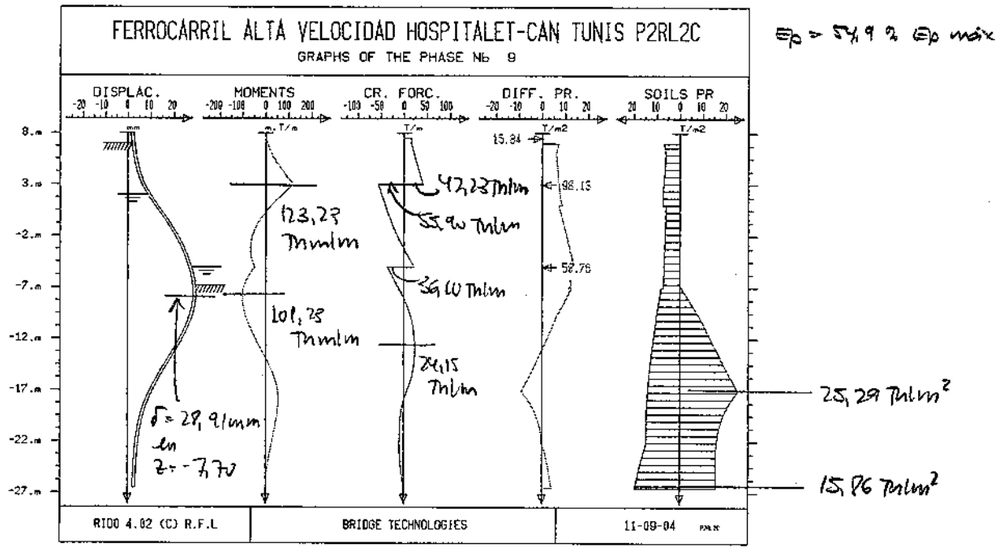
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL N.F:

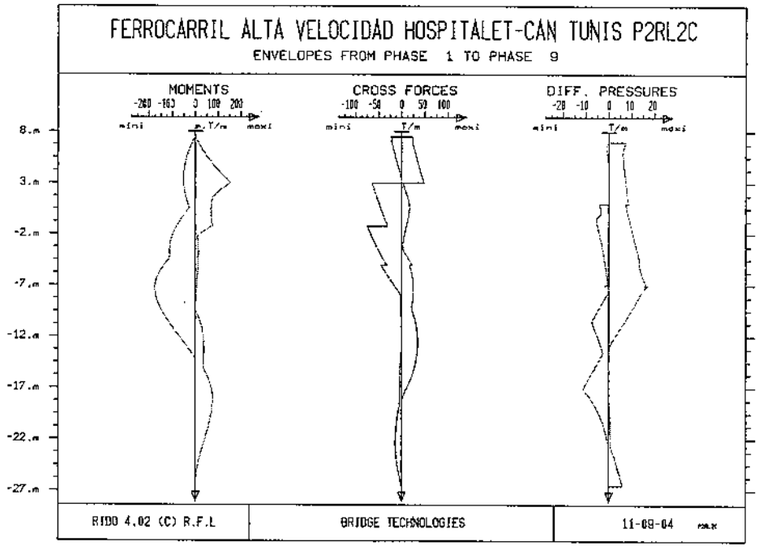


FLUENCIA:

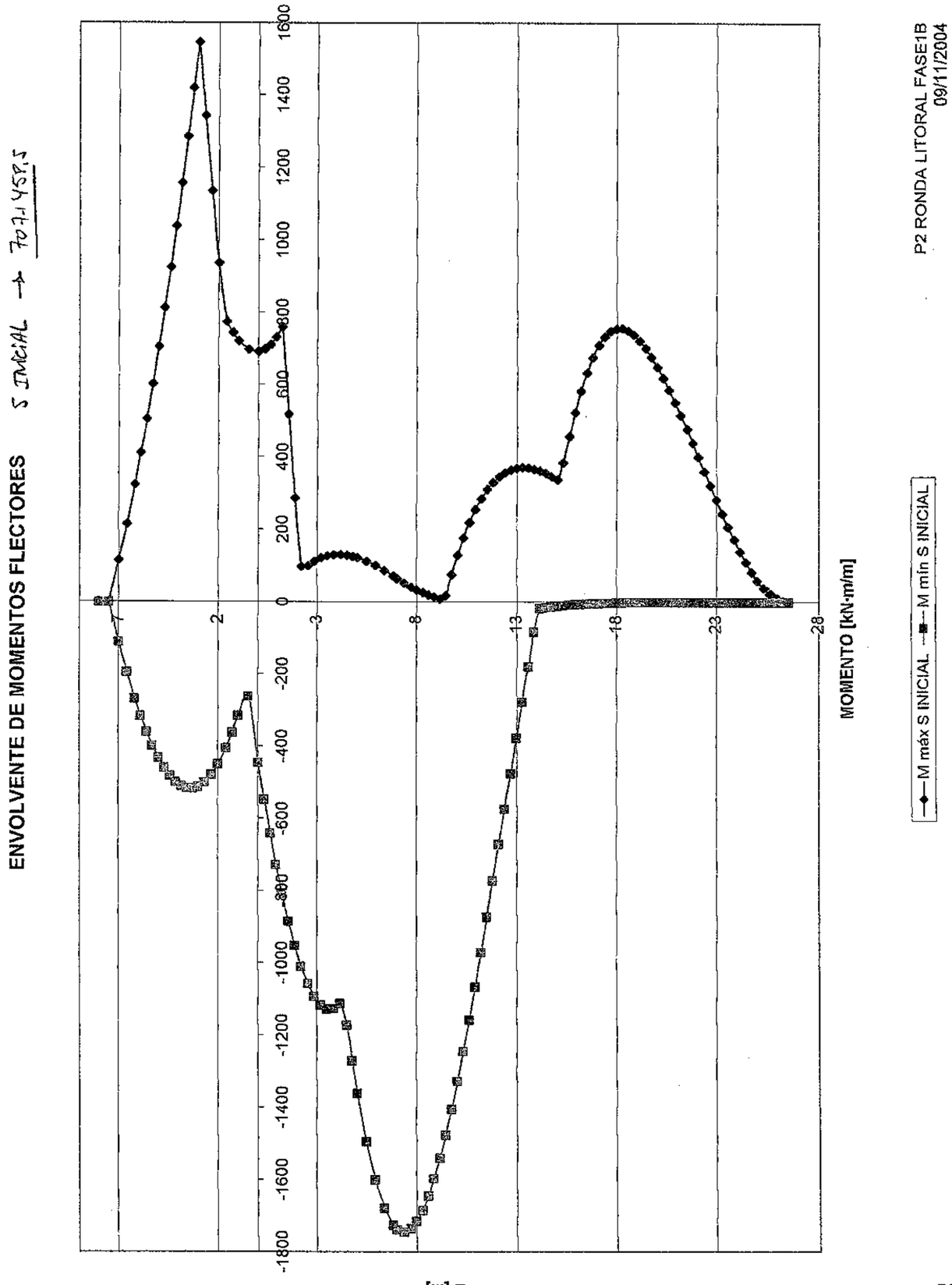


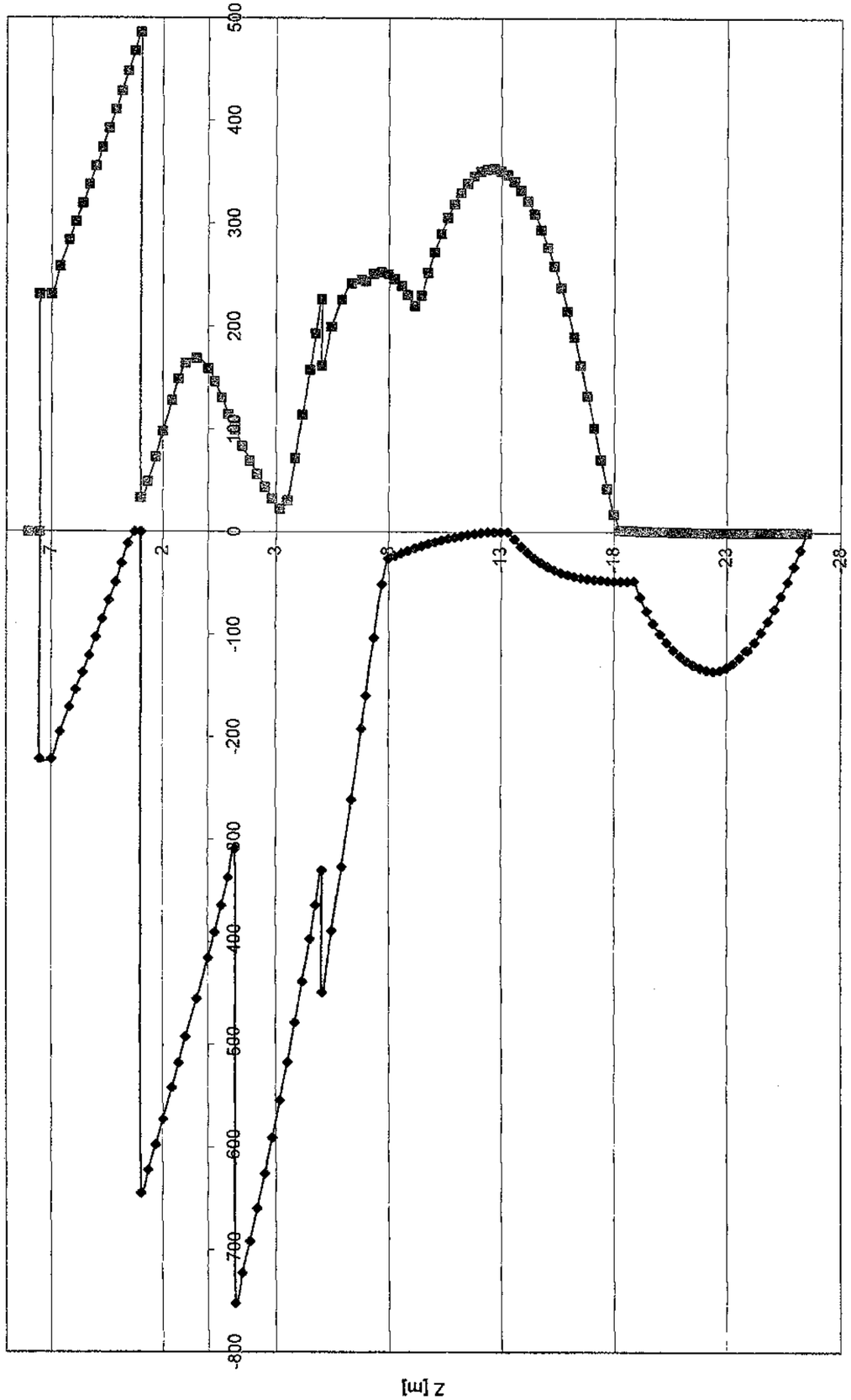
$\Phi_p = 54,9\ \%\ \Phi_p\ máx$

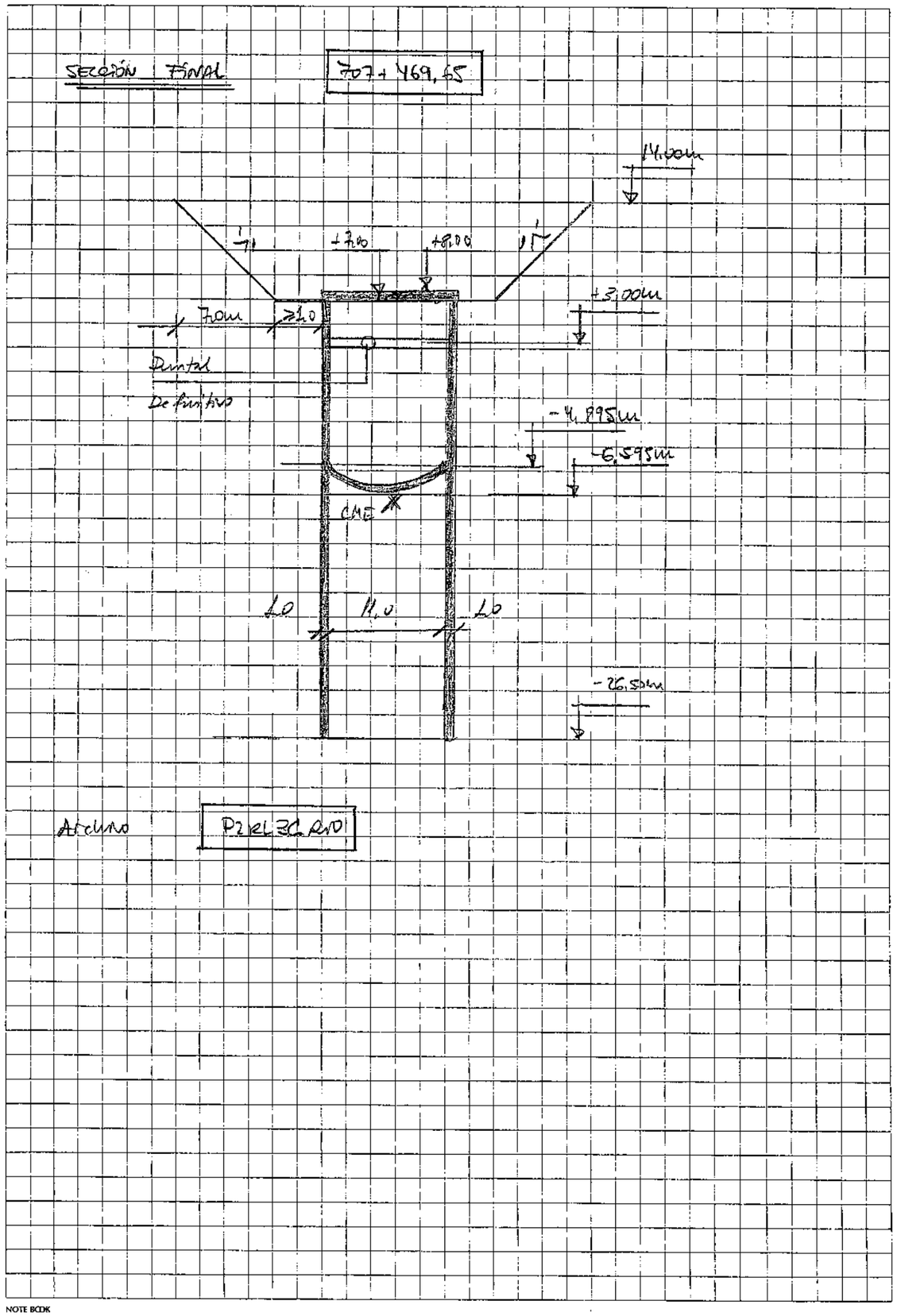
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

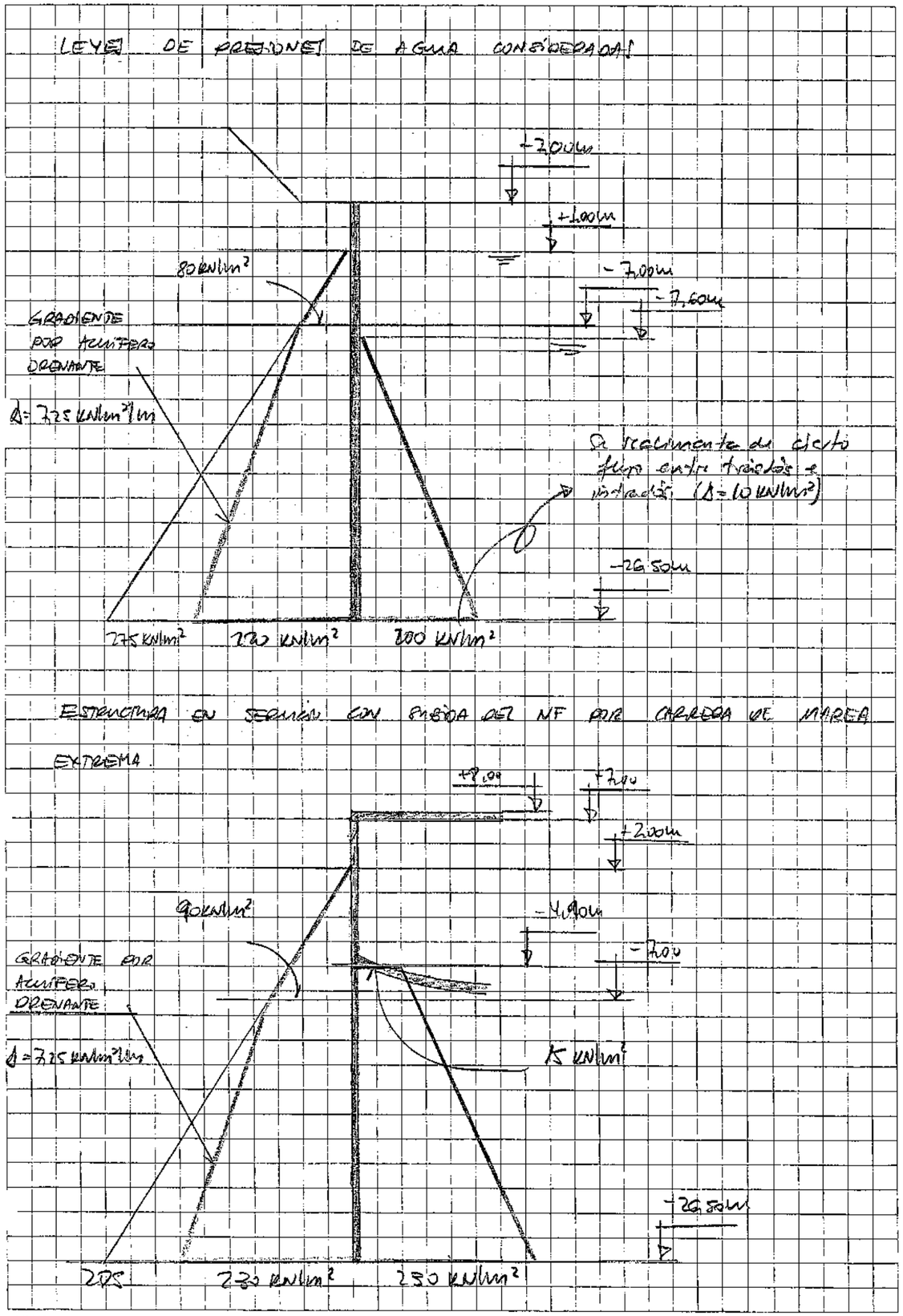



NVOLVENTE DE CORTANTES
CORTANTES V [kN/m]
V mín S INICIAL
V máx S INICIAL
z [m]
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
-500
-600
-700
-800
7
2
-3
8
13
18
23
28


Can Tunis
9-NOV-04
SECCIÓN FINAL
707+469,65
14,00m
1:1
+7,00
+8,00
1:1
+3,00m
7,0m
≥4,0
Dintel
Definitivo
-4,995m
-6,595m
CMS
4,0
11,0
4,0
-26,50m
Arduino
P2RL3CA10

Can Tunis 2-NOV-04

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

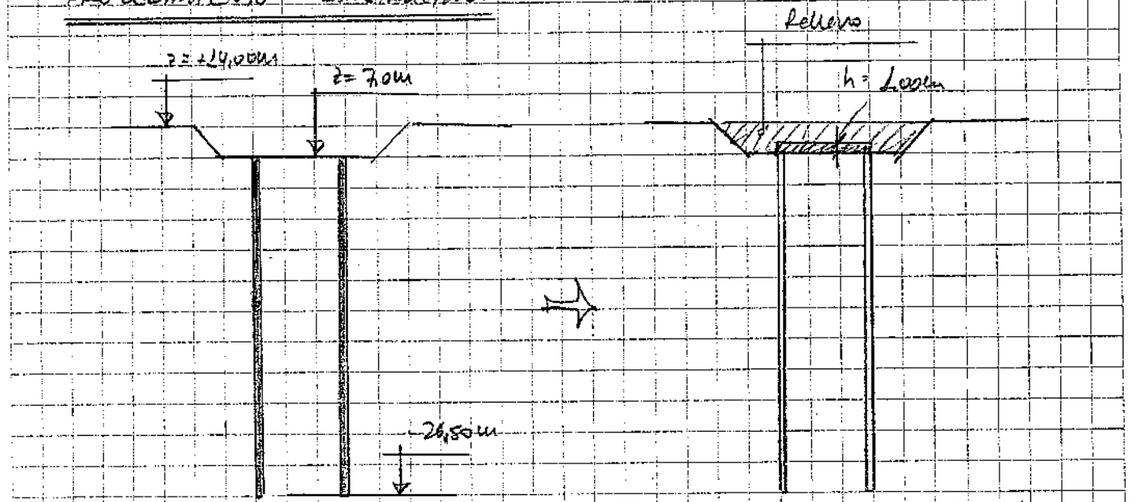


ESTRUCTURA EN SECCIÓN CON ENVOLVENTE DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA

NOTE BOOK

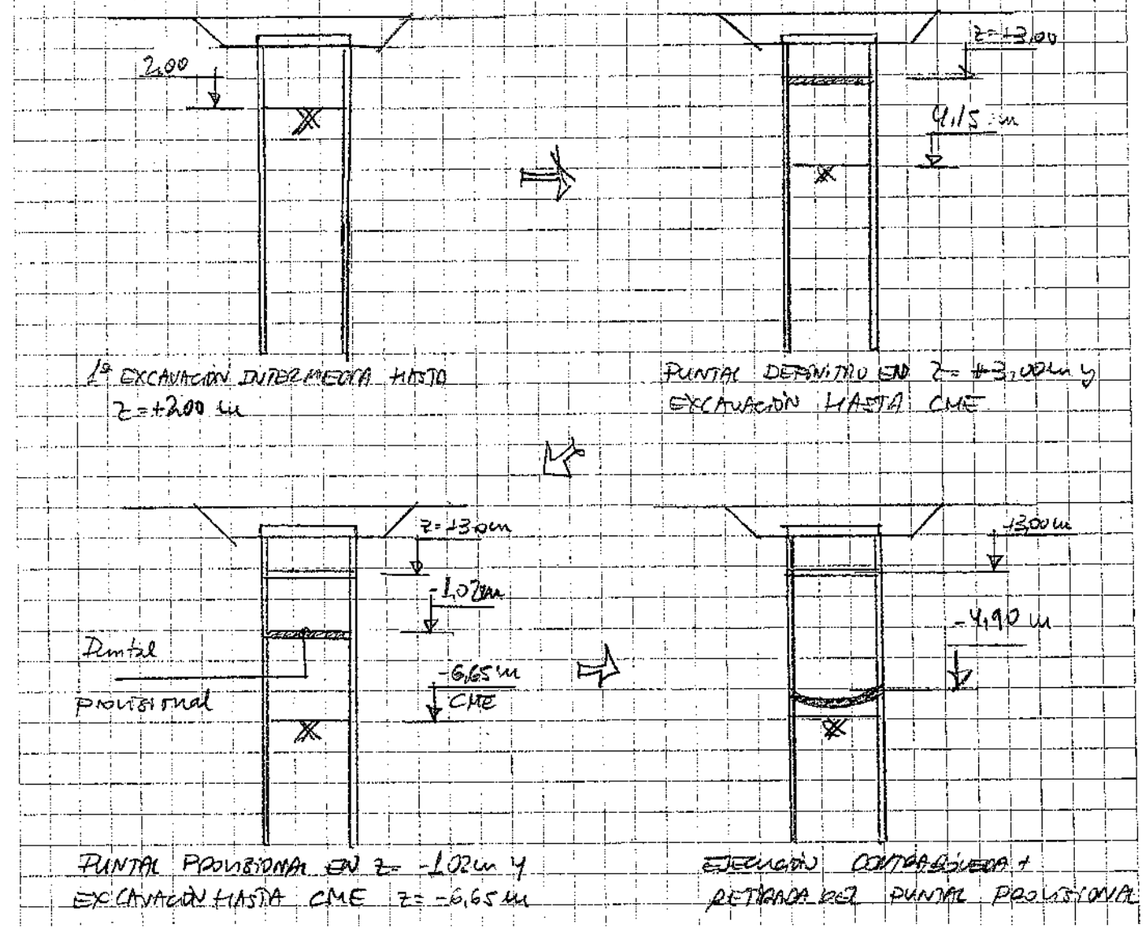
Can Tunis 2-NOV-04

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



PLATAFORMA DE TRABAJO Y EJECUCIÓN PANTALLAS

EJECUCIÓN CUBIERTA "IN SITU" SOBRE EL TERRENO Y RELLENO HASTA RASANTE DEL TERRENO NATURAL



1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA z=+2,00 m

PUNTAL DEFINITIVO EN z=+3,00m y EXCAVACIÓN HASTA CME

PUNTAL PROVISIONAL EN z=-1,02m y EXCAVACIÓN HASTA CME z=-6,65m

EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

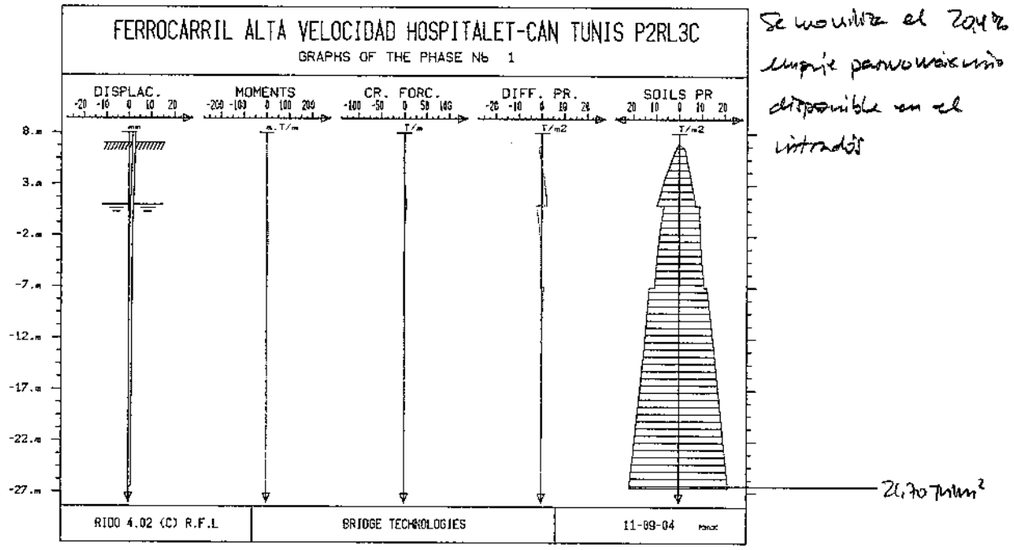
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL3C *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+469.65
* RASANTE MODIFICADA (RENFE)
8.0
-26.50 1.0^3*2.726E6/12
14.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 7.0
EXC(2) 7.0
SUB(1,1) 7.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 7.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 7.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 7.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 7.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 7.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 7.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 7.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 7.0 8.0 35.0 15.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 15.0
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.5 22.0
WAT(2) -7.6 0.0
WAT(2) -26.5 20.0
CAL
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=+~~1.60~~ +2.00
EXC(2) ~~1.60~~ +2.00
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.15
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.15
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.02 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.02 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.65
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL.
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.50 23.0
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -26.50 23.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

corregido

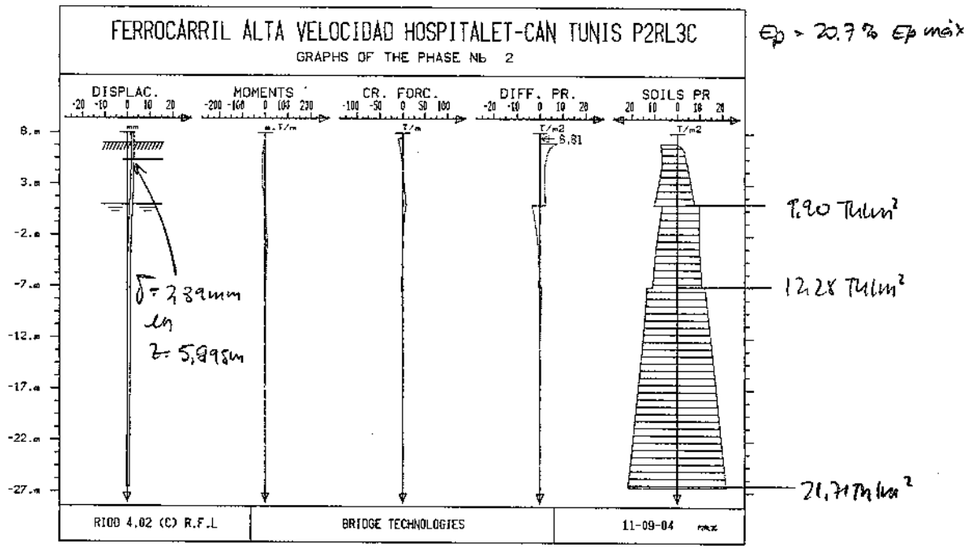
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1B SECCIÓN FINAL PK 707+469.65

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

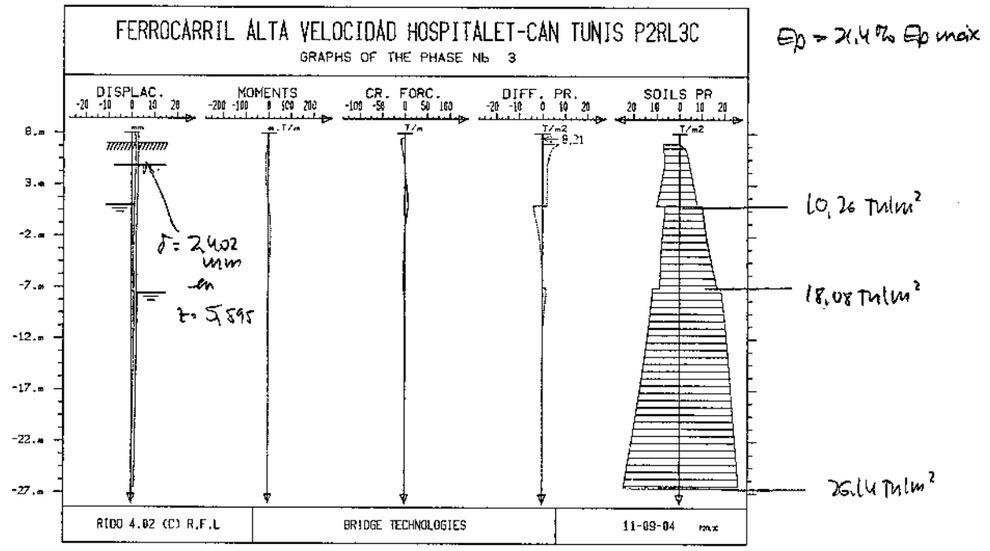
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



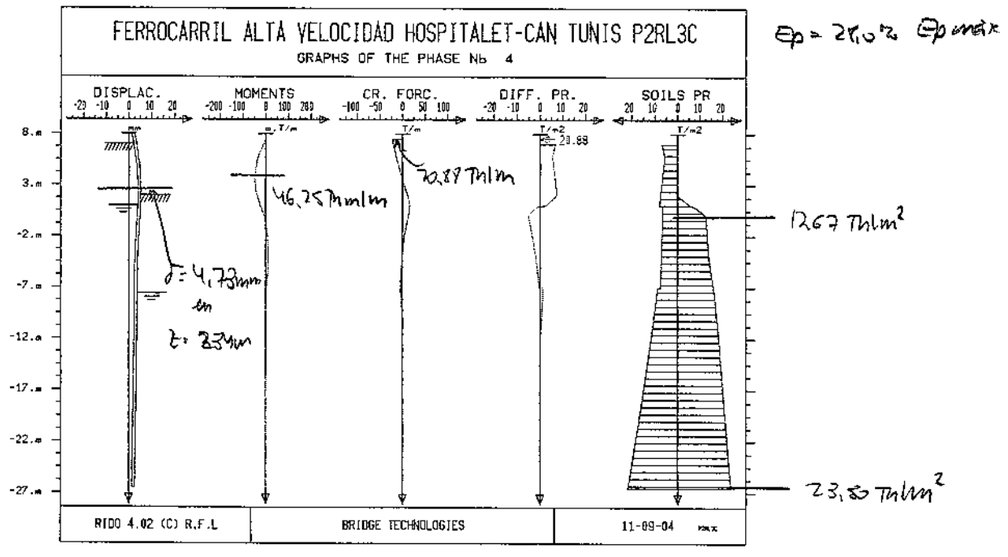
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



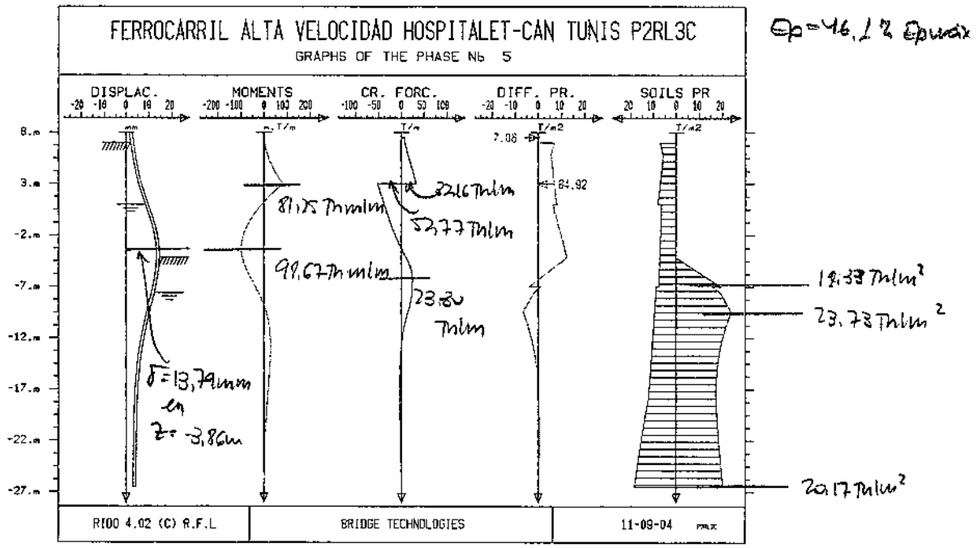
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



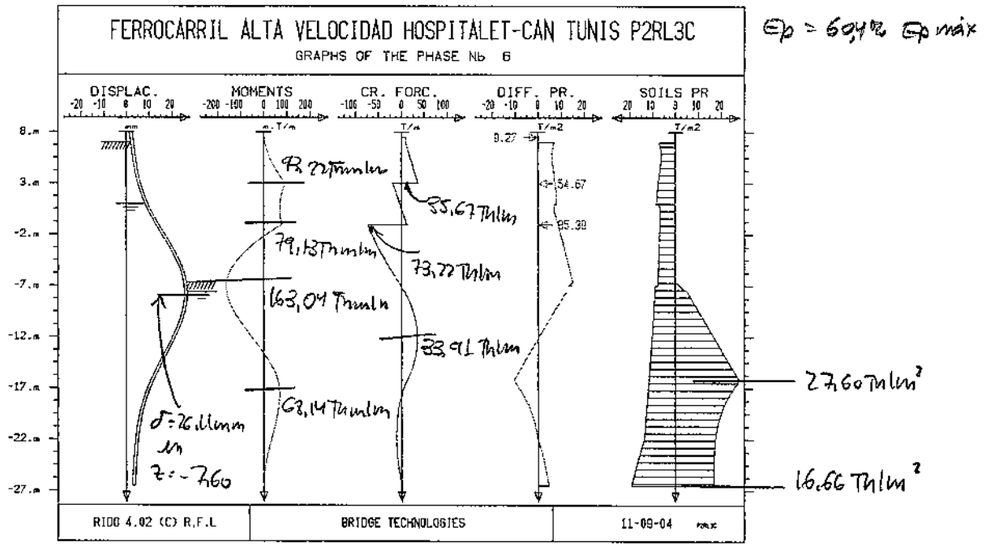
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=2.00m:



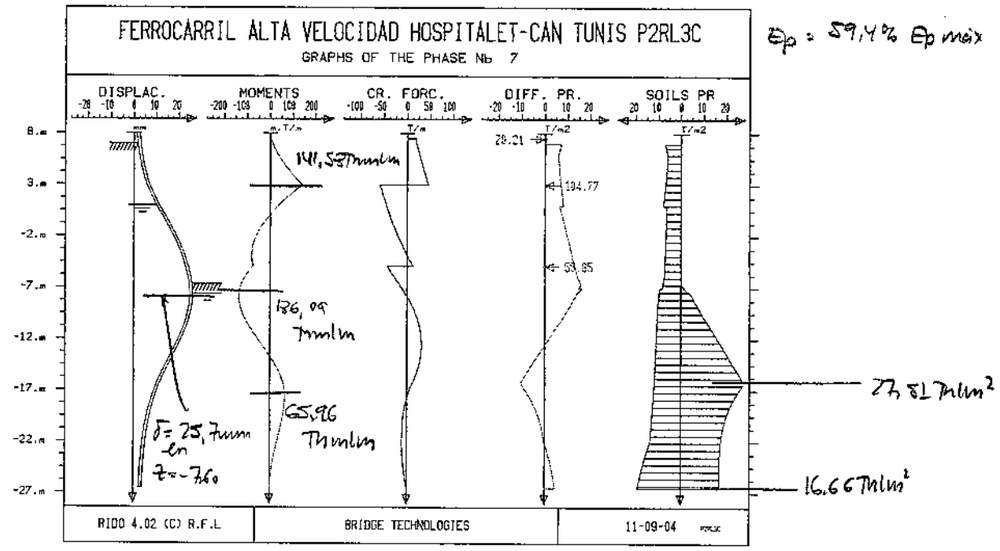
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.00m Y EXCAVACIÓN Z=-4.15m:



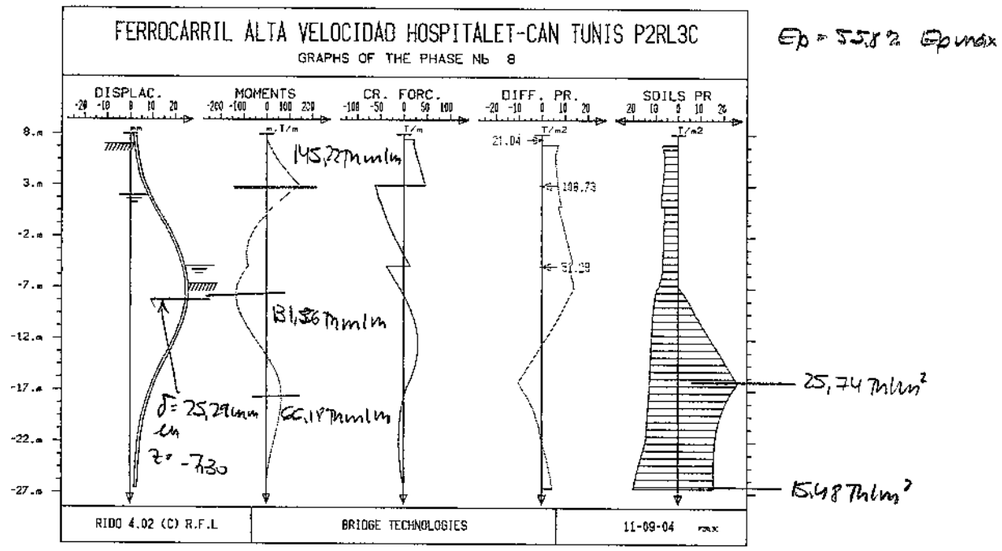
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.02m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



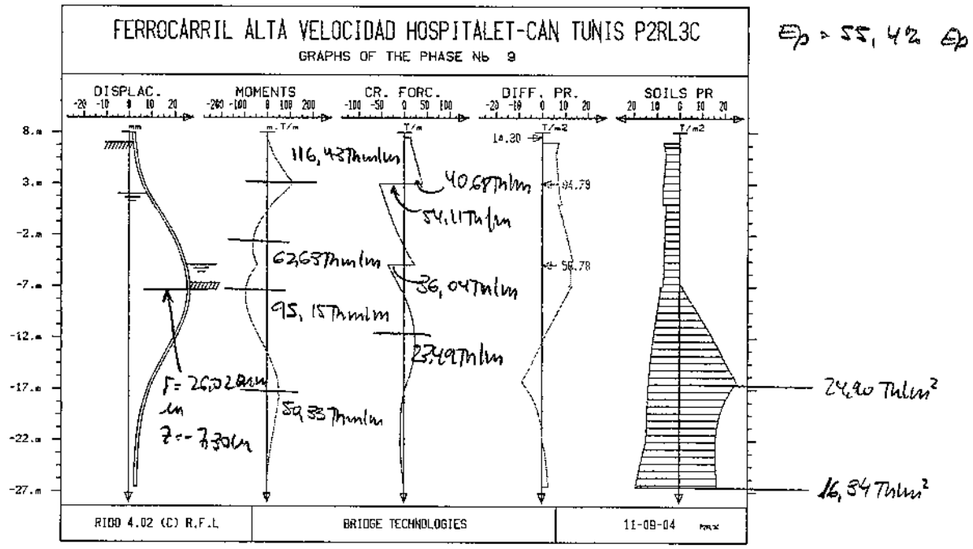
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL N.F:

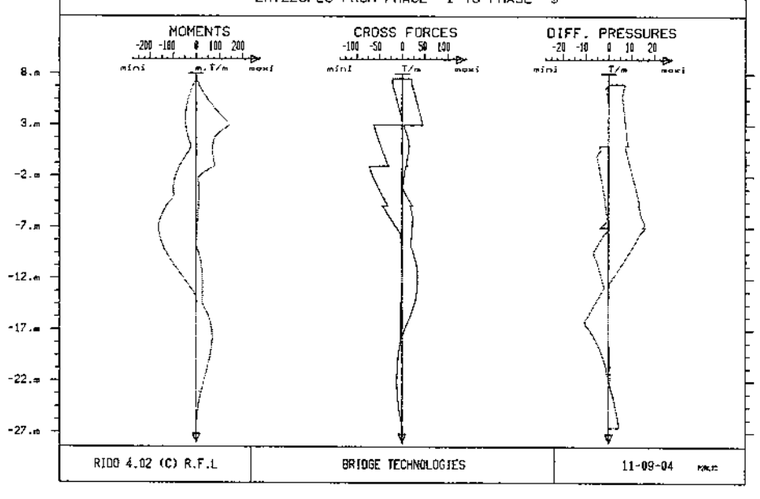


FLUENCIA:

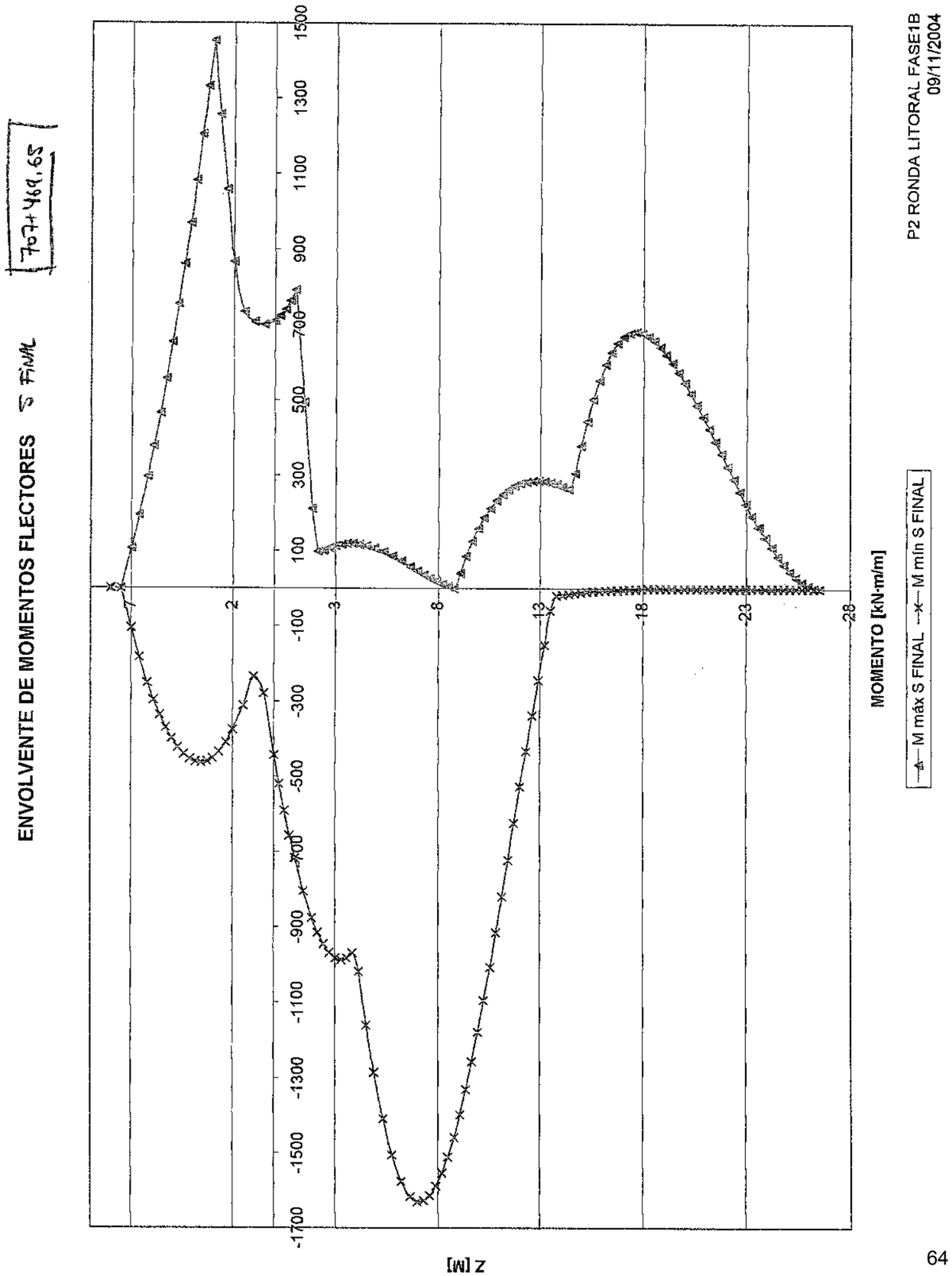


Ep = 55,4% Ep máx

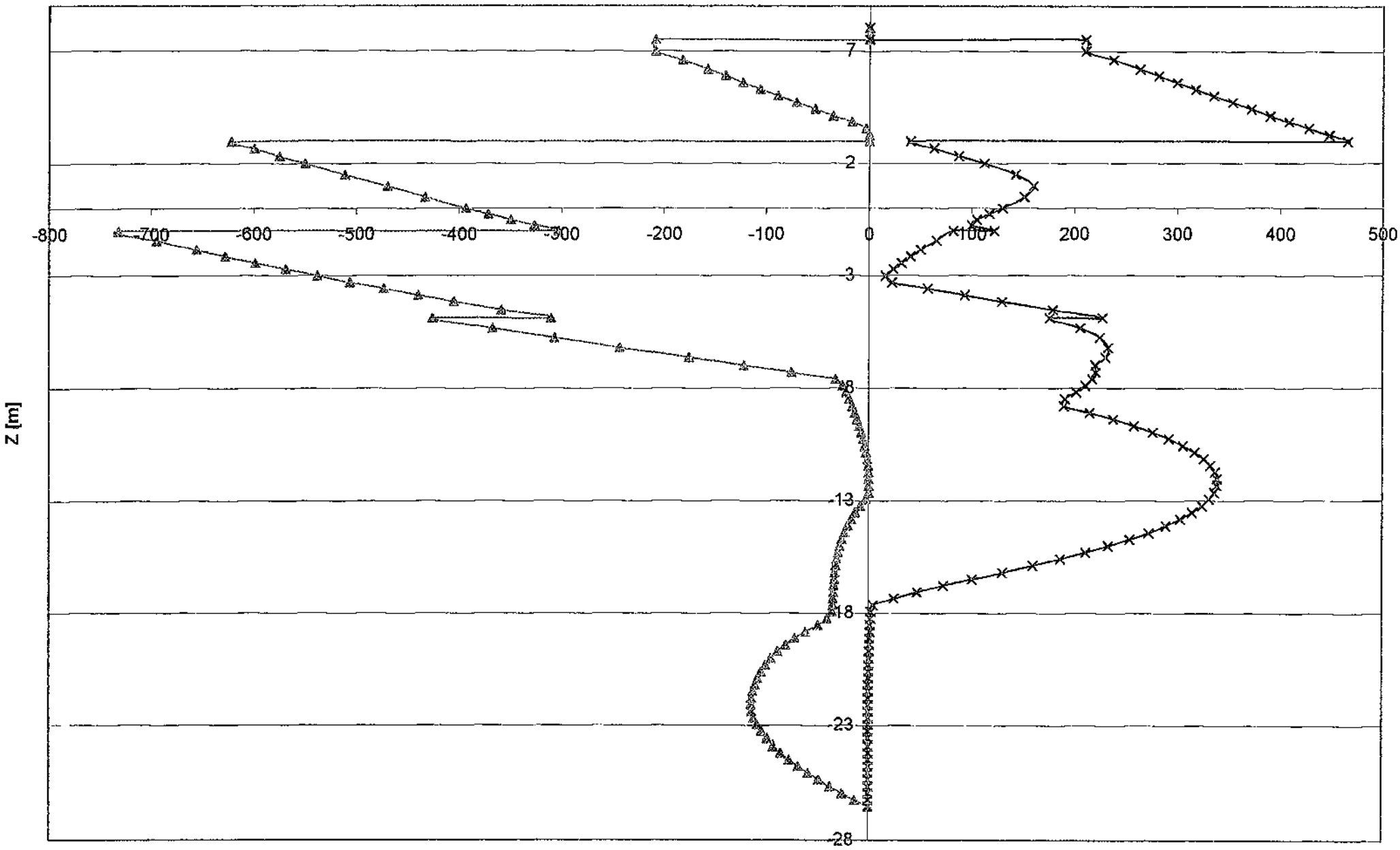
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS



NVOLVENTE DE CORTANTES S H 7071 469,65

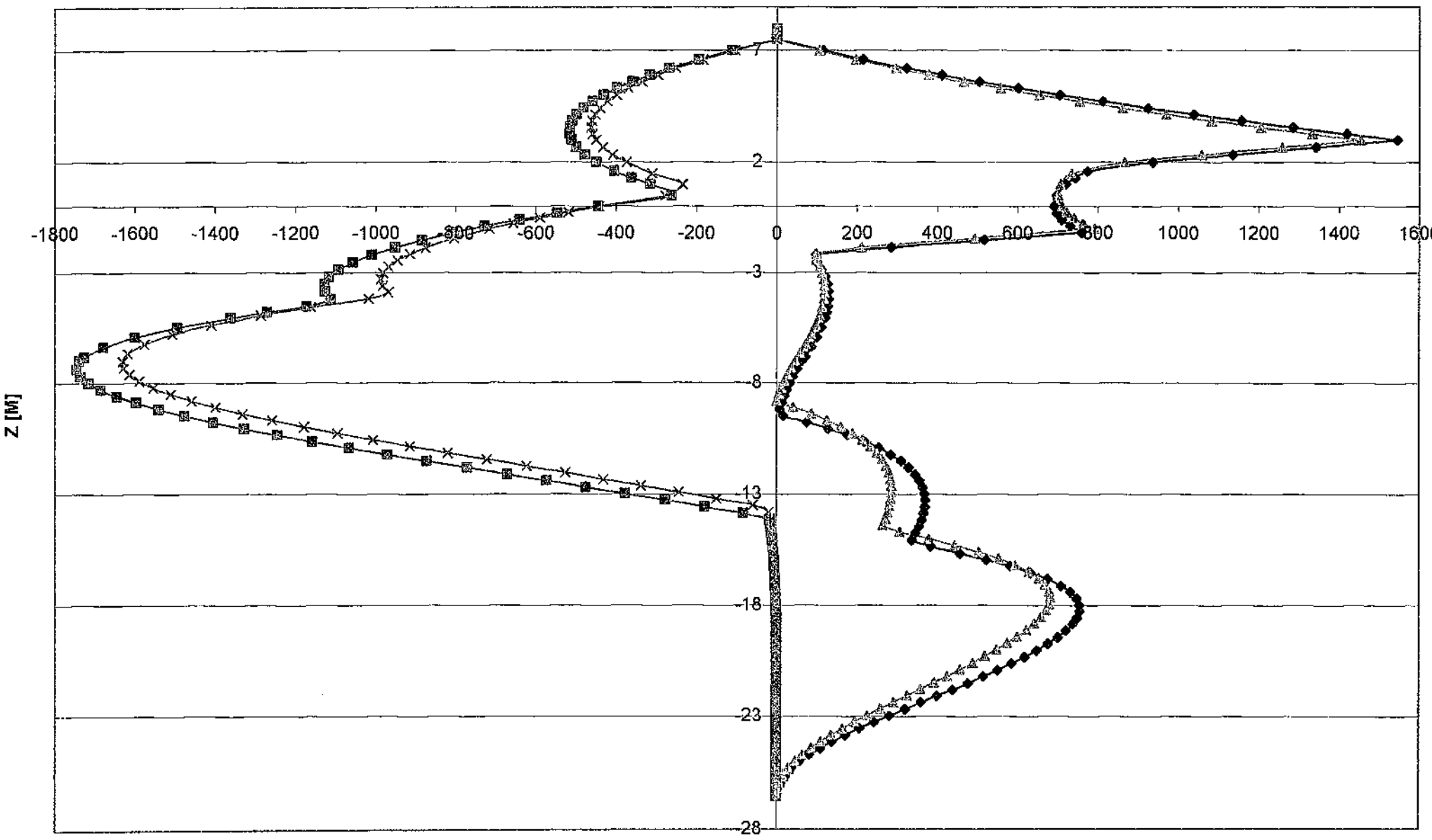


CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL

P2 RONDA LITORAL FASE1B
09/11/2004

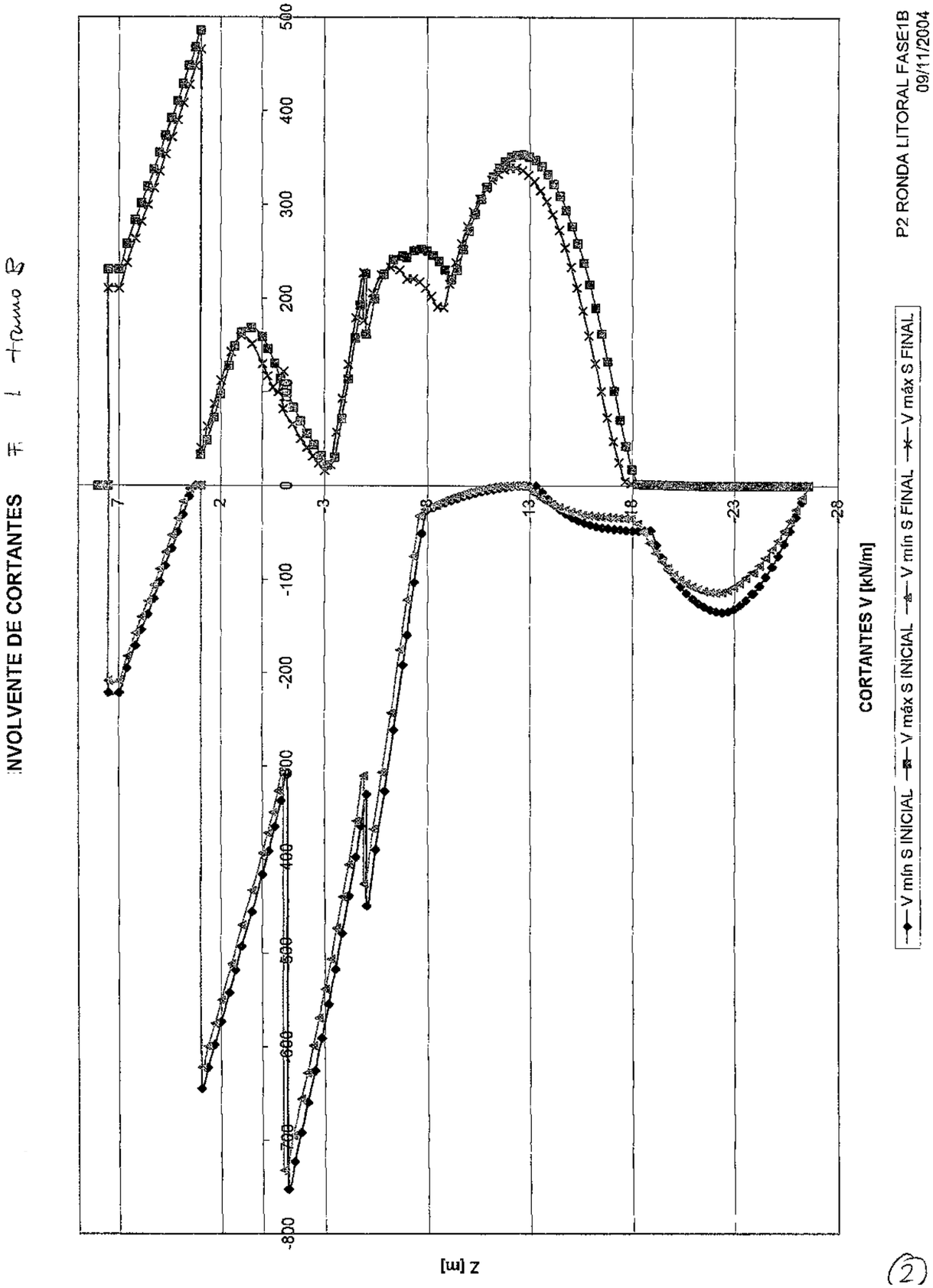
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES FASE 1 Tramo B



MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL — M máx S FINAL — M mín S FINAL

P2 RONDA LITORAL FASE1B
09/11/2004



(2)

Can Tunis 9-NOV-04

NUTAS DE ARMADO:

II FLEXIÓN:

Ia) INTRADÓS:

· Pico de momento $mu_{max} = 1745.8$ kN.m/m

$md = 2518.7$ kN.m/m

Dimensionamiento con pasando $\phi 32$

$A_s > 87.47$ cm²/m

En 5.º de batache $A_s = 43.74$ cm² → 30 ϕ32 + 25 ϕ32

A_s disp = 44.25 cm² → 88.46 cm²/m

$mu = 2747.23$ kN.m/m ($CS_H = 1.049$)

X = 0.399 d → Falla dúctil (Falla por el hormigón en el acero plastificado. $\varepsilon_y \leq 2\varepsilon_y$)

· Momento último con 20 ϕ25

$A_s = 19.636$ cm²/m ; $mu = 754.15$ kN.m/m ; $mu_{max} = 489.42$ kN.m/m

Si tiene $mu \leq 489$ kN.m/m para $z \leq -12.75$ m. a partir de este pto. anclaje + decalaje de los ϕ25, que deben llegar hasta

$z = -12.75 - \frac{1.0}{\phi} - \frac{1.0}{d} - \frac{0.5}{\varepsilon}$ = -15.25m

ε = error posicionamiento

· Momento último con 30 ϕ25

$A_s = 29.454$ cm²/m ; $mu = 1081.9$ kN.m/m ; $mu_{max} = 721.7$ kN.m/m

Si tiene $mu \leq 720$ kN.m/m para $z \leq -12.00$ m. los ϕ32 deben llegar hasta $z = -12.00 - \frac{1.5}{\phi} - \frac{1.0}{d} - \frac{0.5}{\varepsilon} = -15.0$m

NOTE BOOK

(2)

- Momento último con 30 ϕ25 + 25 ϕ32

As: 69.664 cm²/m μu = 7250,93 KN.m/m ; μmax = 1500,55 KN.m/m

Si tiene μu ≤ 1500 KN.m/m para z ≤ -9.50, a partir de ese pto andaje + decalage de los ϕ32 que deben llegar hasta z =

z = -9.50 - 1.80 - 1.0 - 0.50 = -12.80 m

- Momento último con 30 ϕ32 + 25 ϕ25

As = 72,797 cm²/m; μu = 7336,93 KN.m/m; μmax = 1550 KN.m/m

Si tiene μu ≤ 1550 KN.m/m para z ≥ -5.0 m los ϕ32 deben llegar hasta z = -5.0 + 1.5 + 1.0 + 0.50 = -12.00 m
(1.5 = ld, 1.0 = d, 0.50 = e)

- Pico de momento superior μu = 520 KN.m/m

μd = 780 KN.m/m

Dimensionamiento con parámetros BAEL

At ≥ 22,5 cm²/m;

En 5.0 m de Estribos At ≥ 112,5 cm² → 75 ϕ25

- Momento último con 25 ϕ25

As = 24,545 cm²/m; μu = 909,63 KN.m/m; μmax = 604 KN.m/m

Si tiene μu ≤ 605 KN.m/m; para z ≥ 0.00 los ϕ32 deben llegar hasta z = 0.00 + 1.50 + 1.00 + 0.50 = -3.00
(1.50 = ld, 1.00 = d, 0.50 = e)

Los: con 6ϕ25 pues As = 29,454 cm²/m; μu = 1081,9 KN.m/m

μmax = 721,77 KN.m/m

Si tiene μu ≤ 720 KN.m/m para z ≥ -0.50, los ϕ32 deben llegar hasta -0.5 + 1.50 + 1.00 + 0.50 = 2.50 m

- Momento último con (6+2) ϕ25 pues

As = 39,272 cm²/m; μu = 1348,51 KN.m/m; μmax = 899,0 KN.m/m

Si tiene μu ≤ 899 KN.m/m, para z ≥ -4,50 m

los ϕ32 deben llegar hasta z = -4,50 + 1,50 + 1,0 + 0,50 = -1,50 m

- Momento último con 6ϕ32 + 2ϕ25

As = 58,07 cm²/m μu = 1921,15 KN.m/m; μmax = 1280,77 KN.m/m

Si tiene μu ≤ 1280 KN.m/m para z ≥ -4,50 m los ϕ25 deben llegar hasta z = -4,50 + 1,50 + 1,0 + 0,50 = -1,50 m

- Momento último con 6ϕ32 pmd

A_s = 48,752 cm²/m; m_u = 1711,87 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 1141,3 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq$ 1140 KN·m/m, para $z \geq -4,00$ m, los ϕ32 deben llegar hasta $z = -4,00 - 2,50 - 2,00 - 0,50 = -1,00$ m

TRASDÓS

- Pico de momentos m_k = 1545 KN·m/m

m_d = 2317,5 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BA52

$A_s \geq$ 76,0 cm²/m;

En 50cm de batache $A_s \geq$ 380 cm² → 30 ϕ32 + 30 ϕ25

$A_{s,real}$ = 77,706 cm²/m; m_u = 2469 KN·m/m (EA = 1,065) x = 0,35 d (Bien!)

- Momento último con 20ϕ25

A_s = 24,545 cm²/m; m_u = 909,6 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 605,4 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq$ 605 KN·m/m para $z \geq$

- Pico momento inferior

m_k = 755,5 KN·m/m; m_d = 1133,25 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BA52

$A_s \geq$ 22,21 cm²/m

En 50cm de batache $A_s \geq$ 161,55 cm²/m ← (20 + 15) ϕ25

- Momento último con 35ϕ25

A_s = 24,545 cm²/m; m_u = 909,67 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 605,4 KN·m/m

- Momento último con 6ϕ25

A_s = 29,454 cm²/m; m_u = 1081,20 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 721,3 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq$ 720 KN·m/m para $z \leq -2$ m, a partir de este pto anadir 1 diametro de los ϕ32 que deben llegar hasta $z = -2,0 - 2,50 - 2,0 - 0,50 = -5,00$ m

- Si tiene $m_k \leq$ 720 KN·m/m para $z \geq$ 500 m, los ϕ32 deben llegar hasta $z = +5,00 + 1,50 + 2,00 + 0,50 = 9,00$ m

- Si tiene $m_k \leq$ 605 KN·m/m para $z \leq -21,0$ y $z \geq -16,0$ los ϕ25 de refuerzo deben llegar hasta $z = -13,5$ hasta $z = 23,5$ m

II/ CORTANTE

- Pico de cortante $V_d = 752,04$ kN/m

  $V_d = 1128,06$ kN/m

  A_s = 6Ø25 como mínimo $A_s = 29,454$ cm²/m

  Dimensionamiento con programa BASE

  $A_\alpha = 27,80$ cm²/m/m;

  En 1 batida de 50cm $A_\alpha = 13,65$ cm²/m

  Tomando 2 ramas a 0,25 — $A_\alpha = 2,559$ cm²/barra — cercos Ø20

- Cortante último con cercos Ø12

  $A_s = 29,454$ cm²/m/m como mínimo

  $A_\alpha = 12,064$ cm²/m/m

  $V_u = 651,9$ kN/m

  $V_{max} = 434,6$ kN/m

  Se toma $V_u = 430$ kN/m para $z = 6,80$ m (Diagrama decalado al 1/2 canto útil)

III) EN PUNZONAMIENTO (EHE)

Máximas cargas en los puntales: $N_{dk} = 859$ kN/m

$N_d = 2,50\,m \cdot 859\ kN/m \cdot 1,50 = 3221,25$ kN/puntal

$N_d = 3,22$ MN/puntal

En punto máximo de punzonamiento:

$\frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d} \leq \tau_{rd}$ $\quad \tau_{rd} = 0,22 \cdot f_{cd} = 5,00$ MPa

Placa de apoyo del puntal: $0,75 \times 0,75 = 0,5625\,m^2$

$u_1 = 3,0\,m$ ← perímetro = u_1

$d = 0,85m$ (del lado seguro)

Sustituyendo valores:

$$\frac{3,22 \cdot 10^{-3}\ MN}{3,0 * 0,85\ m^2} = 1,263\ MPa < f_{1,cd} = \text{(OK!)}$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $\quad A_\alpha = \frac{A_w}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{cd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,85m$ (del lado seguro)

$\tau_{cd} = 0,12\ \xi\ (100\ \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3,221\,2kN = 3,22MN$

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/850} = 1,485$

A_{sx} = 2 ϕ 20 a 0,15 A_{sx} = 41,89 cm²/m — ρ_x = 0,00419

A_{sy} = C ϕ 32 + 6 ϕ 25 + 5 ϕ 32 = 117,92 cm²/batache — ρ_y = 0,01179

Cuna superior

con la cual $\rho_t = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,007028

Sustituyendo valores

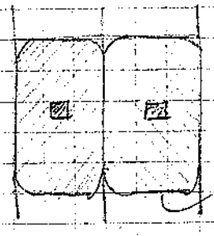
G_d = Φ/2 1,485 [100 0,007028 25]$^{1/3}$ = 0,463 MPa

Para no tener armadura de punzonamiento se necesita U_1 / f_1

$U_2 \geq \frac{F_{sd,ef}}{G_{rad}} = \frac{3,22\ MN}{0,463 \cdot 0,85} = 8,18$

2,5 / 3,20 / 2,5

Perímetro crítico:



es menor — No hace falta armadura de punzonamiento

U_1 crítico 2,73 m

Así: al juntar las dos superficies de cobre en una sola, el mismo resistente es del contacto vertical de la pantalla, en el cual se coloca ésta (previsada con la armadura dispuesta (Ciando a Uno opuesta hay riesgo de punzonamiento y este es el cálculo que se está realizando.)

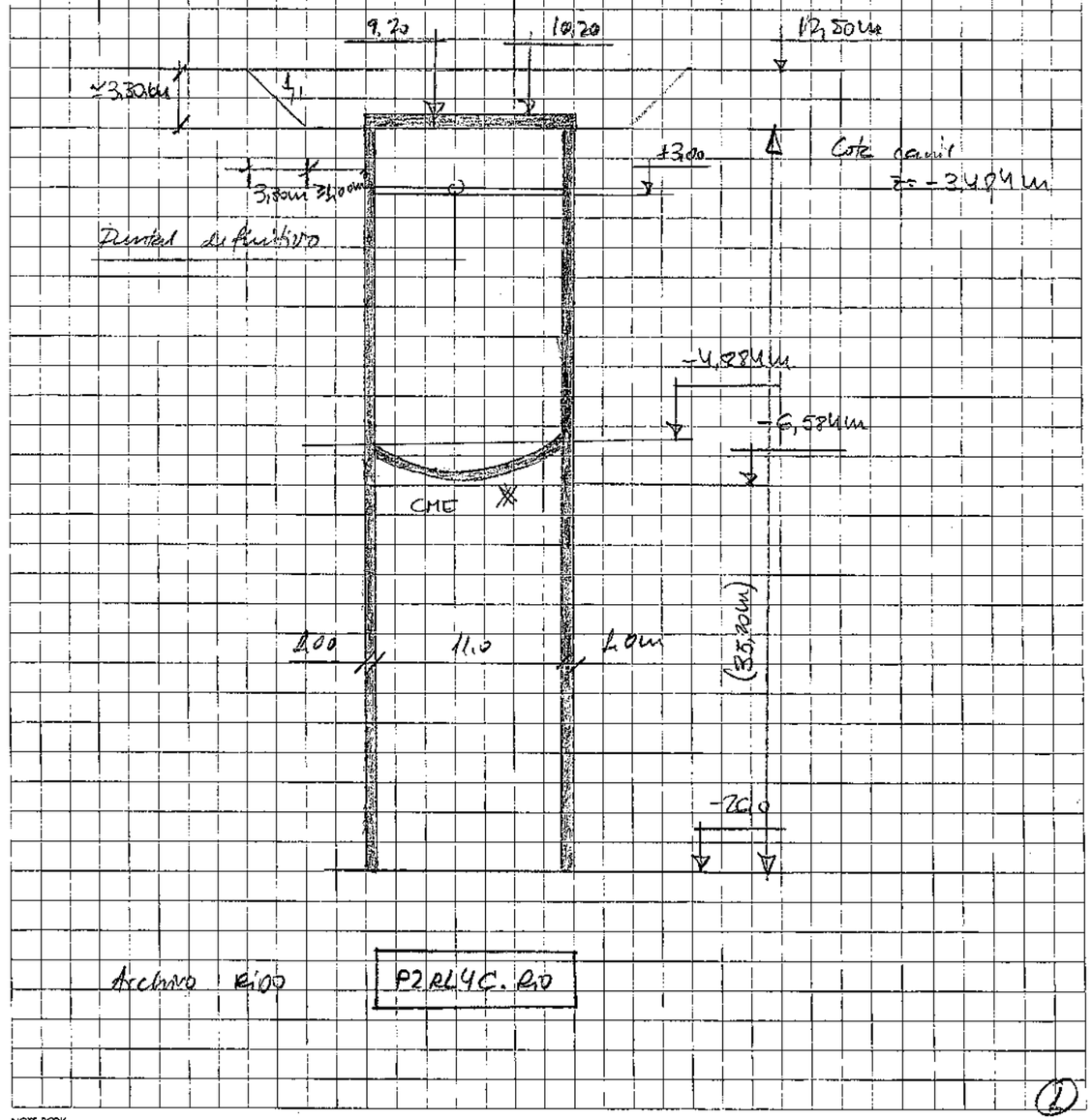
CRUCE RONDA LITORAL

Fax 18 Tramo B (Tramo Bajo calzada de la Ronda Litoral)

707+469,65 a 707+520

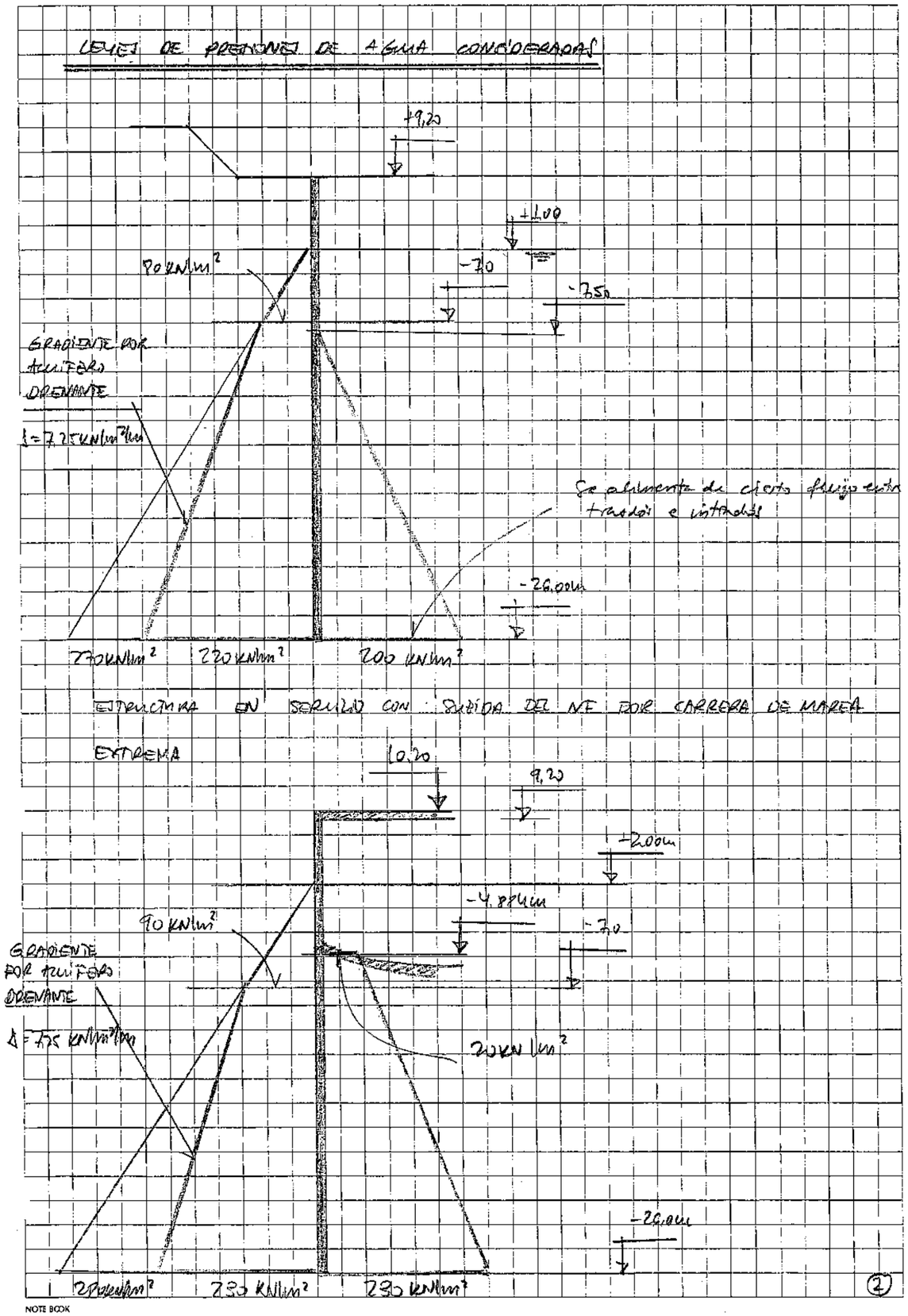
Terreno natural z = 12,50 m (aprox. del lado seguro)

Geometría: SECCIÓN INICIAL 707+469,65



Cam Tunis 10-Nov-04

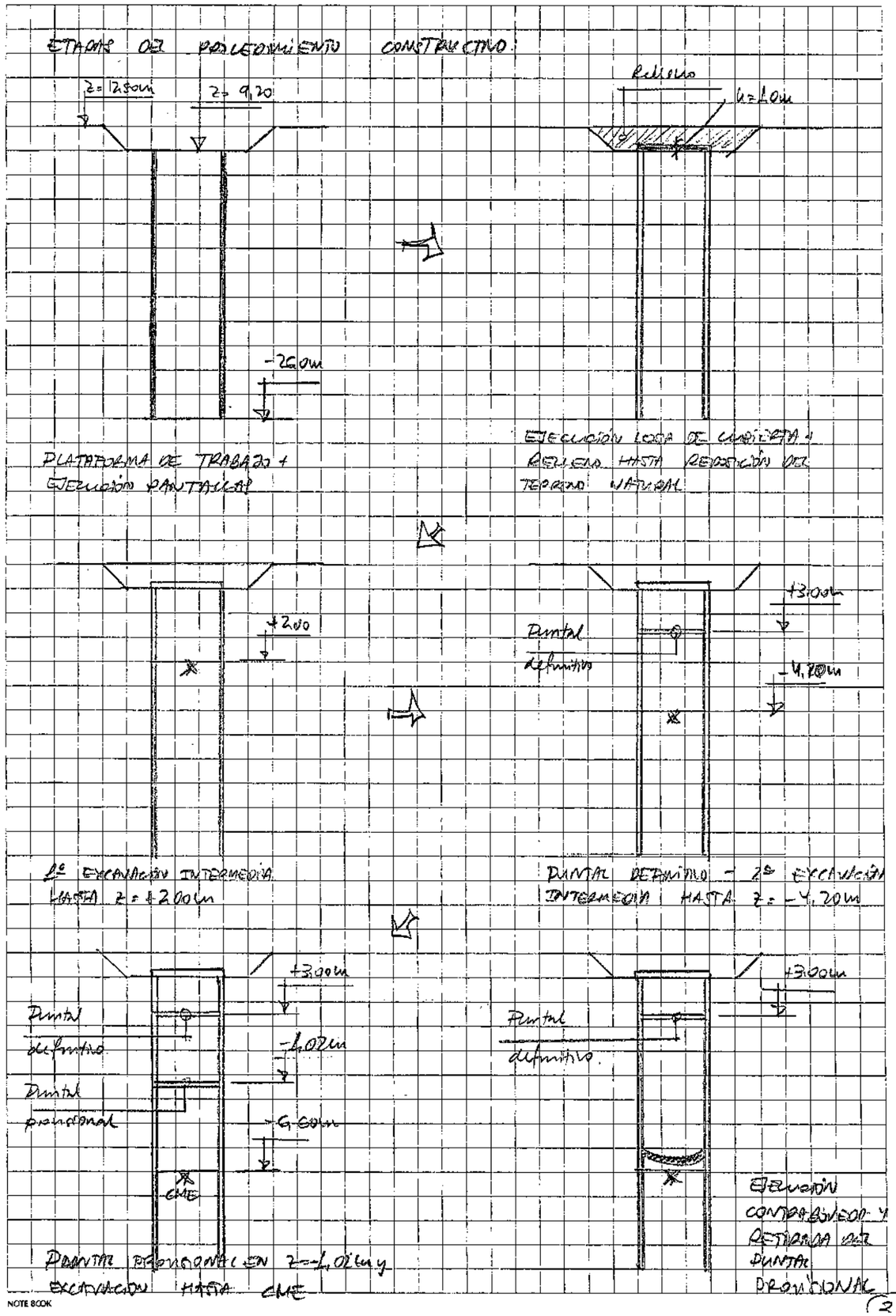
LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS



NOTE BOOK

Cam Tunis 10-Nov-04

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



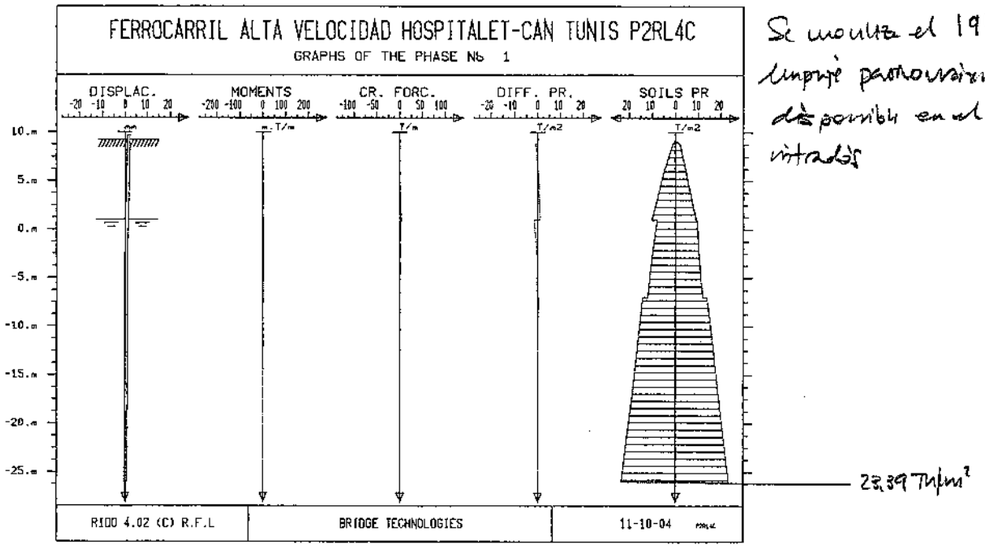
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL4C *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+469.65
* RASANTE MODIFICADA (RENFE)
9.7
-26.0 1.0^3*2.726E6/12
12.50
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 9.2
EXC(2) 9.2
SUB(1,1) 9.2 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 9.2 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 9.2 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 9.2 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 9.2 4.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 9.7 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 9.2 0.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.0 22.0
WAT(2) -7.5 0.0
WAT(2) -26.0 20.0
CAL
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=2.00
EXC(2) 2.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.20
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.20
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.02 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.02 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.65
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.0 23.0
WAT(2,1) -4.90 0.0 2.0
WAT(2) -26.00 23.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 9.7 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

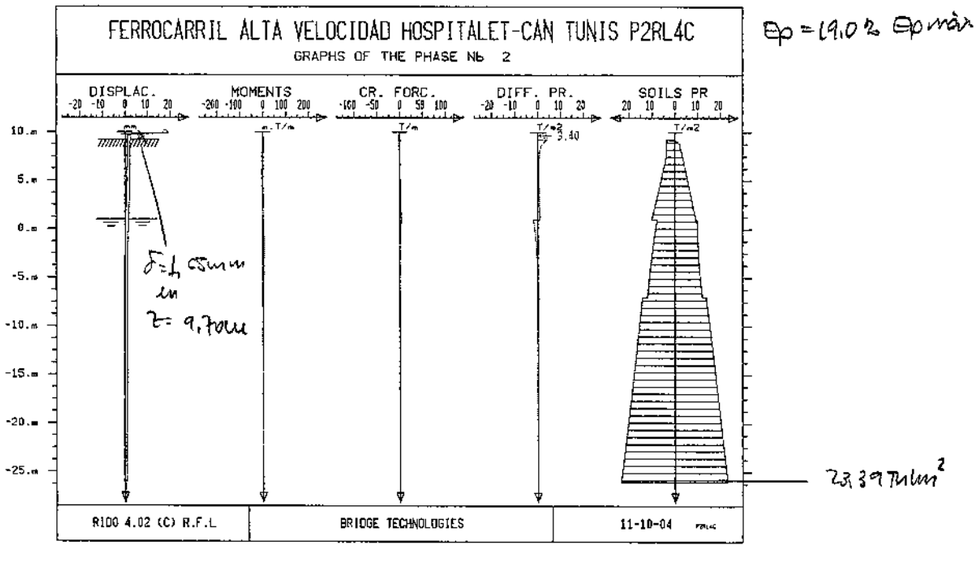
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1A TRAMO B SECCIÓN ~~FINA~~ INICIAL PK 707+469.65

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

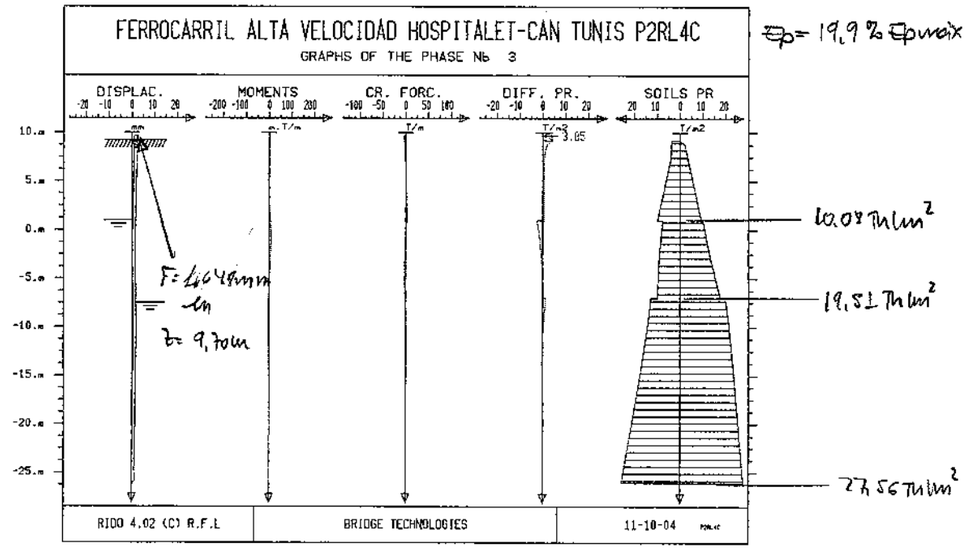
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



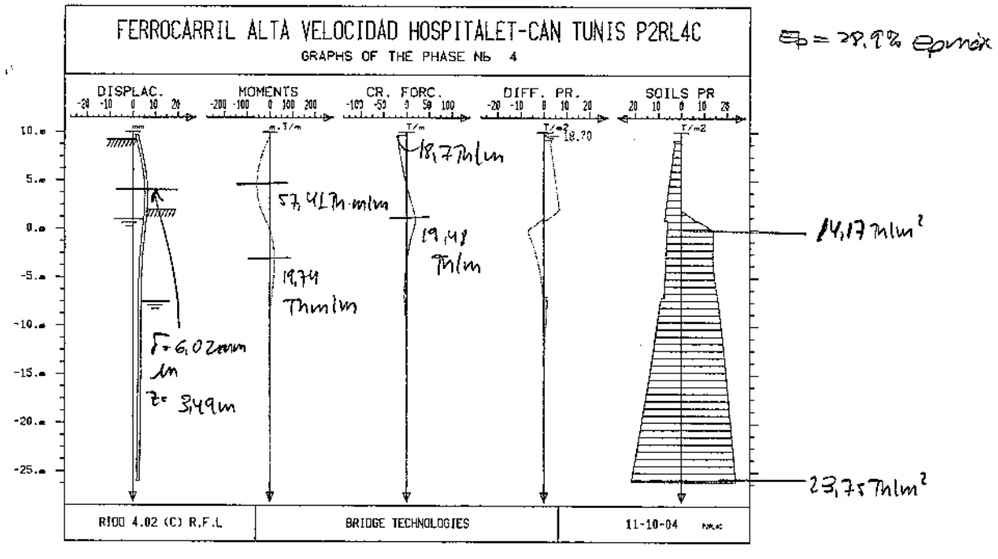
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



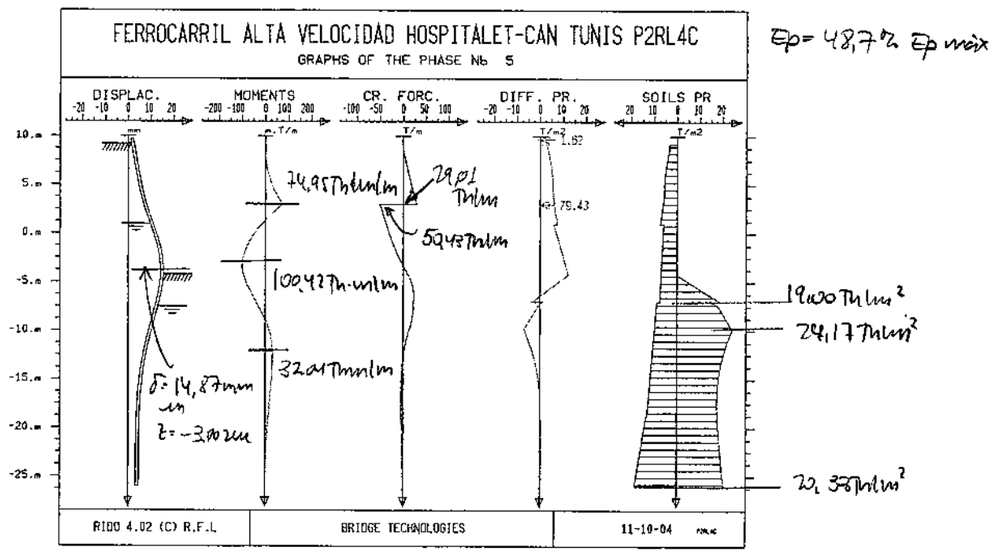
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



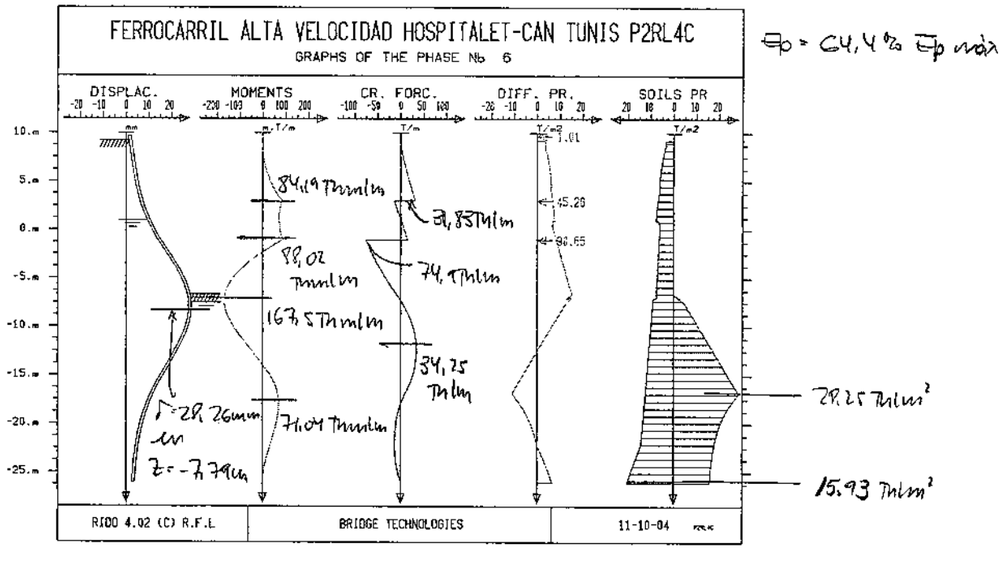
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=2.00m:



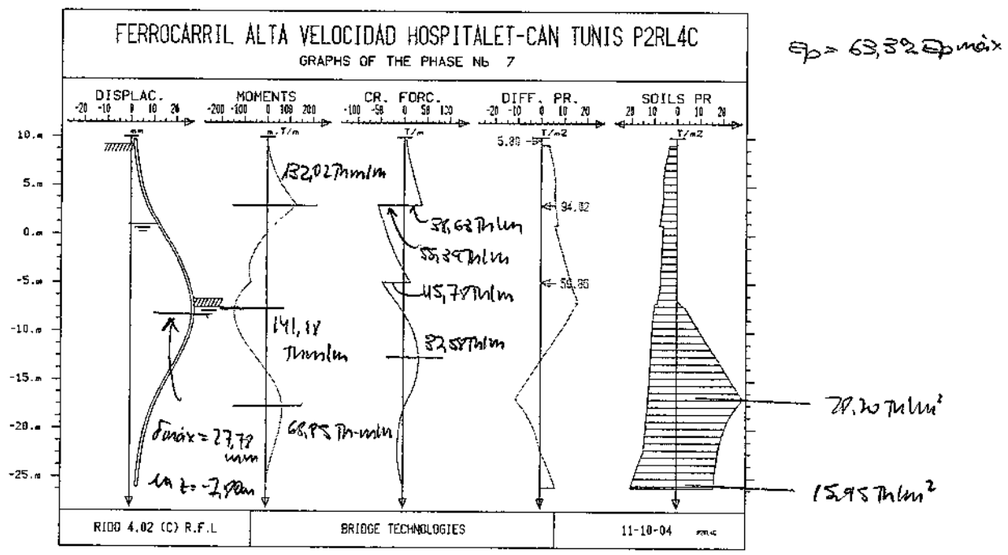
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.00m Y EXCAVACIÓN Z=-4.20m:



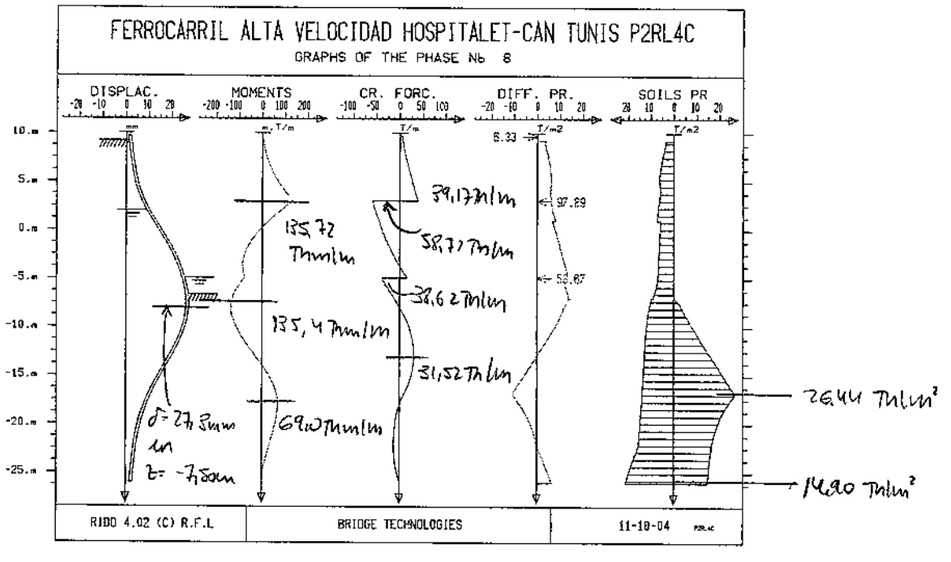
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.02m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



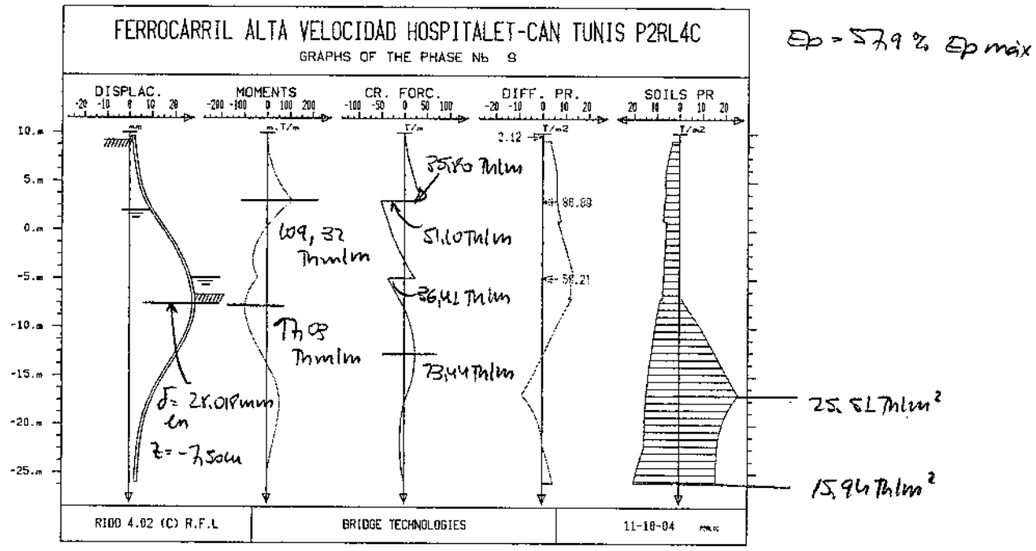
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL N.F:

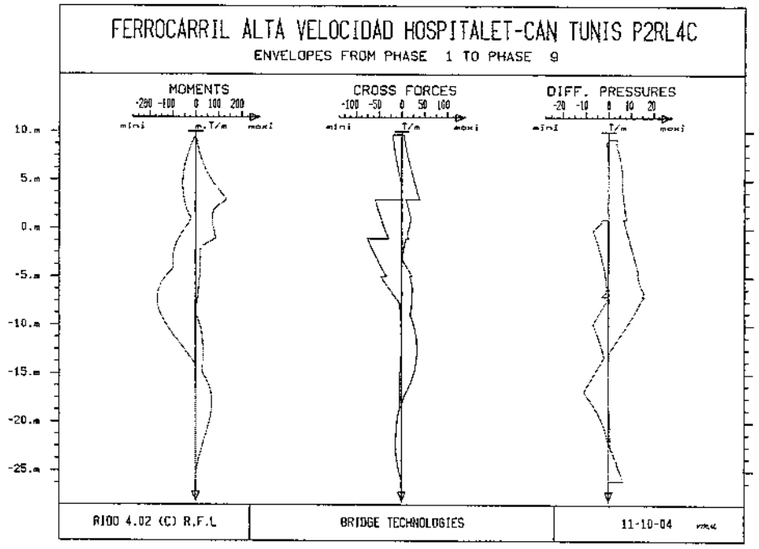


FLUENCIA:

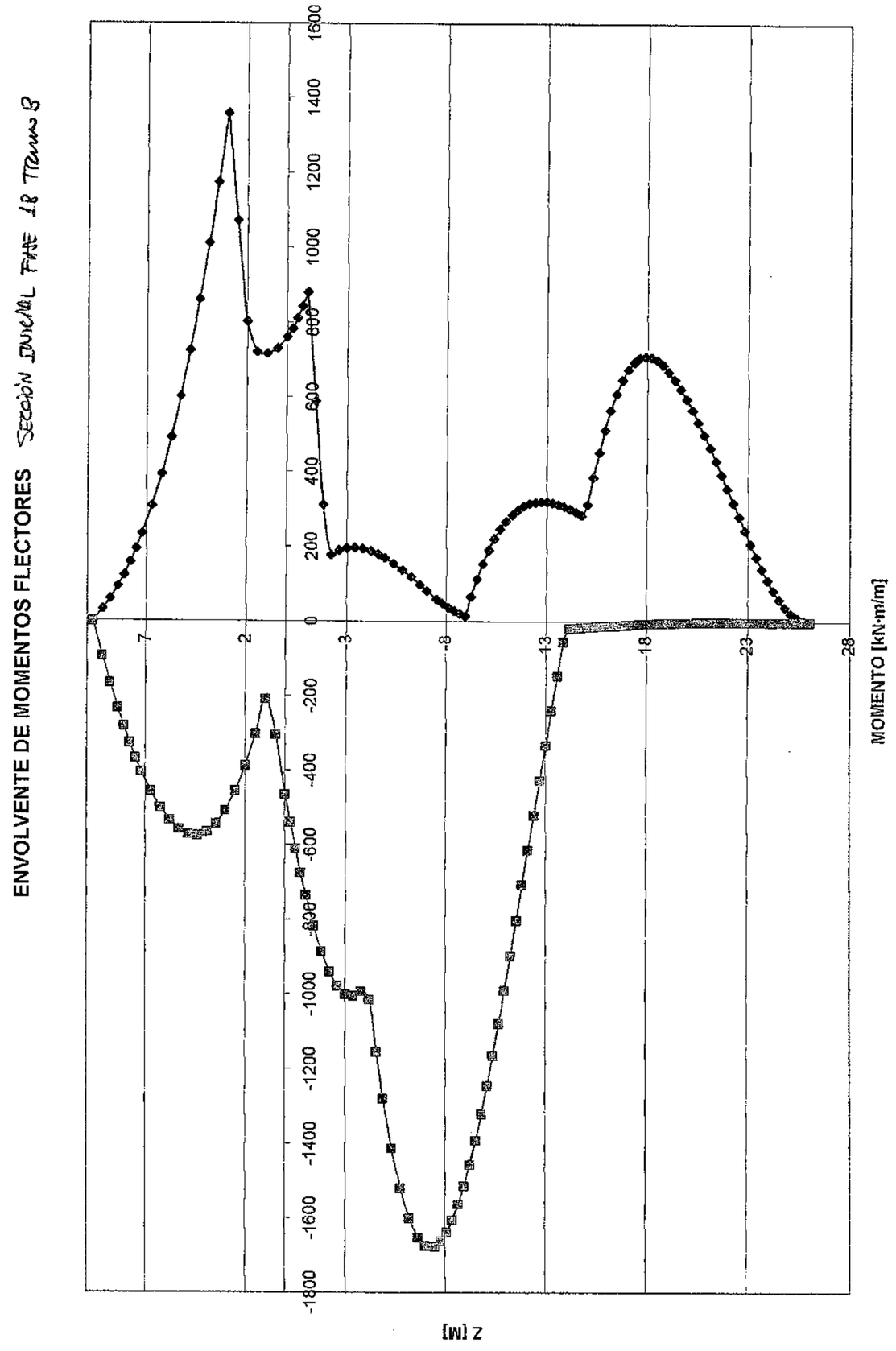


Ep = 57,9 % Ep max

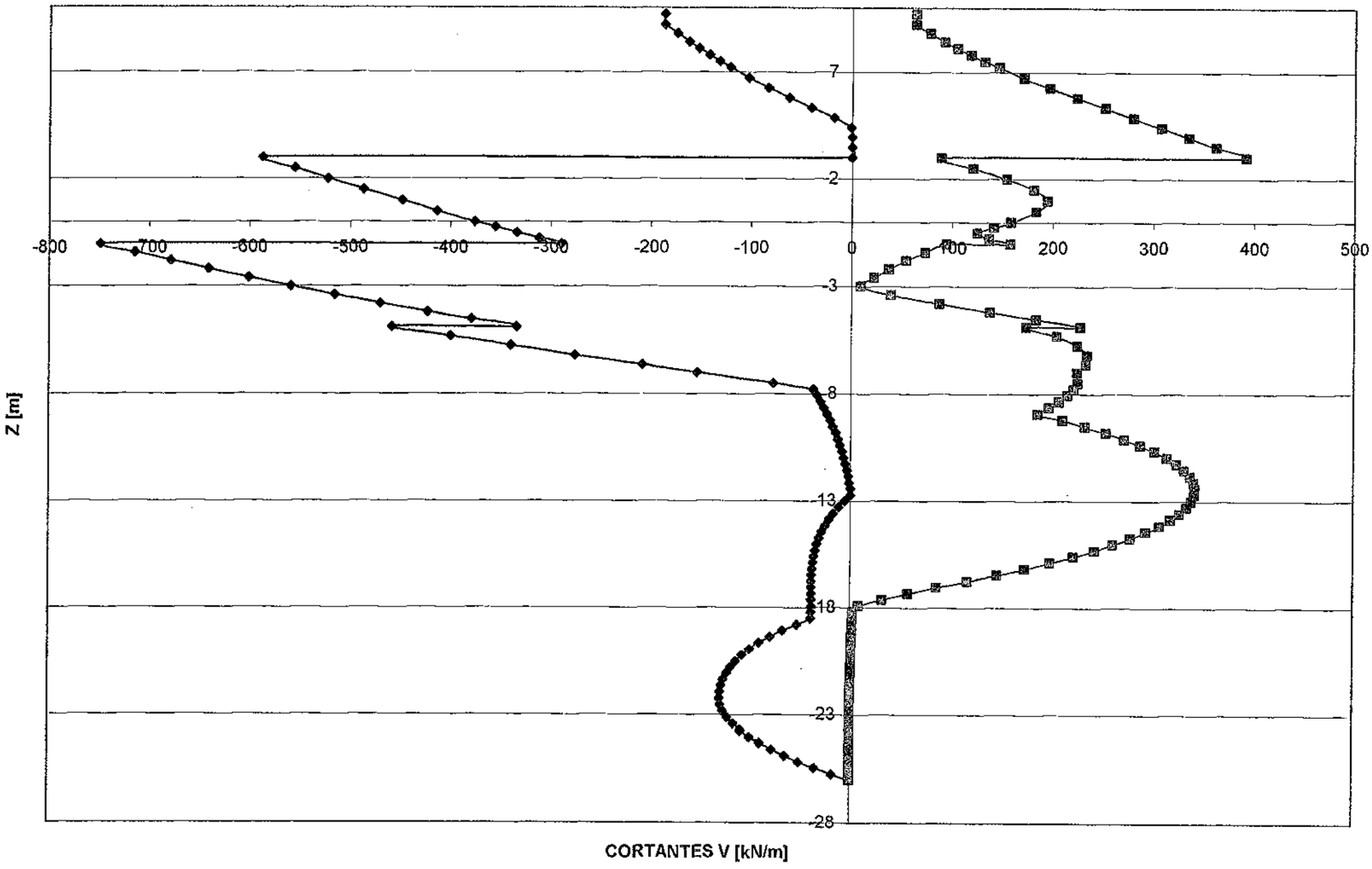
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



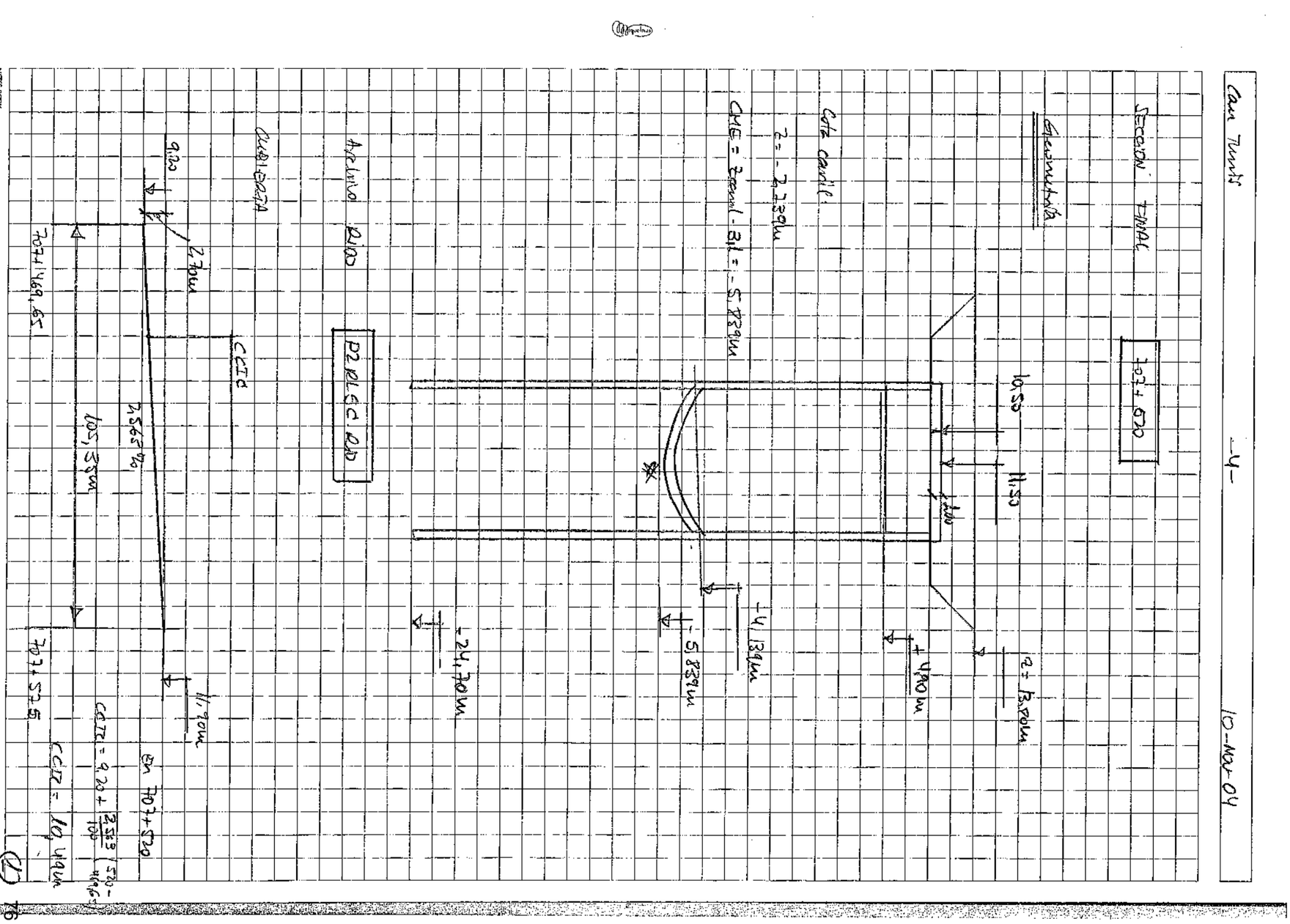
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



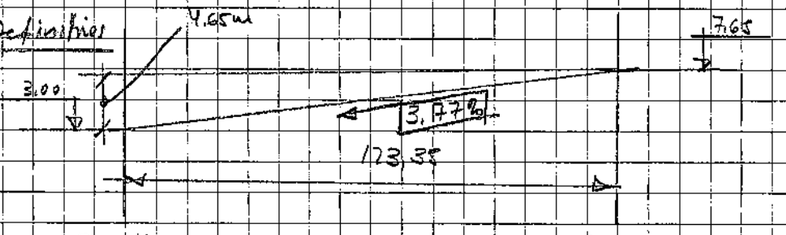
ENVOLVENTE DE CORTANTES SEC. INICIAL FASE 1B Tramo B



P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO B
10/11/2004



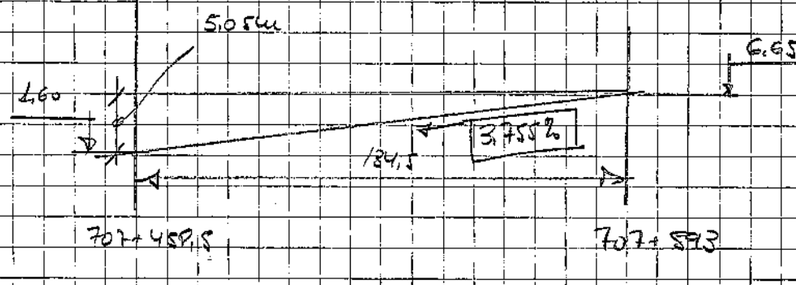
Puntales Definitivos



En 707+520

$CP = 3 + \frac{3,47}{100}(520 - 469,65) = 4,898m$

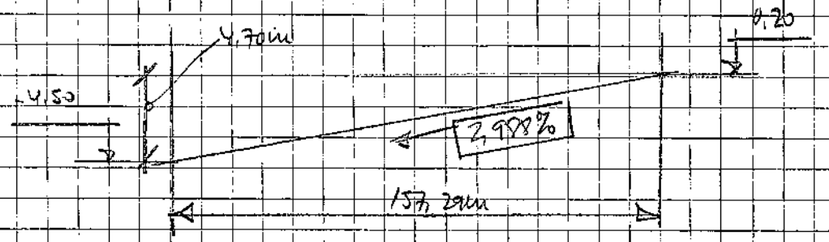
4º EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



En 707+520

$CE = 4,60 + \frac{3,755}{100}(520 - 458,5) = 3,909m$

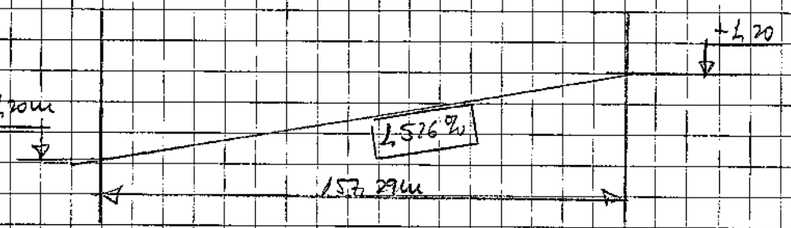
2º EXCAVACIÓN INTERMEDIA



En 707+520

$CE = -4,50 + \frac{2,988}{100}(520 - 458,5) = -2,662m$

PUNTALES PROVISIONALES:

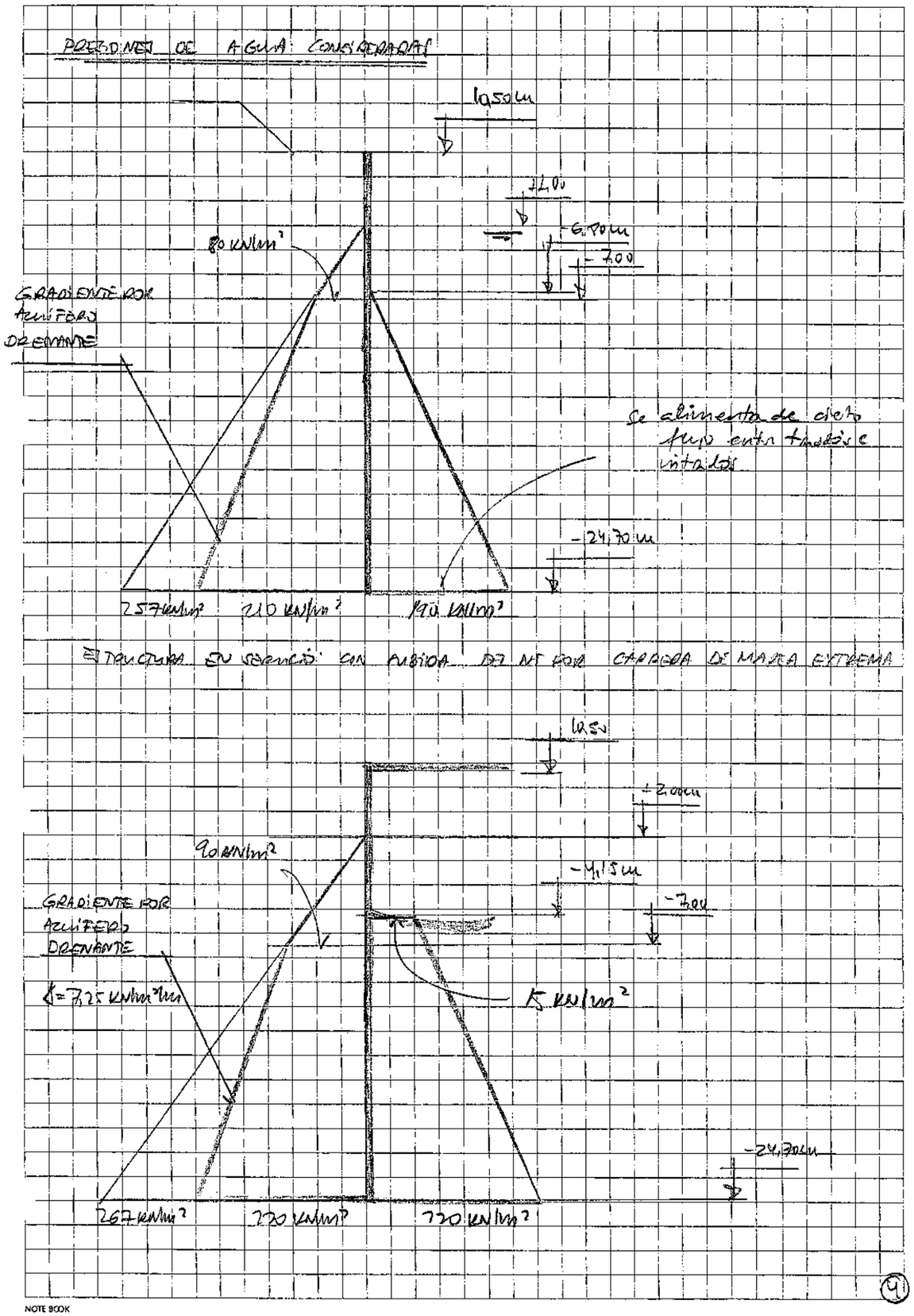


En 707+520

$CP = -1,70 + \frac{1,526}{100}(520 - 458,5) = -0,762m$

Can Tunis 10-NOV-04

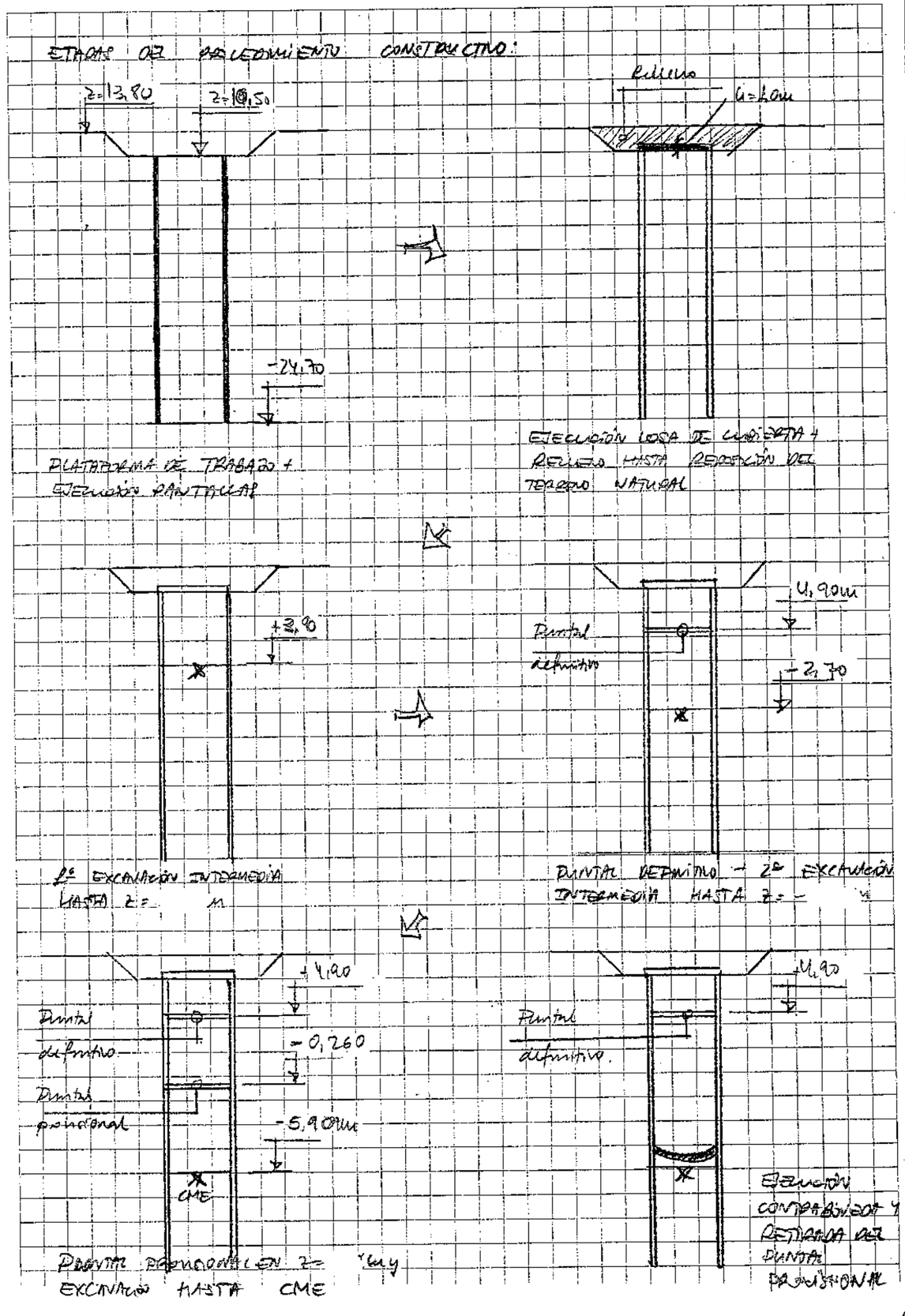
POZO DE AGUA CONSIDERADA:



4

Can Tunis 10-NOV-04

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

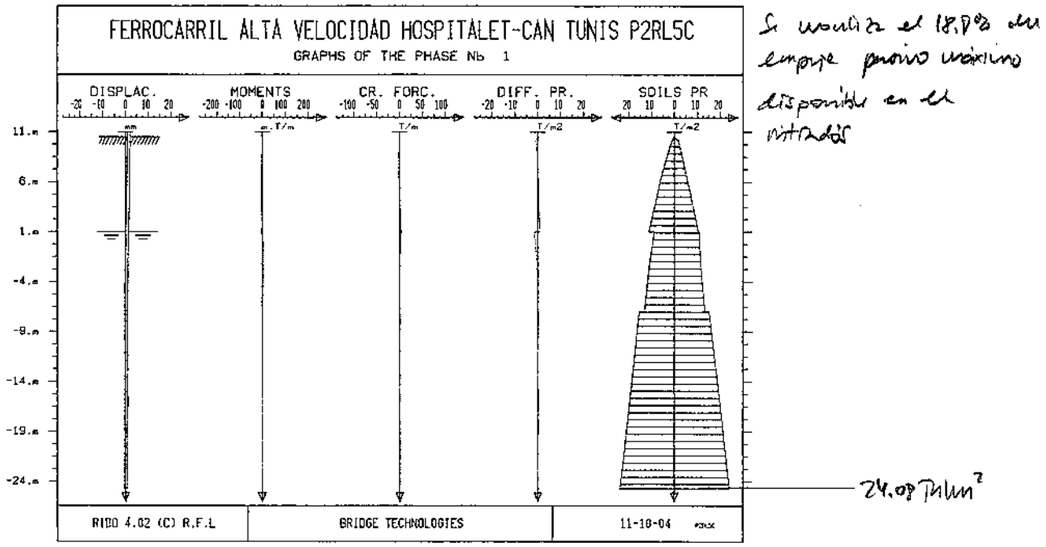


```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL5C *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+520
* RASANTE MODIFICADA (RENFE)
11.0✓
-24.7 1.0^3*2.726E6/12✓
13.80✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000 ✓
EXC(1) 10.5✓
EXC(2) 10.5✓
SUB(1,1) 10.5 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 10.5 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 10.5 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 10.5 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 10.5 4.0 35.0 8.0 ✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 11.0 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 10.5 0.0 35.0 8.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.7 21.0✓
WAT(2) -6.8 0.0✓
WAT(2) -24.7 19.0✓
CAL ✓
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=3.90
EXC(2) 3.90 ✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+4.90 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-2.70 ✓
STR 4.90 1.0 0.0 0.0 60500 ✓
EXC(2) -2.70✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.26 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E. ✓
STR -0.26 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -5.90✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -4.15 1.0 0.0 0.0 130000.0 ✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -24.7 22.0✓
WAT(2,1) -4.15 0.0 1.5✓
WAT(2) -24.7 22.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1) ✓
STR(0,4)✓
STR 11.0 1.0 0.0 0.0 0.66*454400✓
STR -4.15 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1A TRAMO B SECCIÓN FINAL PK 707+520

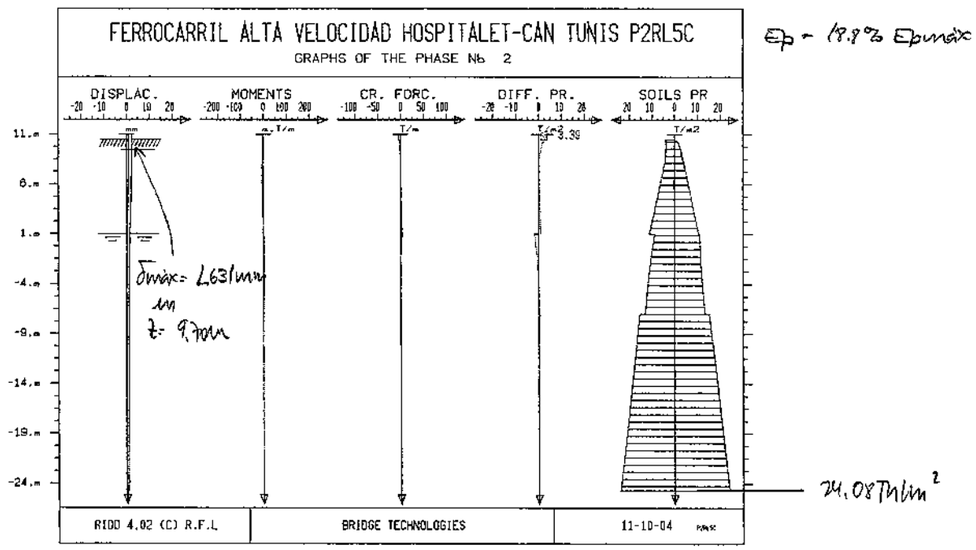
EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



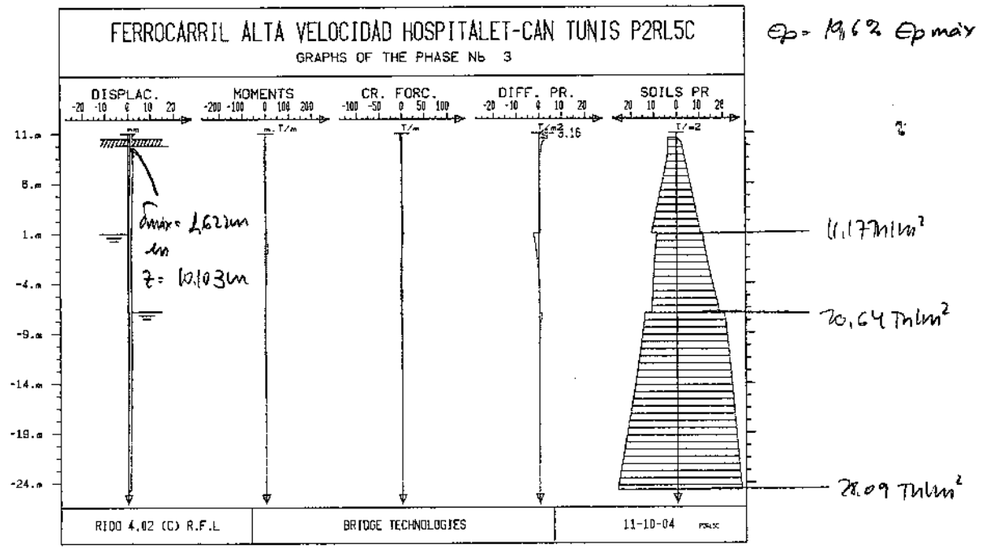
Se moviliza el 18,9% del empuje pasivo máximo disponible en el intradós

RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



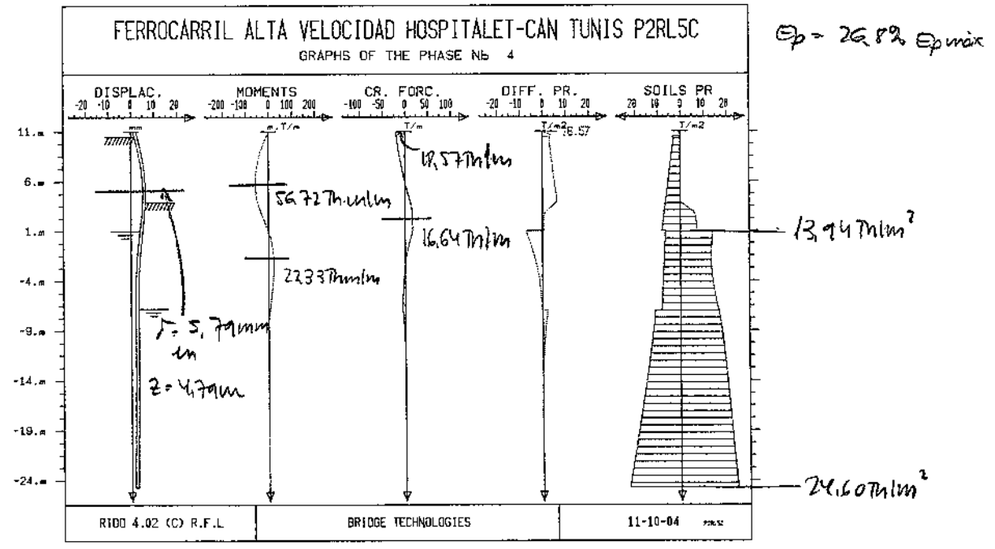
Ep = 18,8% Epmáx

ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



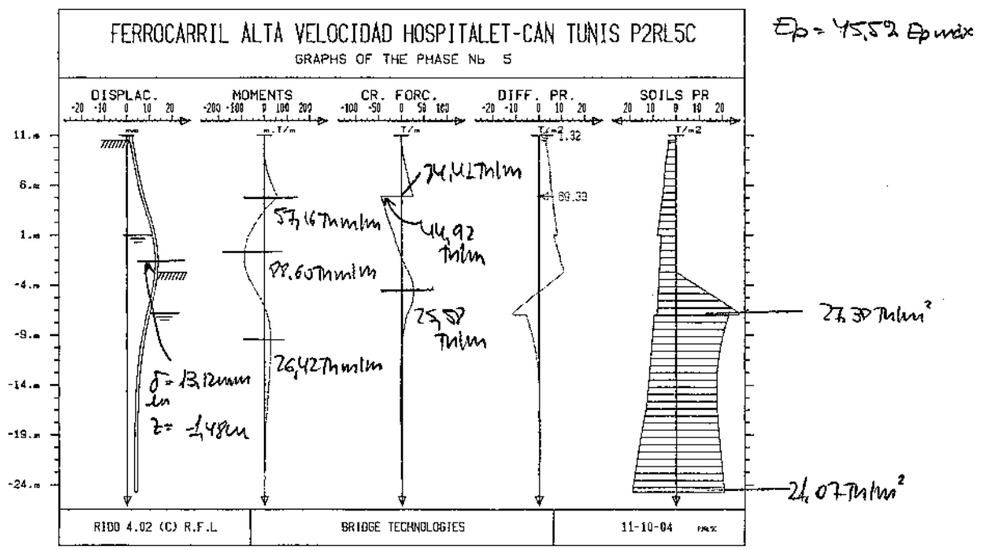
Ep = 19,6% Epmáx

PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=3.90m:

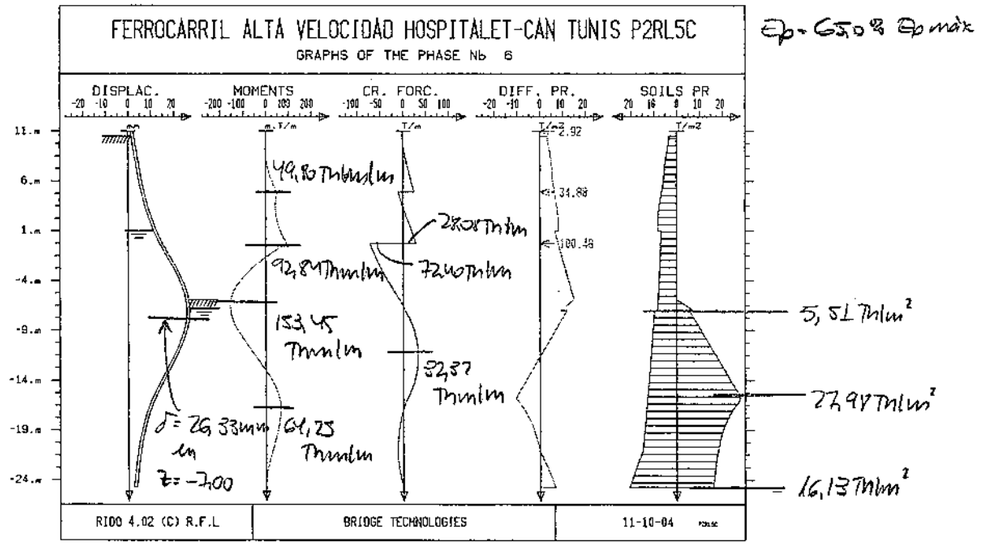


Ep = 26,8% Epmáx

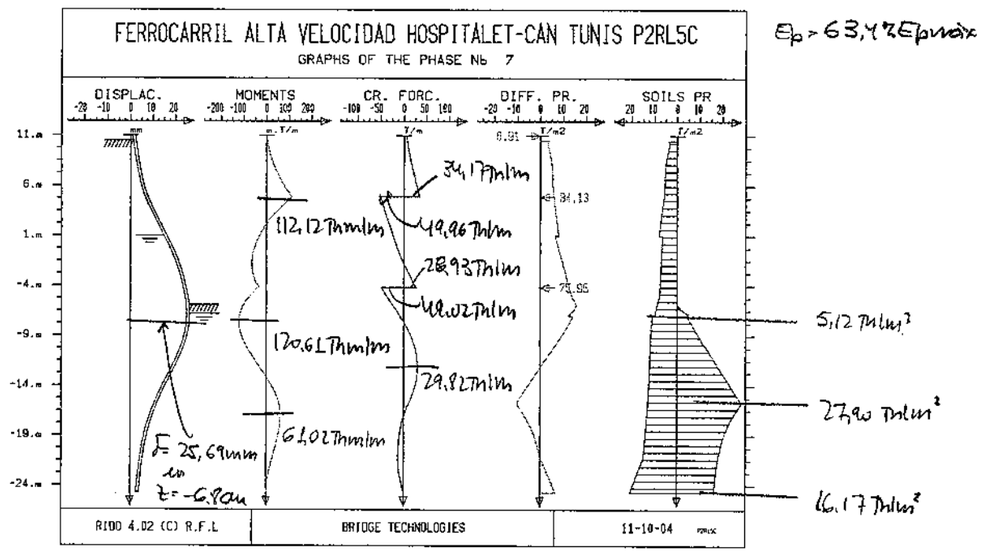
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=4.90m Y EXCAVACIÓN Z=-2.70m:



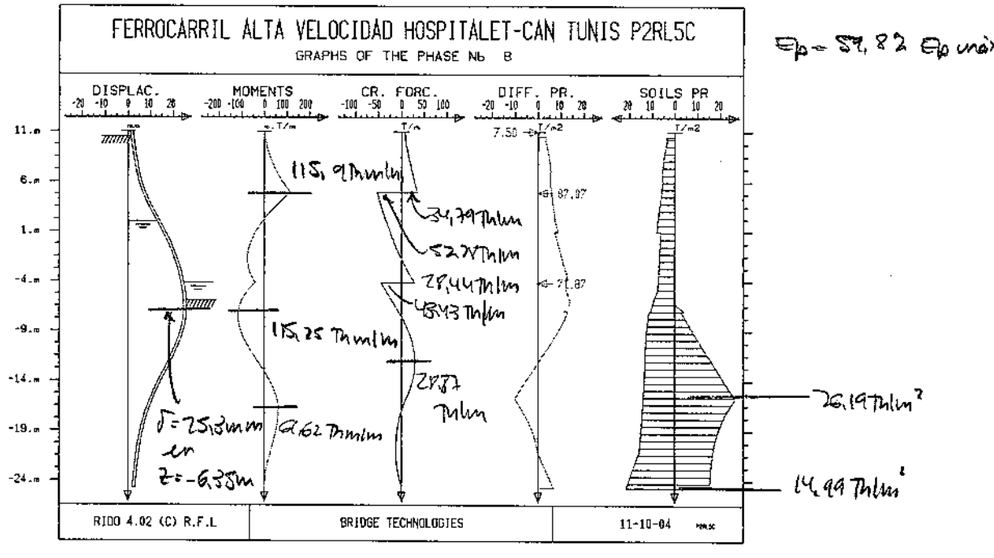
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.26m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



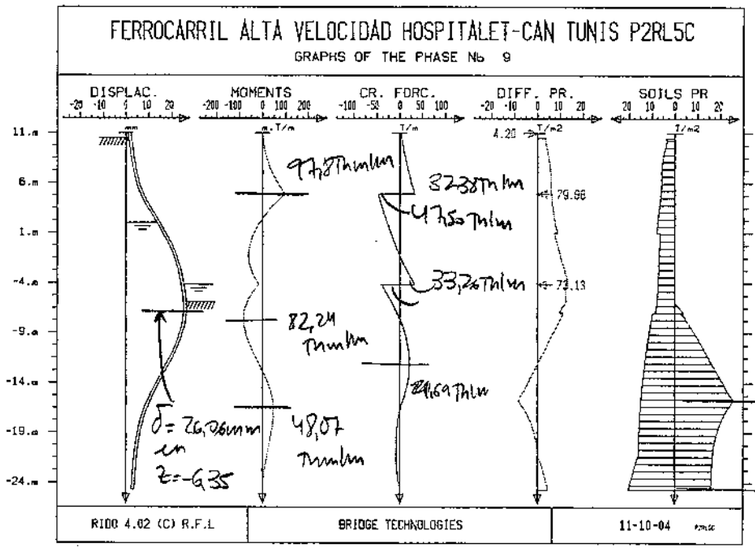
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL N.F:

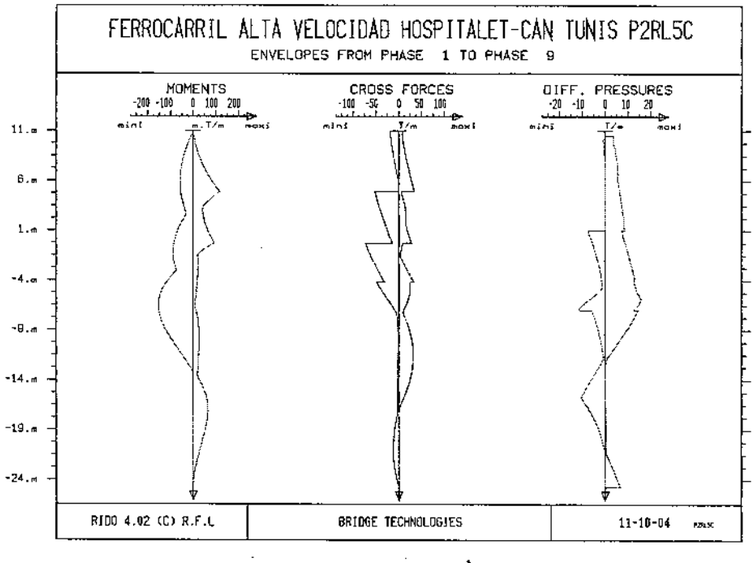


FLUENCIA:

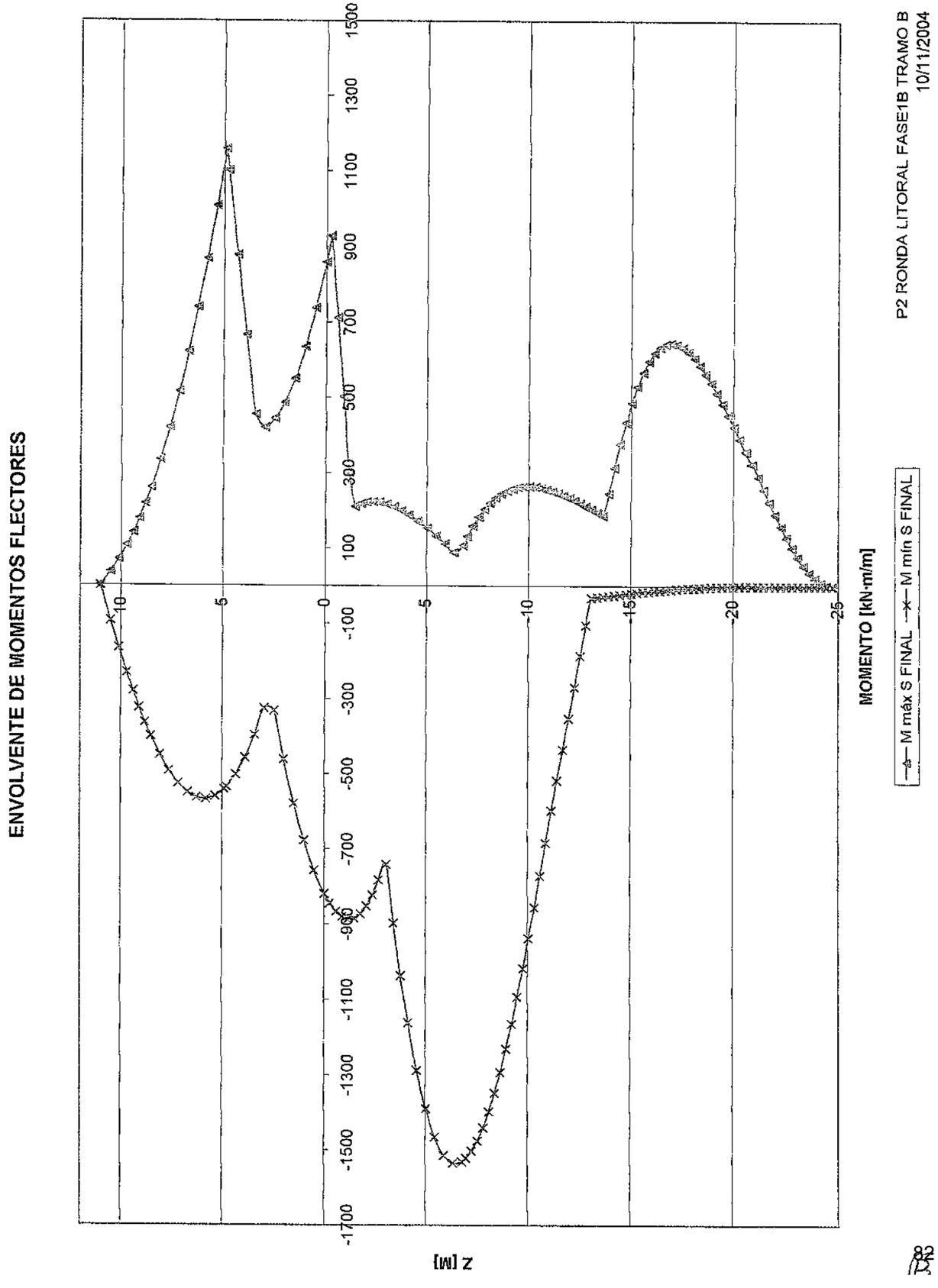


Ep = 59,7% Epmáx

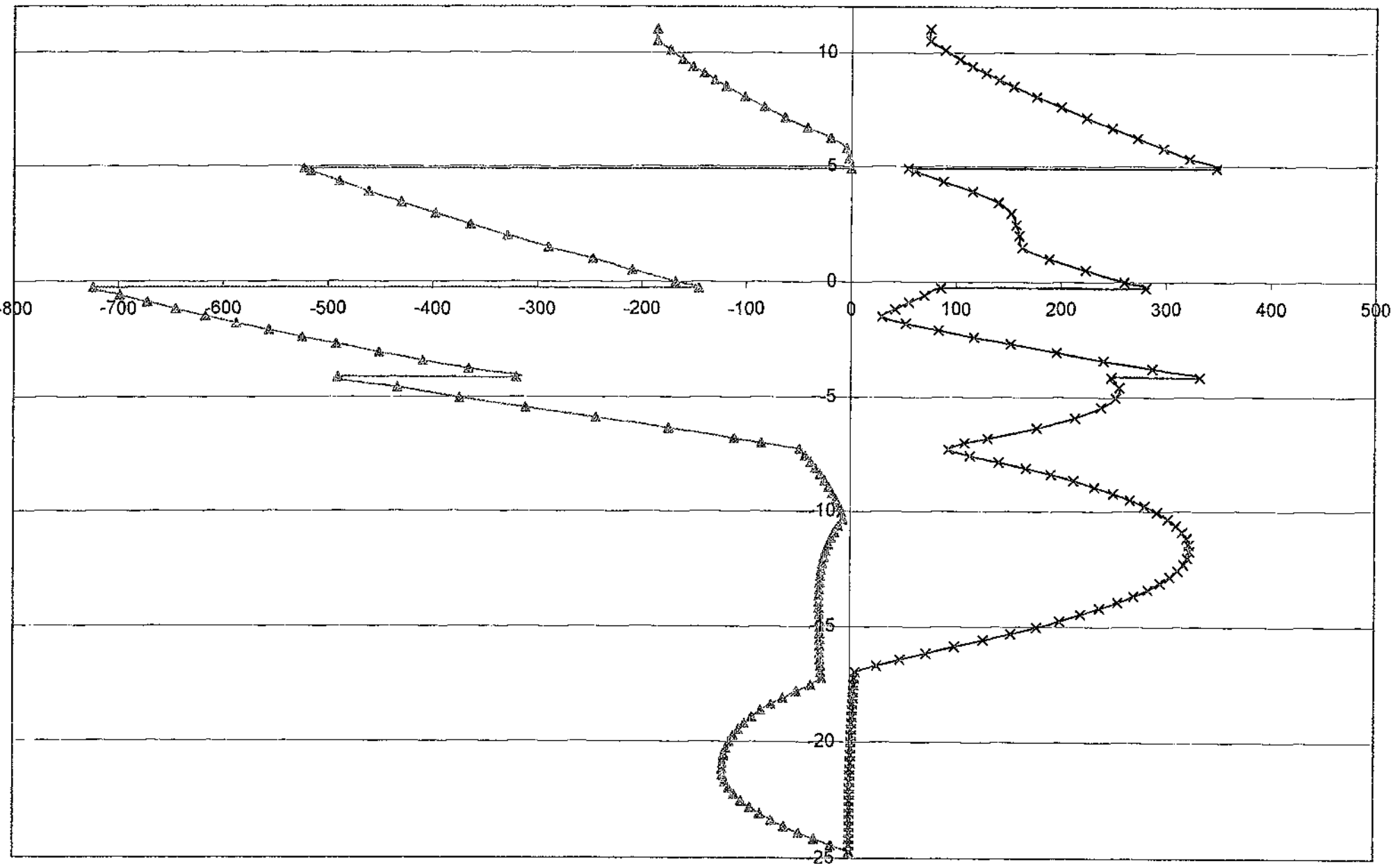
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



NVOLVENTE DE CORTANTES

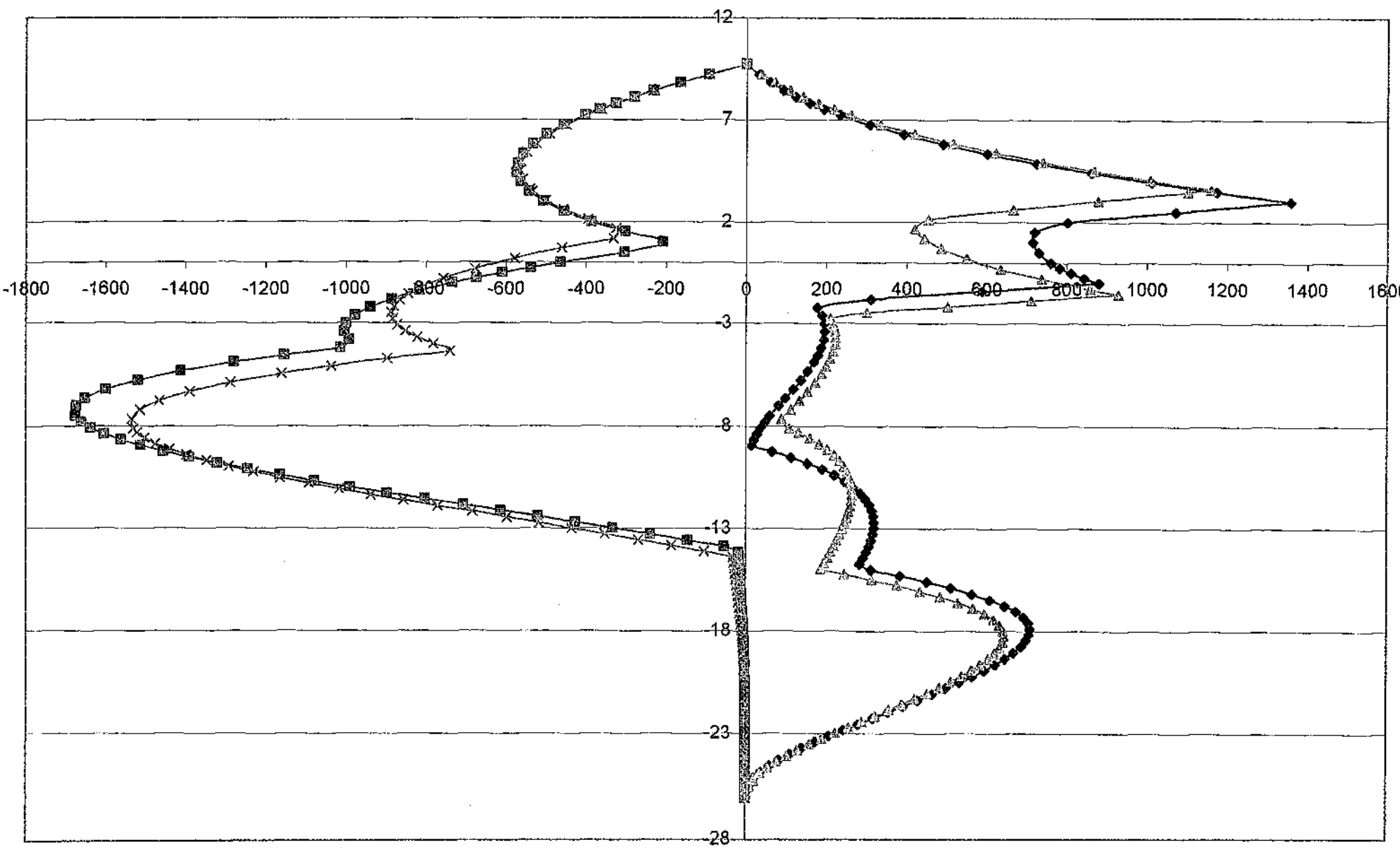


CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL

P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO B
10/11/2004

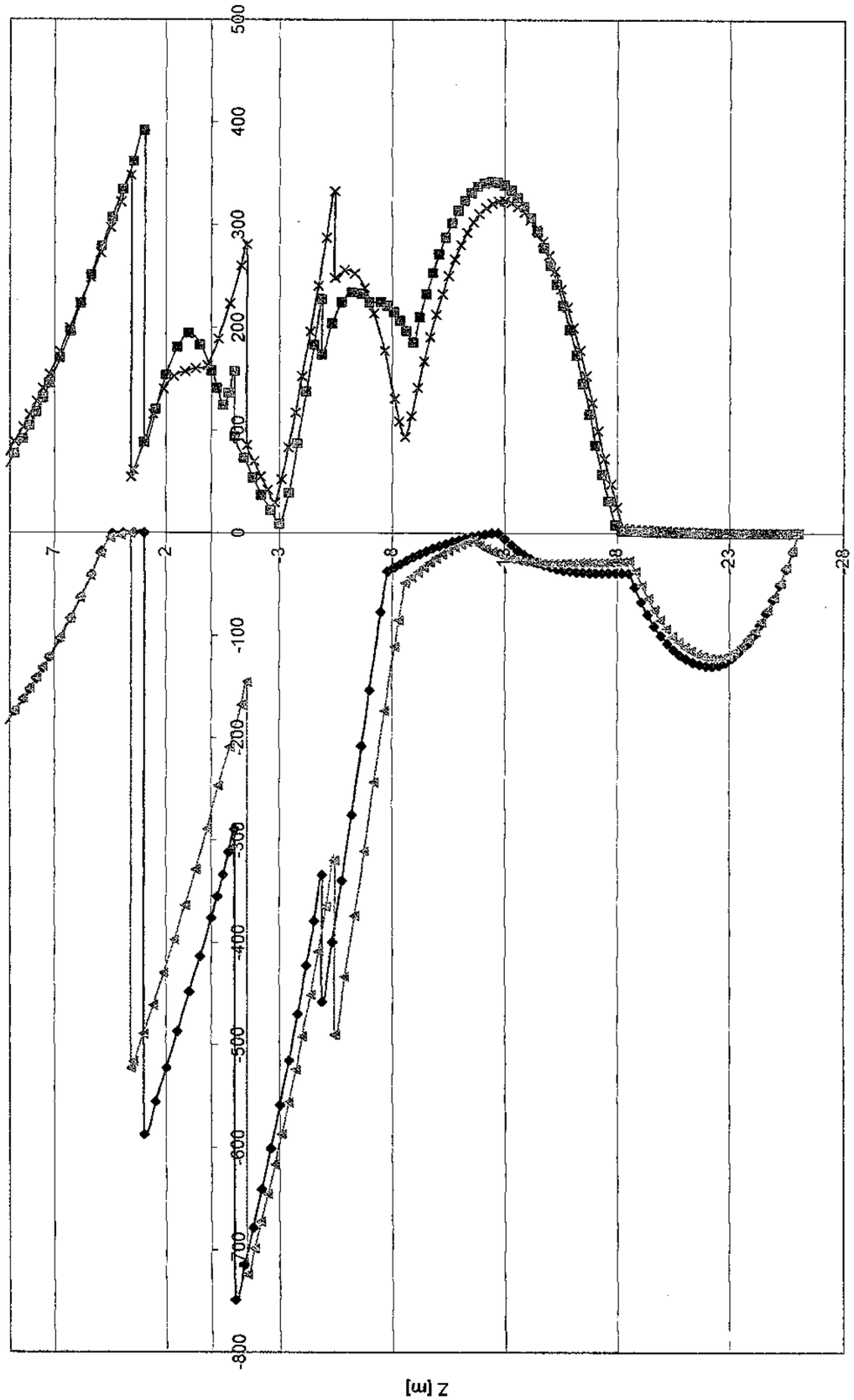
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES FASE 1B tramo B



MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL — M máx S FINAL — M mín S FINAL

RONDA LITORAL FASE1B TRAMO B
10/11/2004



Con Tmis 10-Nov-04

NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN

a) INTRADÓS

- Pico de momento: m_k = 1675,4 kN.m/m

m_d = 2513,1 kN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC:

A_s = 83,61 cm²/m.

En 1 batache de 5,0m A_s = 418,05 cm² → 30 ϕ32 + 25 ϕ32

A_s disp = 88,46 cm²/m; m_{Rd} = 2747,10 kN.m/m (ε_{cu} = 1,02‰)

x = 0,379d ← Falla por el hormigón con $\varepsilon_c > 2\varepsilon_y$ → Dúctil

- Momento último con 20ϕ25

A_s = 19,63 cm²/m; m_d = 734,8 kN.m/m; m_{max} = 489,42 kN.m/m

Se toma m_k = 489 kN.m/m para z = -13,00m, a partir de este pto anclan + de capas de 6ϕ25, que dan Mrd hasta

$z = -13,0 - \underset{\text{cb}}{1,0} - \underset{d}{8,0} \cdot \underset{\varepsilon}{0,50} = 15,50$m

ε ← error posicionamiento

- Momento último con 30ϕ25

A_s = 29,454 cm²/m m_d = 1081,96 kN.m/m; m_{max} = 724,27 kN.m/m

Q toma m_k ≤ 720 kN.m/m para z = -12,00m, los ϕ32 dan

Mrd hasta $z = -12,00 - \underset{cb}{1,50} - \underset{d}{8,00} - \underset{\varepsilon}{0,50} = -15,00$m

NOTE BOOK

· Momento último con 30 Φ25 + 25 Φ32

A_s = 59,064 cm²/m m_{ud} = 2250,05 kN·m/m; $m_{u,k}$ = 1500,6 kN·m/m

Si tiene $m_{ud} \leq$ 1500 kN·m/m para z = -9,00 m los Φ32 deben llegar hasta z = $-9{,}0 - \frac{1{,}50}{es} - \frac{2{,}0}{d} - \frac{0{,}5}{\epsilon} = -12{,}00$ m

· Momento último con 30 Φ32 + 25 Φ25

A_s = 72,797 cm²/m m_{ud} = 2336,03 kN·m/m; $m_{u,k}$ = 1557,9 kN·m/m

Si tiene $m_{ud} \leq$ 1555 kN·m/m para z ≥ -5,50 m los Φ32 deben llegar hasta z = $-5{,}50 + \frac{1{,}5}{G} + \frac{2{,}0}{d} + \frac{0{,}5}{\epsilon} = -2{,}50$ m

· Momento último con 30 Φ25 + 10 Φ25

A_s = 39,272 cm²/m m_{ud} = 1342,51 kN·m/m; $m_{u,k}$ = 899 kN·m/m

Si tiene $m_{ud} \leq$ 895 kN·m/m para z ≥ -2,00 m los Φ32 deben llegar hasta z = $-2{,}00 + 4{,}50 + 2{,}00 + 0{,}50 = +5{,}00$ m

· Momento último con 6 Φ32 + 2 Φ25

A_s = 58,07 cm²/m m_{ud} = 1921,15 kN·m/m $m_{u,k}$ = 1280,72 kN·m/m

Se tiene $m_{ud} \leq$ 1280 kN·m/m para z = +4,50 m — los Φ32 de refuerzo deben llegar hasta z = $-4{,}50 + 2{,}50 + 2{,}0 + 0{,}50 = -1{,}50$ m

(4)

5) TRAMO:

· Pico de momento m_k = 1357,2 kN·m/m

m_d = 2035,8 kN·m/m

Dimensionamiento A_{disp} = 650 cm²/m, m_{ud} = 2113,4 kN·m/m

$A_s \geq$ 64,9 cm²/m (x = 0,192 d)

En 50 cm de batida $A_s \geq$ 324,5 cm² → 25 Φ32 + 25 Φ25

· Momento último con 25 Φ25

A_s = 24,545 cm²/m m_{ud} = 909,62 kN·m/m; $m_{u,k}$ = 606,41 kN·m/m

Si tiene $m_{u,k} \leq$ 605 kN·m/m para z = -2,00 m los Φ32 deben llegar hasta z = $-2{,}00 - 1{,}50 - 2{,}00 - 0{,}50 = -5{,}00$ m

· Pico inferior de momento

m_k = 708,24 kN·m/m, m_d = 1062,36 kN·m/m

Dimensionamiento $A_s \geq$ 32,48 cm²/m

En 50 cm de batida $A_s \geq$ 162,4 cm² → 35 Φ25 (25+10)

· Momento último con 25 Φ25

A_s = 24,545 cm²/m m_{ud} = 909,62 kN·m/m, $m_{u,k}$ = 606,41 kN·m/m

Refuerzo local Si tiene $m_{u,k} \leq$ 605 kN·m/m para

z ≤ -20,00 m → los Φ25 de refuerzo deben llegar hasta z = -22,5 m

z ≥ -16,0 m → los Φ25 de refuerzo deben llegar hasta z = -13,5 m

(5)

II/ CORTANTES

- Pico de cortante $V_R = 748,6$ kN unilon

$V_{Rd} = 1122,95$ kN unilon

A_s: 6 ϕ25 como unisión. $A_s = 29,454\ cm^2/m$

Dimensionamiento con programa E702

$A_d \geq 27,15\ cm^2/m/m$

En toda una franja de 5,0m $A_d \geq 135,75\ cm^2/m$

Tomando planos a 0,15 m 9 ramas → 2,545 cm²/rama → ϕ20

- Cortante último con cercos ϕ12

$A_s = 29,454\ cm^2/m$

$A_d = 12,064\ cm^2/m$

$V_{Rd} = 651,9$ kN/franja

$V_{Rd,c} = 434,6$ kN/m

Se toma $V_d \leq 430$ kN/m para $z \leq 6,0$ m (Incluye ducalpe de vuelo canto útil)

III/ EJEMPLO PUNZONAMIENTO LOSA

Máximas cargas en los puntales $Z_{uk} = 100,5$ kN/m

$N_k = 2,50\ m \cdot 100,5\ kN/m \cdot 4,50 = 376,8$ kN/ puntal

$N_d = 3,77$ MN/puntal

Esfuerzo máximo de punzonamiento:

$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{cd}$ $f_{cd} = 0,20\ f_{cd} = 5,00$ MPa

Área de apoyo del puntal: $0,75 \times 0,75 = 0,5625\ m^2$

$u = 3,0\ m$ ← perímetro = u_0

$d = 0,95m$ (en lado seguro)

Sustituyendo valores:

$\frac{3,77\ 10^{-3}\ MN}{3,0 * 0,95\ m^2} = 1,478$ MPa ≤ $f_{1,cd}$ ← OK!

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $A_\alpha = \frac{A_w}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando:

$F_{sd,ef} \leq \tau_{Rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,95m$ (en lado seguro)

$\tau_{Rd} = 0,12\ \xi\ (100\ \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 376,8\ kN = 3,77$ MN

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/950} = 1,485$

A_{sx} = 2 ϕ 20 a 0,15 A_{sx} = 41,89 cm²/m — ρ_x = 0,002189

A_{sy} = 6ϕ32 + 6ϕ25 + 5ϕ32 = 117,92 cm²/batache — ρ_y = 0,01179

Cuyo cuadrado

con lo cual $\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,007028

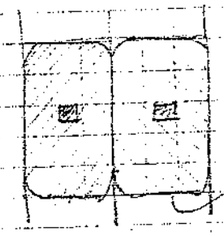
Sustituyendo valores:

ξ_{cd} = 0,12 1,485 [100 · 0,007028 · 25]$^{1/3}$ = 0,463

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario $u_1 \geq$

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{f_{cd} \cdot d} = \frac{3,77\ MN}{0,463 \cdot 0,85} = 9,57\ m$ — 4,6 — 2,15 — 2,15

Perímetro crítico:



El vuelo — HACE FALTA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

u_1 crítico: 8,72 m

Las dos superficies de cada una de las pantallas se unen en el centro, el mismo resultado es del cortante vertical de la pantalla. El cálculo está bien pero hay otro tipo de punzonamiento y este es el cálculo que se está realizando.)

Punzonamiento tomando u_1 = 9,50 m = 6a

ξ = 1,485

ρ_e = A_{sx} = ϕ20 a 15 A_{sx} = 20,95 cm²/m; ρ_x = 0,002095

A_{sy} = 5ϕ25 A_{sy} = 24,545 cm²/m; ρ_y = 0,002454

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,002268

$V_{Rd} = [0,10 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,002268 \cdot 25)^{1/3}]\ 9,50 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 2,138\ MN$

$\Rightarrow V_{Rd} \geq V_d - V_{Rd} = 3,77\ MN - 2,138\ MN = 1,63\ MN$

$V_{Rd} = z \cdot \sin\alpha\ (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot A_\alpha \cdot f_{yd}$ $z = 0,9 \cdot d$

$z = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765\ m$

$A_\alpha \geq \frac{1,63\ MN}{0,765\ m \cdot 400\ MPa} = 53,33\ cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando s = 0,15 m → $A_{sw} \geq 7,999\ cm^2$ en cada plano

Si cubro con el margen disponible sobre la armadura necesaria por cortante

2,00 cm²/barra (OK)

b) Tomando s = 0,60 m → en cada plano 31,997 cm²

Tomando barras a 0,15 m → en 4,15 m entran 30 barras

a cada barra le corresponde 1,07 cm². Se cubre con el margen disponible sobre la armadura necesaria por cortante

CENTRO RONDA LITORAL

Fase 2 Tramo A 707+620 a 707+593

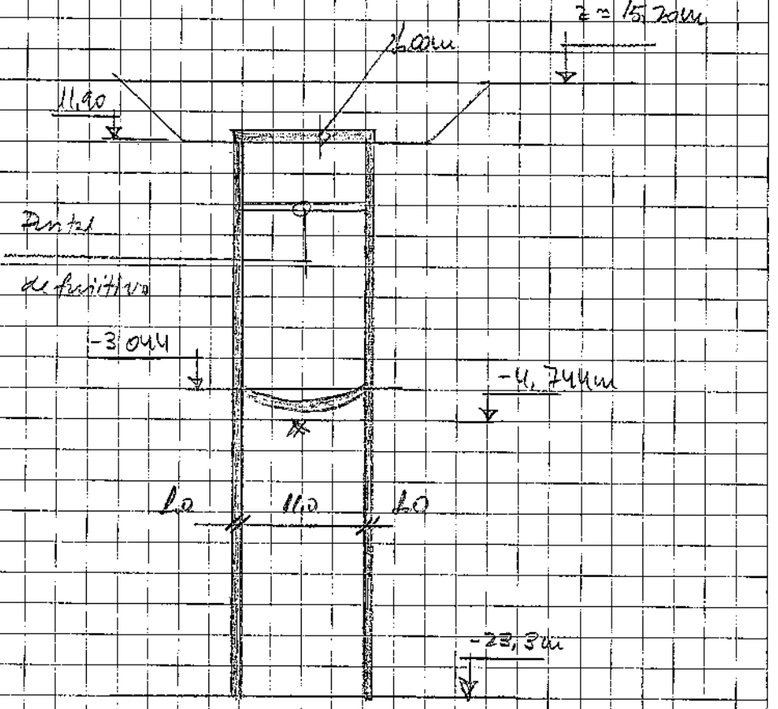
SECCIÓN INICIAL: Coincide con la sección final del tramo B de la Fase 1B

↓

Ver nota de cálculo cotas por dicute

SECCIÓN FINAL 707+593

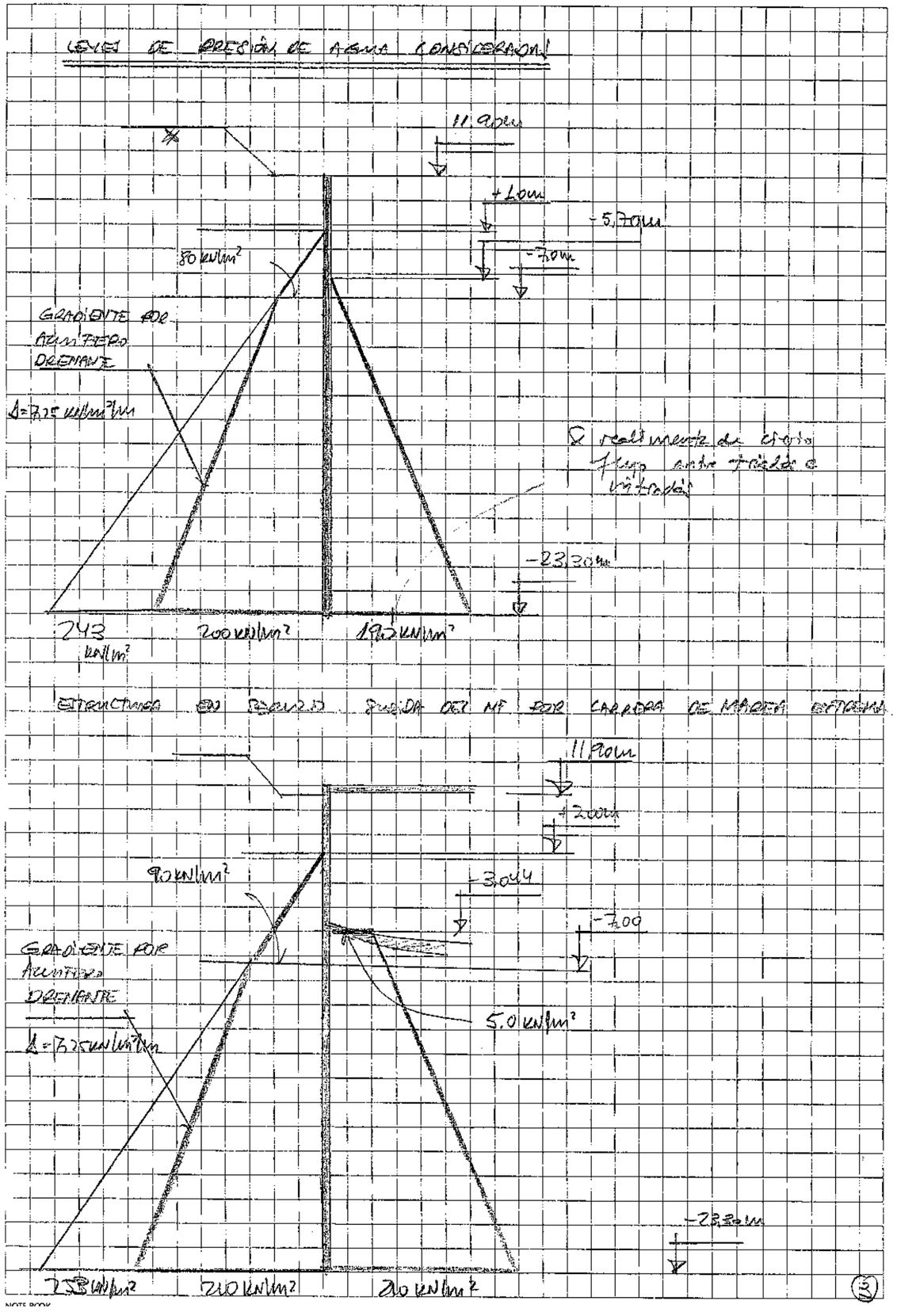
Geometría:



Archivo RIDO P2RLGC.RD

Cam Tunis 11-NOV-04

LEYES DE PRESIÓN DE AGUA CONSIDERADAS

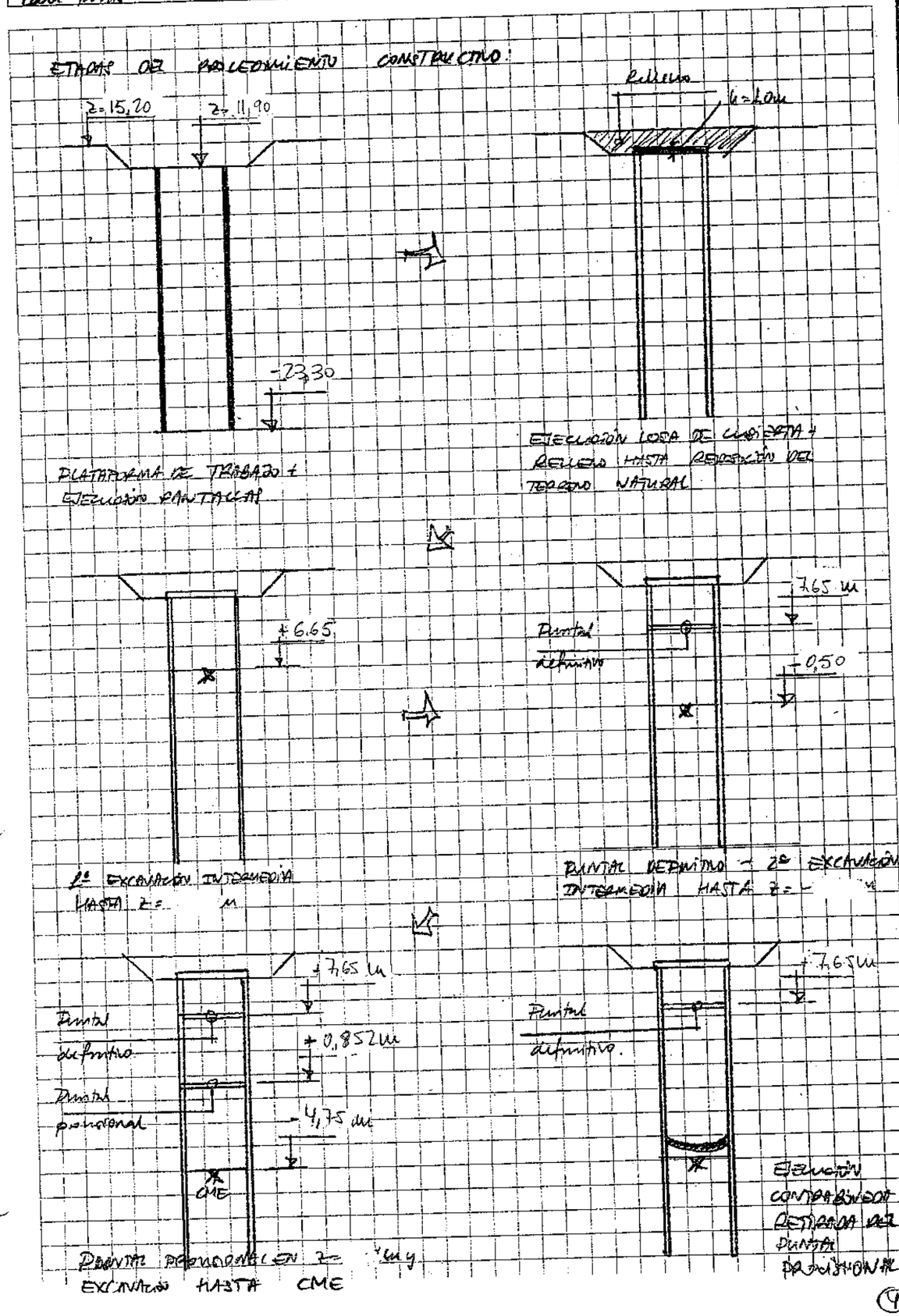


NOTE BOOK

③

Cam Tunis 11-NOV-04

ETAPAS DE DESCONFINAMIENTO CONSTRUCTIVO:



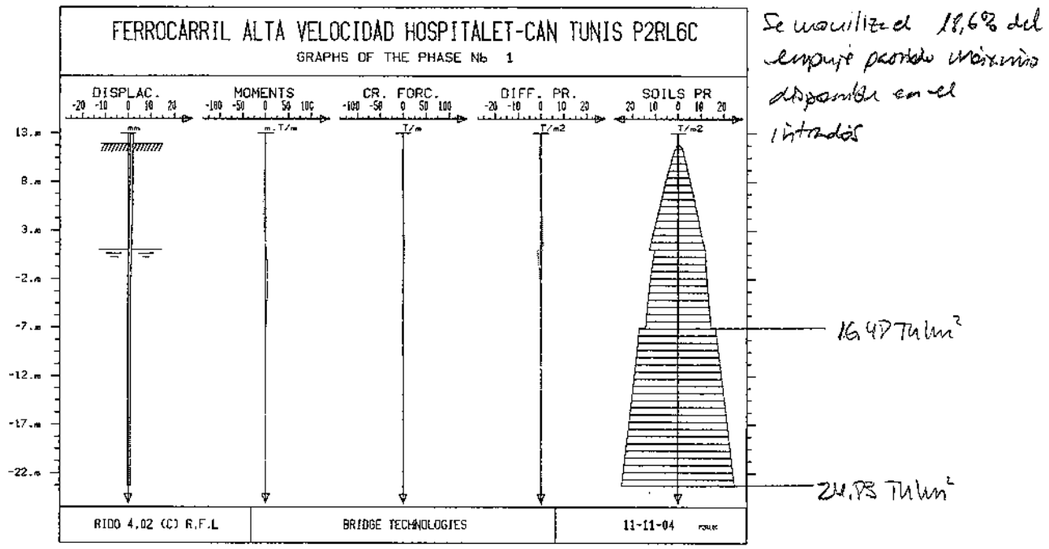
④ 89

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL6C *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 2 TRAMO A DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+593
* RASANTE MODIFICADA (RENFE)
12.9
-23.3 1.0^3*2.726E6/12
15.20
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 11.9
EXC(2) 11.9
SUB(1,1) 11.9 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 11.9 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 11.9 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 11.9 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 11.9 4.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 12.4 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 11.9 0.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -23.3 20.0
WAT(2) -5.7 0.0
WAT(2) -23.3 19.0
CAL
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=6.65
EXC(2) 6.65
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=7.65 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-0.50
STR 7.65 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -0.50
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=0.852 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR 0.852 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.75
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -3.05 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.3 21.0
WAT(2,1) -3.05 0.0 0.5
WAT(2) -23.3 21.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 12.4 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -3.05 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

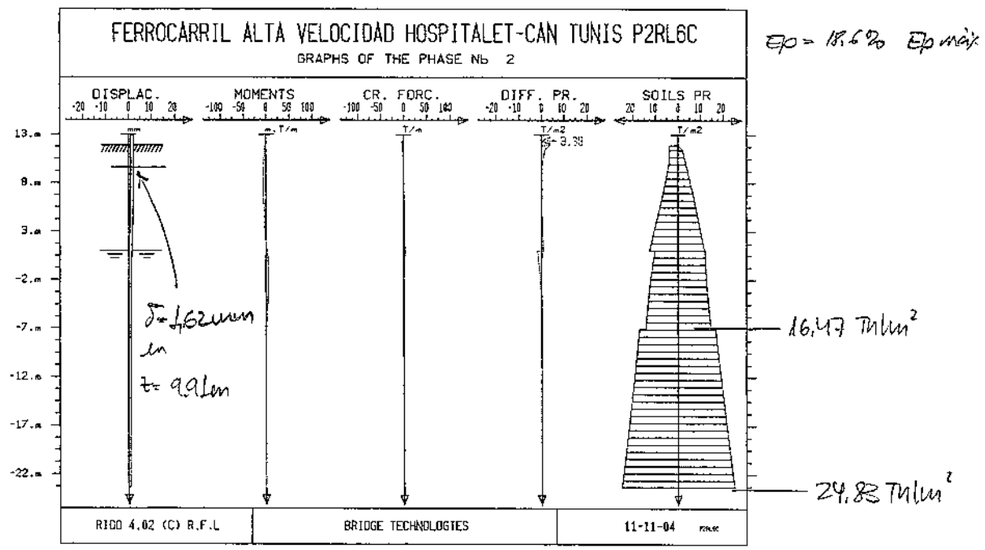
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 2 TRAMO A SECCIÓN FINAL PK 707+593

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

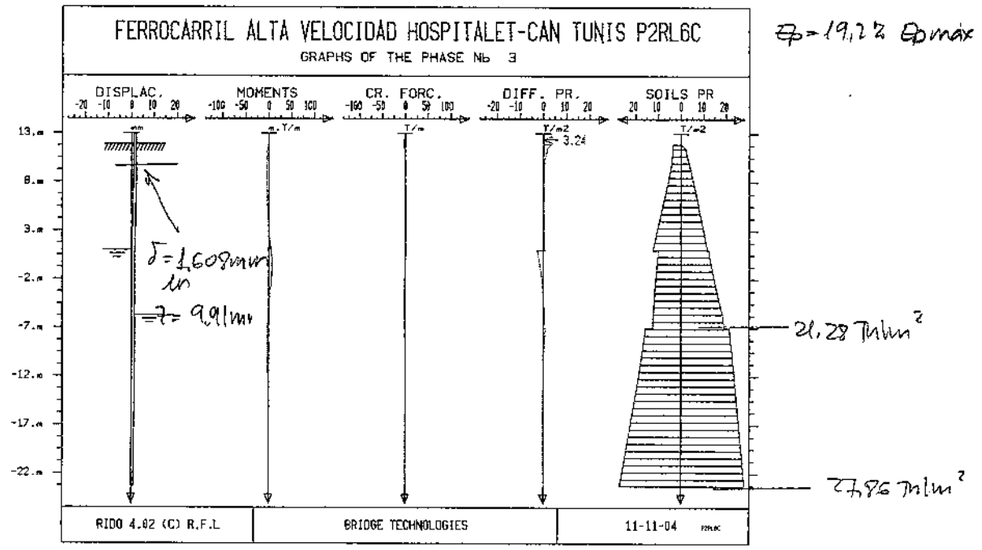
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



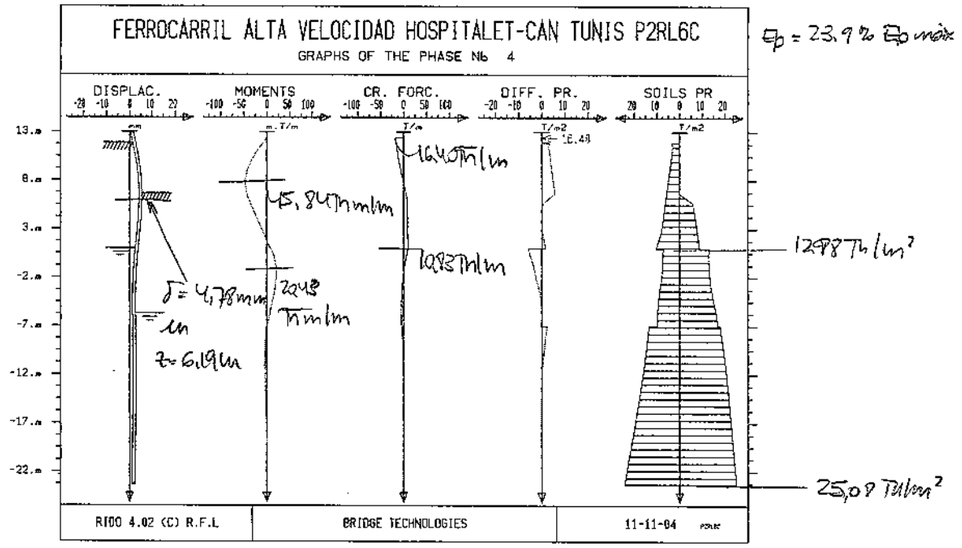
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



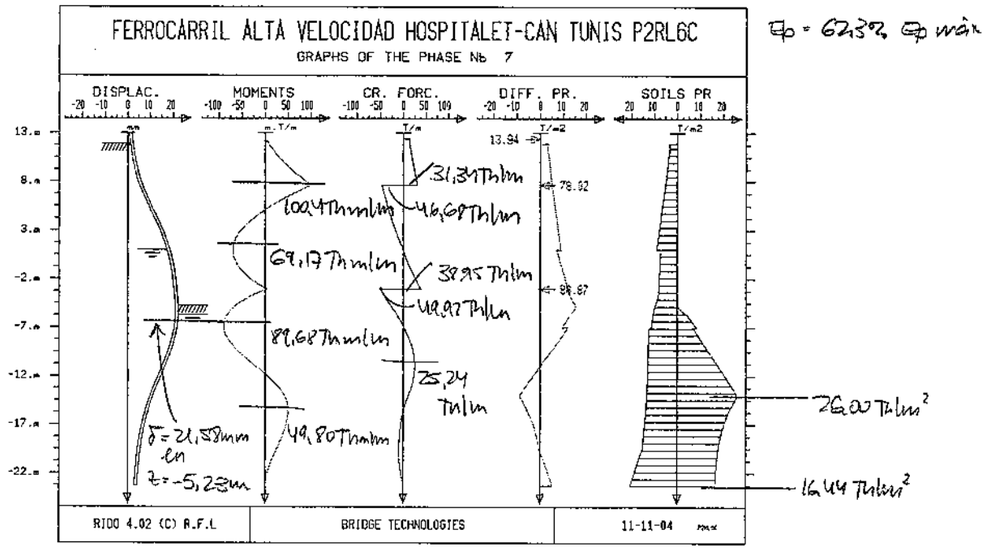
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



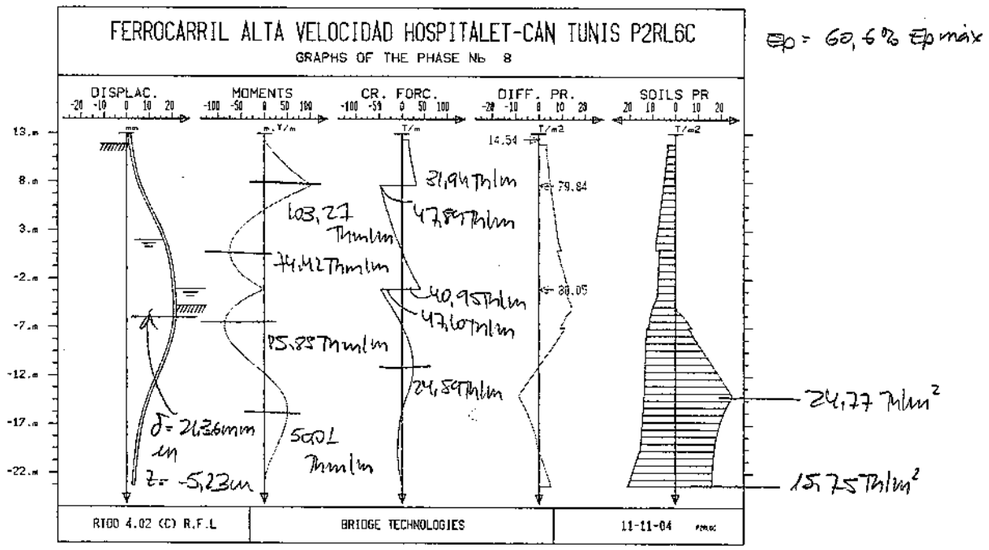
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=6.65m:



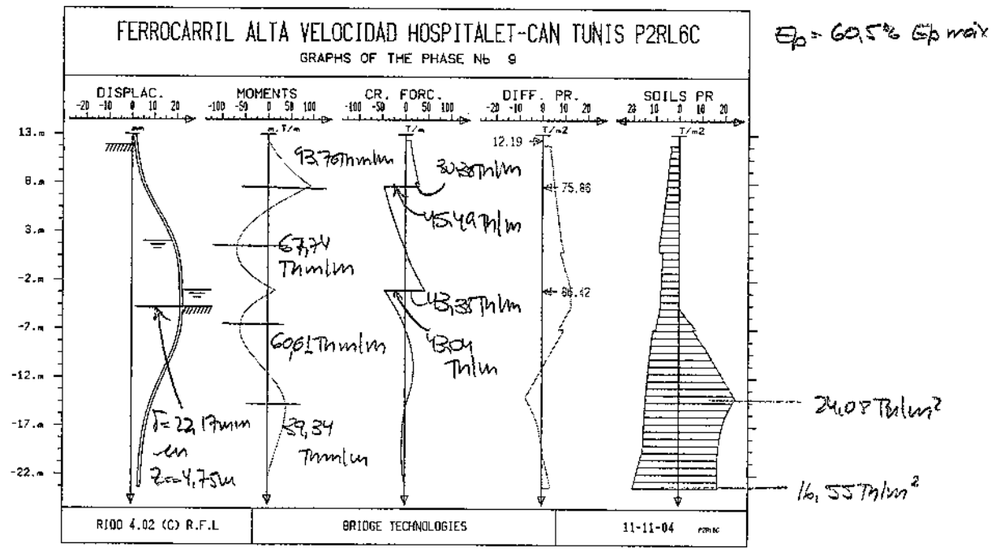
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



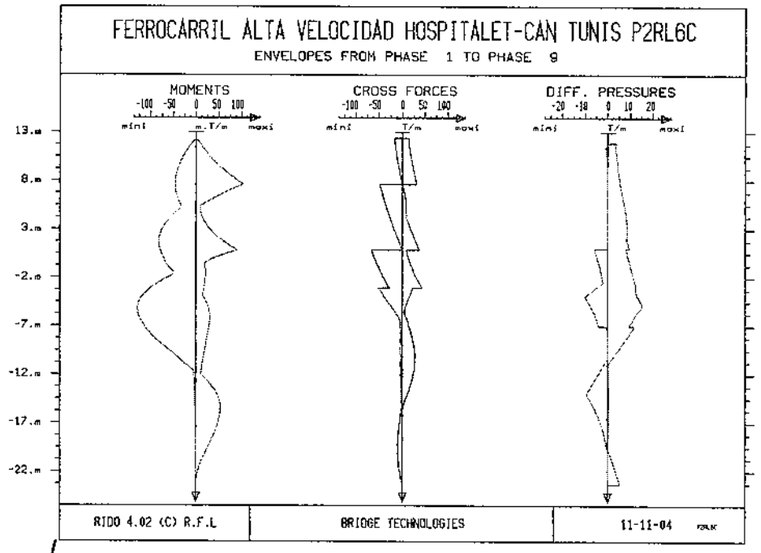
SUBIDA DEL N.F:



FLUENCIA:

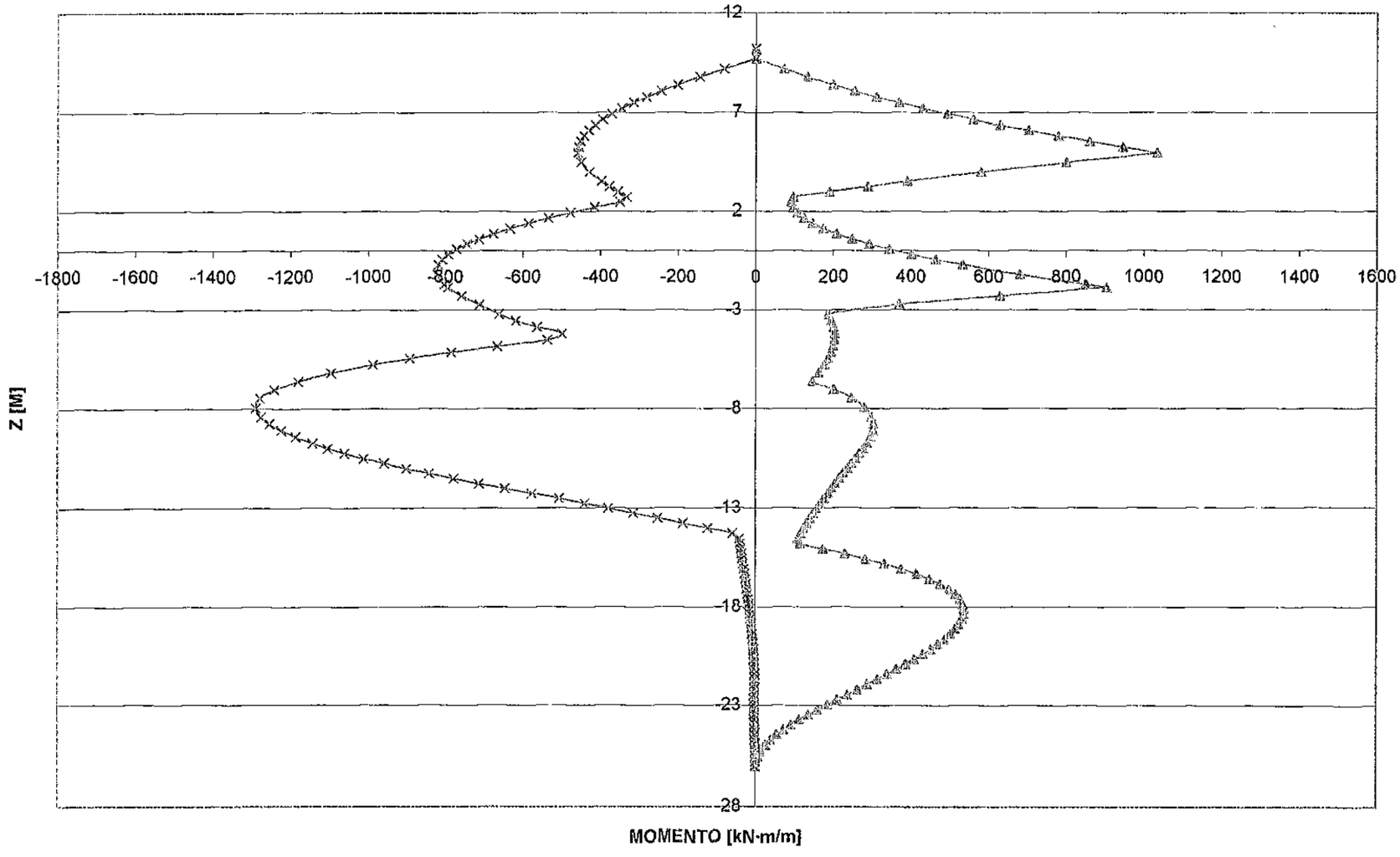


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



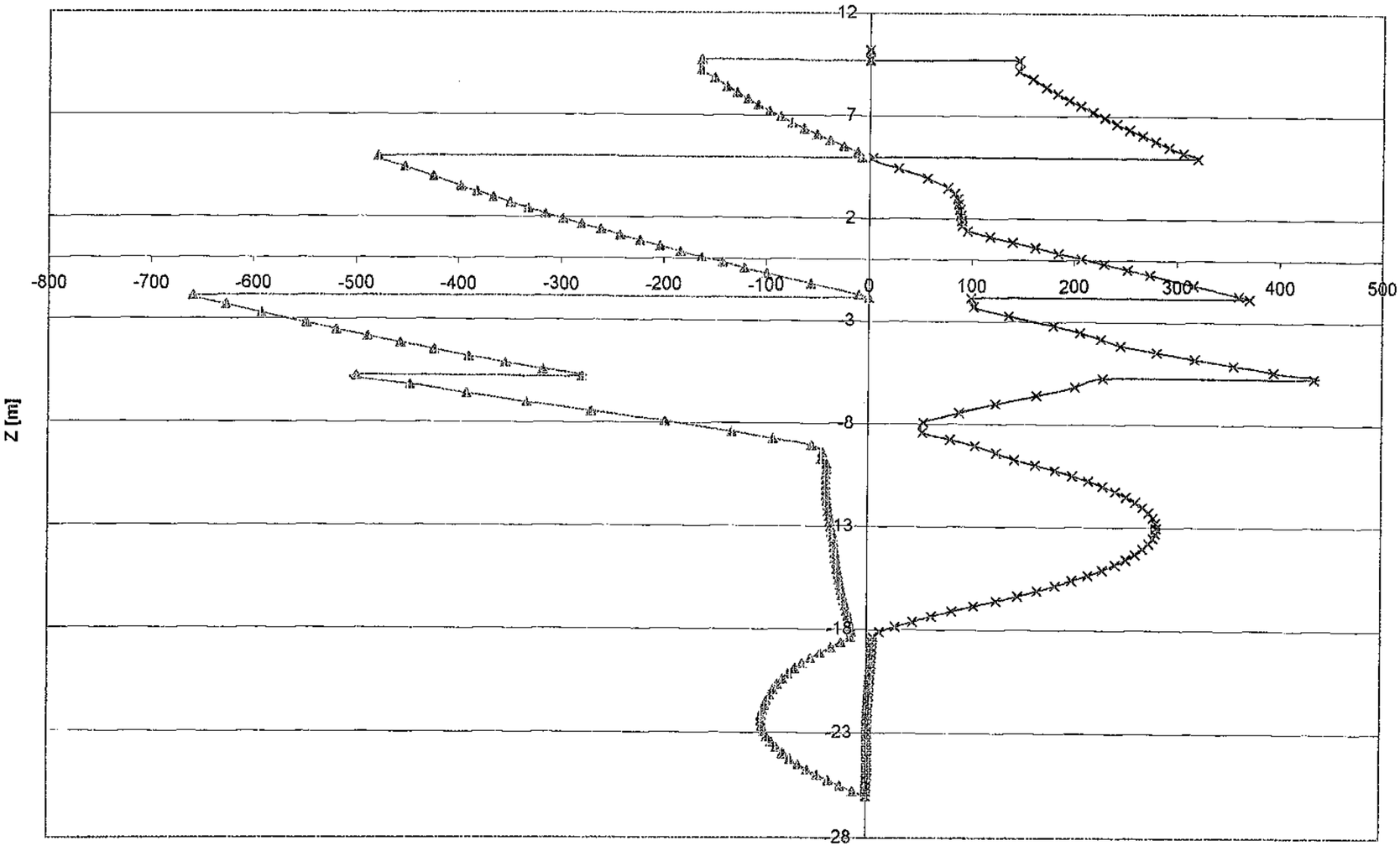
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES de 2 tramo A Sección FIN



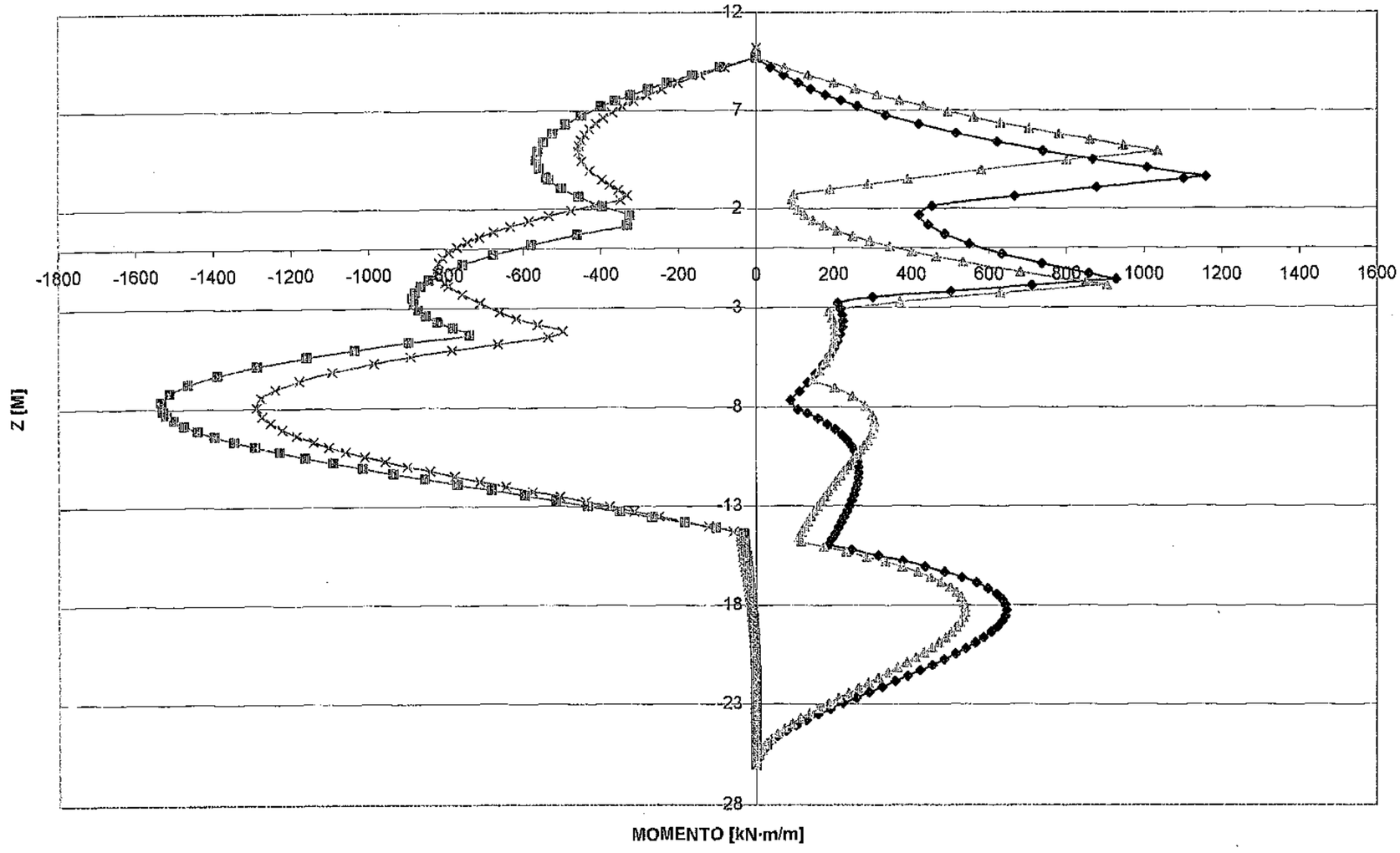
P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO A
11/11/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES FASE 2 Tramo A Sección FINAL



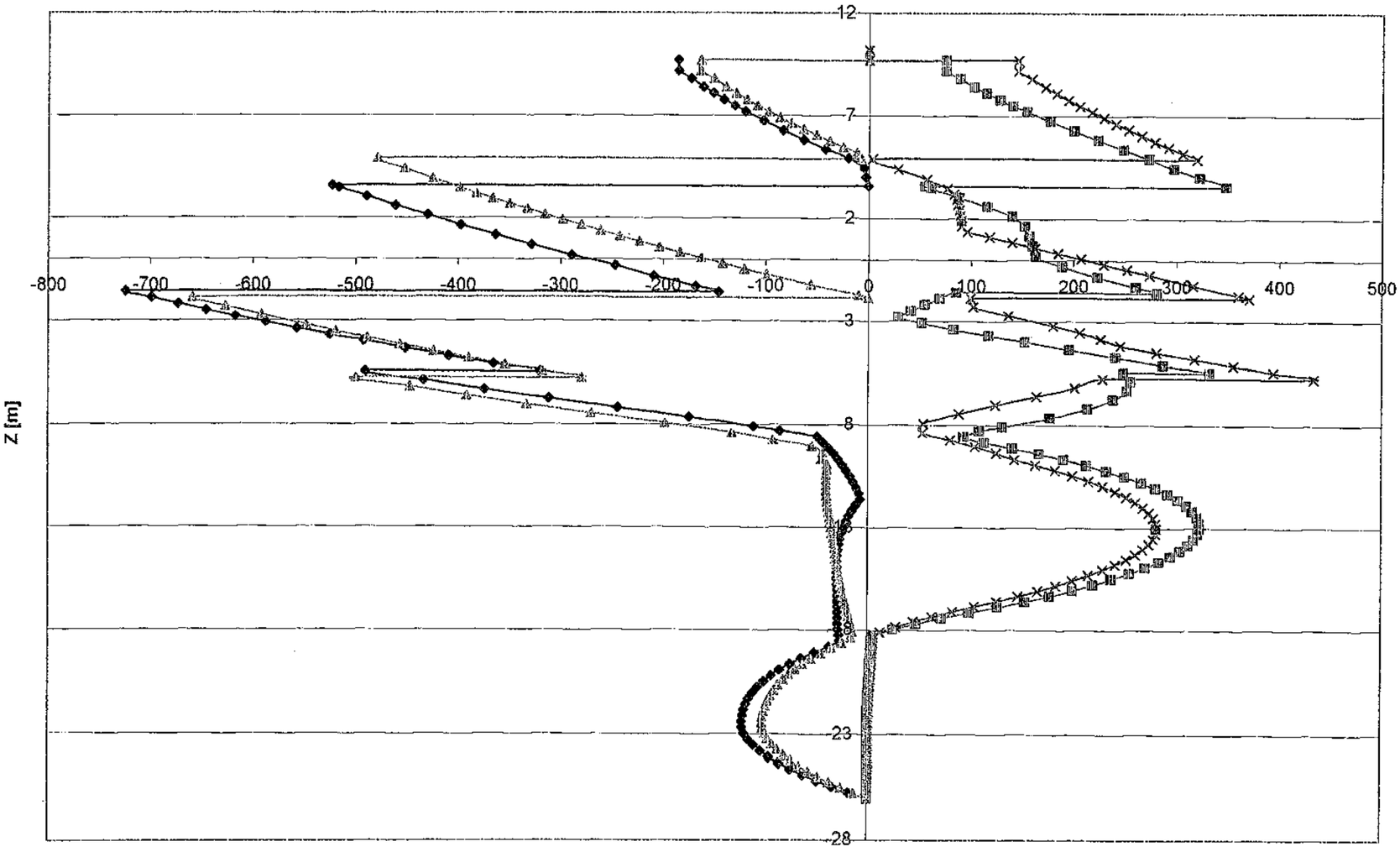
P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO A
11/11/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES FASE 2 Tramo A



2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO A
11/11/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES FASE 2 Tramo A



P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO A
11/11/2004

NOTAS DE ARMADO:

I) FLEXIÓN

a) INTRADÓS

- Pico de momento $m_k = 1535$ KN·m/m

$m_d = 2302,5$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 76,0$ cm²/m

En 5 cm $A_s = 380$ cm² → 30 ϕ 32 + 30 ϕ 25

A_s disp = 77,706 cm²/m $m_u = 2468,96$ KN·m/m, (Cuantía = 1,072%)

$X = 0,35d$ → Falla por el hormigón con el acero plastificado

$\varepsilon_c > 2\varepsilon_y$

- Momento último 4 ϕ 25 pasa

$A_s = 19,635$ cm²/m; $m_u = 734,18$ KN·m/m; $m_{max} = 479,42$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq -13$ cm, a partir de este pto. anclaje + Longitud en 6 ϕ 25 que deben llegar hasta

$z = -13,0 - 1,0 - 1,0 - 0,50 = -15,5$ cm

- Momento último en 6 ϕ 25 pasa

$A_s = 29,454$ cm²/m; $m_u = 1081,9$ KN·m/m, $m_{max} = 726,27$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -12,0$ cm, los ϕ 32 deben llegar hasta $z = -15,00$ cm

- Momento último con 30 ϕ 32

$A_s = 48,252$ cm²/m $m_u = 1711,9$ KN·m/m ; $m_{max} = 1141,3$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 1141,3$ KN·m/m para $z \leq -11,0$ cm los ϕ 32 deben llegar hasta $z = -11,0 - \frac{1,0}{4} - \frac{1,0}{2} - \frac{0,50}{6} = -13,50$ cm

- Momento último con 30 ϕ 32 + 10 ϕ 25

$A_s = 39,272$ cm²/m $m_u = 1398,51$ KN·m/m; $m_{max} = 899,0$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 899$ KN·m/m para $z \geq -4,50$ cm los ϕ 32 deben llegar hasta $z = -4,50 + 1,50 + 1,0 + 0,50 = -1,50$ cm

- Momento último con 30 ϕ 32 + 10 ϕ 25

$A_s = 58,07$ cm²/m , $m_u = 1921,15$ KN·m/m; $m_{max} = 1280,8$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 1280$ KN·m/m para $z \geq -5,50$ los ϕ 25 deben llegar hasta $z = -5,50 + 1,0 + 1,0 + 0,50 = -3,0$ cm

b) TRAMO 2

- Pico de momento $m_{Ud} = 1158$ KN·m/m

$m_{Ud} = 1737$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BA52

$A_s \geq 53{,}50$ cm²/m

En 50cm de batache → 274,15 cm² → 30 Φ25 + 25 Φ25

A_s disp = 53,999 cm²/m | m_u = 1801 KN·m/m; (η_{SA} = 1,087)

X = 0,744 d = Falla dúctil por el acero

- Momento último con 30 Φ25

A_s = 29,454 cm²/m m_u = 1081,9 KN·m/m m_{Ud} = 721,7 KN·m/m

Debiera $m_{Ud} \leq 720$ pero

$z \leq -2{,}50$ m

El retiro de Φ25 debe hacerse hasta $z = -2{,}0 - 1{,}0 - 1{,}0 - 0{,}5$

$z = -5{,}0$ m

II) CORTANTES

- Pico de cortantes: $V_{Ud} = 774$ KN/m

$V_{Ud} = 1086$ KN/m

A_s = 6 Φ25 como mínimo (del lado seguro) A_s = 29,454 cm²/m

$A_d \geq 26{,}37$ cm²/m/m

Tomando planos a 0,15 de 5 ramas/plano en un tramo de 5 cm

$A_s \geq 2{,}472$ cm²/m/m → cercos Φ20

- Cortante último con 5 ramas Φ12

A_s = 6 Φ25 = 29,454 cm²/m → V_{Ud} = 651,87 KN/m

A_d = 12,064 cm²/m/m

τ_{Ud} = 434,58 KN/m

Se tiene $V_{Ud} \leq 430$ KN/m para $z \leq -7{,}00$ m (Ordenar despalje de medio conte VHL)

III) EN PUNZONAMIENTO (LOSA)

Máximas cargas en los pantalles: $2u_1 = 1030\ kN/m$

$N_d = 2{,}50\,m \cdot 1030\ kN/m \cdot 1{,}50 = 3862{,}50\ kN$/pantalla

$N_d = 3{,}86\ MN$/pantalla

El fallo máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d} \leq f_{1,cd}$ $\quad f_{1cd} = 0{,}30 \cdot f_{cd} = 5{,}00\ MPa$

Área de apoyo del pantalla: $0{,}75 \times 0{,}25 = 0{,}5625\ m^2$

$u_1 = 3{,}00\,m$ ← perímetro = u_1

$d = 0{,}95\,m$ (en lado seguro)

Sustituyendo valores:

$$\frac{3{,}86\ 10^{-3}\ MN}{3{,}0 * 0{,}95\ m^2} = 1{,}515\ MPa \leq f_{1,cd} \rightarrow (OK!)$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $\quad A_\alpha = \frac{A_w}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{Rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0{,}95\,m$ (en lado seguro)

$\tau_{Rd} = 0{,}12\ \xi\ (100\ \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3{,}86\ MN = 3{,}86\ MN$

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/950} = 1{,}485$

$A_{sx} = 2\phi 20\ a\ 0{,}15$ $\quad A_{sx} = 41{,}89\ cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0{,}004189$

$A_{sy} = \underbrace{6\phi 25 + 2\phi 25 + 6\phi 25 + 5\phi 25}_{\text{Como simétrico}} = 93{,}27\ cm^2/\text{batcada} \rightarrow \rho_y = 0{,}009327$

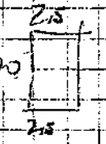
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}006251$

Sustituyendo valores

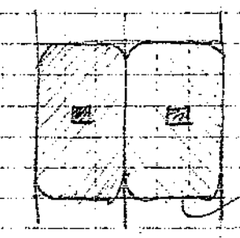
$\tau_{Rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \cdot (100 \cdot 0{,}006251 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}4455$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario $u_1 \geq$

$u_2 = \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{Rd} \cdot d} = \frac{3{,}86\ MN}{0{,}4455 \cdot 0{,}95} = 10{,}20\,m$



Perímetro crítico:



u_1 crítico: 8,72m

$u_1 < u_2$ → HACE FALTA ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

Nota: al juntar las dos superficies de obra en una misma resistente es del contacto vertical de la pantalla. En ella se podrían estar garantizado con la armadura dispuesta (cuando se dispuesta hay riesgo de punzonamiento y este es el cálculo que se está realizando.)

Dimensionamiento tomando $u_1 = 9{,}50\,m = b_0$

$\xi = 1{,}485$

$\rho_l = A_{sx} = \phi 20\ a\ 0{,}15$ $\quad A_{sx} = 20{,}95\ cm^2/m$; $\rho_x = 0{,}002095$

$A_{sy} = 6\phi 25$ $\quad A_{sy} = 29{,}454\ cm^2/m$; $\rho_y = 0{,}0029454$

↑ como uniforme en todo lado seguro.

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,002484$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,002484 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 0,25 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 2,37$ MN

$\Rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 3,86$ MN $- 2,83$ MN $= 1,03$ MN

$V_{su} = z \cdot \sin\alpha \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot A_\alpha \cdot f_{yd}$ $\quad z = 0,9 d$

$z = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765$ m

$A_\alpha \geq \frac{1,03 \text{ MN}}{0,765 \text{ m} \cdot 400 \text{ MPa}} = 33,66 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0,15$m $\rightarrow$ $A_{sw} \geq 5,05$ cm^2 en cada plano

Se cubre con el margen disponible sobre la armadura necesaria por cortante

$1,262$ cm^2/barra

b) Tomando $s = 0,60$m $\rightarrow$ en cada plano: $20,20$ cm^2

Tomando barras a $0,15$m $\rightarrow$ en $5,20$ entran 34 barras

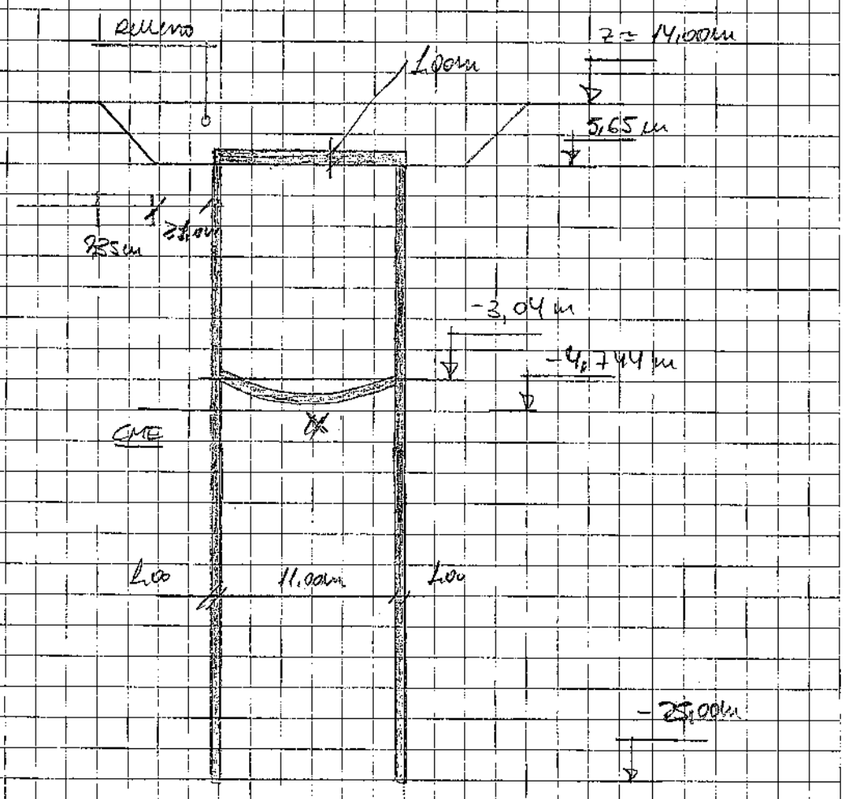
a cada barra le corresponde $0,594$ cm^2. Se cubre con el margen disponible sobre la armadura necesaria por cortante

CAUCE: ZONA LITORAL

FASE 2 TRAMO B 707+593 H 707+655 D

SECCIÓN INICIAL 707+593

Geometría



Archivo Ribu: P2REL7-C.R10

Can Tunis 11-NOV-04

LEYES DE PRESIONES DE CÁLCULO

E=11,00m

5,65

+1,00

-5,70m

+7,00

80 kN/m²

GRADIENTE POR FILTRACIÓN DRENANTE

Δ=7,75 kN/m²/m

Si fallo drenaje → carga total

-25,00m

250 kN/m² 210 kN/m² 200 kN/m²

EXCAVACIÓN CON 1 SOPORTE. SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA

6,65

6,65

+2,00m

90 kN/m²

-3,05m

-7,0m

GRADIENTE POR FILTRACIÓN DRENANTE

Δ=7,75 kN/m²/m

≈ 0,0 kN/m²

220 kN/m² 220 kN/m²

-25,00m

(7)

Can Tunis 12-NOV-04

ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

z=14,0m

z=5,65m

-25,00m

PLATAFORMA DE TRABAJO + EXCAVACIÓN PARCIAL

Relleno

-25,00

EXCAVACIÓN CUBIERTA "IN SITU" + RELLENO Y RECUPERACIÓN DEL TERRENO NATURAL

-0,85

-25,00

1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA

0,85 2ª

-4,74m

-25,00m

PLANTA PROVISIONAL EN z = 0,85m y EXCAVACIÓN HASTA COTA

-3,05m

EXCAVACIÓN CONTRAARCHIVOLTA Y RETIRADA DE PLANTA PROVISIONAL

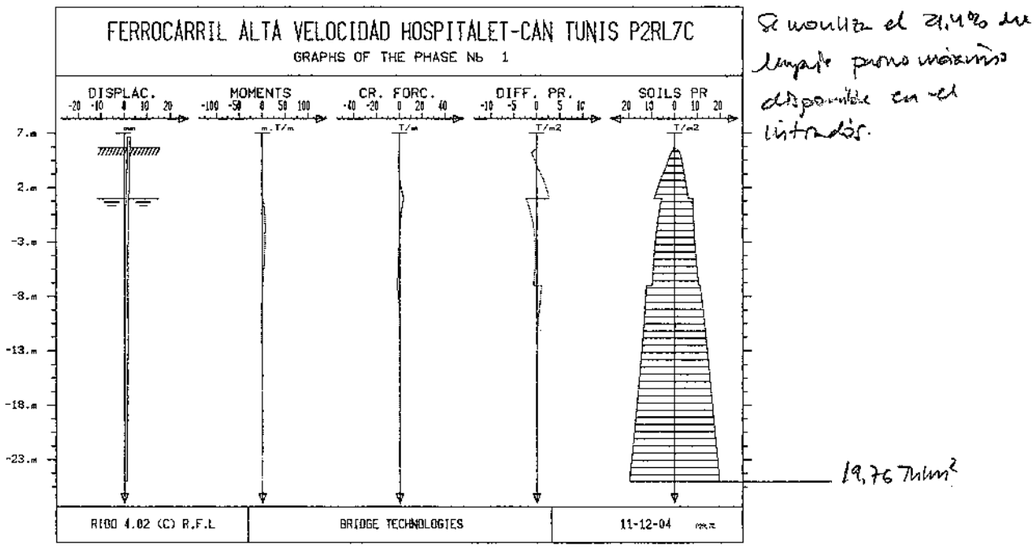
(8)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL7C *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 2 TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION INICIAL PK 707+593
* RASANTE MODIFICADA (RENFE)
6.65
-25.0 1.0^3*2.726E6/12
14.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 5.65
EXC(2) 5.65
SUB(1,1) 5.65 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 5.65 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 5.65 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 5.65 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 5.65 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 5.65 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 5.65 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 5.65 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 5.65 8.0 9.0 16.0
SUB(1,1) 5.65 9.0 35.0 18.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 6.15 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 5.65 0.0 35.0 18.0
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -25.0 21.0
WAT(2) -5.7 0.0
WAT(2) -25.0 20.0
CAL
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-0.50
EXC(2) -0.5
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=0.852 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E:
STR 0.852 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.75
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -3.05 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -25.0 22.0
WAT(2) -3.05 0.0
WAT(2) -25.0 22.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 6.15 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -3.05 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

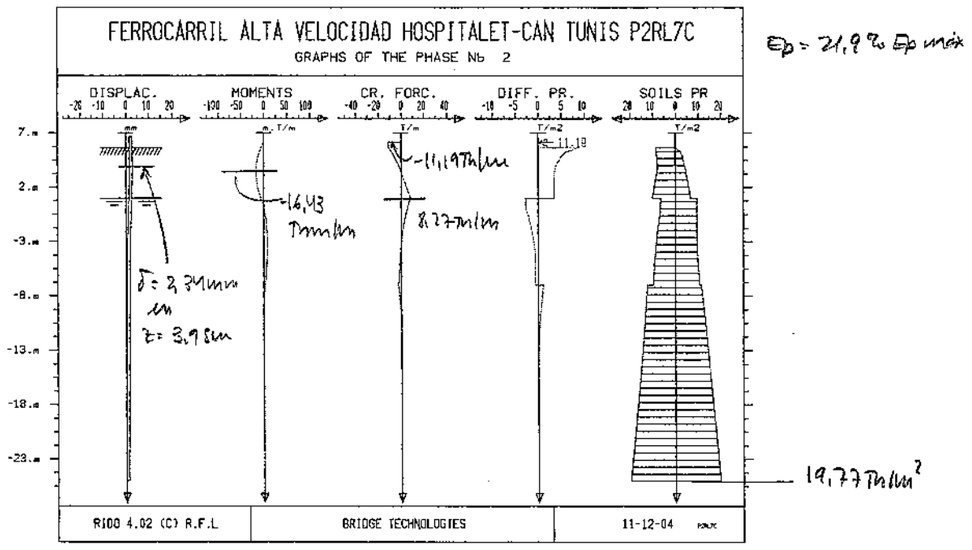
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 2 TRAMO B SECCIÓN INICIAL PK 707+593

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

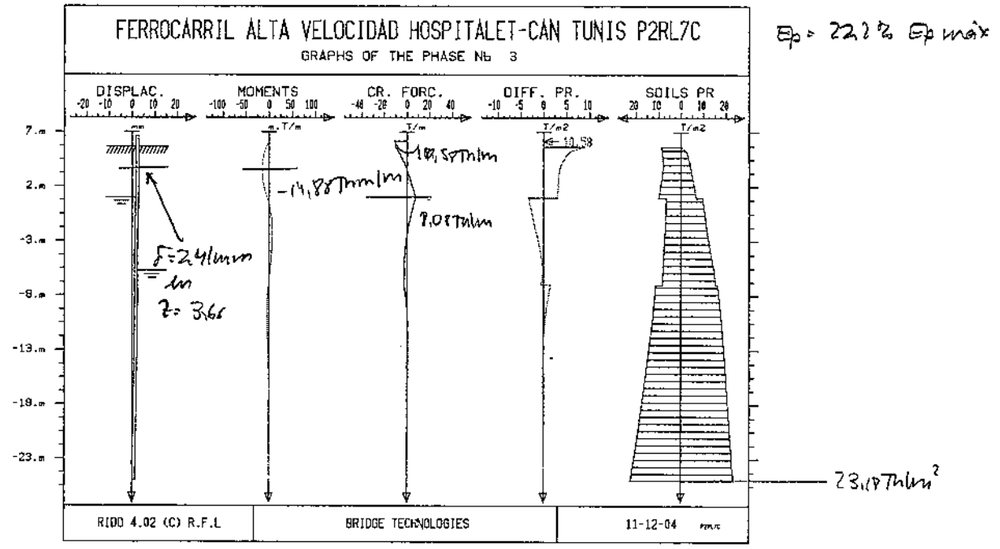
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



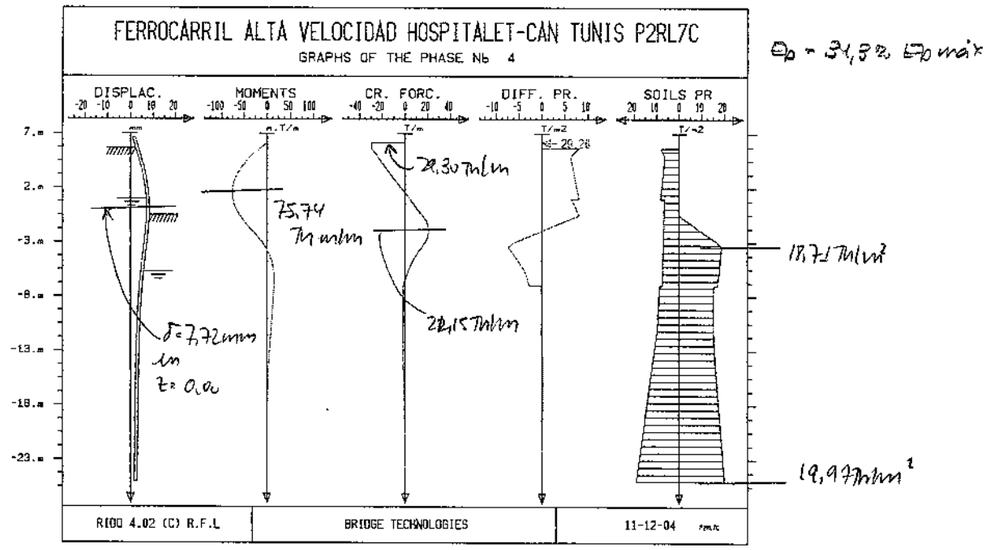
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



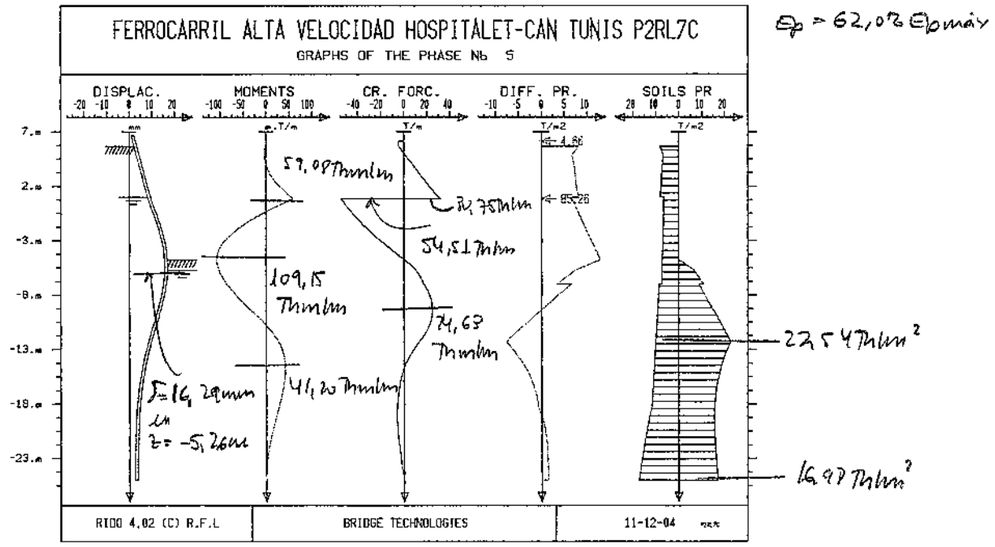
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=-0.50m:

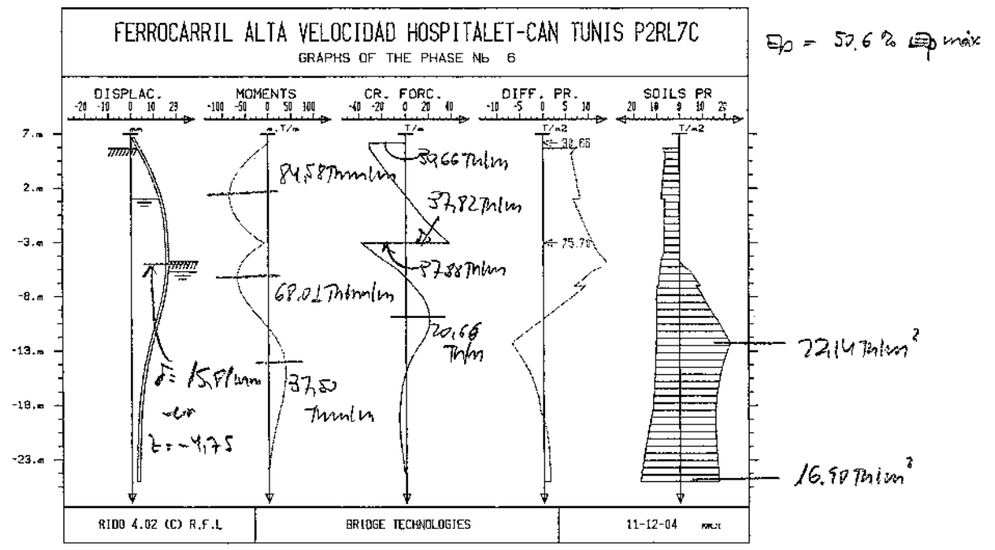


PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.852m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



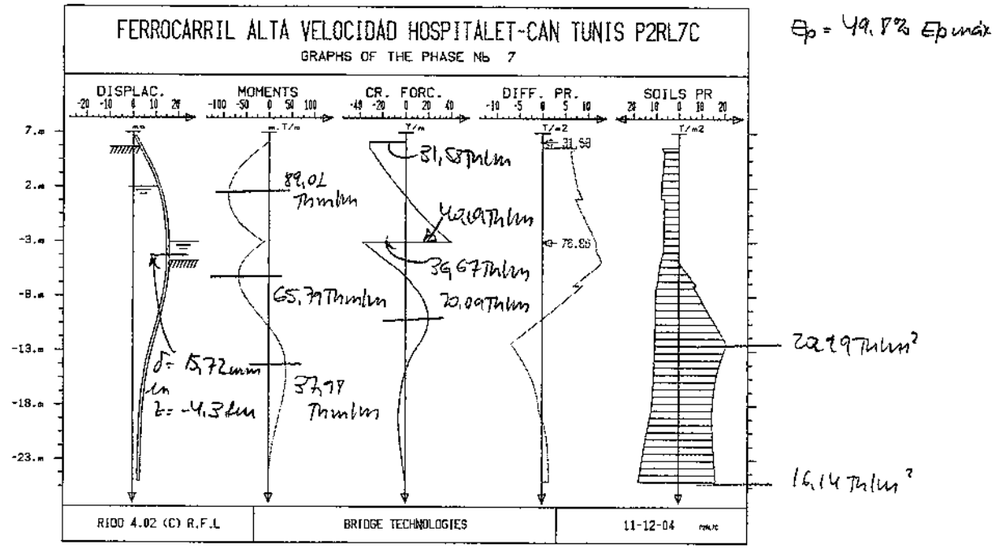
Ep = 62,0% Epmáx

EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



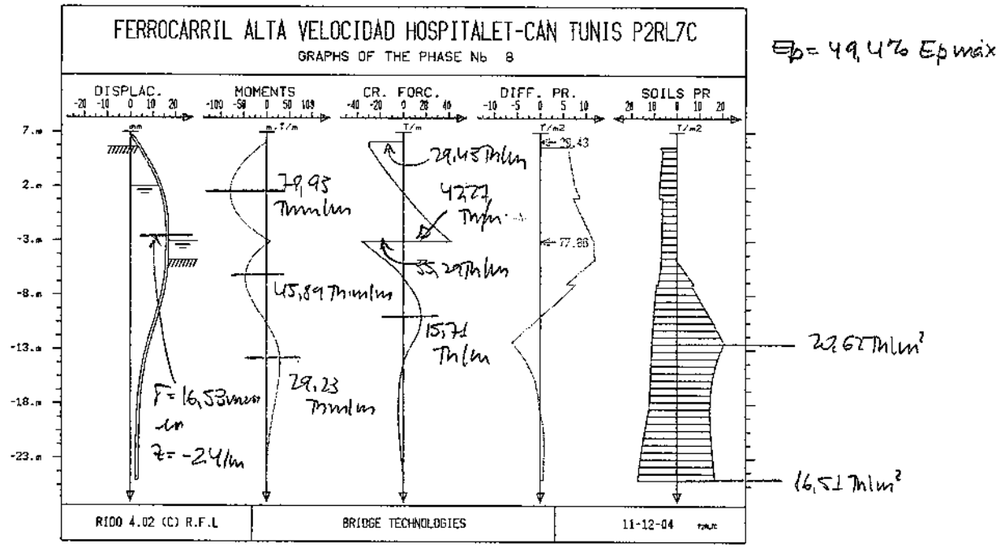
Ep = 50,6 % Epmáx

SUBIDA DEL N.F:



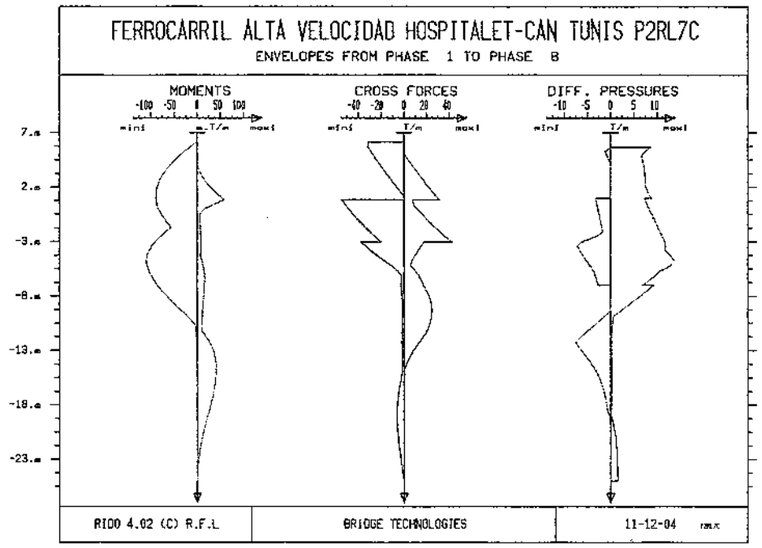
Ep = 49,8% Epmáx

FLUENCIA:

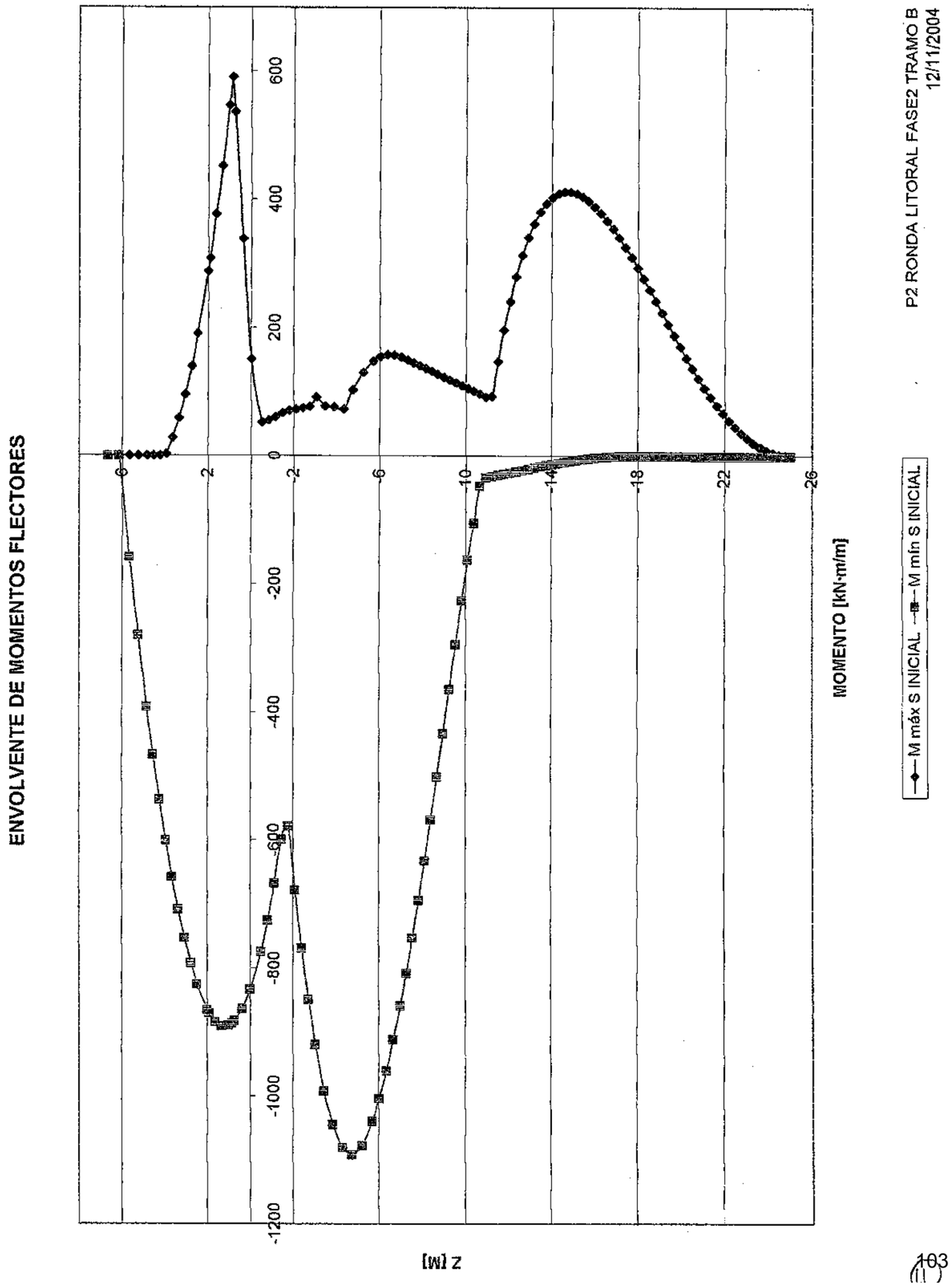


Ep= 49,4% Epmáx

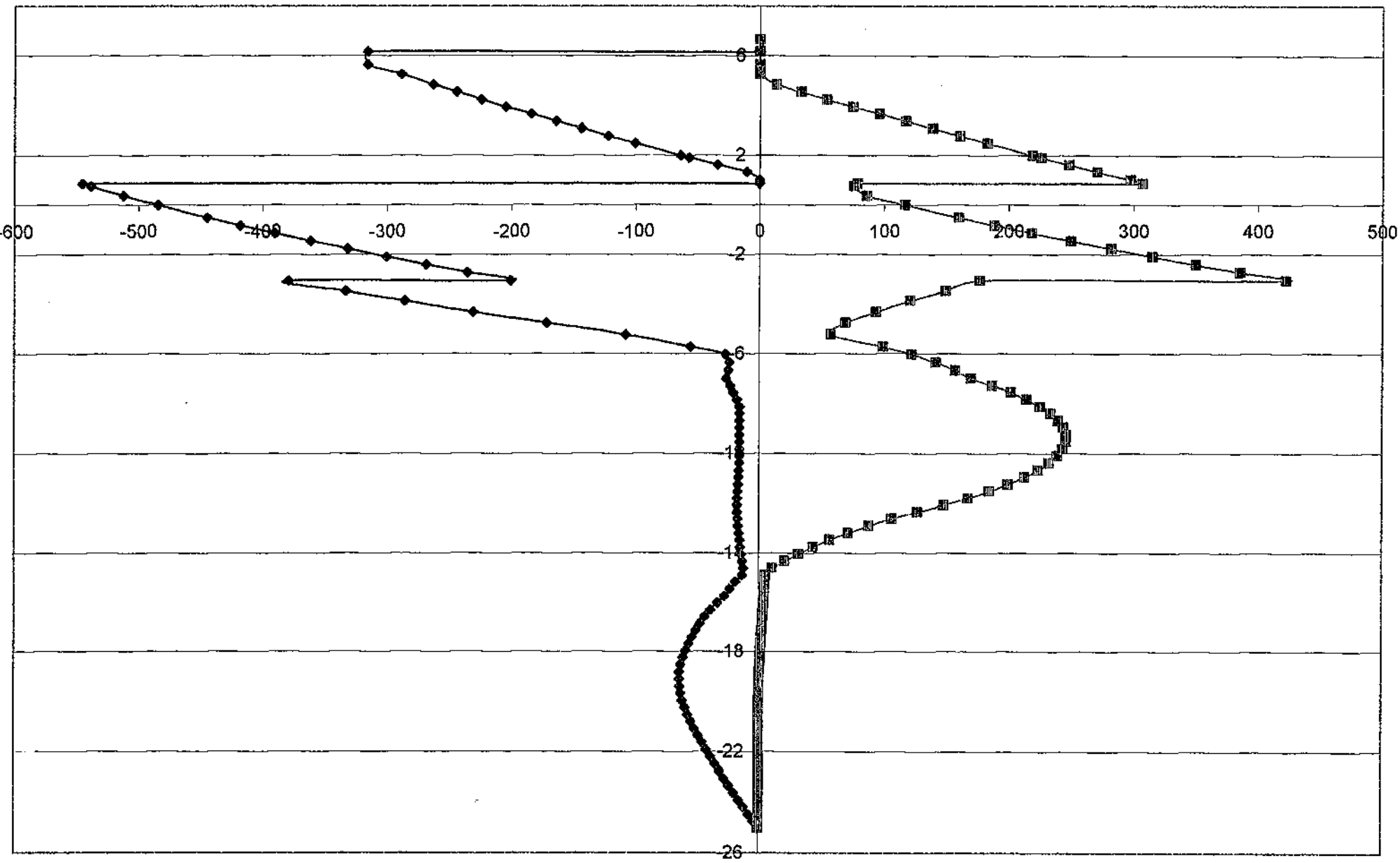
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



IVOLVENTE DE CORTANTES

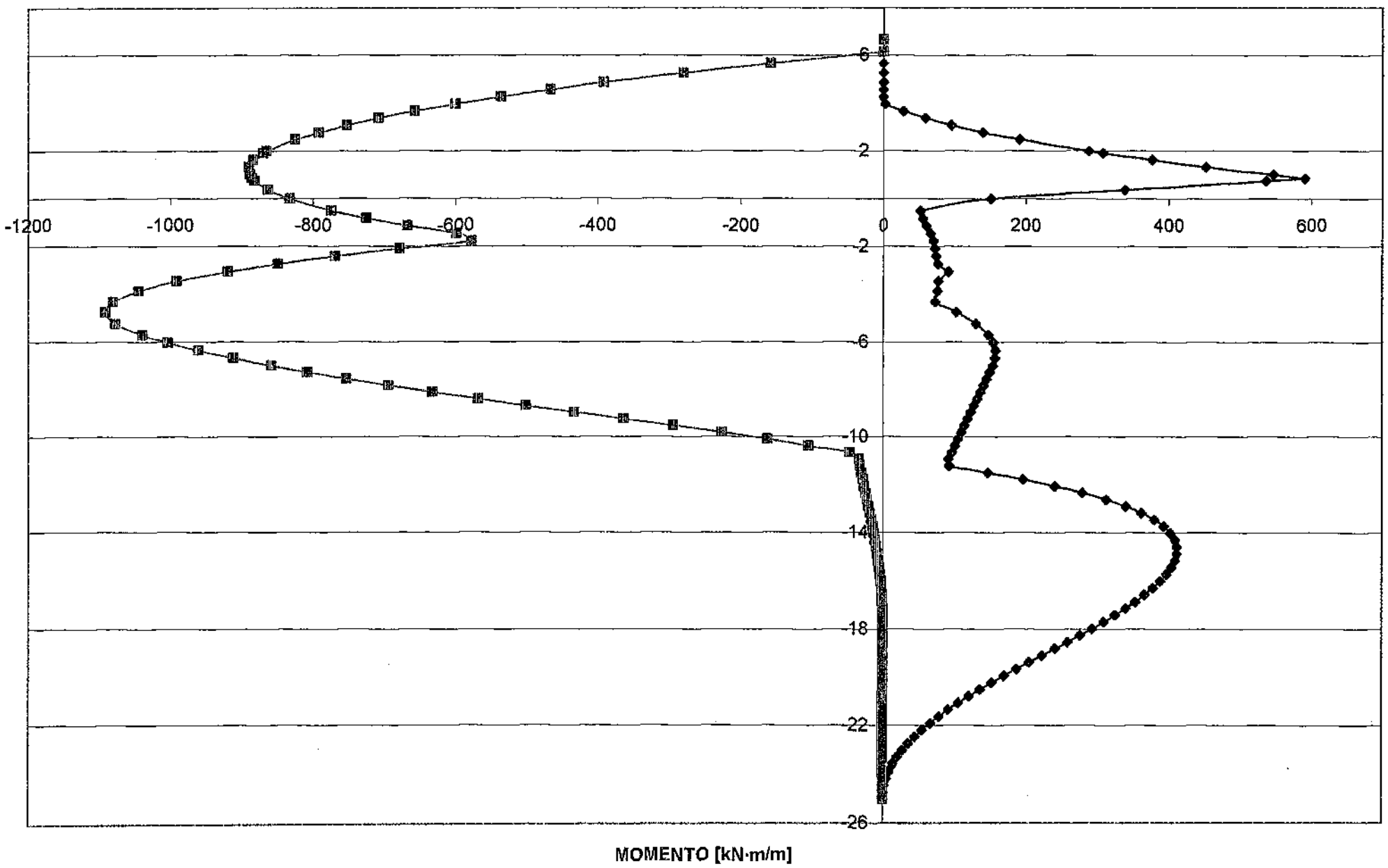


CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO B
12/11/2004

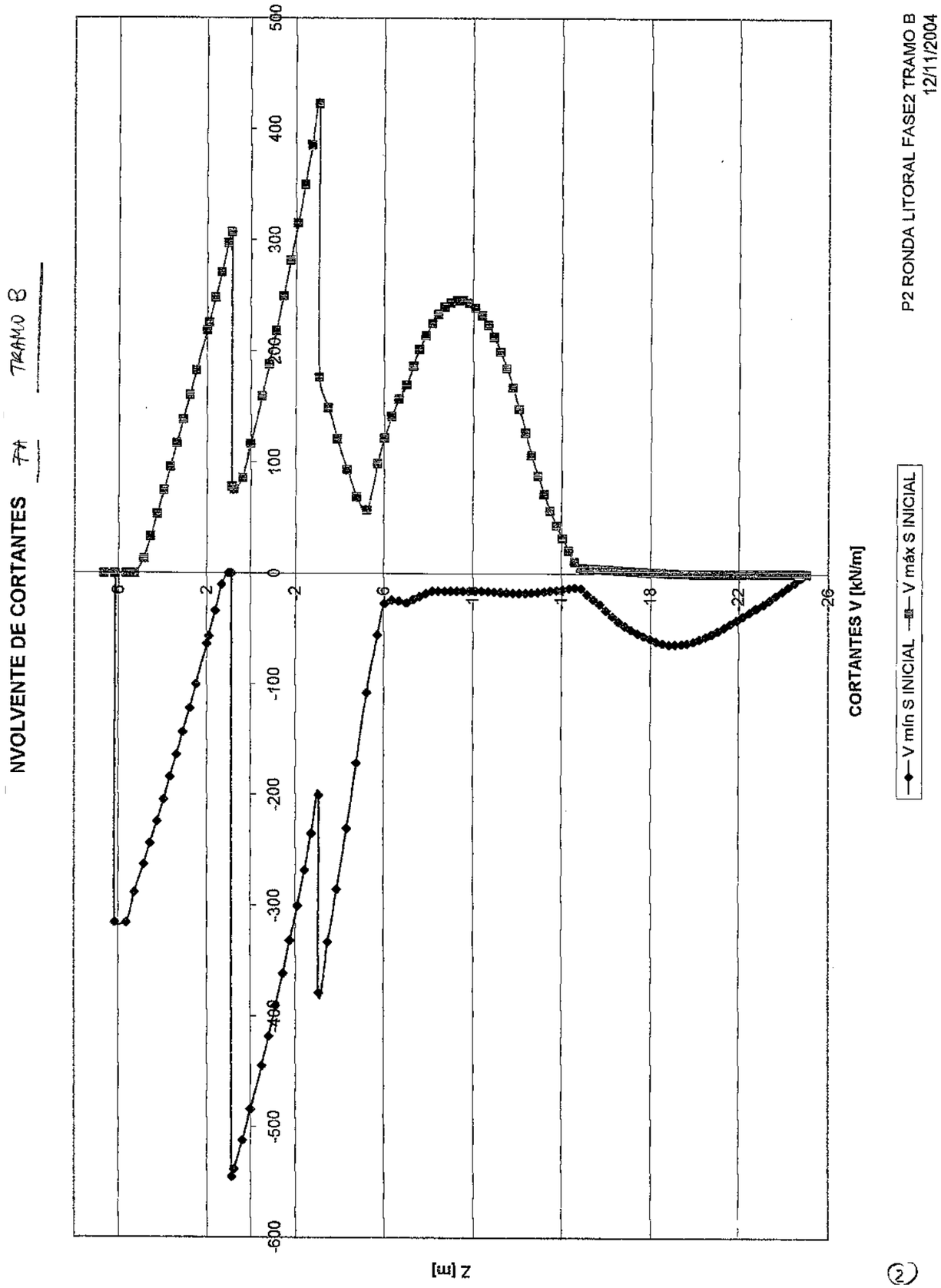
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES FASE 2 Tramo B



MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO B
12/11/2004



Con Tunnel 12-NOV-04

NOTAS DE ARMADO:

I/ FLEXIÓN

a) INTRADÓS

- Pico de momento: $M_{Ed} = 10950$ KN.m/m
  $M_d = 1657,25$ KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASE $A_s \geq 50,76$ cm²/m

En 50cm de bóveda $A_s \geq 253,8$ cm² → 30Φ25 + 25 Φ25

A_s disp = 53,999 cm²/m; $M_{Rd} = 1806,14$ KN.m/m (CSA = 1,20) (OK)

$x = 0,22 d$ → Fallo dúctil por el acero

- Momento último con 4Φ25

$A_s = 19,636$ cm²/m $M_{Rd} = 734,13$ KN.m/m; $1,33 M_{Rd} = 489,42$ KN.m/m

Se tiene $M_{Rd} \geq 489$ KN.m/m para $z \leq -9,00$ cm 4Φ25

desde Ueger hasta $-9,00 - 1,0 - 1,0 - 0,5 = -11,50$ cm

- Momento último con 6Φ25

$A_s = 29,454$ cm²/m $M_{Rd} = 1081,90$ KN.m/m; $M_{Rd} = 721,3$ KN.m/m

Se tiene $M_{Rd} \geq 720$ KN.m/m para $z \leq -8,00$ cm 1ac Φ25 desde

Ueger hasta $z = -8,50 - 1,0 - 1,0 - 0,5 = -10,5$ cm

- Momento último con 30Φ25 + 15Φ25

$A_s = 44,181$ cm²/m $M_{Rd} = 1502$ KN.m/m; $M_{Rd} = 1001,3$ KN.m/m

Se tiene $M_{Rd} \leq 1000$ KN.m/m para $z \geq -3,00$ cm 1ac Φ25 desde

Ueger hasta $z = -3,00 + 1,0 + 1,0 + 0,5 = -6,50$ cm

(h) (d) (c) (cubr. pantalla)

NOTE BOOK

6) TRAMO 2

. Pico de momento $m_{uk} = 594$ KN·m/m

$m_d = 896.5$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 24,45 cm^2/m$

En 5.0m de batache $A_s = 122,75 cm^2 \rightarrow$ 25 ϕ25

A_s disp. $= 24,545 cm^2/m$; $m_u = 909,62$ KN·m/m; (Coef. 1,03)

$X = 0,106 d$ ← Falla muy dúctil por el acero en tracción

· Momento último con 4 ϕ25

$A_s = 19,636 cm^2/m$

$m_u = 734,13$ KN·m/m; $m_{uk} = 489,42$ KN·m/m

Σ term $m_{uk} \leq 489,42$ KN·m/m para $z \leq -0,00$ m, bos ϕ25 dobles

Ultima barra $z = -0,00 - 1,0 - 2,0 - 0,50 = -3,50$ m

II) CORTANTES

- Pico de cortante $V_k = -545,11$ KN/m

$V_d = 817,665$ KN/m

$A_s = 4$ ϕ25 para como mínimo $A_s = 19,636 cm^2/m$

$A_s = 18,79 cm^2/m$ / m

Tomando planos a 0,15 de 8 barras en batache de 5,0m

$A_s = 1,76 cm^2$/barra → ϕ16 (2,011 cm^2/barra)

· Cortante último con barras ϕ12

$A_s = 19,636 cm^2/m$ ← como mínimo

$A_s = 17,064 cm^2/m$ / m

$V_u = 618,50$ KN/m; $V_{uk} = 412,21$ KN/m

Σ term $V_u \leq 410$ KN/m para $z \leq -4,20$ m (Ir dando de color el ½ cente ida)

III) EM PUNZONAMIENTO (EHE)

Máximas cargas en los puntales $u_k = 855\ kN/m$

$N_d = 2{,}50m \cdot 855\ kN/m \cdot 1{,}50 = 3210\ kN$ / puntal

$N_d = 3{,}21\ MN$ / puntal

El fuerte máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd}\cdot ef}{u_0 \cdot d} \le f_{1cd} \qquad f_{1cd} = 0{,}30 f_{cd} = 0{,}30\frac{25}{1{,}50} = 5{,}00 MPa$$

Placa de apoyo del puntal $0{,}75 \times 0{,}75 = 0{,}5625 m^2$

$u = 3{,}00m$ (perímetro)

$d = 0{,}95m$ (del lado seguro)

Sustituyendo valores

$$\frac{3{,}21}{3{,}00 \cdot 0{,}95} = 1{,}259\ MPa < f_{1cd} \leftarrow \text{OK!}$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$h_0 = u_1$ $\quad A_w = A_w/s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$$F_{sd}\ ef \le \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$$

$d = 0{,}95m$ (del lado seguro)

$\tau_{rd} = 0{,}12\ \xi\ (100 \cdot \rho_e \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd}\ ef = 3{,}21\ MN$

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1{,}485$

$A_{sx} = 2\phi 20$ a $0{,}15$ $\quad A_{sx} = 41{,}89\ cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0{,}004189$

$A_{sy} = (6\phi 25 + 3\phi 25 + 4\phi 25)$ ← como mínimo del lado seguro

$A_{sy} = 63{,}87\ cm^2/m$; $\rho_y = 0{,}006382$

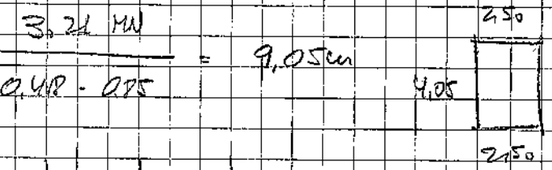
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}005171$

Sustituyendo valores

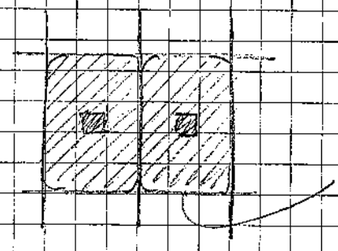
$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 (100 \cdot 0{,}005171 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}412\ MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que $u_1 \ge$

$$u_1 \ge \frac{F_{sd}\cdot ef}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{3{,}21\ MN}{0{,}412 \cdot 0{,}95} = 9{,}05m$$



Perímetro crítico



$u_{crítico} = 8{,}73m < 9{,}05m$

Hace falta armadura de punzonamiento

Obs: Al juntarse las dos superficies de rotura en una viga, el mecanismo resistente es de cortante vertical de la pantalla. El cortante está garantizado con la armadura dispuesta (cuando no hay viga pantalla hay riesgo de punzonamiento y ese el cálculo que aquí se está realizando)

Dimensionamiento tomando u_1 $9{,}00m = b_0$

$\xi = 1{,}471$

ρ_l: $A_{sx} = \phi 20$ a $0{,}15$ $\quad A_{sx} = 20{,}95\ cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0{,}002095$

$A_{sy} = 4\phi 25$ $\quad A_{sy} = 19{,}63 cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0{,}001963$

Can Tunis 12-NOV-04

$\ell_l = \sqrt{\ell_x \cdot \ell_y} = 0{,}002028$

$V_{cu} = [0{,}60 \cdot 1{,}485 \cdot (100 \cdot 0{,}002028 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 900 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}00 = 1{,}952$

$\Rightarrow T_{su} = V_d - V_{cu} = 3{,}21 - 1{,}952 = 1{,}258\ MN$

$V_{su} = z \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \cdot A_s \cdot f_{yd}$ $\quad z = 0{,}9d$

$z = 0{,}9 \cdot 0{,}85 = 0{,}765\ m$

$A_s = \dfrac{1{,}258\ MN}{0{,}765\ m \cdot 400\ MPa} = 41{,}11\ cm^2/m = \dfrac{A_{s,tot}}{s}$

a) Tomando $s = 0{,}15\ m$ → $A_{s,tot} = 6{,}17\ cm^2$ en cada plano

Se cubre con la armadura mínima

($1{,}542\ cm^2$/barra)

b) Tomando $s = 0{,}60\ m$ → en cada plano $24{,}666\ cm^2$

Tomando barras a $2{,}15\ m$ en $4{,}0\ m$ → entran

$26{,}0\ m$ → a cada barra le corresponde

$0{,}949\ cm^2$/barra.

Se cubre con la armadura dispuesta

NOTE BOOK

NOTA TÉCNICA RELATIVA A LAS PRESIONES DE AGUA SOBRE LAS PANTALLAS EN TRAMO COMPRENDIDO ENTRE P.K.707+440 y 707+620 ("BAJO RONDA LITORAL") DE LA LINEA DE TREN DE ALTA VELOCIDAD (TRAMO HOSPITALET–CAN TUNIS).

Preparado para

Gestor de Infraestructuras Ferroviarias (GIF)

A. López, J. Carrera
Grupo de Hidrología Subterránea
Departamento de Ingeniería del terreno
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Barcelona

Septiembre, 2004

OBJETIVOS

En este informe se analizan los perfiles del presiones que cabe esperar tanto en el trasdós como en el intradós de las pantallas correspondientes al tramo P.K.707+440 y 707+700 ("Bajo Ronda Litoral"), (ver *Figura 1.-)*. una vez deprimidos llevado a cabo el drenaje del mismo.

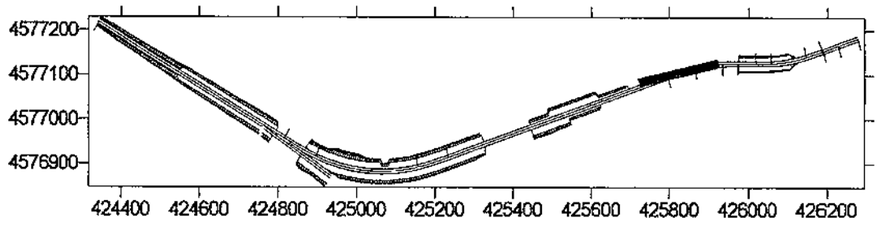


Figura 1.- *Ubicación del tramo.*

METODOLOGÍA

La cota de excavación hace que se desestime la utilización de sangradoras de modo que el drenaje y por tanto la determinación de los perfiles de niveles va a ser muy similar al presentado para el tramo del telescopio.

La cota de excavación varía linealmente desde –8 msnm en P.K.707+440 hasta los –5.5 msnm en 707+620.

Se han analizado los dos casos extremos, perfiles para la cota más profunda y perfiles para la cota más superficial. En los puntos intermedios se obtendrán perfiles intermedios manteniéndose la linealidad antes apuntada.

Las consideraciones que nos llevan a determinar los perfiles son:

-Nivel natural en Acuífero Principal: -7 msnm.

-Nivel natural en Acuífero Superficial: próximo a 0 msnm.

-Capa de baja permeabilidad en el techo del acuitardo entre –12 y –8 msnm susceptible a concentrar los gradientes verticales.

-Niveles rebajados en el intradós; de –8 msnm (máxima profundidad) a –5.5 msnm (mínima profundidad) correspondientes a los dos extremos del tramo.

RESULTADOS

Los perfiles de niveles obtenidos se presentan en las *Figuras 2.- y 3.-*

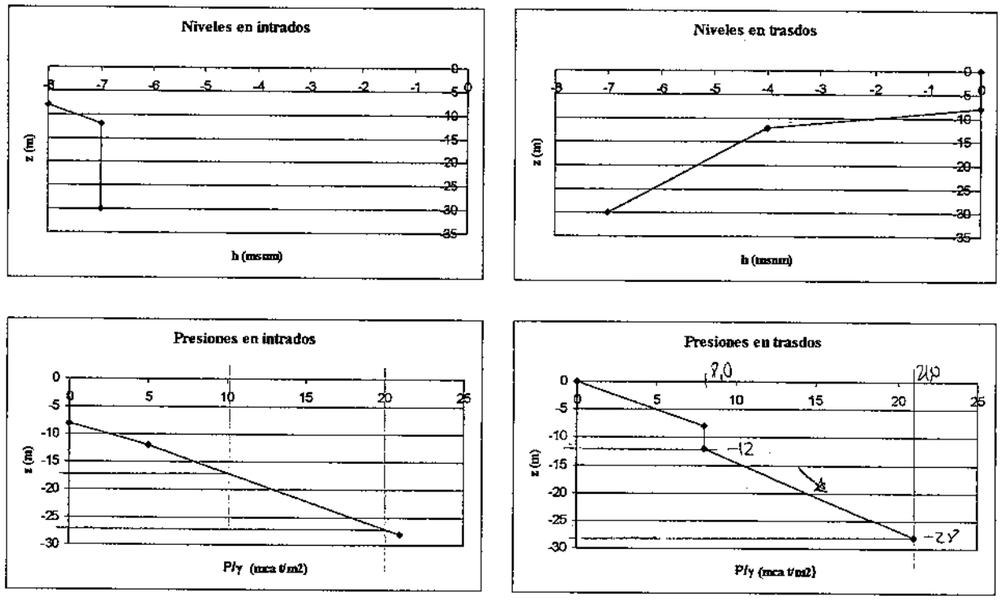


Figura 1.- *Niveles (arriba) y Presiones (abajo) en trasdos (derecha) e intrados (izquierda) de las pantallas situadas en el punto más profundo del tramo p.k. 707+440.*

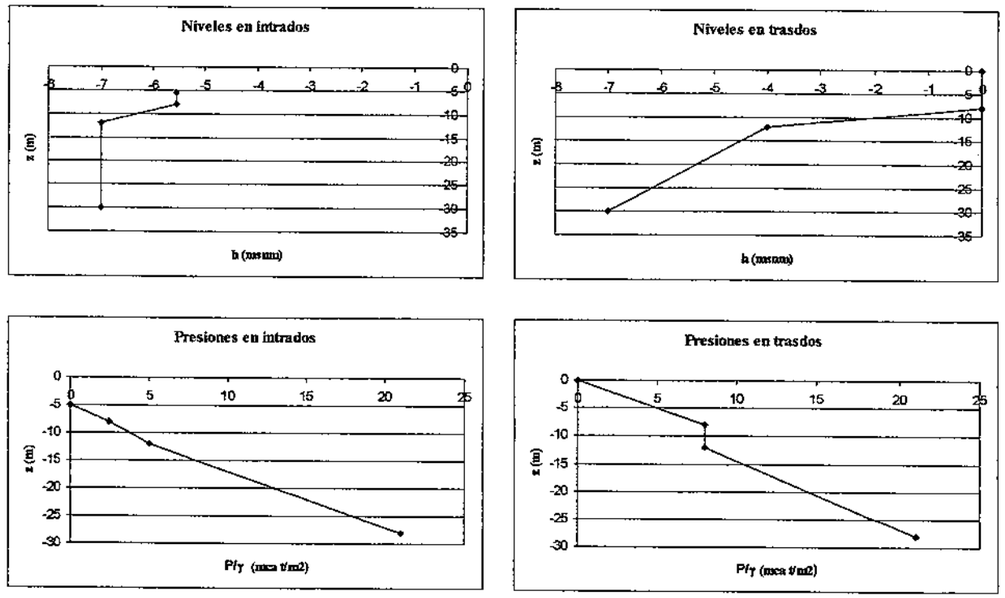


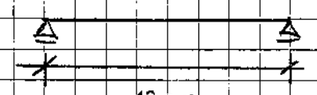
Figura 2.- *Niveles (arriba) y Presiones (abajo) en trasdos (derecha) e intrados (izquierda) de las pantallas situadas en el punto más superficial del tramo p.k. 707+620.*

LOSA DE CUBIERTA FASE 1B tramo A

Altura de tierras: $h \leq 3{,}57$m (aprox) → se considera $h = 4{,}00$m

Esquema estático:

$L_c = 12{,}00$m luz de cálculo entre ejes de pantallas



Acciones:
* Peso propio
* Peso tierras
* Sc de uso

Los EE.NN. próximos están a la cota $z = +2{,}00$m (la cota superior de la cubierta siempre está por encima) → no afecta a la verificación y dimensionamiento de la cubierta

- $g_1 = 2{,}00\,m^3/m \cdot 25\,kN/m^3 = 25\,kN/m^2$
- $g_{terreno} = 4{,}00\,m^3/m \cdot 20\,kN/m^3 = 80\,kN/m^2$
- $Sc_{uso} = 10\,kN/m^2$

$$q_d = 1{,}35(25) + 1{,}5(80 + 10) = 168{,}75\,kN/m^2 = 168{,}75\,kN/m/m$$

I) DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{168{,}75 \cdot 12^2}{8} = 3037{,}5\,kN\,m/m$$

Dimensionamiento con programa BASIC

(Recubrimiento mecánico: 0,08m)

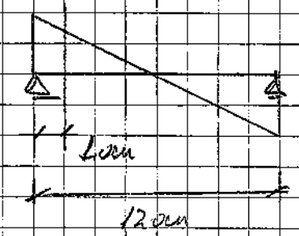
$A_s \geq 92{,}73\,cm^2/m$ → 20 Φ20 p.m.l

$A_{s\,disp} = 98{,}18\,cm^2/m$, $M_{rm} = 3284{,}18\,kN\cdot m/m$ ($C_{SA} = 1{,}06$) (1121)

$x = 0{,}40\,9d$ ← Fallo por el hormigón con el acero plastificado a $\varepsilon_s \geq 2\varepsilon_y$ — Fallo dúctil

II) DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE:

Tomando como tramo a 1 canto útil del eje de apoyo directo (del lado seguro)



$$V_d = q_d(\ell/2 - d) = 168{,}75\left(\frac{12}{2} - 1\right) = 843{,}75\,kN/m$$

$V_d = 843{,}75$ kN/m

$A_s = 98{,}18\,cm^2/m$

$r = 0{,}08$m

→ $A_d \geq 13{,}08\,cm^2/m/m$ ($A_{s\,mín} = 8{,}33\,cm^2/m/m$) (021)

Se cubre con planta a 0,30 en 2c Φ12 p.m.l ($A_{s\,disp} = 15{,}08\,cm^2/m$)

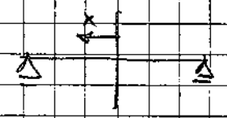
$$A_{s\,mín} = A_d \geq 0{,}02\,b_o \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8{,}33\,cm^2/m$$

Cortante último con cercos ϕ10

A_s = 99,18 cm²/m

A_d = 10,42 cm²/m/m

V_{ud} = 749,84 kN/m



Se tomo $V_d \leq$ 745 kN/m para x de

$168{,}75\,x \leq 745$

$x \leq \frac{745}{168{,}75} = 4{,}41$ m

→ a 1,59 m del eje de apoyo

Descuento ½ canto útil → 2,09 m del eje de apoyo

A favor 2,15 m

Limitaciones en la separación de cercos

V_{u1} = 4,60 MN/m ← Por agotamiento bielas oblicuas de cortante

$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1}$ = 920 kN/m ← $s_t \leq 0{,}80d$ ó 300 mm → 0,30 m

ó 0,736 m

OK!

Por fisuración

V_{cu} = 402 kN/m

V_{rd} = 845 kN/m ← como mínimo

A_d = 10,47 cm²/m/m ← como mínimo

α = 90° → tanα = 1,0

d = 0,92 m

$\left[\frac{V_{rd} - 3V_{cu}}{A_d\, d}\right] \tan\alpha \leq 50$

$s_t \leq$ 300 mm

Se cumple!

OK!

NOTE BOOK

DESVIACIÓN DE LA ÚLTIMA SECCIÓN DE CORTANTE

V_d = 168,75 × 6,0 m = 1012,5 kN/m

$A_s \geq V_d / f_{yd}$ = 23,29 cm²/m ← Se cumple sobradamente

ARMADO TRANSVERSAL:

Cuantía geométrica mínima como losa:

$w \geq 1{,}8‰$

A_c = 100 m²/m

$A_s \geq 18{,}0$ cm²/m → 9,0 cm²/m en cada cara

Se cubre con Ø20 a 0,30

Cks para cubrir el 20% del armado longitudinal

V_{rd_L} = 0,20 3037,5 = 607,5 kN.m/m

Dimensionamiento en próximo BLOQ

$A_s \geq$ 16,23 cm²/m → Se cubre con 2 Ø16 a 0,30

∴ Cosido de la armadura fuera del cajón. (Losa a Pasarela)

2-Ø25 por cerco

A_s = 9,818 cm² U = 0,427 MN ← Capacidad mecánica a transmitir

Espacio para transmisión de la fuerza 6,00 m (entre ejes cercos de momentos flectores máximos)

$A_s \geq \frac{T_{d2}/6{,}00\,m}{f_{yd}} = \frac{0{,}427\,MN/6{,}0\,m}{400\,MPa} = 1{,}78$ cm²/m ← Se cubre sobradamente

NOTE BOOK

Cesar Jurado 10-NOV-04

VOLADIZO ESTRUCTURA

A_{s1} = 98.18 cm²/m

A_{s2} = 29.454 cm²/m

d = 1.00 + 0.075 = 0.925 m

d' = 0.06 m

C = 0.03 Recubrimiento geométrico

S = 0.10 m

ϕ = 25 mm

Hormigón: característica, control especial

Acero pasivo: característica

ψ_2 cuasi-permanente = 1.00(0.1) + 1.00 frec + 1.0 (0.3) = 0.20

q_k = 1.00 · 2.5 + 1.00 · 5.0 + 1.0 · 0.20 · 1.0 = 10.7 kN/m²

$m_k = \frac{q_k \cdot l^2}{8} = \frac{10.7 \cdot 6^2}{8} = 48.15$ kN·m/m

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
FASE 1B TRAMO 1 CRUCE RONDA LITORAL

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1	m		
As1=	98.18	cm2/m	ro1=	0.01067174
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00320152
d=	0.92	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.311	m
X=	0.286	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.037850936	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 45.42 %

ESFUERZOS:

mk= 1926 kN·m

Sigma s=	236.769	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	52.553	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.00112552

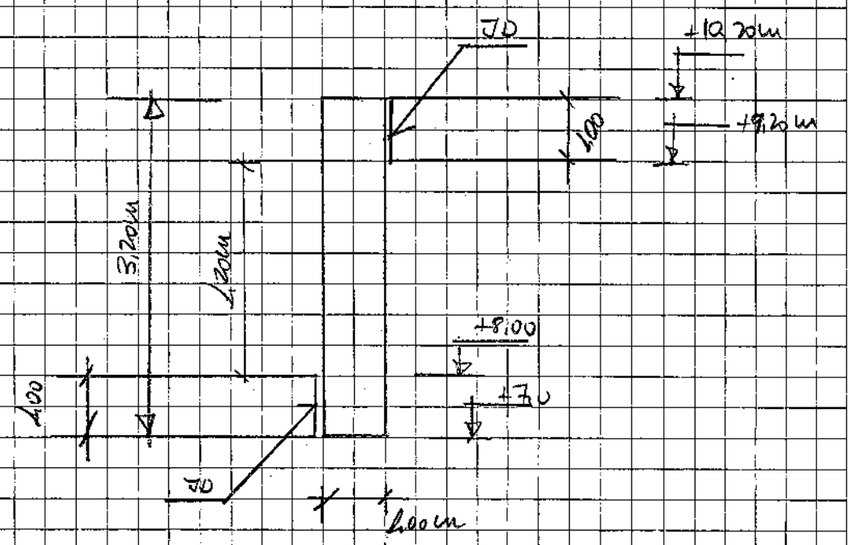
sm= 111.83 mm ← separación media de fisuras

wk= 0.21 mm ← abertura máxima de fisura

ABERTURA DE FISURA
10/11/2004

MURO DE SALTO ENTRE TRAMOS A y B DE LA FASE 1B EN CRUCE CON LA RONDA LITORAL

GEOMETRÍA:



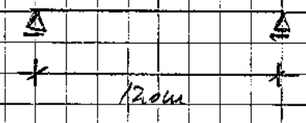
ACCIONES:

* Peso propio
* Peso tierras
* Empujes | tierras
* Sc en coas * Cargas verticales
* Empujes

DIMENSIONAMIENTO MURO.

h = 3,20m ; b = 1,00m ; l = 12,00m $\quad \frac{l}{h} = \frac{12}{3,20} = 3,75 \geq 2$! No es viga de gran canto

Esquema estático:



ACCIONES:

- Peso propio: A = 3,20m² $\quad g_1 = 80$ kN/m
- Peso tierras: h = 2,30m: $\quad g_1 = (2,30 * 20) = 46$ kN/m
- Sc: 10kN/m

$q_d = 1,35(80) + 1,50(46+10) = 192$ kN/m

Dimensionamiento SI ELU

a) flexión

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{192 \cdot 12^2}{8} = 3456$ kN·m

Dimensionamiento con programas BASIC:

$A_s \geq 76,77$ cm² → 6 ϕ25 (OK!)

- Cuantía mínima mecánica (no existe flexo tracción en flexión)

$A_s \geq 0,04 \, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 49,06$ cm² → 10 ϕ25 ← Limitante

- Cuantías geométricas mínimas (en cada cara y en cada dirección)

Como cuantía: armadura horizontal 3,2‰:

$A_s = 1,0$ cm²/m → $A_s \geq 32,0$ cm²/m → 16 cm²/m en cada cara

Se dispone ϕ20 a 20.

armadura vertical 0,9‰

$A_c = 1,0\ cm^2/m$; $A_s = 9,0\ cm^2/m$ → Se acepta con Φ16 a 0,20.

b) Cortante:

(tomando el cortante a 1 canto útil de barra del apoyo directo del lado seguro)

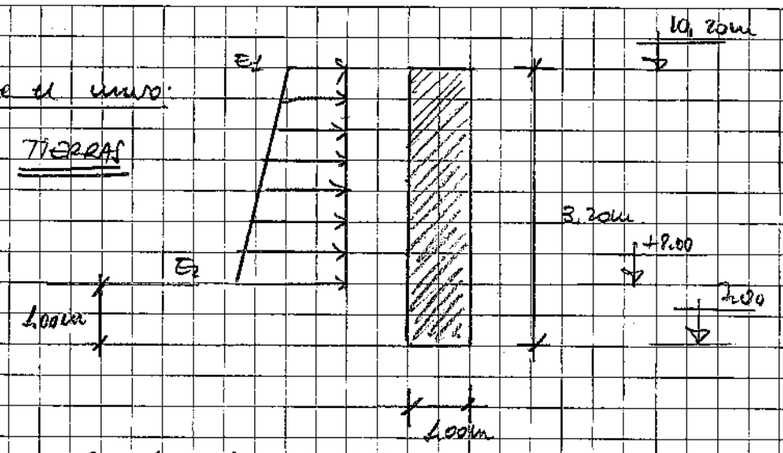
$V_d = 192\left(\frac{12}{2} - 3,20\right) = 537,6\ KN$ ← Dimensionamiento con programa BASIC.

$A_s = 49,09\ cm^2$

$A_d \geq 0,0\ cm^2/m$ ← no hace falta armadura de cortante

Se dispone la cuantía mínima $8,33\ cm^2/m$ → No es limitante

Pero que la cuantía mínima del pilar en los paramentos laterales es mayor.



Empujes sobre el muro:

TIERRAS

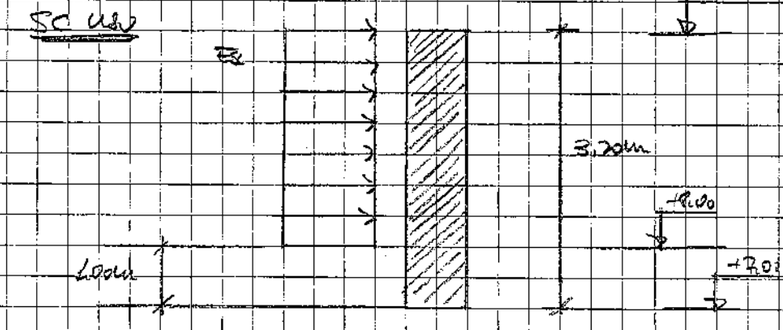
Se dimensiona con empujes del reposo

Terreno natural en z = 12,50m

$E_1 = (12,50 - 10,20)\ 20\ K_0 = 2,30m\ 20\ KN/m^3 \cdot 0,5 = 23\ KN/m^2$

$E_2 = (12,50 - 7,00)\ 20\ K_0 = 4,50m \cdot 20\ KN/m^3 \cdot 0,5 = 45\ KN/m^2$

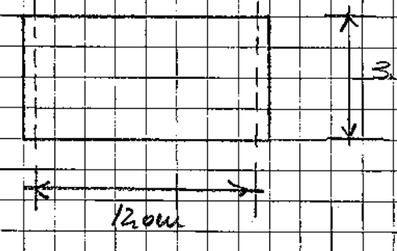
$\overline{E} = 34,0\ KN/m^2$ ← Empuje medio



$E_c = 10 \cdot K_0 = 10 \cdot 0,5 = 5,0\ KN/m^2$

$q_d = 1,50\ (3,40 + 5,0) = 58,5\ KN/m^2$ ← se toma de cuadro

El cuenco estático:



b) Flexión

$q_d = 58,50$ kN/m²

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{58,50 \cdot 12^2}{8} = 1053,0$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 27,5$ cm²/m → Se cubre con 2Φ20 a 0,20

b) Cortante

$q_d = 58,50$ kN/m² (Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo del lado seguro)

$V_d = q_d (\ell_n - d)$

$V_d = 58,50 \cdot (6 - 1) = 292$ kN

$A_s = 31,42$ cm²/m

Dimensionamiento con programa BASIC:

$A_s \geq 0,0$ cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

(Cortante último sin armadura de cortante $V_u = 330$ kN/m

Os tomando 45,0 kN/m² de empuje de tierras

$q_d = 1,50 (45,0 + 5,0) = 75,0$ kN/m

$m_d = \frac{q_d \ell^2}{8} = \frac{75,0 \cdot 12^2}{8} = 1350$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 36,06$ cm²/m ← Se cubre con el trasdós que tiene armadura y no tiene empujes

Cuantía mecánica mínima

$A_s = 0,04 \, A_c \, f_{cd} / f_{yd} = 15,73$ cm²/m

Cortante

$V_d = 75 (6 - 1) = 375$ kN/m

dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 29,1$ cm²/m

Se debe disponer la cuantía mínima $A_s = 8,35$ cm²/m

Pasos a Ø20 * 0,20 de Ø12 (2 ramas)

No es necesario armadura de cortante a $x = \frac{330}{75} + 4,40$ → a 1,60 m del eje de apoyo

Descontando ½ canto útil se llega hasta 2,25 m

Limitaciones sobre la armadura de cortante

* Separación máxima cerca por confinamiento bielas de hormigón

$V_{u1} = 4,7$ kN/m

como $V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = 940$ kN/m → $s \geq \frac{0,80 d}{0,75} \leq 300$ mm Se cumple

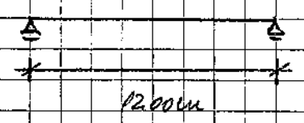
* Por flexotracción

$V_{cu} = 77$ kN/m/m

$(V_{rd} - 3V_{cu}) < 0$ → $s_t < 300$ mm Se cumple (OK)

CUBIERTA FASE 1B tramo (B) y FASE 2 tramo (A)

Esquema estático:



Acciones:

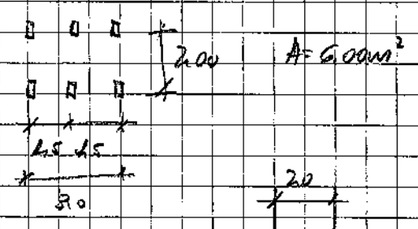
* Peso propio
* Peso tierra + pavimento (h = 2,30m → Incluye permiente y en valor superior)
* Tráfico

Obs: El NF piscina está a la cota +2,00m, (la cubierta está siempre unos pocos encima) → No afecta al dimensionamiento de la cubierta

- Peso propio: $g_1 = 1,0 m^2/m \cdot 25 kN/m^2 = 25 kN/m^2$
- Peso tierras (aprox) $g_t = 2,3 m^3/m^2 \cdot 20 kN/m^3 = 46 kN/m^2$
- Tráfico: $q = 4,0 kN/m^2$

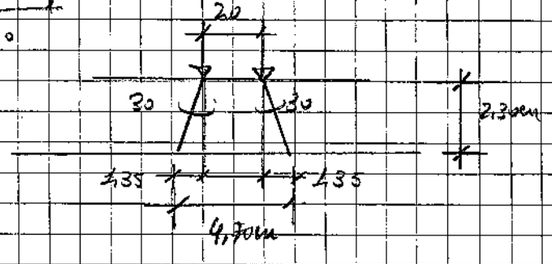
  $Q = 600 kN$

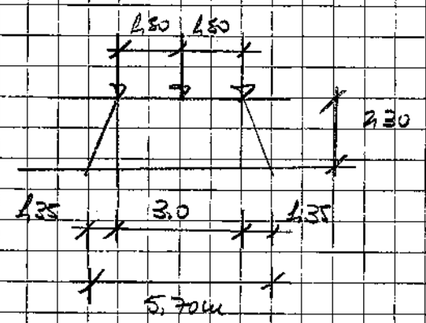
Cano IAP:



Reparto a 30°

en planta





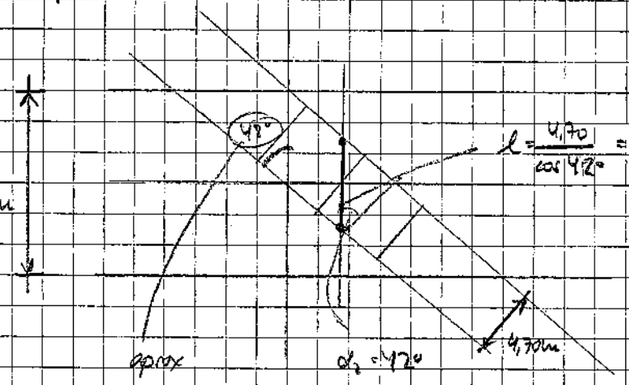
Area en planta

$A = 5,70 \times 4,70 = 26,79 m^2$

$q_{eq} = \frac{600 kN}{26,8 m^2} = 22,65 kN/m^2$

$\boxed{q_{eq} = 22,65 kN/m^2}$

Posiciones



Se aplica en 6,35m centrales

Como puede haber 2 canos en paralelo (desde la cancha del puente) el dimensionamiento es razonable.

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS

1) Sobrecargas uniformemente repartidas.

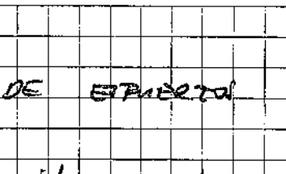
$$q_d = 1.35(2.5) + 1.50(4.6) + 1.50(4.0) = 108.75 \text{ KN/m}^2$$

q_d — tierras — estático

- $M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{108.75 \cdot 12^2}{8} = 1957.5 \text{ KN·m/m}$
- V_d (tomando cortante a 1 canto útil del eje de apoyo, del lado seguro)

$$V_d = 108.75 \left(\frac{12}{2} - 1\right) = 543.75 \text{ KN/m}$$

ii) CASO IIA $q_{cg} = 22.65 \text{ KN/m}^2$



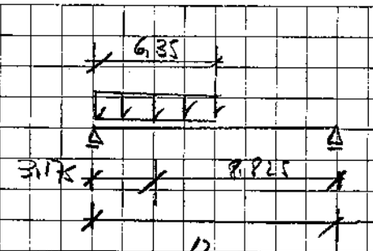
- M_d = $a = b = 6$ cm, $p = 22.65 \text{ KN/m}^2$, $c = 6.35$ m

$$M_{máx} = \frac{22.65 \cdot 6.0 \cdot 6.35}{2 \cdot 12}\left(2 \cdot 6.0 - 6.35 + \frac{6.0 \cdot 6.35}{12}\right) =$$

$M_{máx} = 817.32 \text{ KN·m/m}$

$M_d = 1.50 \cdot 817.32 = 475.98 \text{ KN·m/m}$

Cortante:



$a = 3,175$ m
$b = 8,825$ m
$c = 6,35$ m
$l = 12,00$ m

$$V_{max} = \frac{22.65 \cdot 8.825 \cdot 6.35}{12.0} = 105.77 \text{ KN/m}$$

$V_d = 1.5 \cdot 105.77 = 158.66 \text{ KN/m}$

Esfuerzos totales:

$$\begin{cases} M_d = 1957.5 + 475.98 = 2433.5 \text{ KN·m/m} \\ V_d = 543.75 + 158.7 = 702.45 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- Dimensionamiento con programa Basic (flexión) del lado seguro

$A_s \geq 73.50 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← 15 Ø25 (recubrimiento: $0.03 + 0.02 + 0.025 \cdot \frac{3}{2} = 0.07$ m)

A_s disp $= 73.635$; $M_u = 2519.70$ KN·m/m ($C_{SA} = 1.035$)

$x = 0.314 d$ ← (Fallo dúctil)

- Cortante

$V_d = 702.45$ KN/m
$A_s = 73.635 \text{ cm}^2/\text{m}$
} $A_d = 10.97 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{m}$

→ Plana a 0,30 de 7c Ø10 pasil. (OK!)

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_c \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ct}}{f_{yd}} = 15{,}33\ cm^2/m$ ← a cubrir sobradamente

Cuantía mínima a cortante

$A_d \geq 0{,}02\ b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}02 \cdot 1{,}0m \cdot \frac{25/1{,}5}{400} = 8{,}33\ cm^2/m$

a cubrir sobradamente

Limitación en la separación de cercos

· Por confinamiento (bielas oblicuas)

$V_{u1} = 4{,}50\ MN/m$

$V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = 900\ kN/m \rightarrow St \leq 300mm$

$St = 0{,}90d = 0{,}72m$ } $St \leq 300$ mm (OK)

· Por tracción

$V_{cu} = 362\ kN/m$; $(V_d = 3V_{cu}) < V$ — $St \leq 300$ mm (OK)

Cuantía mínima cara lateral $w \geq 1{,}0‰$

$A_c = 1{,}0 cm^2/m$

$A_s \geq 18 cm^2/m \rightarrow$ 9,0 cm² por cara y tendrá

a cubrir con $\phi 20$ a 0,30

Momentos flectores transversales por efecto Poisson

$M_{d\,transv} = 0{,}20 \cdot 2433{,}5 = 486{,}7\ kN \cdot m/m$

Dimensionamiento con programa BARZ

$A_s \geq 12{,}30\ cm^2/m$ ← a disponer $\boxed{2\phi 16 \text{ a } 0{,}30}$

VERIFICACIÓN ELS FISURACIÓN

$A_{s1} = 78{,}54\ cm^2/m$ (Armadura finalmente dispuesta)

$A_{s2} = 39{,}47\ cm^2/m$

$d = 0{,}92\ m$

$d' = 0{,}0625\ m$

$c = 0{,}02$ (recubrimiento geométrico)

$s = 0{,}10m$

$\phi = 25\ mm$

Momento característico combinación cuasipermanente

q_k cuasipermanente $= 1{,}00 \cdot q_1 + 1{,}00 \cdot q_{tierras} + 1{,}00 \cdot \Psi_2 \cdot q_c$

$\Psi_2 = 0{,}20$

$q_u = 1{,}00 \cdot (25) + 1{,}00 \cdot (46) + A_{CO} \cdot 0{,}20 \cdot (4) = 71{,}8\ kN/m^2$

$M_{qu} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{71{,}80 \cdot 12^2}{8} = 1292{,}4\ kN \cdot m/m$

$M_{u\,total} = (1292{,}4 + 317{,}32) = \underline{1609{,}72\ kN \cdot m/m}$

Momento característico cuasipermanente

E DO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
(E RONDA LITORAL. FASES 1B Y 2

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1	m		
As1=	78.544	cm2/m	ro1=	0.00853739
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00320152
d=	0.92	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.282	m
X=	0.260	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.031820988	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 38.19 %

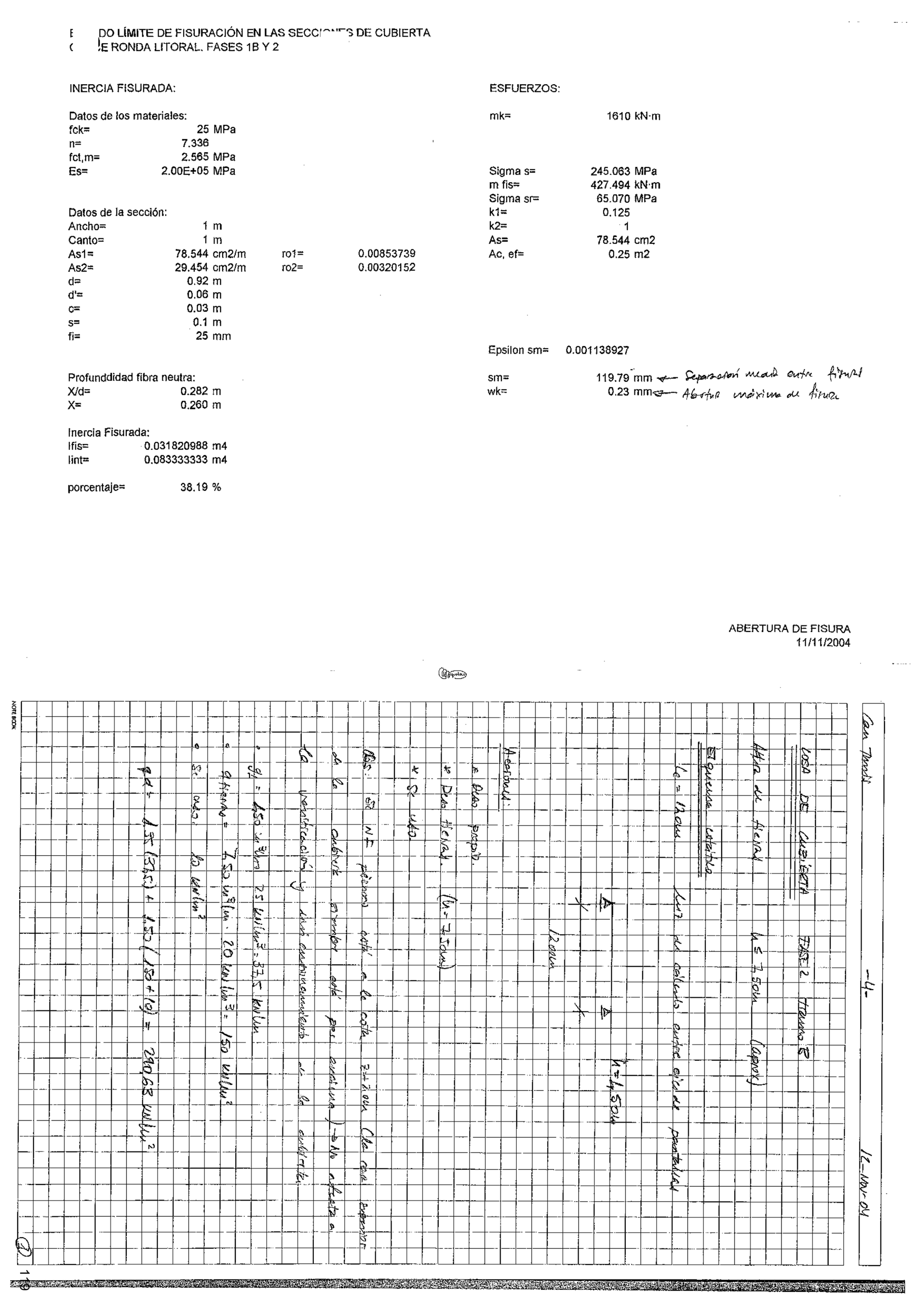
ESFUERZOS:

mk=	1610	kN·m
Sigma s=	245.063	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	65.070	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	78.544	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.001138927

sm=	119.79	mm ← Separación media entre fisuras
wk=	0.23	mm ← Abertura máxima de fisura

ABERTURA DE FISURA
11/11/2004



DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{290{,}63 \cdot 17^2}{8} = 5231{,}25 \text{ kN·m/m}$$

dimensionamiento con programa Q40

$f_c \geq 9{,}0$ cm²/cm → 20 Φ25 pmd

$A_{s\,disp} = 98{,}19$ cm²/m → $M_{Rd} = 5333$ kN·m/m ($\varepsilon_{SA} = 1{,}019$)

($r = 0{,}10$ m) $x = 0{,}269d$ ← Falla dúctil por el hormigón con $\varepsilon_{cb} = 2\%$ (Así falla por el ensayo)

DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

$V_d = q_d(l_n - 2d) = 290{,}63 \cdot [6{,}0 - 2{,}0] = 1453{,}15$ kN/m

$V_d = 1453{,}15$ kN/m; $A_s = 98{,}19$ cm²/m → $A_f \geq 19{,}05$ cm²/cm/m

Se cubre con planos a 0,20 de 4 ramas Φ12 mm

Cortante último con cercos Φ10

$A_s = 98{,}19$ cm²/m; $A_f = 15{,}70$ cm²/m → $V_u = 1292{,}4$ kN/m

A 1,60 m del eje de apoyo los cercos Φ12 deben llegar hasta 2,45 m del eje de apoyo (decalaje de ½ canto útil)

Obs: cuantía mínima a cortante

$A_f = 0{,}02 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}37$ cm²/m ← Se cubre

Limitaciones en la separación de cercos

$V_{u1} = 7{,}0$ MN/m

$\frac{1}{5} V_{u1} = 1{,}40$ MN/m; $\frac{2}{3} V_{u1} = 4{,}67$ MN/m → Se tiene $\frac{1}{5} V_{u1} \leq V_d \leq \frac{2}{3} V_{u1}$

$s_t \leq 0{,}60d = 0{,}84$ m; ≤ 300 mm ← se cumple

- Por confinamiento bielas de compresión de cortante

- Por flexión:

$V_{rd} = 2{,}45$ MN/m; $V_d = 0{,}502$ MN/m → $(V_{rd} - 3V_d) < 0$ → $s_t \leq 300$ mm

Se cumple!!

DISEÑO DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE:

$V_d = 290{,}63 \times 6{,}0 = 1743{,}78$ kN/m

$A_f \geq \frac{1{,}744 \text{ MN/m}}{434{,}8 \text{ MPa}} = 40{,}11$ cm²/m ← Se cumple con una 5ª de 4 capas de Φ25

ARMADO TRANSVERSAL

Cuantía geométrica mínima como losa:

$w \geq 1{,}8\%_{00}$; $A_c = 1{,}50$ cm²/m → $A_f \geq 27$ cm²/m → 13,50 cm²/m → Φ2c@0,20

Obs: Para cubrir el 20% del momento longitudinal, por efecto Poisson

$M_{dL} = 0{,}20 \cdot 5231{,}25 = 1046{,}2$ kN·m/m

Cesar Tormo 17-Nov-04

Dimensionamiento con programa BASTA

As ≥ 17,8 cm²/m → 2 Ø 16 c 0,20

Cobrado por la armadura fuera del centro:

2 Ø 25 por pero As = 9,810 cm²

Cepa del muro: Hormigón H-25 Ec = 26.000 MPa

Espesor pero 1,00 m Canto: 1,50 m Recubrimiento: 0,06 m

Con las mismas fuerzas anteriores

$A_{s2} = \frac{T d / 0,90}{400} = \frac{4,72 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 1,41}{400} = 16,64 \text{ cm}^2/\text{m}$ Armadura exterior

VOLTEO EN EL EXTREMO

A_{s1} = 98,18 cm²/m

A_{s2} = 29,454 cm²/m

d = 1,50 - 0,025 = 1,475 m (Capa)

d' = 0,06 m

Φ = 25 mm

c = 0,025 m Recubrimiento + Estribo/2

s: 0,10 m

$A_{s,ef} = \frac{\pi \cdot 25^2}{4} \cdot \frac{1000}{100} = 4,91 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{c,ef} = 100 \cdot (4 \cdot 2,5 + 2 \cdot 10) + 100 \cdot (4 \cdot 2,5 + 2 \cdot 10) + 100 \cdot 8,20 \cdot (4 \cdot 2,5) = 4.100 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\rho_{ef} = \frac{A_s + A_{s,ef}}{A_{c,ef}} = \frac{98,18 + 29,454 + 4,91}{4.100} = 0,03$

$d_{ef} = \frac{2 \cdot c}{3} = \frac{2 \cdot 30}{3} = 20 \text{ mm}$

$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi}{\rho_{ef}} = 3,4 \cdot 30 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot \frac{25}{0,03} = 379,5 \text{ mm}$

$w_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm} = 379,5 \cdot 0,0012 = 0,46 \text{ mm}$

$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - k_2 \cdot \frac{\sigma_{sr}^2}{\sigma_s^2}\right) = \frac{268,8}{200.000} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{75,8^2}{268,8^2}\right) = 0,0012$

$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{A_s \cdot d} = \frac{961,86}{98,18 \cdot 1,41} = 75,8 \text{ MPa}$

$\sigma_s = \frac{M_k}{A_s \cdot d} = \frac{3411}{98,18 \cdot 1,41} = 268,8 \text{ MPa}$

$M_{fis} = \frac{I_{fis}}{I_{int}} \cdot M_k = \frac{0,0968}{0,2812} \cdot 3411 = 961,86 \text{ kN·m}$

$I_{fis} = \frac{I_{int}}{3} = \frac{0,2812}{3} = 0,0968$

$I_{int} = \frac{1 \cdot 1,5^3}{12} = 0,2812$

$M_k = 3411 \text{ kN·m}$

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
CRUCE RONDA LITORAL FASE 2 TRAMO B

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.5	m		
As1=	98.18	cm2/m	ro1=	0.00696312
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00208894
d=	1.41	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.262	m
X=	0.369	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.096859152	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 34.44 %

ESFUERZOS:

mk= 3411 kN·m

Sigma s=	268.804	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	75.799	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

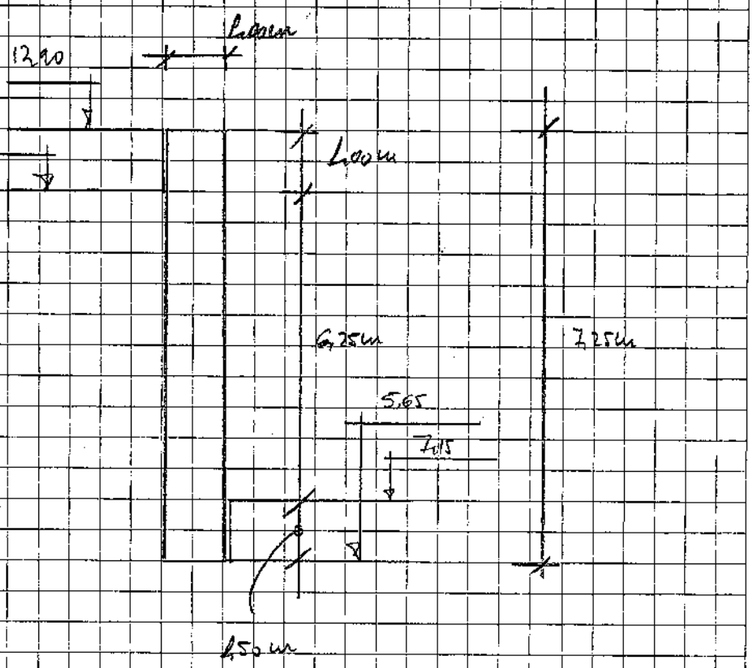
Epsilon sm= 0.001237146

sm= 127.74 mm ← Separación media fisural

wk= 0.27 mm ← abertura máxima de fisura

MURO DE CARGA ENTRE LOS TRAMOS A Y B DE LA FASE 2 DE CRUCE CON LA RAMA CENTRAL

GEOMETRIA:



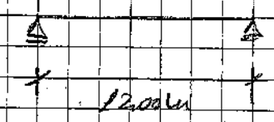
ACCIONES:

* Peso propio
* Peso tierras
* Empuje de tierras
* Sc de uso + cargas verticales
* Empujes

DIMENSIONAMIENTO MURO

h = 7,25m ; b = 1,00 m ; l = 12,00m $\quad l/h = \frac{12}{7,25} = 1,66 < 2,0$ → Viga de gran canto

Esquema estático:



Acciones:

- Peso propio A = 7,25m² ; g_1 = 181,25 kN/m
- Peso tierras h = 2,30m ; g_t = 46 kN/m
- Sc : 10 kN/m²

$q_d = 1,35(181,25) + 1,50(46+10) = 328,67$ kN/m

Dimensionamiento EHE

$T_d = 0,20\, q_d \cdot l = 0,20 \cdot 328,67 \cdot 12,0 = 788,85$ kN

$T_d = 0,79$ MN

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,79\text{ MN}}{400\text{ MPa}} = 20,0\text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 25$

- Cuantía mínima en cada dirección y en cada cara 0,1%

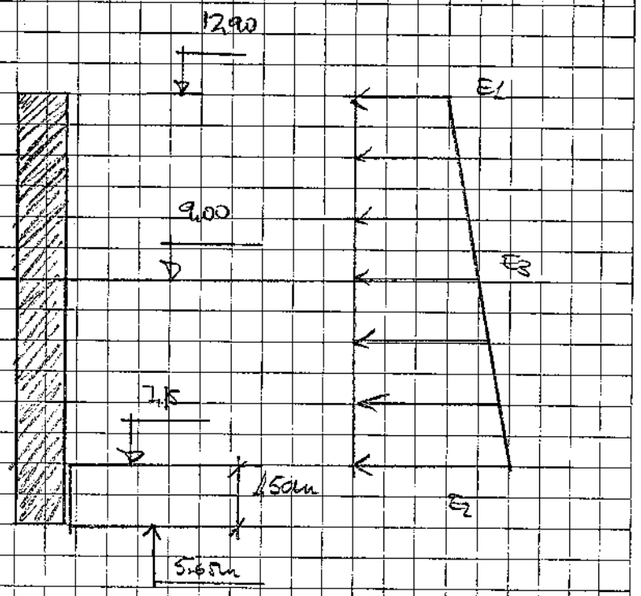
$A_s = 1,00\text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \geq 10\text{ cm}^2/\text{m}$ → 1 cada con $\phi 16$ a 0,20

- Cuantía geométrica mínima como muro: ($\omega \geq 3,2‰$)

$A_s \geq 32,00\text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 160\text{ cm}^2/\text{m lineal} \rightarrow$ ($= \phi 20$ a 0,20)

EMPUJES SOBRE EL MURO:



TIERRAS

Tierra natural

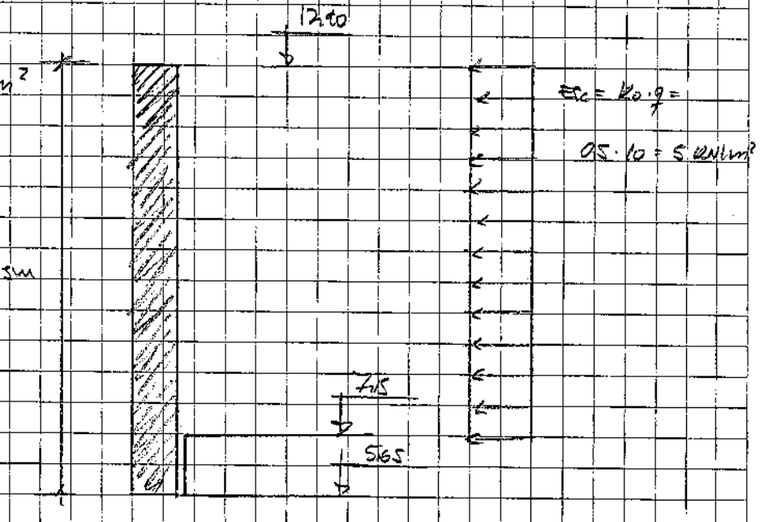
$z = 15{,}20\,m$

Se dimensiona con empujes al reposo

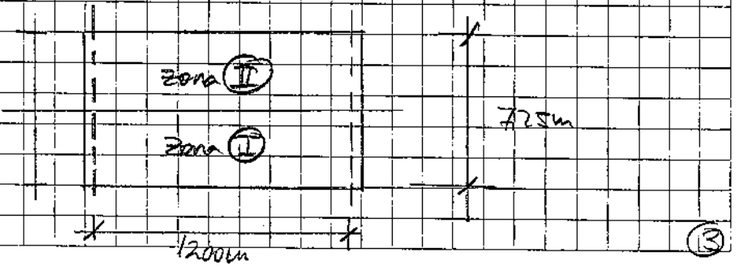
$E_1 = (15{,}20 - 12{,}90) \cdot \gamma_t \cdot K_0 = 2{,}30 \cdot 20 \cdot 0{,}50 = 23\ kN/m^2$

$E_2 = (15{,}20 - 7{,}15) \cdot \gamma_t \cdot K_0 = 8{,}05 \cdot 20 \cdot 0{,}50 = 80{,}5\ kN/m^2$

$E_3 = 120\ kN/m^2$



Esquema estático:



Zona II Flexión

$q_d = 1{,}50(80{,}5 + 5{,}0) = 128{,}25\ kN/m^2$

$M_{ud} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{128{,}25 \cdot 12^2}{8} = 2308{,}5\ kN \cdot m/m \quad (\mu = 0{,}0625)$

Dimensionamiento con programa BA52

$A_s \geq 65{,}83\ cm^2/m \rightarrow 1\,\phi 25\ 0{,}075\ (A_s = 65{,}45\ cm^2/m)$

$(x = 0{,}268d)$

Cortantes

$q_d = 128{,}75\ kN/m^2$ a 1 canto útil del eje del apoyo hacia el tramo

$V_d = q_d\left(\frac{l}{2} - d\right) = 128{,}75\left(6 - \frac{1}{2}\right) = 643{,}75\ kN/m$

$V_d = 643{,}75\ kN/m$ } $A_{sd} \geq 8{,}75\ cm^2/m/m$

$A_s = 65{,}45\ cm^2/m$ }

Cortante último con armadura de cortante:

$V_u = 416{,}5\ kN/m$

Se tiene $V_d < 415\ kN/m$ a 2,75m del eje de apoyo

Se lleva la armadura de cortante hasta 3m del eje de apoyo

Zona II

Flexión:

$q_d = 1{,}50(62{,}0 + 10{,}0) = 108\ kN/m^2$

$M_{ud} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{108 \cdot 12^2}{8} = 1944\ kN \cdot m/m \quad (\mu = 0{,}0625)$

Dimensionamiento con programa BA52

$A_s \geq 54{,}39\ cm^2/m \rightarrow \phi 25$ a 0,10 (es algo inferior, pero el dimensionamiento es unido de lado según la hoja de cálculo el empuje máximo del tramo

Cortantes:

$q_d = 100\ KN/m^2$

$V_d = q_d\left(\frac{\ell}{2} - d\right) = 100\,(6-1) = 540\ KN/m$

$V_d = 540\ KN/m$
$A_s = 49,09\ cm^2/m$
} $A_\alpha \geq 6,67\ cm^2/m$

Cortante último sin armadura del cortante $V_u = 378,5\ KN/m$

Se tiene $V_d \leq 375\ KN/m$ a $\frac{375}{100} = 3,74 \rightarrow 6 - 3,74 = 2,50m$

a 2,50m del eje de apoyo

- Cuantía mínima a flexión: $A_s \geq 0,04\ f_c\ \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 15,33\ cm^2/m$

  Se cumple sobradamente

- Limitaciones sobre la armadura de cortante:

  — Separación máxima de las ramas por adecuado confinamiento de las bielas de hormigón

  $V_{u1} = 4,67\ MN/m$

  como $V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = 934$ — $s \leq 300\ mm$ ← OK!

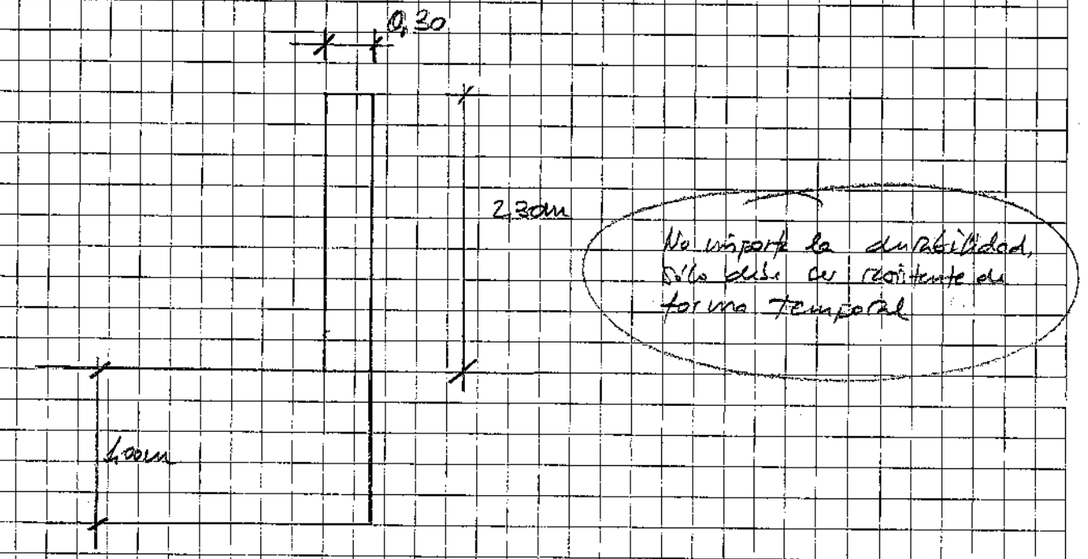
  — Separación máxima por fisuración:

  $V_{au} = 322,6\ KN/m$

  $(V_d - 3V_{au}) < 0$ ← En ambos casos — $s \leq 300\ mm$ (OK!)

MURO ENTRE FASE 1R y 2

OPCIONAL: Sólo en caso de ser necesario por los asientos de tráfico.



ACCIONES:

* Peso propio

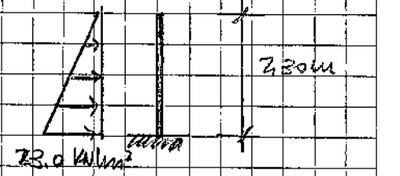
* Empuje de tierras

* Empuje de sc

→ Empujes de tierras (Empuje al reposo)

$R = 26,45\ KN/m$; $e = 0,767m$

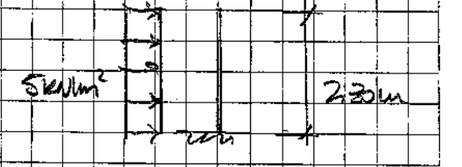
$M = 20,28\ KN\cdot m/m$



→ Empuje de sc

$K = 11,5\ KN/m$; $e = 1,15m$

$M = 13,275\ KN\cdot m/m$



Dimensionamiento muro:

a) Flexión: $M_d = 1.50(20.28 + 13.225) = 50.255$ KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASF, $A_s \geq 4.92\ cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la finalización

$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd}/f_{yd} = 4.599\ cm^2/m \approx 4.60\ cm^2/m$

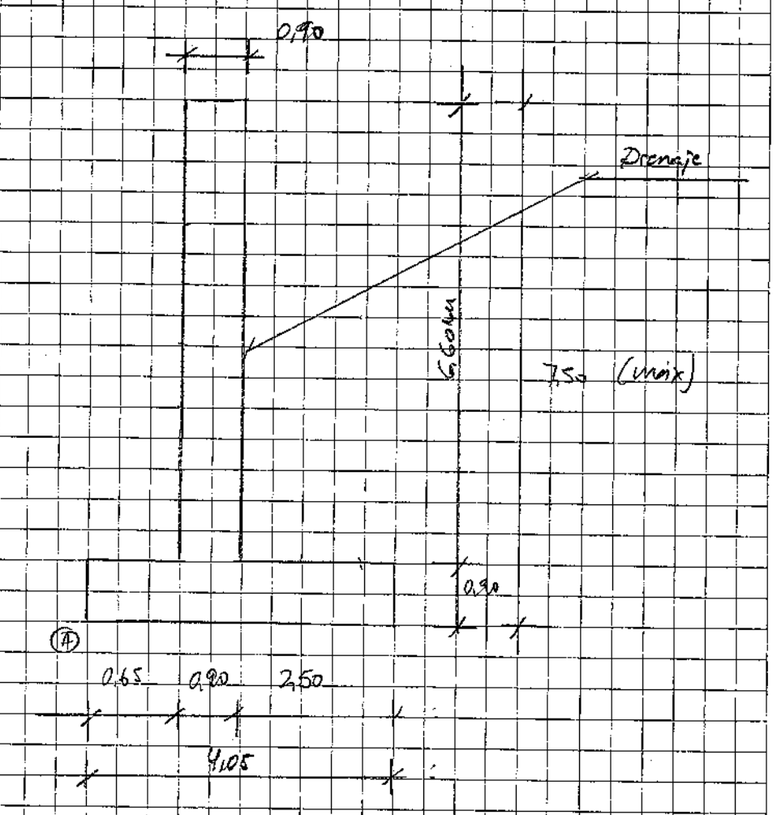
Se cubre con $\underline{\phi 12\ a\ 0.20}$

b) Cortantes: $V_d = 1.50(26.45 + 11.5) = 56.925$ kN/m

$V_d = 56.925$ kN/m
$A_s = 5.655\ cm^2/m$
} $A_d \geq 0.00\ cm^2/m$ ← No hace falta armadura de cortante.

MURO DE CONTENCIÓN DE TIERRAS FASE 2 TRAMO 2

GEOMETRÍA



ACCIONES

- Peso propio
- Tierras: Empujes + cargas verticales
- Sc en trasplomos: Empujes + cargas verticales

VERIFICACIONES

1) VUELCO

Tomando momentos en (A)

→ Estabilizantes

- Peso propio $g_1 = (6,60 \times 0,90) \times 25 = 148,5$ KN/m $e = 1,10$m

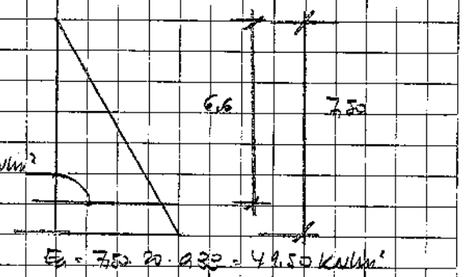
$g_2 = (4,05 \times 0,90) \times 25 = 91,125$ KN/m $e = \frac{4,05}{2} = 2,025$m

- Peso tierras: $g_t = (2,50 \times 6,6) \cdot 18 = 297$ KN/m $e = 2,80$m

- Sc $q = 250 \cdot 0,1$ KN/m^2 $= 25$ KN/m $e = 2,80$m

→ Volcadores:

- Empuje de tierras:



$R_{Ea} = \frac{1}{2} 7,50 \cdot 49,50 = 185,625$ KN/m $q = \frac{7,50}{3} = 2,50$m

- Empuje Sc

$R_{Sc} = 0,33 \cdot 10 \cdot 7,50 = 24,75$ KN/m ; $e = \frac{7,50}{2} = 3,75$m.

Estabilidad:

→ Momentos estabilizantes

$M_A^{\gamma_0} = 148,5 \cdot 1,10 + 91,125 \cdot 2,025 + 297 \cdot 2,80 + 25 \cdot 2,80 = 1249,47$ KN·m

→ Momentos volcadores

$M_A^{\langle 0} = 185,625 \cdot 2,50 + 24,75 \cdot 3,75 = 556,9$ KN·m/m

NOTE BOOK

CS: El más desfavorable. Considera la ocurrencia de la Sc en el terraplén que no consideraría ($\gamma_{fav} = 0$, $\gamma_{des} = 1,21$ — Estabilizante volcador)

$$CS = \frac{M_A^{\gamma_0}}{M_A^{\langle 0}} = \frac{1249,47}{556,9} = 2,24 \quad \text{OK!}$$

2) DESLIZAMIENTO

→ Fuerzas desestabilizadoras:

- Empuje de tierras: $R = 185,6$ KN/m
- Empuje de Cas Sc: $R = 24,75$ KN/m

$R_{total} = 210,35$ KN/m

→ Fuerzas resistentes:

- Peso propio: $148,5 + 91,125 = 239,625$ KN/m
- Peso tierras: 297 KN/m
- Sc : 25 KN/m

Total... $561,625$ KN/m (En los rellenos antiguos)

Fuerza de rozamiento máxima: $\mu = tg\,\phi = tg\,30° = 0,577$

$F_{r,max} = 0,577 \cdot 561,625 = 324,25$ KN/m

$$CS = \frac{F_{r,max}}{E_{max}} = \frac{324,25 \text{ KN/m}}{210,35 \text{ KN/m}} = 1,54 > 1,50 \quad \text{OK!}$$

Este muro sujeta el terraplén recién de Ronda Citral cuando esta ya ha entrado en servicio

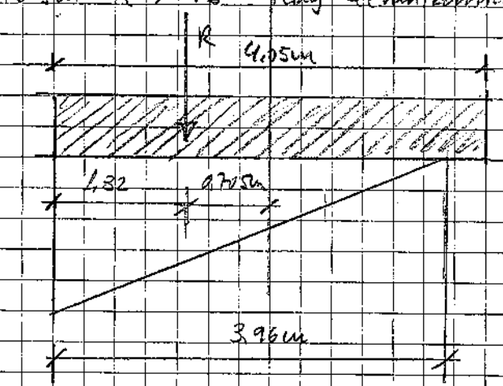
NOTE BOOK

iii) TENSIONES MÁXIMAS EN EL TERRENO:

(*) respecto del eje de la zapata

Acción	Momento (*) [kN·m/m]	R vertical [kN/m]
g1	137,3625	289,625
g. Hormo	164,0625	330 (γ_t = 20 kN/m³)
	− 255,75	
	208,31	
Sc	92,8125	25
	− 19,375	
	73,438	
	419,11 kN·m/m	594,625 kN/m

e = 0,705 m (> b/6 → Hay levantamiento)



$R = \frac{1}{2} \cdot 3,96 m \cdot \tau_{max}$

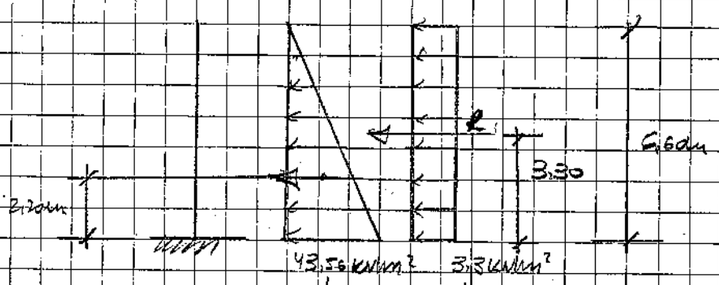
$\tau_{max} = \frac{2R}{3,96} = \frac{2 \cdot 594,625}{3,96}$

τ_{max} = 300 kN/m²

τ_{max} = 3,00 kg/cm² ← como la punta está sobre el borde de anclaje del Falso Tunnel → la apuesta sin problemas

DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

j) Alzado



R = 143,75 kN/m R = 21,78 kN/m

a) Dimensionamiento a flexión:

M_d = 1,50 (143,75 · 2,73 + 21,78 · 3,30) = 582,19 kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC (r = 0,02 + 0,02 + 0,025/2 = 0,625)

(Se toma r = 0,05 m)

A_s = 17,73 cm²/m → se cubre con φ20 a 0,15 (* = 20,95 cm²/m)

M_{RD} = 717,66 kN·m/m (CSA = 1,23) X = 0,098 d ← Falla dúctil por el acero en tracción.

b) Dimensionamiento a cortante:

V_d = 1,50 (143,75 + 21,78) = 248,3 kN/m (en la cara de apoyo del lado izquierdo, es el limitante)

A_s = 20,95 cm²/m

A_d = 0,0 ← no hace falta armadura de cortante.

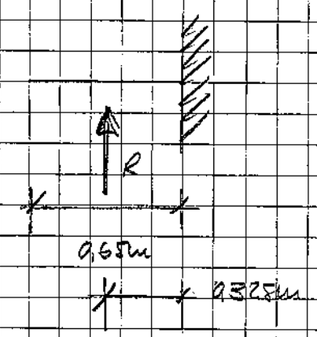
Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración:

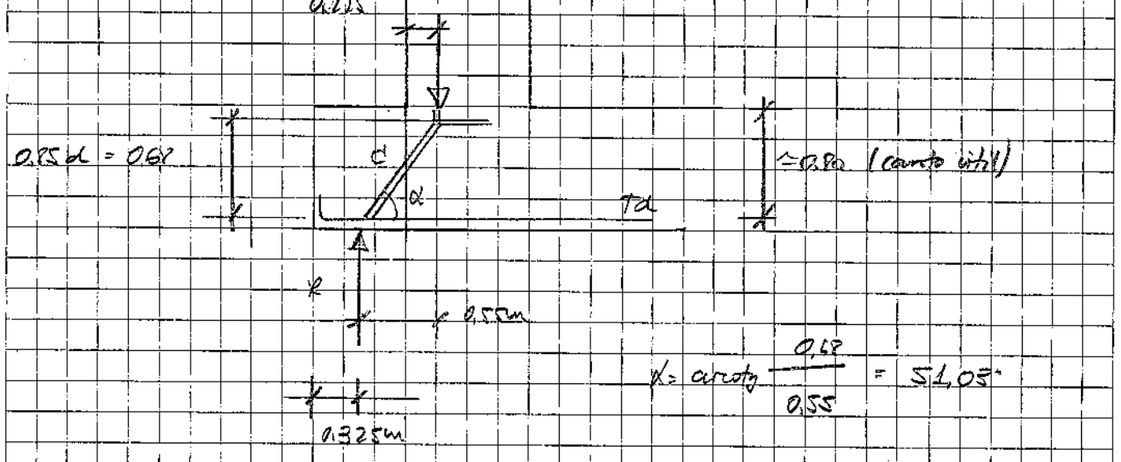
$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,90 \cdot \frac{25/1,5}{434,8}$ = 13,8 cm²/m ← se cubre con la armadura dispuesta

ii) Zapata

ii-1) Puntera $\quad \sigma_{max} = 500\ kN/m^2$

$t = 0.65m$ } rígido
$h = 0.90m$ }





$\alpha = \arctg \frac{0,28}{0,55} = 51,05°$

$R = 800\ kN/m^2 \times (0,65 + 0,45) = 320\ kN/m$

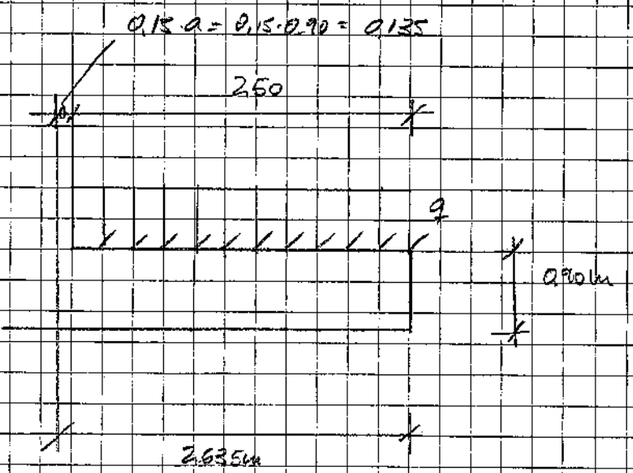
$C \cdot \operatorname{sen}\alpha = R \rightarrow C = R/\operatorname{sen}\alpha = 424,45\ kN/m$

$T_d = C \cdot \cos\alpha = 266,92\ kN/m \rightarrow T_d = 0,27\ kN/m \times 1,50 = 0,40\ kN/m$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = 10,02\ cm^2/m$ ← cuantía la cuantía mínima para limitar la fisura tras la formación.

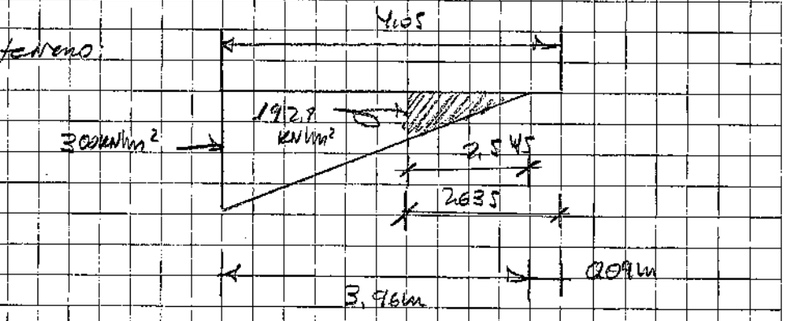
Se disponen $\phi 16$ a 0,5 ($A_s = 13,41\ cm^2/m$)

ii-2) Talón:



· $q_d = 1,50\ (2,5 \cdot 20\ kN/m^3 + 10\ kN/m^2) = 112,5\ kN/m^2$

· Tensiones del terreno:



$e = \frac{1}{2} 192,9\ kN/m^2 \cdot 2,545\ m = 245,338\ kN/m$ } $m = 208,13\ kN \cdot m/m$

$e = \frac{1}{3} 2,545 = 0,848\ m$

$\rightarrow m_d = \frac{112,5\ kN/m^2 \cdot (2,635m)^2}{2} - 208,13\ kN \cdot m/m = 582,3\ kN \cdot m/m$

Mo es mayor, no es limitante

Axial de cota mayorada la acción de las tierras y de la sc

Dimensionamiento con programas BAEI:

$A_s \geq 16,62\ cm^2/m$ ← se cubre con $\phi 20$ a 0,15

Cam. Tramo 15-NOV-04

→ $Vd = 213 \cdot 2,50m - 245,34 = 287,16\ kN/m$ ← En la cara del apoyo del lado izquierdo.

$As = 20,95\ cm^2/m$

$Ad \geq 2,575\ cm^2/m/m$

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$Vd = 213 \cdot (2,5 - 0,90) - \frac{1}{2} \cdot 1,745 \cdot 179,2 = 249,29\ kN/m$

$As = 20,95\ cm^2/m$

$As \geq 0,00\ cm^2/m$ ← No hace falta armadura de cortante!!!

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO DE CRUCE CON LA RONDA DEL LITORAL –B10-.
FASES 1B Y 2: PK:707+458.5 a 707+615.19

PANTALLAS Y CUBIERTA.

-ADENDA-

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 20 de diciembre de 2004

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL (B-10).
–FASE 1B y FASE 2-

ADENDA

1. ANTECEDENTES.

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la Ronda del Litoral de Barcelona (B-10) y una serie de servicios, entre los PK's 707+411.15 y 707+615.19 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la Ronda Litoral y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan más que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de los servicios cuenta con un total de tres fases. En este documento se detalla el cálculo y verificación de las fases 1B y 2. Entre los PK's 707+458.5 y 707+615.19. Tanto la fase 1B como la fase 2 cuentan con dos subtramos, con diferentes cotas de cubierta, que permiten adaptarse mejor al terreno natural en la zona de cruce con la B-10.

La descripción de la estructura, procedimiento de excavación interior, posición de los puntales, etc. se detalla en el documento: "Nota de Cálculo del Tramo de Cruce con la Ronda del Litoral –B10- Fases 1B y 2: PK's 707+458.5 a 707+615.19. Pantallas y Cubierta." del 16 de noviembre de 2004.

En la versión original se dimensionaron las pantallas con una rasante modificada cuyo gálibo estricto era inferior a los 6.0m. Finalmente se opta por respetar el gálibo mínimo de 6.0m, por lo que se procede al recálculo y verificación de las pantallas, con las adaptaciones geométricas necesarias (que en este caso de traducen en mayores profundidades de excavación interior del Falso Túnel).

Se definen además unos muros de contención de tierras entre las fases 1B y 2 que permiten reducir los problemas de espacio que se originan por los desvíos necesarios. Dichos muros se incluyen en los planos de definición estructural de la cubierta.

En este documento se definen todos los cambios necesarios para la adaptación a la geometría en alzado del Falso Túnel que se había considerado hasta el momento (gálibo interior mínimo de 6.0m) (Fases de excavación interior, cotas de excavaciones intermedias y de máxima excavación, posición de puntales provisionales y definitivos, etc.), de modo que se sustituye completamente el documento original de noviembre de 2004.

2. DATOS DE PARTIDA.

Se recalcula el tramo con la rasante de 6.0m de gálibo estricto, manteniéndose el resto de dimensiones anteriormente consideradas.

3. CONCLUSIONES.

Se recalculan las pantallas de las Fases 1B y 2 del cruce con la Ronda del Litoral con la rasante de 6.0m de gálibo mínimo. Se realizan todas las verificaciones habituales y se dimensionan para los nuevos esfuerzos originados por el cambio en la cota de máxima excavación y en la posición de los puntales.

Se completa la definición de la cubierta, añadiendo los muros de contención de tierras que permiten ahorrar espacio en los desvíos.

Los cálculos correspondientes, de pantallas, losas de cubiertas y muros temporales de contención de tierras, pueden consultarse en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

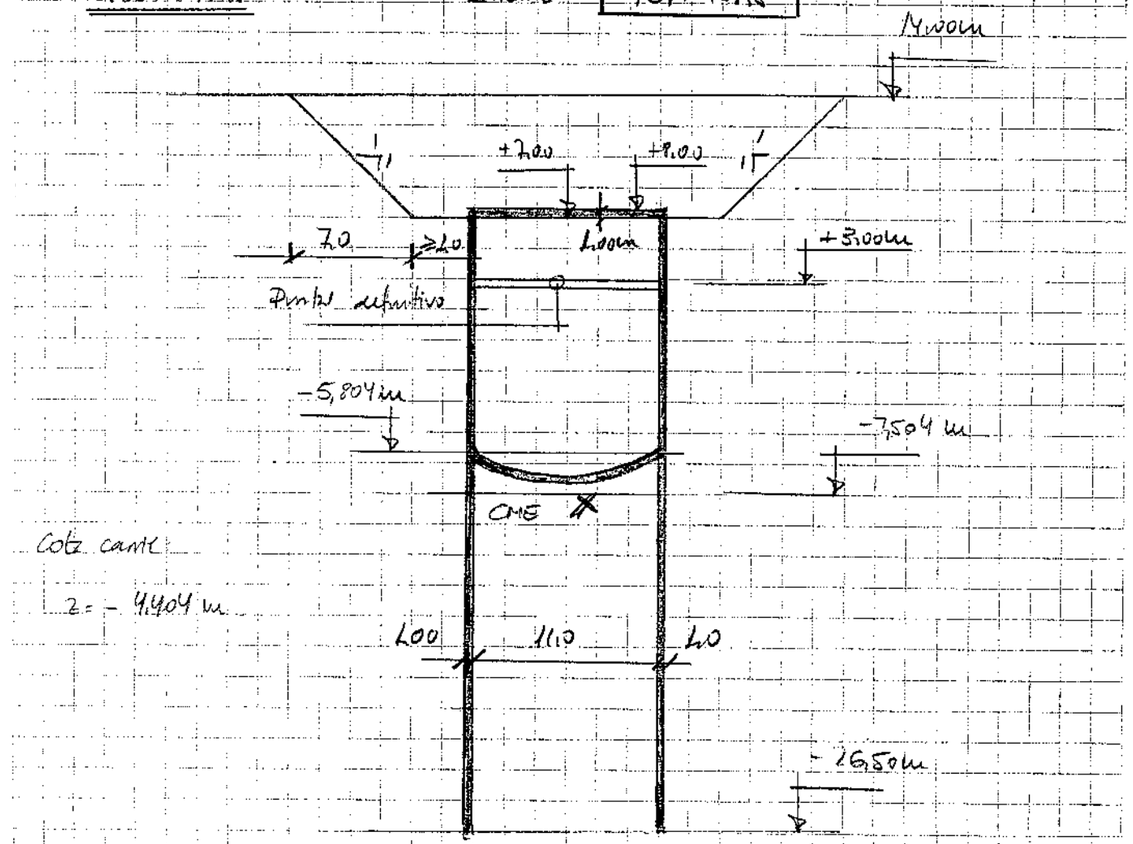
Barcelona, a 20 de noviembre de 2004

CRUCE RONDA LITORAL

Fase 1B tramo A (1er salto intermedio) 707+458.5 a 707+469.65

Terreno natural en z = 14.00 m

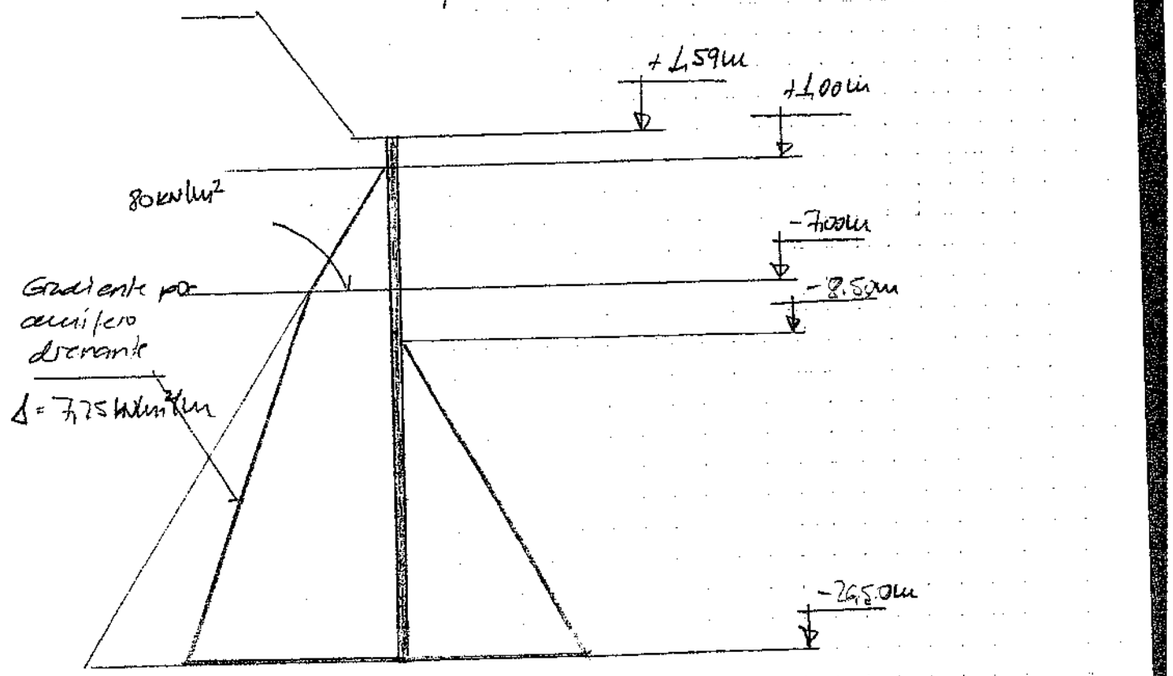
Geometría SECCIÓN INICIAL 707+458.5



Archivo PZRL2CM.RIO

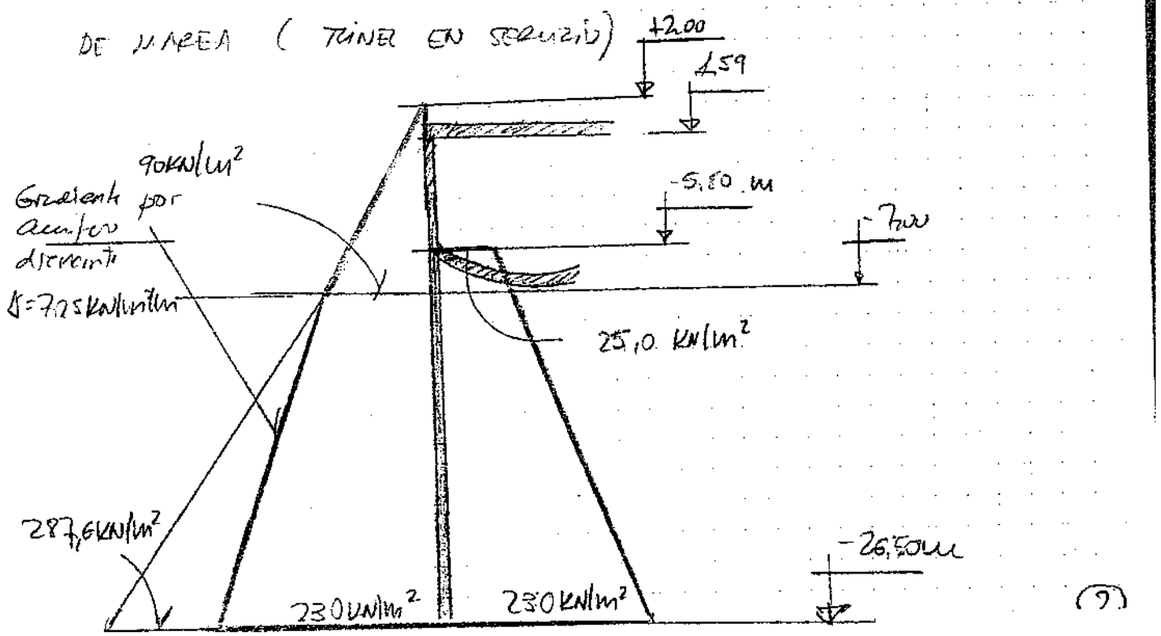
LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

Mismo esquema de aplicación de agua entre pantallas que en el tramo ensayado



277,6 kN/m² 220 kN/m² 200 kN/m² Se alimenta en un cierto tramo entre tirados a intra-Δ (Δ = 20 kN/m²)

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE SUBIDA DEL NF POR CARRERA EXTREMA DE MAREA (TUNEL EN SERVICIO)



RIGIDECES

* CUBIERTA

h = 1,00m l = 12,00m (l_2 = 6,00m) E = 27 264 MPa

A = 1,00 m²/m

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{27264 \cdot 1,00}{6,0m} = 4544,0 \text{ MN/m/m}$$

K = 4544000 KN/m/m = 454400 Tn/m/m

Kcubierta = 454400 Tn/m/m

* PUNTALES (provisionales)

A = 2 x 198 cm² = 396 cm² / puntal

l = 11/2 = 5,50m

$$K = \frac{EA}{l} = \frac{396\ 10^{-4}\ m^2 \quad 2,1 \cdot 10^5\ MPa}{5,50m} = 1512 \text{ MN/m / puntal}$$

Dispondremos un puntal cada 2,50m

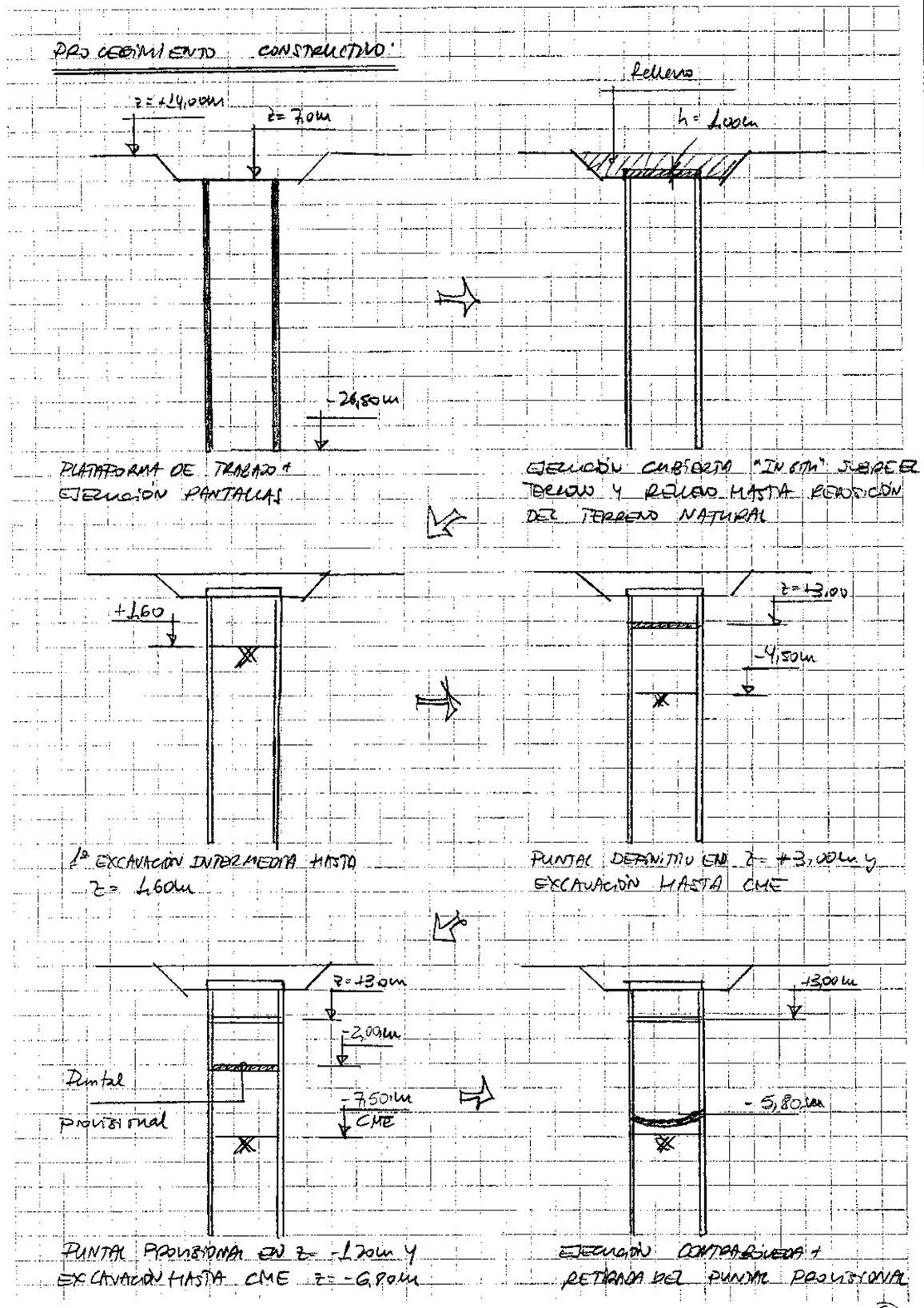
K = 604,8 MN/m/m; Kpuntales = 605000 kN/m/m

Kpuntales = 60500 Tn/m/m

* SOLERA

Ksolera = 130 000 Tn/m/m Ver tramo de pruebas.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



PLATAFORMA DE TRABAJO + EJECUCIÓN PANTALLAS

EJECUCIÓN CUBIERTA "IN SITU" SOBRE TERRENO Y RELLENO HASTA RASANTE DEL TERRENO NATURAL

1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA z = 1,60m

PUNTAL DEFINITIVO EN z = +3,00m Y EXCAVACIÓN HASTA CME

PUNTAL PROVISIONAL EN z = -1,0m Y EXCAVACIÓN HASTA CME z = -6,0m

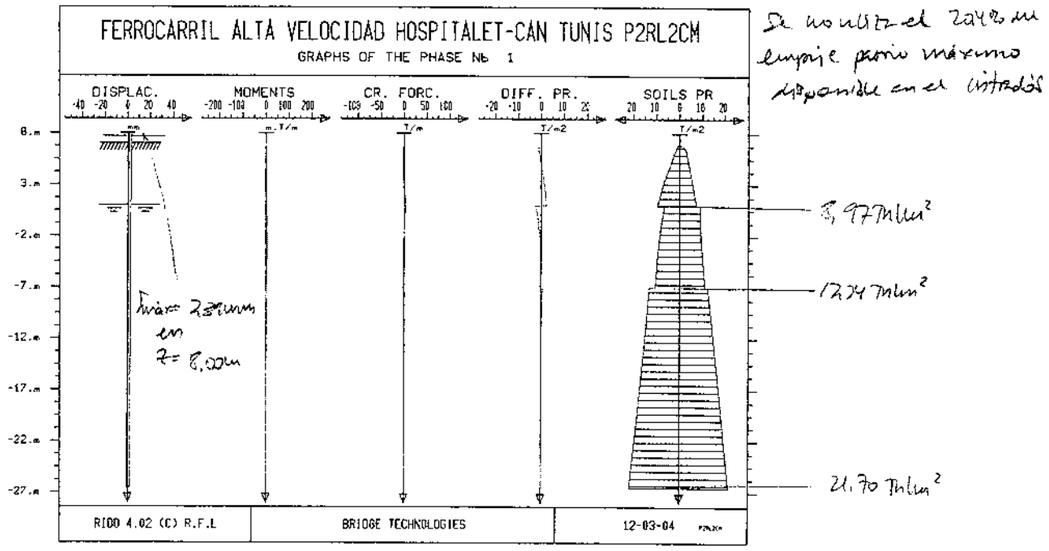
EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA + RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL2CM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION INICIAL PK 707+458.5
* RASANTE MODIFICADA (UTE)✓
8.0✓
-26.50 1.0^3*2.726E6/12✓
14.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 7.0✓
EXC(2) 7.0✓
SUB(1,1) 7.0 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 7.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 7.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 7.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 7.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 7.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 7.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 7.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 7.0 8.0 35.0 15.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 15.0✓ ← Sustituye a las anteriores
CAL✓
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -26.5 22.0✓
WAT(2) -8.5 0.0✓
WAT(2) -26.5 21.0✓
CAL ✓
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=+1.60
EXC(2) 1.60✓
CAL ✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.50✓
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -4.50✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.00 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -7.50✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.80 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
STR(0,3)✓
CAL ✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -26.50 23.0✓
WAT(2,1) -5.80 0.0 2.5✓
WAT(2) -26.50 23.0✓
CAL ✓
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) Q.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,4)✓
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 0.66*454400✓
STR -5.80 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

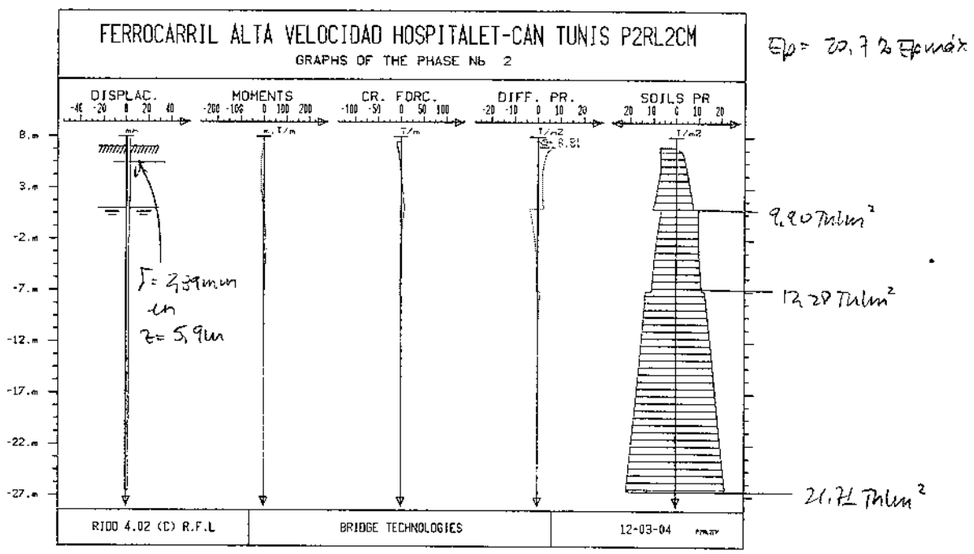
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1B TRAMO A SECCIÓN INICIAL PK 707+458.50

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES (rasante propuesta por la UTE).

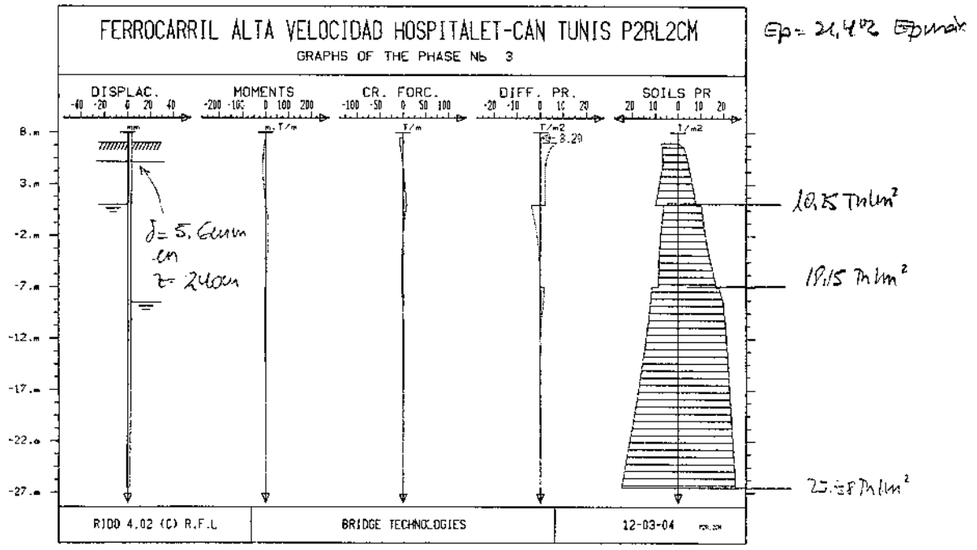
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



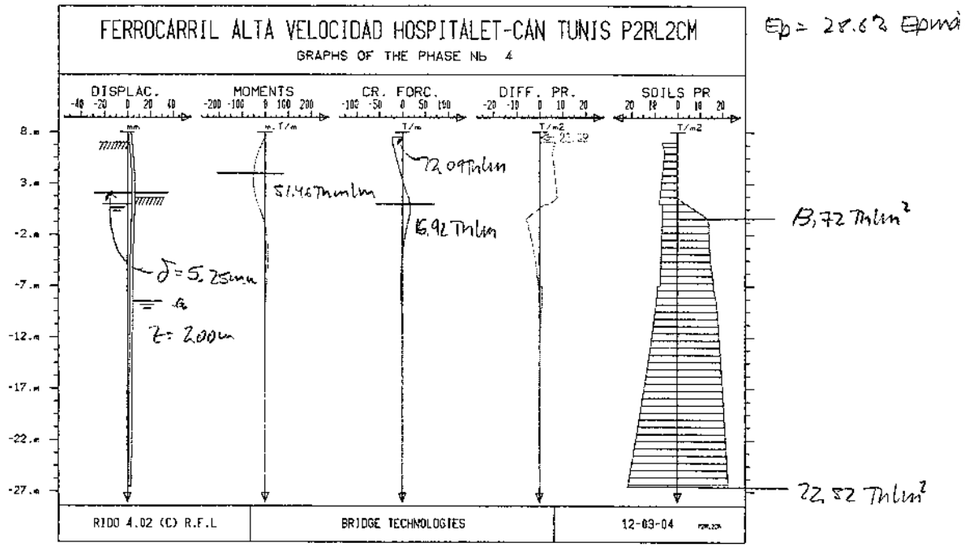
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



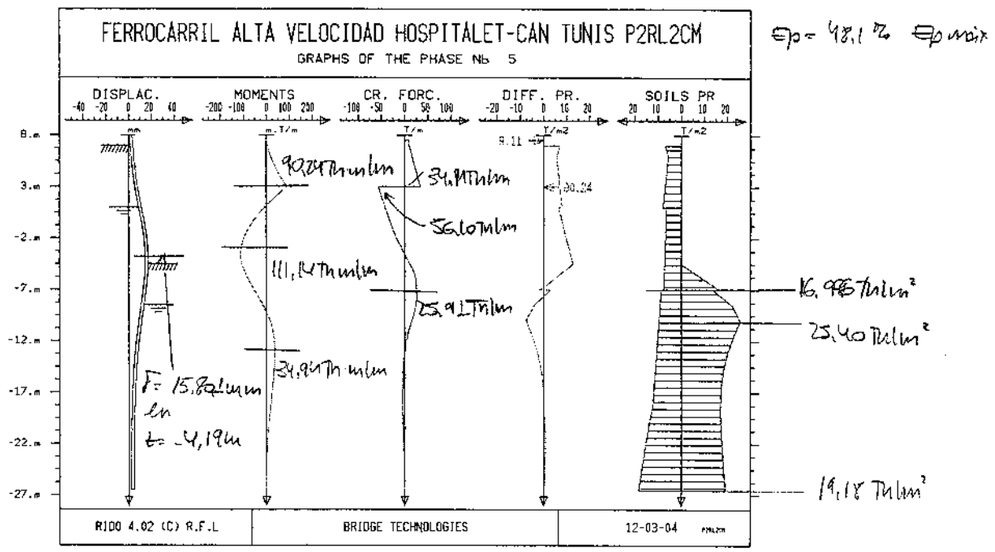
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



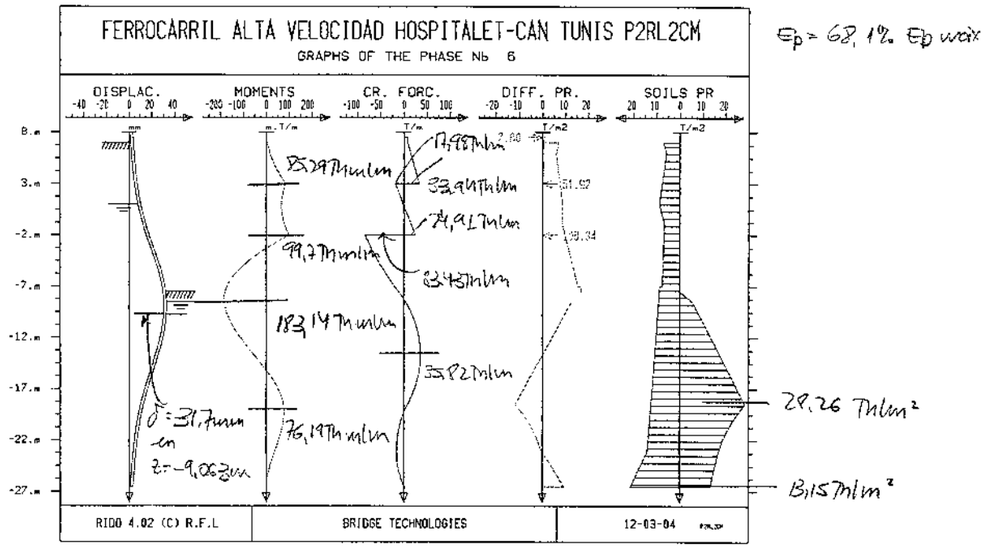
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=1.60m:



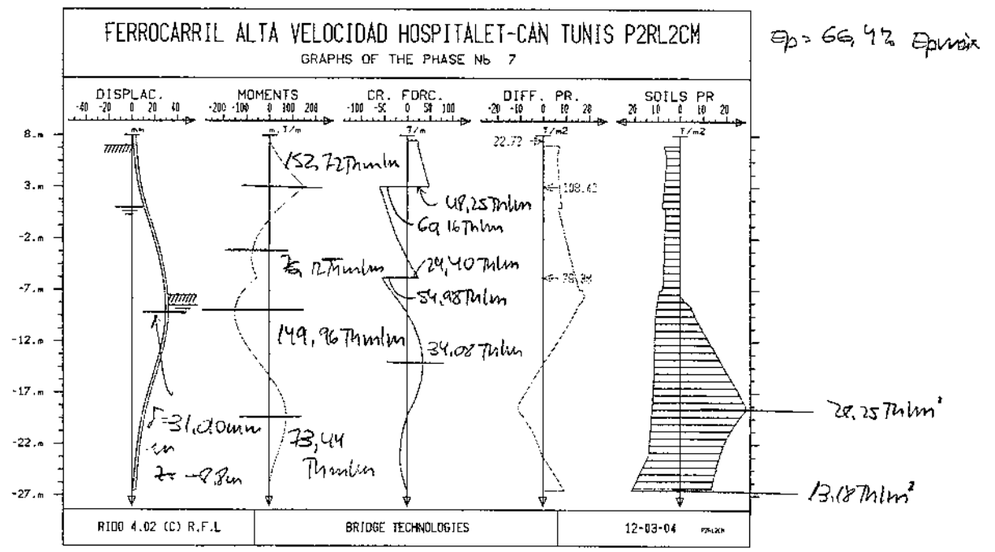
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.00m Y EXCAVACIÓN Z=-4.50m:



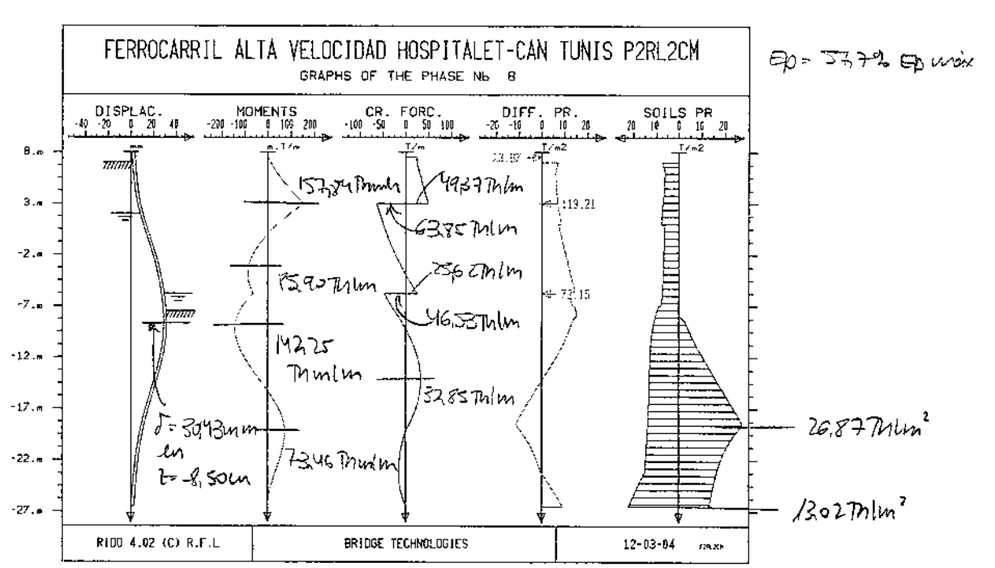
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.0m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



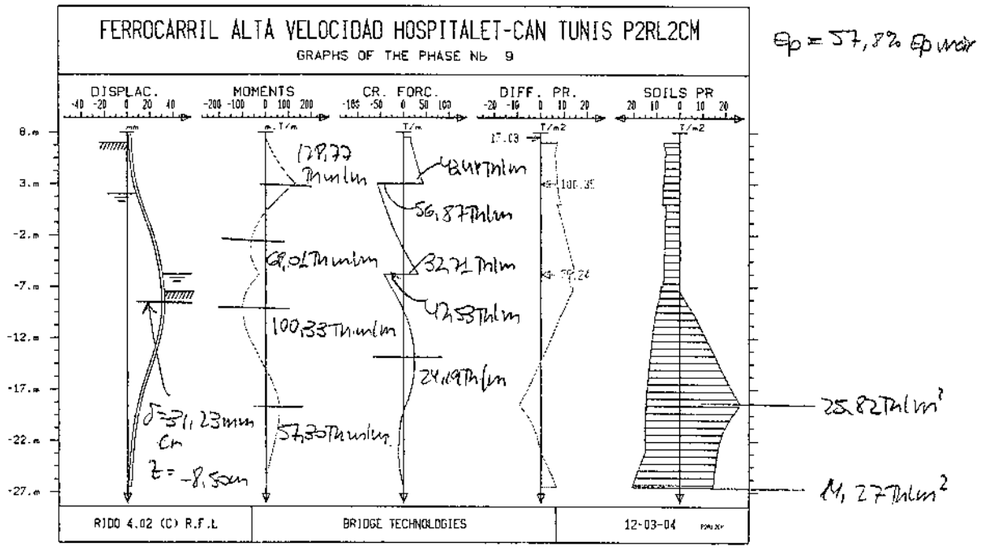
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



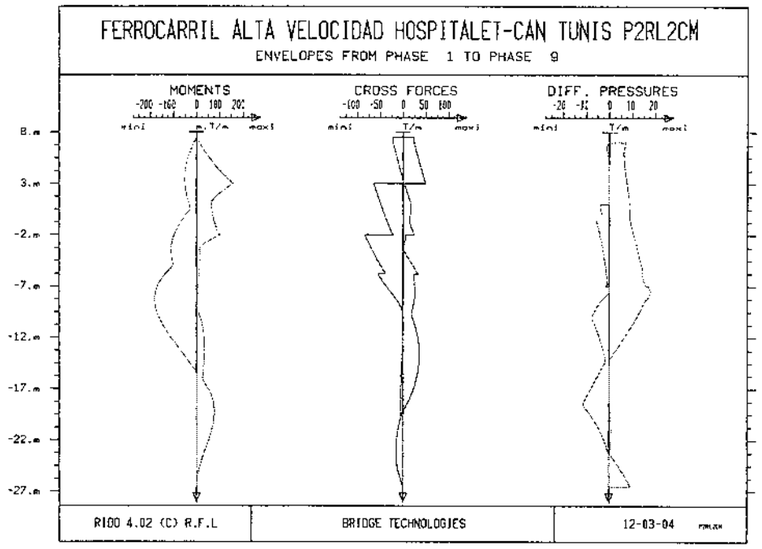
SUBIDA DEL N.F:



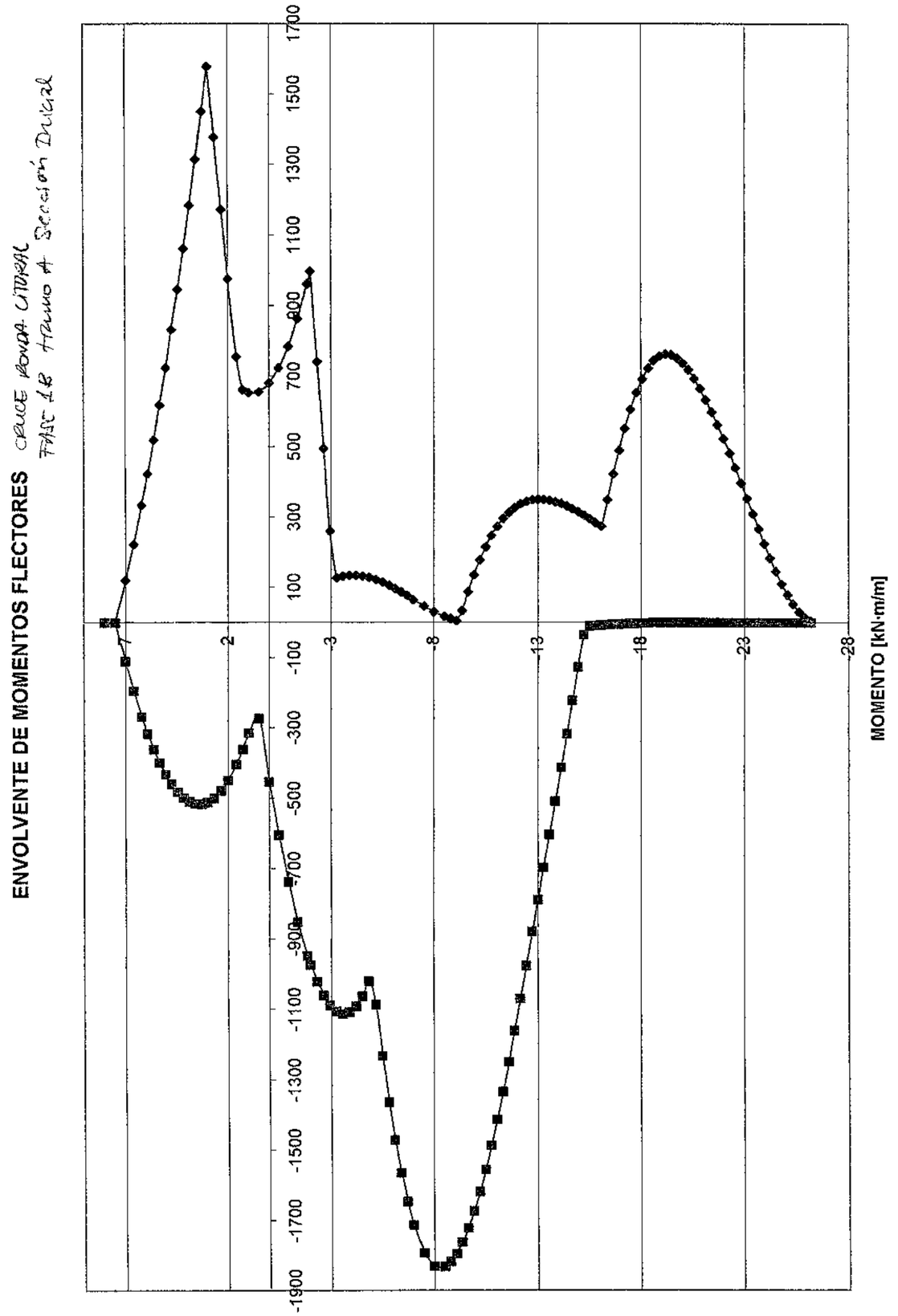
FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



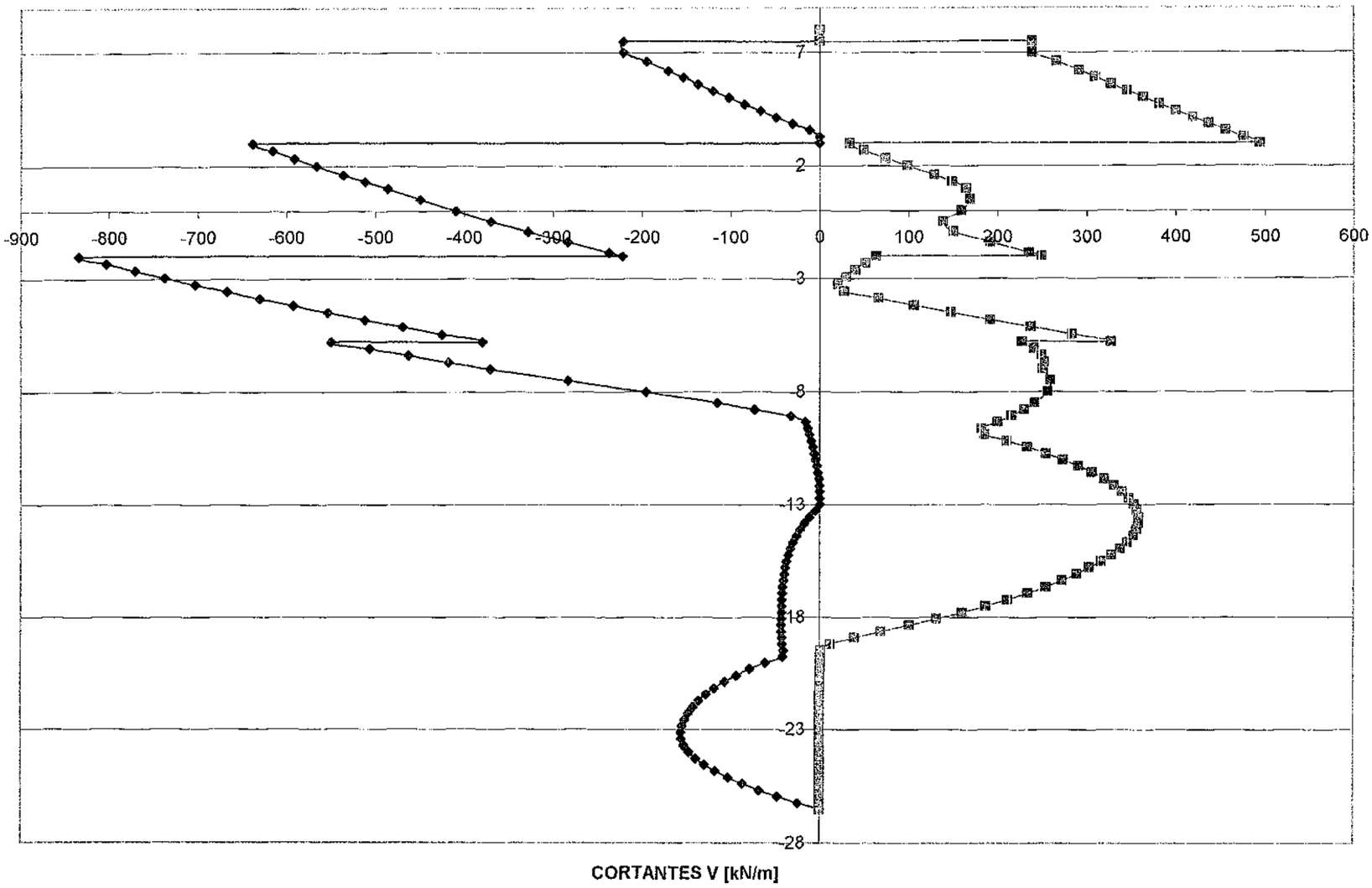
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



NVOLVENTE DE CORTANTES

C ~~—~~ RONDA LITORAL

FA ? tramo A- sección Inicial



P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO A modificado
03/12/2004

(a)

Cau Ronda

3-Dic - 04

Sección Final

Pant. 469,65

+4,00 m

+3,00 m

+8,00

-3,00

-5,68 t/m

-7,38 t/m

-26,30 m

11,0

4,0

4,0

7,0

Arcuno

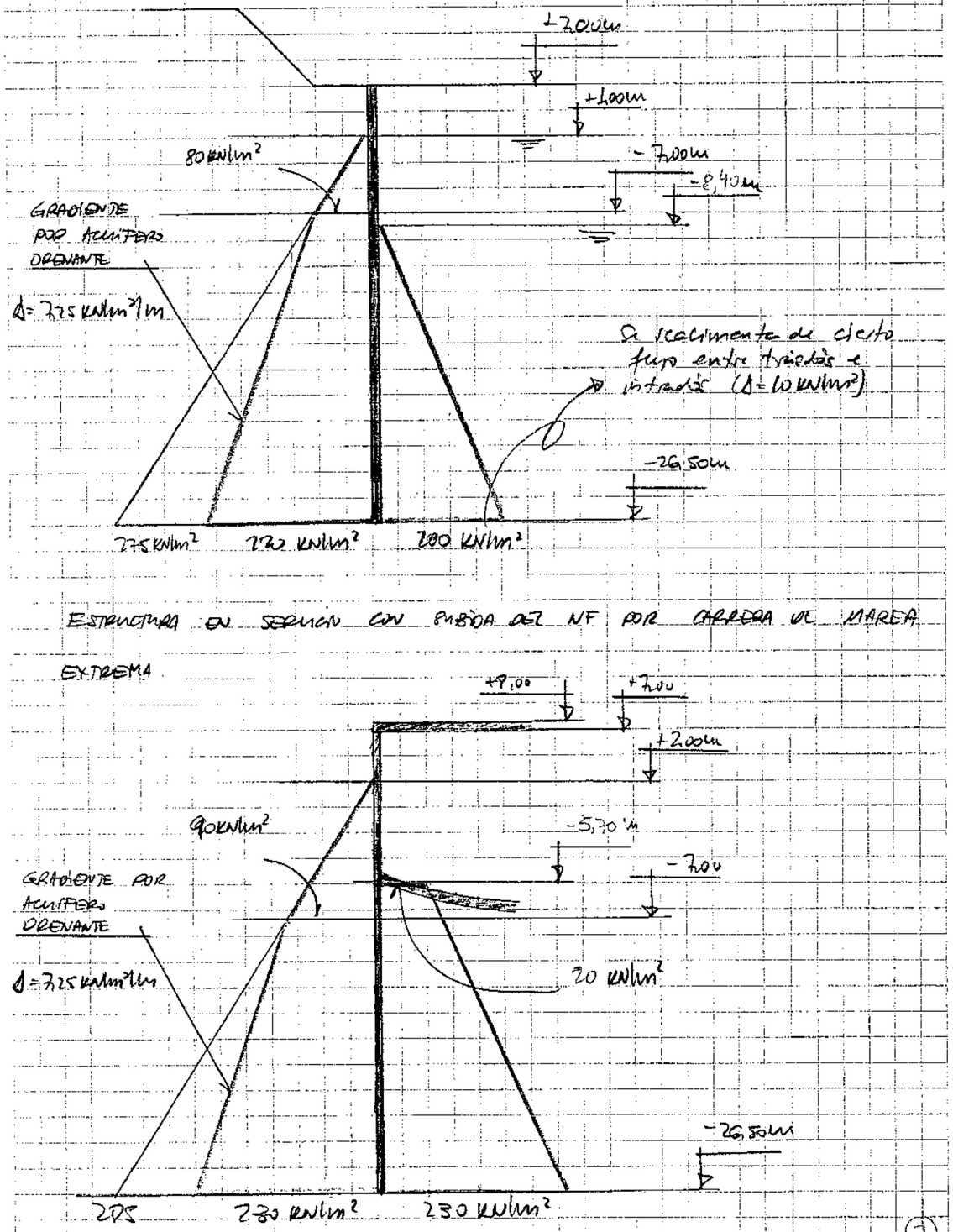
P2 rel. 3d M. dic

COTA CABEZA

z = 4,28 t/m

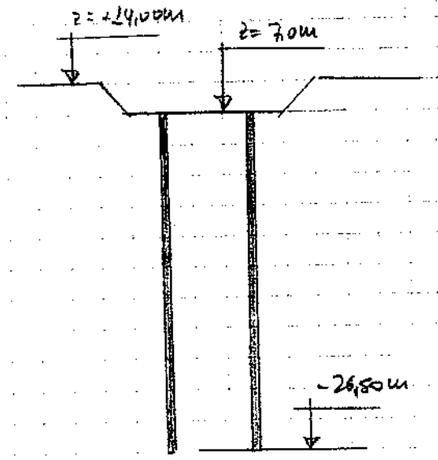
(1)

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

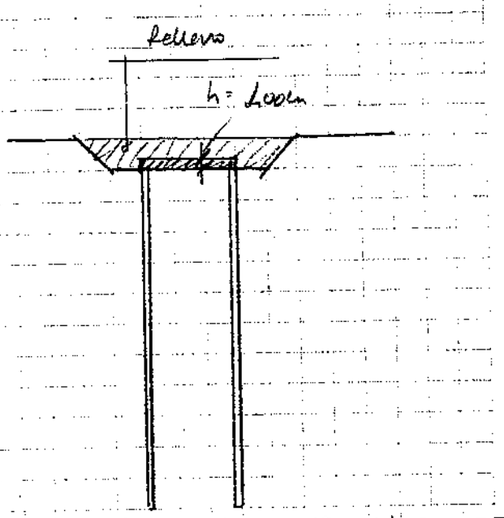


ESTRUCTURA EN SERVICIO CON AVENIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA

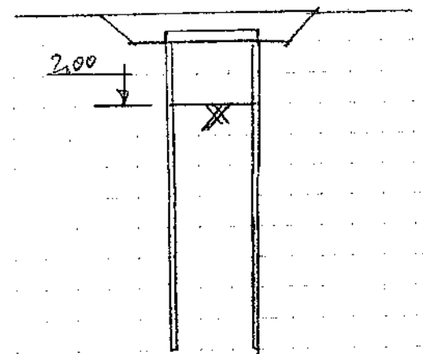
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



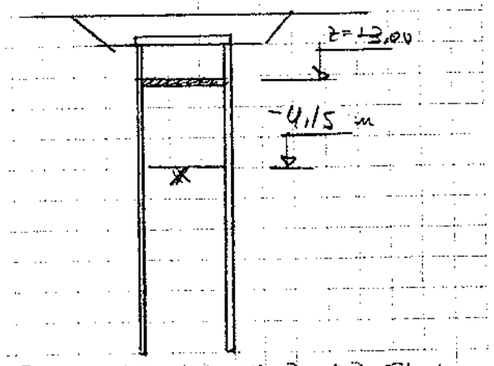
PLATAFORMA DE TRABAJO Y EJECUCIÓN PANTALLAS



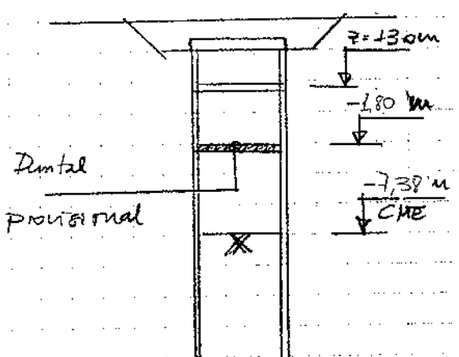
EJECUCIÓN CUBIERTA "IN SITU" SOBRE EL TERRENO Y RELLENO HASTA RECUPERACIÓN DEL TERRENO NATURAL



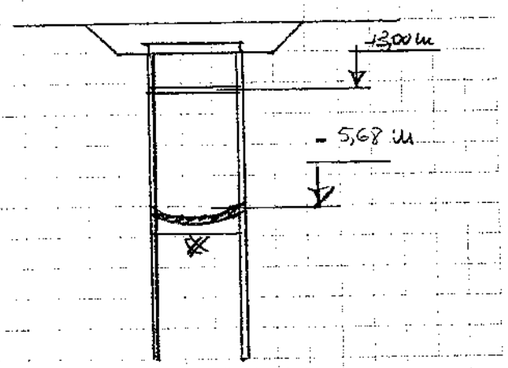
1ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA z=+2,00 m



PUNTAL DEFINITIVO EN z=+3,00m Y EXCAVACIÓN HASTA CME



PUNTAL PROVISIONAL EN z=-1,80m Y EXCAVACIÓN HASTA CME z=-7,38 m



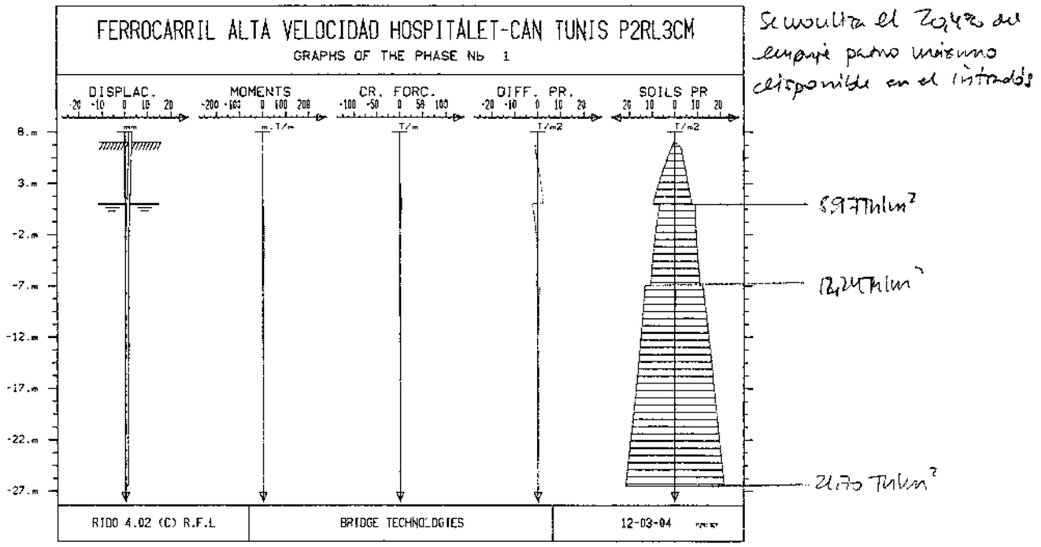
EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL3CM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+469.65
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
8.0
-26.50 1.0^3*2.726E6/12
14.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 7.0
EXC(2) 7.0
SUB(1,1) 7.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 7.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 7.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 7.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 7.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 7.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 7.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 7.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 7.0 8.0 35.0 15.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 15.0   Sustituye a las anteriores
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.5 22.0
WAT(2) -8.4 0.0
WAT(2) -26.5 20.0
CAL
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=2.00
EXC(2) 2.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.15
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.15
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.80 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.80 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -7.38
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.68 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.50 23.0
WAT(2,1) -5.70 0.0 2.0
WAT(2) -26.50 23.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.7 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

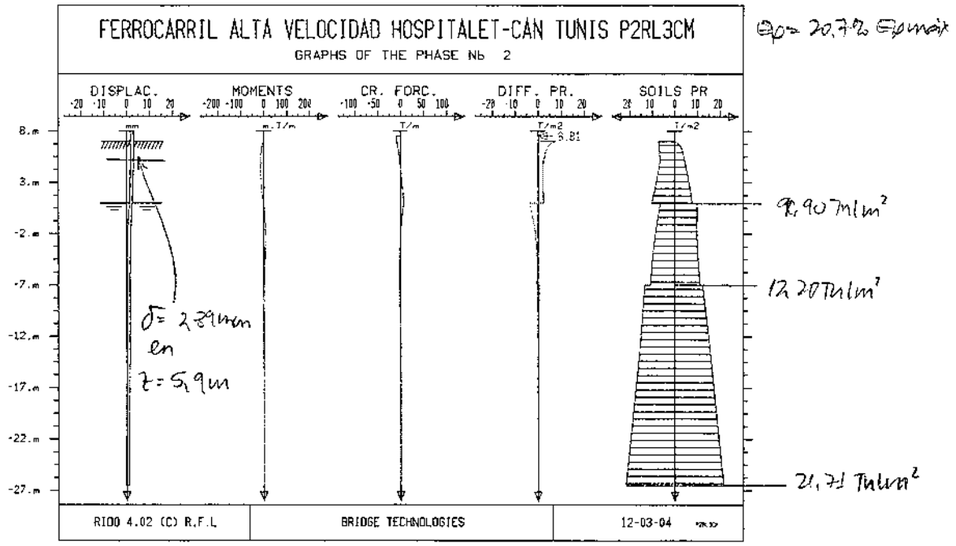
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1B TRAMO A SECCIÓN FINAL PK 707+469.65

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES (Rasante propuesta por la UTE).

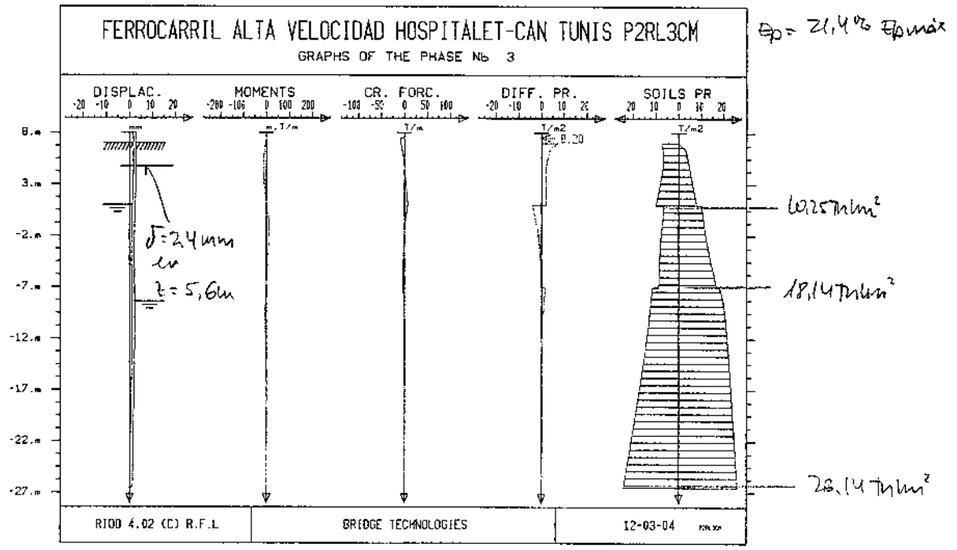
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



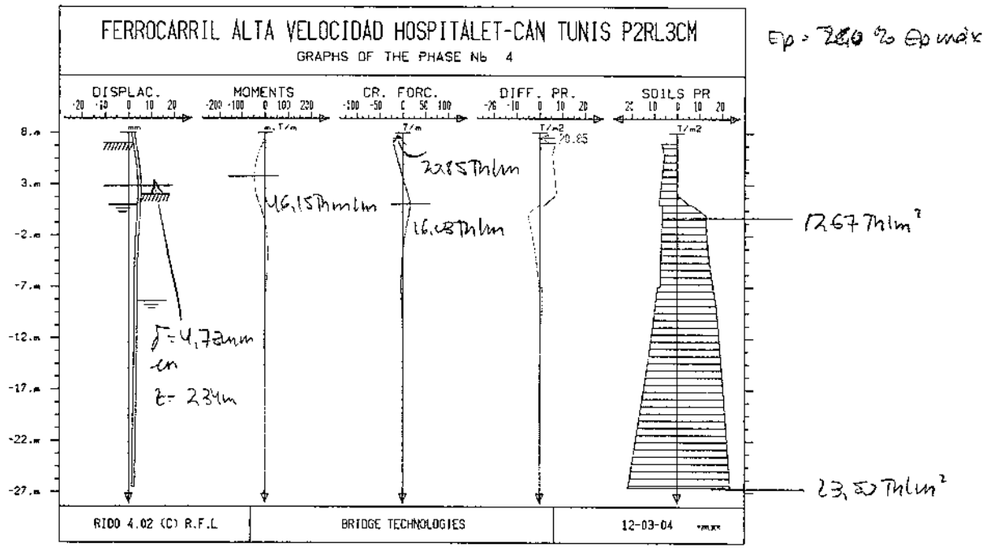
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



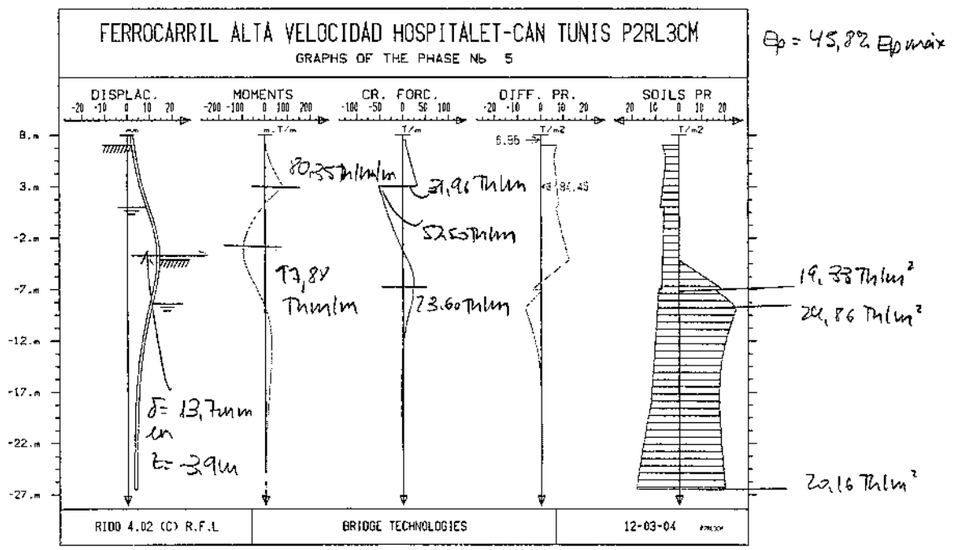
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



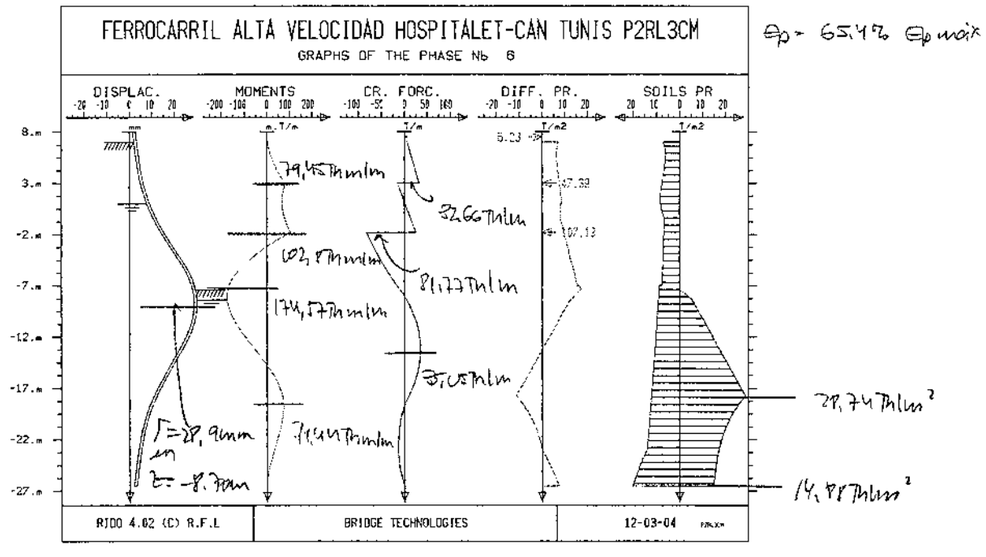
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=2.00m:



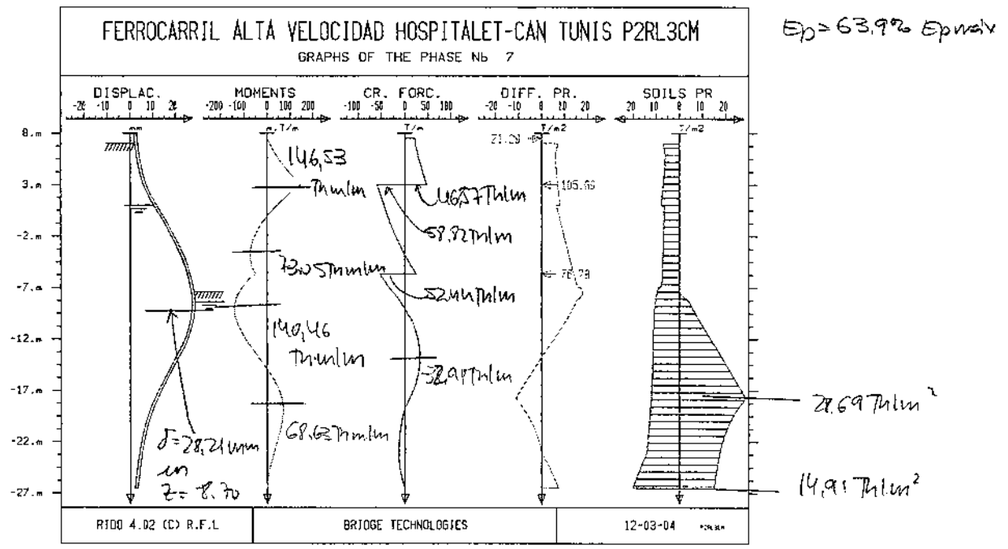
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.00m Y EXCAVACIÓN Z=-4.15m:



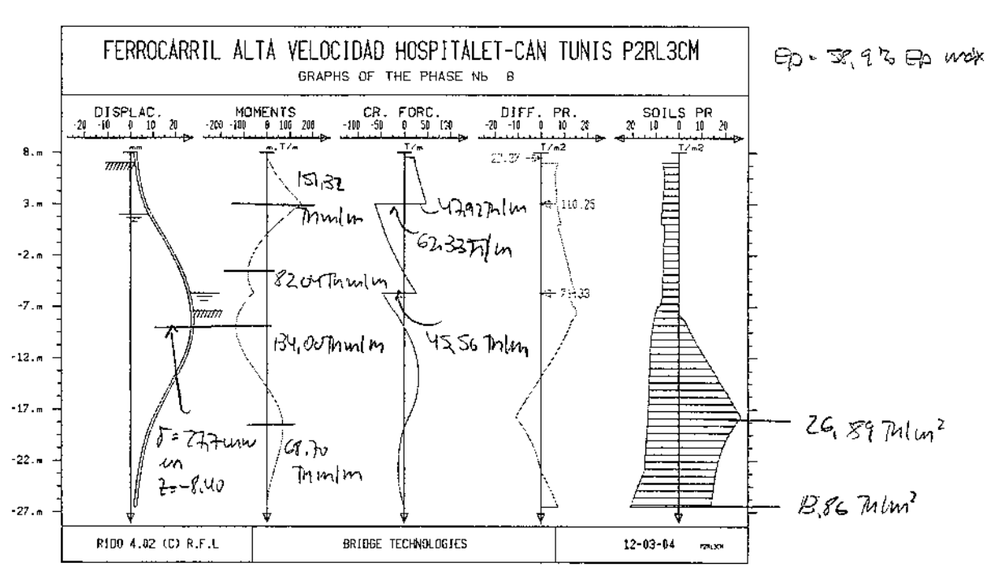
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.80m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



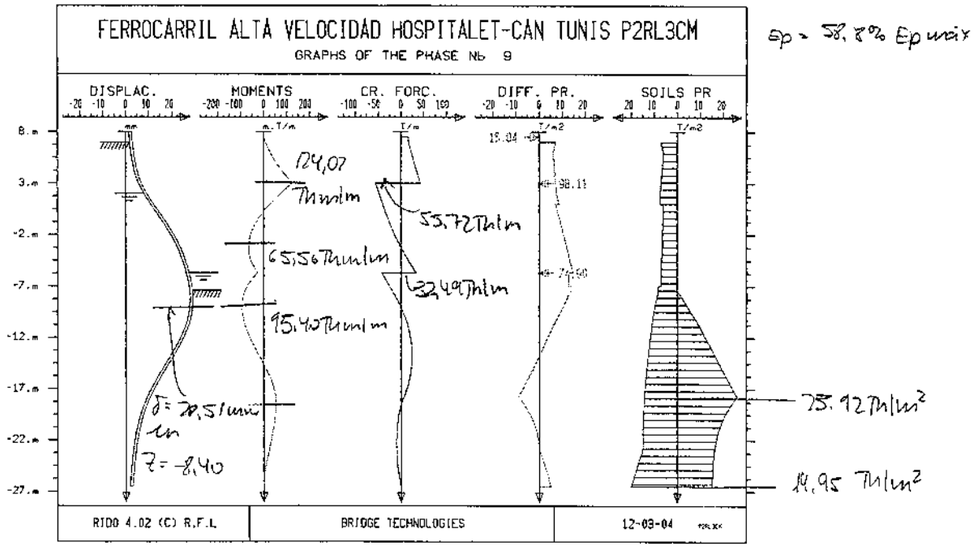
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL N.F:

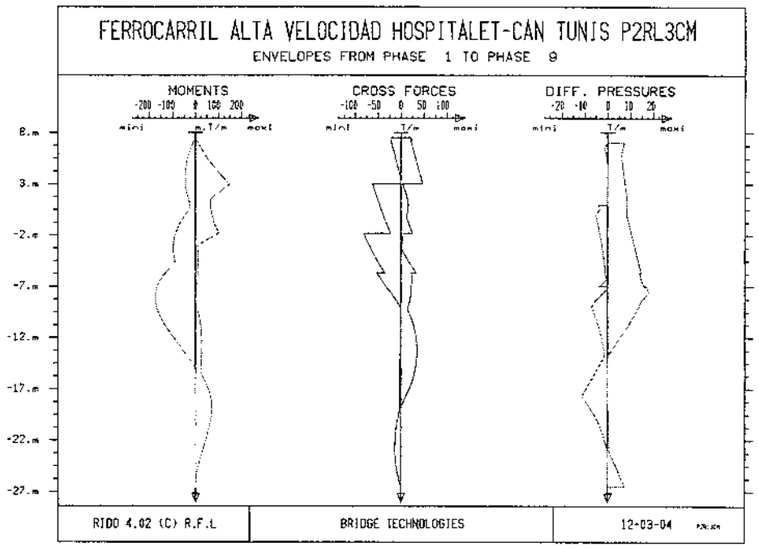


FLUENCIA:

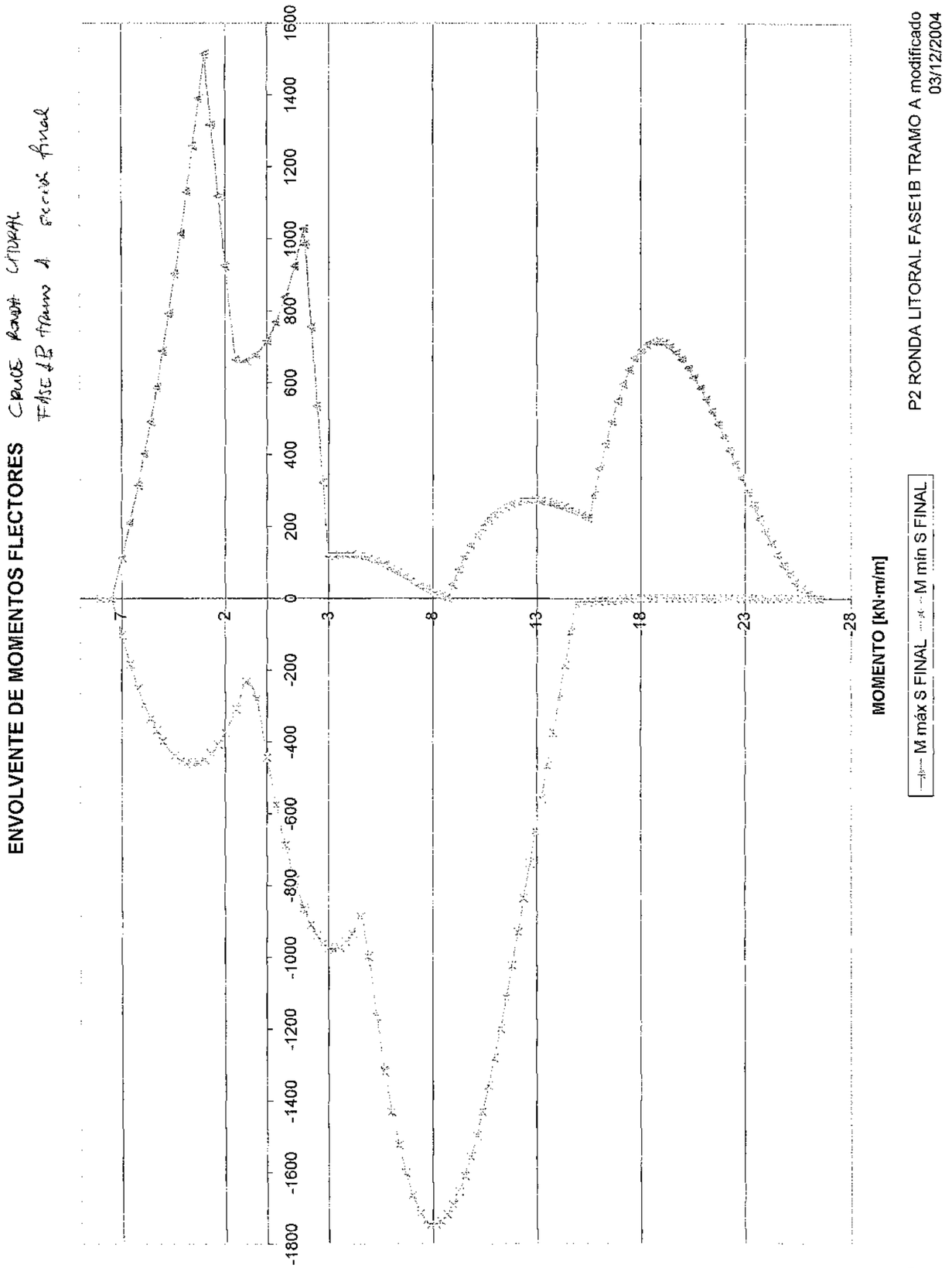


Ep = 58,8% Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



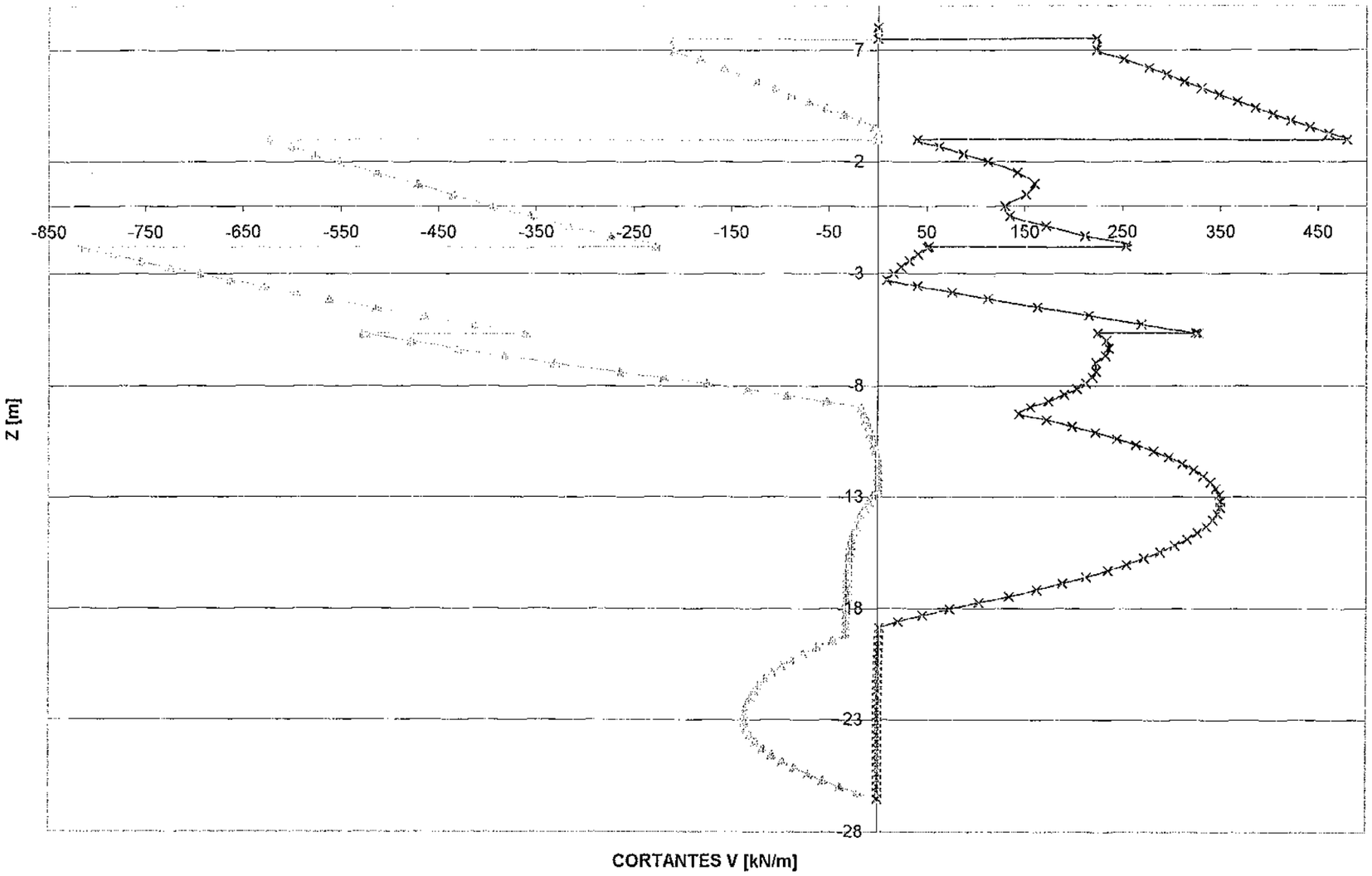
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



NVOLVENTE DE CORTANTES

C RONDA LITORAL

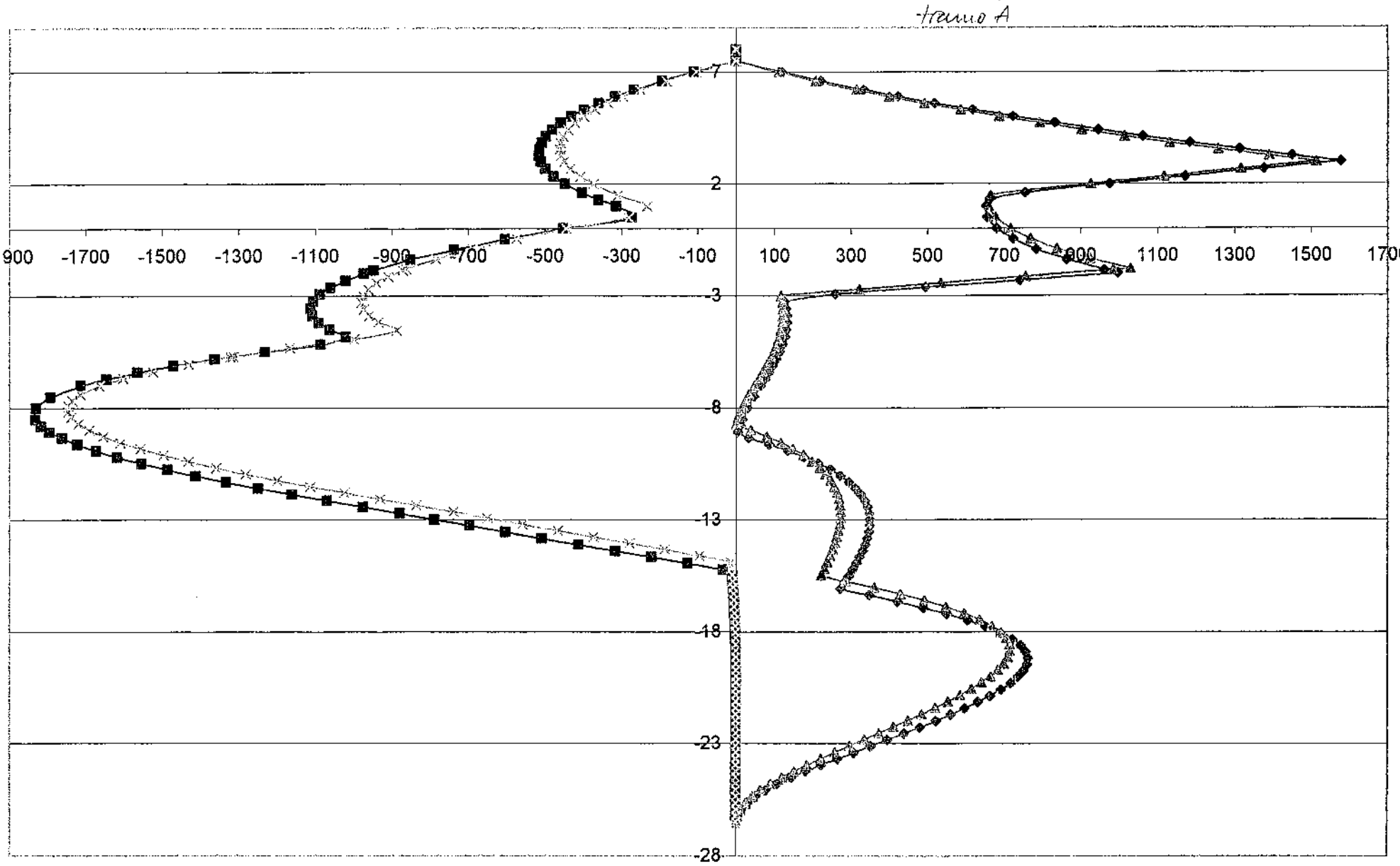
7.... 1B tramo A Scenari final



P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO A modificado
03/12/2004

ENV[illegible]ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

CRUCE RONDA LITORAL
FASE 1B "envolvente"
Tramo A



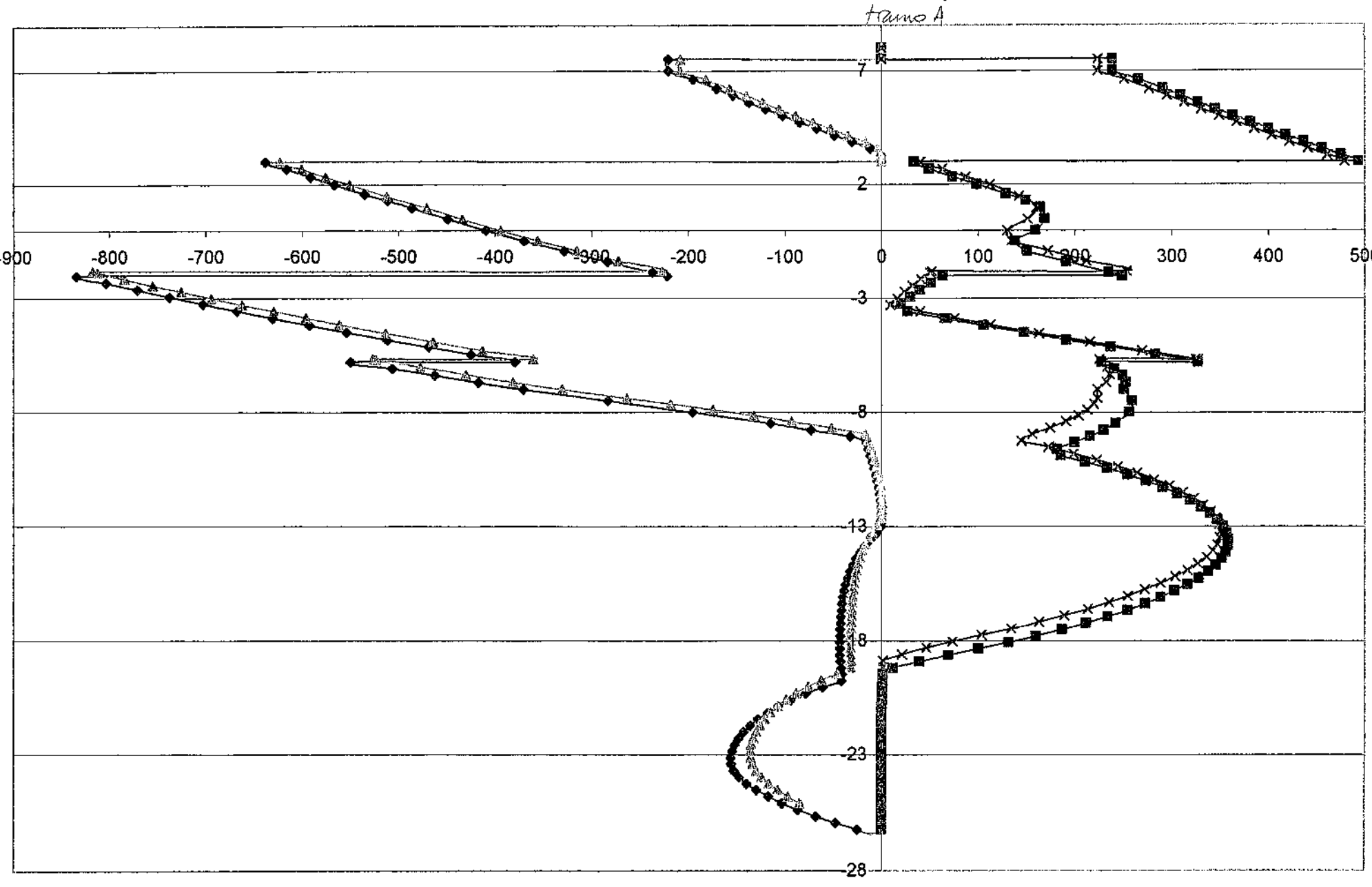
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL — M máx S FINAL — M mín S FINAL

TORAL FASE1B TRAMO A modificado
03/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

CRUCE RONDA LITORAL
FASE 1B "envolvente"
Tramo A



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL — V mín S FINAL — V máx S FINAL

ITORAL FASE1B TRAMO A modificado
03/12/2004

(1)

(2)

147

NOTAS DE ARMADO:

I) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS:

- Pico de momento $m_K = 1821,4$ KN·m/m

$m_d = 774,71$ KN·m/m

$A_s \geq 91,40$ cm²/m (57 Φ32 extractos)

En 1 batada de 5cm → $A_s \geq 457$ cm² → 60 Φ32

$A_{s\,disp} = 96,504$ cm²/m → $m_u = 2945,19$ KN·m/m

$C_{SA} = 4,072$ $X = 0,426d$ – Falla por el hormigón en el acero plastifica y $\varepsilon_s > 7‰$

- Momento último con 4Φ25 pared

$A_s = 19,635$ cm²/m

$m_u = 734,13$ KN·m/m

$m_{u,K} = 489,42$ KN·m/m

Si tiene $m_K \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -14,5$cm los Φ25 deben llegar hasta $z = -14,50 - 1,0 - 1,0 - 0,5 = -17,0$cm

(d) (a) (E) – error posicionamiento

- Momento último con 6Φ25 pared

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_u = 1081,9$ KN·m/m

$m_{u,K} = 721,3$ KN·m/m

Si tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m, para $z \leq -12,5$cm los Φ32 deben llegar hasta $z = -13,0 + 1,50 - 1,00 - 0,5 = -16,50$cm

- Momento último con 6Φ25 + 6Φ32

$A_s = 77,706$ cm²/m

$m_u = 2468,96$ KN·m/m ; $m_{u,K} = 1645,97$ KN·m/m

Si tiene $m_K \leq 1645$ KN·m/m para $z \leq -10,50$m los Φ32 deben llegar a $z = -10,5 - 1,50 - 1,0 - 0,5 = -13,5$m

- Momento último con 6Φ25

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_u = 1081,9$ KN·m/m ; $m_{u,K} = 721,3$ KN·m/m

Si tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m para $z \geq -0,50$m los Φ25 deben llegar hasta $z = -0,50 + 1,00 + 1,00 + 0,50 = +2,00$m

- Momento último con (6+2) Φ25

$A_s = 39,272$ cm²/m

$m_u = 1348,52$ KN·m/m ; $m_{u,K} = 899,02$ KN·m/m

Si tiene $m_K \leq 895$ KN·m/m para $z \geq -1,50$ los Φ32 deben llegar hasta $z = -1,50 + 1,50 + 1,0 + 0,50 = 1,50$m

(d) (a) (E)

- Momento último con 6Φ32 + 2Φ25

$A_s = 58,07$ cm²/m ($r = 0,15$m del lado seguro)

$m_u = 1921,15$ KN·m/m ; $m_{u,K} = 1280,77$ KN·m/m

Si tiene $m_K \leq 1280$ KN·m/m para $z \geq -5,50$m los Φ32 deben llegar hasta $z = -5,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = -2,50$m

- Apoyo de la última barda de contorno

$V_d = 1,50 \cdot 240 = 360$ KN/m (barda a 45°) $A_s \geq \frac{0,36\,MN}{f_{yd}} =$

$A_s \geq \frac{0,36\,MN}{400\,MPa} = 9,0$ cm² – se coloca adecuadamente

Ib) TRASDOS

- Pico de momento $m_K = 1578.4$ KN·m/m
  $m_d = 2567.6$ KN·m/m
  $A_s \geq 77.88$ cm²/m
  @ 5.0m → $A_s \geq 389.4$ cm² → 6Φ32 + 6Φ25
  $m_u = 2468.96$ KN·m/m (CS = 2,048) X = 935d → Falla por el hormigón con el acero plastificado ($\varepsilon_s > 2\%$)

- Pico inferior de momento:
  $m_K = 761.1$ KN·m/m $m_{max} = 1142.75$ KN·m/m
  $A_s \geq 34.09$ cm²/m
  @ 5.0m → $A_s = 170.45$ cm² → (5+2) Φ25 pual

- Momento último con 6Φ25 pual
  $m_{uK} = 720$ KN·m/m
  Si tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -3.00$m
  los Φ32 deben llegar hasta $z = -3.00 - 1.50 - 2.0 - 0.50 = -6.00$m
  Se tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m para $z \geq -5.00$m (ó Φ32 deben llegar hasta $z = 5.00 + 1.50 + 1.00 + 0.50 = 8.00$m
  ↑ deben llegar hasta arriba

- Momento último con 6Φ25 pual
  $m_{uK} = 720$ KN·m/m
  Si tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -18.00$m
  $z \leq -20.50$m
  los Φ25 del refuerzo deben llegar a
  $z = -19.0 + 1.0 + 1.0 + 0.50 = -15.50$m
  $z = -20.50 - 1.0 - 1.0 - 0.50 = -23.0$m

II) CORTANTE:

· Dir. del cortante V_z = 834,3 KN/m

V_d = 1252,5 KN/m

A_s = 77,72 cm²/m ← (tracionando el trasdós → 6Φ32 + 6Φ25)

A_d = 29,83 cm²/m/m

Tomando planos a Ø15 de 2 ramas/plano

→ A_s = 2,797 cm²/cm ← cercos Φ20

· cortante último con 2 ramas Φ16

A_d = 21,45 cm²/m/m

A_s = 29,454 cm²/m ← cuna mínima 6Φ25

V_u = 752,6 KN/m

V_{adm} = 635,07 KN/m

Se tiene V_{dz} ≤ 635 KN/m para z ≤ -6,50m (Indique detalle en medio canto útil)

· cortante último con 8 ramas Φ12

A_s = 29,454 cm²/m

A_d = 12,064 cm²/m/m

V_u = 652,87 KN/m; V_{adm} = 434,58 KN/m

Se tiene V_{dz} ≤ 435 KN/m para z ≤ -7,50m. (Indique detalle de ½ canto útil)

A_{sx} = 2Φ20 a Ø15 ; A_{sx} = 41,89 cm²/m → ρ_x = 0,004189

A_{sy} = 6Φ25 + 6Φ32 + 6Φ25 + 2Φ25 = 116,92 cm²/m → ρ_y = 0,0117

con lo cual $\rho_e = \sqrt{\rho_x \rho_y}$ = 0,0070

Sustituyendo valores:

$\tau_{cd} = 0,12 \cdot 1,25 \cdot (100 \cdot 0,0070 \cdot 25)^{1/3}$ = 0,463 MPa

Para no requerir armadura de punzonamiento es necesario que u_i cumpla:

$u_i \geq \frac{F_{sd}}{\tau_{cd} \cdot d} = \frac{4,25\ MN}{0,463\ MPa \cdot 0,75\ m}$ = 12,80 m

Perímetro crítico:

$u_{crítico}$ = 9,73m

El menor → hasta hasta alcanzar el perímetro crítico

Obs: Al pertenecer las dos superficies de rotura en una misma elevación resistente el cortante vertical de las pantallas. El Esf. de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (cercos a dos capas) si hay riesgo de punzonamiento y ese es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando u_i = 11,00m = 6o.

ξ = 1,426

ρ_e: A_{sx} = Φ20 a 0,15 A_{sx} = 20,95 cm²/m, ρ_x = 0,002095

A_{sy} = 6Φ25 + 6Φ32 = 77,706 cm²/m ρ_y = 0,007771

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = 0,00403

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima puntales: V_d = 11321 KN/m (Del lado recto con los puntales definitivos)

N_d = 1,50 · 2,50m · 11321 KN/m = 4245 KN/puntal = 4250 KN/puntal

⊟ Fuste máximo de punzonamiento

$\frac{f_{cd}}{V_{0,d}} \in f_{1,cd} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25\ MPa}{1,0} = 5,0\ MPa$

Placa de apoyo del puntal 0,75 × 0,75 — h_0 = 3,0cm

d = 0,85m (en todo el lado recto)

Sustituyendo valores

$\frac{4250}{3,0 \cdot 0,85} = 1,67 MPa << f_{1,cd}$ ← OK (1)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$\sigma_0 = U_1 \cdot A_x \cdot A_w / s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot U_1 \cdot d$

d = 0,85m (en todo el lado recto)

$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cv})^{1/3}$

$F_{sd,ef}$ = 4,25 MN

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,485$

NOTE BOOK

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00403 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 1,0 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 3,00 MPa$

→ $V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 4,25 - 3,0 = 1,25 MN$

$V_{su} = z \cdot \cancel{\sin\alpha}^{1} \cdot (\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \cdot \cancel{1}^{1} \cdot A_x \cdot f_{yd}$ = $z = 0,9d$

$z = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765\ m$

$A_x \geq \frac{1,25\ MN}{0,765\ m \cdot 400\ MPa} = 40,85\ cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0,15$ → $A_{sw} = 6,13 cm^2$ en cada plano → $45,92\ cm^2$/barra

En cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0,60$ → $A_{sw} = 24,51\ cm^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15 en cada plano arriba

40 barras → $1,612\ cm^2$/barra (OK)

Se cubre con la armadura dispuesta

NOTE BOOK

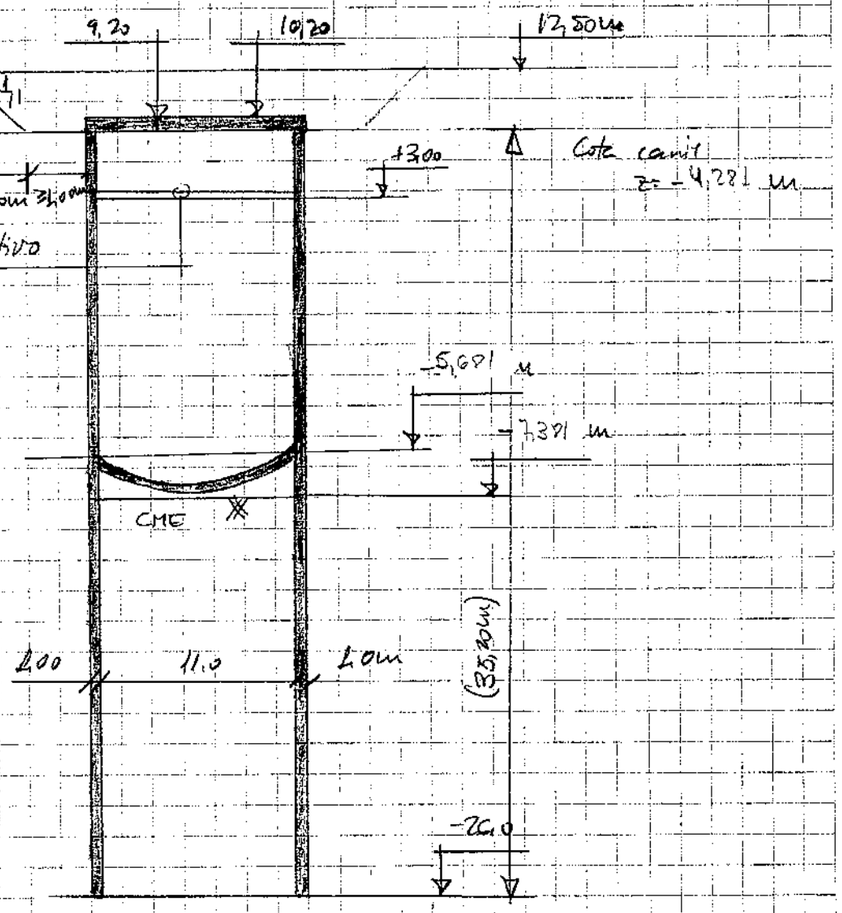
CRUCE RONDA LITORAL

Fax 1B. tramo B (tramo Bajo calzada de la Ronda Litoral)

707+469.65 a 707+520

Terreno natural Z = 12,50 m (aprox. del lado seguro)

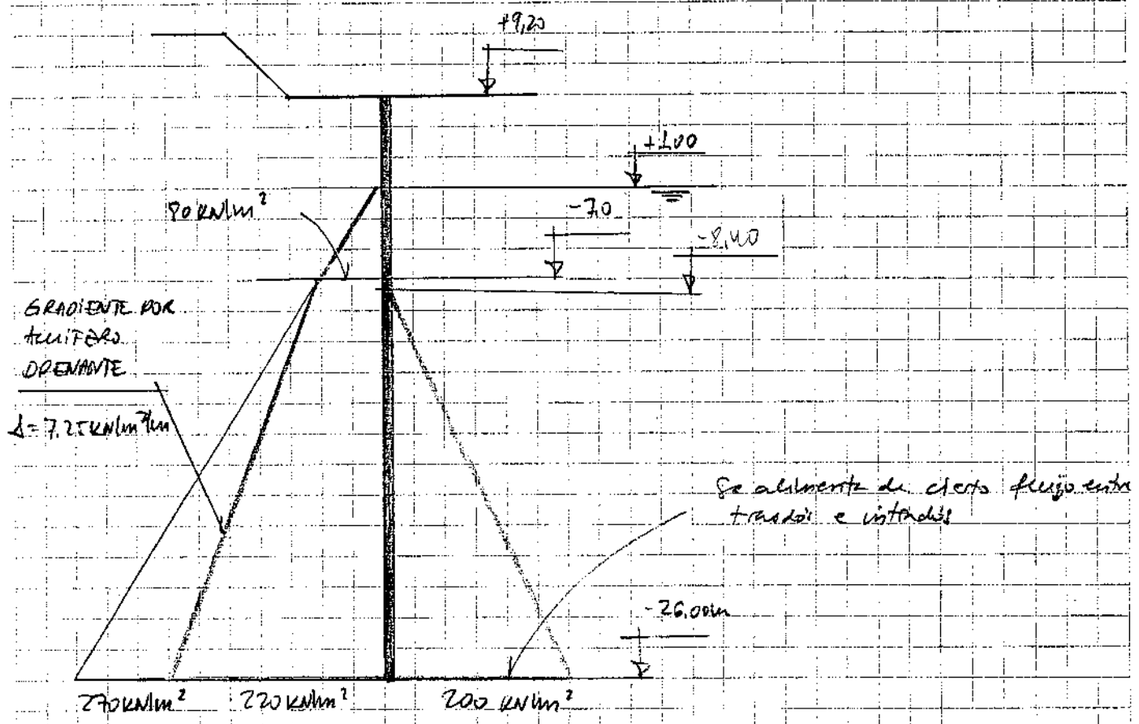
Geometría: SECCIÓN INICIAL 707+469.65



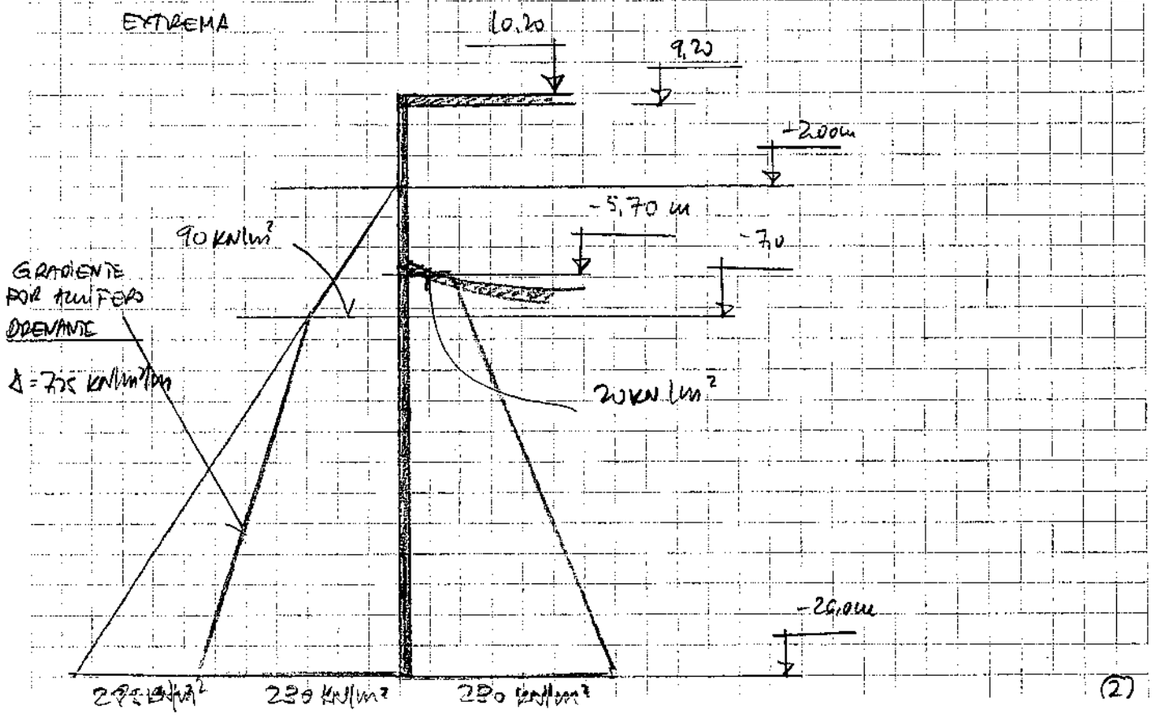
Archivo: R100 P2RL4CM.R10

(1)

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS

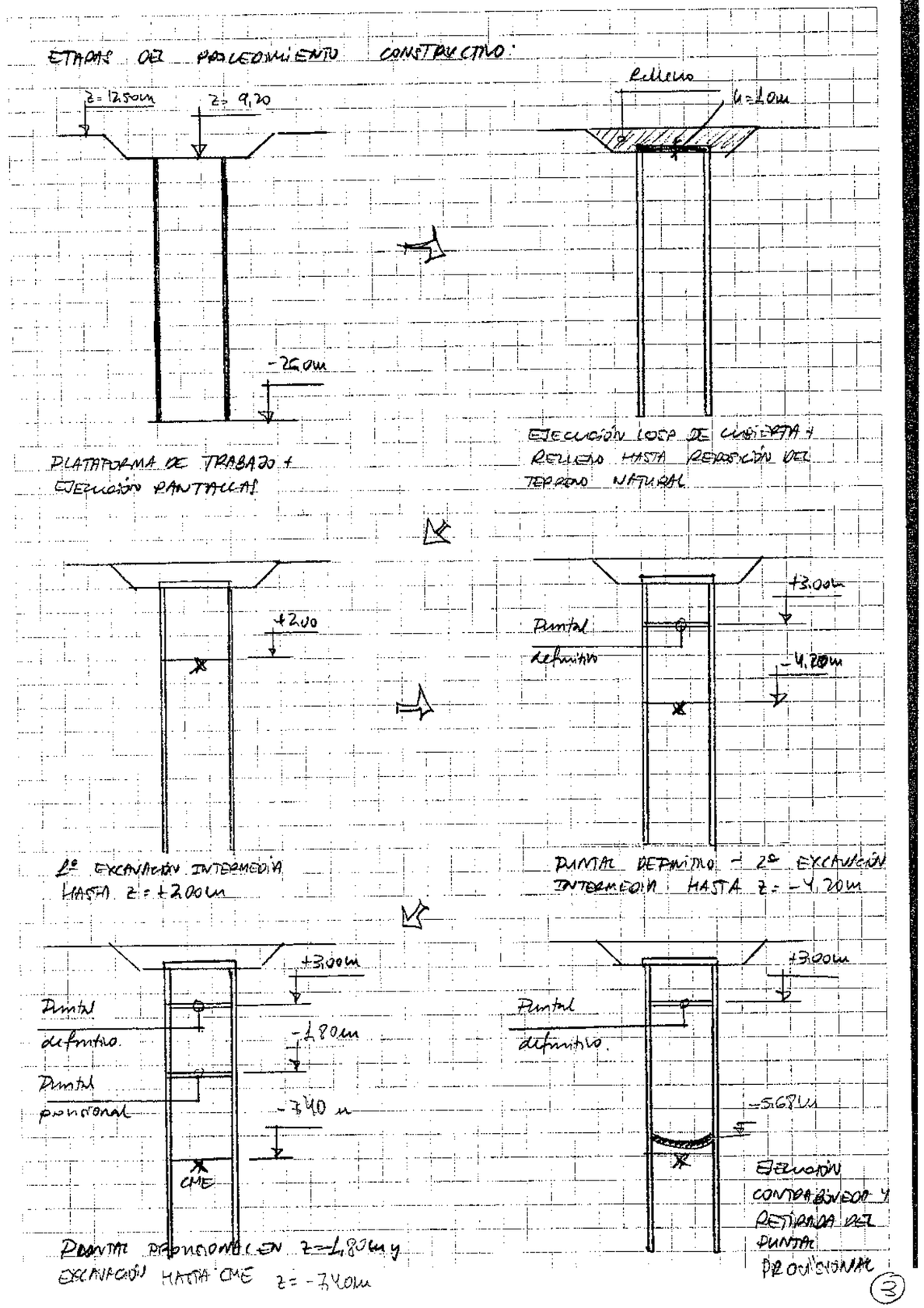


ESTRUCTURA EN SERVICIO CON SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA



(2)

Can Tunis 9-02-04



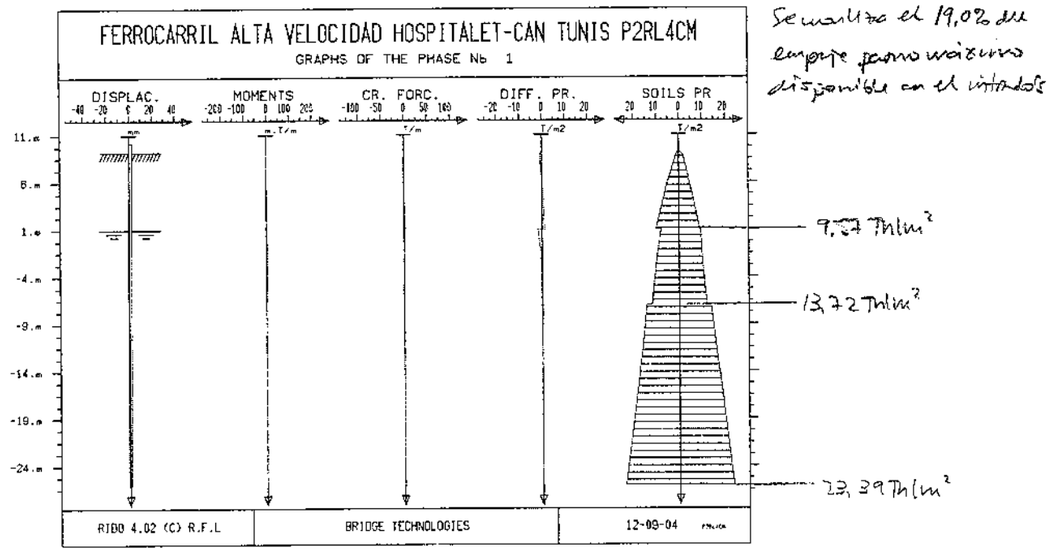

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL4CM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+469.65
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
10.20✓
-26.0 1.0^3*2.726E6/12✓
12.50✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 9.2✓
EXC(2) 9.2✓
SUB(1,1) 9.2 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 9.2 1.0 2.0 2.0✓
SUB(1,1) 9.2 2.0 3.0 4.0✓
SUB(1,1) 9.2 3.0 4.0 6.0✓
SUB(1,1) 9.2 4.0 35.0 8.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 9.7 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 9.2 0.0 35.0 8.0✓ ← sustituye a las anteriores
CAL✓
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -26.0 22.0✓
WAT(2) -8.4 0.0✓
WAT(2) -26.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=2.00
EXC(2) 2.0✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.20✓
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -4.20✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.80 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.80 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -7.40✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.7 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
STR(0,3) ✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
```

```
WAT(1) -26.0 23.0 ✓
WAT(2,1) -5.70 0.0 2.0 ✓
WAT(2) -26.00 23.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 9.7 1.0 0.0 0.0 0.66*454400✓
STR -5.70 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```


PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1B TRAMO B SECCIÓN INICIAL PK 707+469.65

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES. (Rasante propuesta por la UTE)

ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



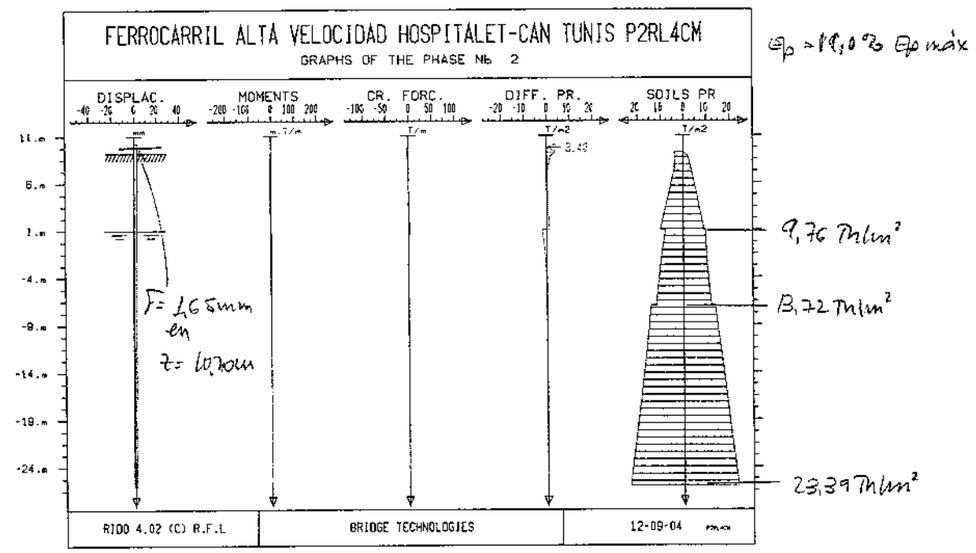
Se moviliza el 19,0% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

9,27 Tn/m²

13,72 Tn/m²

23,39 Tn/m²

RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



$\varepsilon_p = 19,0\%\ \varepsilon_{p\,máx}$

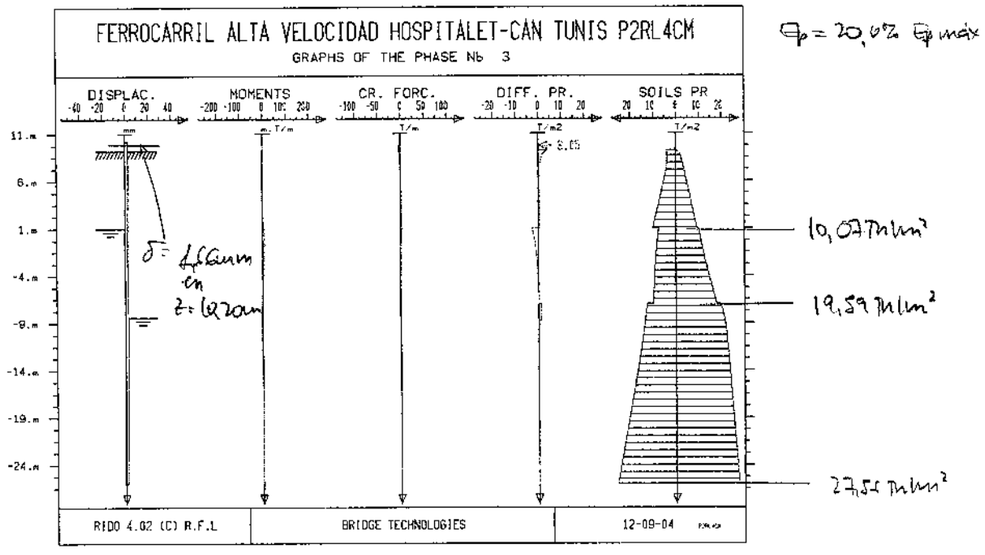
F= 1,65mm en z= 10,70m

9,76 Tn/m²

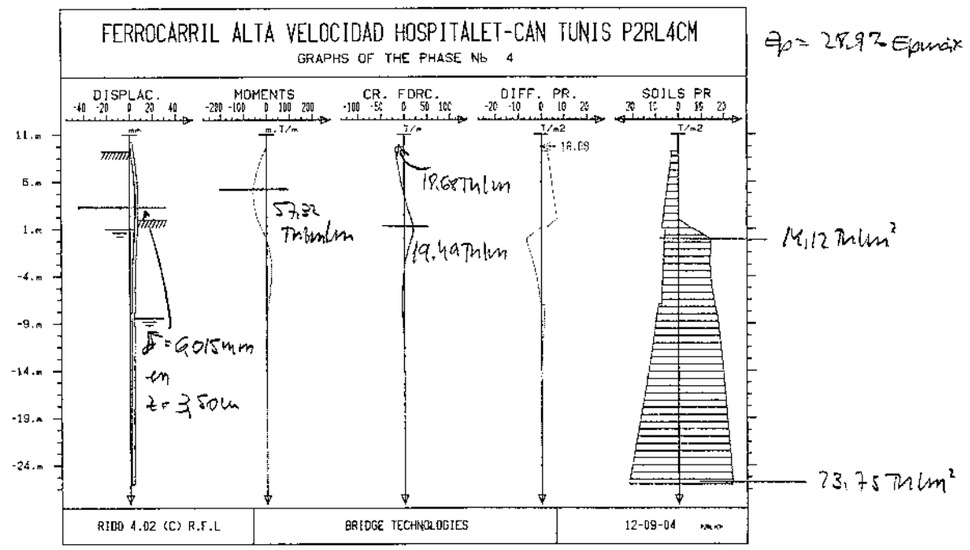
13,72 Tn/m²

23,39 Tn/m²

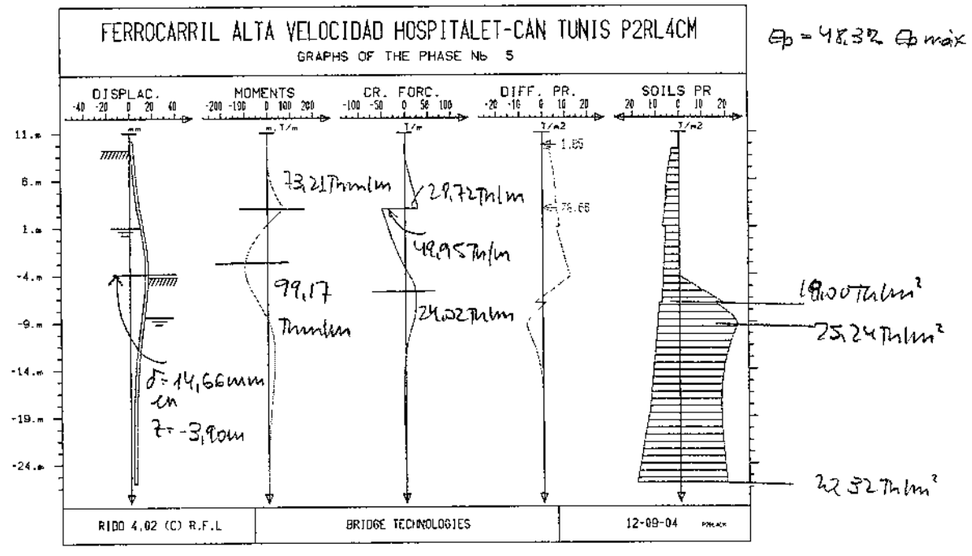
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



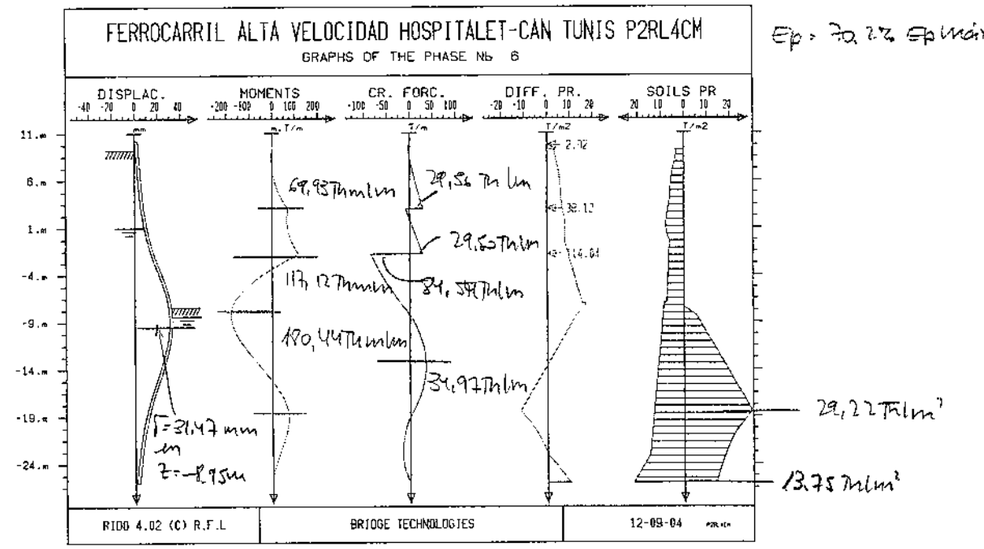
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=2.00m:



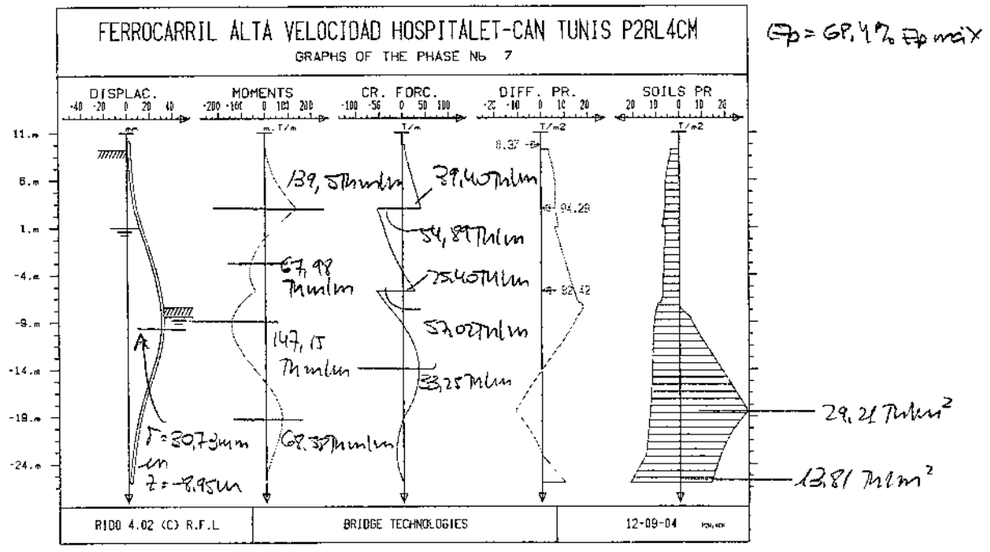
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=3.00m Y EXCAVACIÓN Z=-4.20m:



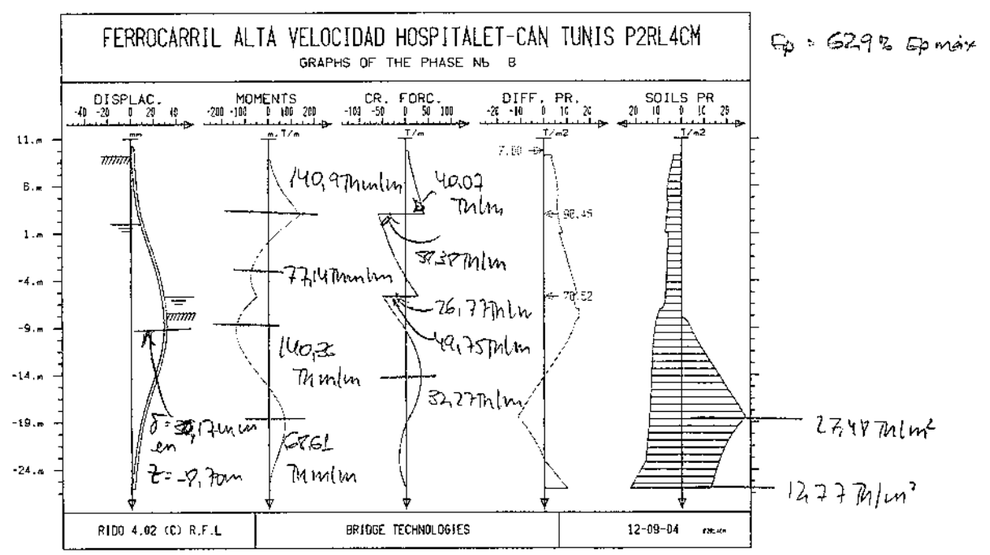
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.80m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



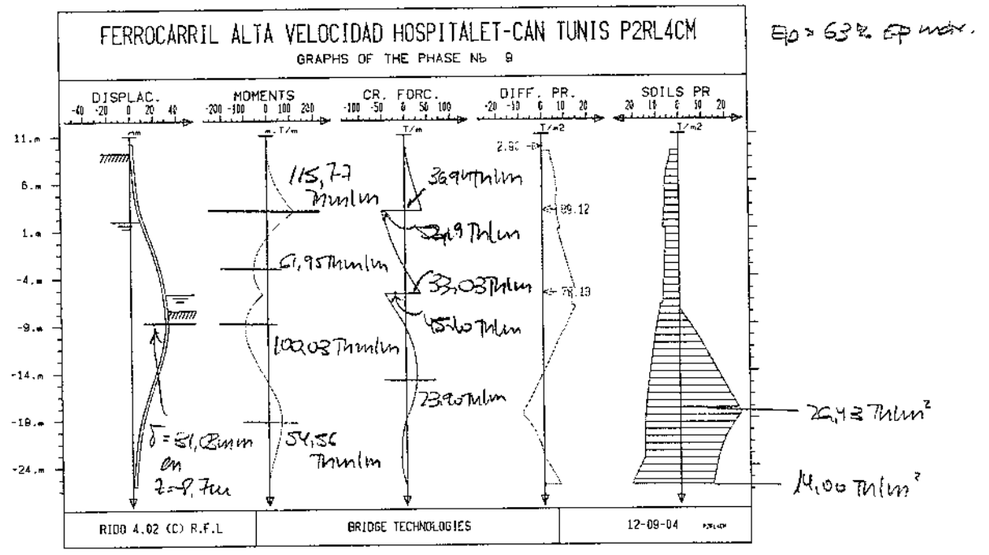
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



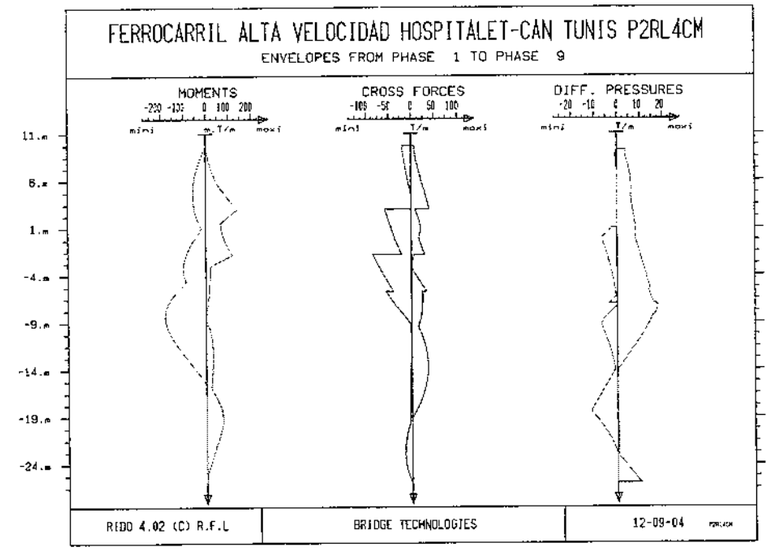
SUBIDA DEL N.F:



FLUENCIA:



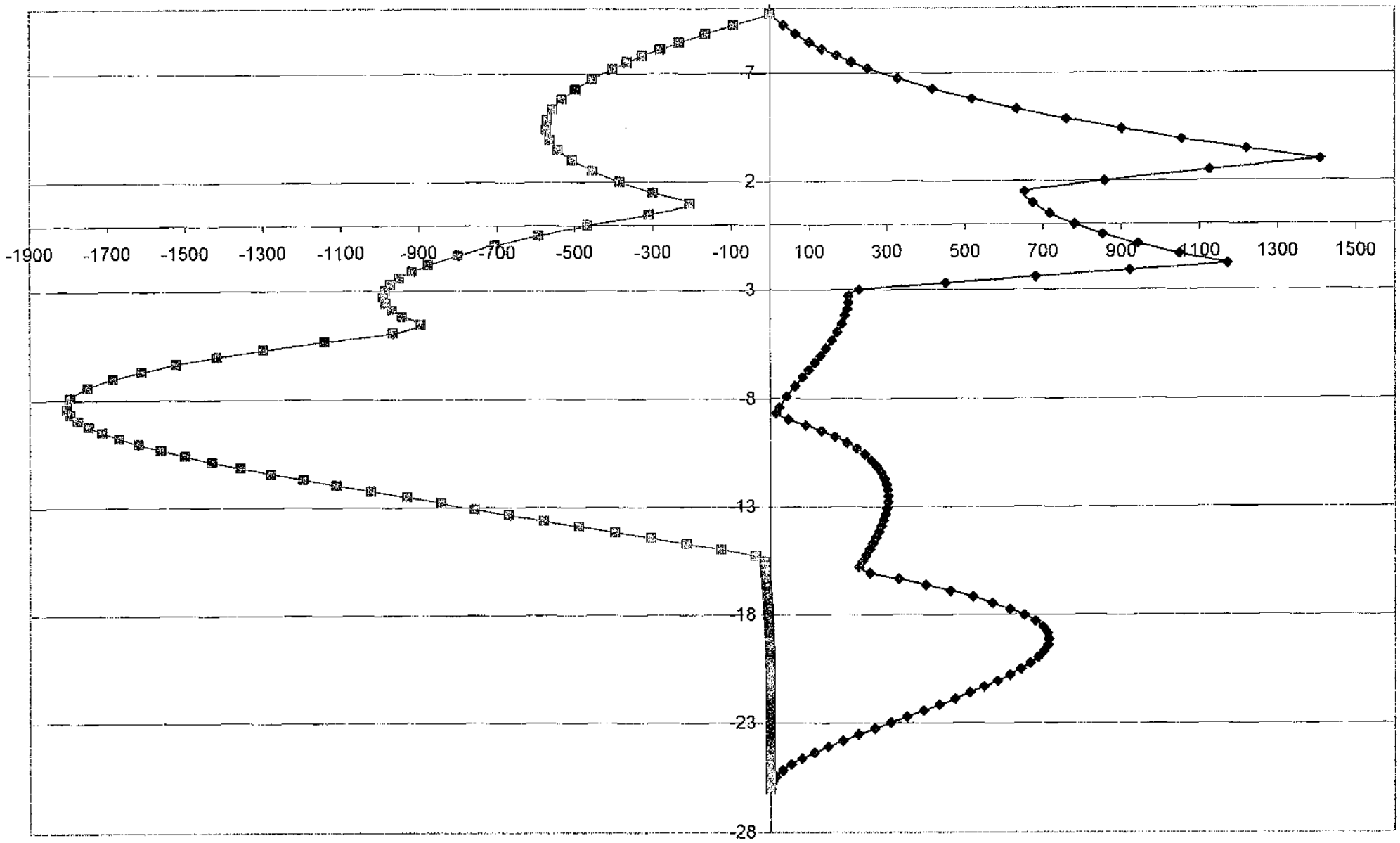
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Fase 1B tramo B
sección inicial 707+469,5



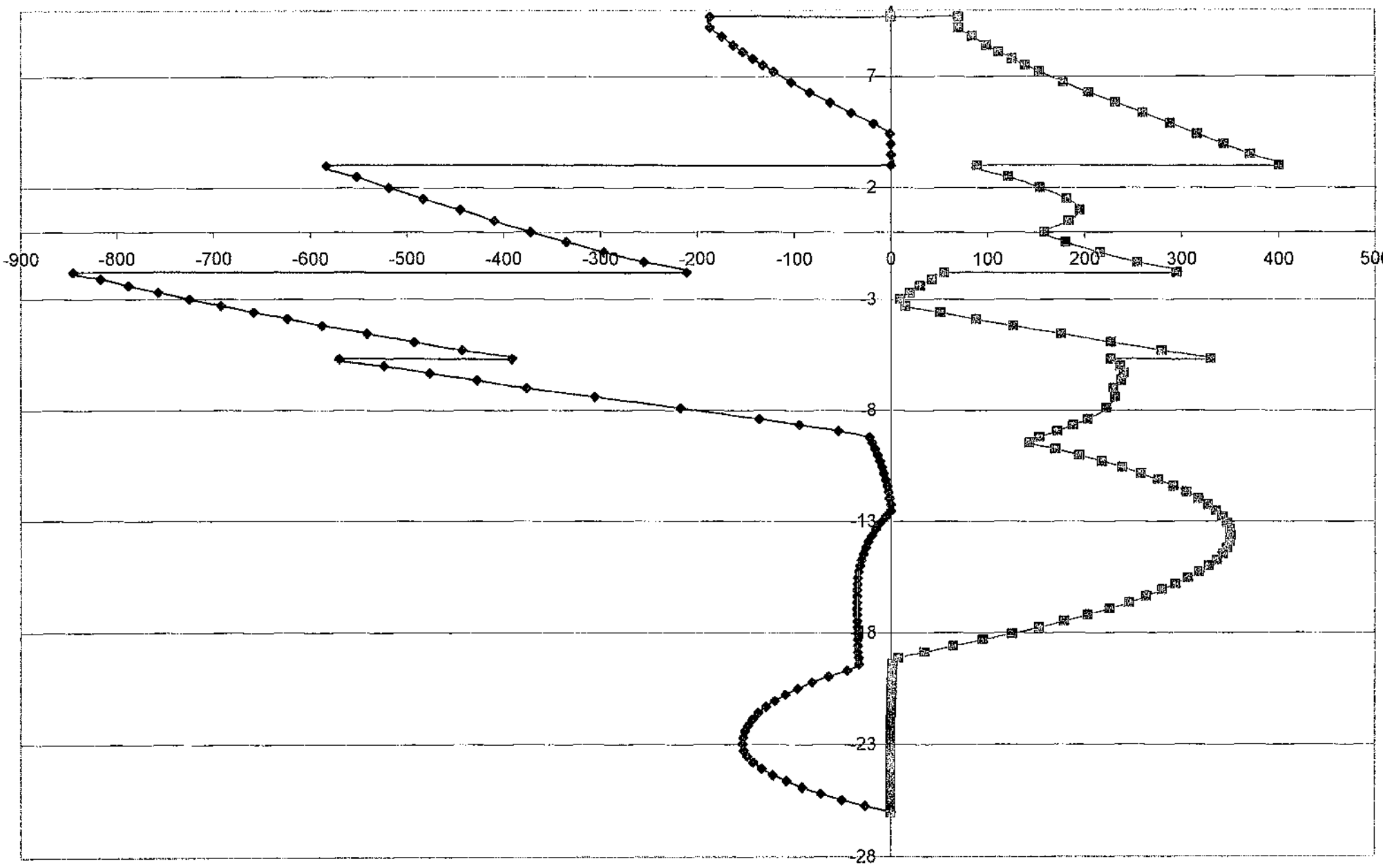
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO B modificado
09/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Fase 1B tramo B
Sección inicial 707+469,5



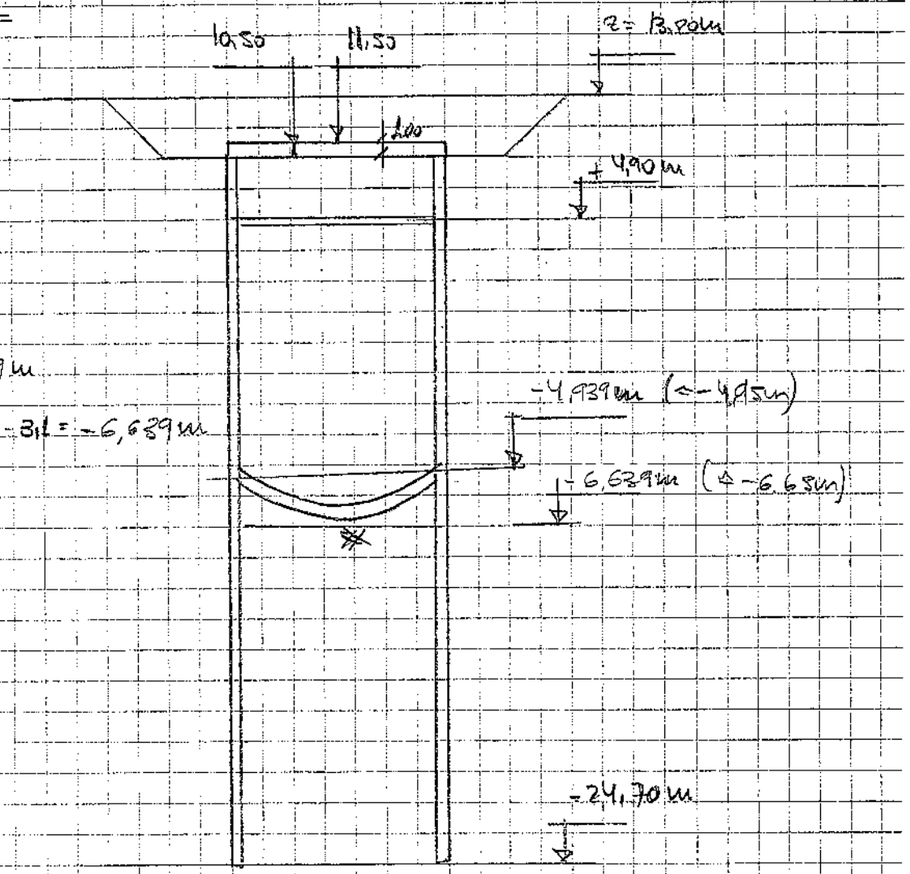
CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO B modificado
09/12/2004

SECCIÓN FINAL 707+520

Geometría



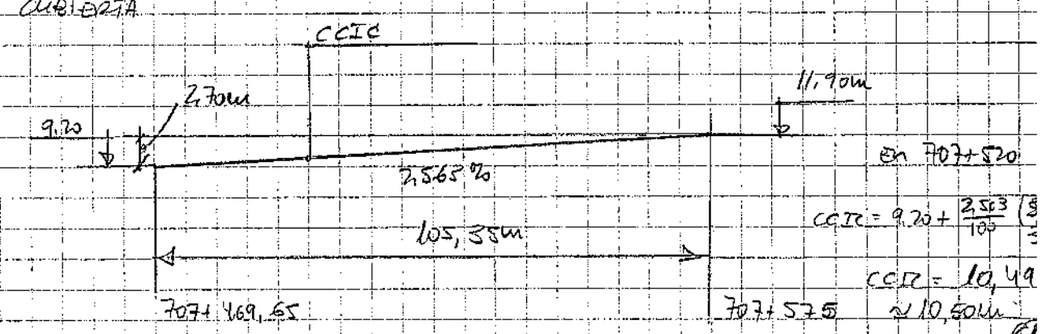
Cota canil

z = -8,589m

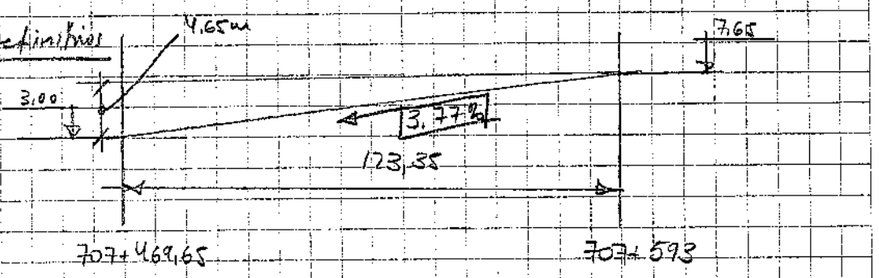
CME = z canil - 3,1 = -6,689m

Archivo Rios P2RLSCN.RIO

CUBIERTA



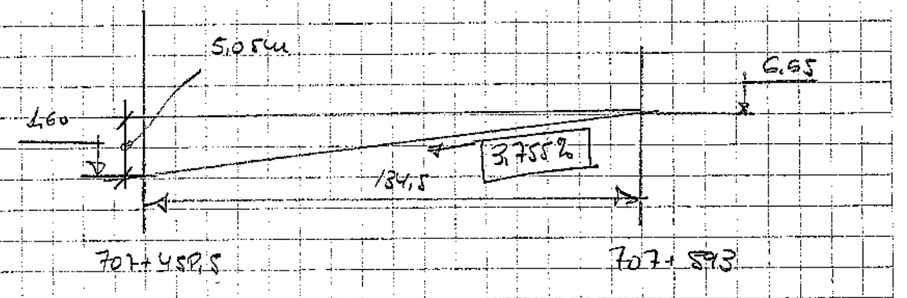
Puntales Definitivos



En 707+520:

$CE = 3 + \frac{3,77}{100}(520 - 469,65) = 4,898m$

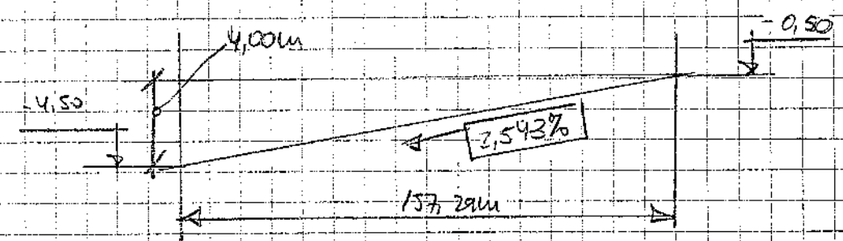
1º EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



En 707+520

$CE = 1,60 + \frac{3,755}{100}(520 - 458,5) = 3,909m$

2º EXCAVACIÓN INTERMEDIA:

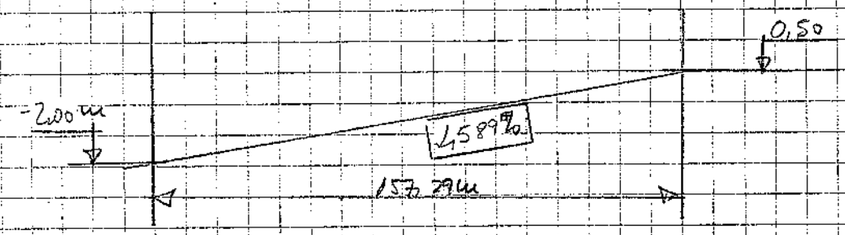


En 707+520

$CE = -4,50 + \frac{2,543}{100}(520 - 458,5) = -2,936m$

$\simeq -2,95m$ (aprox)

PUNTALES PROVISIONALES:

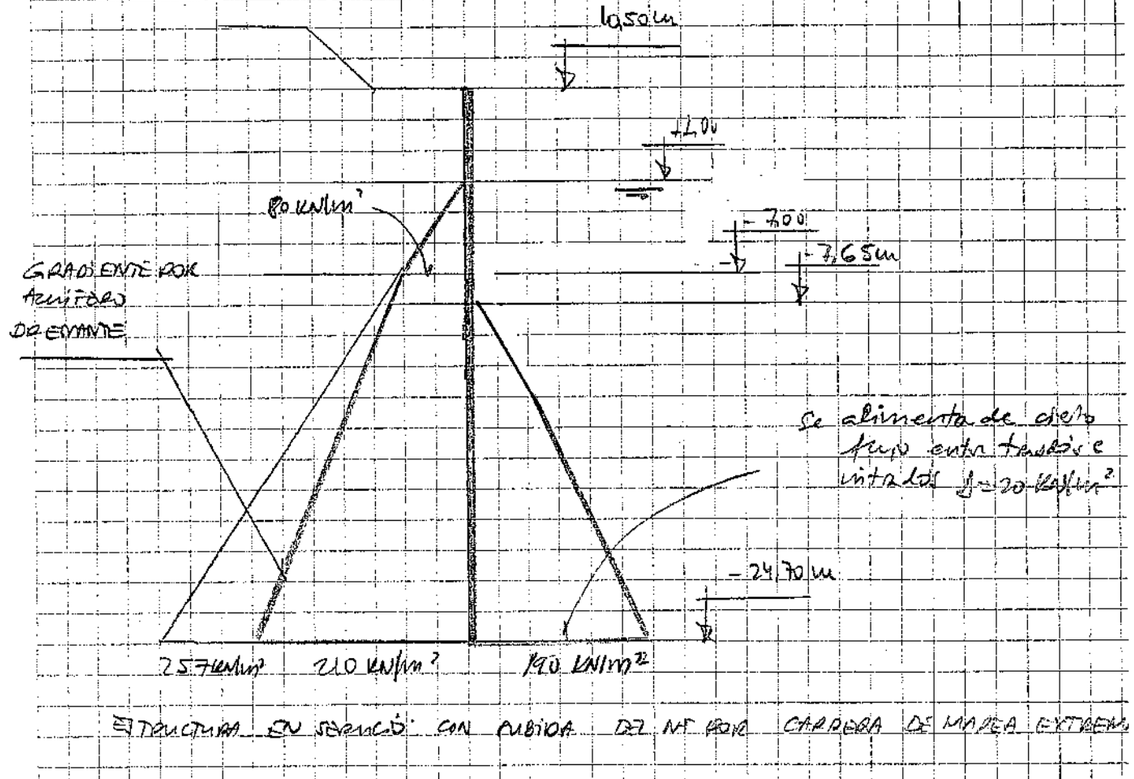


En 707+520

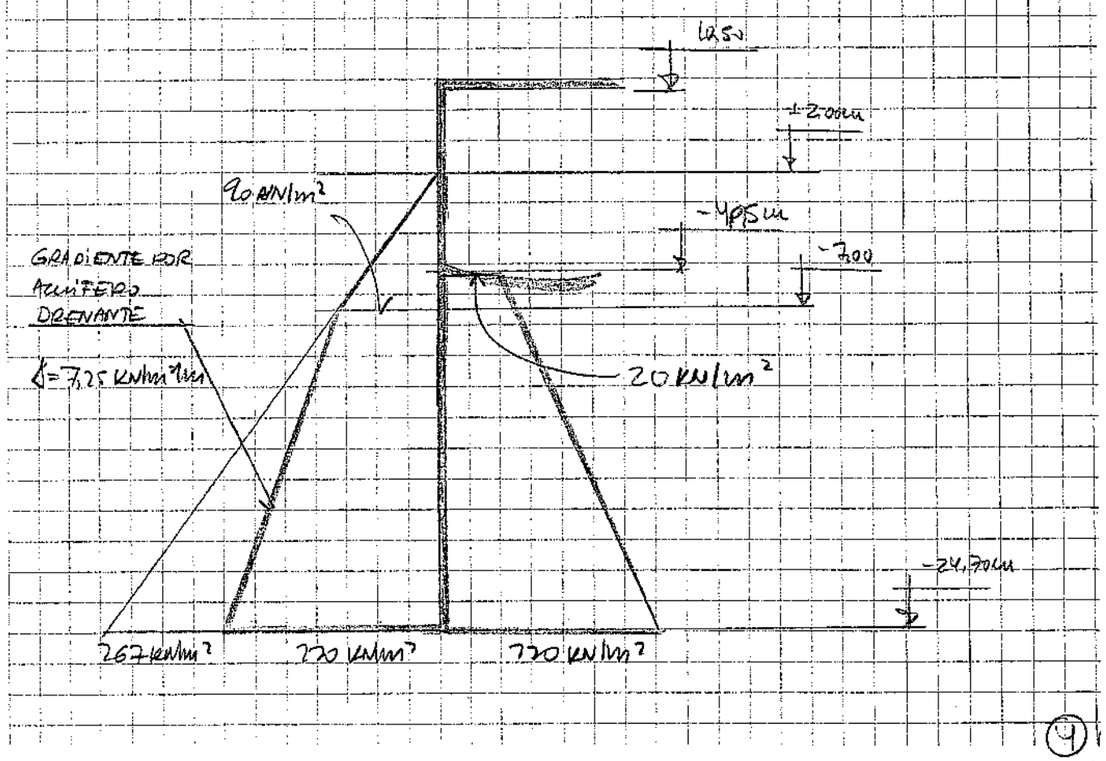
$CP = -2{,}00 - \frac{4{,}589}{100}(520 - 458{,}5) = -4{,}823\ m$

$\cong -4{,}05\ m$ (aprox)

PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS:

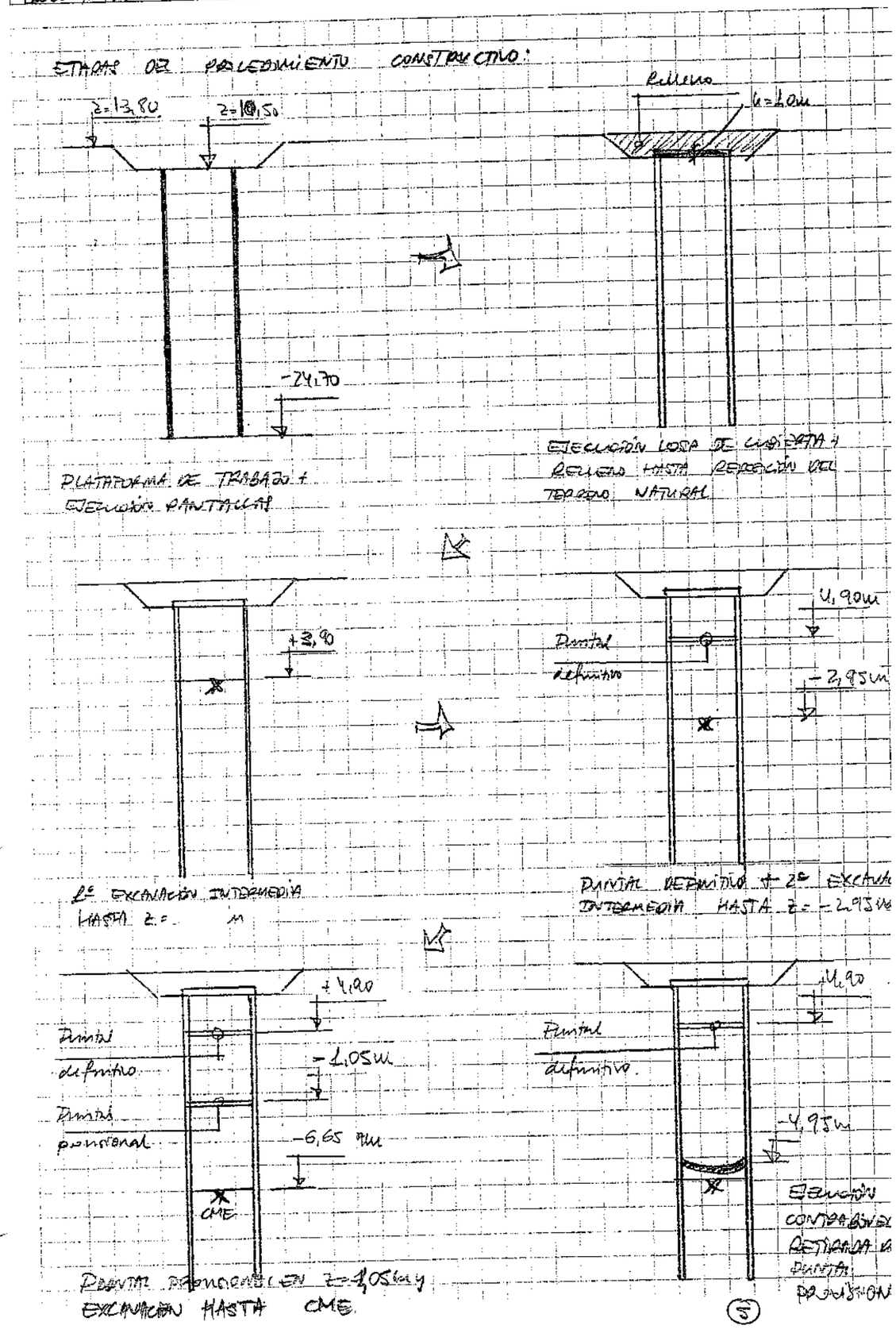


ESTRUCTURA EN SERVICIO CON CUBIOA DE NIVEL EXTERIOR CARRERA DE MAREA EXTREMA



9

Can Tunis 9-02-04



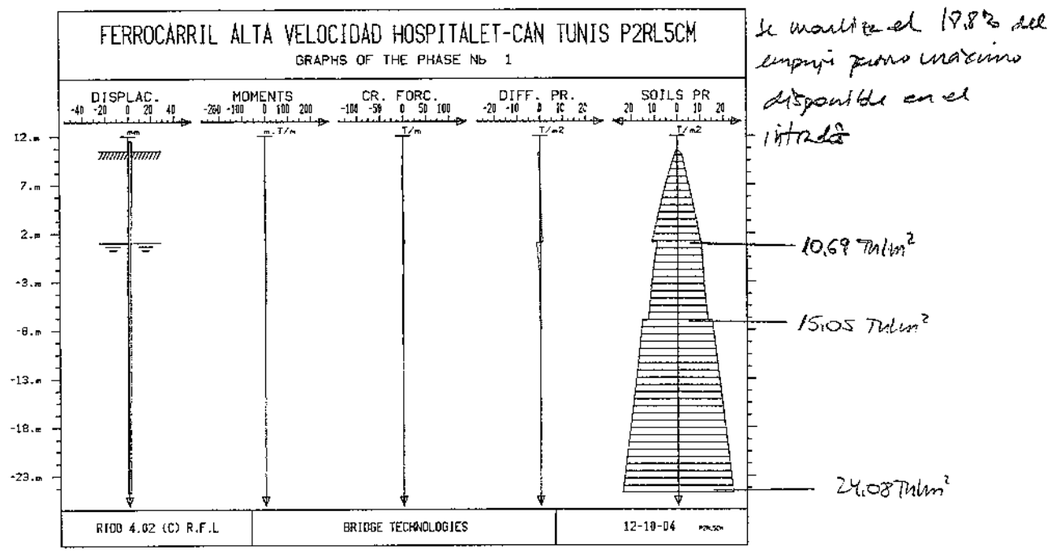

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL5CM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+520
* RASANTE MODIFICADA (UTE)✓
11.5✓
-24.7 1.0^3*2.726E6/12✓
13.80✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 10.5✓
EXC(2) 10.5✓
SUB(1,1) 10.5 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 10.5 1.0 2.0 2.0✓
SUB(1,1) 10.5 2.0 3.0 4.0✓
SUB(1,1) 10.5 3.0 4.0 6.0✓
SUB(1,1) 10.5 4.0 35.0 8.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 11.0 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 10.5 0.0 35.0 8.0✓ ← Sustituye a las anteriores
CAL✓
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -24.7 21.0✓
WAT(2) -7.65 0.0✓
WAT(2) -24.7 19.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=3.90
EXC(2) 3.90✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+4.90 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-2.95✓
STR 4.90 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -2.95✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.05 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.05 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -6.65✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -4.95 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
STR(0,3)✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
```

```
WAT(1) -24.7 22.0✓
WAT(2,1) -4.95 0.0 2.0✓
WAT(2) -24.7 22.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: FLUENCIA ✓
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 11.0 1.0 0.0 0.0 0.66*454400✓
STR -4.95 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 1B TRAMO B SECCIÓN FINAL PK 707+520

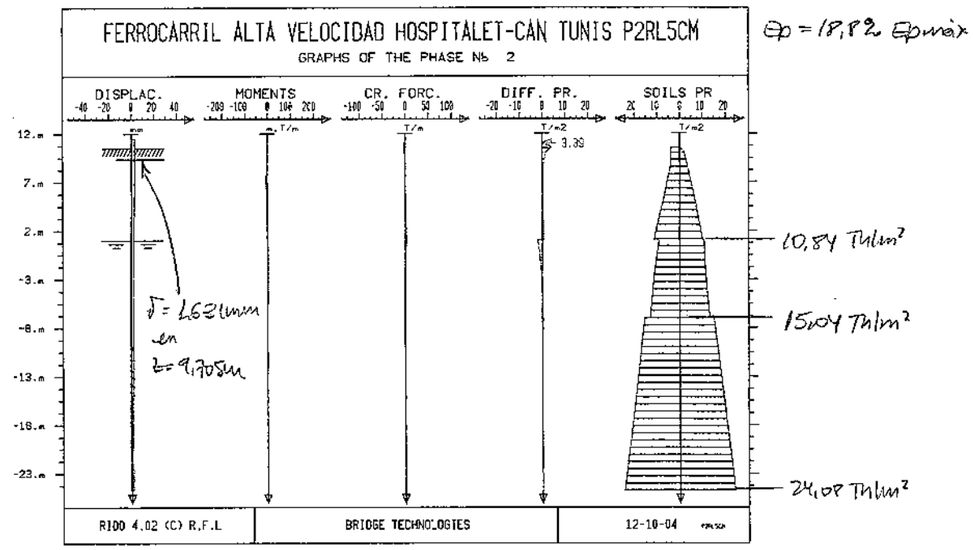
EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES. (Rasante propuesta por la UTE)

ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



Se moviliza el 17,8% del empuje pasivo máximo disponible en el intrados

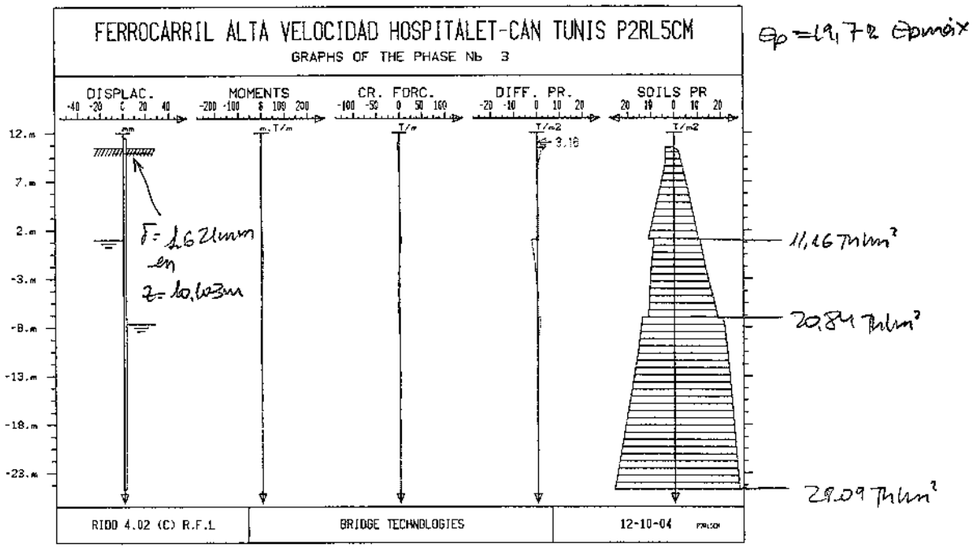
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



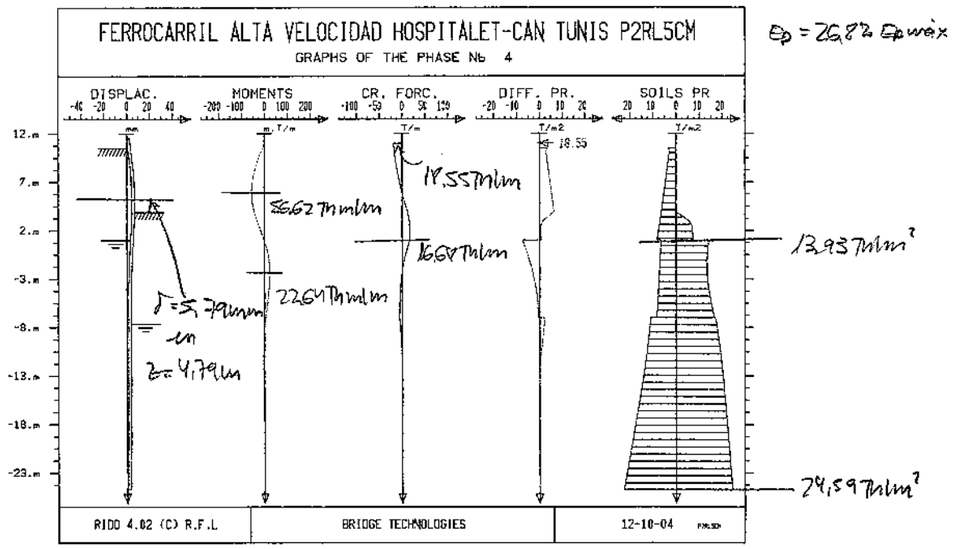
Ep = 18,82 Epmax

δ = 1,621mm en z = 9,705m

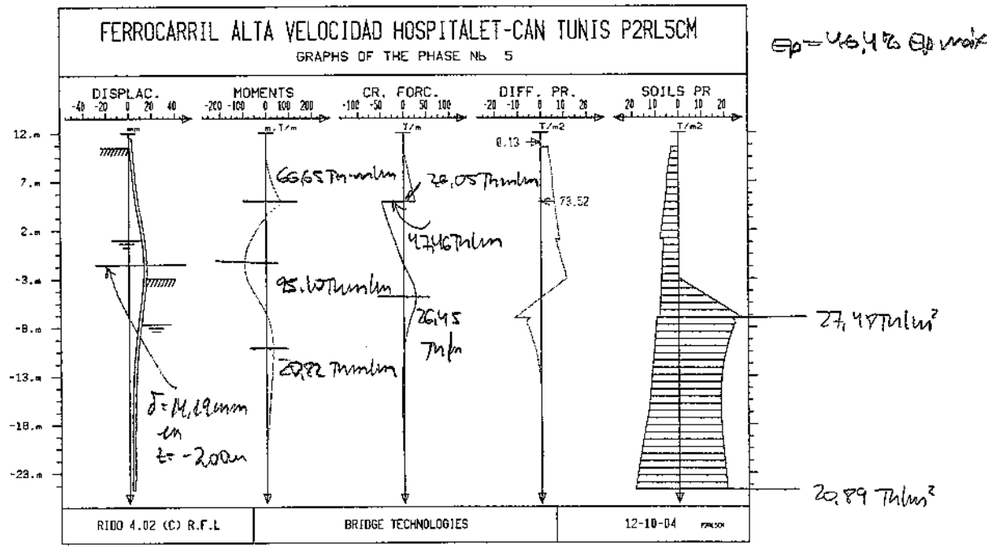
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



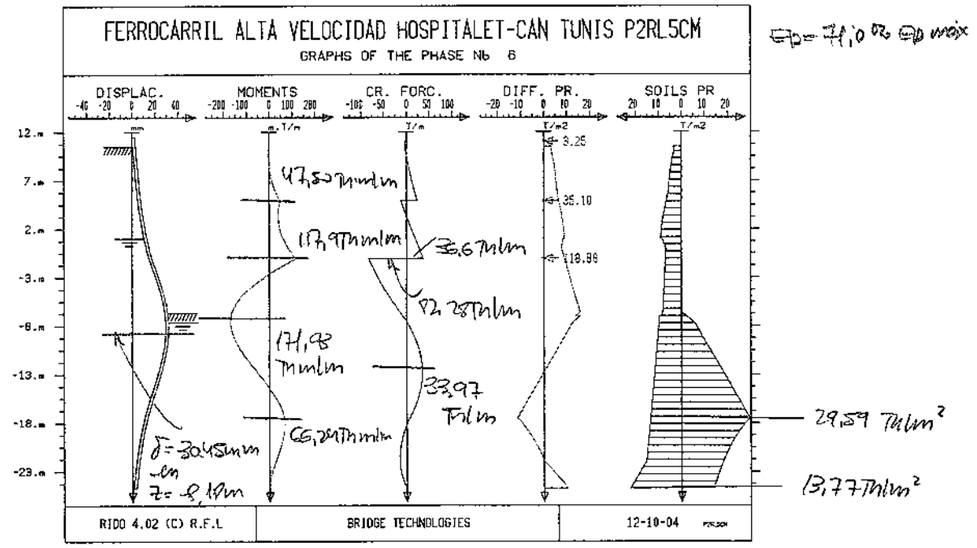
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=3.90m:



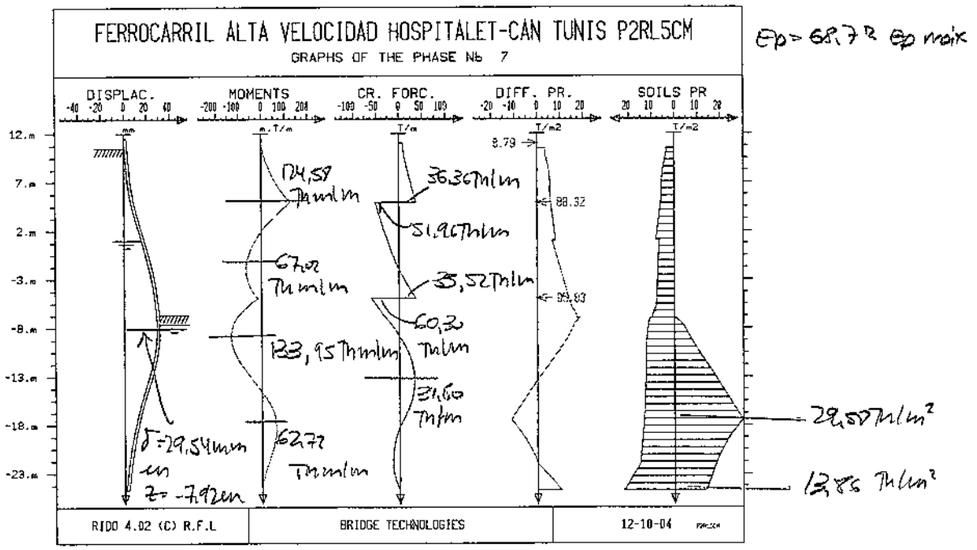
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=4.90m Y EXCAVACIÓN Z=-2.95m:



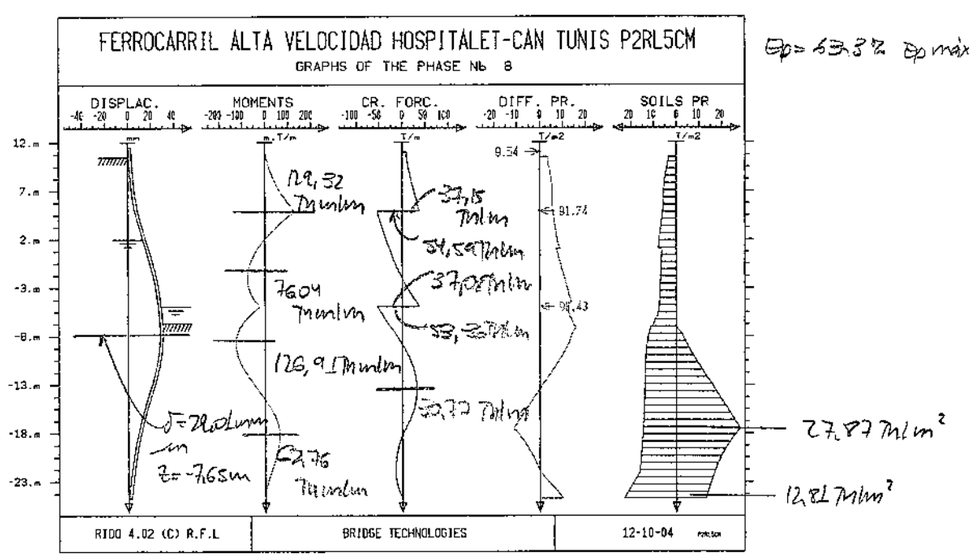
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.05m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



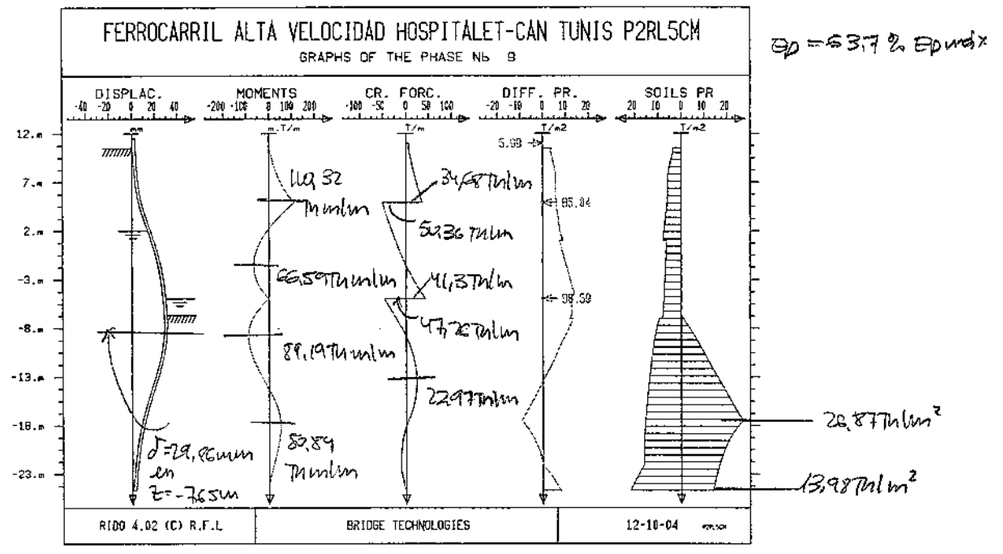
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



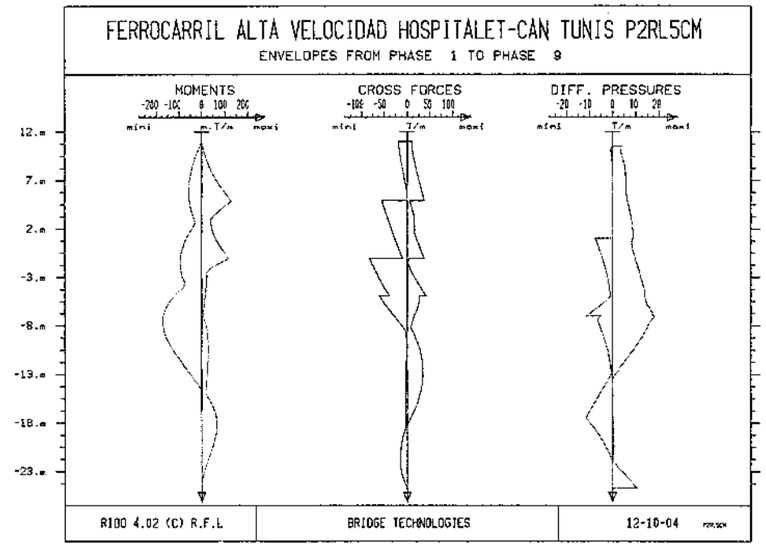
SUBIDA DEL N.F:



FLUENCIA:



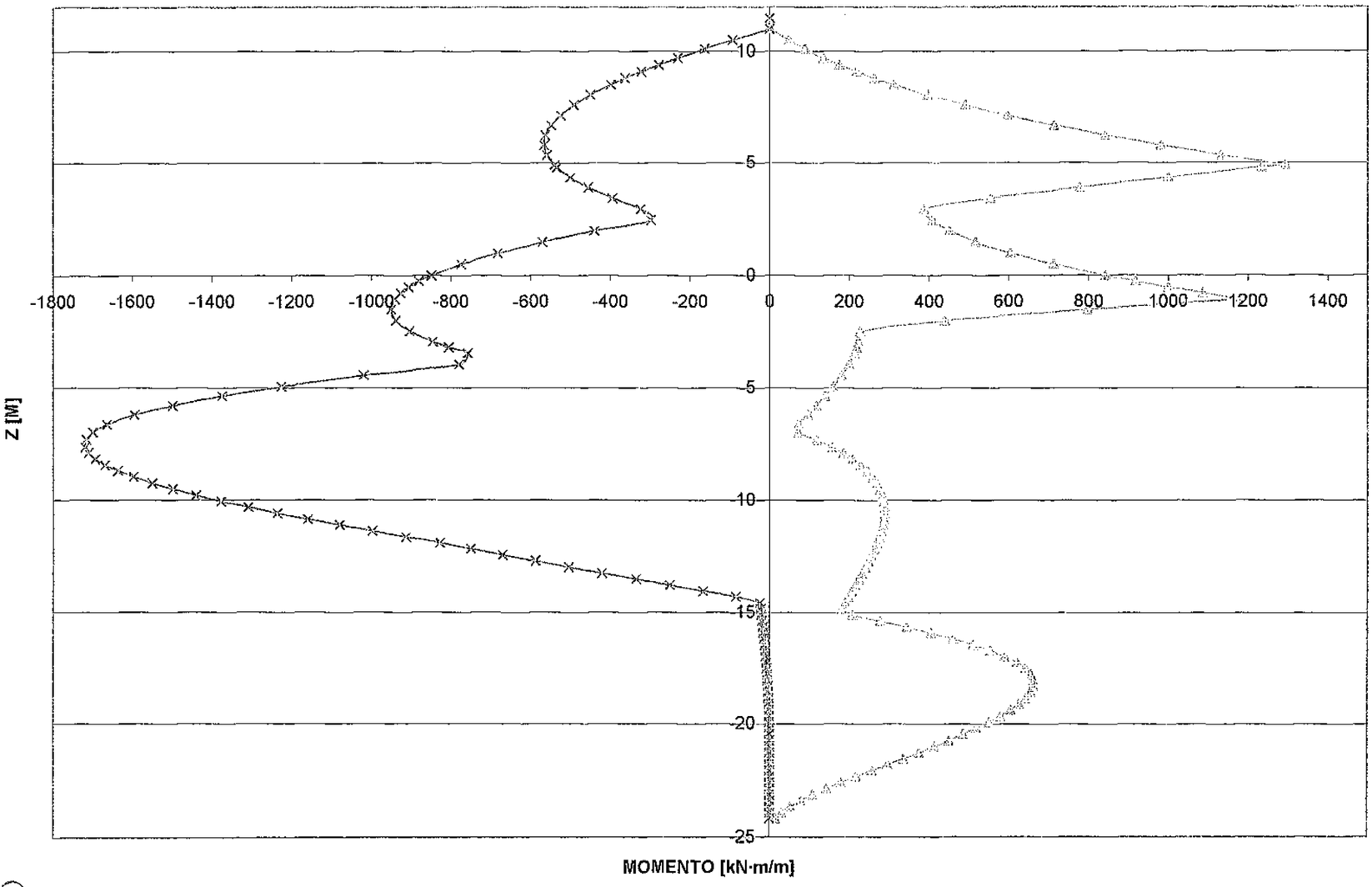
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENV[illegible]ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

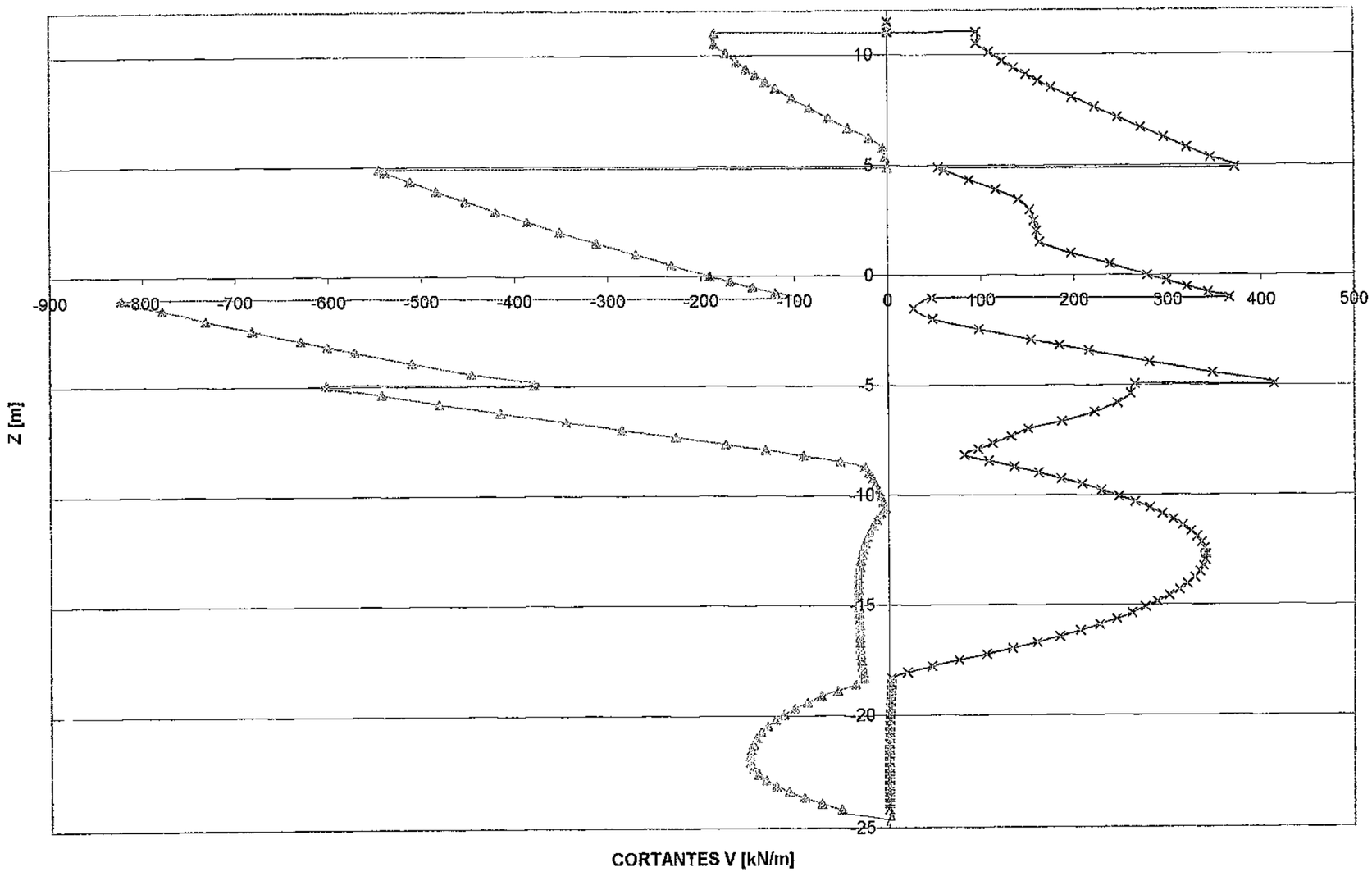
Fase 1B tramo B
sección final 707+520



P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO B modificado
09/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

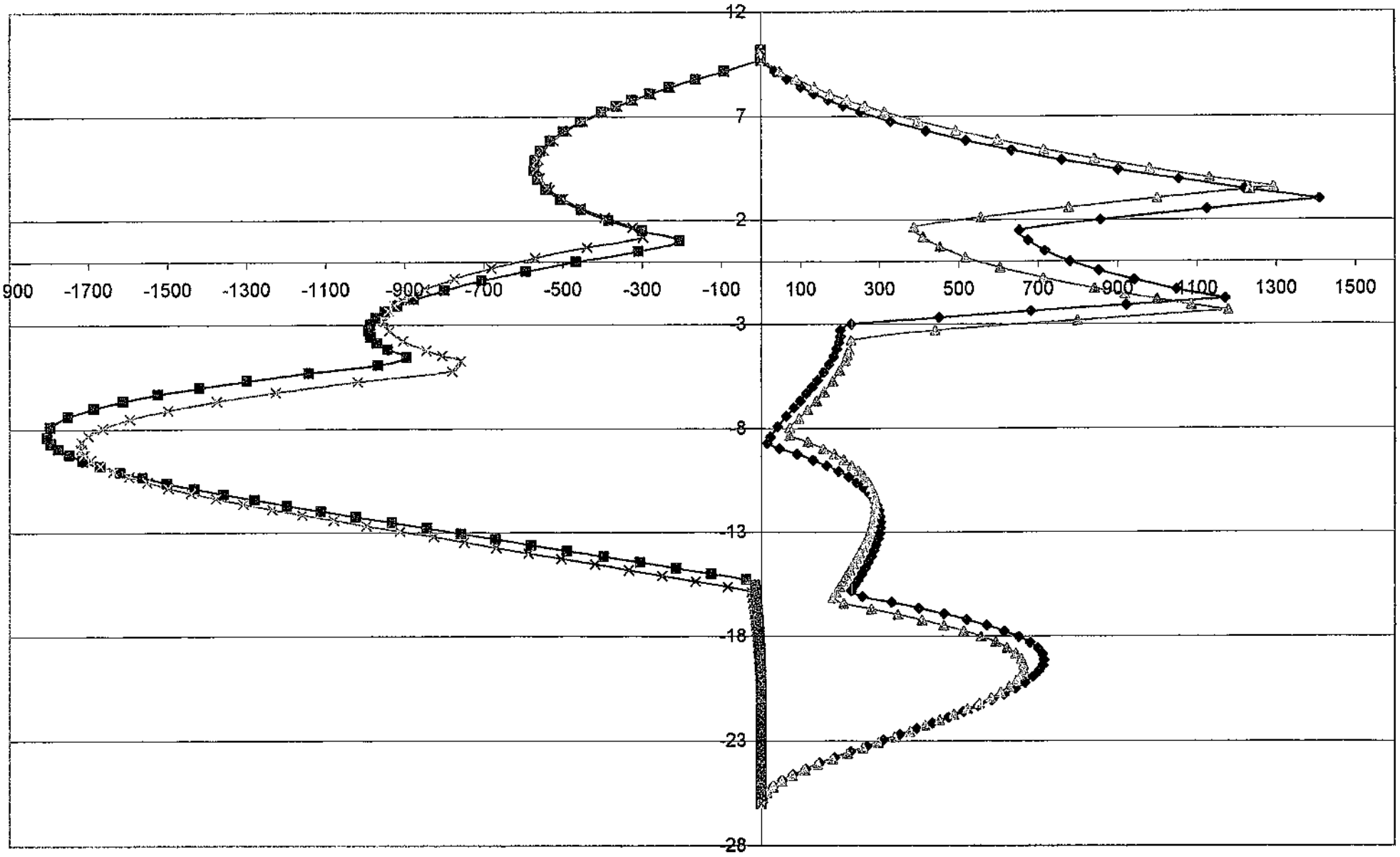
Fase 1B tramo B
Sección final 707+520



P2 RONDA LITORAL FASE1B TRAMO B modificado
09/12/2004

ENV 'ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

se LB tramo B
envolvente sección inicial / final.



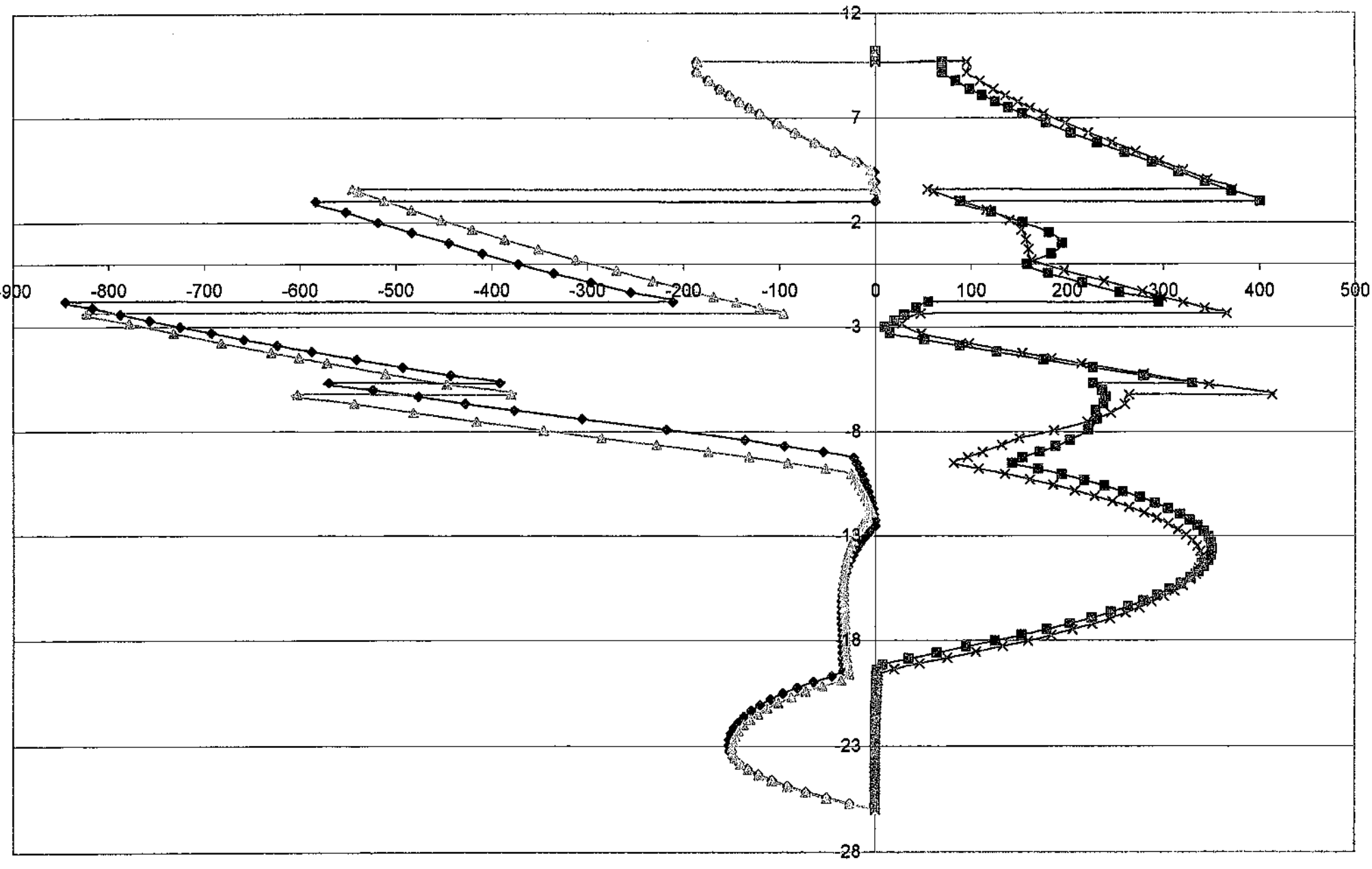
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL — M máx S FINAL — M mín S FINAL

TORAL FASE1B TRAMO B modificado
09/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

FASE 1B tramo B
envolvente sección inicial/final



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL — V mín S FINAL — V máx S FINAL

ITORAL FASE1B TRAMO B modificado
09/12/2004

NOTAS DE ARMADO:

1) FLEXION:

1a) INTRADOS:

- Pie de inocentes: $m_k = 1804,5$ KN·m/m

$m_d = 2706,75$ KN·m/m

$A_s \geq 91,4$ cm²/m

(57)← (Estática)

En un bataclo de 5,0m → 457 cm² → 30 Φ32 + 30 Φ32

$A_{s\,disp} = 96,504$ cm²/m; $m_{rd} = 2945,2$ KN·m/m; ($C_{54} = 1,09$)

$X = 0,45\,Cd$ ← Falla por el hormigón con el acero plastificado y $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$ OK

- Momento último con 4Φ25 p/m

$A_s = 19,636$ cm²/m;

$m_{rd} = 734,1$ KN·m/m $m_{rk} = 489,42$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -14,80$m, a partir de este pto. anclaje + traslapé entre Φ25 que deben llegar hasta

$z = -14,50 - \frac{1,0}{\ell_b} - \frac{1,0}{2} - \frac{0,50}{E} = -17,0$m

- Momento último con 6Φ25 p/m

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_{rd} = 1081,9$ KN·m/m, $m_{rk} = 721,3$ KN·m/m Si tiene $-14,00$m

Si tiene $m_{rk} \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -13,75$m los Φ32 deben llegar hasta $z = -14,00 - \frac{1,5}{\ell_b} - \frac{1,0}{2} - \frac{0,5}{E} = -17,00$m

NOTE BOOK

- Momento último con 6Φ25 + 6Φ32

$A_s = 77,706$ cm²/m

$m_{rd} = 2469$ KN·m/m; $m_{rk} = 1646$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 1645$ KN·m/m para $z \leq -10,0$m a partir de este pto anclaje + traslapé entre Φ32 que deben llegar hasta $z =$

$z = -10,0 - 1,50 - 1,0 - 0,50 = -13,0$m

Si tiene $m_{rk} \leq 1645$ KN·m/m para $z \geq -6,50$m los Φ32 deben llegar hasta $z = -6,50 + 1,5 + 1,00 + 0,50 = -3,50$m

- Momento último con 6Φ25 + 2Φ25

$A_s = 39,272$ cm²/m

$m_{rd} = 1348,51$ KN·m/m, $m_{rk} = 899,0$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 890$ KN·m/m para $z \geq -1,30$m los Φ32 deben llegar hasta $z = -1,30 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = +1,70$m

- Momento último con 6Φ25

$A_s = 29,454$ cm²/m; $m_{rd} = 1081,9$ KN·m/m; $m_{rk} = 721,3$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 720$ KN·m/m para $z \geq 0,00$, los Φ25 deben llegar hasta $z = 0,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = +3,00$m

- Momento último con 6Φ32 + 2Φ25

$A_s = 58,07$ cm²/m; $m_{rd} = 1921,15$ KN·m/m; $m_{rk} = 1280,77$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 1290$ KN·m/m para $z \geq -5,00$ los Φ32 deben llegar a $z = -5,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = -2,00$m

NOTE BOOK

T6) TRAGDAS

- Pilo de cimentación $m_k = 1409,4$ kN·m/m; $m_d = 2114,1$ kN·m/m

$A_s \geq 68,55 cm^2/m$

En 1 batada de 50cm $A_s \geq 342,9 cm^2$ → 25Ø32 + 30Ø25

$A_s = A_{s,p} = 69,664 cm^2/m$

$m_{Rd} = 2250,8$ kN·m/m; $m_{Rk} = 1500,5$ kN·m/m ($\gamma_{Gk} = 1,065$)

$X = 0,31 d$ → Fallo por el hormigón con el acero plastificado y $\varepsilon_c = 2‰$

- Pilo interior de momentos:

$m_k = 714,17$ kN·m/m;

$m_d = 1071,26$ kN·m/m

$A_s \geq 32,47 cm^2/m$; en toda 1 batada de 50cm $A_s \geq 1624 cm^2$

→ (5+2) Ø25 para 1

- Momento último con 5Ø25

$A_s = 24,545 cm^2/m$

$m_{Rd} = 909,62$ kN·m/m; $m_{Rk} = 605,41$ kN·m/m

Se tiene $m_k \leq 605$ kN·m/m para $z \leq -21,00$m el refuerzo de Ø25 debe llegar hasta $z = -21,0 - \underbrace{1,0}_{\Phi_s} + \underbrace{4,0}_{d} - \underbrace{0,5}_{\varepsilon} = -23,50$m

Si tiene $m_k \leq 605$ kN·m/m para $z \geq -17,50$ los Ø25 de refuerzo deben llegar hasta $z = -17,50 + 1,0 + 4,0 + 0,5 = -12,0$m

Se tiene $m_k \leq 605$ kN·m/m para $z \leq -3,00$ el refuerzo de Ø32 debe llegar hasta $z = -3,0 - 1,50 - 4,0 - 0,50 = -9,0$m

Si tiene $m_k \leq 605$ kN·m/m para $z \geq 6,00$m el refuerzo debe llegar hasta $z = 6,00 + 1,50 + 4,00 + 0,50 = 9,00$m

III) CORTANTE

· Pico de cortante $V_{rd} = 815,42$ kN/m

$V_d = 1258,8$ kN/m

$A_s = 6\phi 25 + 5\phi 32$ $A_s = 69,664$ cm²/m

$A_A \geq 30,81$ cm²/m/m ← Tomando planos ∅ 0,15 en Pramas (planos (b=5,0m)

$A_c \geq 2888$ cm²/barra ← Estribos con ∅20

· cortante último con Pramas ∅12 a 0,15

$A_s = 29,454$ cm²/m ← Esfuerzo mínimo

$A_d = 12,064$ cm²/m/m

$V_{rd} = 621,9$ kN/m; $V_{rk} = 434,5$ kN/m

Si tiene $V_{rk} \leq 430$ kN/m para $z \leq 8,00$ m (Indicar diseño en ¼ canto útil)

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga unitaria puntales: $N_k = 1189,0$ kN/m (Del lado seguro contando puntales definitivos)

$N_d = 1,50 \cdot 2,50\,m \cdot 1190,0$ kN/m = 4462,5 kN/puntal = 4,5 kN/puntal

Flujo máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25\ MPa}{1,50} = 5,0$ MPa

Placa de apoyo del puntal $0,75 \times 0,75$ — $u_0 = 3,0$ m

$d = 0,85$ m (del lado seguro)

Sustituyendo valores

$\frac{4465}{3,0 \cdot 0,85} = 1,75$ MPa $<< f_{1cd}$ ← OK!!

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$; $A_x = A_{w/s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$

$d = 0,85$ m (del lado seguro)

$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{cv})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 4,465$ MN

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,485$

A_{sx} = 2φ20 a 0,15 ; A_{sx} = 41,89 cm²/m → ϱ_x = 0,004189

A_{sy} = 6φ25 + 5φ32 + 6φ25 + 2φ25 = 108,94 cm²/m → ϱ_y = 0,0109

con lo cual $\varrho_e = \sqrt{\varrho_x \varrho_y}$ = 0,00676

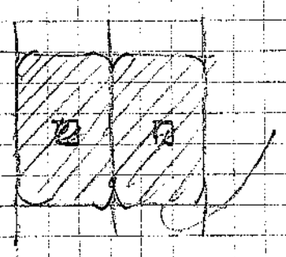
Sustituyendo valores:

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \cdot (100 \cdot 0{,}00676 \cdot 25)^{1/3}$ = 0,457 MPa

Para no requerir armadura de punzonamiento es necesario que u_1 cumpla:

$$u_1 \geq \frac{F_{sd}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{4{,}465\ MN}{0{,}457\ MPa \cdot 0{,}95\ m} = 11{,}50\ m$$

Perímetro crítico:

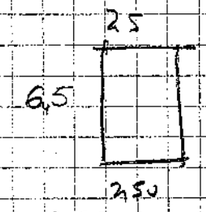


$u_{crítico}$ = 6,73 m

El menor → hace falta armadura de punzonamiento

Obs: Al juntar los dos superficies de retraso en una única, disminuimos notablemente el el cortante vertical de las pantallas. El Vcu de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (cuando se dispondrá si hay riesgo de punzonamiento y ese es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando u_1 = 11,50 m = b_0



$\xi = 1{,}485$

ϱ_e: A_{sx} = φ20 c/0,15 A_{sx} = 20,95 cm²/m; ϱ_x = 0,0020,95 ø

A_{sy} = 6φ25 + 5φ32 = 69,664 cm²/m ϱ_y = 0,00697

$\varrho_e = \sqrt{\varrho_x \varrho_y}$ = 0,003920

$V_{cu} = [0{,}10 \cdot 1{,}485 \cdot (100 \cdot 0{,}003920 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 1{,}15 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}0 = 3{,}08\ MPa$

→ $V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 4{,}465 - 3{,}08 = 1{,}385\ MN$

$V_{su} = z \cdot \sin^2\alpha \,(\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \cdot A_\alpha \cdot f_{yd}$; $z = 0{,}9\,d$

$z = 0{,}9 \cdot 0{,}85 = 0{,}765\ m$

$$A_{\alpha z} = \frac{1{,}385\ MN}{0{,}765\ m \cdot 400\ MPa} = 45{,}27\ cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$$

a) Tomando $s = 0{,}15$ → $A_{sw} = 6{,}79\ cm^2$ en cada plano → 1,698 cm²/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0{,}60$ → $A_{sw} = 27{,}16\ cm^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15 en cada plano entran

43 barras → 0632 cm²/barra (OK!!)

Se cubre con la armadura dispuesta

CRUCE RONDA LITORAL

Fase 2 tramo A 707+620 a 707+593

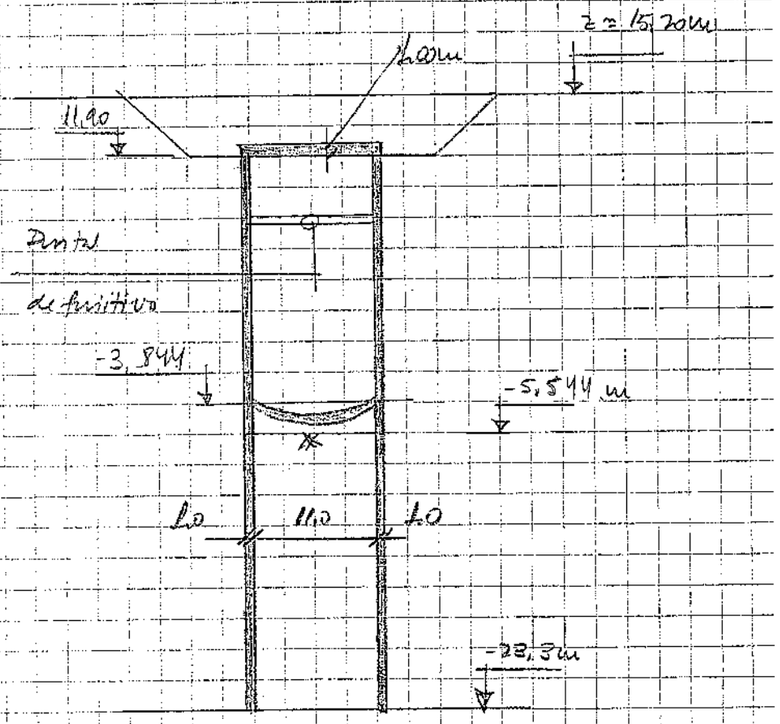
SECCIÓN INICIAL: Coincide con la sección final del tramo B de la Fase 1B

↓

Ver nota de calculo correspondiente

SECCIÓN FINAL 707+593

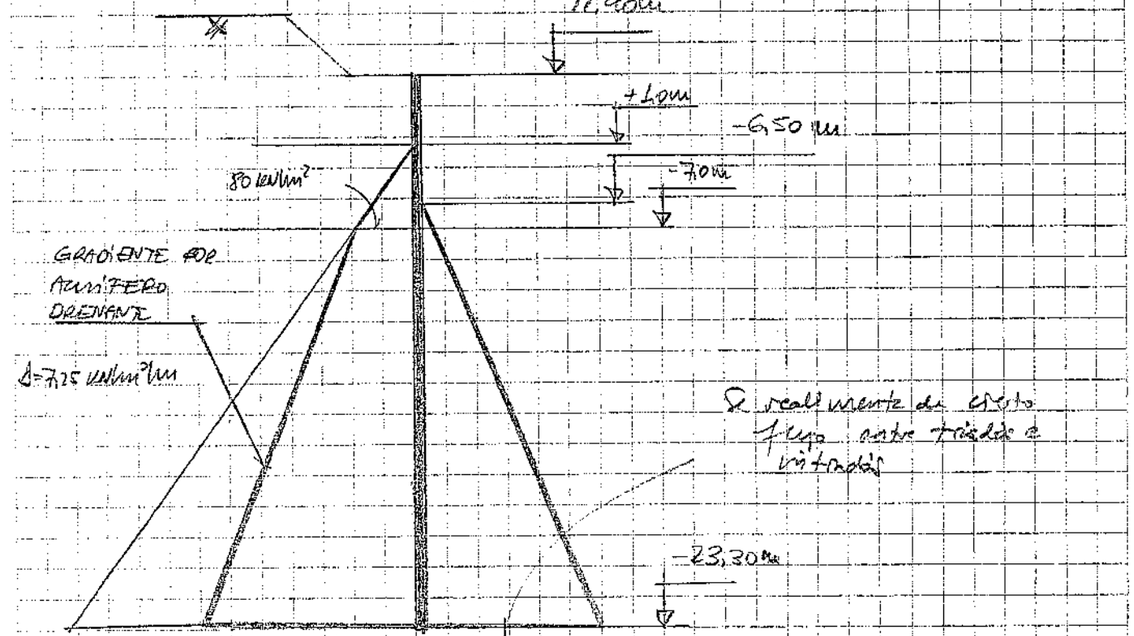
Geometría:



Archivo RIOO PZ.RL.6.CM.RN

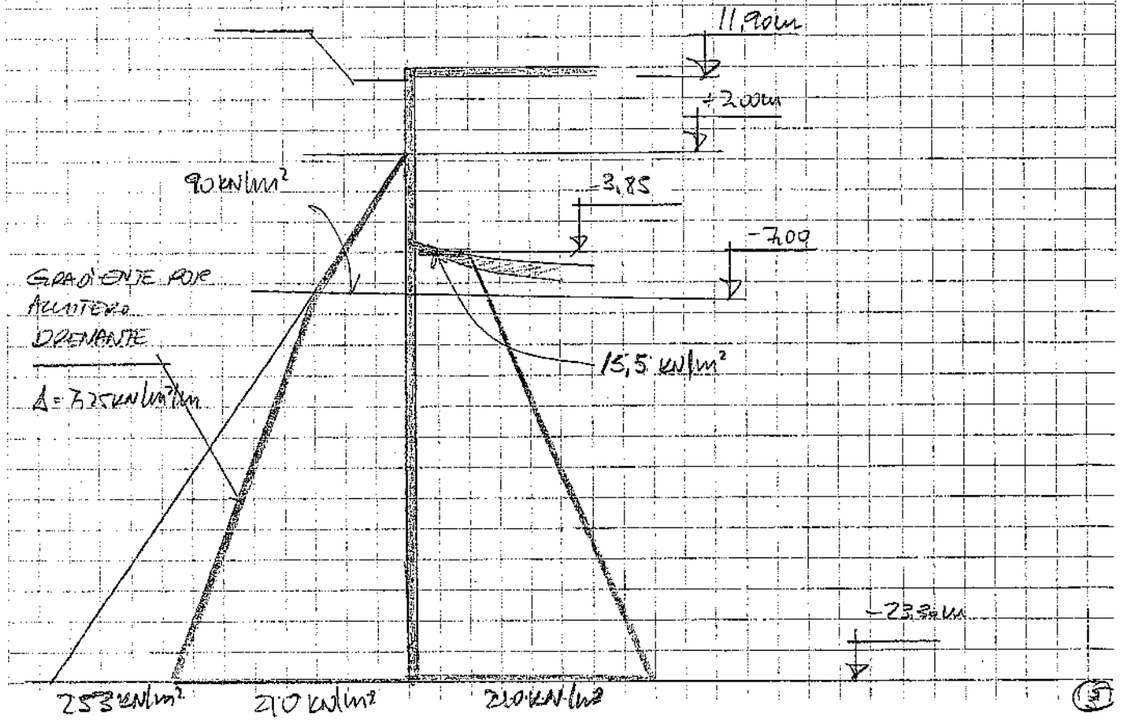
Cam Tunnil 10-Dic-04

LEYES DE PRESIÓN DE AGUA CONSIDERADAS



Se realizará de cálculo flujo entre tablestacas e interiores

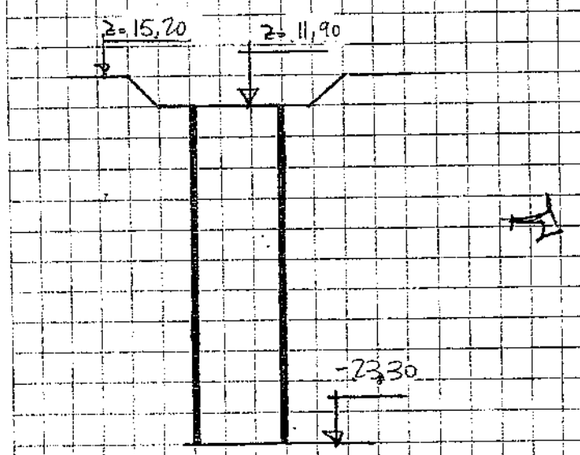
ESTRUCTURA EN SERVICIO PRESIÓN DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA



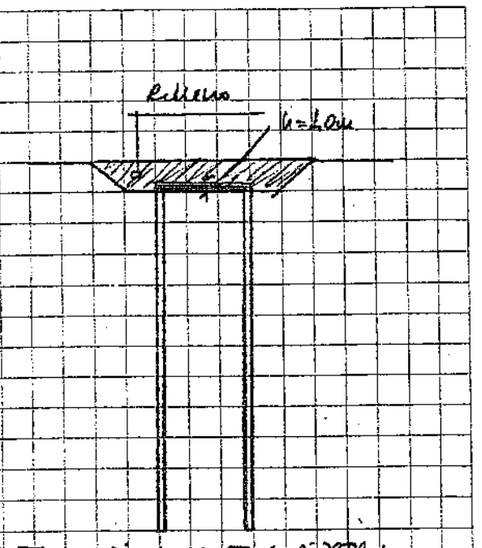
(5)

Cam Tunnil 10-Dic-04

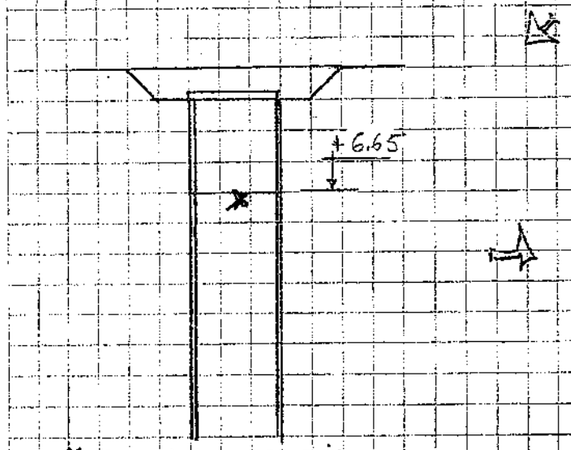
ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



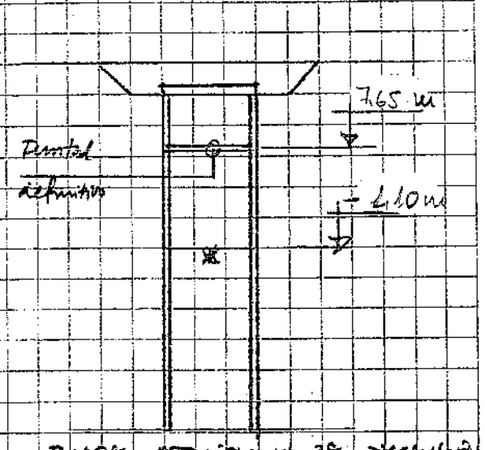
PLATAFORMA DE TRABAJO + EJECUCIÓN PANTALLAS



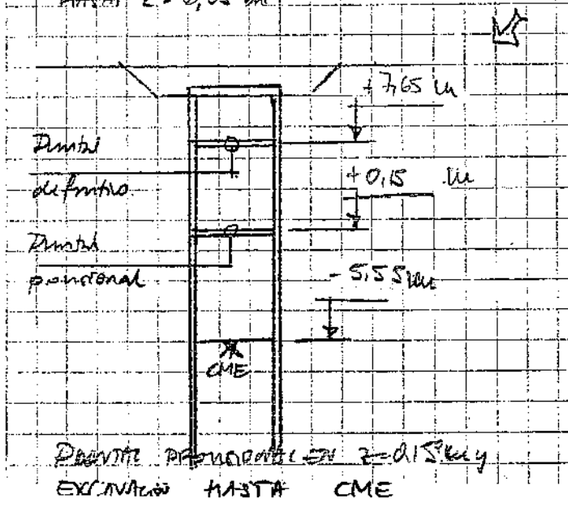
EJECUCIÓN LOSA DE CIMENTACIÓN + RELLENO HASTA RECUPERACIÓN DEL TERRENO NATURAL



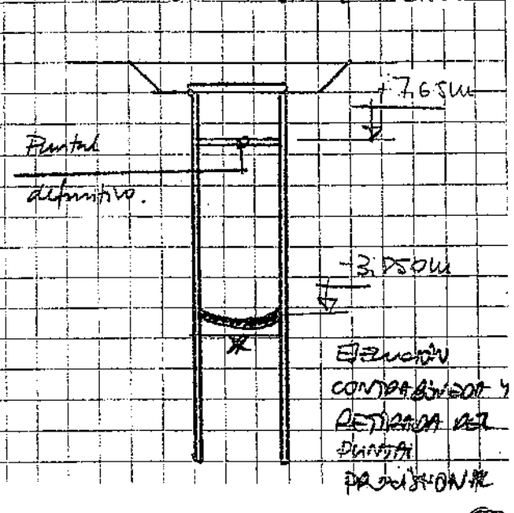
2ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA z=-6,65 m



PUNTAL DEFINITIVO + 2ª EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA z=-11,10m



PUNTAL PROVISIONAL EN z=-0,15m y EXCAVACIÓN HASTA CME



EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

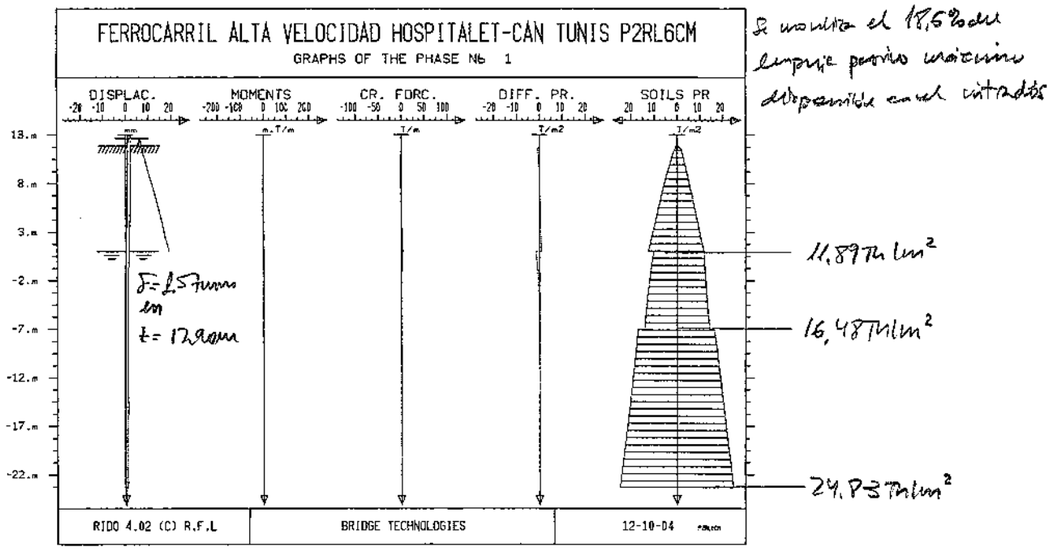
(9)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL6CM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 2 TRAMO A DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+593
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
12.9
-23.3 1.0^3*2.726E6/12
15.20
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 11.9
EXC(2) 11.9
SUB(1,1) 11.9 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 11.9 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 11.9 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 11.9 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 11.9 4.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 12.4 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 11.9 0.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -23.3 20.0
WAT(2) -6.5 0.0
WAT(2) -23.3 19.0
CAL
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=6.65
EXC(2) 6.65
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=7.65 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-1.10
STR 7.65 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -1.10
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=0.15 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR 0.15 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -5.55
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -3.85 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -23.3 21.0
WAT(2,1) -3.85 0.0 1.55
WAT(2) -23.3 21.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 12.4 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -3.85 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

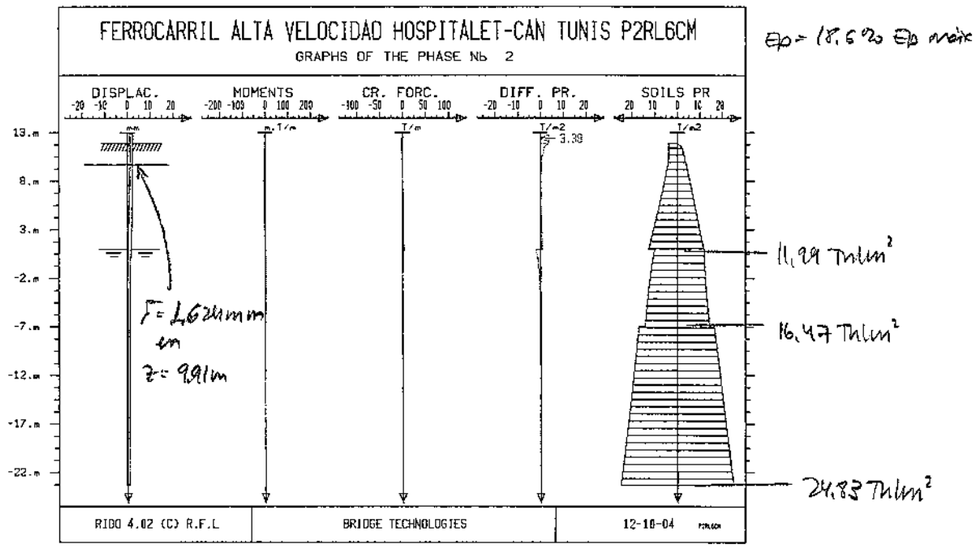
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 2 TRAMO A SECCIÓN FINAL PK 707+593

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES DEFINITIVOS Y OTRO NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES (Rasante propuesta por la UTE).

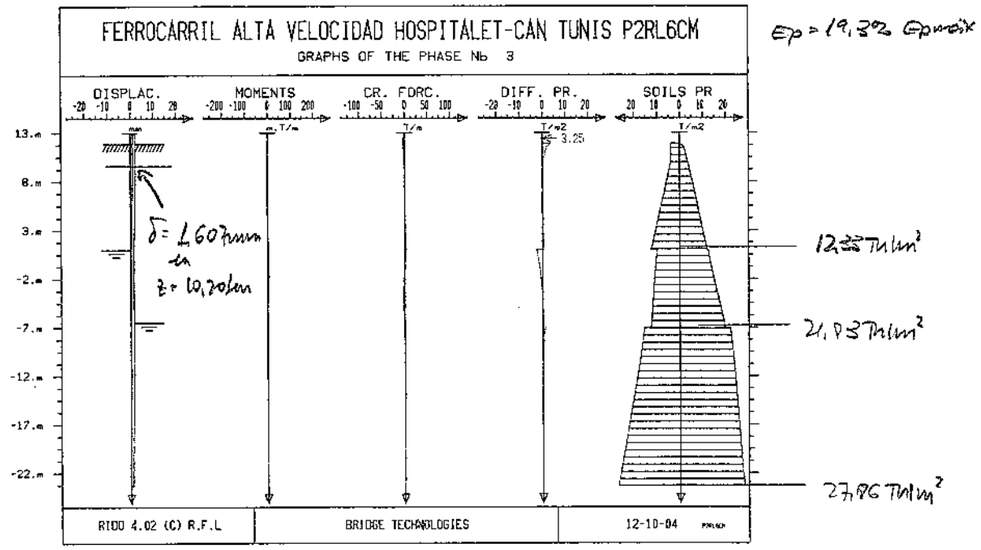
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



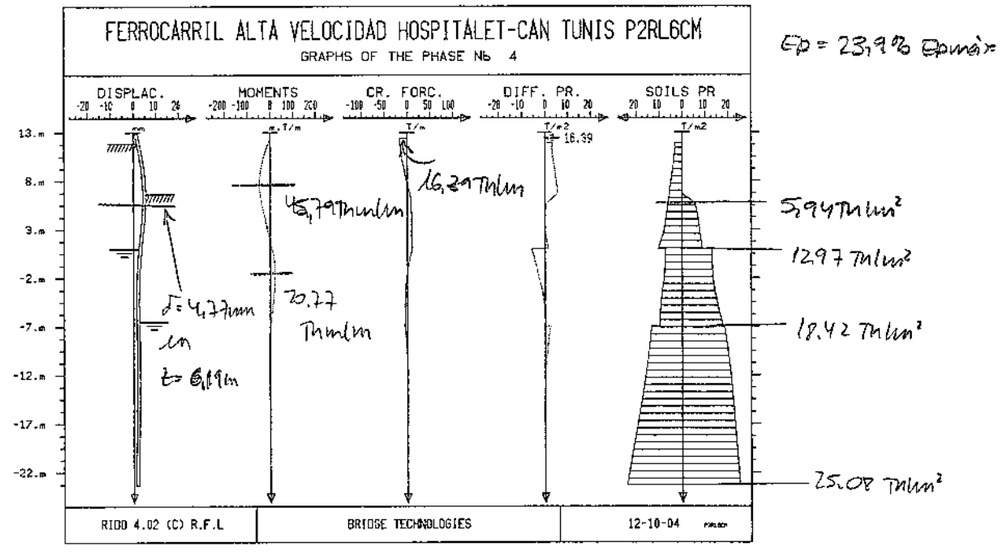
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



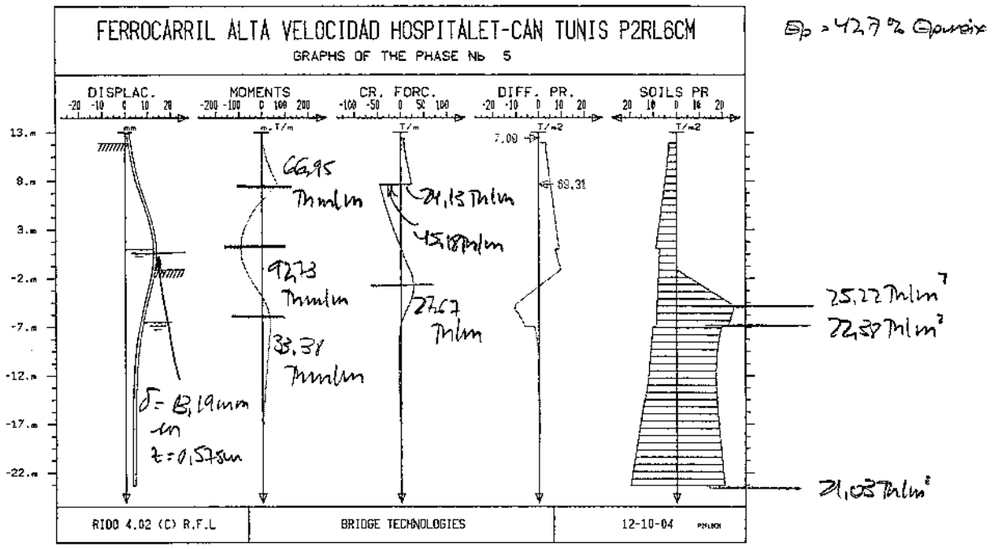
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



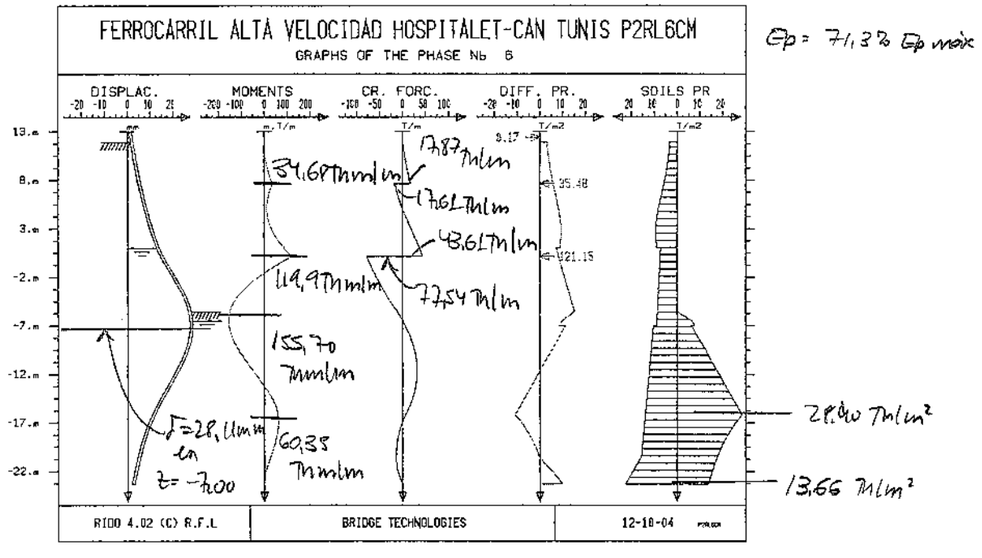
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=6.65m:



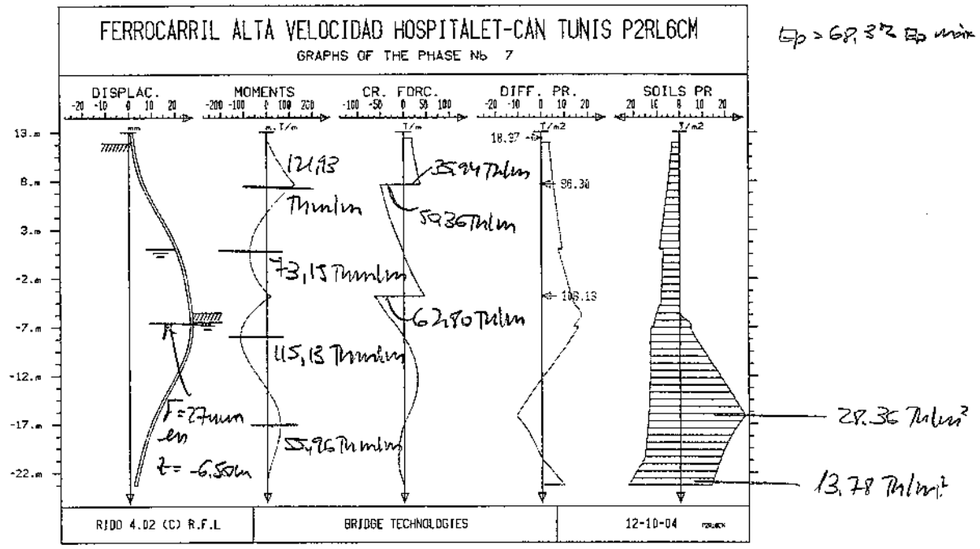
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=7.65m Y EXCAVACIÓN Z=-1.10m:



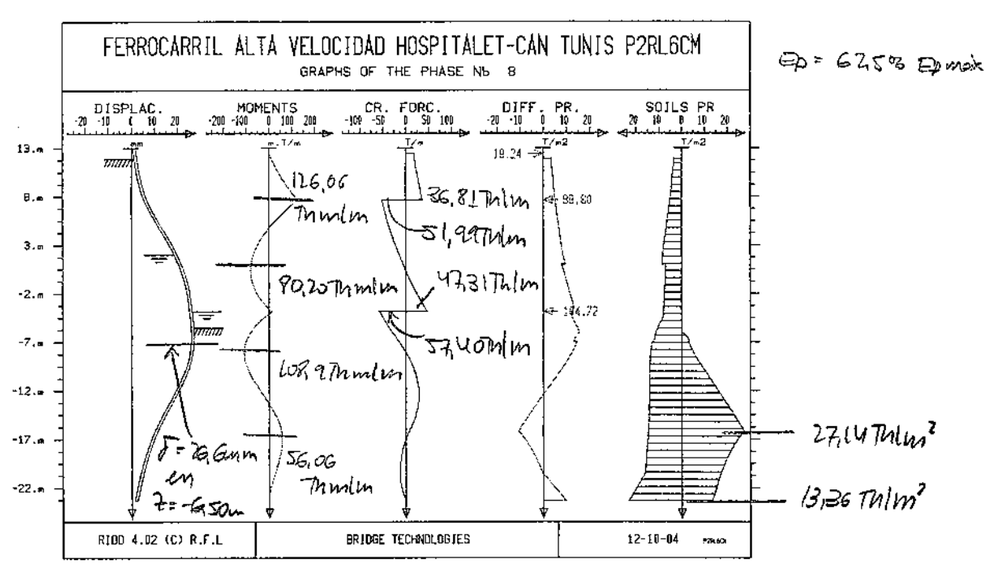
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-0.15m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



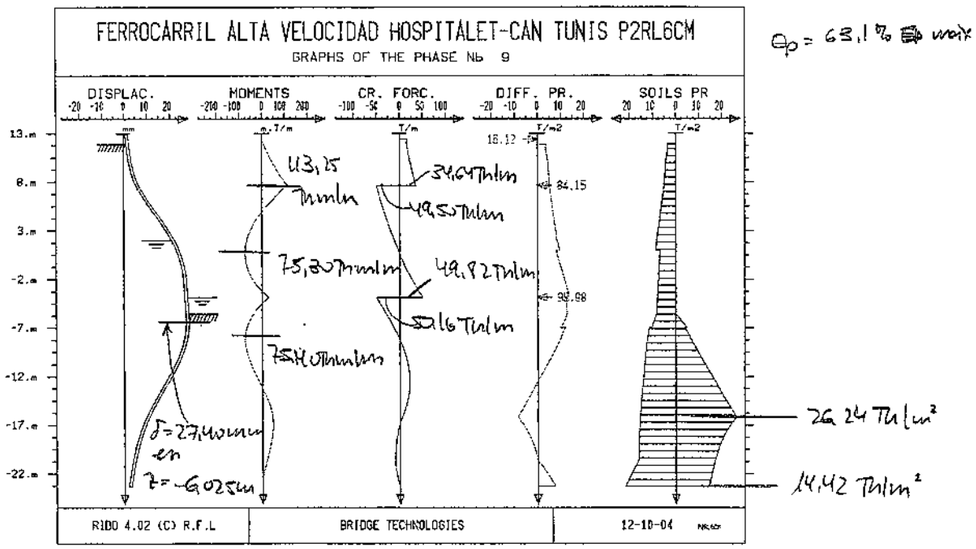
EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



SUBIDA DEL N.F:



FLUENCIA:

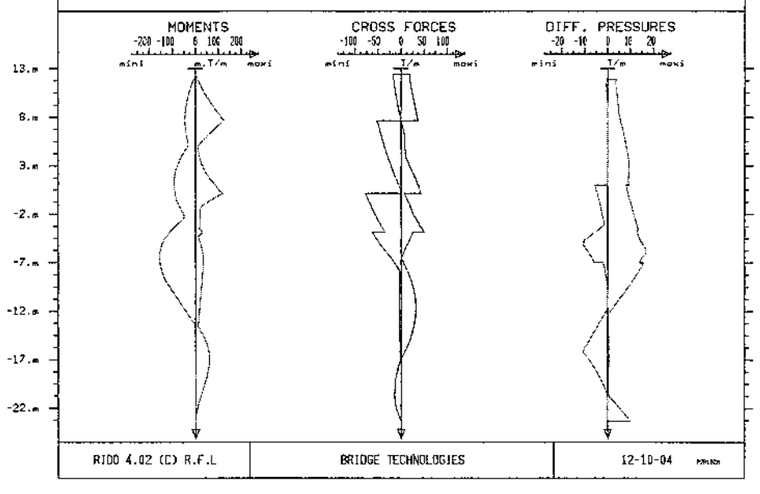


σ_p = 63,1 % σ_{max}

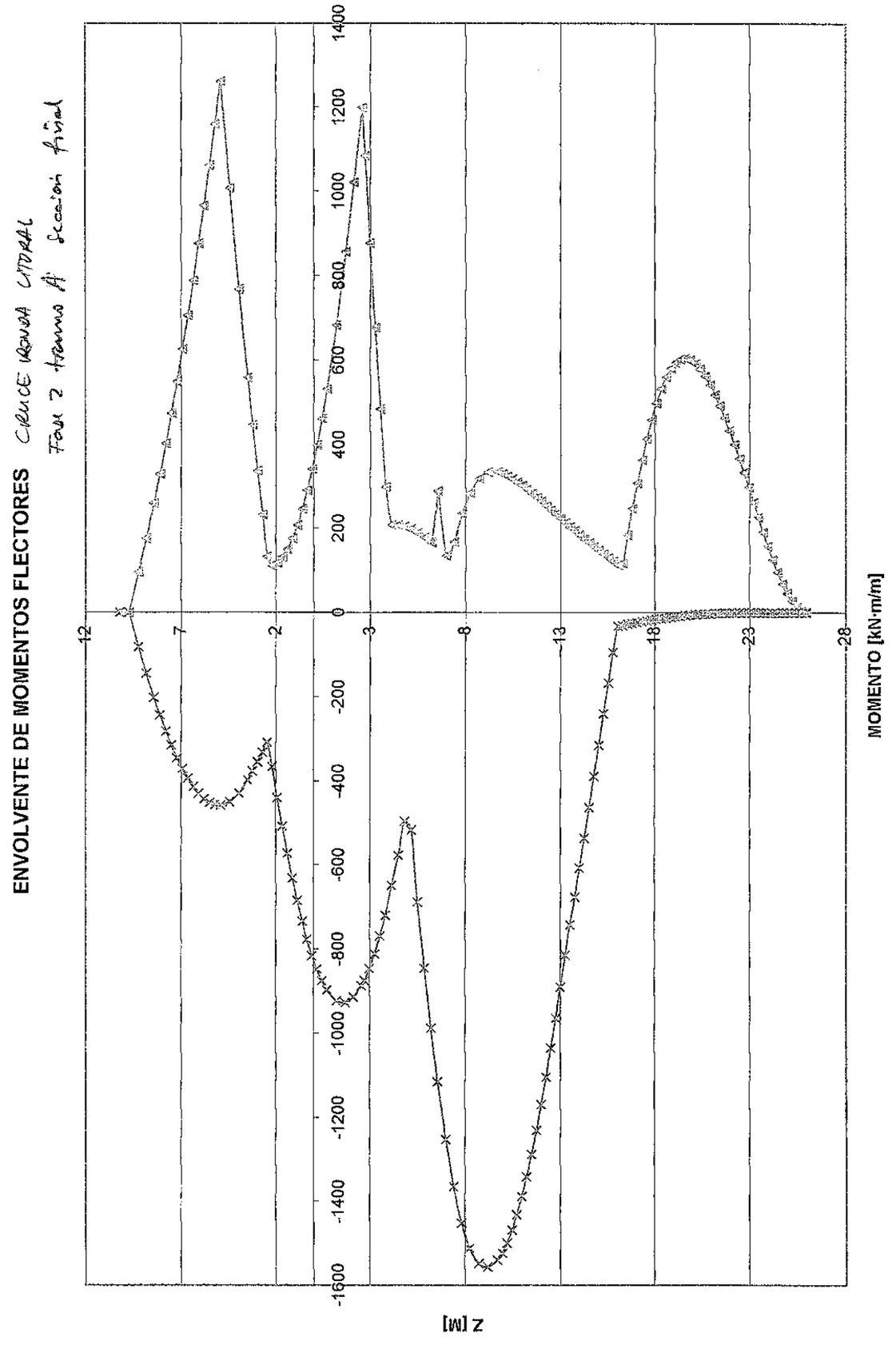
26,24 Tn/m²

14,42 Tn/m²

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

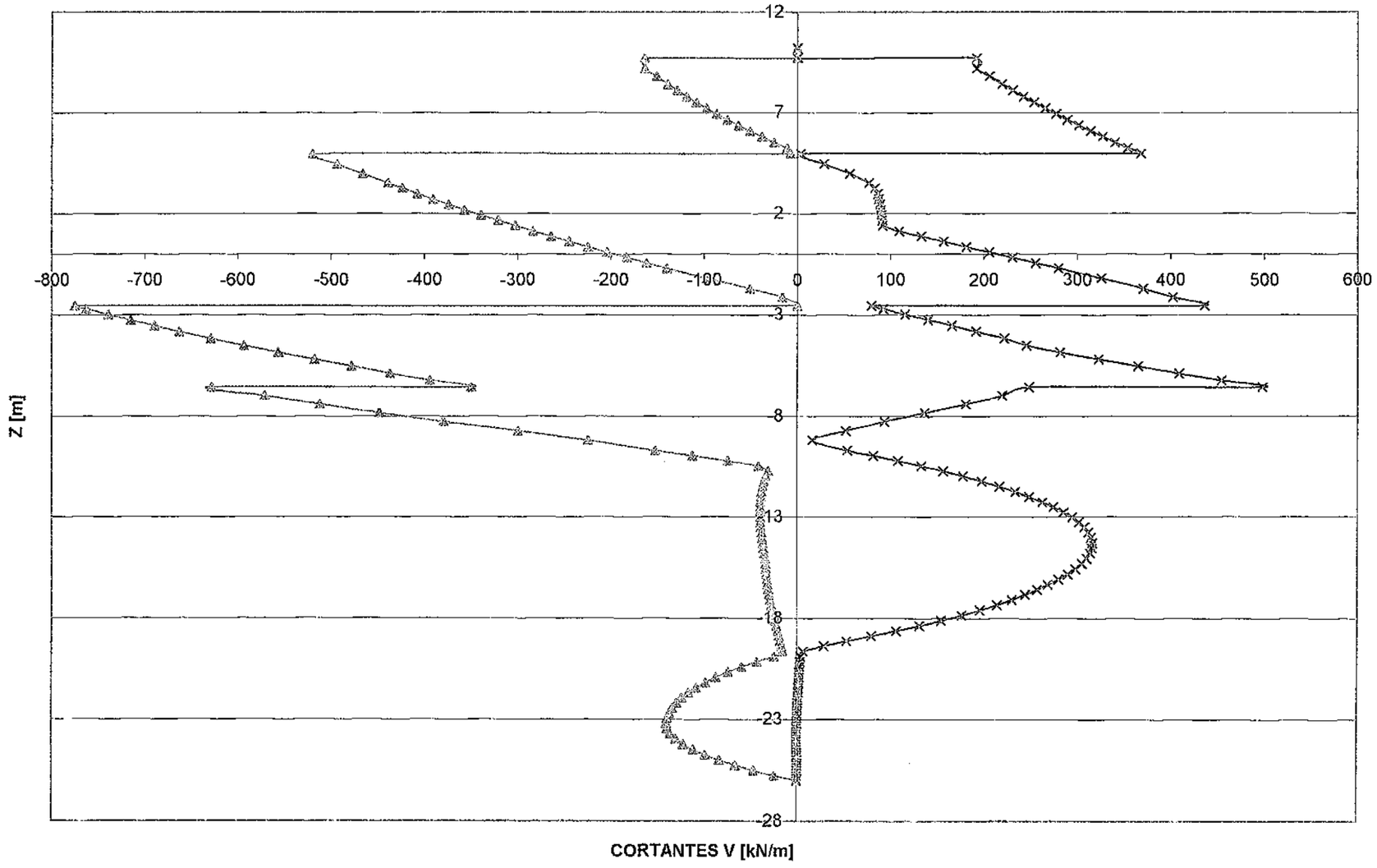


(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



NVOLVENTE DE CORTANTES C81 RONDA LITORAL

Fase . .izumo A Sección Inicial.



P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO A modificado
10/12/2004

Cálculo Estructural 10-12-04

Se comprueba la Cortante en los pantallas

Tomando como eje de pantalla medio muro + 50 cm

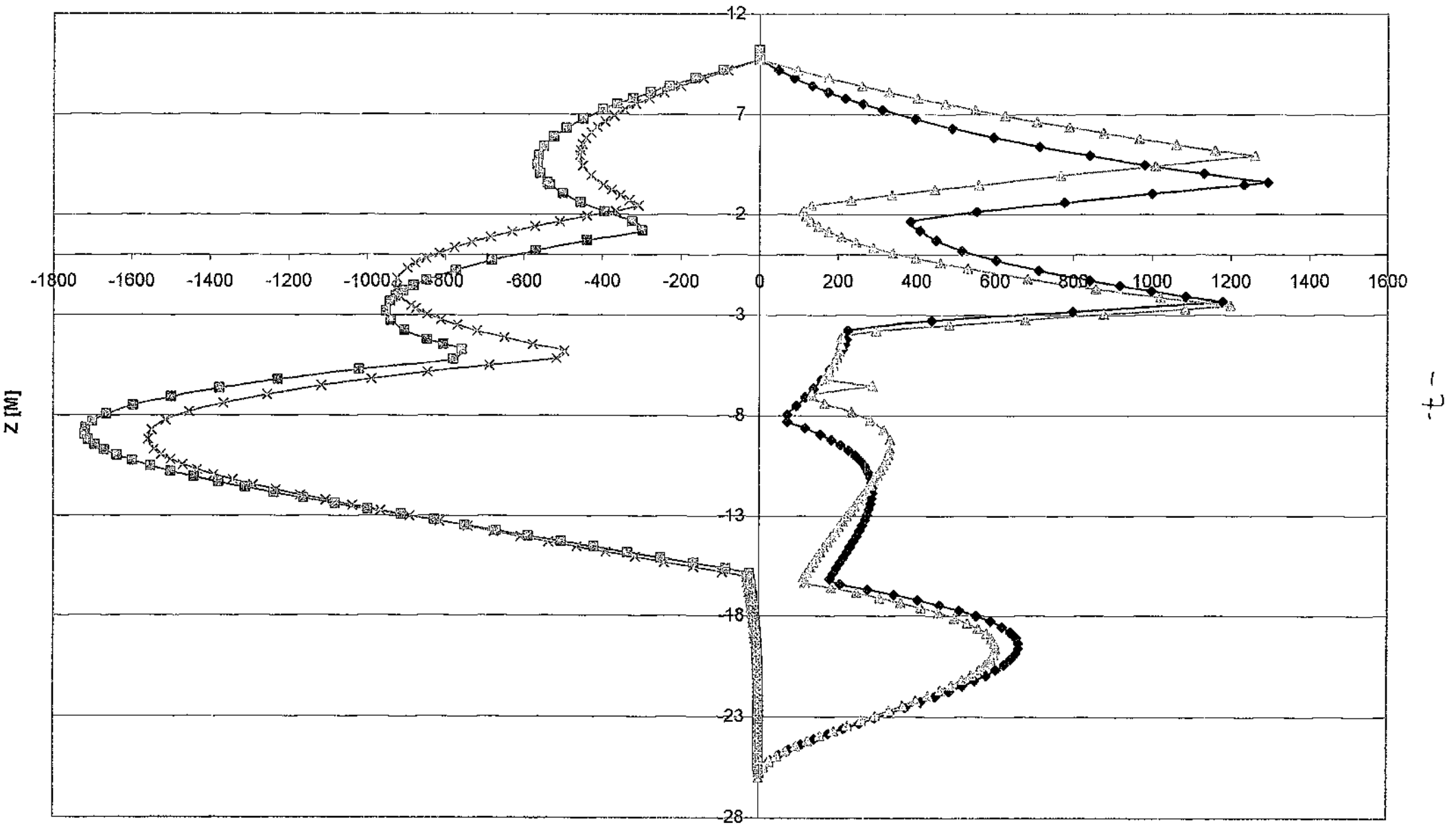
es suficiente para tener Ep < 70%, Ep max

SE TOMA LA FASE 42 Tramo B-y

FASE 2 tramo A — del Paso las Jaulas de

Armado Tienen la misma longitud

EN /ENTE DE MOMENTOS FLECTORES LUCE RUNDA FASE2 TRAMO A

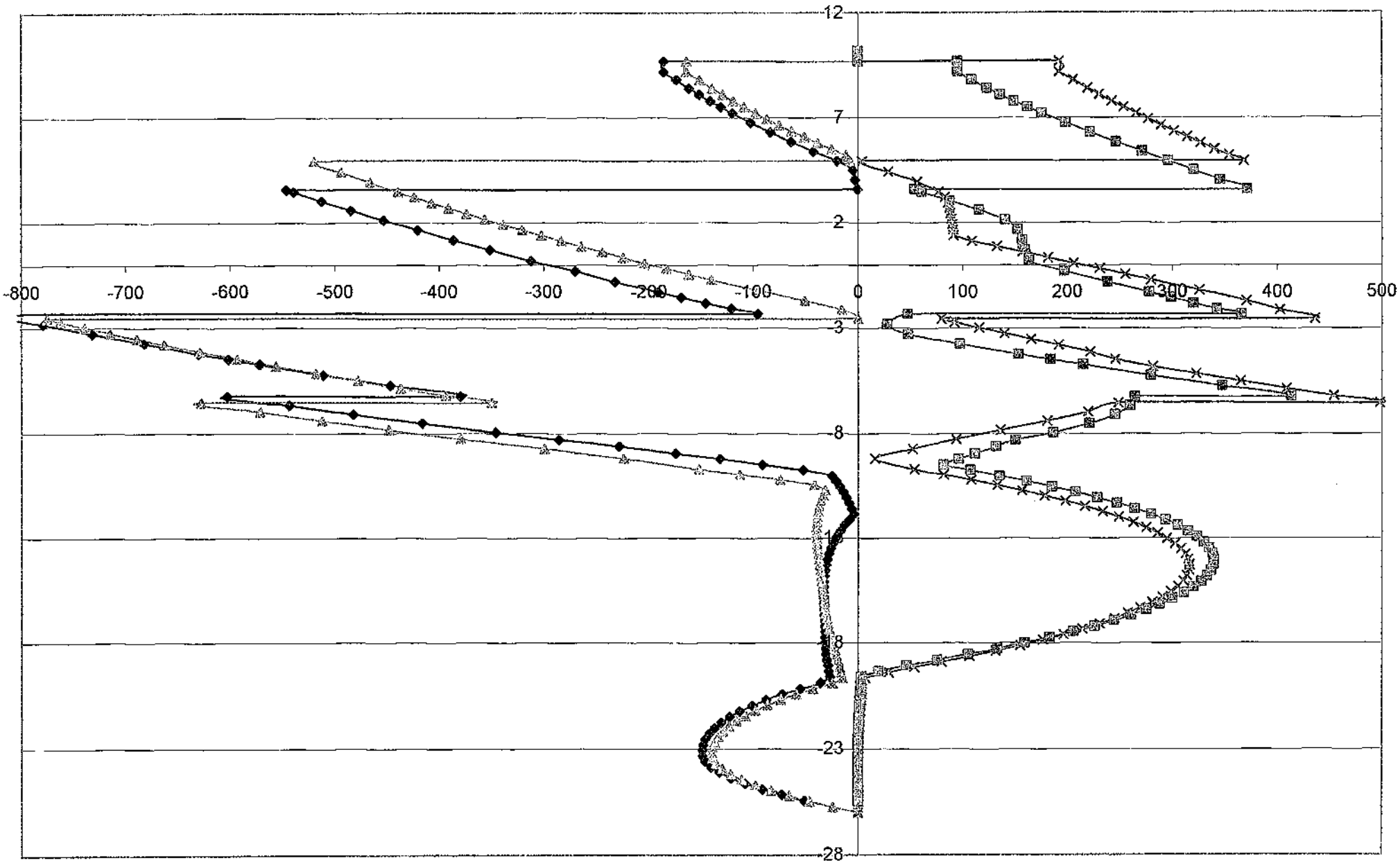


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL — M máx S FINAL — M mín S FINAL

LITORAL FASE2 TRAMO A modificado
10/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES CRUCE RUNDA FASE 2 TRAMO A



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL — V mín S FINAL — V máx S FINAL

LITORAL FASE2 TRAMO A modificado
10/12/2004

NOTAS DE ARMADO:

1) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS

- Pico de momento $m_k = 1719,3$ KN·m/m

$m_d = 2578,95$ KN·m/m

$A_s \geq 85,54$ cm²/m

En 5,0 m de borde $A_s \geq 42,77$ cm² → 5 Φ32 → 5 Φ32

$A_{s\,disp} = 85,467$ cm²/m

$m_{rm} = 2747,23$ KN·m/m ($\zeta_A = 1,065$)

$X = 12,40d$ → Fallo por el hormigón con el acero plastificado ($\leq 0,25$)

- Momento último con 4 Φ25 pand

$A_s = 19,636$ cm²/m $m_u = 724,13$ KN·m/m, $m_{u,lim} = 489,42$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 485$ KN·m/m para $z \leq -14,50$ m los Φ25 deben llegar hasta $z = -14,50 - 2,00 - 2,0 - 0,50 = -17,0$ m

- Momento último con 6 Φ25 pand

$A_s = 29,454$ cm²/m | $m_u = 1081,9$ KN·m/m, $m_{u,lim} = 734,27$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -14,0$ m los Φ32 deben llegar hasta $z = -14,0 - 2,5 - 2,0 - 0,5 = -17,0$ m

- Momento último con 25 Φ32 + 30 Φ25

$A_s = 69,66$ cm²/m ; $m_u = 2250,72$ KN·m/m, $m_{u,lim} = 1509,5$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 1500$ KN·m/m para $z \leq -11,0$ m los Φ32 deben llegar hasta $z = -11,0 - 2,5 - 2,0 - 0,5 = -14,0$ m.

- Momento último con (6+3) Φ25 pand

$A_s = 44,18$ cm²/m $m_u = 1562,6$ KN·m/m, $m_{u,lim} = 1101,7$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 1100$ KN·m/m para $z \geq -5,00$ m los Φ32 deben llegar hasta $z = -5,00 + 2,5 + 2,0 + 0,50 = -2,00$ m (OK!)

- Momento último con 6 Φ32 + 3 Φ25

$A_s = 62,979$ cm²/m | $m_u = 1062,93$ KN·m/m, $m_{u,lim} = 1375,3$ KN·m/m

Si tiene $m_{rk} \leq 1375$ KN·m/m para $z \geq -6,50$ m los Φ32 deben llegar hasta $z = -6,50 + 2,50 + 2,0 + 0,50 = -3,50$ m

Ib) TRAMOS

- Pico de momento $m_{ut} = 1293,19$ KN.m/m

$m_d = 1939,8$ KN.m/m

$A_s \geq 64,31$ cm²/m

En 50cm de bateado $A_s \geq 206,55$ cm² → 30 ϕ25 + 20 ϕ32

$A_{s\,disp} = 61,62$ cm²/m $m_{RU} = 2024,00$ KN.m/m ($\xi_{54} = 1,04\%$)

$X = 0,27 d$ ← Fallo por el hormigón con el acero plastificado a $\varepsilon_s > 25\%$ (3d)

- Momento último con 6ϕ25 pmm

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_u = 1081,90$ KN.m/m; $m_{u,k} = 728,27$ KN.m/m

La hemos $m_{u,k} \leq 728$ KN.m/m para $z \leq -3,50$, los ϕ32 a 50cm

Nuevo book $z = -3,50 - 2,50 - 1,0 - 0,5 = -6,50$ m.

III) CORTANTES

- Pico de cortante: $V_{d,k} = 822,9$ KN/m

$V_d = 1234,35$ KN/m

$A_s = 4\phi32 + 6\phi25$ $A_s = 61,622$ cm²/m

$A_{\alpha} \geq 30,50$ cm²/m/m Tomando planos a 0,15 de Pmmo/Pbase

Para el bateado de 50cm

$A_s \geq 2,97$ cm²/barra → ϕ20.

- Cortante último con 2 ramas ϕ12

$A_s = 8\phi29$ como mínimo $A_s = 29,484$ cm²/m

$A_{\alpha} = 12,064$ cm²/m/m

$V_u = 651,9$ KN/m; $V_{u,k} = 434,6$ KN/m

A hemos $V_R \leq 430$ KN/m para $z \leq -8,50$m (Tendría cualquier de 1/2 canto útil)

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga máxima puntales: $N_k = 1211,5$ KN/m (del lado seguro con los puntales definitivos)

$N_d = 1,50 \cdot 2,50\,m \cdot 1211,5\ KN/m = 4543\ KN/puntal = 4,54\ KN/puntal$

Flujo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25\ MPa}{1,0} = 5,0\ MPa$$

Placa de apoyo del puntal $0,75 \times 0,75$ — $u_0 = 3,0\,m$

$d = 0,85m$ (del lado seguro)

Sustituyendo valores:

$$\frac{4,543}{3,0 \cdot 0,85} = 1,782\ MPa << f_{1cd} \leftarrow (OK!)$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$; $A_x = A_w/s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$$

$d = 0,85m$ (del lado seguro)

$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi\,(100\,\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 4,54\ MN$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,485$

$A_{sx} = 2\phi 20\ a\ 0,15$; $A_{sx} = 41,89\ cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0,004189$

$A_{sy} = 6\phi 25 + 4\phi 32 + 6\,\phi 25 + 3\phi 25 = 105,80\ cm^2/m \rightarrow \rho_y = 0,01058$

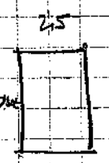
con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} = 0,006657$

Sustituyendo valores:

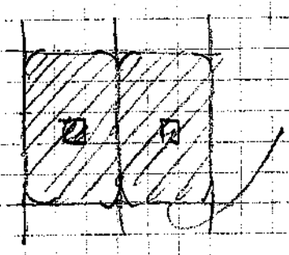
$\tau_{rd} = 0,12 \cdot 1,485\,(100 \cdot 0,006657 \cdot 25)^{1/3} = 0,455\ MPa$

Para no requerir armadura de punzonamiento es necesario que u_1 cumpla

$$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{4,54\ MN}{0,455\ MPa \cdot 0,85m} = 11,74\ m \approx 11,75\ m$$



Perímetro crítico:

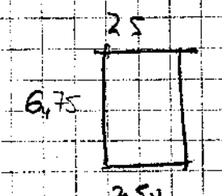


$u_{crítico} = 9,73m$

↑ menor → hace falta armadura de punzonamiento

Obs: Al juntarse los dos superficies de rotura en una viga, el momento resistente es el cortante vertical en las pantallas. El flujo de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (cuando se disponga si hay riesgo de punzonamiento y ese es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando $u_1 = 11,75\ m = b_0$



$\xi = 1,485$

ρ_l: $A_{sx} = \phi 20\ a\ 0,15$ $A_{sx} = 20,95\ cm^2/m$; $\rho_x = 0,0020,95$

$A_{sy} = 6\phi 25 + 4\phi 32 = 61,62\ cm^2/m$; $\rho_y = 0,006162$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} = 0,003593$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 4,85\ (100 \cdot 0,02 \cdot 35,93\ 25)^{1/3}]\ 11,75 \cdot 0,85\ 4,0 = 3,083\ MPa$

$\rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 4,54 - 3,083 = 1,457\ MN$

$V_{su} = z \cancel{\sin\alpha}^{1}\ C(\cancel{\cot g\alpha}^{0} + \cot g\theta\ ^{1})\ A_\alpha \cdot f_{yd} =$ $\quad z = 0,9d$

$z = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765\ m$

$$A_\alpha \geq \frac{1,457\ MN}{0,765\ m \cdot 400\ MPa} = 47,61\ cm^2/m = \frac{A_{sw}}{s}$$

a) Tomando $s = 0,15 \rightarrow A_{sw} = 7,14\ cm^2$ en cada plano $\rightarrow 4,785\ cm^2$/barra

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0,60 \rightarrow A_{sw} = 28,57\ cm^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15, en cada plano entran

45 barras $\rightarrow 0,635\ cm^2$/barra (OK)

Se cubre con la armadura dispuesta

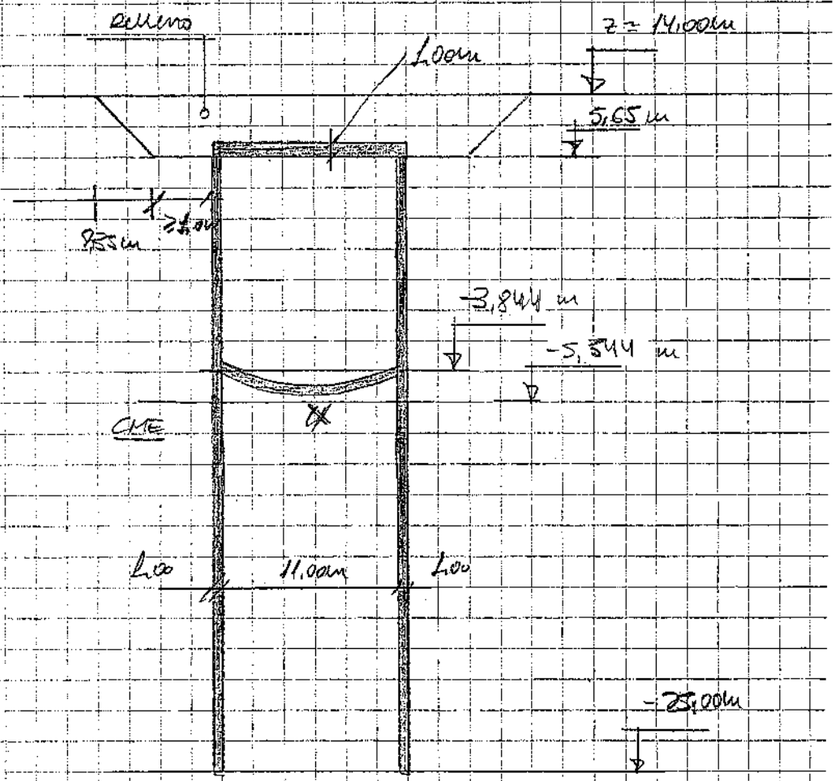
(9)

CORUÑA RONDA LITORAL

FASE 2 Tramo B 707+593,4 707+655,07

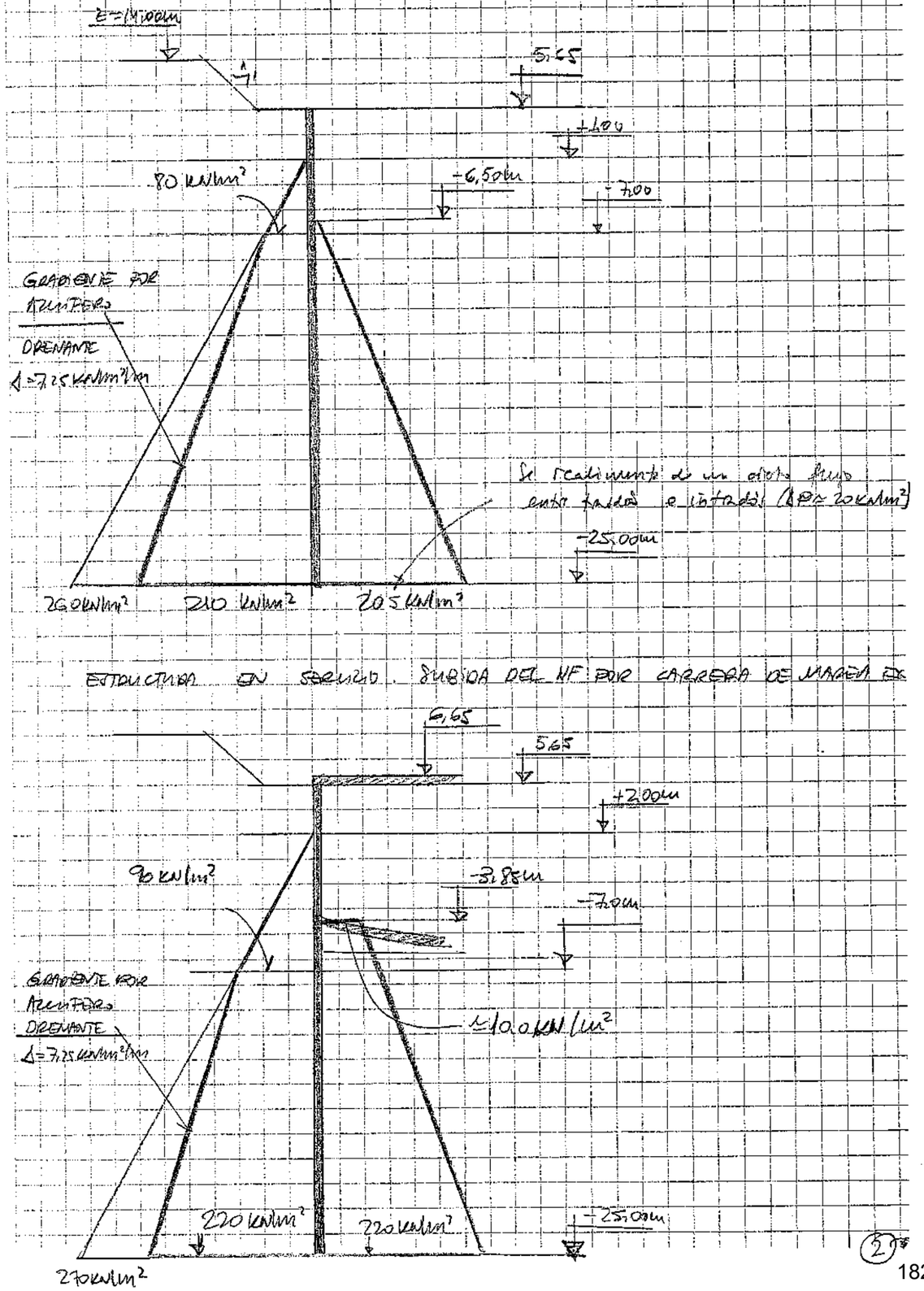
SECCIÓN INICIAL 707+593

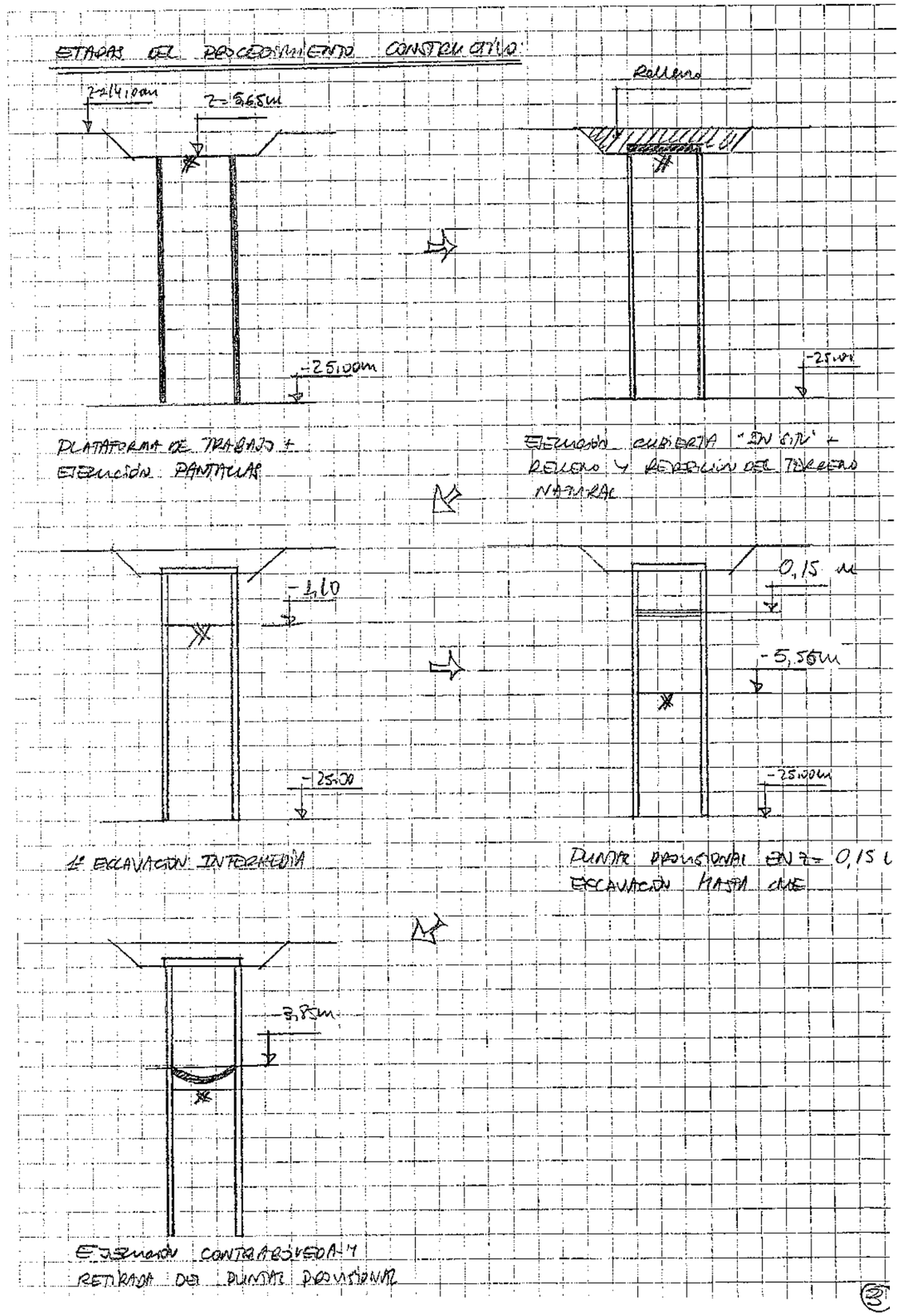
Geometría



Acceso RIAN: P2REL7CM.RIO

LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS





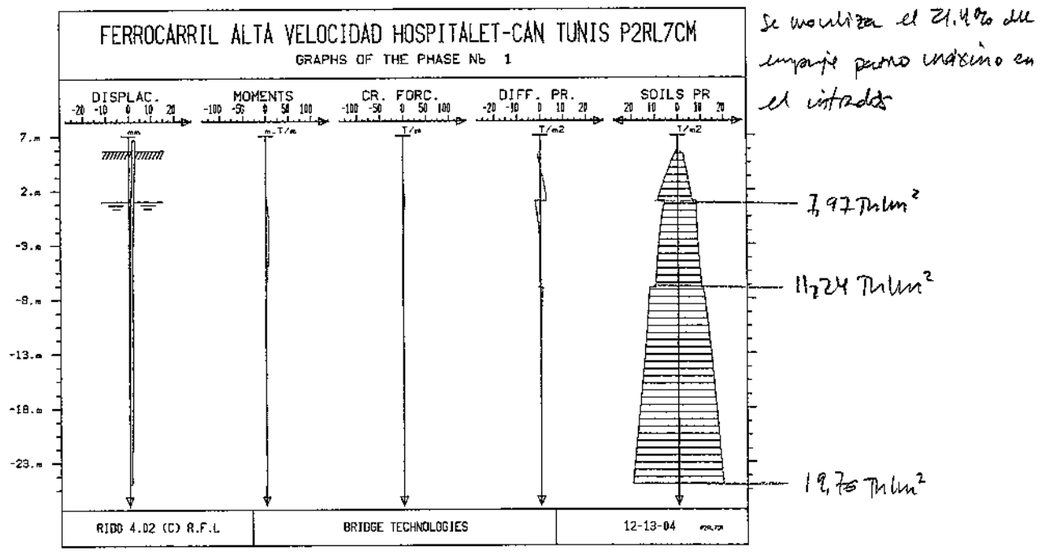

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL7C1*100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 2 TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION INICIAL PK 707+593
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
6.65✓
-25.0 1.0^3*2.726E6/12✓
14.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000 ✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 5.65✓
EXC(2) 5.65✓
SUB(1,1) 5.65 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 5.65 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 5.65 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 5.65 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 5.65 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 5.65 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 5.65 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 5.65 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 5.65 8.0 9.0 16.0
SUB(1,1) 5.65 9.0 35.0 18.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 6.15 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 5.65 0.0 35.0 18.0✓ ← Subtitulo a los anteriores
CAL✓
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -25.0 21.0✓
WAT(2) -6.5 0.0✓
WAT(2) -25.0 20.5✓
CAL✓
* ETAPA 3: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-1.10
EXC(2) -1.10✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=0.15 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E:
STR 0.15 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -5.56 ← corregido
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -3.85 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
```

```
WAT(1) -25.0 22.0 ✓
WAT(2) -3.85 1.0 ✓
WAT(2) -25.0 22.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 7: FLUENCIA ✓
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12 ✓
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 6.15 1.0 0.0 0.0 0.66*454400 ✓
STR -3.85 1.0 0.0 0.0 0.66*130000 ✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

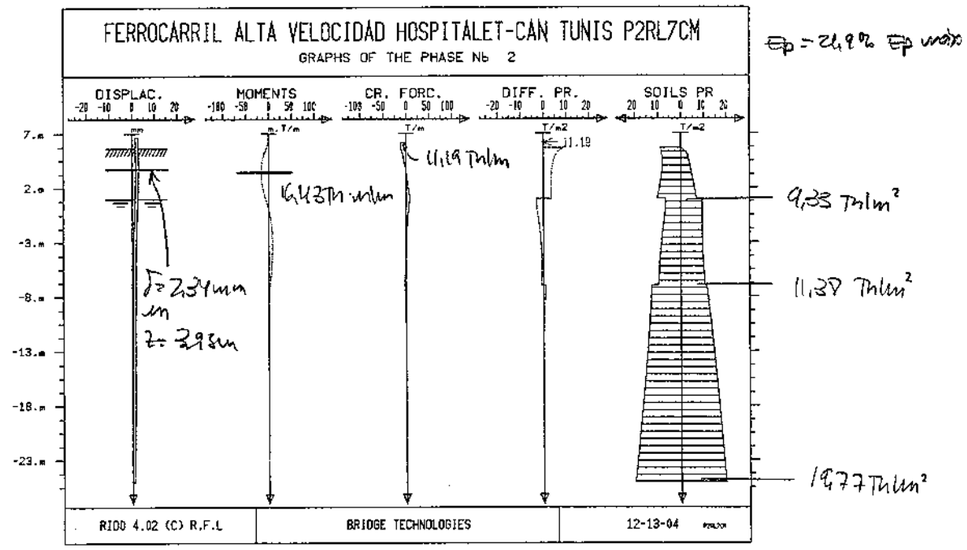
PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL CRUCE CON LA RONDA LITORAL (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) FASE 2 TRAMO B SECCIÓN INICIAL PK 707+593

EXCAVACIÓN CON UN NIVEL DE PUNTALES PROVISIONALES.

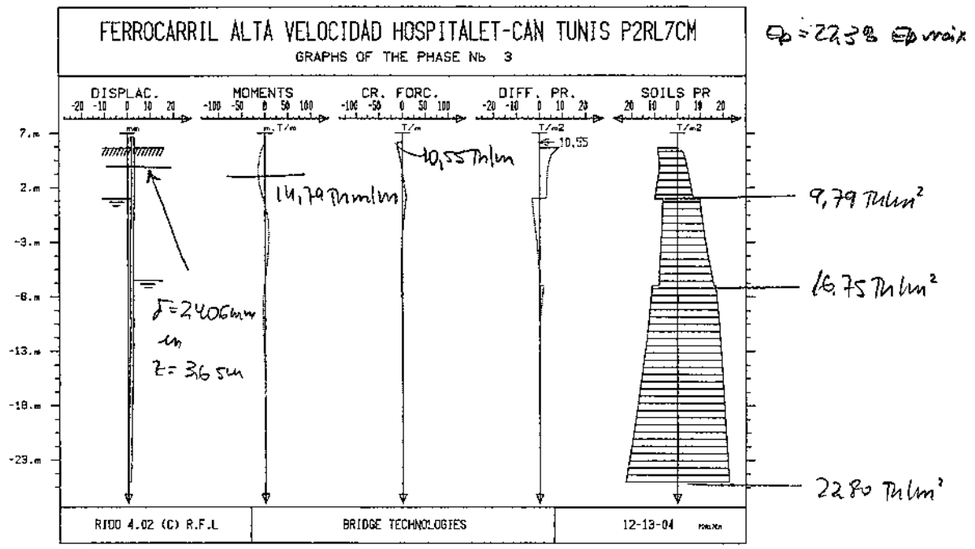
ESTADO PREVIO Y CONSTRUCCIÓN CUBIERTA:



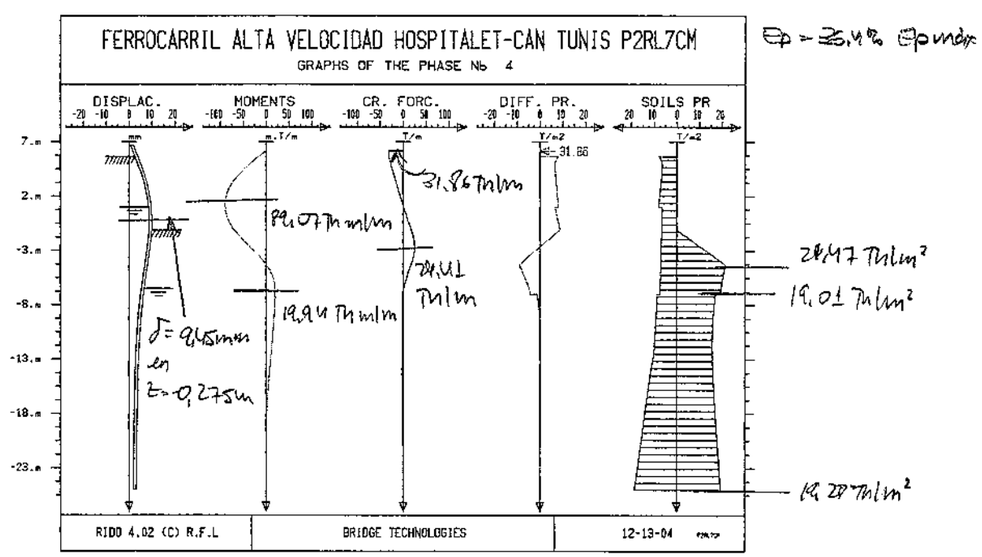
RELLENO HASTA REPOSICIÓN DEL TERRENO NATURAL:



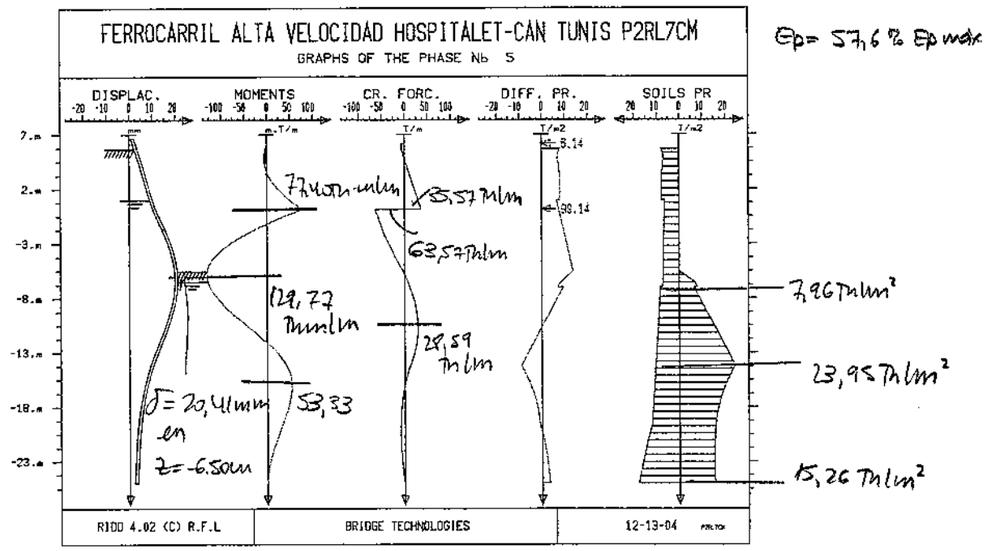
ACHIQUE DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



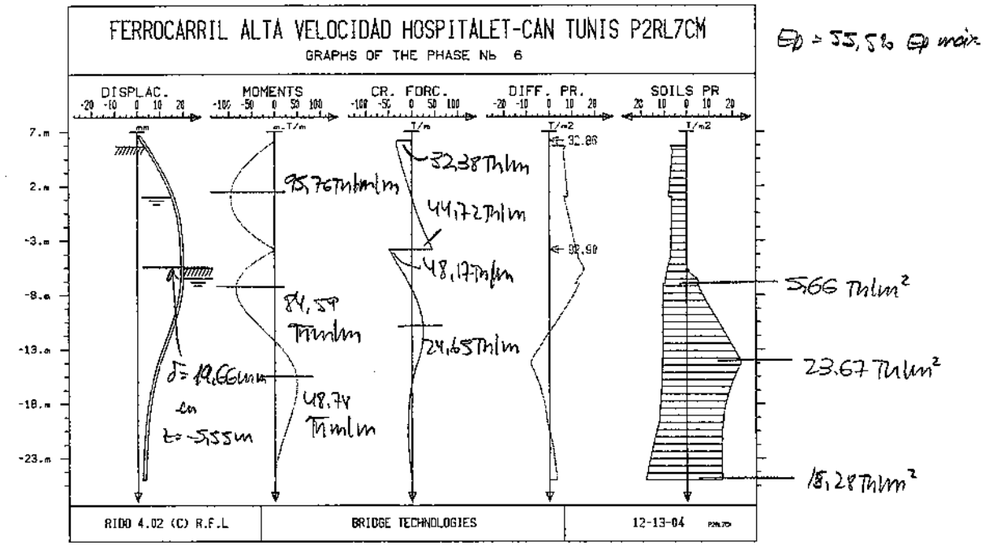
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA BAJO CUBIERTA HASTA Z=-1.10m:



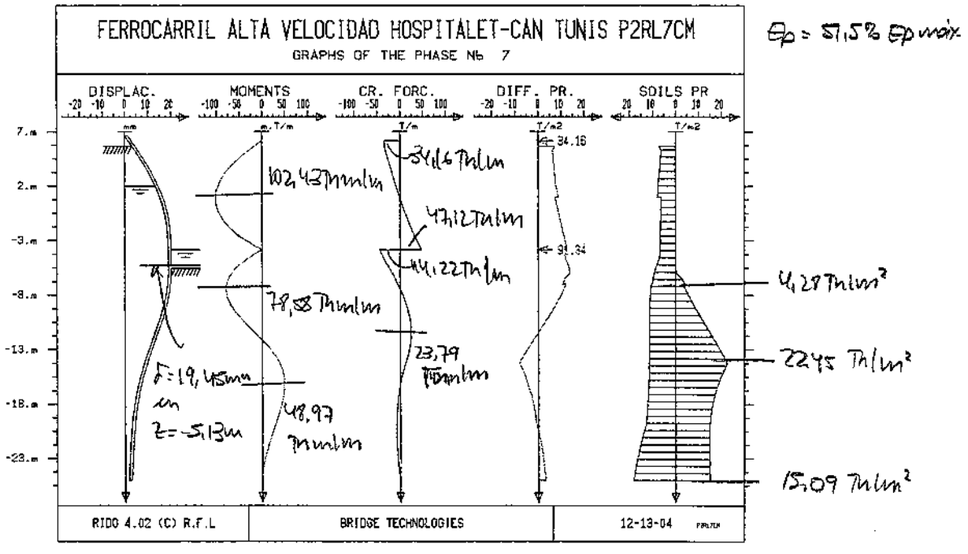
PUNTAL DEFINITIVO EN Z=0.15m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



EJECUCIÓN DE LA CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:

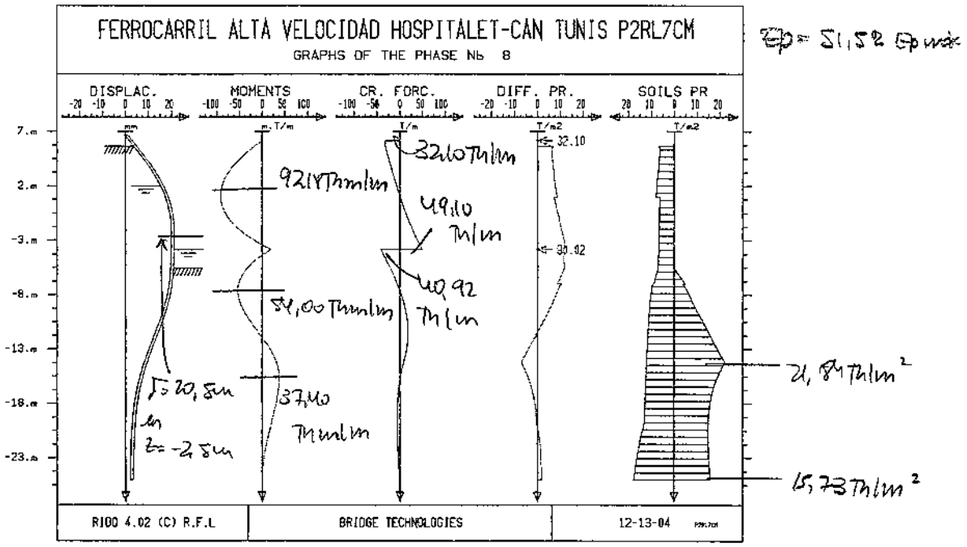


SUBIDA DEL N.F:



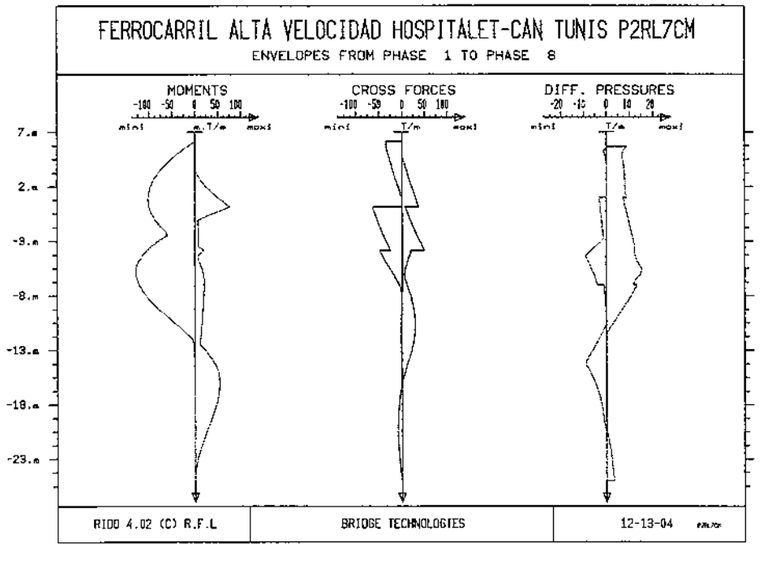
Ep = 57,5% Ep max

FLUENCIA:



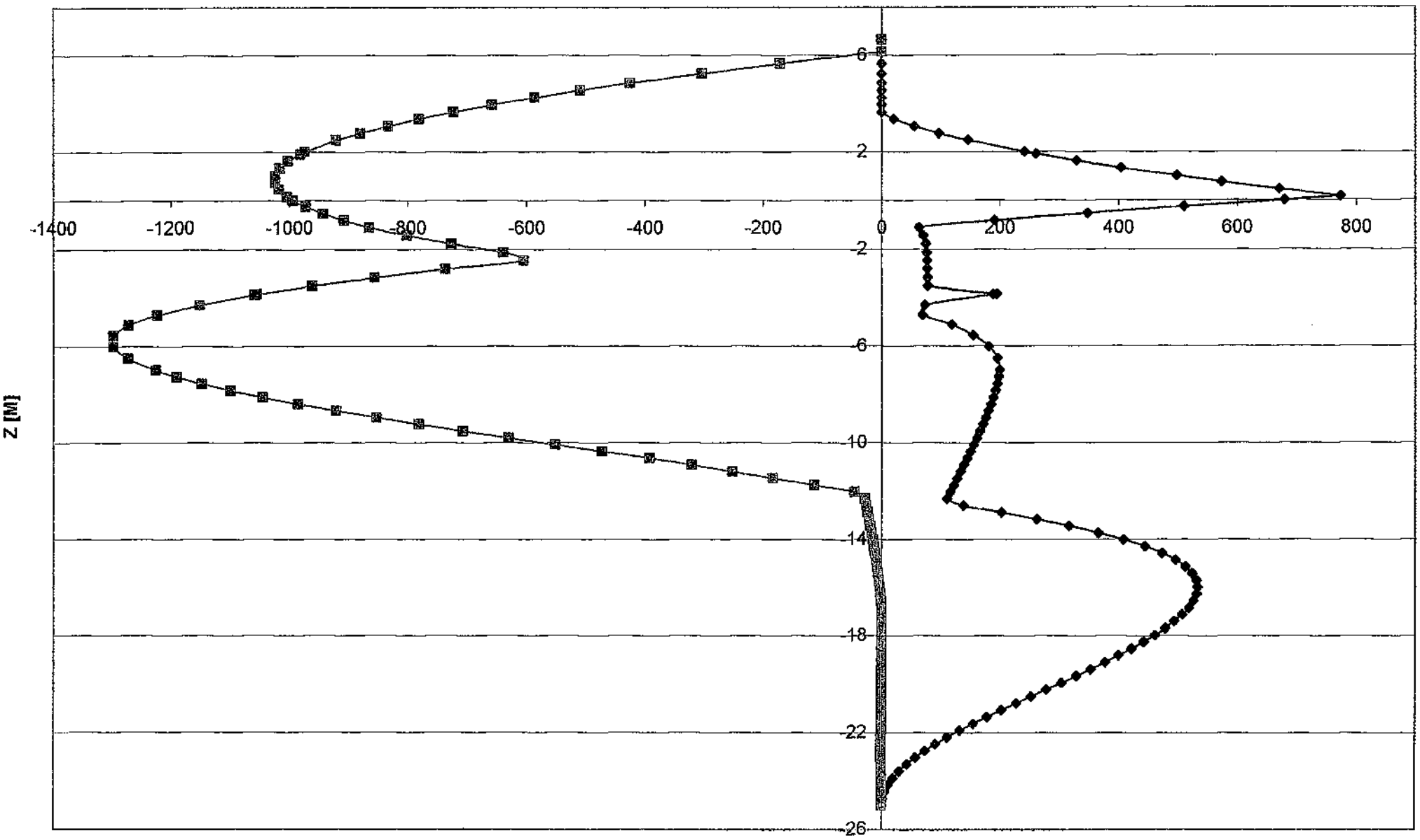
Ep = 51,5% Ep max

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

EN VENTE DE MOMENTOS FLECTORES

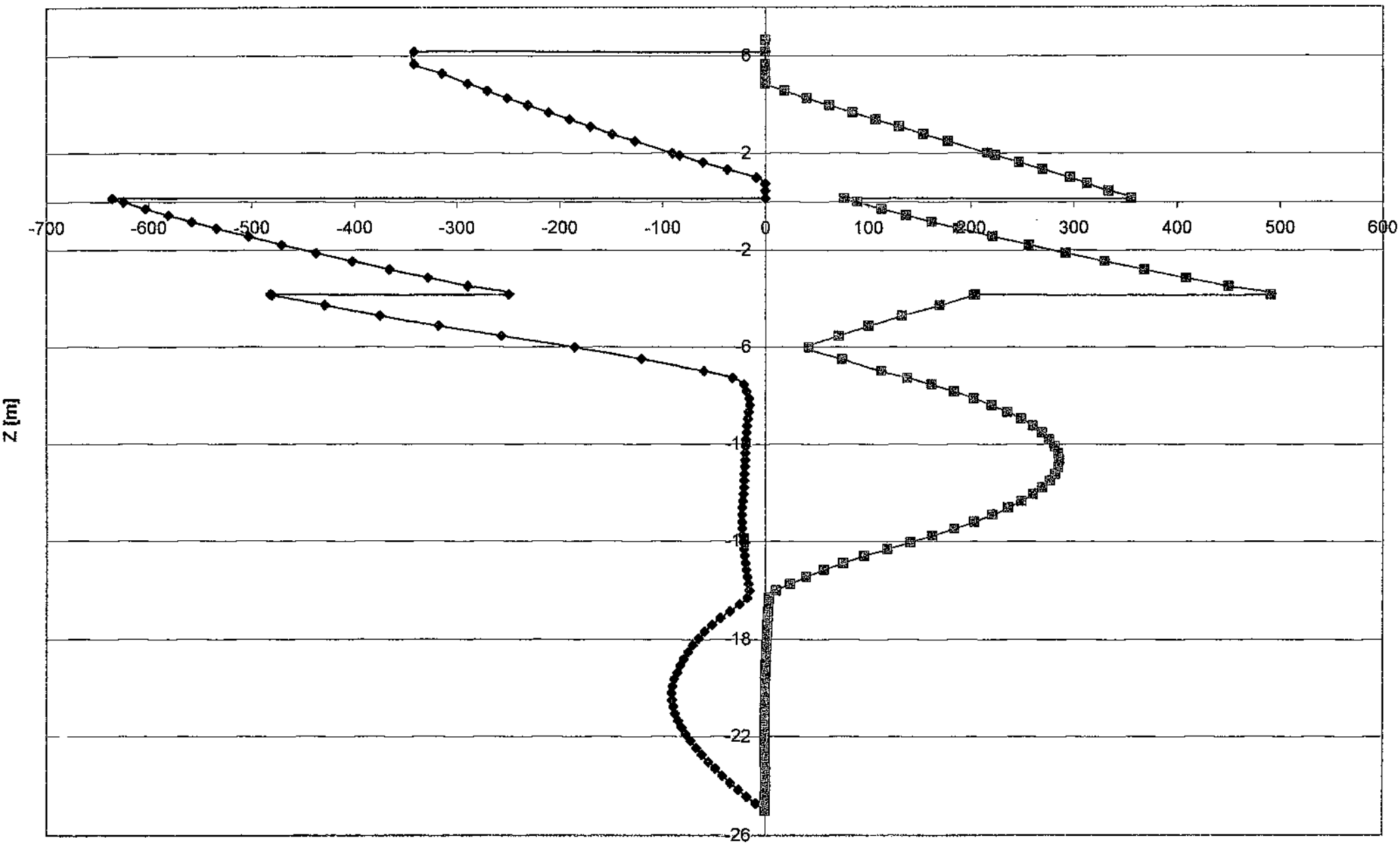


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO B modificado
13/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



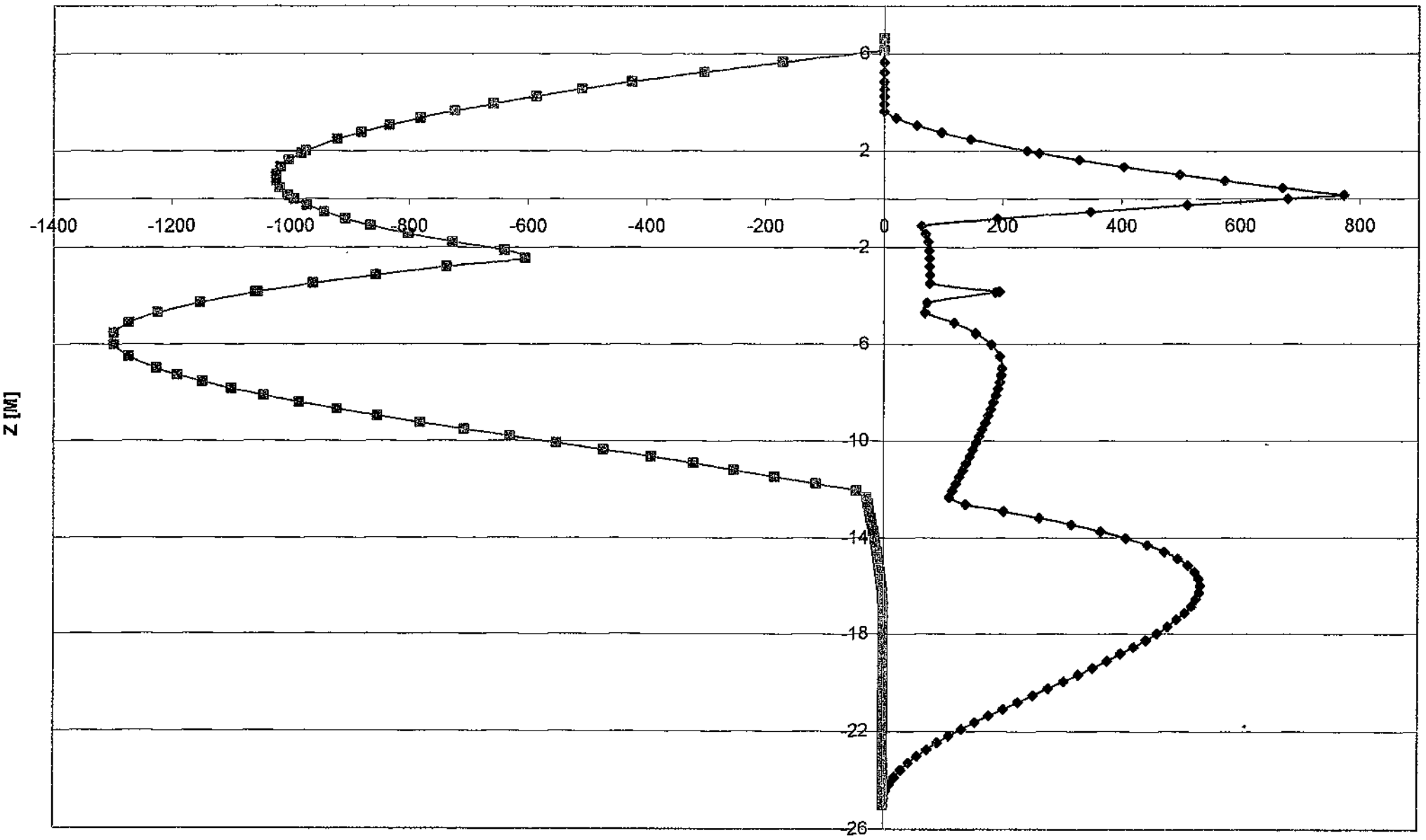
CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO B modificado
13/12/2004

EN VENTE DE MOMENTOS FLECTORES

UCC RONDA FASE2 Tramo B

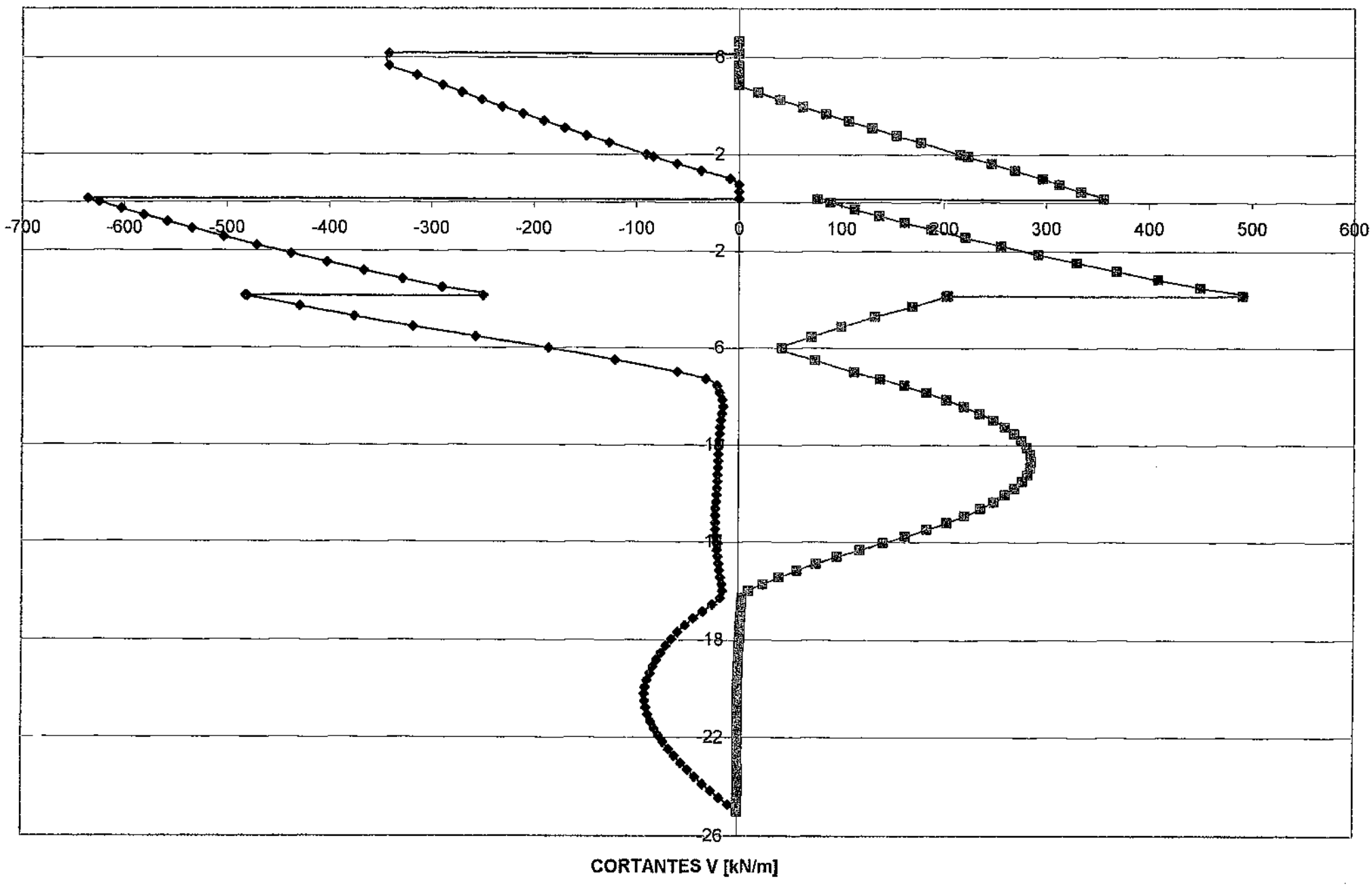


MOMENTO [kN·m/m]

M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO B modificado
13/12/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL — V máx S INICIAL

P2 RONDA LITORAL FASE2 TRAMO B modificado
13/12/2004

NOTAS DE ARMADO:

I) FLEXIÓN

IA) INTRADOS

· Pico de momento: $m_{Ik} = 1297{,}74$ kN·m/m

$m_d = 1946{,}61$ kN·m/m

Dimensionamiento con programas CYPE: $A_s \geq 61{,}31$ cm²/m

En 5,0 m de batache $A_s \geq 306{,}55$ cm² → 30 Φ25 + 25 Φ32

$A_{s\,disp} = 61{,}62$ cm²/m

$m_u = 2024$ kN·m/m ; $(CSA = 1{,}040)$ $x = 0{,}278d$

Falla por el hormigón en el acero plastificado ε > 2‰

· Momento último con 4 Φ25 pmh

$A_s = 19{,}635$ cm²/m

$m_u = 734{,}8$ kN·m/m ; $m_{u,k} = 489{,}42$ kN·m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 485$ kN·m/m para $z \leq -19{,}50$ m los Φ25 deben llegar hasta $z = -19{,}50 - 1{,}0 - 2{,}0 - 0{,}50 = -13{,}0$ m

· Momento último con 6 Φ25 pmh

$A_s = 29{,}454$ cm²/m

$m_u = 1081{,}9$ kN·m/m ; $m_{u,k} = 721{,}3$ kN·m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 720$ kN·m/m para $z \leq -9{,}50$ m los Φ32 llegan hasta $z \leq -9{,}50 - 1{,}5 - 1{,}0 - 0{,}50 = -12{,}5$ m

NOTE BOOK

· Momento último con (6+4) Φ25

$A_s = 49{,}09$ cm²/m

$m_u = 1653{,}5$ kN·m/m, $m_{u,k} = 1102{,}3$ kN·m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 1100$ kN·m/m para $z \geq -3{,}50$ m, los Φ32 deben llegar hasta $z = -3{,}50 + 1{,}5 + 1{,}0 + 0{,}50 = -0{,}50$ m

NOTE BOOK

b) TRAMOS

- Pño de momento $m_k = 774$ KN·m/m

$m_d = 1161,0$ KN·m/m

$A_s \geq 35,71$ cm²/m

En 50cm → $A_s \geq 178,55$ cm² → 37 ϕ 25 (entre dos)

Se disponen 40 ϕ25 (30+10 → 6+2 pisos)

A_s disp = 39,272 cm²/m

$m_u = 1348,51$ KN·m/m; $m_{u,k} = 899,01$ KN·m/m (CSA = 1162)

$X = 0,177d$ — Falla dúctil por el acero

- Momento último con 6 ϕ25 p/piso

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_u = 1081,9$ KN·m/m; $m_{u,k} = 721,3$ KN·m/m

Se tiene $m_{u,k} \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -1,50 - 1,00 - 0,25$ cm

Refuerzo deben llegar hasta $z = -1,50 - \frac{1,0}{6} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,50}{E_s}$ = -4,00 cm (con anclamiento)

II) CORTANTES:

- Pño de cortante $V_k \geq 625,7$ KN·m/m

$V_d \geq 953,55$ KN·m/m

$A_s \geq 6 \phi 25$ (Base losa segunda) $A_s \geq 29,454$ cm²/m

$A_d \geq 23,35$ cm²/m/m (En 50cm → $A_d \geq 117,65$ cm²/m)

Tomando planos a 0,15 de 2 ramas/plano

$A_s \geq 2206$ cm²/barra → ϕ20

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo

Sigue que entran con ϕ16

- Cortante último con cercos ϕ12

$A_s = 29,454$ cm²/m

$A_d = 12,064$ cm²/m/m

$V_{du} = 651,87$ KN/m

$V_{du,k} = 434,58$ KN/m

Se tiene $V_k \leq 430$ KN/m para $z \leq -5,50$ m (Profundidad de calculo del 1/2 canto útil)

III) PUNZONAMIENTO EHE

Carga unitaria puntales: $n_k = 1000,0$ KN/m

$N_d = 1,50 \cdot 2,50m \cdot 1000,0 KN/m = 3750$ KN/puntal $= 3,75$ MN/pos

Esfuerzo máximo de punzonamiento

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,20 \cdot \frac{25 MPa}{1,5} = 5,0 MPa$$

Placa de apoyo del puntal $0,75 \times 0,75$ → $u_0 = 3,0m$

$d = 0,85m$ (en ambas direcc.)

Sustituyendo valores:

$$\frac{3,75 MN}{3,0 \cdot 0,85} = 1,47 MPa \leq f_{1cd} \leftarrow OK!$$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO:

$b_0 = u_1$; $A_x = A_w/s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

$$F_{sd,ef} \leq G_{rd} \cdot u_1 \cdot d$$

$d = 0,85m$ (en ambas direcc.)

$G_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_c \cdot f_{ck})^{1/3}$

$F_{sd,ef} = 3,750$ MN

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,485$$

$A_{sx} = 2\phi 20$ a $0,15$; $A_{sx} = 41,89 cm^2/m$ → $\rho_x = 0,004189$

$A_{sy} = 6\phi 25 + 4\phi 25 + 6\phi 25 + 2\phi 25 = 78,362 cm^2/m$ → $\rho_y = 0,007836$

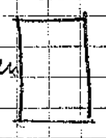
con lo cual $\rho_c = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,006084$

Sustituyendo valores:

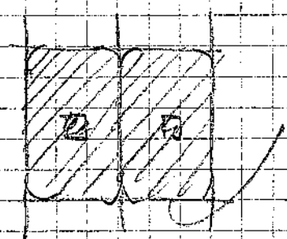
$$G_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,006084 \cdot 25)^{1/3} = 0,4415 MPa$$

Para no requerir armadura de punzonamiento es necesario que u_1 cumpla

$$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{G_{rd} \cdot d} = \frac{3,75 MN}{0,4415 MPa \cdot 0,85m} = 9,99 m \approx 10,0m$$



Perímetro crítico:



$u_{crítico} = 9,73m$

↑ menor → hace falta armadura de punzonamiento

Obs: Al juntarse las dos superficies de rotura en una única, disminuye resistente es el cortante vertical de los puntales. El fallo de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (aunque no desapareciera hay riesgo de punzonamiento y ese es el caso que aquí se calcula)

Punzonamiento tomando $u_1 = 11,00m = b_0$

$\xi = 1,485$

ρ_c: $A_{sx} = \phi 20$ a $0,15$ $A_{sx} = 20,95 cm^2/m$, $\rho_x = 0,002095$

$A_{sy} = 6\phi 25 + 2\phi 25 = 39,272 cm^2/m$, $\rho_y = 0,003927$

$\rho_c = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,002868$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00298 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 10,00 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 2,434\ MPa$

$\rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu} = 3,75 - 2,43 = 1,32\ MN$

$V_{su} = z \cdot \cancel{\operatorname{sen}\alpha}^{1} \cdot [\cot g\,\alpha^{\circ} + \cot g\,\theta^{1}] \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$ $\quad z = 0,9d$

$z = 0,9 \cdot 0,85 = 0,765\ m$

$A_{sw} = \dfrac{1,32\ MN}{0,765\ m \cdot 400\ MPa} = 43,14\ cm^2/m = \dfrac{A_{sw}}{s}$

a) Tomando $s = 0,15 \rightarrow A_{sw} = 6,47 cm^2$ en cada plano $\rightarrow 1,619\ cm^2/barra$

Se cubre con la armadura dispuesta

b) Tomando $s = 0,60 \rightarrow A_{sw} = 25,88\ cm^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15, en cada plano entran

33 barras $\rightarrow 0,784\ cm^2$/barra (OK!)

Se cubre con la armadura dispuesta

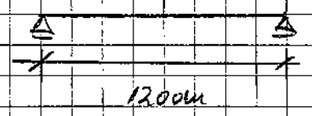
(9)

LOSA DE CUBIERTA FASE 12 tramo A

Altura de tierras: $h \leq 3{,}57m$ (aprox) → se considera $h = 4{,}00m$

Esquema estático:

$L_c = 12{,}00m$ luz de cálculo entre ejes de pantallas



Acciones:
- Peso propio
- Peso tierras
- Sc de uso

Se FE NT podemos estar a la cota $z = +2{,}00m$ (la cara superior de la cubierta siempre está por encima) → no afecta a la verificación y dimensionamiento de la cubierta

- $g_1 = 1{,}00 m^3/m \cdot 25\ kN/m^3 = 25\ kN/m^2$
- $g_{tierras} = 4{,}00 m^3/m \cdot 20\ kN/m^3 = 80\ kN/m^2$
- $Sc\ uso = 10\ kN/m^2$

$$q_d = 1{,}35(25) + 1{,}5(80 + 10) = 168{,}75\ kN/m^2 = 168{,}75\ kN/m/m$$

(1)

NOTE BOOK

I) DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN:

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{168{,}75 \cdot 12^2}{8} = 3037{,}5\ kN\,m/m$$

Dimensionamiento con programa BASIC

(recubrimiento mecánico: 0,08m)

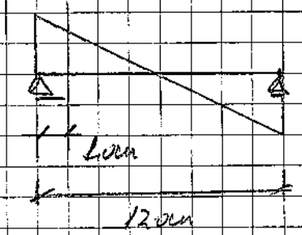
$A_s \geq 98{,}73\ cm^2/m$ → 20 ϕ25 pud

A_s disp = $98{,}18 cm^2/m$, $M_u = 3284{,}18\ kN\cdot m/m$ ($C_{SA} = 1{,}06$) (3141)

$x = 0{,}409d$ ← Falla por el hormigón con el acero plastificado a $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$ — Falla dúctil

II) DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE:

Tomando como canto útil el canto útil del eje del apoyo directo (del lado seguro)



$$V_d = q_d\left(\frac{l}{2} - d\right) = 168{,}75\left(\frac{12}{2} - 1\right) = 843{,}75\ kN/m$$

$V_d = 843{,}75\ kN/m$

$A_s \leq 98{,}18\ cm^2/m$

$r = 0{,}08m$

→ $A_d \geq 13{,}08 cm^2/m/m$ ($A_{s\,min} = 8{,}33\ cm^2/m/m$) (OK!)

Se cubre con planta a 0,30 en 2 c ϕ12 pud ($A_{s\,disp} = 15{,}08 cm^2/m$)

$$\left[A_{s\,min} = A_d \geq 0{,}02\ b_o \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8{,}33\ cm^2/m\right]$$

(2)

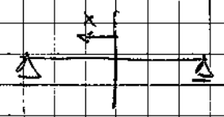
NOTE BOOK

Cortante último con cercos Φ10

A_s = 98,17 cm²/m

A_α = 10,47 cm²/m/m

V_u = 749,84 kN/m



Si trans $V_d \leq$ 745 kN/m para $x \leq$? 168,75 x ≤ 745

$x \leq \frac{745}{168,75} = 4,41$ m

→ a 1,59 m del eje de apoyo

Descalando ½ canto útil → 2,09 m del eje de apoyo

Se toman 2,15 m

Limitaciones en la separación de cercos

V_{u1} = 4,60 MN/m ← Por agotamiento bielas oblicuas de cortante

$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1}$ = 920 kN/m ← $s_t \leq \frac{0,90 d}{u} \geq 300$ mm → 0,30 m

0,736 m

Qué!

Por fisuración

V_{cu} = 402 kN/m

V_{rd} = 845 kN/m ← Como máximo

A_α = 10,47 cm²/m/m ← Como mínimo

α = 90° — sen α = 1,0

d = 0,92 m

$\left[\frac{V_{rd} - 3V_{cu}}{A_\alpha d}\right] \text{sen}\alpha \leq 50$

$s_t \leq 300$ mm

Se cumple!

Qué!

NOTE BOOK

DESVIACIÓN DE LA ÚLTIMA SECCIÓN DE CORTANTE:

V_d = 168,75 × 6,0 m = 1012,5 kN/m

$A_s \geq V_d / f_{yd}$ = 23,29 cm²/m ← No cumple estrictamente

ARMADO TRANSVERSAL

Cuantía geométrica mínima como losa:

$w \geq 1,8‰$

A_c = 100 cm²/m

$A_s \geq 18,0$ cm²/m → 9,0 cm²/m en cada cara

Se coloca con Φ20 a 0,30

Cs = para cubrir el 20% del momento longitudinal

V_{rd_t} = 0,20 3037,5 = 607,5 kN.m/m

Dimensionamiento en pasarelas Φ16

$A_s \geq$ 16,73 cm²/m → se coloca con 2Φ16 a 0,30

· Caída de la armadura fuera del cajón. (Cuelga o resanke)

2-Φ25 por cara

A_s = 9,818 cm² U = 0,427 MN ← Capacidad mecánica a transmitir.

Espacio para transmisión de la fuerza 6,00 m (entre ejes centro de momentos flectores máximos)

$A_s \geq \frac{Td_2/6,0m}{f_{yd}} = \frac{0,427 MN/6,0m}{400 MPa}$ = 1,78 cm²/m ← Se cubre sobradamente

NOTE BOOK

Cesar Tamariz 10-NOV-04

VERIFICACIÓN ELS FISURACIÓN

A_{s1} = 98,17 cm²/m

A_{s2} = 29,45 cm²/m

d = 1,00 - 0,075 = 0,925 m

d' = 0,06 m

C = 0,03 Recubrimiento geométrico

S = 0,10 m

Ø = 25 mm

Hormigón HA-30 Control estadístico Ambiente IIb

Cuantía geométrica = $\frac{1000(Ø)^2}{4 \cdot 100 \cdot s} = \frac{1000 \cdot 25^2}{4 \cdot 100 \cdot 10} = 0,0049$

$\frac{A_{s2}}{A_{s1}} = \frac{29,45}{98,17} = 0,30 > 0,3 \cdot 0,0049 = 0,0015$

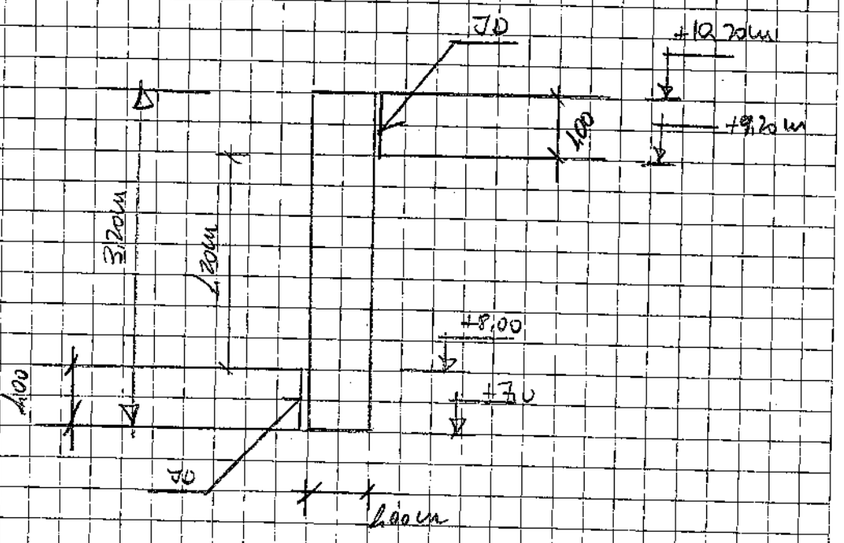
$\frac{A_{s2}}{A_{s1}} = 0,30 > 0,3 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{yk}} = 0,3 \cdot \frac{2,565}{500} = 0,0015$

$\frac{A_{s2}}{A_{s1}} = 0,30 > 0,3 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{yk}} = 0,3 \cdot \frac{2,565}{500} = 0,0015$

Cuantía mínima cumple

MURO DE CAIDO ENTRE TRAMOS A y B DE LA FASE 1B DEL CRECE CON LA RAMPA LITORAL

GEOMETRÍA



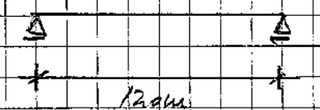
ACCIONES

* Peso propio
* Peso tierras
* Empujes de tierras
* Sobrecargas * Cargas verticales
* Empujes

Dimensionamiento muro:

$h = 3,20m$; $b = 6,00m$; $l = 12,00m$ $\quad l/h = \frac{12}{3,20} = 3,75m > 2$ ↑ No es preciso ir con h

Esquema estático:



Acciones:

· Peso propio: $A = 3,20m^2$ $\quad g_1 = 80 kN/m$

· Peso tierras $h = 2,30m$ $\quad g_t = (2,30 * 20) = 46 kN/m$

· Sc $10 kN/m$

$g_d = 1,35(80) + 1,50(46+10) = 192 kN/m$

Dimensionamiento a flexión

$M_d = \frac{g_d \cdot l^2}{8} = \frac{192 \cdot 12^2}{8} = 3456 kN \cdot m$

Dimensionamiento con programa BASIC:

$A_s = 76,24 cm^2 \rightarrow 6\phi 25$ (OK!)

- Cuantía mínima mecánica para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s = 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 19,06 cm^2 \rightarrow 10\phi 25$ ← limitante

· Cuantías geométricas mínimas (en cada cara y en cada dirección)

Como muro: armadura horizontal 3,2‰

$A_c = 100 cm^2/m \rightarrow A_s = 32,0 cm^2/m \rightarrow 16 cm^2/m$ en cada cara

Se dispone $\phi 20$ a 20.

armadura vertical 0,9‰

$A_c = 1,0\ cm^2/m$; $A_s = 9,0\ cm^2/m$ → Se coloca con Φ16 a 0,20.

b) Cortante:

(tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo directo más bajo seguro)

$V_d = 192\left(\frac{12}{2} - 3,20\right) = 537,6\ KN$ } Dimensionamiento con programa BASE.

$A_s = 49,09\ cm^2$

$V_{cu} = 719,6\ KN$ (← Sin armadura de cortante)

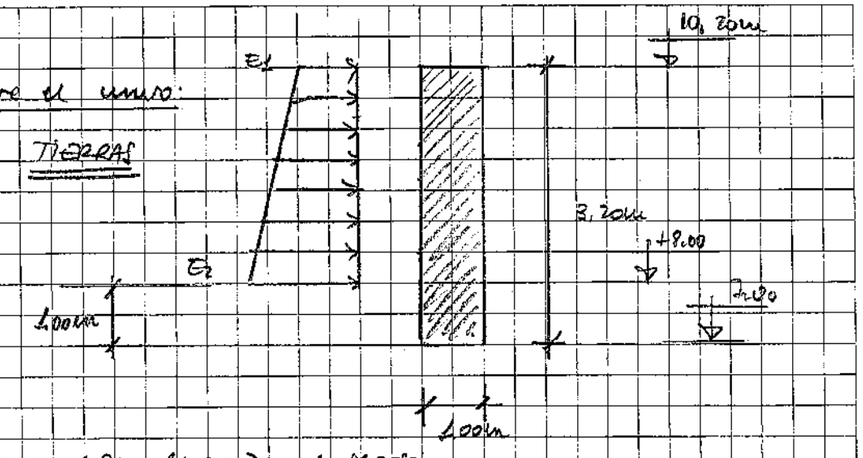
$A_d \geq 0,0\ cm^2/m$ ← No hace falta armadura de cortante

Se dispone la cuantía mínima $8,33\ cm^2/m$ → No es limitante

dado que la cuantía mínima del pilar en los paramentos laterales es mayor.

Empuje sobre el muro:

TIERRAS



Se dimensiona con empuje al reposo.

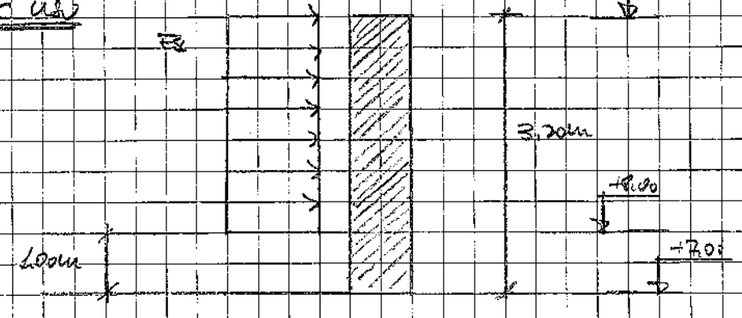
Terreno natural en z = 12,50m

$E_1 = (12,50 - 10,20) \cdot 20 \cdot K_0 = 2,3\,m \cdot 20\ KN/m^3 \cdot 0,5 = 23\ KN/m^2$

$E_2 = (12,50 - 8,00) \cdot 20 \cdot K_0 = 4,5\,m \cdot 20\ KN/m^3 \cdot 0,5 = 45\ KN/m^2$

$E = 34,0\ KN/m^2$ ← Empuje medio

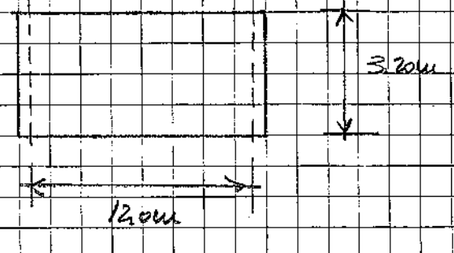
50 cm



$E_c = 10 \cdot K_0 = 10 \cdot 0,5 = 5,0\ KN/m^2$

$q_d = 1,50\,(34,0 + 5,0) = 58,5\ KN/m^2$ ← se toma la acción

El esquema estático:



a) Flexión

$q_d = 58,50$ kN/m²

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{58,50 \cdot 12^2}{8} = 1053,0$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq 27,5$ cm²/m → Se cubre con 2Φ20 a 0,20

b) Cortante

$q_d = 58,50$ kN/m² (Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo situado en lado seguro)

$V_d = q_d (\frac{6}{2} - d)$

$V_d = 58,50 \cdot (6 - 1) = 292$ kN

$A_s = 31,42$ cm²/m

Dimensionamiento con programa BASI:

$A_s \geq 0,0$ cm²/m ← No hace falta armadura de cortante

(Cortante último sin armadura de cortante $V_u = 330$ kN/m

Obs: Tomando 45,0 kN/m² de empuje de tierras

$q_d = 1,50 (45,0 + 5,0) = 75,0$ kN/m

$m_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{75,0 \cdot 12^2}{8} = 1350$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq 26,06$ cm²/m ← A cubrir con el tramo que hace armadura y no tiene empujes

Cuantía mecánica mínima

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}/f_{yd} = 15,33$ cm²/m

Cortante

$V_d = 75 (6 - 1) = 375$ kN/m

dimensionamiento con programa BASI

$A_s \geq 29,1$ cm²/m

Se debe disponer la cuantía mínima $A_s \geq 8,33$ cm²/m

Ramas a Φ20 * 020 de Φ10 (2 ramas)

No es necesario armadura de cortante a $x = \frac{330}{75} + 4,40 \rightarrow$ a 1,60 m del eje del apoyo

Descontando ½ canto útil es desde hasta 2,85 m

Limitaciones con la armadura de cortante

* Separación mínima máxima cerco por confinamiento bielas de hormigón

$V_{u1} = 4,7$ kN/m

como $V_d < \frac{1}{5} V_{u1}$ 940 kN/m → $S \geq \frac{0,90 d}{0,76} \Phi 300$ mm Se cumple

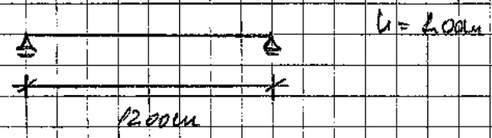
* Por flexión

$V_{cu} = 771$ kN/m/m

$(V_d - 3V_{cu}) < 0$ → $S_t < 300$ mm Se cumple (OK)

CUBIERTA FASE 2B tramo (B) y FASE 2 tramo (A)

Esquema estático:



Acciones:

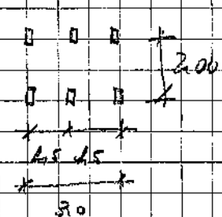
* Peso propio
* Peso tierras + pavimento (h = 2,30m → Drainage pavimento (y otros valor superior))
* Tráfico

Obs: El NF pisable está a la cota +12,00m, (la cubierta está siempre unida por encima) → No afecta al dimensionamiento de la cubierta

- Peso propio: $g_1 = 1,0 m^2/m \cdot 25\ kN/m^2 = 25\ kN/m^3$
- Peso tierras (aprox) $g_2 = 2,3\ m^3/m^2 \times 20\ kN/m^3 = 46\ kN/m^2$
- Tráfico: $q = 4,0\ kN/m^2$

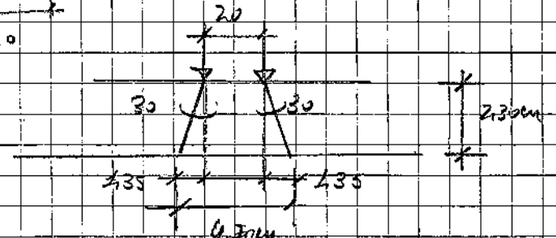
$Q = 600\ kN$.

CAND. IAP:

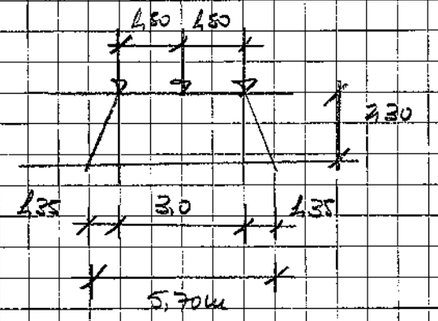


Reparto a 30°

en planta



NOTE BOOK



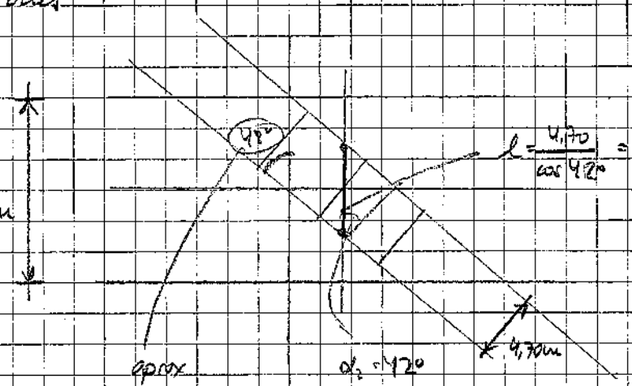
Area en planta

$A = 5,70 \times 4,70 = 26,79\ m^2$

$q_{eq} = \frac{600\ kN}{26,79 m^2} = 22,65\ kN/m^2$

$q_{eq} = 22,65\ kN/m^2$

Posiciones



Se aplica en 6,35m centrales.

Como puede haber 2 cargas en paralelo (desde la cumbrera hacia fuera) el dimensionamiento es razonable.

NOTE BOOK

DETERMINACIÓN DE SOBRECARGA

1) Sobrecargas uniformemente repartidas.

$q_d = 1,35(2,5) + 1,50(4,6) + 1,50(4,0) = 108,75 \text{ KN/m}^2$

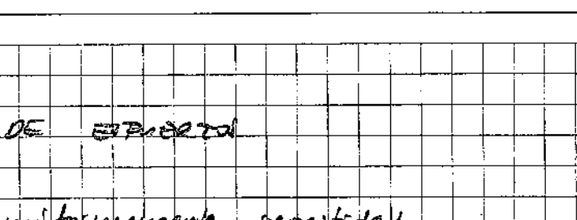
q_d — tierras — sobrecarga

- $m_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{108,75 \cdot 12^2}{8} = 1957,5 \text{ KN.m/m}$

- v_d (tomando cortante a 1 canto útil del eje de apoyo, del lado seguro)

$v_d = 108,75 \left(\frac{12}{2} - 1\right) = 543,75 \text{ KN/m}$

ii) CARGA IMP $q_{eq} = 22,65 \text{ KN/m}^2$



- m_d = $a = b = 6cm$ $p = 7265 \text{ KN/m}^2$

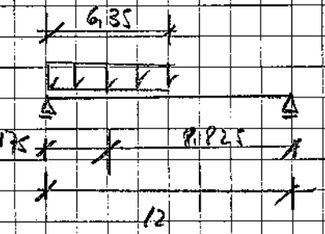
$c = 6,35m$

$M_{máx} = \frac{22,65 \cdot 6,0 \cdot 6,35}{2,12}\left(2 \cdot 6,0 - 6,35 + \frac{6,0 \cdot 6,35}{12}\right) =$

$m_{máx} = 317,32 \text{ KN.m/m}$

$m_d = 1,50 \cdot 317,32 = 475,98 \text{ KN.m/m}$

Cortante:



$a = 3,175m$

$b = 8,825m$

$c = 6,35m$

$l = 12,00m$

$v_{máx} = \frac{22,65 \cdot 8,825 \cdot 6,35}{12,0} = 105,77 \text{ KN/m}$

$v_d = 1,5 \cdot 105,77 = 158,66 \text{ KN/m}$

Armados totales:

$\begin{cases} m_d = 1957,5 + 475,98 = 2433,5 \text{ KN.m/m} \\ v_d = 543,75 + 158,7 = 702,45 \text{ KN/m} \end{cases}$

- Dimensionamiento con programa BASIC (flexión) — del lado seguro

$A_s \geq 73,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← 15 Ø25 Cmecánico = $0,03 + 0,02 + 0,025 \cdot \frac{25}{2} = 0,075$ m

A_s disp = 73,635 ; $m_u = 2519,70 \text{ KN.m/m}$ ($C_{SA} = 1,035$)

$x = 0,214d$ ← (Falla dúctil)

- Cortante

$v_d = 702,45 \text{ KN/m}$

$A_f = 73,635 \text{ cm}^2/\text{m}$ } $A_d = 10,97 \text{ cm}^2/\text{m/m}$

→ Planta a 0,30 de 7c Ø10 pues

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ct}}{f_{yd}} = 15,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Se cubre sobradamente

Cuantía mínima a cortante

$A_s \geq 0,02 b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,0 \text{m} \cdot \frac{25/1,5}{400} = 8,33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se cubre sobradamente

Limitación en la separación de cercos

· Por confinamiento bielas oblicuas:

$V_{u1} = 4,50 \text{ MN/m}$

$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} = 900 \text{ kN/m} \rightarrow s \leq 300 \text{mm}$

$s_t = 0,90d = 0,72 \text{m}$

} $s_t \leq 300 \text{ mm}$ (OK!)

· Por tracción

$V_{cu} = 362 \text{ kN/m}$; $(V_d - 3V_{cu}) \leq U \rightarrow s_t \leq 300 \text{ mm}$ (OK!)

Cuantía mínima cercos losa: $w \geq 12\%_0$

$A_c = 100 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_s \geq 18 \text{cm}^2/\text{m} \rightarrow 9,0 \text{ cm}^2$ por cara y sentido

Se cubre con $\phi 20$ a 0,30

Momentos flectores transversales por efecto Poisson

$m_{d\,transv} = 0,20 \cdot 2433,5 = 486,7 \text{ kN·m/m}$

Dimensionamiento con programa BARÉ

$A_s \geq 1230 \text{ cm}^2/\text{m}$ → se disponen $\boxed{2\phi 16 \text{ a } 0,30}$

VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN

$A_{s1} = 78,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Armadura finalmente dispuesta)

$A_{s2} = 29,45 \text{ cm}^2/\text{m}$

$d = 0,92 \text{ m}$

$d' = 0,0825 \text{ m}$

$c = 0,03$ (Recubrimiento geométrico)

$s = 0,10 \text{m}$

$\phi = 25 \text{ mm}$

Momento característico, combinación cuasipermanente

$q_{k\,cuasi\,permanente} = 1,00\, g_1 + 1,00\, q_{tierras} + 1,00 \cdot \psi_2 \cdot s_c$

$\boxed{\psi_2 = 0,20}$

$q_k = 1,00 \cdot (25) + 1,00 \cdot (46) + 1,00 \cdot 0,20 \cdot (4) = 71,8 \text{ kN/m}^2$

$m_{k'} = \frac{q_k l^2}{8} = \frac{71,80 \cdot 12^2}{8} = 1292,4 \text{ kN·m/m}$

$m_{k\,total} = (1292,4 + 317,32) = 1609,72 \text{ kN·m/m}$

Momento característico cuasi-permanente

E DO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
C E RONDA LITORAL. FASES 1B Y 2

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1	m		
As1=	78.544	cm2/m	ro1=	0.00853739
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00320152
d=	0.92	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.282	m
X=	0.260	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.031820988	m4
Iint=	0.083333333	m4

porcentaje= 38.19 %

ESFUERZOS:

mk=	1610	kN·m
Sigma s=	245.063	MPa
m fis=	427.494	kN·m
Sigma sr=	65.070	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	78.544	cm2
Ac, ef=	0.25	m2

Epsilon sm= 0.001138927

sm=	119.79	mm ← Separación media entre fisuras
wk=	0.23	mm ← Abertura máxima de fisura

ABERTURA DE FISURA
11/11/2004

LOSA DE CUBIERTA FASE 2 Tramo B

Altura de Hevad $h \leq 7,50m$ (aprox)

Esquema estático

$L_e = 12,0m$ Luz de cálculo entre ejes de pantallas

Acciones:

- Peso propio.
- Peso tierras. ($h = 7,50m$)
- Sc uso.

Obs: Si NF pierna está a la cota 3+2,0m (la cara superior de la cubierta siempre está por encima) → No afecta a la ventilación y aislamientos de la cubierta

- $g_1 = 1,50 m^3/m \cdot 25 kN/m^3 = 37,5 kN/m$
- $q_{tierras} = 7,50 m^3/m \cdot 20 kN/m^3 = 150 kN/m^2$
- Sc uso: $5,0 kN/m^2$

$q_d = 1,35(37,5) + 1,50(150 \cdot 1,0) = 290,63 kN/m^2$

DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{290,63 \cdot 12^2}{8} = 5231,25 kN \cdot m/m$

dimensionamiento con pilares a ejes

$K_s = 98,0 cm^2/m \rightarrow$ 20 ϕ25 p/m

$A_{s\,disp} = 98,17 cm^2/m \rightarrow M_{Rd} = 5333 kN \cdot m/m$ ($\xi_{cu} = 1,0\,19$)

($r = 0,10m$) $x = 0,269d$ ← Falla dúctil por el hormigón con $\varepsilon_c > 2\varepsilon_0$ (Cedi falla por el acero)

DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

$V_d = q_d (l_n - d) = 290,63 \cdot (6,0 - 1,0) = 1453,15 kN/m$

$V_d = 1453,15 kN/m$, $A_s = 98,17 cm^2/m$ → $A_d \geq 19,05 cm^2/m/m$

Se cubre con planos a 2,20 de 4 ramas ϕ12 p/m ($A_d = 22,62 cm^2/m/m$)

Cortante último con: cercos ϕ10

$A_s = 98,17 cm^2/m$, $A_{cv} = 15,70 cm^2/m$ → $V_u = 1292,4 kN/m$

A 1ª tanda $V_d \leq 1290 kN/m$ a 1,60m del eje de apoyo

Los cercos ϕ12 deben llegar hasta 2,45m del eje de apoyo (descuelgue de ½ canto útil)

Obs: cuantía mínima a cortante

$A_d \geq 0,02 f_{cd}/f_{yd} = 1,33 cm^2/m$ ← Se cubre

Limitaciones en la separación de cercos

$V_{u1} = 7,0$ MN/m

$\frac{1}{5} V_{u1} = 1,40$ MN/m
$\frac{2}{3} V_{u1} = 4,67$ MN/m
} Se tiene $\frac{1}{5} V_{u1} \le V_d \le \frac{2}{3} V_{u1}$

$S_t \le 0,60 d = 0,84$ m ; ≤ 200 mm ← Se cumple

- Por confinamiento bielas de compresión de cortante

- Por fatiga:

$V_{fd} = 1,45$ MN/m
$V_{ad} = 0,501$ MN/m
} $(V_{fd} - 3V_{ad}) < 0 \rightarrow$ $S \le 300$ mm
Se cumple!

DISEÑO DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE:

$V_d = 290,63 \times 6,0 = 1743,78$ KN/m

$A_s \ge \frac{1,744 \text{ MN/m}}{434,7 \text{ MPa}} = 40,11 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Se cumple con una sola de las capas de $\phi 25$

ARMADO TRANSVERSAL

Cuantía geométrica mínima como losa:

$w \ge 1,9\%_{oo}$
$A_c = 1,50 \text{ m}^2/\text{m}$
} $A_s \ge 27 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 13,50 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 20 a 0,20$

Obs: Para cubrir el 20% del momento longitudinal, por efecto Poisson:

$M_{yd} = 0,20 \cdot 5232,75 = 1046,2$ KN.m/m

NOTE BOOK

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \ge 17,8 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2\phi 16 a 0,20$

Cálculo de la armadura fuera del cerco:

$2\phi 25$ por cero $A_s = 9,818 \text{ cm}^2$

Capacidad inicial a transmitir $U = A_s f_{yd} = 0,4269$ MN

Espacio para la transmisión en la fuerza: 6,00 m (Entra bien con ley de momento flector monótona)

$A_s \ge \frac{Td/6,00}{400} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Se cumple sobradamente

VERIFICACIÓN ELS DE FISURACIÓN

$A_{s1} = 98,18 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s2} = 29,454 \text{ cm}^2/\text{m}$

$d = 1,50 - 0,075 = 1,42$ m (capas)

$d' = 0,06$ m

$c = 0,03$ m Recubrimiento geométrico

$s = 0,10$ m

$\phi = 25$ mm

Momento característico: Combinación cuasipermanente

q_k cuasiperm. $= 1,00 (g_1) + 1,00 (g_2 \text{ cons}) + 1,00 \cdot \psi_2 \cdot s$ $\quad \psi_2 = 0,20$

$q_k = 1,00 (3,75) + 1,00 (1,50) + 1,00 \cdot 0,20 (20) = 189,5$ KN/m/m

M_k cuasipermanente $= \frac{q_k l^2}{D} = 3411$ KN.m/m

NOTE BOOK

ADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
DE RONDA LITORAL FASE 2 TRAMO B

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.5	m		
As1=	98.18	cm2/m	ro1=	0.00696312
As2=	29.454	cm2/m	ro2=	0.00208894
d=	1.41	m		
d'=	0.06	m		
c=	0.03	m		
s=	0.1	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.262	m
X=	0.369	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.096859152	m4
Iint=	0.28125	m4
porcentaje=	34.44	%

ESFUERZOS:

mk=	3411	kN·m
Sigma s=	268.804	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	75.799	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	98.18	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

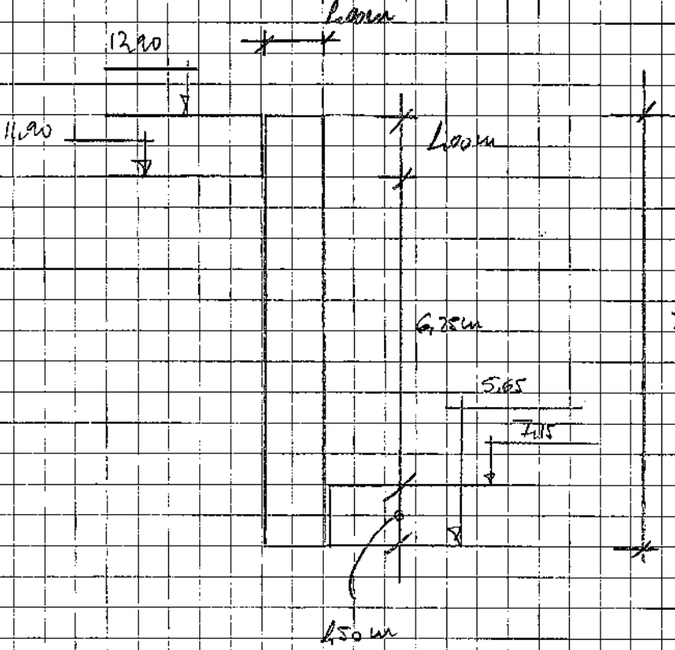
Epsilon sm= 0.001237146

sm=	127.74	mm	← Separación media armad.
wk=	0.27	mm	← abertura máxima de fisura

ABERTURA DE FISURA
12/11/2004

MURO DE SALA ENTRE LOS TRAMOS A Y B DE LA FASE 2 DE CONEXIÓN CON LA AUTOVÍA CITADA

GEOMETRÍA:



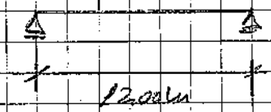
ACCIONES:

* Peso propio
* Peso tierras
* Empujes de tierras
* Sc en cab. * Cargas verticales
* Empujes

DIMENSIONAMIENTO MURO

$h = 7,25m$; $b = 1,00m$; $\ell = 12,00m$ $\quad e/h = \frac{12}{7,25} = 1,66 < 2,0$ → Viga de gran canto.

Esquema estático:



Acciones:

- Peso propio $\quad A = 7,25m^2$; $\quad g_1 = 181,25 kN/m$
- Peso tierras $\quad h = 2,30m$; $\quad g_t = 46 kN/m$
- Sc : $10 kN/m^2$

$q_d = 1,35(181,25) + 1,50(46+10) = 328,67 kN/m$

Dimensionamiento s/ EHE

$T_d = 0,20\, q_d \cdot \ell = 0,20 \cdot 328,67 \cdot 12,0 = 788,85 kN$

$T_d = 0,80 MN$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,80 MN}{400 MPa} = 20,0 cm^2 \rightarrow 5\phi 25$

- Cuantía mínima en cada dirección y en cada cara 0,1%

$A_c = 100 cm^2/m$

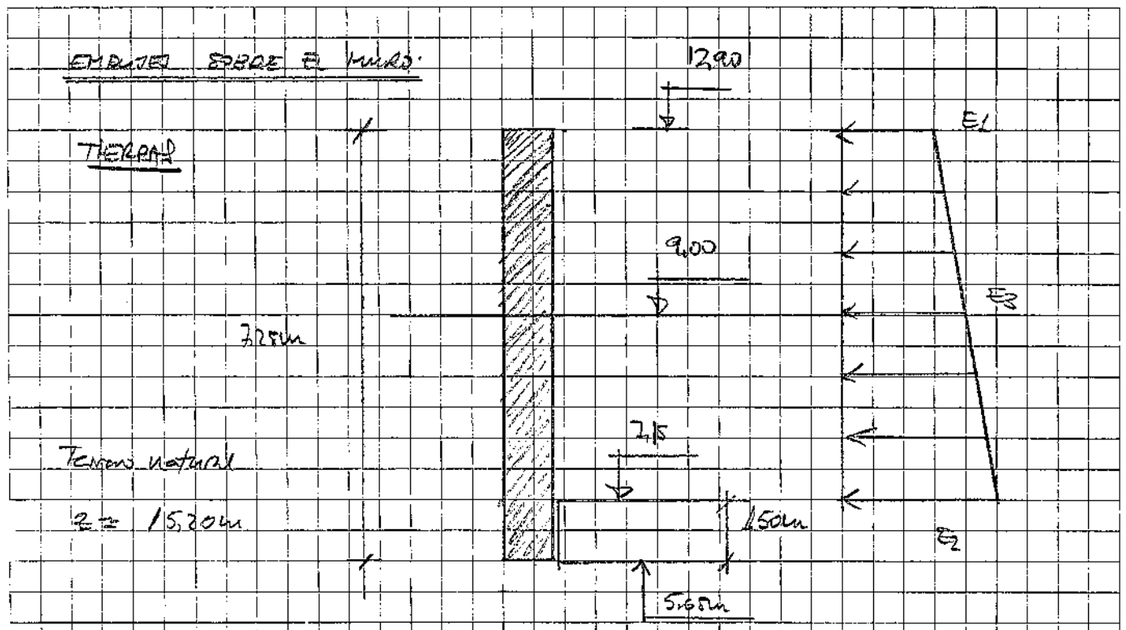
$A_s \geq 10 cm^2/m$ + 1 cada con $\phi 16$ a 0,20

- Cuantía geométrica mínima como muro: ($w \geq 3,2‰$)

$A_s \geq 32,00 cm^2/m \rightarrow 160 cm^2/m$ / cara → ($1 = \phi 20$ a 0,20)

↑ No es la forma de trabajo propia de este muro ni de toda la zona en contacto estricto

EMPUJES SOBRE EL MURO.



TIERRAS

Terreno natural

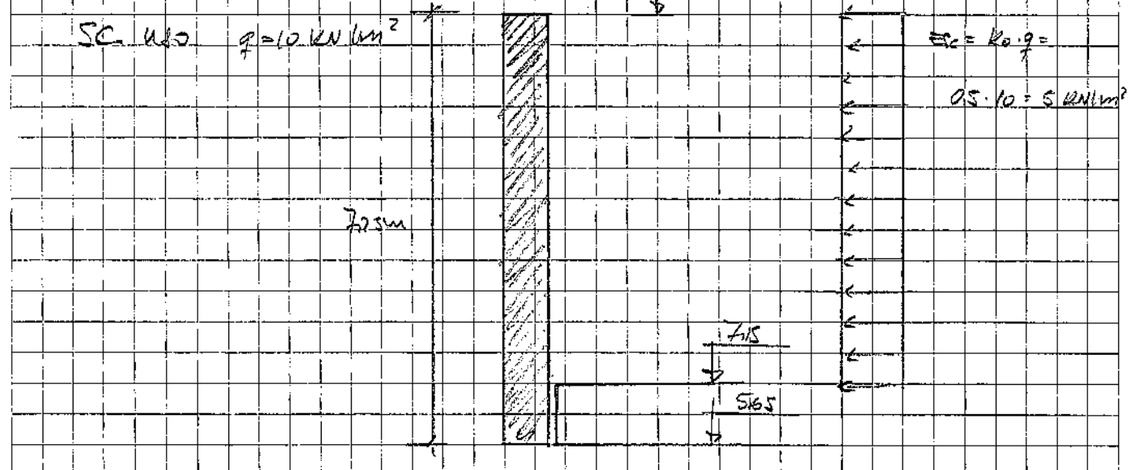
$z = 15{,}20$ m

Se dimensiona con empujes al reposo

$E_1 = (15{,}20 - 12{,}90) \cdot \gamma_t \cdot K_o = 2{,}30 \cdot 20 \cdot 0{,}50 = 23$ KN/m²

$E_2 = (15{,}20 - 7{,}15) \cdot \gamma_t \cdot K_o = 8{,}05 \cdot 20 \cdot 0{,}50 = 80{,}5$ KN/m²

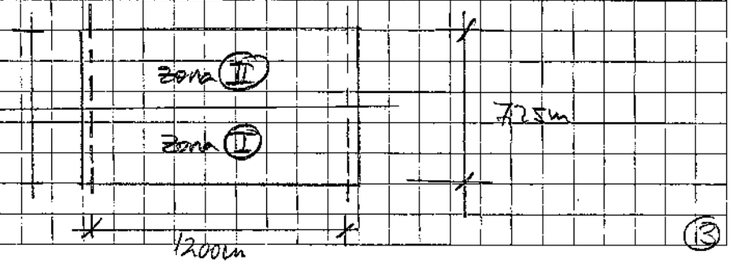
$E_3 = 62{,}0$ KN/m²



Siguiendo catálogo:

≈ 3625

≈ 3625



Zona (I) Flexión

$q_d = 1{,}50\,(80{,}5 + 5{,}0) = 128{,}75$ KN/m²

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{128{,}75 \cdot 12^2}{8} = 2308{,}5$ KN·m/m (r = 0,06275)

Dimensionamiento con programa BASE

$A_s \geq 65{,}83$ cm²/m → 1 Φ25 0,075 ($A_s = 65{,}45$ cm²/m)

($x = 0{,}268\,d$)

Cortantes

$q_d = 128{,}75$ KN/m

a 1 canto útil del eje del apoyo del lado Pésimo

$V_d = q_d\,(\frac{l}{2} - d) = 128{,}75\,(6 - 1) = 643{,}75$ KN/m

$V_d = 643{,}75$ KN/m
$A_s = 65{,}45$ cm²/m
} $A_d \geq 8{,}75$ cm²/m/m

Cortante último sin armadura de cortante:

$V_u = 416{,}5$ KN/m

Si tiene $V_d < 416$ KN/m a 2,75m del eje de apoyo

Se usará la armadura de cortante hasta 3,25m del eje de apoyo

Zona (II)

Flexión:

$q_d = 1{,}50\,(62{,}0 + 10{,}0) = 108$ KN/m²

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{108 \cdot 12^2}{8} = 1944$ KN·m/m (r = 0,0625)

Dimensionamiento con programa BASE

$A_s \geq 54{,}39$ cm²/m → Φ25 a 0,10 (es algo inferior, pero el dimensionamiento es muy del lado seguro ya que corresponde al empuje máximo del trapecio.

Cortantes:

$q_d = 100\ KN/m^2$

$V_d = q_d\left(\frac{l}{2} - d\right) = 100(6-1) = 540\ KN/m$

$V_d = 540\ KN/m$; $A_s = 49.09\ cm^2/m$ } $A_{\alpha} \geq 6.67\ cm^2/m$

Cortante último en armadura de cortante $V_u = 378,5\ KN/m$

Se tiene: $V_d \leq 375\ KN/m$ a $\frac{375}{100} = 3,74 \rightarrow 6 - 3,74 = 2,50m$

a 2,50m del eje de apoyo — < 3,0m del eje de apoyo

(despreciando ½ canto útil)

- Cuantía mínima a flexión: $A_s \geq 0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 15,33\ cm^2/m$

(En cumple sobradamente)

- Limitaciones sobre la armadura de cortante:

— Separación máxima de los ceros por aplastamiento compresiones de las bielas de hormigón

$V_{u1} = 4,67\ MN/m$

como $V_d < \frac{l}{5} V_{u1} = 934$ — $s_t \leq 300\ mm$ ← OK!

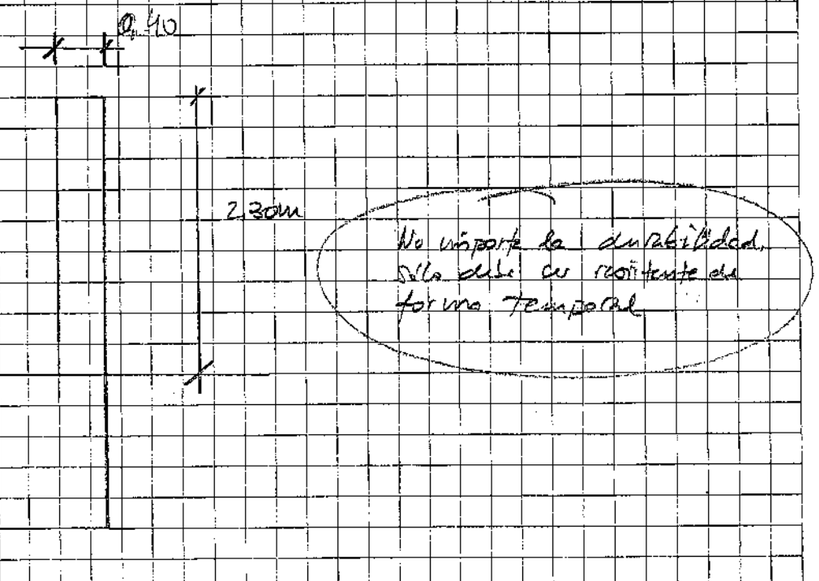
— Separación máxima por fondeiro

$V_{au} = 322,6\ KN/m$

$(V_{rd} - 3V_{au}) < 0$ ← En ambos casos — $s_t \leq 300\ mm$ (OK)

MURO ENTRE FASE 1B y 2

OPCIONAL: Sólo en caso de ser necesario por los desvíos de tráfico.



No importa la durabilidad, sólo debe ser resistente de forma temporal

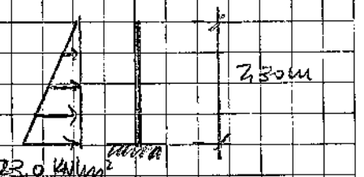
ACCIONES:

+ Peso propio

+ Empuje de tierras

+ Empuje de Sc

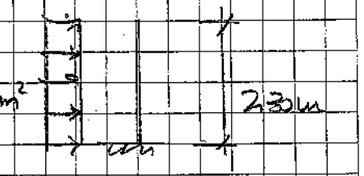
→ Empujes de tierras (Empuje al reposo)



$k = 26,45\ KN/m$; $e = 0,767m$

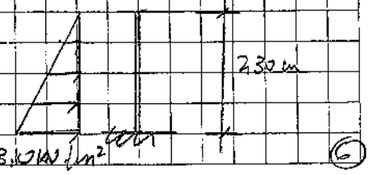
$M = 20,28\ KN \cdot m/m$

→ Empuje de Sc



$k = 11,5\ KN/m$; $e = 1,15m$

$M = 13,225\ KN \cdot m/m$



→ Agua: $k = 26,45\ KN/m$; $e = 0,767m$

$M = 20,28\ KN \cdot m/m$

Dimensionamiento muro:

a) Flexión: $md = 1,50\,(20,28 + 13,725 + 29,28) = 80,6775$ kN m/m

Dimensionamiento con programa BASIC $A_s \geq 6,413$ cm²/m

$h = 0,40$m

$r = 0,02$m ← Recubrimiento mecánico

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración:

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,4\,m^2/m \cdot \frac{25MPa/1,50}{434,8MPa} = 6,13\,cm^2/m$$

Si cubre con Ø16 a 0,20 A_s Ø16/20 = 10,055 cm²/m

$mu = 133,16$ kN m/m $CCS_d = 1,65$ ← margen frente a cargas transmitidas por el impacto de vehículos

$X = 0,12\,d$ ← Muy dúctil

Fallo por el acero en tracción

b) Cortante: $Vd = 1,50(26,45 + 16,5 + 26,45) = 96,6$ kN/m

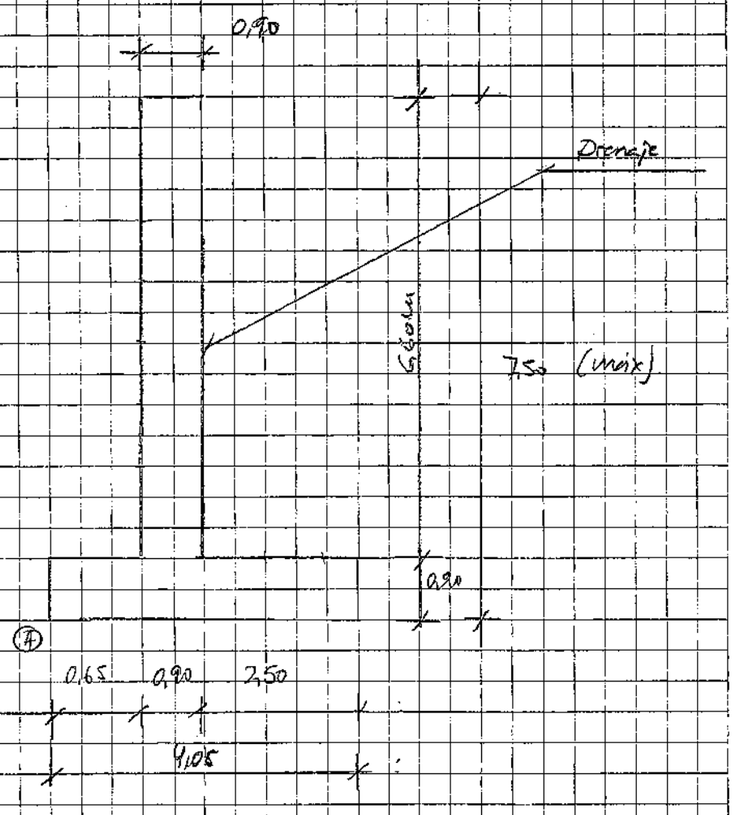
$A_s = 10,055$ cm²/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 0,00$ cm²/m ← No hace falta armadura en cortante

MURO DE CONTENCIÓN DE TIERRAS FASE 2 TRAMO 2

GEOMETRÍA



ACCIONES

- Peso propio
- Tierras: Empujes + cargas verticales
- Sc en trasplenos: Empujes + cargas verticales

VERIFICACIONES

1) VUELCO

Tomando momentos en (A)

→ Estabilizantes

- Peso propio $g_1 = (6,60 \cdot 0,90) \cdot 25 = 148,5$ kN/m $e = 1,10$ m

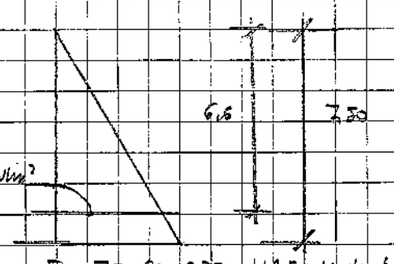
  $g_2 = (4,05 \cdot 0,90) \cdot 25 = 91,125$ kN/m $e = \frac{4,05}{2} = 2,025$ m

- Peso tierras: $g_t = (2,50 \cdot 6,6) \cdot 18 = 297$ kN/m $e = 2,90$ m

- Sc $q = 2,50 \cdot 10$ kN/m² $= 25$ kN/m $e = 2,90$ m

→ Volcadoras:

- Empuje de tierras:



$R_{Ea} = \frac{1}{2} \cdot 7,50 \cdot 48,50 = 185,625$ kN/m $e = \frac{7,50}{3} = 2,50$ m

- Empuje Sc

$R_{Esc} = 0,33 \cdot 10 \cdot 7,50 = 24,75$ kN/m; $e = \frac{7,50}{2} = 3,75$ m

Equilibrio:

→ Momentos estabilizantes

$M_A^{Est} = 148,5 \cdot 1,10 + 91,125 \cdot 2,025 + 297 \cdot 2,90 + 25 \cdot 2,90 = 1249,47$ kN·m

→ Momentos volcadores

$M_A^{Vol} = 185,625 \cdot 2,50 + 24,75 \cdot 3,75 = 556,9$ kN·m/m

OBS: El más desfavorable considerar la ocasión de la Sc en el terraplén que no considerarla ($\phi^{>0} = 30°$, $\phi^{<0} = 9291$ — Abaco Henke volcadero)

$$FS = \frac{M_A^{>0}}{M_A^{<0}} = \frac{1249,42}{556,9} = 2,24 \quad \text{OK!}$$

ii) DESLIZAMIENTO

→ Fuerzas desestabilizadoras:

- Empuje de tierras: $P = 185,6$ KN/m
- Empuje de Sc: $P = 24,75$ KN/m

$\Big\}$ $P_{total} = 210,35$ KN/m

→ Fuerzas resistentes:

- Peso propio: $148,5 + 91,125 = 239,625$ KN/m
- Peso tierras: 297 KN/m
- Sc: 25 KN/m

Total... 561,625 KN/m

En los muros anteriores

Fuerza de rozamiento máxima: $\mu = \operatorname{tg}\phi = \operatorname{tg} 30° = 0,577$

$F_{r,max} = 0,577 \cdot 561,625 = 324,25$ KN/m

$$CS = \frac{F_{r,max}}{E_{max}} = \frac{324,25 \text{ KN/m}}{210,35 \text{ KN/m}} = 1,54 > 1,50 \quad \text{OK!}$$

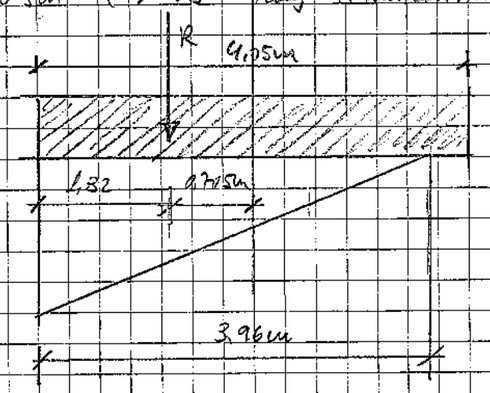
Este muro gracias al terraplén en la Ronda Litoral cuando este ya ha entrado en servicio

iii) TENSIONES MÁXIMAS EN EL TERRENO:

(*) respecto del eje de la zapata

Acción	Momento (*) [KN·m/m]	R vertical [KN/m]
g1	187,3625	239,625
g. tierras	464,0625	330 ($\gamma_t = 20$ KN/m³)
	− 255,75	
	208,31	
Sc	92,8125	25
	− 19,575	
	73,438	
	419,111 KN·m/m	594,625 KN/m

$e = 0,705$ m ($> b/6$ → Hay levantamiento) $\boxed{\gamma_G = 0,675}$



$R = \frac{1}{2} \cdot 3,96 \text{m} \cdot \sigma_{max}$

$$\sigma_{max} = \frac{2R}{3,96} = \frac{2 \cdot 594,625}{3,96}$$

$\sigma_{max} = 300$ KN/m²

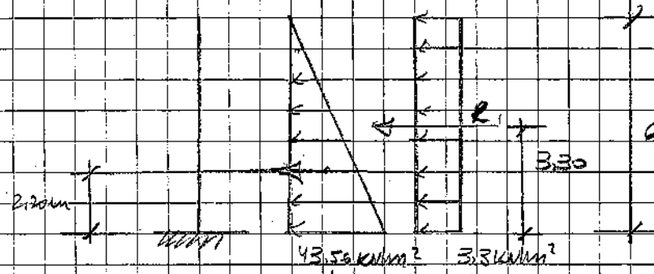
$\sigma_{max} = 3,00$ kg/cm² < Tensión máxima por punta admitida

— Relleno de trasdós $\sigma_{adm} \geq \frac{3,00}{1,30} = 2,30$ kg/cm² ↑

Muy favorable

DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

1) Alzado



R = 143,75 kN/m R = 21,78 kN/m

a) Dimensionamiento a flexión:

$M_{sd} = 1,50 \cdot (143,75 \cdot 2,20 + 21,78 \cdot 3,30) = 582,19$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC ($r = 0,02 + 0,02 + \frac{0,025}{2} = 0,625$)

(Se toma $r = 0,05$ m)

$A_s = 17,73$ cm²/m → Se cubre con $\phi 20$ a 0,15 ($A_s = 20,95$ cm²/m)

$M_{rd} = 717,66$ kN·m/m ($CSA = 1,23$) $X = 0,098d$ ← Falso debido por el acero en tracción.

b) Dimensionamiento a cortante

$V_d = 1,50 \cdot (143,75 + 21,78) = 248,3$ kN/m (en la cara de apoyo del lado izquierdo, es la limitante)

$A_s = 20,95$ cm²/m

$A_\alpha \geq 0,0$ ← no hace falta armadura de cortante

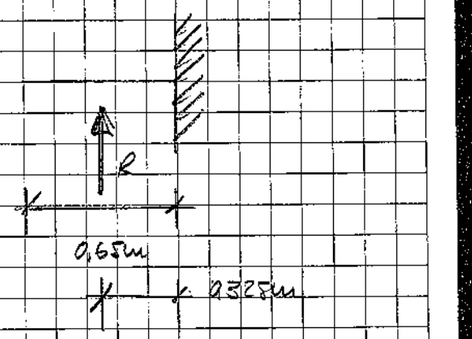
Cuantía mínima para evitar falla frágil tras la fisuración

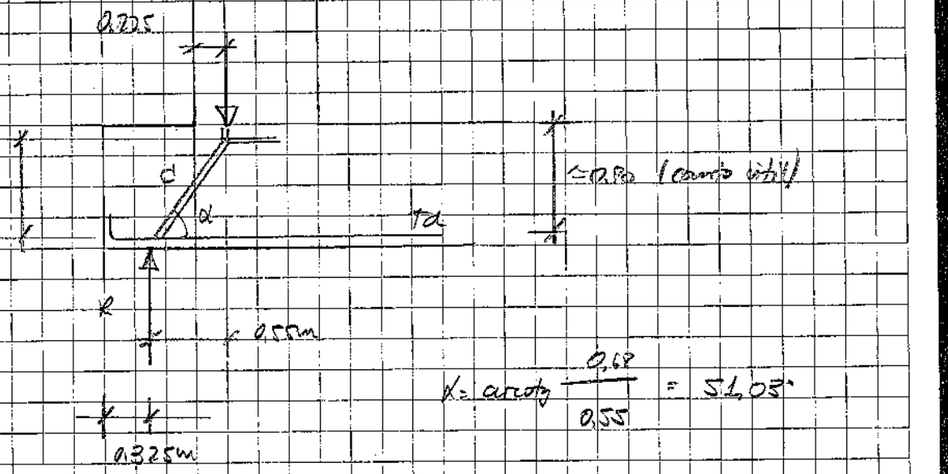
$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,90 \cdot \frac{25/1,5}{434,7} = 13,8$ cm²/m ← la cubre con la armadura dispuesta

1) Zapata

1-1) Puntera $\sigma_{max} = 500$ kN/m²

$r = 0,65$ m
$h = 0,90$ m
rígida





$\alpha = \arctg \frac{0,68}{0,55} = 51,05°$

$R = 500$ kN/m² × (0,65 + 0,45) = 330 kN/m

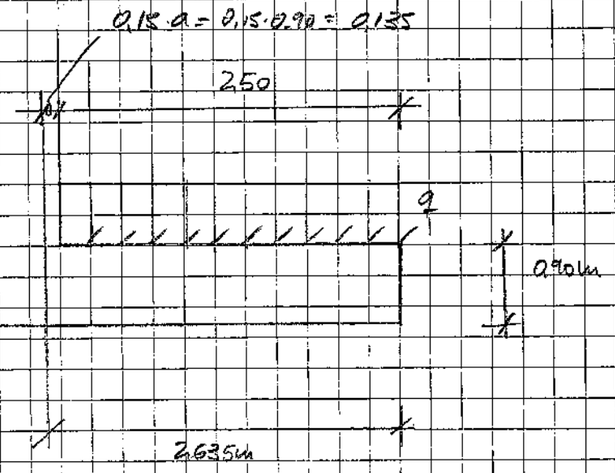
$C \cdot \sen\alpha = R \rightarrow C = R / \sen\alpha = 424,45$ kN/m

$T_c = C \cdot \cos\alpha = 266,92$ kN/m → $T_d = 0,27$ MN/m × 1,50 = 0,40 MN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = 10,01$ cm²/m ← es limitante la cuantía mínima por evitar falla frágil tras la fisuración

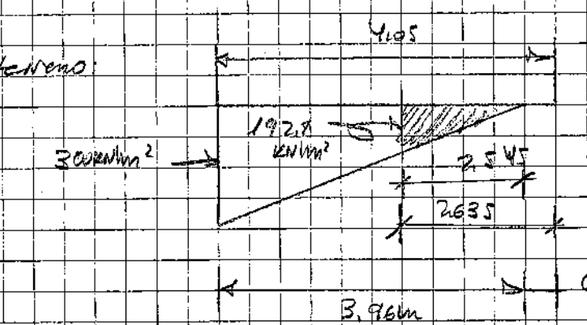
Se dispone $\phi 16$ a 0,15 ($A_s = 13,42$ cm²/m)

ii-2) Talón:



- $q_d = 1,50 \cdot (2,6 \cdot 20\ kN/m^3 + 10\ kN/m^2) = 213\ kN/m^2$

- Tensiones del terreno:



$R = \frac{1}{2} \cdot 192,8\ kN/m^2 \cdot 2,54\ m = 245,32\ kN/m$ → $M = 207,13\ kN \cdot m/m$

$e = \frac{1}{3} \cdot 2,54 = 0,94\ m$

→ $M_d = \dfrac{213\ kN/m^2 \cdot (2,635\ m)^2}{2} + 207,13\ kN \cdot m/m = 524,3\ kN \cdot m/m$

No es mayor que el momento

Aquí el acero trabajando la acción de la ficha y de la sc

Dimensionamiento con programa BASIC:

$A_s \geq 16,62\ cm^2/m$ ← Se cubre con $\phi 20$ a 0,15

→ $T_d = 213 \cdot 2,50m - 245,34 = 287,16\ kN/m$ ← En la cara del apoyo del lado izquierdo.

$A_s = 20,95\ cm^2/m$

$A_d \geq 2,575\ cm^2/m/m$

Tomando el canto útil del borde del apoyo

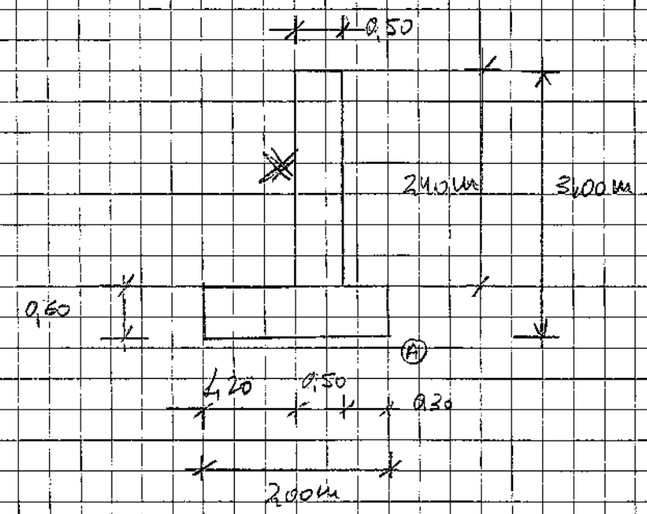
$M_d = 213 \cdot (2,5 - 0,90) - \frac{1}{2} \cdot 2,745 \cdot 179,3 = 249,79\ kN/m$

$A_s = 20,95\ cm^2/m$

$A_s \geq 0,00\ cm^2/m/m$ ← No hace falta armadura de cortante!!

MURO DE CONTENCIÓN DE TIERRAS (FASE 1B Tramo B)

GEOMETRÍA



ACCIONES:

· Peso propio

· Tierras: Empujes + cargas verticales

· Sc en trasdós: Empujes + cargas verticales

VERIFICACIONES

1) VUELCO: Tomando momentos en (A)

→ Estabilizantes:

· Peso propio $g_1 = (2{,}00 \cdot 0{,}60)\,25 = 30$ KN/m ; $e_1 = 1{,}00$ m

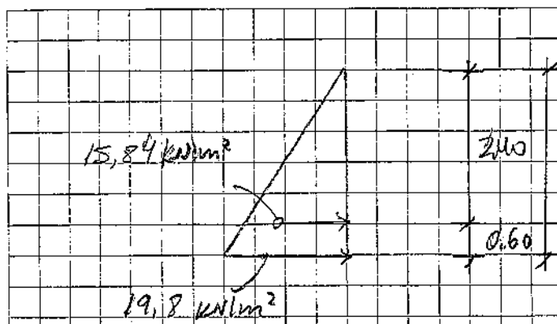
$g_2 = (2{,}40 \cdot 0{,}50)\cdot 25 = 30$ KN/m ; $e_2 = 0{,}55$ m

· Peso tierras: $g_4 = (1{,}20\ 2{,}40)\ 20 = 57{,}6$ KN/m $e_4 = 1{,}40$ m

· Sc $q = 1{,}20 \cdot 10 = 12$ KN/m ; $e_5 = 1{,}60$ m

→ Volcadores:

· Empuje de tierras:

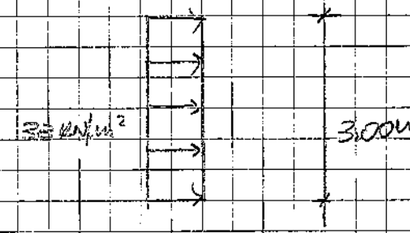


$K_a = 0{,}33$

$\gamma_t = 20$ KN/m³

$E_t = \frac{1}{2}\,19{,}8 \cdot 3{,}00 = 29{,}70$ KN/m ; $e_t = \frac{3}{5} = 1{,}00$ m

· Empuje sobre el trasdós



$K_a = 0{,}33$

$q = 10$ KN/m²

$E_q = 3{,}3$ KN/m²

$E_q = 3{,}0\ 3{,}3 = 9{,}90$ KN/m ;

$e_4 = 1{,}50$ m

ESTABILIDAD

→ Momentos estabilizadores

$M_A^{Sd} = 30 \cdot 1{,}00 + 30 \cdot 0{,}55 + 57{,}6 \cdot 1{,}40 + 12 \cdot 1{,}60 = 143{,}94$ KN·m/m

→ Momentos volcadores:

$M_A^{Vd} = 29{,}70 \cdot 1{,}00 + 9{,}90 \cdot 1{,}50 = 44{,}55$

Factor de seguridad al vuelco:

$$C_{SV} = \frac{143{,}94 \text{ KN·m/m}}{44{,}55 \text{ m·m/m}} = 3{,}23 \leftarrow \text{OK!} \quad (>1{,}50)$$

10) DESLIZAMIENTO

→ Fuerzas desestabilizantes:

- Empuje de tierras: 29,70 kN/m
- Empuje sc: 9,90 kN/m

} R_{total} = 39,6 kN/m

→ Fuerzas resistentes:

- Peso propio: 60,0 kN/m
- Peso tierras: 52,80 kN/m
- sc: 12 kN/m

Total... 129,6 kN/m

Fuerza de rozamiento máxima: $F_{r,max} = \mu \cdot N = tg\,\phi \cdot N$

$\phi = 30°$; $tg\,\phi = \mu = 0,57$

con lo cual $F_{r,max}$ = 74,82 kN/m

Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$$C_{SD} = \frac{74,82}{39,6} = 1,89 \geq 1,50 \quad \text{(OK!)}$$

Zapata

(4) Respecto del eje de la zapata

11) TENSIONES SOBRE EL TERRENO:

Acción	Momento (4) [kN·m/m]	R vertical [kN/m]
g_1	13,5	60
g tierras	−23,04 (Peso)	37,6
	29,70 (Empuje)	
	6,66	

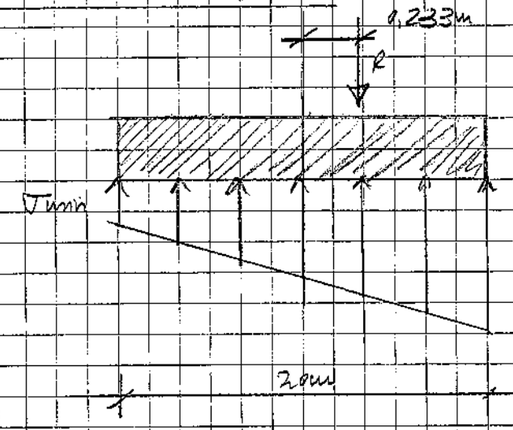
continúa →

Acción	Momento (4) [kN·m/m]	R vertical [kN/m]
sc	−4,80 (Verticales)	12,0
	14,85 (Empujes)	
	10,05 kN·m/m	
Total...	30,21 kN·m/m	129,6 kN/m

$e = \frac{30,21 \text{ kN·m/m}}{129,6 \text{ kN/m}} = 0,233 \text{ m}$ $\left(\frac{b}{6} = \frac{2,0}{6} = 0,333\right)$

↳ la resultante está dentro del núcleo central → Todo el contacto está comprimido)

Tensión máxima en el terreno:



$$\sigma = \frac{129,6 \text{ kN/m}}{2,0 \text{ m}^2/\text{m}} \pm \frac{30,21}{\frac{1}{6} \cdot 2,0^2} = 64,8 \pm 45,32 = \begin{cases} \sigma_{máx} = 110,5 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{mín} = 19,5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

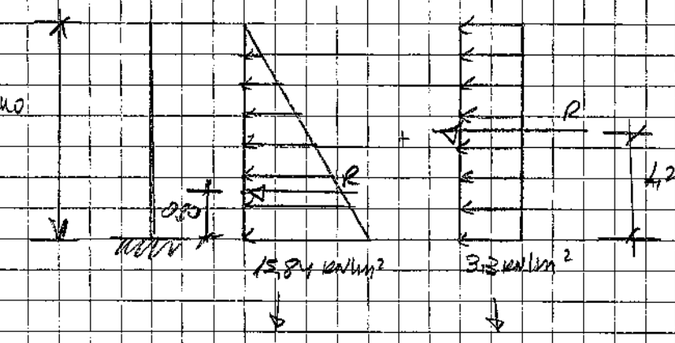
$W = I/h/2 = \frac{1}{12} bh^3 / h/2 = \frac{1}{6} bh^2$

$\sigma_{máx} = 110,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 11,0 \text{ kg/cm}^2$ (OK!!)

$\sigma_{mín} = 19,5 \text{ kN/m}^2$

DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

i) ALZADO



R = 19,01 kN/m R = 7,92 kN/m

a) Dimensionamiento a flexión

$M_{sd} = 1,50\,(19,01 \cdot 0,80 + 7,92 \cdot 4,20) = 37,07$ KN·m/m

Dimensionamiento en pagarones Ø40? (l = 0,70 m + rozamiento mecánico)

$A_s \geq 2,33$ cm²/m

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot 0,5 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 7,65$ cm²/m → Si disponemos Ø16 a 0,20

$M_{sd} = 168,13$ kN·m/m ($C_{84} = 4,54$ (Muy alto → posible impacto cortante))

$X = 0,096d$ ← Falla dúctil. Falla por el acero en tracción.

b) Dimensionamiento a cortante

$V_d = 1,50(19,01 + 7,92) = 40,395$ kN/m

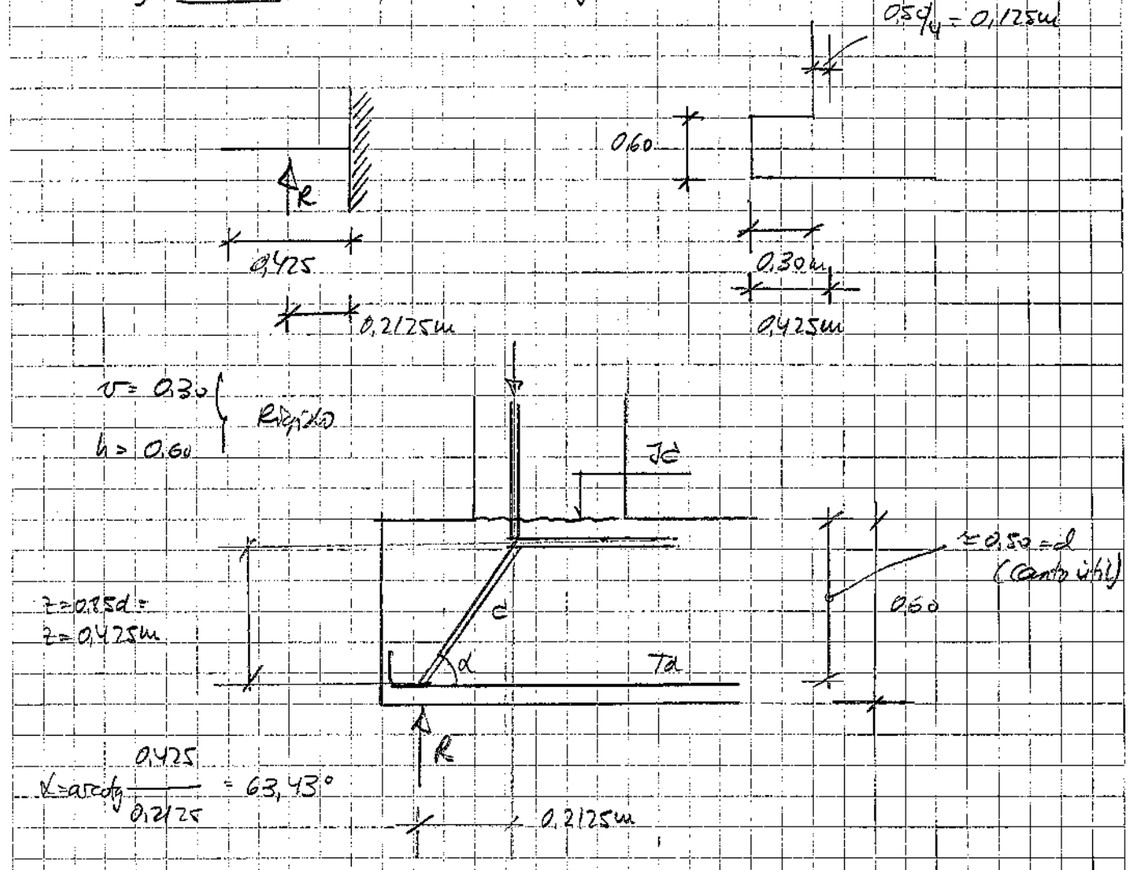
$A_t = 10,055$ cm²/m

$A_s \geq 0$ → No hace falta armadura de cortante

NOTE BOOK

ii) Zapata:

ii-1) Puntera: $\sigma_{máx} = 1,10$ kg/cm² = 110 kN/m²



$\alpha = \arctg \frac{0,425}{0,2125} = 63,43°$

$R = 110 \cdot (0,30 + 0,25) = 60,5$ kN/m

$C \cdot \sin\alpha = R \rightarrow C = R/\sin\alpha = 60,5/\sin 63,43° = 67,64$ kN/m

$T = C \cdot \cos\alpha = 67,64 \cdot \cos 63,43 = 30,25$ kN/m

→ $T_d = 1,50 \cdot 30,25$ kN/m = 45,4 kN/m ; $T_d = 0,0454$ MN/m

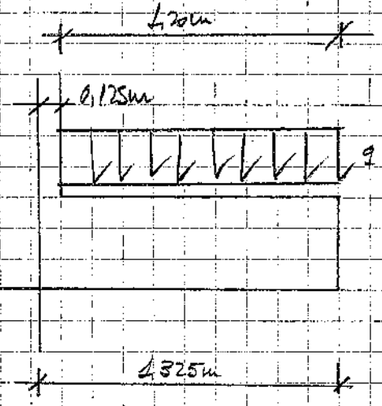
$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,0454}{400} = 1,13$ cm²/m

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,60 \cdot \frac{25/1,50}{434,8} = 9,2$ cm²/m → Ø16 a 0,20

NOTE BOOK

11- 2) Talón



Flexión

- $q_d = 1,50(20 \cdot 2,40 + 10) = 87$ kN/m

No le hemos en cuenta las tensiones sobre el terreno, que sabe

Seguro no es limitante

$M_{sd} = \frac{q_d \cdot l^2}{2} = \frac{87 \cdot 1,325^2}{2} = 76,37$ kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASÍ:

$A_s \geq 3,75$ cm²/m

Cuantía mínima: falso frágil tras fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,60 \cdot \frac{25/1,5}{434,8} = 9,20$ cm²/m ← Ø16 a 020

Cortante:

$V_d = 87$ kN/m · 1,20m = 104,4 kN/m

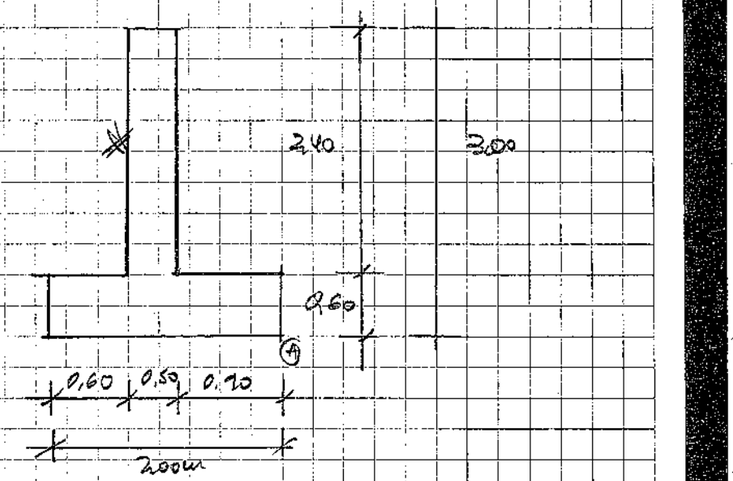
$A_s = 10,055$ cm²/m

$A_s \geq 0,0$ cm²/m ← no hace falta armadura de cortante

NOTE BOOK

MURO DE CONTENCIÓN DE TIERRAS (FASE 1.2 TRAMO B)

GEOMETRÍA



ACCIONES:

- Peso propio
- Tierras → Empujes + cargas verticales
- Sc en trasplomes: Empujes + cargas verticales

VERIFICACIONES:

1) VUELCO: Tomando momentos en (A)

→ Estabilizantes

- Peso propio: $g_1 = (2,00 \cdot 0,60) \cdot 25 = 30$ kN/m, $e_1 = 1,00$m
  $g_2 = (2,40 \cdot 0,50) \cdot 25 = 30$ kN/m, $e_2 = 1,15$m
- Peso tierras: $g_t = (0,60 \cdot 2,40) \cdot 20 = 28,80$ kN/m, $e_A = 1,70$m
- Sc: $q = 0,60 \cdot 10 = 6$ kN/m, $e_q = 1,70$m

NOTE BOOK

→ Volcadora

- Empuje de tierras: (Ver pág. anteriores) $E_t = 29,70$ kN/m
  $c_t = 1,00$ m
- Empuje de sc: (Ver pág. anteriores) $E_q = 9,90$ kN/m
  $c_t = 1,50$ m

EQUILIBRIO:

→ Momentos estabilizadores

$M_t^{20} = 20 \cdot 1,00 + 30 \cdot 1,15 + 29,90 \cdot 1,70 + 6 \cdot 1,70 = 123,66$ kN·m/m

→ Momentos volcadores:

$M_t^{co} = 29,70 \cdot 1,00 + 9,90 \cdot 1,50 = 44,55$ kN·m/m

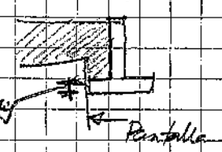
Factor de seguridad al vuelco:

$C_{SV} = \frac{123,66}{44,55} = 2,776 > 1,50$ (OK!)

VI) DESLIZAMIENTO:

→ Fuerzas desestabilizadoras

- Empuje de tierras: 29,70 kN/m + Muy conservador, en realidad, en el tramo en el que hay empuje
  → Valor real: 19,04 kN/m
- Empuje sc: 7,92 kN/m



$R_{total} = 26,93$ kN/m

→ Fuerzas resistentes:

- Peso propio: 60 kN/m
- Peso tierras: 29,90 kN/m
- sc: 6 kN/m

Total... 94,9 kN/m

NOTE BOOK

Fuerza de rozamiento máxima $F_{r,max} = \mu N = tg\,\phi \cdot N$

$\phi = 30°$; $tg\,\phi = \mu = 0,577$

$F_{r,max} = 54,73$ kN/m

Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$C_{SD} = \frac{54,73}{26,93} = 2,00$ (OK!)

(vi) TENSIONES SOBRE EL TERRENO:

(+) Respecto del eje de la zapata

Acción	Momento (+) [kN·m/m]	R. Vertical [kN/m]
g_t:	-45	60
$g_{tierras}$:	-20,16 (Peso)	29,90
	29,70 (Empuje)	
	9,54 kN·m/m	
sc:	-4,2 (Vertical)	6
	14,85 (Empuje)	
	10,65 kN·m/m	
Total...	15,69 kN·m/m	94,8 kN/m

$e = \frac{15,69}{94,8} = 0,166$ m

Tiene menor reacción total y menor excentricidad que el otro tipo → Estado tensional más favorable

NOTE BOOK

Tensions en el terreno:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{94,8}{2,0} \pm \frac{15,69}{0,667} \begin{cases} 70,92\ KN/m^2 \\ 23,88\ KN/m^2 \end{cases}$$

$$W = \frac{1}{6} b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 2^2 = 0,667\ m^4$$

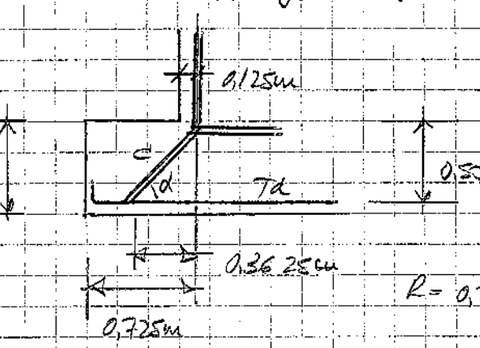
$\sigma_{max} = 0,71\ kg/cm^2$ ← Valor muy bajo (OK!)

DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL:

V) ALZADO: — Idem anno 1,20.

VI) ZAPATA:

Puntera: $\sigma_{max} = 1,0\ kg/cm^2 = 100\ KN/m^2$



$Z = 0,85 d = 0,425m$

$R = 0,725\ m \cdot 100\ KN/m^2 = 72,5\ KN/m$

$\alpha = \arctg \frac{0,425}{0,3625} = 49,54°$

$C \operatorname{sen} \alpha = 72,5 \rightarrow C = \frac{72,5\ KN/m}{\operatorname{sen} \alpha} = 95,29\ KN/m$

$T = C \cdot \cos \alpha = 95,29\ KN/m \cdot \cos 49,84 = 61,84\ KN/m$

$Td = 1,5 \cdot 61,84 = 92,75\ KN/m$

$As \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{92,75 \cdot 10^{-3}\ MN/m}{400\ MPa} = 2,319\ cm^2/m$

— Se dispone la cuantía mínima

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CRUCE CON LA RONDA LITORAL.
FASES 1A; 1B Y 2
PK: 707+411.15 Y 707+593.07

ADENDA 2.
MODIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2574
Fecha 07/09/05
CAN TUNIS - D-CT-C-0105 A0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 1 de septiembre de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

CRUCE CON LA RONDA LITORAL
FASES 1A; 1B y 2

PANTALLAS

ADENDA 2
MODIFICACIÓN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

1. ANTECEDENTES.

En el cruce la traza del Falso Túnel de Can Tunis con la Ronda Litoral se plantean una serie de desvíos del tráfico que obligan a una ejecución por fases. Cuando una fase se completa se repone el tráfico sobre ella para poder comenzar a ejecutar la siguiente.

La excavación interior en este tramo, al igual que en el resto del Falso Túnel, requiere de un achique previo del agua entre pantallas. Este achique se realiza con pozos desde los que se bombea el agua hasta la superficie.

En las fases 1B y 2, correspondientes al tramo bajo la calzada de la Ronda litoral, es imposible poner en funcionamiento los pozos de bombeo desde la superficie, puesto que interferirían con el tráfico. En estas zonas será necesario realizar la primera excavación interior intermedia sin haber podido achicar el agua entre pantallas, de este modo, una vez se disponga de espacio bajo la cubierta del tramo, se podrán poner en funcionamiento las bombas que permitirán rebajar el nivel freático sin que el tráfico se vea afectado.

Dado que en las primeras etapas de excavación interior no aparecen esfuerzos ni movimientos limitantes en el diseño (corresponde a cotas altas, por encima del nivel freático), y gracias a que en estas etapas el porcentaje de empuje pasivo movilizado se mantiene muy por debajo de la limitación del 70%, tiene sentido plantearse el realizar la primera excavación interior sin que se hayan alcanzado las presiones de agua propias del estado de construcción.

Todas la etapas del procedimiento de excavación interior (orden de colocación y posición de puntales definitivos y provisionales, cotas de excavaciones sucesivas interiores, etc) se mantienen según se han definido en planos, y únicamente se estudia la posibilidad de realizar la primera excavación interior antes de que las presiones de agua alcancen el régimen estacionario de construcción. Para el resto de etapas será necesario que las presiones de agua sean las previstas en el diseño de las pantallas (el nivel freático en el intradós estará $\geq$1.0m por debajo de la cota de máxima excavación, aproximadamente).

En la Fase 1A, que se encuentra bajo el talud del terraplén de la Ronda Litoral, sí se han podido ejecutar y poner en funcionamiento los pozos necesarios para poder achicar el agua entre pantallas, pero se ha realizado la primera excavación intermedia sin que se haya alcanzado el régimen hidrológico estacionario previsto para la construcción, en base al cual se dimensionaron y verificaron las pantallas (ver Nota de Cálculo: "Tramo de cruce con la Ronda Litoral. Fase 1ª. P.K. 707+411.15 a 707+458.5. Pantallas y cubierta" del 7 de octubre de 2004).

En este caso la primera excavación intermedia está más cercana al nivel freático, por lo que la comprobación frente al cambio del procedimiento constructivo puede tener implicaciones mayores en el diseño de las pantallas.

2. ESTADO ACTUAL.

En el momento de realización de este informe se ha completado la ejecución de las pantallas y la cubierta de las Fases 1A y 1B y se han ejecutado gran parte de las pantallas de la Fase 2.

3. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza un recálculo completo de las pantallas de las Fases 1B y 2. En este cálculo se tiene en cuenta que la primera excavación intermedia aún no se ha comenzado el achique de aguas entre pantallas. Los cálculos correspondientes a esta comprobación pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Asimismo, en la Fase 1A, se ha recalculado el procedimiento constructivo completo, teniendo en cuenta que se realiza la primera excavación intermedia sin haberse alcanzado el régimen estacionario de presiones de agua previsto para construcción. Del lado seguro para la verificación, y a falta de datos más precisos sobre el momento de puesta en marcha de los pozos y el momento de excavación interior, se ha realizado la comprobación suponiendo que la primera excavación se realiza sin que se haya comenzado el bombeo de aguas (se ha considerado que el nivel freático en el intradós en el momento de la primera excavación intermedia está justo a la altura de dicha excavación (z=-4.5m aprox.) y no 1.0m por debajo de la cota de máxima excavación –como correspondería al estado de construcción-). Las presiones de agua consideradas pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

4. RESULTADOS.

En las fases 1A y 2 las comprobaciones realizadas son favorables y no imponen limitaciones adicionales sobre el diseño de las pantallas. Las modificaciones del procedimiento constructivo afectan a etapas no limitantes y los cambios que resultan en esfuerzos, movimientos y porcentajes de empuje pasivo movilizado no imponen nuevas limitaciones sobre el diseño de las pantallas. Los resultados del recálculo pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

En la Fase 1A, en que la modificación del procedimiento constructivo tiene mayor influencia, los resultados más relevantes son los mostrados a continuación:

I) EN CONSTRUCCIÓN:

Ia) En cuanto al porcentaje de **empuje pasivo máximo movilizado** respecto del empuje pasivo máximo disponible en el intradós: se mantienen por debajo del 70% en todas las fases del procedimiento constructivo modificado.

- Sección Inicial: Ep = 54.4% Ep,máx
- Sección Final: Ep = 60.2% Ep,máx

Ib) En cuanto a **esfuerzos** en la pantalla:

- Momentos flectores: Existen cuatro zonas en las que el coeficiente de seguridad sobre las acciones, γa, es inferior a 1.5 (pero siempre mayor que 1.0)

  - **Zona 1**: Intradós entre –2.75<z<-1.00m: γa=1.137
  - **Zona 2**: Intradós entre –9.00<z<-6.00m: γa=1.375
  - **Zona 3**: Trasdós entre –14.25<z<-13.00m: γa=1.360
  - **Zona 4**: Trasdós entre –19.50<z<-17.5m: γa=1.439

  Corresponden a las etapas de construcción:
  - Zona 1 y Zona 3: 1ª excavación intermedia (sin bombeo)
  - Zona 2 y Zona 4: Excavación hasta cota máxima (tras bombeo)

- Esfuerzos Cortantes: El cambio del procedimiento constructivo no genera esfuerzos cortantes mayores que el procedimiento constructivo original. El diseño sigue siendo válido con $\gamma a \geq 1.50$ en todas las secciones.

II) EN SERVICIO:

IIa) En cuanto a **esfuerzos** en la pantalla: Se comprueban las mismas cuatro zonas que presentaban algún problema durante construcción.

- Momentos flectores:

  - **Zona 1**: Intradós entre –2.75<z<-1.00m:
    Momento último de la sección: Mu = 1712 kN·m/m

HIPÓTESIS	Mk [kN·m/m] (*)	γa
Final construcción.	1241.5	1.379
Subida NF.	1351.9	1.266
Fluencia (#).	1046.9	1.635

Nota (*): Mk es el momento característico máximo en la zona correspondiente
Nota (#): En la hipótesis de fluencia el NF se mantiene a la cota z=+2.00m

  - **Zona 2**: Intradós entre –9.00<z<-6.00m:
    Momento último de la sección: Mu = 2469 kN·m/m

HIPÓTESIS	Mk [kN·m/m] (*)	γa
Final construcción.	1473.9	1.676
Subida NF.	1412.7	1.748
Fluencia (#).	968.1	2.551

  - **Zona 3**: Trasdós entre –14.25<z<-13.00m:
    Momento último de la sección: Mu = 734 kN·m/m

HIPÓTESIS	Mk [kN·m/m] (*)	γa
Final construcción.	71.7	10.239
Subida NF.	101.1	7.261
Fluencia (#).	109.3	6.717

  - **Zona 4**: Trasdós entre –19.50<z<-17.50m:
    Momento último de la sección: Mu = 1082 kN·m/m

HIPÓTESIS	Mk [kN·m/m] (*)	γa
Final construcción.	729.3	1.483
Subida NF.	731.2	1.480
Fluencia (#).	549.9	1.967

- Esfuerzos Cortantes: El cambio del procedimiento constructivo no genera esfuerzos cortantes mayores que el procedimiento constructivo original. El diseño sigue siendo válido con $\gamma a \geq 1.50$ en todas las secciones.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

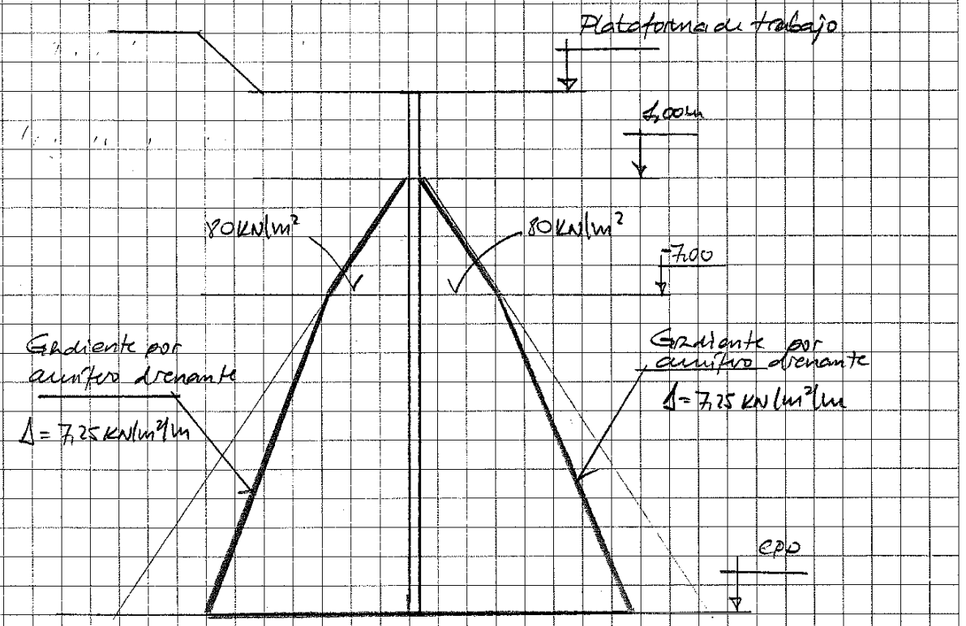
Barcelona, a 1 septiembre de 2005

NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 30-Ago-05

CRUCE RONDA LITORAL

Se tiene que realizar la 1ª excavación sin haber comenzado el bombeo de agua → VERIFICACIÓN de las PANTALLAS



(1) FASE 1B Tramo A

(1a) SECCIÓN INICIAL (707+458,5) Archivo original P2RL2CM.RID

Archivo modificado P2RL2CW.RID

Ver nota de cálculo original

Con el nuevo procedimiento constructivo Ep máx = 69,1% Ep máximo disponible en voladizo

En la etapa en que se excav hasta CME

Idéntica al original, sólo cambia la 1ª fase de excavación intermedia, en que Ep máx pasa de 21,4% a 30,2%

(1)

NOTE BOOK

(15) SECCIÓN FINAL Archivo original : P2RL3CM.Rio

(707+469,65) Archivo modificado: P2RL3CW.Rio

Ver Nota de Cálculo original

Con el nuevo procedimiento constructivo $E_{p,max}$ = 63,9% E_p máximo disponible en el intradós

El idéntico al original, solo cambia la 1ª fase de excavación intermedia en que $E_{p,max}$ pasa de 21,4% a 29,1%

Momento último con 6Ø25+2Ø25

A_s = 39,272 cm²/m

m_m = 1349,5 kN·m/m (r = 0,15m recubrimiento mecánico)

m_{adm} = 899,0 kN·m/m >> m_k = 550 kN·m/m OK!

TODO OK!

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL2CW *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION INICIAL PK 707+458.5
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
* CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE REALIZA
* LA PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA SIN HABER BOMBEADO AGUA
8.0
-26.50 1.0^3*2.726E6/12
14.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 7.0
EXC(2) 7.0
SUB(1,1) 7.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 7.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 7.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 7.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 7.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 7.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 7.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 7.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 7.0 8.0 35.0 15.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 15.0
CAL
* ETAPA 2: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=+1.60
EXC(2) 1.60
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.5 22.0
WAT(2) -8.5 0.0
WAT(2) -26.5 21.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.50
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.00 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -7.50
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
```

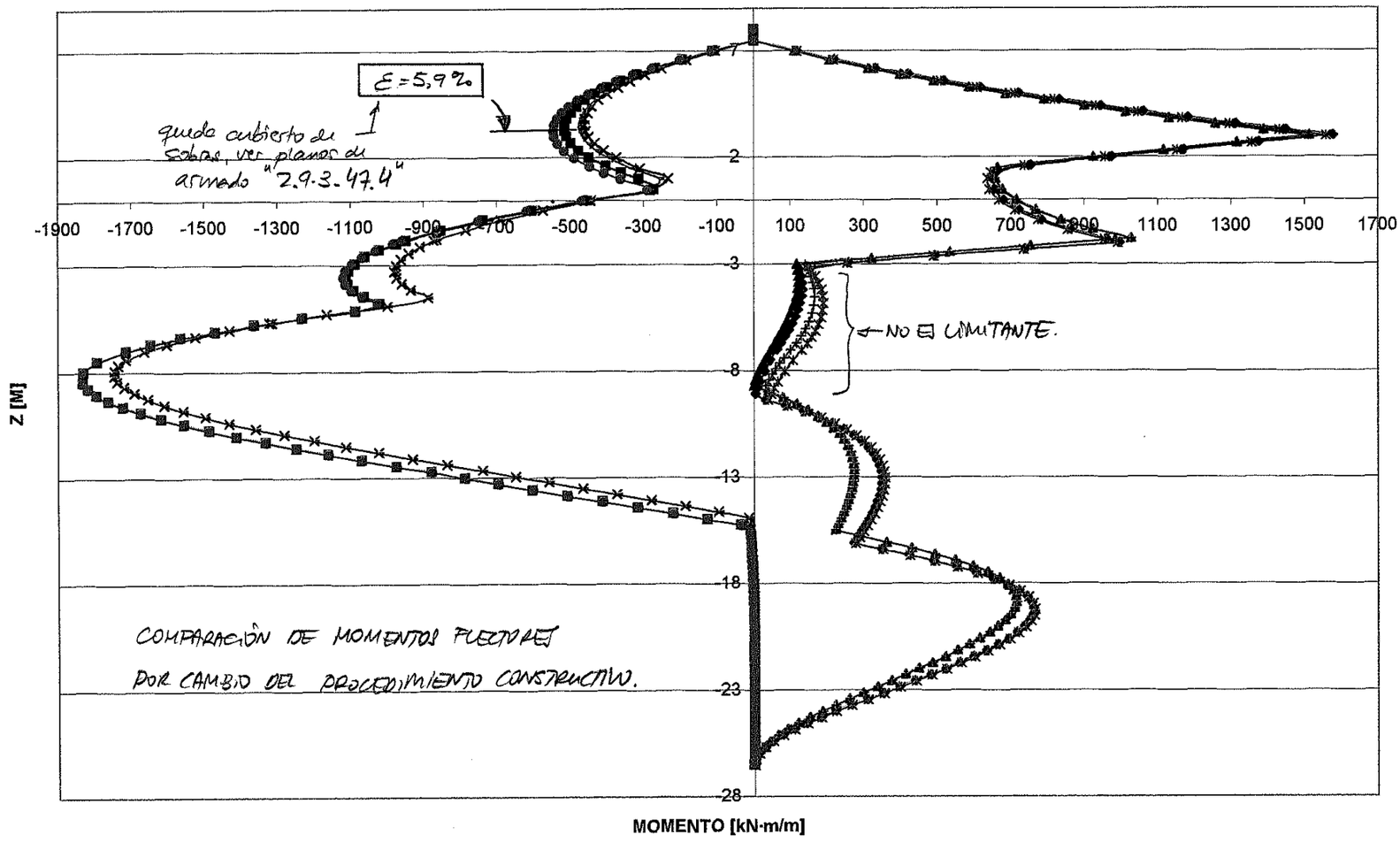
```
STR -5.80 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.50 23.0
WAT(2,1) -5.80 0.0 2.5
WAT(2) -26.50 23.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.80 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```



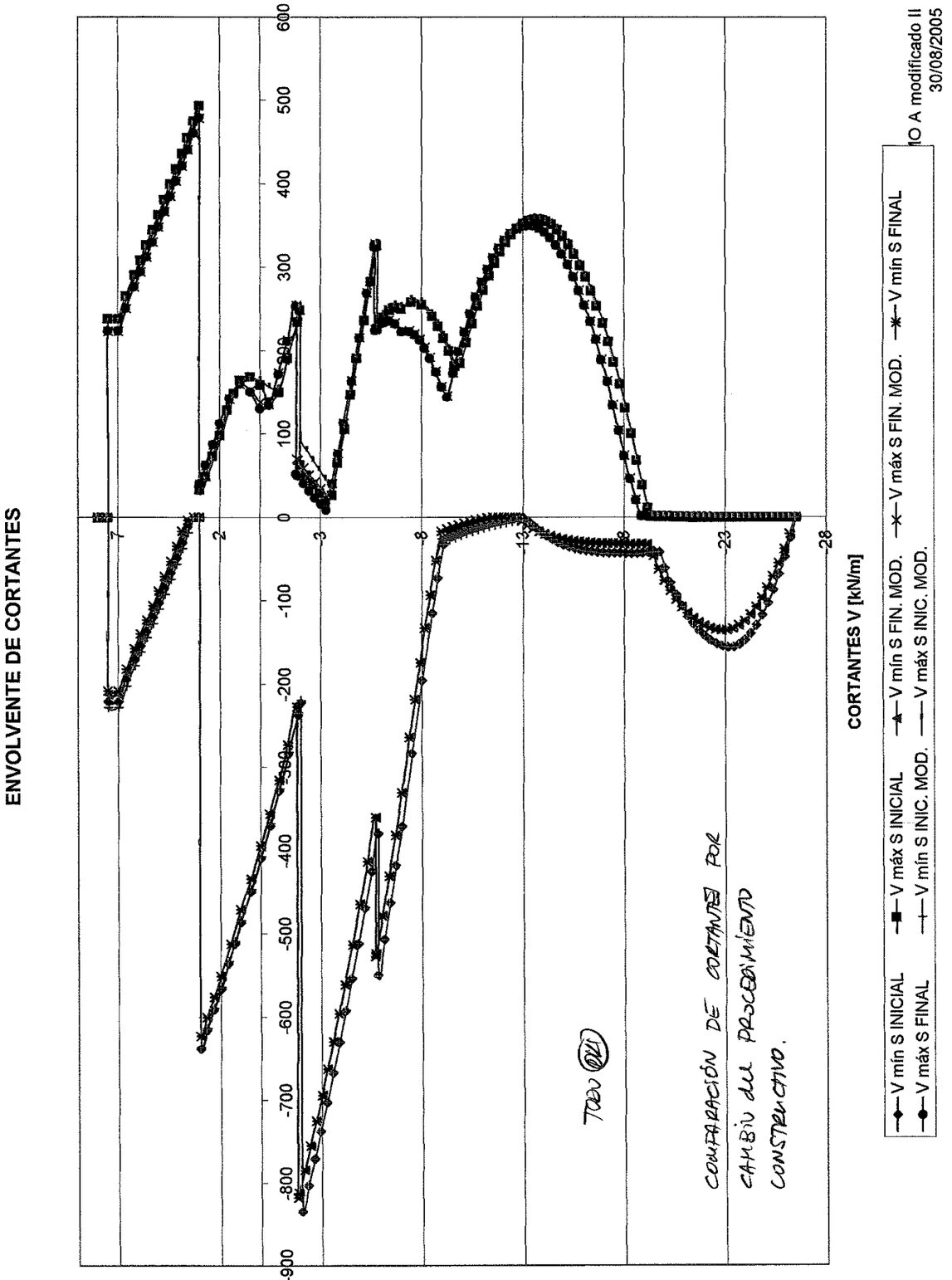
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL3CW *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+469.65
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
* CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE REALIZA
* LA PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA SIN HABER BOMBEADO AGUA
8.0
-26.50 1.0^3*2.726E6/12
14.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 7.0
EXC(2) 7.0
SUB(1,1) 7.0 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 7.0 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 7.0 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 7.0 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 7.0 4.0 5.0 8.0
SUB(1,1) 7.0 5.0 6.0 10.0
SUB(1,1) 7.0 6.0 7.0 12.0
SUB(1,1) 7.0 7.0 8.0 14.0
SUB(1,1) 7.0 8.0 35.0 15.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 15.0
CAL
* ETAOA 2: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=2.00
EXC(2) 2.0
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.5 22.0
WAT(2) -8.4 0.0
WAT(2) -26.5 20.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.15
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.15
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.80 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.80 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -7.38
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
```

```
STR -5.68 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.50 23.0
WAT(2,1) -5.70 0.0 2.0
WAT(2) -26.50 23.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 7.5 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.7 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



IO A modificado II
30/08/2005



(8)

Car Tunnels 30-Ago-05

(ii) FASE 1B Tramo B

(iia) SECCIÓN INICIAL (707+469,65)

Archivo original: P2RL4CM.RD

Archivo modificado: P2RL4CW.RD

Ver Nota de Cálculo original (9-Dic-04)

con el nuevo procedimiento constructivo Epmáx= 7a2% Ep máxima disp en el intrados

↑ Es idéntico al original. Sólo cambia la 1ª fase de excavación interior en que Ep pasa de 7a0% a 30,3%

(iib) SECCIÓN FINAL (707+520)

Archivo original: P2RL5CM.RD

Archivo modificado: P2RL5CW.RD

Ver Nota de Cálculo original (9-Dic-04)

con el nuevo procedimiento constructivo Epmáx= 71,0% (#) Ep máxima disponible en intrados

↑ Es idéntico al original, sólo cambia la 1ª fase de excavación interior, en que Ep pasa de 19,7% a 27,3%

TODO OK!

(#) Ver pag 16 OBSERVACIÓN

(9)

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL4CW *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+469.65
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
* CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE REALIZA
* LA PRIMERA EXCAVACIN INTERMEDIA SIN HABER BOMBEADO AGUA
10.20
-26.0 1.0^3*2.726E6/12
12.50
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 9.2
EXC(2) 9.2
SUB(1,1) 9.2 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 9.2 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 9.2 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 9.2 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 9.2 4.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 9.7 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 9.2 0.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 2: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=2.0
EXC(2) 2.0
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -26.0 22.0
WAT(2) -8.4 0.0
WAT(2) -26.0 20.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+3.0 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-4.20
STR 3.0 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -4.20
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.80 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.80 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -7.40
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.7 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
```

El sección inicial del tramo

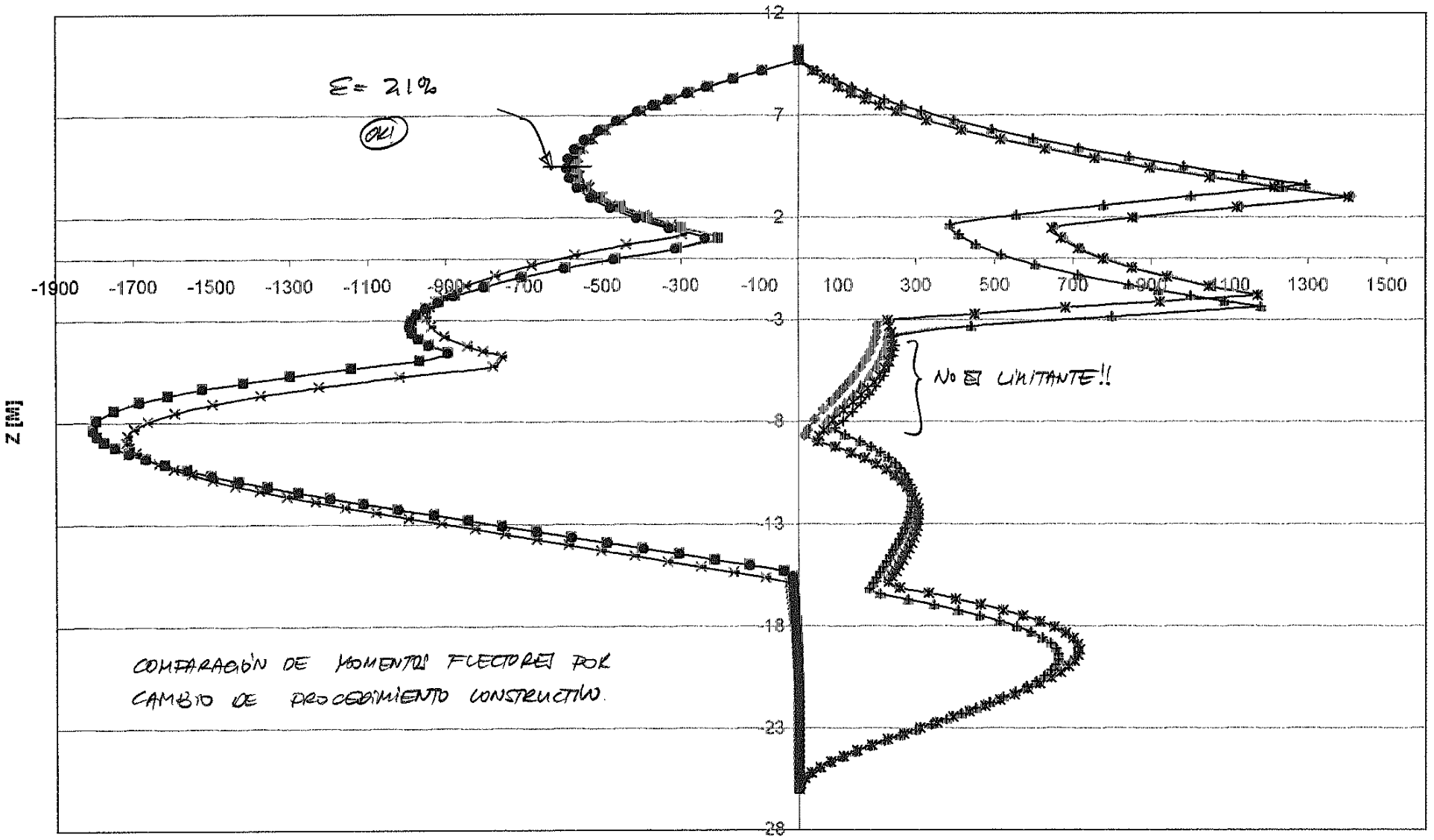

```
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -26.0 23.0
WAT(2,1) -5.70 0.0 2.0
WAT(2) -26.00 23.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 9.7 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -5.70 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL5CW *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.
* FASE 1B TRAMO B DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL
* SECCION FINAL PK 707+520
* RASANTE MODIFICADA (UTE)
* CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE REALIZA
* LA PRIEMRA EXCAVACION INTERMEDIA SIN HABER BOMBEADO AGUA
11.5
-24.7 1.0^3*2.726E6/12
13.80
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 10.5
EXC(2) 10.5
SUB(1,1) 10.5 0.0 1.0 1.0
SUB(1,1) 10.5 1.0 2.0 2.0
SUB(1,1) 10.5 2.0 3.0 4.0
SUB(1,1) 10.5 3.0 4.0 6.0
SUB(1,1) 10.5 4.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.
STR 11.0 1.0 0.0 0.0 454400
SUB(1) 10.5 0.0 35.0 8.0
CAL
* ETAPA 2: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=3.90
EXC(2) 3.90
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -24.7 21.0
WAT(2) -7.65 0.0
WAT(2) -24.7 19.0
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=+4.90 Y EXCAVACION HASTA
* Z=-2.95
STR 4.90 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -2.95
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-1.05 Y EXCAVACION HASTA
* C.M.E.
STR -1.05 1.0 0.0 0.0 60500
EXC(2) -6.65
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -4.95 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,3)
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
```



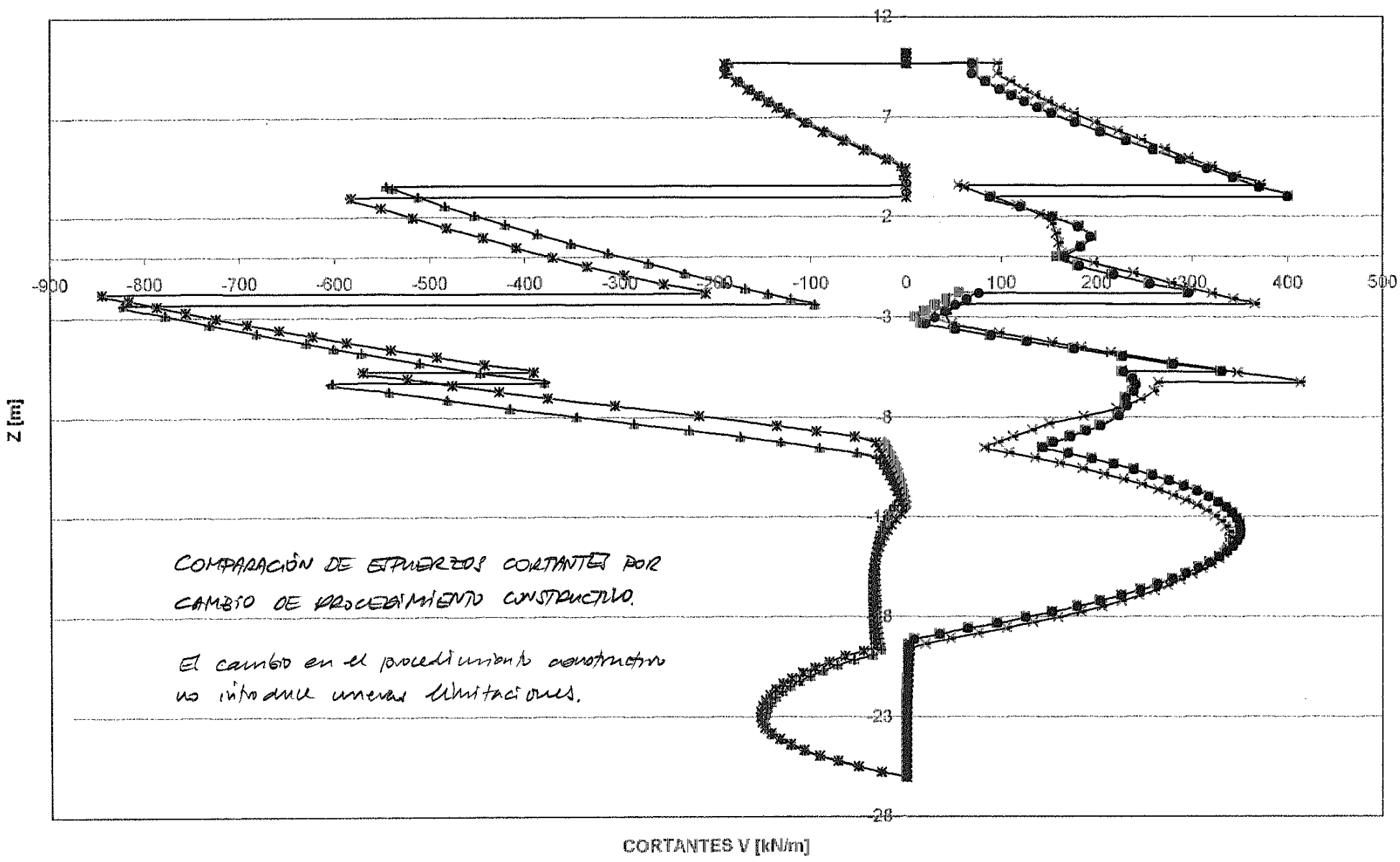
```
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -24.7 22.0
WAT(2,1) -4.95 0.0 2.0
WAT(2) -24.7 22.0
CAL
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 11.0 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -4.95 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



(19) ...IO B modificado II
31/08/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



(19) ...IO B modificado II
31/08/2005

Can Tunis 31-Ago-05

(iii) FASE 2 Tramo A

(iii a) SECCIÓN INICIAL: Coincide con la sección final del tramo B de la Fase 1B → Archivo P2RL5CW.RD
Ver hojas anteriores

(iii b) SECCIÓN FINAL (707+593) Archivo original: P2RL6CM.RD
Archivo modificado: P2RL6CW.RD

Ver Nota de cálculo original (20-DIC-05)

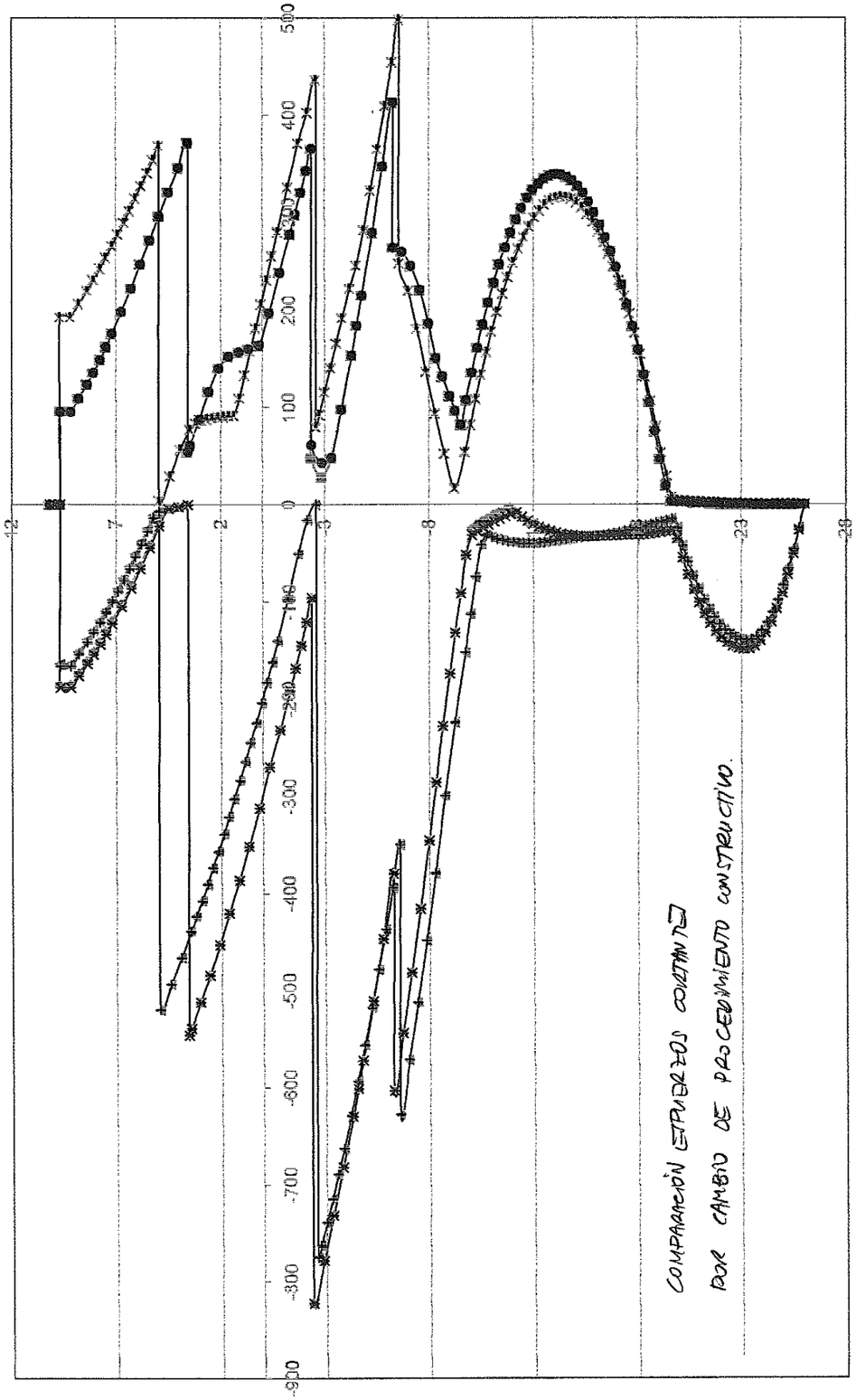
Con el nuevo procedimiento constructivo $E_{p,máx}$ = 71,3 % $E_{p máximo disponible}$ (*)

↳ El idéntico al original, sólo cambia la 1ª fase de excavación interior, en que E_p pasa de 19,3 % a 23,9 %

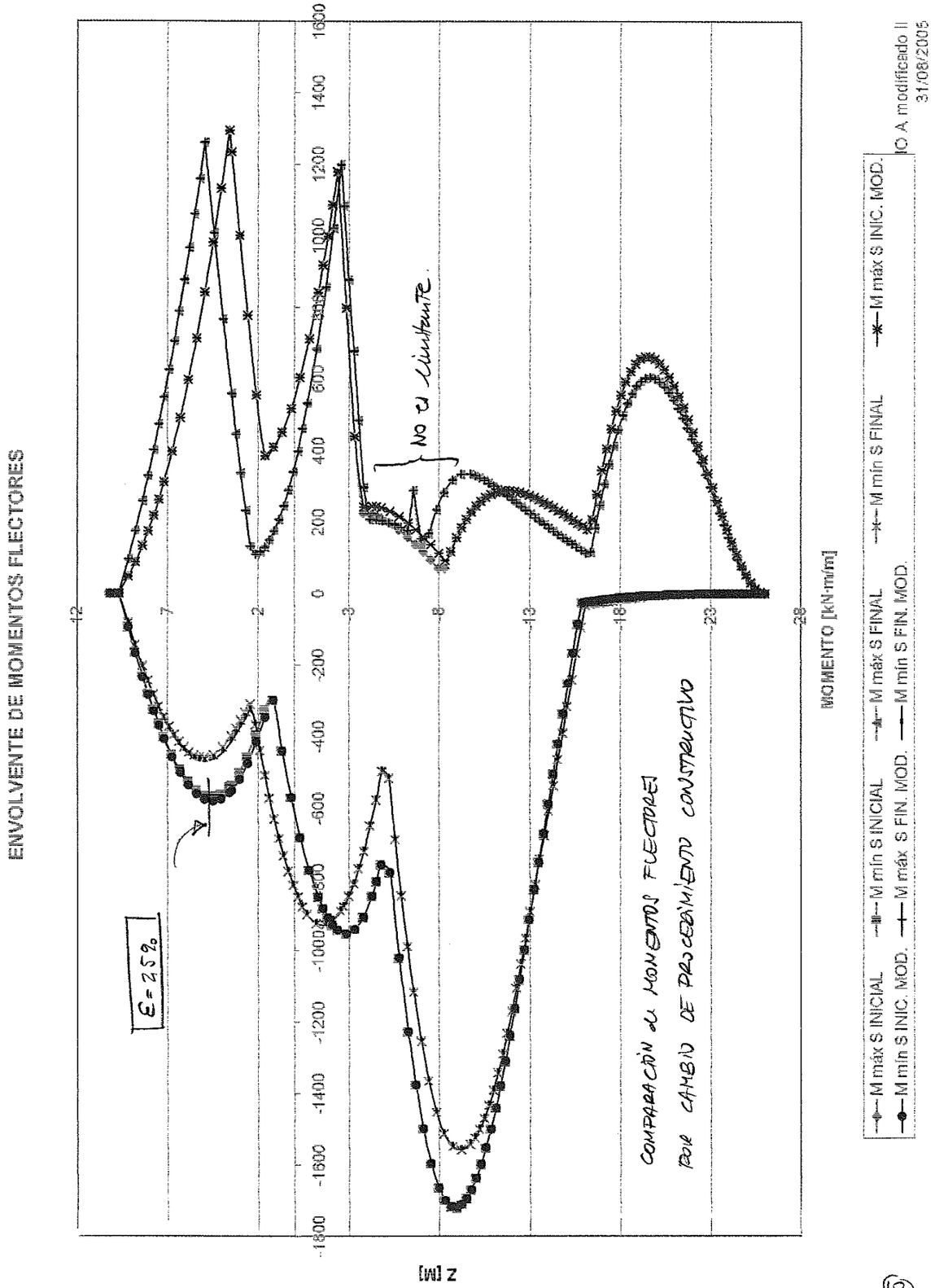
(*) Obs: Respecto del cálculo original (E_p > 70 % $E_{p máx}$) se alargaron las pantallas 0,50m (tanto en Fase 2 Tramo A como en Fase 1 Tramo B, para que todas las pantallas de arcuado tengan la misma longitud), de este modo el empuje pasivo máximo movilizado es inferior al empuje pasivo máximo disponible. El estudio comparativo se ha hecho con el archivo original para no introducir variables nuevas (VER NOTA DE CÁLCULO ORIGINAL)

16

NOTE BOOK



17



(12)

Can Tunis 31-Ago-05

(iv) FASE 1A

(iva) SECCIÓN INICIAL (707+411.5)

Archivo original P2FR3E8.R16

Archivo modificado P2FR3BW.R16

Ver Nota de cálculo original

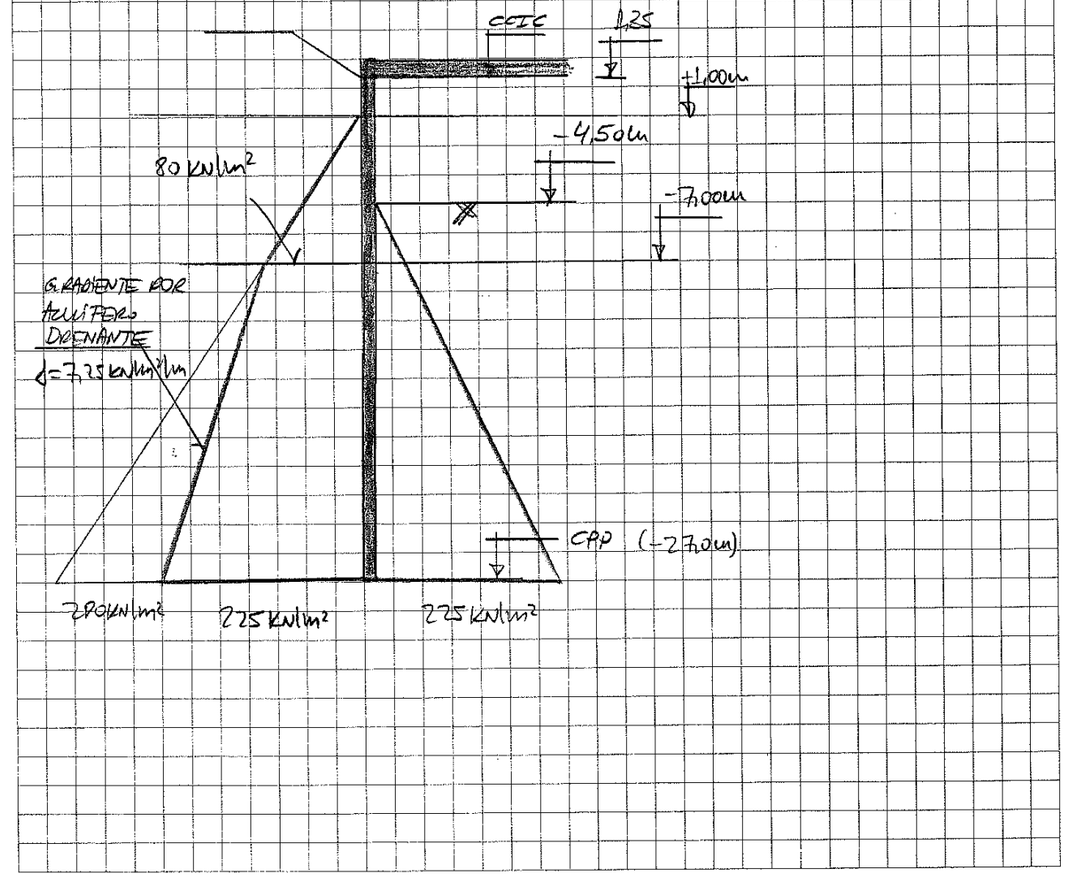
$Z_{cimt} = -4,67m$

$CME = Z_{cimt} - 3,10 = -7,77m$

Cota eje contrabóveda $= -5,97m$

Si ha alcanzado la cota de 1ª excavación intermedia sin haber alcanzado las presiones en agua el régimen estacionario de construcción.

→ Ley de presiones de agua en 1ª fase de excavación.



NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2FR3BW    *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -2.95 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. CAMBIO RASANTE. (Gálibo Glow)
* CRUCE RONDA LITORAL. FASE 1A SECCION INICIAL 707+411.15
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SIN VOLADIZO INICIAL
* CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE REALIZA
* LA PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA ANTES DE ACHICAR AGUA
2.35
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.20
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 0.5 EN CONSTRUCCION
0.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33 2 1 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000
EXC(1) 2.35
EXC(2) 2.35
SUB(1,1) 2.35 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 2.35 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 2.35 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 2.35 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 2.35 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-4.50
STR 1.85 1.0 0.0 0.0 ~~60480.0~~ 454400 Tn/m/m
WAT(1) 1.0 0,0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -4.5 0.0
WAT(2) -27.0 22.5
EXC(2) -4.50
CAL
* ETAPA 2: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -8.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -8.75 0.0
WAT(2) -27.0 20.5
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -2.95 Y EXCAVACION HASTA C.M.E.
STR -2.95 1.0 0.0 0.0 60480.0
EXC(2) -7.8
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -5.95 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 2.35 0.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -5.95 0.0 8.5
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 1.85 1 0 0 0.66*454400
STR -5.95 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

Can Tunis 31-Ago-05

(1/6) SECCIÓN FINAL (707+458.5)

Archivo original: P2RL1.RD

Archivo modificado: P2RL1W.RD

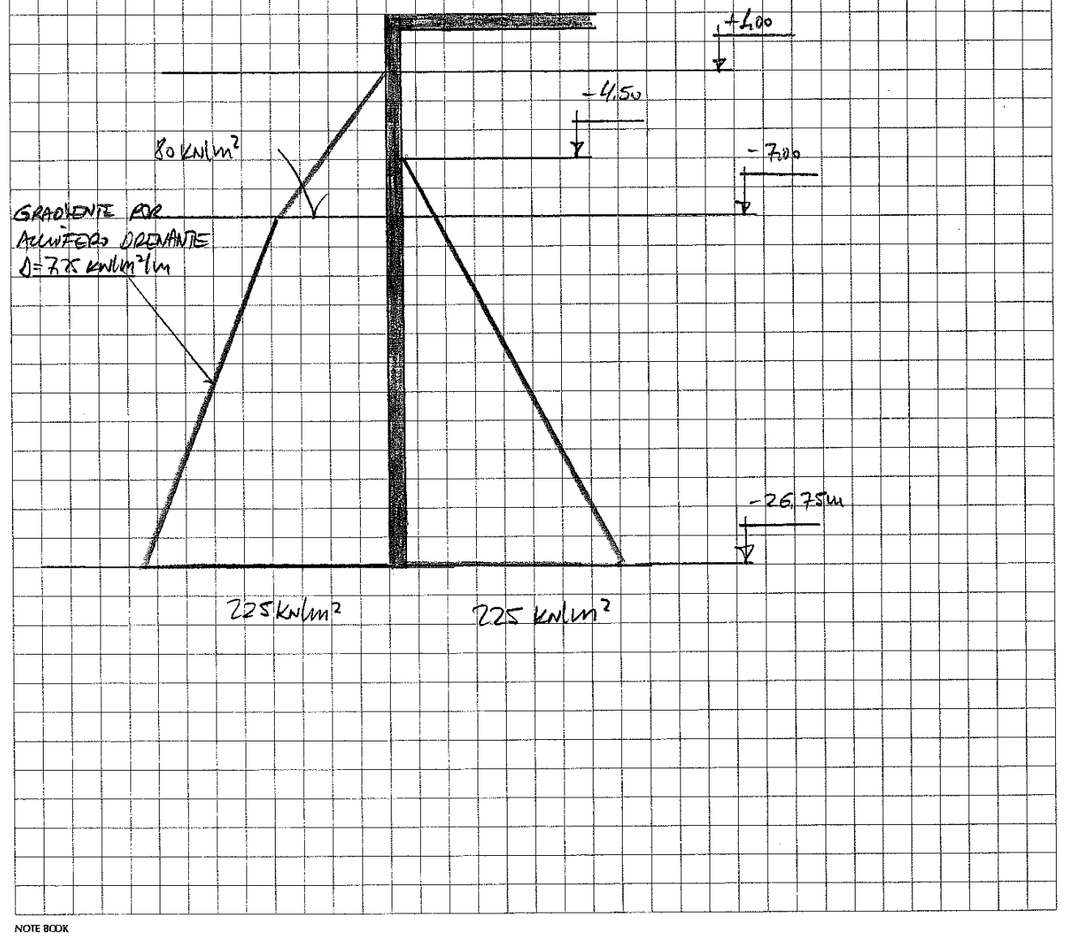
Ver Nota de Cálculo original del tramo

Z cant = -4.403m

CTE = Z cant - 3.10m = -4.403 - 3.10 = -7.503m

C contrabóveda = Z cant - 1.30m = -4.403 - 1.30m = -5.703m

Ley de presiones de agua en 1ª Fase de excavación.



NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2RL1W✓     *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.5✓
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA.(Galibo G1000m)
* PRIMERA FASE DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL.
* SECCION FINAL PK 707+458.5✓
* CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO: SE REALIZA
* LA PRIMERA EXCAVACION INTERMEDIA SIN HABERSE ACHICADO AGUA
2.6✓
-26.76 1.0^3*2.726E6/12✓
11.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28 0.33 0 2000✓
EXC(1) 1.6✓
EXC(2) 1.6✓
SUB(1,1) 1.6 0.0 1.0 1.0✓
SUB(1,1) 1.6 1.0 2.0 2.33
SUB(1,1) 1.6 2.0 3.0 3.66
SUB(1,1) 1.6 3.0 4.0 4.99
SUB(1,1) 1.6 4.0 5.0 6.32
SUB(1,1) 1.6 5.0 6.0 7.65
SUB(1,1) 1.6 6.0 7.0 8.98
SUB(1,1) 1.6 7.0 8.0 10.31
SUB(1,1) 1.6 8.0 9.0 11.64
SUB(1,1) 1.6 9.0 10.0 12.97
SUB(1,1) 1.6 10.0 11.0 14.30
SUB(1,1) 1.6 11.0 12.0 15.63
SUB(1,1) 1.6 12.0 13.0 16.96
SUB(1,1) 1.6 13.0 14.0 18.29
SUB(1,1) 1.6 14.0 15.0 19.80
SUB(1,1) 1.6 15.0 35.0 19.80✓
CAL
* ETAPA 1: EJECUCION DE LA CUBIERTA Y RELLENO HASTA
* REPOSICION DEL TERRENO NATURAL.✓
STR 2.225 1.0 0.0 0.0 454400✓
SUB(1) 1.6 0.0 35.0 19.8✓
CAL✓
* ETAPA 2: 1ERA EXCAVACION INTERMEDIA HASTA Z=-4.50m
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -26.75 22.5✓
WAT(2) -4.5 0.0✓
WAT(2) -26.75 22.5✓
EXC(2) -4.5✓
CAL✓
* ETAPA 3: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -26.76 22.5✓
WAT(2) -8.5 0.0✓
WAT(2) -26.76 20.5✓
CAL✓
* ETAPA 4: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-2.50 Y EXCACAVACION HASTA✓
```

Tacud del terraplén en la Ronda Litoral

```
* C.M.E.
STR -2.5 1.0 0.0 0.0 60500✓
EXC(2) -7.55 ✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA CONTRABOVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL
* PROVISIONAL
STR -5.7 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
STR(0,2)✓
CAL✓
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -26.76 23.5✓
WAT(2,1) -5.7 0.0 2.55✓
WAT(2) -26.76 23.5✓
CAL✓
* ETAPA 7: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 2.225 1.0 0.0 0.0 0.66*454400✓
STR -5.7 1.0 0.0 0.0 0.66*130000✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

Can Tunis 31-Ago-05

VERIFICACIÓN ARMADO:

i) FLEXIÓN:

ia) INTRADÓS

- Momento último con 4Φ25 pml $A_s = 19,636\ cm^2/m$

  $m_u = 734.13\ KN.m/m$

  $m_{adm} = m_{u,k} = 489.42\ KN.m/m$

- Momento último con 6Φ25 pml $A_s = 29,454\ cm^2/m$

  $m_u = 1081.90\ KN.m/m$

  $m_{adm} = 721.27\ KN.m/m$

- Momento último con (6+6)Φ25 pml $A_s = 58,908\ cm^2/m$

  $m_u = 1945.58\ KN.m/m$

  $m_{adm} = 1297\ KN.m/m$

- Momento último con (6Φ25 + 6Φ32) pml $A_s = 77,706\ cm^2/m$

  $m_u = 2468.96\ KN.m/m$

  $m_{adm} = 1646.6\ KN.m/m$

- Momento último con 6Φ32 pml $A_s = 48,252\ cm^2/m$

  $m_u = 1711.87\ KN.m/m$

  $m_{adm} = 1141.25\ KN.m/m$

ib) TRASDÓS

- Momento último con 6Φ25 $A_s = 29,454\ cm^2/m$

  $m_u = 1081.20\ KN.m/m$

  $m_{u,k} = m_{adm} = 721.27\ KN.m/m$

- Momento último con 4Φ25 pml $A_s = 19,636\ cm^2/m$

  $m_u = 734.13\ KN.m/m$

  $m_{adm} = m_{u,k} = 489.42\ KN.m/m$

NOTE BOOK

ii) CORTANTES:

- Planos a 0,15 de cercos ϕ20

  A_α = 33,515 cm²/m/m

  A_s = 19,636 cm²/m (como mínimo 4ϕ25)

  V_u = 1305,61 KN/m

  $V_{adm} = V_{u,k}$ = 870 KN/m

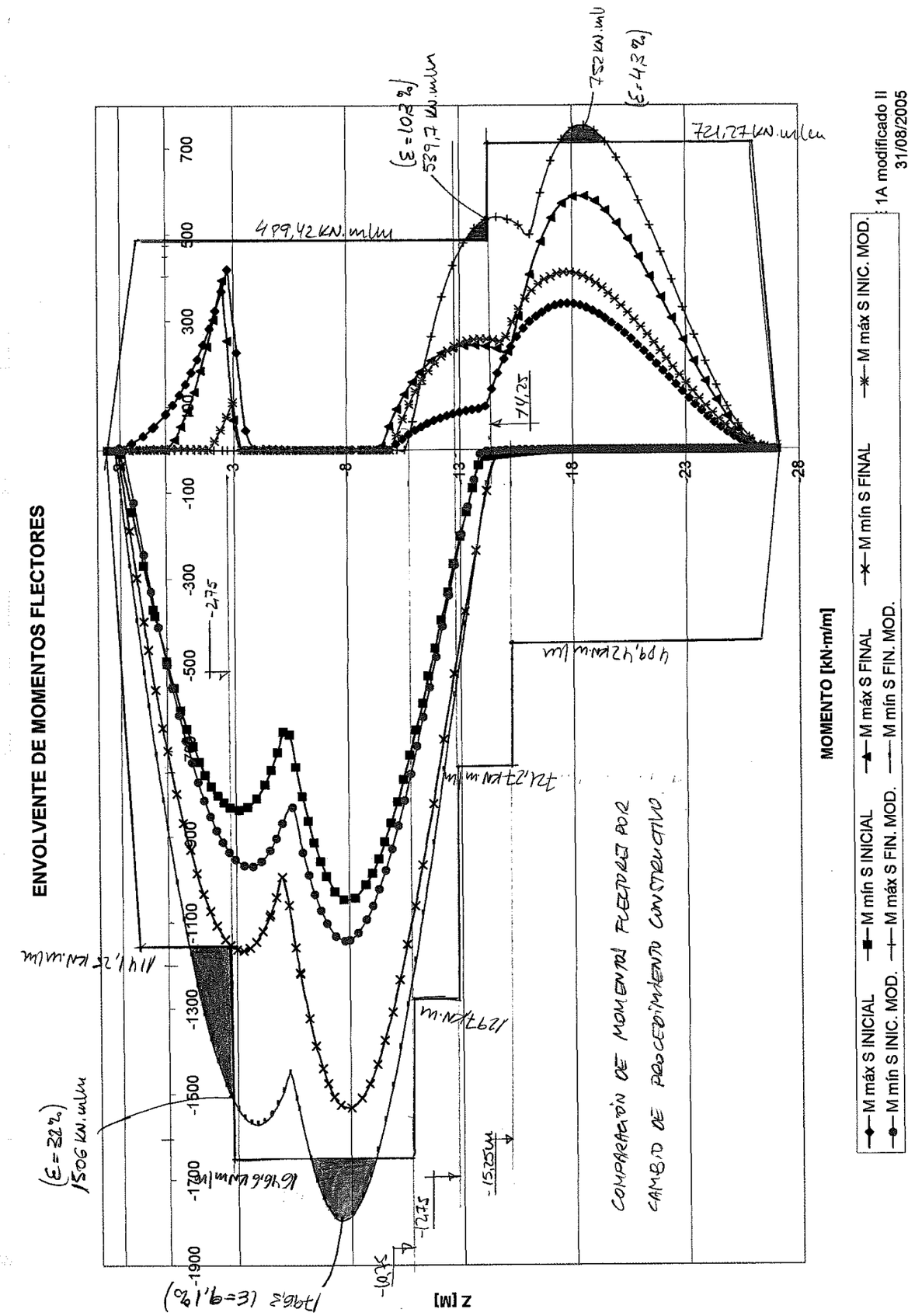
- Planos a 0,15 de cercos ϕ12

  A_α = 12,064 cm²/m/m

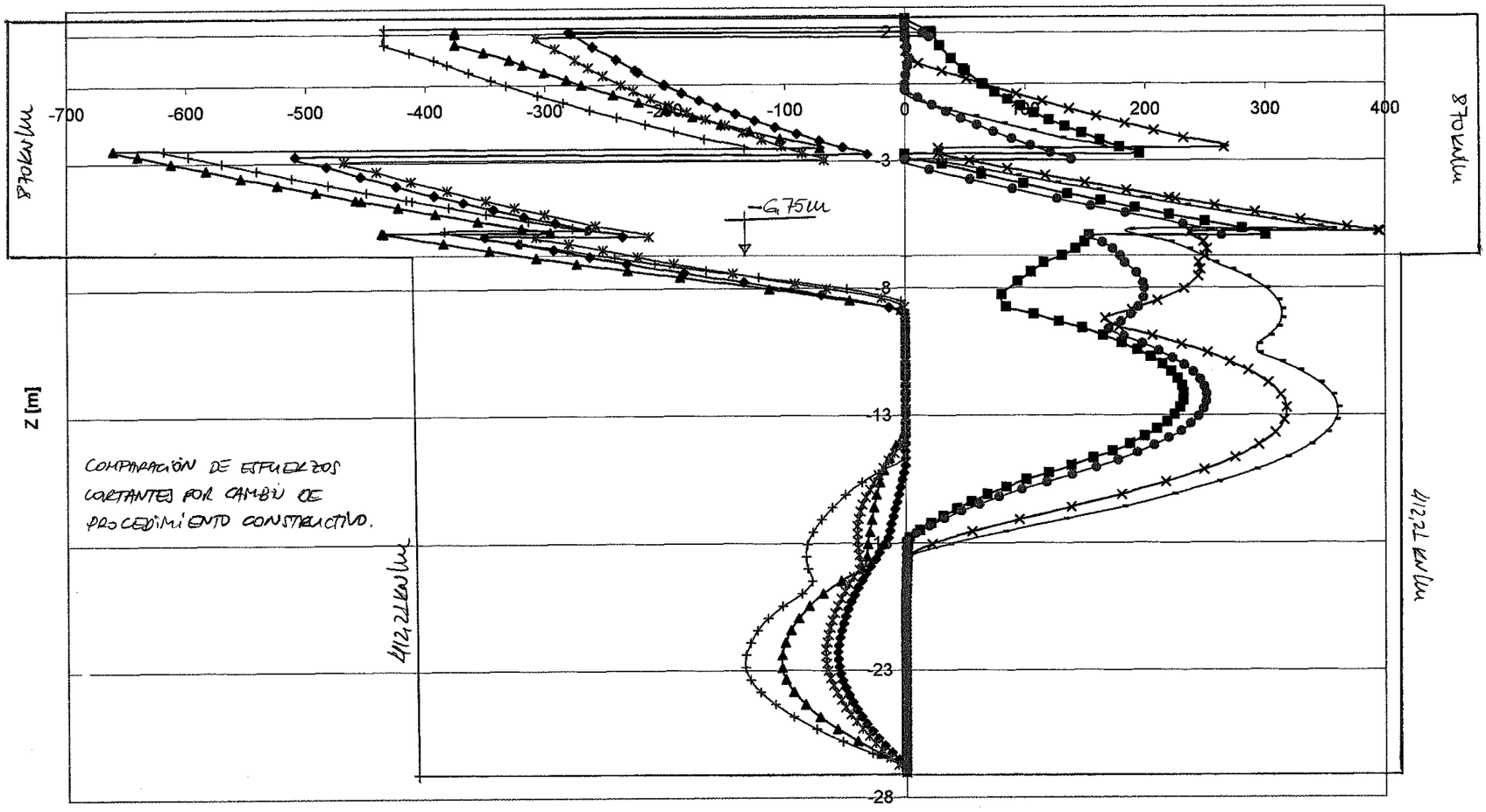
  A_s = 19,636 cm²/m (como mínimo 4ϕ25)

  V_u = 618,33 KN/m

  $V_{adm} = V_{u,k}$ = 412,21 KN/m



ENVOLVENTE DE CORTANTES



E 1A modificado II
31/08/2005

Can Tunis

1-Sept-05

Momento último: M_u — γ_a: Coef. seg. acciones

Momento de rotura: M_{rot} — γ_M: Coef. de materiales

Momento admisible M_{adm}

$$M_u = \frac{1}{\gamma_M} \cdot M_{rot}$$

$$M_{adm} = \frac{1}{\gamma_a} \cdot M_u \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{adm} = \frac{1}{\gamma_a} \cdot \frac{1}{\gamma_M} \cdot M_{rot} \\ M_{rot} = \gamma_a \cdot \gamma_M \cdot M_{adm} \end{array} \right.$$

Condición: $M_{adm} \geq M_{mk} \rightarrow$

$$\frac{1}{\gamma_a} \cdot \frac{1}{\gamma_M} \cdot M_{rot} \geq M_{mk}$$

$$\frac{1}{\gamma_a} \cdot M_{mlt} \geq M_E$$

$$\frac{1}{\gamma_a} \geq \frac{M_E}{M_{adm}}$$

Tenemos: $M_{adm} \leq M_{mk} \rightarrow \overline{\gamma_a} < \gamma_a$

Por tanto $M_{mlt} > M_{mk} - \gamma_a > h.OD.$

Obtenido en $\overline{\gamma_a}$ $\qquad \overline{\gamma_a} = \frac{M_{ma}}{M_{mk}} = \frac{\gamma_a \cdot M_{adm}}{M_{mk}}$

$$\boxed{\overline{\gamma_a} = \gamma_a \cdot \frac{M_{adm}}{M_{mk}}}$$

NOTE BOOK

EN ESTADO FINAL.

INTRADÓS

* En z= -2,75m

Hipótesis	mx [CKN·m/m]	γ ACCIONES (*)	
· Final construcción	1241,5	1,379	○
· Subida NF z=+2,0	1351,9	1,266	○
· Fluencia	1046,9	1,635	✓

(*) Coeficiente de seguridad total frente a acciones

* En z= -9,50 m (en el máximo momento flector que trasciona en intradós)

Hipótesis	mx CKN·m/m]	γ ACCIONES (*)	
· Final construcción	1473,9	1,676	✓
· Subida NF z=+2,0	1412,7	1,748	✓
· Fluencia	968,1	2,551	✓

TRASDÓS

En z= -14,25m

Hipótesis	mx CKN·m/m]	γ ACCIONES (*)	
· Final Construcción	71,7	10,239	✓
· Subida NF z=+2,0	101,1	7,261	✓
· Fluencia	109,3	6,717	✓

En z= -18,51 m (máximo del trasdós)

Hipótesis	mx [CKN·m/m]	γ ACCIONES (*)	
· Final construcción	729,3	1,983	✓
· Subida NF z=+2,0	731,2	1,980	✓
· Fluencia	549,9	1,967	✓

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CRUCE CON LA RONDA LITORAL.
FASES 1B Y 2
PK: 707+458.50 Y 707+615.90

ADENDA 3.
ADAPTACIONES CUBIERTA.

CSIEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2650
Fecha 28/09/05
CAN TUNIS - D-CT-C-01110

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 27 de septiembre de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL (B-10).
–FASE 1B y FASE 2-

ADENDA 3

1. ANTECEDENTES.

Se trata del cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis con la Ronda del Litoral de Barcelona (B-10) y una serie de servicios, entre los PK's 707+411.15 y 707+615.19 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la Ronda Litoral y con los diferentes servicios afectados en esta zona se plantea con sucesivos desvíos, de modo que, tanto la carretera como los servicios no se interrumpan más que para ejecutar el desvío propiamente dicho. La construcción y reposición total de los servicios cuenta con un total de tres fases. En este documento se hace referencia a la cubierta de la Fase 2. Entre los PK's 707+518.85 y 707+615.19.

La descripción de la estructura, procedimiento de excavación interior, posición de los puntales, etc. se detalla en los documentos: "Nota de Cálculo del Tramo de Cruce con la Ronda del Litoral –B10- Fases 1B y 2: PK's 707+458.5 a 707+615.19. Pantallas y Cubierta." del 16 de noviembre de 2004 y "Nota de Cálculo del Tramo de Cruce con la Ronda del Litoral –B10- Fases 1B y 2: PK's 707+458.5 a 707+615.19. Pantallas y Cubierta. –ADENDA-" del 20 de diciembre de 2004 (la adenda corresponde a una modificación del gálibo mínimo vertical del Falso Túnel, con las correspondientes implicaciones en la cota de máxima excavación interior).

En este documento se definen una serie de adaptaciones en la cubierta de la Fase 2 del Tramo que consisten en:

- Prolongación de la cubierta del tramo sobre la cubierta del cajón hincado bajo las vías RENFE en posición definitiva. De este modo se consigue cubrir el hueco que queda entre la pantallas transversal de cierre y la cubierta del cajón.
- Nervio de borde de la cubierta. Con dicho nervio se materializa una viga en el extremo para el apoyo de la cubierta (esviada) que, además, permite recoger las cargas sobre el nuevo voladizo que prolonga la cubierta.

El tramo de cubierta volada sobre el cajón hincado sirve también para empotrar las vigas laterales de reparto del apuntalamiento definitivo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, cuya definición completa puede consultarse en el documento: "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del cajón Hincado. PK: 707+615 a 707+633. Vigas de Atado y Puntales Definitivos" del 12 de septiembre de 2005.

2. CRITERIOS DE CÁLCULO.

2.1 NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

2.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón losa de cubierta: HA-25
- Hormigón nervios de borde extremo: HA-25
- Acero de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

2.3 PROCESO DE CÁLCULO.

Se ha dimensionado la cubierta con los resultados obtenidos del análisis con un emparrillado plano en el que, además de las acciones directas sobre la cubierta (peso propio + peso de tierras correspondiente a un relleno máximo de 7.5m + sobrecarga de uso de 10 kN/m^2), se han tenido en cuenta las acciones que le son transmitidas desde el voladizo extremo.

El emparrillado plano permite tener en cuenta el esviaje en el extremo de la cubierta y la presencia del nervio de borde.

Todas las comprobaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a este memoria.

Dado que la cubierta de este tramo sirve de apoyo al apuntalamiento definitivo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, recibe de éste una serie de esfuerzos que son determinantes en su diseño. El la cubierta de la Fase 2 del Cruce con la Ronda Litoral deben desarrollarse los mecanismos resistentes que equilibren dichas acciones (los cálculos correspondientes a estas acciones sobre la cubierta pueden consultarse en el documento antes mencionado: "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del cajón Hincado. PK: 707+615 a 707+633. Vigas de Atado y Puntales Definitivos" del 12 de septiembre de 2005).

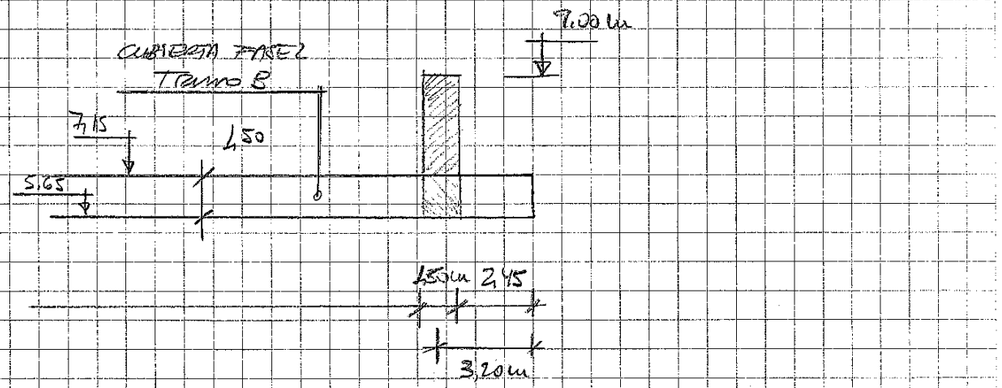
3. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de la cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta memoria, están escritos en BASIC y se basan en los métodos de dimensionamiento descritos en el libro HORMIGÓN ARMADO, de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

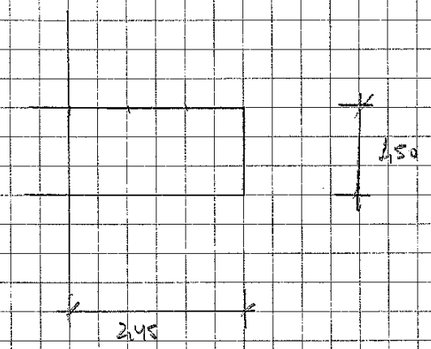
Barcelona, a 27 de septiembre de 2004

TRAMO LOSA VOLADA SOBRE EL CAJÓN



DIMENSIONAMIENTO DEL VOLADIZO:

$v/h = \frac{2,45}{1,5} = 1,633$



ACCIONES:

* Peso propio
* Peso tierras (h_t = 7,50m)
* Sc. uso (10 kN/m²)

* g_l: 1,50 m²/m² · 25 kN/m³ = 37,50 kN/m²/m → 37,50 kN/m/m
* g_t = 7,50 m³/m² · 20 kN/m³ = 150 kN/m/m
* Sc: q = 10 kN/m²

$g_k = 1,00 \cdot 37,50 + h_{muro}(1,50+0,10) = 197,5$ kN/m/m

$g_d = 1,35\, g_k + 1,50(g_t + q) = 1,35 \cdot 37,50 + 1,50(150+10) = 290,625$ kN/m/m

(1)

FLEXIÓN: (medio metro dentro del muro de base)

$m_d = \frac{g_d \cdot l^2}{2} = \frac{290,625 \cdot 2,95^2}{2} = 1265,0$ kN·m/m

dimensionamiento con programas BASE: h=1,50; b=1,00m; r=0,10m

$A_s \geq 21,6$ cm²/m

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,50 \cdot \frac{25/1,50}{434,80} = 22,99 \approx 230$ cm²/m (CS A = 1,667 OK!)

→ Se cubre con ϕ25 a 0,20 A_s = 24,54 cm² m_{Rd} = 1453,9 kN·m/m

x = 0,105d DUCTIL

momento de empotramiento: m_d = 1265,0 kN·m/m

m_k = 859,4 kN·m/m

CORTANTES:

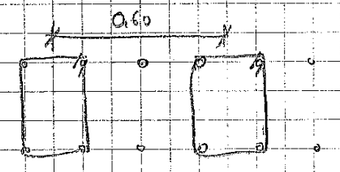
$v_d = g_d \cdot l = 290,625 \cdot 2,95m = 857,3$ kN/m

v_d = 857,3 kN/m
A_s = 24,54 cm²/m
} $A_d \geq 10,89$ cm²/m/m

$A_{s\,min} = 0,02 \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,00 \cdot \frac{25/1,5}{400} = 8,33$ cm²/m ← se cubre sobradamente

$A_d \geq 10,89$ cm²/m ← se cubre con 1 c 12 a 0,30 × 0,60

$A_{d\,dis_0} = 12,57$ cm²/m/m (OK!)



Cortante transmitido a la losa: V_d = 857,3 kN/m

V_k = 582,625 kN/m

(2)

LIMITACIONES EN LA SEPARACIÓN DE CERCOS:

$V_{u1} = 700\ kN/m$

Se tiene $V_d \leq \frac{1}{2} V_{u1} = \frac{1}{2} \cdot 700 kN/m = 1400\ kN/m$

$\rightarrow s_t \leq 0{,}80d = 0{,}80 \cdot 1{,}40 = 1{,}12m > 300mm \rightarrow s_t \leq 300mm$ (OK!)

- Por confinamiento de bielas de cortante
- Por flexión

$V_{Td} = 0{,}715 MN/m$
$V_{2d} = 0{,}315 MN/m$
$\Big\}$ $(V_{Td} - 3V_{2d}) < 0 \rightarrow s_t \leq 300mm$ se cumple!

ARMADO TRANSVERSAL

- Cuantía geométrica cara losa

$W \geq 18200$
$A_c = 1{,}80 cm^2/m$
$\Big\}$ $A_t \geq 1{,}50 cm^2/m \frac{1{,}80}{1000} = 27{,}0 cm^2/m$

$\rightarrow 13{,}50 cm^2/m$ ← En cada cara.

se cubre con $\phi 20$ c 0,20 ($15{,}71 cm^2/m$).

- Momentos flectores transversales

$m_d = 0{,}20 \cdot 875 kN \cdot m/m = 175 kN \cdot m/m$

Momento último con $\phi 20$ c 0,20 $A_s = 15{,}71 cm^2/m$

$M_{um} = 929{,}83 kN \cdot m/m$ $\left(CSA = \frac{929{,}83}{175} = 5{,}38\ OK!\right)$

VERIFICACIÓN ELS de FISURACIÓN

$A_{s1} = 24{,}545 cm^2/m$

$A_{s2} = 15{,}71 cm^2/m$

$d = 1{,}40m$

$d' = 0{,}05m$

$c = 0{,}03$ recubrimiento geométrico

$s = 0{,}20$

$\phi = 25$

$M_k = 859{,}4 kN \cdot m/m$ ← Momento característico

(OK!)

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
TRAMO FINAL SOBRE EL CAJÓN HINCADO EN RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	1.5	m		
As1=	24.545	cm2/m	ro1=	0.00175321
As2=	15.71	cm2/m	ro2=	0.00112214
d=	1.4	m		
d'=	0.05	m		
c=	0.03	m		
s=	0.2	m		
fi=	25	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.142	m
X=	0.199	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.028853676	m4
Iint=	0.28125	m4

porcentaje= 10.26 %

ESFUERZOS:

mk=	859.4	kN·m
Sigma s=	262.306	MPa
m fis=	961.861	kN·m
Sigma sr=	293.579	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	24.545	cm2
Ac, ef=	0.375	m2

Epsilon sm= 0.000524612

sm=	290.98	mm ← Separación media de las fisuras
wk=	0.26	mm ← Abertura máxima de fisura

ABERTURA DE FISURA
05/09/2005

Cem Tunnel — 6-Sept-05

NUEVO EXTREMO

4,85m — 2,30 — 9,00 tm — 7,15 tm — 5,65m — 4,85m — 2,35m — 4,50

EJE PANTALLA TRANSVERSAL — 4,60m — SECCIÓN I-I

NUEVO EXTREMO — 2,30 — 2,45m — 3,05m — PLANTA

MODELO SAP: EMPARRILLADO 2. SOLO LOSA "CAJÓN RECINTO ESTACIÓN"

ACCIONES TRANSMITIDAS POR EL VOLADIZO

- Q1 = 37,50 kN/m² Anchura = 37,50 kN/m² · 2,30 m × 1,90 m = 163,875 kN
- Q1 = 37,50 kN/m² Anchura = 37,50 kN/m² · 2,30 m = 86,25 kN/m

NOTE BOOK

- Tierra $q_t = 150\ KN/m^2$ $m_{emp} = 655,5\ KN.m/m$

  $V_{emp} = 345\ KN/m$

- Sc uso $q = 10KN/m^2$ $m_{emp} = 43,70\ KN.m/m$

  $V_{emp} = 23\ KN/m$

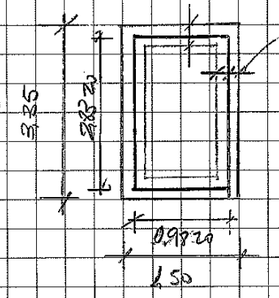
PROPIEDADES MECÁNICAS NERVIO DE BORDE

$A = 1,50 \times 3,35 m^2 = 5,025 m^2$

$I_{22} = \frac{1}{12} 3,35^3 1,50 = 4,6994 m^4$

$I_{11} = \frac{1}{12} 3,35 \cdot 1,50^3 = 0,9422 m^4$

Inercia a torsión



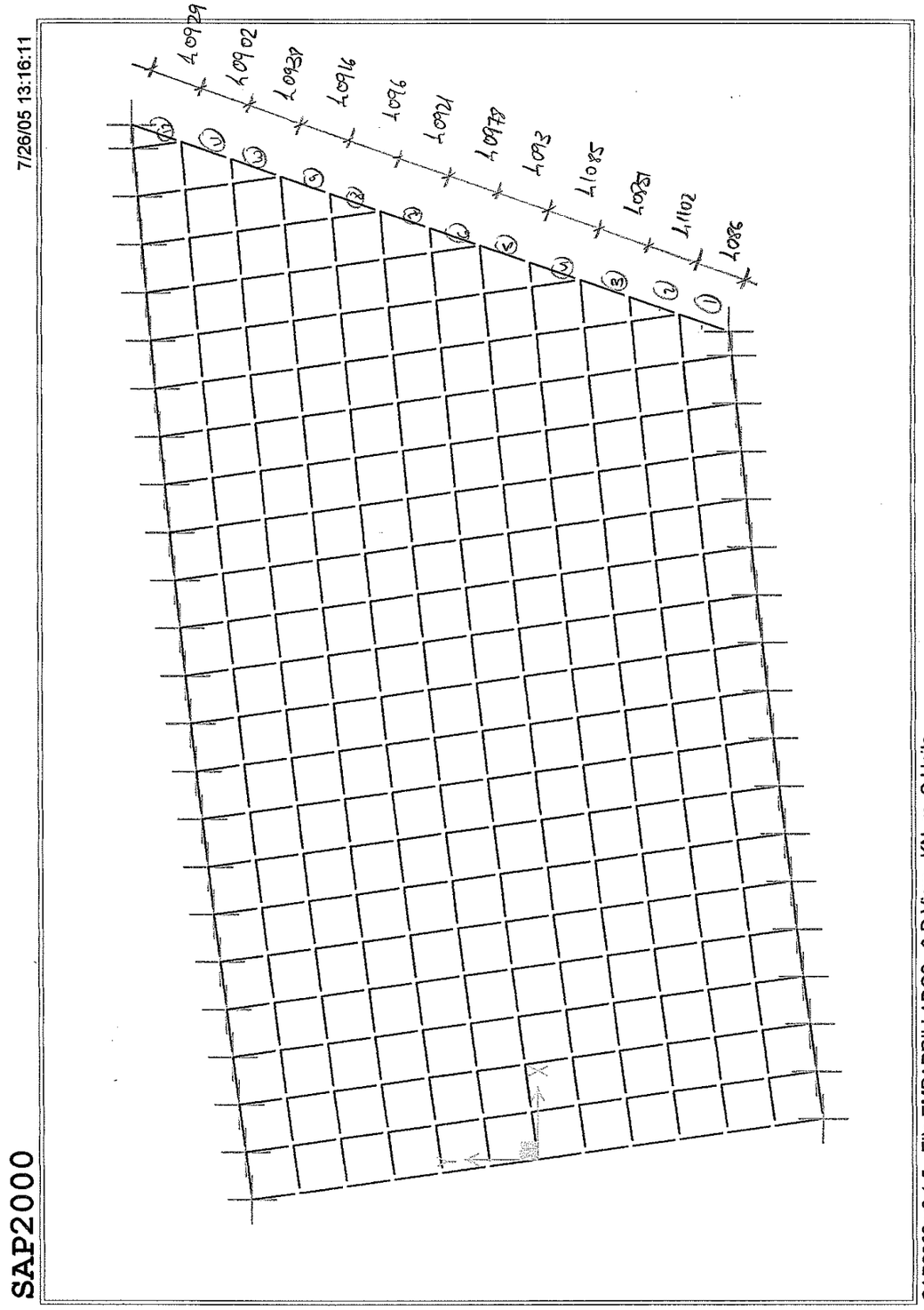
$A = 5,025 m^2$

$U = 9,7 m$

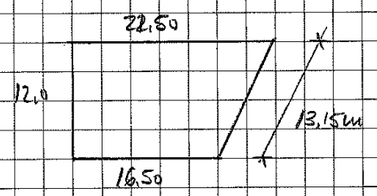
$e = \frac{A}{U} = \frac{5,025}{9,7} = 0,5180 m$

$A_e = 2,7809 m^2$

$J = \frac{4 A_e^2}{\sum \frac{e_i}{t_i}} = \frac{4 \cdot 2,7809^2}{2 * \left[\frac{2,8320 + 0,9820}{0,518}\right]} = 2,6006\ m^4$



CONTROL DE REACCIONES



* PESO PROPIO:

• LOSA:

$A = \frac{1}{2}(22,50 + 16,50)\,12 = 234\ m^2$

$h = 1,50m$

$V = 351\ m^3$

$R_{g,losa} = 351\ m^3 \cdot 25\ kN/m^3 = 8775\ kN$

• NERVIO: $A = 5,025\ m^2$, $L = 13,15\ m$ → $V = 66,08,5\ m^3$

$R_{g,nervio} = 1651,97\ kN$

• VOLADIZO: $A = 13,15 \times 2,30 = 30,245\ m^2$

$h = 1,50m$ → $V = 45,3675\ m^3$

$R_{g,voladizo} = 1134,2\ kN.$

$R_{g,total} = 8775 + 1652 + 1134,2 = 11561\ kN$ → $\varepsilon = 2,0\%$ OK!

$R_{SAP} = 11787,11\ kN$

* TIERRAS

LOSA: $A = 234\ m^2$, $h = 7,50m$ → $V = 1755\ m^3$

$\gamma = 20\ kN/m^3$

$R_{g,tierra} = 1755 \cdot 20 = 35100\ kN$

VOLADIZO: $A = 30,245\ m^2$, $h = 7,50m$ → $V = 226,84\ m^3$

$\gamma = 20\ kN/m^3$ $R_{g,tierra} = 4538,75\ kN$

NOTE BOOK

$R_{g,total,tierra} = 35100 + 4538 = 39637\ kN$ → $\varepsilon = 2,2\%$ OK!

$R_{SAP} = 40548\ kN$

* SOBRECARGA

LOSA: $A = 234\ m^2$, $q = 10\ kN/m^2$ → $R_{q,losa} = 2340\ kN$

VOLADIZO: $A = 30,245\ m^2$, $q = 10\ kN/m^2$ → $R_{q,vol} = 302,45\ kN$

$R_{total,sc} = 2642,5\ kN$ → $\varepsilon = 2,2\%$ OK!

$R_{SAP} = 7703,2\ kN$

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO LOSA

MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES

Manto último con Φ20 a 0,20

$A_s = 15,7\ cm^2/m$ $h = 1,50m$ $r = 0,10m$

$m_u = 929,8\ KN.m/m$

Se tiene $m_d \leq 935\ KN.m/m$ a 3,00m del eje del nervio extremo, a partir de este pto. empalme + empalme de los Φ25 a 0,20 que deben llegar hasta: $3,00 + \underbrace{1,35}_{l_b} + \underbrace{1,50}_{d} = 5,85m$ del eje del nervio

Se lleva hasta 6,0m del eje del nervio.

$l_{b\,neces} = 1,40 \cdot 15 \cdot 2,5^2 = 131,25\ cm \approx 135\ cm$

CORTANTES

$v_d = 1777\ kN/m$

→ No se tiene en cuenta la contribución del hormigón (ya que no fueron tenidos en cuenta para los cortantes $\perp$ al eje)

$v_{d1} = z \cdot \sin\alpha \,(\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \leq A_\alpha \cdot f_{yd}$

$z = 1,40m$

$\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1,0$; $\cot g\,\alpha = 0,00$

$\theta = 45° \rightarrow \cot g\,\theta = 1,00$

$$\rightarrow A_\alpha \geq \frac{v_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1,777\ MN/m}{1,40m \cdot 400\,MPa} = 31,73\ cm^2/m/m$$

NOTE BOOK

Armadura necesaria por cortantes transversales. $A_d = 16,08\ cm^2/m/m$

(ver Nota de Cálculo correspondiente)

Armadura total: $A_{d,total} = 16,08 + 31,73 = 47,81\ cm^2/m/m$

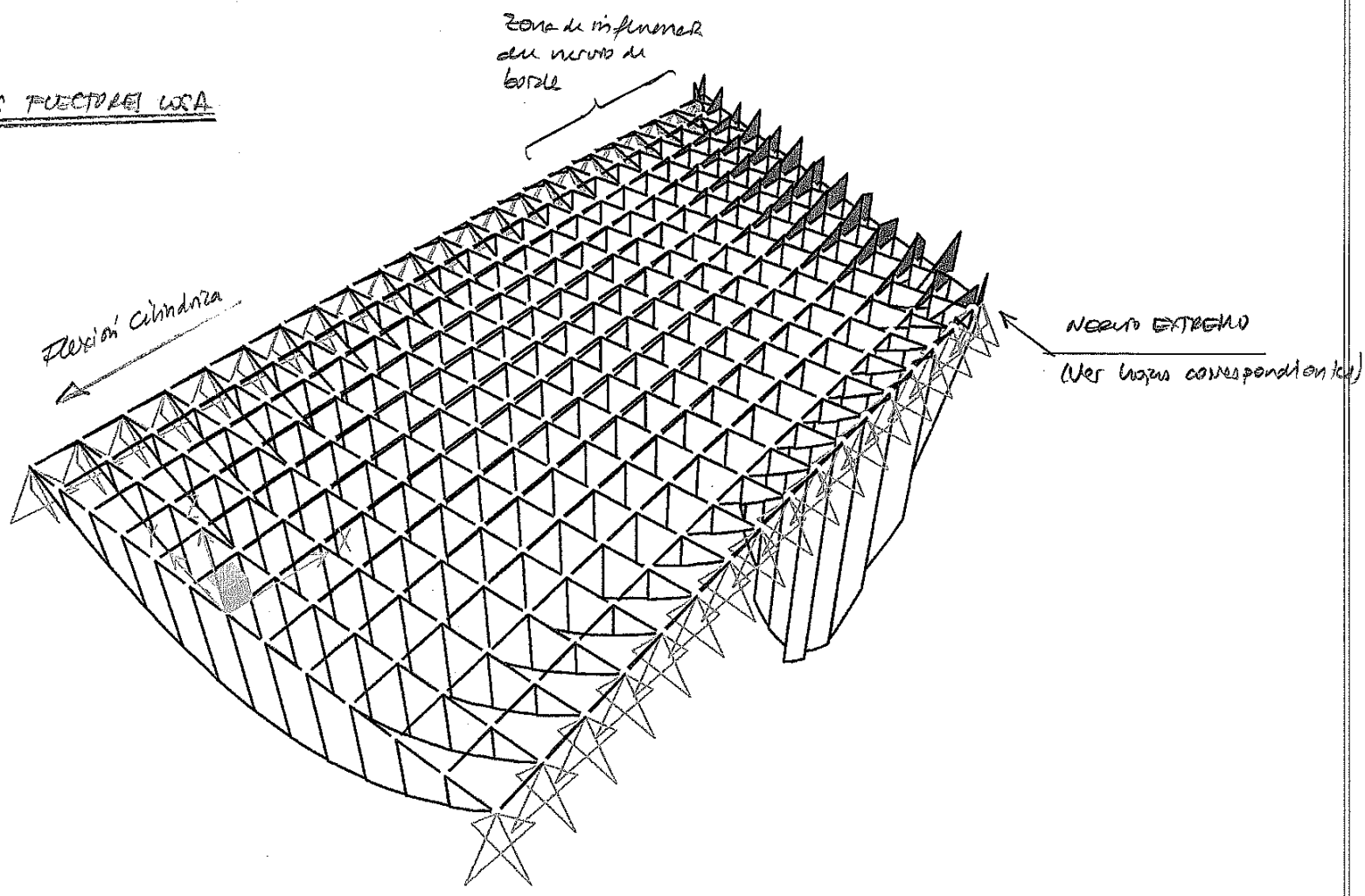
Se cubre con planos a 0,20 de 4 ramas Φ20 pues

$$A_d = 62,84\ cm^2/m/m$$ (22)

Se aplica en los 3,0m más cercanos al nervio extremo. (como mínimo)

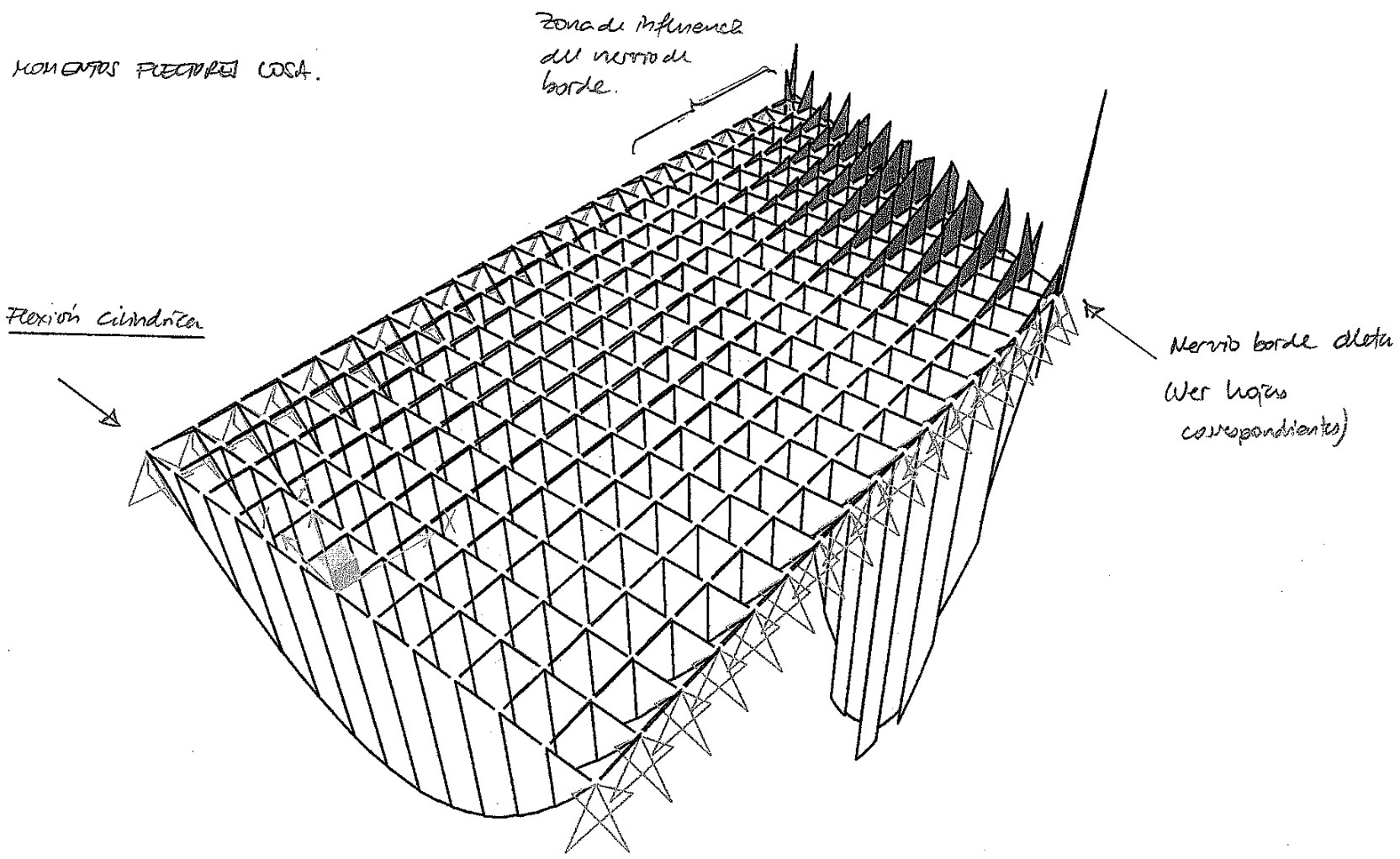
NOTE BOOK

SAP2000 9/6/05 18:14:24

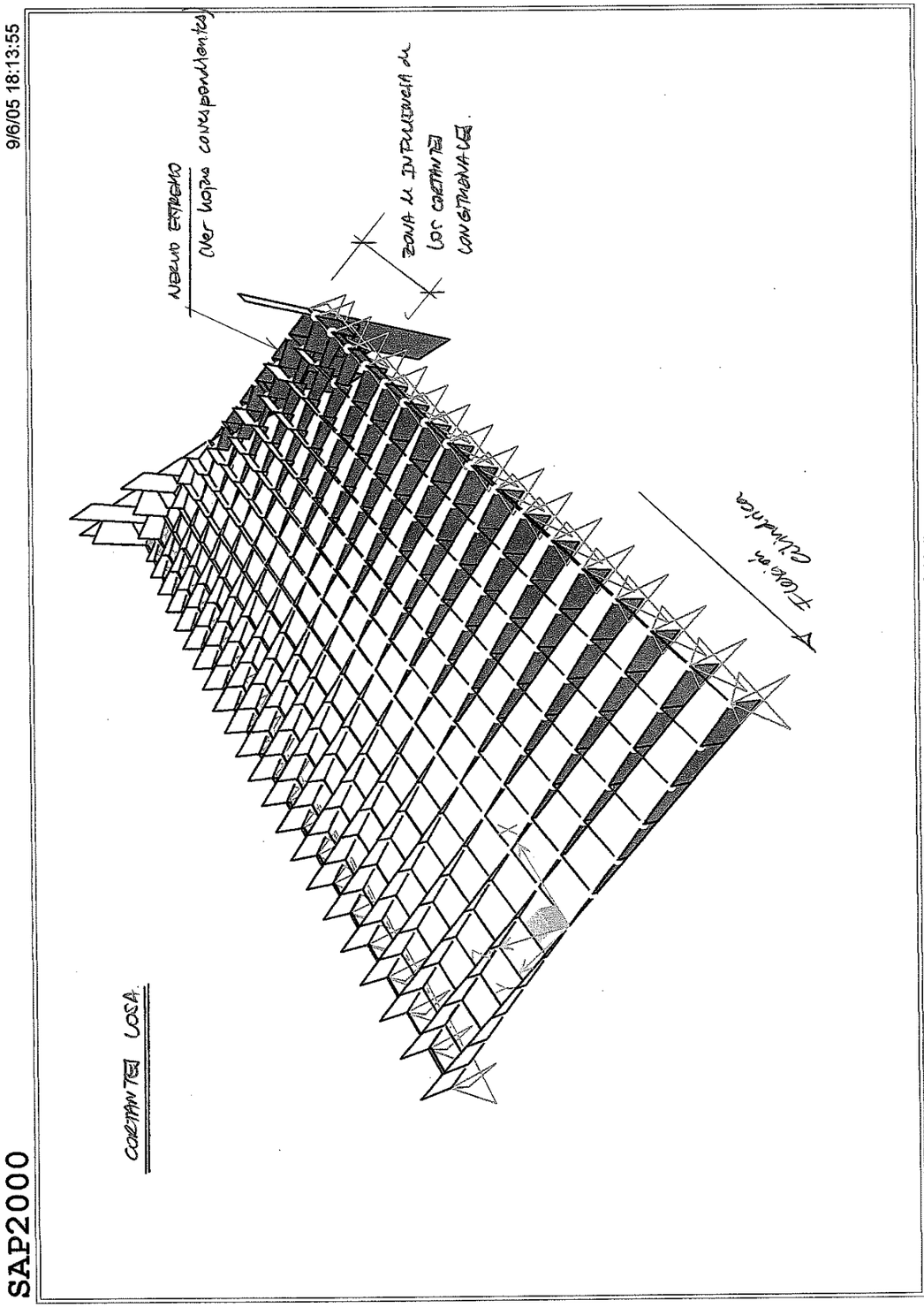


SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO3 - Moment 3-3 Diagram (ELU) - KN, m, C Units

SAP2000 9/6/05 12:16:12



SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO3 - Moment 3-3 Diagram (ELU) - KN, m, C Units



Can Tunis 6-sept-05

NERVIO DE BORDE

- FLEXIÓN

M_d = 382,98 KN·m

h = 3,35m ; r = 0,15m

b = 1,50m

Dimensionamiento con programas BASIC $A_s \geq 316,5\ cm^2$

4 Ø32

($A_{s,disp}$ = 321,68 cm^2)

- CORTANTE

V_d = 68,87 KN

↑ Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo del lado opuesto.

h = 3,35m; r = 0,15m

b = 1,50m

A_c = 321,68 cm^2

$A_{\alpha} \geq 46,66\ cm^2/m$ ($A_{\alpha,min}$ = 12,495 cm^2/m)

- TORSIÓN.

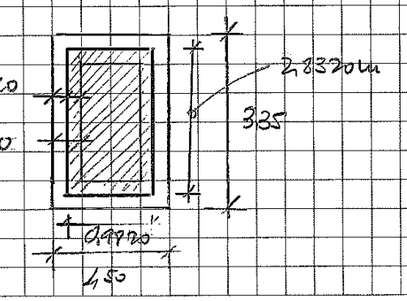
T_d = 49,52 KN·m

* Agotamiento por compresiones excesivas en el hormigón

A = 5,085 m^2

u = 9,70m

h_e = 0,518m



NOTE BOOK

$h_e = \frac{A}{u} = \frac{5.025\ m^2}{9,70\ m} = 0,5180\ m$

$A_e = 2,7809\ m^2$

$u_e = 7,628\ m$

$T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_c \cdot h_e \cdot \frac{\cot g\,\theta}{1+\cot g^2\theta}$

$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 0,60 \cdot \frac{25}{1,5} = 10\ MPa$

$\alpha = 1,20$

$\theta = 45° \rightarrow \cot g\,\theta = 1,0$

Con lo cual $T_{u1} = 1,20 \cdot 10 \cdot 2,7809 \cdot 0,5180 \cdot \frac{1}{1+1} = 8,643\ MN \cdot m$

$T_{u1} = 8643\ KN \cdot m \quad (> T_d)$ (OK)

* Agotamiento de las armaduras transversales.

$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{S_t} \cdot f_{yt,d} \cdot \cot g\,\theta$

$A_t/S_t \geq \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot f_{yt,d} \cot g\,\theta} = \frac{4,752\ MN/m}{2 \cdot 2,7809 \cdot 400 \cdot 1,0} = 21,81\ cm^2/m$

* Agotamiento armaduras longitudinales.

$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e}{u_e} \cdot A_l \cdot f_{yl,d} \cdot \operatorname{tg}\theta$

$A_l \geq \frac{T_d \cdot u_e}{2 \cdot A_e \cdot f_{yl,d} \cdot \operatorname{tg}\theta} = \frac{4,852 \cdot 7,628}{2 \cdot 2,7809 \cdot 400 \cdot 1,0} = 166,4\ cm^2$

a repartir en $u = 9,7\ m$ — $A_l = 17,15\ cm^2/m$

En caras cortas → $25,73\ cm^2$

En caras largas — $37,50\ cm^2$

NOTE BOOK

CIZALLAMIENTO de la REACCIÓN

$T_d = 1,35\ 86,25 + 1,50(245+72) = 668,44\ KN/m$ ← En el voladizo

$T_d = 654,1\ KN/1,10m$ ← Suma de los cortantes longitudinal y transversal

$T_{d\,max} = \frac{654,1\ KN}{1,10m} + 668,44 = 6615,0\ KN/m$

$A_s \geq \frac{T_{d\,max}}{f_{yd}} = \frac{6,615\ MN/m}{400\ MPa} = 165,38\ cm^2/m$

CUADRO RESUMEN

Armadura transversal

CORTANTE	$A_d = 46,66\ cm^2/m$
TORSIÓN	$A_d = 21,81\ cm^2/m$
CIZALLAMIENTO	$A_d = 165,38\ cm^2/m$
Total...	$A_d \geq 253,85\ cm^2/m$

disponiendo planos a 0,20 → $46,77\ cm^2$/planos → 10 ramas ϕ25 ó 4 ramas ϕ25 + 8 ramas ϕ20

2cϕ25 perimetrales a 0,20

planos a 0,20 en grupos de 2×2 cercos ϕ20 interiores

NOTE BOOK

Can Tunis 6-Sept-05

Armadura longitudinal [Cara inferior]

Flexión: $A_s \geq 316,6\ cm^2$

Torsión: $A_s \geq 25,73\ cm^2$

Total... $A_s \geq 342,33\ cm^2$ ← 43 Ø32 → se disponen 44 Ø32

Armadura longitudinal [Cara superior]

Torsión $A_s \geq 25,73\ cm^2$ → 6 Ø25

Armadura longitudinal [Caras laterales]

Torsión $A_s \geq 57,7\ cm^2$ → 12 Ø25

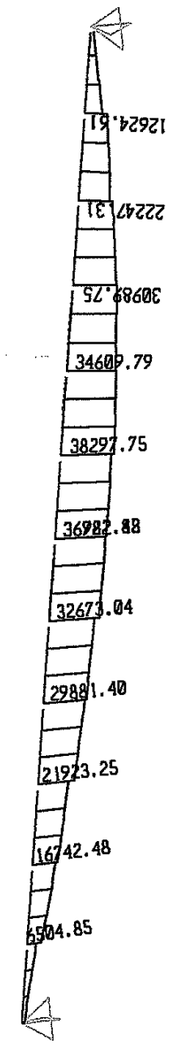
NOTE BOOK

9/6/05 18:20:24

MOMENTOS FLECTORES EN NUDOS

EXTREMO

(1,35 G1 + 1,50 Qef + 1,5 Sc)



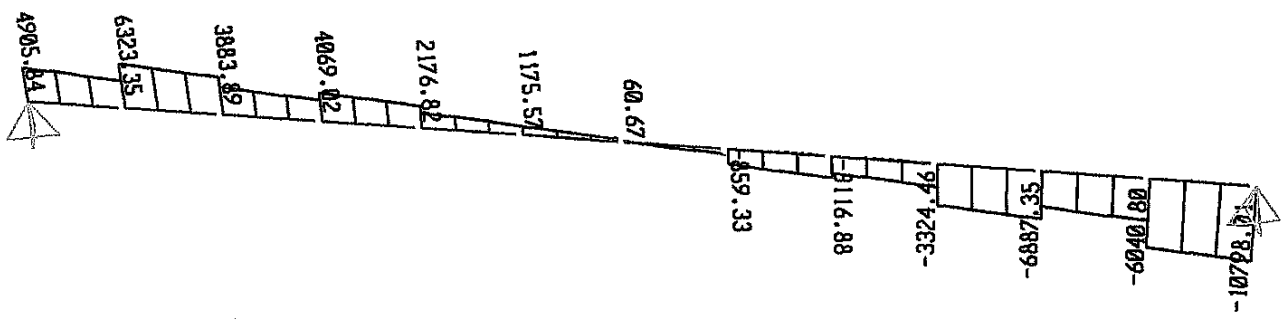
SAP2000

SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO3 - Moment 3-3 Diagram (ELU) - KN, m, C Units

SAP2000 9/6/05 18:20:32

CORTANTE EN NUDO EXTREMO

(1,35g + 1,5g + 1,5sc)

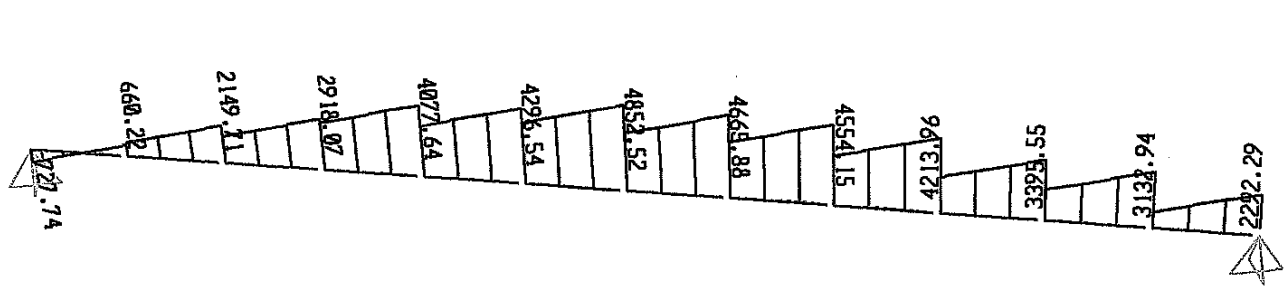


SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO3 - Shear Force 2-2 Diagram (ELU) - KN, m, C Units

SAP2000 9/6/05 18:19:39

MOMENTOS TORSORES

(1,35g + 1,5g + 1,5sc)



SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO3 - Torsion Diagram (ELU) - KN, m, C Units

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CRUCE CON LA RONDA LITORAL.
FASES 1B Y 2
PK: 707+458.50 Y 707+615.90

ADENDA 4.
COMPROBACIONES ADICIONALES CUBIERTA.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2710
Fecha 14/X/05
CAN TUNIS-0-CT-C-011610

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 11 de octubre de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE RONDA LITORAL. FASES 1B Y 2.
P.K: 707+458.5 a P.K: 707+615.90.

CUBIERTA.

ADENDA 4

1. ANTECEDENTES.

En el cálculo de la cubierta de la "Fase 1B tramo B" y "Fase 2 tramo A" del cruce de la traza del Falso Túnel de Can Tunis con la Ronda Litoral se consideró la actuación de:

- Peso propio (cubierta de 1.0m de canto).
- Peso de tierras sobre la cubierta (relleno de 2.3m sobre cubierta γ=20kN/m^3)
- Tráfico (según la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera –IAP-): Sobrecarga uniformemente repartida y carro (se considera la acción conjunta de dos carros por ser una plataforma de más de 12.0m).

Dado que la acción del peso propio + tierras + sc uniformemente repartida sobre la cubierta supone un porcentaje importante del total, la acción del carro se evaluó de manera simplificada (ver Nota de Cálculo: "Tramo de cruce con la Ronda Litoral. Fases 1B y 2. P.K. 707+458.5 a 707+615.19. Pantallas y Cubierta" de 16 de noviembre de 2004).

En el cálculo simplificado de la acción del carro no se consideró el trabajo como losa plana de la cubierta, cuyo comportamiento bidimensional es favorable para la distribución de esfuerzos bajo cargas concentradas (como es el caso del vehículo pesado de la Instrucción).

La Asistencia Técnica a la Dirección de Obra pide una verificación del diseño de la cubierta a partir de un cálculo más afinado de la acción de los carros, en la que se tengan en cuenta varias posiciones relativas de los mismos.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza un recálculo completo de los esfuerzos producidos por el carro a partir de un emparrillado plano en el que se modelan unos 44m de cubierta, con barras cada 1.0m en sentido transversal y en sentido longitudinal. De este modo se simula correctamente el comportamiento bidimensional de la cubierta bajo cargas concentradas que permite obtener una distribución de esfuerzos más cercana a la real.

Sobre el modelo de la cubierta se considera la acción de los dos carros en dos posibles situaciones (en ambos casos se considera el caso más desfavorable de considerar los dos carros separados 2.0m en sentido transversal al tráfico, puesto que implica una mayor concentración de las cargas):

- Posición 1 "Carros decalados": Se sitúan ambos carros, ligeramente decalados, de modo que ambos queden en el centro de luz de la losa de cubierta.
- Posición 2 "Carros en paralelo"

La disposición en planta en ambos casos puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta.

3. RESULTADOS.

Los momentos flectores bajo la acción del carro de la Instrucción obtenidos del análisis como emparrillado plano son menores a los obtenidos de manera simplificada en el diseño original (Ver Nota de Cálculo adjunta).

La actuación de los dos carros en paralelo (Posición 1) supone un pequeño incremento del momento flector máximo respecto de la actuación de los dos carros sobre el centro de luz (Posición 2).

4. CONCLUSIÓN.

- Dado que la acción del carro considerada de forma simplificada conduce a resultados del lado de la seguridad, el diseño de la cubierta no requiere de modificaciones.

NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 10-oct-05

EMPARRILLADO PLANO.

Relleno de tierras sobre cubierta

* Geometría:

TRÁFICO

h = 2,30m

var

var

4,00

4,00 11,0 4,00

* ACCIONES:

- Peso propio $g_L = 25\ kN/m^3$
- Peso tierras $g_t = 2,30m \times 20 kN/m^3 = 46\ kN/m^2$
- Tráfico: $q = 4,0\ kN/m^2$

CAMIÓN. $Q = 600\ kN$.

CAMIÓN IAP:

2,0.

4,50 1,50

Se tiene en cuenta el efecto favorable del reparto de cargas en el terreno. (Reparto a 30°)

2,0

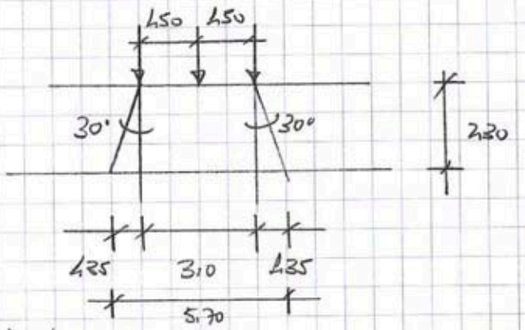
2,30m 30° 30°

1,25 1,25

2,0

4,70 m

Can Junis 10-oct-05



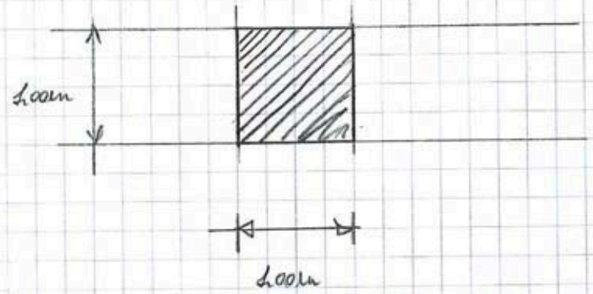
Área en planta:

$A = 5.70 \times 4.70 = 26.79 m^2 \approx 26.5 m^2$

$q_{eq} = \frac{600\ kN}{26.5 m^2} = 22.65\ kN/m^2$

$\boxed{q_{eq} = 22.65\ kN/m^2}$

PROPIEDADES MECÁNICAS BARRAS.



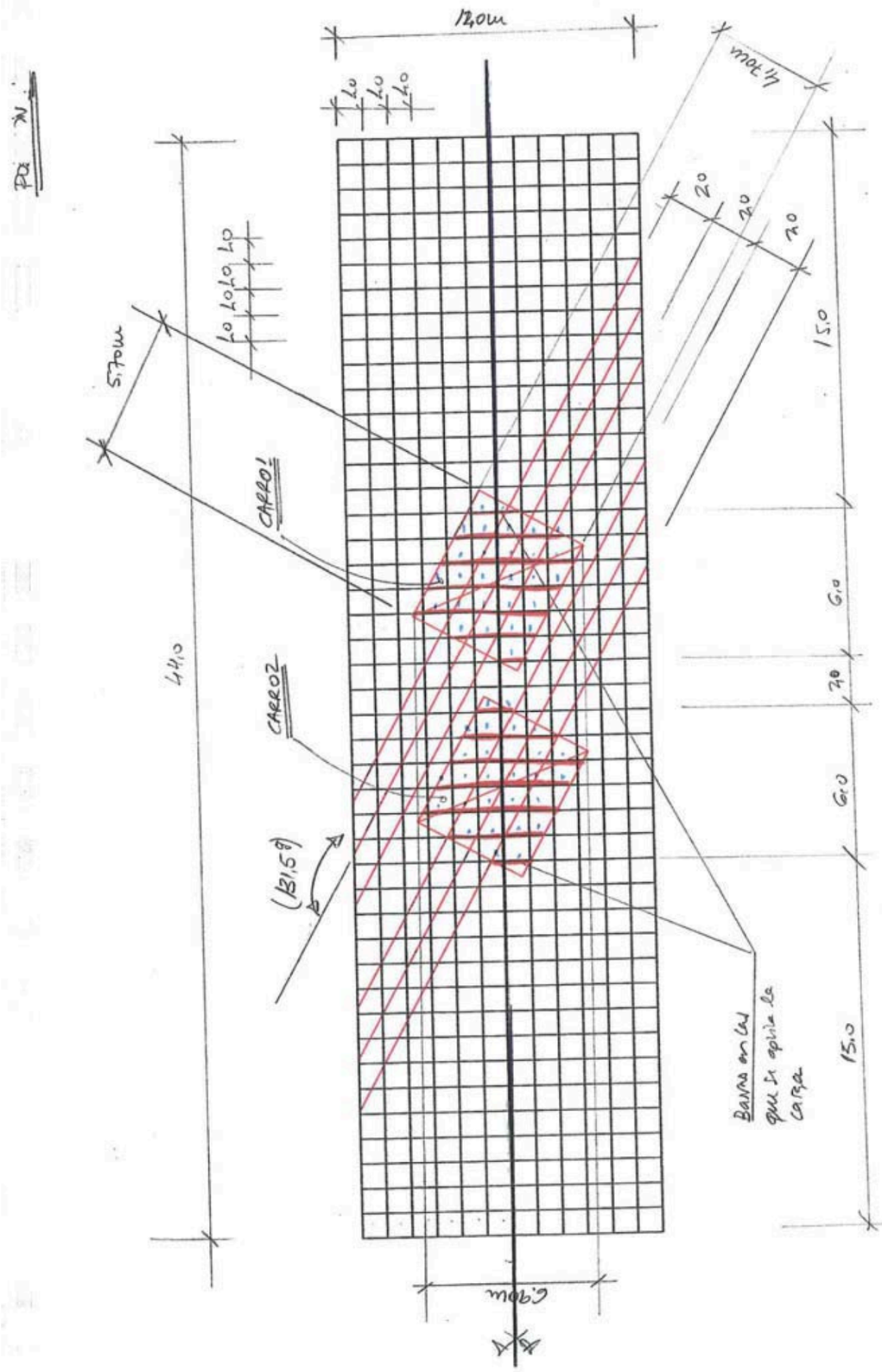
$A = 1.0 m^2$

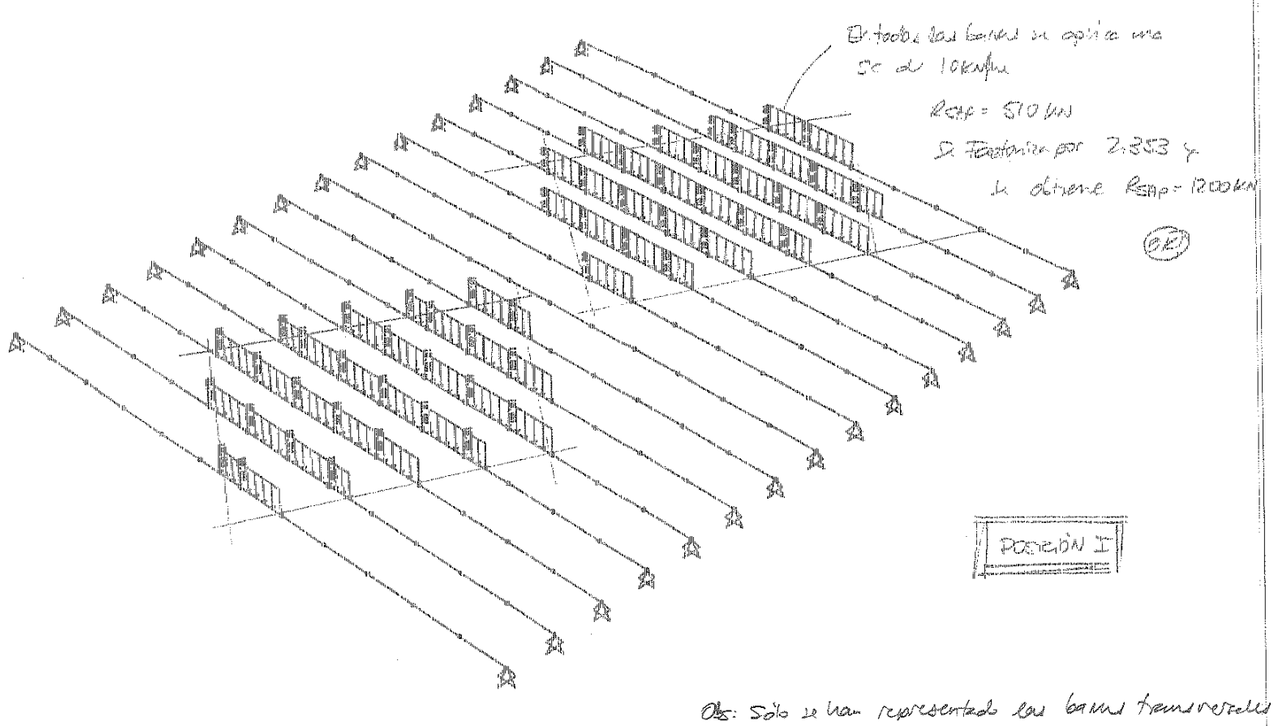
$I_{33} = I_{22} = \frac{1}{12} 1.0^3 \cdot 1.0 = 0.0833 m^4/m$

$J = \frac{1}{2} \frac{1}{12} 1.0^3 \cdot 1.0 = 0.1667 m^4/m$

$\uparrow b/h \rightarrow 1.0$ (Reparto proporcional a las áreas)
(½ para el trabajo longitudinal
½ para el trabajo transversal)

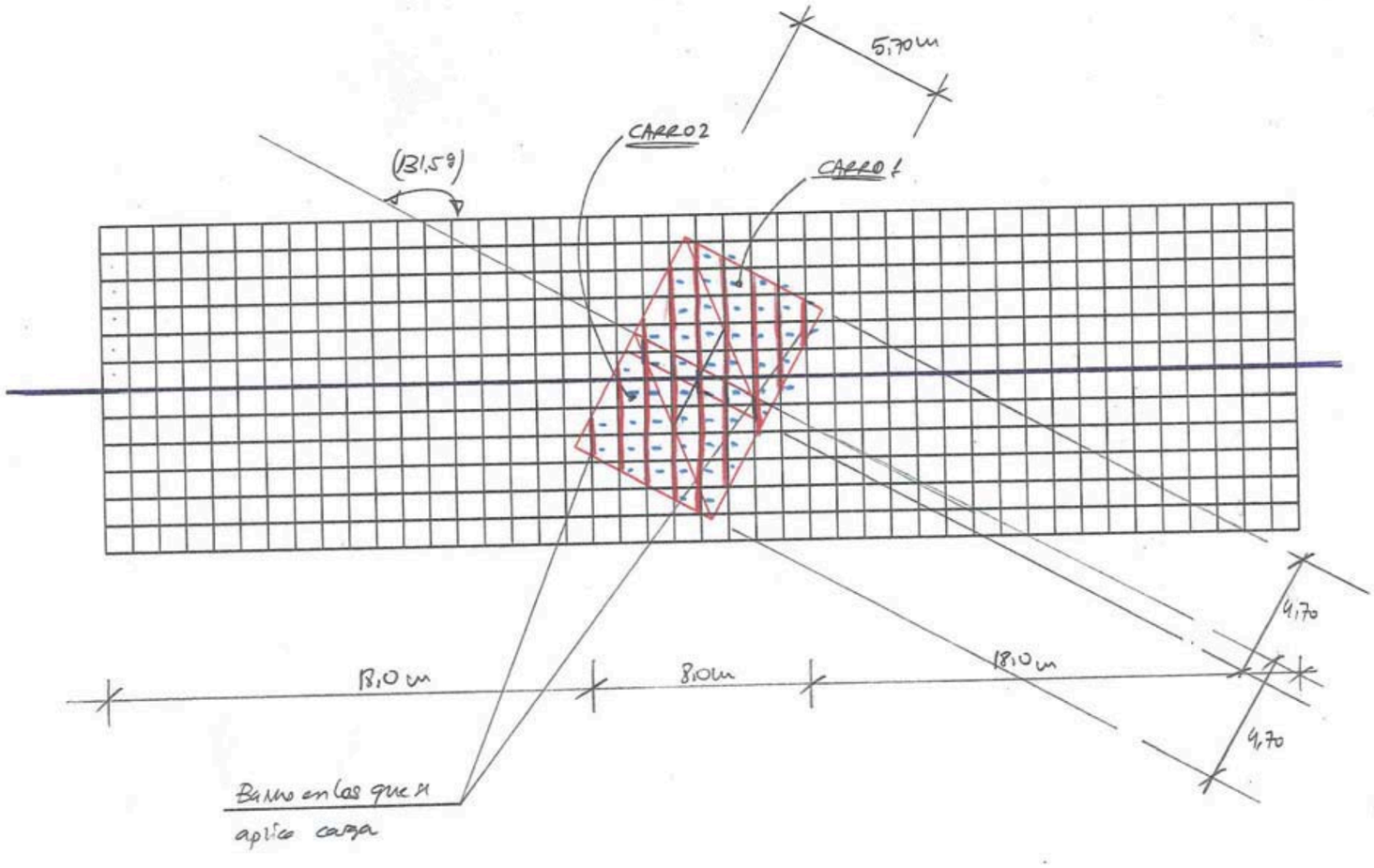
→ Emparrillado plano: Archivo SAP: EMPARRILLADO.S2K

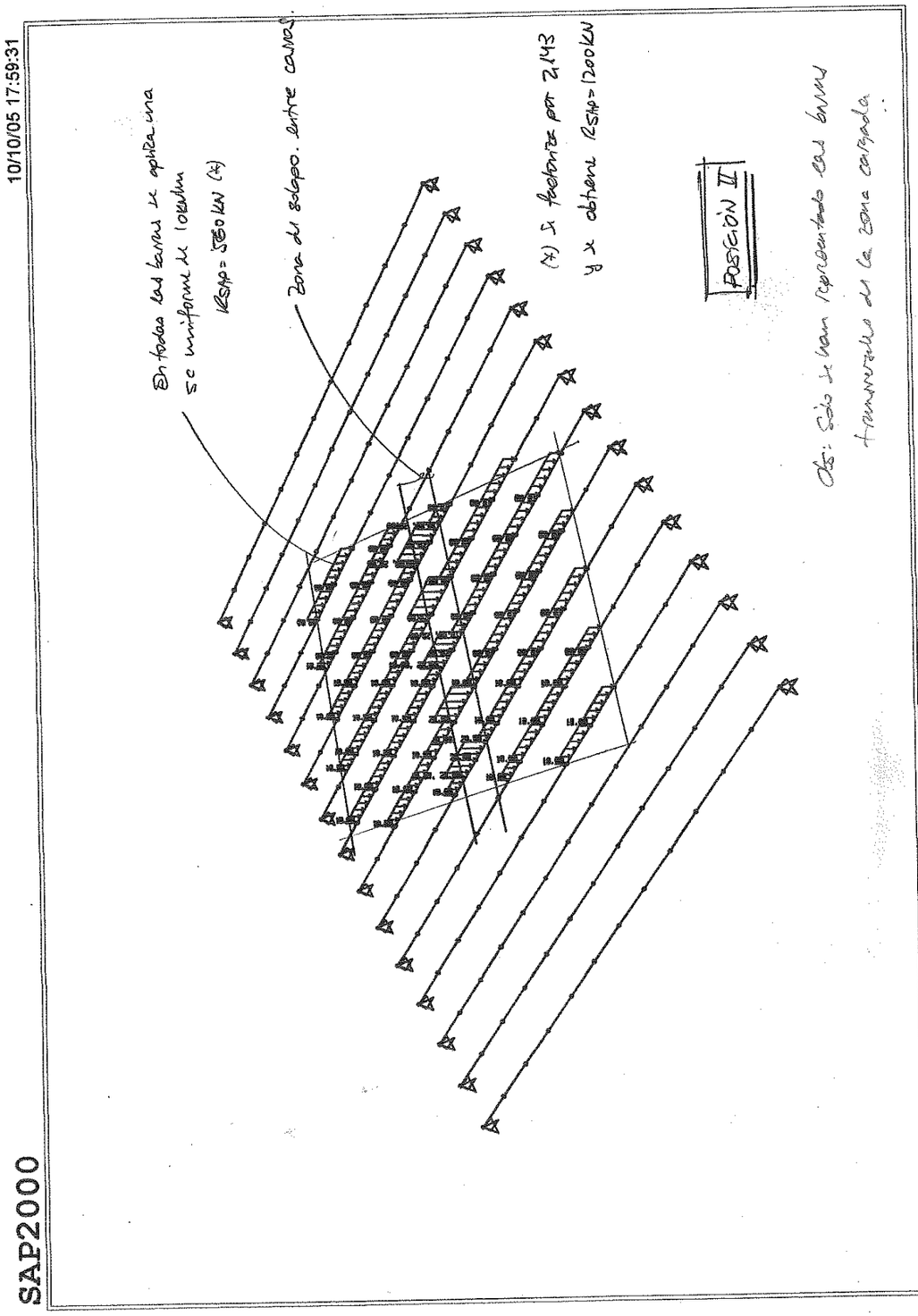




Obs: Sólo se han representado las barras transversales en la zona cargada

POSICIÓN II





(24)

Con Tunit 10-Oct-05

Se aplican cargas en las barras de 10kN/m.

La resultante debe ser, en ambos casos: $R = 2 * 600 = 1200 KN$.

La resultante en SAP es: $R_{SAP\ POSICION\ 1} = 570\ KN$

$R_{SAP.\ POSICION\ 2} = 560\ KN$.

Factor a aplicar:

$\gamma_{POSICION\ 1}: \frac{1200}{570} = 2,353 \rightarrow R_{SAP} = 1200\ KN$

$\gamma_{POSICION\ 2}: \frac{1200}{560} = 2,143 \rightarrow R_{SAP} = 1200\ KN$.

VERIFICACIÓN:

POSICIÓN 1 — Máximo momento flector:

$m_{K,máx} = 143,50\ KN \cdot m/m$

Se habrá considerado $317,32\ KN \cdot m/m$

POSICIÓN 2 — Máximo momento flector.

$m_{K,máx} = 157,4\ KN \cdot m/m$

Cap. Puente

10-oct-05

* Gl: $M_{Ik} = 450$ KN.m/m (pdf)
* tiempo: $M_{Ik} = 822$ KN.m/m (pdf)
* sc. tajo: $M_{Ik} = 72$ KN.m/m (pdf)

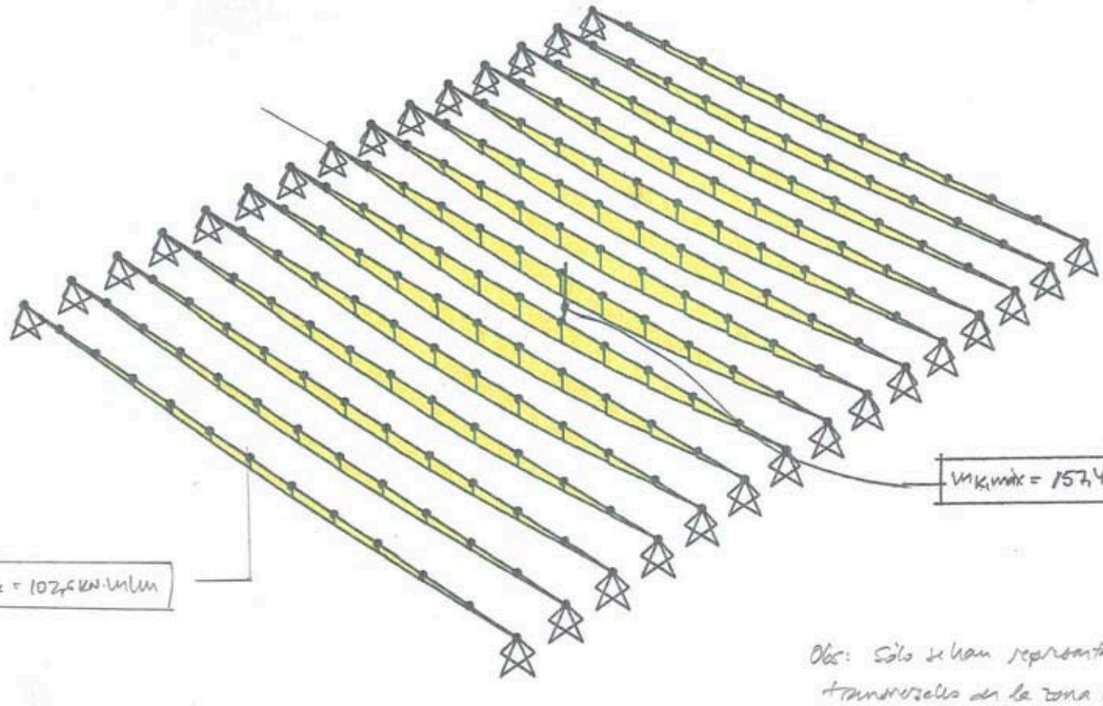
* cano: Si hubo sobrelleado $M_{Ik,max} = 817,82$ KN.m/m
Se obtiene $M_{Ik,max} = 157,4$ KN.m/m

SAP2000

10/10/05 18:17:26

LEY de MOMENTOS FLECTORES
CARROS EN POSICIÓN II

(Ya factorizado por 2,103)



Obs: Sólo se han representado las barras transversales en la zona cargada

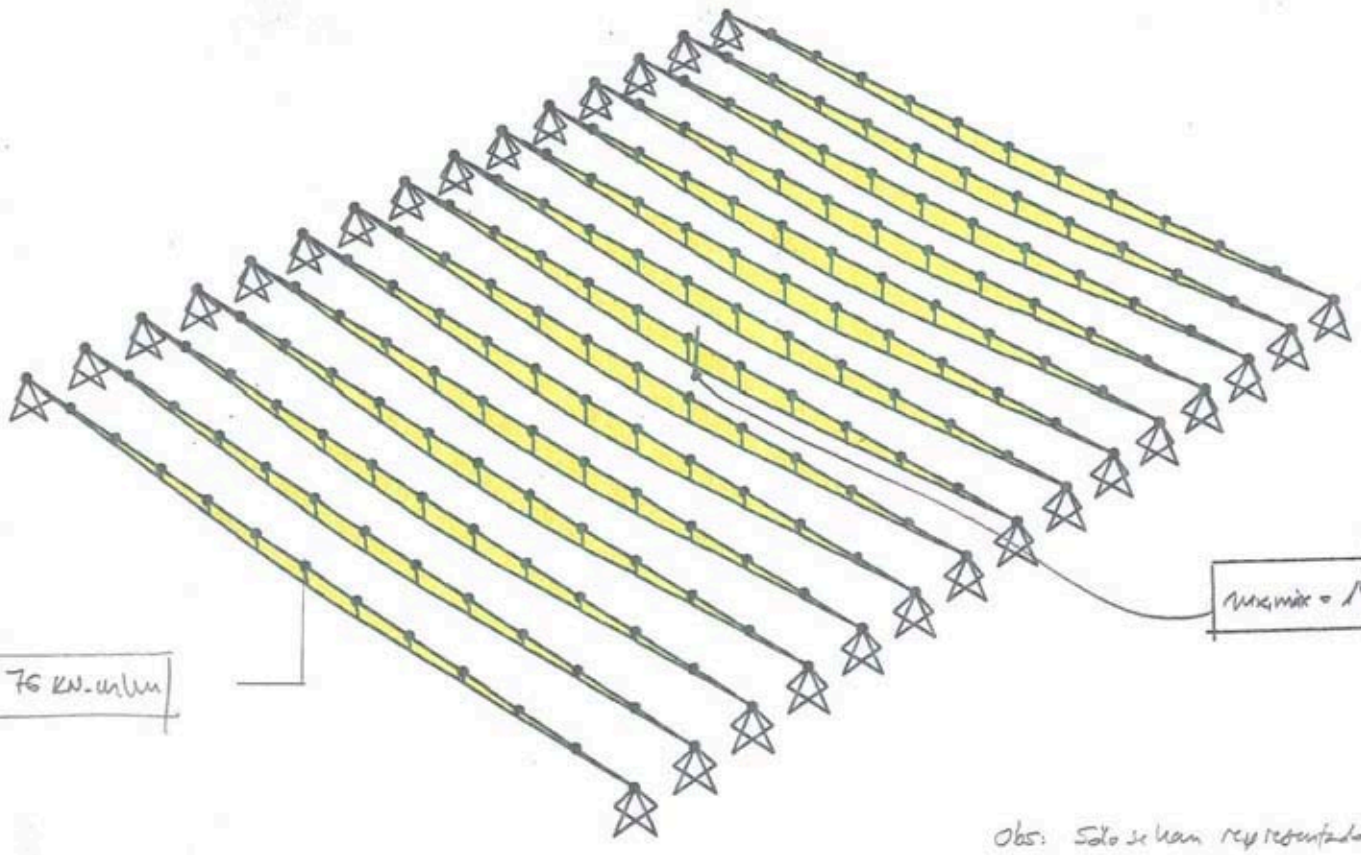
SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO - Moment 3-3 Diagram (POS2C) - KN, m, C Units

SAP2000

10/10/05 18:16:55

LEY DE MOMENTOS FLECTORES
CARROS EN POSICIÓN I

(Mk factorizado por 2,85)



Obs: Sólo se han representado las barras descargadas en la zona cargada.

SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO - Moment 3-3 Diagram (POS1C) - KN, m, C Units

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CRUCE CON LA RONDA LITORAL –B10-.
FASE 1B y 2
PK: 707+458.5 a 707+615.90

ADENDA 4.

COMPROBACIONES ADICIONALES CUBIERTA.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2786
Fecha 4-11-2005
CAN TUNIS-D-CT-C-012410

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 24 de octubre de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL. FASES 1B Y 2.
P.K: 707+458.5 a P.K: 707+615.90.

ADENDA 4
COMPROBACIONES ADICIONALES CUBIERTA.

1. ANTECEDENTES.

La cubierta de la Fase 2 tramo B del cruce de la traza del Falso Túnel de Can Tunis con la Ronda Litoral se sometió a una serie de adaptaciones motivadas por la definición definitiva del apuntalamiento permanente de las pantallas del Recinto de Recepción del Cajón Hincado. La definición completa de esta cubierta puede consultarse con detalle en el documento: "Cruce con la Ronda Litoral. Fases 1B y 2. PK: 707+458.50 y 707+615.90. Adenda 3. Adaptaciones Cubierta" del 27 de septiembre de 2005.

El extremo de este tramo de cubierta es esviado, igual que el cajón hincado bajo las vías, por lo que se opta por disponer un nervio de borde que gana canto "asomando" por encima de la misma.

La cubierta, además, se prolonga dentro del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, de modo que una vez el cajón ha alcanzado su situación definitiva, no quede ningún hueco y el cerramiento superior no presente aberturas. Este tramo de losa volada sirve, además, para el empotramiento de las vigas laterales del apuntalamiento definitivo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, de las cuales recibe las correspondientes cargas (Ver documento: "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado. PK: 707+615 a 707+633. Vigas de Atado y Puntales Definitivos").

El tramo que penetra en el Recinto de Recepción del Cajón hincado trabaja en voladizo y transmite la reacción vertical y el momento de empotramiento a la cubierta de la Fase 2 tramo C, apareciendo unos momentos flectores longitudinales que presentan una zona de influencia de, aproximadamente, unos 4 metros. Además, la presencia del nervio de borde en el extremo de la cubierta hace que también aparezcan momentos flectores y cortantes longitudinales.

A petición de la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, se detalla con mayor precisión el análisis de la losa de cubierta frente a estos esfuerzos longitudinales.

Los cálculos relativos al armado necesario para resistir las acciones que se transmiten a la cubierta desde las vigas laterales del apuntalamiento definitivo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, descritos en el plano 2.9.3.48 (hoja 12 de 17), pueden consultarse en el documento: "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado. PK: 707+615 a 707+633. Vigas de Atado y Puntales Definitivos", del 12 de septiembre de 2005.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se detalla el dimensionamiento de la cubierta frente a los momentos flectores y los cortantes longitudinales, con los correspondientes diagramas de esfuerzos obtenidos del análisis con un emparrillado plano.

El dimensionamiento frente a momento flectores longitudinales es el habitual, y sólo se destaca que en el dimensionamiento frente a esfuerzos cortantes longitudinales no se tiene en cuenta la contribución del hormigón, puesto que dicha contribución ya se ha agotado con el trabajo transversal (el armado en sentido transversal se ha calculado teniendo en cuenta la contribución del hormigón, por lo que ya no tienen sentido volver a contabilizarla en el trabajo longitudinal. Se trata de una forma simplificada de evaluar la respuesta frente a cortante en dos sentidos).

Todos los resultados obtenidos pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 24 de octubre de 2005

NOTA DE CÁLCULO

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA

Ctra. Feixa Llarga s/n 08907 L'Hospitalet de Llobregat (Barcelona) (SPAIN)
TLFNO. Y FAX: (34 93) 264-08-70
E-MAIL:

FAX Nº: 93. 263. 39. 86	FECHA: DATE:	13/10/05	TOTAL Nº PÁGS.: TOTAL Nº OF PAGES: 1
DE: FROM:	Sr. Angel Garcia Molina	A: TO:	Sr. Antonio Llamosas (Can Tunis UTE).
CC	Srs. Alfredo Alba, Ignacio Castro		
ASUNTO: REFERENCE:	**Cruce Ronda del Litoral Fase 2. Cubierta**		

Señores,

En relación al anejo de cálculo de Bridge Technologies *Cruce con la ronda del litoral. Fases 1B y 2. pk : 707+458,5 – 707+615,90 Adenda* de fecha 20 de diciembre de 2004 (recibido por esta ACO el 23 de diciembre), complementado con el anejo del mismo título (*Adenda 3. Adaptaciones de cubierta*) de fecha 27 de septiembre de 2005 (recibido por esta ACO el 28 de septiembre) esta ACO tiene que indicarles en referencia a la cubierta de la fase 2:

- Se agradecería recibir una aclaración en relación al diseño de la cubierta fase 2 tramo C, sobre todo en relación al diseño frente a ELU de solicitaciones normales y cortante en la zona donde la viga de borde genera esfuerzos longitudinales. Esta aclaración debería incluir algún diagrama de esfuerzos y justificar que el armado dispuesto en el plano 2.9.3.48 (hoja 12 de 17) es el correcto.

El resto de elementos de la fase 2 se considera correcto.

Estamos abiertos a cualquier cuestión por su parte.

Atentamente,

Angel García Molina
Responsable Unidad ACO

SALIDA
1531
13/X/05
CAN TUNIS - O-C-FAX - 020340

DIMENSIONAMIENTO LOSA

MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES

- Momento último con $\phi 20$ a 0,20

  $A_s = 15.71\ cm^2/m$

  h = 45cm; r = 2,5 cm (recubrimiento mecánico)

  $m_{ult} = 9,39\ KN.m/m$

  Se tiene $m_{ud} \leq 9,39$ KN.m/m a 2,0m del eje del muro extremo (del lado seguro), a partir de este pto empieza el decalaje del refuerzo.

- Momento último con $\phi 25$ a 0,20

  $A_s = 24,54\ cm^2/m$

  $m_{ult} = 14,53$ KN.m/m ← no se alcanza el momento máximo del diseño.

- Momento último con $2\phi 20$ a 0,20

  $A_s = 31,42\ cm^2/m$

  $m_{ult} = 18,46$ KN.m/m ← (OK!) — se cubren el momento flector de diseño en todas las secciones.

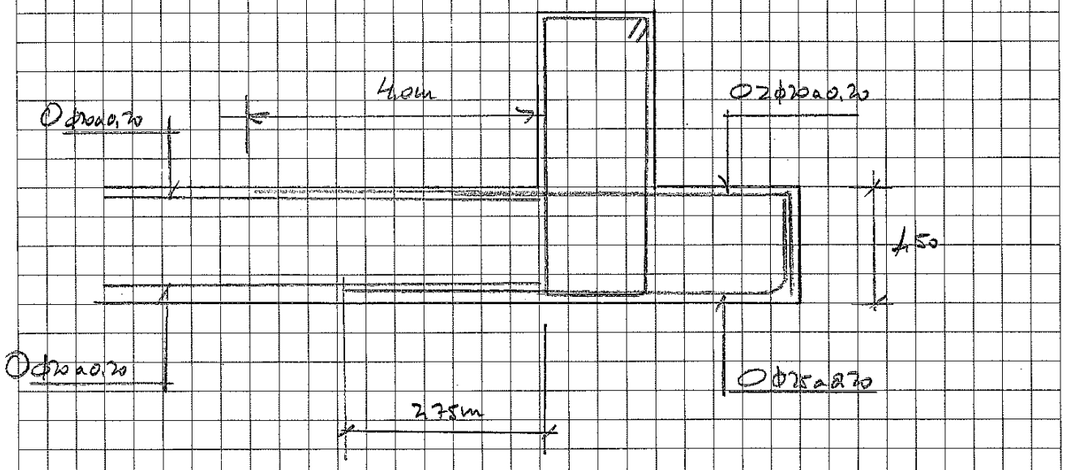
El refuerzo de $2\phi 20$ a 0,20 debe llegar hasta:

$$l_{b\,2\phi 20} = \underbrace{1,40}_{\text{post}} + \underbrace{1,30}_{\text{grupo 2 barras}} + 15 \times 2,0^2 \cong 1,10\ cm = 1,10m$$

las barras deben llegar hasta $2,00 + 1,10 + 1,50 = 4,50m$ del eje del muro
(OK) (OK)

Anclaje del muro: $b = 4,50m$

— las barras deben llegar hasta $4,50 - 0,75 = 3,75m$ del borde del muro — se llevan hasta los 4,0m del borde del muro



Los momentos positivos longitudinales son inferiores a los considerados por efecto P0,50m — ver Nota de Cálculo original → (OK!)

NERVIO de BORDE.

Zona de influencia del nervio de Borde

≈ 4,10 m

MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES LOSA CUBIERTA FASE 2 CRUCE RONDA LITORAL

(Sólo se han representado las barras longitudinales)

1310 KN·m/m
1623 KN·m/m
1700 KN·m/m
1438 KN·m/m
1499,7 KN·m/m
1492,5 KN·m/m
1326 KN·m/m
1699 KN·m/m
1009 KN·m/m
1502 KN·m/m
1733,75 KN·m/m
832 KN·m/m
873 KN·m/m
2360 KN·m/m
739
841
385
649
850
990
687
649

EFECTOS LOCALES.

Momentos flectores positivos losas

SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO3 - Moment 3-3 Diagram (ELU) - KN, m, C Units

14-Oct-05

Zona de influencia del nervio de borde = 3,10 m aprox.
Del cálculo longitudinal obtenido en el eje del nervio extremo

M_d máx = 1777 kNm/m

No se tiene en cuenta la contribución del hormigón, que va a ser despreciada para los esfuerzos tangentes, y al estar del lado de la seguridad — ya que la capacidad de agotamiento a cortante

$V_{Rd} = 2 \cdot d \cdot m \cdot K \cdot (\cos\beta \cdot \cot\alpha + \cos\beta) \cdot \sum A_x \cdot f_{yk}$

$z = 4,90$ m

$\alpha = 90°$ — $\sin\alpha = 1,0$; con $K = 0,10$ y $\cot\beta = 0,100$

$\theta = 45°$ → $\cot\beta = 1,000$

$$A_x \geq \frac{\text{Vd}}{2 \cdot f_{yk} \cdot z} = \frac{4.777 \text{ kN/m}}{2 \cdot 4,90 \text{ m} \cdot 4.900 \text{ kPa}} = 37,73 \text{ cm}^2/\text{m/m}$$

Armadura necesaria por cortante transversal:

$A_x \geq 16,08$ cm²/m/m

Con la cual, la armadura total necesaria para superar

$A_x = 37,73 + 16,08$ cm²/m/m = 47,81 cm²/m/m

Con Planos a 0,20 de 4 ramas ϕ16 para 80 cm tenemos:

$A_x = 80,72$ cm²/m/m

→ En adoptamos 4 ramas ϕ20 para los planos a 0,20

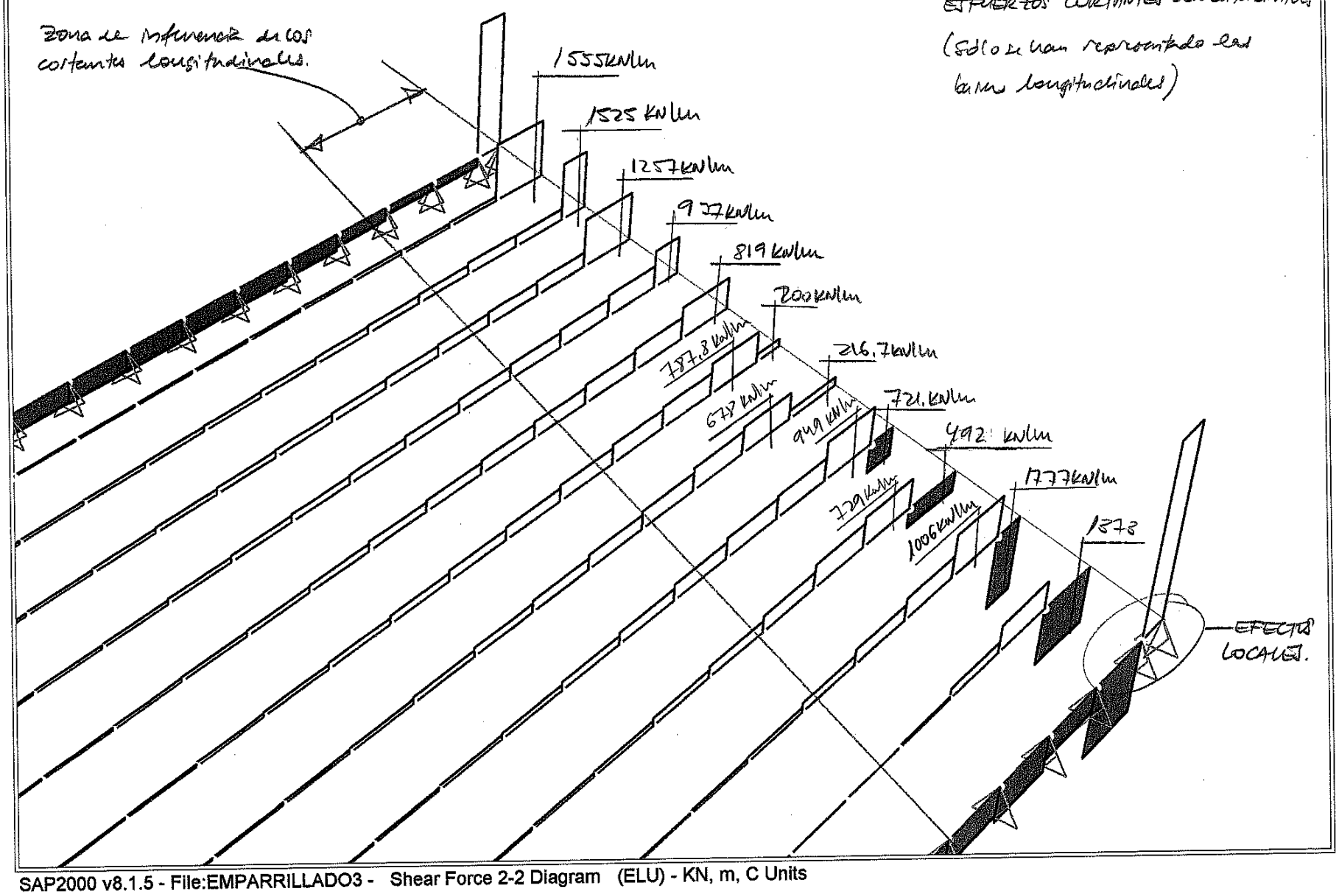
($A_x = 62,84$ cm²/m/m)

Se extiende en todo el tramo de la Fase 2

NOTE BOOK

SAP2000

10/14/05 11:44:12



SAP2000 v8.1.5 - File:EMPARRILLADO3 - Shear Force 2-2 Diagram (ELU) - KN, m, C Units

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CRUCE CON LA RONDA LITORAL –B10-.
FASES 1A; 1B y 2
PK: 707+411.50 a 707+615.90

CONTRABÓVEDA.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 2 de noviembre de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO DE CRUCE CON LA RONDA LITORAL
FASES 1A, 1B y 2
707+411.50 a 707+615.90

CONTRABÓVEDA.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de la contrabóveda del tramo del Falso Túnel de Can Tunis comprendida entre los PK: 707+411.50 y 707+615.90 de la traza, correspondiente al Tramo de Cruce con la Ronda Litoral.

En este tramo la luz de la contrabóveda entre hastiales es constante e igual a 11.0m, con profundidades en su eje que varían entre z=-7.35m y z=-4.65m. Se realiza una zonificación en dos subtramos:

- Tramo 1: 707+411.50 a 707+608.152 (Contrabóveda circular de 17.3m de radio de curvatura y de 0.60m de espesor)
- Tramo 2: 707+608.152 a 707+615.90 (Losa de fondo plana de 1.0m de espesor)

El Tramo 2, planteado con una losa plana, resulta de la dificultad de resolver un borde libre esviado con una contrabóveda curva. Dado que el tramo de losa plana se encuentra en la zona final, en la que la rasante se encuentra ya muy elevada y las subpresiones de agua serán relativamente bajas, la utilización de una losa plana en un tramo muy acotado no penaliza en exceso el diseño ni el coste y facilita la ejecución y el cálculo.

Para cubrir el hueco entre la contrabóveda curva y la losa de fondo plana se dispone un muro extremo que sirve de freno a la entrada de agua.

Toda la definición geométrica y estructural de la contrabóveda y losa de fondo de este tramo puede consultarse con detallen en el apartado "Planos" de este documento.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

La contrabóveda del tramo de pruebas está armada con la cuantía mínima a flexión (para evitar el fallo frágil tras la fisuración), por lo que no se prevé una posible reducción de su armado y se adopta éste como punto de partida para el Tramo objeto de diseño.

Para el Cruce con la Ronda Litoral se realiza una verificación del armado frente a las acciones que le son propias, cuya variación se reduce, básicamente, a una disminución de la subpresión máxima (El resto de acciones sobre la contrabóveda presenta valores teóricos de cálculo muy similares a los que se consideraron en el Tramo de Pruebas).

Las hipótesis de cálculo que se ha adoptado para el análisis de la contrabóveda coinciden son las acordadas en la reunión mantenida con la Dirección de Obra y su Asistencia Técnica el 15 de septiembre de 2004, de la cual se destaca:

- La rigidez del apoyo de la contrabóveda en las pantallas se modela con un muelle equivalente de 180000 kN/m/m.
- La rigidez del apoyo de la contrabóveda sobre el terreno se toma en cuenta en base a un coeficiente de balasto de 2000 Tn/m^3
- Se considera la totalidad de la reacción de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda, obtenida del análisis teórico de éstas últimas (Ver Nota de Cálculo correspondiente de las pantallas del tramo de Cruce con la Ronda Litoral).

Las acciones tenidas en cuenta para el análisis de las pantallas son (Ver Nota de Cálculo adjunta a esta memoria):

- Peso propio.
- Cargas permanentes.
- Axil transmitido por las pantallas.
- Cortante transmitido por las pantallas (descenso global de la estructura).
- Subpresión de aguas.
- Tráfico sobre la contrabóveda.

La acción más restrictiva sobre la contrabóveda es la subpresión de agua, que en este tramo alcanza un valor máximo equivalente a una columna de 9.35m, ligeramente inferior a la considerada en el Tramo de Pruebas. Dado que la acción limitante es ligeramente más conservadora y que el resto de acciones sobre la contrabóveda se mantienen en valores muy similares a los considerados en el Tramo de Pruebas (especialmente la reacción de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda), las comprobaciones sobre la contrabóveda no resultan limitantes y no es necesario aumentar el armado en ninguna de las secciones.

En cualquiera de los tramos objeto de este informe la subpresión sobre la contrabóveda es menor que en el Tramo de Pruebas y la reacción de apoyo de las pantallas sobre las pantallas toma valores muy similares a los del Tramo de Pruebas, por lo que el detalle de conexión contrabóveda-pantallas sigue siendo válido.

Para el tramo final resuelto con una losa plana, se realiza un cálculo de esfuerzos en base a un emparrillado plano en el que se modela el borde libre esviado y el correspondiente nervio de borde.

Todos los cálculos y las comprobaciones pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. CONCLUSIONES.

El diseño de la contrabóveda para el Tramo de Pruebas es válido para la contrabóveda en el tramo comprendido entre los PK: 707+411.50 y 707+608.152.

En el tramo entre los PK: 707+608.152 y 707+615.9 se dispone una losa de fondo plana con un nervio extremo que remata el borde libre esviado.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 2 de noviembre de 2005

NOTA DE CÁLCULO

CONTRABÓVEDA CARA RONDA LITORAL

PK = 707+ 411,50 a 707+ 614,8

luz entre pantallas = cte = 11,0m

ACCIONES:

* Peso propio + carga permanente
* Axil transmitido por las pantallas
* Cortante transmitido por las pantallas (durante global de la estructura y reacción contra el terreno)
* Subpresión de agua
* Tráfico sobre la contrabóveda

HIPÓTESIS DE DIMENSIONAMIENTO

a) Máximo axil + flector concomitante
b) Mínimo axil + flector concomitante
c) Máximo flector + axil concomitante

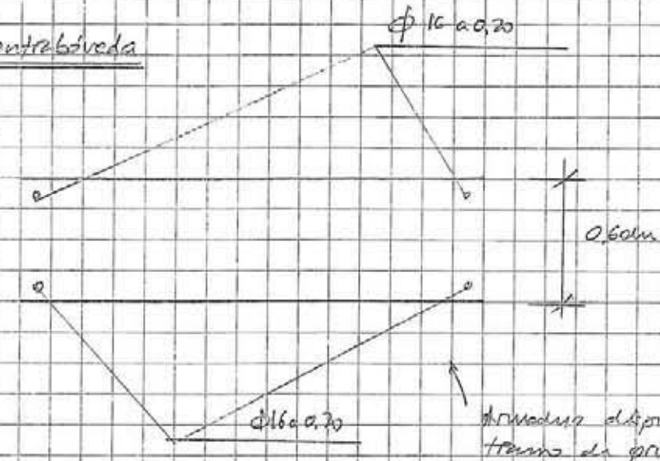
MODELO DE CÁLCULO

Ver Nota de cálculo de la contrabóveda del "Tramo de Prueba"

K_H = 180.000 kN/m/m ← Rigidez de apoyo de la contrabóveda contra las pantallas.

Según reunión ADO (15-Sept-05)

Armadura Contrabóveda



Cuantía mínima para cinta fondo trabajando a flexión:

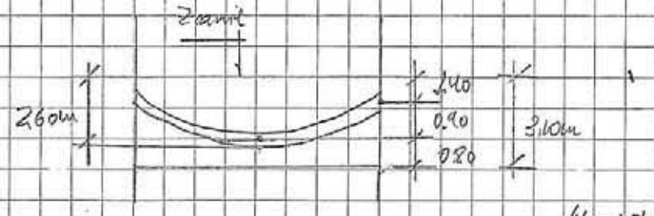
$A_{s,min} \geq 0,04\ A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,80 \cdot \frac{28/1,5}{434,80} = 9,20 cm^2/m$

$A_{s,disp} = 10,05\ cm^2/m$

SUBPRESIÓN MÁXIMA:

			Profundidad máxima contrabóveda
$P_{e,i}$ = 707+ 411,50m	→	$z_{cantil} = -4,75m$	— $-7,35m$
$P_{e,f}$ = 707+ 614,8m	—	$z_{cantil} = -2,04m$	— $-4,64m$

Geometría:



RELACIÓN de las PANTALLAS SOBRE LA CONTRABÓVEDA (Ver Nota de cálculo correspondiente)

i) Fase 1A	$r_{máx}$ = 800 kN/m	707+411,50 a 707+458,5
	$r_{mín}$ = 700 kN/m	
ii) Fase 1B	$r_{máx}$ = 960 kN/m	707+458,5 a 707+518,85
	$r_{mín}$ = 700 kN/m	
iii) Fase 2	$r_{máx}$ = 1010 kN/m	707+518,85 a 707+614,8
	$r_{mín}$ = 850 kN/m	

Can Tunis 29-Oct-05

DIMENSIONAMIENTO.

Se comprueba la sección inicial (i), la sección intermedia (ii) es más favorable.

(i) → Máxima sobrecarga 95 kN/m²

(ii) → Sobrecarga media 90 kN/m²

(i) SECCIÓN INICIAL.

a) Máximo axil + flector combinados.

El máximo axil corresponde a:

* Hipótesis empuje tierras
* Máxima reacción pantalla
* Máxima sobrecarga
* Máximo asiento global en la estructura

Si forma de los frentes pretensados del lado seguro

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno resulta que éste está totalmente traccionado.

→ Archivo SAP: CONTRABÓVEDA2.SDB (en Cruz Ronda/contrabóveda)

Combinación de acciones:

1,00 g + 1,50 Reac Pantallas + 1,50 Sobrecarga + 1,50 Asiento global

No tiene efecto ya que hay levantamiento en la contrabóveda

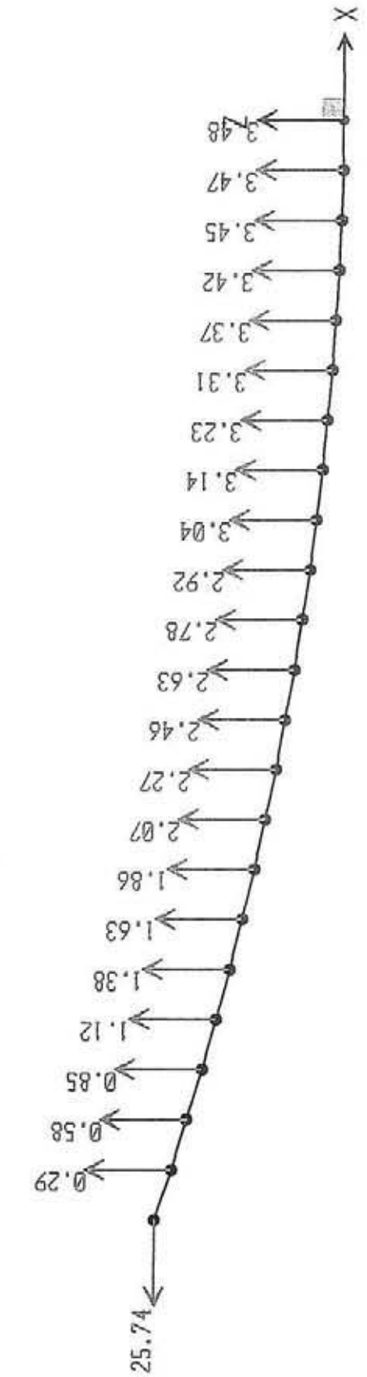
Para cargas permanentes, tráfico, etc. → ver Nota de Cálculo de la Contrabóveda del Arranque de Pretiles

(3)

NOTE BOOK

10/28/05 10:43:26

Reacciones contra el terreno debidas al peso propio.



SAP2000

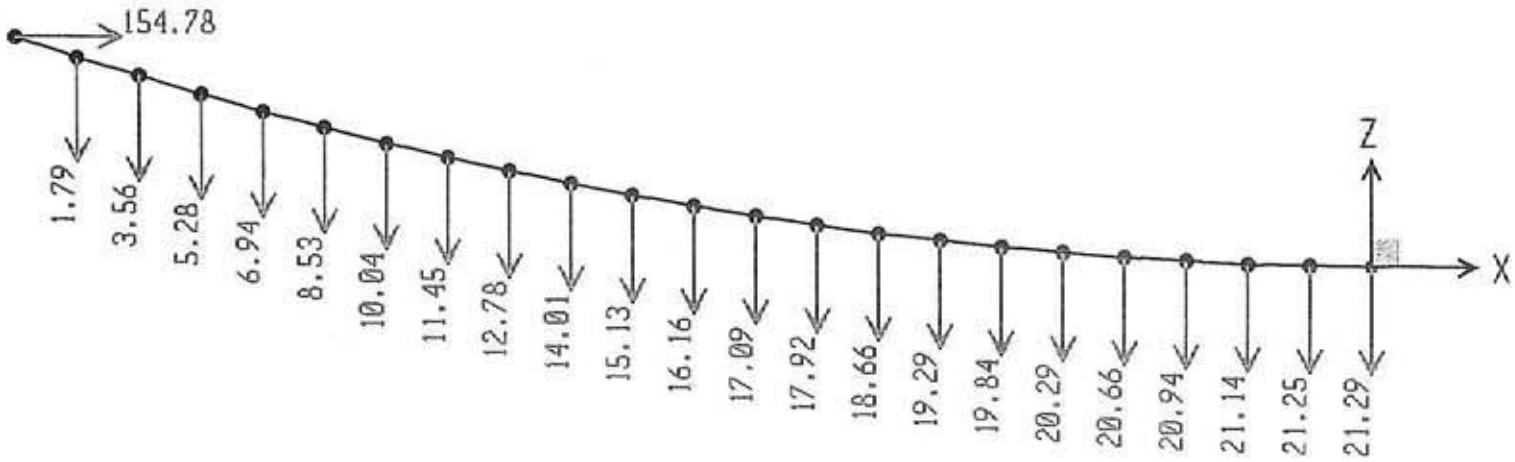
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (LOAD1) - KN, m, C Units

(4)

SAP2000

10/28/05 10:43:59

Reacciones contra el terreno debidas a la subpresión

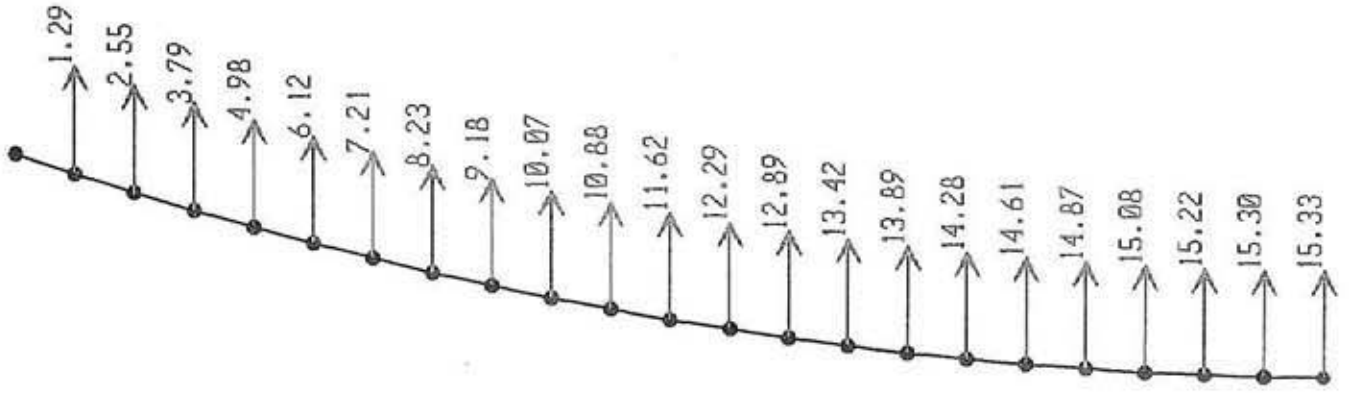


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

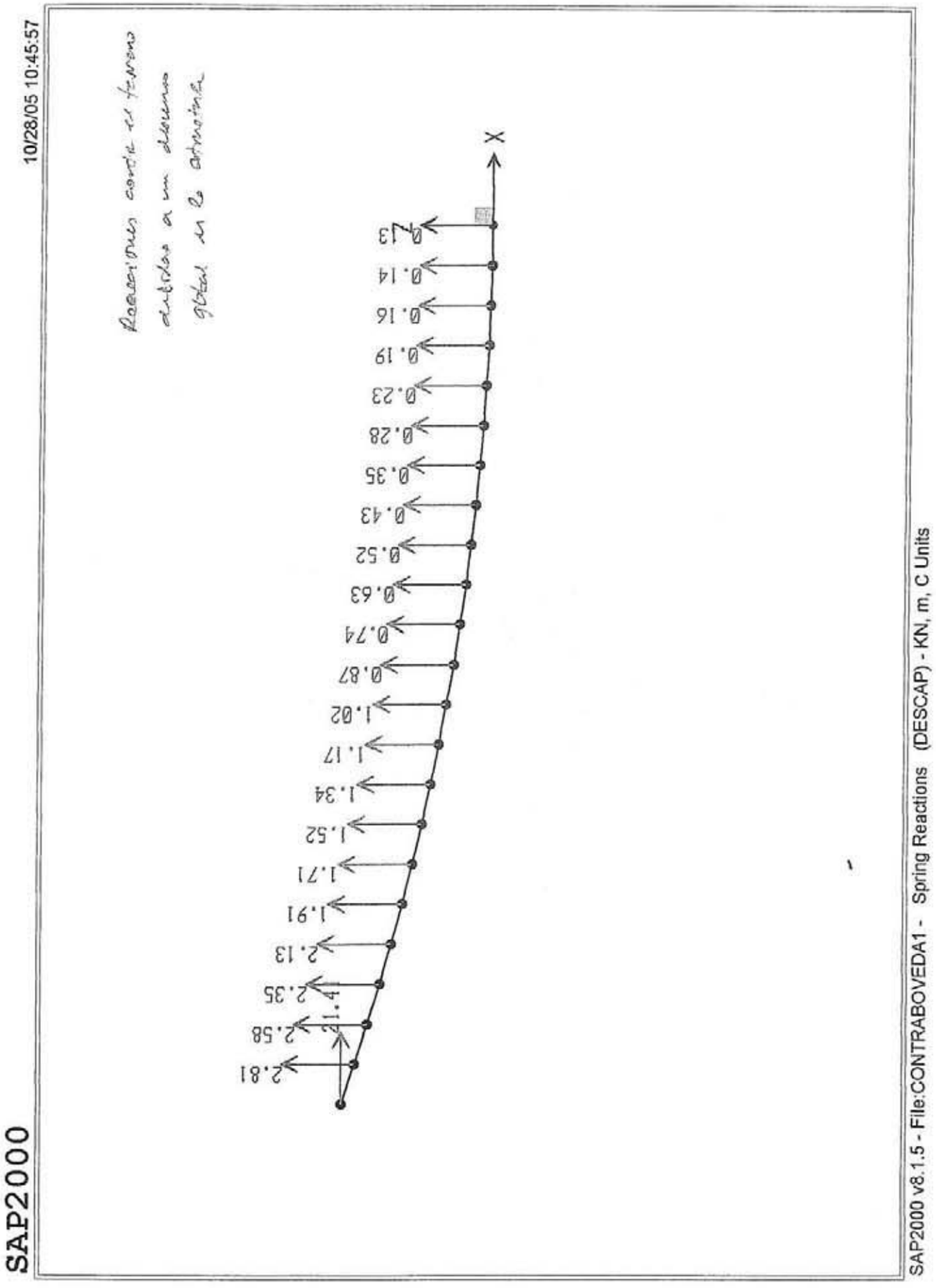
SAP2000

10/28/05 10:45:28

Reacciones contra el terreno debidas a la máxima reacción de apoyo de las pantallas en la contrabóveda



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMAX) - KN, m, C Units



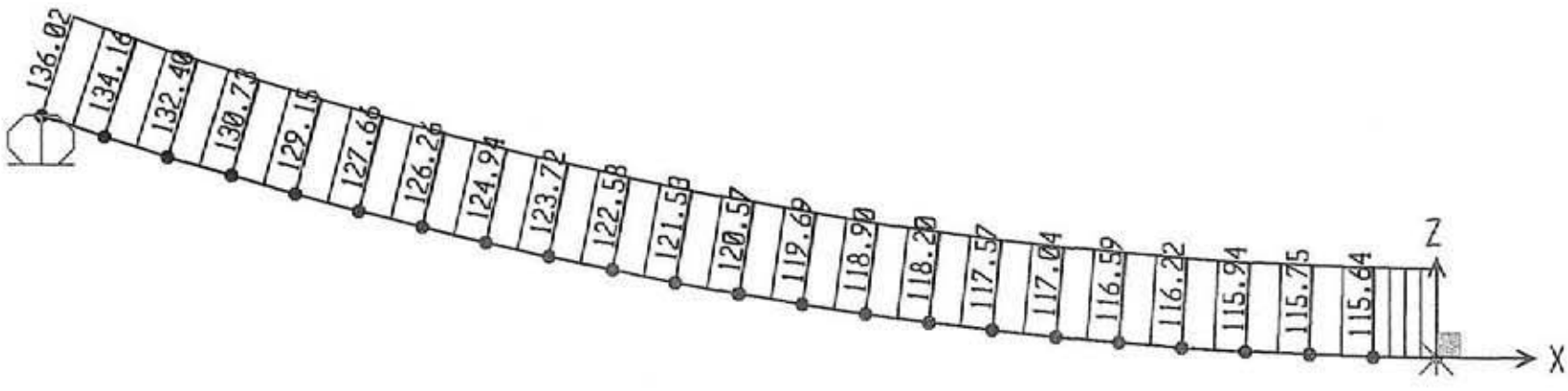
a) Hipótesis de máximo axil con flectores concomitantes:

g1	Axil de las pantallas	Subpresión	Descenso global	Total...	
0.29	1.29	-1.80	2.81	2.59	
0.58	2.55	-3.56	2.58	2.15	
0.85	3.79	-5.29	2.35	1.70	
1.12	4.98	-6.94	2.13	1.29	
1.38	6.13	-8.53	1.91	0.88	
1.63	7.20	-10.04	1.71	0.51	
1.86	8.22	-11.45	1.52	0.15	
2.07	9.18	-12.78	1.34	-0.19	
2.27	10.07	-14.01	1.17	-0.50	
2.46	10.88	-15.13	1.02	-0.77	
2.63	11.62	-16.16	0.87	-1.04	
2.78	12.29	-17.09	0.74	-1.28	
2.92	12.89	-17.92	0.63	-1.48	
3.04	13.43	-18.66	0.52	-1.67	
3.14	13.89	-19.29	0.43	-1.84	
3.23	14.28	-19.84	0.35	-1.98	
3.31	14.61	-20.30	0.28	-2.10	
3.37	14.87	-20.66	0.23	-2.19	
3.42	15.07	-20.94	0.19	-2.26	
3.45	15.21	-21.14	0.16	-2.32	
3.47	15.30	-21.26	0.14	-2.34	
3.48	15.33	-21.29	0.13	-2.35	

Levantamiento en retirn estos cuellos acaba por levantar toda la contabóveda.

SAP2000

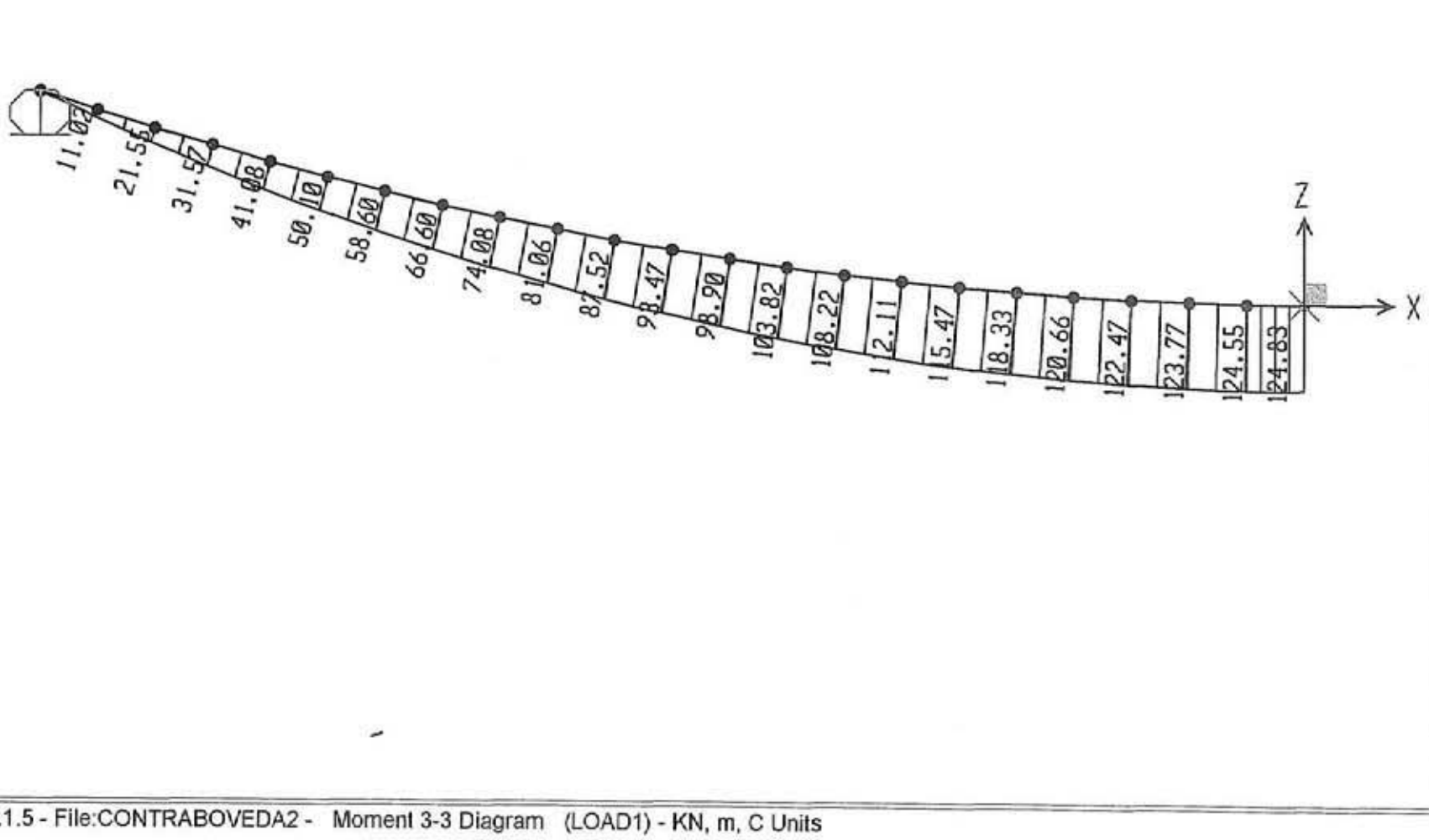
10/28/05 10:56:28



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

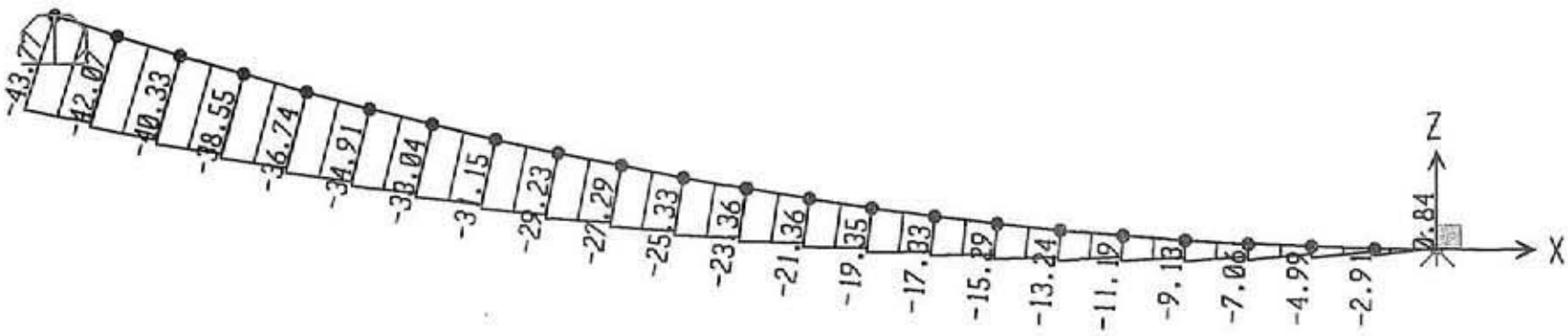
10/28/05 10:56:21



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

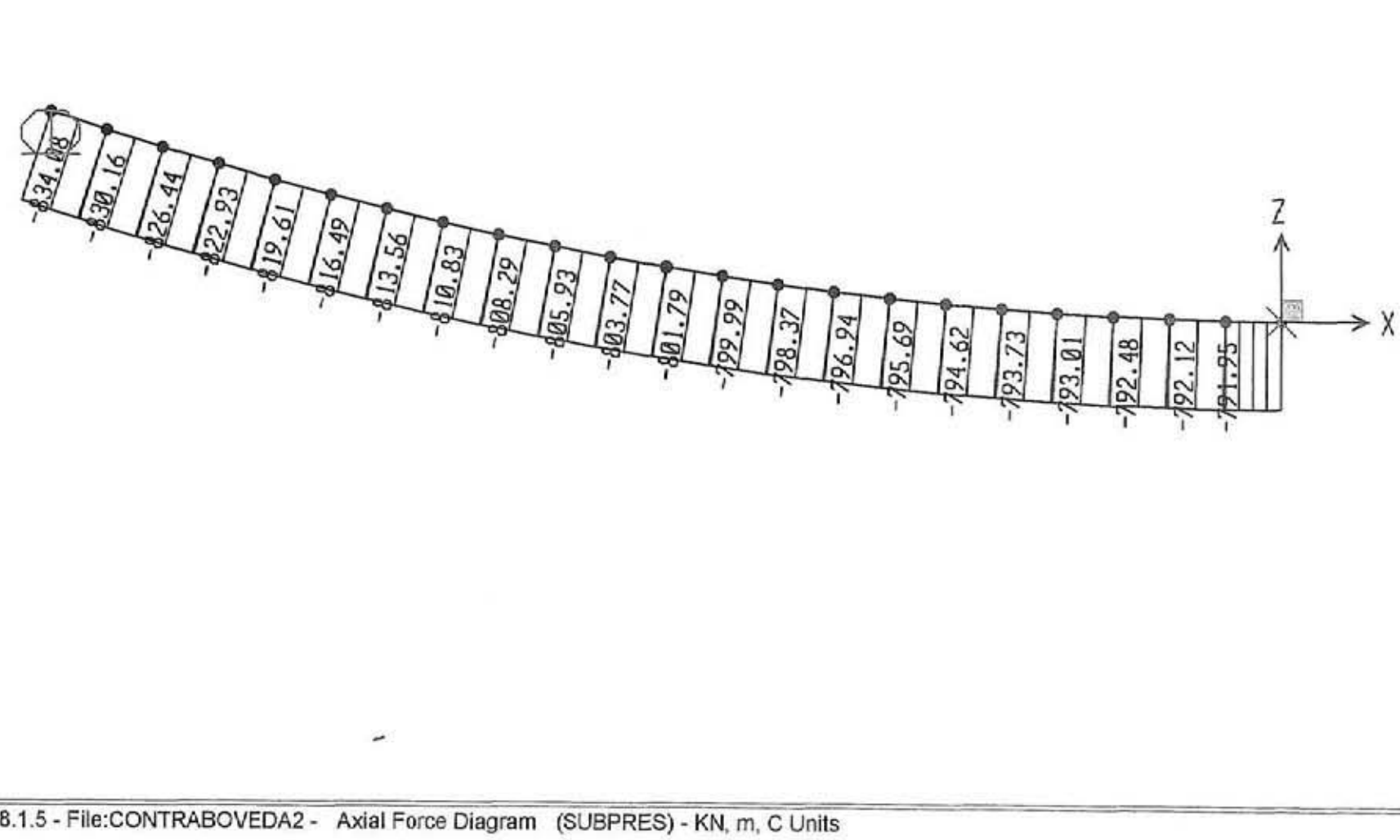
10/28/05 10:56:34



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

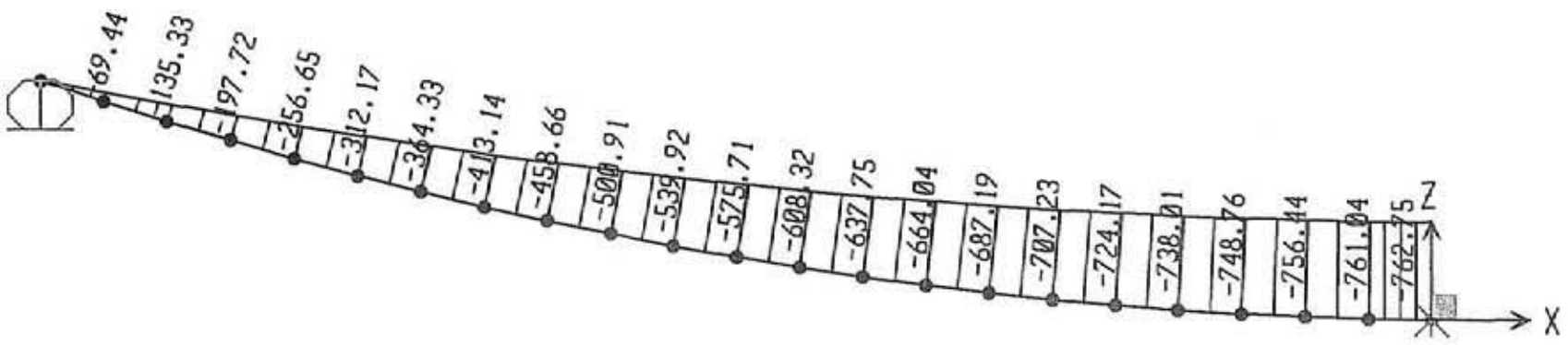
10/28/05 10:56:53



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000

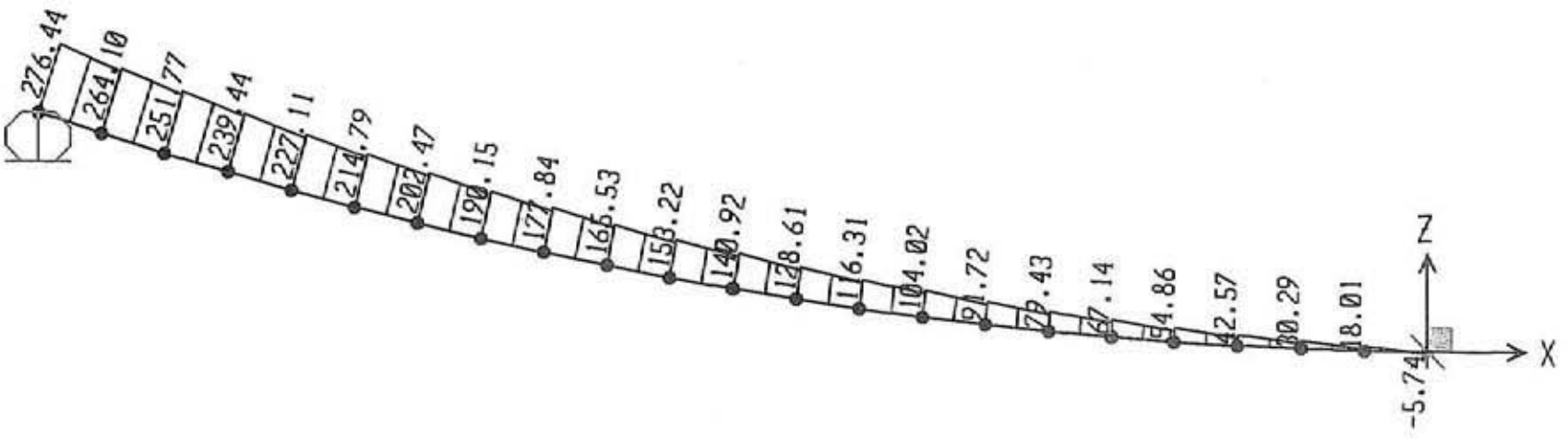
10/28/05 10:56:47



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

SAP2000

10/28/05 10:57:00

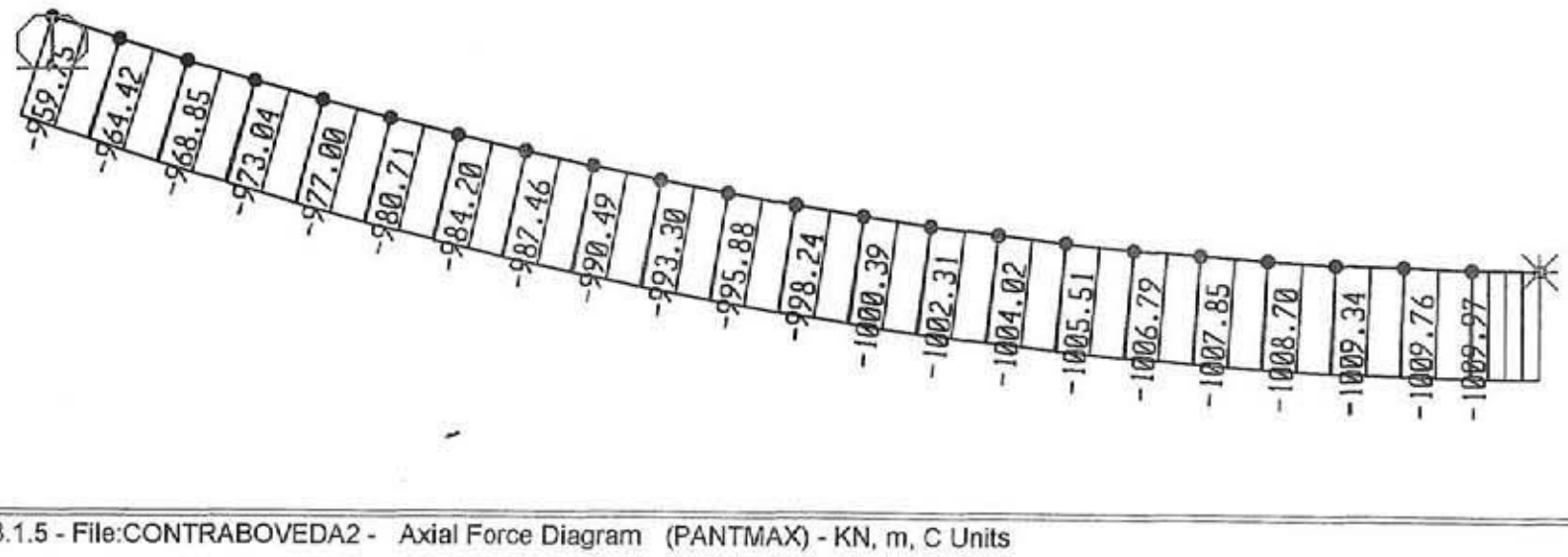


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (SUBPRES) - KN, m, C Units

278

SAP2000

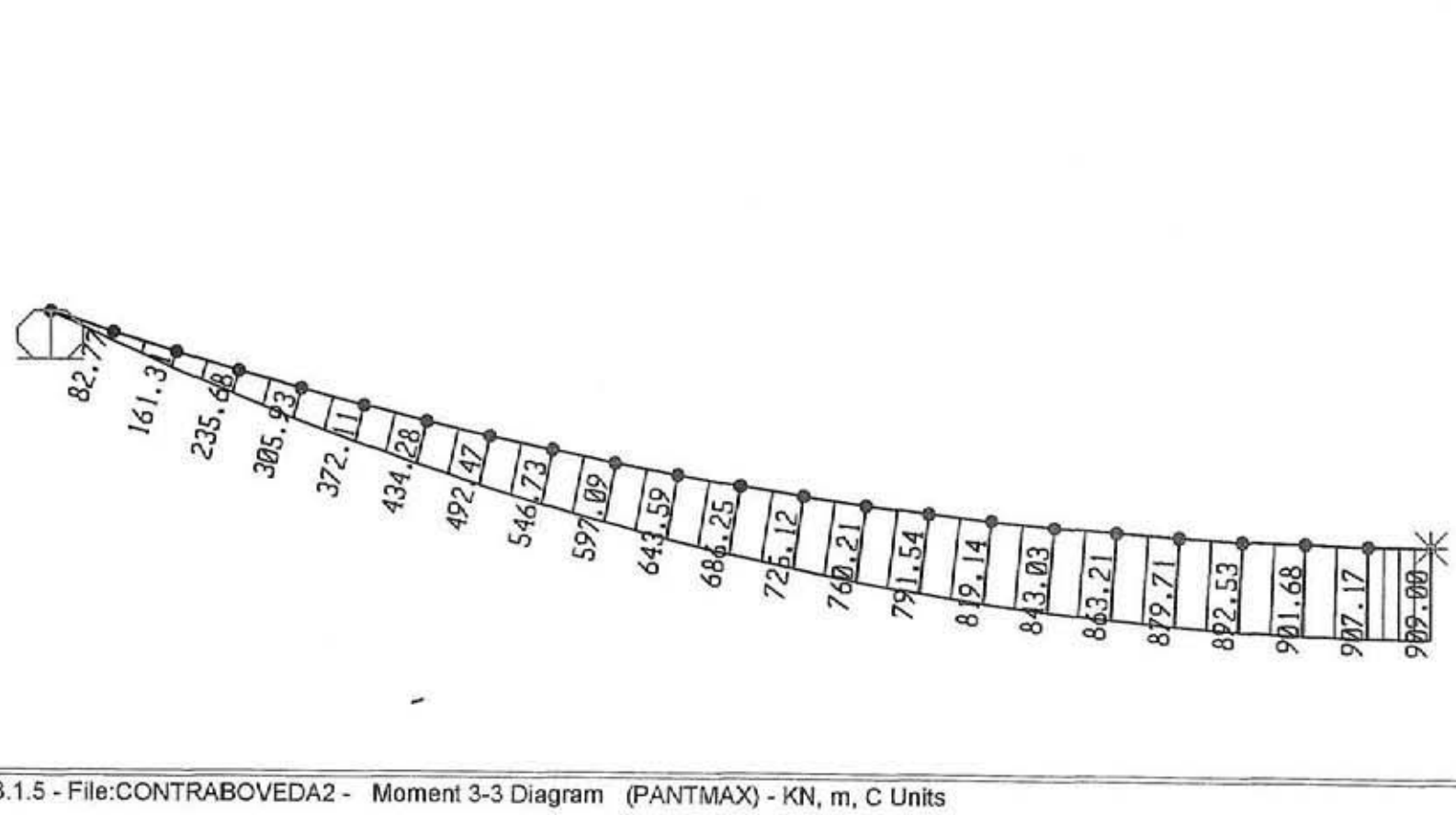
10/28/05 10:57:35



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

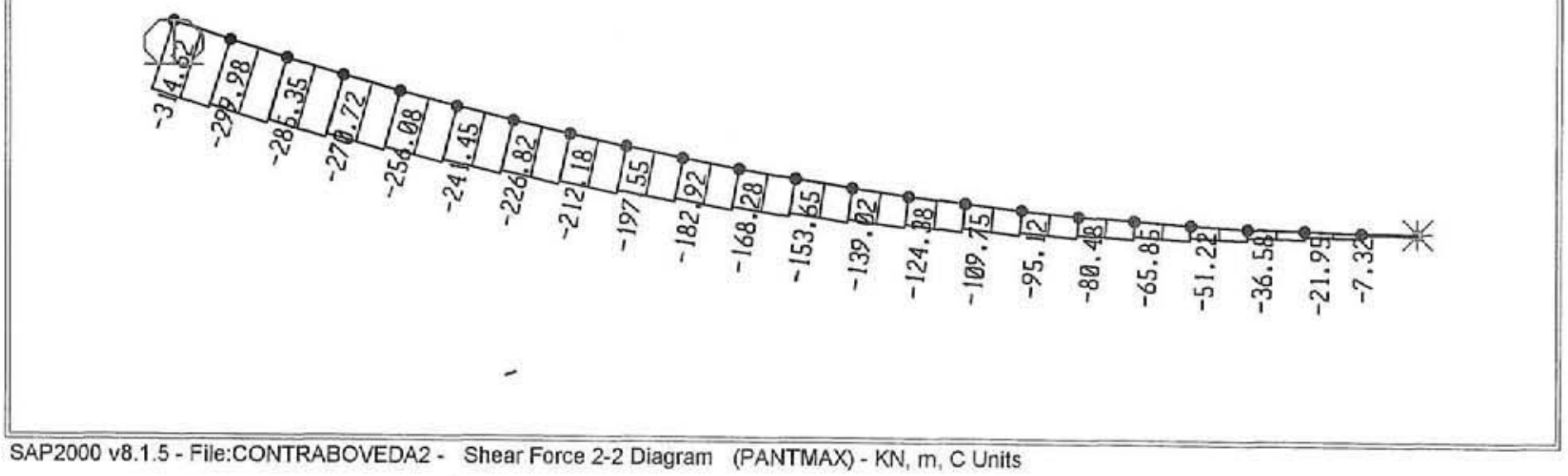
SAP2000

10/28/05 10:57:28



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

279



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO **0,60m**

MÁXIMO AXIL Y FLECTORES + CORTANTES CONCOMITANTES

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	834.08	959.75	2554.72	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	276.44	-314.60	-101.01
-134.16	830.16	964.43	2557.72	11.02	-69.44	82.79	31.05	-42.07	264.10	-299.98	-95.90
-132.4	826.43	968.85	2560.53	21.55	-135.32	161.31	60.53	-40.33	251.77	-285.36	-90.71
-130.73	822.92	973.02	2563.18	41.08	-197.71	235.66	98.01	-38.55	239.43	-270.71	-85.47
-129.15	819.60	977.00	2565.75	50.10	-256.66	305.91	123.99	-36.74	227.10	-256.09	-80.22
-127.66	816.49	980.72	2568.16	58.60	-312.18	372.13	148.52	-34.91	214.79	-241.44	-74.87
-126.26	813.56	984.18	2570.35	66.60	-364.33	434.26	171.50	-33.04	202.47	-226.81	-69.56
-124.94	810.83	987.45	2572.47	74.08	-413.15	492.46	193.05	-31.15	190.16	-212.19	-64.21
-123.72	808.28	990.50	2574.45	81.06	-458.65	546.71	213.15	-29.23	177.83	-197.54	-58.80
-122.58	805.93	993.29	2576.24	87.52	-500.91	597.08	231.78	-27.29	165.52	-182.92	-53.39
-121.53	803.76	995.88	2577.93	93.47	-539.91	643.57	248.96	-25.33	153.22	-168.27	-47.89
-120.57	801.78	998.22	2579.44	98.90	-575.71	686.25	264.70	-23.36	140.91	-153.65	-42.46
-119.69	799.99	1000.37	2580.85	103.82	-608.31	725.11	279.02	-21.36	128.62	-139.03	-36.97
-118.9	798.37	1002.29	2582.10	108.22	-637.75	760.19	291.87	-19.35	116.31	-124.37	-31.45
-118.2	796.95	1003.99	2583.21	112.11	-664.04	791.54	303.37	-17.33	104.01	-109.75	-25.94
-117.57	795.69	1005.50	2584.22	115.47	-687.19	819.12	313.37	-15.29	91.72	-95.13	-20.41
-117.04	794.62	1006.78	2585.07	118.33	-707.24	843.01	321.98	-13.24	79.44	-80.48	-14.80
-116.59	793.73	1007.84	2585.76	120.66	-724.16	863.20	329.22	-11.19	67.14	-65.86	-9.26
-116.22	793.02	1008.68	2586.32	122.47	-738.00	879.69	335.00	-9.13	54.86	-51.20	-3.64
-115.94	792.49	1009.32	2586.76	123.77	-748.75	892.51	339.40	-7.06	42.57	-36.58	1.92
-115.75	792.12	1009.77	2587.09	124.55	-756.43	901.68	342.42	-4.99	30.29	-21.96	7.50
-115.64	791.95	1009.96	2587.22	124.83	-761.05	907.16	344.00	-2.91	18.01	-7.31	13.14
-115.64	791.95	1009.96	2587.22	124.83	-762.75	908.99	344.20	-0.84	5.73	0.00	7.76
			2587.22				344.20				-101.01

1,00 g1 + 1,50 Reacc. Pant. + 1,50 · Subpresión.

Verificación a flexión.

M_{rd} = 344,2 KN.m/m

M_{sd} = 2577,22 KN/m

C_{SA} = 2,0 (5)

Verificación a cortante

V_{rd} = 101 KN/m

V_{sd} = 2500 KN/m

A_s = 10,06 cm²/m

Cortante último sin armadura de cortante V_{rd} = 506 KN/m

C_{SA} = 5,0 (6).

C65. Acil reducido.

A_c = 0,60 m²/m

V_{sd} = 2600 KN/m

$\nu = \frac{n_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2,60 \text{ MN/m}}{0,60 \text{ m}^2/\text{m} \cdot \frac{25 \text{ MPa}}{1,50}} = 0,26$

cualquier aumento de acil hace aumentar la resistencia a flexión

(7)

b) Mínimo axil + flector concomitante

El axil mínimo se obtiene con:

- Peso propio g_1
- Cargas permanentes g_2
- Tráfico favorable
- Reacción mínima en las pantallas

(Ver Code según no se considera la sobrecarga en la Unitante)

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el frente en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente comprimido.

- Análisis SAP "CONTRAFRENTE 1.5D3" (En CARGAS / CONTRAFRENTE)

Combinación de acciones

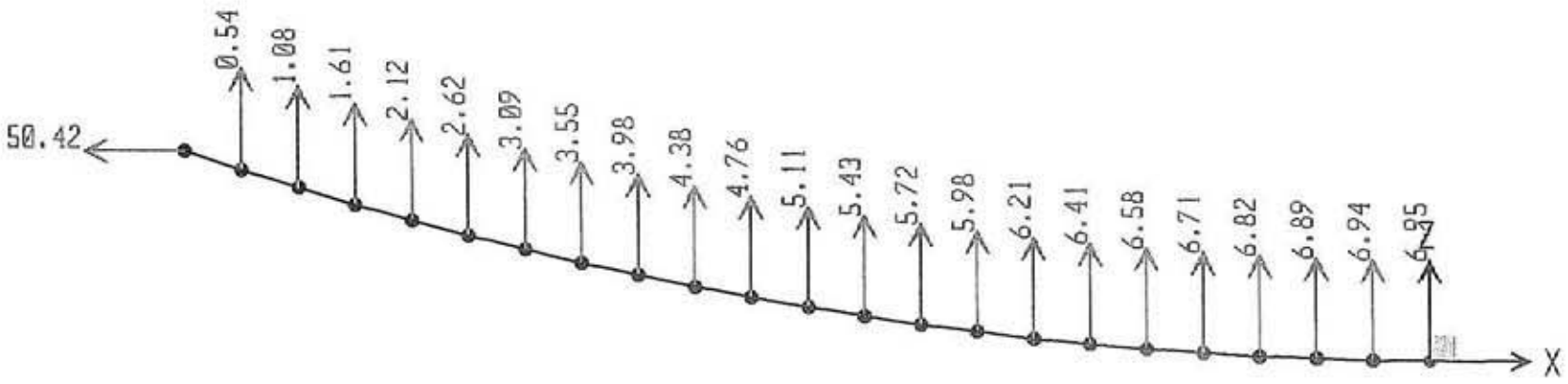
1,35 g_1 + 1,50 g_2 + 1,50 Tráfico + 1,00 Reacción pantallas

(20)

SAP2000

10/28/05 12:13:26

Reacciones contra el terreno debidas a las cargas permanentes.



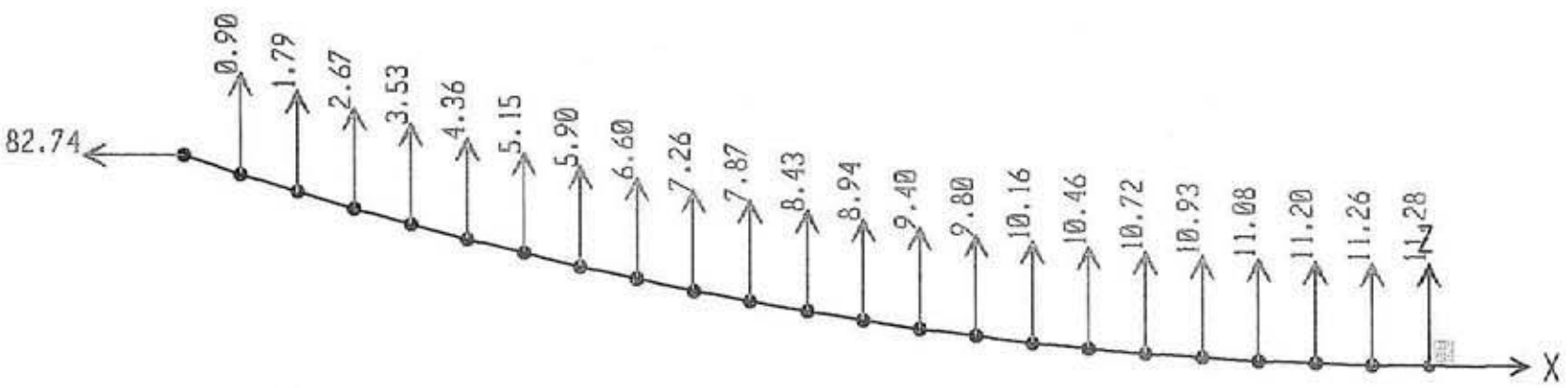
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

(12)

SAP2000

10/28/05 12:13:41

Reacciones contra el terreno debidas a la acción del tráfico ferroviario



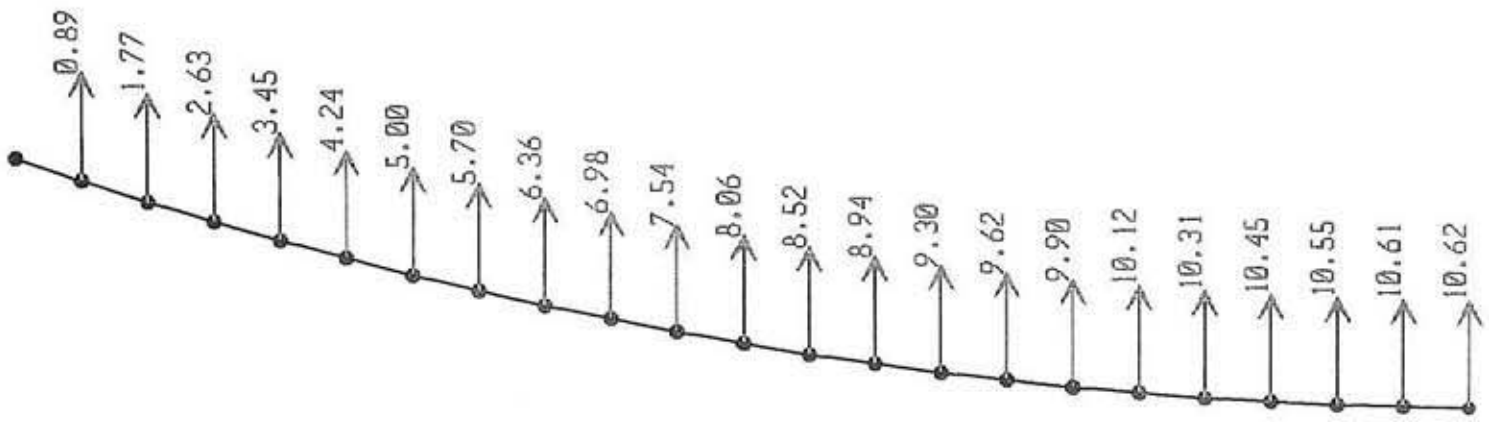
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (TRAFICO) - KN, m, C Units

(12) 282

SAP2000

10/28/05 12:13:57

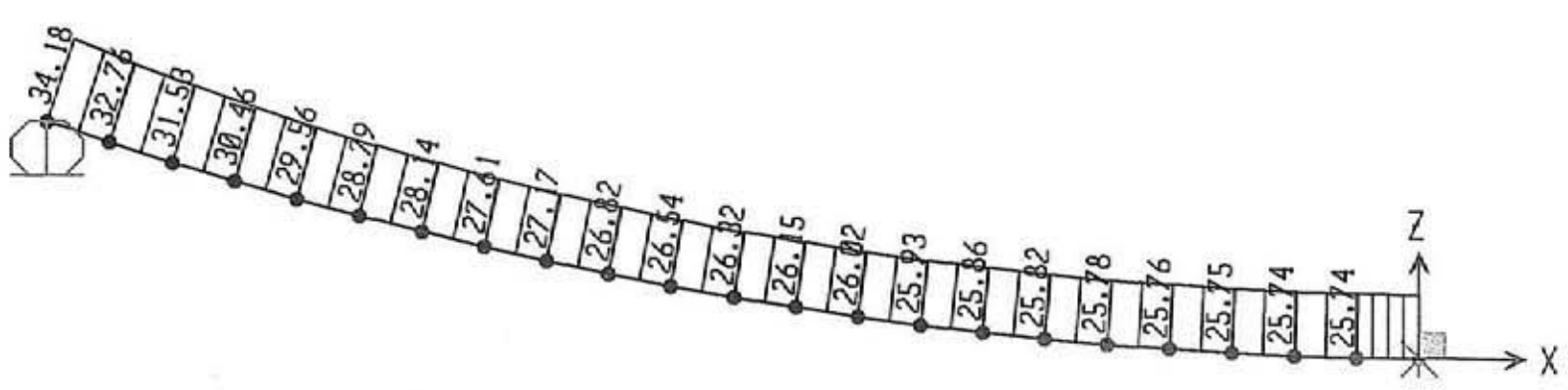
Reacciones contra el terreno debidas a la reacción (cimbra) de apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda



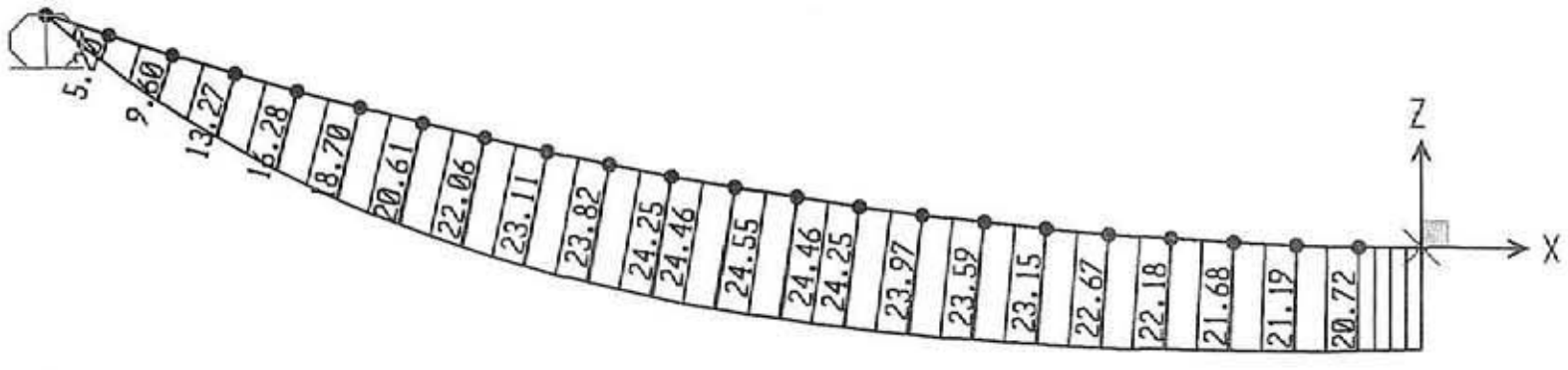
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Spring Reactions (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000

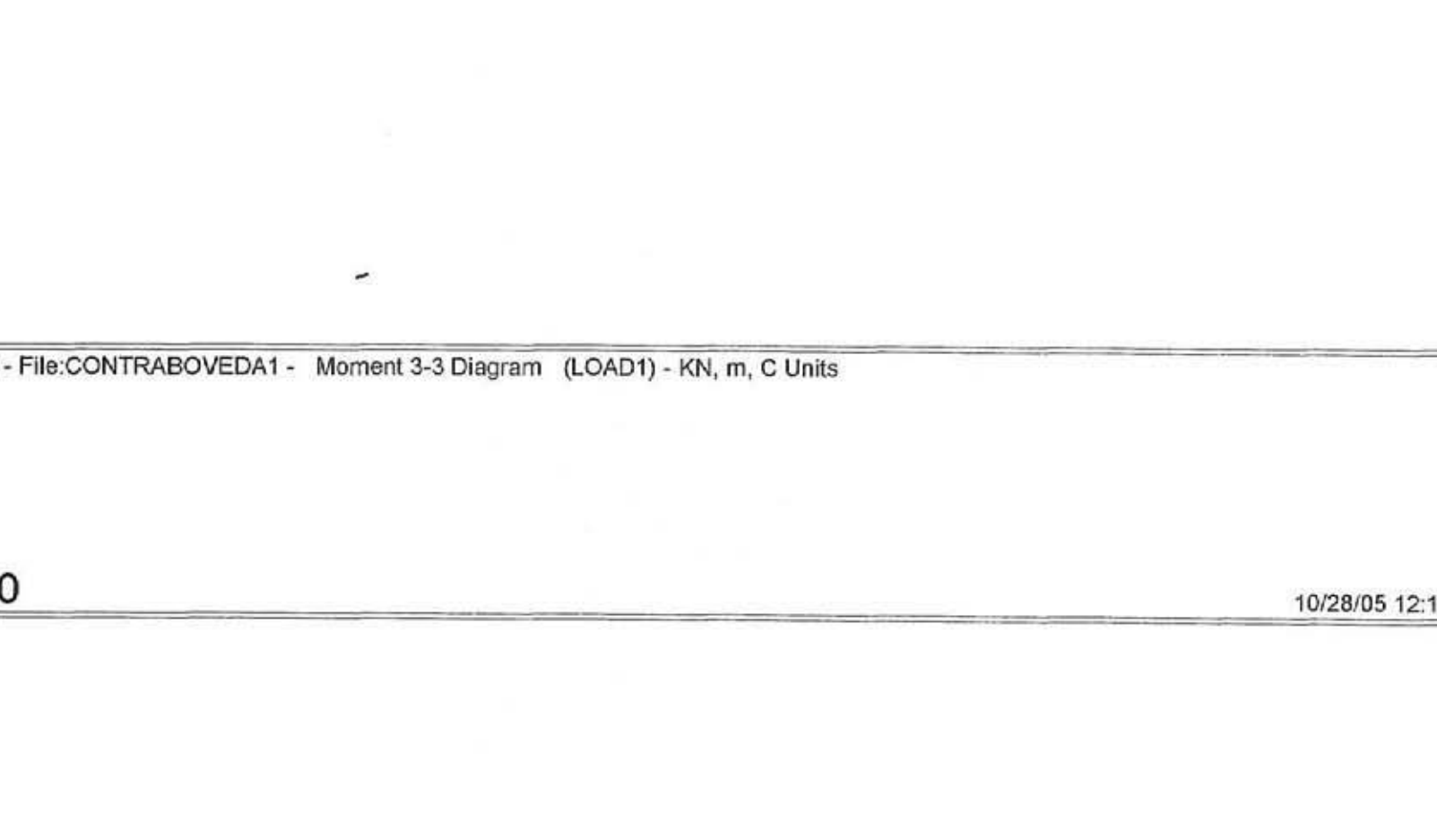
10/28/05 12:16:30



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units



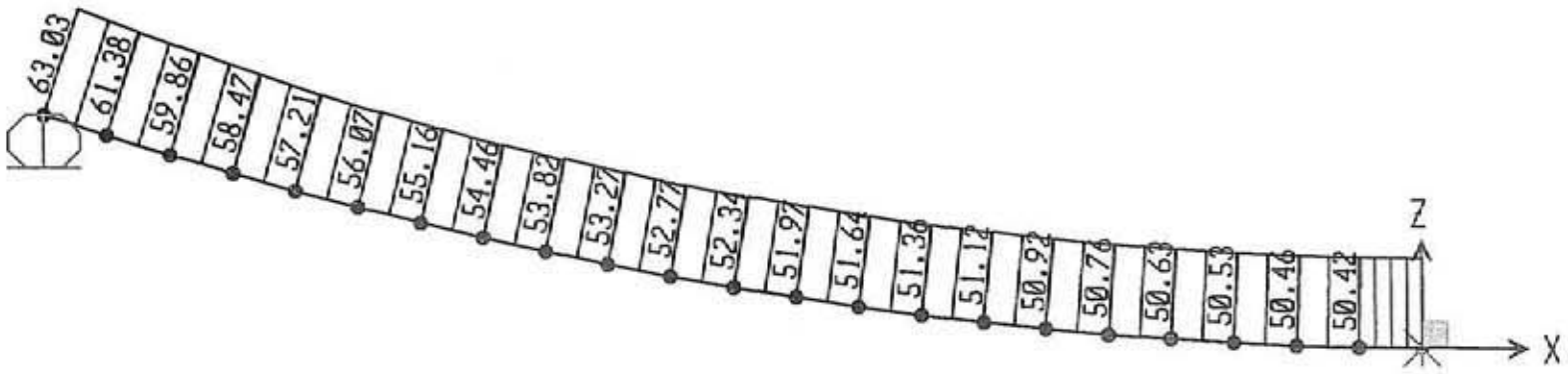
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

10/28/05 12:17:01



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (G2) - KN, m, C Units

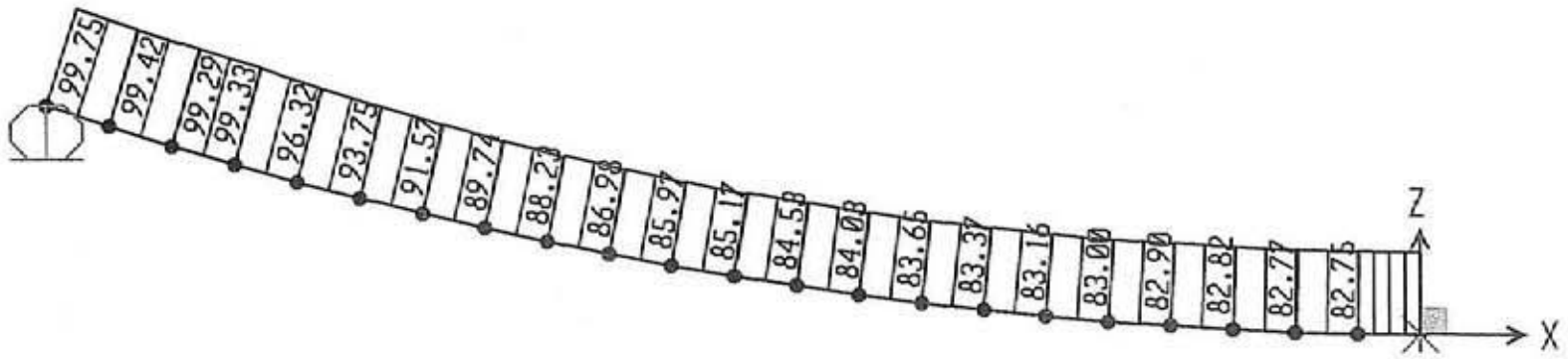
SAP2000

10/28/05 12:16:52

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (G2) - KN, m, C Units

SAP2000

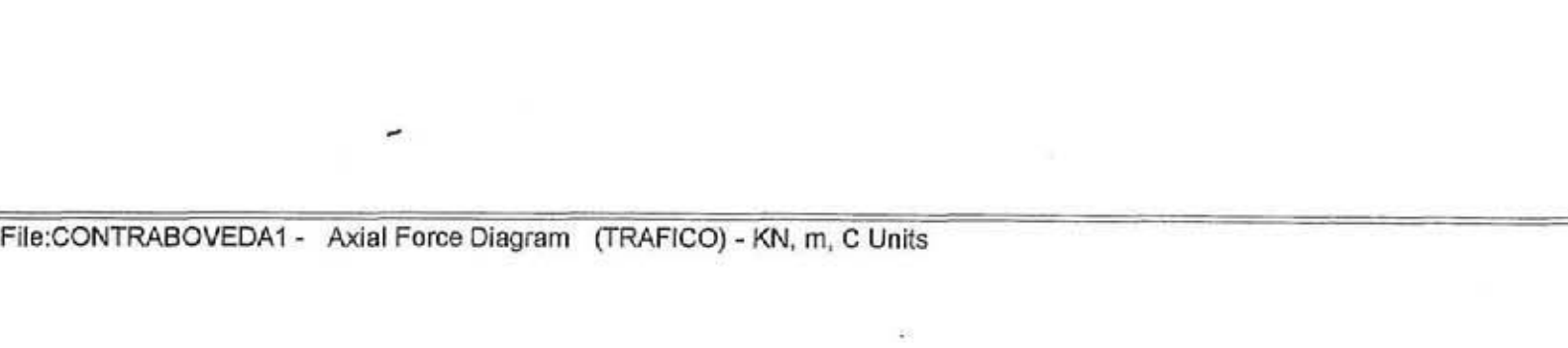
10/28/05 12:17:33



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

SAP2000

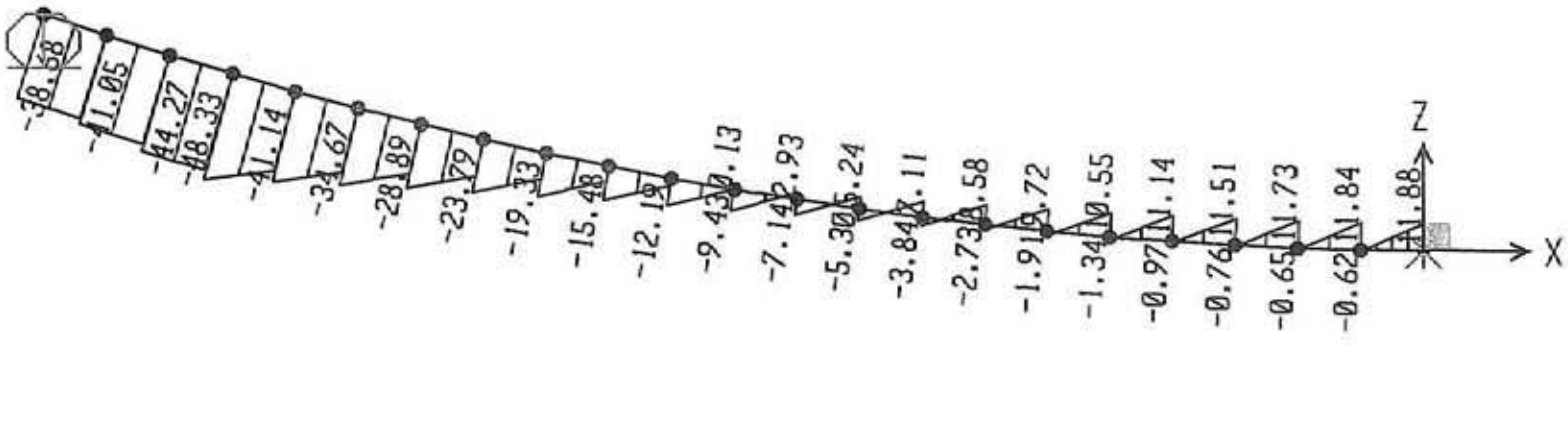
10/28/05 12:17:25



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

SAP2000

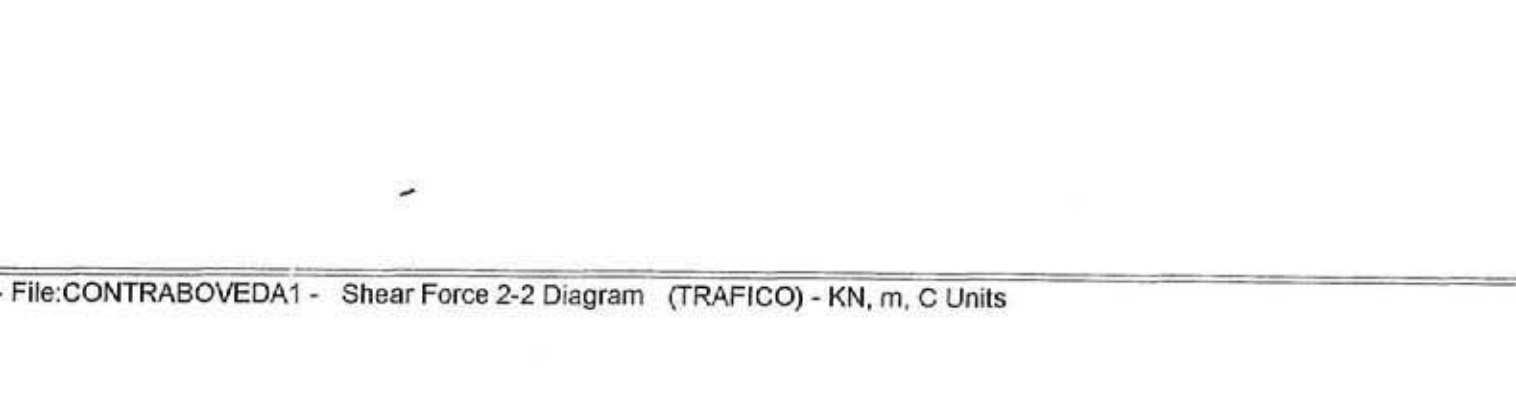
10/28/05 12:17:39



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (TRAFICO) - KN, m, C Units

SAP2000

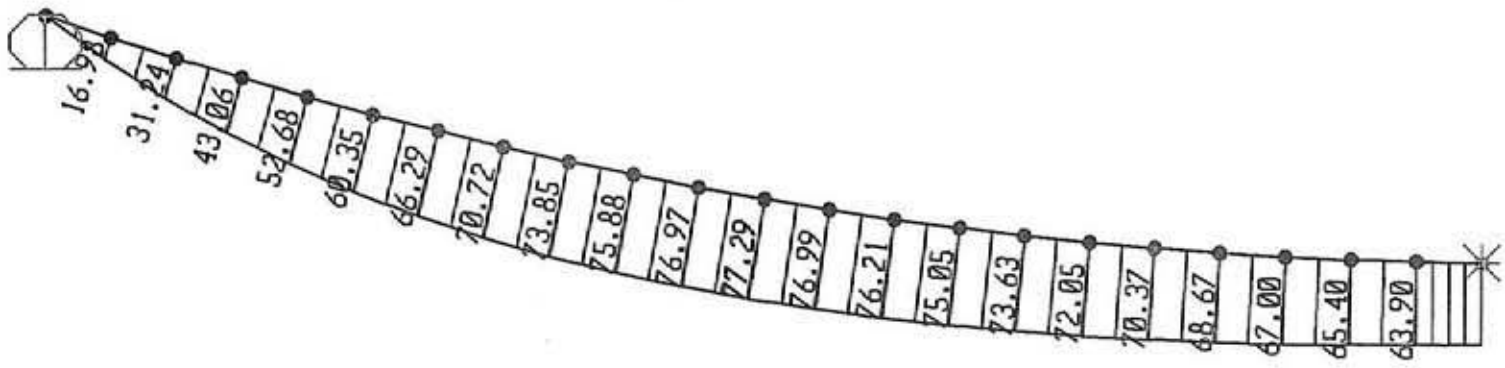
10/28/05 12:18:09



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000

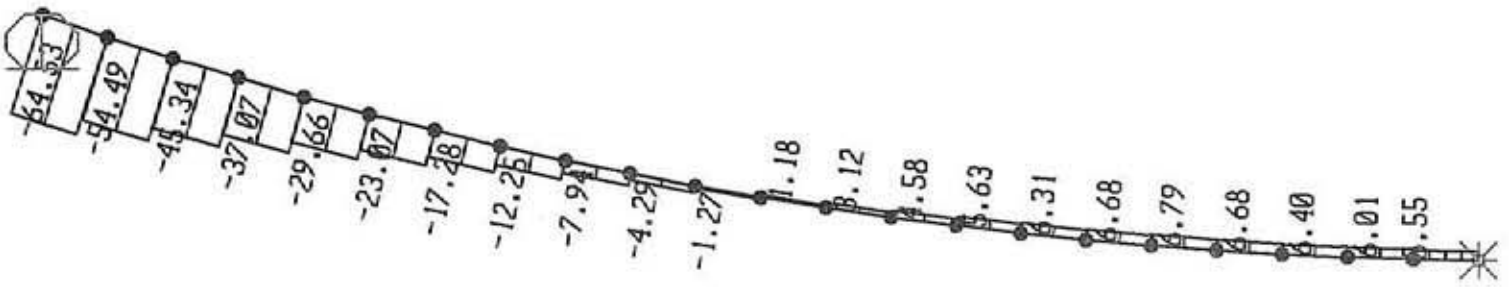
10/28/05 12:18:00



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000

10/28/05 12:18:17



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

2288

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÍNIMO AXIL CON FLECTORES CONCOMITANTES:

AXILES						FLECTORES					
						CORTANTES					
g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO		g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO	
	-34.18	-63.03	-99.75	715.50	425.18		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-32.76	-61.38	-99.42	716.14	430.71		5.20	7.45	10.18	16.98	50.44
	-31.53	-59.86	-99.29	716.37	435.08		9.60	14.06	20.92	31.25	95.68
	-30.46	-58.47	-99.33	716.28	438.45		13.27	19.67	32.46	43.06	139.47
	-29.56	-57.21	-96.32	715.87	445.67		16.28	24.86	43.44	52.68	177.14
	-28.79	-56.07	-93.75	715.23	451.63		18.70	29.14	52.51	60.35	208.07
	-28.14	-55.16	-91.57	714.37	456.28		20.61	32.72	59.87	66.29	233.00
	-27.61	-54.46	-89.74	713.34	459.77		22.06	35.81	65.72	70.72	252.79
	-27.17	-53.82	-88.23	712.21	462.45		23.11	38.48	70.24	73.86	268.14
	-26.82	-53.27	-86.98	710.98	464.40		23.82	40.77	73.61	75.88	279.61
	-26.54	-52.77	-85.97	709.71	465.77		24.25	42.70	75.98	76.97	287.73
	-26.32	-52.34	-85.17	708.43	466.63		24.55	44.30	77.51	77.29	293.15
	-26.15	-51.97	-84.53	707.16	467.11		24.46	45.60	78.33	76.99	295.91
	-26.02	-51.64	-84.03	705.94	467.31		24.25	46.61	78.85	76.20	297.13
	-25.93	-51.36	-83.65	704.79	467.27		23.97	47.37	78.44	75.05	296.12
	-25.86	-51.12	-83.37	703.72	467.07		23.59	47.89	77.75	73.63	293.94
	-25.82	-50.92	-83.16	702.77	466.79		23.15	48.47	76.87	72.05	291.31
	-25.78	-50.76	-83	701.93	466.49		22.67	48.46	75.79	70.36	287.36
	-25.76	-50.63	-82.9	701.24	466.17		22.18	48.26	74.56	68.67	282.84
	-25.75	-50.53	-82.82	700.69	465.90		21.68	47.89	73.24	67.00	277.96
	-25.74	-50.46	-82.77	700.30	465.70		21.19	47.41	71.87	65.40	272.92
	-25.74	-50.42	-82.75	700.06	465.56		20.72	46.79	70.47	63.89	267.75
	-25.74	-50.42	-82.75	700.06	465.56		20.72	46.79	70.47	63.89	267.75
					425.18						297.13

-197.39

-197.39

$1.35 G1 + 1.35 G2 + 1.50 Tráfico + 1.00 Reac. pantalla$

Cam Tunis 28-Oct-05

Verificación en pantalla informática de Hormigón

Verificación a flexión:

$M_{Sd} = 297,5$ kN·m/m

$M_d = 425$ kN/m

$C_{SA} = 4,19$ (B21)

Verificación a cortante:

$V_d = 425$ kN/m

$V_{Sd} = 197,4$ kN/m

$A = 10.055$ cm²/m

Cortante último en armadura transversal $V_u = 275$ kN/m

(B21)

($C_{SA} = 4,139$)

Obs: cuando sobre la subpresión disminuye el flector y aumenta el axil — más favorable

NOTE BOOK

c) Máximo flector con axil + flectores concomitantes

c-f) Máximo flector positivo con axil concomitante

(Descontando fibra inferiores)

Se obtiene con:

- Su propio g_1
- Carga permanente g_2
- Trafico
- Reacción uniforme en las pantallas sobre la contrabóveda

Del lado seguro de la comprobación se considera la actuación de la subpresión, la contemplada en la comprobación y no es significante con el resto

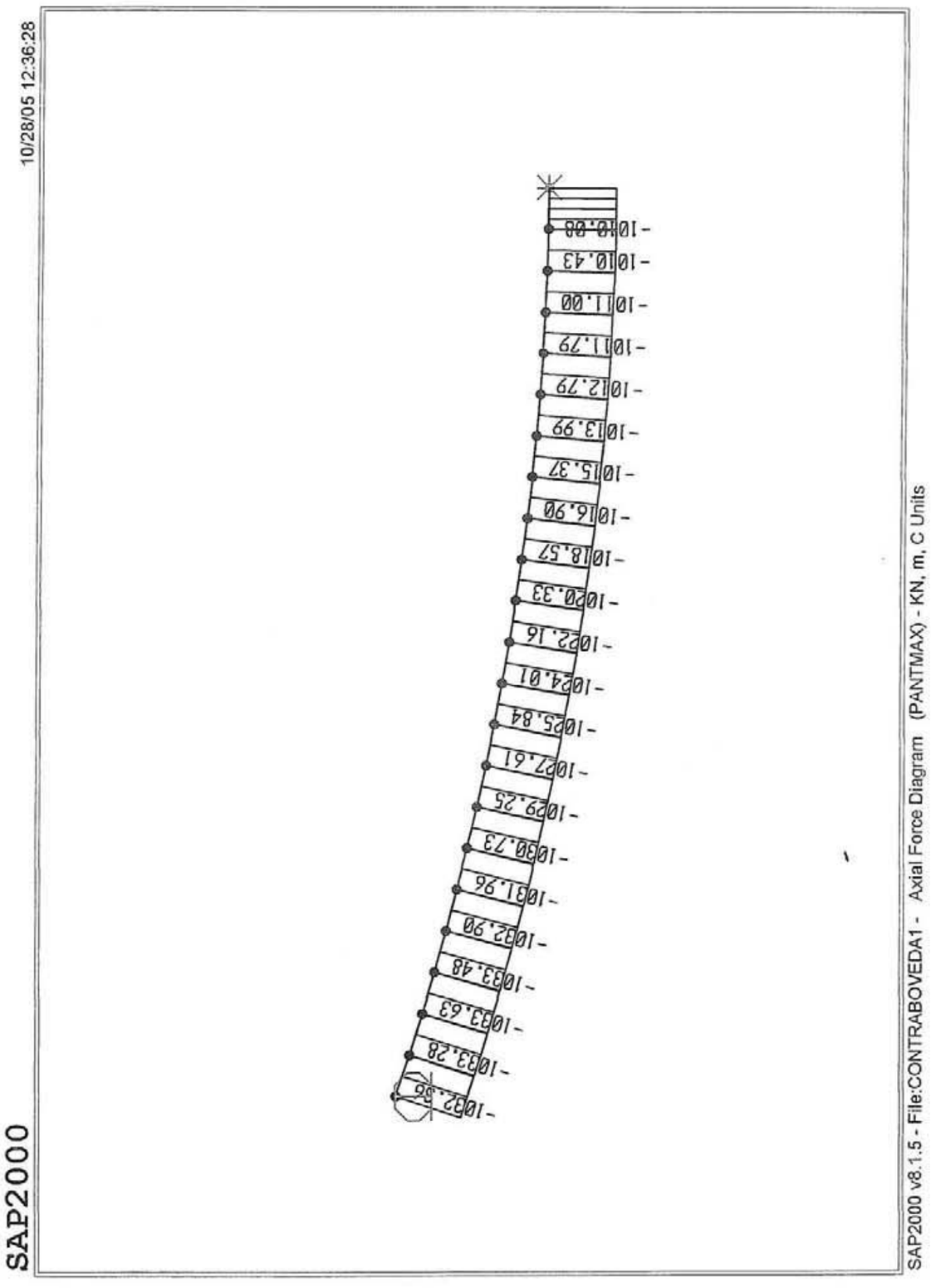
Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en los apoyos anteriores resulta que éste está totalmente comprimido

↑ Pueden consultarse en los apoyos a) y b) anteriores

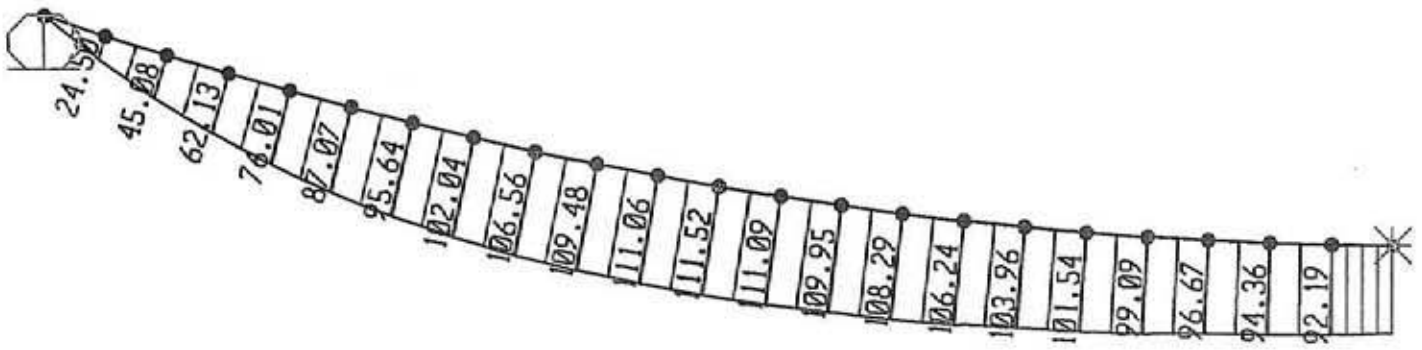
Combinación de acciones

$1{,}35\ g_1 + 1{,}50\ g_2 + 1{,}50 \cdot \text{Trafico} + 0{,}50 \cdot \text{Reacción pantallas}$



SAP2000

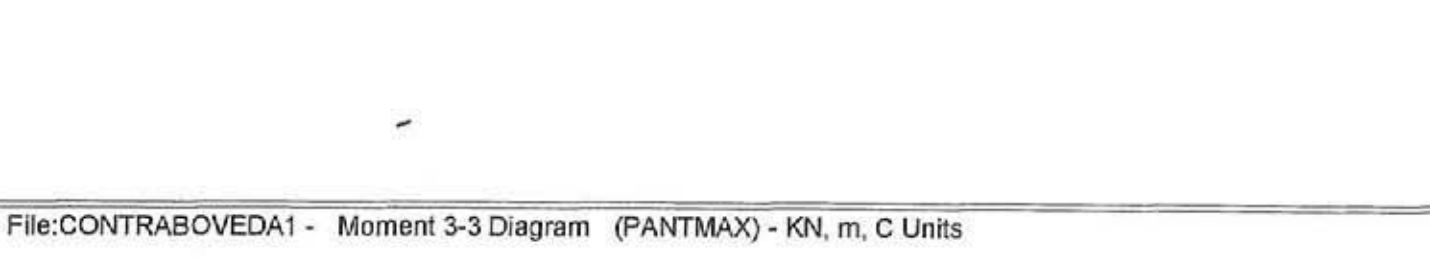
10/28/05 12:35:11



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

SAP2000

10/28/05 12:36:41



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA1 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMAX) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMO FLECTOR CON AXILES CONCOMITANTES:

AXILES

g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-34.18	-63.03	-99.75	1032.36	1258.23
-32.78	-61.38	-99.42	1033.27	1264.48
-31.53	-59.86	-99.29	1033.62	1269.14
-30.46	-58.47	-99.33	1033.47	1272.39
-29.56	-57.21	-96.32	1032.90	1279.15
-28.79	-56.07	-93.75	1031.96	1284.34
-28.14	-55.16	-91.57	1030.72	1288.00
-27.61	-54.46	-89.74	1029.25	1290.30
-27.17	-53.82	-88.23	1027.60	1291.64
-26.82	-53.27	-86.98	1025.84	1292.17
-26.54	-52.77	-85.97	1024.00	1292.06
-26.32	-52.34	-85.17	1022.15	1291.43
-26.15	-51.97	-84.53	1020.33	1290.44
-26.02	-51.64	-84.03	1018.57	1289.22
-25.93	-51.36	-83.65	1016.90	1287.83
-25.86	-51.12	-83.37	1015.36	1286.40
-25.82	-50.92	-83.16	1013.99	1285.00
-25.78	-50.76	-83	1012.78	1283.73
-25.76	-50.63	-82.9	1011.78	1282.61
-25.75	-50.53	-82.82	1011.00	1281.71
-25.74	-50.46	-82.77	1010.42	1281.03
-25.74	-50.42	-82.75	1010.08	1280.62
-25.74	-50.42	-82.75	1010.08	1280.62
				1258.23

(MÁXIMO FLECTOR POSITIVO)

FLECTORES

g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.20	7.45	10.18	24.50	70.21
9.60	14.06	20.92	45.06	133.06
13.27	19.87	32.46	62.13	189.60
16.28	24.88	43.44	76.01	238.47
18.70	29.14	52.51	87.07	278.33
20.61	32.72	59.87	95.64	310.17
22.06	35.61	65.72	102.04	335.13
23.11	38.48	70.24	106.56	354.12
23.82	40.77	73.61	109.46	367.95
24.25	42.70	75.98	111.06	377.35
24.55	44.30	77.51	111.52	383.14
24.46	45.60	78.33	111.09	385.55
24.25	46.61	78.85	109.95	385.86
23.97	47.37	78.44	108.29	383.51
23.59	47.89	77.75	106.24	379.67
23.15	48.47	76.87	103.95	375.19
22.67	48.46	75.79	101.54	369.29
22.18	48.26	74.56	99.09	362.80
21.68	47.89	73.24	96.67	355.97
21.19	47.41	71.87	94.36	349.07
20.72	46.79	70.47	92.19	342.14
20.72	46.79	70.47	92.19	342.14
				385.86

CORTANTES

g1	g2	Tráfico	Reac. Pant.	COMBO
-21.65	-30.41	-38.68	-93.11	-272.53
-18.67	-27.59	-41.05	-78.63	-246.10
-15.95	-24.81	-44.27	-65.42	-223.28
-13.48	-22.08	-48.33	-53.49	-204.05
-11.26	-19.43	-41.14	-42.79	-170.23
-9.27	-16.85	-34.67	-33.29	-139.73
-7.52	-14.85	-28.89	-24.94	-113.18
-5.99	-13.45	-23.79	-17.68	-90.47
-4.67	-12.12	-19.33	-11.46	-70.66
-3.55	-10.87	-15.48	-6.19	-53.61
-2.5	-9.72	-12.19	-1.83	-38.98
-1.5	-8.66	-9.43	1.71	-26.59
1.50	-7.67	-4.15	4.50	-8.95
2.54	-6.75	0	6.61	3.22
3.02	-5.90	3.11	8.13	12.08
3.38	-3.50	5.70	9.11	21.53
3.62	-3.50	8.00	9.64	26.09
3.78	0.00	9.22	9.79	33.62
3.85	3.75	10.95	9.64	41.70
3.86	3.75	11.51	9.24	41.97
3.83	3.75	11.73	8.68	41.41
3.76	3.75	11.84	8.01	40.48
3.66	3.75	11.88	8.01	40.40
				-272.53

1,35 g_1 + 1,50 g_2 + 1,50 Tráfico + 1,50 · Reac. pantallas.

(12)

Cota Tercio

Ventilación de cocinas

$V_{ent} = 385,86$ kN/metro · $C_{SA} = 4,82$

$V_{ent} = 1257,23$ kN/m

$V_{ent} = 1257$ kN/m

$A_s = 10052 mm^2/m$

Cortante último pie arranque Contrabóveda $V_d = 385$ kN/m

$C_{SA} = 4,910$

Ventilación pie de cocinas

$V_{ent} = 2142,53$ kN/m

$V_{ent} = 2142$ kN/m

$A_s = 17132 mm^2/m$

Cav Tunnels 29-Oct-05

C2) Máximo momento flector negativo + axil concomitante

(Traccionando fibra superior)

Se obtiene el máximo momento negativo cuando actúa:

- Peso propio TL
- Máxima subpresión
- Mínima reacción en las pantallas
- Descenso global en la estructura (H) ← Si hay pretensamiento no tiene efecto

Determinación del esquema estático (CERO)

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que el tramo está totalmente traccionado (Ver hipótesis a), b), c) anteriores)

Análisis SAP: CONTRABÓVEDA-2.SDB (En CRUZ cada/ CONTRABÓVEDA)

Combinación de acciones

1,00 g1 + 1,00 Reacción pantalla + 1,50 Subpresión +

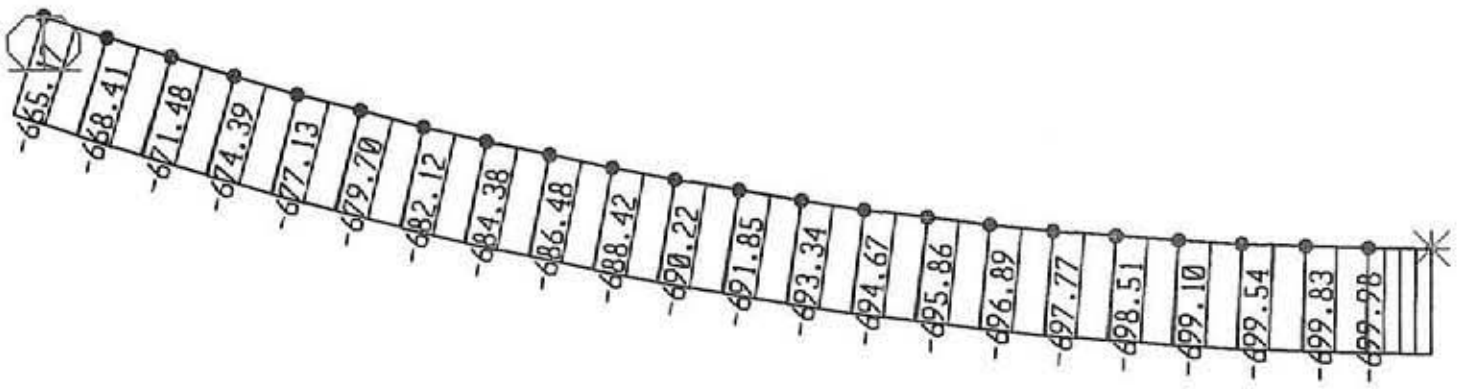
NOTE BOOK

c2) Hipótesis de máximo flector negativo con axil concomitante

g1	Axil de las pantallas	Subpresión	descenso global	Total...	
0.29	0.89	-1.80	2.81	2.20	
0.58	1.77	-3.56	2.58	1.37	
0.85	2.62	-5.29	2.35	0.54	
1.12	3.46	-6.94	2.13	-0.24	
1.38	4.24	-8.53	1.91	-1.00	
1.63	5.00	-10.04	1.71	-1.70	
1.86	5.70	-11.45	1.52	-2.37	
2.07	6.36	-12.78	1.34	-3.01	
2.27	6.97	-14.01	1.17	-3.60	
2.46	7.54	-15.13	1.02	-4.11	
2.63	8.06	-16.16	0.87	-4.60	
2.78	8.52	-17.09	0.74	-5.05	
2.92	8.93	-17.92	0.63	-5.44	
3.04	9.30	-18.66	0.52	-5.80	Traccionado. Al retirar los anclajes correspondientes a tracciones el resto. — Todo traccionado.
3.14	9.62	-19.29	0.43	-6.10	
3.23	9.89	-19.84	0.35	-6.37	
3.31	10.12	-20.30	0.28	-6.59	
3.37	10.31	-20.66	0.23	-6.75	
3.42	10.45	-20.94	0.19	-6.89	
3.45	10.55	-21.14	0.16	-6.98	
3.47	10.60	-21.26	0.14	-7.04	
3.48	10.62	-21.29	0.13	-7.06	

SAP2000

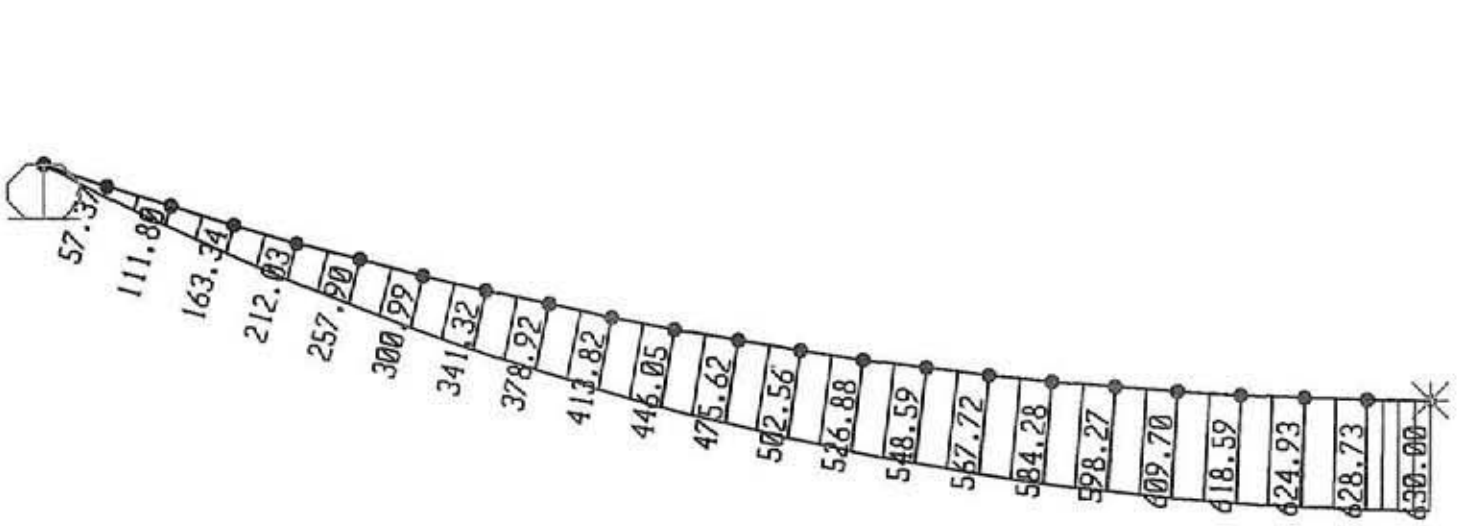
10/28/05 12:57:43



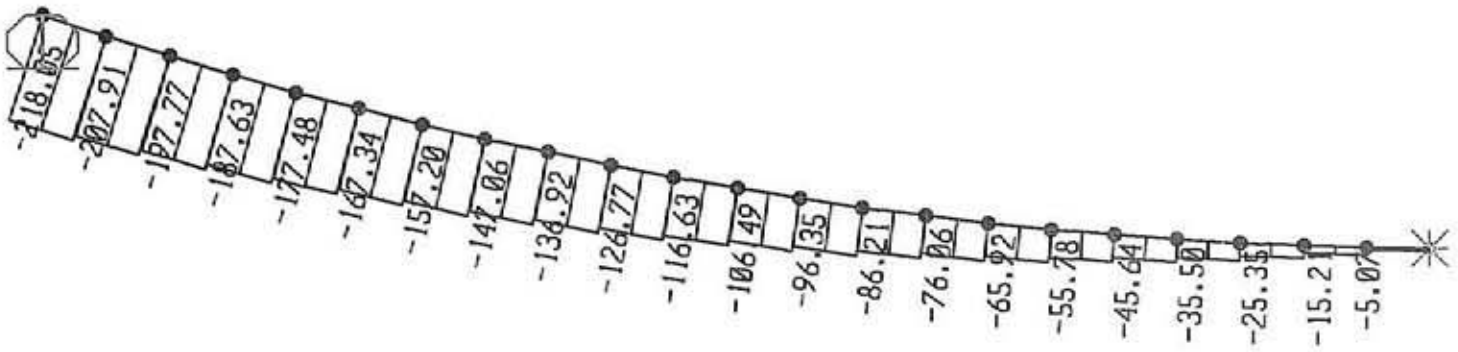
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

SAP2000

10/28/05 12:57:36



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDA2 - Shear Force 2-2 Diagram (PANTMIN) - KN, m, C Units

CONTRABÓVEDA DE CANTO 0,60m

MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES (MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO	g1	subpresión	Reac. Pant.	COMBO
-136.02	834.08	665.18	1780.28	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.77	276.44	-218.05	152.84
-134.16	830.15	668.43	1779.50	11.02	-69.44	57.38	-35.76	-42.07	264.10	-207.91	146.17
-132.4	826.43	671.49	1778.74	21.55	-135.32	111.80	-69.63	-40.33	251.77	-197.78	139.55
-130.73	822.91	674.38	1778.02	41.08	-197.71	163.33	-92.15	-38.55	239.43	-187.62	132.97
-129.15	819.60	677.14	1777.39	50.10	-256.66	212.02	-122.86	-36.74	227.10	-177.49	126.43
-127.66	816.49	679.71	1776.79	58.60	-312.18	257.91	-151.76	-34.91	214.79	-167.33	119.94
-126.26	813.56	682.11	1776.19	66.60	-364.33	300.98	-178.91	-33.04	202.47	-157.20	113.46
-124.94	810.82	684.38	1775.68	74.08	-413.15	341.31	-204.32	-31.15	190.16	-147.07	107.02
-123.72	808.28	686.49	1775.19	81.06	-458.65	378.91	-228.00	-29.23	177.83	-136.91	100.60
-122.58	805.92	688.43	1774.73	87.52	-500.91	413.82	-250.01	-27.29	165.52	-126.78	94.21
-121.53	803.76	690.23	1774.33	93.47	-539.91	446.05	-270.35	-25.33	153.22	-116.62	87.88
-120.57	801.78	691.85	1773.95	98.90	-575.71	475.62	-289.04	-23.36	140.91	-106.49	81.52
-119.69	799.99	693.34	1773.63	103.82	-608.31	502.56	-306.09	-21.36	128.62	-96.36	75.21
-118.9	798.37	694.67	1773.33	108.22	-637.75	526.87	-321.54	-19.35	116.31	-86.20	68.91
-118.2	796.94	695.85	1773.06	112.11	-664.04	548.60	-335.34	-17.33	104.01	-76.07	62.62
-117.57	795.69	696.89	1772.85	115.47	-687.18	567.71	-347.59	-15.29	91.72	-65.93	56.35
-117.04	794.62	697.78	1772.67	118.33	-707.23	584.27	-358.25	-13.24	79.44	-55.78	50.14
-116.59	793.72	698.51	1772.51	120.66	-724.16	598.27	-367.31	-11.19	67.14	-45.64	43.88
-116.22	793.02	699.09	1772.40	122.47	-738.00	609.69	-374.83	-9.13	54.86	-35.49	37.68
-115.94	792.48	699.54	1772.32	123.77	-748.75	618.58	-380.78	-7.06	42.57	-25.36	31.44
-115.75	792.12	699.85	1772.28	124.55	-756.43	624.94	-385.16	-4.99	30.29	-15.22	25.22
-115.64	791.95	699.98	1772.27	124.83	-761.05	628.74	-388.00	-2.91	18.01	-5.07	19.04
-115.64	791.95	699.98	1772.27	124.83	-762.74	630.00	-389.28	-0.84	5.73	0.00	7.76
			1780.28				-389.28				152.84

1,00 g1 + 1,50 · Subpresión + 1,00 · Reac. pantallas

Verificación a flexión

$M_{rd} = 389$ KN·m/m
$M_d = 1770$ KN/m

$C_{SA} = 2.12$ (OK!)

Verificación a cortante

$\phi_d = 158$ KN/m
$M_d = 1770$ KN/m
$k = 10.055$ cm²/m

Cortante último sin armadura al cortante $V_u = 407$ KN/m

$C_{SA} = 2.63$ (OK!)

Cuantías mínimas:

* Para evitar fallo frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0.04\, A_c \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 0.04 \cdot 0.6 \cdot \frac{25/1.50}{434.8} = 9.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hay dispuesto $\phi 16$ c/ 0.20 → 10.055 cm²/m

* Cuantía mínima a axil.

$A_s \cdot f_{yc,d} \geq 0.1\, N_d$

$N_{d\,max} = 2600$ KN/m (en las zapatas)

$$A_s \geq \frac{2.6 \text{ MN/m} \cdot 0.10}{400 \text{ MPa}} = 6.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$ (Se cubre con la armadura dispuesta 10.055 cm²/m)

* Cuantía máxima a axil.

$A_c \cdot f_{cd} \leq 0.85 f_{cd} \cdot A_c = 0.85 \cdot \frac{25}{1.50} \cdot 0.60 = 5.10$ MN/m

$$A_s \leq \frac{5.0 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 125 \text{ cm}^2/\text{m}$$ en cada cara (OK!)

* Cuantía geométrica mínima. $\rho = 1.8‰$

$A_c = 0.60 \text{ m}^2/\text{m}$

$$A_s = A_c \cdot \rho = 0.60 \text{ m}^2/\text{m} \cdot \frac{1.8}{1000} = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Σ 5.40 cm²/m en cada cara

Se cubre con 1 ϕ 12 c/ 0.25 (9.98 cm²/m)

TRAMO FINAL.

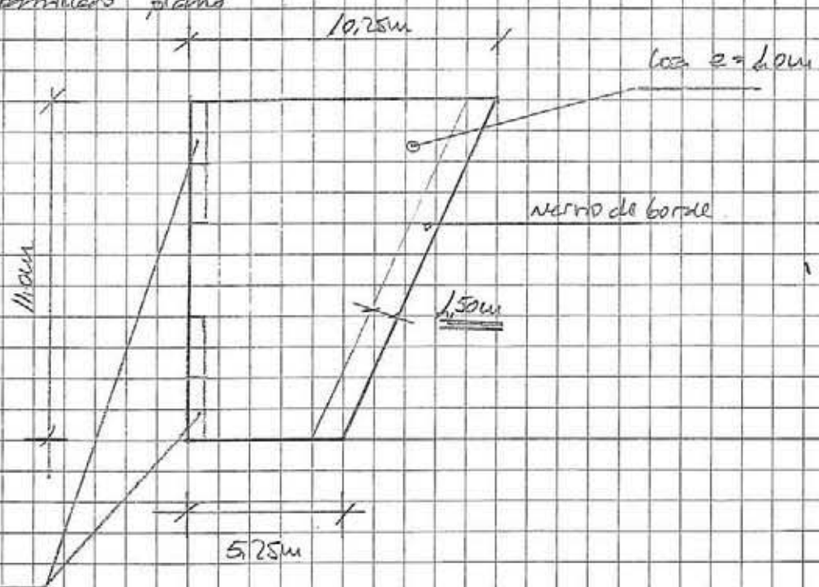
Losa plana $l = 11,0m$ en borde cubre muy cargado.

ACCIONES:

- Peso propio
- Cargas permanentes
- Axil transmitido por las pantallas
- Cortante transmitido por las pantallas (deformación global en la estructura y reacción contra el terreno)
- Subpresión del agua ($h = 6,75m$ de agua)
- Tráfico ferroviario.

ANÁLISIS

Empotrado plano



Análisis SAP: "LOSA-SOB"

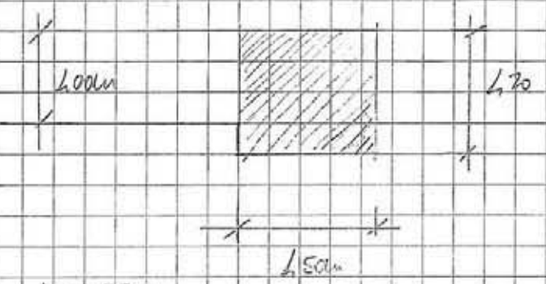
PROPIEDADES MECÁNICAS de las BARRAS.

LOSA

Discretización cada 1,00m

$$\begin{cases} A = 1,0m^2/m \\ I_{33} = I_{22} = \frac{1}{12} 1,0^3 \cdot 1,0 = 0,0833\ m^4/m \\ J = 0,1666\ m^4/m \end{cases}$$

NERVIO DE BORDE



$A = 1,80m^2$ $\quad u = 5,70m$

$I_{22} = \frac{1}{12} 1,50 \cdot 1,20^3 = 0,216m^4$

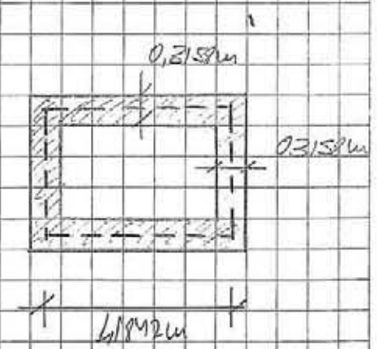
$J = \frac{4Ae^2}{\sum b_i/t_i}$

$he = \frac{A}{u} = \frac{1,80m^2}{5,70m} = 0,3158m$

$Ae = 0,8842 \cdot 1,1842 = 1,0471m^2$

$u = 4,1368m$

$J = \frac{4 \cdot 1,0471^2}{\frac{2 \cdot (1,1842 - 0,3158)}{0,3158}} = 0,4616m^4$



ACCIONES Y CONTROL DE REACCIONES

a) PESO PROPIO:

Generado automáticamente

$A = \frac{1}{2}(10,75 + 5,25) \times 11,0m = 85,25\ m^2$ } LOSA

$V = A \cdot e = 85,25 m^3$

$L = 12,0m$

$b = 2,50m$ $V = 3,6 m^3$ NERVIO CENTRAL

$e = 0,20m$

Total: $88,85\ m^3$ → $R_{g1} = V \cdot \gamma = 88,85\ m^3 \cdot 25\ kN/m^3 = 2221,25\ kN$

$R_{SAP,g1} = 2275\ kN$ ($\varepsilon = 2,42\%$) OK

b) CARGAS PERMANENTES:

- Relleno hormigón ptal $e = 1,30m$ → $g_{2,1} = 30\ kN/m^2$
- Balasto + vías $e = 0,70m$ → $g_{2,2} = 17,6\ kN/m^3$

Se toma $g_{2,total} = 45\ kN/m^2$

$A = 85,25 m^2$

$R_{g2} = 85,25 \times 45 = 3836,25\ kN$

$R_{SAP,g2} = 3960\ kN$ ($\varepsilon = 3,28\%$)

c) Tráfico:

$q_{eq} = 80\ kN/m^2$ (Ver Nota de Cálculo de la Contraflecha del Tramo de Pruebas)

Coeficiente de clasificación $\alpha = 1,21$

Coeficiente de amplificación dinámica $\phi = 1,40$ (del lado seguro)

→ con lo cual $q_{eq} = 1,21 \cdot 1,40 \cdot 30 = 50\ kN/m^2$

$A = 85,25\ m^2$

$R_{tráfico} = 85,25\ m^2 \times 50\ kN/m^2 = 4262,5\ kN$

$R_{SAP,tráfico} = 4400\ kN$ ($\varepsilon = 3,22\%$) OK

d) SUBPRESIÓN:

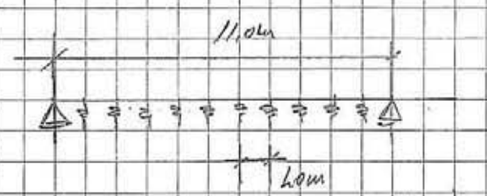
$h = 6,75m$ ← altura de agua

$p_{w1} = h \cdot \gamma = 67,5\ kN/m^2$

$A = 85,25\ m^2$ → $R_{AW} = 85,75\ m^2 \cdot 67,5\ kN/m^2 = 5784,4\ kN$

$R_{SAP,AW} = 5940\ kN$ ($\varepsilon = 3,23\%$) OK

SIMULACIÓN DEL CONTACTO CON EL TERRENO.



$K_H = K_b \cdot A = 20000\ kN/m^3 \cdot 1,0m^2 = 20000\ kN/m$ lineal

$K_H = 20000\ kN/m$ lineal

Cam Tunnel

28-Abril-05

DIMENSIONAMIENTO:

a) Máxima flexión negativa (Traccionando fibras superiores).

La máxima flexión negativa corresponde a:

- Peso propio
- Máxima subpresión de viena
- Reacción de las pantallas sobre la losa

Determinación del esfuerzo solicitante

Revisando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente traccionado.

→ Archivo **LOSA 1.SDB** (En Cruce Ronda / Contrabóveda)

↳ Se aplican las cargas que actúan en el contacto.

Obs: Cálculo inercia de la losa

$A = 1,0\,m^2/m$

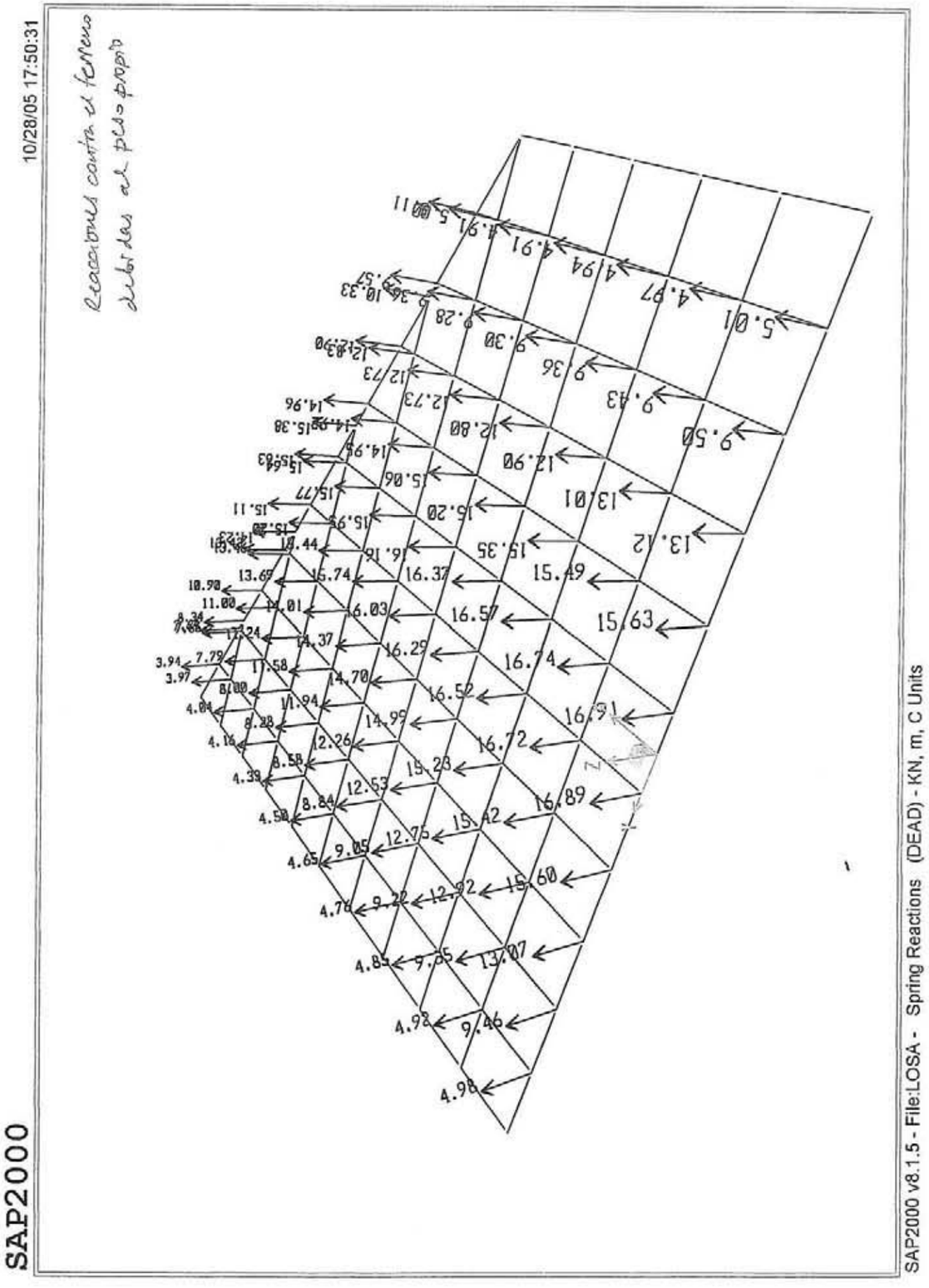
$I_{33} = \frac{1}{12} 1,0^3 \cdot 1,0 = 0,0833\,m^4/m$; $i = \sqrt{I/A} = 0,288\,m$

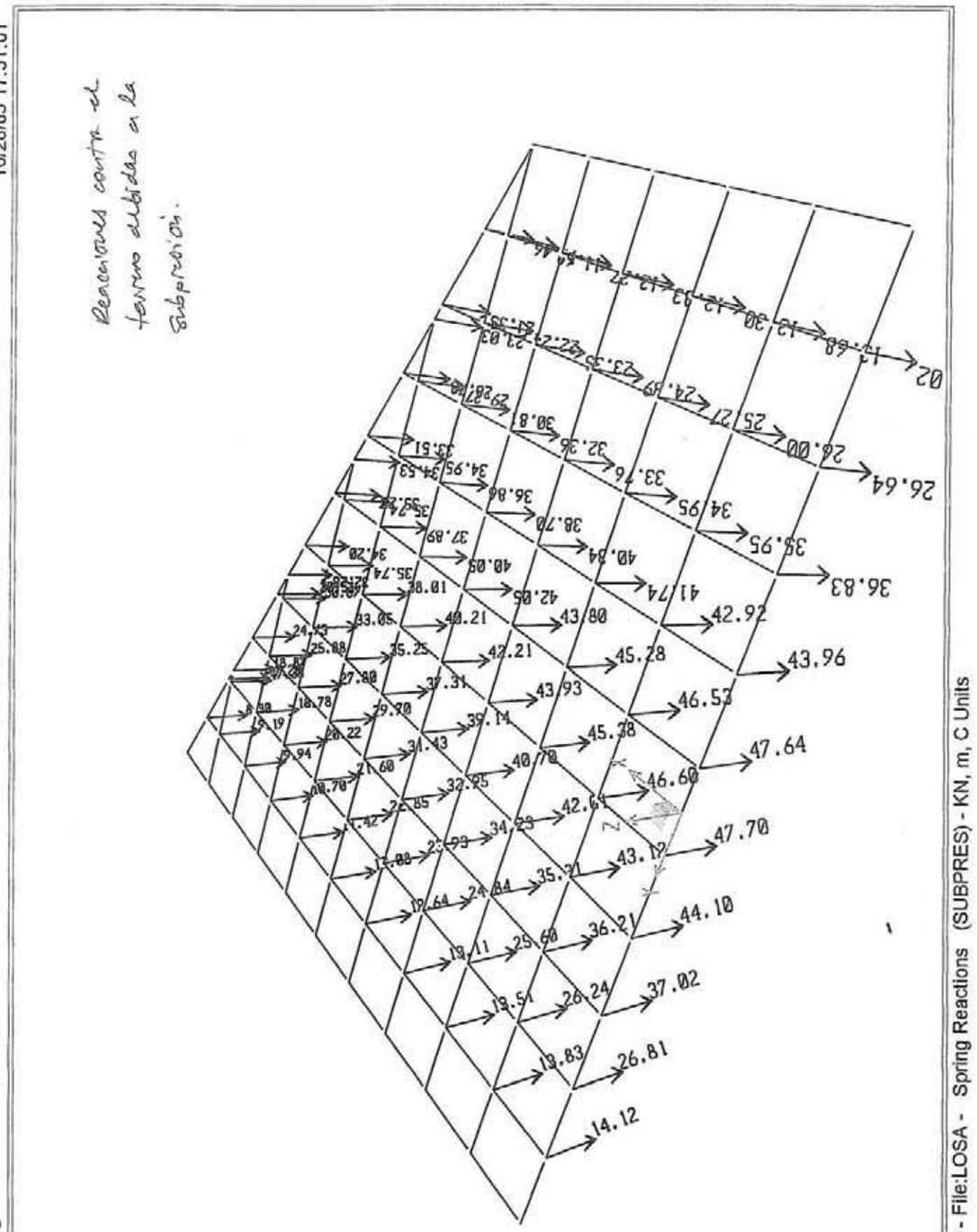
$\ell = 11,0\,m$; $\ell_e = \beta \cdot \ell = 1,0 \cdot 11,0 = 11,0\,m$

$\beta = 1,0$

Cálculo inercia: $\lambda = \frac{\ell_e}{i} = \frac{11,0\,m}{0,288\,m} = 38,11$ ← Rodeo despreciar los efectos de 2º orden en la losa

NOTE BOOK





Cav Tunis 27-Oct-05

FLEXIÓN $COMB = 1.00\,g_1 + 1.50 \cdot Subpresión$

- Flexión transversal en borde.

$M_d^{CO} = 10.10$ kN·m/m

$h = 1.00$m; $r = 0.05$m; $b = 1.00$m

Dimensionamiento con programa BASIC: $A_s \geq 27.71 cm^2/m$

Se cubre con: 9 Φ 20 pml + se disponen 10 Φ 20 pml

$A_{s,disp} = 31.42 cm^2/m$

$M_{Rd} = 11.64$ kN·m/m $(CSA = 1.152)$ OK!

$x = 0.139d$ ← Fallo dúctil (Fallo por acero en tracción).

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración.

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 1.00 \cdot \frac{25/1.50}{434.78} = 15.33 cm^2/m$$

Queda cubierto con la armadura dispuesta

- Flexión negativa de borde.

$M_d = 21.70$ kN·m

$h = 1.70$m; $r = 0.10$m (recubrimiento mecánico)

$b = 1.50$m

$A_s \geq 49.34 cm^2$

16 Φ 26 c

10 Φ 25

- Flexión longitudinal

$M_{d,máx} = 15$ kN·m/m → $A_s \geq 3.9 cm^2/m$

→ Se dispone la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración.

COMB: 1,00 g + 1,50 Sobrecarga.

CORTANTES

a) Cortantes en la losa

a1) Borde libre recto

$V_d = 4,55$ kN/m

$A_c = 31,42$ cm²/m

$b = 1,00$; $h = 1,00$; $r = 0,10$ m

$A_{s,min} = 0,02 \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,00 \cdot \frac{25/1,5}{400} = 8,33$ cm²/m/m

$A_s \geq 5,92$ cm²/m/m

a2) Borde libre contiguo ← Cortantes transversales

$V_d = 3,52$ kN/m

$A_c = 31,42$ cm²/m

$b = 1,00$; $h = 1,00$; $r = 0,10$ m

$A_s \geq 2,74$ cm²/m/m

$T_d = 1,55$ kN/m ← Cortantes longitudinales, no se tiene en cuenta la contribución del hormigón. (Sí se ha tenido en cuenta para los cortantes transversales)

$V_{su} = z \cdot \sin\alpha \,(\cot g\,\alpha + \cot g\,\theta) \sum A_s \cdot f_{yd}$

$\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1,0$

$\cot g\,\alpha = 0$

$\theta = 45° \rightarrow \cot g\,\theta = 1,0$

$d = 1,0 - 0,10 = 0,90$

$z = 0,9\,d = 0,81$ m

$A_s \geq \frac{V_d}{z \cdot f_{yd}}$

Sustituyendo valores:

$A_s \geq \frac{0,155 \text{ MN/m}}{0,81 \text{ m} \cdot 400 \text{ MPa}} = 4,78$ cm²/m/m

armadura de cortante total en la zona de losa sobre cuneo

$A_{s,total} = 2,74$ cm²/m/m + $4,78$ cm²/m/m = $7,52$ cm²/m/m

→ Hay que disponer cuantía mínima de armadura transversal

b) Cortante en muro

$V_d = 720$ kN

$b = 4,50$ m

$h = 1,20$ m

$A_s = 50,272$ cm² (16 Φ20)

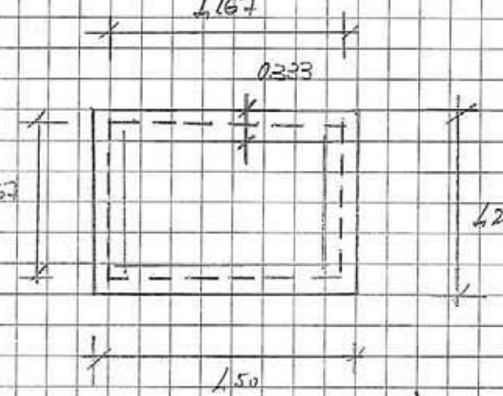
$A_s \geq 6,82$ cm²/m

Cuantía mínima $A_s \geq 0,02 \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 \cdot 1,50 \cdot \frac{25/1,5}{400}$

$A_s \geq 12,5$ cm²/m

↳ (2 ramas Φ16 a 0,20)

c) Torsores en muro extremo



$T_d = 6,75$ kN·m

$A = 1,80$ m²

$u = 5,40$ m

$h_e = \frac{A}{u} = \frac{1,80}{5,40} = 0,333$ m

$A_e = 1,012$ m²; $u_e = 4,068$ m

d) Agotamiento de biela comprimida.

$T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\cot g\,\theta}{1 + \cot g^2\,\theta}$

$\cot g\,\theta = 1,0$

$\alpha = 1,20$

$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd} = 0,60 \frac{25}{1,5} = 10$ MPa

Sustituyendo valores:

$T_{u1} = 1,20 \cdot 10 \cdot 1,012 \cdot 0,333 \cdot \frac{1}{2} = 2,022$ MN·m

$T_{u1} = 2022$ kN·m >> T_d ← OK!

Cap Tunnis

7-NOV-05

Alf Acero tensado corona circular tensada

$$T_{Ah} = \frac{2 \cdot A_t \cdot A_t}{S_t} \cdot \frac{N_{tot} \cdot \cos\theta}{T_{ah}}$$

Suponiendo:

$$A_t/ft \geq \frac{}{2 \cdot A_t \cdot f_{yt} \cdot \cos\theta}$$

Cargas Factorizadas radiales:

$$A_t/ft \geq \frac{Q.743 \text{ kN/m}}{2 \cdot 4.00 \text{ cm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 1.0} = 0.929 \text{ cm}^2/\text{m}$$

III) Agotamiento a tracción circunferencial concentrada

$$T_{ut} = \frac{2A_t}{tu} \cdot A_t \cdot f_{yt} \cdot \phi$$

suponiendo

$$A_t \geq \frac{T_{ut} \cdot tu}{2 \cdot A_t \cdot f_{yt} \cdot \phi}$$

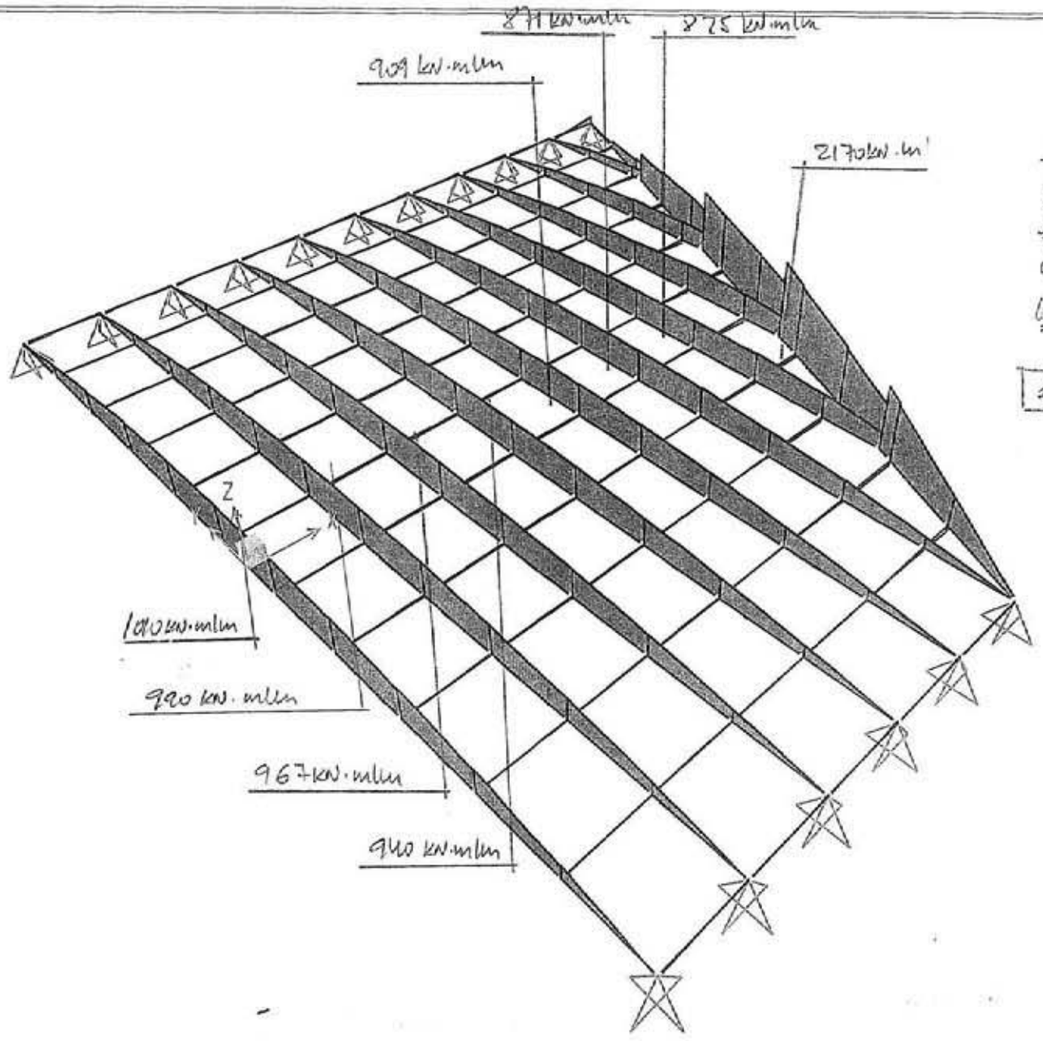
$$A_t \geq \frac{0.772 \text{ MN/m} \cdot 4.00 \text{ cm}}{2 \cdot 4.00 \text{ cm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 1.0} = 36.18 \text{ cm}^2$$

$U = 5 \text{ Mpa}$ — armadura concentrada $A_t \geq 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ en toda la longitud

$\Rightarrow$ Cerca de la losa $\rightarrow A_t = 1905 \text{ cm}^2$

Cerca en Atrio $\rightarrow A_t = 5484 \text{ cm}^2$

NOTE BOOK



MOMENTOS FLECTORES

los momentos longitudinales flectores son prácticamente nulos

(Valores de diseño)

1.00 g.l + 1.50 Sobrecarga

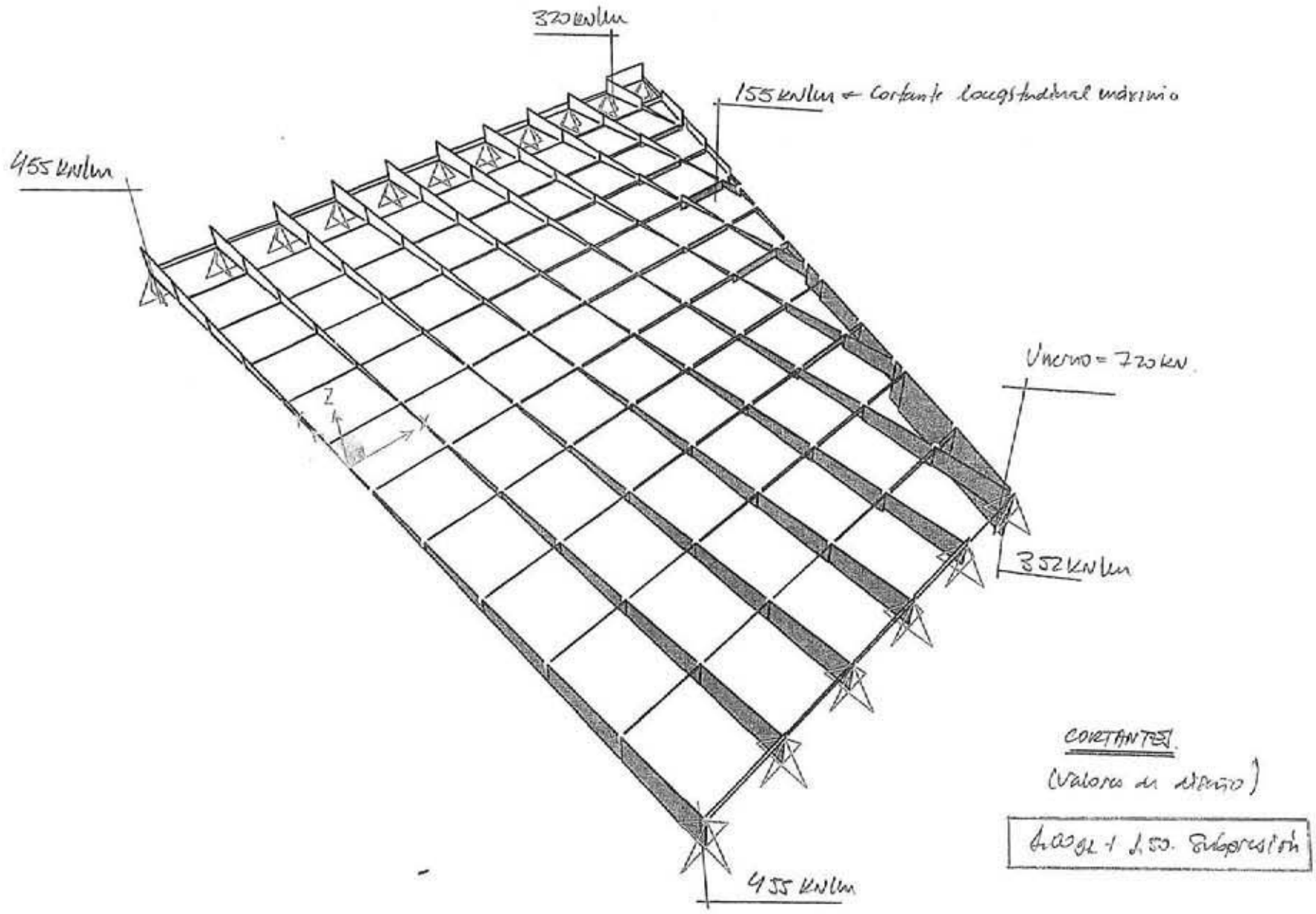
SAP2000

10/28/05 18:07:07

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA1 - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000

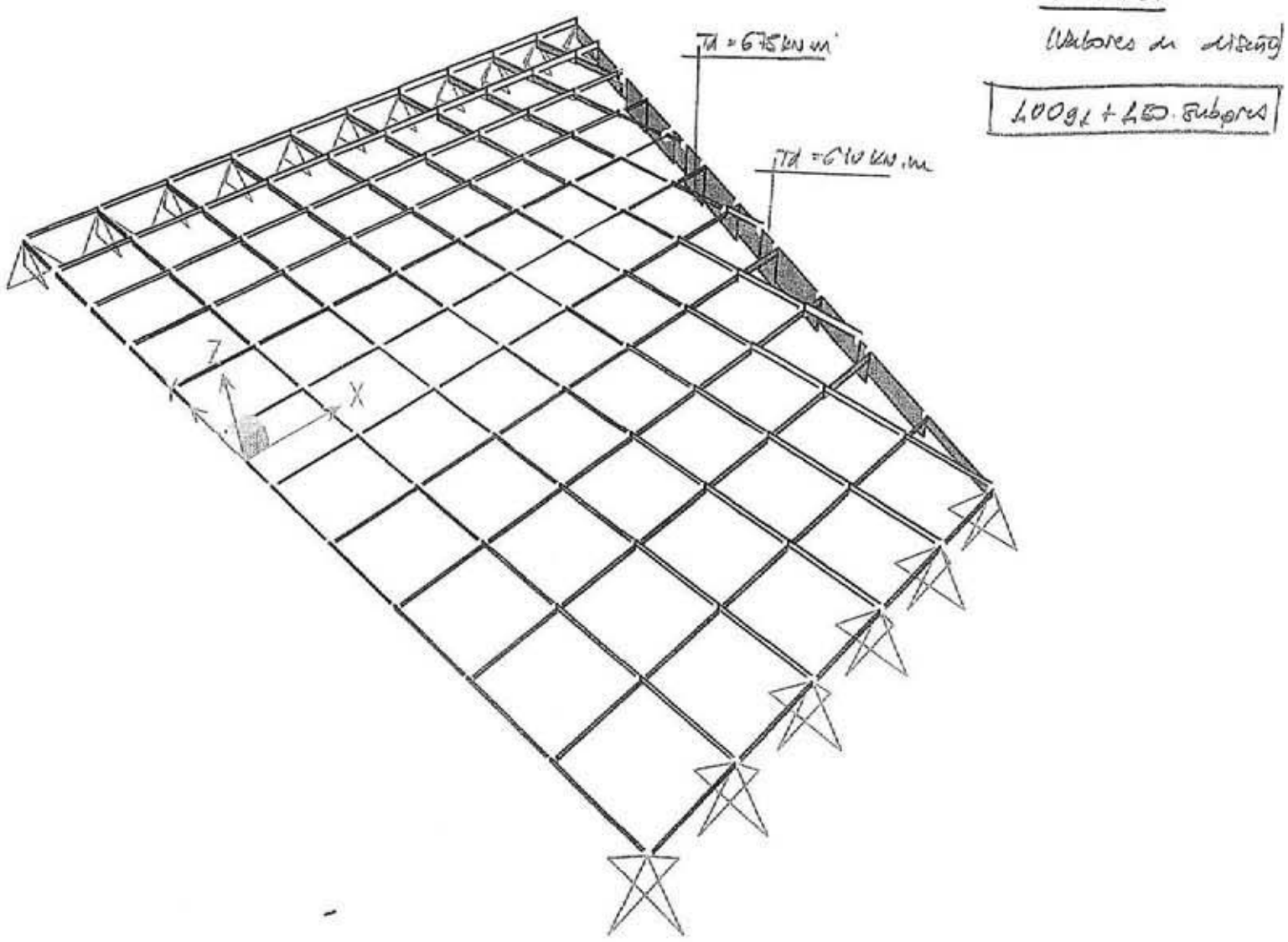
10/28/05 18:26:17



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA1 - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000

11/2/05 9:03:52



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA1 - Torsion Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

DIMENSIONAMIENTO.

b) Máxima flexión positiva (traccionando las fibras inferiores)

La máxima flexión positiva corresponde a:

- Peso propio
- Cargas permanentes
- Tráfico ferroviario.

(Del lado seguro no se tiene en cuenta la actuación de la subpresión, ya que limitante)

Determinación del esquema estático.

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que ésta está totalmente comprimida

- Arranque | LOSA. SDB | (En caso Ronda/Contrabóveda)

Combinación de acciones:

COMB: 1,35 g_1 + 1,50 g_2 + 1,50 Tráfico.

FLEXIÓN:

- Flexión transversal base:

M_d = 986 kN·m/m

h = 1,4m; b = 1,00m; r = 0,10 (Recubrimiento mecánico)

Dimensionamiento con programa BARÍ

$A_s \geq$ 27,15 cm²/m

Si cubro con 1Φ20 pml → se dispone 10Φ20 pml

$A_{s,disp}$ = 31,42 cm²/m

x_{lim} = 1164 kN·m/m (CSA = 1,18 OK!)

x = 0,134d ← Fallo dúctil por el acero en tracción

NOTE BOOK

- Flexión nervio de borde

M_d = 20,87 kN·m

b = 1,50m; h = 1,20m; r = 0,10m (recubrimiento mecánico)

dimensionamiento con programa BARÍ

$A_s \geq$ 46,96 cm²/m

↳ 15Φ20 ó 10Φ25

- Flexión longitudinal

$M_{d,máx}$ = 130 kN·m/m → $A_s \geq$ 3,5 cm²/m

→ Se dispone la cuantía mínima por cumplir fatiga

Fácil frente a flexión

CORTANTE

- Cortantes transversales en la losa (Brazo libre recto)

V_d = 565 kN/m

b = 1,00m; h = 1,40m; r = 0,10m

$A_s \geq$ 9,31 cm²/m·m/m

f_c = 31,92 cm²/m

- Cortantes transversales en la losa (Borde libre curvo)

V_d = 442,3 kN/m

b = 1,0m; h = 1,0m; r = 0,10m

$A_s \geq$ 5,61 cm²/m·m/m

A_s = 31,42 cm²/m

- Cortantes longitudinales en la losa (Borde libre curvo)

V_d = 165 kN/m ← No se tiene en cuenta la contribución del hormigón (Ya se ha tenido en cuenta para los cortantes transversales)

NOTE BOOK

$V_{Su} = z \cdot sen\alpha \,(cotg\alpha + cotg\theta) \leq A_d \cdot f_{yd}$

$\alpha = 90^\circ \longrightarrow sen\alpha = 1.0 \qquad d = 0.9\,\ell$

$cotg\alpha = 0.0 \qquad z \simeq 0.9\,d = 0.9 \cdot 1\,m$

$\theta = 45^\circ \longrightarrow cotg\theta = 1.0$

Sustituyendo valores

$$A_K \geq \frac{V_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{0,165\ MN/m}{0,81\,m \cdot 4.130\ MPa} = 5,09\ cm^2/m/m$$

Armadura de cortante total:

$A_{s\,total} = 5.61 + 5.09 = \underline{10.70\ cm^2/m/m}$

- Cortantes en cara de borde

$V_d = 815\ kN$

$b = 1.50m$; $h = 1.20m$; $r = 0.10m$ (recubrimiento mecánico)

$A_c = 4713\ cm^2$ (5Ø20)

$A_d \geq 9.46\ cm^2/m$

Cuantía mínima $A_K \geq 12.5\ cm^2/m$ (ver pag 60)

c) Torsión en cara extrema

$T_{d\,max} = 680\ kNm/m$ ← es prácticamente igual al caso de vigas sin flectores negativos. (ver pág 60 y siguientes)

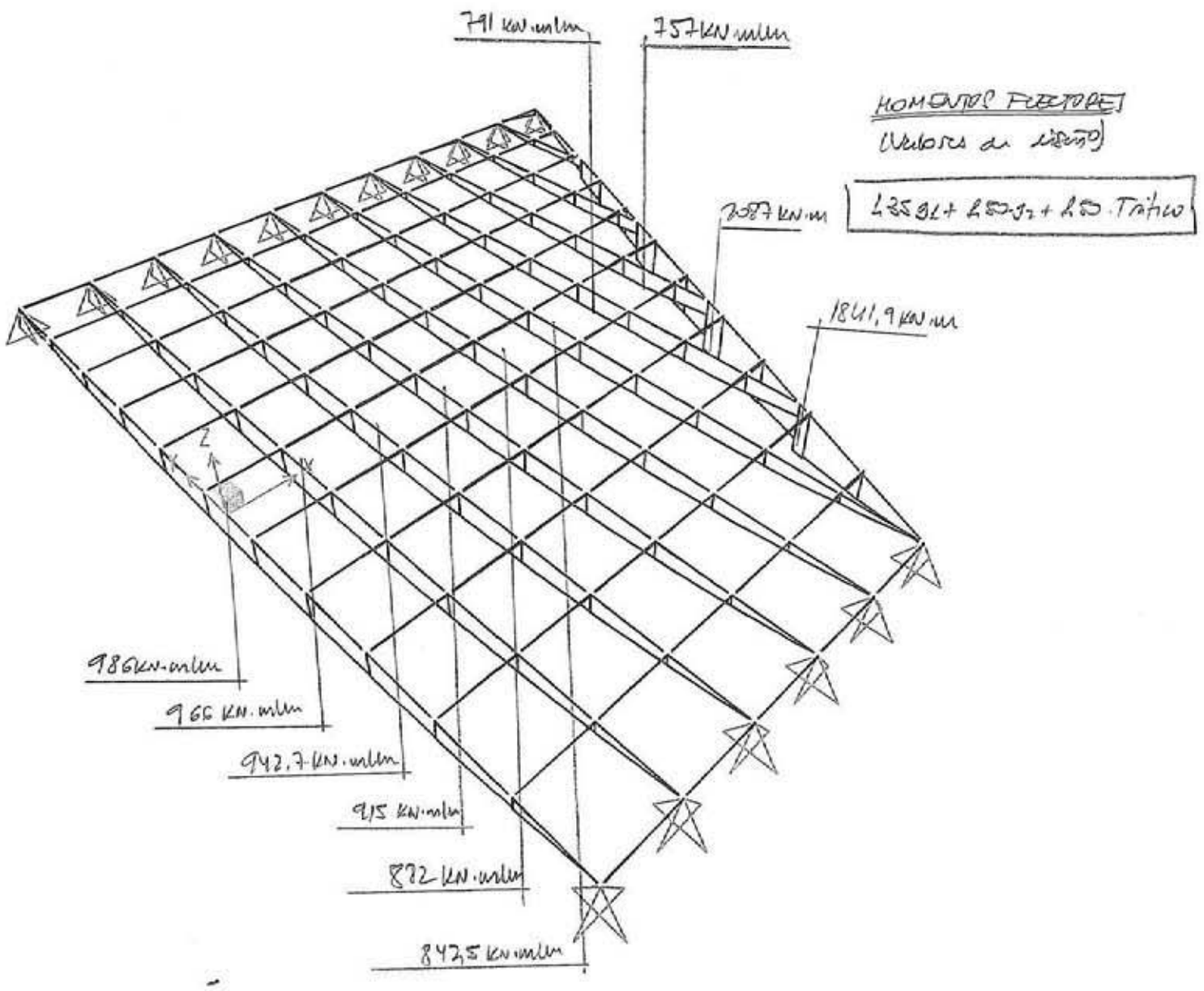
→ $T_d < T_{u1}$

→ $A_t \geq 8.89\ cm^2/m$ ← armaduras transversales

→ $A_l \geq 10.05\ cm^2$ en caras de $1.50m$ ← armaduras longitudinales.
$A_l \geq 8.04\ cm^2$ en caras de $1.20m$

SAP2000

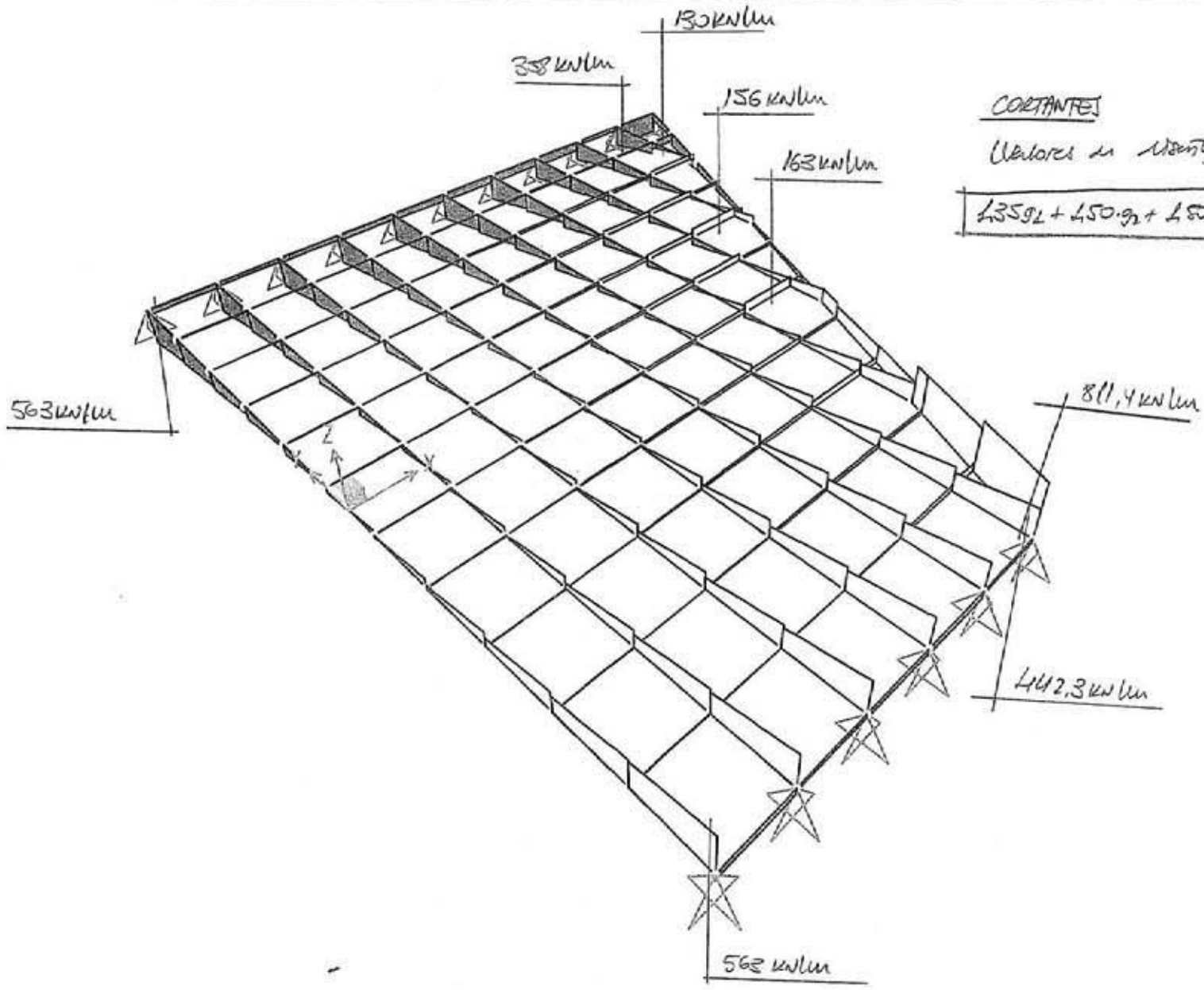
11/2/05 9:02:43



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000

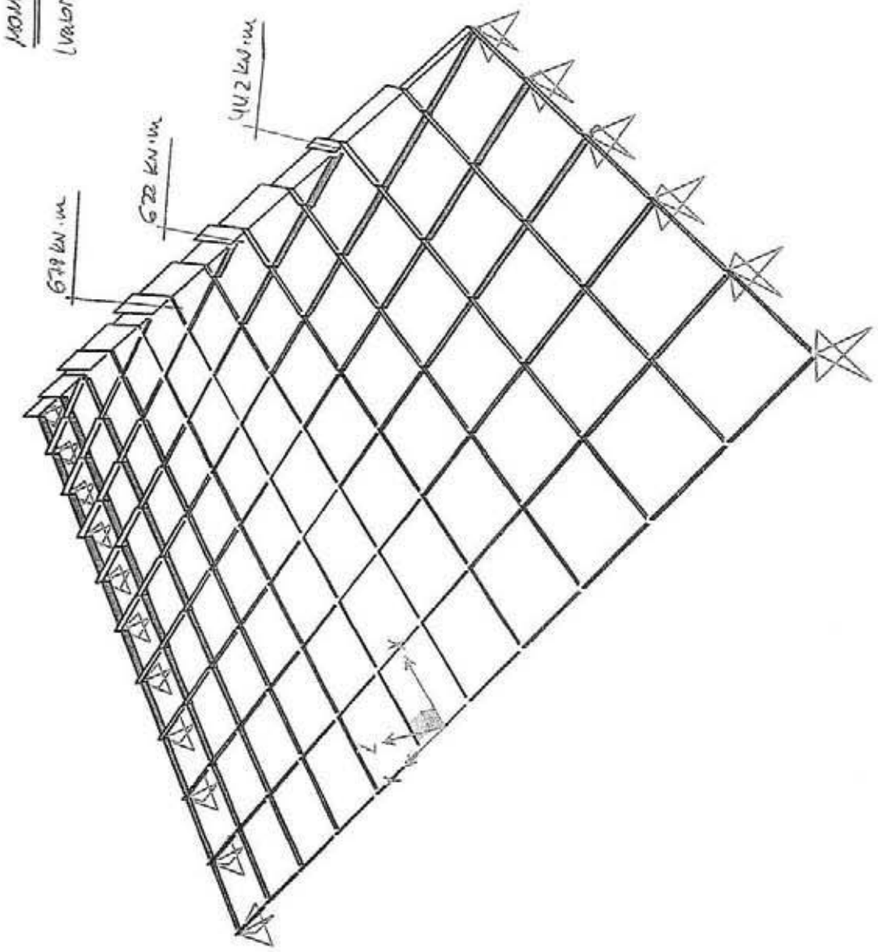
11/2/05 9:03:16



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

11/2/05 9:03:26

MOMENTOS TORSORES
(VALORES en abajo)



SAP2000

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Torsion Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

21

Con Tunis

2-nov-05

Armado normal de losa.

a) armadura longitudinal

- Caras superior e inferior.

Flexión: 49,84 cm²

Torsión: 10.05 cm²

Total: 59,89 cm²

↳ 8 cabs con 19 φ20 ó 12 φ25

- Caras laterales.

Torsión: 8.01 cm²

Total: 8,04 cm²

↳ 8 cabs con 4 φ16

b) armadura transversal.

Cortante: 9,46 cm²/m

Torsión: 8,89 cm²/m

Cualquier cortante: 7,875 cm²/m (*)

Total: 26,175 cm²/m

↳ Ce cubre con planchas en 0,20 de 4 ramas φ16

(*) Cualquier de cortantes:

Vd tramo = 290 kN/m

Vd long = 155 kN/m

Vd total = 455 KN en 1,41 m

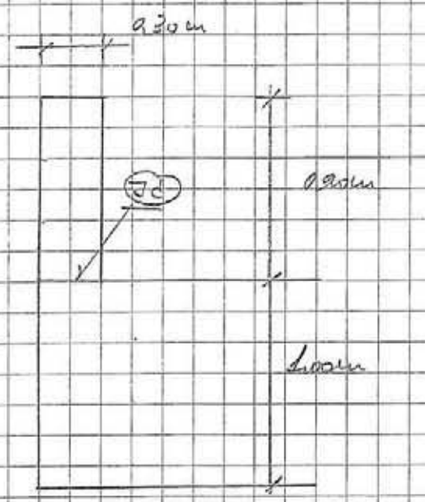
Vd_{total} = 315 kN/m

cualquier sección: $As \geq \frac{Vd_{total}}{f_{yd}} = \frac{0,315\ MN/m}{400\ MPa} = 7,875\ cm^2/m$

22

NOTE BOOK

MURO de SACTO CONTRAFUERTE - LOSA PLANA



Presión de agua máxima:

$p_w = 67,5\ kN/m^3$ del lado agua

$M_d = \frac{1,50 \cdot 67,5\ kN/m^3 \cdot 0,90^2\ m^3}{2} = 41,01\ kN \cdot m/m$

i) Flexión:

ii) Cortante $V_d = 1,50 \cdot 67,5\ kN/m^3 \cdot 0,90m = 91,125\ kN/m$

Dimensionamiento con programa GRIÉ

- armadura en flexión: $A_s \geq 4,31\ cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,30 \cdot \frac{25/1,5}{400} = 5,0\ cm^2/m$$

→ Se colocan con $\phi 12 c/0,20$ ($A_{s,dis} = 5,65$)

- armadura de cortante $A_s \geq 0,0\ cm^2/m$ ← No hace falta armadura de cortante

NOTE BOOK

CONEXIÓN LOSA - PANTALLAS

a) Máximos cortantes ascendentes

a1) Margen derecho $V_{d,máx} = 545\ kN/m$

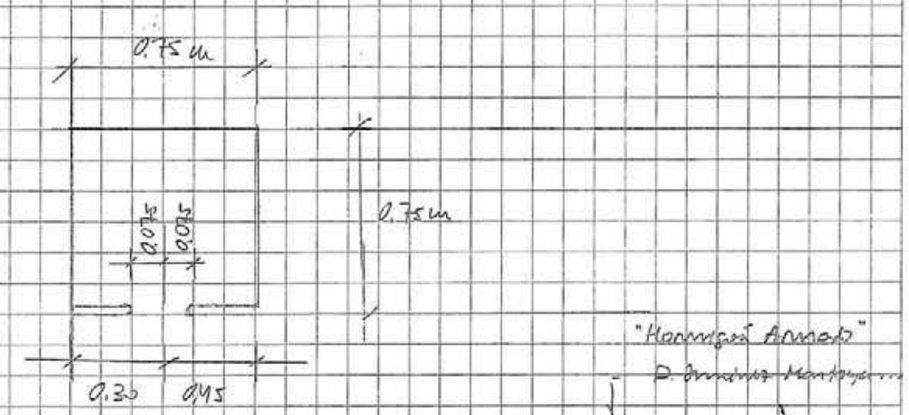
a2) Margen izquierdo: $V_{d,máx} = 590\ kN/m$

b) Máximos cortantes descendentes

b1) Margen derecho $V_{d,máx} = 655\ kN/m$

b2) Margen izquierda. $V_{d,máx} = 655\ kN/m$

APOYO en MÉNSULAS CORTAS



Dimensionamiento como ménsula corta (Método AEH)

i) Armadura de flexión

$T_d = 655\ kN/m$

$e = 0,30m$

$M_d = T_d \cdot e = 655 \cdot 0,30 = 196,5\ kN \cdot m/m$

$h = 0,75m$

$d = 0,70m$

$z = 0,80d = 0,80 \cdot 0,70 = 0,56m$

$$T_d \geq \frac{M_d}{z} = \frac{196,5\ kN \cdot m/m}{0,56m}$$

$T_d \geq 0,3509\ MN/m$

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,35\ MN/m}{400\ MPa} = 8,77\ cm^2/m$$

NOTE BOOK

ii) Armadura resistente: A_0

$$A_0 \geq \frac{F_{rd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0{,}655\ MN/m}{1{,}0 \cdot 400\ MPa} = 16{,}375\ cm^2/m$$

↑ Hormigón relleno: Éste hormigón endurecerá en las pantallas con rigidez alta

Obs: Condición de aplastamiento del hormigón

$$\tau_{cd} = \frac{F_{rd}}{b \cdot d} \geq 0{,}25 f_{cd} = 0{,}25 \cdot \frac{25}{1{,}50} = 4{,}17\ MPa$$

$$\tau_{cd} = \frac{0{,}655\ MN}{1{,}00\ m \cdot 0{,}70\ m} = 0{,}9357\ MPa < 0{,}25 \cdot f_{cd}$$ (OK!)

Dimensionamiento:

$A_s = A_0 + A_H = 16{,}375\ cm^2/m$

$A_0 = 1{,}50 \cdot A_H = 1{,}50 \cdot 8{,}77\ cm^2/m = 13{,}155\ cm^2/m$

resulta $A_s > A_0$ ⇒

$A_1 = \frac{2}{3} A_0 + A_H = \frac{2}{3} 16{,}375 = 10{,}92\ cm^2$

$A_2 = \frac{1}{3} A_0 = \frac{1}{3} 16{,}375 = 5{,}458\ cm^2$

Por economía de taladros se dispone toda la armadura junta

$A_1 = 16{,}375\ cm^2/m$ ⇒ se sobra con Φ25 a 0,30

o Φ20 a 0,20 (15,7 cm²/m) ε = 4,2‰

Longitud de anclaje de Φ25

$l_{b_{II}} = 4{,}40 \cdot 1{,}50 \cdot 2{,}5^2 = 131{,}25\ cm$

reducción por pantalla: $l_b = 0{,}70 \cdot 131{,}25 = 91{,}875\ cm$

Se dispone para el anclaje de $0{,}75 + 0{,}45 = 1{,}20\ m$ (aprox) (OK!)

QUE PASA EN LA RETENCIÓN:

$T_d = 655\ kN/m$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}655\ MN/m}{400\ MPa} = 16.375\ cm^2/m$

A abrir con 2 Φ20 a 0,30 ($A_s = 20{,}95\ cm^2/m$)

NEGATIVO DE BASE

$R_A = 1200\ kN$ $b = 1{,}65\ m$

$T_d = \frac{1200\ kN}{1{,}65\ m} = 727\ kN/m$ aumento de la armadura en la mínima contra

1) armadura de flexión A_1

$T_d = 730\ kN/m$

$e = 0{,}30\ m$

$m_d = 730 \cdot 0{,}30 = 219\ kN \cdot m/m$

$T_d \geq \frac{m_d}{z} = \frac{219\ kN \cdot m/m}{0{,}56\ m} = 0{,}391\ MN/m$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}391\ MN/m}{400\ MPa} = 9.778\ cm^2/m$ $A_1 = 9.778\ cm^2/m$

11) Armadura de retención A_0

$A_0 \geq \frac{F_{rd}}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0.730\ MN/m}{1.00 \cdot 400\ MPa} = 18{,}25\ cm^2/m$

Can Tunis 2-nov-05

Obs: Aplastamiento en hormigón

$$\tau_d = \frac{0720}{100 \cdot 0.70} = 1.04 \text{ MPa} \leq 0.25 f_{cd} = 4.17 \text{ MPa} \quad (OK!)$$

Dimensionamiento

$A_z = A_{zo} + A_h = 18.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_b = A_s \cdot A_f + A_h = 150 \cdot 9.779 \text{ cm}^2/\text{m} = 14,667 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resulta $A_z \geq A_b \Rightarrow$

$A_1 = \frac{2}{3} A_{zo} + A_h = \frac{2}{3} 18.25 = 12.17 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_2 = \frac{1}{3} A_{zo} = \frac{1}{3} 18.25 = 6.08 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{total} = 18.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\Phi 25 \text{ a } 0.25$

Armadura de la reacción

$R_d = 730 \text{ kN/m}$

$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{730 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 18.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

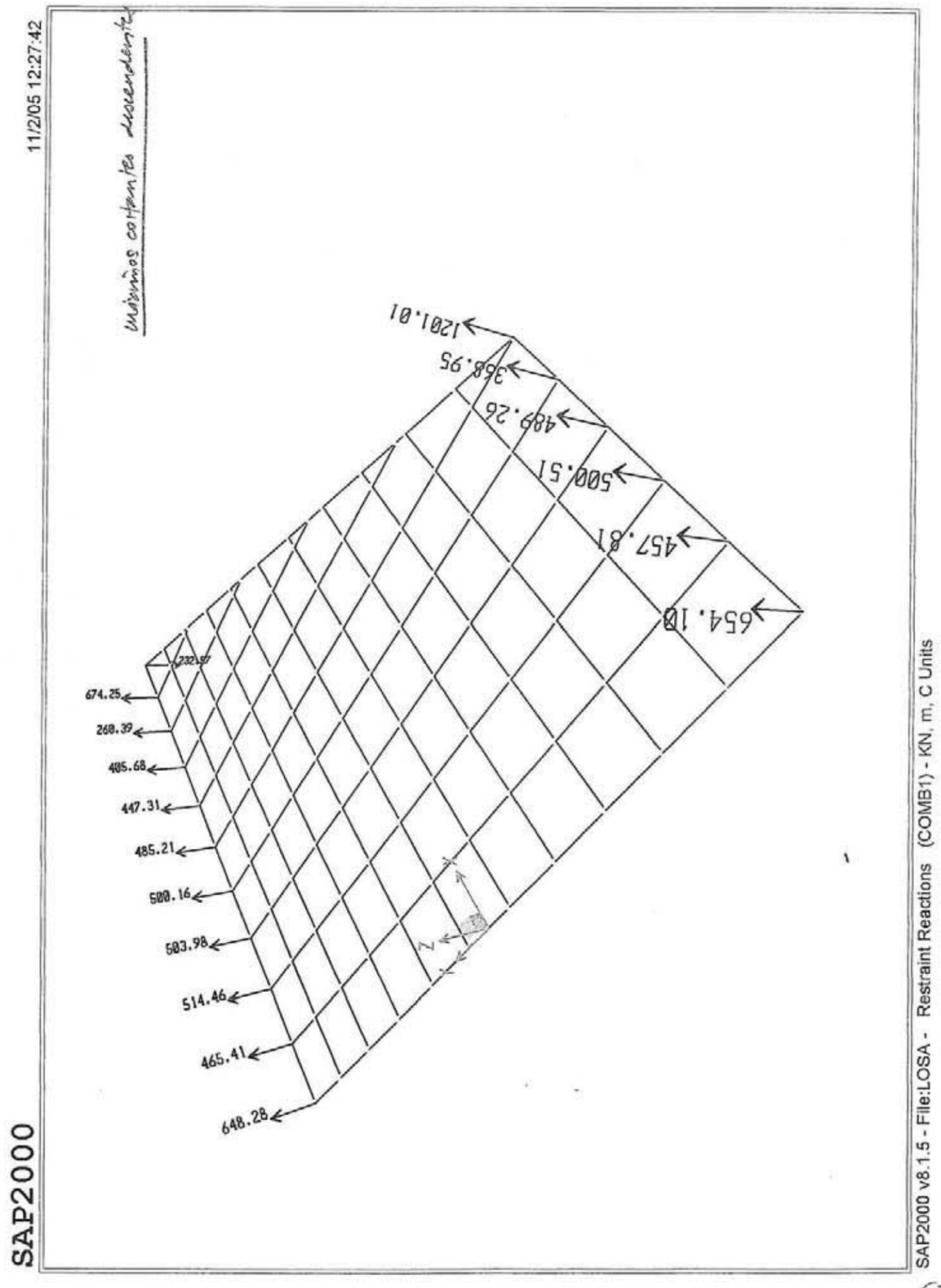
1 δ cada con $2\Phi 20$ a 0.25

$(25,136 \text{ cm}^2/\text{m})$

(OK!)

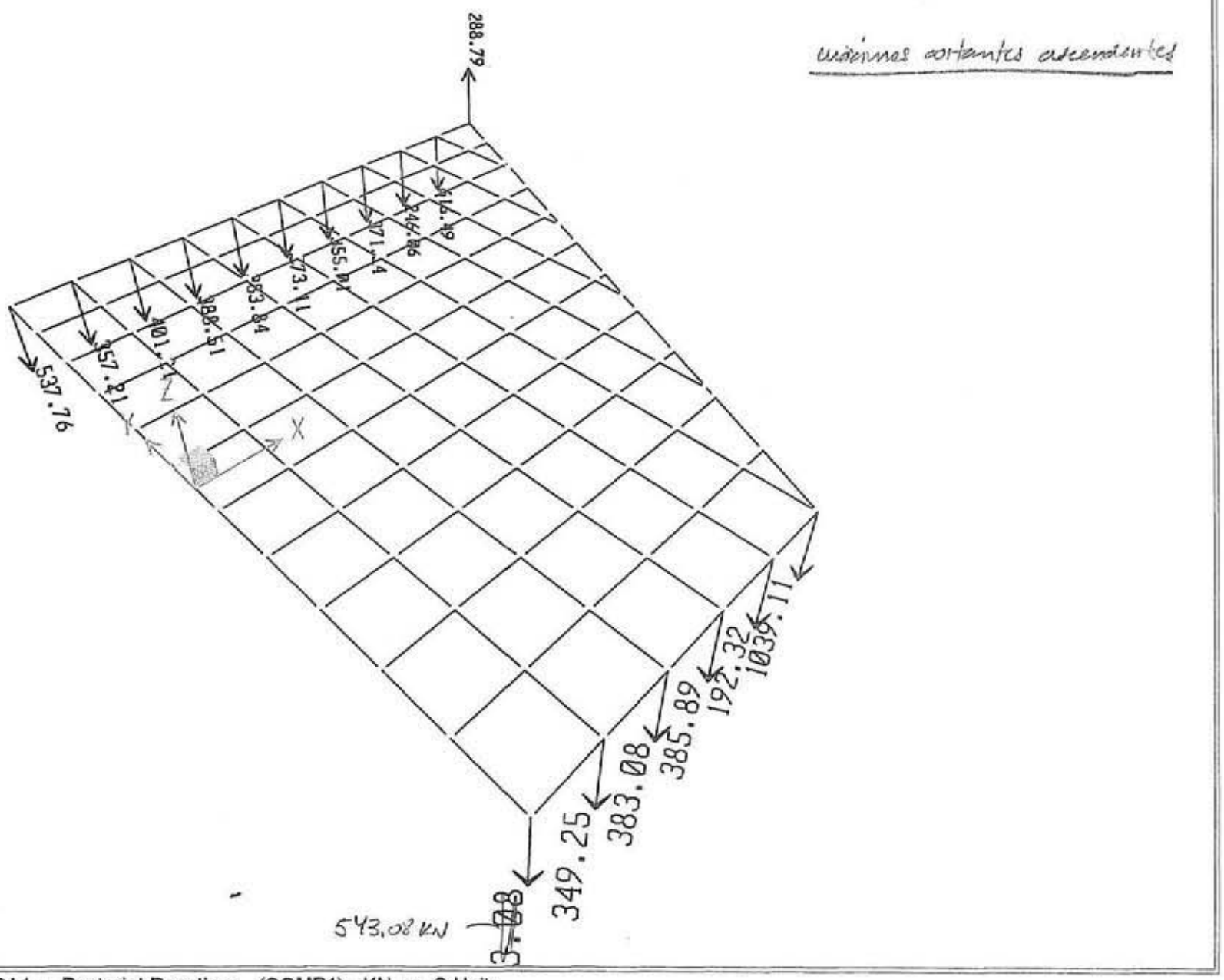
(17)

NOTE BOOK



(28) 310

Máximos cortantes descendentes



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA1 - Restraint Reactions (COMB1) - KN, m, C Units

5

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS FASE 1A DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL B10: PK:707+448.104 a 707+456.166

ESTEYCO - UCSA - IDYPSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 1195
Fecha 08/10/04
CAN TUNIS-0-CT-C-053.11

Bridge Technologies

Barcelona 7 de octubre de 2004

REF: BT0307

MEMORIA

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL (B-10). –FASE 1A-
CRUCE Y REPOSICIÓN DEL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata de un Colector de aguas negras, que atraviesa la traza del Falso Túnel de Can Tunis en el PK 707+ 450, aproximadamente. Su sección transversal es un cajón monocelular, de 6.00m de anchura y 2.10m de altura interiores. En la reposición del colector se mantendrán dichas dimensiones interiores.

Para la construcción del Falso Túnel es necesario demoler el Colector existente, por lo que durante la ejecución de las obras del Túnel se procederá al desvio provisional del mismo con un by-passs que conecte los extremos no demolidos.

El cruce de Falso Túnel y Colector condiciona la rasante del primero. Se opta por utilizar la losa inferior del mismo como cubierta del Falso Túnel en el tramo de cruce y se dimensiona con un canto total de 0.50m, lo que permite el corrector funcionamiento del colector y no penaliza el trazado en alzado del Falso Túnel.

Como es el Colector el que sirve de cubierta del Falso Túnel, debe salvar los 11.0m de luz libre entre caras interiores de pantallas del Falso Túnel, lo que supone una luz de cálculo de unos 12.0m, por lo que el colector repuesto debe ser estructuralmente resistente a flexión y cortante bajo las acciones del peso propio, la sobrecarga interior, las tierras que gravitan sobre él y las sobrecargas exteriores.

Para el cruce se plantea una sección en cajón, con dos nervios laterales portantes capaces de soportar los esfuerzo anteriormente descritos. De este modo, tanto las losa inferior como la superior flectan entre los nervios laterales, transmitiéndoles las cargas de su peso propio y de las sobrecargas correspondientes . Los nervios laterales son los que soportan los momentos flectores y cortantes generales del conjunto, y es por eso que son relativamente potentes.

Para la reposición del colector, dado que una vez hormigonado no es accesible desde el exterior (salvo desde los extremos del mismo), se plantea una sección transversal cuya cubierta pueda construirse sin necesidad de la utilización de una cimbra. Por este motivo se plantea el uso de prelosas + losa de compresión "in situ".

Toda la descripción geométrica y estructural del colector puede encontrarse en el apartado Planos, incluido en este documento.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 GEOMETRÍA DEL COLECTOR.

Se desconoce la geometría de detalle del Colector. Las únicas dimensiones confirmadas en el momento de definir este informe son las interiores a la sección, pero existen dudas en las dimensiones de losas de cubierta y cimentación. El tramo directamente apoyado sobre la traza, dado que respeta las dimensiones interiores de la sección, es perfectamente válido, pero la conexión de dicho tramo con el colector antiguo deberá definirse una vez la demolición permita conocer las dimensiones y armados disponibles.

2.2 CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

Para las alturas de tierras se toman los perfiles transversales definidos en el Proyecto Original del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis, con las cargas que suponen. Según dichos perfiles, sobre la cubierta del colector pueden acumularse alturas de tierras de hasta 6.00m.

En el tramo del colector objeto de demolición y posterior reposición no se prevé la acción del tráfico rodado, puesto que se encuentra fuera de la planta de las calzadas de la Ronda Litoral, por lo que la sobrecarga de utilización considerada es $10 kN/m^2$.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

El cálculo de acciones se ha regido por el articulado de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera: IAP

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación del tramo del Colector sobre la traza del Falso Túnel han sido:

- Peso propio.
- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- La sobrecarga de utilización del Colector (se ha supuesto una densidad de los lodos que puedan circular por el interior del Colector de hasta 14 kN/m^3) y una sobrecarga de conservación interior de 1.0 kN/m^2.
- Posible sobrecarga sobre la estructura. (según IAP)

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón en hastiales: HA-25
- Hormigón en losa de cubierta y losa inferior: HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control (con los coeficiente de seguridad de materiales y acciones que implican):

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

El procedimiento de cálculo puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

4.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean un procedimiento constructivo que permita agilizar la reposición del Colector y sea compatible con la construcción del Falso Túnel.

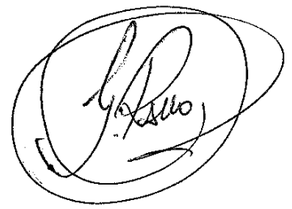
Procedimiento constructivo:

- Demolición del colector existente y conexión con el by-pass previamente ejecutado.
- Ejecución de las pantallas del Falso Túnel de Can Tunis.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota de cara inferior de la cubierta y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la losa inferior del Colector que sirve, a su vez, de losa de cubierta del Falso Túnel.
- Ejecución de los alzados del Colector.
- Colocación de prelosas, previamente prefabricadas en obra.
- Hormigonado de la losa de compresión "in situ".
- Conexión con el Colector existente.
- Relleno de tierras sobre el Colector hasta reposición del terreno natural.
- Excavación interior del Falso Túnel.

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de los elementos resistentes del Colector, que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

5. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.



Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 7 de octubre de 2004

NOTA DE CÁLCULO

CUBIERTA DEL TRAMO FEIXA LLARGA - RONDA LITORAL

Al ser la cubierta plana, cabe aplicarle en todo el tramo el mismo tipo para 3 vanos de 12,10 m.

La pendiente del colector requiere un estudio especial

DIMENSIONAMIENTO DEL COLECTOR:

No se conoce el armado del capó existente por lo que no se cumple en el tipo estático que puede corresponder con él.

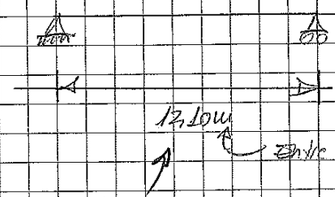
La seguridad estructural debe garantizarla por una segunda estático longitudinal sobre dos pantallas laterales y el fondo final.

En realidad habrá continuidad frente con el capó existente y al capó siguiente — habrá compatibilidad de deformaciones y redistribución de esfuerzos (con lado seguro) pero se garantiza la seguridad estructural sin contar con esta compatibilidad.

1) ASEGURAMIENTO CAPACIDAD PORTANTE

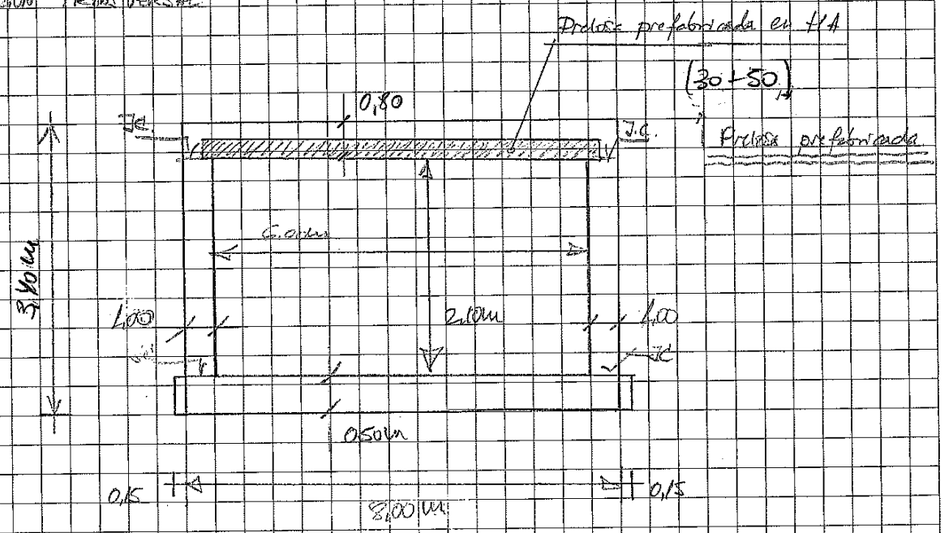
→ Esquema estático longitudinal: Biapoyado en las pantallas laterales del fondo final.

Luz de cálculo: 12,10 m



Ligera inclinación del colector

SECCIÓN TRANSVERSAL



ACCIONES:

- Peso propio g_1 (A = 14,6 m²)
- Peso de todos interiores g (γ = 14 KN/m³) (Del lado seguro)
- Sc de mantenimiento interior: g = 1,0 KN/m² (No puede ser concomitante con los todos. Son pésimos los todos)
- Relleno de tierras: Aproximadamente: h = 6,00 m (Hay rellenos máximos de 6 cm de tierra)
- Sc de uso Superior: g = 10 KN/m²

- g_1 = 36,5 KN/m
- g_{todos} = A·γ = 12,6 m² × 14 KN/m³ = 176,4 KN/m
- $g_{tierras}$ = 6,00 m · 8,0 m × 20 KN/m³ = 960 KN/m
- g_q = 10 KN/m² × 8,00 m = 80 KN/m

NOTE BOOK

g_d = 1,35 (36,5) + 1,00 (176,4) + 1,50 (960 + 80)

g_d = 2230 KN/m

$M_d = \frac{g_d \cdot l^2}{8} = \frac{2230 \cdot 12,10^2}{8} = 40811,8$ KN·m → en cada alma 20405,9 KN·m/m

Canto total empleado en flexión: 2,60 m

Recubrimiento mecánico: r = 0,15 m + Ø del lado seguro

Dimensionamiento con programa DATA: A_s = 231,2 cm²/alma

→ 17 Ø25

→ 29 Ø32

Se disponen 30 Ø32 en cada alma. A_s = 241,26 cm² (x = 0,378 d)

3 capas de Ø32 r = 0,130 (recubrimiento mecánico) Dpto. Ingeniería

M_{rm} = 21816 KN·m' − (65 · 1,07) (Calculado con el canto debo)

d = 2,60 − 0,15 = 2,45 m.

- Tomando el cortante a 1 canto útil

$V_d = g_d \cdot (l/2 - d)$ = 2230 · (6,00 − 2,45) = 7916,5 KN/m

V_d = 3960,0 KN/alma

Dimensionamiento con programa DATA:

A_x = 34,71 cm²/m → 4 ramas Ø16 a 0,20 (A_s = 241,26 cm²)

($A_{s\,disp}$ = 40,22 cm²/m)

- Tomando el cortante a 2 cantos útiles

$V_d = g_d (l/2 - 2d)$ = 2230 (6,00 − 2·2,45) = 2455 KN

V_d = 1227,5 KN/alma

Dimensionamiento con programa DATA:

A_x = 3,39 cm²/m → Es evidente el cuanto mínimo a cortante

A_x = 8,333 cm²/m → 1 c Ø16 a 0,15 (26,81 cm²/m)

Ver pág siguiente

NOTE BOOK

Cuantía mínima a cortante

$A_d \cdot f_{yd} \geq 0{,}02 \cdot b \cdot f_{cd}$

$A_d \geq \frac{0{,}02 \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}02 \cdot 1{,}00 \cdot \frac{25}{1{,}5}}{400\ MPa} = 0{,}1333\ cm^2/cm$

Decisión última hacia el cortante:

Tomando el cortante a 1 canto útil $V_d = 7916{,}5\ kN$.

La armadura de flexión que llega al apoyo debe ser, como mínimo

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{7{,}920\ MN}{434{,}8\ MPa} = 182{,}15\ cm^2 \rightarrow 91{,}08\ cm^2$/alma

Deben llevarse hasta el apoyo 12 Φ32 de los 30 Φ32

Tomando anclajes + adelgaz. (2.60 m) – se llevan todos los Φ32 hasta el apoyo

CUELGUE DE LA REACCIÓN DE LA LOSA INTERIOR

Acciones: - Peso propio $h = 0{,}50m \rightarrow 12{,}5\ kN/m^2$

- Peso todos $h = 2{,}1m \rightarrow 2{,}1 \cdot 24\ kN/m^3 = 29{,}4\ kN/m^2$

$g_1 = 12{,}5\ kN/m/m$

$g = 29{,}4\ kN/m/m$

$q_d = 1{,}35 \cdot 12{,}5 + 1{,}00 \cdot 29{,}4 = 46{,}275\ kN/m/m$

$\ell = 7{,}00m$ (entre ejes de alineas)

$V_d = 46{,}275\ kN/m/m \cdot \frac{7{,}00m}{2} = 161{,}96\ kN/m \approx 165\ kN/m$

Armadura de cuelgue necesaria: $A_d \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}165\ MN}{400\ MPa}$

$A_d \geq 4{,}125\ cm^2/m$

Para poder dar capacidad mecánica de cor 7Φ25 dentro del alma

$A_s = 6 \times 8{,}042 = 48{,}252\ cm^2$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 107{,}798 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 434{,}8\ MPa = 4{,}690\ MN$

Agotamiento por compresiones en el hormigón

$V_{u1} = 0{,}5\ f_{cd}\ b_0$

$f_{cd} = 0{,}40 \cdot f_{cd} = 0{,}40 \cdot \frac{25}{1{,}50} = 6{,}67\ MPa$

$V_{u1} = 0{,}50 \cdot 6{,}67\ MPa \cdot 0{,}50m = 1{,}6675\ MN/m$

Agotamiento por tracciones:

$V_{u2} = A_p \cdot f_{yp,d}$

Dejando solidación $\frac{4{,}696\ MN}{6{,}00m} = 0{,}783\ MN/m$

con cordal $A_p \geq \frac{V_{u2}}{f_{yp,d}} = \frac{0{,}783\ MN/m}{400\ MPa} = 19{,}57\ cm^2/m$

Cuantía mínima armadura de flexión del forjado inferior

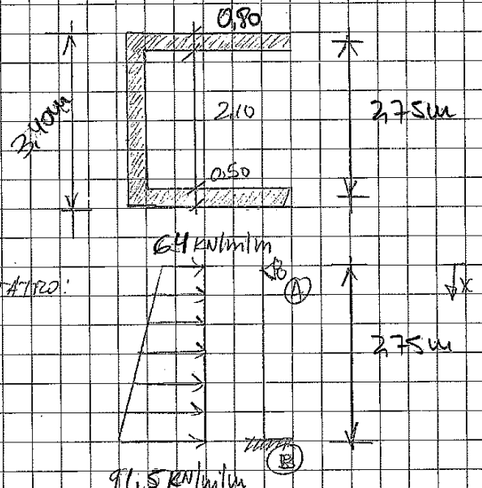
Hay dispuesto en el forjado inferior Φ20 a 0,20

$A_s = 15{,}71\ cm^2/m$ → Hay que reforzarlo para el dejando las barras fuera del corte

Contando también con cor Φ16 a 0,20 superior

$A_s = 25{,}77\ cm^2/m$ (para el dejando todo con cor armadura)

EMPUJES SOBRE EL MURO.



Se dimensiona con empuje al reposo

$K_0 = 0,50$

$E_0 = \gamma \cdot h \cdot K_0$

ESQUEMA ESTÁTICO:

Momentos:

$$M_B = \frac{-l^2}{120}(7p_1 + 8p_2)$$

$$M_B = \frac{2,75^2}{120}(7 \cdot 64 + 8 \cdot 91,5) = 74,4 \text{ KN m/m}$$

$$M_x = R_A x - \frac{p_1(2l - x) + p_2 x}{6l} x^2 = R_A x - \frac{p_1 3lx^2 + p_1 x^3 + p_2 x^3}{6l}$$

$$R_A = \frac{l}{6}(2p_1 + p_2) + \frac{M_B}{l} = \frac{2,75}{6}(2 \cdot 64 + 91,5) - \frac{74,4}{2,75} = 73,55 \text{ KN/m}$$

$$\frac{dM_x}{dx} = R_A - \frac{6p_1 lx - 3p_1 x^2 + 3p_2 x^2}{6l} = 0$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{dM_x}{dx} = 73,55 - \frac{6 \cdot 64 \cdot 2,75 \cdot x - 3 \cdot 64 \cdot x^2 + 3 \cdot 91,5 \cdot x^2}{6 \cdot 2,75} =$$

$$= 73,55 - 64x + 11,64x^2 - 16,64x^2 =$$

$$= -5,0x^2 - 64x + 73,55 = 0 \longrightarrow x = 1,06$$

$$x = -13,86$$

$$M(x=1,06) = 73,55 \cdot 1,06 - \frac{64 \cdot 3 \cdot 2,75 \cdot 1,06^2 - 64 \cdot 1,06^3 + 91,5 \cdot 1,06^3}{6 \cdot 2,75}$$

$$M(x=1,06) = 40,02 \text{ KN·m/m}$$

Dimensionamiento con programa BASIC

$M_d = 1,50 \cdot 40,02 = 60,03$ KN·m/m

$h = 1,00$ m

$r = 0,045 + 0,02/2 = 0,055$ m

$A_s \geq 2,707$ cm²/m

Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1,00 \cdot \frac{25/1,5}{400/1,15} = 15,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se opta por $\phi 20$ c/20

ARMADURA DE CORTANTE DE MURO

$$V_E = R_B = \frac{q}{6}(p_1 + 2p_2) - \frac{M_B}{\ell}$$

Sustituyendo valores

$$V_B = \frac{2{,}75}{6}(54 + 2\cdot 91{,}5) - \frac{40{,}02}{2{,}75} = 98{,}66 \text{ kN/m}$$

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_t = 15{,}71 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Armadura en tracción, caso mínimo $\phi w\, a\, 0{,}20$)

$A_d = 0{,}00 \text{ cm}^2/\text{m}\,/\text{m}$

Cortante último sin armadura de cortante $V_u = 26{,}24$ kN/m (OK!)

NOTE BOOK

TOTALES DE ARMADURA TRANSVERSAL.

- Del apoyo hasta 1 canto útil
  - Cortante $A_d \geq 24{,}71 \text{ cm}^2/\text{m}$
  - Cualquier reacción forjado $A_d \geq 4{,}125 \text{ cm}^2/\text{m}$
  - Fuerzas en hastiales $A_d \geq 15{,}33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← En caras laterales

  Total... 54,165 cm²/m

  Tomando [2 ramas φ20 + 2 ramas φ20 en planos a 0,20] $A_d = 62{,}84 \text{ cm}^2/\text{m}$

  Caras exteriores: $\phi 20\, a\, 0{,}20 \rightarrow 15{,}71 \text{ cm}^2/\text{m}$ (OK!)

  en el interior: $2 \times \phi 20\, a\, 0{,}20$ $A_d = 47{,}13 \text{ cm}^2/\text{m}$ para cubrir $24{,}71 + 4{,}125 = 38{,}835 \text{ cm}^2/\text{m}$ (OK!)

- Desde 1 canto útil hasta ℄
  - Cortante $A_d \geq 8{,}33 \text{ cm}^2/\text{m}$
  - cualquier reacción forjado interior: $A_d \geq 4{,}125 \text{ cm}^2/\text{m}$
  - Fuerzas hastiales: $A_d \geq 15{,}33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← En caras laterales

  Total... 27,795 cm²/m

  Tomando [2 ramas φ20 + 2 ramas φ16 en planos a 0,20] $A_d = 51{,}53 \text{ cm}^2/\text{m}$ (OK!)

  Cara exterior $\phi 20\, a\, 0{,}20 = 15{,}71 \text{ cm}^2/\text{m}$ (OK!)

  en el interior quedan $(\phi 20 + 2\phi 16)\, a\, 0{,}20 = 35{,}82 \text{ cm}^2/\text{m}$ para cubrir $12{,}795 \text{ cm}^2/\text{m}$ (OK!)

NOTE BOOK

Detalle viguín con cubierta:

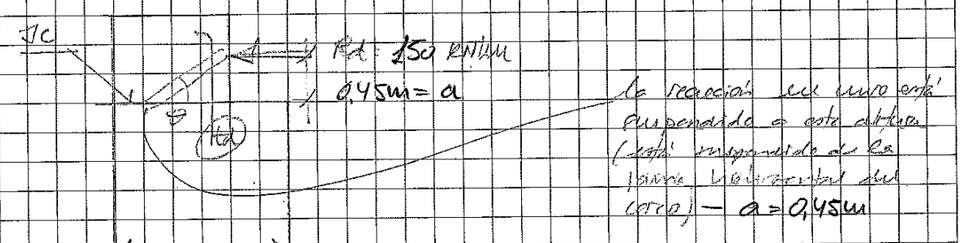
$R_{máx} = 100$ kN/m

$R_d = 1,5 \cdot 100 = 150$ kN/m

Armadura de la reacción: $A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{150 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se cubre con la rama horizontal superior de los cercos $A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dimensionamiento de la armadura del apoyo del tablero.



Dimensionamiento como ménsula corta. Se hormigona sobre hormigón ya endurecido: EHE → $\cot g\,\theta = 2,00 \rightarrow \operatorname{tg}\theta = 1/2,00$ ($\theta = 45°$)

$d \geq \frac{a}{0,85} \cot g\,\theta \rightarrow d \geq \frac{0,45}{0,85} \cdot 1,00 = 0,529$m (se cumple sobradamente)

$F_{hd} = 20\% F_d$

$T_d = F_{vd} \operatorname{tg}\theta + F_{hd} = 150 \text{ kN/m} \cdot 1,00 + 0,20 \cdot 150 = 180$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0,180 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← se cubre con $\phi 12$ c 0,20

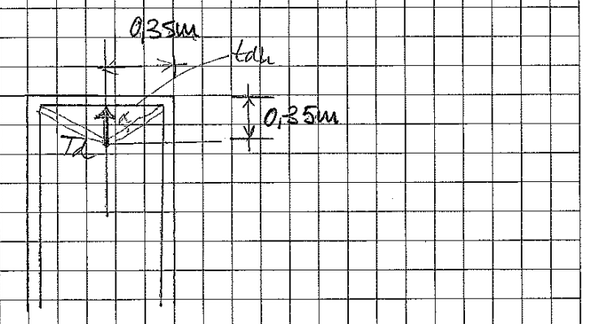
$T_{2d} = 0,20 \cdot F_{hd} = 0,20 \cdot 150 \text{ kN/m} = 30 \text{ kN/m} = A_{s2} \cdot f_{yd}$

$A_{s2} \geq \frac{T_{2d}}{f_{yd}} = \frac{30 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← se añade con la armadura principal

Comprobación de anclaje del $\phi 12$

$l_{b,\phi 12} = 30$ cm ← Se toman 70cm

Anclaje en el cuneo.



$\alpha = \arctg \frac{0,20}{0,70} = 15°$

$T_d = A_s \cdot f_{yd} = (\phi 12 \text{ c } 0,20)$

$= 5,655 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \cdot 400 \text{ MPa}$

$T_d = 0,2265 \text{ MN/m}$

$T_{dh} = \frac{T_d}{9} = 0,2265 \text{ MN/m} \rightarrow A_{sh} \geq \frac{T_{dh}}{f_{yd}} = \frac{0,2265 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 5,655 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\theta = 45°$

La rama horizontal del cuco debe cubrir un total de:

★ Armadura reacción: $2,63 \text{ cm}^2/\text{m}$

★ Anclaje armadura: $5,655 \text{ cm}^2/\text{m}$

Total... $8,29 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Se cubre con $\phi 20$ c 0,20 ($15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$)

REACCIÓN TRAS MÁXIMA: (Colector lleno sin tierras fuera)

$R_d^{fg} = 1,50 \cdot 75 = 112,50 \text{ kN/m}$ → Mismo dimensionamiento que en el caso anterior (muy del lado seguro)

$A_s = \frac{112,50 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 2,81 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Se cumple de sobras con los 7 $\phi 20$ por problemas de puesta ($18,85 \text{ cm}^2/\text{m}$)

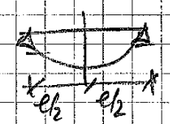
RASANTE EN LA JTA. ENTRE HORMIGONES

30ϕ32 ; $A_s = 241,26\ cm^2$

$T = N = A_s \cdot f_{yd} = 241,26 \cdot 10^{-4}\ m^2 \cdot 484,7\ MPa = 10,49\ MN$

Ancho disponible para la redistribución en rasante: 6,00m

(Tramo con ley de momentos flectores monótona creciente o decreciente



Rasante: $\tau = 10,49\ MN / (6,00m \cdot 1,00m) = 1,749\ MPa$

Rasante último: $\geq 0,25 f_{cd} = 4,17\ MPa$ (OK!)

- Rasante resistente

$$\tau_{rd} = \cancel{\beta f_{ctd}}^{0} + \frac{A_{st}}{s_p} f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) + \cancel{\mu \sigma_{cd}}^{0}$$

Tomando

$A_{st} = 14 \times 4 \times \phi 20 + 16 \times (2\phi 20 + 2\phi 16) = 340,85\ cm^2$

Total de armadura transversal

$A_{st}/s_p = 340,85\ cm^2 / (6,0m \cdot 1,0m) = 56,808\ cm^2/m^2$

Coeficiente de rozamiento mínimo necesario:

$\mu \geq 0,77 \rightarrow$ Superficie Rugosa

Tomando todo con 4 ramas $\phi 20$ a 0,20 — $\mu \geq 0,70$

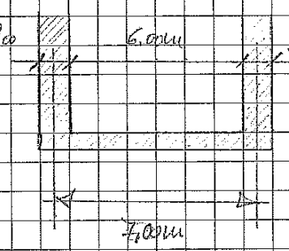
Se disponen 4 ramas $\phi 20$ c 0,20 en toda la longitud

NOTE BOOK

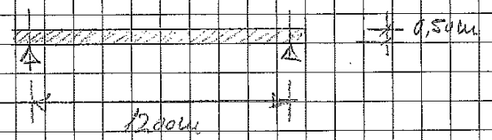
LOSA INTERIOR

Empotrada plano: 1,00 6,00m 1,00

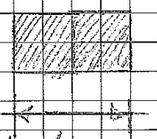
TRANSVERSAL



LONGITUDINAL



Discretización: cada 1,00m



$h = 1,00m$

$b/c = 20 \rightarrow \beta = 0,229$

$A = 0,50\ m^2$

$I_{zz} = \frac{1}{12} 0,5^3 \cdot 1,00 = 0,0104\ m^4$

$J = \frac{1}{2} \frac{1}{2} \cdot 0,5^2 \cdot 1,00 = 0,02082\ m^4$

CARGAS:

- Peso propio: generado automáticamente por el programa
- Peso de tierras: $\gamma = 19\ kN/m^3$, $h = 2,10m$ | $q = 29,4\ kN/m^2$

MATERIALES:

HA 25 $f_{ck} = 25\ MPa$

$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{25+8} = 27264,04\ MPa$

NOTE BOOK

ESQUEMA ESTÁTICO: LOSA APOYADA EN LOS CUATRO LADOS:

Control de recubrimientos:

- $b = 7{,}00\,m$, $L = 12{,}00\,m$, $h = 0{,}50\,m$ } $V = 7 * 12 * 0{,}5 = 45{,}5\,m^3$
  $\gamma = 25\,KN/m^3$
  $G_{LL} = 45{,}5\,m^3 \cdot 25\,KN/m^3 = 1137{,}5\,KN$ $R_{SAP} = 1137{,}5$ (OK!)

- Lados: $V = 6{,}0 \times 2{,}1 \times 13{,}0 = 16{,}38\,m^3$
  $\gamma = 14\,KN/m^3$
  $G_{lados} = 16{,}38\,m^3 \cdot 14\,KN/m^3 = 2293{,}2\,KN$
  $R_{SAP} = 2293{,}2\,KN$ (OK!)

Esfuerzos:

a) Peso propio:

$M_{PP} = 53{,}09\,KN\,m/m$

b) Cobras:

$M_{MC} = 122{,}60\,KN\,m/m$

$M_d = 1{,}35 \cdot 53{,}09 + 1{,}5 \cdot 122{,}60 = 254{,}27\,KN\,m/m$

Dimensionamiento con programas BASIC:

$M_d = 195\,KN\,m/m$

$h = 0{,}50\,m$

$r = 0{,}04\,m$ (Recubrimiento mecánico) $\rightarrow A_s = 10{,}29\,cm^2/m$

Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración:

$A_s \geq 0{,}04\,A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 0{,}5 \frac{25/1{,}5}{500/1{,}15} = 7{,}67\,cm^2/m$ → le cubre la armadura dispuesta

$A_s = 10{,}29\,cm^2/m \rightarrow \phi 20$ a $0{,}20$ (← Cabe módulo pt 7/8)

$M_{lim} = 277{,}25\,KN\,m/m$ (CSA = 1,42) $x = 0{,}14\,d$ ← Cumple armadura en compresión

Armadura superior: $\frac{1}{3}\,10{,}81 = 3{,}252\,cm^2/m$

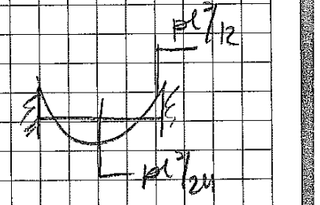
Se dispone la cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración $A_s = 5{,}797\,cm^2/m \rightarrow \phi 12$ a $0{,}20$

Momento último con $\phi 12$ c $0{,}20$ $A_s = 5{,}655\,cm^2/m$

$r = 0{,}075$ (recubrimiento mecánico, recubrimiento geométrico $r = 0{,}045$)

$M_u = 102{,}26\,KN\,m/m$.

Corresponde a $q_d = \frac{q_d \cdot l^2}{22{,}5}$ $q_d = 46{,}275\,KN/m^2 = 46{,}275\,KN/m$



Para $M_d = \frac{q_d l^2}{12} = \frac{46{,}275 \cdot 7^2}{12} = 188{,}96\,KN\,m/m$

Dimensionamiento con programa BASIC:

$l_x = 0{,}50$

$r = 0{,}055$ ← (Recubrimiento mecánico) } $A_s = 10{,}39\,cm^2/m$

Se dispone $\phi 16$ a $0{,}20$

Cuantía mínima geotextil:

$f_c = 0,0018$

$A_f = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \geq 0,0018 \cdot 0,5 = 0,0009 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A_s = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Se cubre con la armadura dispuesta

4,5 cm²/m en cada cara

MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES:

$mg_1 \simeq 21 \text{ KN·m/m}$

$mg_{losa} \simeq 50 \text{ KN·m/m}$

$md = 1,35 \cdot 21 + 1,00 \cdot 50 = 78,35 \text{ KN·m/m}$.

Dimensionamiento con programa BASIC:

$r = 0,05 \text{ m} \simeq 0,06 \text{m}$ ← Recubrimiento mecánico

$A_s \geq 4,23 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Es útil disponer la cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$A_s \geq 7,67 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← Se dispone $\phi 16 \text{ a } 0,20$ (Anclado $\phi 16 \text{ a } 0,25$)

CORTANTES:

a) CORTANTES TRANSVERSALES:

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$VSg_1 = 34,04 \text{ KN/m}$

$VSg_{losa} = 80,26 \text{ KN/m}$

$VSd = 1,35 \cdot 34,04 + 80,26 = 126,21 \text{ KN/m}$

Cortante último sin armadura de cortante

$A_s = \phi 16 \text{ a } 0,20$ como mínimo $A_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$

$r = 0,06 \text{m}$ (recubrimiento mecánico) $CVu = 0,154 \text{ MN/m}$

$A_s \geq 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ ← No hace falta armadura de cortante.

NOTE BOOK

$Vu_2 = 150 \text{ KN/m}$ ← Cortante último sin armadura de cortante

b) CORTANTES LONGITUDINALES

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

$VSg_1 = 27,19 \text{ KN/m}$

$VSg_{losa} = 62,91 \text{ KN/m}$

$Vd = 1,35 \cdot 27,19 + 62,91 = 99,62 \text{ KN/m} \leq Vu_2$

Tampoco hace falta armadura de cortante.

Los cortantes máximos en dinteles centrales no son cercanos unitarios en el espacio

NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE EN LA LOSA

NOTE BOOK

Cam Junds

27-sept-2004

VERIFICACIÓN EN ELS (FISURACIÓN)

Hubiendo aplicado agrietamiento

Una vez en la abertura en Arma $w \leq 0{,}4\,mm$

Momento máximo transversal Losa fisural superior (Ley que están en contacto con el cubierta agrietado)

Carga muerta cualquiera

$$q_k = 4{,}20\,kN/m^2 + 4{,}20\,kN/m^2 \cdot 4/2 \cdot q_{Losa} = 4{,}20 \cdot 1{,}25 + 4{,}20 \cdot 0{,}25 \cdot 2{,}4 =$$

$$= 12{,}38\ kN/m^2 \text{ en}$$

$$M_{max} = \frac{q_k l^2}{12} = 75{,}05\ kN\,m/m$$

Se ha escrito para control Fisuración, en

adjunto $\phi 12 \,c/\,20$

$A_s = 15{,}71\ cm^2/m$; $S = 0{,}20$; $\phi = 12\,mm$

ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
LOSA COLECTOR AGUAS NEGRAS

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	25	MPa
n=	7.336	
fct,m=	2.565	MPa
Es=	2.00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	0.5	m		
As1=	15.71	cm2/m	ro1=	0.00353034
As2=	15.71	cm2/m	ro2=	0.00353034
d=	0.445	m		
d'=	0.055	m		
c=	0.045	m		
s=	0.2	m		
fi=	20	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0.195	m
X=	0.087	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0.0017083	m4
Iint=	0.010416667	m4

porcentaje= 16.40 %

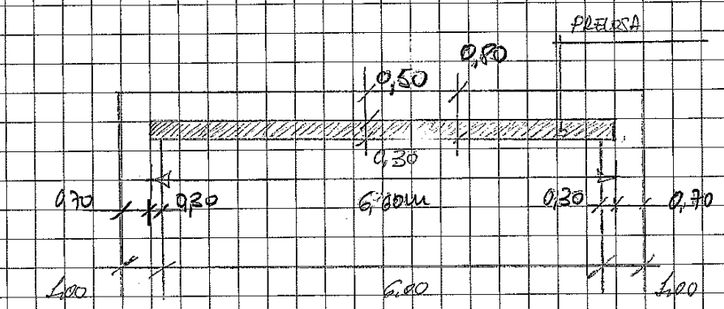
ESFUERZOS:

mk=	75.05	kN·m
Sigma s=	115.455	MPa
m fis=	106.873	kN·m
Sigma sr=	164.412	MPa
k1=	0.125	
k2=	1	
As=	15.71	cm2
Ac, ef=	0.125	m2

Epsilon sm= 0.00023091

sm=	209.57	mm
wk=	0.08	mm

CUBIERTA COLECTOR → BIAPOYADA EN +MASTIAVE



ESQUEMA ESTÁTICO: EN SERVICIO

ACCIONES:

- Peso propio
- Peso forjado: $g_k = 6,0m \cdot 20\ KN/m^3 + 120\ KN/m^2$
- Sobrecarga: $q = 10\ KN/m^2$

FLEXIÓN

1) CUANDO SÓLO RESISTE LA PLETINA

Dicho soportar $g_k + g_k^v + \underbrace{\text{Sc continuación}}_{\text{Peso hormigón fresco}}\ KN/m^2$

$g_k = 0,30 * 25 = 7,50\ KN/m/m$

$g_k^v = 0,50 * 25 = 12,50\ KN/m/m$

$q = 1,0\ KN/m/m$

$q_d = 1,35(7,50) + 1,50(12,50+1,0) = 30,375\ KN/m/m$

$q_k = 1,00(7,50+12,50) = 20\ KN/m^2$ ← En estado permanente

$M_{nd} = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{30,375 \cdot 6,30^2}{8} = 150,7\ KN\,m/m$

$M_{uk} = \frac{q_{uk} l^2}{8} = \frac{20,0 \cdot 6,30^2}{8} = 99,225\ KN\,m/m$

Recubrimiento mecánico: $r = 0,045 + 0,012 + \underbrace{\frac{0,025}{2}}_{2\ capas\ \phi 25} = 0,0945 \approx 0,09\ m$

II) SECCIÓN COMPLETA

Dicho soportar $g_k + \underbrace{g_k^v + q}_{\text{Peso frenal}}$ Sc uso

$g_k = 0,80 * 25 = 20,0\ KN/m/m$

$g_k^v = 120\ KN/m/m$

$q = 10\ KN/m/m$

$q_d = 1,35(20) + 1,50(120+10) = 222,0\ KN/m^2$

$q_{d\,flexión} = 1,35(20,0) + 1,50(120+10) = 202\ KN/m^2$ (*)

$M_{d\,flexión} = \frac{202 \cdot 7^2}{8} = 1237,75\ KN\,m/m$

Hacen falta $90\ cm^2$/prolsa → 20 ϕ 25 por prolsa

2 capas 10 ϕ 25 / capa

(*) Es la parte del cortante de seguridad a flexión que falta por cubrir (el resto está tenido en cuenta al estar las torsiones de las armaduras en servicio)

EN CONSTUCCIÓN:

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU

Md=		222	kN·m/m ✓
Canto h=		0.3	m ✓
recubrimiento mecánico r=		0.09	m ✓
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lím. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	27264.04	MPa
U0=		2.98	MPa
Us1=		1.37	MPa
As=		31.62	cm2
As disp=		57.29	cm2

Comprobación en Servicio:

Mk= 99.225 kN·m/m ✓

FISURACIÓN:

n=		7.336			
ro1=		0.027			
Prof f.n.	X=	0.097	m	X=	0.463 d
I fisurada	If=	0.00084084	m4		
I íntegra	I=	0.00225			
Proporción	If=	37.37	% de I		

Estado tensional:

Compr. Máx hormigón:	11.48	MPa
Tensión armaduras:	97.54	MPa
Tens residual:	337.24	MPa
Flecha máx:	13.000	mm

EN SERVCIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU

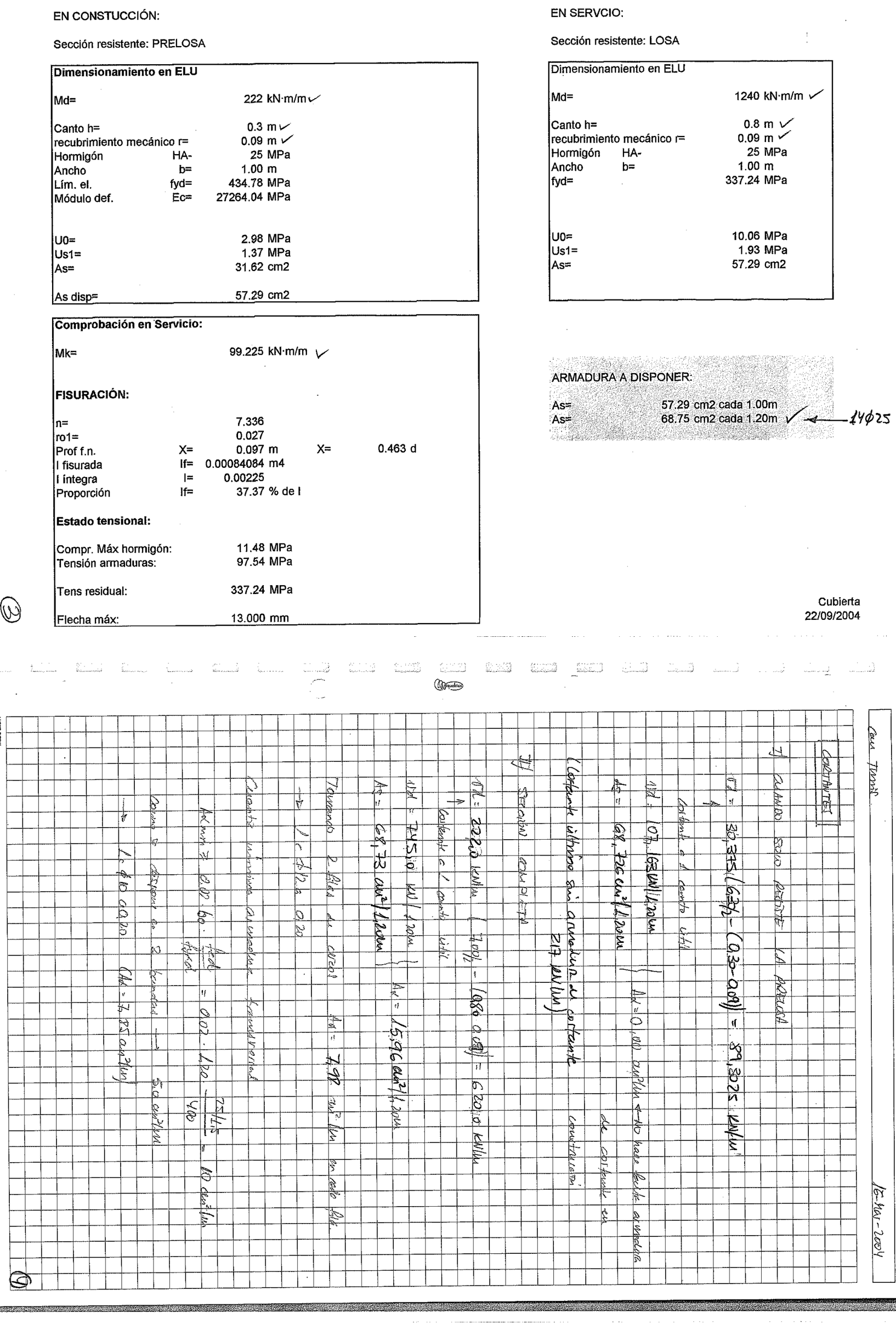
Md=		1240	kN·m/m ✓
Canto h=		0.8	m ✓
recubrimiento mecánico r=		0.09	m ✓
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
fyd=		337.24	MPa
U0=		10.06	MPa
Us1=		1.93	MPa
As=		57.29	cm2

ARMADURA A DISPONER:

As=	57.29 cm2 cada 1.00m	
As=	68.75 cm2 cada 1.20m ✓	← 14ϕ25

Cubierta
22/09/2004

(3)



Tomando el cortante a 2,00 m del apoyo

$V_d = 222,0 \text{ kN/m} \left(\frac{7,00}{2} - 2,00 \right) = 333,0 \text{ kN/m}$ III

$V_d = 333,0 \text{ kN} / 1,20 \text{m}$ } $A_d = 0,00 \rightarrow$ No hace falta armadura al cortante

$A_s = 68,726 \text{ cm}^2 / 1,20 \text{m}$ }

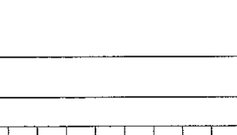
Se dispone la cuantía mínima $\phi 12 \text{ c/ } 0,20$

TRANSMISIÓN DE LA ÚLTIMA BIELA DE CORTANTE

$V_d = 745,0 \text{ kN} / 1,20 \text{m}$

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{745,0 \text{ kN/1,20m}}{400 \text{ MPa}} = 18,625 \text{ cm}^2/1,20 \text{m} \rightarrow 6 \phi 20 / \text{pretesa}$

Hay que transmitir la carga de las barras exteriores a las interiores (cuantía)



Armadura transversal $4d$ = 4 ramas $\phi 12 \text{ c/ } 0,20$ en 1,20m

$A_d = 22,62 \text{ cm}^2/\text{m} / 1,20 \text{m}$

Espacio necesario para anclar la capacidad del $7\phi 20$

$A_s = 21,994 \text{ cm}^2$ — Cambiada a 45°

Long tg $A_s \cdot f_{yd} \cdot \ell = A_s \cdot f_{yd} = 21,994 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot 434,8 \text{ MPa} =$

$= 0,956 \text{ MN}$

$\ell \geq \frac{0,956 \text{ MN}}{400 \cdot 22,62 \cdot 10^{-4}} = 1,056 \text{ m}$

A partir de este pto. anclaje + doblez de las $\phi 20$ $l_{b,req} = 60 \text{cm}$

— Longitud total $1,06 + 0,60 = 1,70 \text{m}$ + Ligera curvita embebida en el apoyo.

NOTE BOOK

ESFUERZO RASANTE.

SECCIÓN COMPLETA.

$A_s = 68,726 \text{ cm}^2/1,20 \text{m} \rightarrow 57,272 \text{ cm}^2/\text{m}$

$u = A_s \cdot f_{yd} = 2,490 \text{ MN/m} = T_d$

$C = T = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,176 \leftarrow$ Todo el bloque de compresiones

$x = 0,220 \text{m}$ — c/2 en la cara inf. ala

$d = 0,80 - 0,09 = 0,71 \text{m}$

$x = 0,31 d \leftarrow x \leq x_{lim} \leftarrow$ Si no, produce el fallo con ley de flexión plastificada.

$u = 2,490 \text{ MN/m} = 2,988 \text{ MN} / 1,20 \text{m}$

Rasante:

Espacio disponible para redistribución del rasante $6,30/2 = 3,15 \text{cm}$

$\tau = \frac{2,988 \text{ MN} / 1,20 \text{m}}{3,15 \text{cm}} = 0,9485 \text{ MN/m} / 1,20 \text{m} = 0,791 \text{ MN/m/m}$

Cuanto resistente en 1,20m

$\tau_{rd} = \beta \cdot f_{ctd} + \frac{A_t}{s_p} \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq \mu \cdot f_{cd} \geq 0,25 \cdot f_{cd}$

$f_{cd} = \frac{25}{1,50} = 16,67 \text{ MPa}$

$\tau_{max} = 0,25 \cdot f_{cd} = 4,17 \text{ MPa}$

$\beta = 0,40$

$f_{ctd} = \frac{1}{1,50} \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \frac{1}{1,50} \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 1,197 \text{ MPa}$

$A_t = 15,70 \text{ cm}^2/1,20 \text{m}$ — como máximo $\rightarrow 13,09 \text{ cm}^2/\text{m/m}$

$\alpha = 90° \rightarrow \cos\alpha = 0 ; \sin\alpha = 1,00$

$\mu = 0,90$

NOTE BOOK

Sustituyendo valores:

$\varepsilon_{cd} = 0,40 \cdot 1,197 + \frac{13,08 \cdot 10^{-4}}{1,00} \cdot 400 \cdot 0,9 = 0,4788 + 0,471 = 0,9497$ MN/cm/m

$\varepsilon_{cd} = 0,9497$ MN/cm/m. $> \varepsilon_d$ ← (OK!)

Teniendo en cuenta la distribución real de cercos

2,00 m con 2c φ12 a 0,20 → 11 planos 2c φ12 a 0,20

1,15 m con 1+1/1 2c φ10 a 0,20 → 11/2 planos 2c φ10 a 0,20

$A_t = 49,764 + 17,27 = 67,034$ cm²

en 3,15m

$A_{tt} = 29,28$ cm²/plano

$A_{tt} = 17,73$ cm²/m

Con lo cual $\varepsilon_{cd} = 0,40 \cdot 1,197 + \frac{17,73 \cdot 10^{-4}}{1,00} \cdot 400 \cdot 0,9 = 0,478 + 0,638$

$\varepsilon_{cd} = 1,117$ MN/m²

$\varepsilon_d = 0,791$ MN/m² (OK!) — Pasa con la armadura dispuesta

($\varepsilon_{SA} = 1,412$) (OK!)

(7)

NOTE BOOK

Cuantías mínimas

* Para evitar fallo frágil tras fisuración

a) Sección pretensada $A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,80 \cdot \frac{25/1,5}{500/1,15} = 4,597$ cm²/m

(Sí cumple sobradamente)

b) Sección armada $A_s \geq 0,04 \cdot k \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 0,65 \cdot \frac{25/1,5}{434,7} = 7,97$ cm²/m

(Sí cumple sobradamente)

* Cuantías mínimas geométricas como losa

$\phi \geq 18$ mm

$A_c = 0,65$ m²/m

$A_s \geq 11,7$ cm²/m → 5,85 cm²/m en cada cara

en 1,20m → 7,02 cm²/módulo → 6 φ 12 por módulo

(8)

NOTE BOOK

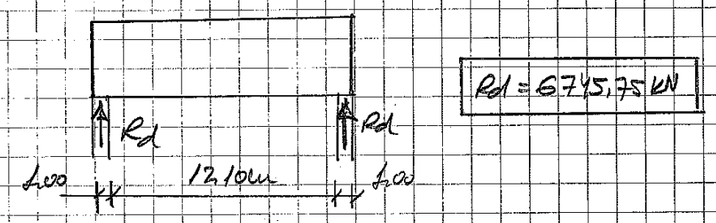
INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN EN PANTALLAS

Reacción máxima en cada viga:

q_d = 2230 kN/m

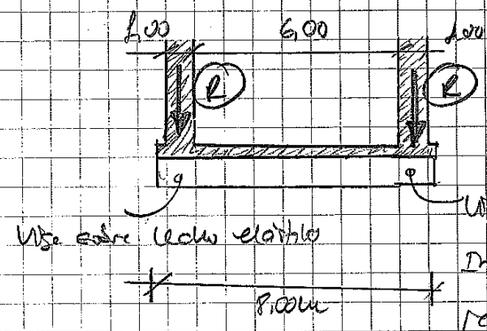
R_d = 2230 kN/m · $\frac{12,10m}{2}$ · $\frac{1}{2}$ = 6745,75 kN

↑ Hay 2 vigas



R_d = 6745,75 kN

Geometría:



A_c = 1,00 m²/m

E_c = 27264 MPa

Se supone que afectará toda la longitud de las pantallas

l = 28,0m (Ch forman 25m)

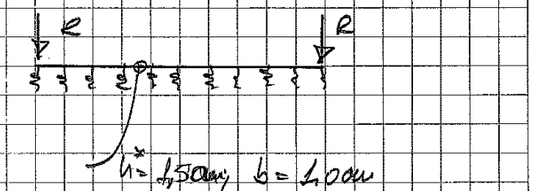
Constante de rigidez de los muelles:

$K = \frac{E_c \cdot A_c}{l} = \frac{27264\ MPa \cdot 1,00\ m^2/m}{28,0m} = 973,7\ MN/m/m$

Se toma K_M = 975 MN/m/m

NOTE BOOK

MODELO DE CÁLCULO:



El 2 indica el mayor nº de fajas del sector.

Tomando nodos cada 0,50m → K_M = 4875 MN/m

En los nodos extremos → K_M = 2437,75 MN/m

DIMENSIONAMIENTO:

I) FLEXIÓN:

M_d = 4310 kN·m/m
h = 1,50m
r = 0,18m

} Dimensionamiento con programa Bmi

$A_s \geq 84,72\ cm^2$ → 18 ϕ 25

II) CORTANTE

V_d = 8920 kN
A_s = 88,362 cm²

} A_d = 71,85 cm²/m Muy alto

Tomando el cortante en la cara del apoyo, en todo

Seguro V_d = 2560 kN
A_s = 88,362 cm²

} $A_d \geq 43,25\ cm^2/m$

Si cubre con 1 c ϕ 25 a 0,20 → Si dispone en toda la longitud

NOTE BOOK

Cau Juni 7-Sept-04

INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN:

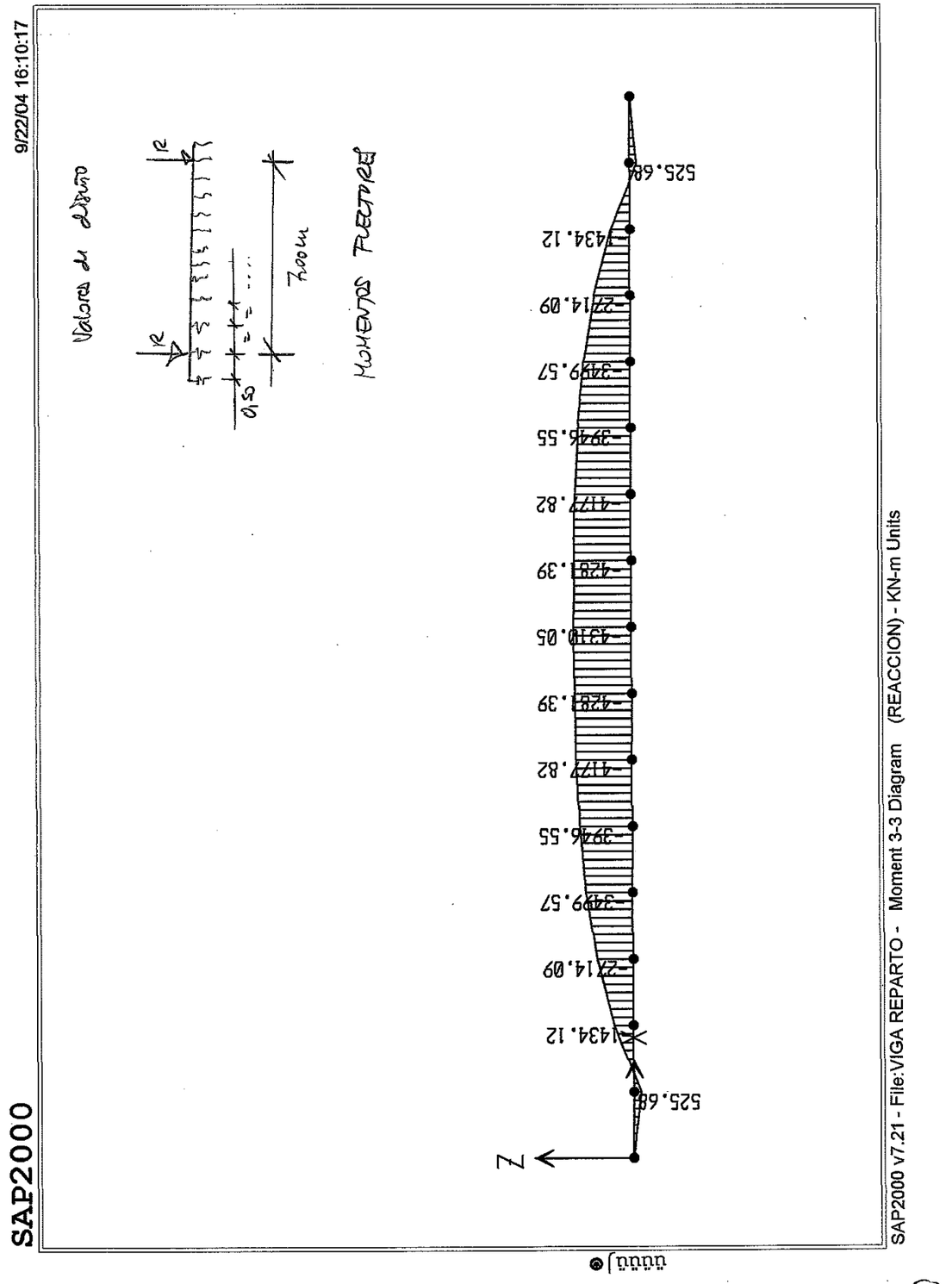
$Rd = 6745,75\ kN$

$Td = 0,30 \cdot Rd = 2023,72\ kN. \rightarrow Td = 2,025\ MN$

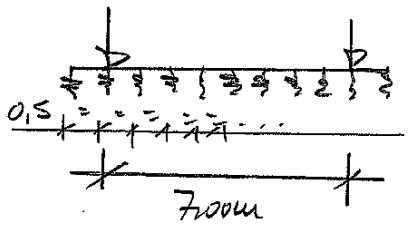
$$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}}$$

$$A_s \geq \frac{2,025\ MN}{400\ MPa} = 50,59\ cm^2 \leftarrow$$ Si cubre con la armadura de flexión.

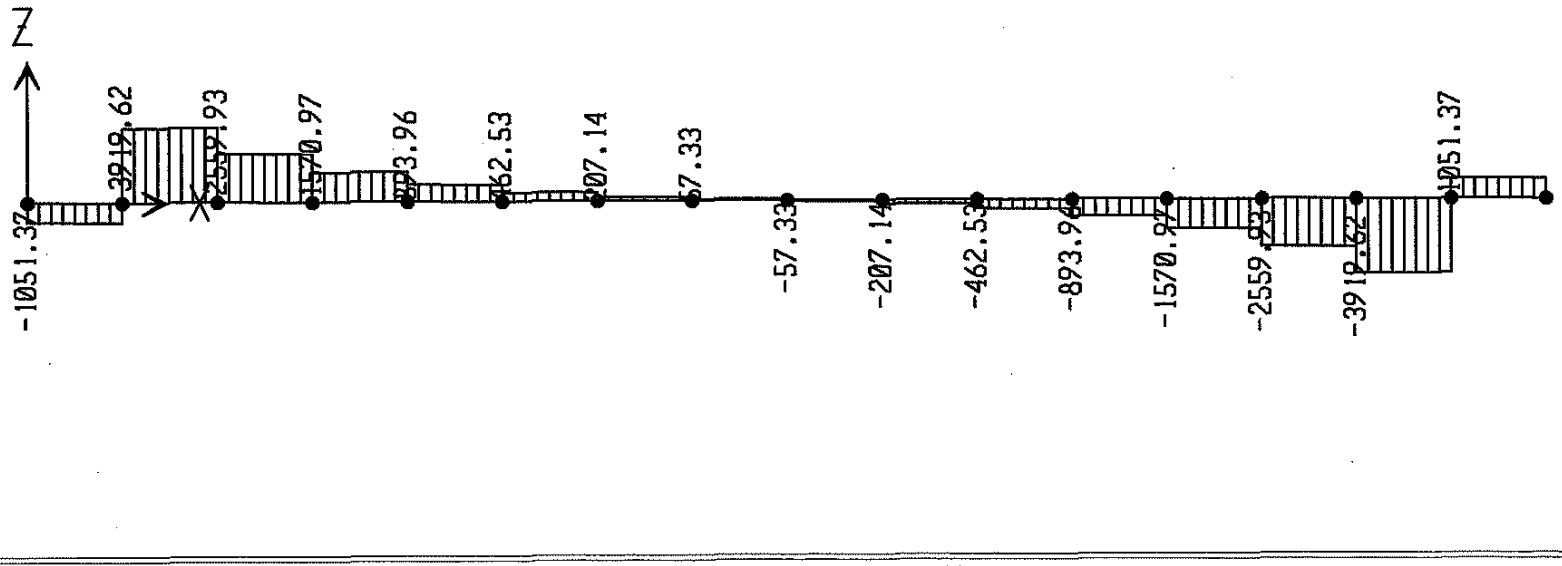
NOTE BOOK



Valores de diseño



CORTANTES



SAP2000 v7.21 - File:VIGA REPARTO - Shear Force 2-2 Diagram (REACCION) - KN-m Units

(4)

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS FASE 1A DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL B10: PK:707+448.104 a 707+456.166.

-ADENDA-

ESTEYCO - CICSA - IGYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 1464
Fecha 03/XII/04
CAN TUNIS-D-CT-C-05510

Bridge Technologies

Barcelona 29 de noviembre de 2004

REF: BT0307

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA RONDA LITORAL (B-10). –FASE 1A-
CRUCE Y REPOSICIÓN DEL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS

- ADENDA-

1. ANTECEDENTES.

El diseño del la reposición del Colector de Aguas Negras que atraviesa la Traza del Falso Túnel de Can Tunis en el PK 707+450, aproximadamente, se hizo sin definir el detalle de unión de la nueva estructura con el colector existente, ya que la falta de dados sobre este último no permitía un diseño fiable de la misma.

Una vez descubierto el colector y demolido el tramo que interfiere con la ejecución de las pantallas del Falso Túnel se han podido conocer más detalles sobre su geometría y su estado de conservación, así como tener una idea aproximada del armado con el que cuenta.

Con los datos necesarios se plantea la conexión entre el tramo del colector repuesto y los finales de demolición del colector existente. Todo lo definido en el documento original: "NOTA DE CÁLCULO DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DE AGUAS NEGRAS. FASE 1A DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL B10: PK:707+448.104 a 707+456.166" del 7 de octubre de 2004 es de aplicación, salvo las pequeñas modificaciones que se introducen para dar lugar a la conexión.

La nota de cálculo que acompaña a esta memoria recoge los cálculos realizados para el diseño de la conexión de la nueva estructura con el colector existente.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 GEOMETRÍA DEL COLECTOR.

La geometría del colector coincide, salvo pequeñas discrepancias con la geometría originalmente supuesta, por lo que el diseño anteriormente realizado es válido en este sentido.

2.2 ESTADO DEL COLECTOR EXISTENTE.

El colector existente se encuentra en un estado de conservación bastante deficiente, con fugas abundantes y trazado en alzado incoherente con el sentido de circulación de las aguas que por él circulan.

El armado descubierto tras la demolición del colector existente es de escasa cuantía y el estado en el que queda tras la demolición no permite su reutilización posterior.

En definitiva, el estado del colector existente no recomienda su utilización con fines estructurales para la reposición posterior a la ejecución del Falso Túnel.

3. CONCLUSIONES.

Se busca la continuidad del colector tras la reposición, de modo que se eviten las fugas de aguas contaminadas en la unión de la nueva estructura con el colector existente. Se evita la continuidad estructural con la intención de no someter al colector existente a esfuerzos dificiles de evaluar y, con toda seguridad, no asumibles dado el estado en el que éste se encuentra.

Para garantizar la estanqueidad y permitir los movimientos relativos entre las estructuras nueva y antigua, se plantean una losa inferior hormigonada a tope (a la altura de la losa inferior los movimientos serán pequeños y, en todo caso, de acercamiento) y unas aletas que envuelvan los hastiales del colector existente. Esta disposición permite los giros relativos entre estructuras.

Para asegurar la estanqueidad se disponen perfiles hidroexpansivos en las juntas de hormigonado. Para proteger la estructura del ataque químico que puedan provocar las aguas contaminadas que transporta el colector se realizará una protección adecuada de los paramentos en contacto con las mismas.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 29 de noviembre de 2004

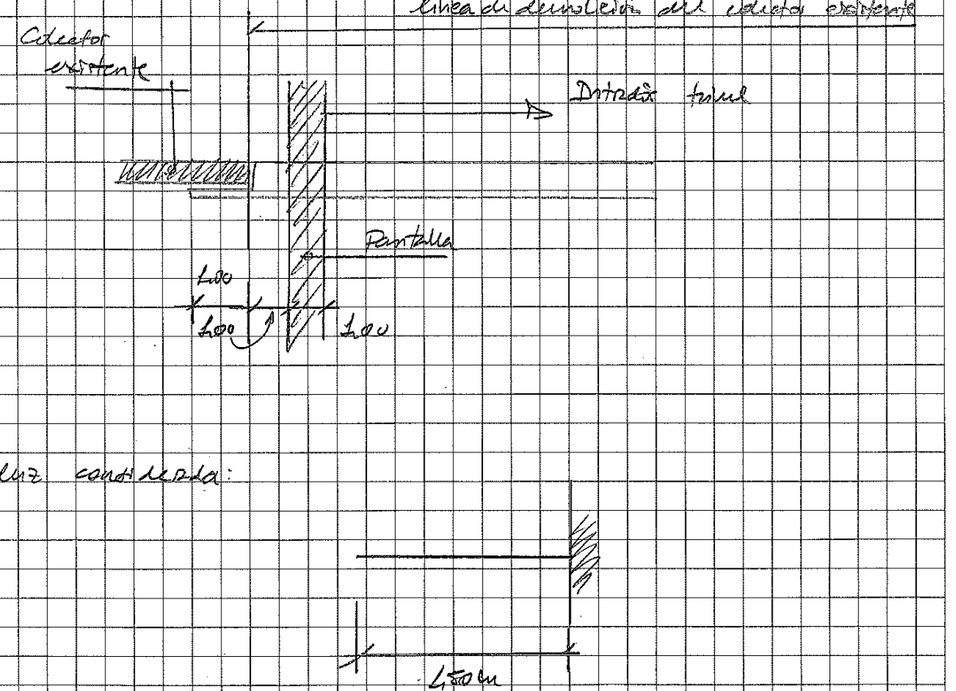
NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 1-Dic-04

DETALLE CONEXIÓN COLECTOR EXISTENTE

Dado el mal estado del colector existente a rasgos no conocidos con la mayor extensión — El nuevo colector envolverá al antiguo en hormigón.

ESQUEMA ESTÁTICO TRAMOS FUERA DE LA TRAZA DEL TÚNEL



NOTE BOOK

ACCIONES:

* Peso propio: g_1 ($A = 14{,}6\ m^2$)
* Peso todos interiores g ($\Gamma = 14\ KN/m^3$)
* Sc de mantenimiento interior $q = 1{,}0\ KN/m^2$ (No puede ser concomitante con @ todos son pésimos los todos)
* Relleno de tierras $h = 6{,}0\ m$ sobre cubierta del colector
* Sc sobre superficie: $q = 1{,}0\ KN/m^2$

→ · $g_1 = 365\ KN/m$

· $g_{todos} = 176{,}4\ KN/m$

· $g_{tierras} = 6 \times 8{,}0\ m \times 20\ KN/m^3 = 960\ KN/m$

· Sc: $q = 10\ KN/m^2 \cdot 8{,}0\ m = 80\ KN/m$

$q_d = 1{,}35\ (365) + 1{,}50\ (960 + 80) + 1{,}00\ (176{,}4)$

$q_d = 2229{,}15\ KN/m$; $q_d \approx 2230\ KN/m$

Canto total considerado a flexión: 2,60 m

Luz: 4,50 m (meseta)

(Luz equivalente en viga biapoyada: $\ell' = 2 \cdot 4{,}50 = 3{,}00\ m$)

Como $\ell_d = \frac{3{,}00}{2{,}60} = 1{,}15 < 2{,}0$ → Se comporta como viga de gran canto)

→ Meseta corta

$M_d =$

DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN:

Método EHE:

$$M_d = \frac{q_d \cdot \ell^2}{2} = \frac{2230 \cdot 4{,}5^2}{2} = 2508{,}75\ KN \cdot m$$

En cada alma: $M_d = 1254{,}5\ KN \cdot m$

Recubrimiento mecánico: $r = 0{,}15$ $d = 2{,}60\ m$

Dimensionamiento con programas BASÉ:

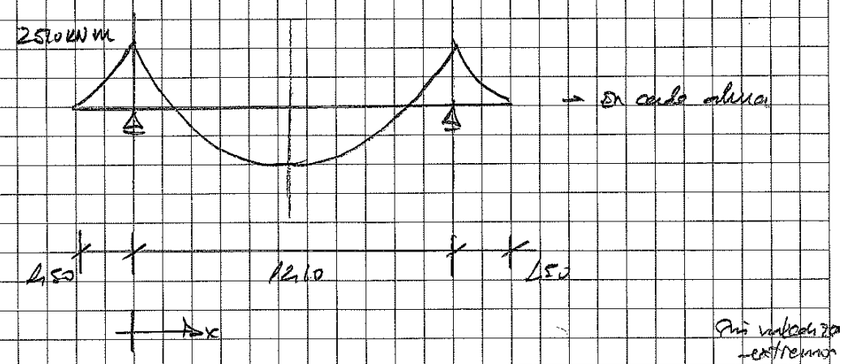
$A_s \geq 12{,}36\ cm^2$

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración:

$$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 26 \cdot \frac{25/1{,}5}{500/1{,}15} = 29{,}87\ cm^2$$

→ Limitante la cuantía mínima → 8 ϕ 20 $A_{tomo} = 16{,}50\ cm^2$

Ley de momentos flectores:



→ En cada alma

$$M_{d(x)} = 6745{,}75\,x - \frac{1115\,x^2}{2} = 6745{,}75x - 557{,}5x^2 \leftarrow \text{eje izquierda}$$

Por donde $M_d(x) = 1254{,}5\ KN \cdot m$ → $6745{,}75x - 557{,}5x^2 - 1254{,}5 = 0$

$557{,}5x^2 - 6745{,}75x + 1254{,}5 = 0$ → $x = 0{,}189 \approx 0{,}20\ m$

NOTE BOOK

A partir de este pto — andejir + Necesario ducos cDS. que deben llegar hasta

$x = 0{,}20 + 2{,}60 + 1{,}35 = 4{,}15\,m$ m eje de apoyo.

$M_{d,max,U} = 240 \cdot 15 \cdot 2{,}5^2 = 151{,}25$

MÉNSULA CORTA:

$a = 1{,}50\,m / 2 = 0{,}75\,m$ (Resultante de cargas)

$d \geq \frac{a}{0{,}75} \cdot \cot\theta = \frac{0{,}75}{0{,}75} \cdot 1{,}40 = 1{,}25\,m$ ← Se cumple ajustadamente

↑ Hipótesis monolítico

$T_{sd} \geq F_{vd} \cdot \cot\theta + \cancel{F_{Hd}}^{\,0} \geq A_s \cdot f_{yd}$

$F_{vd} = \frac{2230}{2} \cdot 1{,}50 = 1672{,}5\,KN.$

$T_{sd} \geq 1672{,}5 \cdot \frac{1}{1{,}40} = 1195\,KN = 1{,}195\,MN.$

$A_s \geq \frac{T_{sd}}{f_{yd}} = \frac{1{,}195\,MN}{400\,MPa} = 29{,}89\,cm^2$ ← Se cubre sobradamente

Armadura secundaria:

$T_{sd} = 0{,}20\,F_{vd} = 0{,}20 \cdot 1{,}195 = 0{,}239\,MN$

$A_s \geq \frac{0{,}239\,MN}{400\,MPa} = 5{,}975\,cm^2$ ← También se cumple aunque sobradamente.

— cuantía limitante: 7Φ25 — Se disponen 8Φ25

NOTE BOOK

INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN EN PANTALLAS

Reacción máxima en cada viga:

$R_d = 6745{,}75 + 2230 \cdot \frac{3{,}50}{2} = 6745{,}75 + 10650\,KN$

Factor por cambio de carga (es análisis elástico y lineal)

$\gamma_f \quad R = \frac{10650}{6745{,}75} = 1{,}578 \simeq \boxed{1{,}60}$

I) FLEXIÓN: $M_d = 4310\,KN.m \cdot 1{,}60 = 6896\,KN.m$

$h = 1{,}50\,m$ → $d = 1{,}35\,m$ → Dimensionamiento con programa BA.82

$r = 0{,}15\,m$

$A_s \geq 114{,}3\,cm^2/m$ → 3 Φ25

→ 11 Φ32 ← Se toma este

II) CORTANTE

$V_d = 3920 \cdot 1{,}60 = 6272\,KN$

$A_s = 144{,}76\,cm^2$

$A_d \geq 118{,}51\,cm^2/m$

Tomando el cortante a d del canto útil del eje del apoyo (del lado seguro)

$V_d = 1571 \cdot 1{,}60 = 2513{,}6\,KN$ (del lado seguro)

$A_s = 144{,}3\,cm^2$

$A_d \geq 41{,}35\,cm^2/m$ → se cubre con la armadura dispuesta

NOTE BOOK

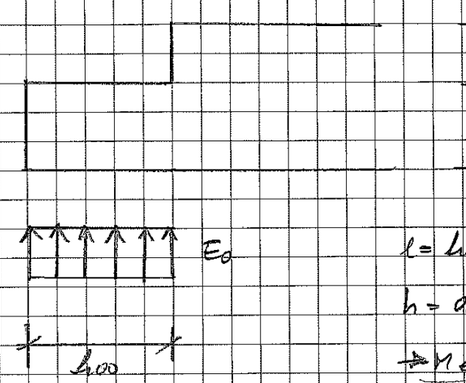
INTRODUCCIÓN DE LA REACCIÓN:

$R_d = 10650\ kN$

$T_d = 0{,}30 \cdot R_d = 0{,}3 \cdot 10650 = \quad T_d = 3195\ kN$

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{3195\ kN}{400\ MPa} = 79{,}88\ cm^2$ → se cubre con la armadura de flexión.

ALETAS LATERALES:



$l = 1{,}00$ (R=0,50m)

$h = 0{,}60\ m$

→ mínima cortante

Se dimensiona para: $E_B = 91{,}5\ kN/m^2 + 0{,}5 \cdot 10\ kN/m^2 = 96{,}5\ kN/m^2$

$E_d = 1{,}50 \cdot 96{,}50 = 144{,}75\ kN/m^2$

Dimensionamiento como ménsula corta.

$d \geq \frac{a}{0{,}75} \cdot \cot g\,\theta = \frac{0{,}5}{0{,}75} \cdot 1{,}0 = 0{,}50\ m$ → (OK!)

Armadura principal: $T_{1d} = F_{td} \cdot tg\,\theta + \cancel{F_{hd}}^{\,0} \leq A_s \cdot f_{yd}$

$F_{td} = 144{,}75\ kN/m^2 \cdot 1{,}00\ m^2 = 144{,}75\ kN$

$T_{1d} = 144{,}75 \cdot 1{,}00 = 144{,}75\ kN$

$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{0{,}14475\ MN}{400\ MPa} = 3{,}619\ cm^2$ ← Kuny bajo

Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración:

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 0{,}60 \cdot \frac{25/1{,}50}{400} = 10{,}00\ cm^2/m$ →

Se cubre con los $\phi 20$ a 0,20 → $15{,}71\ cm^2/m$

Can Ruis 29-NOV-04

Cortantes: tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo

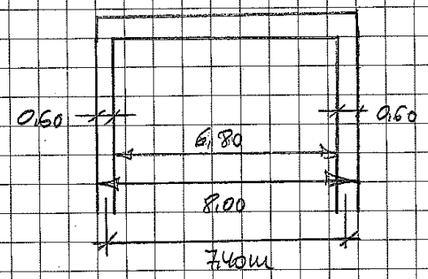
$V_d = 144,75 \cdot (6,0 - 0,5) = 72,375$ kN/m

$V_d = 72,375$ kN/m
$A_s = 15,71$ cm²/m

} $A_s \geq 0,0$ → no hace falta armadura de cortante

$V_{u1} = 198$ kN/m → Cortante último sin armadura de cortante

DINTEL:



Flexión

$q_d = 220$ kN/m² (b = 8,00m)

$M_d = \frac{q_d \cdot e^2}{8} = \frac{220 \cdot 7,4^2}{8} = 1505,9$ kN·m

b = 8,00m; h = 0,80m; r = 0,10m (recubrimiento mecánico)

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 60,590$ cm² → RΦ25 → se disponen 14Φ25.

Cortante:

$V_d = 220 \left(\frac{7,4}{2} - 0,90\right) = 638$ kN. { $A_d \geq 13,55$ cm²/m

$A_s = 69,726$ cm²

Se cubre con planos a 0,20 de 2cΦ10

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL FASES 1B Y 2

PK: 707+458.50 a 707+593.00

PUNTALES DEFINITIVOS

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2916
Fecha 19 / XII / 05
CAN TUNIS - D-CT-C-0137.10

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 15 de diciembre de 2005

MEMORIA DE CALCULO PARA ARRIOSTRAMIENTO METALICO DE PANTALLAS EN OBRAS PARA LA LINEA DE ALTA VELOCIDAD. U.T.E. CAN TUNIS

Tramo 3
Arriostramiento provisional PK 6437'20 – 6481'00
Arriostramiento provisional PK 6481'00 – 6525'60

- BARCELONA -

1.- Antecedentes.

2.- Cálculo del Arriostramiento.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2918
Fecha 19 / XII / 05
CAN TUNIS - D-CT-C-0138.10

Madrid, Diciembre de 2005

1.- ANTECEDENTES

Memoria de cálculo correspondiente a la estructura metálica del arriostramiento provisional que sirve para contener los empujes de los muros pantalla en obras para la línea del tren de alta velocidad a Barcelona, en el tramo 3, entre los PK. 6437'20 a 6481'00 y entre los PK. 6481'00 a 6525'60.

2.- CALCULO DEL ARRIOSTRAMIENTO

El cálculo de la estructura se realiza partiendo de los datos de empujes facilitados por Uds., estableciendo la disposición de elementos metálicos que aseguren con su distribución la estabilidad del muro pantalla frente a los empujes producidos por tierras y sobrecargas previstas.

Las Normas consideradas en el diseño, son las siguientes:

- NBE AE/88 Acciones en la Edificación.
- NBE EA-95 Cálculo de Estructuras de Acero.

Los empujes facilitados son los siguientes:

Tramo PK. 6437'20 a 6481'00 ..... 561 Tn / puntal (Carga mayorada, coef seg 1'50)
Tramo PK. 6481'00 a 6525'60 ..... 561 Tn / puntal (Carga mayorada, coef seg 1'50)

Se considera en el cálculo de la celosía también el incremento de axil que produce en el cordón superior el momento flector debido a la carga de peso propio de la estructura metálica.

El tipo de acero a emplear es S 275 JR con límite elástico de 2.806 Kg./cm²

En el caso de perfiles aislados, que no forman parte de celosías la comprobación se realiza por tensiones de flexocompresión y de pandeo en plano, considerando las esbelteces más desfavorables en plano horizontal y vertical.

La comprobación de los perfiles de las celosías se realiza por tensión a flexocompresión y a pandeo, realizándose la comprobación, en el caso de pandeo, tanto por esbeltez local en los planos horizontal y vertical de los perfiles aislados que forman los cordones entre nudos arriostrados en cada plano, como por esbeltez global de la sección cajón formada por las celosías para la luz del cajón entre pantallas de hormigón.

La comprobación frente al pandeo es inmediata para los perfiles que no forman parte de celosías, empleando la expresión siguiente, todo de acuerdo con la Norma NBE EA-95:

$$\sigma = \frac{N \cdot \omega}{A} + \frac{M}{W}$$

siendo:

σ = tensión de trabajo del acero.
N = esfuerzo de compresión mayorado.
ω = coeficiente de pandeo función de la esbeltez.
A = área de la sección compuesta.
M = momento flector mayorado.
W = módulo resistente de la sección.

El segundo sumando de la expresión anterior, relativo a la flexión, se desprecia en aquellos casos en que la luz es pequeña al obtenerse valores totalmente despreciables.

Para la comprobación de elementos de sección cajón formados por celosías, aplicamos el articulo 3.2.5.2 de la Norma NBE EA-95, en la que se define la esbeltez ideal en función de la complementaria de acuerdo con las expresiones siguientes:

Esbeltez complementaria $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A \cdot d^3}{n \cdot D \cdot l \cdot s^2}}$

siendo:

A = área de la sección total de cordones.
D = área de sección de una diagonal.
d = longitud de diagonales.
l = luz parcial del cordón.
n = número de planos de diagonales.
s = separación entre cordones.

Esbeltez ideal $\lambda_i = \sqrt{\left(\frac{L_k}{i}\right)^2 + \lambda_1^2}$

siendo:

L_k = longitud de pandeo de la pieza en el plano considerado.
i = Radio de giro de la sección bruta de la pieza compuesta respecto al eje de inercia libre considerado
λ_1 = esbeltez complementaria.

Esta comprobación se realiza tanto en el plano vertical como en el horizontal, además de compararse con el pandeo parcial de cada cordón.

Tubos de atado

La misión de estos tubos es evitar el pandeo lateral de las celosías, por lo que el axil de cálculo es del 1% del que soportan los cordones principales

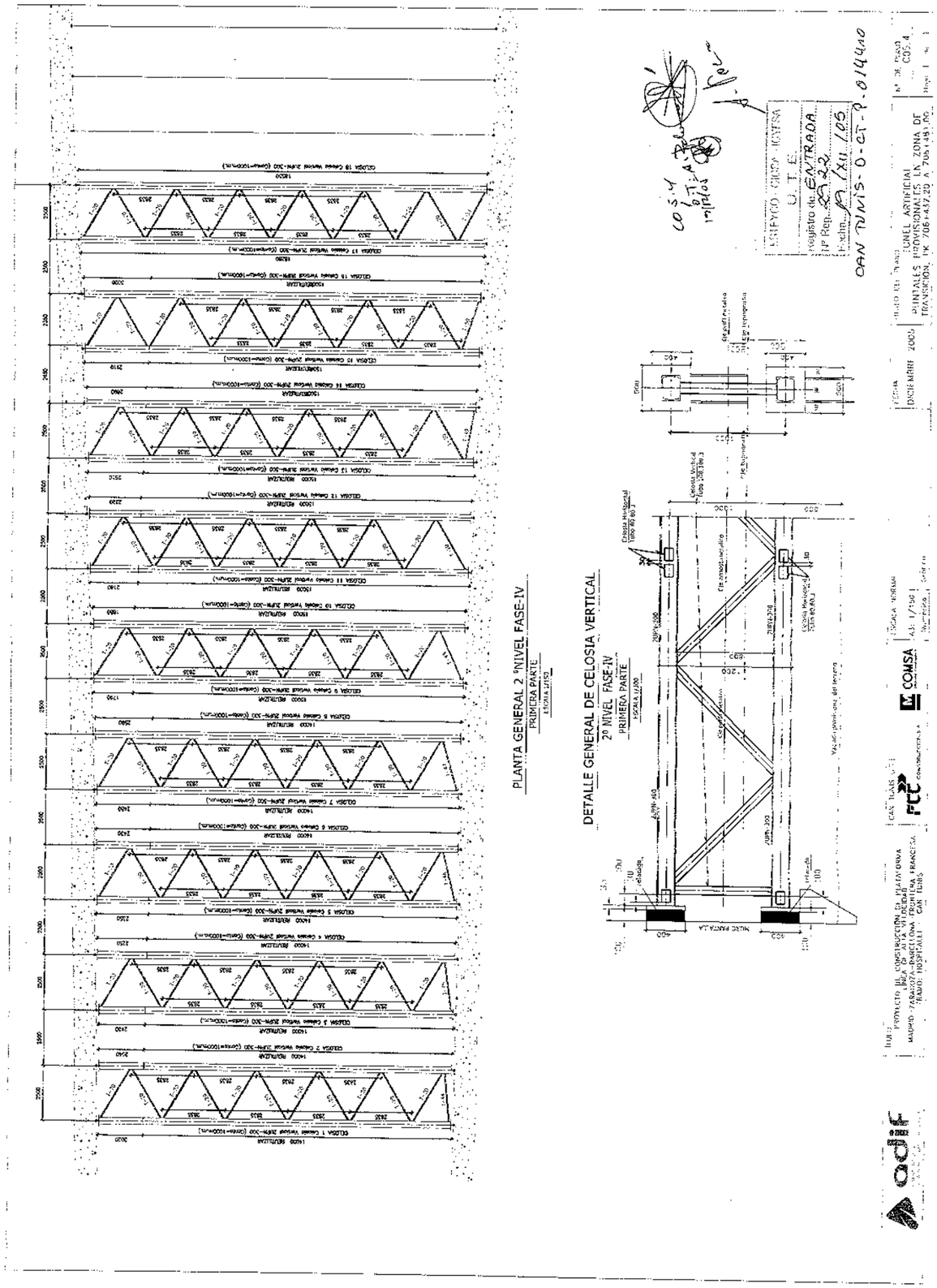
SE ADJUNTAN A CONTINUACIÓN LOS EJEMPLOS DE CALCULO DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN EL ARRIOSTRAMIENTO, SEGÚN LOS CRITERIOS DE CALCULO ANTERIORES:

COMPROBACIÓN DE CELOSIAS:

		CELOSIAS PROVISIONALES TRAMO PK. 6437'20 AL 6481'00		CELOSIAS PROVISIONALES TRAMO PK. 6481'00 AL 6525'60	
LONGITUD (m)		18'64		23'11	
CANTO (m)		1'00		1'00	
CORDONES INF/SUP ó PERFIL PUNTAL		2UPN-300		2UPN-300	
CELOSIAS	INERCIA CELOSIA (cm4) PLANO VERTICAL	602520		602520	
	RADIO DE GIRO i (cm) PLANO VERTICAL	50'61		50'61	
	ESBELT. COMPLEMENT	26'8		26'8	
	ESBELTEZ IDEAL	45'5		52'9	
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO HORIZONTAL (m)		3'00		3'00	
ESBELTEZ LOCAL PLANO HORIZONTAL		25'6		25'6	
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO VERTICAL (m)		2'00		2'00	
ESBELTEZ LOCAL PLANO VERTICAL		25'4		25'4	
ESBELTEZ MAS DESFAVORABLE		45'5		52'9	
COEFICIENTE W DE PANDEO		1'11		1'17	
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA (Tn) COEF DE MAYORACION 1'50		561'000		561'000	
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA (Tn) SIN MAYORAR		374'000		374'000	
TENSION DE FLEXOCOMPRESION (kp/cm^2)	COEF DE SEG	1643	1'70	1671	1'67
TENSION DE PANDEO (kp/cm^2)	COEF DE SEG	1824	1'53	1955	1'43

Madrid, Diciembre de 2.005

RAMON MACHO HERNANDEZ
Ingeniero de Caminos



COMPROBACIÓN DE CELOSIAS:

		CELOSIAS PROVISIONALES TRAMO PK. 6437'20 AL 6481'00		CELOSIAS PROVISIONALES TRAMO PK. 6481'00 AL 6525'60	
LONGITUD (m)		18'64		23'11	
CANTO (m)		1'00		1'00	
CORDONES INF/SUP ó PERFIL PUNTAL		2UPN-300		2UPN-300	
CELOSIAS	INERCIA CELOSIA (cm4) PLANO VERTICAL	602520		602520	
	RADIO DE GIRO i (cm) PLANO VERTICAL	50'61		50'61	
	ESBELT. COMPLEMENT	26'8		26'8	
	ESBELTEZ IDEAL	45'5		52'9	
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO HORIZONTAL (m)		3'00		3'00	
ESBELTEZ LOCAL PLANO HORIZONTAL		25'6		25'6	
L. PANDEO LOCAL CORDON/PUNTAL PLANO VERTICAL (m)		2'00		2'00	
ESBELTEZ LOCAL PLANO VERTICAL		25'4		25'4	
ESBELTEZ MAS DESFAVORABLE		45'5		52'9	
COEFICIENTE W DE PANDEO		1'11		1'17	
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA (Tn) COEF DE MAYORACION 1'50		561'000		561'000	
COMPONENTE DE AXIL SOBRE CELOSIA (Tn) SIN MAYORAR		374'000		374'000	
TENSION DE FLEXOCOMPRESION $(kp/cm)^2$	COEF DE SEG	1643	1'70	1671	1'67
TENSION DE PANDEO $(kp/cm)^2$	COEF DE SEG	1824	1'53	1955	1'43

Madrid, Diciembre de 2.005

RAMON MACHO HERNANDEZ
Ingeniero de Caminos

PUNTALES DEFINITIVOS CALICE RONDA LITORAL

Cargas características en puntales definitivos

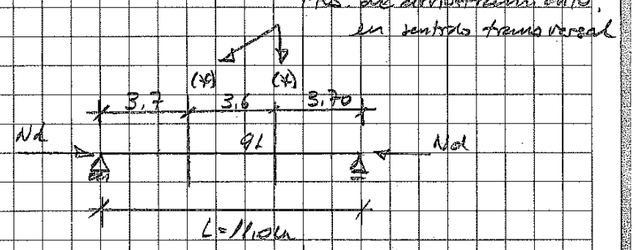
$N_{max} = 1135$ kN/m
$N_{min} = 35$ kN/m
} Según análisis realizado en los puntellos

Espaciamiento: $s = 2{,}15$ m

Acero S 275 J2 G3

Esquema estático:

$L = 11{,}0$ m

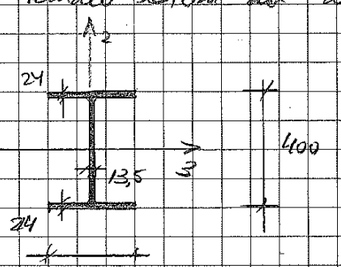


Acciones:

- Pes propio $g_1 = A \cdot \gamma = 1{,}554$ kN/m $= g_{1,k}$
- Axil transmitido por las pantallas

A verificar: - Flexión + cortante
- Pandeo
- Pandeo lateral del cordón comprimido

HEB 400



$A = 198\ cm^2$
$I_{zz} = 57680\ cm^4$
$I_{yy} = 10820\ cm^4$
$W_{pl,zz} = 3240\ cm^3$
$W_{el,zz} = 1096\ cm^3$

$S_{yy} = 15 \cdot 30 \cdot \frac{15}{2} = 14{,}325 + 352 \times 7{,}8875 =$
$= 4500 - 3951{,}98 = 548{,}02\ cm^3$

$W_{el,zz} = 25_{yy} = 1096\ cm^3$

NOTE BOOK ①

Propiedades mecánicas

$l = 11{,}0$ m

$l_0 = \beta \cdot l = 1{,}0 \cdot 11{,}0$ m $= 11{,}0$ m (=luz a pandeo)

$i_y = \sqrt{I_y / A} = 17{,}07$ cm $= i_{3-3}$

$i_z = \sqrt{I_z / A} = 7{,}39$ cm $= i_{2-2}$

Esbelteces mecánicas

$\lambda_y = \frac{l_{y,0}}{i_y} = \frac{1100}{17{,}07} = 64{,}45$ (Bajo)

$\lambda_z = \frac{l_{z,0}}{i_z} = \frac{370}{7{,}391} = 50{,}05$ (Bajo)

Clasificación de la sección

S 275 J2 G3 → $f_y = 275$ N/mm²
$\varepsilon = 0{,}92$

a) Alas en voladizo comprimidas:

$c/t_f = \frac{150}{24} = 6{,}25 \leq 10\,\varepsilon = 9{,}2$ → CLASE 1

b) Alma sometida a flexión compuesta:

$d/t_w = \frac{299}{13{,}50} = 22{,}07 \leq 33 \cdot \varepsilon = 30{,}4$ → CLASE 1

(33 es más desfavorable de alma comprimida)

Toda la sección es clase CLASE 1

Esbelteces adimensionales

$\lambda_E = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{\frac{2{,}1 \cdot 10^5\ N/mm^2}{275\ N/mm^2}} = 86{,}81$

NOTE BOOK ②

- $d_y = 64,45$ Estática unidimensional

$$\bar{\lambda}_y = \frac{64,45}{86,81} = 0,7424$$

Coeficiente de imperfección: Curva de pandeo a → $\alpha = 0,21$

$$\Phi_y = 0,50\,[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] =$$

$$= 0,50\,[1 + 0,21(0,7424 - 0,2) + 0,7424^2] = 0,8325$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + [\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0,8269$$

Coeficiente de reducción: $\chi_y = 0,8269$

- $d_z = 50,05$ Estática unidimensional

$$\bar{\lambda}_z = \frac{d_z}{d_E} = \frac{50,05}{86,81} = 0,5765$$

Coeficiente de imperfección: Curva de pandeo b → $\alpha = 0,34$

$\Phi_z = 0,7302$

$\chi_z = 0,8487$

Coeficiente de reducción: $\chi_z = 0,8487$

$\chi_y = 0,8269$

$\chi_z = 0,8487$

$\chi_{min} = 0,8269$

NOTE BOOK

Comprobaciones s/ EC-3

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,00$$

($M_{z,Sd} = 0,0$)

$B_{M,y} = 1,30$ (Pcs. propio)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y\,(2 \cdot B_{M,y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right] \quad (\leq 0,90)$$

Sustituyendo valores

$$\mu_y = 0,7424\,(2 \cdot 1,30 - 4) + \left[\frac{3240 - 2880}{2880}\right] = -0,9144 \quad (\leq 0,90)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad (k_y \leq 1,50)$$

Sustituyendo valores.

$$k_y = 1 - \frac{-0,9144 \cdot 3700\,10^3}{0,8269 \cdot 19800 \cdot 275} = 1,7514\ (\leq 1,50) \rightarrow k_y = 1,50$$

Sustituyendo valores en la verificación:

$$\frac{3700\,10^3}{0,8269 \cdot 19800 \cdot 275/1,10} + \frac{1,50 \cdot 51,76\,10^6}{3240\,10^3 \cdot 275/1,10} = 0,9039 + 0,059 = 0,9627$$

(OK)

Valor de comparación $0,9627 \leq 1,00$ OK!

NOTE BOOK

ESTRUCTURAS METÁLICAS		Nsd [kN] =	3700.00	fy [N/mm2]=	275
		Msd,y [kN·m] =	31.76		
		Msd,z [kN·m] =	0.00		
A [cm2] =	198	W pl,y [cm3] =	3240.00	W pl,z [cm3] =	25.87
		W el,y [cm3] =	2880.00	W el,z [cm3] =	14.40

λ y-y=	α =	ϕ y-y =	χ y-y =		β m,y =	μ y-y =	K y-y =	
0.7424	0.21	0.8325	0.8269		1.3	-0.9144	1.5000	
λ z-z=		ϕ z-z =	χ z-z =		β m,z =	μ z-z =	K z-z =	
0.5765	0.34	0.7302	0.8487		1.1053	-0.2351	1.1882	

χ mín =
0.8269

Valor de Comparación:

	Axil	Flector y-y	Flector z-z	Total
F.C =	0.9039	0.0588	0.0000	0.9627

Cam Nuevo 12-DIC-05

DANDEO CRITERIAL

Momento crítico elástico pandeo lateral (CEN-95)

$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t}$

L = 3700 mm

E = 21·10⁴ N/mm²
G = 8,1·10⁴ N/mm²
I_z = 1087,2·10⁴ mm⁴
I_t = 394,10⁴ mm⁴

Sustituyendo valores:

M_{cri} = 2285,5

M_{cri} = 3240·10³ mm³ · 275 N/mm² = 891 kN·m

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{plrk}}{M_{cri}}} = \sqrt{\frac{891}{2285,5}} = 0,6242 > 0,40$

Hay que considerar el pandeo lateral

Usar ESPACIADO

Elemento comprimido y flexionado CLASE 1

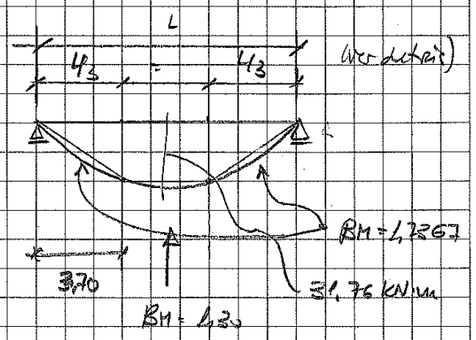
$\bar{\lambda}_{LT}$ = 1,35 · 1,554 = 2,10 kN/cm

$M_{Ed} = \frac{2,10 \cdot 11^2}{10} = 31,76$ kN·m < $M_{pl,Rd}$

N_{Ed} = 2,15cm / 150 · 1135 kN/cm = 3700 kN / punto

PANDEO LATERAL

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}\, N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot k_y}$$



$M_Q = 3,59$ KN/m

$\Delta M = 29,36$ KN·m

$\psi = 0,0$ — $\beta_{M,4} = 1,80$

$$\beta_{M,C} = 1,80 + \frac{3,59}{29,36}(1,80 - 1,80) = 1,7367$$

con lo cual $\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,5765 \cdot 1,7367 - 0,15 = 0,0001811$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,0001811 \cdot 3700,0^3}{0,8487 \cdot 19800 \cdot 275} = 0,9979$$

$$\phi_{LT} = 0,50\left[1 + 0,21(0,6242 - 0,2) + 0,6242^2\right] = 0,7394 \quad (\lambda_{LT} = 0,6242)$$

$\alpha = 0,21$ ← Perfiles Laminados

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,7394 + \left[0,7394^2 - 0,6242^2\right]^{1/2}} = 0,8806$$

Verificación

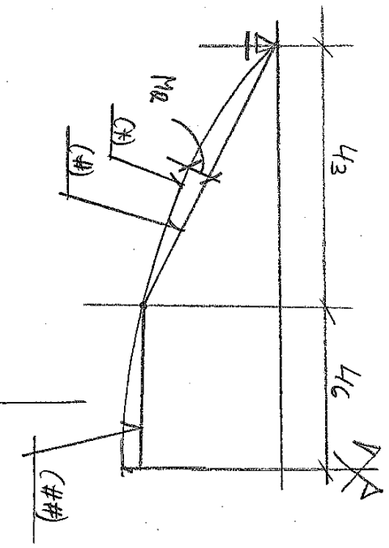
$$\frac{3700,0^3}{0,8487 \cdot 19800 \cdot 275/1,0} + \frac{0,9979 \cdot 21,7 \cdot 10^6}{0,8806 \cdot 5240 \cdot 10^3 \cdot 275/1,0} =$$

$$= 0,8807 + 0,0445 = 0,9253 \leq 1,00 \quad \text{OK!}$$

NOTE BOOK

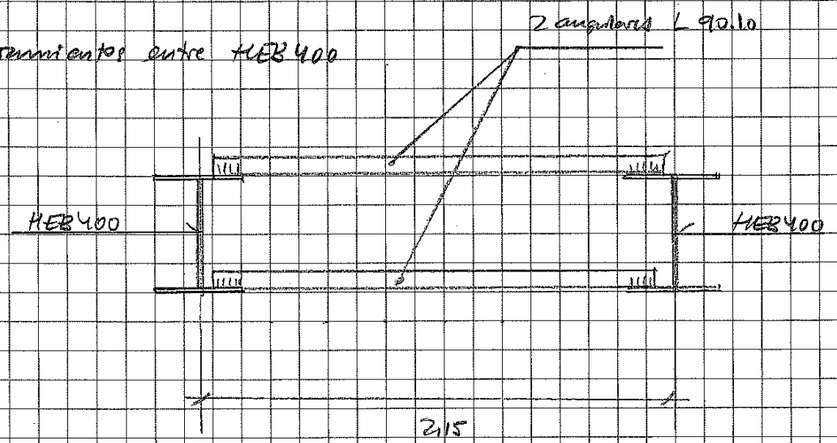
x=	y=	y=	diferencia	
0	0.0000	0.0000	0.0000	
0.1	1.1444	0.7665	0.3779	
0.2	2.2678	1.5330	0.7348	
0.3	3.3702	2.2995	1.0707	
0.4	4.4516	3.0660	1.3857	
0.5	5.5120	3.8325	1.6796	
0.6	6.5514	4.5989	1.9525	
0.7	7.5698	5.3654	2.2044	
0.8	8.5673	6.1319	2.4353	
0.9	9.5437	6.8984	2.6453	
1	10.4991	7.6649	2.8342	
1.1	11.4335	8.4314	3.0021	
1.2	12.3469	9.1979	3.1491	
1.3	13.2394	9.9644	3.2750	
1.4	14.1108	10.7309	3.3799	
1.5	14.9612	11.4974	3.4639	
1.6	15.7907	12.2638	3.5268	
1.7	16.5991	13.0303	3.5688	
1.8	17.3865	13.7968	3.5897	} M_Q
1.9	18.1530	14.5633	3.5897	
2	18.8984	15.3298	3.5686	
2.1	19.6228	16.0963	3.5266	
2.2	20.3263	16.8628	3.4635	
2.3	21.0087	17.6293	3.3795	
2.4	21.6702	18.3958	3.2744	
2.5	22.3106	19.1623	3.1484	
2.6	22.9301	19.9287	3.0013	
2.7	23.5285	20.6952	2.8333	
2.8	24.1060	21.4617	2.6443	
2.9	24.6624	22.2282	2.4342	(#)
3	25.1979	22.9947	2.2032	
3.1	25.7124	23.7612	1.9512	
3.2	26.2058	24.5277	1.6781	
3.3	26.6783	25.2942	1.3841	
3.4	27.1298	26.0607	1.0691	
3.5	27.5602	26.8272	0.7331	
3.6	27.9697	27.5936	0.3761	
3.7	28.3582	28.3601	-0.0020	
3.8	28.7256	28.3600	0.3656	
3.9	29.0721	28.3600	0.7121	
4	29.3976	28.3600	1.0376	
4.1	29.7021	28.3600	1.3421	
4.2	29.9856	28.3600	1.6256	
4.3	30.2480	28.3600	1.8880	
4.4	30.4895	28.3600	2.1295	
4.5	30.7100	28.3600	2.3500	
4.6	30.9095	28.3600	2.5495	(##)
4.7	31.0880	28.3600	2.7280	
4.8	31.2455	28.3600	2.8855	
4.9	31.3820	28.3600	3.0220	
5	31.4975	28.3600	3.1375	
5.1	31.5920	28.3600	3.2320	
5.2	31.6655	28.3600	3.3055	
5.3	31.7180	28.3600	3.3580	
5.4	31.7495	28.3600	3.3895	
5.5	31.7600	28.3600	3.4000	

(*)



ARRIOSTRAMIENTOS

Arriostramientos entre HEB400

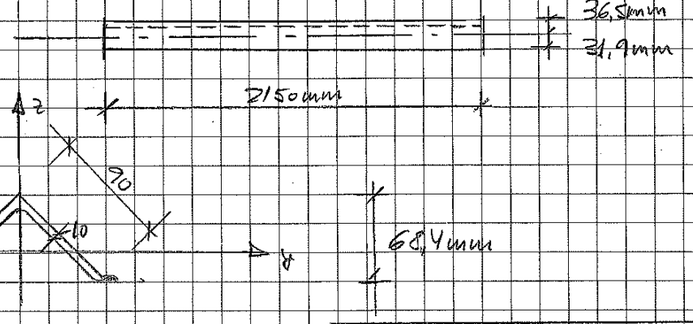


Los arriostramientos se dimensionan para el 1% del axil de la pieza a la cual arriostran.

Ncd = 3700 KN / puntal

Nsd = 0,01 · 3700 = 37 KN / arriostramiento

Se disponen 2 arriostramientos → 18,5 KN/ arriostramiento
(Superior + Inferior)



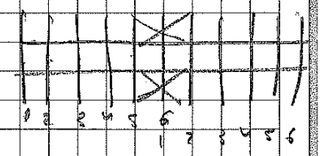
$W_{pl,y} = 8,53 \cdot 4,51 + 8,55 \cdot 4,51 = 25,87\ cm^3$

A =	17,10 cm²		
I_y =	52,5 cm⁴	i_y =	1,75 cm
I_z =	20,1,0 cm⁴	i_z =	3,43 cm
W_y =	14,40 cm³		
$W_{pl,y}$ =	25,87 cm³		

Esquema estático.

Nd = 18,5 KN/puntal · 6 puntales = 111,0 KN

Como máximo, en compresión



Propiedades mecánicas.

l_y = 215,0 cm
i_y = 1,75 cm

$d_y = \frac{215}{1,75} = 122,86$ → OK elemento secundario

l_z = 215,0 cm
i_z = 3,43 cm

$d_z = \frac{215}{3,43} = 62,68$ → OK elemento secundario

Esbelteces adimensionales

dE = 86,81

$\bar{d}_y = \frac{122,86}{86,81} = 1,415$

$\bar{d}_z = \frac{62,68}{86,81} = 0,7221$

Coeficiente de imperfección curva c → α = 0,49

$\Phi_{y-y} = 1,7991$ — $\chi_y = 0,3436$

$\Phi_{z-z} = 0,8886$ — $\chi_z = 0,7110$

χ_y =	0,3436
χ_z =	0,7110
χ_{min} =	0,3436

Clasificación de la sección:

$h/t = \frac{90}{10} = 9 \leq 15\varepsilon$ → clase 3

VERIFICACIONES

Elemento comprimido y flectado clase 3

$q_{1,d} = 1,35 \times 0,134 = 0,1809$ KN/cm

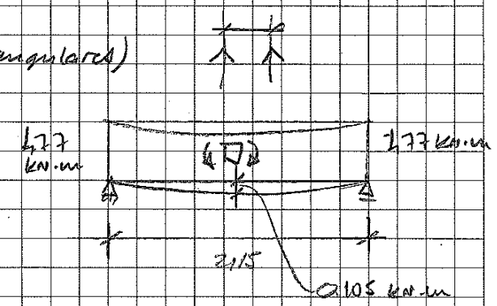
$M_{Eq} = \frac{0,1809 \cdot 215^2}{8} = 9105$ KN·cm

$N_{sd} = 55,5$KN (Se disponen 2 angulares)

$e = 31,9$mm

$M_{sd} = N_{sd} \cdot e = 1,7705$ KN·m

$\simeq 1,77$ KN·m



$B_{M,y}$

$M_Q = 0,105$ KN·m $\quad B_{M,Q} = 1,30$

$M_1 = 1,77$ KN·m $\quad B_{M,1} = 1,10$

$\psi = 1,0$

con lo cual $B_M = 1,10 + \frac{0,105}{1,77}(1,30 - 1,10) = 1,1119$

$\mu_y = \bar{d}_y (2 \cdot B_{M_y} - 4) = 1,415 (2 \cdot 1,1119 - 4) = -2,5134$ $(\leq 0,90)$ OK

↑ clase 3

$k_y = 1 - \frac{-2,5134 \cdot 55,5 \cdot 10^3}{0,3436 \quad 1710 \quad 275} = 1,863 \ (\neq 1,50) \rightarrow k_y = 1,50$

Verificación

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M_1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M_1}} \leq 1,0 \qquad M_{z,sd} = 0$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{55,5 \cdot 10^3}{0,3436 \cdot 1710 \cdot 275 / 1,10} + \frac{1,50 \cdot 1,77 \cdot 10^6}{1440 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1,10} = 0,3778 + 0,7375 =$$

$= 1,1153 > 1,0$

NO cumple

(3)

NOTE BOOK

Se prueba con L 100.10

$A = 19,2$ cm^2

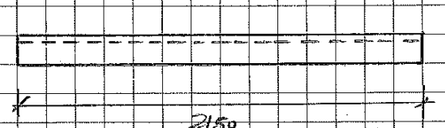
$I_y = 729$ cm^4 $\quad i_y = 1,95$ cm

$I_z = 280$ cm^4 $\quad i_z = 3,83$ cm

$W_y = 18,3$ cm^3

$W_{pl,y} = 9,59 \times 1,08 + 9,56 \times 1,69 = 32,2676$ cm^3

$N_{sd} = 55,50$ KN



Propiedades mecánicas

$l_y = 215$ cm $\quad i_y = 1,95$ cm $\quad \lambda_y = \frac{215}{1,95} = 110,26$

$l_z = 215,0$ cm $\quad i_z = 3,83$ cm $\quad \lambda_z = \frac{215}{3,83} = 56,14$

Esbelteces adimensionales $\quad \lambda_E = 86,81$

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{110,26}{86,81} = 1,2701$

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{56,14}{86,81} = 0,6467$

Coeficiente de imperfección curva c $\rightarrow \alpha = 0,49$

$\phi_y = 1,5688$ $\quad \chi_y = 0,4017$

$\phi_z = 0,8186$ $\quad \chi_z = 0,7574$

$\chi_y = 0,4017$

$\chi_z = 0,7574$

$\chi_{min} = 0,4017$

(4)

NOTE BOOK

Clasificación de la sección:

$w_t = \frac{100}{110} = 1,00 \leq 15\varepsilon \longrightarrow$ clase 3

VERIFICACIONES

Elemento comprimido y flectado clase 3

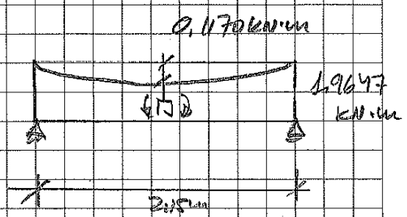
$q_{1,d} = 1,35 \cdot 0,150 = 0,2025$ kN/m

$M_{Eq1} = \frac{0,2025 \cdot 2,15^2}{8} = 0,1170$ kN·m

$N_{Sd} = 55,50$ kN

$e = 35,4$ mm

$M_{SA} = N_{Sd} \cdot e = 1,9647$ kN·m



$\beta_{M,y}$:

$M_Q = 0,1170$ kN·m $\quad \beta_{M,Q} = 1,30$

$\Delta M = 1,9647$ kN·m $\quad \beta_{M,\psi} = 1,10$

$\uparrow \psi = 1,00$

con lo cual $\beta_{M,y} = 1,10 + \frac{0,1170}{1,9647}(1,30 - 1,10) = 1,1119$

$\mu_y = 1,2701 \cdot (2 \cdot 1,112 - 4) = -2,2559$ ($\leq 0,90$ OK!)

↑ clase 3

$k_y = 1 - \frac{-2,2559 \cdot 55,5 \cdot 10^3}{0,4017 \cdot 1920 \cdot 275} = 1,5903$ ($\not\leq 1,50$)

$k_y = 1,500$

Verificación

$\frac{55,5 \cdot 10^3}{0,4017 \cdot 1920 \cdot 275/1,1} + \frac{1,50 \cdot 1,9647 \cdot 10^6}{19,2 \cdot 10^3 \cdot 275/1,10} = 0,2878 + 0,644 =$

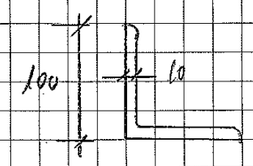
$= 0,932 \leq 1,00$

OK!

NOTE BOOK

Pandeo lateral arriostramientos

$M_{cr,i} = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_t}$



$E = 2,1 \cdot 10^5$ N/mm²

$G = 8,1 \cdot 10^4$ N/mm²

$I_z = 280$ cm⁴ $= 280 \cdot 10^4$ mm⁴

$I_t = 2 * 0,314 \cdot 100 \cdot 2^3 = 10,85$ cm⁴ $= 10,85 \cdot 10^4$ mm⁴

$\ell = 2150$ mm

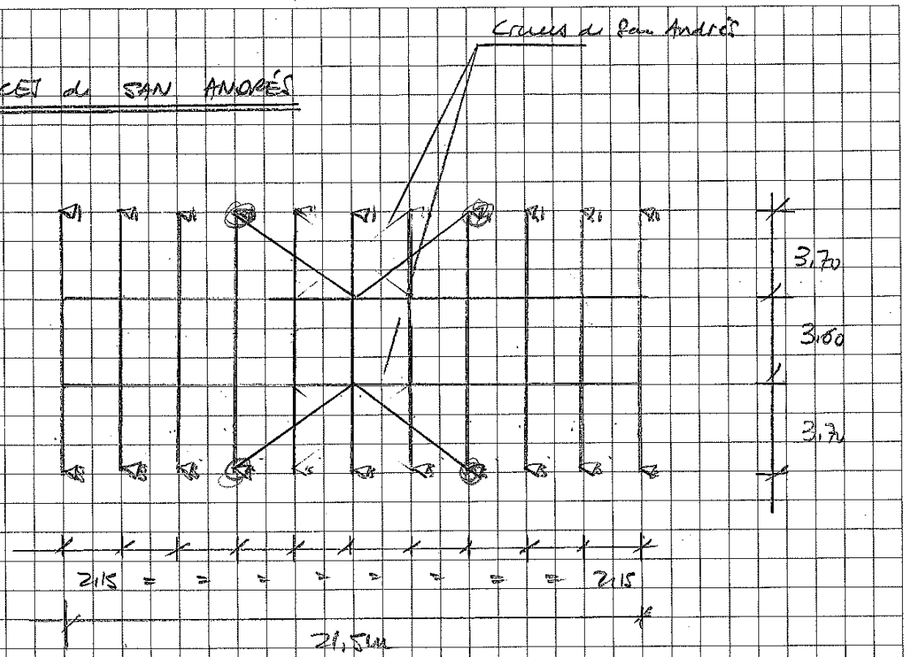
con lo cual $M_{cr,i} = 105,04$ kN·m

$M_{pl,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot f_y = 38,062 \cdot 10^3$ mm³ $\cdot 275$ N/mm² $= 10,47$ kN·m

$d_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,Rd}}{M_{cr,i}}} = \sqrt{\frac{10,85}{105,04}} = 0,3214 \leq 0,40$ → No es necesario tener en cuenta el pandeo lateral

NOTE BOOK

CRUCES de SAN ANDRÉS



Nº puntales: 11 (Caso más crítico)

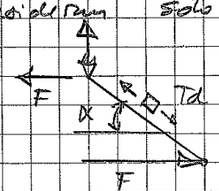
Carga en la cruz de San Andrés: $F = 11 \times 37\,kN = 407\,kN$

Se disponen 2 cruces de San Andrés (Superior e inferior)

$F = 203,5\,kN \simeq \underline{205\,kN}$

DIMENSIONAMIENTO

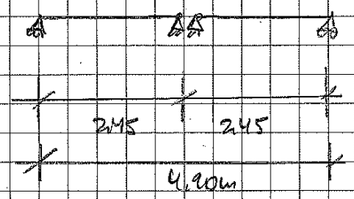
Se considera sólo los elementos en tracción



$\alpha = \arctg \frac{3,70}{4,30} = 40,71°$

$Td \cdot \cos\alpha = F \rightarrow Td = \frac{F}{\cos\alpha} = \frac{205}{\cos 40,71} = 270\,kN$

Esquema estático



L L 100.10

$A = 19,10\,cm^2$

$g_{1,d} = 1,35 \cdot 0,150 = 0,2025\,kN/m$

Dimensionamiento a flexotracción sección clase 3

$N_d = 270\,kN$

$M_d = \frac{0,2025 \cdot 2,45^2}{8} = 0,1519\,kN \cdot m$

$e = \frac{0,1519}{270} = 0,00056\,m$

No hay posibilidad de pandeo lateral

No existen compresiones, está totalmente traccionado

$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} = 19,10 \cdot 10^2\,mm^2 \cdot \frac{275\,N/mm^2}{1,10} = 477500\,N = 477,5\,kN$

$M_{pl,Rd} = \underbrace{18,3 \cdot 10^3}_{W_{el,y}} \frac{275}{1,10} = 4,575\,kN \cdot m$

Verificación

$\frac{270}{477,5} + \frac{0,1519}{4,575} = 0,5654 + 0,03321 = 0,5986 < 1,0$

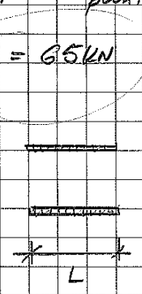
OK!

El perfil con un angular L 100.10

UNIONES SOLDADAS

a) Unión puntal / arriostramiento.

$Fd = 65 kN$



$L = 90 mm$

$$\sigma_a = \frac{Fd}{2 \cdot L \cdot a}$$

$$\sigma_a = \frac{65000 N}{2 \cdot 100 mm \cdot 7,0 mm} = 46,43 N/mm^2$$

$\sigma_{co} = 62,29 N/mm^2 \leq \sigma_{ult}$ OK!

$\sigma_{co} = \sqrt{1,80} \cdot \sigma_a$

Por compatibilidad de espesores de chapa a soldar.

ala HEB: 24 mm
ala L : 12 mm

$6,50 \leq a \leq 8,00$

Se toma $a = 7,00 mm$

b) Unión Cruces de San Andrés / Perfiles.

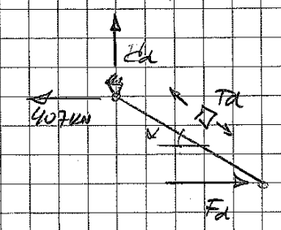
$Fd = 205 kN$ ~~220~~

Tomando $L = 100 mm$ y $a = 7 mm$ → $\sigma_a = \frac{205000 N}{2 \cdot 100 \cdot 7} = 146,4 N/mm^2$

$\sigma_{co} = 196,45 \leq \sigma_u = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{275 N/mm^2}{1,05} = 250 N/mm^2$ OK!

NOTE BOOK

VERIFICACIÓN PUNTALES CON TRIANGULACIÓN



$\alpha = 40,71°$

$Fd = 407 kN$

$Cd = Td \cos\alpha$

$Td = \frac{Fd}{\cos\alpha}$

$\Rightarrow Cd = Fd \operatorname{tg}\alpha$

$Cd = 407 kN \cdot \operatorname{tg} 40,71° = 350 kN$

$\Delta Nd = 350 kN$ ← Incremento máximo a axil en los puntales

Si verificamos los puntales por un axil de:

$NA_{Epl} = 21,5 cm^2 \cdot 11,35 kN/cm^2 \cdot 1,50 = 2660,4 kN$ / puntal

$\Delta Nd = 350 kN$

con Co axial $Nd_{triangulación} = 4010,4 kN$ / puntal.

Verificación:

$\bar{\lambda}_y = 0,7424$ $\phi_y = 0,8325$ $\chi_y = 0,9269$

$\bar{\lambda}_z = 0,5765$ $\phi_z = 0,7302$ $\chi_z = 0,8487$

$\chi_{min} = 0,8269$

$\beta_{M,y} = 1,30$ (Caso pésimo)

$\mu_y = -0,9144$

$k_y = 1,50$ (limitación)

Valor de comparación: $0,9796 + 0,0588 = 1,0384 \leq 1,00$

Se da por bueno en una verificación favorable

OK!

NOTE BOOK

ESTRUCTURAS METÁLICAS

		Nsd [kN] =	4010.00	fy [N/mm2]=	275
		Msd,y [kN·m] =	31.76		
		Msd,z [kN·m] =	0.00		
A [cm2] =	198	W pl,y [cm3] =	3240.00	W pl,z [cm3] =	25.87
		W el,y [cm3] =	2880.00	W el,z [cm3] =	14.40

λ y-y=	α =	ϕ y-y =	χ y-y =		β m,y =	μ y-y =	K y-y =	
0.7424	0.21	0.8325	0.8269		1.3	-0.9144	1.5000	
λ z-z=		ϕ z-z =	χ z-z =		β m,z =	μ z-z =	K z-z =	
0.5765	0.34	0.7302	0.8487		1.1	-0.2412	1.2093	

χ mín = 0.8269

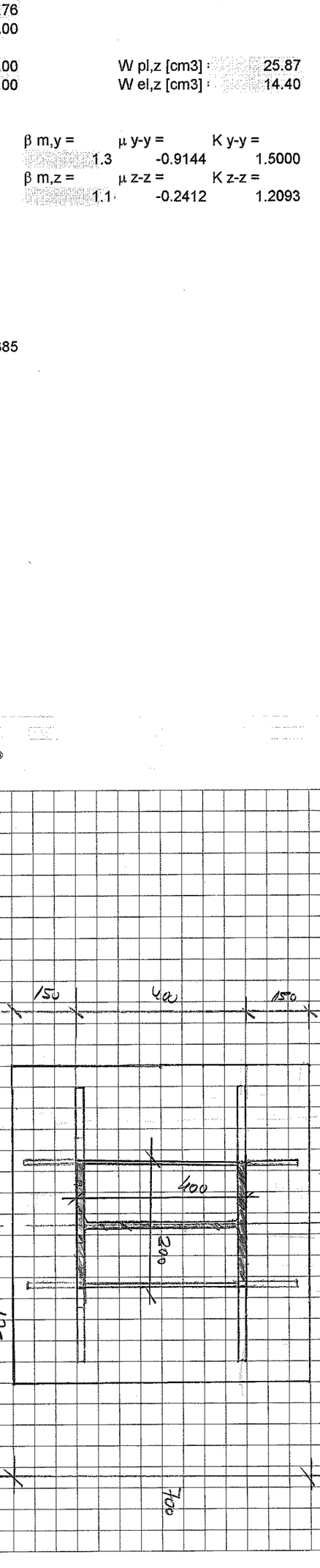
Valor de Comparación:

	Axil	Flector y-y	Flector z-z	Total
F.C =	0.9796	0.0588	0.0000	1.0385

PLANTA DE TECHO

Reacción unitaria R1 = 3700 kN / puntal

Geometría:



NOTE BOOK

Tensiones de contacto

$A = 0,75 \times 0,70 = 0,525 m^2$; $Rd = 3700 kN$

$$\sigma d = \frac{3700 kN}{0,525 m^2} = 7050 kN/m^2$$

$\sigma d = 7,05 MPa$

Con cargas características $\sigma k = 4,70 MPa \leq 0,70 f_{ck} = 0,7 \cdot 25 = 17,50 MPa$ OK

* En sentido vertical

Vuelo $v = 150 mm$

espesor $e = 50 mm$

$v \leq 5e \rightarrow$ Comportamiento como placa rígida

* En sentido horizontal

Vuelo $v = 225 mm$

espesor $e = 50 mm$

$v \leq 5e \rightarrow$ Comportamiento como placa rígida

Se disponen cartelas (por agotamiento placa trabj)

$v = 0,225 m$

$$m_d = \frac{\sigma d \cdot v^2}{2} = \frac{7,05 \cdot 0,225^2}{2} = 0,1785 MN \cdot m/m =$$

$$= 178455 N \cdot mm/mm$$

Módulo resistente de la sección criada

$W_{pe} = 2 * 25 * 12,5 = 625 mm^3/mm$

Momento plástico: $M_{pl} = 625 mm^3/mm \, 275 N/mm^2 / 1,10 =$

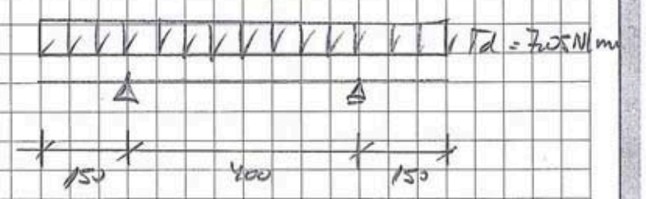
$= 156250 N \cdot mm/mm$

$\geq m_d \leftarrow$ NO cumple!

Verificación placa de Trabj

$\sigma d = 7,05 N/mm^2$ Tensión de contacto hormigón - placa de Trabj

Esquema estático



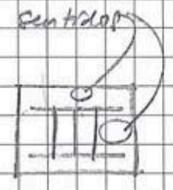
Momento máximo: $m_d = \frac{7,05 N/mm^2 \cdot (150 mm)^2}{2}$

$m_d = 79312,5 N \cdot mm/mm$

con Co usual

$$\frac{m_d}{m_{pl,Rd}} = \frac{79315}{156250} = 0,508 \leq 1,0 \quad OK!$$

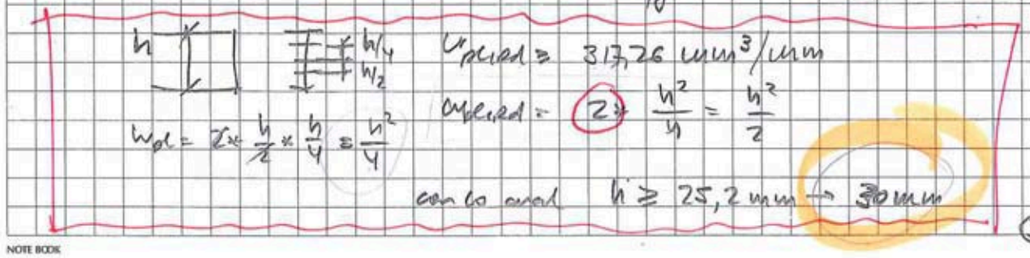
Se comprueba es válida en los dos sentidos



Anda muy sobrada, puede disminuirse el espesor de la placa de trabj

$m_{pl,Rd} \geq m_d = 79315 N \cdot mm/m$

con Co usual $W_{pl,Rd} \geq \frac{m_{pl,Rd} \cdot 1,10}{f_0} = \frac{79315 \cdot 1,10}{275}$



$W_{pl,Rd} \geq 317,26 mm^3/mm$

$W_{pl,Rd} = (2) \frac{h^2}{4} = \frac{h^2}{2}$

$W_{pl} = 2 * \frac{h}{2} * \frac{h}{4} = \frac{h^2}{4}$

con Co usual $h \geq 25,2 mm \rightarrow 30 mm$

CARTELAS

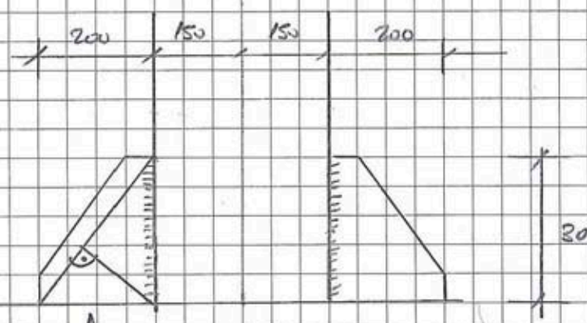
Área tributaria sobre la cartela (del lado seguro)

$A = 275 \times 350 = 78750\ mm^2$

$Fd = A \cdot \sigma d = 78750\ mm^2 \cdot 7{,}05\ N/mm^2 = 555{,}2\ KN$

Se verifica con 555 KN / cartela

Método del coeficiente de cuadro

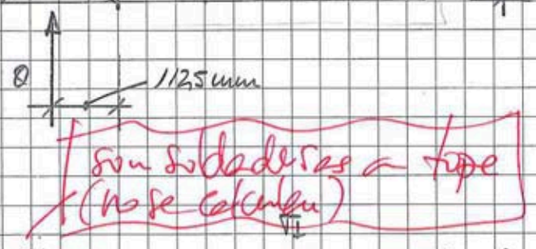


$Qd = 555\ KN$

$c = 112{,}5\ mm$

$Md = 62{,}45\ KN \cdot m$

$Vd = 555\ KN$



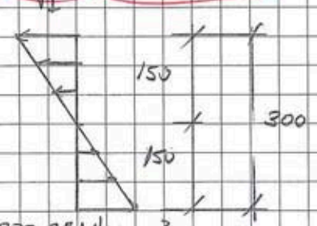
Son soldaduras a tope (no se calculan)

ij Verificación soldaduras

- $A = 300 \times 24 = 7200\ mm^2$

$I = \frac{1}{12} 30 \cdot 250^3 = 3{,}90 \cdot 10^7\ mm^4$

$\sigma_{\perp} = \frac{62{,}45 \cdot 10^6\ N \cdot mm}{3{,}90 \cdot 10^7\ mm^4} \cdot 150\ mm = 239{,}81\ N/mm^2$



- $Vd = 555 \cdot 10^3\ N$
- $A = 7200\ mm^2$

$\sigma_a = \frac{555 \cdot 10^3\ N}{7200\ mm^2} = 77{,}08\ N/mm^2$

NOTE BOOK

Tensión de comparación

$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 1{,}8 \cdot \sigma_a^2}$

$\sigma_{co} = \sqrt{239{,}81^2 + 1{,}80 \cdot 77{,}08^2} = 261{,}16\ N/mm^2$

El esfuerzo supera a $f_y/\gamma_{M0} = 250\ N/mm^2$ ($\varepsilon = 4{,}5\%$)

Como el cálculo es conservador se da por bueno

ij Abolladura cartelas

$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53\ d}{t \cdot d_\varepsilon}$

Acero S275 → $d_\varepsilon = 86{,}81$

$d = 166{,}4\ mm$

$t = 24\ mm$

$\bar{\lambda} = \frac{2{,}53 \cdot 166{,}4}{24 \cdot 86{,}81} = 0{,}2021$

$M_{adm\ teo} = M_p = \frac{c^2 t}{4} f_y = \frac{166{,}4^2 \cdot 24\ mm^3}{4} \cdot \frac{275\ N/mm^2}{\gamma_{M0}}$

$M_{pl} = 41{,}53\ KN \cdot m$

$d_\varepsilon = 0{,}14\ \bar{\lambda}^2 - 1{,}07\ \bar{\lambda} + 2{,}30 = 0{,}14 \cdot 0{,}2021^2 - 1{,}07 \cdot 0{,}2021 + 2{,}30 =$

$= 2{,}0895$

$M_{cr} = d_\varepsilon \cdot M_{pl} = 2{,}0895 \cdot 41{,}53 = 86{,}784\ KN \cdot m$

$\frac{M_{cr}}{Q_d \cdot e} = \frac{86{,}784\ KN \cdot m}{62{,}45\ KN \cdot m} = 1{,}3897 \gg 1{,}0$ OK

NOTE BOOK

en arriostramientos

Componente paralela a las pantallas

R_{hd} = 407 kN / placa.

Se aguanta con anclajes

Dos: Rozamiento — r_{min} = 850 kN/m (Reacción mínima obtenida del cálculo teórico de las pantallas.)

En cada puntal: s = 2,15 m

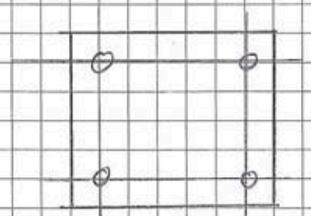
R_{min} = 2,15 · 850 kN/m = 752,5 kN/puntal

$F_{h,min}$ = μ · R_{min} = 0,55 · 752,5 = 413,9 kN/puntal

$$FSA = \frac{413,9}{407} = 1,017$$

(↑ Coeficiente de seguridad adicional)

En las placas de Testa con arriostramientos se disponen 4 anclajes



Si consideramos los pernos trabajando a cortadura

Acero 5.6

$B_R = A \cdot k_2 \cdot \bar{\sigma}_T$ $\quad B_R \geq B_d = 407$ kN

con acero 5.6 $\quad k_2 \cdot \bar{\sigma}_T = 280$ N/mm² (CE-3)

con lo cual $\quad A \geq \frac{407 \cdot 10^3 N}{280 N/mm^2} = 1452,6 mm^2$

Disponiendo 4 pernos $\quad A \geq 363 mm^2$ / perno — pernos ϕ24

Teniendo en cuenta que el atravesamiento se disponen 4 ϕ20

(4 · 245 cm² = 980 mm²) ⇒ R_H = 274 kN.

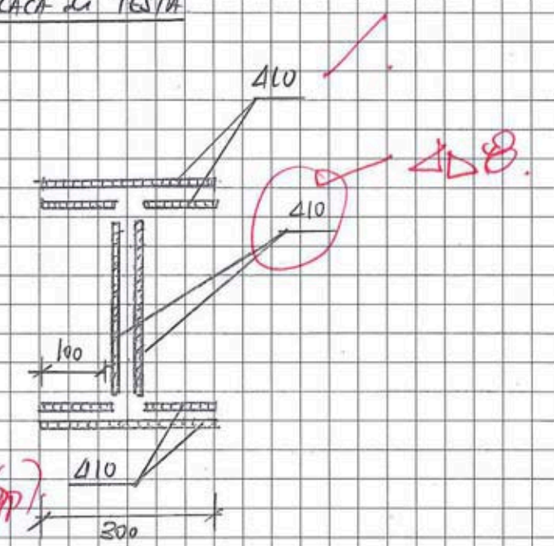
NOTE BOOK

SOLDADURA PUNTAL PLACA DE TESTA

Nd = 3700 kN.

La completion se transmite por cortante.

Las soldaduras trabajan a flexión (pp).

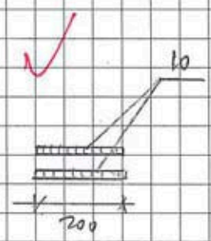


$A = 2[300 + 2 * 100] * 10 + 2 * 280 * 10 = 15600 mm^2$

$A = 15600 mm^2$

$$\bar{\sigma}_h = \frac{Nd}{A} = \frac{3700 \cdot 10^3 N}{15600 mm^2} = 237,2 N/mm^2 \leq \bar{\sigma}_u = \frac{275}{1,10} = 250 N/mm^2$$

SOLDADURA CARTELAS - PLACA DE TESTA



ij Cartelas horizontales

R = 555 kN

$A = 2 * 200 * 10 = 4000 mm^2$

$$\bar{\sigma}_h = \frac{555 \cdot 10^3}{4000} = 138,75 N/mm^2$$ OK!

NOTE BOOK

Cam Tanni 13-02-05

PESO PROPIO:

VER 400 $L = 11 - 2(0,40 + 0,05) = 10,70 m$

$q_L = 4,55 \text{ KN/m} \rightarrow G_L = 16,585 \text{ KN}$

Placas Tesa: $V = 0,7 * 0,75 * 0,05 = 0,02625 m^3$

$G_L = 2,06 \text{ KN}$

Arriostramiento: $L = 2,00 m$

$q_L = 0,135 \text{ KN/m}$

$G_L = 4 \times 2,0 \times 0,135 \text{ KN/m} = 1,08 \text{ KN}.$

Cartelas: • $V = \frac{1}{2} 0,25 * 0,20 * 0,024 = 0,0006 m^3$

$V_{total} = 4 \times 0,0006 m^3 = 0,0024 m^3$

• $V = \frac{1}{2} 0,25 * 0,125 * 0,015 = 0,000234 m^3$

$V_{total} = 4 \times 0,00094$

• $V = 0,4 * 0,25 * 0,05 = 0,0015 m^3$

$V_{total} = 2 * 0,0015 m^3 = 0,003 m^3$

$V_{total} = 0,00632 m^3$

$G_L = 0,4975 \text{ KN}.$

Peso total (Resultante en cada apoyo)

$$R = \frac{16,585}{2} + 2,06 + \frac{1,08}{2} + 0,4975 = 11,29 \text{ KN}$$

$R_1 = 15.11,29 = 17,09 \text{ KN}$

Deben soportarse por cizalladura de los pernos

Se disponen 2 pernos — $F = 8,543 \text{ KN}$ (Acero 5.6)

$$A \geq \frac{8,543 * 10^3 \text{ N}}{280 \text{ N/mm}^2} = 30,51 \text{ mm}^2 \text{ / perno} \rightarrow 0,305 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{\Phi 12}$$

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL FASES 1B Y 2

PK: 707+458.50 a 707+593.00

PUNTALES DEFINITIVOS ADENDA 1 PUNTALES ADICIONALES BATACHE 397

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 3009
Fecha 01/02/06
CAN TUNIS-D-CT-C-01491-0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 20 de enero de 2006

Can Tunis 23-ene-06

PUNTALES INCLINADOS

$Rd_{\perp} = 3770$ KN /puntal S = 2,15m

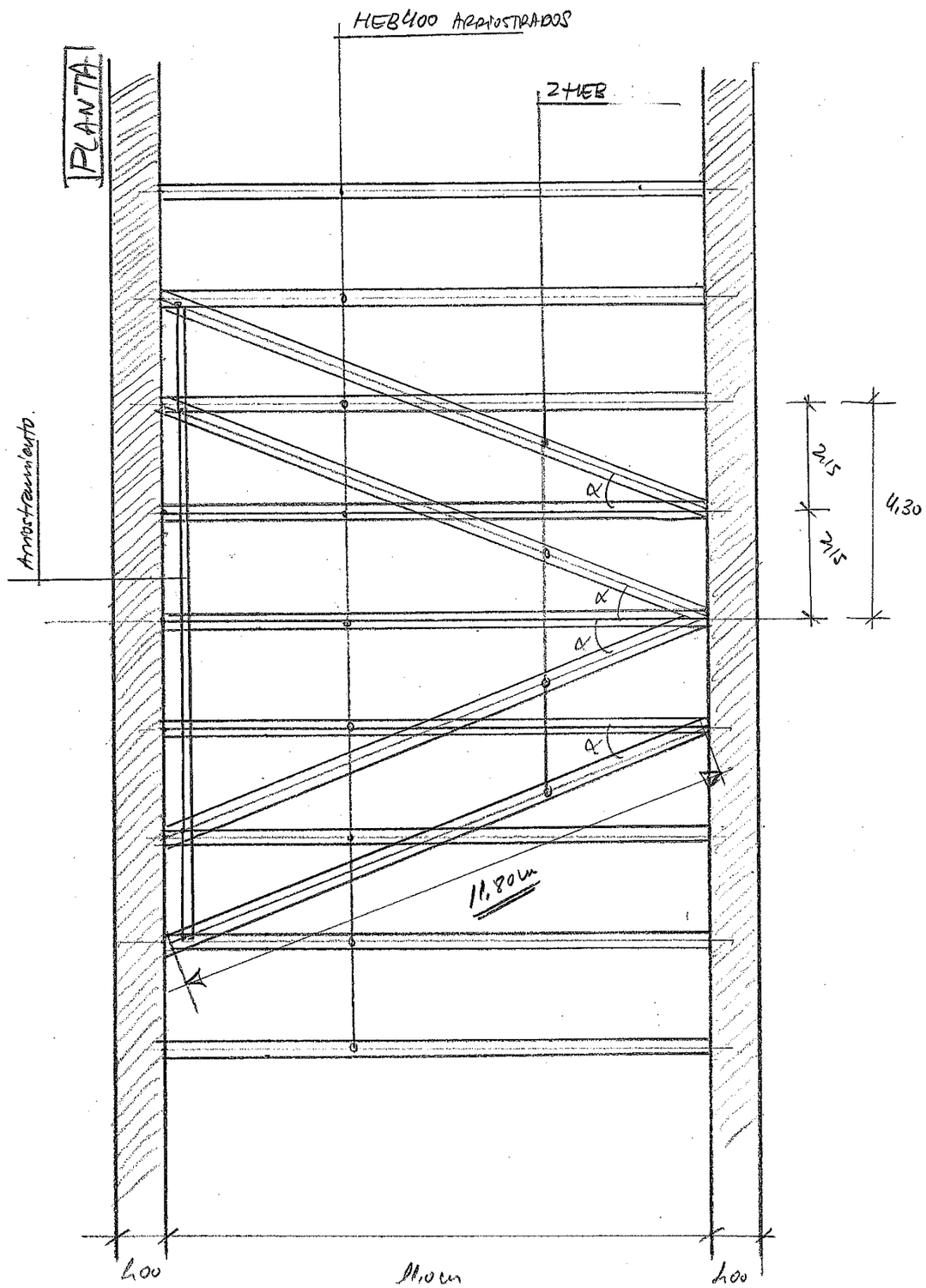
Geometría: Cruces adjuntos α = arcotg $\frac{2 \times 2,15}{11,0} = 21,35°$

L = 11,85m

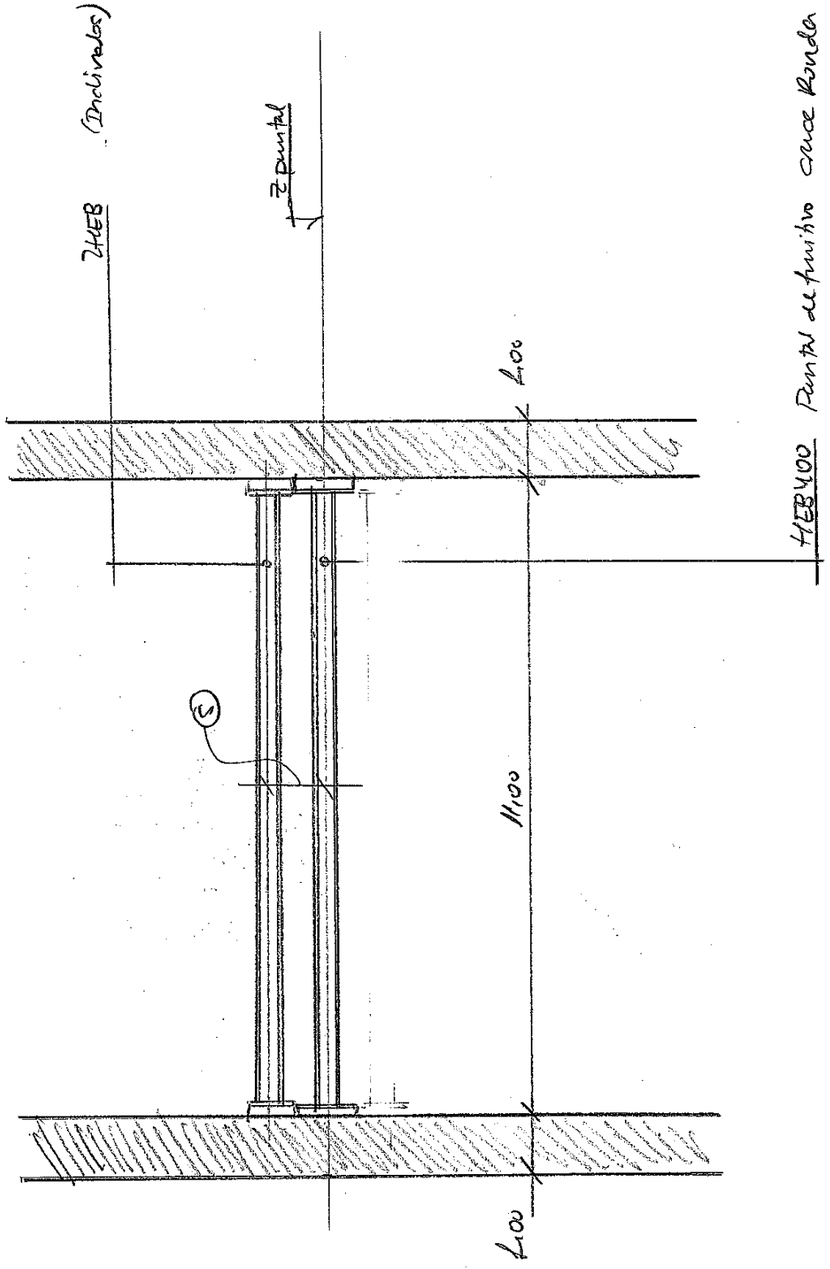
$Rd = \frac{Rd_{\perp}}{\cos\alpha} = \frac{3770 \text{ KN}}{\cos 21,35°} = 4047,78$ KN /puntal (S = 2,15)

Se toma Rd = 4050 KN/puntal

Rd = 4050 KN/puntal
L = 11,85m



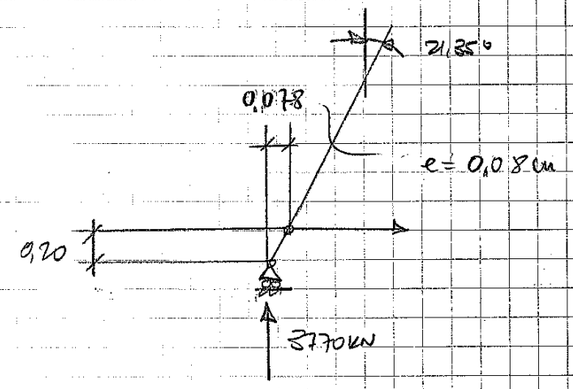
SECCIÓN TRANSVERSAL FALSO TÚNEL



Can Tunis 23-ene-06

4º tanteo 2HEB340

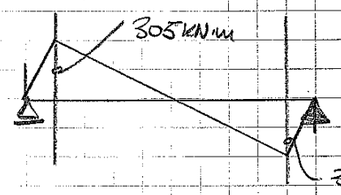
Ds: Momentos flectores horizontales.



Momento flector de eje vertical $M_{z,d} = 377\,KN \cdot 0,08\,m$

$M_{z,d} = 301,6\,KN \cdot m$

Ley de momentos flectores



$\beta_{M,\psi} = 180 - 27 \cdot \psi \qquad \psi = -1,00 \rightarrow \underline{\beta_{M,\psi} = 110}$

Verificación con este momento 2HEB340

$A = 2 * 171 = 342\,cm^2 \qquad g_{1k} = 2,68\,KN/m$

$I_{gy} = 2 * 36660 = 73320\,cm^4 \qquad i_{yy} = 14,642\,cm$

$I_{zz} = 2 * 9690 + 2[171 * 15^2] = 19380 + 76950 = 96330\,cm^4$

$i_{zz} = 16,783\,cm$

$W_{pl,yy} = 2 * 2[1200] = 4800\,cm^3$

$W_{el,yy} = 4320\,cm^3$

$W_{pl,zz} = 2 * 171 * 15 = 5130\,cm^3$

$W_{el,zz} = \dfrac{96330\,cm^4}{30\,cm} = 3211\,cm^3$

- Peso propio: $g_{1,d} = 1,35 \times 2,68\ kN/m = 3,618\ kN/m$

$$M_{d,gz} = \frac{3,618 \cdot 11,85^2}{8} = 63,51\ kN.m$$

- $L = 11,85m$
  $B = L_0$ $\Big\}$ $L_0 = 11,85m$

$\lambda_E = 86,81$ (S275)

$$d_{yy} = \frac{1185}{14,642} = 80,932 \quad ; \quad \bar{d}_{yy} = \frac{80,932}{86,81} = 0,9322$$

$$d_{zz} = \frac{1185}{16,783} = 70,607 \quad ; \quad \bar{d}_{zz} = \frac{70,607}{86,81} = 0,8134$$

$N_d = 4050\ kN$	
$M_{y,sd} = 63,51\ kN.m$	
$M_{z,sd} = 305\ kN.m$	

$\Phi_y = 1,059$ $\quad \chi_{yy} = 0,6405$

$\Phi_z = 0,9351$ $\quad \chi_{zz} = 0,7161$

$\chi_{min} = 0,6405$

$\beta_{M,y} = 1,80$ $\Big\}$ $\mu_{yy} = -1,1940$ $\quad k_{yy} = 1,50$

$\beta_{M,z} = 1,10$ $\Big\}$ $\mu_{zz} = -0,8665$ $\quad k_{zz} = 1,50$

Valor de comparación $0,7396 + 0,0794 + 0,3567 = 1,1767 > 1,0$

No cumple!

NOTE BOOK

Probando 2 HEB 360

$A = 2 \times 181 = 362\ cm^2$

$I_{yy} = 2 \times 43190\ cm^4 = 86380\ cm^4$ $\quad i_{yy} = 15,48\ cm$

$I_{zz} = 2 \times 10140 + 2 \times [181 \times 15^2] = 20280 + 81450 = 101730\ cm^4$

$i_{zz} = 16,75\ cm$

$W_{pl,yy} = 2 \times 2 \times 1340 = 5360\ cm^3$

$W_{el,yy} = 2 \times 7400 = 9800\ cm^3$

$W_{pl,zz} = 2 \times 181 \times 15 = 5430\ cm^3$

$W_{el,zz} = \frac{101730\ cm^4}{30\ cm} = 3391\ cm^3$

- Peso propio $g_{1,d} = 1,35 \times 2 \times 1,42 = 3,834\ kN/m$

$$M_{d,gz} = \frac{3,834 \cdot 11,85^2}{8} = 673\ kN.m$$

$N_{sd} = 4050\ kN$	
$M_{y,sd} = 673\ kN.m$	
$M_{z,sd} = 305\ kN.m$	

- $L = 11,85m$
  $\beta = L_0$ $\Big\}$ $L_0 = 11,85m$ $\quad \lambda_E = 86,81$ (S275)

$$d_{yy} = \frac{1185}{15,48} = 76,55 \quad \rightarrow \quad \bar{d}_{yy} = \frac{76,55}{86,81} = 0,8818$$

$$d_{zz} = \frac{1185}{16,78} = 70,83 \quad \rightarrow \quad \bar{d}_{zz} = \frac{70,83}{86,81} = 0,8159$$

$\Phi_y = 1,0047 \rightarrow \chi_y = 0,6729$

$\Phi_z = 0,9275 \rightarrow \chi_z = 0,7146$

$\chi_{min} = 0,6729$

NOTE BOOK

Cara Tramo 23 cm-006

$\beta_{M,y} = 1.30$ — $\mu_y = -1.1179$ $K_{y-y} = 1.5000$

$\beta_{M,z} = 1.10$ — $\mu_z = -0.8673$ $K_{z-z} = 1.4938$

Valor de comparación

Axil N_d

$N_d = 0.6651 + 0.0753 + 0.3356 = 1.0760$

↳ de por bueno, está calculado de forma más o menos conservadora (No se ha tenido en cuenta el rozamiento puntal/pantallas)

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Nsd [kN] =	4050.00	fy [N/mm2]=	275
Msd,y [kN·m] =	67.30		
Msd,z [kN·m] =	305.00		
A [cm2] =	362		
W pl,y [cm3] =	5360.00	W pl,z [cm3] :	5430.00
W el,y [cm3] =	4800.00	W el,z [cm3] :	3391.00

λ y-y=	α =	φ y-y =	χ y-y =
0.8818	0.34	1.0047	0.6729
λ z-z=		**φ z-z =**	**χ z-z =**
0.8159	0.34	0.9375	0.7146

χ mín = 0.6729

β m,y =	μ y-y =	K y-y =
1.3	-1.1179	1.5000
β m,z =	**μ z-z =**	**K z-z =**
1.1	-0.8673	1.4938

Valor de Comparación:

	Axil	Flector y-y	Flector z-z	Total
F.C =	0.6651	0.0753	0.3356	1.0760

↳ Se da por bueno, está calculado de forma más o menos conservadora (No se ha tenido en cuenta el rozamiento puntal/pantallas)

PLACA de TESTA

$Rd = 3770 kN$

Tensión máxima en el contacto pantalla/puntal

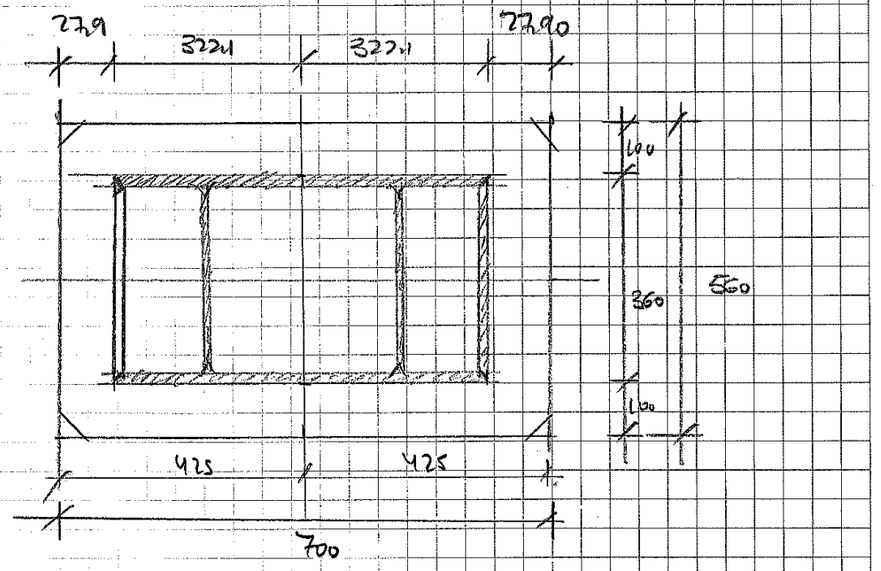
$\bar{\tau}_{d,máx} = 10 MPa$

$$A \geq \frac{Rd}{\bar{\tau}_{d,máx}} = \frac{3,77 MN}{10 MPa} = 0,377 m^2$$

Placa de testa de $\left.\begin{matrix} b = 0,70 \\ h = 0,56 \end{matrix}\right\} A = 0,392 m^2$

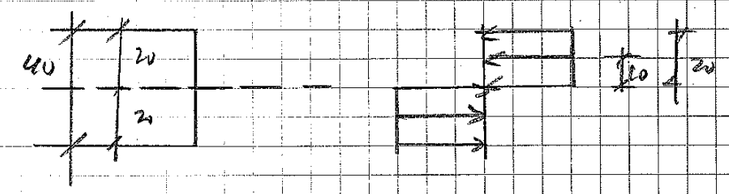
$$\bar{\tau}_d = \frac{3,77 MN}{0,392 m^2} = 9,62 MPa = 9,75 N/mm^2$$

Geometría:



Verificación Placa de Testa

· Momento plástico resistente de la sección



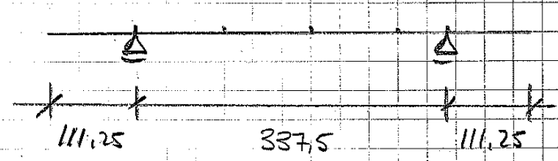
$W_{pl} = 2 \cdot [20 \cdot 10 \cdot 10] = 400 mm^3/mm$

$m_{pl,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot \frac{f_y}{\gamma} = 400 mm^3/mm \cdot \frac{275 N/mm^2}{1,10}$

$m_{pl,Rd} = 100\,000 N \cdot mm/mm = 100 kN \cdot m/m$

$\boxed{m_{pl,Rd} = 100 kN \cdot m/m}$

En sentido vertical



$\bar{\tau}_d = 9,75 N/mm^2$

Momento máximo:

1) Voladizo $m_{Sd} = \frac{\bar{\tau}_d \cdot v^2}{2} = \frac{9,75 \cdot 111,25^2}{2} = 60\,335 N \cdot mm/mm$

$m_{Sd} = 60,335 kN \cdot m/m < m_{pl,Rd}$ OK!

2) Vano $m_{Sd} = \frac{\bar{\tau}_d \cdot \ell^2}{8} - \frac{\bar{\tau}_d \cdot v^2}{2} = \frac{9,75 \cdot 337,5^2}{8} - \frac{9,75 \cdot 111,25^2}{2}$

$138\,823 - 60\,335 = 78\,487 N \cdot mm/mm$

$m_{Sd} = 78,50 kN \cdot m/m$

VERIFICACIÓN CARTELA

Área tributaria (con lado seguro)

$$A = \left(779 + \frac{3221}{9}\right) \times 360 = 390333\ mm^2$$

$$Fd = A \cdot fd = 390333\ mm^2 \cdot 9{,}75\ N/mm^2 = 3805741\ N$$

$$Fd = 380\ kN \quad \rightarrow \quad fd = \frac{380\ kN}{360\ mm} = 1055{,}5 \approx 1060\ N/mm$$

- cortante máximo: $Vd = 380\ kN$

Cortante último $V_{plred} = Av \cdot \frac{f_y}{\gamma\sqrt{3}}$

$Av = 300 \times 20 = 6000\ mm^2$

$f_y = 275\ N/mm^2$

$$V_{plRed} = 6000 \cdot \frac{275}{1{,}10 \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{plRed} = 866{,}025\ kN$$

Resulta que $Vd << V_{plred}$ OK!

- Flector máximo: $Md = \frac{1060\ N/mm \cdot (360\ mm)^2}{8} = 17{,}172\ kN.m$

Aquí hemos tenido que considerar un empotramiento.

- Soldadura: $fd = 1060\ N/mm$

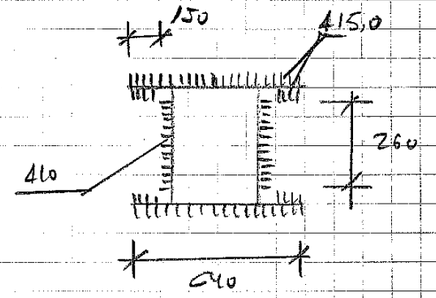
$$u = \frac{1060\ N/mm}{12\ mm} = 88{,}33\ N/mm^2$$

$$\tau_n = 62{,}46\ N/mm^2$$

$$\tau_u = 62{,}46\ N/mm^2$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_n^2 + 2{,}80(\tau_n^2 + \tau_u^2)} = 104{,}51\ N/mm^2 \leq \frac{f_y}{\gamma} = \frac{275}{1{,}25} = 220\ N/mm^2$$

SOLDADURA PERFIL / PLACA de TESTA



$Nd = 3770\ kN$

Sólo hay axil, la componente horizontal de equilibra en el tirante o puntal paralelo a las pantallas

$$u = \frac{3770 \cdot 10^3\ N}{2 \cdot [640 \times 15 + 260 \times 10] + 4 \times [150 \times 15]} = \frac{3770 \cdot 10^3\ N}{33400\ mm^2}$$

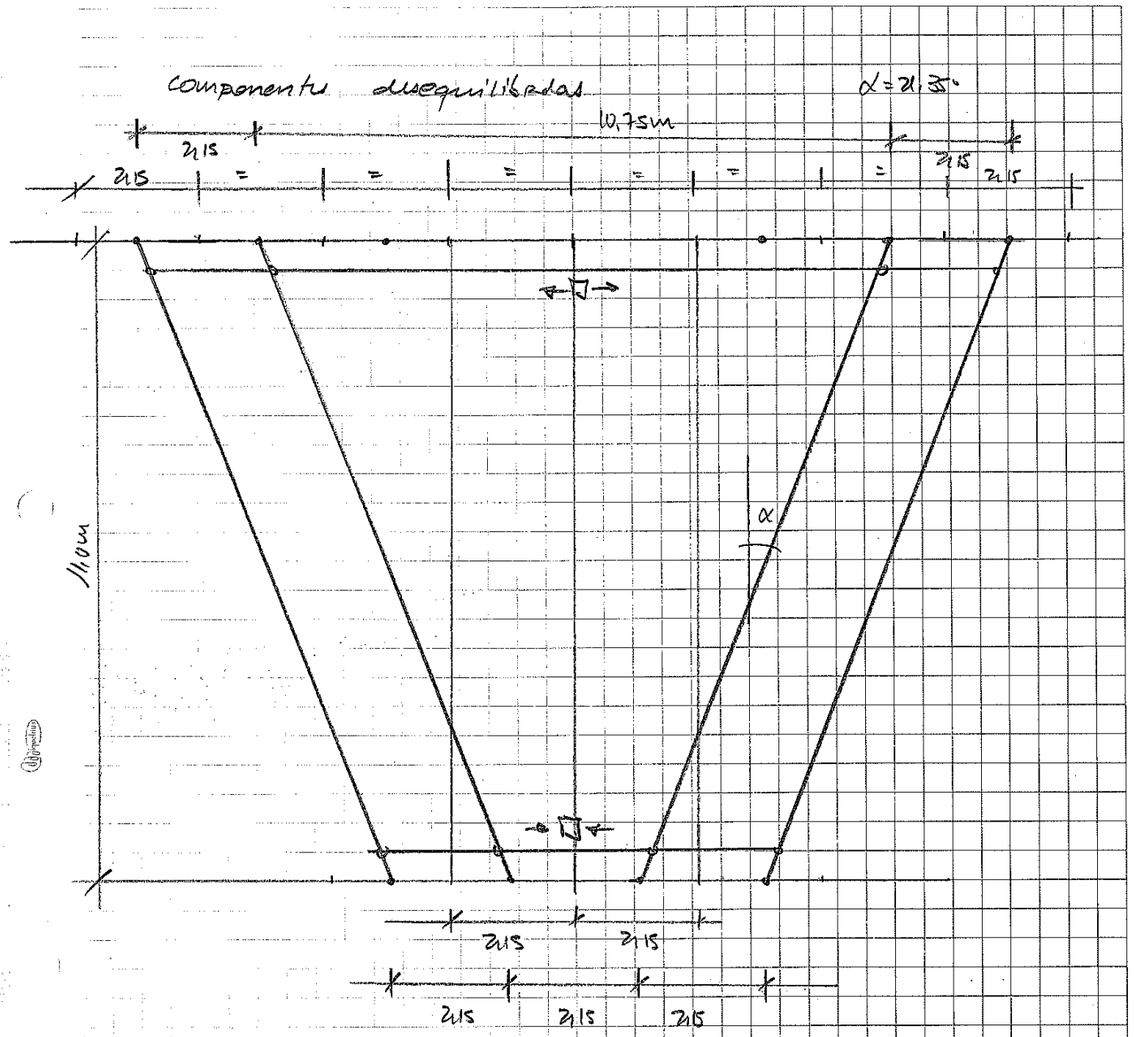
$$u = 112{,}87\ N/mm^2$$

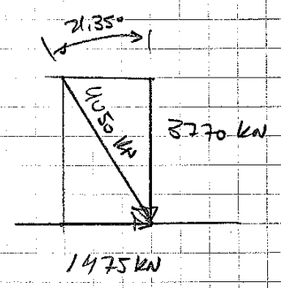
$$\sigma_n = 79{,}82\ N/mm^2$$

$$\tau_u = 79{,}82\ N/mm^2$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_n^2 + 2{,}80(\tau_n^2 + \tau_u^2)} = 133{,}55\ N/mm^2 \leq \sigma_u = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{275\ N/mm^2}{1{,}25}$$

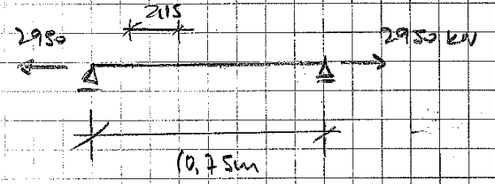
$\sigma_u = 220\ N/mm^2$ OK!





TNo máximo: $2 \times 1475\,kN = 2948,9 \approx 2950\,kN$.

1 HEB 360



$g_{1,d} = 1,35 \times 1,42\,kN/m = 1,920\,kN/m$

$M_{g1} = \frac{g_{1,d} \cdot l^2}{8} = \frac{1,920 \cdot 10,75^2}{8} = 77,692\,kN \cdot m$

Verificación Flexotracción $Nd = 2950\,kN$

$Md = 77,692\,kN \cdot m$

Está totalmente traccionado, no hay posibilidad de pandeo lateral

$\sigma_{máx} = \frac{2950 \cdot 10^3\,N}{17100\,mm^2} - \frac{77,692 \cdot 10^6\,N \cdot mm}{2160 \cdot 10^3\,mm^3}$

$\sigma_{máx} = 172,51 - 12,11 = 160,40\,N/mm^2 \leftarrow \square \rightarrow$

$\sigma_{mín} = 172,51 + 12,11 = 184,62\,N/mm^2 \leftarrow \square \rightarrow$

Verificación

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot f_{yd}/\gamma} + \frac{M_{d,y}}{W_{pl,Rd} \cdot \frac{f_y}{\gamma}} + \frac{M_{d,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma}} \leq 1,0$$

$W_{pl,y} = 2 \times 1340 = 2680\ cm^3$

Sustituyendo valores:

$$\frac{2950 \cdot 10^3\ N}{18100\ mm^2 \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1,10}} + \frac{27,70 \cdot 10^6\ N \cdot mm}{2680 \cdot 10^3\ mm^3 \cdot \frac{275\ N/mm^2}{1,10}} =$$

$$= 0,6519 + 0,0413 = 0,6933 \leq 1,00 \quad \underline{OK!}$$

Cs: Verificación cortantes

$g_{1,d} = 1,92\ kN/m$

$$V_d = \frac{1,92 \cdot 10,75}{2} = 10,32\ kN$$

$A_V = 12,5 \times 360 = 4500\ mm^2$

$$V_{plRd} = A_V \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma} = 4500 \cdot \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 650,0\ kN >> V_d$$

No hay problemas de cortante

Cs: Flecha máxima en servicio.

$g_{1,k} = 1,42\ kN/m$

$$f_{máx} = \frac{5\, g_{1,k} \cdot l^4}{384\, EI} = \frac{5 \cdot 1,42 \cdot 10^{-3} \cdot 10,75^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5\ MPa \cdot 43190 \cdot 10^{-8}} =$$

$= 2,72\ mm$ OK! Muy bajo. — Para que no haya contacto

CHAPAS de CONEXIÓN:

2 chapas $e = 20\ mm$ $b = 200\ mm$

$A_t = 2 \times 30 \times 200 = 12000\ mm^2$

$N_{cd} = 2950\ 10^3\ N$

$$\sigma_d = \frac{2950 \cdot 10^3\ N}{12000\ mm^2} = 245,83\ N/mm^2 \leq \frac{f_y}{\gamma} = \frac{275}{1,10} = 250\ N/mm^2$$

OK!

Conexión: $l = 600\ mm$

$l_t = 2 \times 600\ mm = 1200\ mm$

$$\sigma_a = \frac{F_d}{l_a} = \frac{2950 \cdot 10^3\ N}{1200 \cdot a} = \frac{2458,3}{a}\ N/mm^2$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{180} \cdot \sigma_a = \frac{5298,2}{a}\ N/mm^2$$

$$\sigma_{eq} \leq \frac{f_y}{\gamma} = \frac{275\ N/mm^2}{1,25} = 220\ N/mm^2$$

$$a \geq \frac{5298,2\ N/mm^2}{220\ N/mm^2} = 14,99 = 15,0\ mm$$

Elementos comprimidos

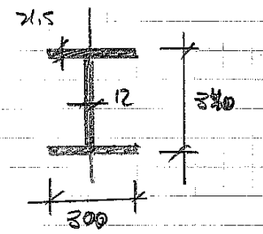
$\ell = 2150$ mm

$N_d = 2950$ kN

· Peso propio: $g_{1,d} = 2,809$ kN/m $\quad M_{1,d} = \frac{2,809 \times 2,15^2}{8} = 2,045$ kN·m

Verificación

Flexo compresión:



$A = 171\ cm^2$ $\quad \ell = 2150$ mm; $\ell_0 = 2150$ mm

$I_{yy} = 36660\ cm^4$ $\quad i_{yy} = 14,6$ cm

$I_{zz} = 9690\ cm^4$ $\quad i_{zz} = 7,53$ cm

$W_{el,yy} = 2160\ cm^3$ $\quad W_{pl,yy} = 2400\ cm^3$

$W_{el,zz} = 646\ cm^3$ $\quad W_{pl,zz} = 978,2\ cm^3$

$W_{pl,zz} = 2[34 \times 1,5 \times 7,5 - 29,7 \times 14,4 \times (\frac{14,4}{2} + 0,6)] =$

$= 978,2\ cm^3$

$l_{oy} = l_{oz} = 2155$ mm $\quad \lambda_E = 77,6\sqrt{\varepsilon/f_y} = 86,81$ $\quad \varepsilon = \sqrt{\frac{1}{5275}}$

$\lambda_{yy} = \frac{2150}{146} = 14,73$ $\quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = 0,1696$

$\lambda_{zz} = \frac{2150}{75,3} = 28,55$ $\quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = 0,3289$

Curvas de pandeo: $h/b = 1,13 \leq 1,20$

pandeo alrededor del eje y-y — curva b — $\alpha = 0,34$

" " " z-z — " c — $\alpha = 0,49$

$\bar{\lambda}_y = 0,1696$; $\alpha = 0,34$; $\Phi_y = 0,5092$; $\chi_{yy} = 1,00$

$\bar{\lambda}_z = 0,3289$; $\alpha = 0,49$; $\Phi_z = 0,5857$; $\chi_{zz} = 0,9344$

$\chi_{min} = 0,9344$

$B_{My} = 1,30$

$\mu_{yy} = -0,1263$

$k_{yy} = 1,0792$

Verificación

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y/\gamma} + \frac{M_{y,Sd} \cdot k_{yy}}{W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma} + \frac{M_{z,Sd} \cdot k_{zy}}{W_{pl,z} \cdot f_y/\gamma} \leq 1,0$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{2950 \cdot 10^3}{0,9344 \cdot 17100 \cdot 275/1,10} + \frac{1,045 \cdot 10^6 \cdot 1,0792}{2400 \cdot 10^3 \cdot 275/1,10} \leq 1,0$$

$= 0,7385 + 0,0019 + 0,0000 = 0,7404 \leq 1,0$ OK!

El HEB340 cumple, el HEB360 cumpliría con mayor holgura.

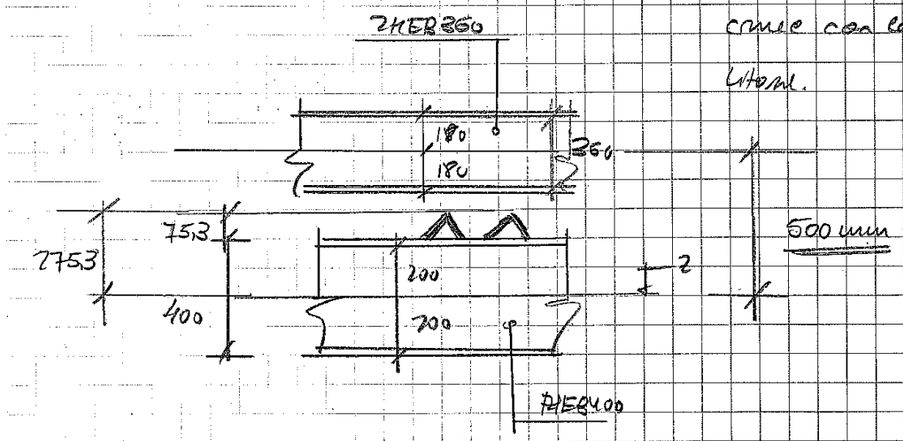
Puntales definitivos cruce Rda.

$$p = \frac{\Delta h}{\Delta L} \cdot 100 = \frac{4.65\,m}{872.42\,m} \cdot 100 = 3.768\,\%$$

$$\boxed{p = 3.768\,\%}$$

Longitud total de tramo con refuerzo $l = 15.2\,m$

$$\Delta h = 15.2\,m \cdot \frac{3.768}{100} = 0.5727\,m$$ + excesivo se dispondrán los puntales paralelos a los puntales definitivos del cruce con la Ronda Litoral.



NOTE BOOK

3

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL CRUCE CON LA RONDA LITORAL FASES 1B Y 2

PK: 707+458.50 a 707+614.8

PANTALLAS
ADENDA 5
REFUERZO BATACHE 397

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 3001
Fecha 01/02/06
CAN TUNIS-D-CT-C-0150 r0

Bridge
Technologies

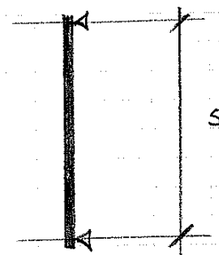
REF: BT0307

Barcelona 27 de enero de 2006

NOTA DE CÁLCULO

Momento último con 2Φ25 c 0,40.

A_s = 24,545 cm²/m
h = 1,00m
} m_{rd} = 920 KN·m/m



Pk = 707+560

Puntal

$p = \frac{4,65}{173,42} = 0,03768$

Δh = 1,2438m

→ z puntal = 6,40m

Cubierta

$p = \frac{2,70}{106,73} = 0,02542$

Δh = 0,404m

z cubierta = 11,496 ≈ 11,50m

$m_{rd} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{q_d \cdot 5,1^2}{8} \leq 920$ KN·m/m

$q_d \leq 282,96$ KN/m ≈ 280 KN/m

Cortante máximo a 1 canto útil

$V_d = \frac{q_d \cdot l'}{2} = 280 \left(\frac{5,1}{2} - 1\right) = 434$ KN/m

Dimensionamiento con programa BASIC

A_s = 24,545 cm²/m h = 1,00m; b = 1,00m; r = 0,10m del lado seguro

$A_s \geq 5,91$ cm²/m/m

Si disponen barras a 0,40 × 0,40 → $A_s \geq 0,946$ cm²/barra

Si disponen Φ20 anclados a las pantallas.

Empalme por solape Φ25

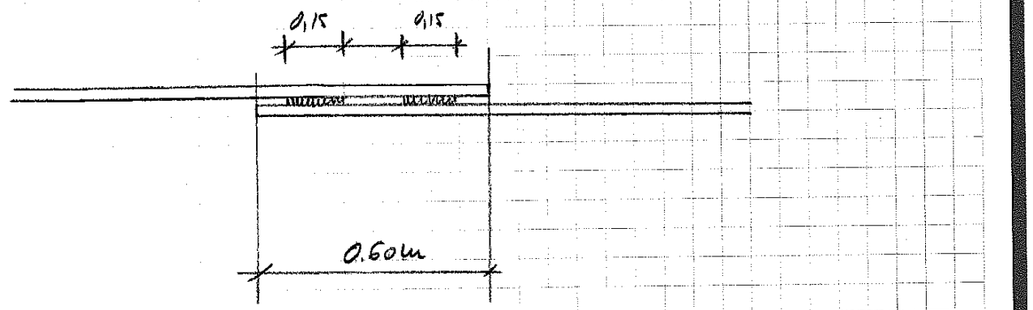
$U = A_s \cdot f_{y,k}$ = 490,9 mm² × 500 N/mm² = 245,45 KN

$\varepsilon_a = \frac{U}{l \cdot a}$

a = 5,0mm (Máximo admisible)

$\varepsilon_0 = \sqrt{1,8} \cdot \varepsilon_a = 1,3416 \frac{245,45}{5,0 \cdot l} \leq \frac{500}{1,50} = 333,3$

con lo cual $l \geq 147,3$ mm ≈ 150 mm



Cálculos Recinto Recepción Cajón

PK. 707 + 615.35 a 707 + 632.00

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCIÓN

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615 a 707+633

PANTALLAS

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 23 de febrero de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

PANTALLAS.
DESDE P.K: 707+615 HASTA P.K: 707+633

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, entre los PK's 707+615 y 707+633 de la traza, aproximadamente, con una rasante ascendente hacia PK's crecientes de pendiente constante y un trazado en planta sobre una alineación circular de radio 400m.

El Recinto de Recepción del Cajón Hincado sirve de conexión del propio cajón con la sección tipo del Falso Túnel, a base de pantallas + cubierta + contrabóveda de fondo, correspondiente a la Fase 2 del cruce con la Ronda Litoral. Con dicho recinto se "envuelven" las aletas del frente del cajón hincado una vez éste ha alcanzado su posición definitiva.

Según el procedimiento constructivo finalmente adoptado, una vez hincado el cajón, las aletas delanteras del mismo se recrecerán hasta completar una sección cerrada idéntica a la del tramo del cajón bajo vías. Estas secciones iniciales deberán soportar todos las acciones a las que se verá sometido el cajón (acciones verticales debidas a cargas permanentes y sobrecarga sobre la cubierta, empujes sobre los hastiales, subpresiones de aguas, etc. en definitiva, todas y cada una de las acciones a las que se verá sometida el cajón a lo largo su vida útil). En cualquier caso, en la zona del recinto de recepción del cajón hincado, éste debe ser capaz de soportar sobre la cubierta un relleno de unos 3.0m de tierras, además del resto de acciones en hastiales y losa de fondo.

Con esta disposición no es necesaria la ejecución de losa de fondo ni cubierta en el Recinto de Recepción del Cajón Hincado, pues el cajón es capaz de resistir la subpresión y el peso de las tierras que se dispondrán sobre él (Ver configuración final en las secciones transversales del apartado Planos de este Documento). Sólo en las secciones iniciales del recinto será necesario ejecutar una pequeña cubierta y una losa de fondo que permitan cerrar el hueco que queda libre entre el cajón en posición definitiva y la pantalla transversal que cierra el Recinto de forma provisional.

Un vez hincado el cajón y recrecida su parte delantera, se rellenarán con hormigón pobre los huecos que quedan entre los hastiales del cajón y los intradoses de las pantallas.

Los principales condicionantes en el diseño de este tramo resultan de la escasez de espacio para la ejecución de pantallas en las proximidades del terraplén de la Ronda Litoral. La existencia de este terraplén, imposible de desmontar en el momento de ejecutar las pantallas del recinto, condiciona la geometría e implica una cargas de tierras sobre las pantallas extraordinariamente asimétricas. La superposición de ambos factores se traduce en la necesidad de la utilización de elementos externos al propio recinto, de carácter definitivo, con funciones resistentes. Estos elementos tienen la misión de rigidizar las pantallas del margen izquierdo y, de entre todas la soluciones estudiadas y presentadas a la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, la más fácilmente ejecutable y la más económica parece ser la de disponer unas pantallas de apoyo externas a las del recinto, según se muestra en al apartado de Planos de este documento y en la Figura 1 (Ver apartado 4.1 "Acciones y Procedimiento de Cálculo").

Asimismo, dado el procedimiento constructivo de excavación interior que debe realizarse en este tramo tras el hincado del cajón, resulta imposible la utilización de puntales provisionales en la zona que ocupa el cajón hincado que permitan contener esfuerzos y movimientos en las pantallas. La imposibilidad de utilización de puntales provisionales en dicha zona se traduce en luces excesivas a flexión y cortante, que implican esfuerzos exagerados sobre las pantallas y movimientos inadmisibles. Para contener dichos esfuerzos y movimientos será necesario crear un puntal profundo que actúe previamente a la excavación interior.

En el recinto de recepción, al igual que en el recinto de construcción y en el tramo bajo vías, es necesario realizar un tapón de fondo a base de jet-grouting que evite la entrada de agua durante el proceso de hinca y disminuya los posibles problemas de guiado en alzado del cajón durante el hincado. En el recito de recepción del cajón hincado se utilizará dicho tapón de fondo a base de jet-grouting, convenientemente densificado, como puntal profundo previo a la excavación. La densificación del tratamiento a base de jet-grouting con fines estructurales se realizará entre las cotas z = –6.25 y z = -13.0m, independientemente de cuales sean los requerimientos de impermeabilización. Las especificaciones consideradas para el jet-grouting, a partir de la experiencia del Oficina Técnica de FCC Construcción en aplicaciones similares, se detallan en la Nota de Cálculo.

Para la ejecución de las pantallas sin desmontar el terraplén de la Ronda litoral es necesario crear unas plataformas de trabajo a las cotas 9.0; 11.0 y 13.0m desde las que poder excavar, introducir jaulas de armado y hormigonar los bataches (la disposición de plataformas puede verse en los croquis adjuntos al final de esta memoria). Dado que se ejecutan las pantallas haciéndolas resistentes hasta la cota del terreno natural actual, aproximadamente, se emplearán también para contener dicho terraplén y crear una plataforma de trabajo desde la que poder ejecutar las inyecciones de jet-grouting.

Este tramo no cuenta con cubierta pero, para poder reducir los movimientos en las pantallas próximas al terraplén de la Ronda Litoral, éstas se apuntalarán de forma definitiva, por encima del gálibo estricto, con unos puntales de hormigón armado que

quedarán enterrados tras la finalización de las obras. Por los mismos motivos expuestos anteriormente en lo relativo a la necesidad de un puntal profundo, la cota de los puntales definitivos debe ser lo más baja posible, de modo que la luz libre final de las pantallas sea lo más reducida posible.

El tramo cuenta con un total de 6 tipos de armados diferentes para los diferentes bataches. La zonificación final se resume a continuación y puede consultarse con detalle en el anejo de Planos de este documento:

- **Pantallas del margen derecho:** Para los bataches del margen derecho existen tres tipos de armado en función de la altura de coronación de las pantallas, y que se han venido a denominar "Tipo 1; 2 y 3" para las cotas 9.0; 11.0 y 13.0m respectivamente.

- **Pantallas del margen izquierdo:** Para estos bataches se define un armado único.

- **Pantallas transversales:** Dentro de este grupo se diferencian dos subgrupos:

  a) Las pantallas transversales definitivas que sirven de cierre del recinto de recepción del cajón hincado. Se diferencia el batache tipo 1 (nudo del margen izquierdo) del batache tipo 4 (nudo del margen derecho).
  b) Las pantallas transversales provisionales que cierran el recinto temporalmente por la zona de traza, cuya función es evitar la entrada de agua al recinto y contener desequilibrios de tierras durante la excavación del propio recinto y de la Fase 2 del cruce con la Ronda Litoral. Corresponde a los bataches tipos 3 y 4. Estas pantallas deberán demolerse para abrir el paso entre la Fase 2 del Cruce con la Ronda Litoral y el Recinto de Recepción del Cajón Hincado.

Observación: Para el diseño de las pantallas transversales de cierre del recinto de recepción del cajón hincado sólo se han tenido en cuenta los desequilibrios de alturas de tierras debidos a la probable (y lógica) falta de coincidencia entre la cota de excavación interior del Recinto de Recepción del Cajón Hincado y de la Fase 2 del cruce con la Ronda Litoral (el desequilibrio máximo considerado es de 6.0 m), pero en ningún caso se han tenido en cuenta desequilibrios de altura de aguas, por lo que antes de proceder a la excavación en cualquiera de las caras de la misma será necesario haber alcanzado el estado de presiones de aguas definido para las etapas de construcción en la Fase 2 del cruce con la Ronda Litoral y en el Recinto de Recepción del Cajón hincado.

Por motivos de tiempo, en este documento no se detalla ni el diseño de las vigas de atado de las pantallas ni el de los puntales definitivos. Dichos elementos se definirán en una futura adenda.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

Todo el tramo viene condicionado por la existencia del terraplén de la Ronda Litoral y por la geometría del recinto de recepción del cajón hincado.

En el tramo objeto de estudio no se han encontrado interferencias con servicio alguno, por lo que no serán necesarios desvíos ni reposiciones. Al no haber interferencias tampoco se condicionan las fases de ejecución.

La mayor parte de las operaciones de excavación interior y disposición de puntales, etc. se realizarán una vez la Ronda Litoral se haya desviado para ejecutar las fases 1B y 2 del cruce con la Ronda Litoral, de modo que las alturas de tierras en el trasdós de las pantallas del margen derecho serán inferiores.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se emplearon en el Tramo de Prueba (PK: 706+680 a 706+980), que a su vez coinciden con los considerados en el Proyecto Original. Pueden resumirse en:

- Hasta la cota z=1.00m: Rellenos antrópicos
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.333
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.500
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.000
  · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=30°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.00 en activo y en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 1000Tn/m^3

- Hasta la cota z=-7.00m: Acuífero superior
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.2683
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.4554
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=3.3921
  · Cohesión: 0.00Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=33°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2500Tn/m^3

- Hasta la cota z=-28.00m: Limos entre acuíferos
  · Densidad seca: 2.0Tn/m^3
  · Densidad sumergida: 1.0Tn/m^3
  · Coeficiente de empuje activo: Ka=0.3311
  · Coeficiente de empuje al reposo: K_0=0.5305
  · Coeficiente de empuje pasivo: K_0=2.7698
  · Cohesión: 0.50Tn/m^2 en activo; 0.00Tn/m^2 en pasivo
  · Ángulo de rozamiento interno: ϕ=28°
  · Ángulo de rozamiento terreno-pantallas : δ/ϕ=0.33 en activo y δ/ϕ=0.00 en pasivo
  · Coeficiente de balasto del terreno: 2000Tn/m^3

2.3 DETALLES TIPO.

Para las dimensiones y detalles tipo de la infraestructura de vía se han respetado las especificaciones del proyecto original. La definición estructural de las pantallas de este tramo se ha realizado con la rasante modificada (gálibo de 6.00m).

2.4 NIVEL FREÁTICO.

Tal y como se especifica en el proyecto original, se dimensiona la estructura para una posible subida del NF hasta la cota +2.0 por un carrera de marea extrema. Si bien el NF normal se ha considerado a la cota z=+1.0m.

El procedimiento constructivo requiere de unos achiques de agua entre hastiales para permitir la excavación interior del recinto. Para la acción del agua durante construcción se han considerado leyes de presión de agua análogas a las que se consideraron en el tramo de pruebas, de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para ese tramo (hasta dejar las aguas del intradós 1.0 por debajo de la cota de máxima excavación, aproximadamente). Las presiones de agua consideradas pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

Para la definición de acciones en terraplenes adyacentes a las estructuras se han seguido las especificaciones de la Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera IAP.

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES Y PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las pantallas de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Empujes.
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura. (según IAP)
- Acciones transmitidas al terreno por el Puente Existente

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, tomando para cada una de las fases intermedias el esquema estático real y se han obtenido los esfuerzos en cada fase como suma de los esfuerzos que aparecen en todas y cada una de las fases intermedias previas a ella.

El dimensionamiento y verificación final de la estructura tiene en cuenta los esfuerzos y movimientos aparecidos a lo largo de todo el procedimiento constructivo, de modo que se garantice el correcto funcionamiento de la misma en cada una de las fases por las que debe pasar hasta alcanzar el estado de entrada en servicio.

Dada la asimetría de geometría y cargas entre el margen derecho e izquierdo del recinto implica un cálculo iterativo que permita una aproximación al problema real. El procedimiento seguido en el cálculo (que coincide con la ordenación de la Nota de Cálculo) se resume a continuación:

1.- En primer lugar se calculan las pantallas del margen derecho suponiendo que el punto fijo de deformación a axil de los puntales está en el centro de la sección (sección simétrica), bajo estas hipótesis se obtienen los esfuerzos sobre la pantallas, los movimientos y las reacciones en los puntales.

2.- Se calculan las pantallas del margen izquierdo bajo las mismas hipótesis que se han descrito anteriormente. De este análisis se obtienen también los esfuerzos sobre las pantallas, los movimientos y las cargas de los puntales. Dada la gran asimetría de geometría y de cargas entre las pantallas del margen derecho y las del margen izquierdo, las reacciones en los puntales son muy distintas en ambos casos.

3.- Con las reacciones de los puntales obtenidas del primer análisis se recalculan las pantallas del margen izquierdo, pero ahora introduciendo las fuerzas de dichos puntales como acción sobre las pantallas. Las pantallas del margen izquierdo bajo las acciones transmitidas por las pantallas del margen derecho a través de los puntales se deforman hacia el trasdós (empujes pasivos en el trasdós en lugar de empujes activos) y se ven sometidas a esfuerzos excesivos para una pantalla de 1.0m de canto y a movimientos inadmisibles. De este análisis se deduce la necesidad de disponer la pantalla de apoyo externa, a 10,0m del trasdós de las pantallas del margen izquierdo, cuya función es rigidizar el tramo superior de las mismas y que permite controlar movimientos y reducir considerablemente sus esfuerzos y movimientos.

Las pantallas de apoyo permiten disponer de un apoyo rígido en cabeza de las pantallas del margen izquierdo, de modo las cargas transmitidas por los puntales son absorbidas en parte por este elemento externo y el resto de la carga debe ser soportado por la propia pantalla que reacciona contra el terreno del trasdós (Ver figura 1).

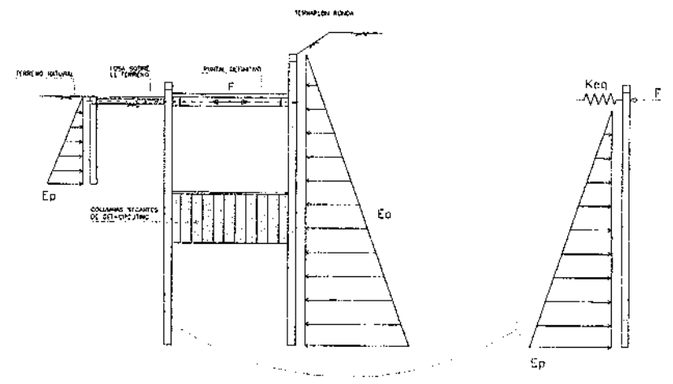


Figura 1: Modelización pantalla de apoyo. En Keq se modeliza la rigidez de la pantalla de apoyo.

4.- Con el cálculo de las pantallas del margen izquierdo en su nueva configuración (con pantallas de apoyo en el trasdós) se obtiene una rigidez "modificada" de los puntales, modificación fruto de la propia deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo en las que se apoyan (el punto fijo de deformación se desplaza, desvirtuando el cálculo original descrito en 1.-)

Observación: El equilibrio de las pantallas y los esfuerzos resultantes sobre las mismas son bastante insensibles a variaciones en la rigidez de los puntales cuando dichas rigideces sufren variaciones relativamente pequeñas. En este caso, el cambio de rigidez por deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo es de un orden de magnitud y, en consecuencia, las leyes de esfuerzos y de movimientos sí sufren un cambio nada despreciable.

5.- Con las nuevas rigideces de los puntales se recalculan las pantallas del margen derecho, obteniéndose de nuevo las leyes de esfuerzos, las de movimientos y las reacciones de los puntales. Las pantallas se dimensionan para la envolvente de esfuerzos obtenidos de este análisis y del análisis original.

Con las nuevas rigideces de los puntales las cargas que éstos soportan se reducen, de manera que el dimensionamiento de las pantallas del margen izquierdo sigue siendo válido.

6.- Las pantallas de los Nudos de conexión de las pantallas longitudinales y las pantallas transversales se estudian aparte con un modelo de barras.

7.- Las pantallas de reacción se dimensionan bajo las cargas que les transmite la losa de conexión que las une a las pantallas del margen izquierdo.

Un cálculo iterativo permitiría una aproximación mayor a la solución de equilibrio en que las cargas de los puntales obtenidas del cálculo se correspondan con las rigideces de los puntales que se obtienen teniendo en cuenta la deformabilidad de las pantallas del margen derecho. (Tras el primer recálculo de las pantallas del margen derecho disminuyen las cargas en los puntales, de modo que probablemente cambien las rigideces obtenidas teniendo en cuenta la deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo)

El comportamiento global del Recinto para la Recepción del Cajón Hincado es complejo de modelar y requiere realizar hipótesis simplificativas que permitan abordar su estudio, por este motivo no parece razonable afinar el cálculo de esfuerzos, reacciones en los puntales, etc. Con los dos análisis realizados se tiene una cota superior y una cota inferior de las posibles rigideces de los puntales y, por tanto, del comportamiento de las pantallas de ambos márgenes. El comportamiento real será intermedio entre ambos y por tanto el dimensionamiento es del lado seguro.

Se realizan las verificaciones geotécnicas en todas las variantes y el armado de las pantallas se realiza con la envolvente de esfuerzos de ambas hipótesis de rigidez de puntales (del lado seguro).

Para las pantallas del margen derecho se tiene en cuenta, además, que en alguna etapa del procedimiento constructivo se excavarán por el trasdós, de este modo bajan las cargas pero también desaparece el momento flector transmitido por el tramo superior de la pantallas, en voladizo, que desplaza la ley de flectores hacia el trasdós. Por los motivos anteriormente expuestos, para la armadura del intradós de todas las pantallas de margen derecho se adopta el armado necesario para los bataches que coronan a la cota 9.0m (que resulta ser el más limitante).

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:
- Hormigón pantallas: HA-25
- Hormigón muros recrecidos HA-25
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Todo el cálculo de esfuerzos y movimientos en las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Dicho programa permite simular el procedimiento constructivo evolutivo, las propiedades del terreno por estratos, las presiones de agua, los diferentes esquemas estáticos que aparecen a lo largo del procedimiento constructivo, etc.

Los resultados más relevantes obtenidos del análisis de las pantallas se presentan a modo de resumen en la Nota de Cálculo incluida en esta memoria.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del falso túnel sin puntales intermedios (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" de este documento, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales definitivos y provisionales, etc). Para los diferentes tramos de ejecución de las pantallas se ha tenido en cuenta el recrecido del muro y el momento en que éste se ejecuta.

Para el procedimiento constructivo descrito se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados límites últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 23 de febrero de 2005

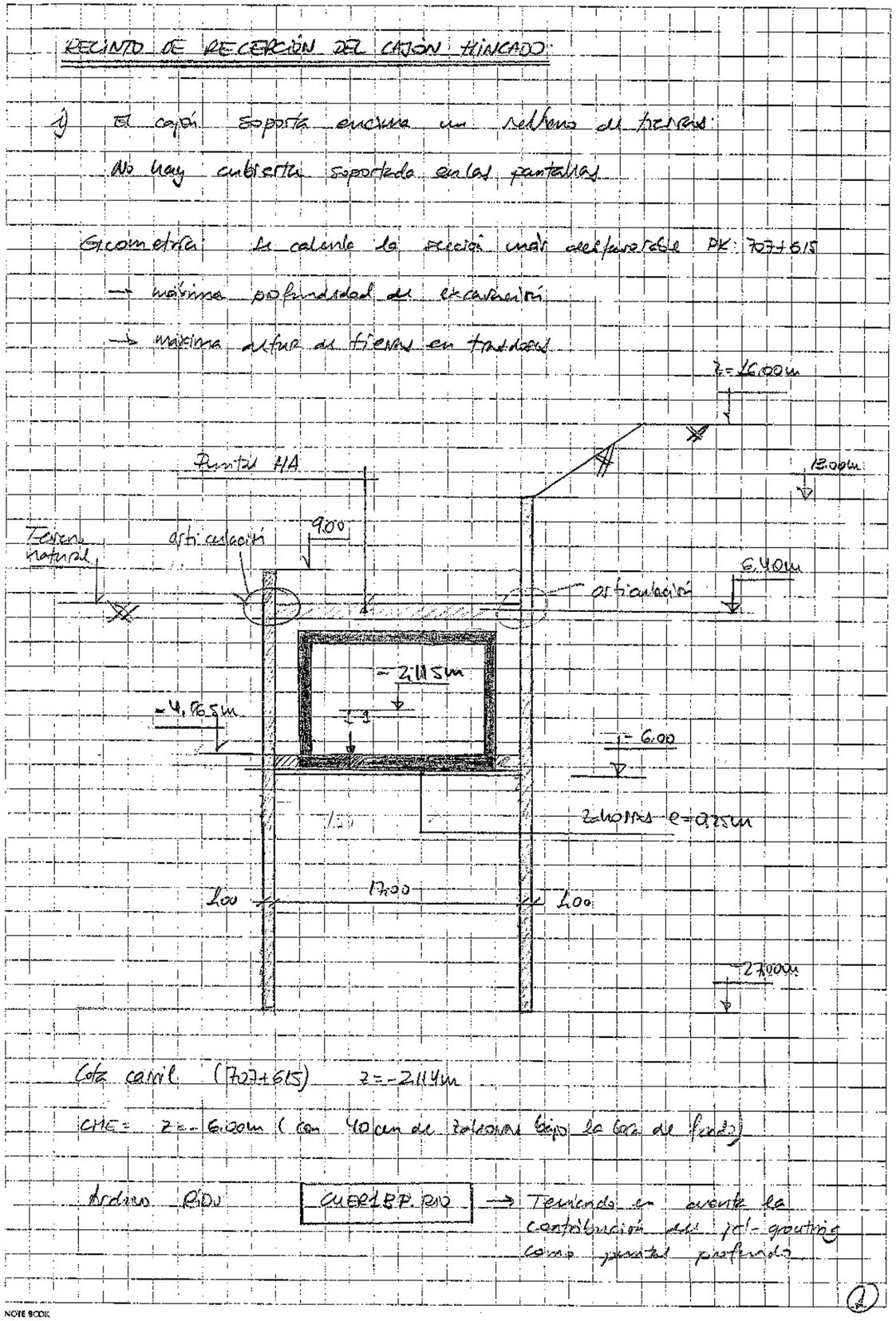
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO

- El cajón soporta encima un relleno de tierras
- No hay cubierta soportada en las pantallas

Geometría de calado de rocío más desfavorable PK: 707+615

→ máxima profundidad de excavación

→ máxima altura de tierras en trasdós



Cota carril (707+615) z=-2.114m

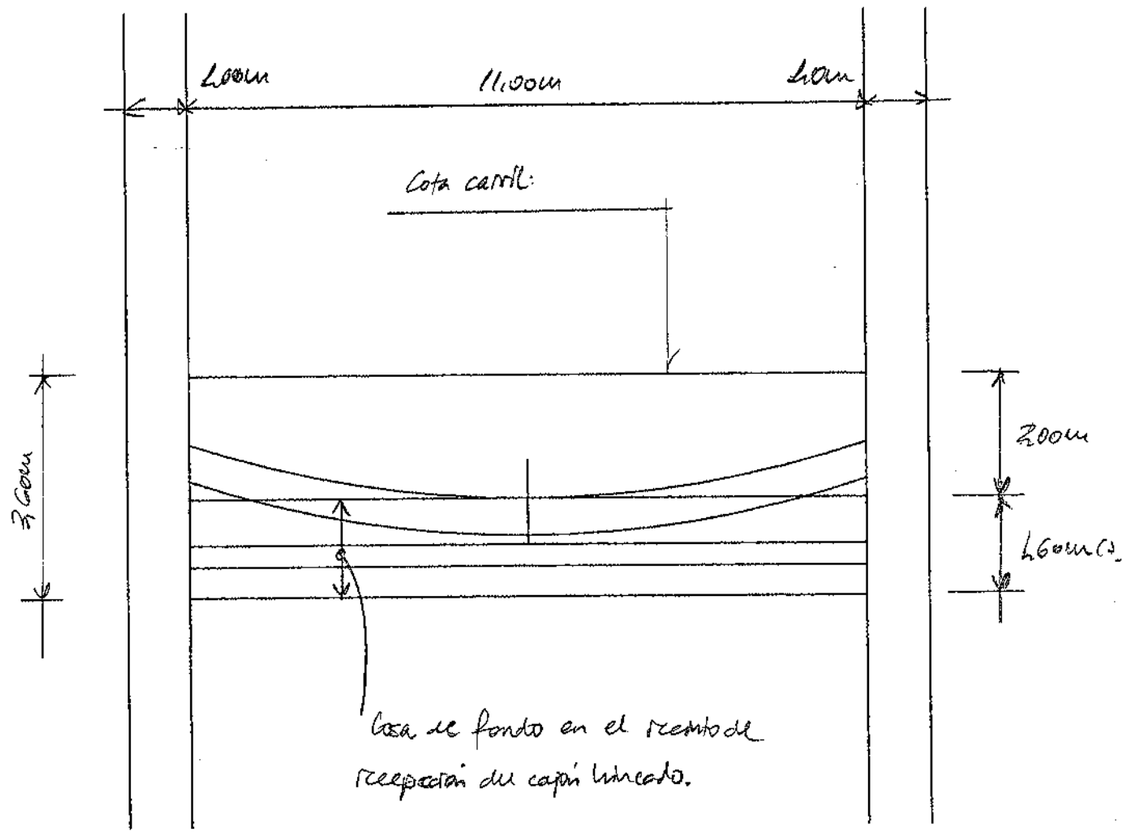
CHE = z=-6.000m (con 40cm de solapo bajo la cota de fondo)

Orden RIDU | CUERLEP.RIO → Teniendo en cuenta la contribución del jet-grouting como pantalla profunda

(2)

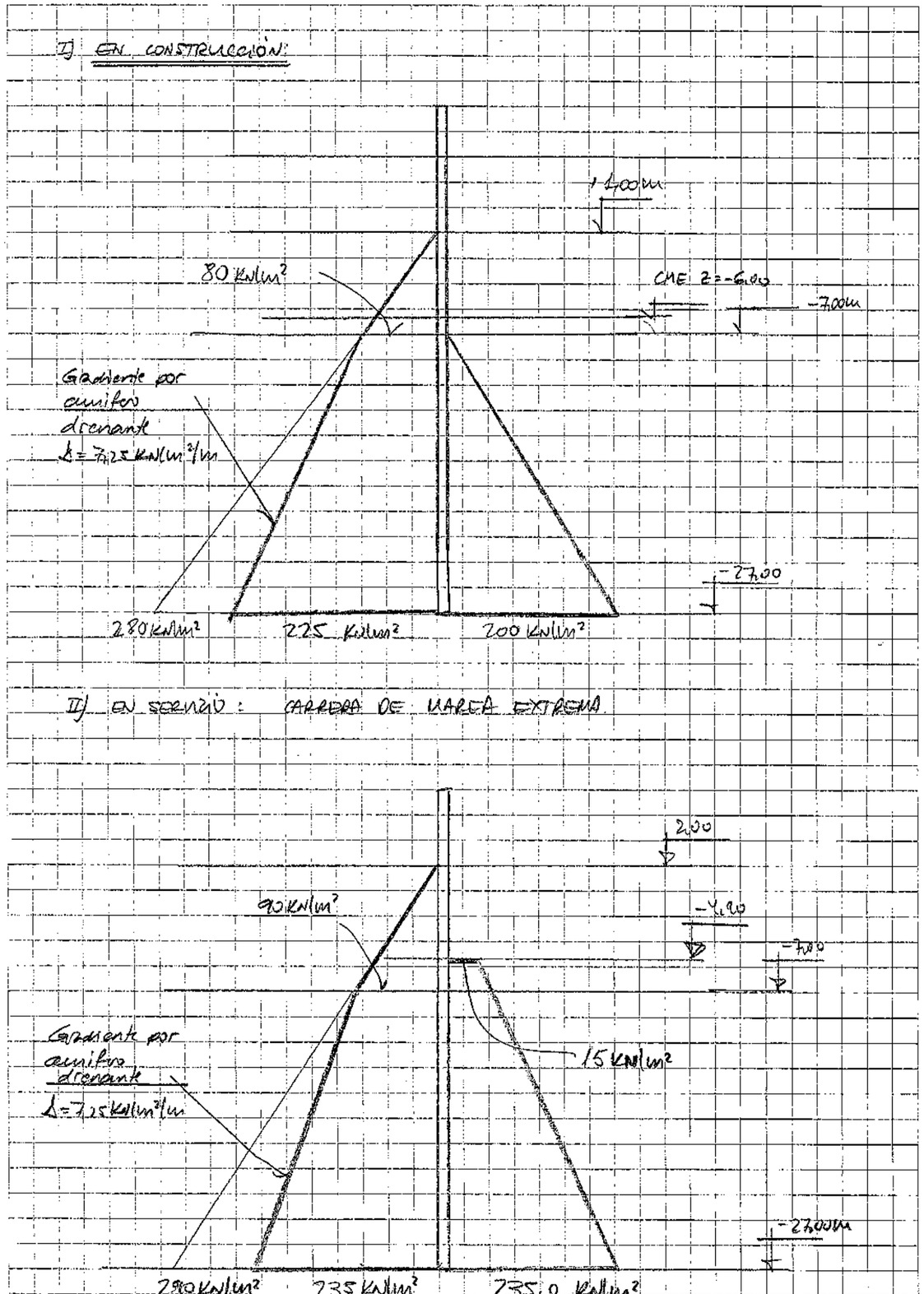
NOTE BOOK

COTA DE FONDO RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO



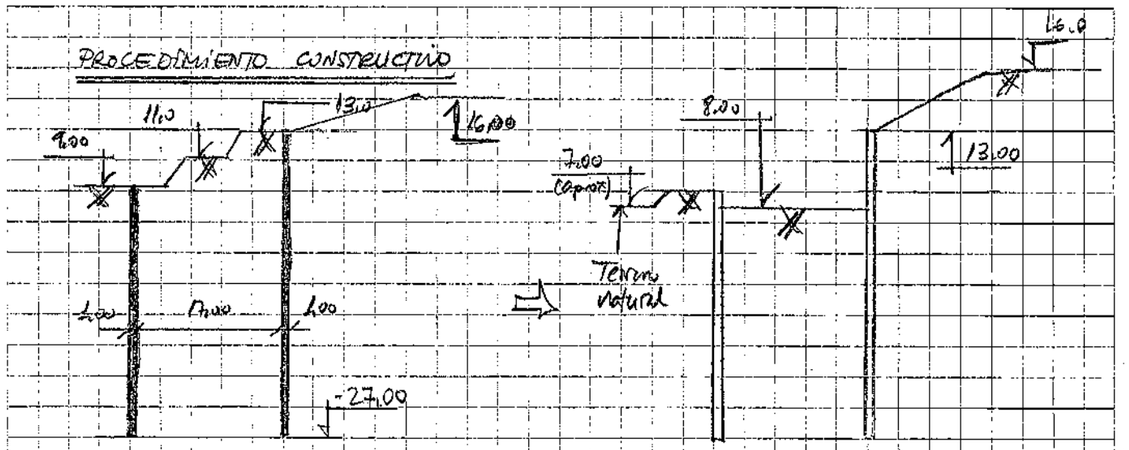
(*) 1.50 m de losa + 0.10m de hormigón de limpieza

I) EN CONSTRUCCIÓN:

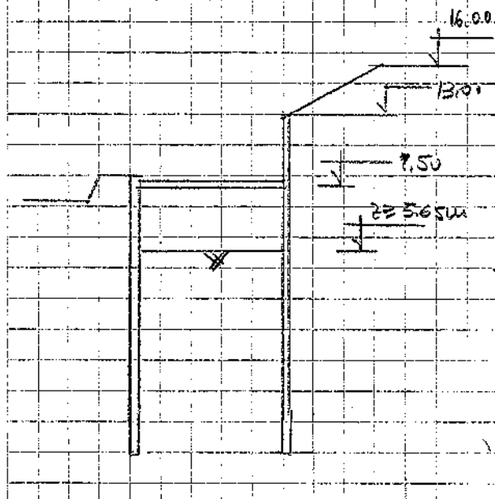


II) EN SERVICIO: CARRERA DE MAREA EXTREMA

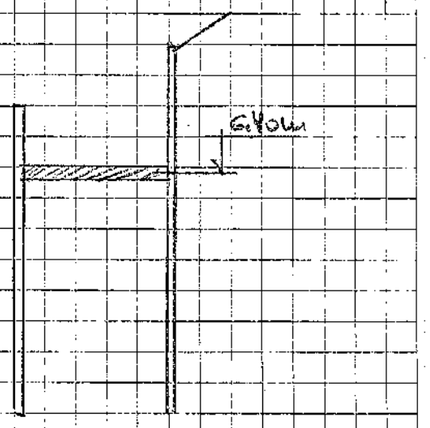
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



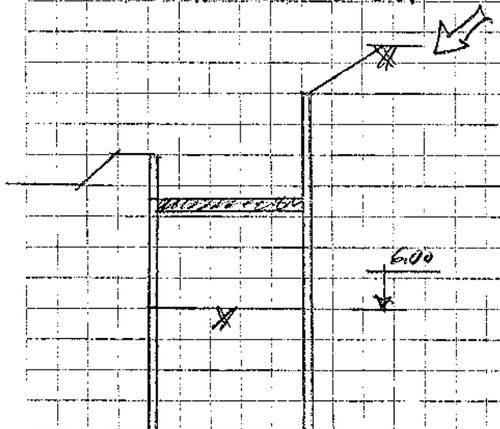
i) Ejecución de pantallas desde la plataforma correspondiente



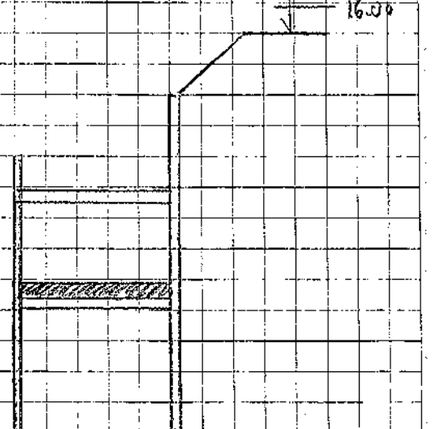
ii) 1ª excavación intermedia hasta Z=-9,00 m adosada a pie entre pantallas y ejecución del jet-grouting



iii) Puntal provisional en Z=-1,5 m y excavación hasta Z=-5,65



iv) Ejecución puntales definitivos de HEB y retirado puntales provisionales



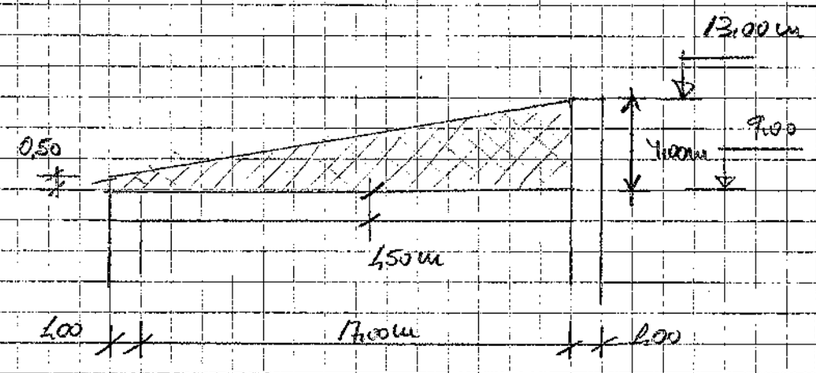
v) Excavación hasta CME (Hincado del cajón)

vi) Ejecución de la losa de fondo al unos el cajón

~~En~~ caso de ejecutar la cubierta alta

Cota de cubierta z = 9,50 m cota superior z = 9,000 m

Relleno de tierras sobre cubierta



1º predimensionamiento cubierta

- g_L: 1,50 · 25 = 37,50 KN/m²
- $g_{tierras}$ = 4 · 20 = 80 KN/m² ← viene del Cada Segundo
- Sc uso: 10 KN/m²

q_d = 1,35 (37,50) + 1,5 (80 + 10) = 185,625 KN/m²

$M_{sd} = \frac{q_d \cdot e^2}{8} = \frac{185,625 \cdot 17,5^2}{8}$ = 7105,96 KN.m/m

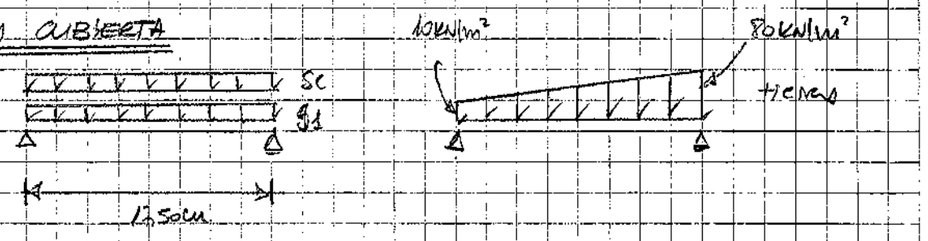
dimensionamiento $A_s \geq 142\ cm^2/m$ → 30 ϕ 25 por apoyo

M especifica: 0,22 ≤ 0,26 OK!

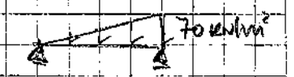
Optimizando rellenos ← OK!

4

Reacciones CUBIERTA



g_L: 1,50 · 25 = 37,5 KN/m² tierras uni: 10 KN/m²

Sc: 10 KN/m² triangular 

carga sobre cubierta (en valor característico)

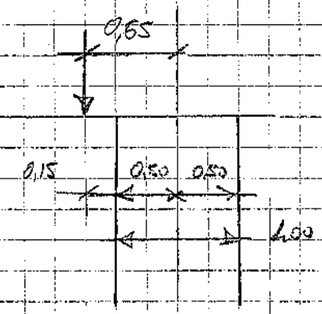
q_{K_1} = 37,5 + 10 = 47,5 KN/m

q_{K_2} = 10 + 80 KN/m²

$T_{K_1} = \frac{47,5 \cdot 17,5}{2}$ = 415,625 KN/m

$T_{K_2} = \frac{17,5}{6}(2 \cdot 80 + 10)$ = 495,8 KN/m

$T_{Total} = T_{K_1} + T_{K_2}$ = 911,46 KN/m T_{Total} = 915 KN/m



Momento en cabeza de pantalla $M_{1K} = T_{Total} \cdot e$ = 915 KN/m · 0,65 m

M_{1K} = 595 KN.m/m = 59,5 Tn·m/m

5

Recibido : 10-Sept-2004

Bridge Technologies

::	Leira Velasco, José Antonio [JALeira@fcc.es]
Enviado:	viernes, 10 de septiembre de 2004 11:46
Para:	Bridge Technologies; INGENIERIA@btechno.org
Asunto:	Can Tunis. Jet-grouting

La Nota del pasado dia 2 de agosto se referia a la mejora del terreno con columnas de jet-grouting separadas entre si.

En el caso de que el jet forme un medio contínuo (columans secantes), se debe considerar la deformabilidad del propio jet.

La caracterización del jet que hemos adoptado en otras obras en las que se ha empleado como puntal profundo es:

Cohesión = 30 t/m²
Densidad = 2.3 t/m³
Módulo de balasto = 8000 t/m³

; Ángulo de rozamiento interno $\phi = 0.0°$

Un saludo

José Antonio Leira

P.D. He perdido vuestro nº de telefono fijo, solo tengo el del movil de Gonzalo. Por favor recordádmelo.

****
Este correo ha sido procesado por el Antivirus del Grupo FCC
****

UTILIZACIÓN DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PARA A TODA EXCAVACIÓN

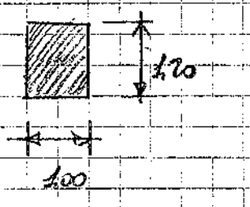
Can Tunis 10-FEB-05

ESTIMACIÓN PUNTALES DEFINITIVOS DE HORMIGÓN

$R_{apoy} = 1600$ KN/m

Disponiendo un puntal cada 3,00m → $R_{puntal,R} = 4800$ KN/puntal

Sección transversal

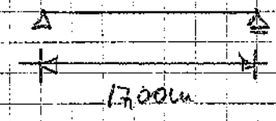


$g_L = 1,20 \cdot 25 = 30$ KN/m

Posible sobrecarga: 1,00m de tierras + sobrecarga

$1,00 \cdot 20 + 10,0 = 30$ KN/m

Esquema estático



$q_d = 1,35 \cdot (30) + 1,50 \cdot (30) = 85,50$ KN/m

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{85,50 \cdot 17^2}{8} = 3088$ KN·m

Axiles: a) $N_d = 0$

b) $N_{d_1} = 4800$ KN/puntal

c) $N_{d_2} = 7200$ KN/puntal

$I = \frac{1}{12} b \cdot h^3 \cdot 1,00 = 0,144 m^4$; $i = \sqrt{I/A} = 0,346$ m

$A = 1,20$

Esbeltez:

$l_0 = \beta \cdot l = 1,0 \cdot 170 = 170$ cm

$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{170}{0,346} = 49,13$ ← esbeltez mecánica

Puede aplicarse el método aproximado EHE

$e_{tot} = e_a + e_c \geq e_2$

Soporte intraslacional $e_2 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{308.9}{4800} = 0.0643\,m$

↑ Para el máximo N_d = 4800 kN/m

$l_0 = 17.0\,m$

$i_c = 0.346\,m$

$h = 4.20\,m$

$\varepsilon_y = \frac{434.8}{2.10^5} = 0.002174$

$\varepsilon = 0.0045$

$\beta = 4.50$

con lo cual la excentricidad adicional e_a

$e_a = (l + 0.12 \cdot 4.5)(0.002174 + 0.0045) \frac{4.20 + 20 \cdot 0.0643}{4.20 + 10 \cdot 0.0643} \frac{17^2}{50 \cdot 0.346}$

$e_a = 0.1775\,m \approx 0.18\,m$

$e_{tot} = 0.0643 + 0.18 = 0.242\,m$ ← cae dentro del núcleo central ± 0.20

→ Dimensionamiento

a) $N_d = 0$; $M_d = 308.0$ kN·m/m → $A_c = 6.52\,cm^2$

b) $N_d = 4800$ kN; $M_d = 1161.6$ kN·m/m; → $A_c = 0.0\,cm^2$

c) $N_d = 7200$ kN; $M_d = 1742.4$ kN·m/m; → $A_c = 0.0\,cm^2$

También de acuerdo con el pantalla informática del hormigón

(18)

Rigideces puntales y arriostres

a) Puntales metálicos

(Por similitud con el ensanchamiento del pernal al acoplamiento)

Fase 4 tramo A; N_d = 5500 → ≅ 3465400

l_{max} = 18.75m A_c = 2 × 198 = 594 cm² / 2.50m

↑ los esfuerzos en puntalla temporal son sensibles a la rigidez del los puntales (son sensibles a un cambio de rigidez de mayor magnitud)

$K = \frac{EA}{l} = \frac{2.1.10^5 \cdot 594.10^{-4}}{17/2} = 1460$ MN/m/puntal

K = 146750 Tn/m — Poniendo un puntal cada 2.50m → K = 58700 Tn·m/m

b) Puntales definitivos:

A = 1.20m²; E = 27264 MPa; l = 17m

$K = \frac{EA}{l} = \frac{27264 \cdot 1.20}{17/2} = 3425.5$ MN/m / puntal

Poniendo un puntal cada 30m → K = 1141 MN/m/m

K_{puntal} = 114200 Tn/m/m

(9)

c/ Cubierta

$h = 1{,}50\,m$; $E = 27264\ MPa$; $A = 1{,}50\,m^2/m$; $L = 17{,}2\,m$

$$K = \frac{EA}{L} = \frac{27264\ MPa \cdot 1{,}50\,m^2/m}{17{,}2\,m} = 4781{,}9\ MN/m/m$$

$K = 478000\ T/m/m$

d/ Solera $A = 1{,}50\,m^2/m$ → $K = 478000\ T/m/m$ (Idem anterior)

Dimensionamiento frente a cargas verticales:

Suponemos que se ejecuta la cubierta y que se rellena completamente de tierras

$$q_k = 37{,}50 + 80 + \underbrace{10}_{5c} + \underbrace{10}_{\text{pilas pantalla definitivas}} = 137{,}50\ kN/m^2$$

$17{,}2 \cdot 25/3 = 10\ kN/m^2$

$L_c = 17{,}50\,m$

$$R = 137{,}50 \cdot \frac{17{,}50}{2} = 1203{,}125\ T/m$$

$\sigma = 4{,}20\ MPa$ (6kl) en servicio, como máximo

↑ Pantallas $e = 1{,}00\,m$

Capacidad portante de las pantallas

Resistencia por punta → $140\ T/m^2$ ($FS = 3$)

Resistencia por fuste

Hasta $z = -12$ → $f_s = 6\ T/m^2$ ($FS = 2$)

$-12 \le z \le -17$ → $f_s = 2\ T/m^2$ ($FS = 2$)

$-17 \le z \le -23$ → $f_s = 3\ T/m^2$ ($FS = 2$)

$-23 \le z$ → $f_s = 4{,}18\ T/m^2$ ($FS = 2$)

(Ver Informe de Dirección Técnica FCC construcción, Dpto. Geotecnia, del 23 de Julio de 2004. "Comprobación de pantallas frente cargas verticales")

Capacidad portante axial pantallas

$$120 \leq \frac{140}{3} + (12+6)\frac{6}{2} + 2\left[(17-12)\cdot\frac{2}{2} + (23-17)\cdot\frac{3}{2} + x\cdot\frac{48}{2}\right]$$

Terreno natural (Solo trasdós) — Trasdós e intradós

$$120 \leq 46,67 + 27 + \left[5 + 9 + 24x\right]2$$

despejando: $x \geq 4,00$m — con ϕ axial $\phi_{PP} \leq -23 + 4,0 = -27,00$m

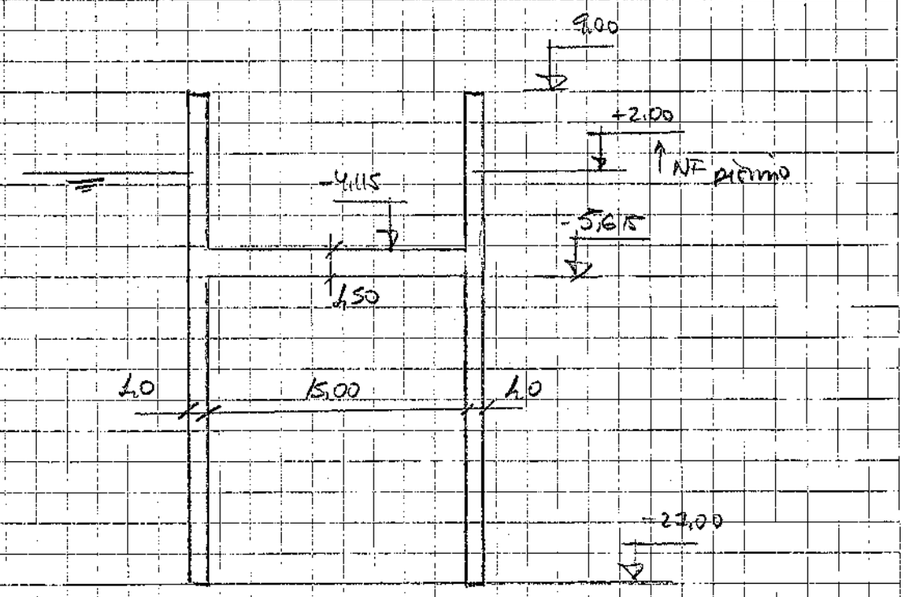
Las pantallas se llevan hasta la cota $-27,00$m

El cálculo es conservador en cuanto a la evaluación del capa y a la evaluación de resistencia $\rightarrow$ (6)

NOTE BOOK

FLOTACIÓN

Se considera la sección más baja en cada tramo



Volumen de líquido desalojado:

$V = 172,225\ m^3/m$ — $E = 172,225\ m^3/m \cdot 10\ kN/m^3 = 1722,25\ kN/m$

Peso propio $V = 94,5\ m^3/m$ — $g_c = 94,5\ m^3/m \cdot 25\ kN/m^3 = 2362,5\ kN/m$

Coeficiente de seguridad total

$$CST = \frac{2362,5}{1722,25} = 1,37$$

↑ NO se ha tenido en cuenta el peso del capó ni el rozamiento negativo de las pantallas

En la mayor parte de las secciones la subpresión actúa contra el capó invertido puesto que va muy contrabovedado, y el capó no tiene problemas de flotabilidad

NOTE BOOK

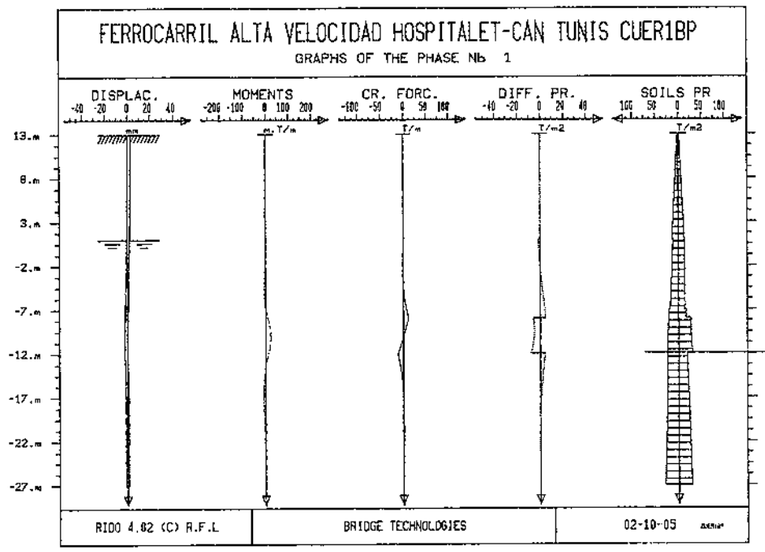
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER1BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA
13.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
13.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 13.0 0.0 1.0 2.0
SUB(1,1) 13.0 1.0 2.0 4.0
SUB(1,1) 13.0 2.0 3.0 6.0
SUB(1,1) 13.0 3.0 35.0 7.0
CAL
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 58700.0
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 114200.0
STR(0,1)
CAL
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 5: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 480000.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

c ϕ kb

← Jet-grouting

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615

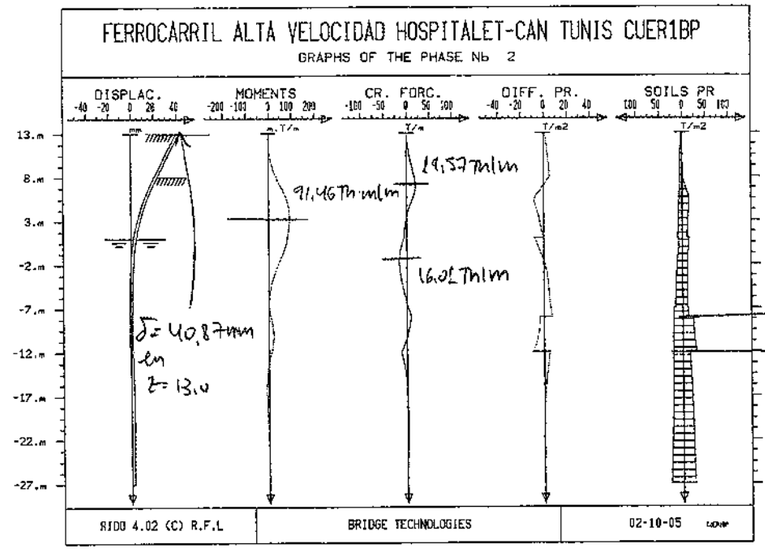
ESTADO PREVIO:



Se moviliza el 14,7 % de empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

30,68 Tn/m²

PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:

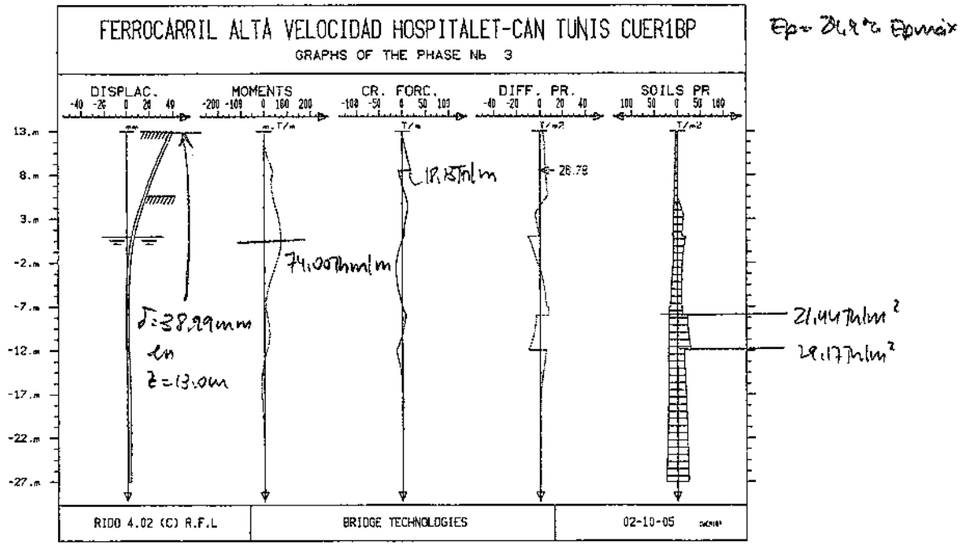


Ep = 22,9 % Ep máx

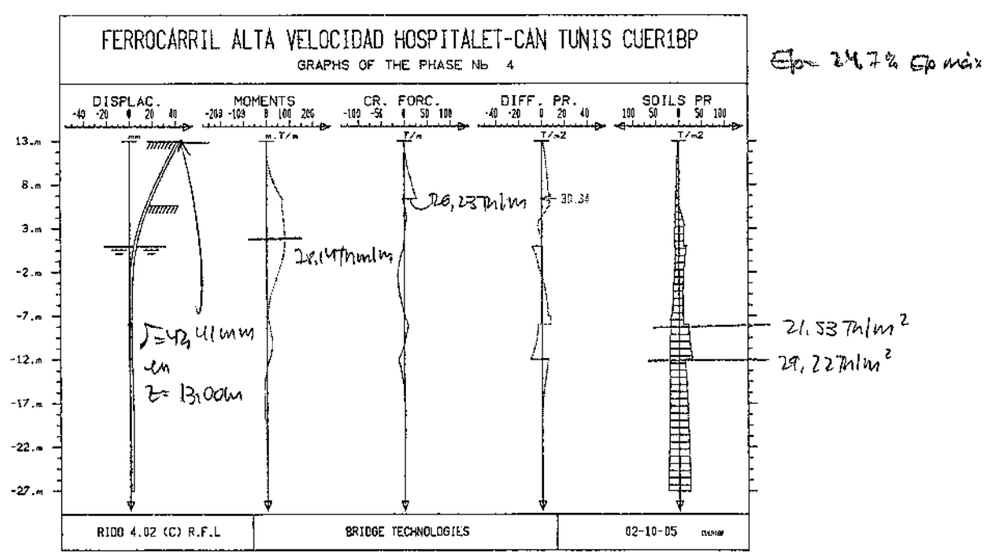
22,76 Tn/m²

29,81 Tn/m²

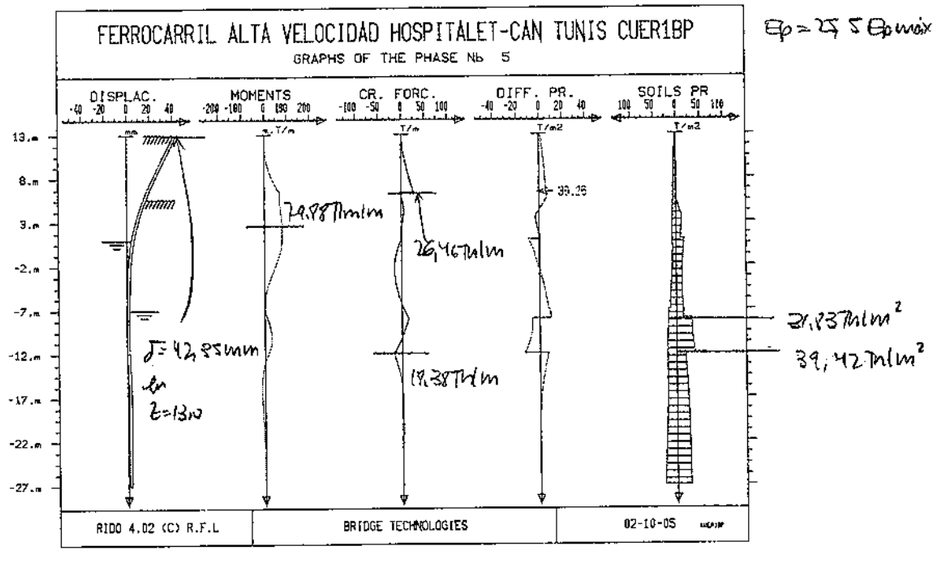
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



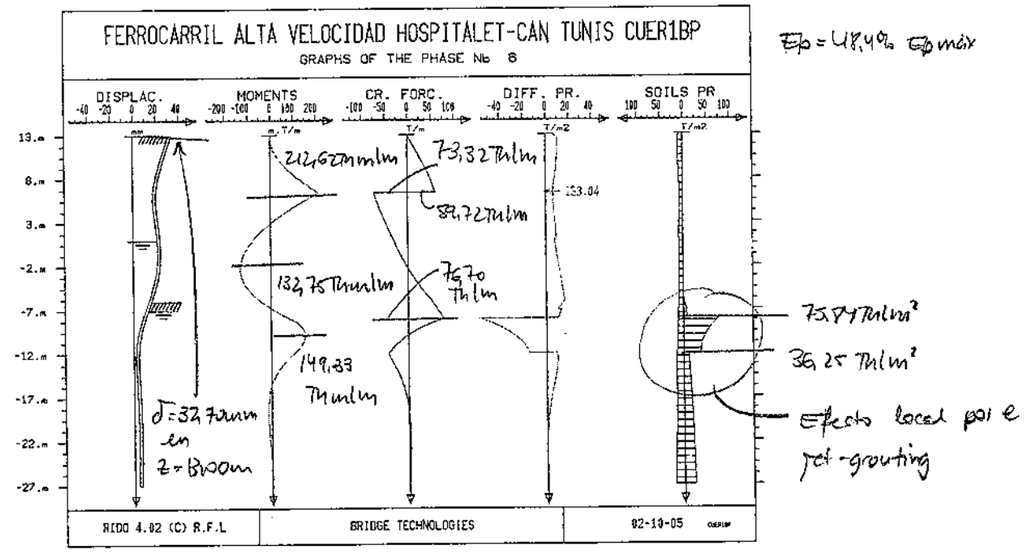
PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



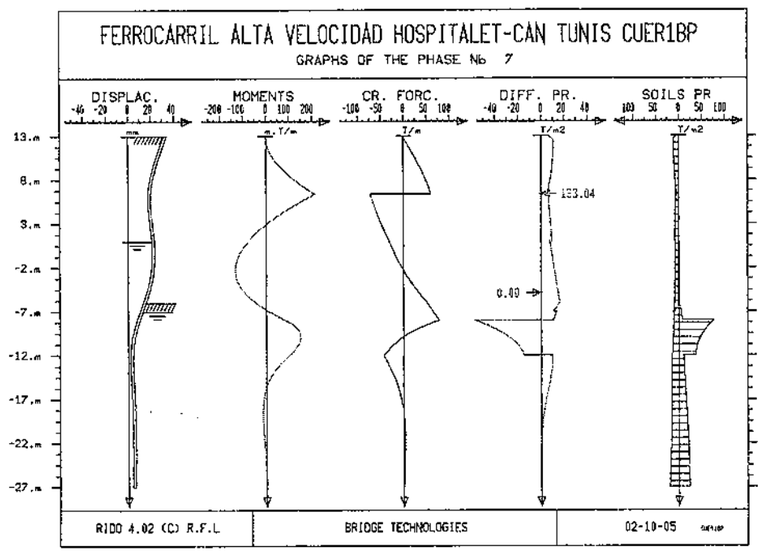
ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:

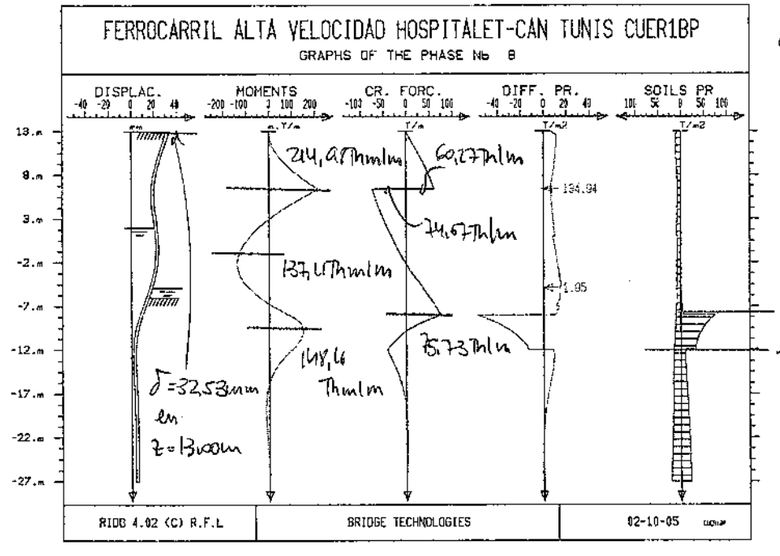


EJECUCIÓN SOLERA:



Idem anterior

SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:

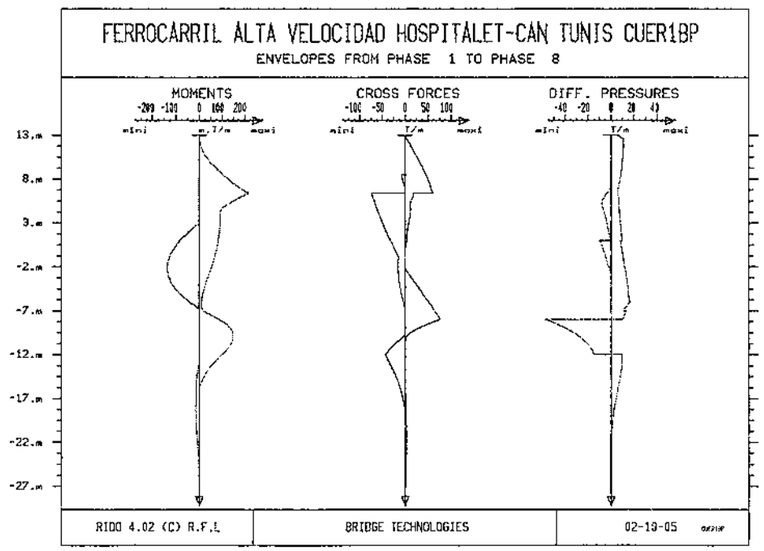


Eb = 46,2% Eb máx

23,38Tm/m²

32,94Tm/m²

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

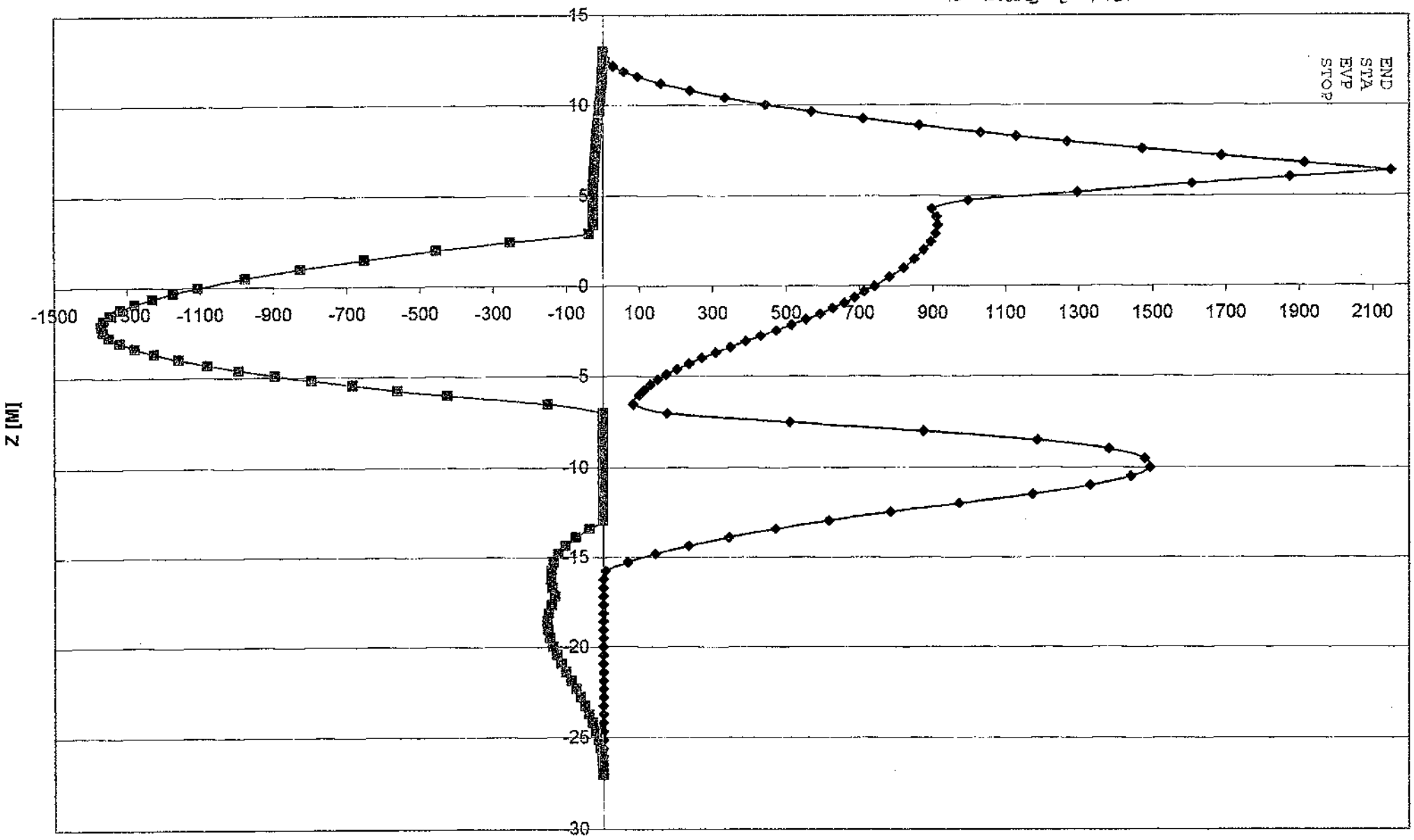


(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENV[illegible]ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Pantallas cara exterior derecha

Pantallas Z=+13,0 m



MOMENTO [kN·m/m]

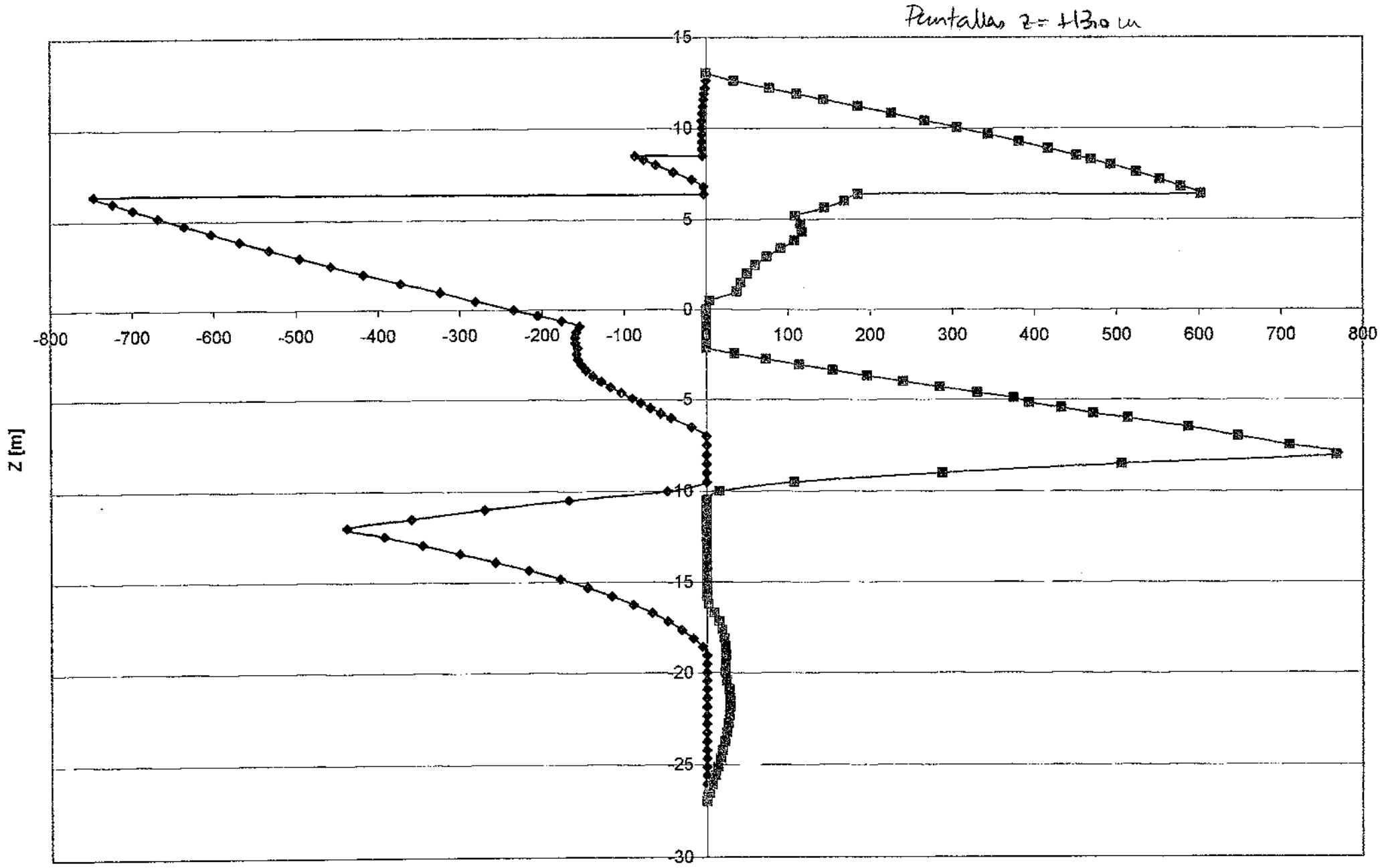
M máx S INICIAL — M mín S INICIAL

CUERNOS
10/02/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Pantallas cara exterior derecha

Pantallas Z= +13,0 m



CORTANTES V [kN/m]

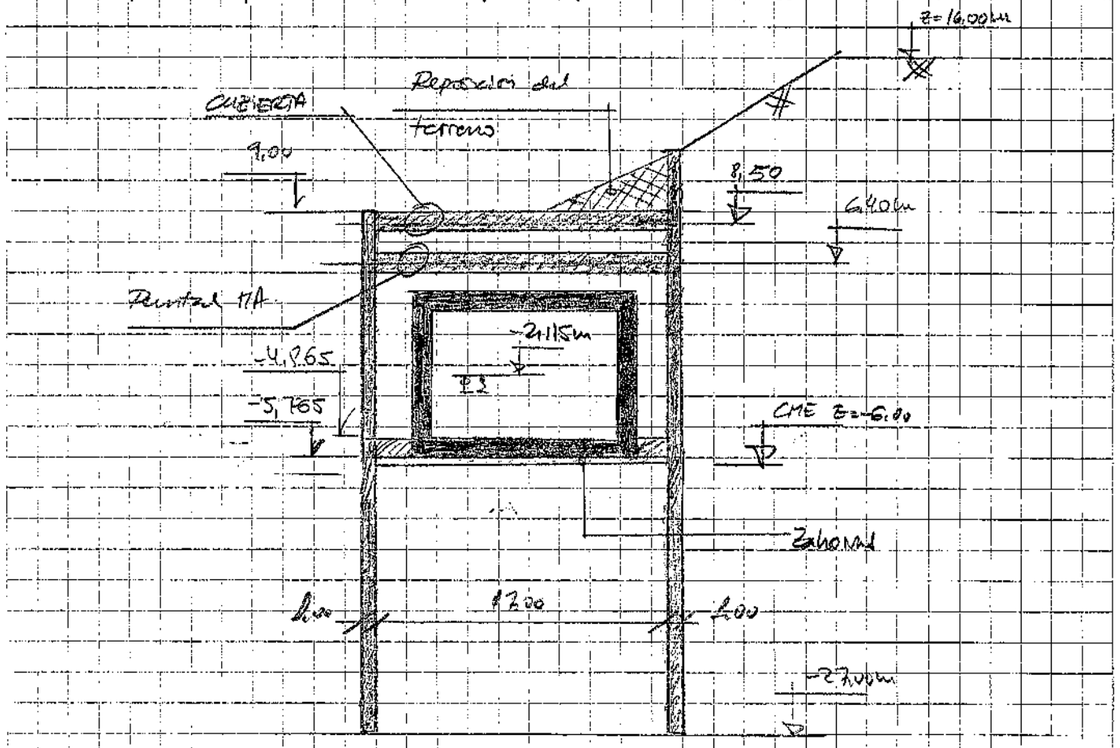
M[illegible] S INICIAL V m[illegible] INICIAL

CUERNOS

iii) Con cubierta colgada de las pantallas.

- Idem anterior para una pantalla suspendida de la viga de coronación.

- Mismas presiones de agua que en el caso anterior



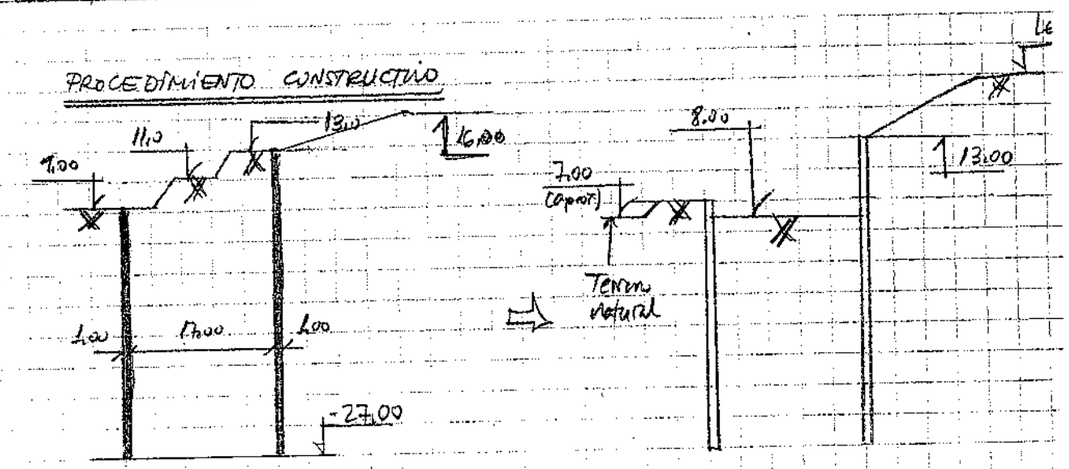
Archivo RIDO ACRIEC.RID

Se introduce un momento en cabeza de pantalla (los pasivos anteriores)

$M_x = 59,5$ Tn·m/m

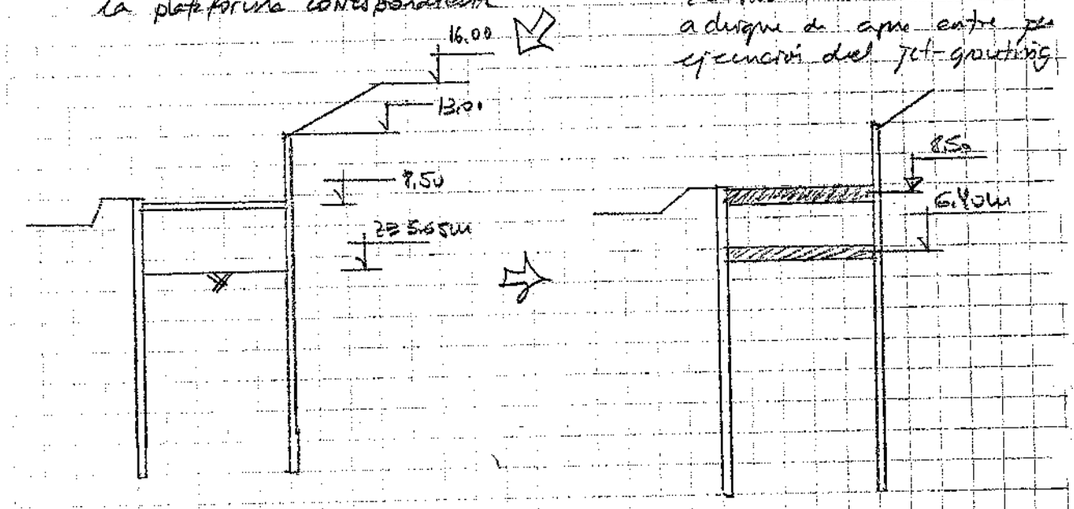
La cubierta al estar colgada de las pantallas, no aporta axiles de tracción.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO



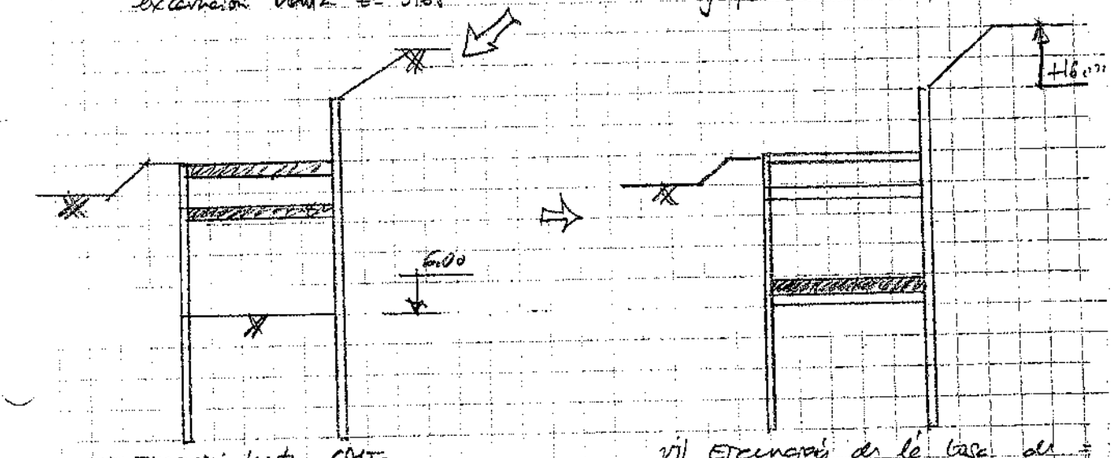
i) Ejecución de pantallas desde la plataforma correspondiente

ii) 1ª excavación intermedia hasta z=+9,00 m a dos/tres de agua entre pantallas y ejecución del jet-grouting



iii) Puntal provisional en z=8,5m y excavación hasta z=5,65

iv) Ejecución puntales definitivos HA retirado puntales provisionales y ejecución cubierta



v) Excavación hasta CME

vi) Ejecución de losa de cubierta al tirante capón

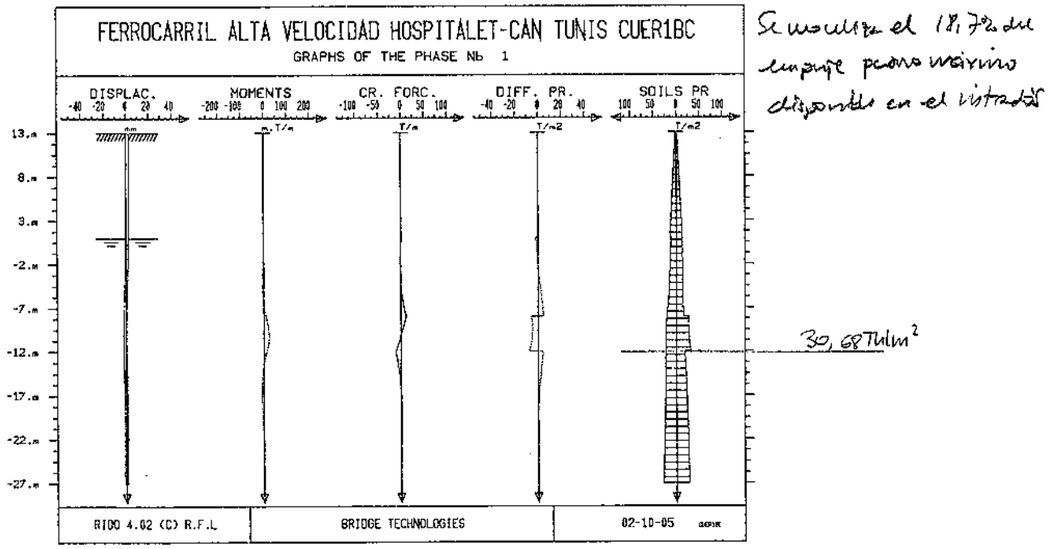
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER1BC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* [illegible] EJECUCION DE CUBIERTA
13.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
13.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 13.0 0.0 1.0 2.0
SUB(1,1) 13.0 1.0 2.0 4.0
SUB(1,1) 13.0 2.0 3.0 6.0
SUB(1,1) 13.0 3.0 35.0 7.0
CAL
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 58700.0
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 114200.0
STR(0,1)
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION CUBIERTA
STR(1) 8.5 1.0 0.0 0.0 428000.0
CAL
* ETAPA 5: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0
CFM 13.0 0.0 59.5
CAL
* ETAPA 7: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 428000.0
CAL
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

puntal unidireccional. como este colgado de las pantallas no soporta axiles de traccion.

← Momento introducido por el cuelgue de la cubierta de las pantallas

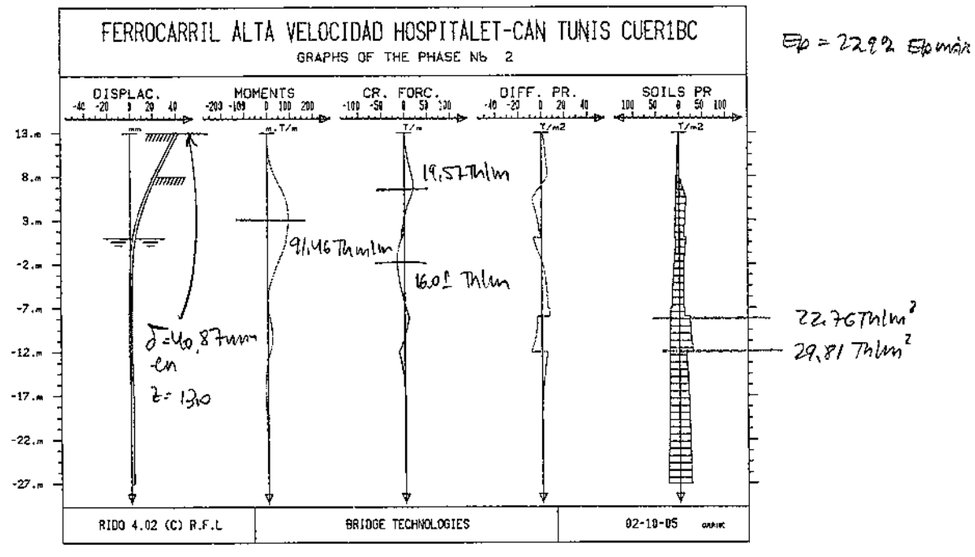
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO Y CUBIERTA COLGADA DE LA VIGA DE ATADO DE LAS PANTALLAS
707+615

ESTADO PREVIO:



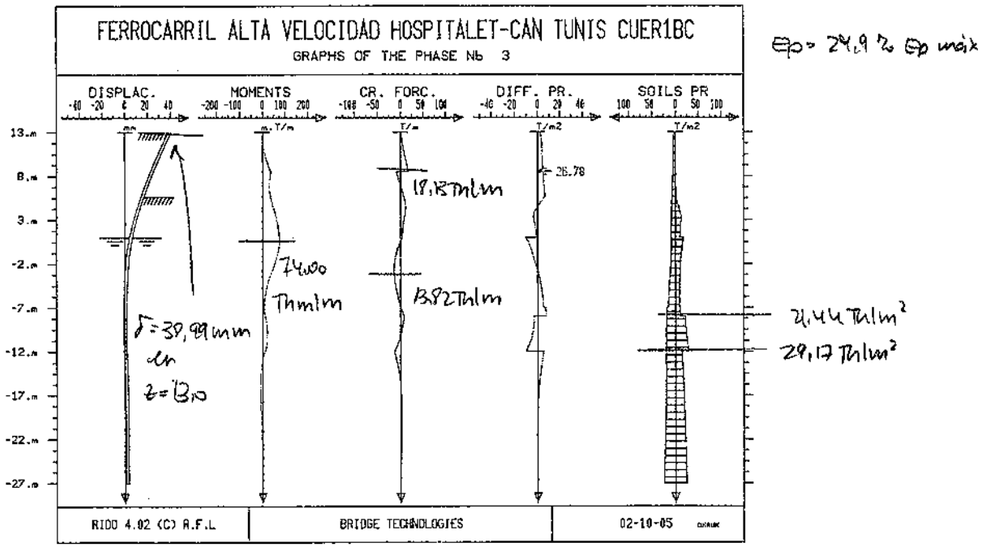
Se moviliza el 18,7% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:



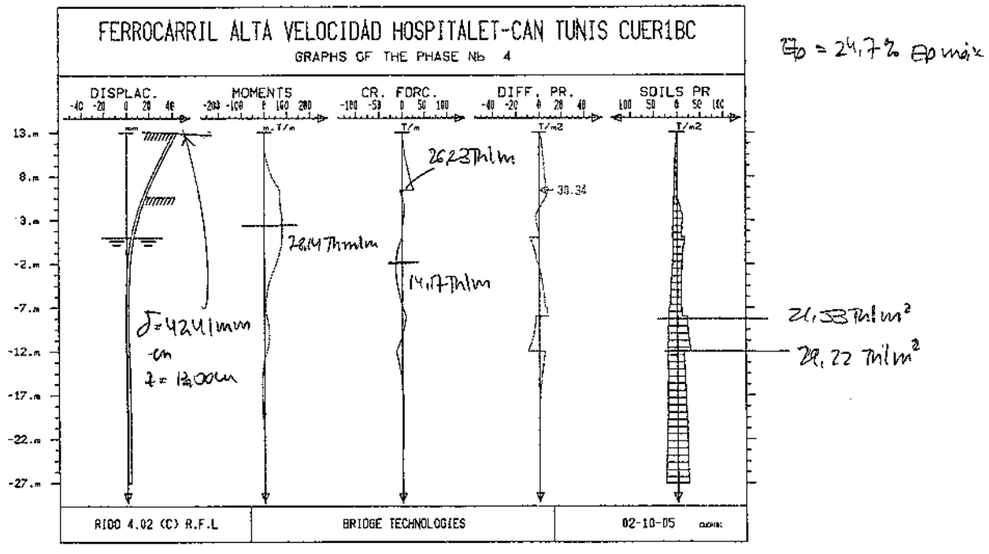
Ep = 22,9% Ep máx

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



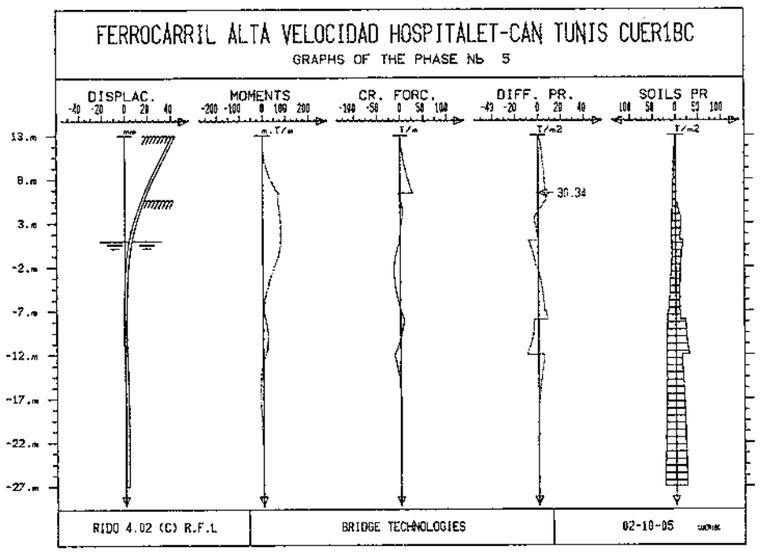
Ep = 24,9% Ep máx

PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



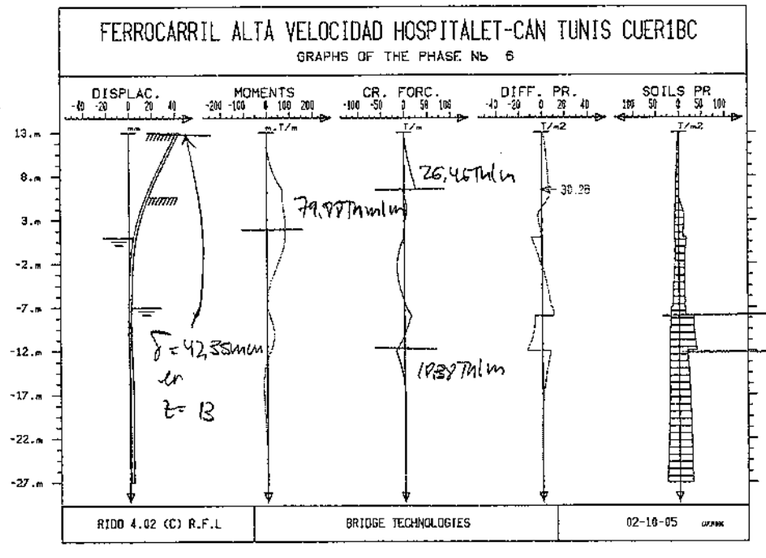
Ep = 24,7% Ep máx

EJCUCIÓN DE CUBIERTA:



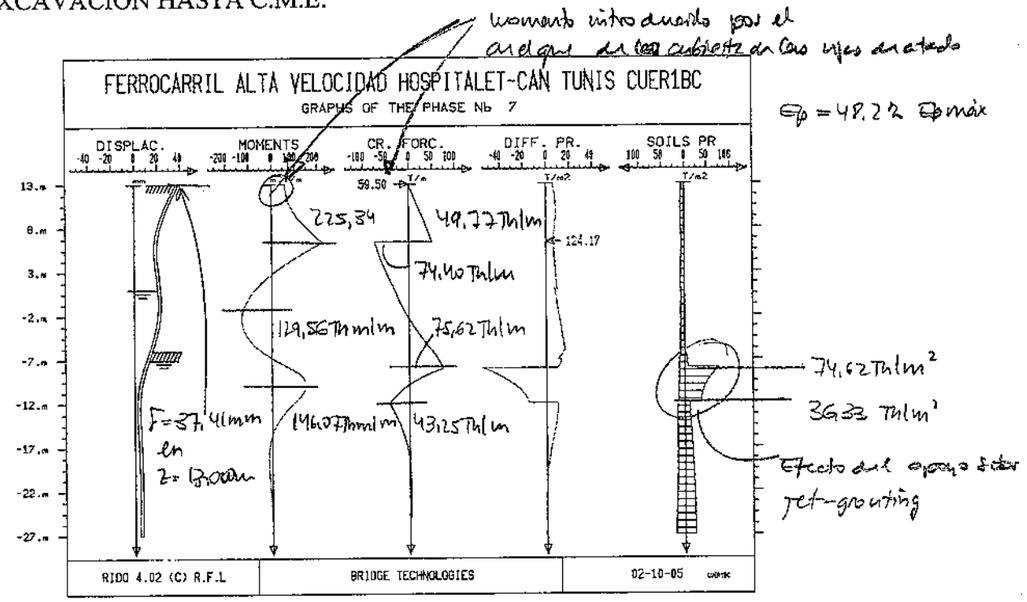
Idem anterior

ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



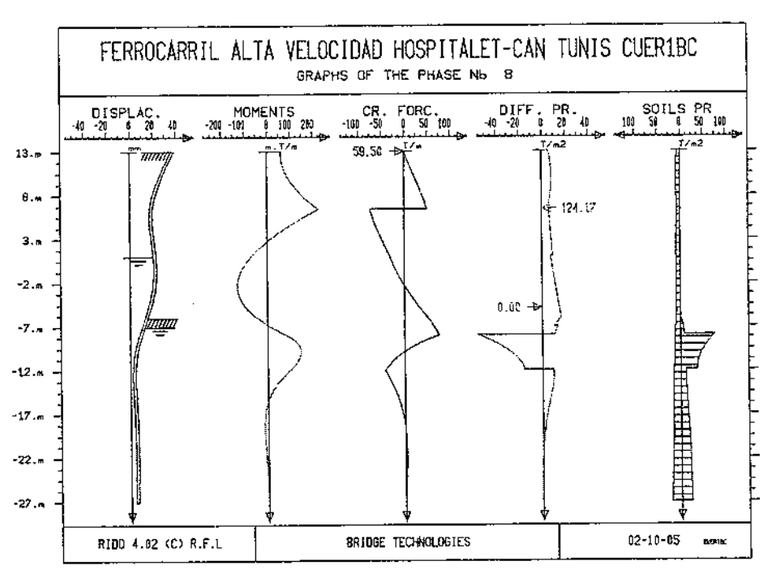
Ep = 25,52 Ep max

EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



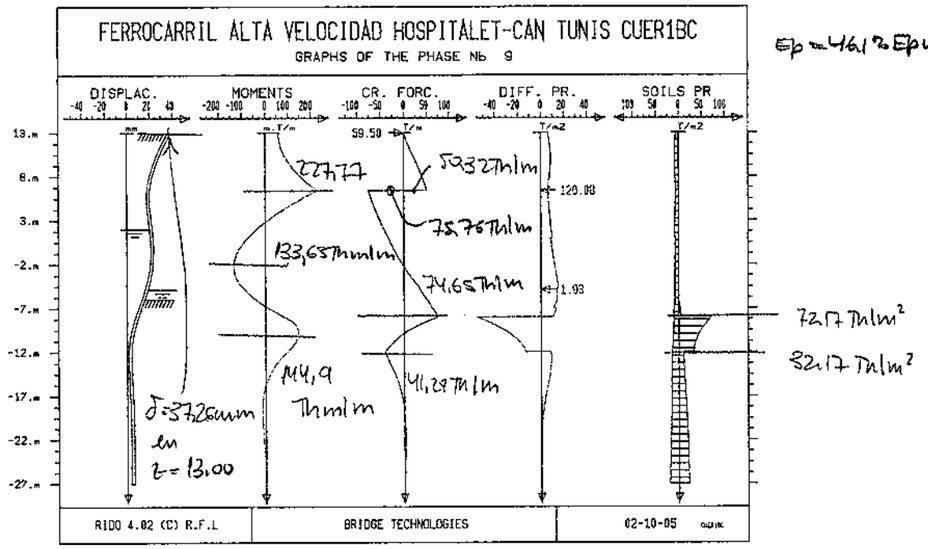
Ep = 48,22 Ep máx

EJECUCIÓN SOLERA:

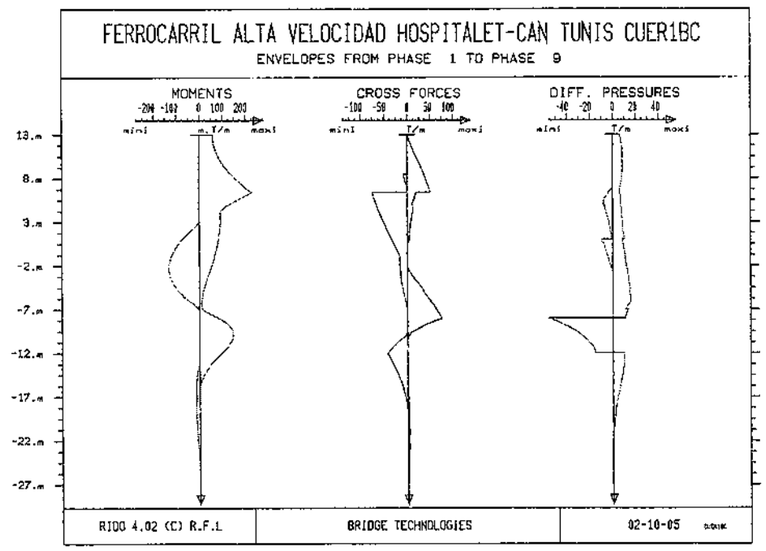


Idem anterior

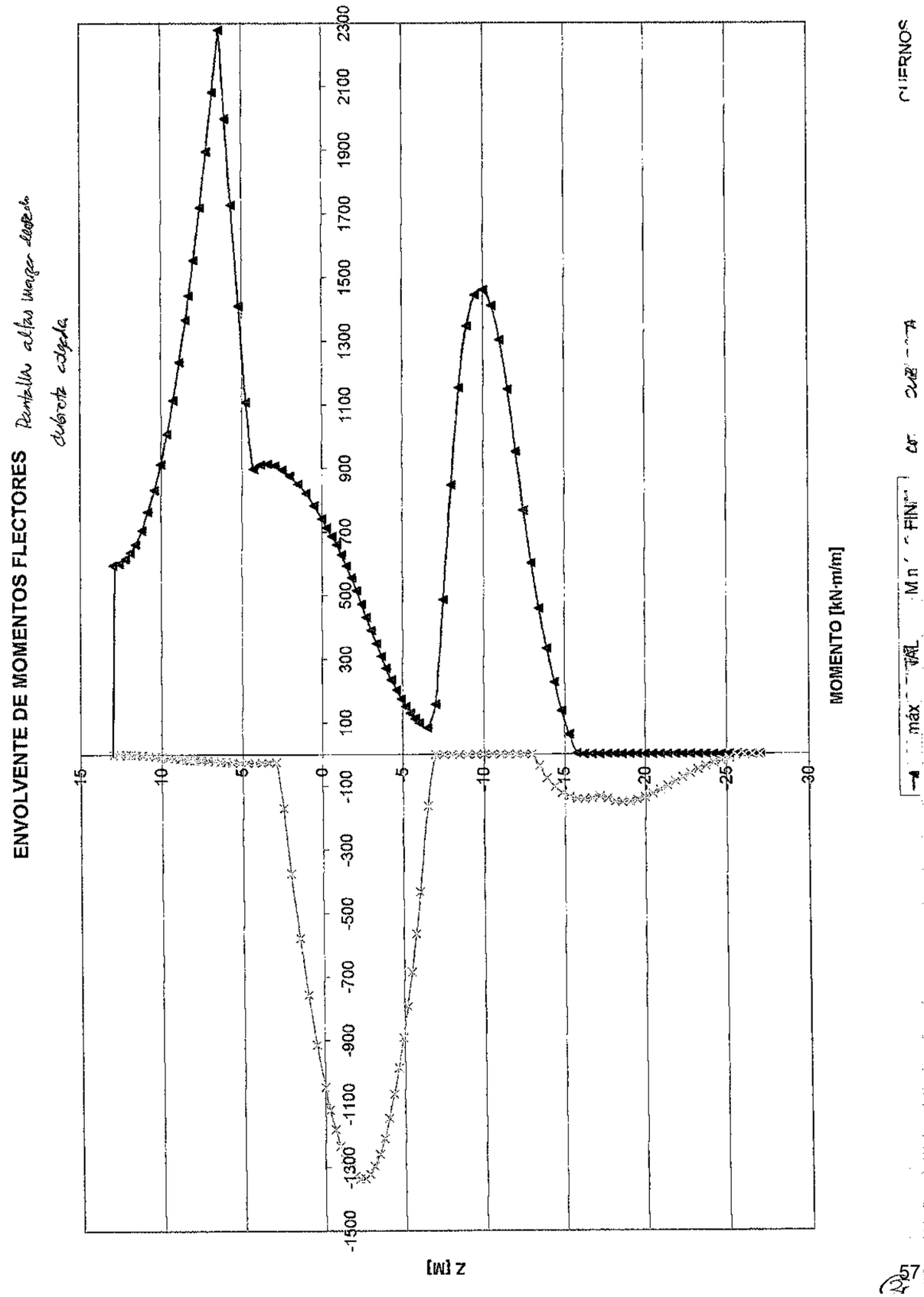
SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:

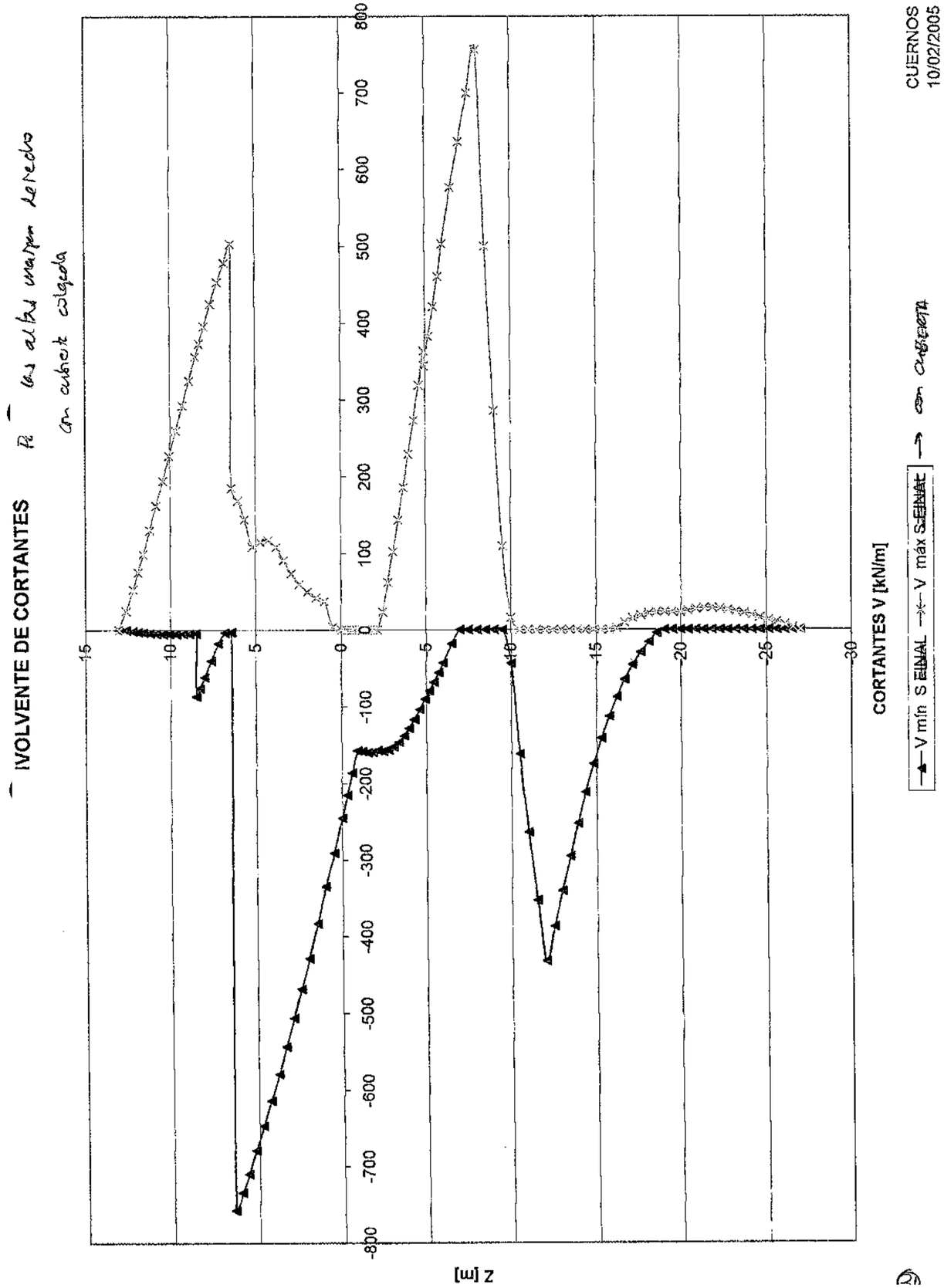


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJA EXCEL ADJUNTA)





RECÁLCULO POR CAMBIO EN LA RIGIDEZ DE LOS PUNTALES Conformabilidad pantallas margen izquierdo)

Rigidez del conjunto → RECÁLCULO DE PANTALLAS DEL MARGEN DCHO

1º Puntal provisional — Ver más adelante, en pantallas margen izquierdo

$F = 267,8$ kN/m
$\delta = 16,034$ mm
$K_{eq} = 16702$ kN/m/m → $K_{eq} = 1670$ Tn/m/m

2º) Puntal definitivo:

- $F = 33,37$ Tn/m
  $\delta = 9,096$ m/m
  $K_{eq} = 3669,7$ Tn/m/m → $K_{eq} = 3670$ Tn/m/m
  ↑ retirada puntal provisional y actuación aguas
- $F = 133,01$ Tn/m
  $\delta = 31,52$ mm
  $K_{eq} = 4213$ Tn/m/m → $K_{eq} = 425$ Tn/m/m
  ↑ excavación hasta cota

3º) contrabóveda → Idem pantallas margen derecho (no hace nominal hace el tasado)

↓

RECÁLCULO PANTALLAS MARGEN DERECHO Archivo PDO CUER6BPM.PDO

↳ Recálculo pantallas margen izquierdo CUER4BP5.RDO

Los dos casos extremos son

a) RIGIDECES INICIALMENTE CONSIDERADAS → CUER6BP.RDO

b) RIGIDECES RECALCULADAS → CUER6BPM.RDO

A altura de pantalla para la envolvente de esfuerzos de cortes

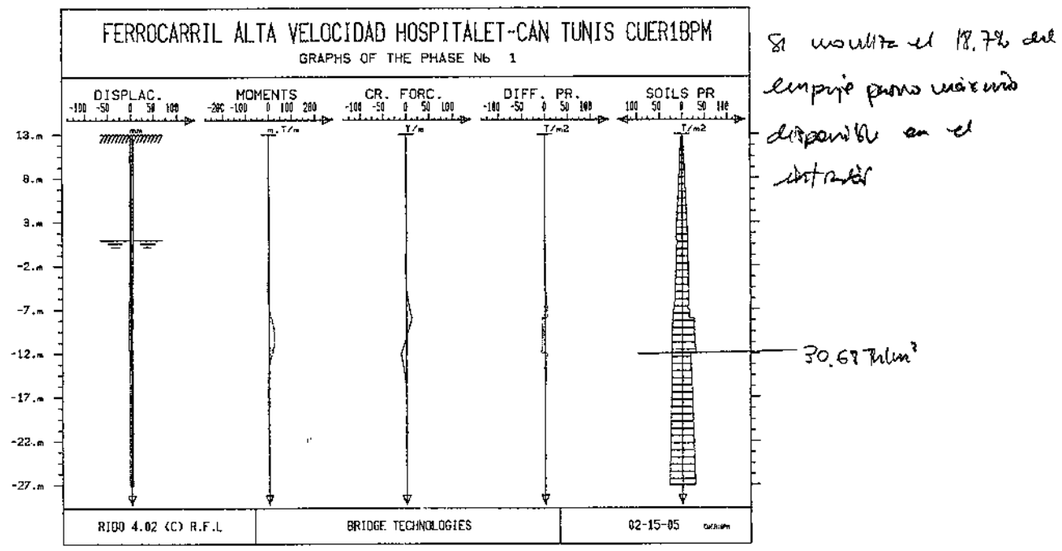
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER1BPM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA
* RIGIDEZ DE PUNTALES MODIFICADA POR DEFORMABILIDAD DE PANTALLAS
* DEL MARGEN IZQUIERDO ──► Recalculo t+h1 dimensionamiento de pantallas margen
13.0✓                      izquierdo
-27.0 1.0^3*2.726E6/12✓
13.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0✓
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0✓
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 13.0 0.0 1.0 2.0✓
SUB(1,1) 13.0 1.0 2.0 4.0✓
SUB(1,1) 13.0 2.0 3.0 6.0✓
SUB(1,1) 13.0 3.0 35.0 7.0✓
CAL ✓
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 1670.0✓  Rigidez modificada. (ver página anterior)
EXC(2) 5.65✓
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 3670.0✓  Rigidez modificada (ver página anterior)
STR(0,1)✓
CAL✓
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -27.0 22.5✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -27.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: EXCAVACION HASTA CME:  ← Modificación rigidez puntales definitivos
STI(2) 4215.0                      (comportamiento no lineal por
EXC(2) -6.0✓                       plastificación del terreno)
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 480000.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.0 23.5✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5✓
WAT(2) -27.0 23.5✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

(2)

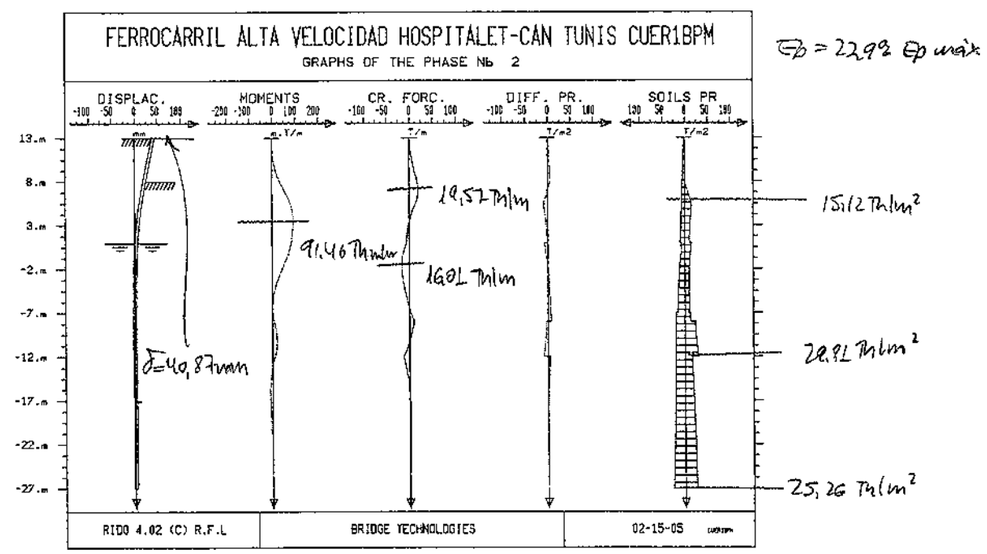
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615. RECÁLCULO POR CAMBIO RIGIDEZ PUNTALES.

ESTADO PREVIO:



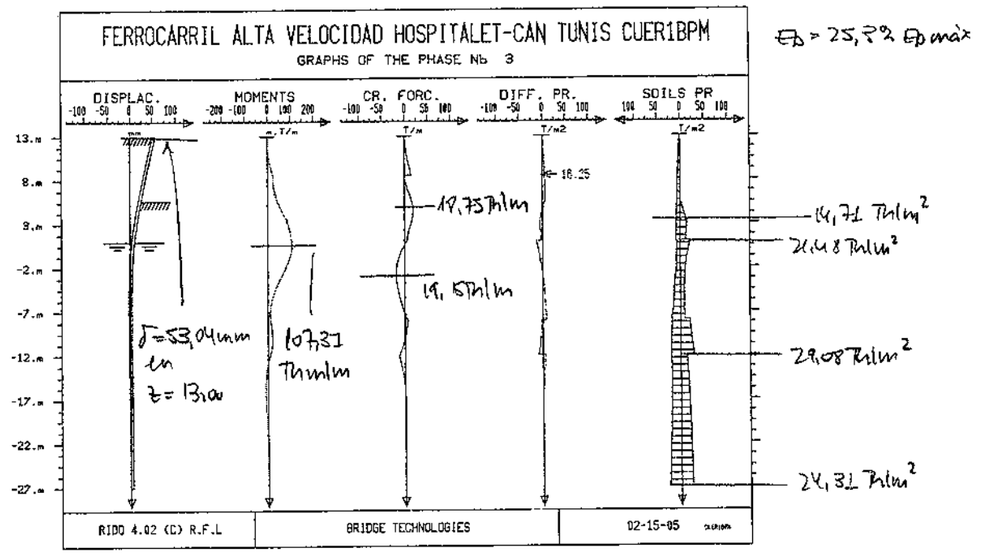
Se moviliza el 18.7% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:



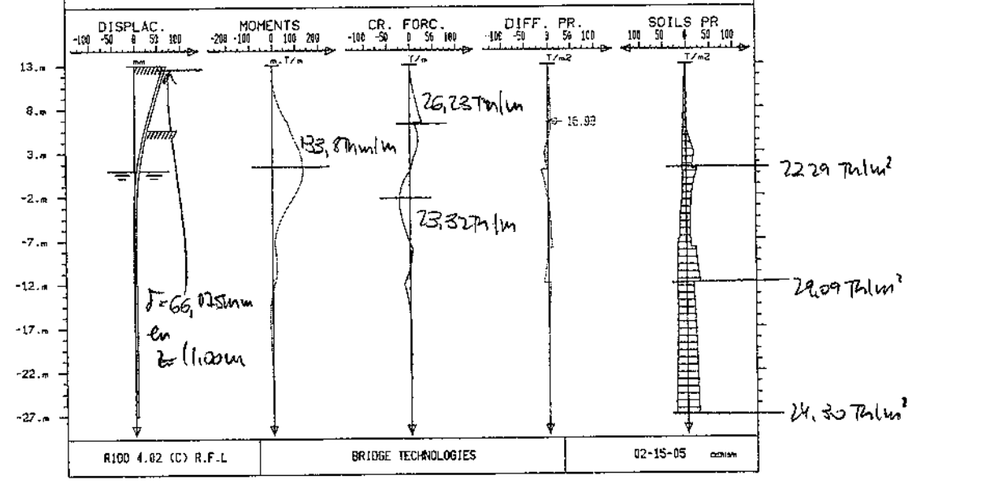
Ep = 22,9% Ep max

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



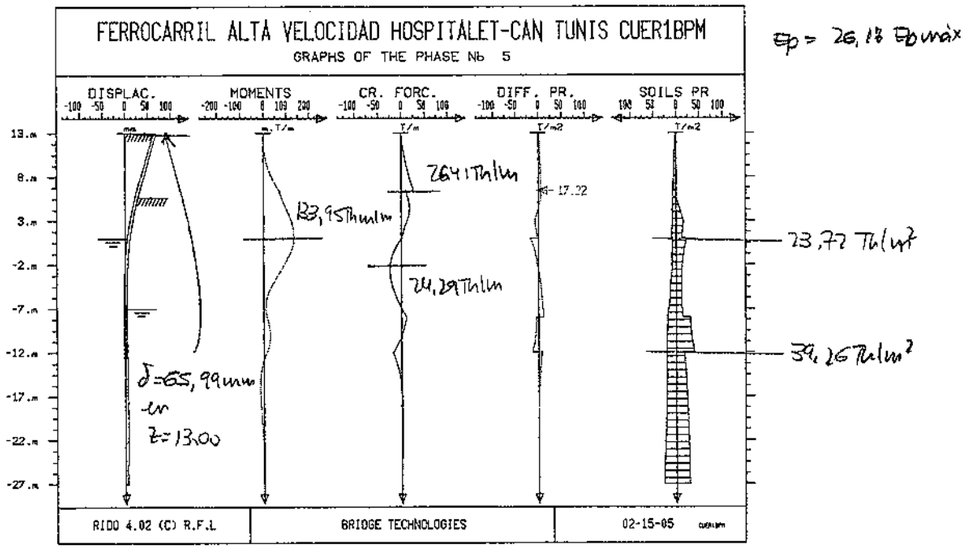
Ep = 25,2% Ep max

PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:

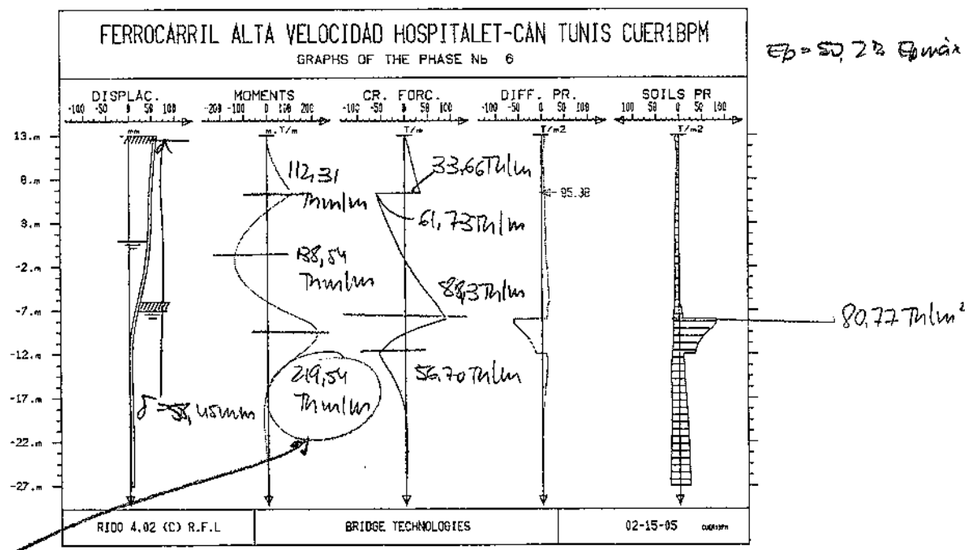


Ep = 25,3% Ep max

ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



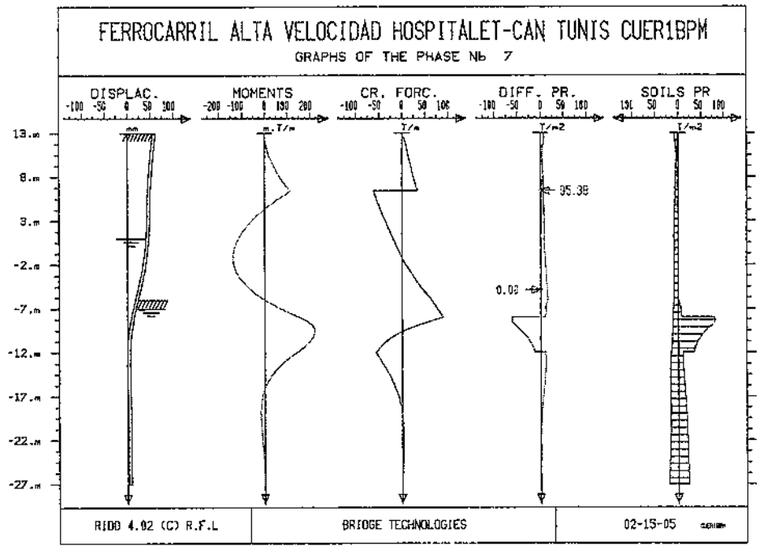
EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



aumentando la profundidad del jet-grouting hasta z = -15,00 pasa a M_E = 212,9 Tm/m/m
aumentando la profundidad del jet-grouting hasta z = -18,00 pasa a M_E = 207,9 Tm/m/m

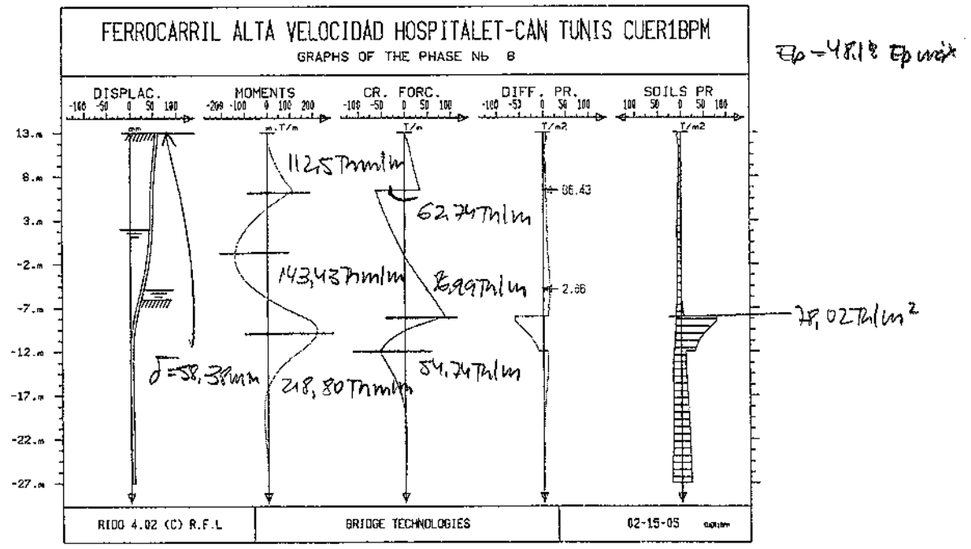
el cambio no es significativo dado el incremento de coste debido de la ampliación del jet-grouting. → se mantiene el puntal profundo de jet-grouting hasta la cota z = -12,00m

EJECUCIÓN SOLERA:

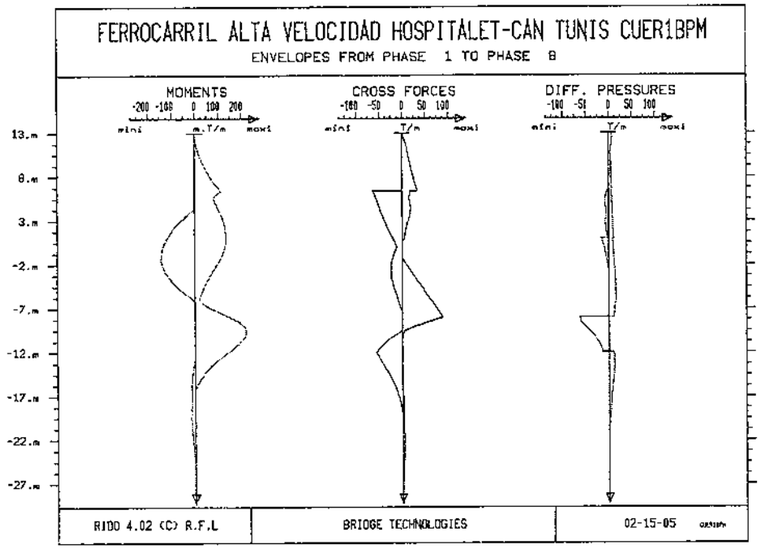


Idem anterior

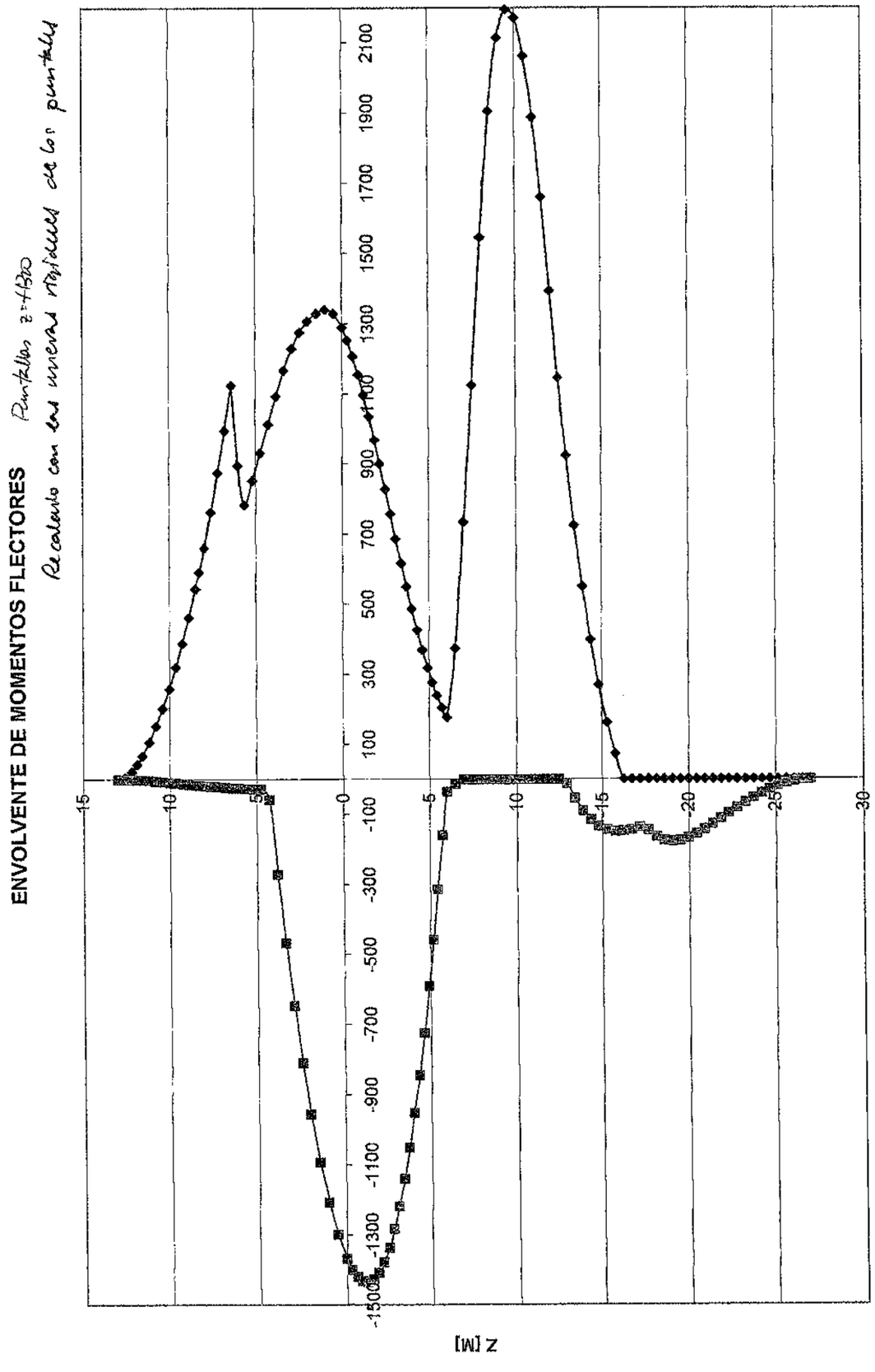
SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:

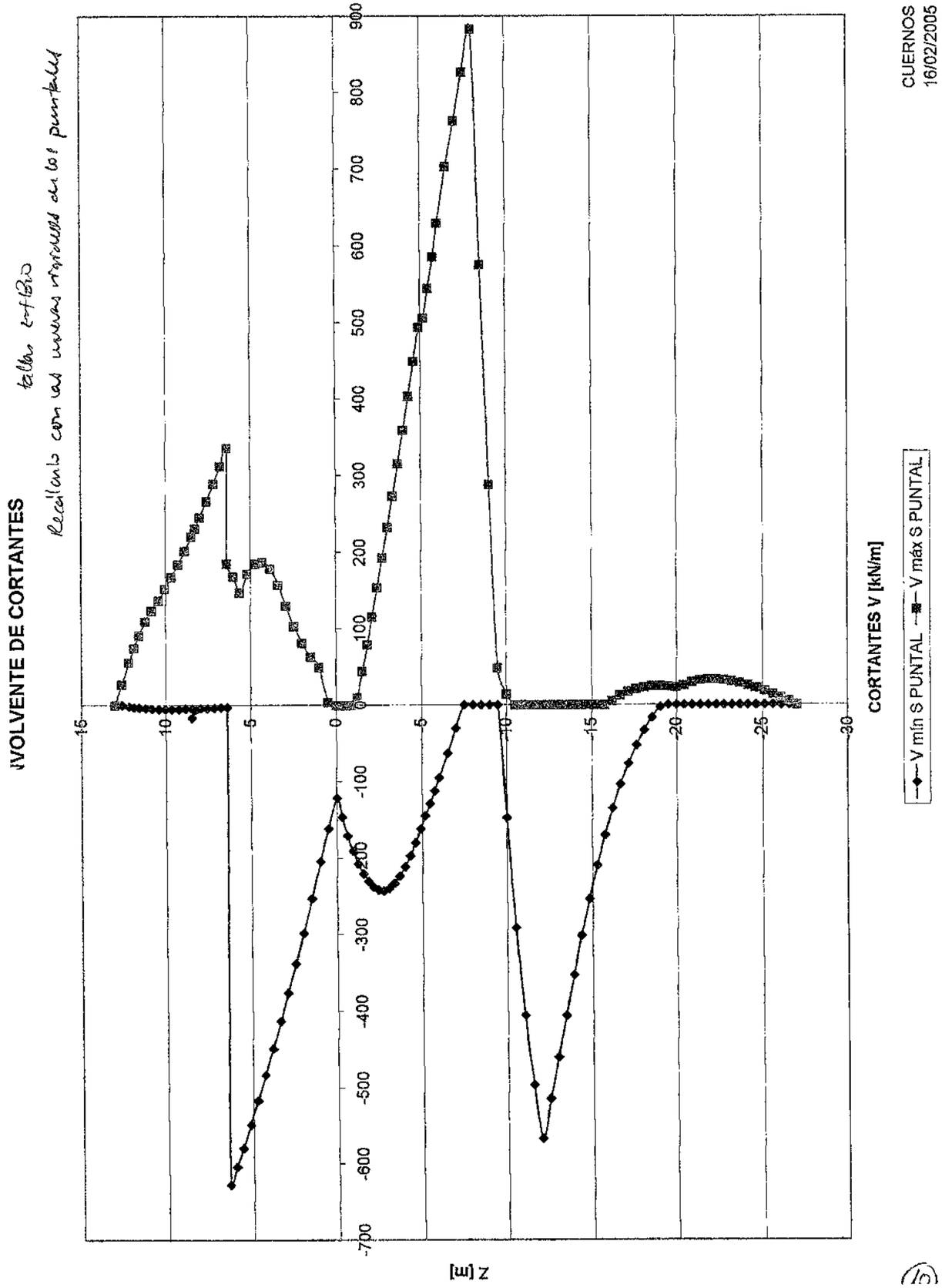


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)





Con Tunnel 16-Feb-05

Obs: El hecho de introducir el momento flector en la cubierta se traduce en un incremento del momento flector en el trasdós en las secciones altas + En contrato por el coste de tener las riostras originalmente consideradas

Momento introducido por la cubierta $m_x = 59.5$ Tm/m

Archivo 2.dat **CUERNOS.dat**

ver archivo de entrada de datos adjunto (E- Nivel de la cubierta)

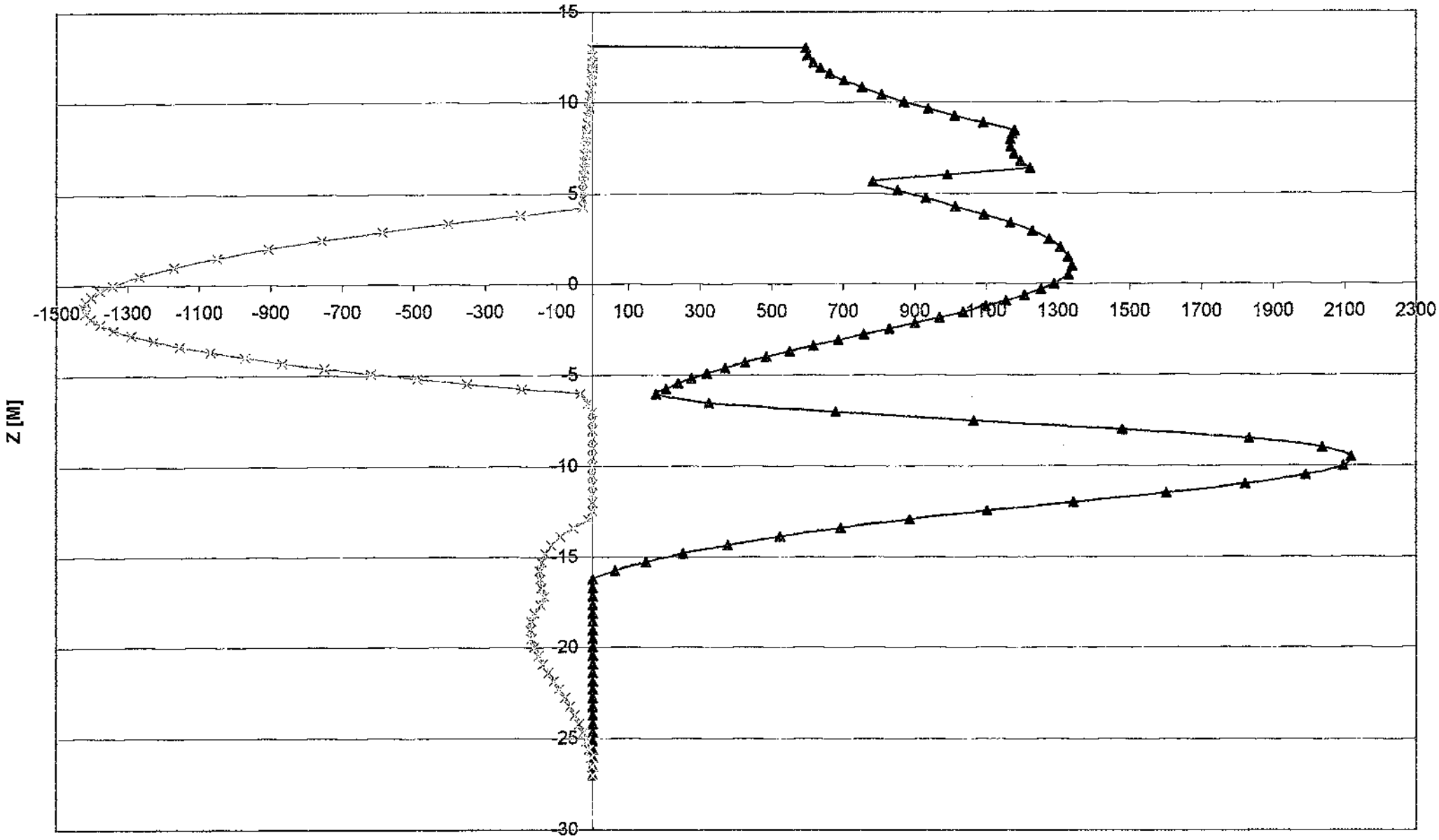
No es determinante! por eso es suficiente con un cálculo aproximado

Ver hojas excel adjuntas (y comparar con los momentos en el trasdós del cálculo inicial con las riostras en puntales originalmente consideradas)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER1BCM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* EJECUCION DE CUBIERTA
* RIGIDEZ DE LOS PUNTALES MODIFICADA POR DEFORMABILIDAD DE LAS
* PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO ← Recalculo tras dimensionamiento de las
13.0                                pantallas del margen izquierdo
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
13.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0 ← Jet-grouting
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 13.0 0.0 1.0 2.0
SUB(1,1) 13.0 1.0 2.0 4.0
SUB(1,1) 13.0 2.0 3.0 6.0
SUB(1,1) 13.0 3.0 35.0 7.0
CAL
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 1670.0 ← Rigidez modificada, ver página anterior
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 3670.0 ← Rigidez modificada, ver página anterior
STR(0,1)
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION CUBIERTA
STR(1) 8.5 1.0 0.0 0.0 4215.0 ← aproximadamente como el puntal, un poco mayor
CAL
* ETAPA 5: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0
CFM 13.0 0.0 59.5 ← Momento introducido por el anclaje de la cabeza en la viga
CAL                  de atado.
* ETAPA 7: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 428000.0
CAL
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

ENV\ 'ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Recálculo con las rigideces modificadas de los puntales



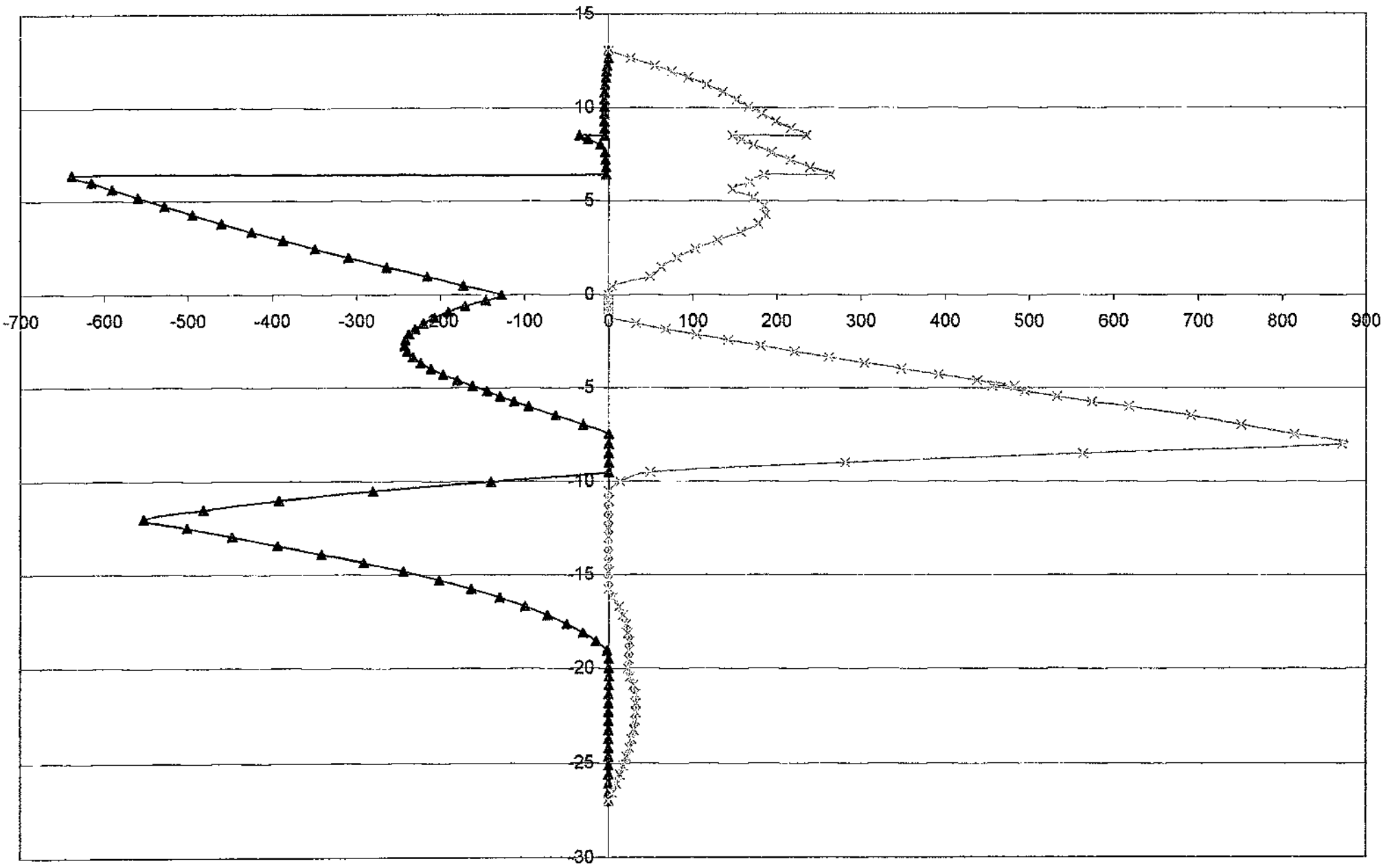
MOMENTO [kN-m/m]

M máx S CUBIERTA — M mín S CUBIERTA

CUERNOS
16/02/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Recálculo con las rigideces modificadas de los puntales

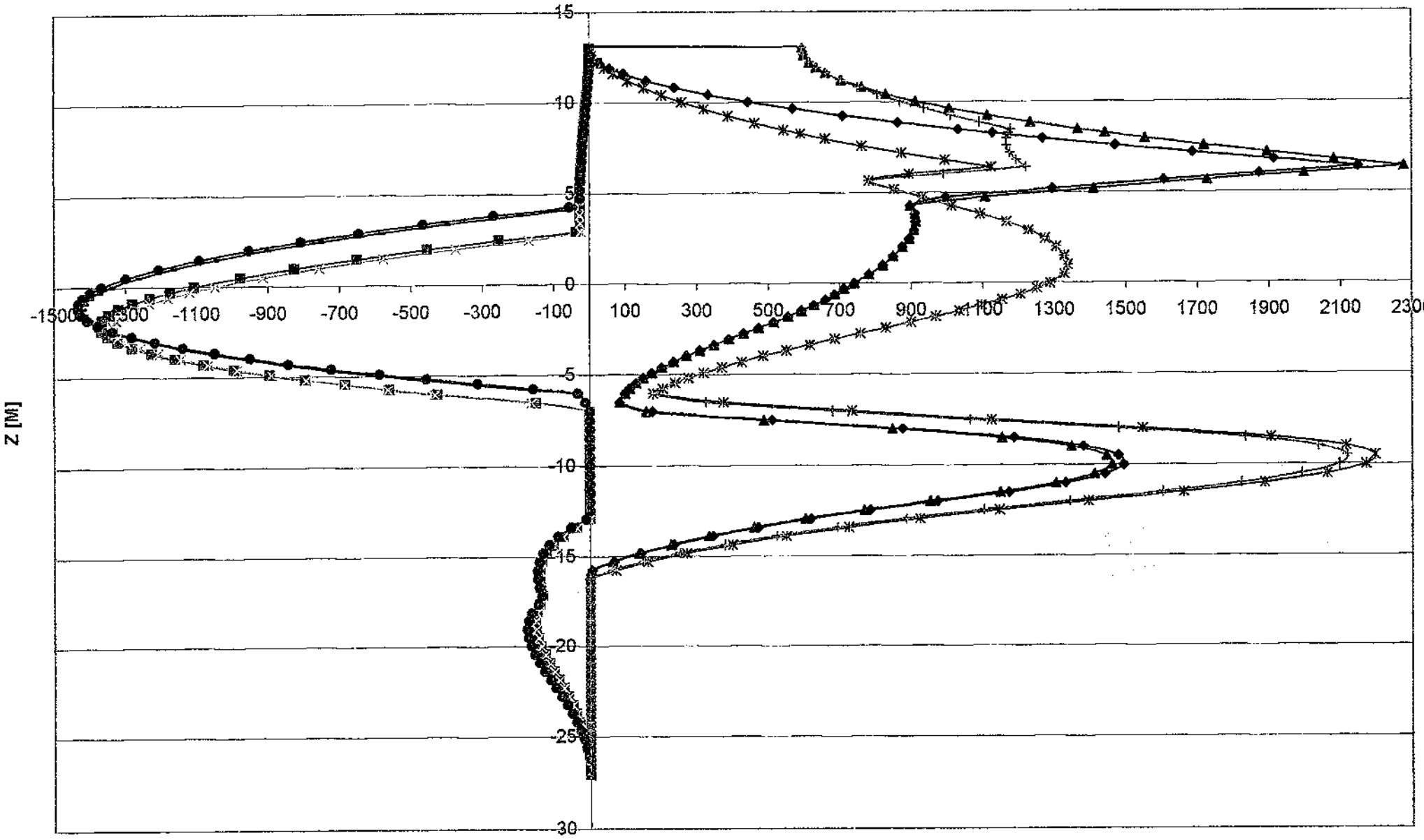


CORTANTES V [kN/m]

CUERNOS

ENV[illegible]ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Tablaestacas margen derecha Z=18,0
RECAL → tras el cambio de rigidez en los puntales



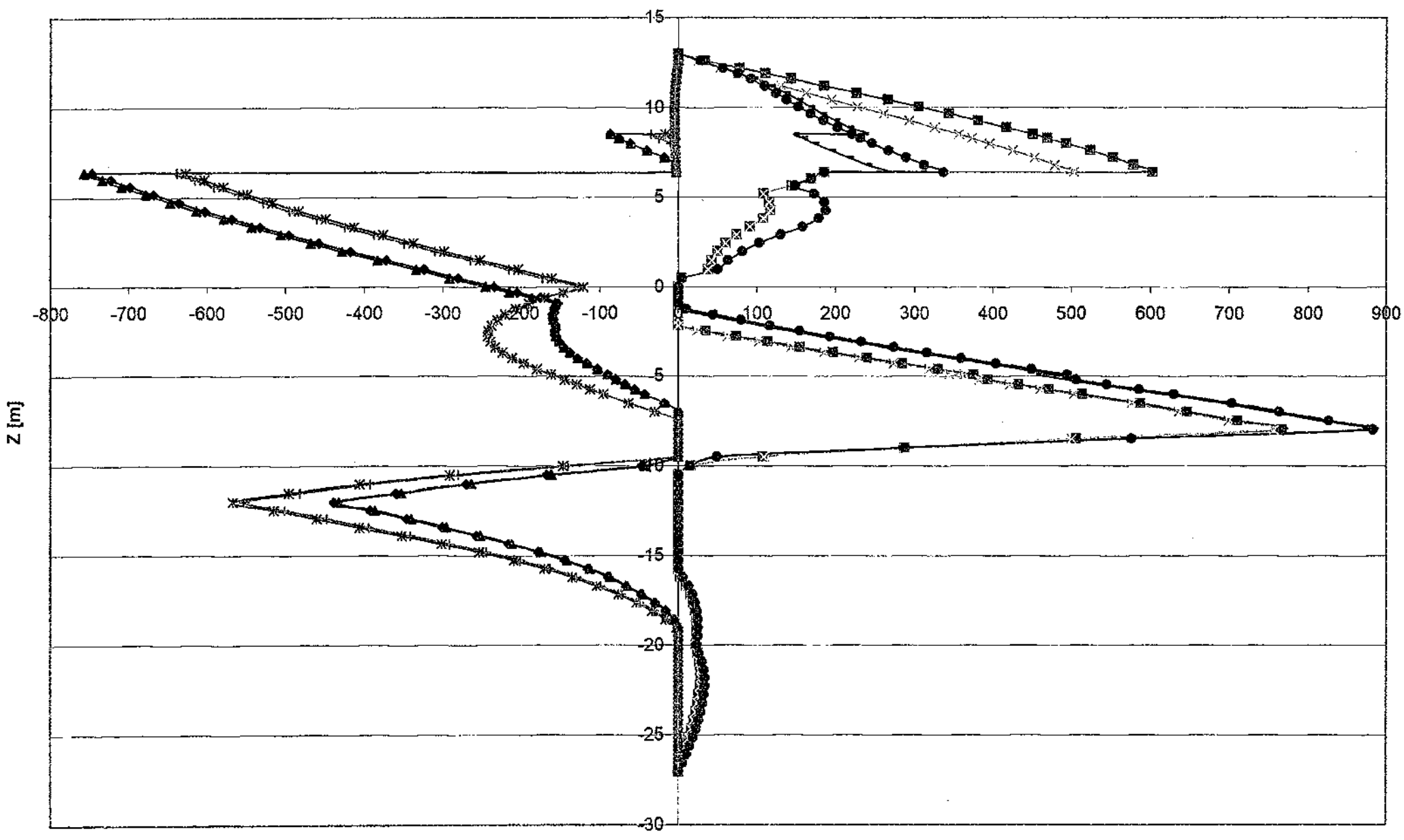
MOMENTO [kN·m/m]

M máx S PUNTAL
M mín S PUNTAL
M máx S CUBIERTA
M mín S CUBIERTA
M máx PUNTAL RECAL
M mín PUNTAL RECAL
M máx CUBIERTA RECAL
M mín CUBIERTA RECAL

CUERNOS
16/02/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Pantallas margen derecha Z=18,0 m
RECAL → tras el cambio de rigidez en los puntales



CORTANTES V [kN/m]

V mín S INICIAL
V máx S INICIAL
V mín S FINAL
V máx S FINAL

CUERNOS

99

NOTAS DE ARMADO:

1) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS:

- Pico de flector: m_k = 1371,12 kN·m/m

m_d = 2056,68 kN·m/m

Empotramiento $A_s \geq 66,72 cm^2/m$

En Sóm $A_s \geq 333,65 cm^2 \rightarrow$ 30 Φ25 + 25 Φ32

$A_{s\,disp}$ = 69,664 cm^2/m → m_u = 2250,23 kN·m/m (CSA = 1,09)

X = 0,314 d ← Falla dúctil (Falla por el hormigón con $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$)

- Momento último con 30 Φ25 (6Φ25 pm)

A_s = 29,454 cm^2/m

m_u = 1081,9 kN·m/m, → m_{mk} = 721,3 kN·m/m

Si tiene $m_k \leq$ 720 kN·m/m para

$z \leq -6,00 - \frac{1,50}{6} \cdot z \geq 1,50$

los Φ32 deben llegar desde

$-6,00 - \frac{1,50}{6} - \frac{1,00}{2} - \frac{0,50}{5} = -9,00 m$

$+1,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 4,50 m$

b) TRASDÓS

- Pico de momento m_k = 2277,7 kN·m/m

m_d = 3417 kN·m/m

$A_s \geq$ 118,82 cm^2/m (r = 0,15m)

En 5 Sóm de batache $A_s \geq 594,1\ cm^2 \leftarrow$ 7+032 (6+6+4) Φ32 pm

$A_{s\,disp}$ = 128,63 cm^2/m (recubrimiento mecánico r = 0,17m)

m_u = 3538,82 kN·m/m (CSA = 1,036)

X = 0,5947d ← Falla poco dúctil ← Falla por el hormigón con $\varepsilon_s > \varepsilon_y$

No es del todo cierto puesto que hay apoyo en el batache transversal ← cálculo muy del lado seguro

- 2º pico de momentos m_k = 2195 kN·m/m

m_d = 3292,5 kN·m/m

A_s > 113,76 cm^2/m (r = 0,15m)

En 5 Sóm → A_s = 568,8 $cm^2 \leftarrow$ 7+032 ← + a disponer 7 Φ32

$A_{s\,disp}$ = 120,63 cm^2/m (r = 0,17)

m_u = 3382,4 kN·m/m (CSA = 1,03) X = 0,558d ← Falla poco dúctil

Falla por el hormigón con $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq 2\varepsilon_y$

- Momento último con (6+6) Φ32

A_s = 96,504 cm^2/m

m_{ult} = 2945,19 kN·m/m, m_{mk} = 1963,5 kN·m/m

Se tiene $m_k \leq$ 1960 kN·m/m para

$z \leq 5,00$ con Φ32 deben llegar hasta $z = +5,00 - \frac{1,50}{6} - \frac{1,00}{2} - \frac{0,50}{5}$

$z \geq 7,00$ con Φ32 deben llegar hasta $z = 7,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50$

$z = +2,00 m$

$z = +10,00 m$

Se tiene $m_u \leq 1960$ KN·m/m para $z \geq -8.50$

los Φ32 deben llegar hasta $z = -9.50 + 1.50 + 1.00 + 0.50 = -5.50$m

Se tiene $m_u \leq 1960$ KN·m/m para $z \leq -11.00$ m. los Φ32 deben llegar hasta $z = -11.00 - 1.50 - 1.00 - 0.50 = -14.00$m

- Momento último con 6Φ25 para el batache

$A_s = 29.454$ cm²/m

$m_u = 1086.90$ KN·m/m; $m_{u,k} = 724$ KN·m/m

Se tiene $m_u \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -13.50$m los Φ32 deben llegar hasta $z = -13.50 - 1.50 - 1.00 - 0.50 = -16.50$m

- Momento último con 6Φ32 para el batache

$A_s = 48.252$ cm²/m

$m_u = 1628$ KN·m/m; $m_{u,k} = 1085.3$ KN·m/m

Se tiene $m_u \leq 1085$ KN·m/m para $z \leq -13.00$m los Φ32 deben llegar hasta $z = -13.00 - 1.50 - 1.00 - 0.50 = -16.00$m

II) CORTANTE:

- Pie de cortante: (tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo del lado izquierdo)

$V_k = 740$ KN/m

$V_d = 1065$ KN/m

A_s = 6Φ25 como mínimo $A_s = 29.454$ cm²/m

$A_d \geq 29.92$ cm²/m

En 5.00m — $A_d \geq 174.6$ cm²/m

Tomando planos a 0.15 y 8 barras por plano (en 5.00m)

$A_s \geq 2336$ cm²/barra ← se cubre con Φ20

- Cortante último con Φ12

$A_x = 12.064$ cm²/m/m $A_s = 29.454$ cm²/m

$V_{d2} = 651.9$ KN/m; $V_{u,k} = 434.6$ KN/m

Se tiene $V_k \leq 430$ KN/m para $z \leq -12.50$m

quedando los cercos 1/2 canto útil — deben llegar hasta

$z = -12.50 - 0.50 = -13.00$m

III) PUNZONAMIENTO ETE:

Carga máxima puntales provisionales q_k = 300 kN/m (Cargas muy bajas)

N_d = 1,50 · 300 · 2,50 = 1125 kN/puntal

Efecto máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd}$; f_{1cd} = 5,0 MPa

Placa de apoyo del puntal 0,75 × 0,75 — u_0 = 3,00 m

Sustituyendo valores:

$\frac{1,125\ MN}{3,00m \cdot 0,89m} = 0,421 MPa \leq f_{1,cd}$ ← OK!

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$; $A_d = A_w / s$

No hace falta armadura de punzonamiento si

$\tau_{sd,ef} \leq \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d$ d = 0,89 m (del lado seguro)

$\tau_{rd} = 0,12 \xi (100 f_{ck} \rho_l)^{1/3}$

$F_{sd,ef}$ = 1,125 MN

$\xi = 1,47$ $\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}}\right)$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,005706$

A_{sx} = 20 ϕ 20 c/15 A_{sx} = 41,893 cm²/m, ρ_x = 0,004189

A_{sy} = 6 ϕ 25 + 6 ϕ 32 A_{sy} = 77,706 cm²/m ρ_y = 0,007706

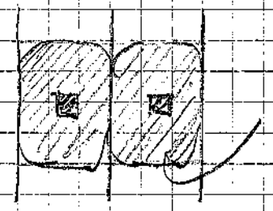
Sustituyendo valores: τ_{rd} = 0,428 MPa

NOTE BOOK

Para no tener armadura de punzonamiento

$u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{1,125\ MN}{0,428\ m \cdot 0,89\ m} = 2,95 m$

Perímetro crítico



$u_{crítico}$ = 8,75 m

Como $u_1 < u_{crítico}$ → NO hace falta armadura de punzonamiento

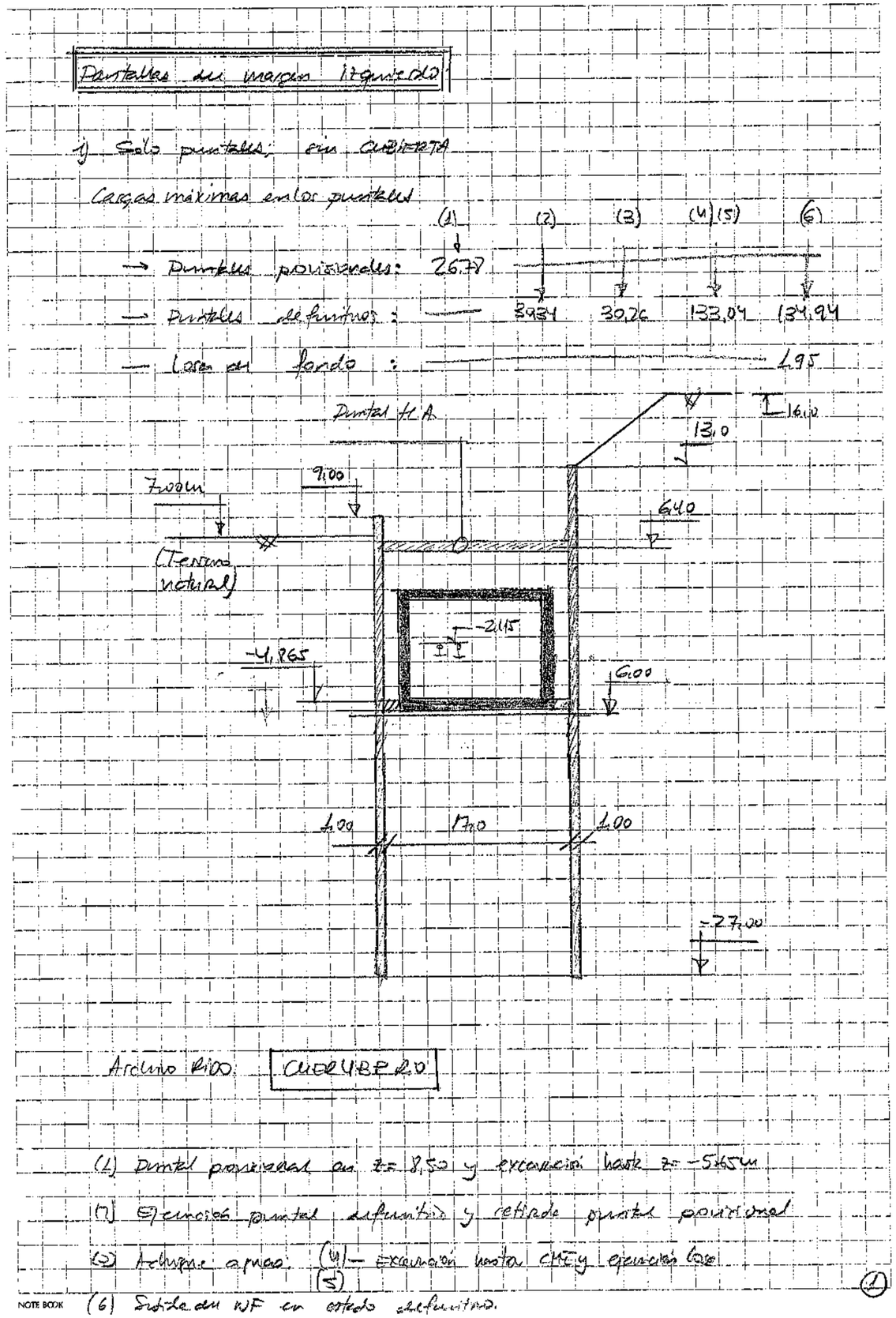
NOTE BOOK

Pantallas del margen izquierdo

j) Solo puntales, sin cubierta

Cargas máximas en los puntales

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
→ Puntales provisionales:	26.78					
→ Puntales definitivos:		39.34	30.26	133.04		134.94
→ Losa en fondo:						1.95



Archivo BOD: CUBIERTO

(1) Puntal provisional en z= 8,50 y excavación hasta z= -5,65m

(2) Ejecución puntal definitivo y retirada puntal provisional

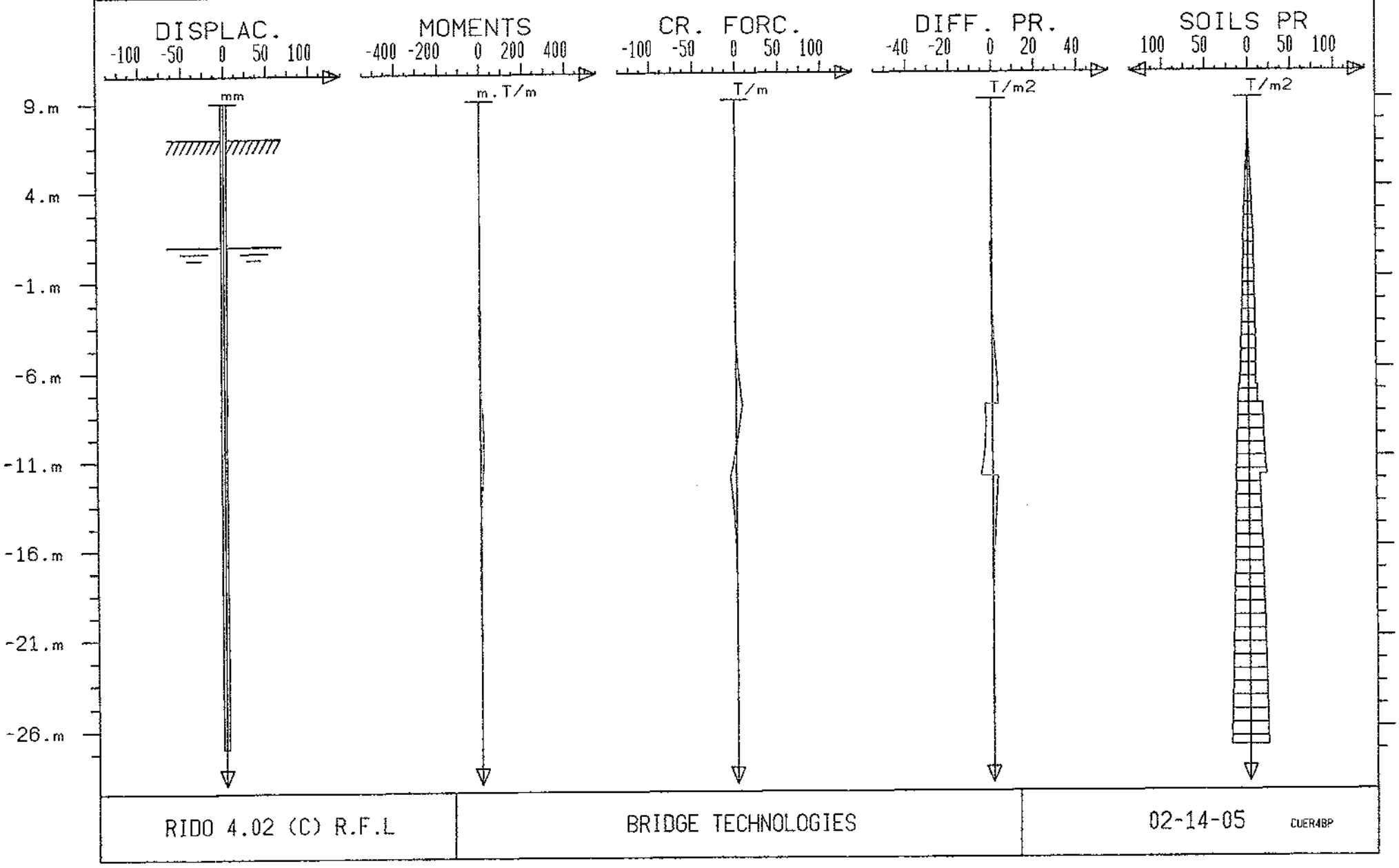
(3) Activación apoyo (4) – excavación hasta CME y ejecución losa (5)

(6) Subida de NF en estado definitivo.


```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO
9.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
7.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL MARGEN IZQUIERDO
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 1: PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION HASTA Z=5.65
CFM 8.5 -26.78 ← Se introduce la carga del puntal como acción sobre las pantallas
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
* EJECUCION DEL MURO DE REACCION A LA COTA Z=6.40
CFM 6.4 -30.34 ← Idem
CFM 8.5 0.0 ← Retirada del puntal
* STR 6.4 1.0 0.0 0.0 4000.0 ← Está marcado como comentario no se calcul
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 8.0 ✓
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CFM 6.4 -30.26 ← Idem
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0
CFM 6.4 -133.04 ← Idem
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA SOLERA Y SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CFM 6.4 -134.94 ← Idem
CFM -4.9 -1.95 ← Idem
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

GRAPHS OF THE PHASE Nb 1

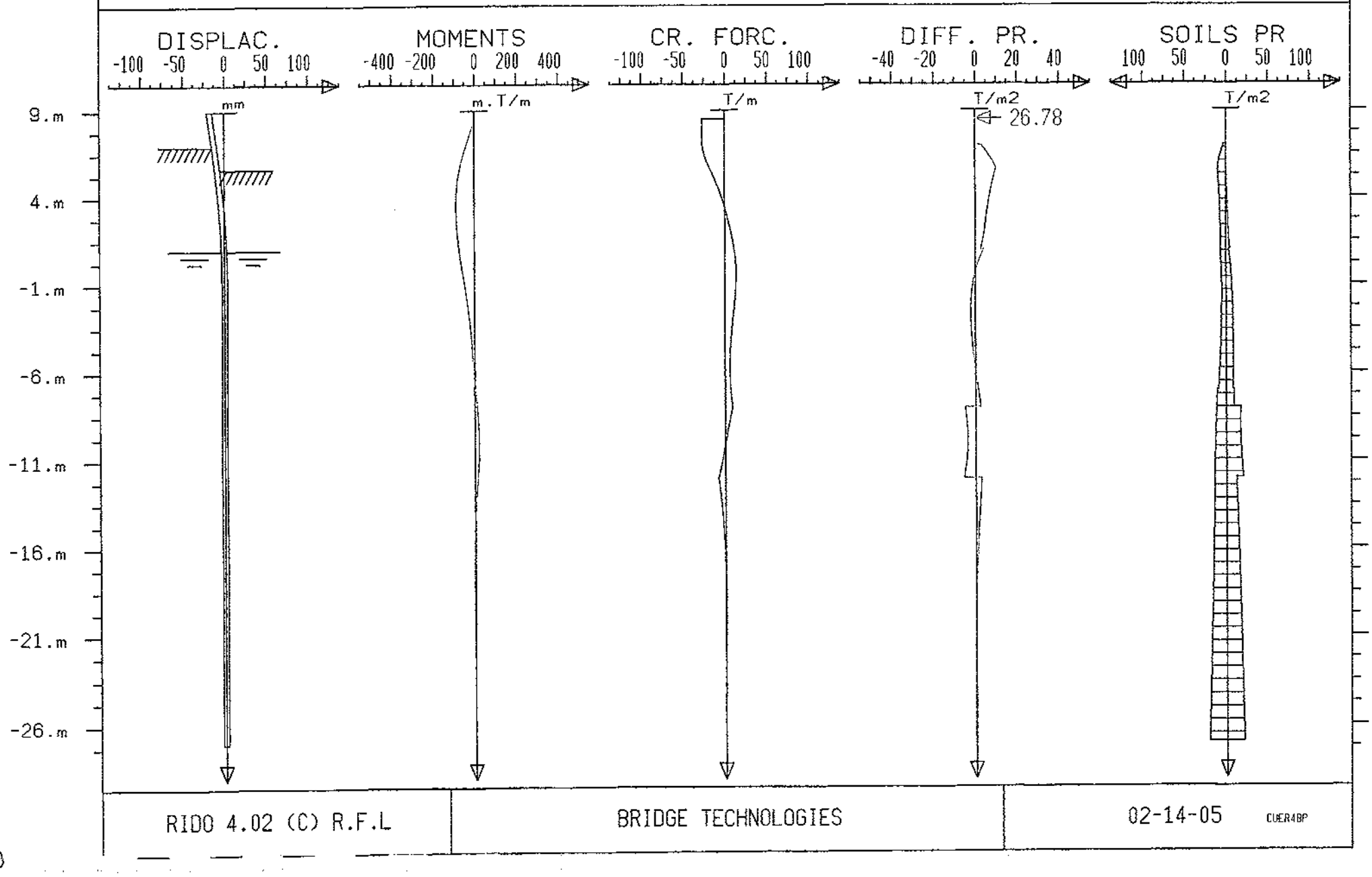


RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-14-05 CUER4BP

(3)

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

GRAPHS OF THE PHASE Nb 2

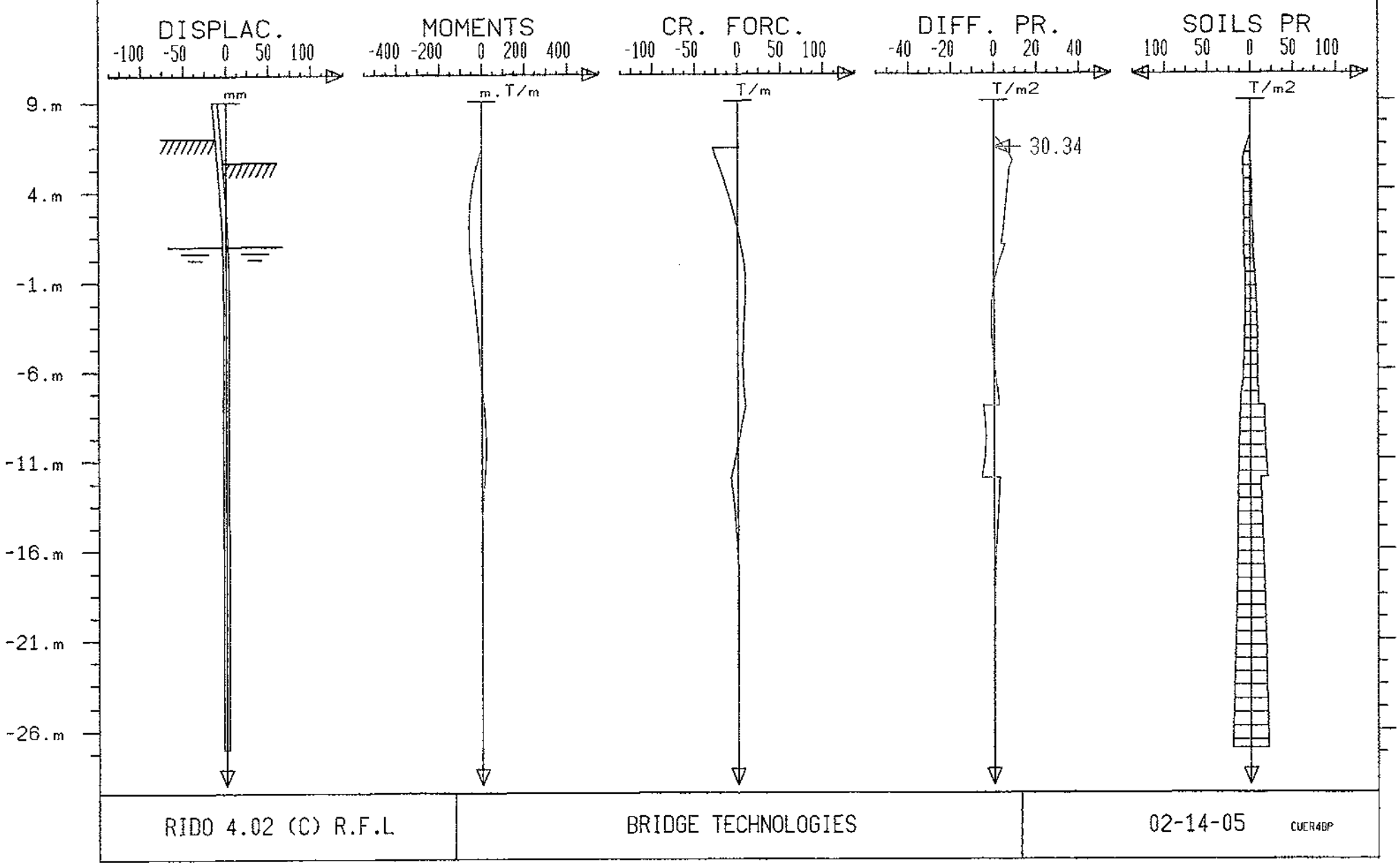


RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-14-05 CUER4BP

(4)

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

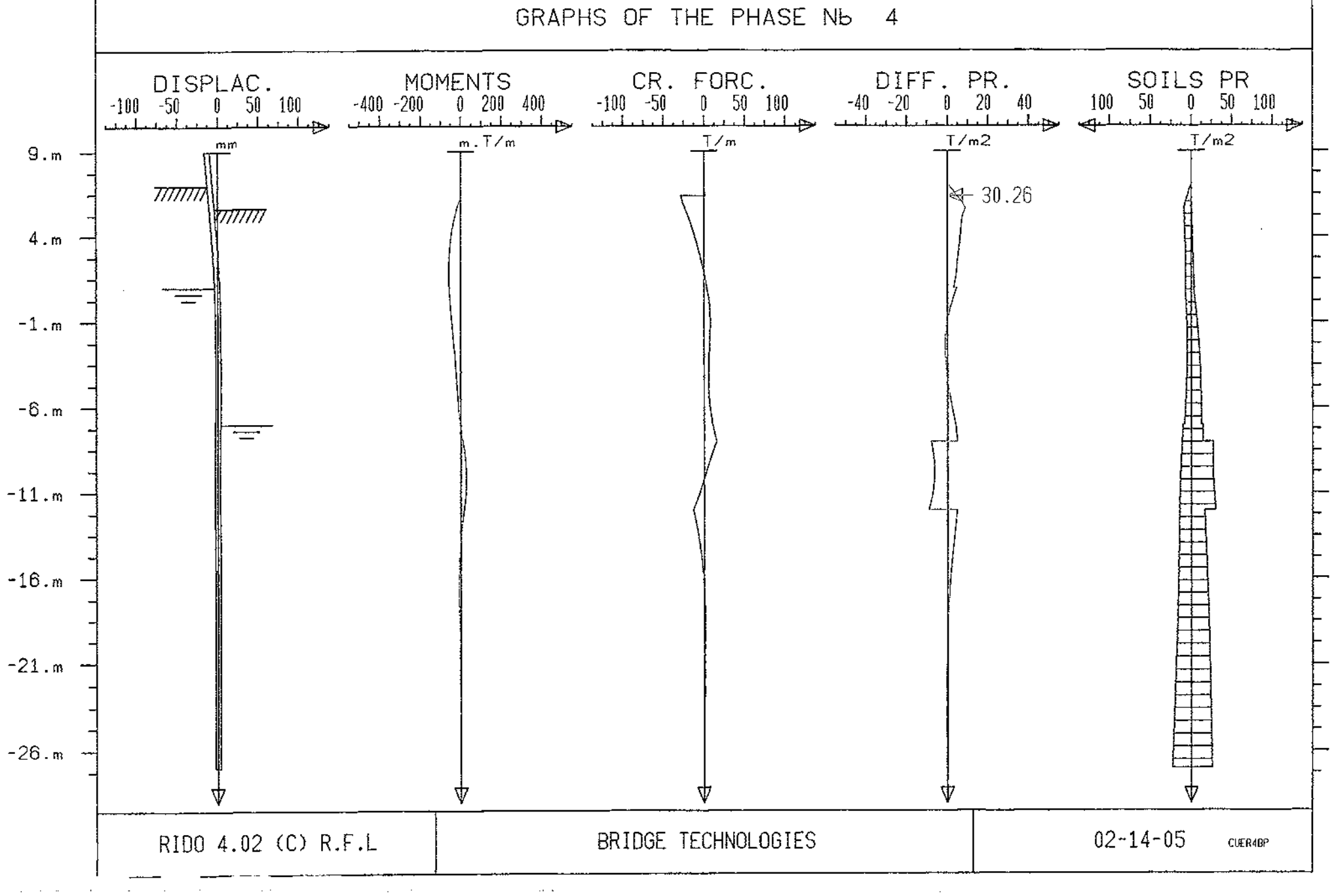
GRAPHS OF THE PHASE Nb 3



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-14-05 CUER4BP

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

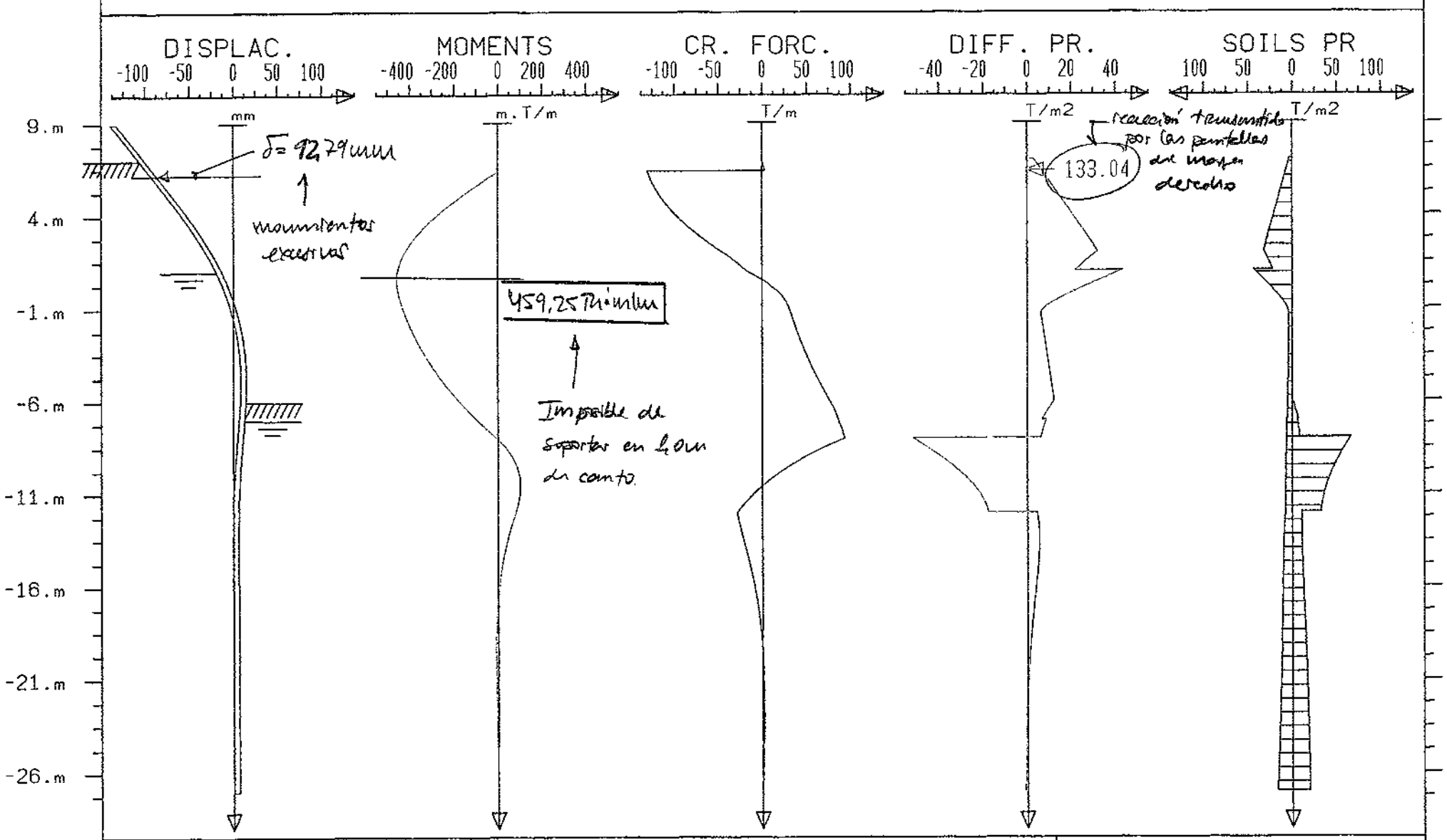
GRAPHS OF THE PHASE Nb 4



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-14-05 CUER4BP

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

GRAPHS OF THE PHASE Nb 5

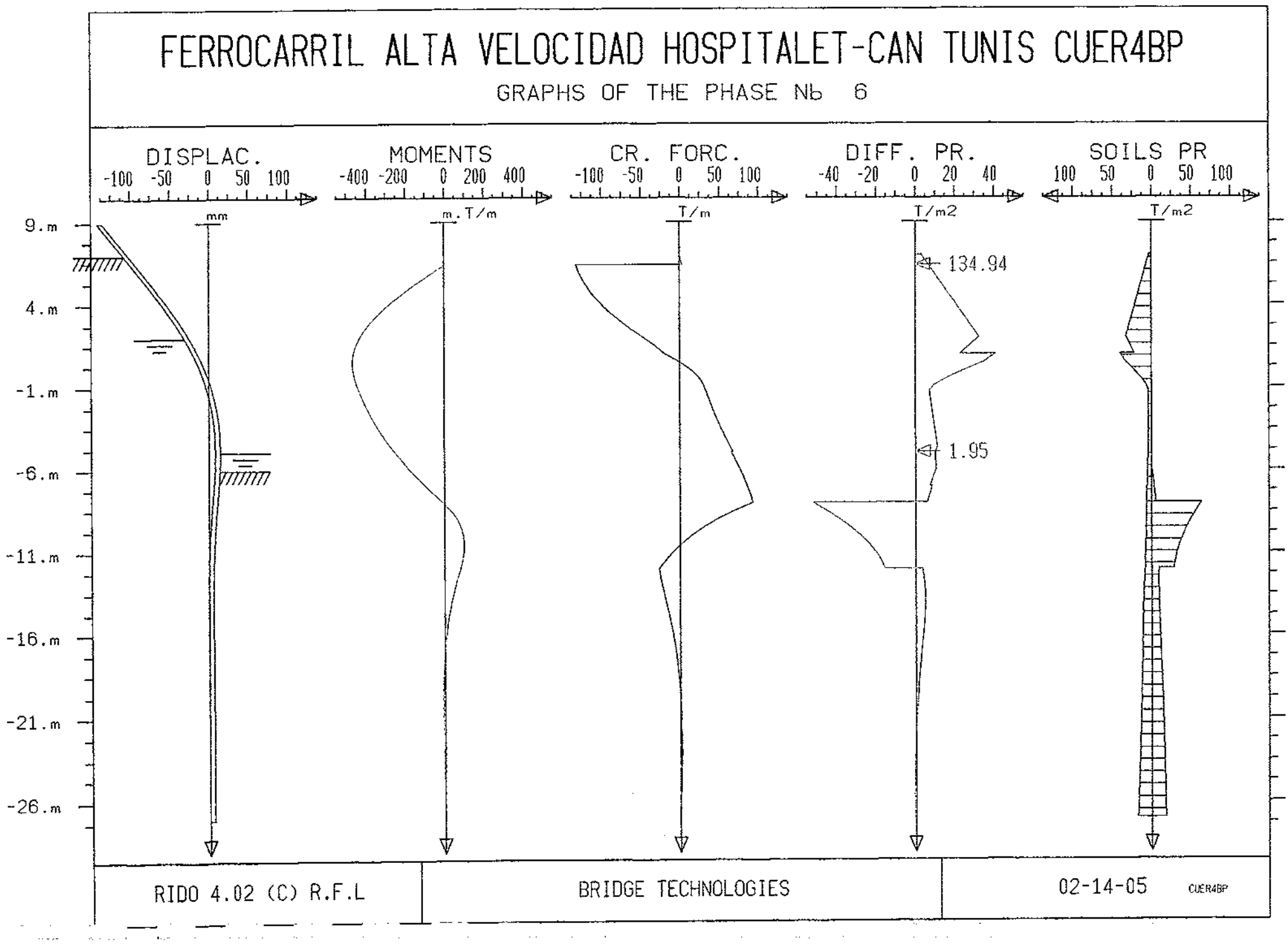


RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-14-05 CUER4BP

(12)

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

GRAPHS OF THE PHASE Nb 6

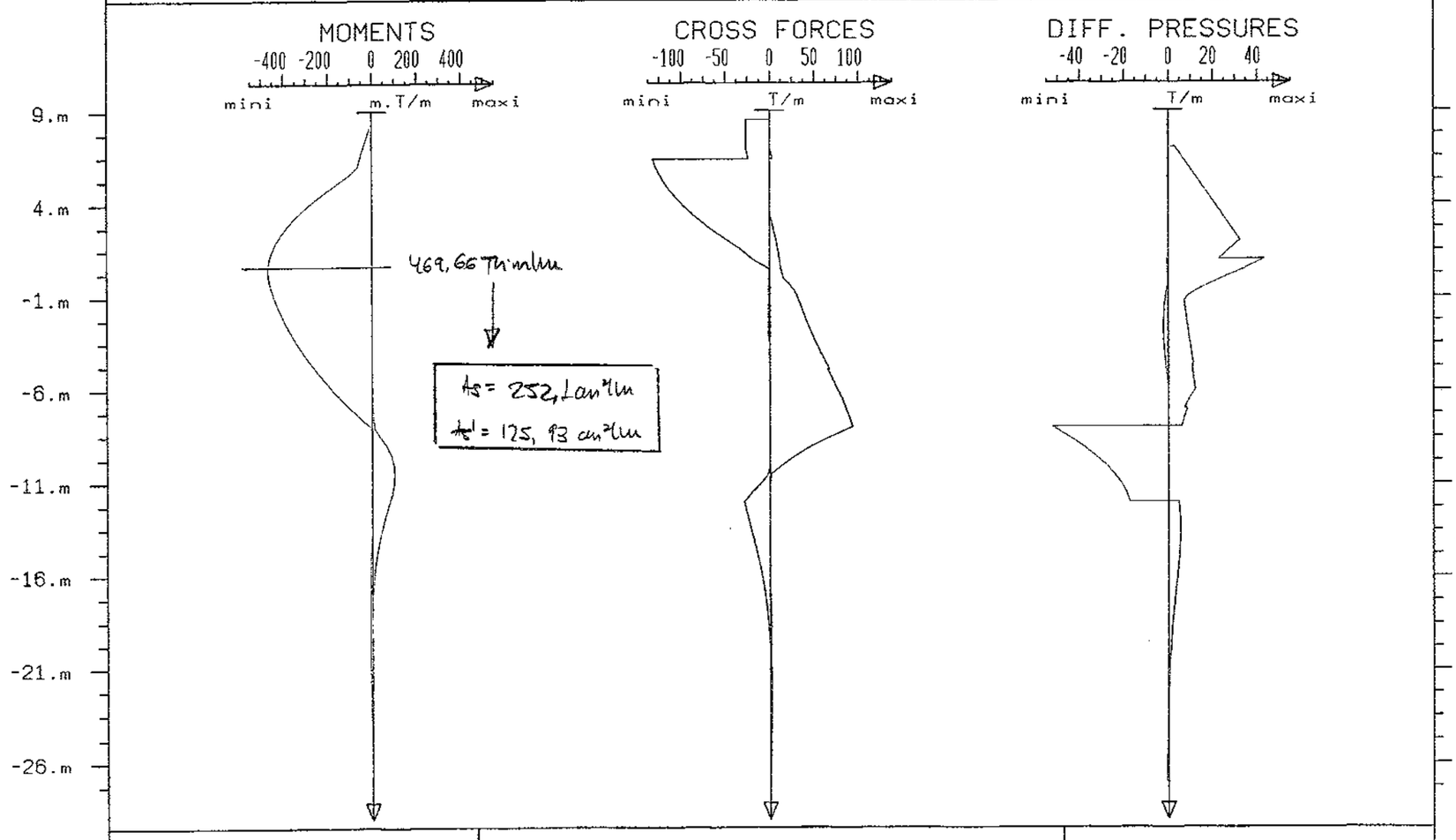


RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-14-05 CUER4BP

(13)

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET SAN TUNIS CUER4BP

ENVELOPES FROM PHASE 1 TO PHASE 6



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-14-05 CUER4BP

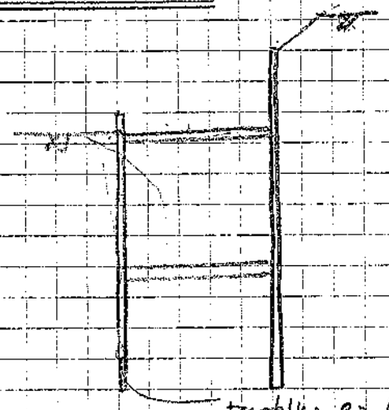
RESUMEN CUERPAN

Pantallas margen izquierdo introduciendo las cargas de las pantallas como acciones en las pantallas

$\delta_{max} = 139,02$ mm

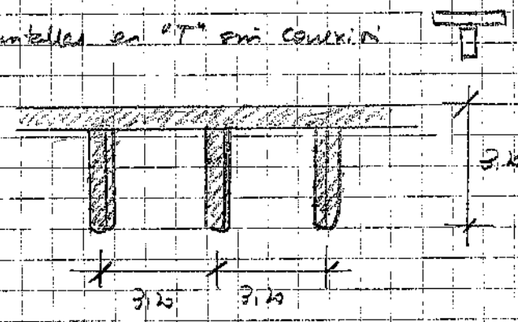
$m_{K,max} = 469,66$ Tn·m/m

CUER4BP.RID



ii) Idem anterior con pantallas en "T" sin conexión

CUER4BP1.RID



$\delta_{total} = 0,360625$ m⁴/m

$\delta_{max} = 48,62$ mm

$m_{max} = 510,50$ Tn·m/m, $m_{d,max} = 765,75$ Tn·m/m

Reparto proporcional a las inercias

→ Pantallas longitudinales: 23% — $m_d = 176,18$ Tn·m/m ← (OK!)

→ Pantallas transversales: 77% — $M_d = 765,75 \cdot 3,20 \cdot 0,77 = 1887$ Tn·m

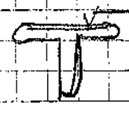
$A_s \geq 303$ cm² → 38 Φ32

iii) Idem anterior con "T" rellena, conectadas → CUER4BP2.RID

$\delta_{total} = 0,240175$ m⁴/m

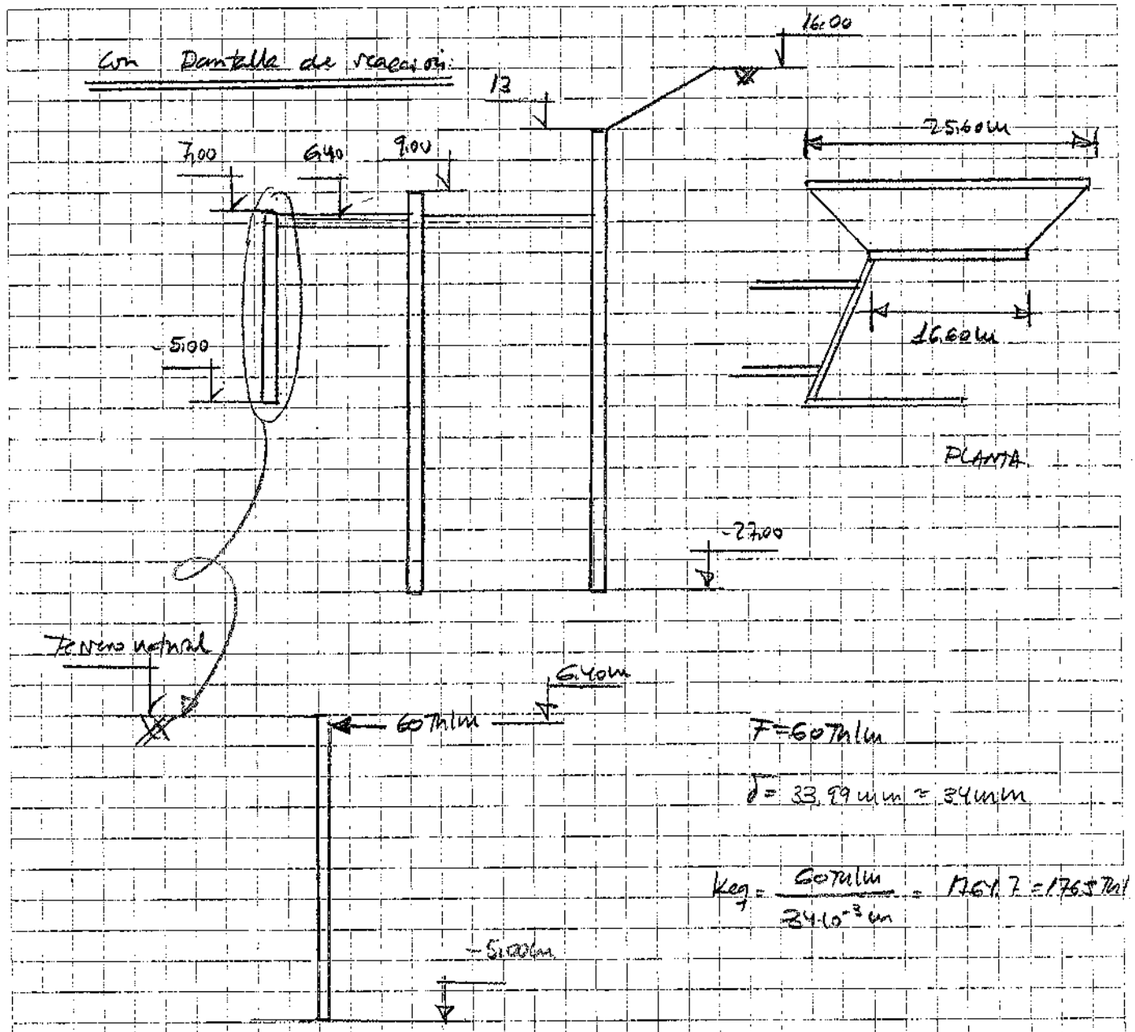
$\delta_{max} = 22,67$ mm

$m_{K,max} = 609,27$ Tn·m/m — $A_s = 35$ Φ32 (en la cara larga)



+ FLEXIÓN TRANSVERSAL

Con Pantalla de reacción



Teniendo en cuenta la abertura en planta

$k_{eq} = \frac{25,6}{16,60} \cdot 1765$ Tn/m/m = 2722 Tn/m/m ← Rigidez equivalente del apoyo.

→ Introducimos en la pantalla de la traza CUER4BP4.RID

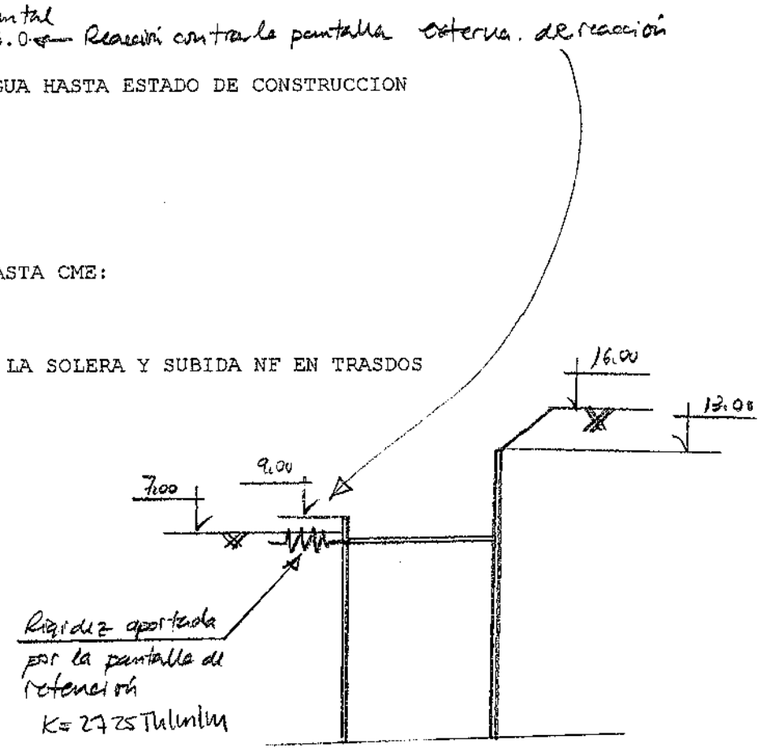
$\delta_{max} = 31,90$ mm; $m_{K,max} = 510$ Tn·m/m

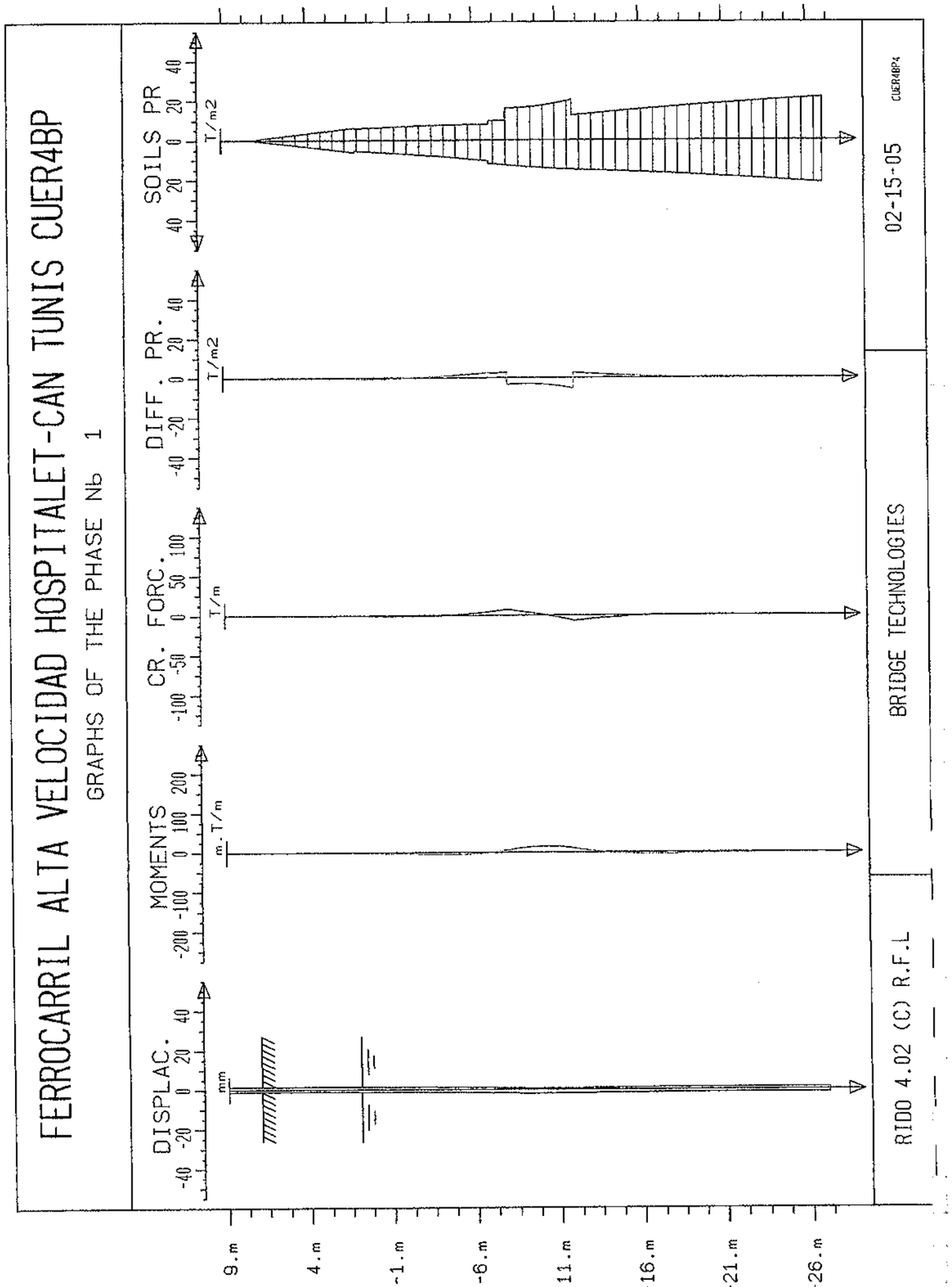
ΔF medido en el apoyo contra la pantalla de reacción

$\Delta F = 59$ Tn/m ≈ a lo calculado la rigidez con 60Tn/m (OK!)

Archivo CUER4BP4.RD

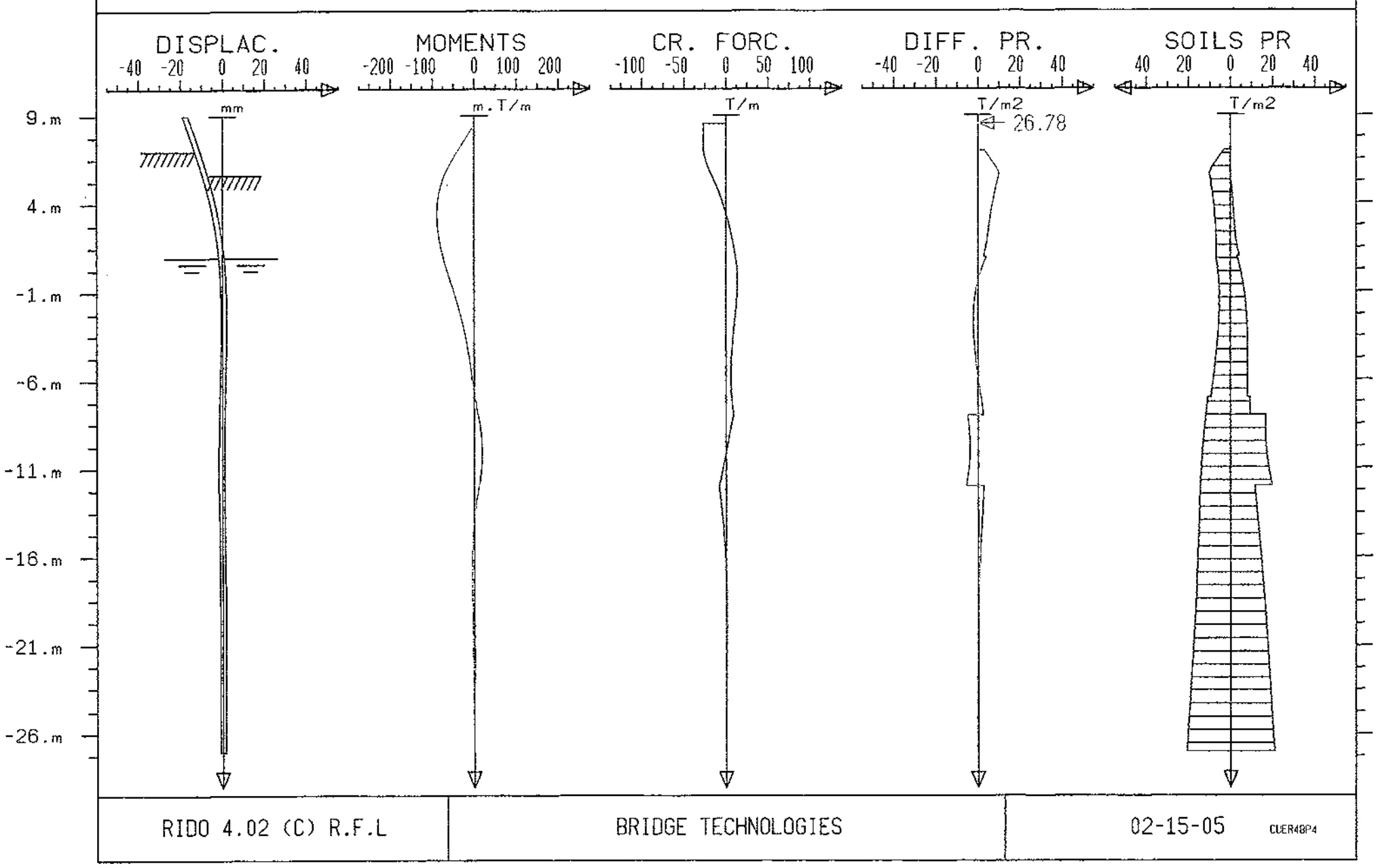
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO
9.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
7.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0
* SOBRECARGA MARGEN IZQUIERDO
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 1: PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION HASTA Z=5.65
CFM 8.5 -26.78 ← Introducción de la carga del puntal como acción
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
* EJECUCION DEL MURO DE REACCION A LA COTA Z=6.40
CFM 6.4 -30.34 ← Idem
CFM 8.5 0.0 ← Retirada puntal
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 2725.0 ← Reacción contra la pantalla exterior de reacción
CAL ✓
* ETAPA 3: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CFM 6.4 -30.26 ✓
CAL ✓
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0 ✓
CFM 6.4 -133.04 ✓
CAL ✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA SOLERA Y SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 9.0 ✓
WAT(1) -27.0 23.5 ✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5 ✓
WAT(2) -27.0 23.5 ✓
CFM 6.4 -134.94 ✓
CFM -4.9 -1.95
CAL
END
STA
EVP
STOP
```





FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

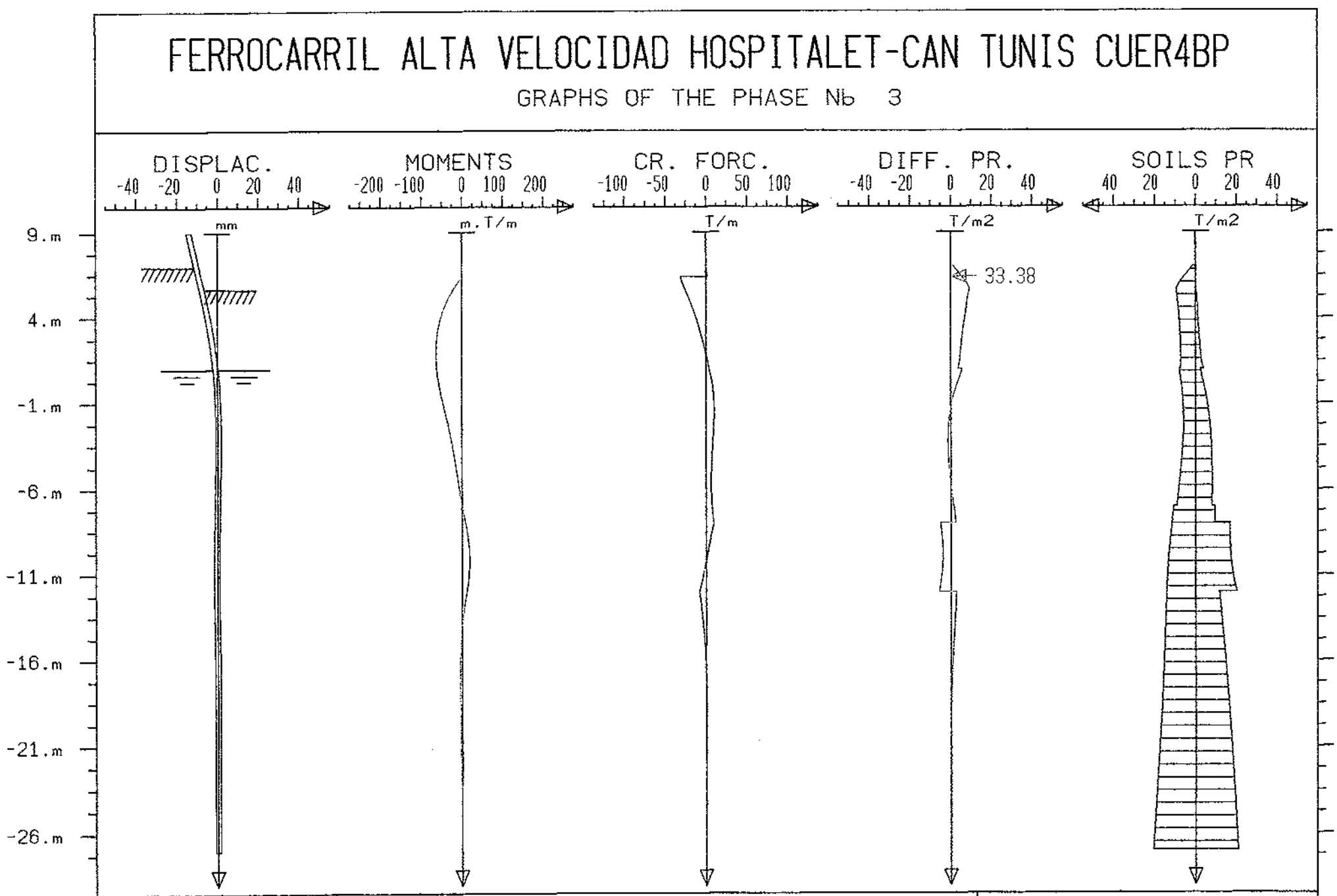
GRAPHS OF THE PHASE Nb 2



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-15-05 CUER4BP4

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

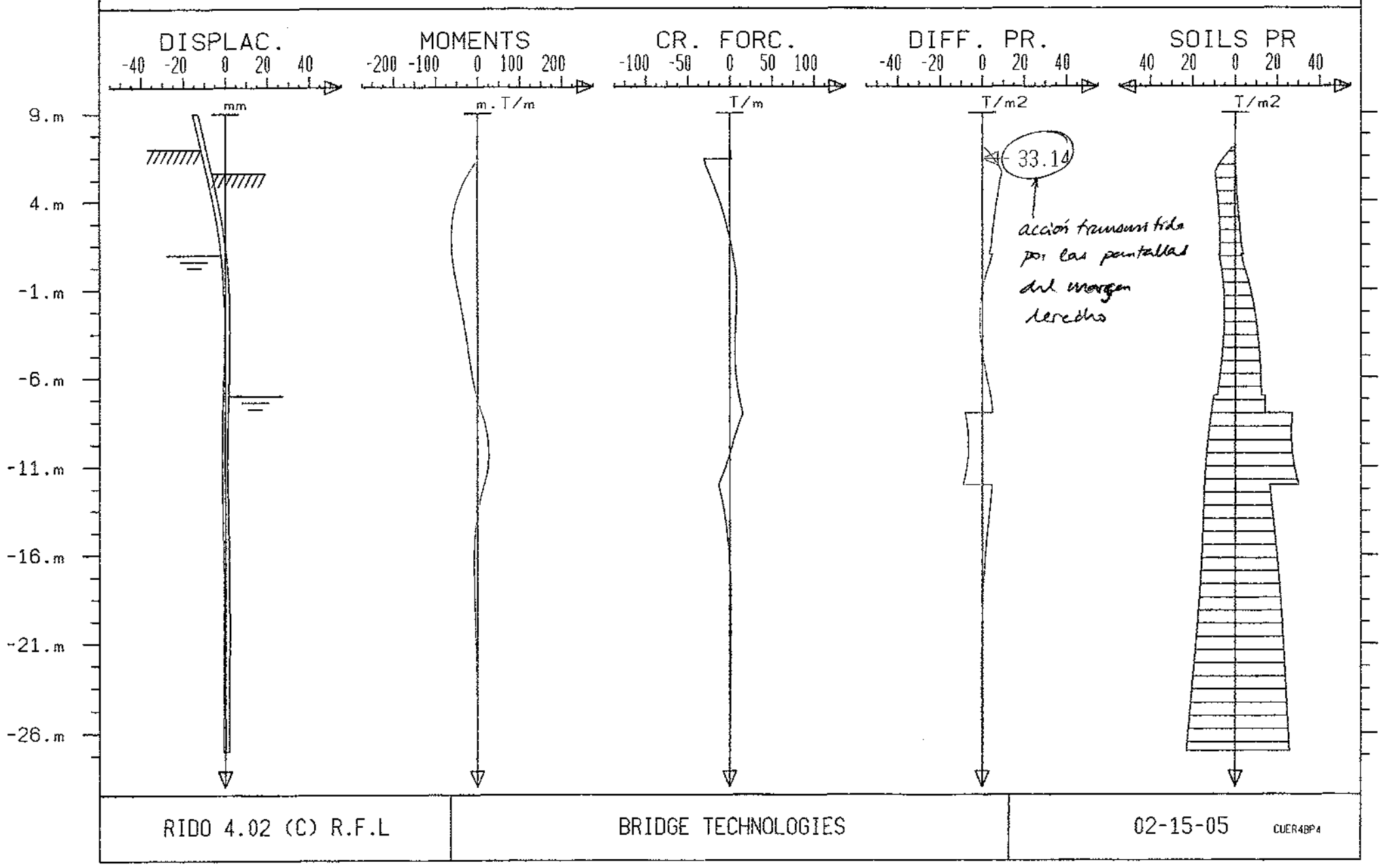
GRAPHS OF THE PHASE Nb 3



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-15-05 CUER4BP4

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

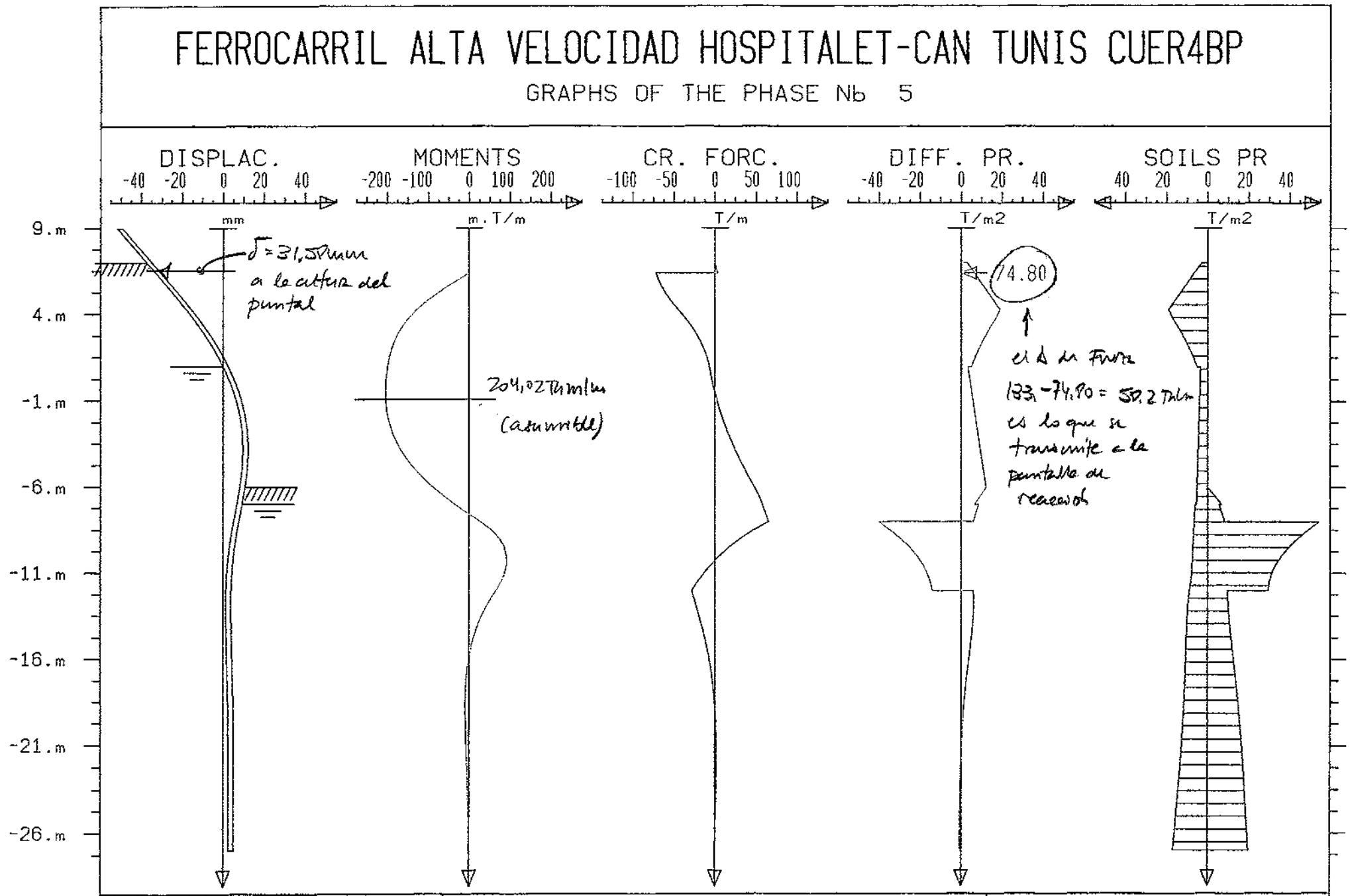
GRAPHS OF THE PHASE Nb 4



RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	02-15-05 CUER4BP4

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

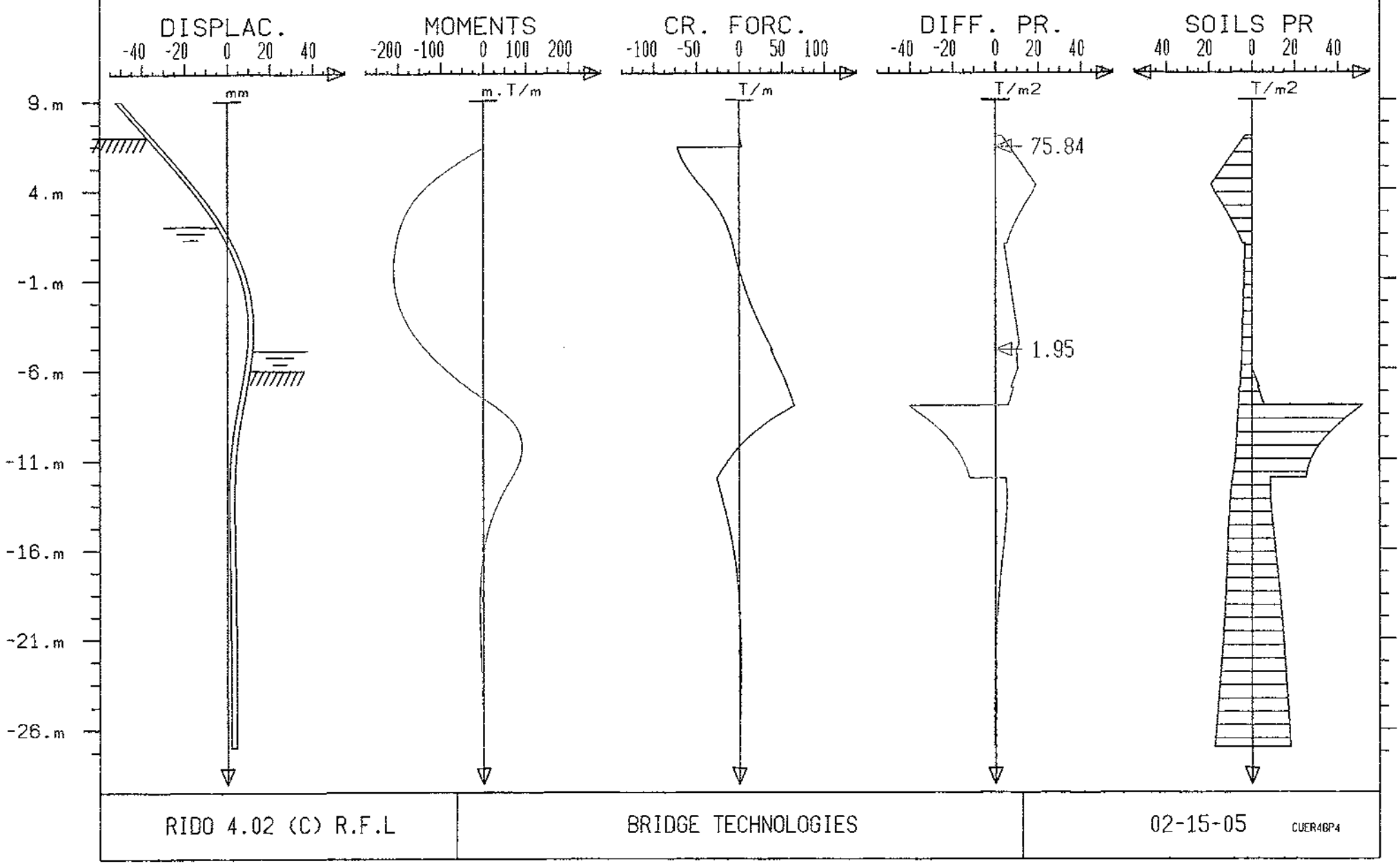
GRAPHS OF THE PHASE Nb 5



RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	02-15-05 CUER4BP4

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALE, CAN TUNIS CUER4BP

GRAPHS OF THE PHASE Nb 6



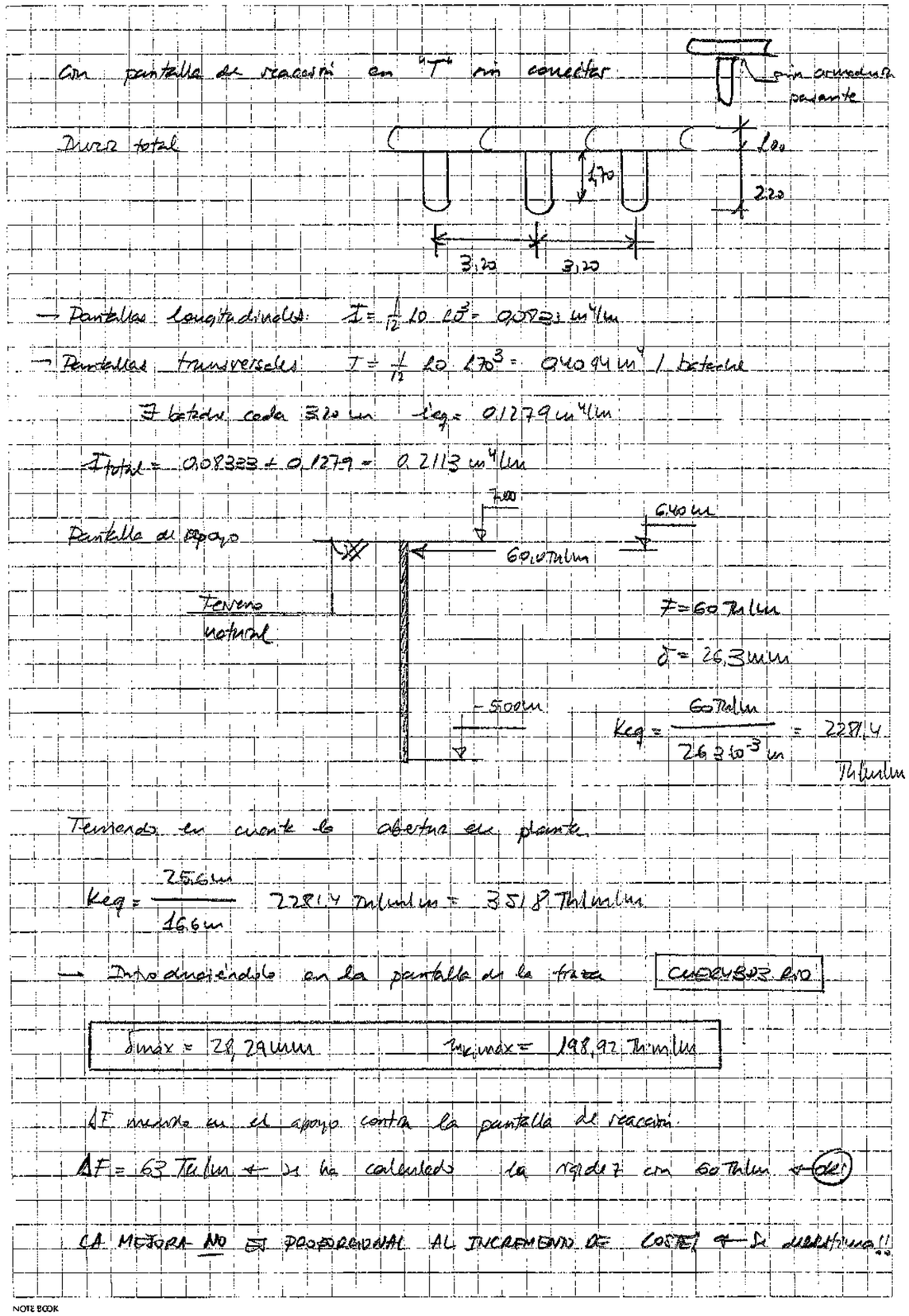
RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	02-15-05 CUER4BP4

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP

ENVELOPES FROM PHASE 1 TO PHASE 6

RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	02-15-05 CUER4BP4

Can Tunis 14-Feb-05



NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO
9.0✓
-27.0 1.0^3*2.726E6/12✓
7.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0✓
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 0.0 8000.0✓
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL MARGEN IZQUIERDO
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 1.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION HASTA Z=5.65
CFM 8.5 -26.78✓
EXC(2) 5.65✓
CAL✓
* ETAPA 2: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
* EJECUCION DEL MURO DE REACCION A LA COTA Z=6.40
CFM 6.4 -30.34✓
CFM 8.5 0.0✓
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 3520.0 ← Reacción contra la pantalla exterior
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -27.0 22.5✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -27.0 20.0✓
CFM 6.4 -30.26✓
CAL✓
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0✓
CFM 6.4 -133.04✓
CAL✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA SOLERA Y SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.0 23.5✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5✓
WAT(2) -27.0 23.5✓
CFM 6.4 -134.94✓
CFM -4.9 -1.95✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

Tras el recálculo de los pantallas con empuje activo en vez de usando reglas de los puntales (modificación hecho en la cantidad hasta de la superficie en los pantallas sin empuje pasivo) → Comprobar los cotas que Fsop/Fsop (pantallas) (Con empuje)

Resultan los recálculos en los pantallas sin empuje pasivo (Con pantalla trabajo de empotramiento) y los cotas en los puntales entre cimentación como cuales en los pantallas

Archivo plot → CUER 5BP.PLT

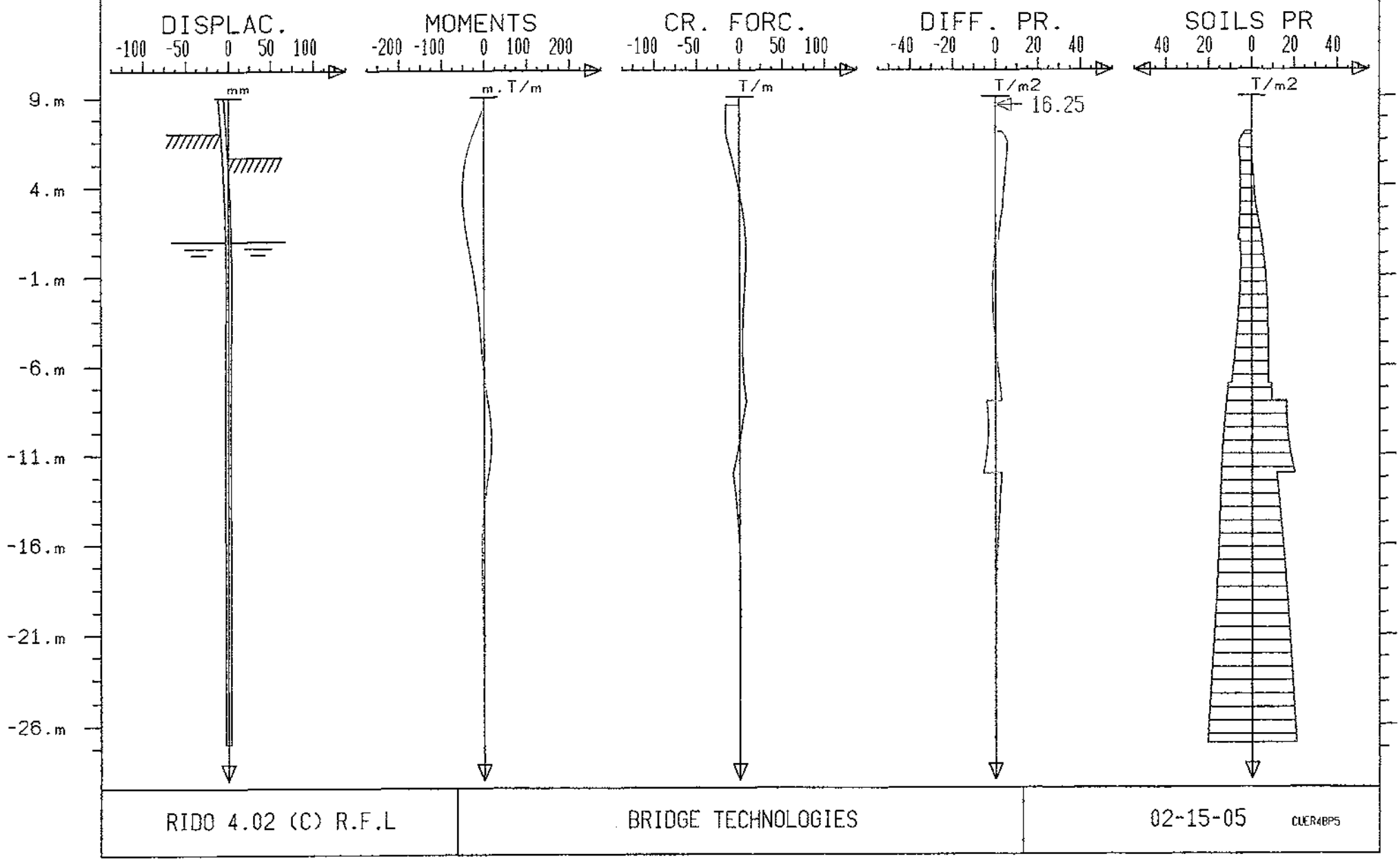
OBSERVACIÓN

En los fuentes en cuentas como aproximación la pantalla

Viga pantalla contraterreno obtenida para el cado final en cabeza 90 / 130 / 130 / 130

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALE. CAN TUNIS CUER5BP

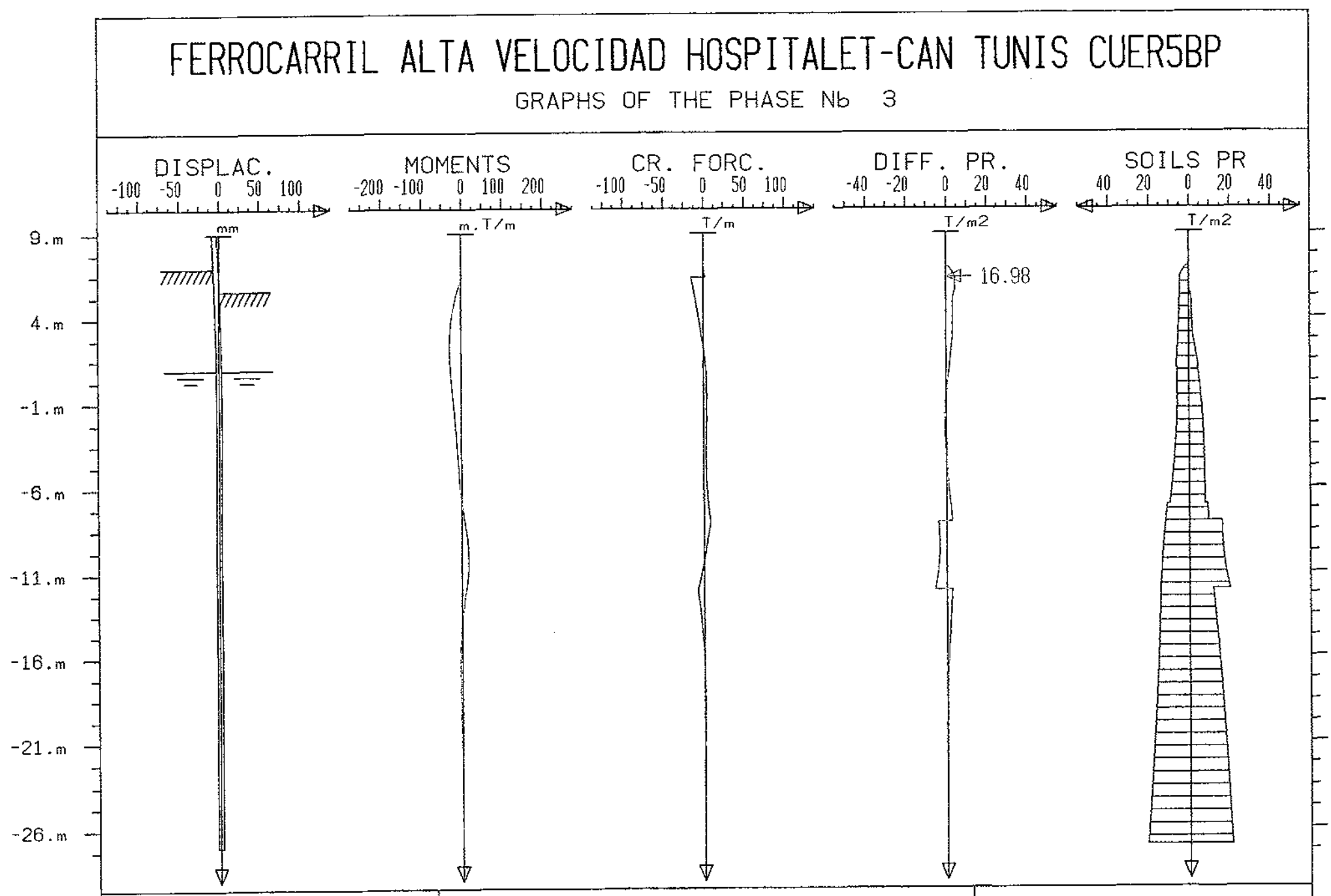
GRAPHS OF THE PHASE Nb 2



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-15-05 CUER4BP5

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER5BP

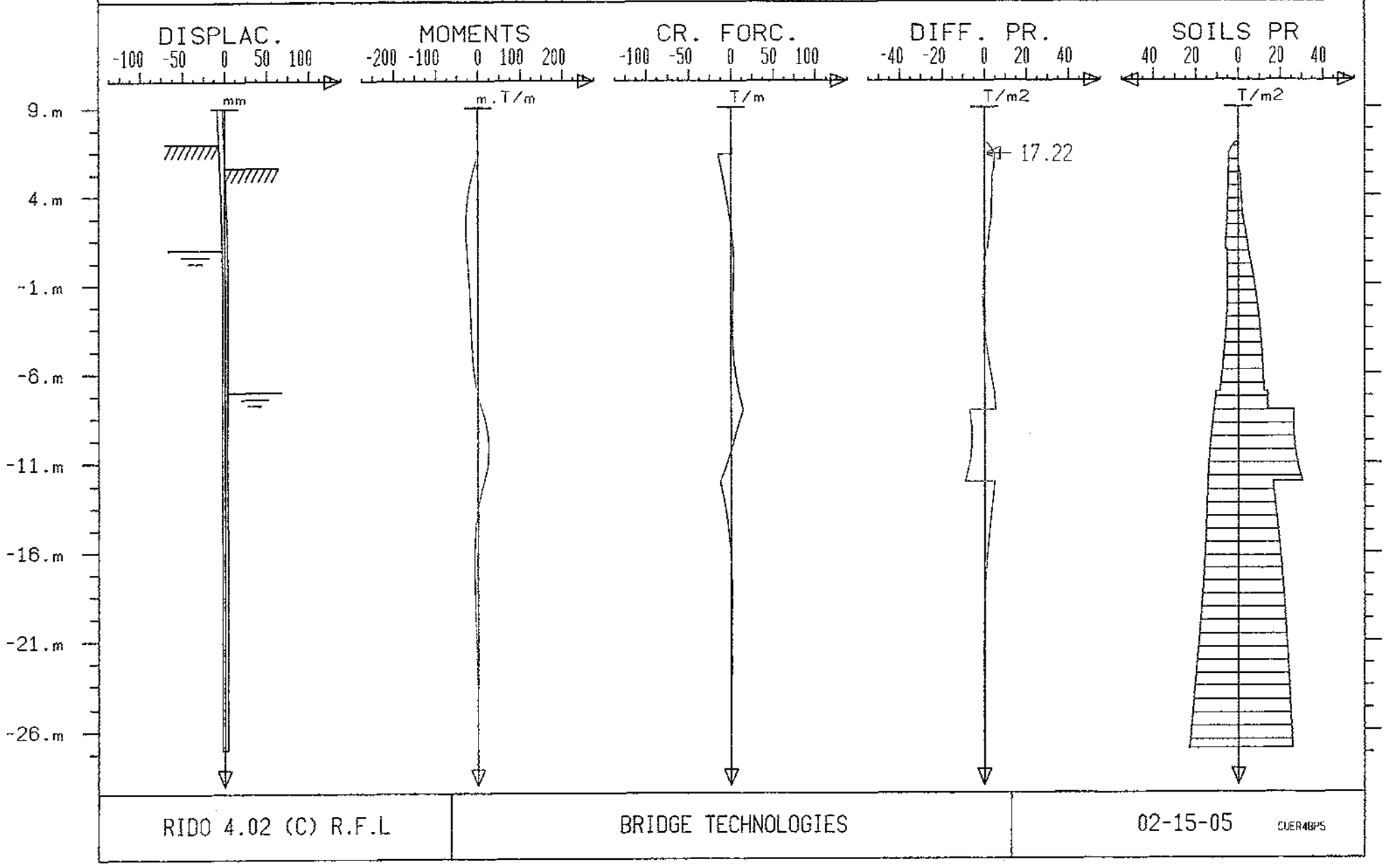
GRAPHS OF THE PHASE Nb 3



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-15-05 CUER4BP5

FERROCARRIL ALT.. /ELOCIDAD HOSPITALE. CAN TUNIS CUER5BP

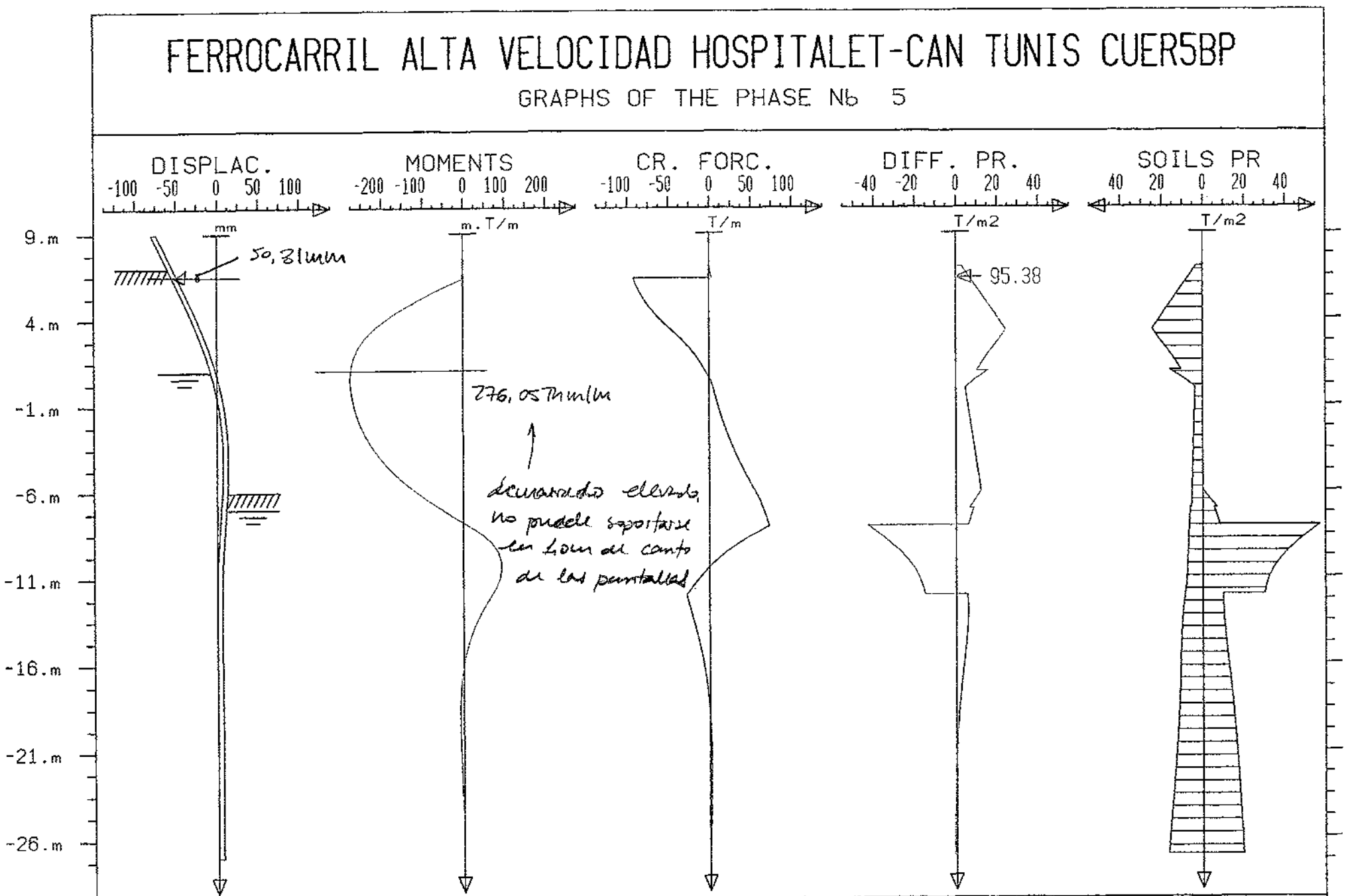
GRAPHS OF THE PHASE Nb 4



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-15-05 CUER4BP5

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER5BP

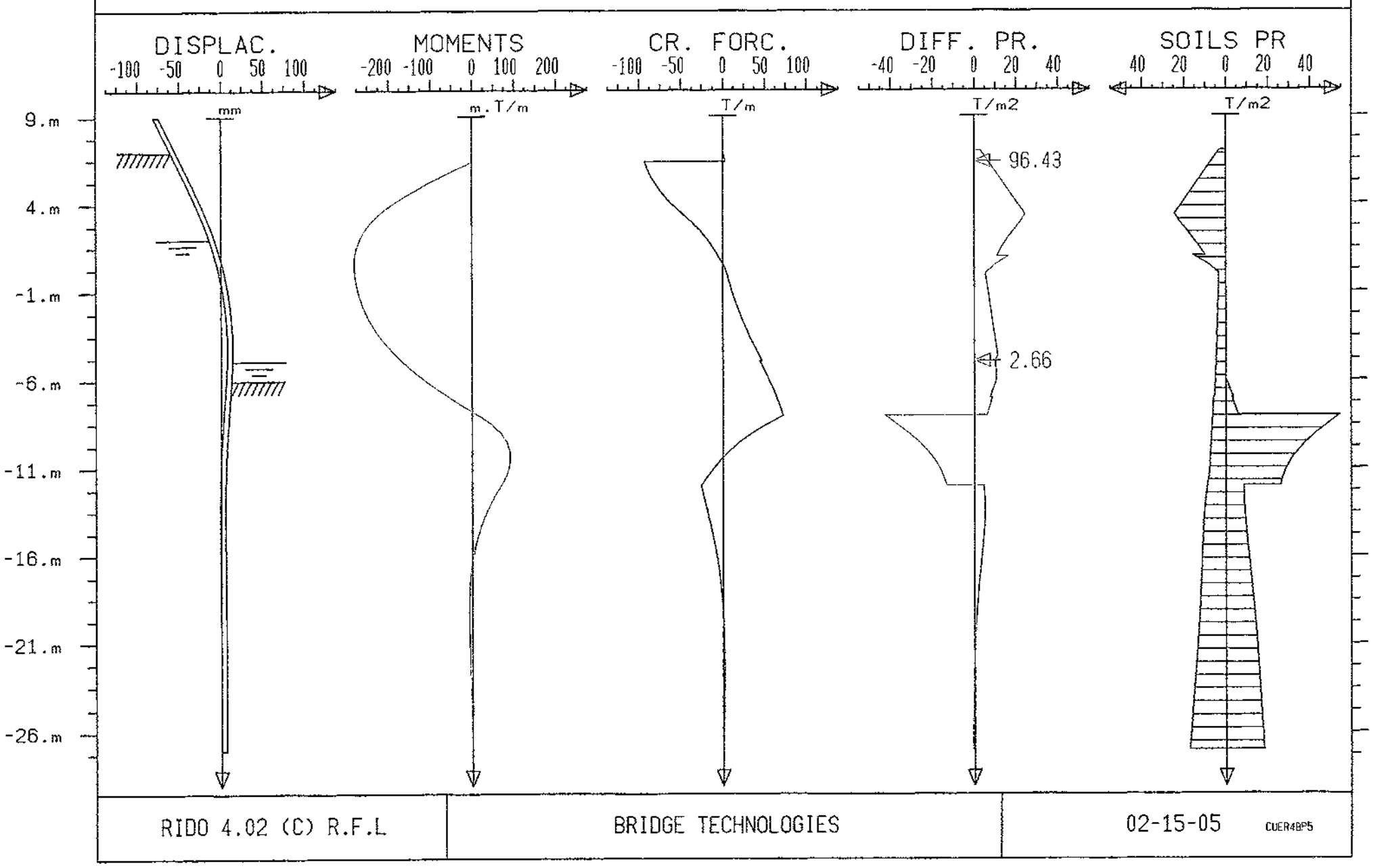
GRAPHS OF THE PHASE Nb 5



RIDO 4.02 (C) R.F.L | BRIDGE TECHNOLOGIES | 02-15-05 CUER4BP5

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER5BP

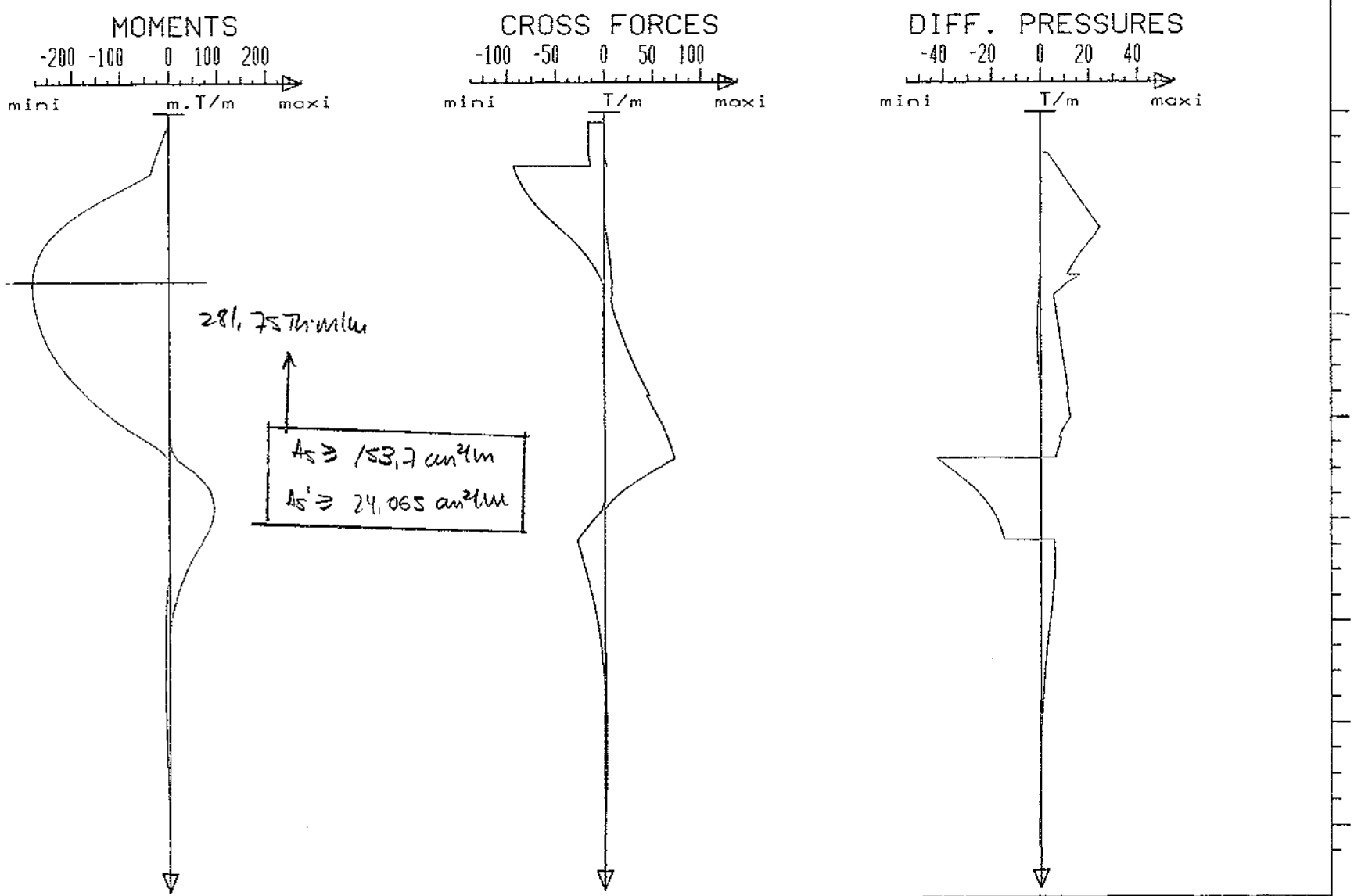
GRAPHS OF THE PHASE Nb 6



RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	02-15-05 CUER4BP5

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER5BP

ENVELOPES FROM PHASE 1 TO PHASE 6

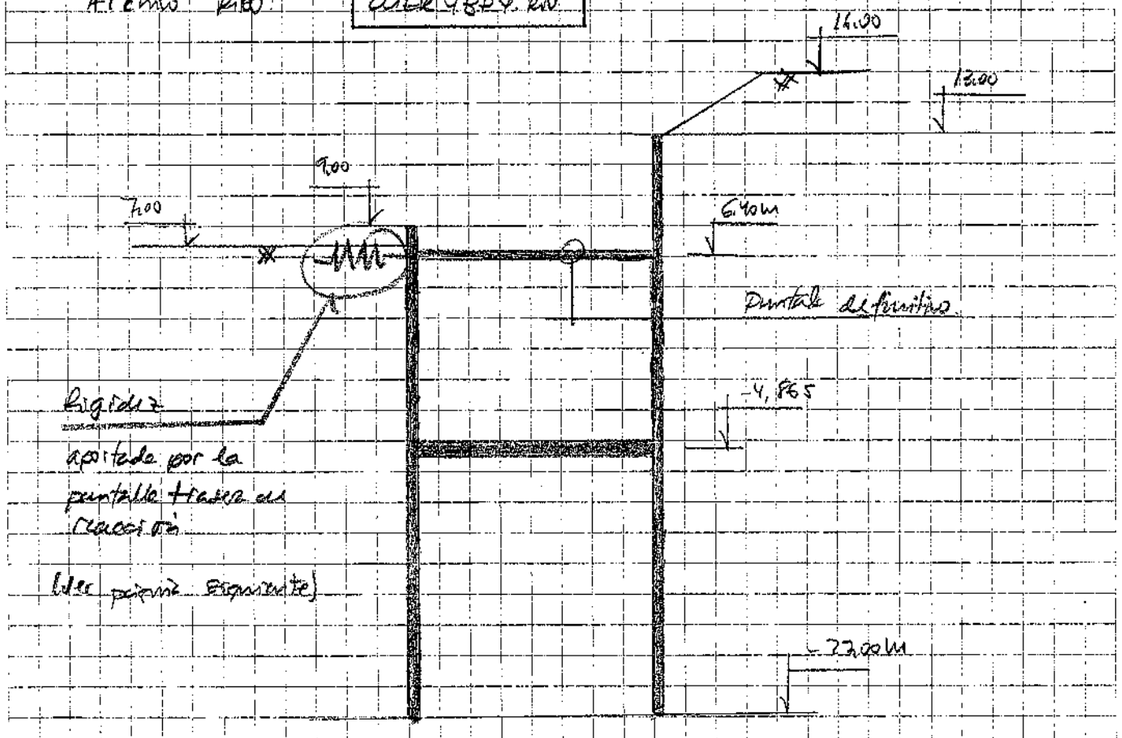


RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	02-15-05 CUER4BP5

PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO

"Con puntalle de reacción exterior"

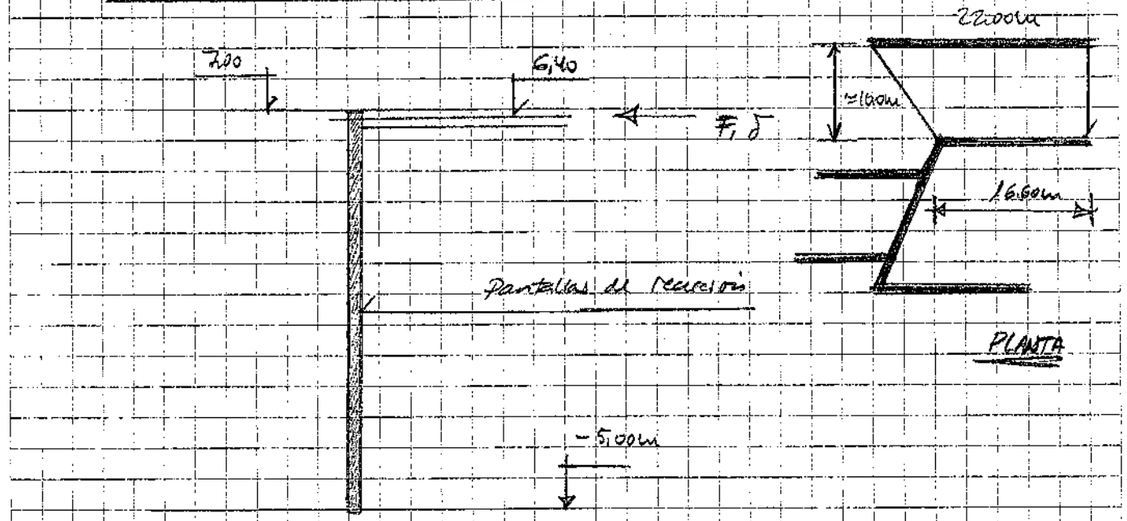
Archivo Rigi: CUER4.82V.RID



→ Somas presiones de agua que se han considerado anteriormente

— Se introducen las cargas de los puntales como acción sobre las pantallas.

MURO / PANTALLA DE REACCIÓN



Rigidez de la puntalle en coronación: archivo Rigi: CUER4R.RID

La rigidez considerada para que las pantallas del margen izquierdo del canal es la que absorbe, en cabeza de las pantallas, una carga de 60 Tn/m

Aplicando $F = 60$ Tn/m

$\delta = 33.99\text{mm} = 340\text{mm}$

$$K_{eq} = \frac{60\text{Tn/m}}{34 \cdot 10^{-3}\text{m}} = 1764.7$$

$$K_{eq} = 1765\ \text{Tn/m/m}$$

Teniendo en cuenta la abertura en planta → ↑ rigidez real

$$K_{eq} = K_{eq}\frac{22.00}{16.60} = 1765\ \frac{22}{16.60} = 2339,2\ \text{Tn/m/m}$$

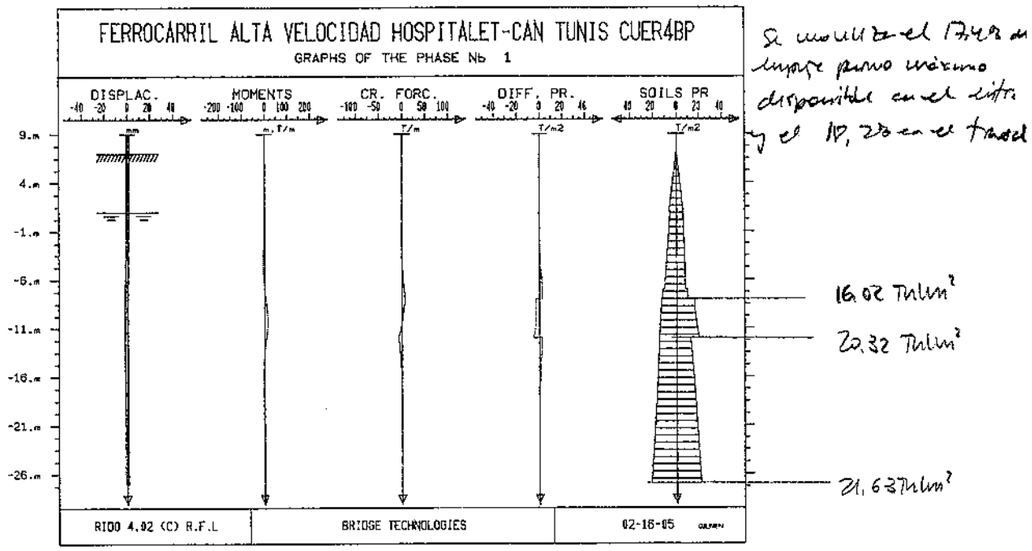
$$K_{eq} = 2340\ \text{Tn/m/m}$$

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER4BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO
9.0 ✓
-27.0 1.0^3*2.726E6/12 ✓
7.0 ✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000 ✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500 ✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000 ✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5 ✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0 ✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000 ✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0 ✓
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0 ✓ ← Jet-grouting
* SOBRECARGA MARGEN IZQUIERDO
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 1.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 1: PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION HASTA Z=5.65
CFM 8.5 -26.78 ← Carga del puntal como acción en las pantallas
EXC(2) 5.65 ✓
CAL ✓
* ETAPA 2: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
* EJECUCION DEL MURO DE REACCION A LA COTA Z=6.40
CFM 6.4 -30.34 ✓ ← Idem
CFM 8.5 0.0 ✓ ← Retirada del puntal
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 2340.0 ← Rigidez de la pantalla de reacción
CAL ✓
* ETAPA 3: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 8.0 ✓
WAT(1) -27.0 22.5 ✓
WAT(2) -7.0 0.0 ✓
WAT(2) -27.0 20.0 ✓
CFM 6.4 -30.26 ✓ ← Idem
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0 ✓
CFM 6.4 -133.04 ✓
CAL ✓
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA SOLERA Y SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 9.0 ✓
WAT(1) -27.0 23.5 ✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5 ✓
WAT(2) -27.0 23.5 ✓
CFM 6.4 -134.94 ✓
CFM -4.9 -1.95 ✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

Obs: Para ver las cargas en los puntales → Ver archivo correspondiente.
CUER1BP.R10

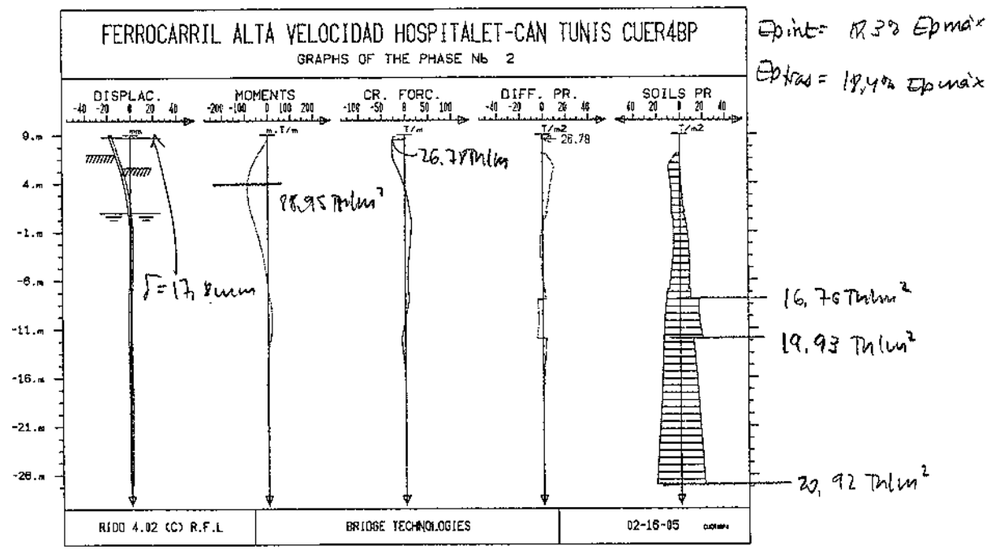
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615 PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO. PANTALLAS ENFRENTADAS A LAS PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 13.0

ESTADO PREVIO:



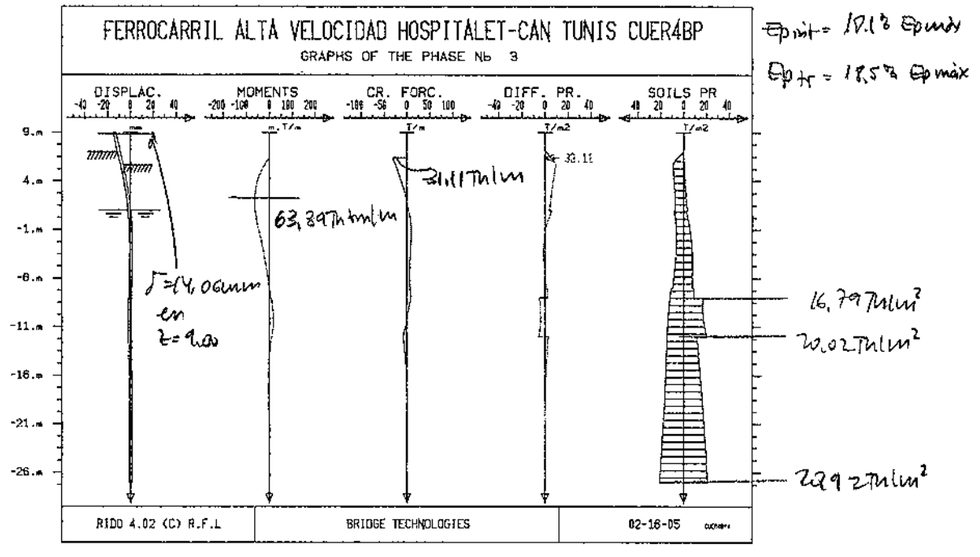
Se mantiene el 17,4% de empuje pasivo máximo disponible en el intrados y el 10,2% en el trasdos

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:

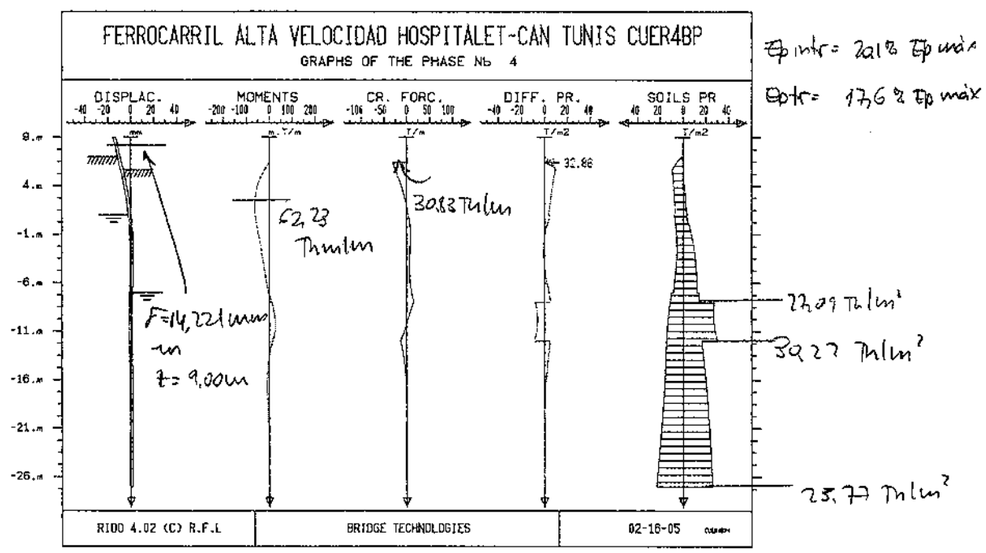


Epint = 17,3% Epmax
Epdes = 18,4% Epmax

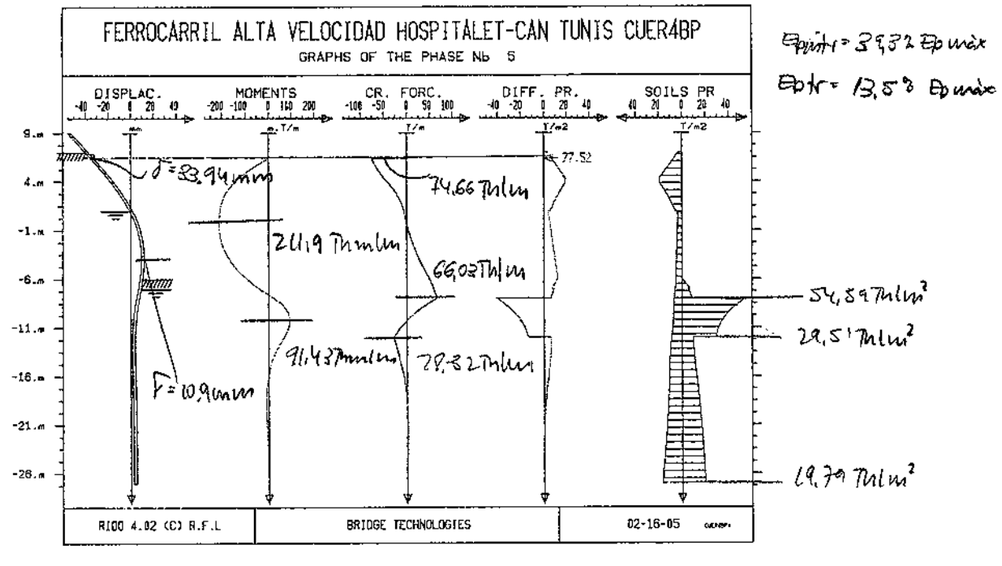
PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



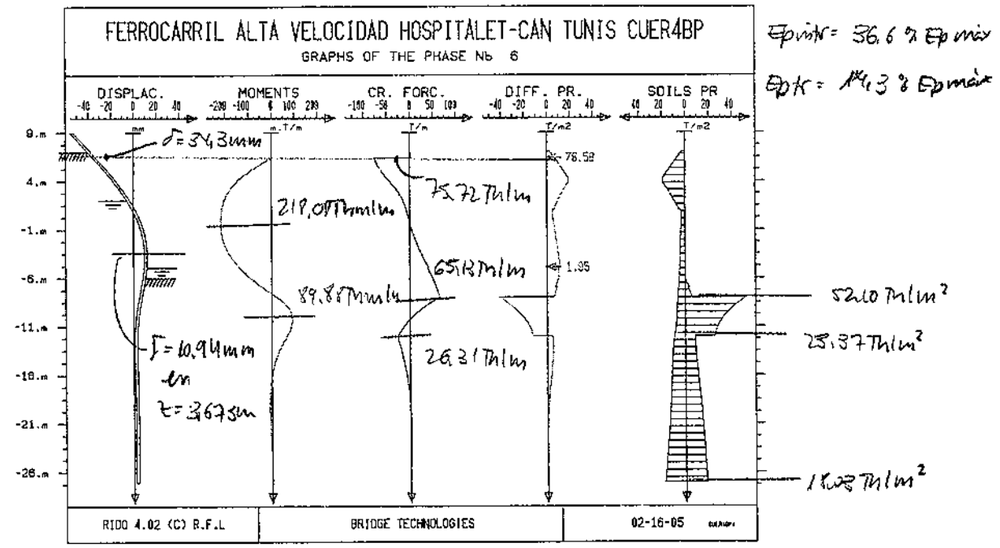
ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



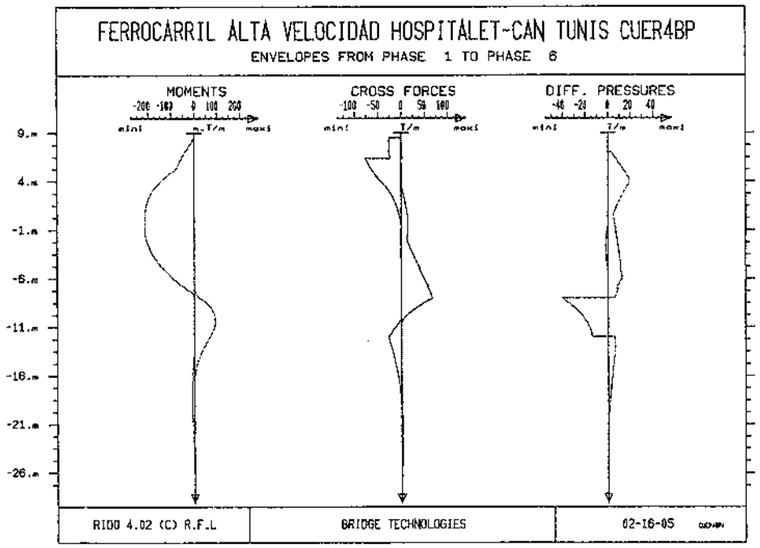
EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



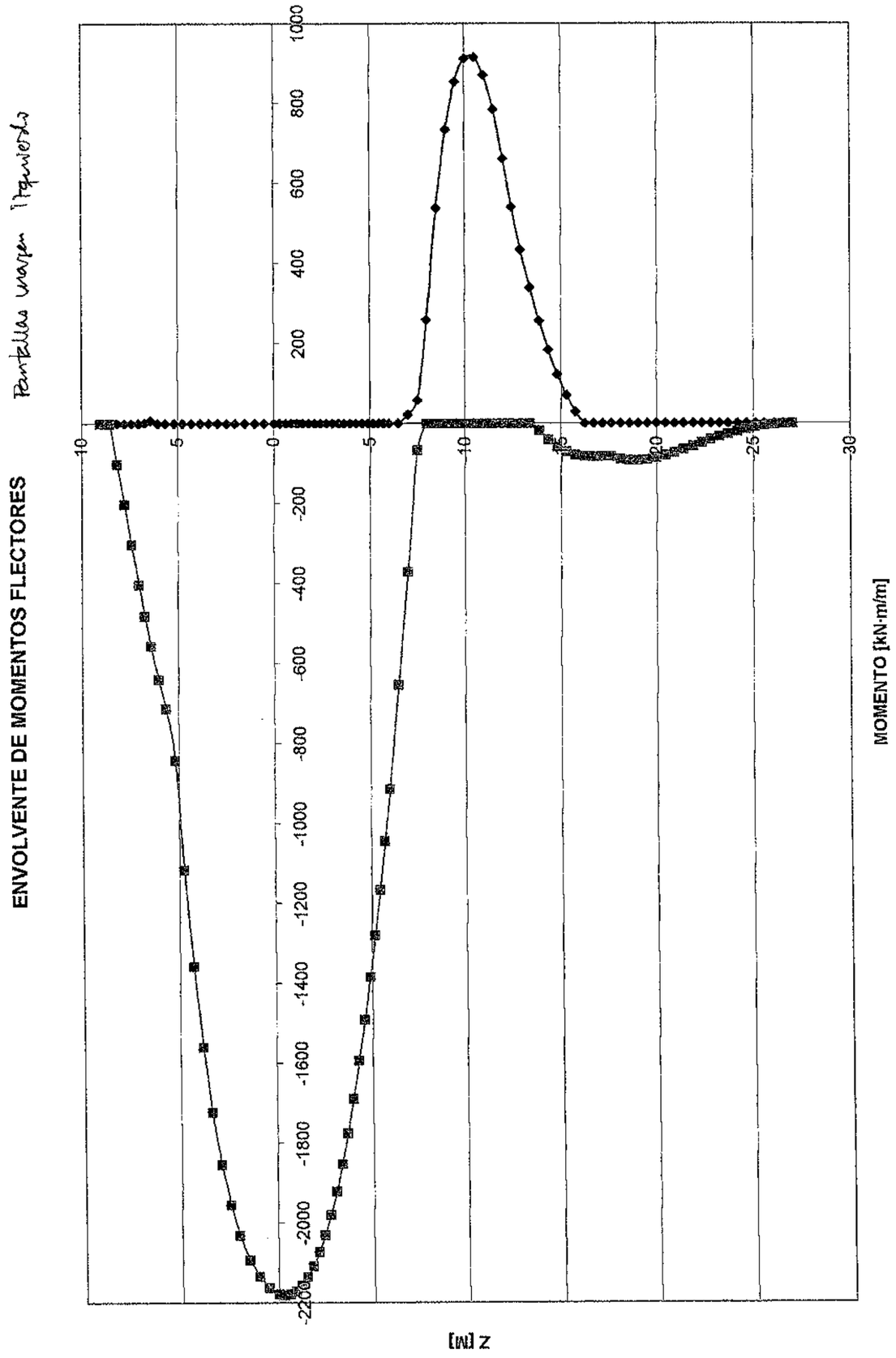
EJECUCIÓN SOLERA Y SUBIDA NF:

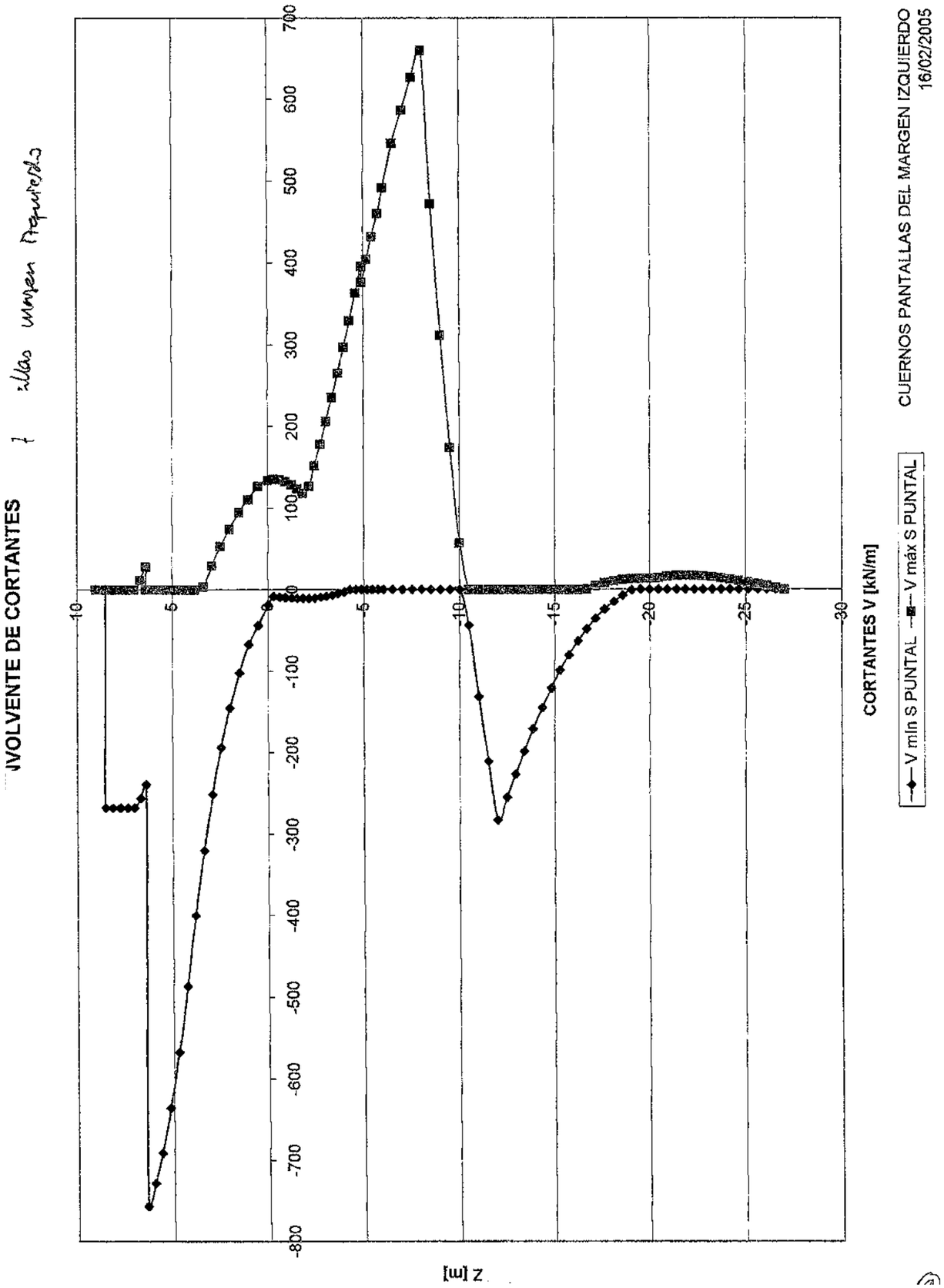


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)





Pantallas margen izquierdo

Cuando hay cubierta (la cubierta en este tramo apuntala tracciona) ⇒ Pantalla enfrentada a las pantallas que coronan a la cota 9

Si toman la carga en la pantalla de reacción calculada con anterioridad. R = 2340 T/unidad

a) Para el dimensionamiento de tirantes es limitante la reacción en pantallas del margen derecho coronando a la cota 13.6 (mayores reacciones) cuando solo hay puntales

b) Para el dimensionamiento de tirantes se toma la envolvente del caso con puntales y el caso con cubierta (en este caso la cubierta aporta tracciones ⇒ penaliza el tirante)

Para el cálculo se toma como acción de las puntales las cargas obtenidas del análisis con las agujetas originales, no modificadas por la deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo.

Archivo RAD CUERGBC.RAD

Cargas de las puntales del archivo de cálculo correspondiente

"CUERZBC.RAD" Ver nota

↑ pantallas margen derecho con cubierta

NOTE BOOK

Can Tunis 16-Feb-05

Para el caso intenso cubrete los movimientos en cab. pantalla
de margen izquierdo de hace el introdis

— El limitante para el armado de tendidos (ver capturas)

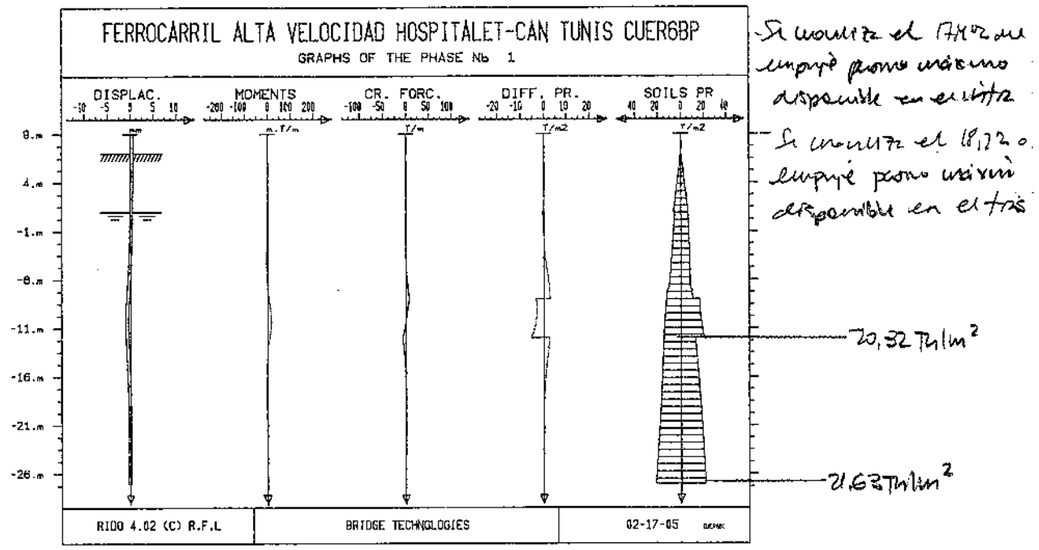
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER6BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* EJECUCION DE CUBIERTA.
* PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO ENFRENTADAS A LAS PANTALLAS
* QUE CORONANA A LA COTA 9.0
9.0✓
-27.0 1.0^3*2.726E6/12✓
7.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0✓
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 1.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION HASTA Z=5.65
CFM 8.5 -11.64✓ ← carga introducida por el puntal
EXC(2) 5.65✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
CFM 6.4 -16.38✓
CFM 8.5 0.0✓ ← retirada puntal provisional
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 2340.0✓ ← Puntales de recalce
CAL✓
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION (con cobertz ajustada)
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -27.0 22.5✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -27.0 20.0✓
CFM 6.4 -17.03✓
CFM 8.5 0.81✓
CAL✓
* ETAPA 5: EXCAVACION HASTA CME.
EXC(2) -6.0✓
CFM 6.4 -159.91✓
CFM 8.5 83.74✓
CAL✓
* ETAPA 6:
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.0 23.5✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5✓
WAT(2) -27.0 23.5✓
CFM 6.4 -163.17✓
CFM 8.5 85.49✓
```

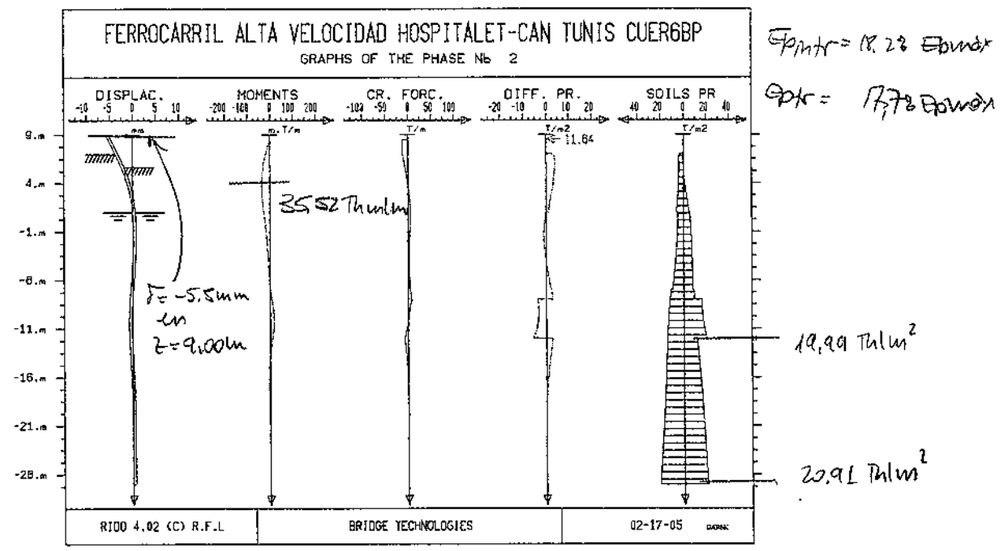
```
CFM -4.90 -2.36 ✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615 PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO. PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 9.00m. CON EJECUCIÓN DE CUBIERTA.

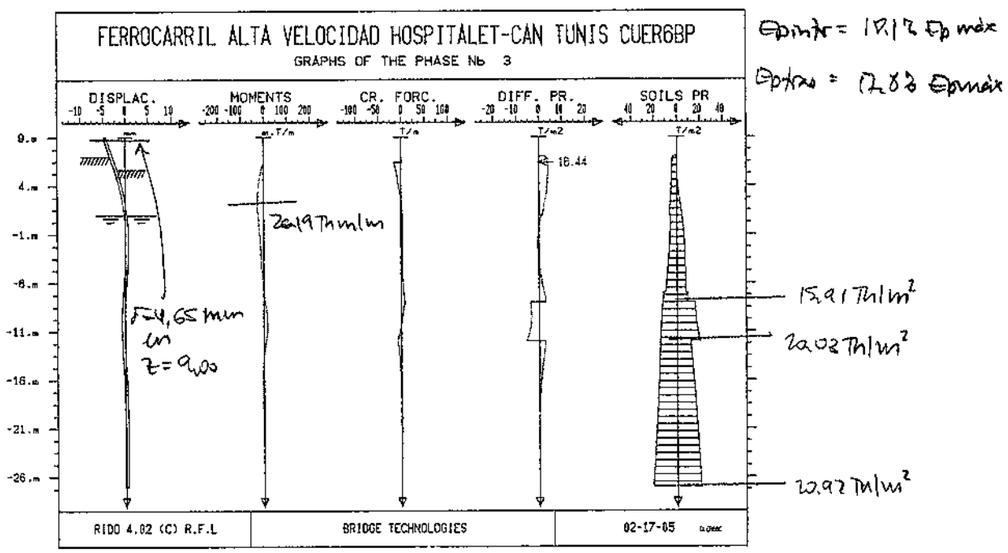
ESTADO PREVIO:



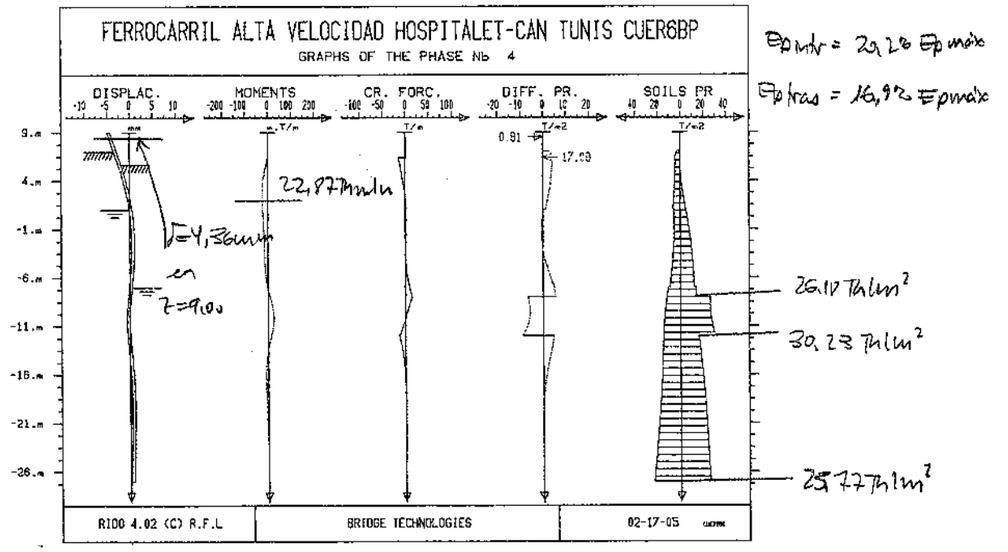
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



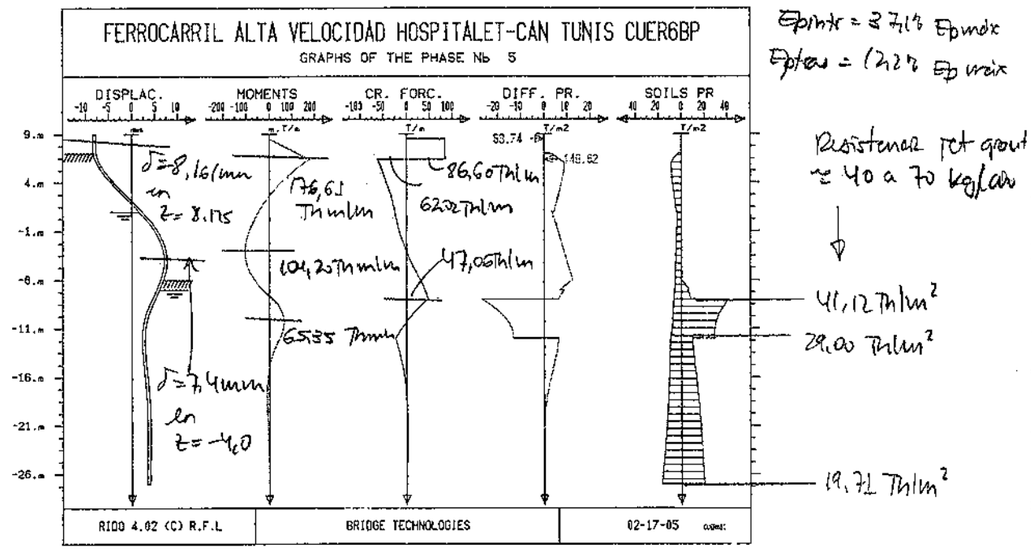
PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



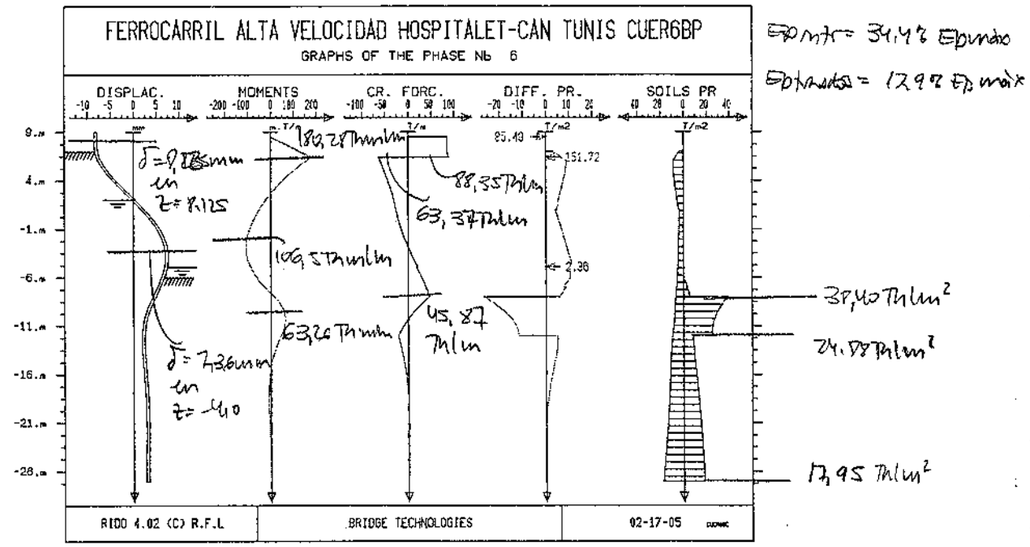
EJECUCIÓN DE CUBIERTA Y ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



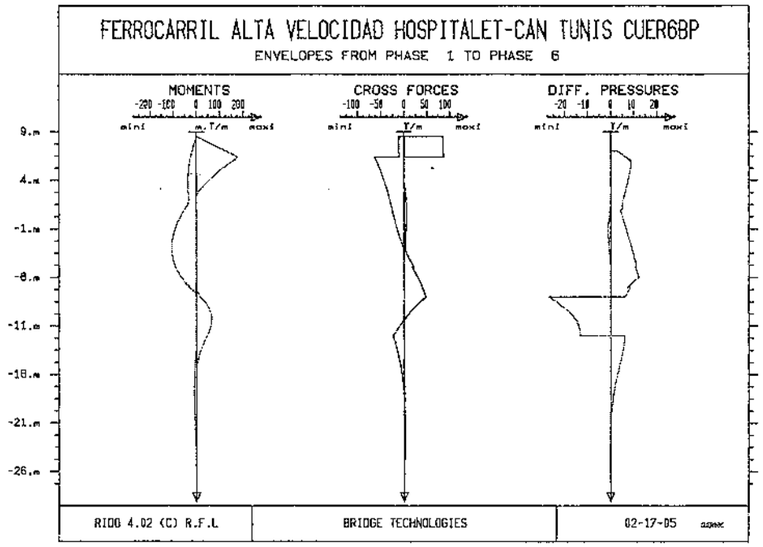
EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



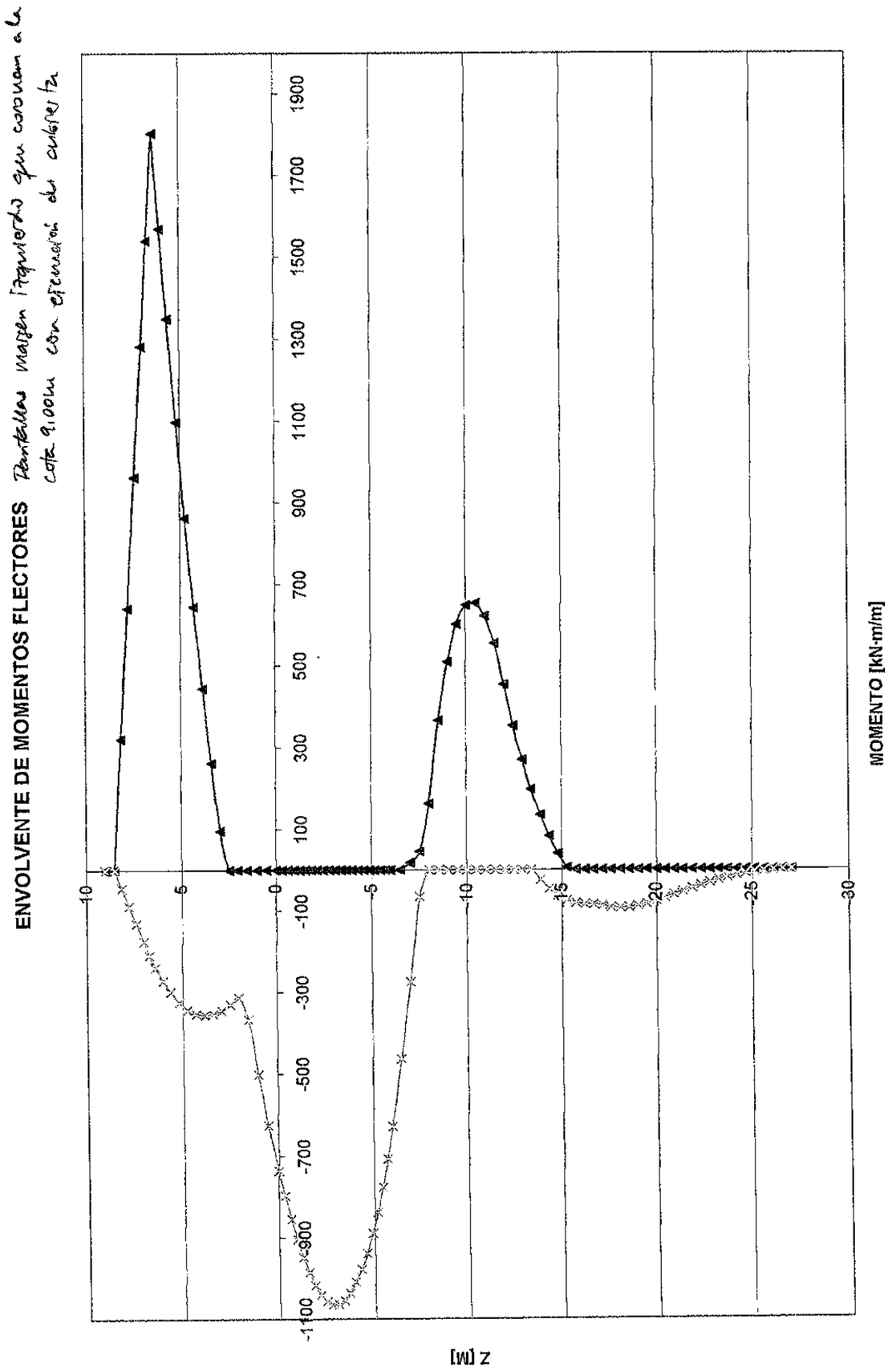
EJECUCIÓN SOLERA Y SUBIDA NF:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

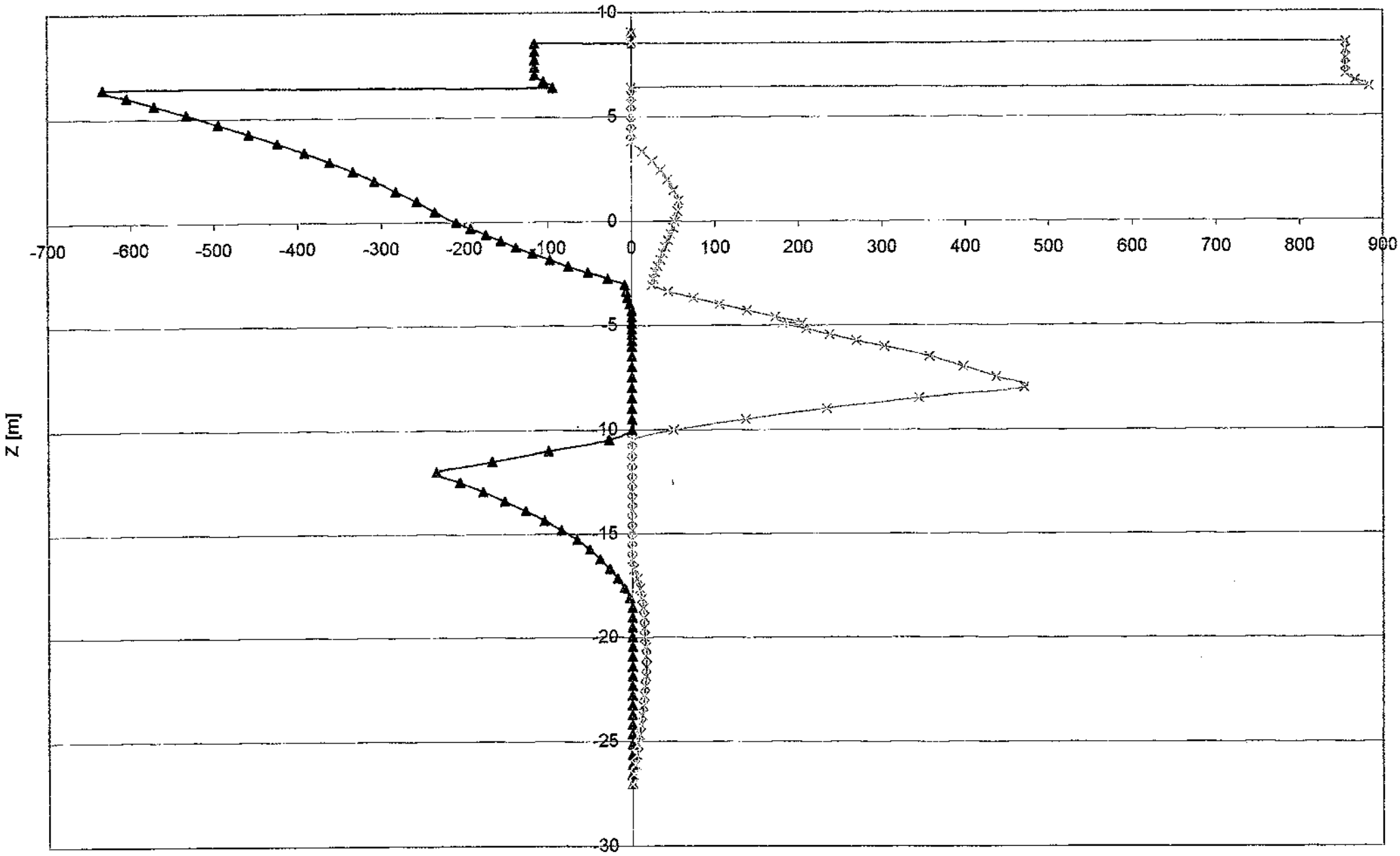


(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



ENVOLVENTE DE CORTANTES

Pa as del margen izquierdo que corresponden con ejecución de cubierta



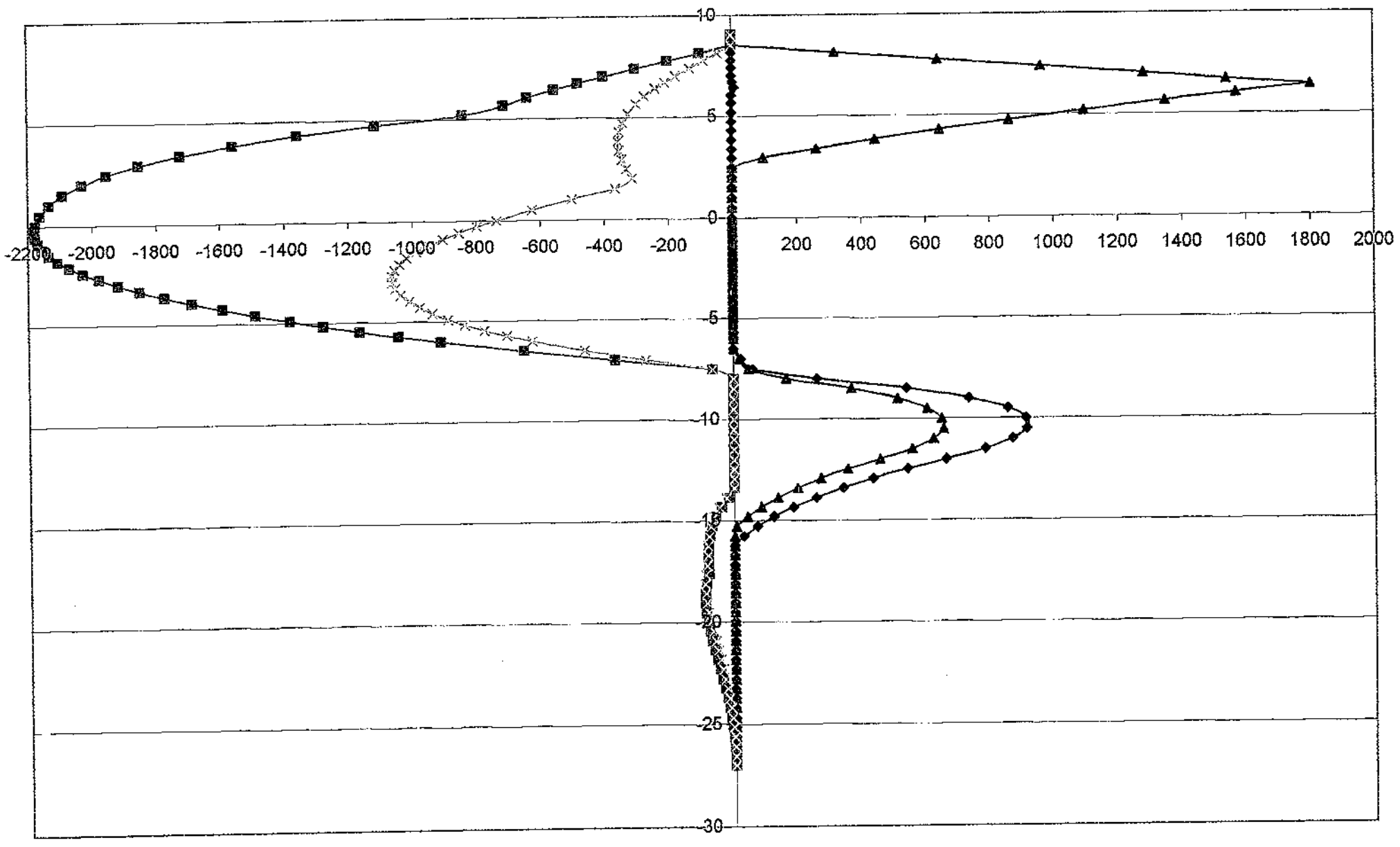
CORTANTES V [kN/m]

V mín S FINAL — V máx S FINAL

CUERNOS PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO
17/02/2005

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

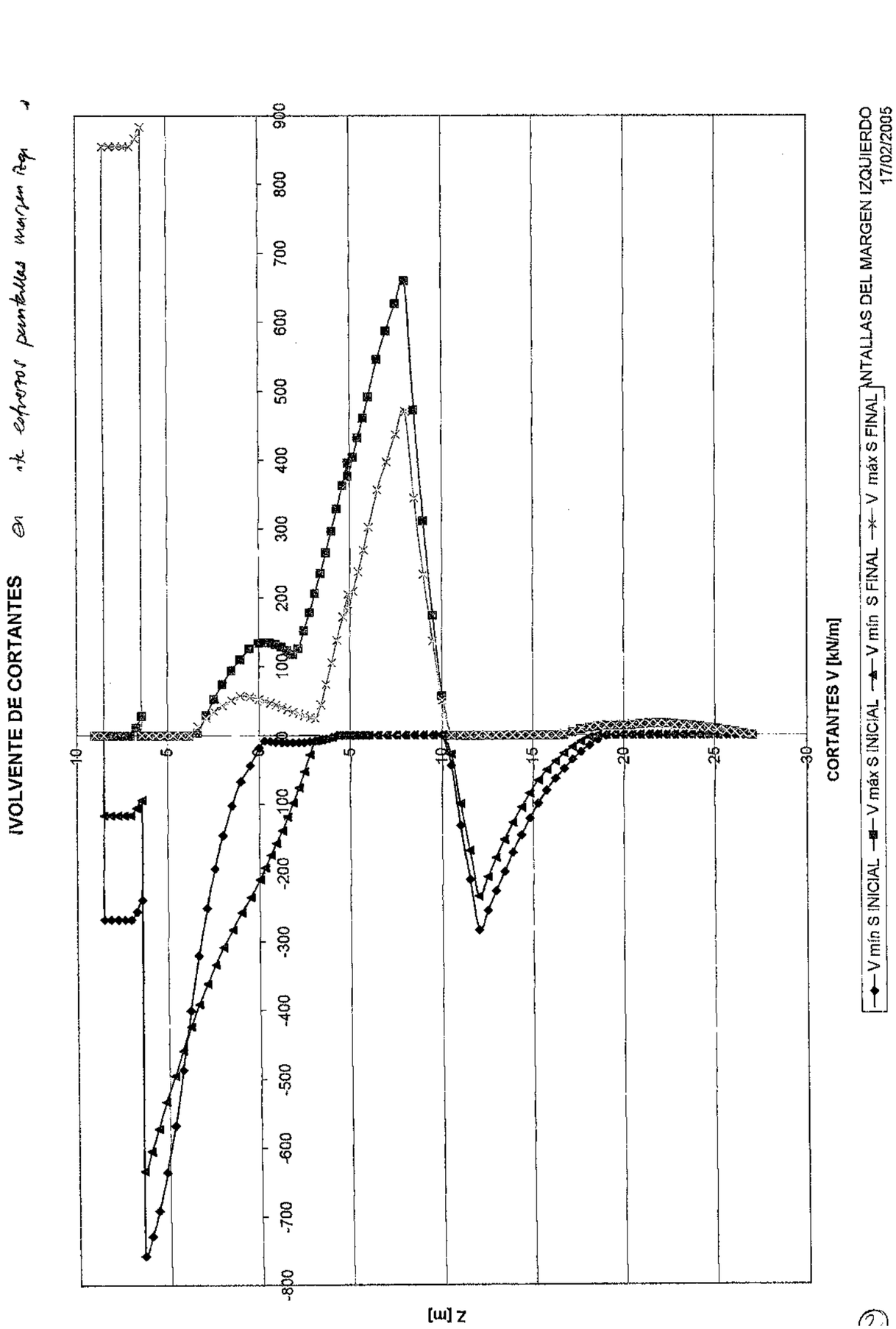
Envolvente esfuerzos pantallas margen izquierdo



MOMENTO [kN·m/m]

M máx S CUBIERTA → M mín S CUBIERTA

CUERNOS PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO



Can Tunis 16-Feb-05

NOTAS DE ARMADO

1) FLEXIÓN.

1a) INTRADÓS:

· Zona de momento m_k = 2180 KN·m/m

m_d = 3270 KN·m/m

$A_s \geq$ 113,76 cm²/m

En zona de estribos $A_s \geq$ 568,8 cm² ← 7 Φ32 (1 disponen 75 Φ32)

A_s disp 120,63 cm²/m m_{rd} = 3238,40 KN·m/m (f=0,17 recubrimiento mecánico)

(CSt: 4,034) x = 0,558 d ← Falla poco dúctil

Falla por el momento con $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq 2\varepsilon_y$

· Momento último con 6Φ25 pond

A_s = 29,454 cm²/m ; m_{rd} = 1081,9 KN·m/m

m_k = 721,3 KN·m/m

Si fcm $m_k \leq$ 720 KN·m/m para $z \leq$ -6,55 m (los Φ32

dicen llegar hasta z = -6,50 - 1,50 - 1,00 - 0,50 = -9,50 m

(6 Φ 2 Φ 2)

· Momento último con 6Φ32 pond

A_s = 48,252 cm²/m

m_{rd} = 1711,9 KN·m/m m_k = 1141,3 KN·m/m

Si fcm $m_k \leq$ 1140 KN·m/m para $z \leq$ -6,00 m (los Φ32

dicen llegar hasta z = -9,00 m

· Momento último con (6+6) Φ32 pond

A_s = 96,504 cm²/m ; m_{rd} = 2945,19 KN·m/m ; m_k = 1963,46 KN·m/m

NOTE BOOK

Si tiene $m_k \leq 1960$ KN.m/m para $z \leq -3,50$m, los $\phi 32$ deben llegar hasta $z = -3,50 - 1,50 - 1,00 - 0,50 = -6,50$m

- Momento último con $6\phi 25 + 6\phi 32$ pmd

$A_s = 77,70 \leq$ cm²/m

$m_u = 2169$ KN.m/m, $m_{u,k} = 1646$ KN.m/m

Se tiene $m_k \leq 1645$ KN.m/m para $z \leq -4,00$m

los $\phi 32$ deben llegar hasta $z = -4,00 - 1,5 - 1,0 - 0,50 = -7,00$m

Si tiene $m_k \leq 1645$ KN.m/m para $z \geq 3,50$m, los $\phi 32$ deben llegar hasta $z = 3,50 + 1,5 + 1,00 + 0,50 = 6,50$m

Si tiene $m_k \leq 1950$ KN.m/m para $z \geq 2,50$m, los $\phi 32$ deben llegar hasta $z = 2,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 5,50$m

15) TRAMO 1

- Pie de momento $m_k = 1802$ KN.m/m

$m_d = 2703$ KN.m/m

$A_s \geq 89,83$ cm²/m

En 50cm, $A_s \geq 149,15$ cm² ← $5 \phi 32$ + suplem. $6 \phi 32$

A_s disp. $(6+6)\ \phi 32$ pmd

A_s disp. $= 96,504$ cm²/m $m_u = 2945,19$ KN.m/m $(CS = 1,09)$

$X = 0,436d$ ← Falla dúctil. Falla por el hormigón con $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

- Momento último con $6\phi 32$ $A_s = 48,252$ cm²/m

$m_u = 1701,9$ KN.m/m, $m_{u,k} = 1141,3$ KN.m/m

Si tiene $m_k \leq 1140$ KN.m/m para $z \leq +5,00$m los $\phi 32$ deben llegar hasta $z = +5,00 - 1,5 - 1,00 - 0,5 = +2,00$m

Si tiene $m_k \leq 1140$ KN.m/m para $z \geq 7,5$m los $\phi 32$ deben llegar hasta $l_b = 9 \cdot 32 \cdot 1,5 = 1,00$m (anclaje con patilla)

$z = 7,0 + 1,0 + 1,0 = 9,00$ ← (2)

- Momento último con $6\phi 25$

$l_b = 29,45$ cm/m

$m_u = 1081,9$ KN.m/m $m_{u,k} = 721,3$ KN.m/m

Si tiene $m_k \leq 720$ KN.m/m para $z \leq -12,00$m los $\phi 32$ deben llegar hasta $z = -12,0 - 1,5 - 1,0 - 0,5 = -15,0$m

II) CORTANTE: es en el que va a ser muy determinante

- Pico de cortante: $T_V = 884$ kN/m, $T_d = 1326$ kN/m

$A_s = 6\phi 32$ como mínimo $A_s = 48{,}252$ cm²/m

$A_d \geq 33{,}02$ cm²/m/m

En 5,0m $A_d \geq 165{,}1$ cm²/m

Tomando 8 barras en cada plano a 0,15 (en 5,0m)

$A_d \geq 3.024$ cm²/barra → 4 ramas con cercos $\phi 20$.

- Cortante último con cercos $\phi 32$

$A_s = 29{,}454$ cm²/m caso mínimo

$A_d = 12{,}064$ cm²/m/m

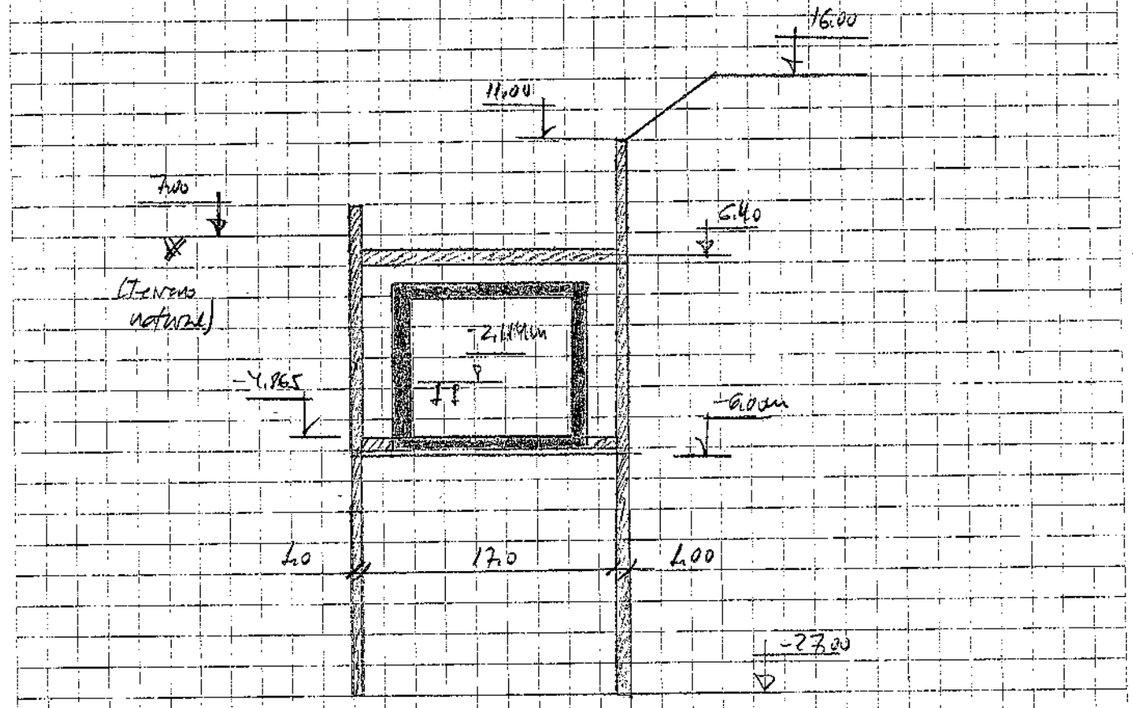
$T_{Rd} = 651{,}9$ kN/m

$T_{uk} = 434{,}9$ kN/m

Si tiene $T_E \leq 435$ kN/m para $z \leq -13{,}00$ m (Indirecto diseño de ½ cuanto útil)

Pantallas que cornan a la cota z = +11,0m (Pantallas de la derecha)

1) Sólo puntales en cubierta



Cota cabeza: -2,114m (7074615)

CME: -9,00m (Con 40cm de empotramiento bajo la cota)

Acción Pilar: CUERDA PILA ← Teniendo en cuenta la combinación con el empuje como puntal profundo

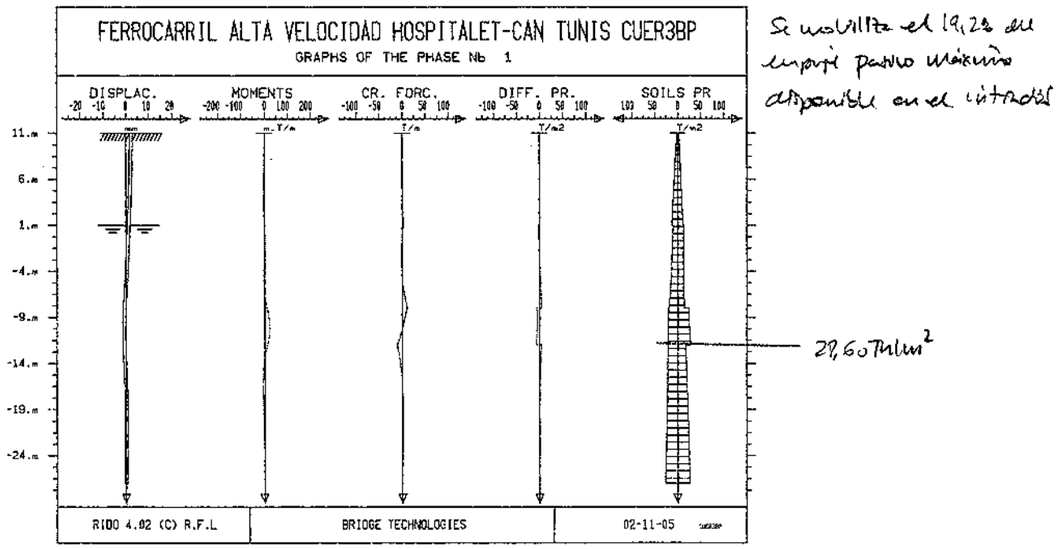
- Mismos procesos que en los casos anteriores
- Mismo procedimiento constructivo que los casos anteriores, pero con pantallas a la cota z = +11,0m

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER3BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PATALLAS QUE CORONAN A LA COTA 11.0
11.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
11.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 11.0 0.0 1.0 2.0
SUB(1,1) 11.0 1.0 2.0 4.0
SUB(1,1) 11.0 2.0 3.0 6.0
SUB(1,1) 11.0 3.0 4.0 8.0
SUB(1,1) 11.0 4.0 5.0 10.0
SUB(1,1) 11.0 5.0 35.0 11.0
CAL
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 58700.0
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 114200.0
STR(0,1)
CAL
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 5: EXCAVACION HASTA CME.
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 480000.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

(2)

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615 PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 11.0m MARGEN DERECHO

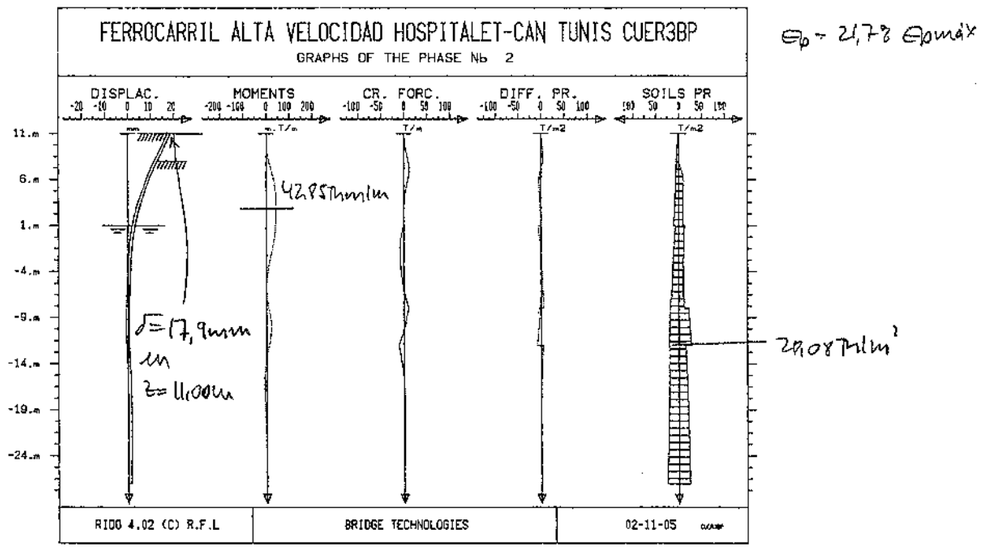
ESTADO PREVIO:



Se movilita el 19,2% del empuje pasivo máximo disponible en el intradós

29,60 Tn/m²

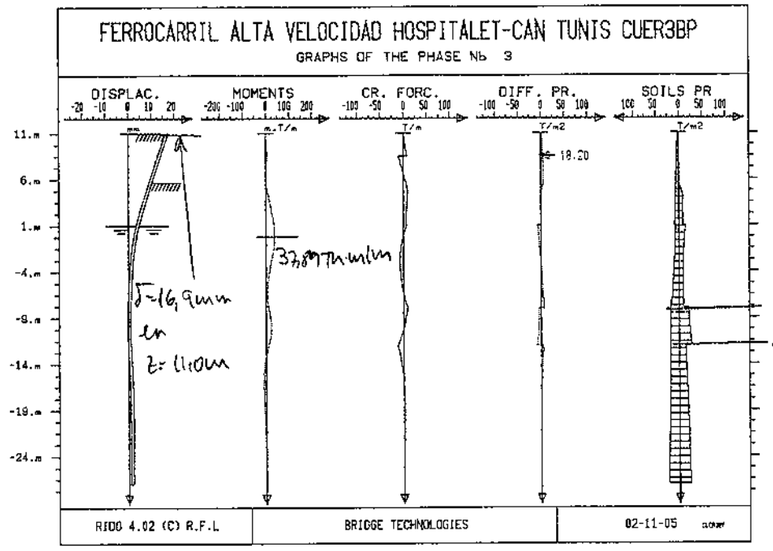
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:



Θ_p = 21,7% $\Theta_{pmáx}$

29,08 Tn/m²

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:

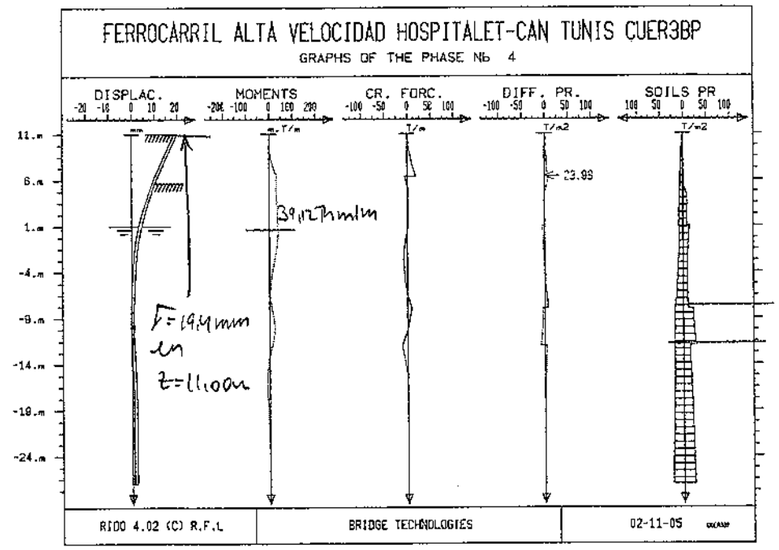


Θ_p = 23,7% $\Theta_{pmáx}$

21,27 Tn/m²

27,49 Tn/m²

PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:

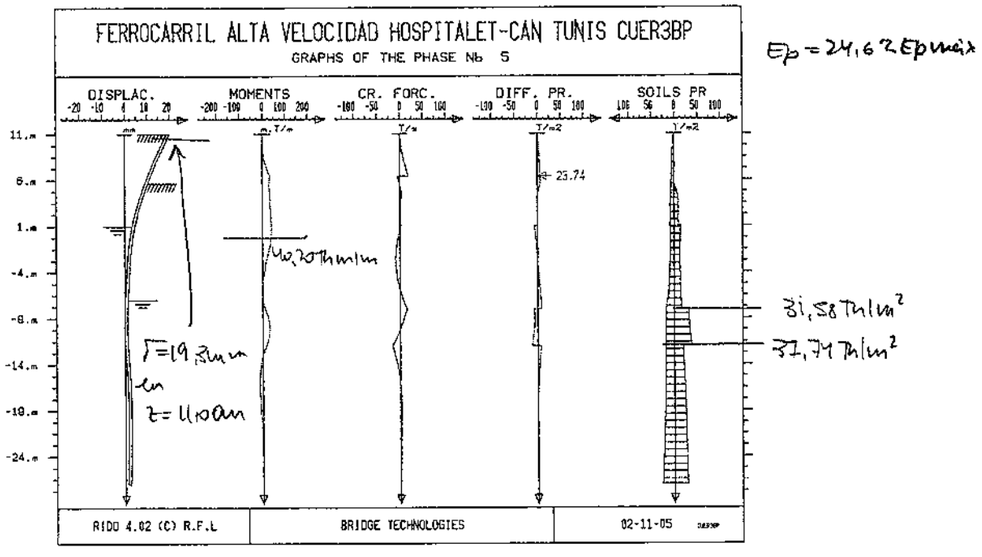


Θ_p = 23,5% $\Theta_{pmáx}$

21,28 Tn/m²

27,54 Tn/m²

ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



Ep = 24,62 Ep max

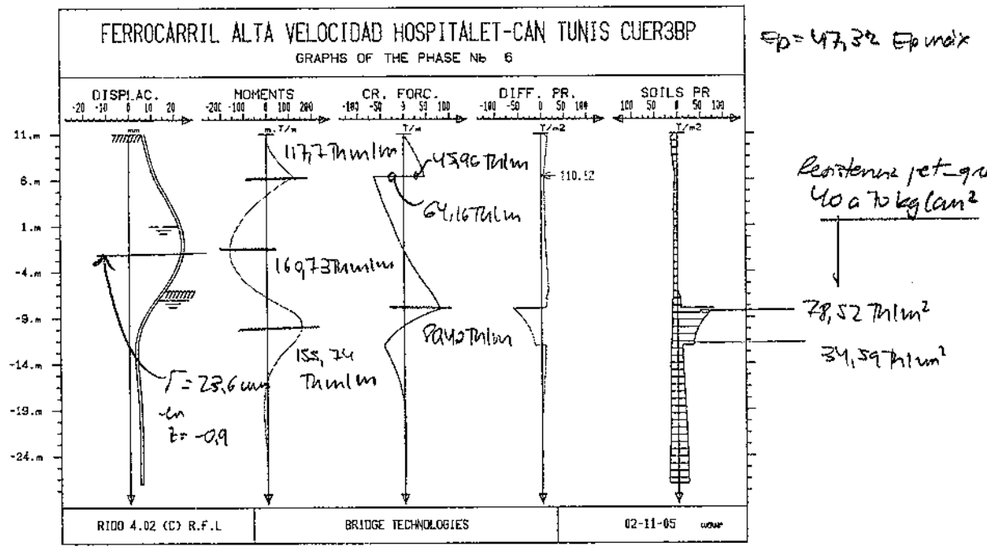
δ = 19,2 mm en z = 11,00 m

40,20 Tn/m/m

31,58 Tn/m²

37,74 Tn/m²

EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



Ep = 47,3% Ep max

117,7 Tn/m/m

45,96 Tn/m

64,16 Tn/m

169,73 Tn/m/m

155,24 Tn/m/m

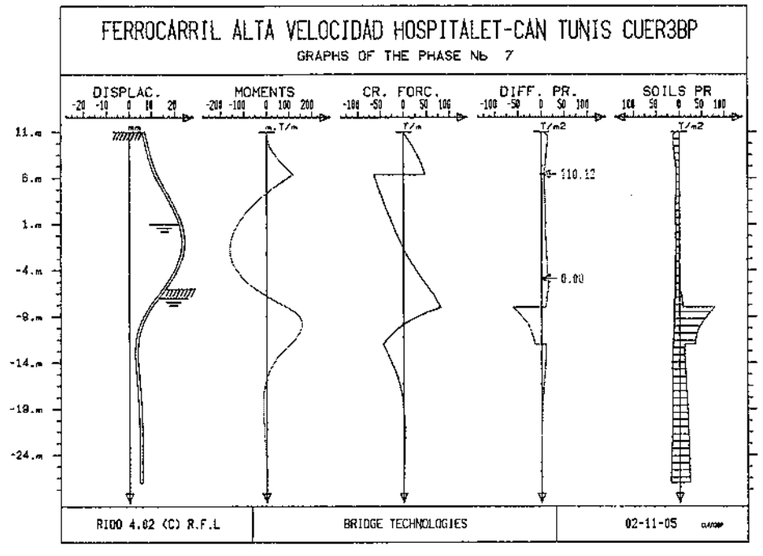
δ = 23,6 mm en z = -0,9

Resistencia jet-grouting 40 a 70 kg/cm²

78,52 Tn/m²

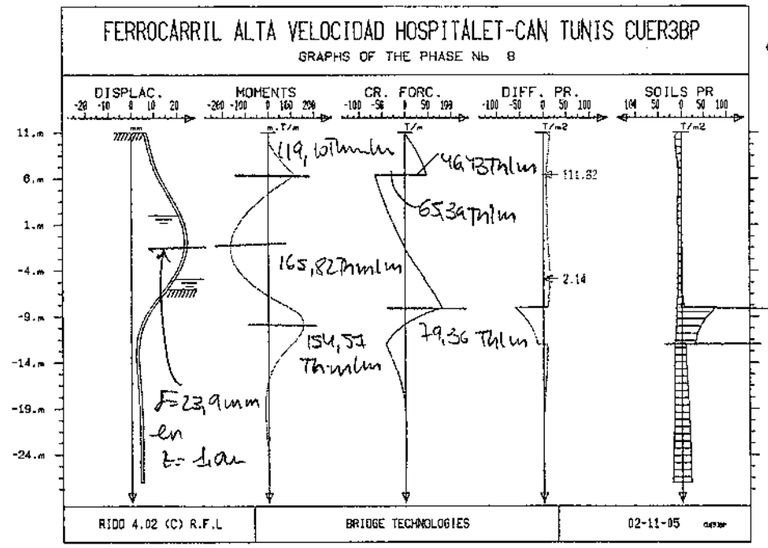
34,59 Tn/m²

EJECUCIÓN SOLERA:



Idem anterior

SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:



Ep = 45,0% Ep max

119,10 Tn/m/m

46,73 Tn/m

65,34 Tn/m

165,82 Tn/m/m

154,51 Tn/m/m

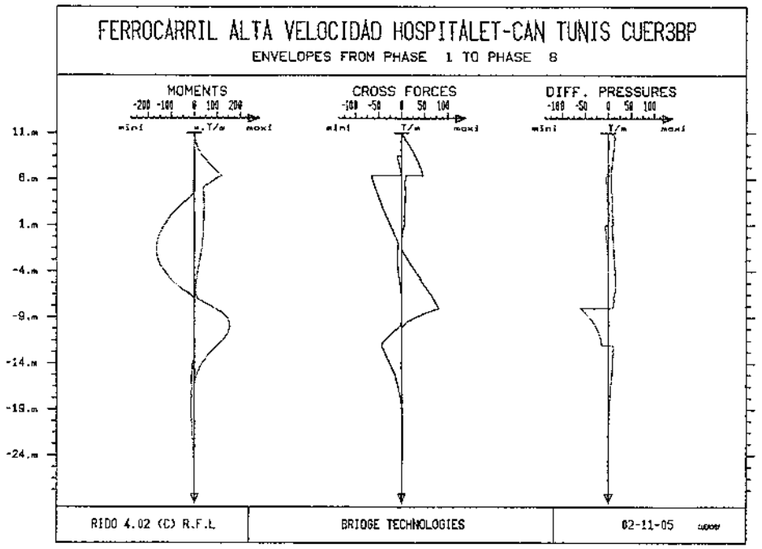
79,36 Tn/m

δ = 23,9 mm en z = 1,00 m

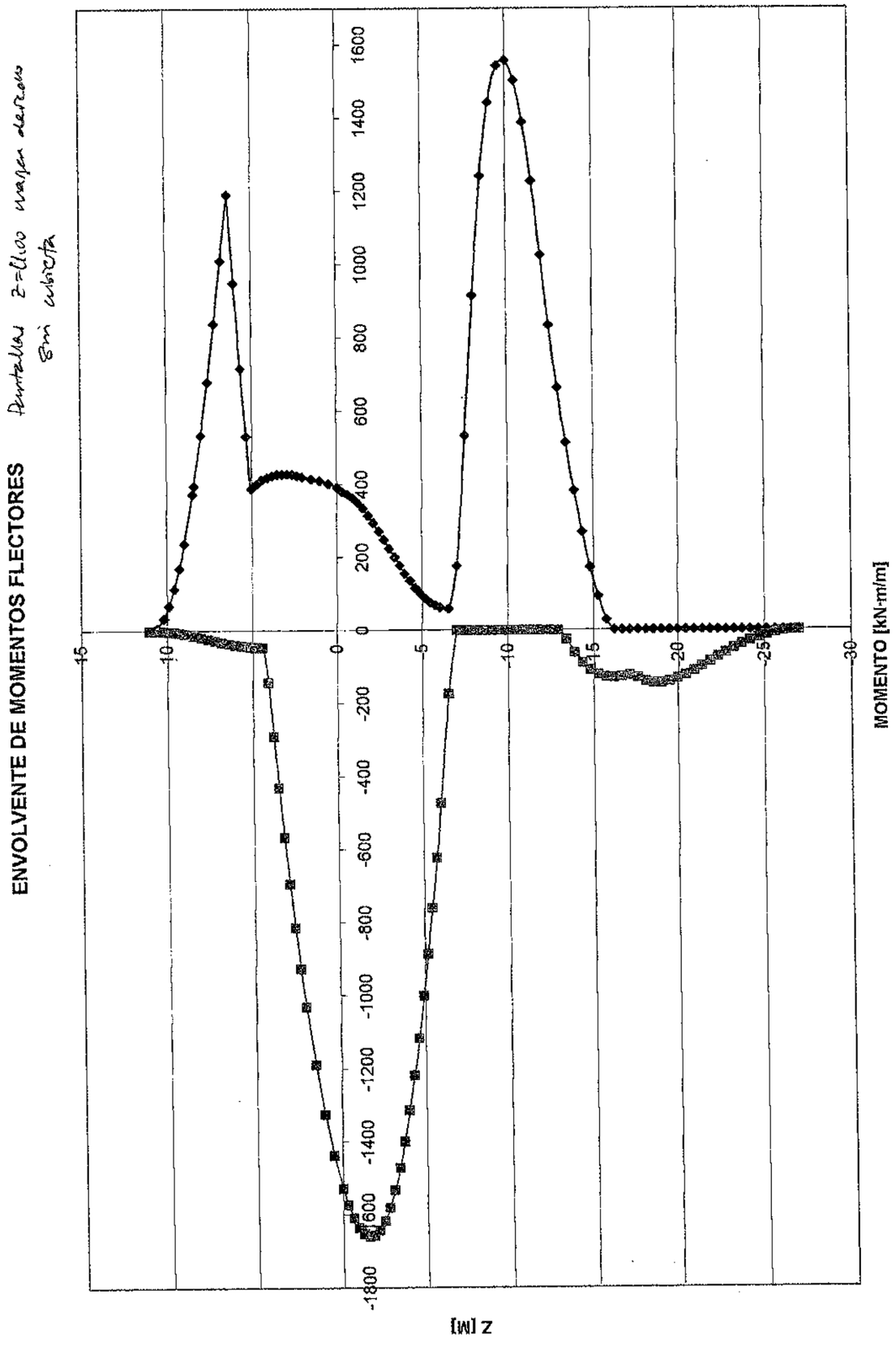
76,04 Tn/m²

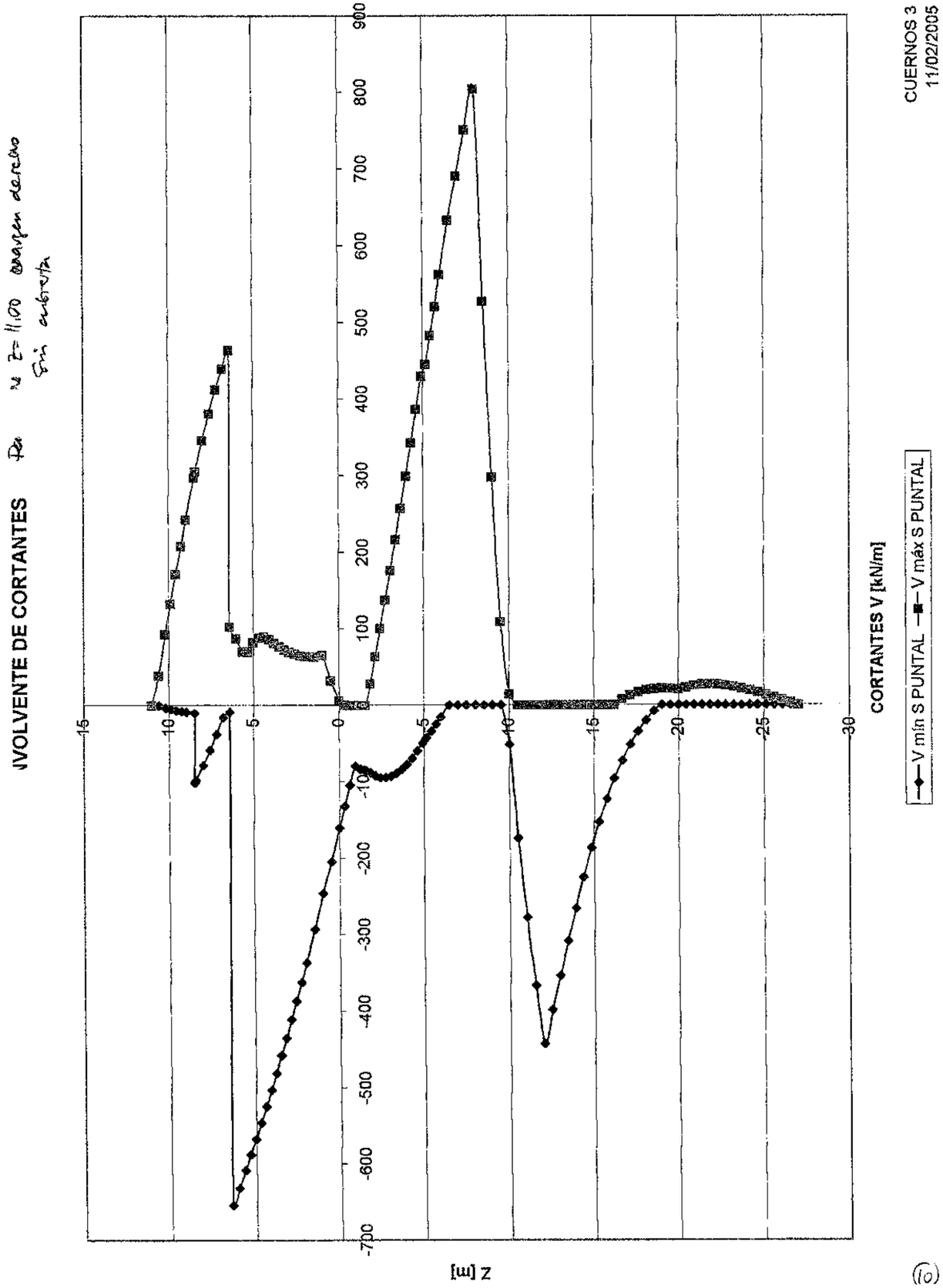
39,42 Tn/m²

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



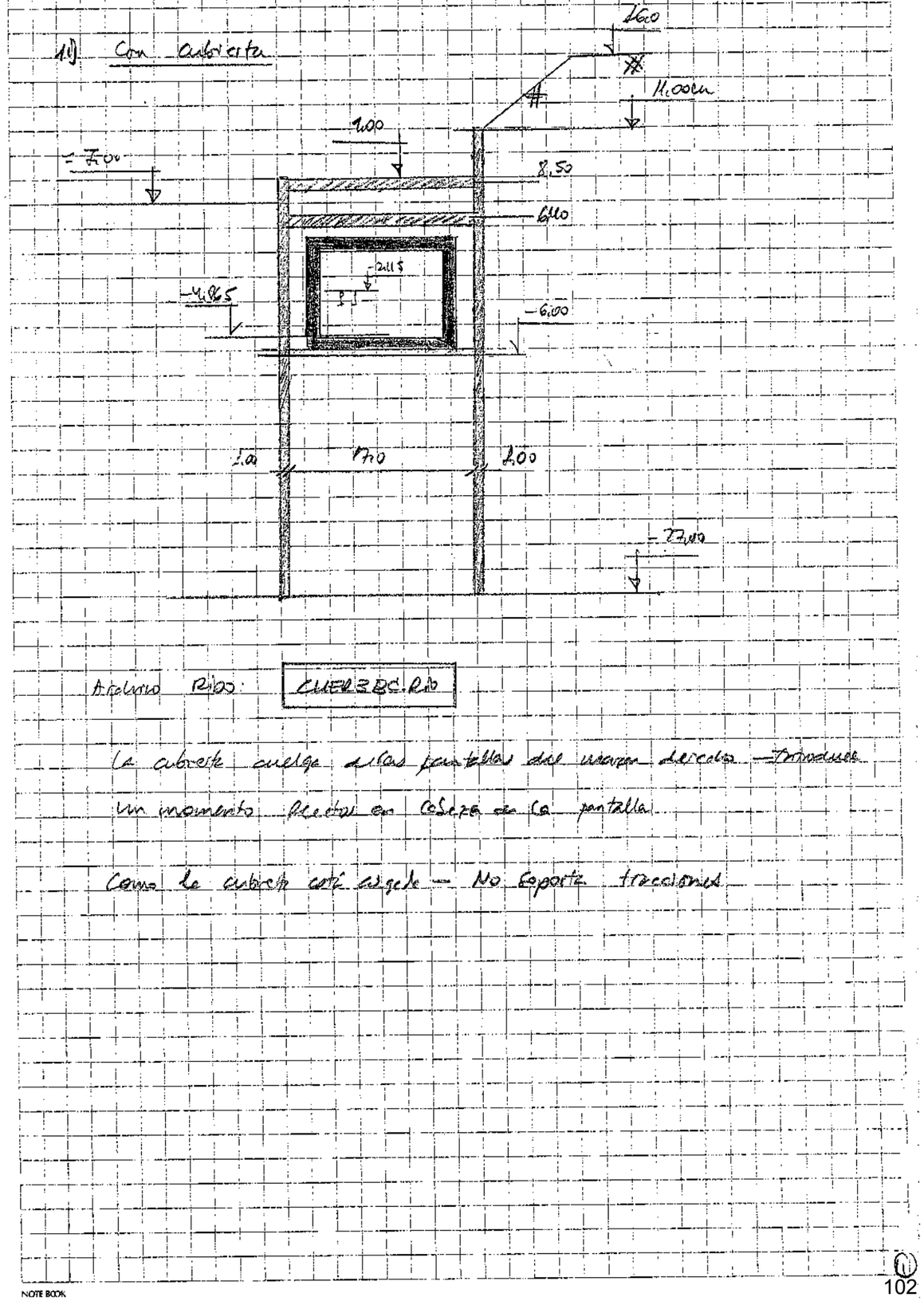


CUERNOS 3
11/02/2005

(10)

Con Tirantes 11-Feb-05

1.) Con cubierta



Archivo Rido: CUERZDC.Rib

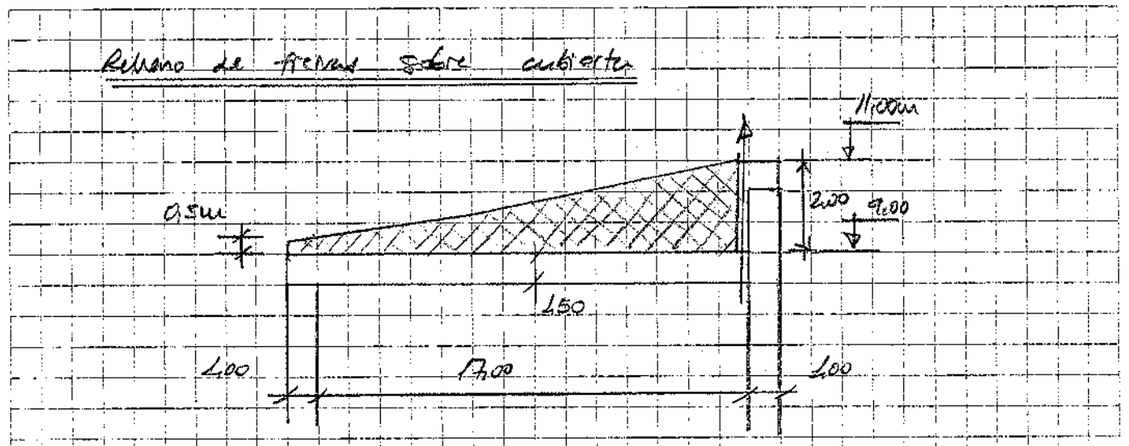
La cubierta cuelga de las pantallas del margen derecho. Produce un momento flector en cabeza de la pantalla.

Como la cubierta está rígida → No soporta tracciones

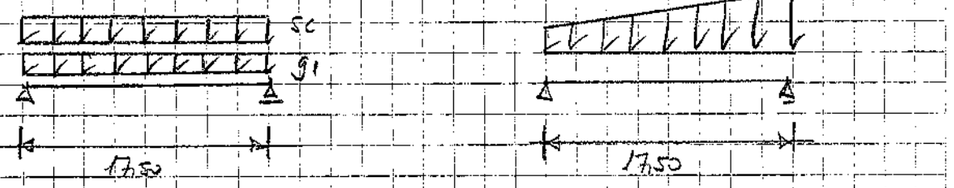
NOTE BOOK

Can Tunis 11-Feb-05

Relleno de tierras sobre cubierta



Reacciones cubierta



g_1: 450·25 = 37,5 kN/m Tierras

sc: 10 kN/m²

Cargas uniformemente repartidas

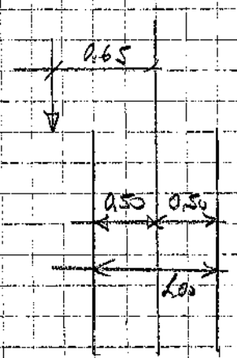
q_{k1} = 37,5 + 10 = 47,5 kN/m

q_{k2} = 40 kN/m

$V_{k1} = \frac{47,5 \cdot 17,5}{2} = 415,63$ kN/m

$V_{k2} = \frac{17,5}{8}(2 \cdot 40 + 40) = 262,5$ kN/m

$V_{Total} = 415,63 + 262,5 = 678,13$ kN/m



Momento en cabeza de la pantalla:

$m_k = V_{Total} \cdot e = 678,13 \cdot 0,65 = 440,8$ kN·m/m

$m_k = 44,1$ T·m/m

NOTE BOOK

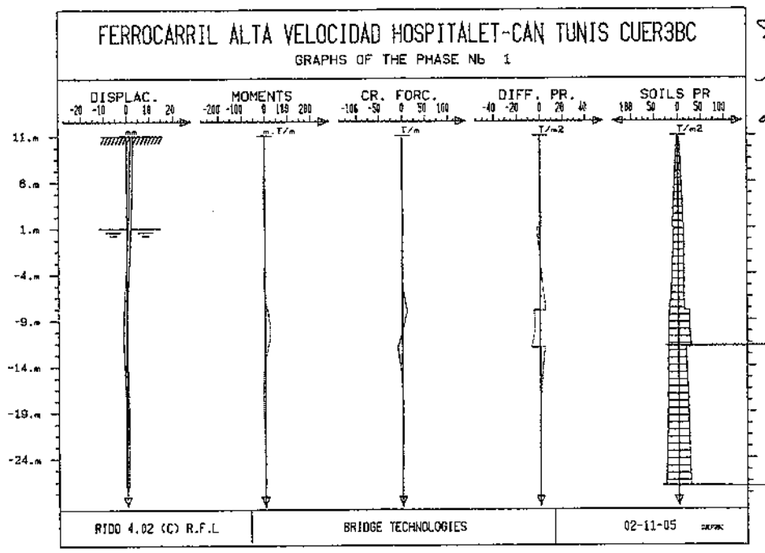
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER3BC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* EJECUCION DE CUBIERTA. PANTALLAS A LA COTA Z=11.0
11.0 ✓
-27.0 1.0^3*2.726E6/12 ✓
11.0 ✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000 ✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 0.0 8000.0 ← Jet-grouting
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 11.0 0.0 1.0 2.0 ✓
SUB(1,1) 11.0 1.0 2.0 4.0 ✓
SUB(1,1) 11.0 2.0 3.0 6.0 ✓
SUB(1,1) 11.0 3.0 4.0 8.0 ✓
SUB(1,1) 11.0 4.0 5.0 10.0 ✓
SUB(1,1) 11.0 5.0 35.0 11.0 ✓
CAL ✓
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 58700.0 ✓
EXC(2) 5.65 ✓
CAL ✓
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 114200.0 ✓
STR(0,1) ✓
CAL ✓
* ETAPA 4: EJECUCION CUBIERTA
STR(1) 8.5 1.0 0.0 0.0 428000.0 ✓ ← Puntal unidireccional, sólo comprueba!
CAL ✓
* ETAPA 5: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0 ✓
WAT(1) -7.0 8.0 ✓
WAT(1) -27.0 22.5 ✓
WAT(2) -7.0 0.0 ✓
WAT(2) -27.0 20.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 6: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0 ✓
CEM 15.8 0.0 44.1 ← Momento introducido por el empuje de la cubierta.
CAL                 le viene de fuera
* ETAPA 7: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 428000.0 ✓
CAL ✓
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
```

Corregido 44,0

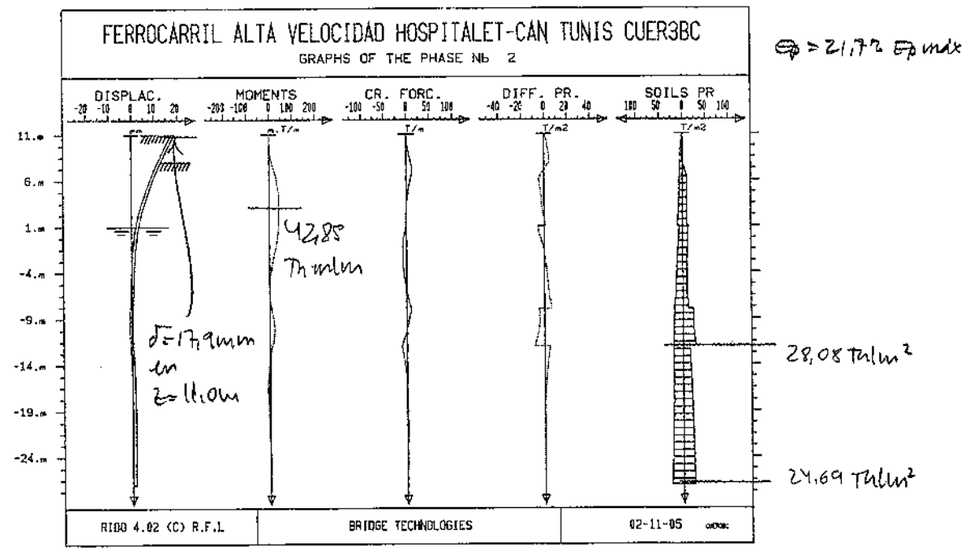
```
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO Y CUBIERTA APOYADA EN LA VIGA DE ATADO DE LAS PANTALLAS. PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 11.0m MARGEN DERECHO.
707+615

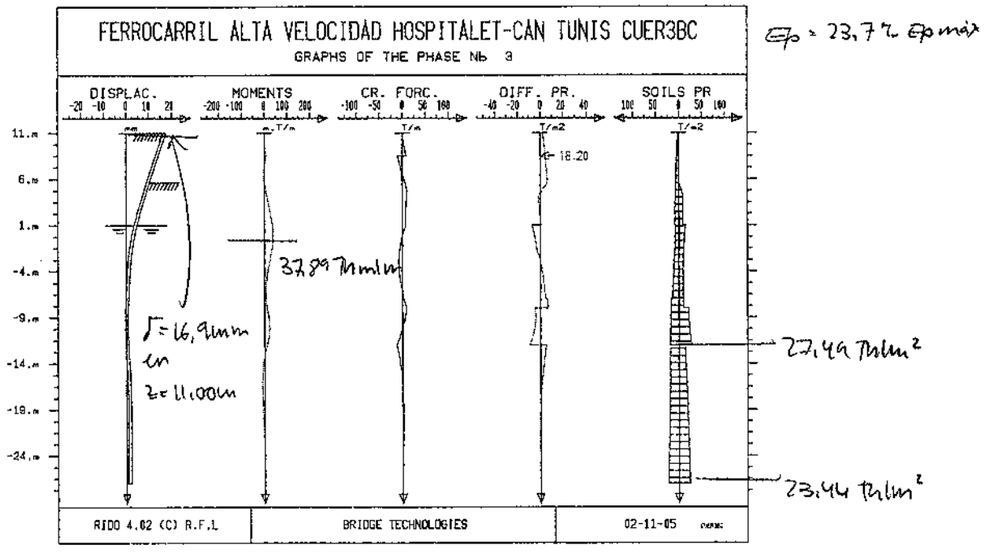
ESTADO PREVIO:



PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:

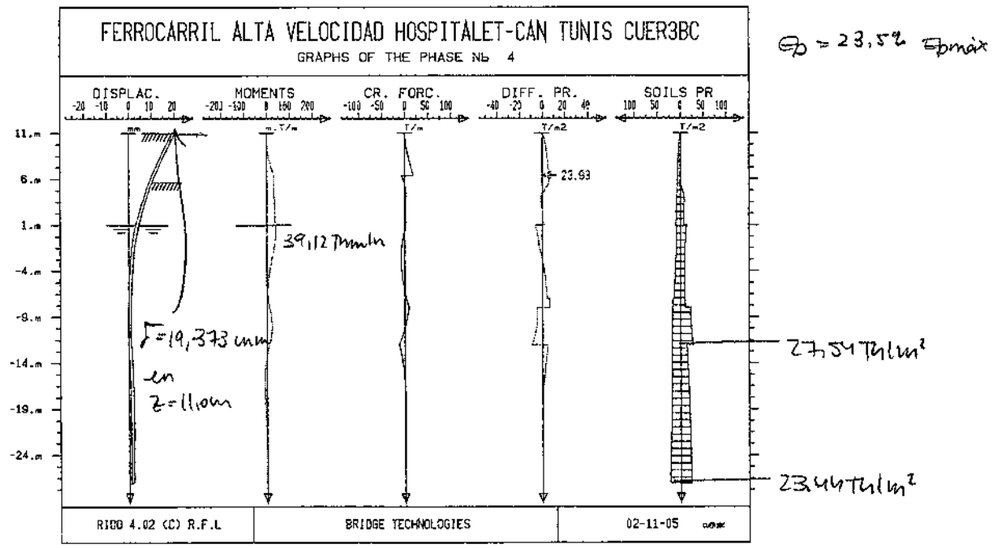


PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



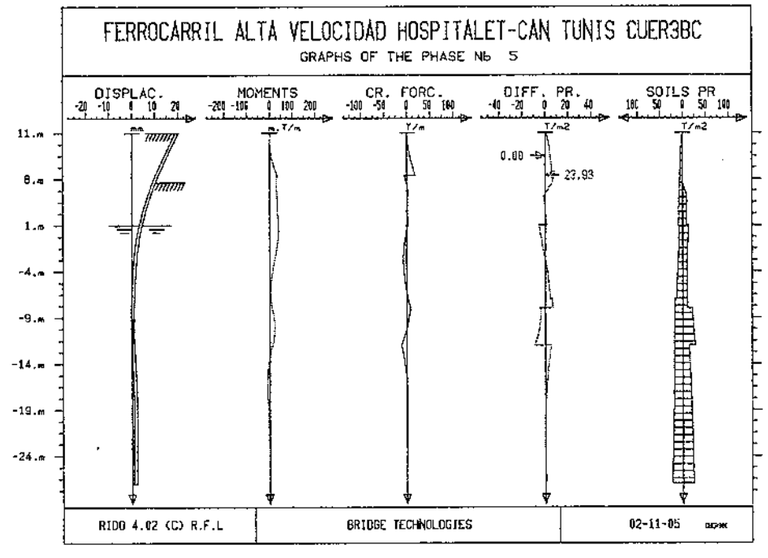
Ep = 23,7 % Epmax

PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



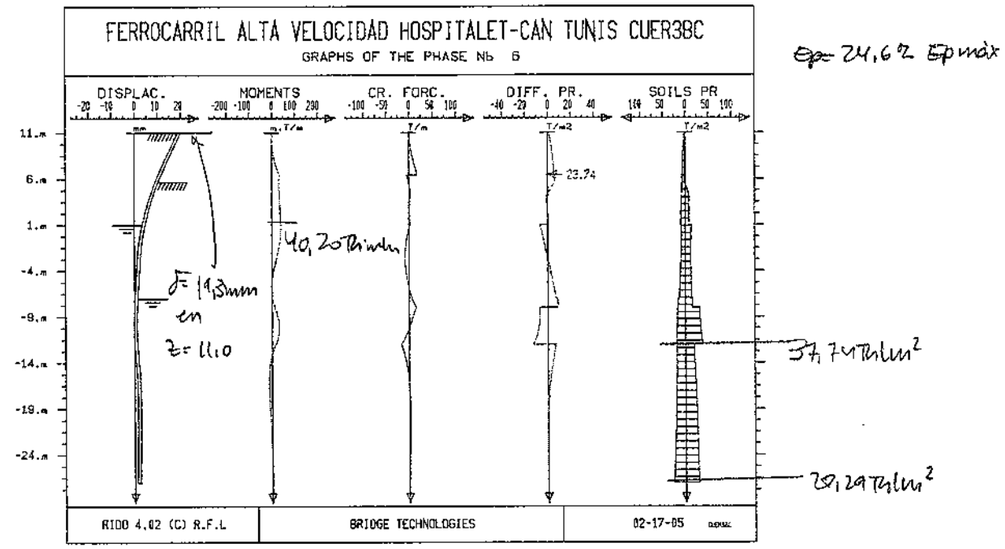
Ep = 23,5% Epmax

EJECUCIÓN DE CUBIERTA:



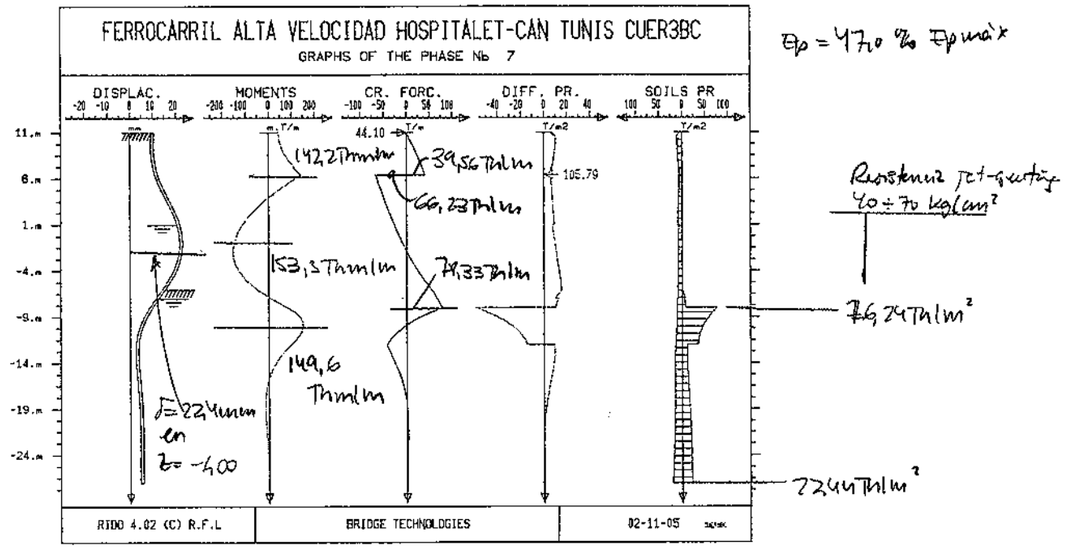
Idem anterior

ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



Ep= 24,6 % Epmax

EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



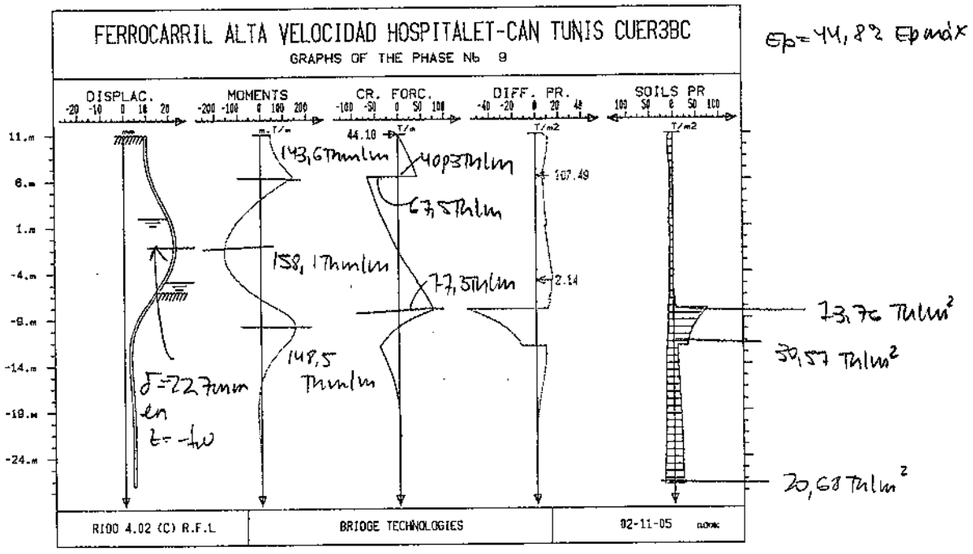
Ep = 47,0 % Epmáx

Resistencia jet-grouting 40÷70 kg/cm²

76,24 Tn/m²

72,44 Tn/m²

SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:



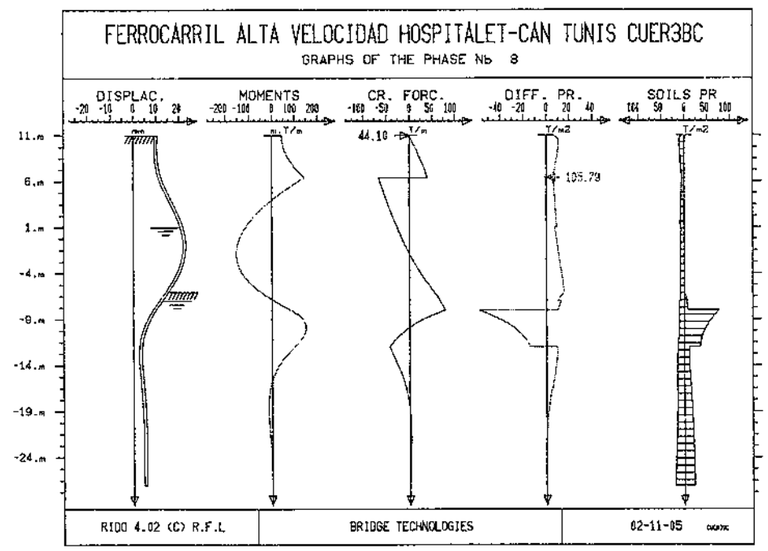
Ep=44,8% Epmáx

23,76 Tn/m²

30,57 Tn/m²

20,68 Tn/m²

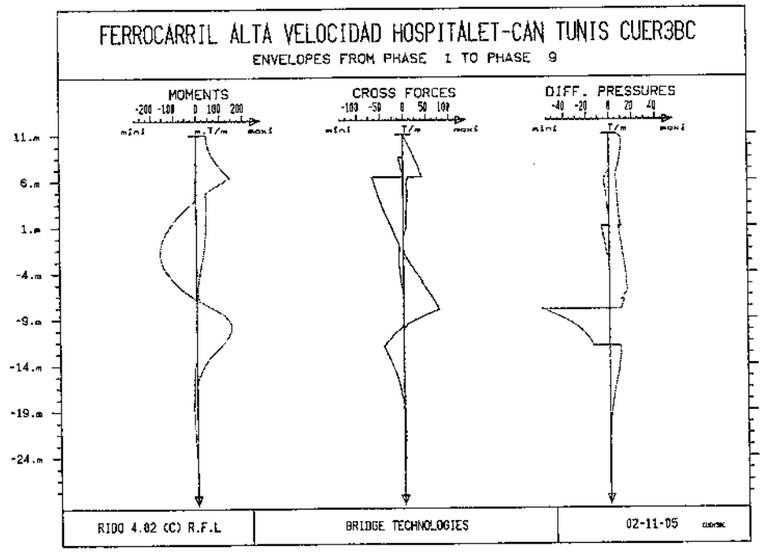
EJECUCIÓN SOLERA:



Ep= 42,0% Epmáx

Idem anterior

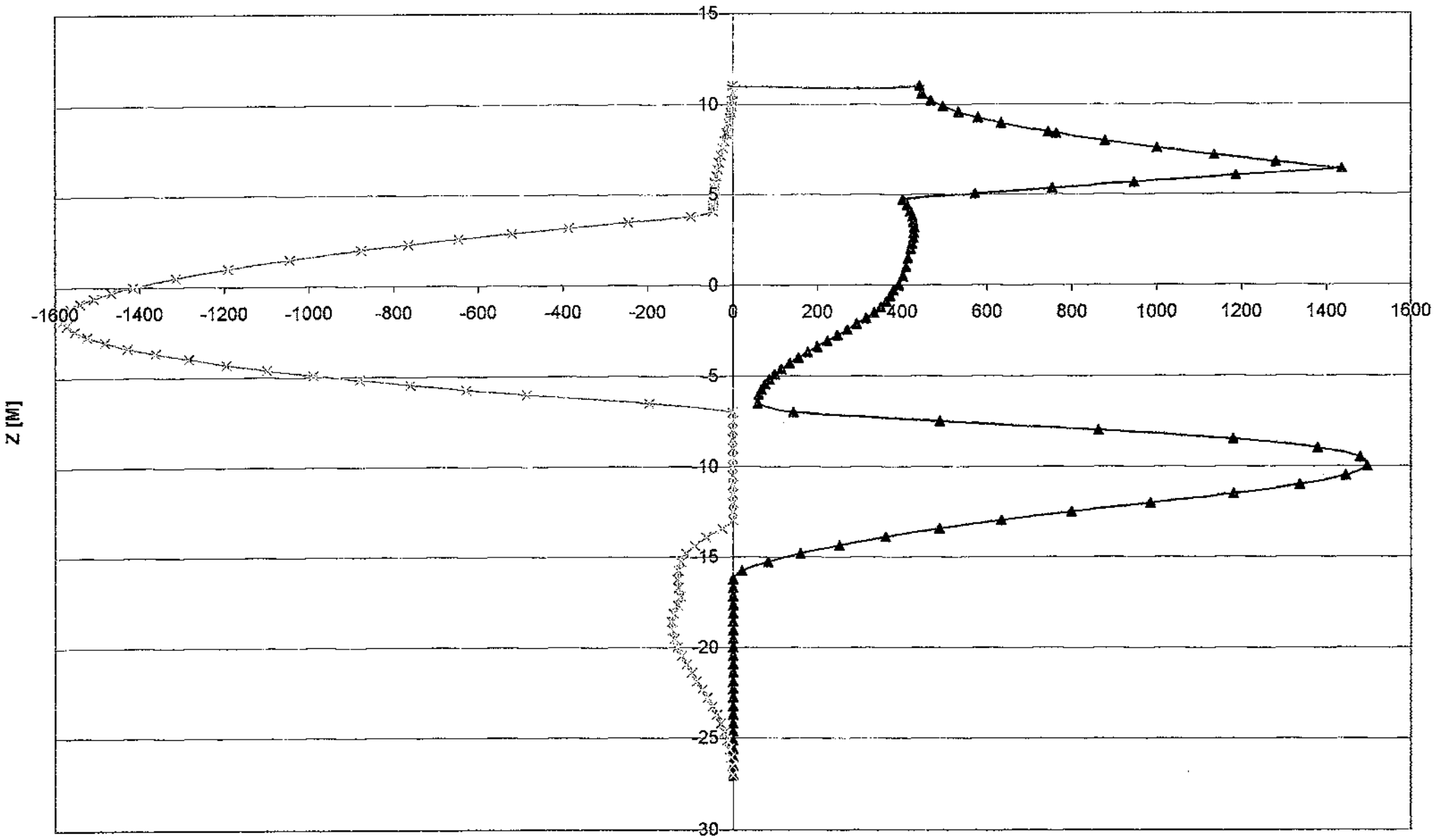
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAR)

ENV ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

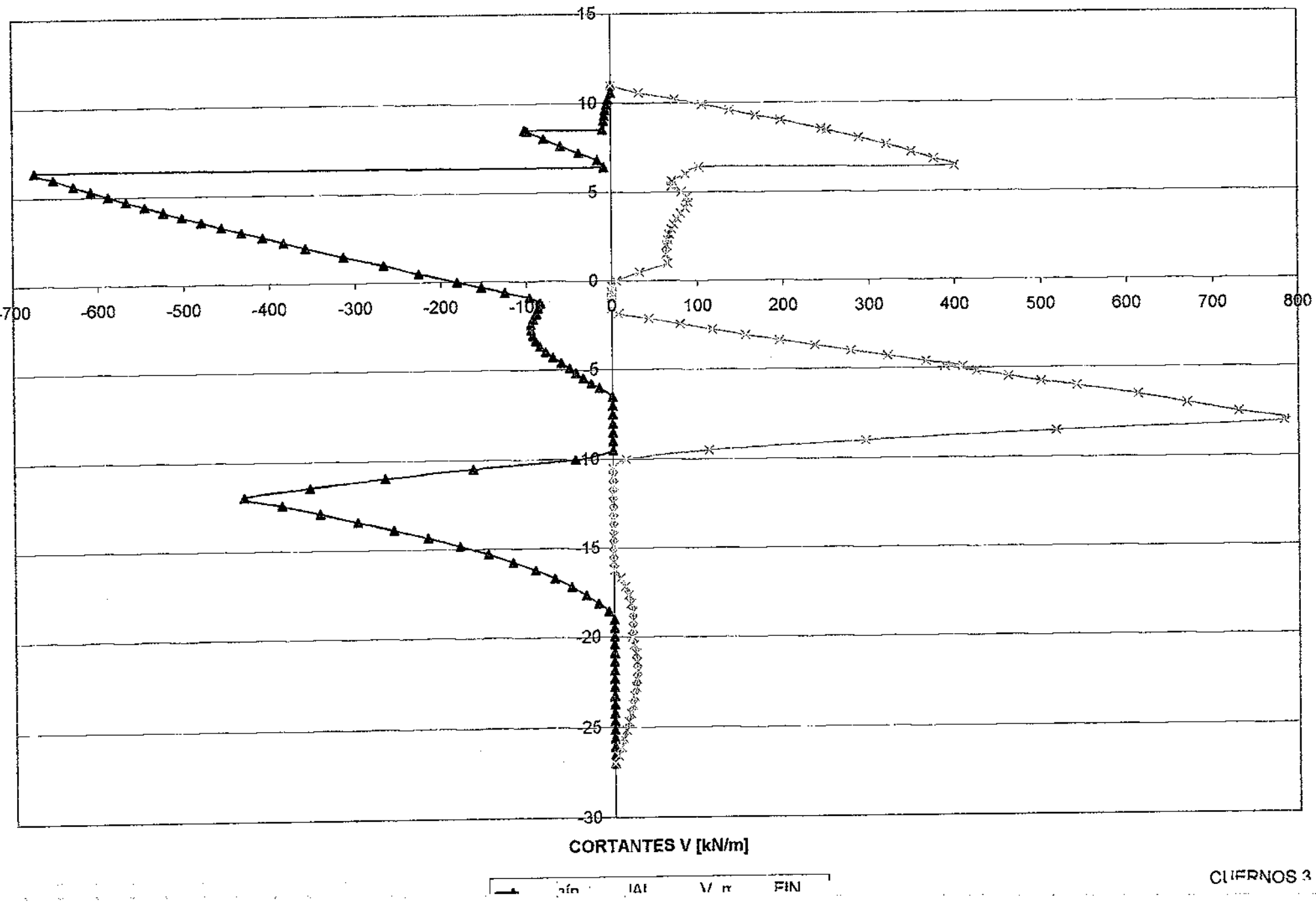
Pantallas margen derecha. Pantallas Z=-7m
Con cubierta



CUERNOS 3
11/02/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Pantallas Z=-11,00, margen derecho
Con cubierta



CUERNOS 3

RECÁLCULO POR CAMBIO EN LA RIGIDEZ DE LOS PUNTALES

(Deformabilidad de pantallas del margen izquierdo)

↳ se tiene en cuenta la rigidez del conjunto. Pantallas Z = 11,0m

Del lado seguro se consideran las unidades rígidas de los puntales que en el caso de las pantallas que coronan a la cota Z = 8.00m

i) → Puntal provisional Keq = 1670 Tn/m/m

ii) → Puntal definitivo Keq = 3670 Tn/m/m → Rigidez puntal por y adición agua

Keq = 4215 Tn/m/m → Excavación hasta CME

iii) → Contratirado — Idem pantallas margen derecho

↳ RECÁLCULO DE LAS PANTALLAS DEL MARGEN DERECHO

Archivo R100: CUER3BPM.R00

Los dos casos extremos considerados son

i) RIGIDECES INICIALMENTE CONSIDERADAS — CUER3BP.R00

ii) RIGIDECES RECALCULADAS — CUER3BPM.R00

Se anula la pantalla para la envolvente de esfuerzos de ambos

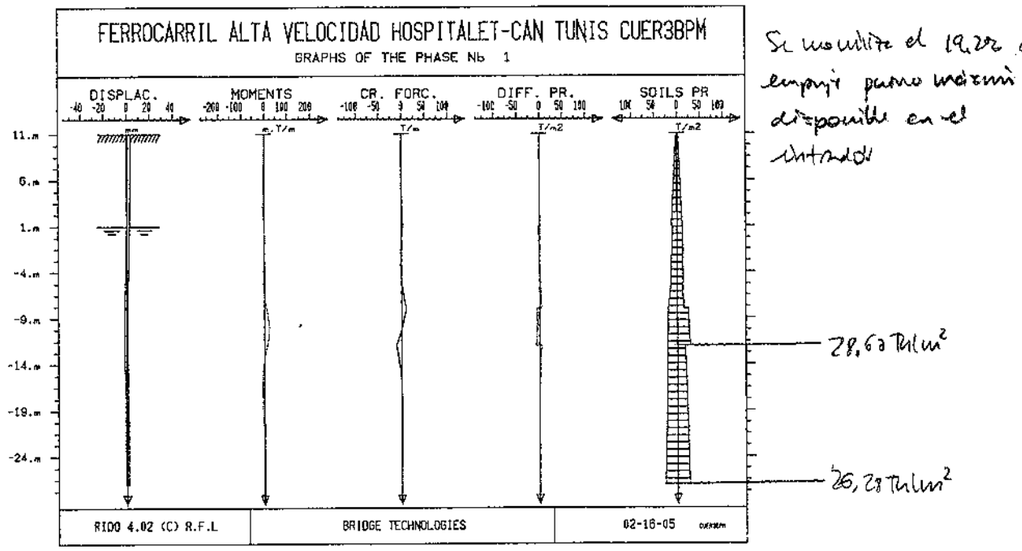
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER3BPM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PATALLAS QUE CORONAN A LA COTA 11.0
* RIGIDEZ DE PUNTALES MODIFICADA POR DEFORMABILIDAD DE LAS
* PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO → Recalculo tras dimensionamiento de pantalla
11.0✓                                  margen izquierdo
-27.0 1.0^3*2.726E6/12✓
11.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 (0.5) (28).0 0.33 0 2000 ✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0✓ ← Jet-grouting
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 11.0 0.0 1.0 2.0✓
SUB(1,1) 11.0 1.0 2.0 4.0✓
SUB(1,1) 11.0 2.0 3.0 6.0✓
SUB(1,1) 11.0 3.0 4.0 8.0✓
SUB(1,1) 11.0 4.0 5.0 10.0✓
SUB(1,1) 11.0 5.0 35.0 11.0✓
CAL✓
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 1670.0✓
EXC(2) 5.65✓                    Rigidez modificada
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 3670.0✓
STR(0,1)✓                       Rigidez modificada
CAL✓
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -27.0 22.5✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -27.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: EXCAVACION HASTA CME.
STI(2) 4215.0✓ ←———— Modificación rigidez puntales definitivos (comportam.
EXC(2) -6.0✓                    no lineal por plastificación del terreno)
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 480000.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
```

```
WAT(1) -7.0 9.0 ✓
WAT(1) -27.0 23.5 ✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5 ✓
WAT(2) -27.0 23.5 ✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

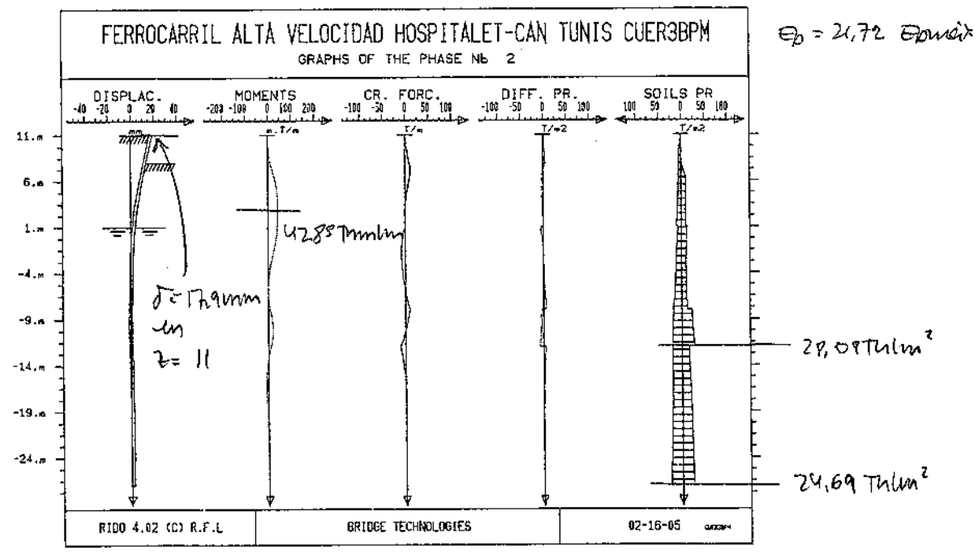
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615. RECÁLCULO POR CAMBIO RIGIDEZ PUNTALES. PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 11.0

ESTADO PREVIO:



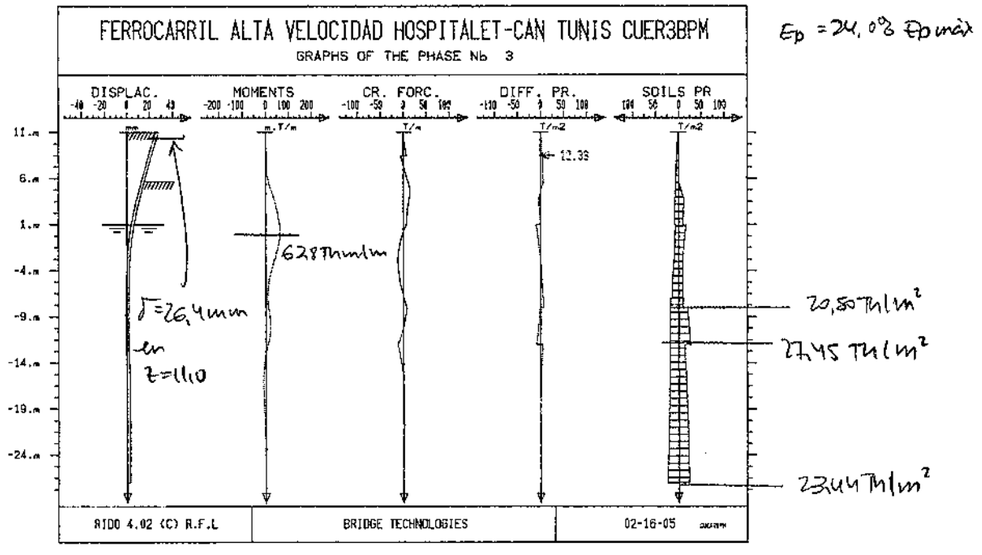
Se modifica el 19,22 c empuje pasivo máximo disponible en el intrados

PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:

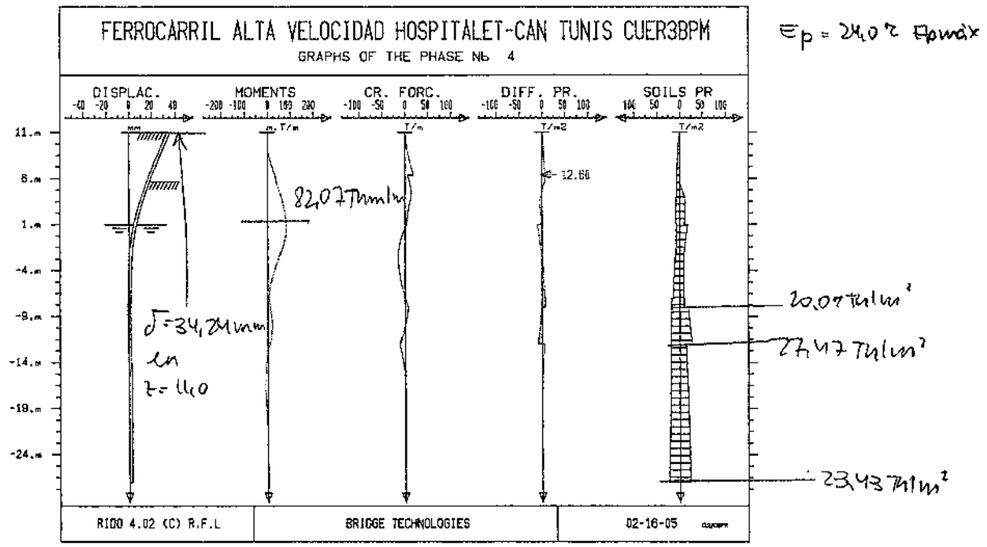


E_p = 21,72 Tn/m²

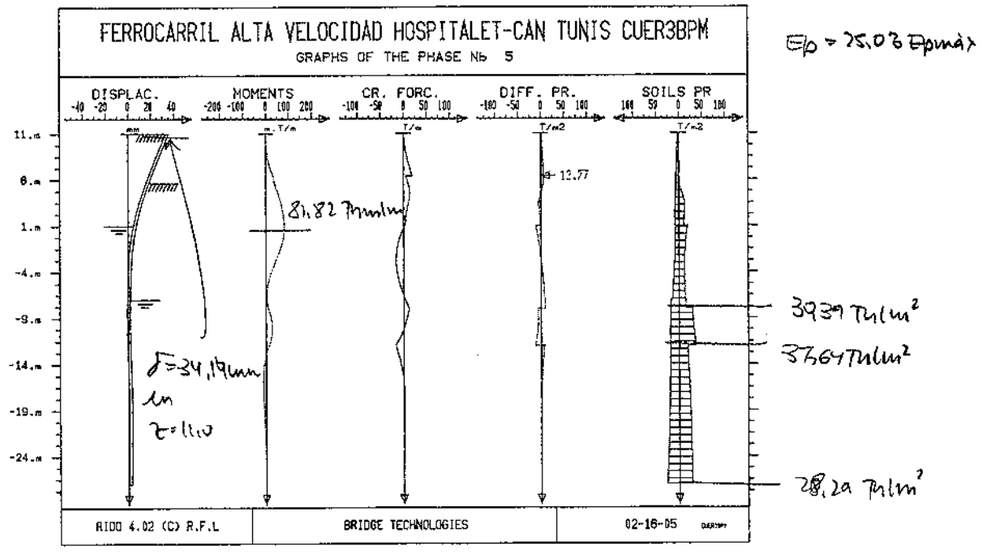
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



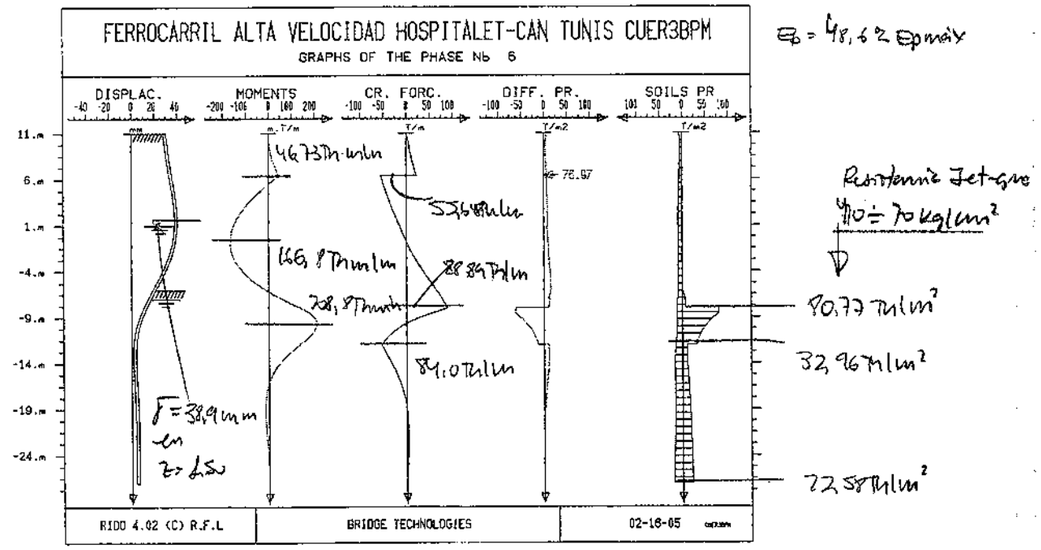
PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



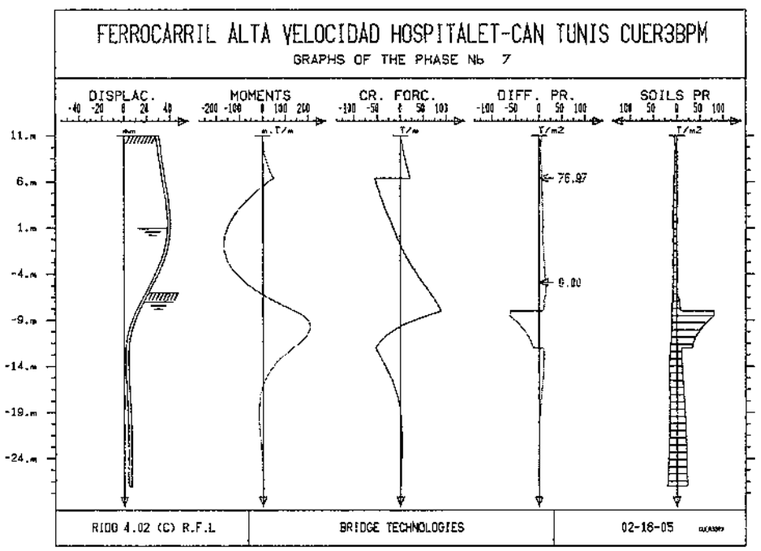
ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



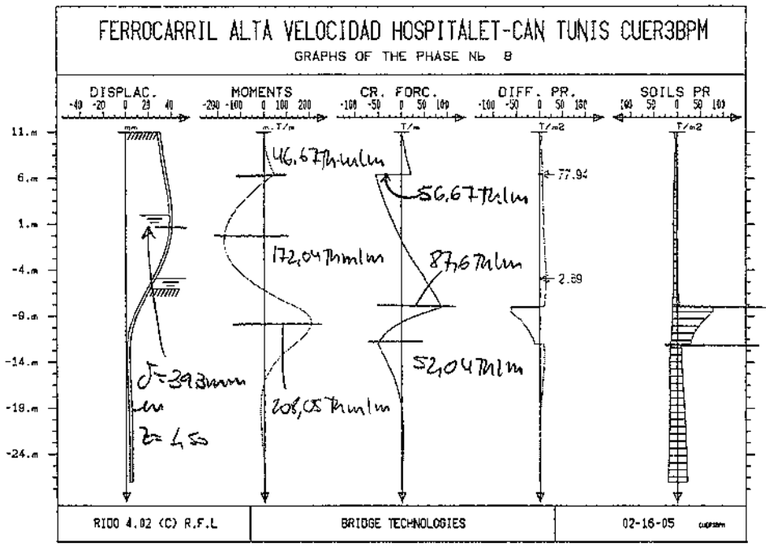
EJECUCIÓN SOLERA:



Ep= 48,6 % Epmáx

Idem anterior

SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:

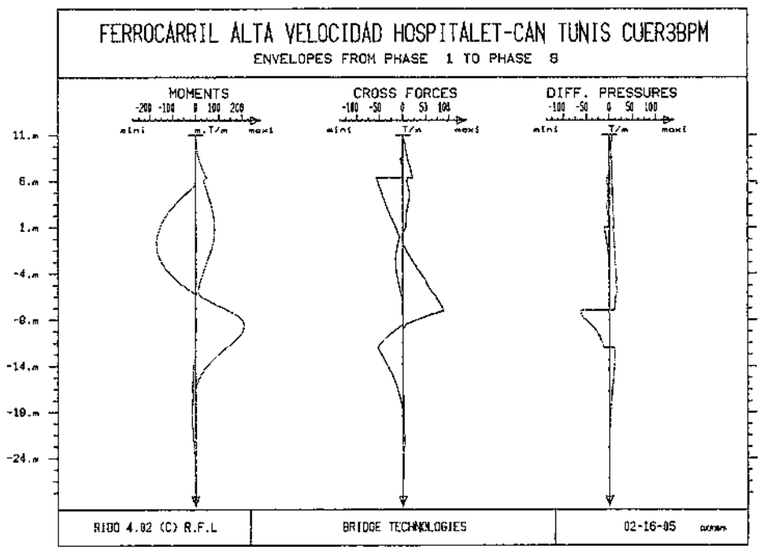


Ep = 46,4 % Epmáx

28,02 Tm/m²

29,77 Tm/m²

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

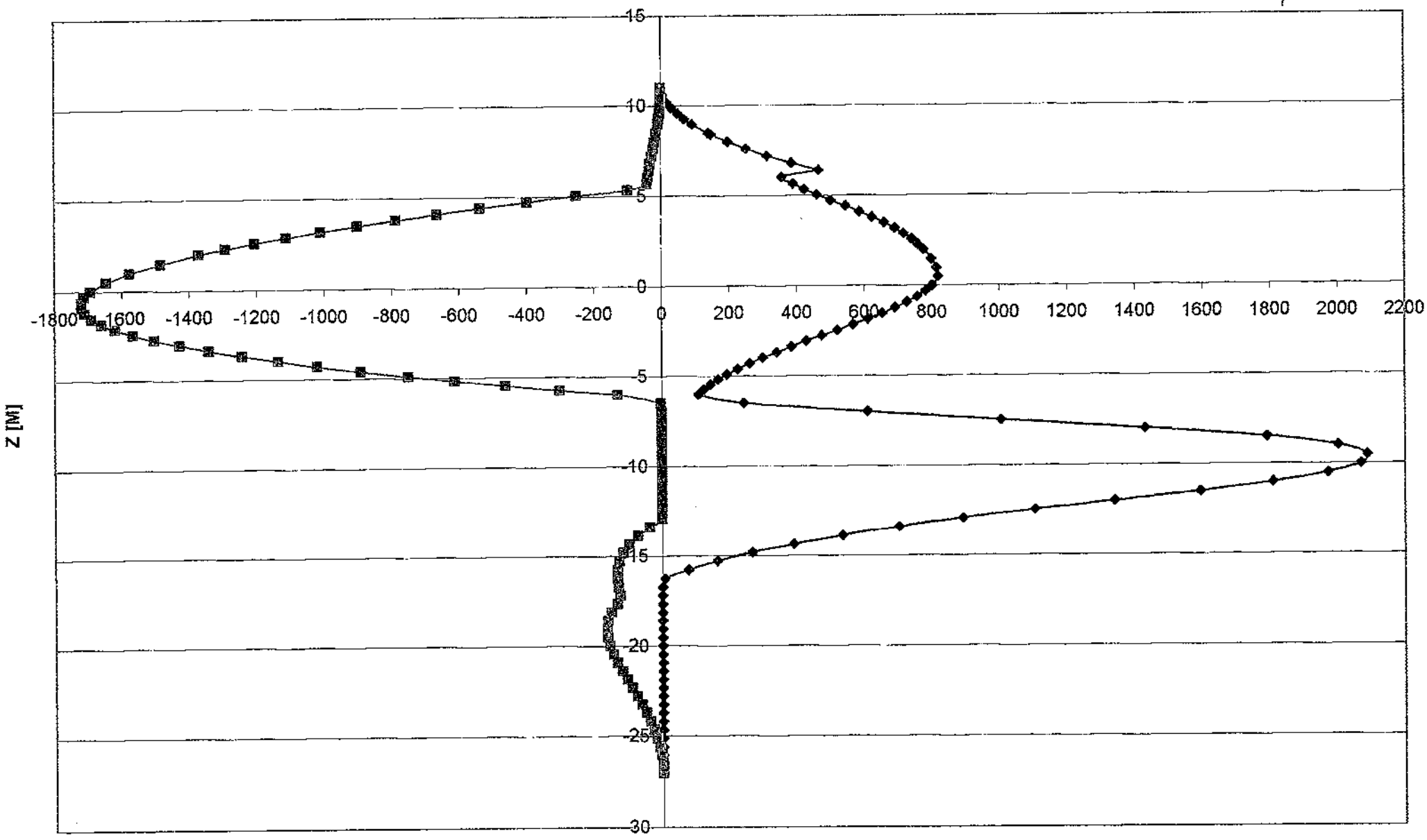


(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENV[illegible]ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Puntallas 7 = tubo vom

Recalculo con las nuevas rigideces de los puntales



CUERNOS 3
16/02/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Puntallas tubo vom

Recalculo con las nuevas rigideces de los puntales

CUERNOS 3

Can Tunis 16-Feb-05

Obs: El hecho de introducir el momento flector en la cubierta se traduce en un incremento del momento flector en el trasdós en las secciones donde está cubierto por el caso de tener las rigideces originalmente consideradas

Momento introducido por la cubierta $M_{max} = 59.5$ Tm/m

Archivo .dat CUER3BCM.DAT

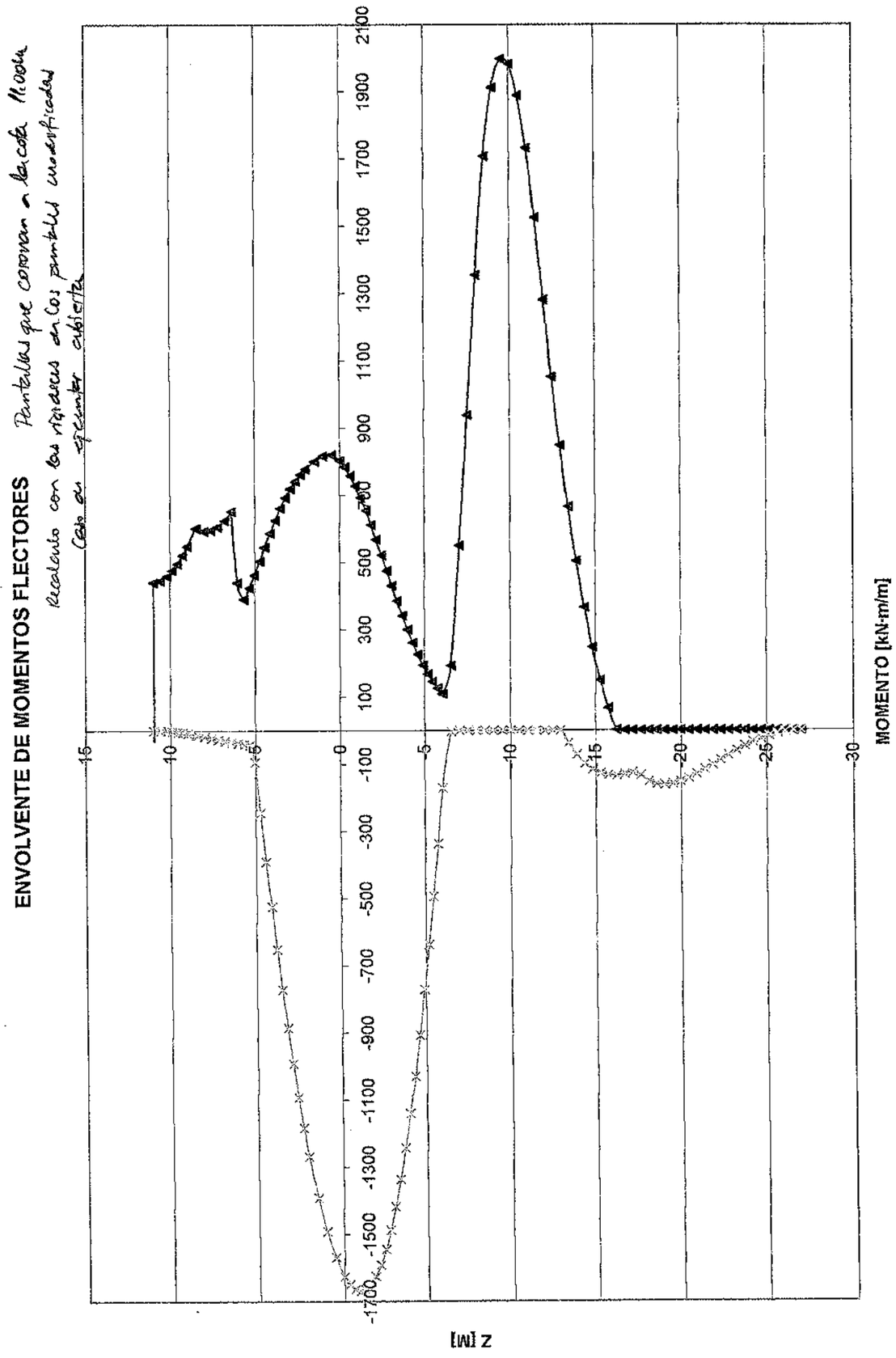
ver archivo de entrada de datos adjunto. (Eq- rigidez de la cubierta)

No es determinante! por eso es suficiente con un cálculo aproximado

Ver hojas excel adjuntas (y comparar con los momentos en el trasdós del calculo inicial con las rigideces de pantalla originalmente consideradas

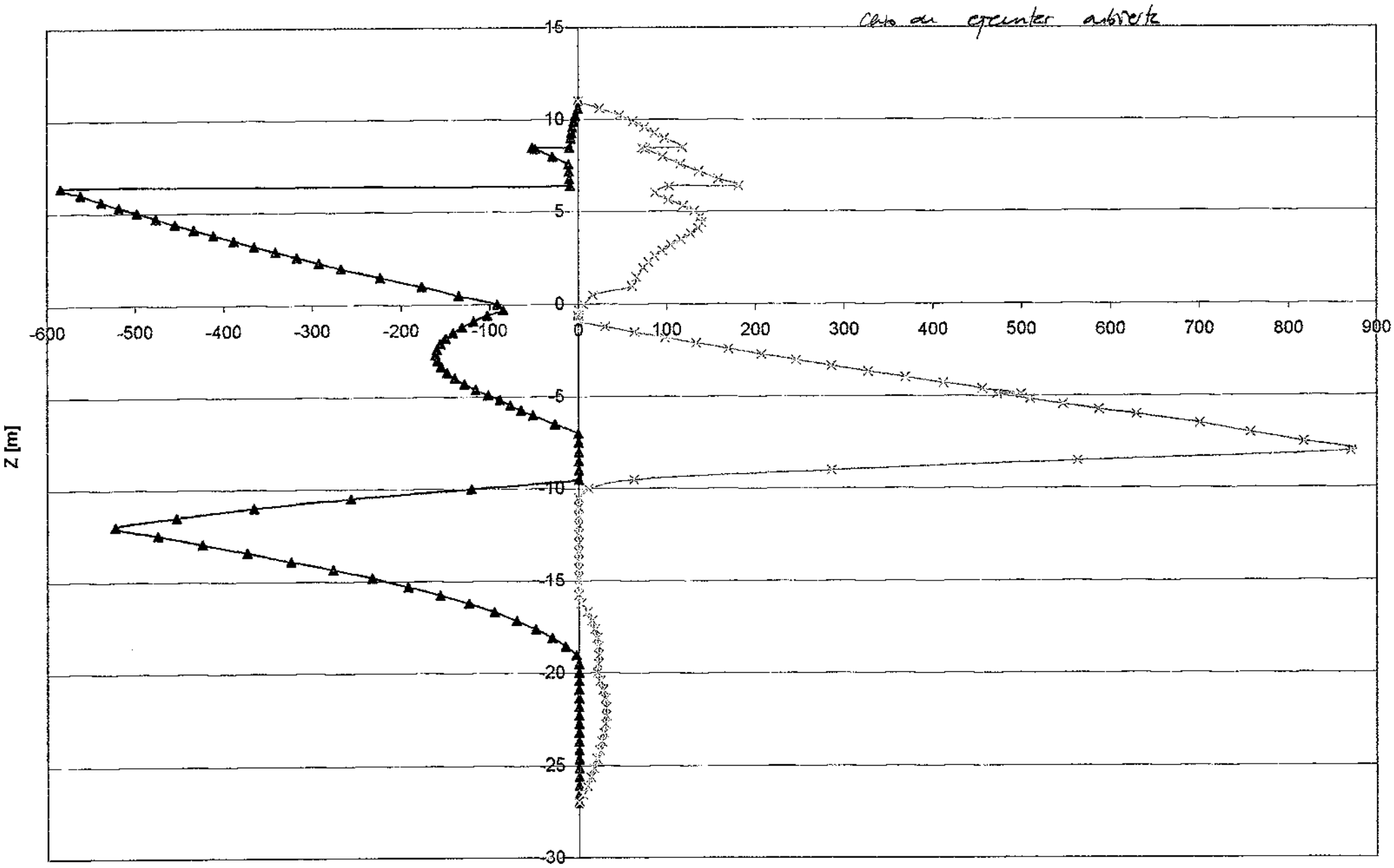

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER3BCM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* EJECUCION DE CUBIERTA. PANTALLAS A LA COTA Z=11.0
* RIGIDEZ PUNTALES MODIFICADA POR DEFORMABILIDAD DE PANTALLAS
* DEL MARGEN IZQUIERDO.  ← Recálculo tras dimensionamiento de las pantallas del margen izquierdo
11.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
11.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0 0.0 0.0 8000.0  ← Jet-grouting
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 11.0 0.0 1.0 2.0
SUB(1,1) 11.0 1.0 2.0 4.0
SUB(1,1) 11.0 2.0 3.0 6.0
SUB(1,1) 11.0 3.0 4.0 8.0
SUB(1,1) 11.0 4.0 5.0 10.0
SUB(1,1) 11.0 5.0 35.0 11.0
CAL
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 1670.0  ← Rigidez modificada
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 3670.0  ← Rigidez modificada
STR(0,1)
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION CUBIERTA
STR(1) 8.5 1.0 0.0 0.0 4215.0  ← Rigidez modificada, similar a la del puntal provisional, (está a la misma altura, c
CAL
* ETAPA 5: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION HASTA CME:
STI(2) 4215.0  ← Cambio en la rigidez, comportamiento no lineal por plastificación del terreno
EXC(2) -6.0
CFM 11.0 0.0 44.1  ← Momento introducido por el cierre de la cubierta dentro las vigas de atado
CAL
* ETAPA 7: EJECUCION DE LA SOLERA
```

```
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 428000.0✓
CAL✓
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.0 23.5✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5✓
WAT(2) -27.0 23.5✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```



ENVOLVENTE DE CORTANTES

Pb las que coronan a la cota 11,00
Recalcular con las rigideces de los puntales
Caso de excavar abierta



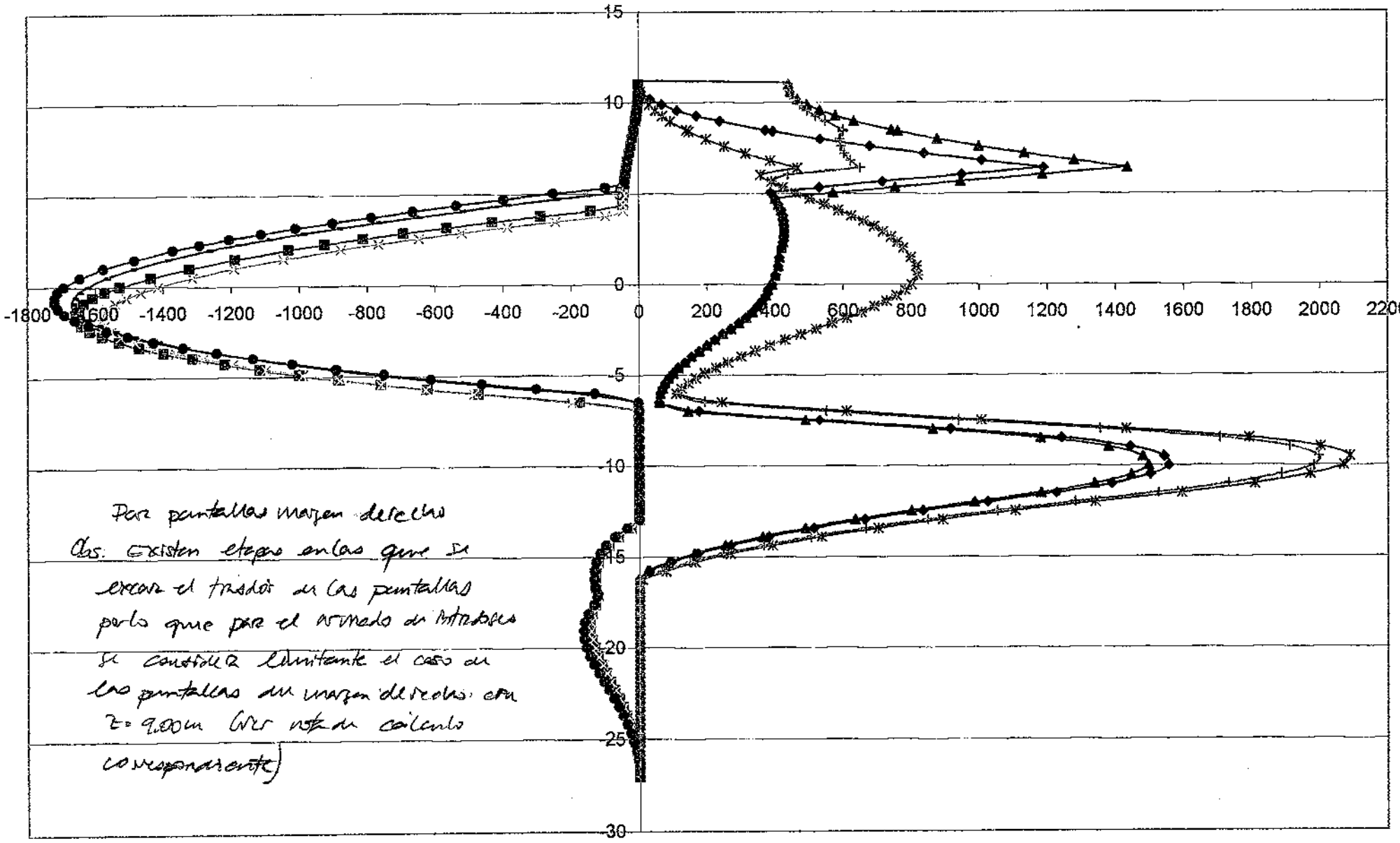
CORTANTES V [kN/m]

—▲— V mín S FINAL —×— V máx S FINAL

CUERNOS 3
16/02/2005

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Pantallas margen derecho z=11,0m
RECAL — Recalculo tras el cambio de rigidez de los puntales

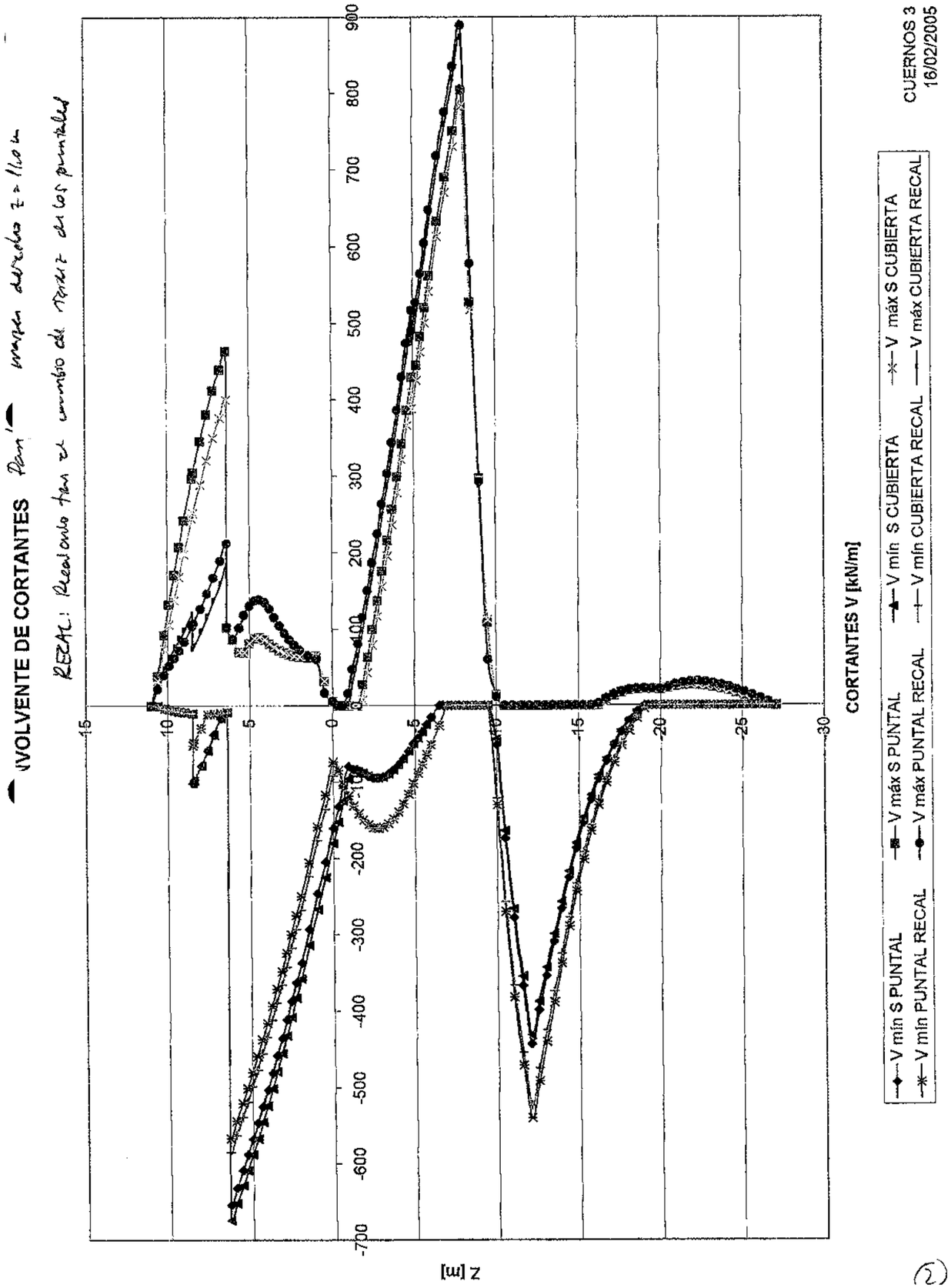


Para pantallas margen derecho
Obs: Existen etapas en las que se excava el trasdós de las pantallas por lo que para el armado de trabajos se controla únicamente el caso de las pantallas de margen derecho con z= 9,00m (Ver nota de cálculo correspondiente)

MOMENTO [kN·m/m]

—◆— M máx PUNTAL —■— M mín PUNTAL —▲— M máx CUBIERTA —×— M mín CUBIERTA
M mín PUNTAL RECAL —●— M mín PUNTAL RECAL M máx CUBIERTA RECAL —— M mín CUBIERTA RECAL

CUERNOS 3



(2)

an Tunnel 11-Feb-05

NOTAS DE ARMADO

1) FLEXIÓN

1a) INTRADÓS

· Pico de Momento $m_z = 1660$ KN·m/m

$m_d = 2490$ KN·m/m

$A_s = 82,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

En 5,0m $A_s = 406,55 \text{ cm}^2$ → 30Φ32 + 70Φ32 (6+4)Φ32 pmL

$A_{s\,disp} = 80,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ $m_{RM} = 2540,63$ KN·m/m (CSA = 202)

$x = 0,36d$ ← Fallo dúctil

· Momento último con 30Φ32 (6Φ32 pmL)

$A_s = 48,252 \text{ cm}^2/\text{m}$, $m_R = 1627,95$ KN·m/m

$m_{RMK} = 1085,3$ KN·m/m

Se tiene $m_R \leq 1085$ KN·m/m para $z \leq -4,0$ y $z \geq 2,00$m

los Φ32 deben llegar hasta

$z = -4,0 - \frac{1,50}{\phi 6} - \frac{2,0}{\phi} - \frac{0,5}{\epsilon} = -7,0$m

$z = 2,00 + 1,50 + 2,00 + 0,50 = 5,00$m

· Momento último con 6Φ25 pmL

$A_s = 29,454 \text{ cm}^2/\text{m}$, $m_R = 1081$ KN·m/m; $m_{RMK} = 721$ KN·m/m

En fase $m_R \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -6,00$m los Φ32 deben llegar

hasta $z = -6,00 - 1,50 - 0,5 - 2,00 = -9,00$m (Cuno mínimo)

Se tiene $m_R \leq 720$ para $z \geq 3,00$m los Φ32 deben llegar hasta

$z = 3,00 + 1,50 + 2,00 + 0,50 = 6,00$m

(2)

NOTE BOOK

Ib) TRASDOS

- Pico de momentos $m_k = 2089$ KN·m/m
  $m_d = 3132$ KN·m/m

$A_s \geq 107,53$ cm²/m

En 50cm $A_s = 537,65$ cm² ← 6T Ø32 → se disponen 7 Ø32

$A_s = 112,59$ cm²/m

$m_{um} = 3217,4$ KN·m/m (CSA = 1,03 ← OK)

$X = 0,52d$ ← Falla por el hormigón con $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ Falla poco dúctil

- 2º pico de momentos $m_k = 1435,5$ KN·m/m
  $m_d = 2153,25$ KN·m/m

$A_s \geq 68,93$ cm²/m

En 50cm en botella $A_s \geq 344,65$ cm² ← 30 Ø25 + 25 Ø32

$A_{s\,disp}$ = 6 Ø25 + 5 Ø32 $A_{s\,disp} = 69,664$ cm²/m

$m_{um} = 2250,83$ KN·m/m (CSA = 1,045)

- Momento último con 6 Ø25 pral

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_{um} = 1081,9$ KN·m/m, $m_{u,k} = 721,3$ KN·m/m

Se tiene $m_k \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -13,50$m con Ø32 asbm ligar hasta $z = -13,5 - 1,5 - 1,0 - 0,5 = -16,50$m

Se tiene $m_k \leq 720$ KN·m/m para $z \geq -7,00$m con Ø32 asbm ligar hasta $z = -7,00 + 1,5 + 1,00 + 0,50 = -4,00$m

Se tiene $m_k \leq 720$ KN·m/m para $z \geq 9,00$m con Ø32 asbm ligar hasta $z = 9 + 1,50 + 1,00 = 11,50$

Recordar anclaje en patilla $l_b = 0,7 \cdot 1,50 = 1,05$

1r Ø32 asbm ligar hasta $z = 11,00$m (OK)

Se tiene $m_k \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -1,50$m con Ø32 asbm ligar hasta $z = -1,50 - 1,50 - 1,00 - 0,50 = -4,50$m

- Momento último con (6+6) Ø32 pral

$A_s = 96,50$ cm²/m, $m_{um} = 2945,19$ KN·m/m, $m_{u,k} = 1963,5$ KN·m/m

Se tiene $m_k \leq 1960$ KN·m/m para $z \geq -8,50$m con Ø32 asbm ligar hasta $z = -8,50 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = -5,50$m

Se tiene $m_k \leq 1960$ KN·m/m para $z \leq -11,00$m con Ø32 asbm ligar hasta $z = -11,0 - 1,50 - 1,0 - 0,50 = -14,00$m

- Momento último con 6 Ø25

$A_s = 48,752$ cm²/m $m_{um} = 1711,87$ KN·m/m; $m_{u,k} = 1141,2$ KN·m/m

Se tiene $m_k \leq 1140$ KN·m/m para $z \leq -12,50$m, los Ø32 asbm ligar hasta $z = -12,5 - 1,5 - 1,00 - 0,5 = -15,50$

Se tiene $m_k \leq 1140$ KN·m/m para $z \geq -7,50$m con Ø32 asbm ligar hasta $z = -7,0 + 1,50 + 1,00 + 0,5 = -4,00$m

II) CORTANTES

- Pico de cortante V_k = 889 KN/m (en el eje del apoyo, del lado seguro)

V_d = 1333,5 KN/m

A_s = 6 Φ25 como mínimo (A_s = 29,454 cm²/m)

A_d = 35,604 cm²/m/m

Dispondremos cercos Φ20 C2 ramas en bataches de 5,00m) a 0,15

A_d = 3 = 51 cm²/m/m ← Tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo según que cumple

- Cortante último con cercos Φ12

A_s = 29,454 cm²/m

A_d = 12,064 cm²/m/m

V_{u2} = 651,27 KN/m ; V_{tu1} = 434,52 KN/m

Se tiene V_d ≤ 430 KN/m para z ≤ -13,00m descendiendo ½ canto útil

Los cercos Φ20 deben llegar hasta z = -13,50m

III) DIMENSIONAMIENTO EHE

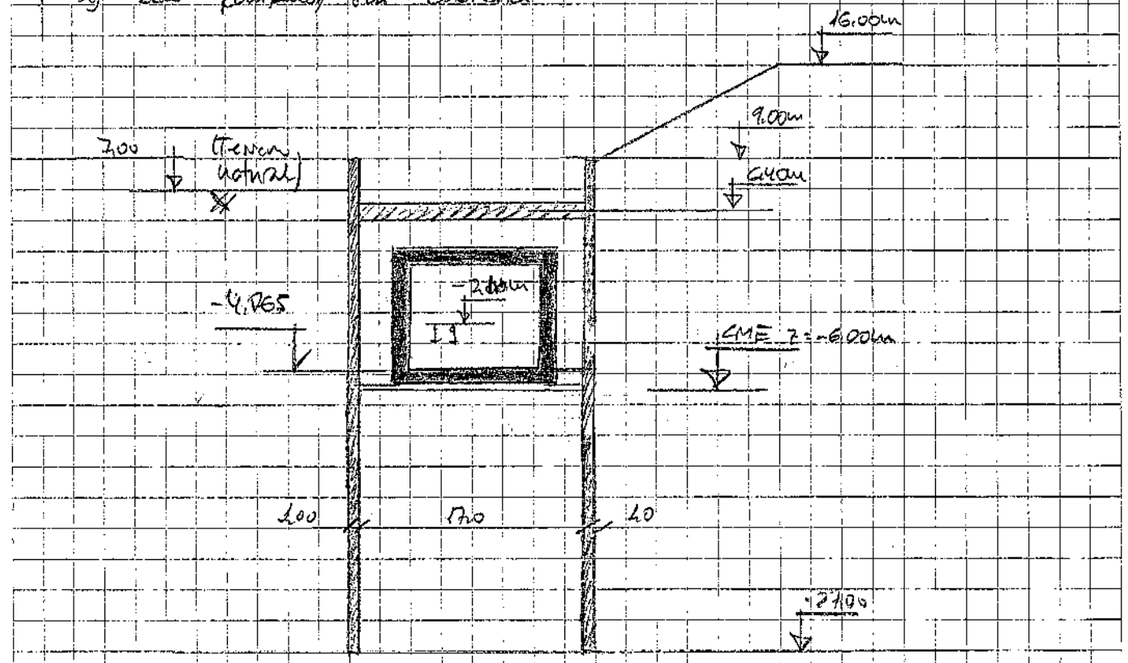
Carga máxima por puntal

N_k = 182 KN/m ≤ que en pantallas de cota 130 → No hay problemas de punzonamiento

NOTE BOOK

Pantallas que acometen en z = 9.00m (Pantallas de la derecha)

i) Son pantallas sin cubiertas



Cota canto: z = -21.4m (707+615)

CME z=-6.00m (Con 40cm de Zahorras bajo la losa de fondo)

Anclajes: ANCRZBP.RD → Teniendo en cuenta la contribución del pie grouting de pantalla profunda

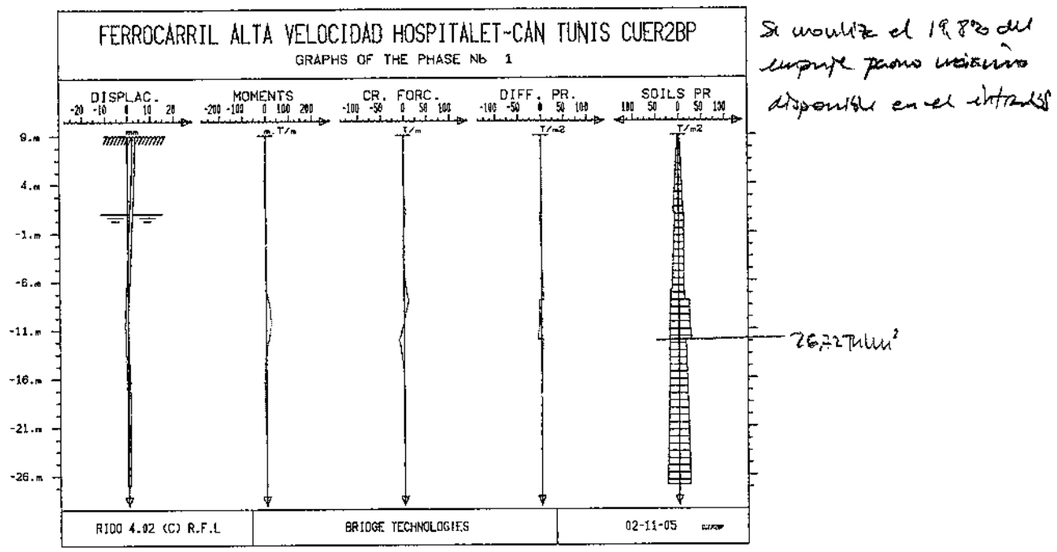
- Mismas presiones de agua que en los casos anteriores
- Mismo procedimiento constructivo para con las pantallas a la cota z = +9.30m

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER2BP *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PATALLAS QUE CORONAN A LA COTA 9.0
9.0✓
-27.0 1.0^3*2.726E6/12✓
9.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 (0.5) 28.0 0.33 0 2000✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 (c) (φ) 0.0 0.0 0.0 8000.0 ← Jet-grouting
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 9.0 0.0 1.0 2.0✓
SUB(1,1) 9.0 1.0 2.0 4.0✓
SUB(1,1) 9.0 2.0 3.0 6.0✓
SUB(1,1) 9.0 3.0 4.0 7.0✓
SUB(1,1) 9.0 4.0 5.0 9.0✓
SUB(1,1) 9.0 5.0 6.0 11.0✓
SUB(1,1) 9.0 6.0 7.0 13.0✓
SUB(1,1) 9.0 7.0 35.0 15.0✓
CAL✓
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 58700.0✓
EXC(2) 5.65✓
CAL✓
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 114200.0✓
STR(0,1)✓
CAL✓
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -27.0 22.5✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -27.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: EXCAVACION HASTA CME.
EXC(2) -6.0✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 480000.0✓
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.0 23.5✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5✓
WAT(2) -27.0 23.5✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

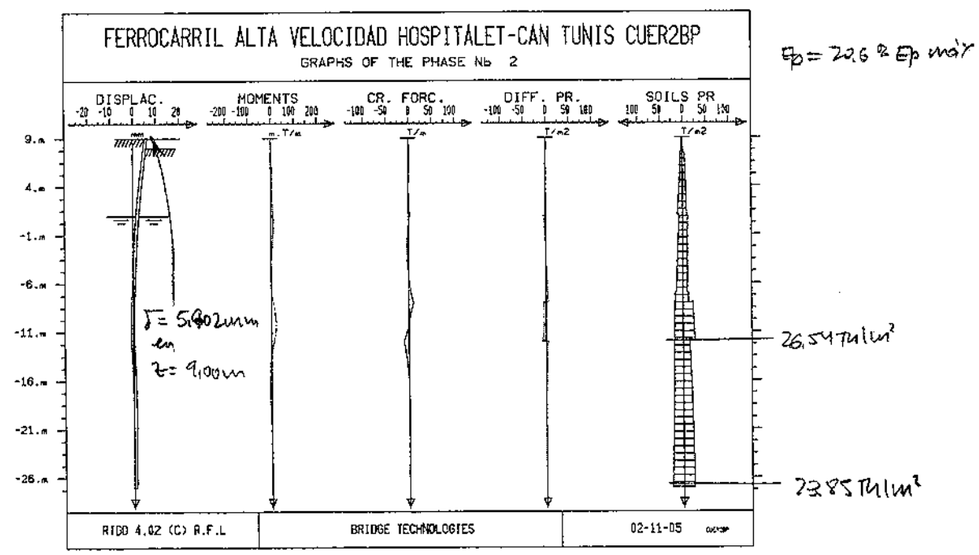
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615 PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 9.0m MARGEN DERECHO

ESTADO PREVIO:



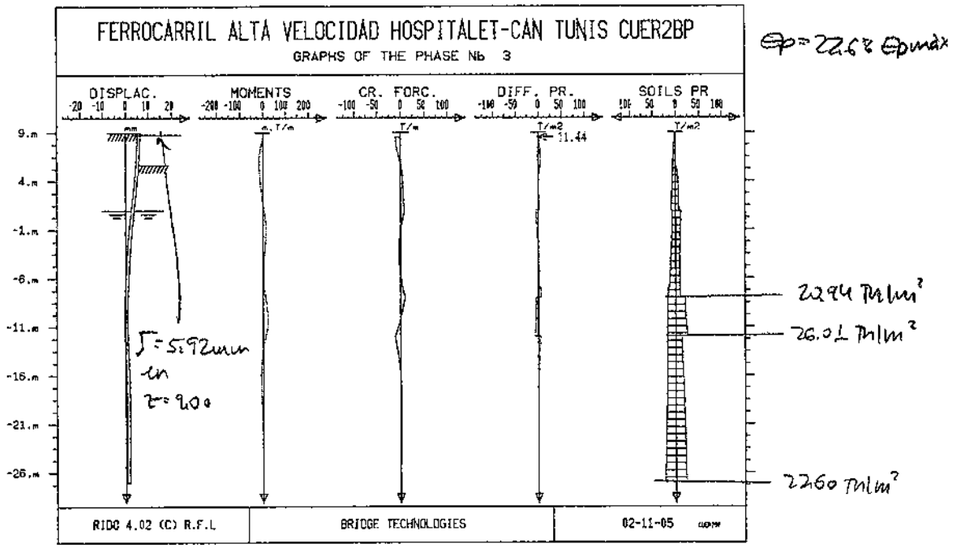
Si moviliza el 19,8% del empuje pasivo máximo disponible en el intradós

PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:



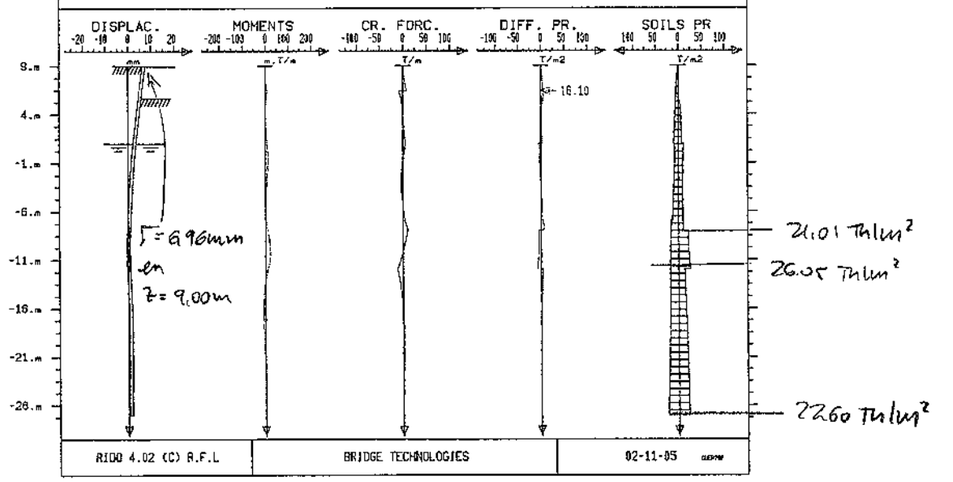
Ep = 20,6 % Ep máx

PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



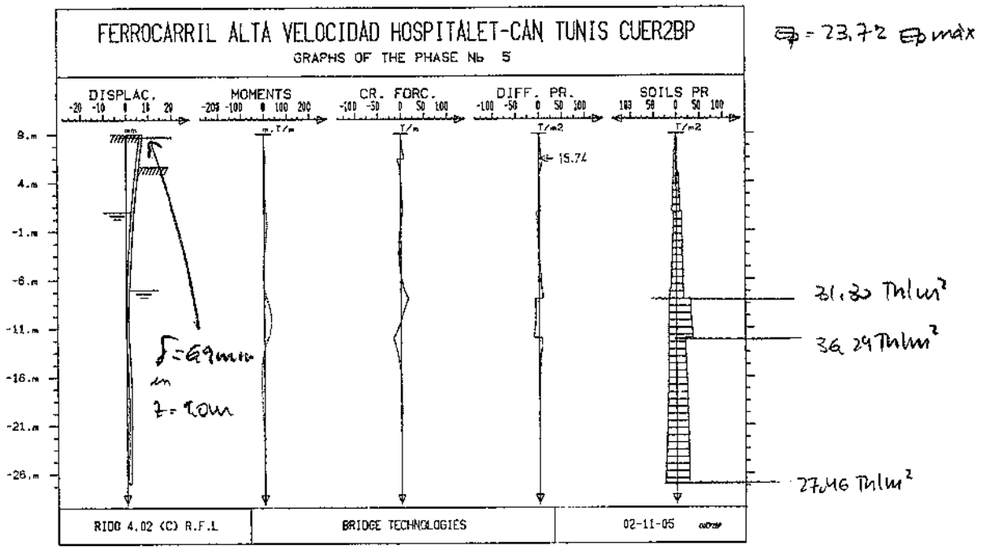
Ep = 22,6 % Epmáx

PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



Ep = 22,5 % Epmáx

ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



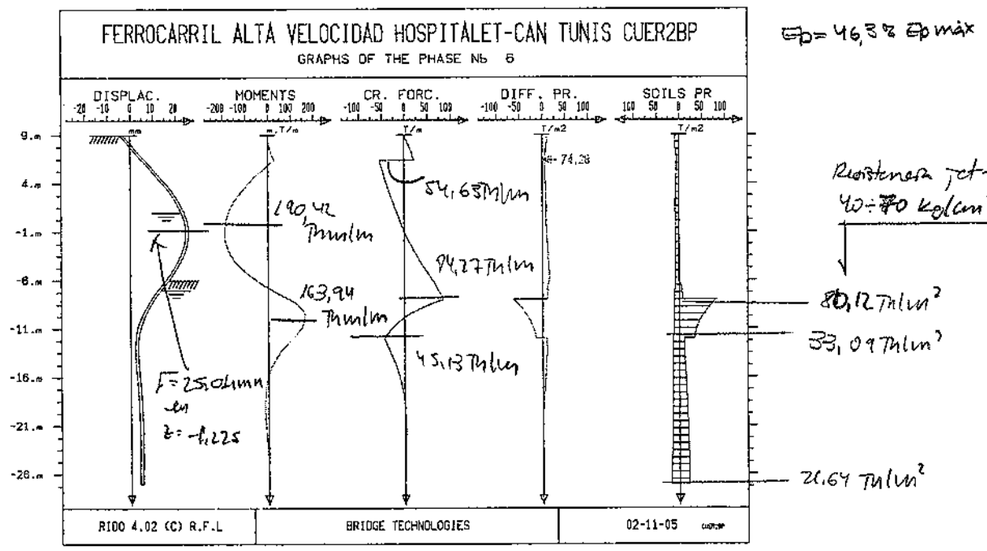
Ep = 23,72 Ep max

31,80 Tn/m²

36,29 Tn/m²

27,46 Tn/m²

EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



Ep = 46,38 Ep máx

190,42 Tn/m/m

163,94 Tn/m/m

54,68 Tn/m/m

94,27 Tn/m/m

45,13 Tn/m/m

δ = 25,01 mm en z = -1,225

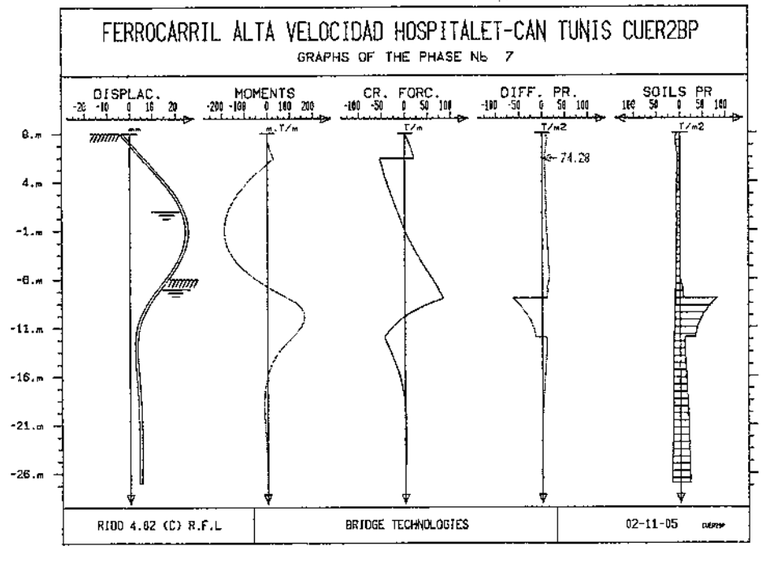
Resistencia jet-grouting 40 ÷ 70 kg/cm²

80,12 Tn/m²

33,09 Tn/m²

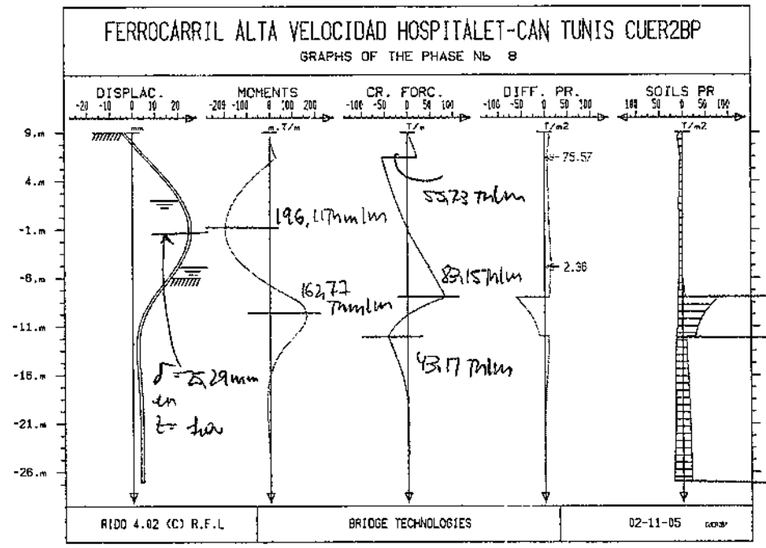
21,64 Tn/m²

EJECUCIÓN SOLERA:



Idem anterior

SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:



Ep = 44,18 Ep máx.

196,17 Tn/m/m

162,72 Tn/m/m

55,23 Tn/m/m

89,15 Tn/m/m

43,17 Tn/m/m

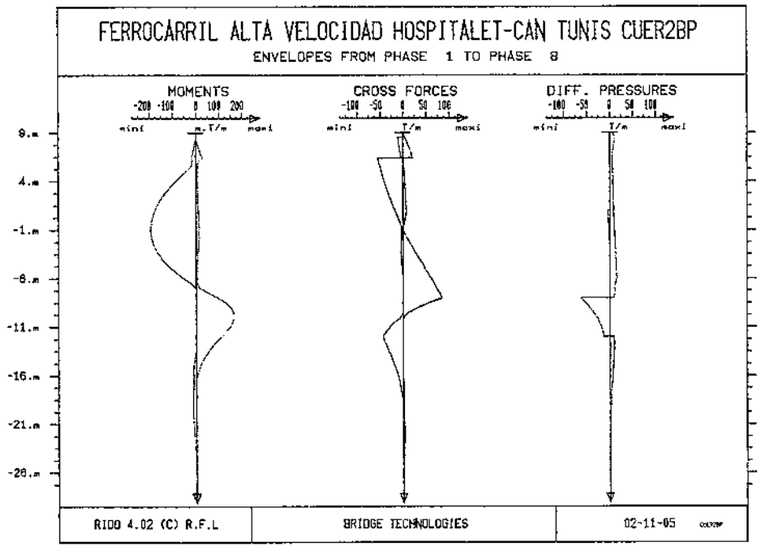
δ = 25,29 mm en z = tan

77,62 Tn/m²

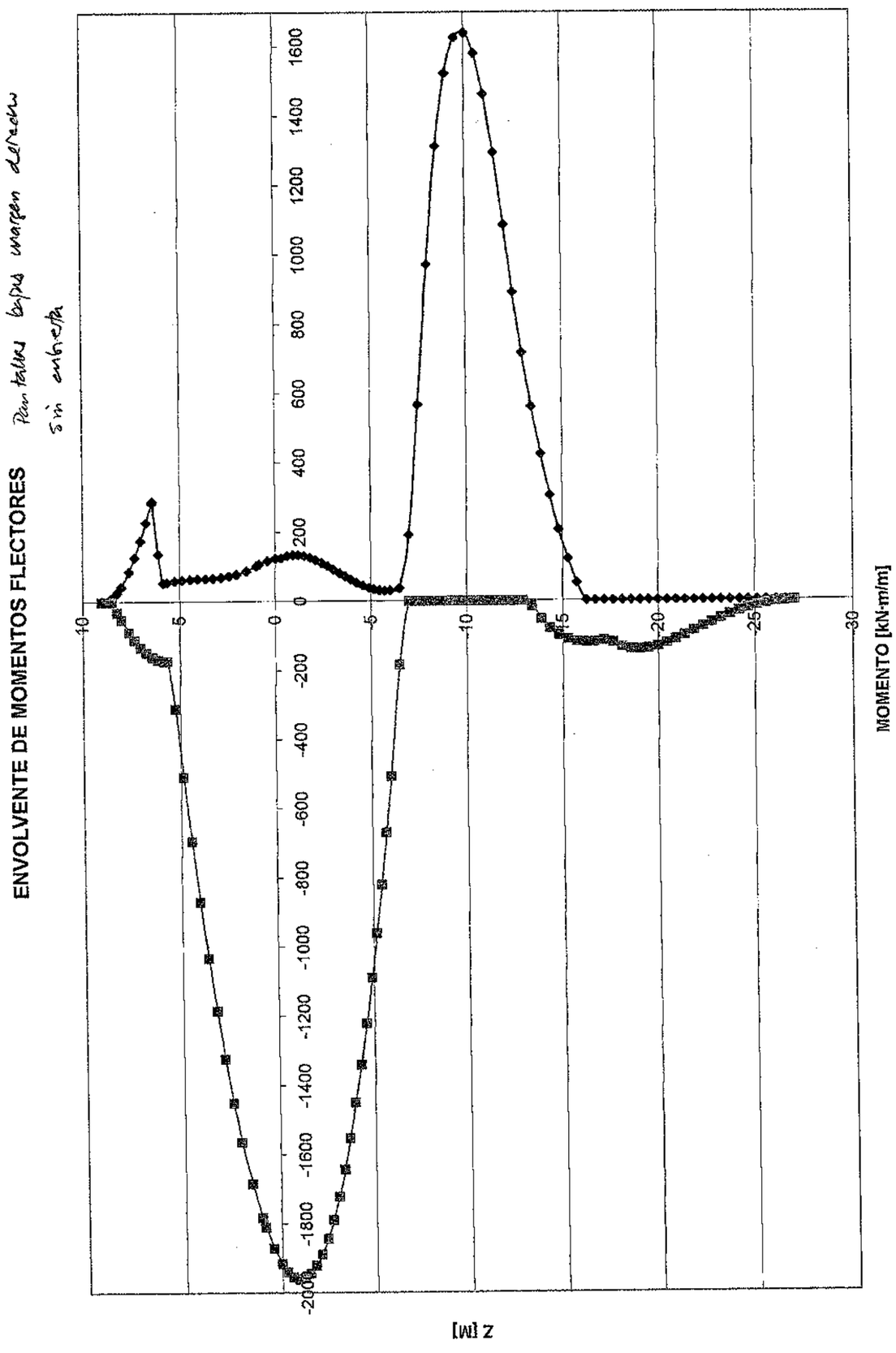
28,91 Tn/m²

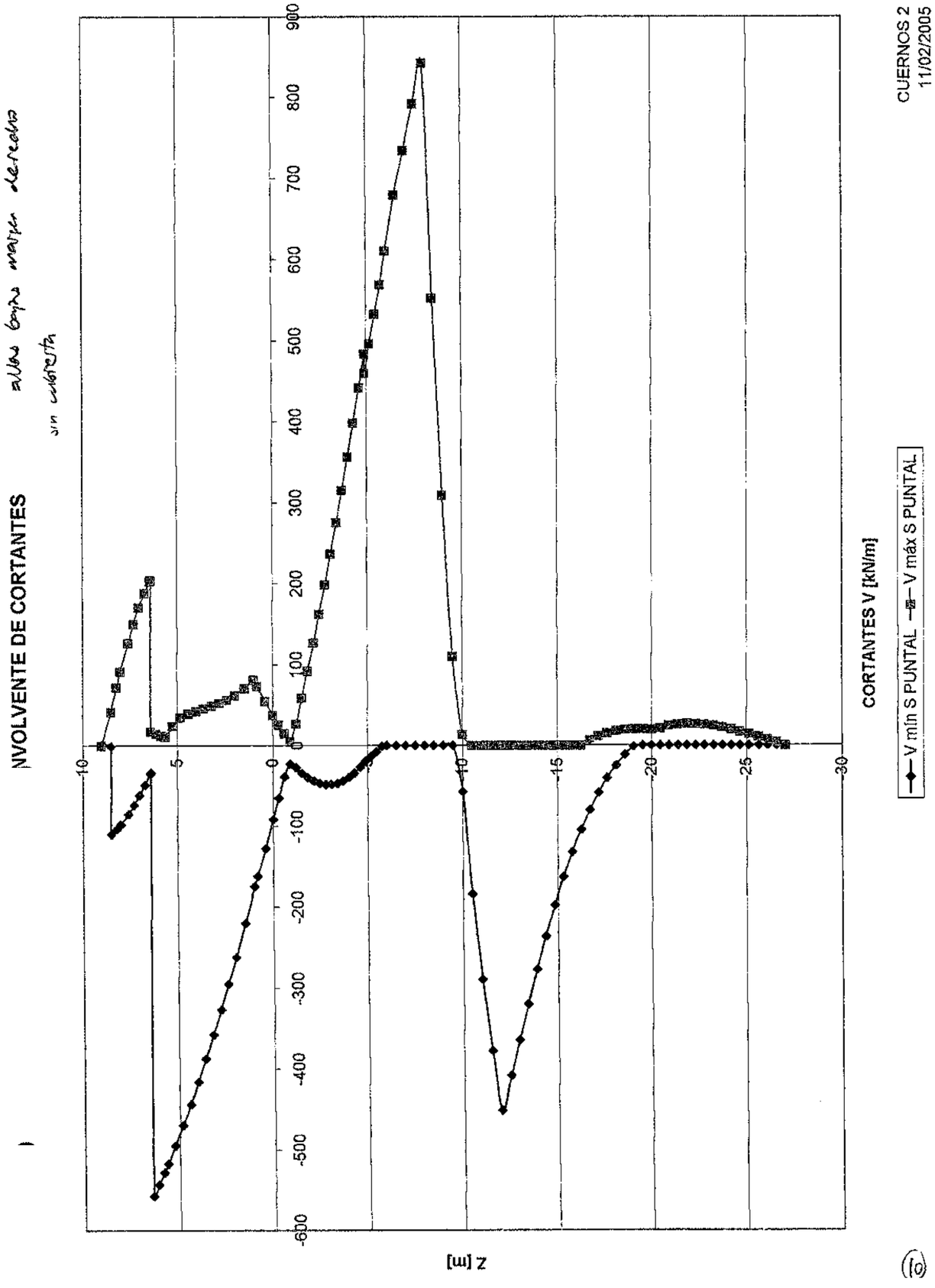
19,89 Tn/m²

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



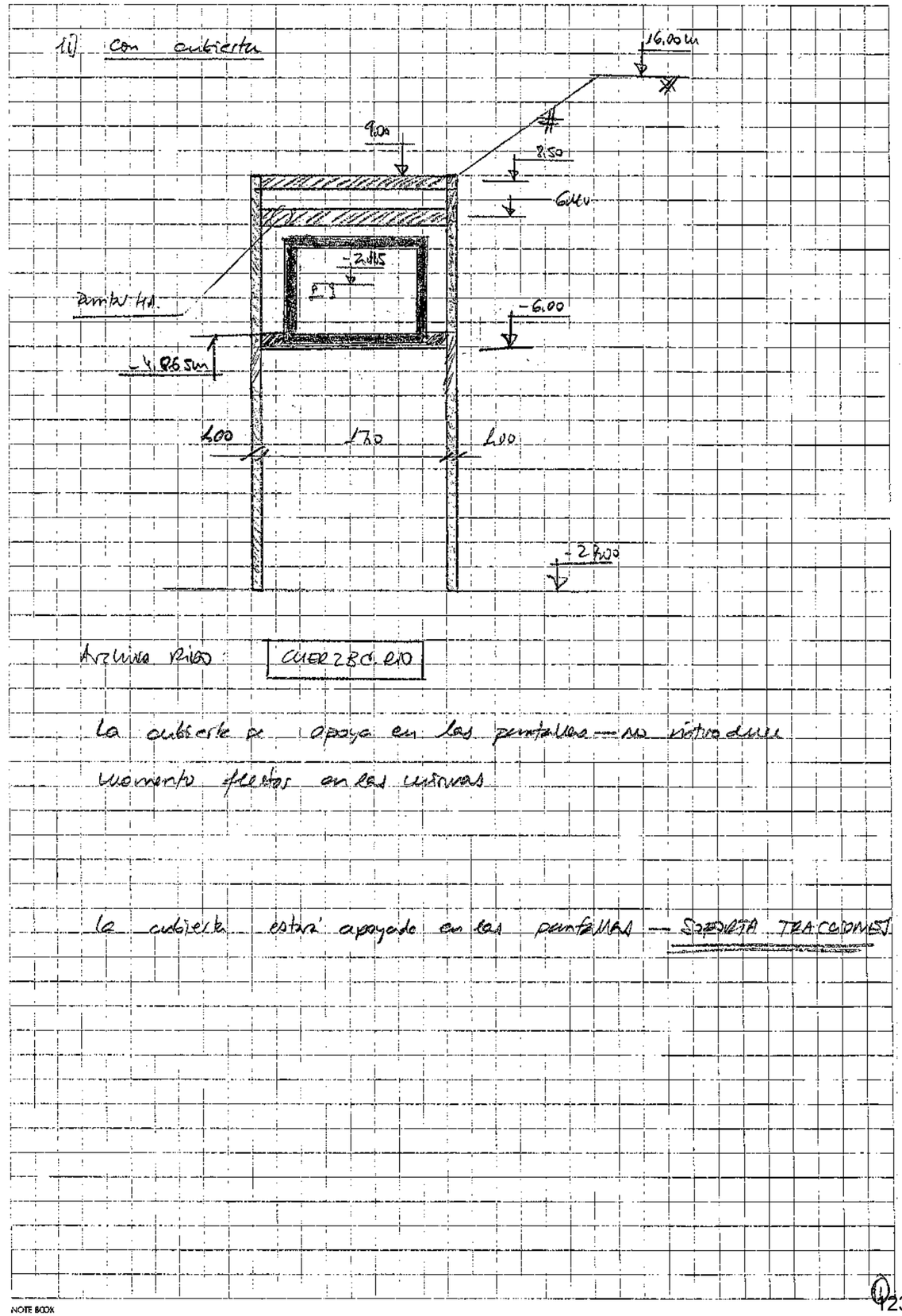


CUERNOS 2
11/02/2005

(10)

Cass Tunnis 11-Feb-05

1.1 Con cubierta



Archivo Ribo CUERZBC.EIO

La cubierta se apoya en las pantallas — no introduce momento flector en las vigas

La cubierta estará apoyada en las pantallas — SOPORTA TRACCIONES

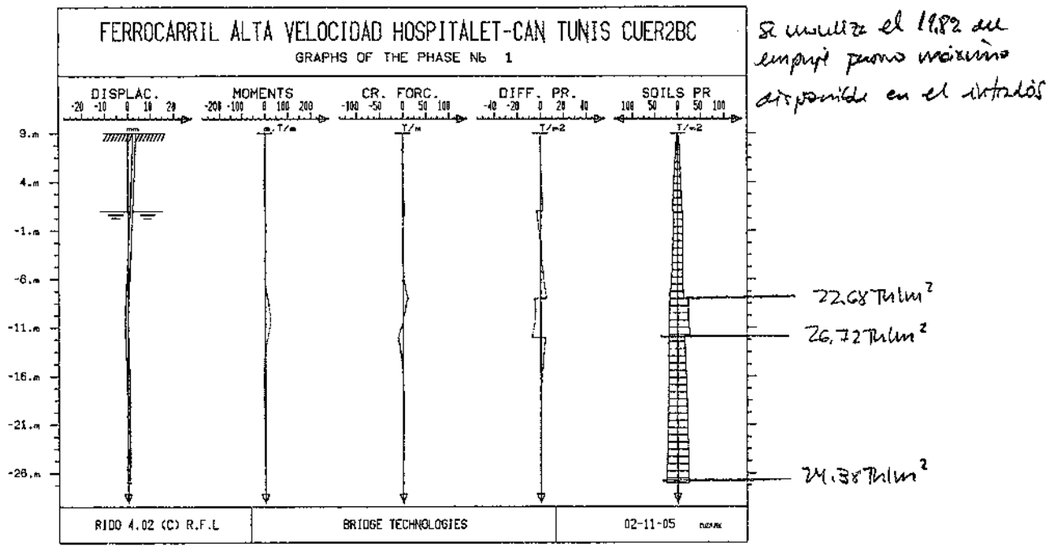
NOTE BOOK

(9)

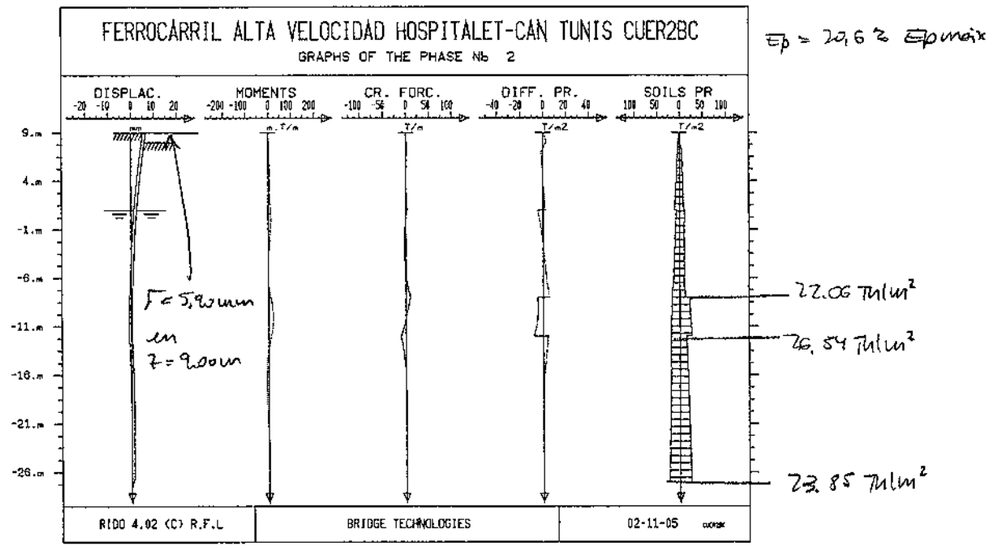
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER2BC *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA
9.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
9.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 9.0 0.0 1.0 2.0
SUB(1,1) 9.0 1.0 2.0 4.0
SUB(1,1) 9.0 2.0 3.0 6.0
SUB(1,1) 9.0 3.0 4.0 8.0
SUB(1,1) 9.0 4.0 5.0 10.0
SUB(1,1) 9.0 5.0 6.0 12.0
SUB(1,1) 9.0 6.0 7.0 14.0
SUB(1,1) 9.0 7.0 35.0 15.0
CAL
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 58700.0
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 114200.0
STR(0,1)
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION CUBIERTA
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 428000.0
CAL
* ETAPA 5: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 7: EJECUCION DE LA SOLERA
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 428000.0
CAL
* ETAPA 8: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO Y CUBIERTA APOYADA EN LA VIGA DE ATADO DE LAS PANTALLAS. PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 9.0m MARGEN DERECHO.
707+615

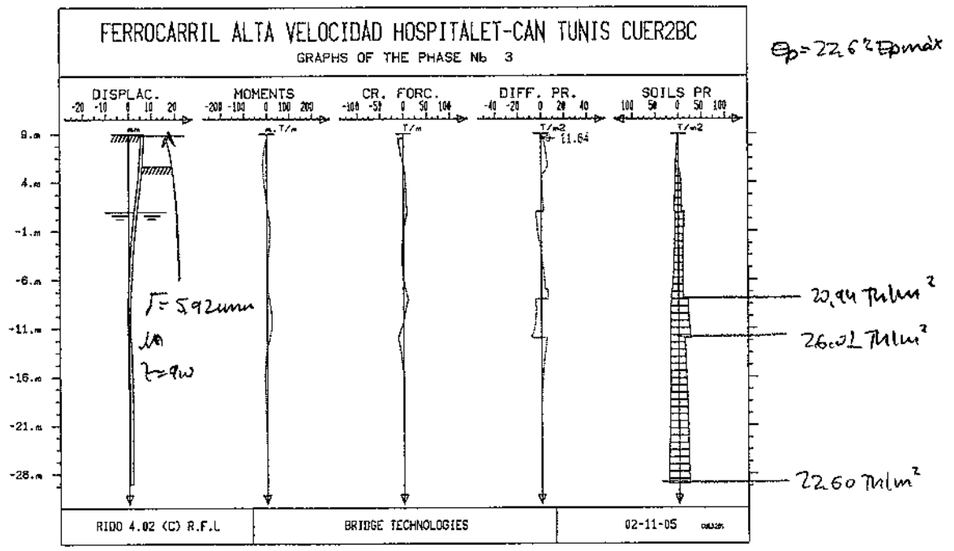
ESTADO PREVIO:



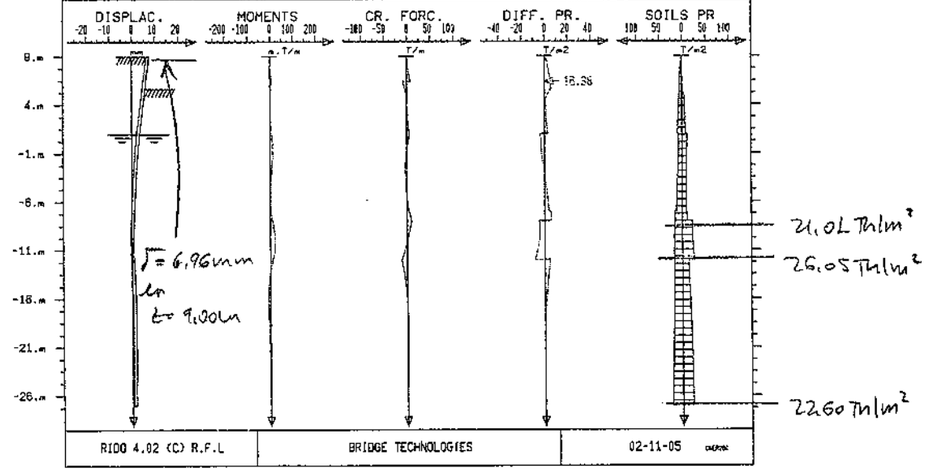
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:



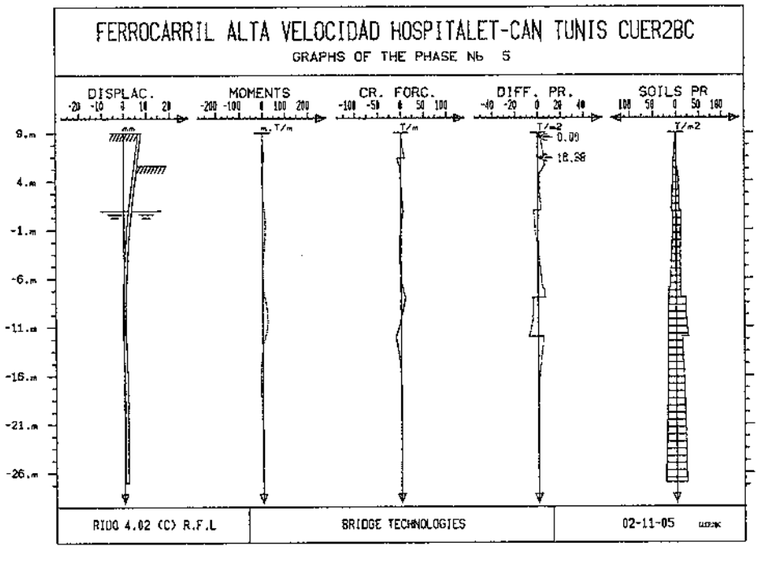
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:

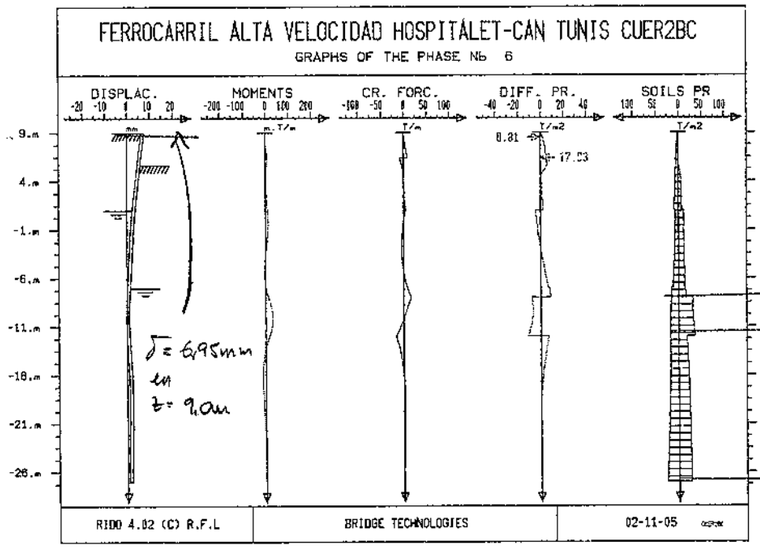


EJCUCIÓN DE CUBIERTA:



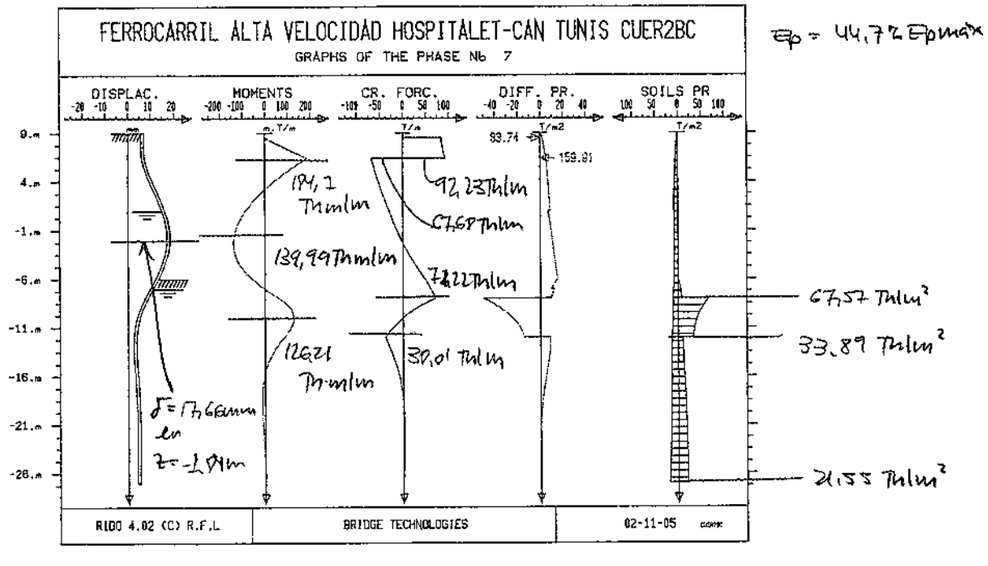
Idem anterior

ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



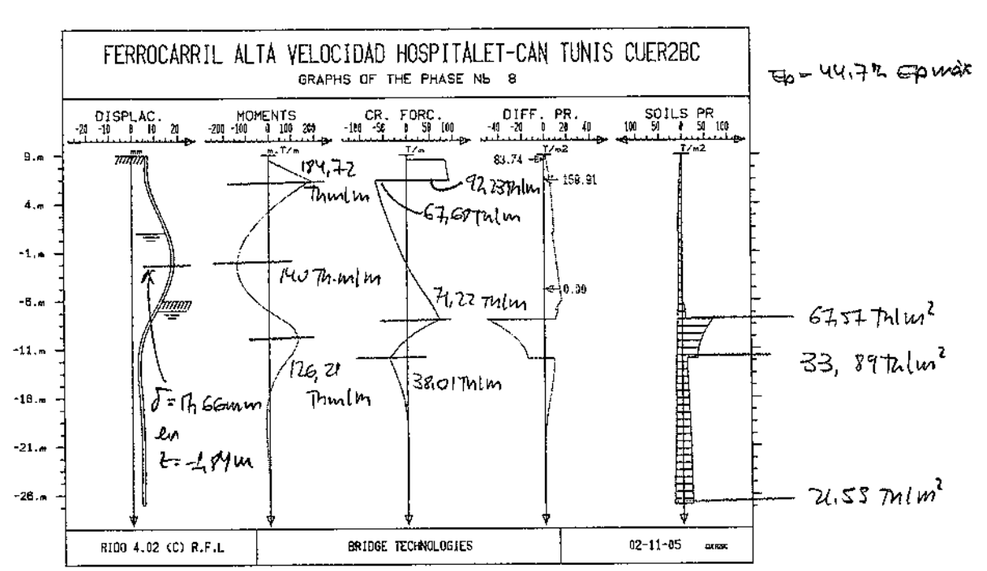
Ep = 23,7% Ep máx

EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



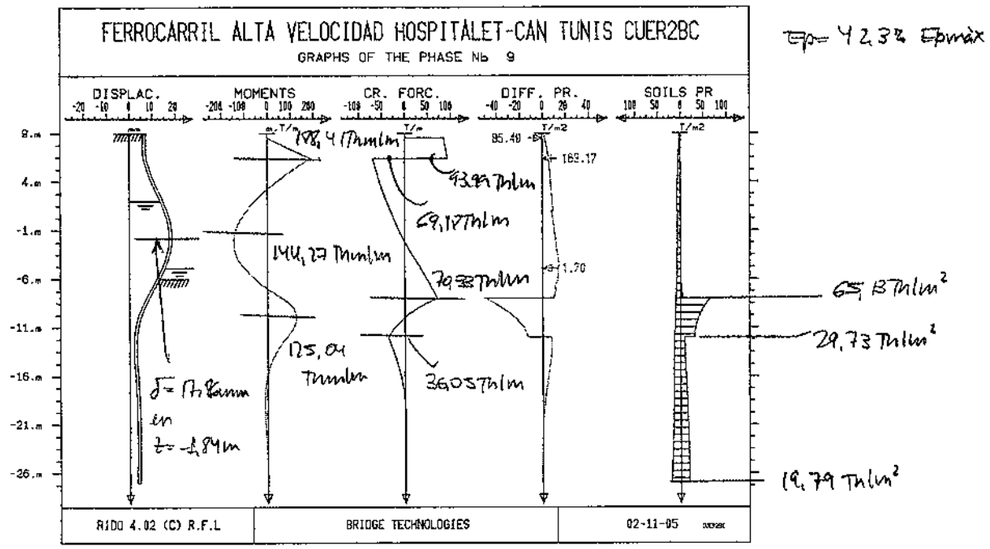
Ep = 44,7% Epmax

EJECUCIÓN SOLERA:



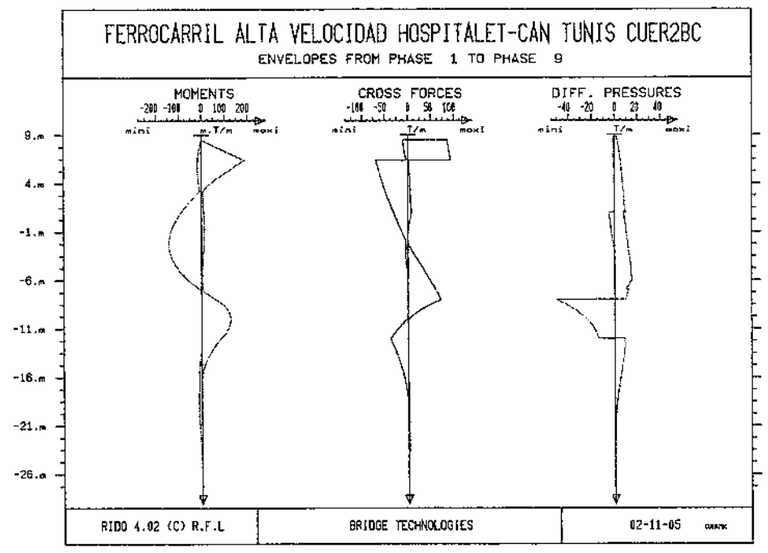
Ep = 44,7% Ep máx

SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:

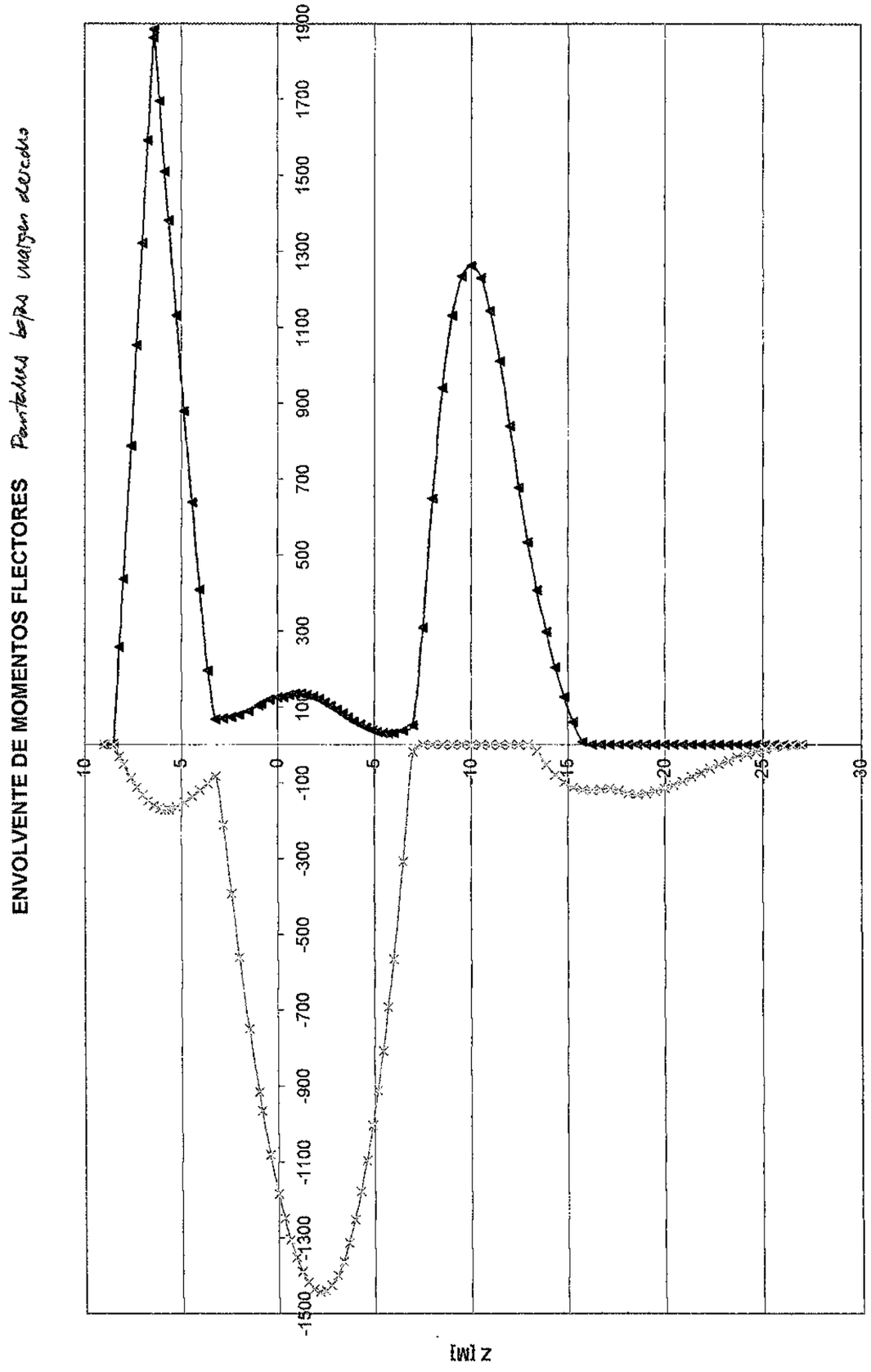


Ep= 42,3% Epmax

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

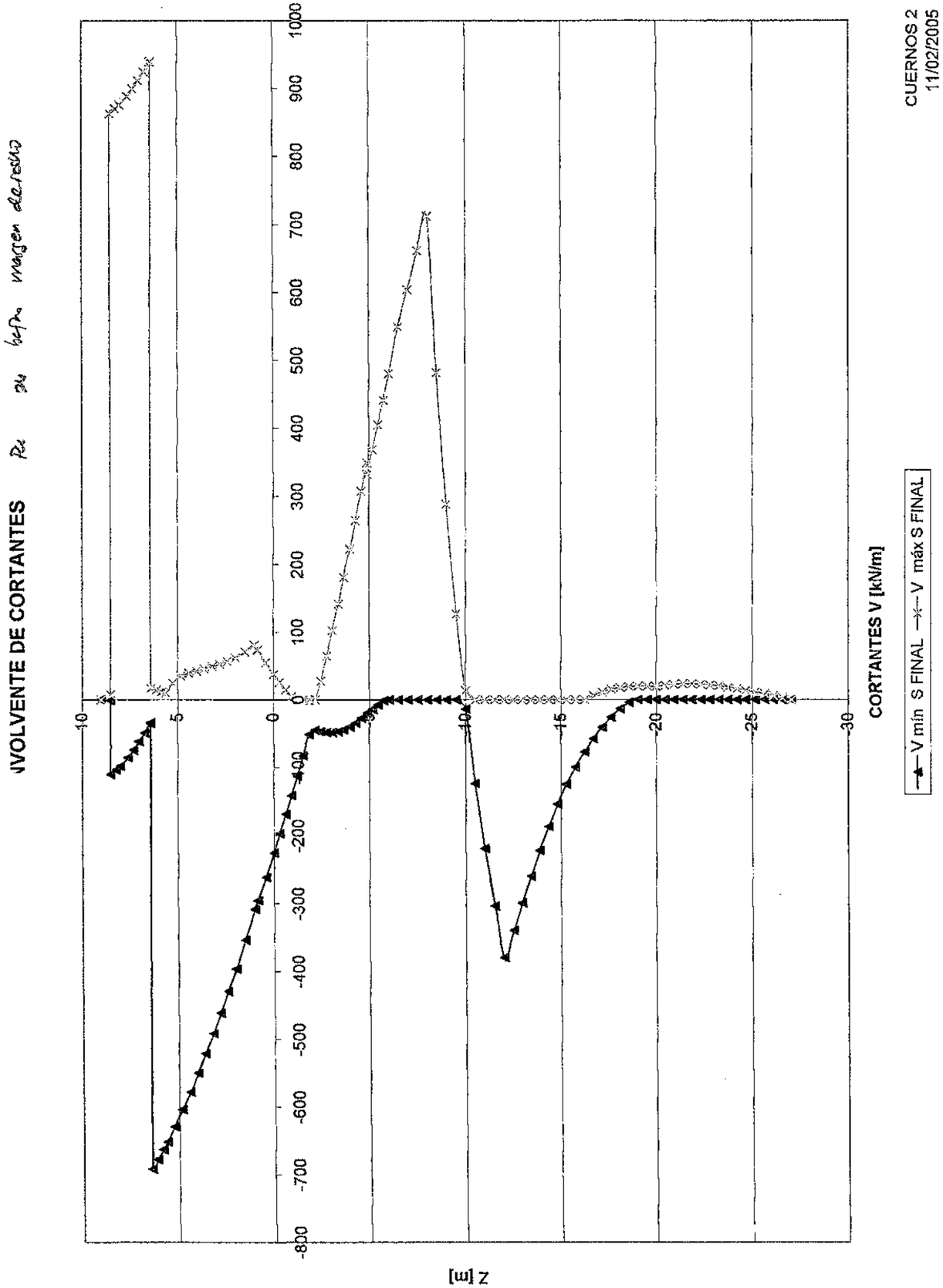


(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)



CUERNOS 2

-Mn [kN-m/m] CUERDA



CUERNOS 2
11/02/2005

RECALCULO POR CAMBIO DE RIGIDEZ EN LOS PUNTALES

(Teniendo en cuenta la deformabilidad de los pantallas del margen izquierdo)

Pantallas I = 9,00 dm

↳ Se toma en cuenta la rigidez del conjunto

Del lado seguro se considera el mismo decremento de rigidez de los puntales que en las pantallas que corran a la cota final

i) Puntal provisional Keq = 1670 Tn/cm/m

ii) Puntal definitivo Keq = 3670 Tn/cm/m + Retrad. puntal provisional

Keq = 425 Tn/cm/m + Excavación CME

iii) Contrabóveda — Idem pantallas margen derecho

↳ Recálculo pantallas del margen derecho

Archivo input CUER 2 BPM.RID

Los casos extremos considerados son

a) RIGIDECES INICIALMENTE CONSIDERADAS — CUER 2 BP.RD

b) RIGIDECES RECALCULADAS — CUER 2 BPM.RD

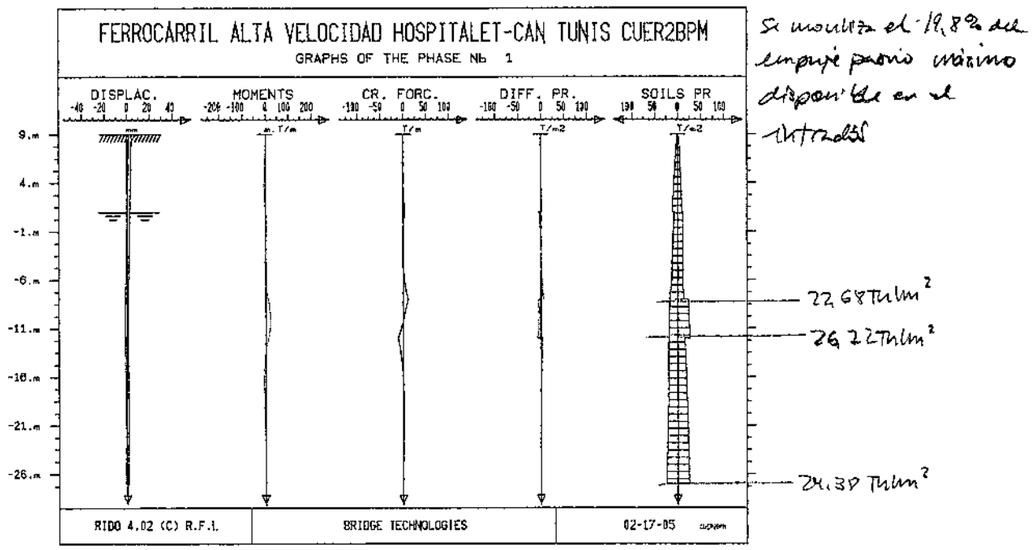
Se anexa la pantalla para la envolvente del esfuerzo de cada uno de los casos.

NOTE BOOK

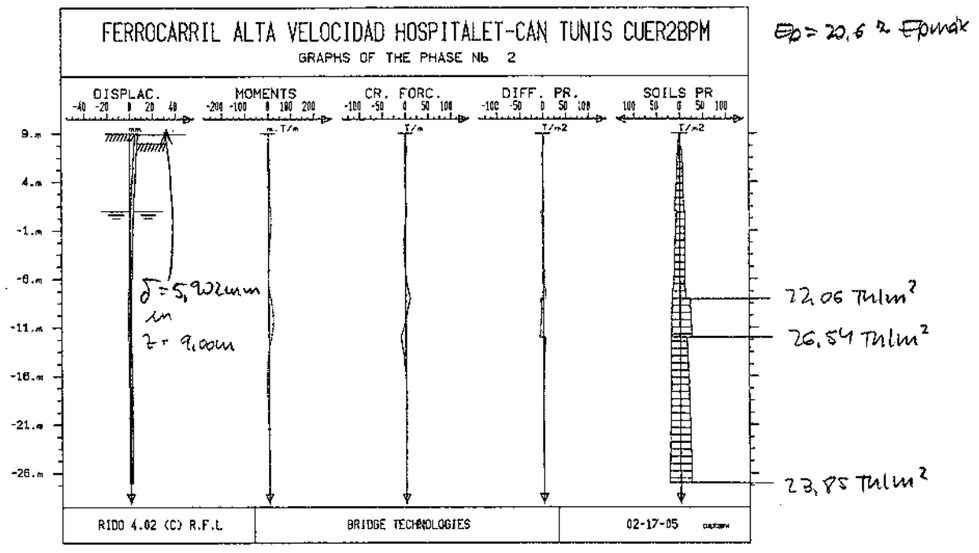
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER2BPM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PATALLAS QUE CORONAN A LA COTA 9.0
* RIGIDEZ PUNTALES MODIFICADA POR DEFORMABILIDAD PANTALLAS
* MARGEN IZQUIERDO. ← Recálculo tras definitivo dimensionamiento de pantallas del margen izquierdo
9.0✓
-27.0 1.0^3*2.726E6/12✓
9.0✓
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000✓
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5✓
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0✓
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000✓
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0✓
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0 0.0 0.0 8000.0✓
* TERRAPLEN DE LA RONDA LITORAL
SUB(1) 9.0 0.0 1.0 2.0✓
SUB(1,1) 9.0 1.0 2.0 4.0✓
SUB(1,1) 9.0 2.0 3.0 6.0✓
SUB(1,1) 9.0 3.0 4.0 8.0✓
SUB(1,1) 9.0 4.0 5.0 10.0✓
SUB(1,1) 9.0 5.0 6.0 12.0✓
SUB(1,1) 9.0 6.0 7.0 14.0✓
SUB(1,1) 9.0 7.0 35.0 15.0✓
CAL✓
* ETATA 1: PRIMERA EXCAVACION HASTA Z=8.0
EXC(2) 8.0✓
CAL✓
* ETAPA 2: PUNTAL PROVISIONAL Y SEGUNDA EXCAVACION HASTA Z=5.65
STR 8.5 1.0 0.0 0.0 1670.0✓
EXC(2) 5.65✓
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
STR 6.4 1.0 0.0 0.0 3670.0✓
STR(0,1)✓
CAL✓
* ETAPA 4: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 8.0✓
WAT(1) -27.0 22.5✓
WAT(2) -7.0 0.0✓
WAT(2) -27.0 20.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: EXCAVACION HASTA CME.
STI(2) 4215.0✓ ← Modificación rigidez puntales definitivos. (comportamiento no lineal por plastificación del terreno)
EXC(2) -6.0✓
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE LA SOLERA✓
STR -4.90 1.0 0.0 0.0 480000.0✓
CAL ✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -27.0 23.5✓
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5✓
WAT(2) -27.0 23.5✓
CAL✓
END
STA
EVP
STOP
```

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615. RECÁLCULO POR CAMBIO RIGIDEZ PUNTALES. PANTALLAS QUE CORONAN A LA COTA 9.0

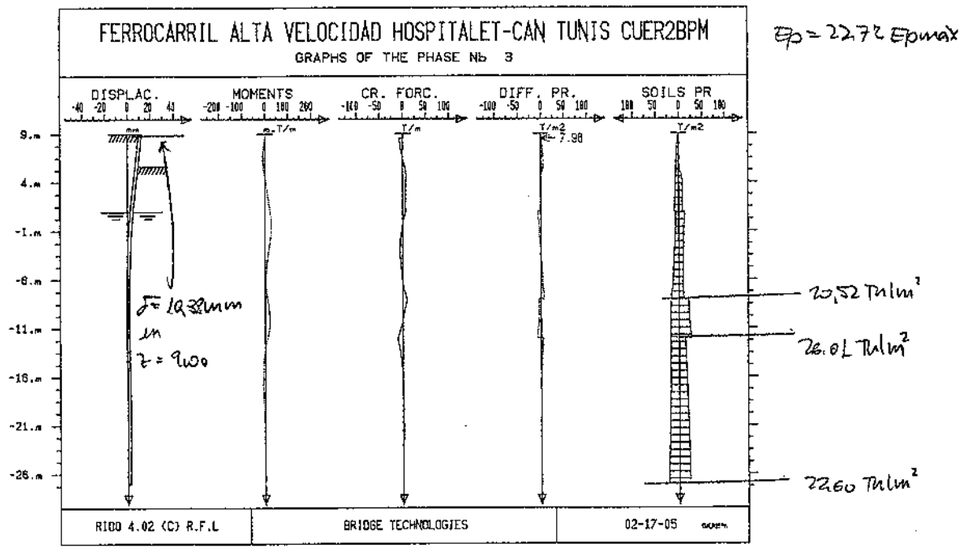
ESTADO PREVIO:



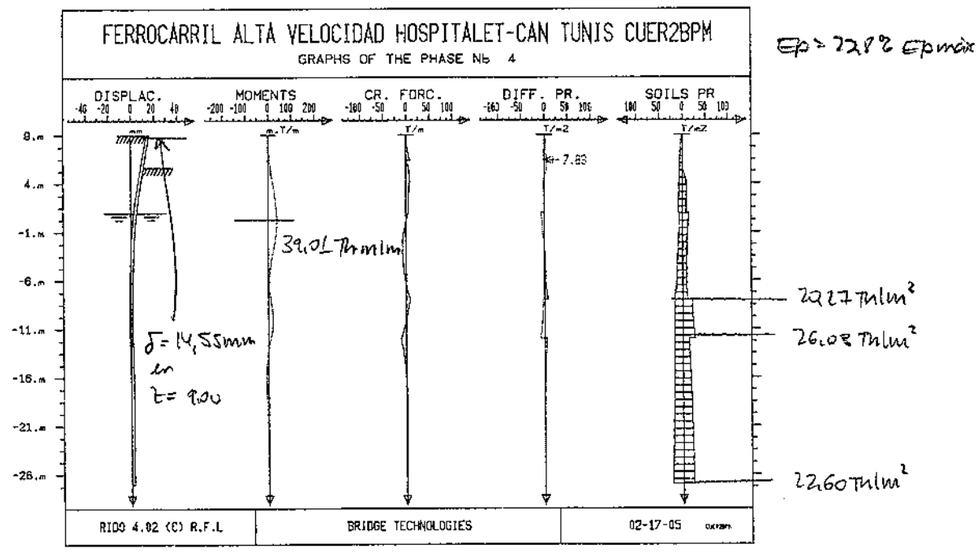
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m:



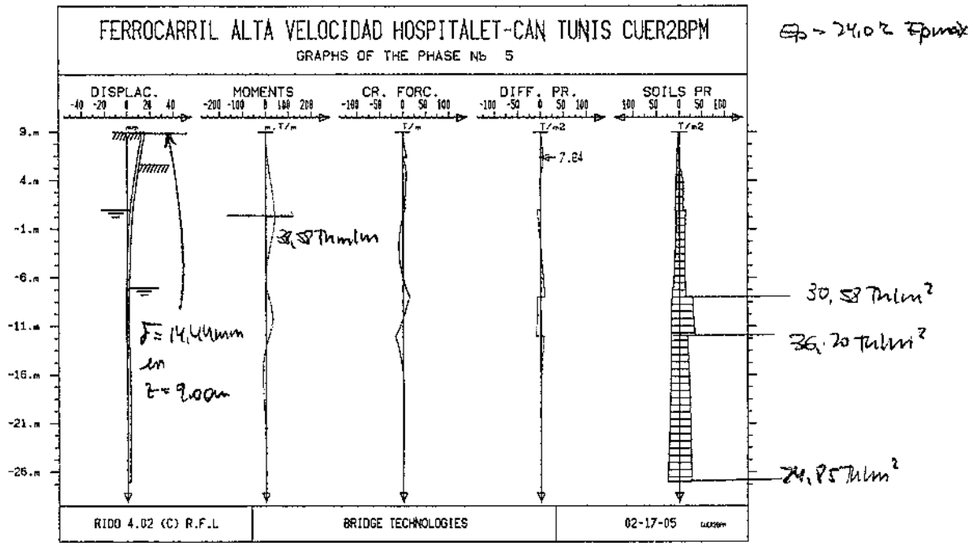
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.5m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



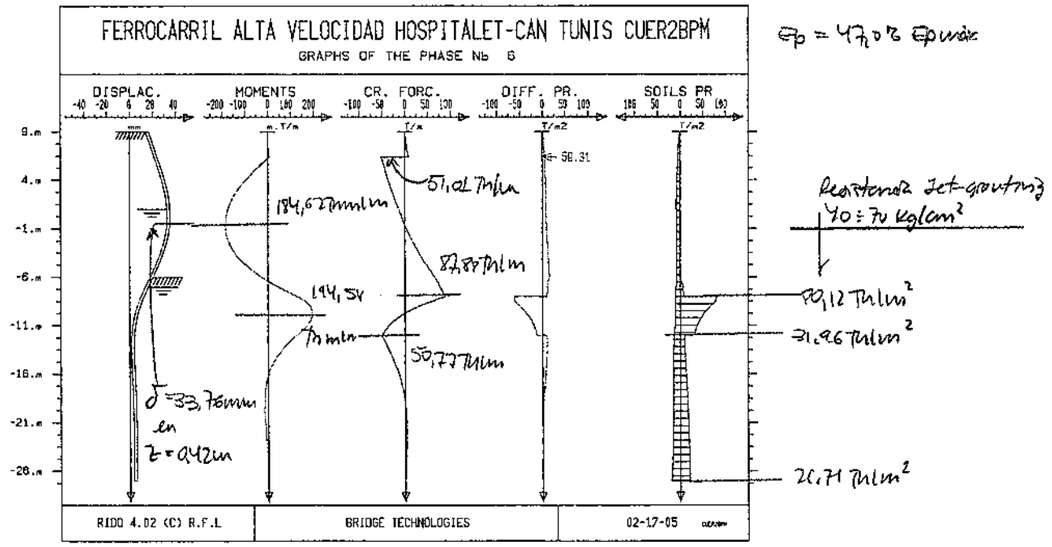
PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



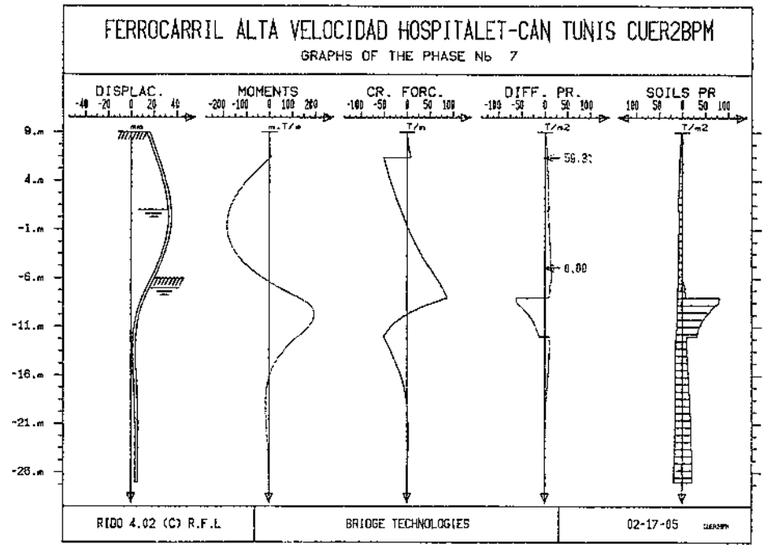
ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



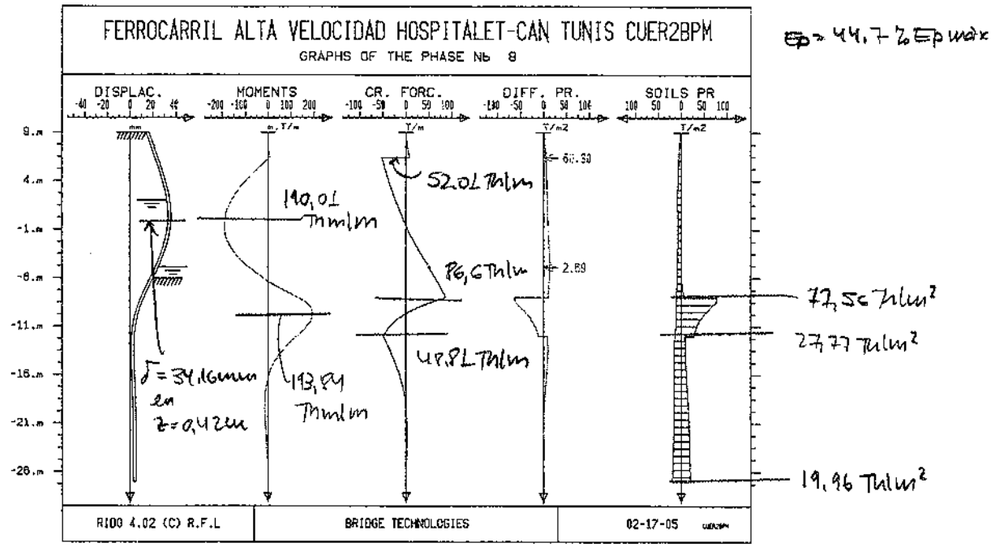
EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



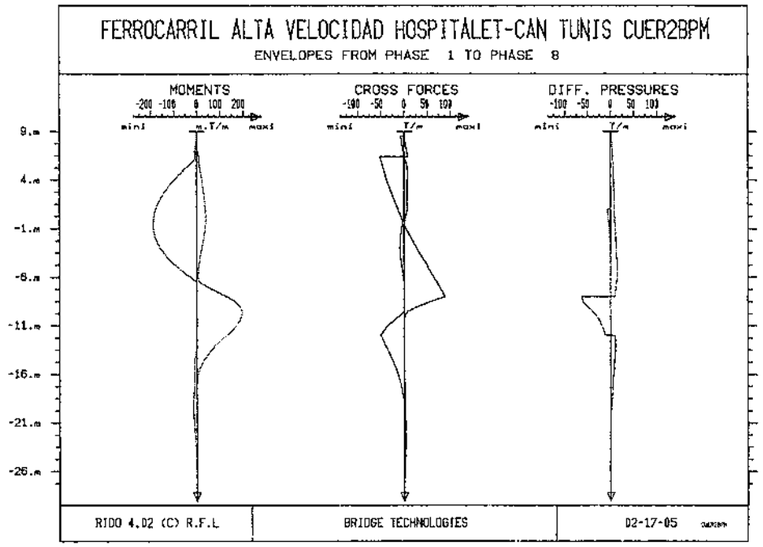
EJECUCIÓN SOLERA:



SUBIDA DEL N.F. EN ESTADO DEFINITIVO:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

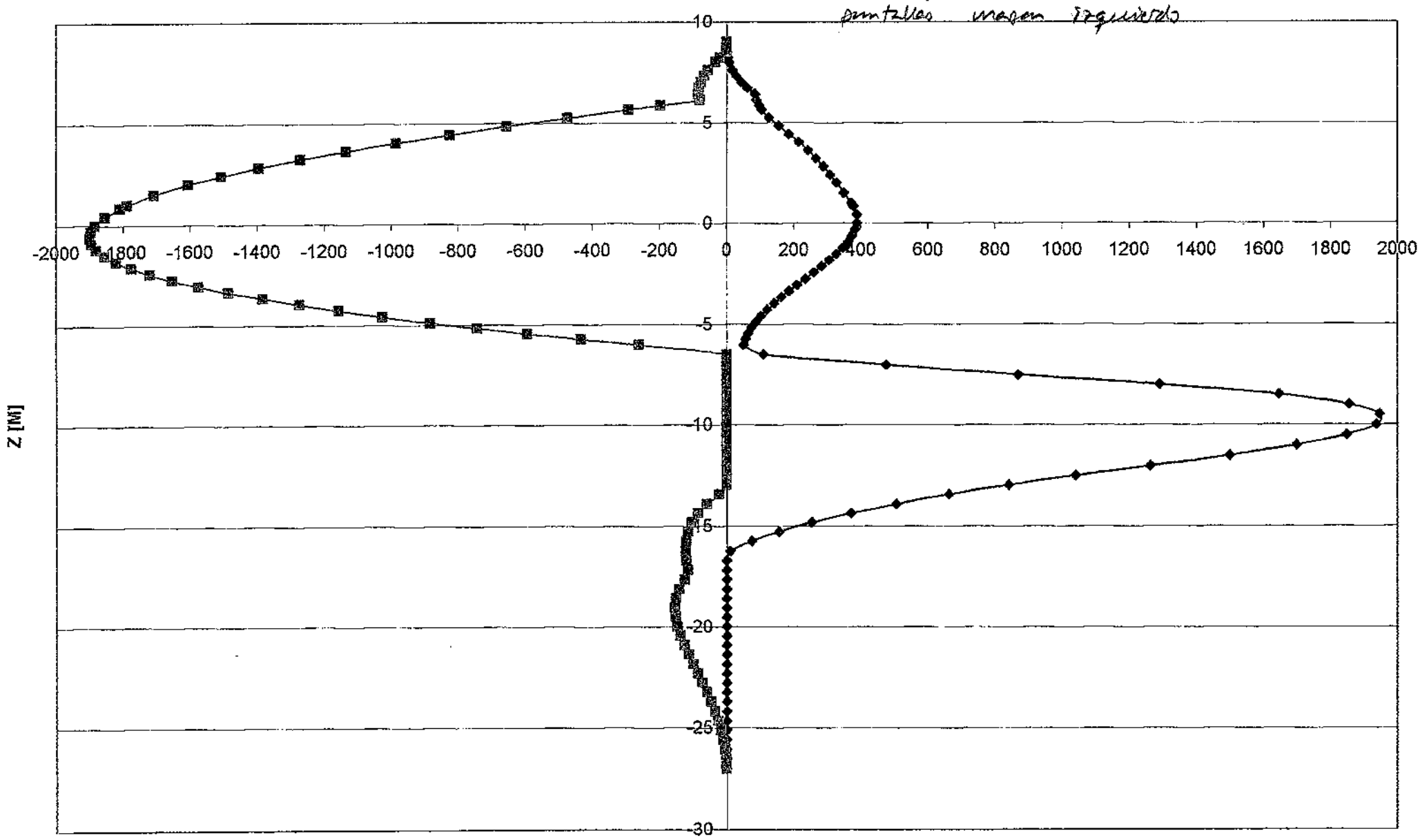
can Tunis 17-FEB-05

En caso de existir cubierta (→ ver pantallas del margen izquierdo)

Los movimientos de las pantallas del margen izquierdo hasta el fondo son muy pequeños — no merece la pena recalcular los ulteriores con rigideces minoradas

ENV 'ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Recálculo ... modificación rigidez pantallas por d... inicial
pantallas margen izquierdo



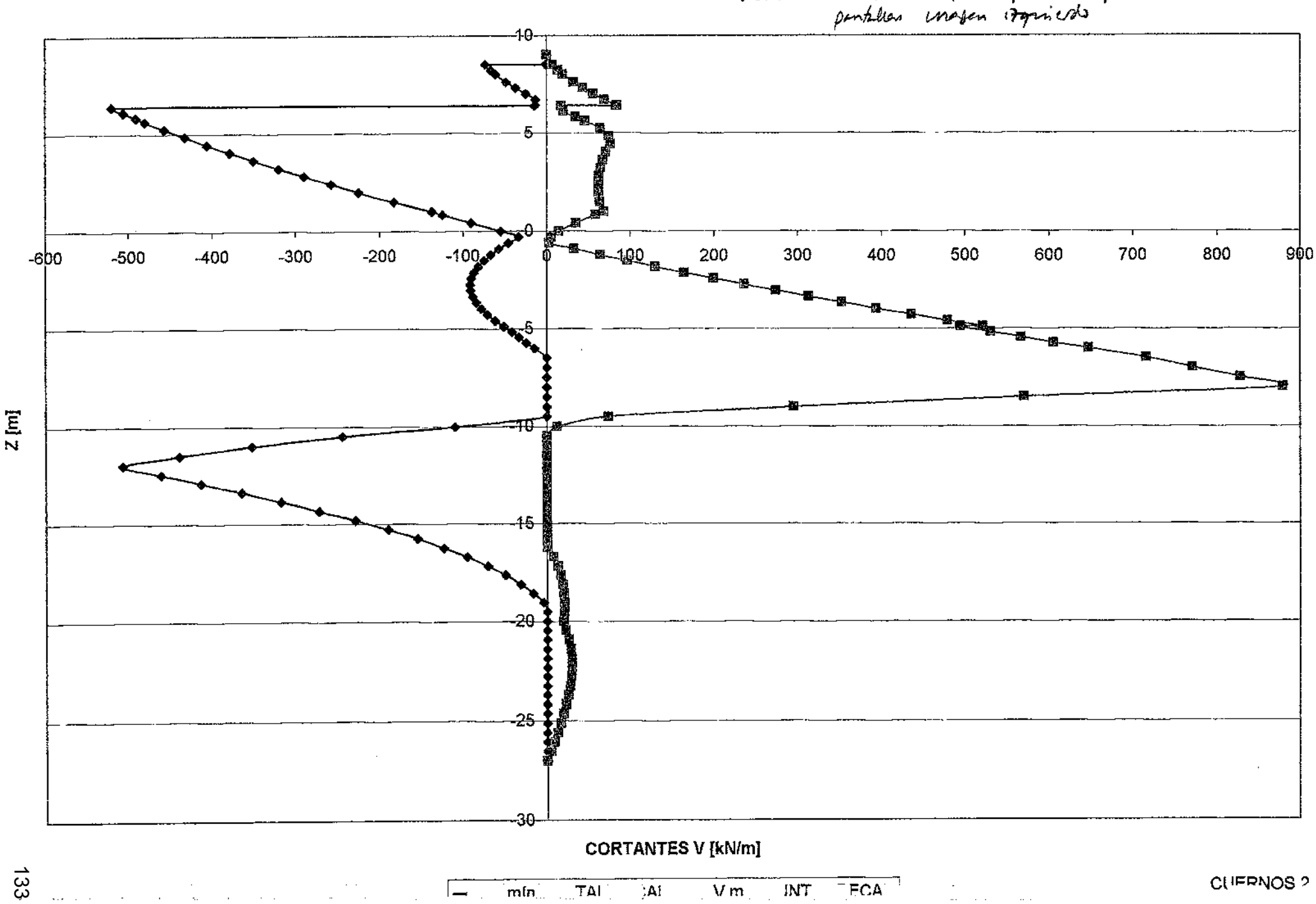
MOMENTO [kN·m/m]

M máx PUNTAL RECAL — M mín PUNTAL RECAL

CUERNOS 2
17/02/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Recálculo: Modificación rigidez pantallas por deformabilidad
pantallas margen izquierdo



CORTANTES V [kN/m]

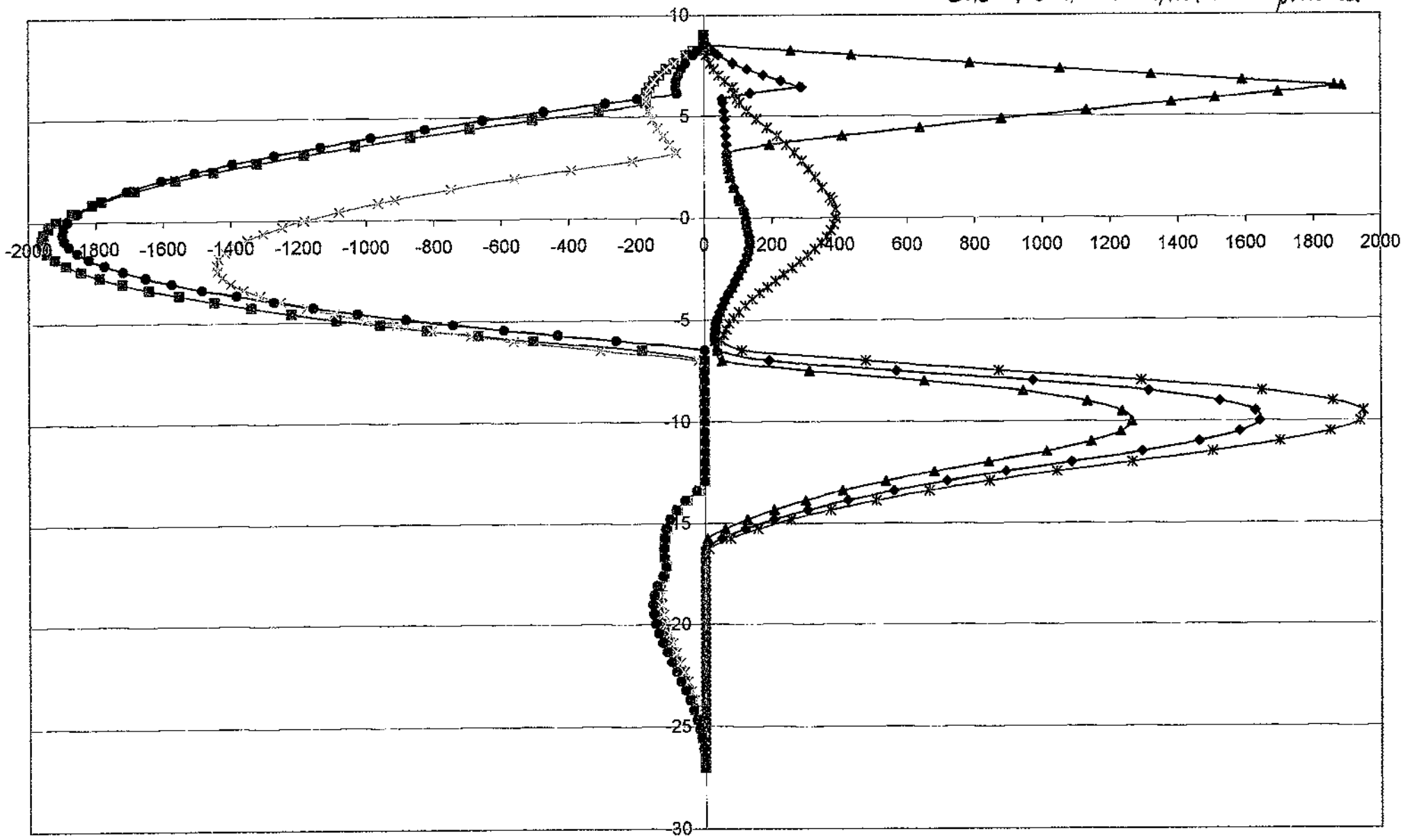
— mín TAL CAL V m INT ECA

CUERNOS 2

ENV 'ENTE DE MOMENTOS FLECTORES

stalled margen derecho z=9.00

RECAL: Modificación rigidez datos puntales

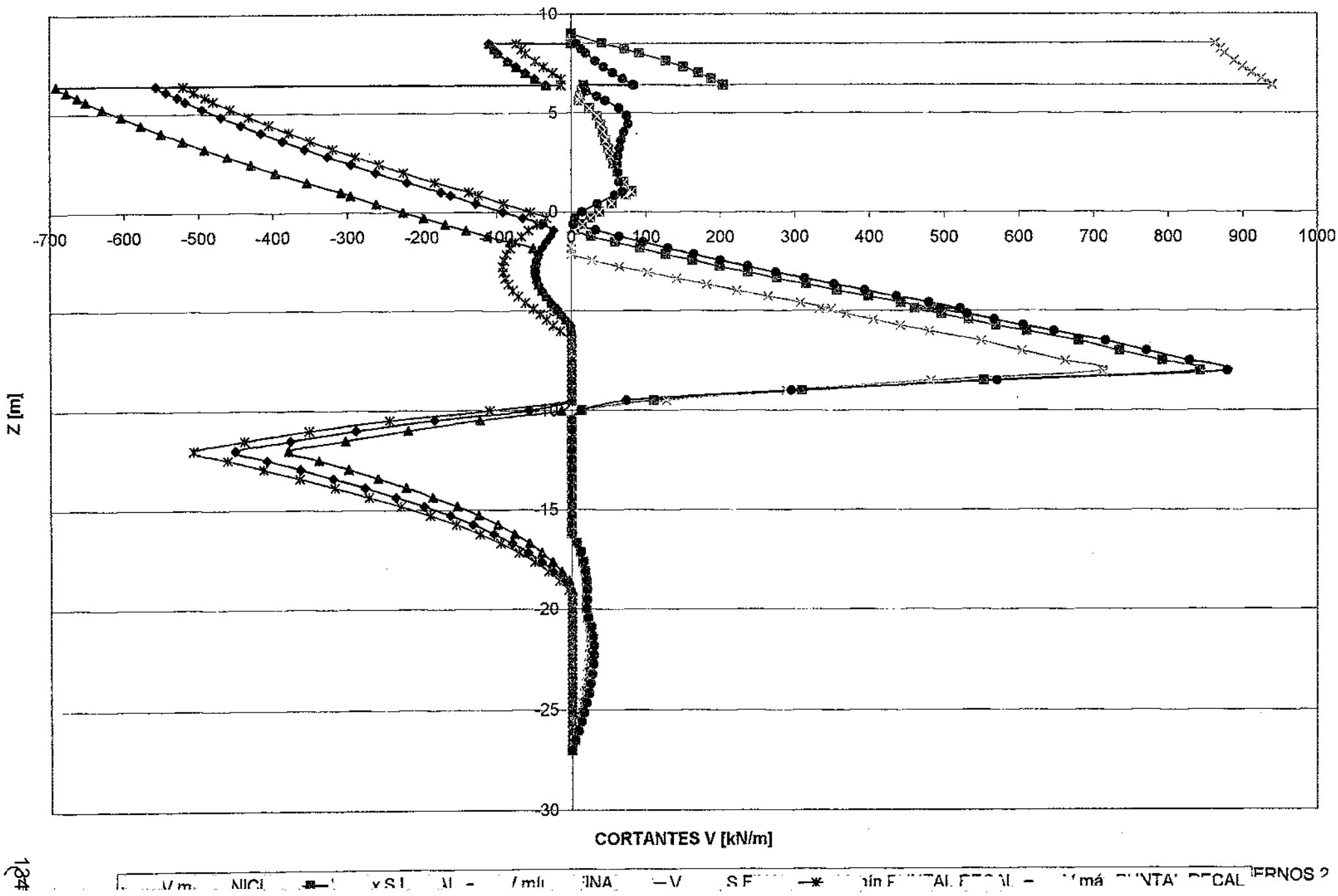


S 2
17/02/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

Puntales margen derecho z=9.00

RECAL: Modificación rigidez datos puntales



NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN

I.1) INTRADÓS

- Pico de momento: m_k = 1960 KN·m/m

m_d = 2940 KN·m/m

$A_s \geq$ 99,4 cm²/m

En 50cm de faja → 497 cm² → 62 Φ32 pmd → (6+6+2) Φ32 pmm

A_s disp = 112,59 cm²/m

m_u = 3217,37 KN·m/m (Es = 4,09 ‰ OK!)

k = 0,520 ← Falla por el hormigón con $\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq 2\varepsilon_0$

Falla poco dúctil

- Momento última con (6+6) Φ32 pmd

A_s = 96,504 cm²/m

m_u = 2945,2 KN·m/m, m_{mk} = 1963,5 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq$ 1950 KN·m/m para

$z \geq$ 0,0

$z \leq$ +2,00

los Φ32 deben llegar hasta

z = 0,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 3,00 m
(e) (d) (c)

z = +2,00 − 1,50 − 1,00 − 0,50 = −5,00 m

(OK!)

NOTE BOOK

- Momento último con 6Φ32 pmd

A_s = 48,252 cm²/m; m_u = 1711,9 KN·m/m; m_{mk} = 1141,3 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq$ 1140 KN·m/m para

$z \geq$ 4,00 m

$z \leq$ −5,00 m

los Φ32 deben llegar hasta

z = 4,00 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = 7,00 m

z = −5,00 − 1,50 − 1,00 − 0,50 = −9,00 m

(OK!)

- Momento último con 6Φ25 pmd

A_s = 29,454 cm²/m; m_u = 1081,9 KN·m/m; m_{mk} = 721,2 KN·m/m

Si tiene $m_k \leq$ 720 KN·m/m para $z \leq$ −6,00 m, los Φ32 deben llegar hasta z = −6,00 − 1,5 − 1,0 − 0,5 = −9,00 m

NOTE BOOK

I.b) TRAMO I

· Pto de momento m_k = 1945 KN.m/m

m_d = 2917,5 KN.m/m

$A_s \geq$ 99,31 cm²/m;

En 5.0 m de bastón e = 496,9 cm²/m → 6 Φ32 (Si dispone 6 Φ32)

$A_{s\,disp}$ = 104,55 cm²/m m_u = 3135 KN.m/m (CC = 2,07 OK!)

X = 0,472d → Falla por el hormigón en $\varepsilon_y < \varepsilon_s < 2\varepsilon_y$ → Poco dúctil.

· Momento último con 6 Φ32 pral

A_s = 48,252 cm²/m; m_u = 1711,77 KN.m/m; m_{uk} = 1141,25 KN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq$ 1140 KN.m/m para z ≤ 5,00m, los Φ32 deben llegar hasta z = 5,00 - 1,50 - 2,00 - 0,50 = +2,00m

Si tiene $m_{uk} \leq$ 1140 KN.m/m para z ≥ 7,00, los Φ32 deben llegar hasta z = 7,00 - 2,00 - 4,00 = 9,00

(6 + 6 en patilla)

Si tiene $m_{uk} \leq$ 1140 KN.m/m para z ≥ -7,50m, los Φ32 deben llegar hasta z = -7,50 - 1,50 - 2,00 - 0,50 = -11,50m

Si tiene $m_{uk} \leq$ 1140 KN.m/m para z ≤ -12,50m, los Φ32 deben llegar hasta z = -12,50 - 1,50 - 2,00 - 0,50 = -16,50m

· Momento último con 6 Φ25 pral

A_s = 29,454 cm²/m m_u = 1081,9 KN.m/m; m_{uk} = 721,3 KN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq$ 720 KN.m/m para z ≤ -13,50m los Φ32 deben llegar hasta z = -13,50 - 1,50 - 2,00 - 0,50 = -16,50m

II) CORTANTES

· Pto de cortante: V_k = 940 KN/m

V_d = 1410 KN/m

A_s = 6 Φ32 como mínimo A_s = 48,252 cm²/m

A_d = 34,62 cm²/m/m

En 5.0m → A_d = 173,1 cm²/m

Tomando 2 ramas en 50cm → $A_s \geq$ 21,6375 cm²/m

con ramas Φ20 (A_s = 3,142 cm²/m) → s ≤ 0,145 m → s = 0,15

A_d = 33,52 cm²/m/m → Tomando el cortante a 1 canto útil de la base del apoyo directo resulta que funciona

· Cortante último con cercos Φ12

A_s = 48,252 cm²/m; A_d = 12,064 cm²/m → V_{u2} = 699,32 KN/m

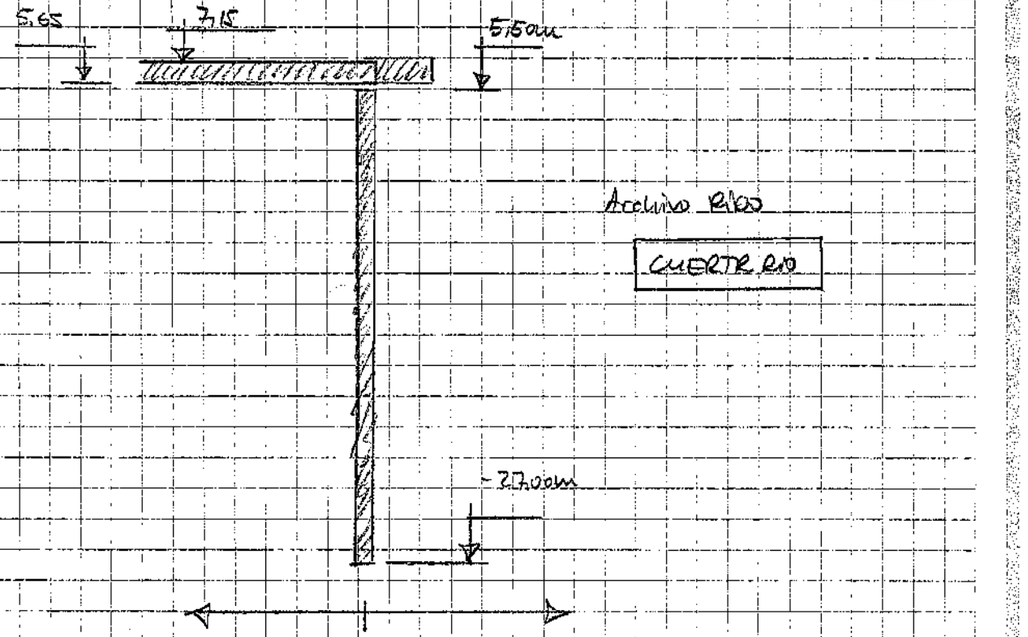
V_{uk} = 466,21 KN/m

Se tiene V_k = 460 KN/m para z ≤ -17,5m (de calculo manual) canto útil los cercos deben llegar hasta z = -18,00

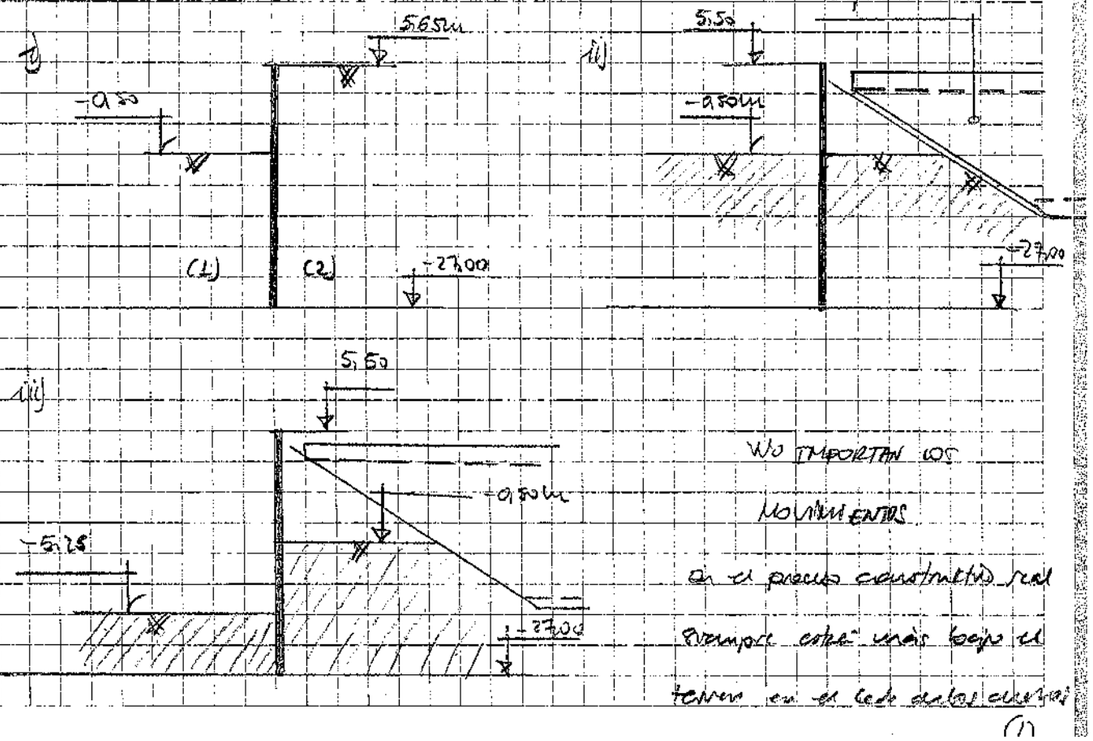
III) PUNZONAMIENTO EFE

Los pilares se apoyan contra el muro de tablestacas → No hay punzonamiento

PANTALLAS TRANSVERSALES

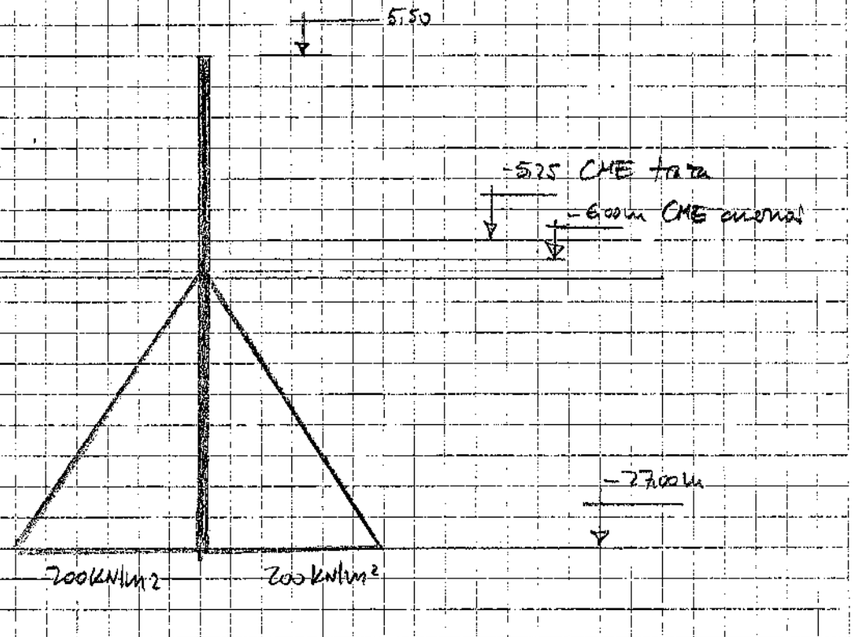


Etapas procedimiento constructivo



NO IMPORTAN LOS MOVIMIENTOS en el proceso constructivo real siempre estará más bajo el tercer en el lado donde excavar

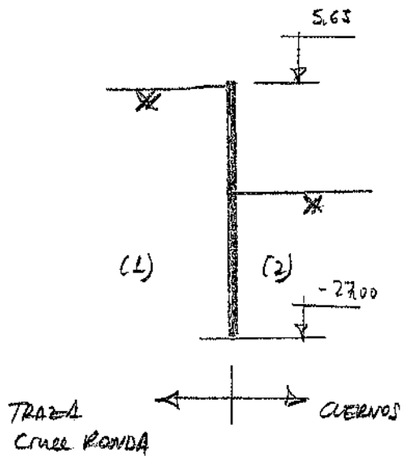
LEYES DE PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS



El desequilibrio de tierras siempre empujará hacia el resto del capón hincado. En el resto del capón hincado se orienta con el tapón de fondo de jet-grouting que reduce los esfuerzos y los movimientos de la pantalla

Muy importante! — NO HAY DETERMINADO DE PRESIONES DE AGUA

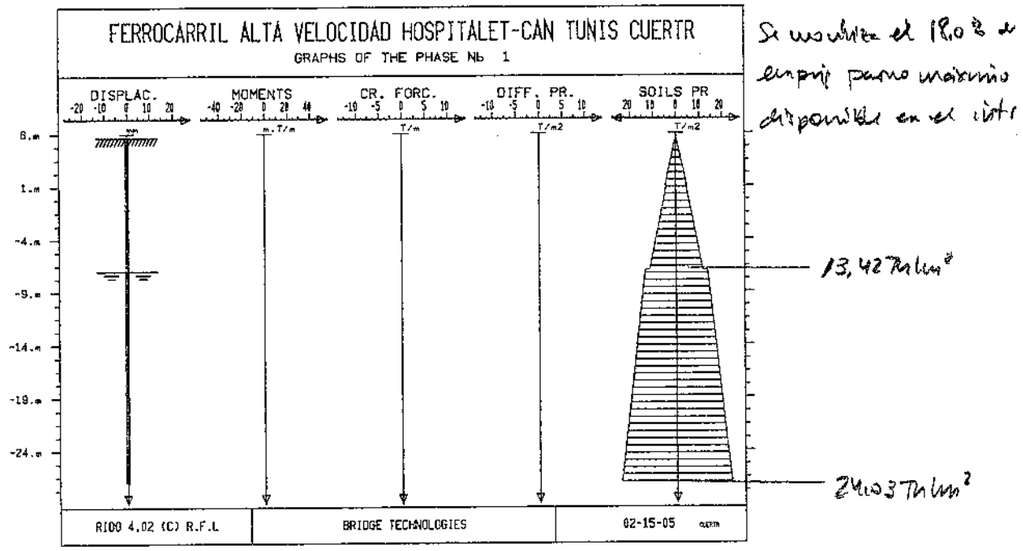
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUERTR *100L*
* PANTALLA TRANSVERSAL DE CIERRE
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* PANTALLAS EN VOLADIZO
5.65
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
5.65
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000.0
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) -7.0 0.0
WAT(1) -27.0 20.0
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION HASTA Z=-0.50 EN EL RECINTO
* SIN SC EN LA TRAZA (LA CUBIERTA NO PERMITE LA ENTRADA)
EXC(2) -0.50
CAL
* ETAPA 3: IGUALAR EXCAVACIONES.
SUB(1) -0.50 0.0 35.0 1.0
EXC(1) -0.50
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA CME: Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: IGUALAR EXCAVACIONES
SUB(1) -5.25 0.0 35.0 1.0
EXC(1) -5.25
CAL
END
STA
EVP
STOP
```



PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) PANTALLAS TRANSVERSALES 706+615

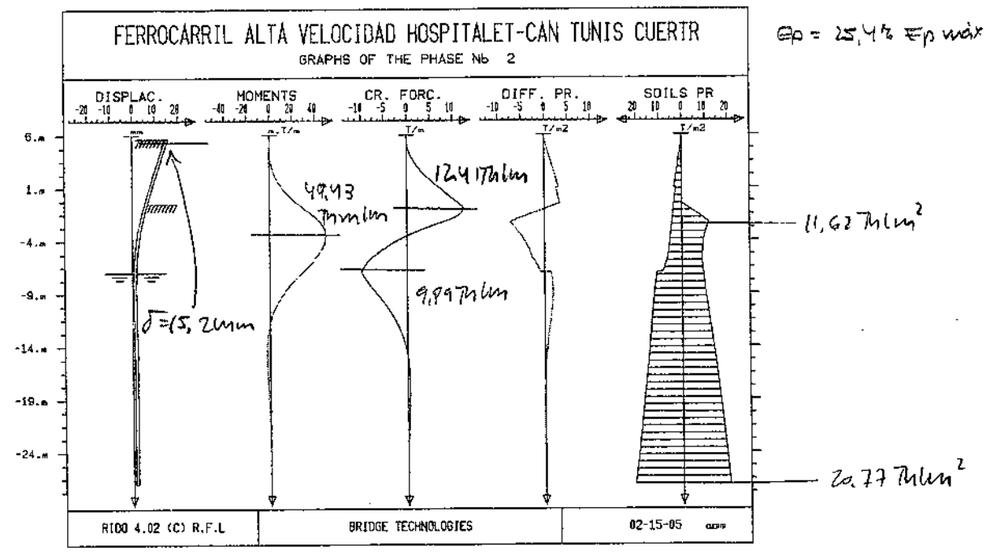
EXCAVACIONES DESEQUILIBRADAS A AMBOS LADOS DE LA PANTALLA TRANSVERSAL DE CIERRE. NO HAY EMPUJES DESEQUILIBRADOS DE AGUAS

ESTADO PREVIO Y ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:



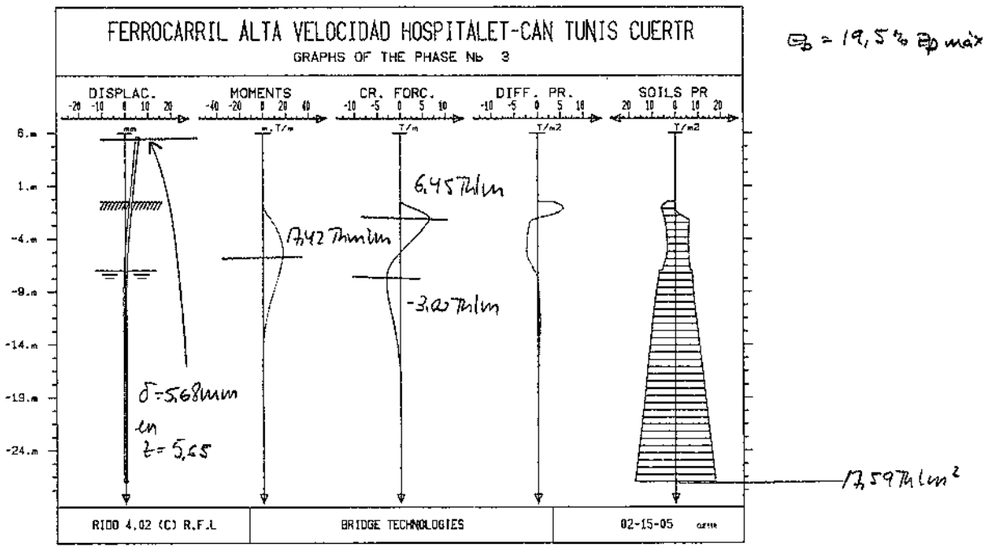
Se moviliza el 18,0 % de empuje pasivo máximo disponible en el intr

PRIMERA EXCAVACIÓN DESEQUILIBRADA Z=5.65 / Z=-0.50:

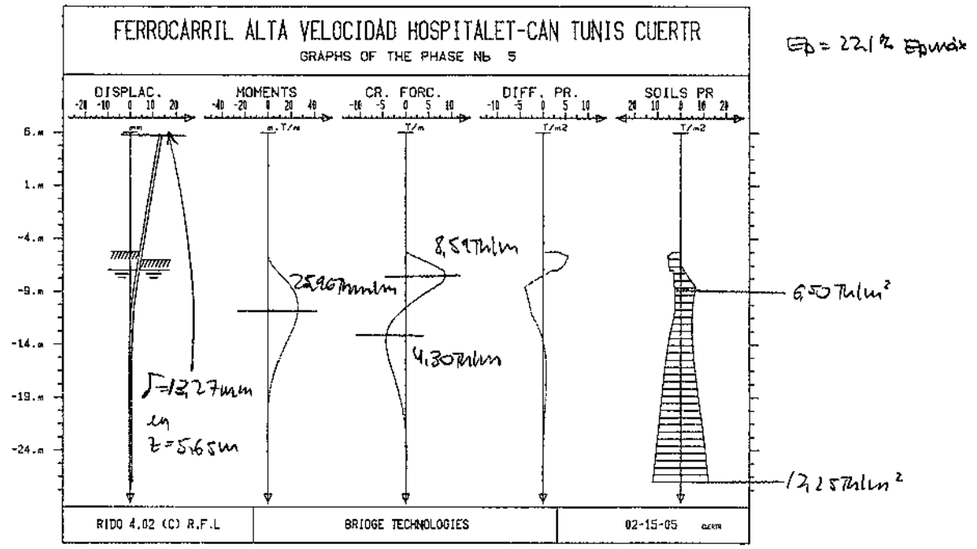


Ep = 25,4 % Ep máx

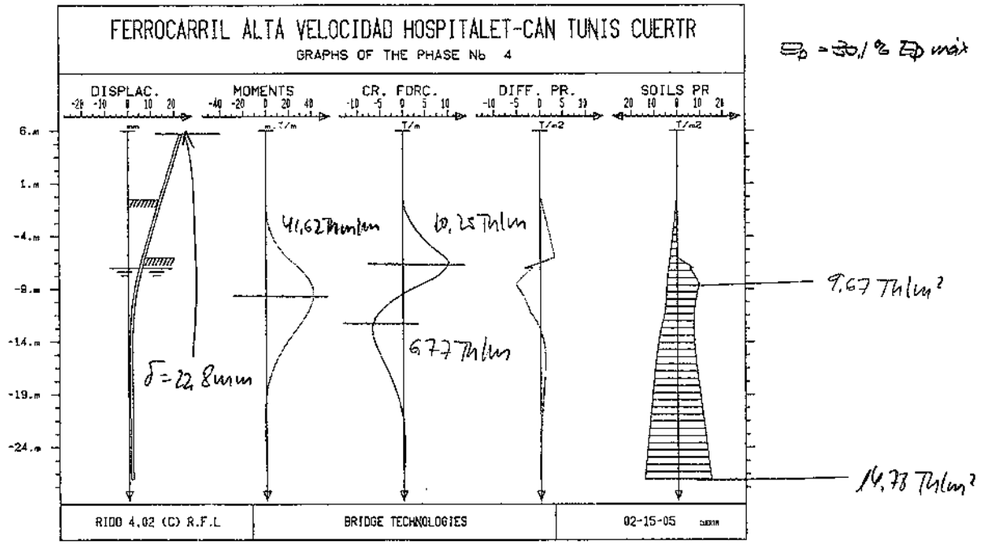
IGUALACIÓN DE EXCAVACIONES:



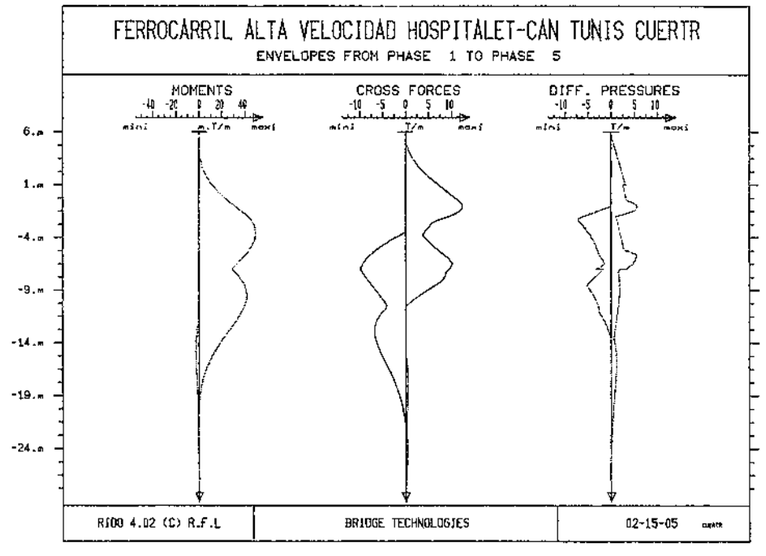
IGUALACIÓN DE EXCAVACIONES:



SEGUNDA EXCAVACIÓN DESEQUILIBRADA Z=-6.0 / Z=-0.50:



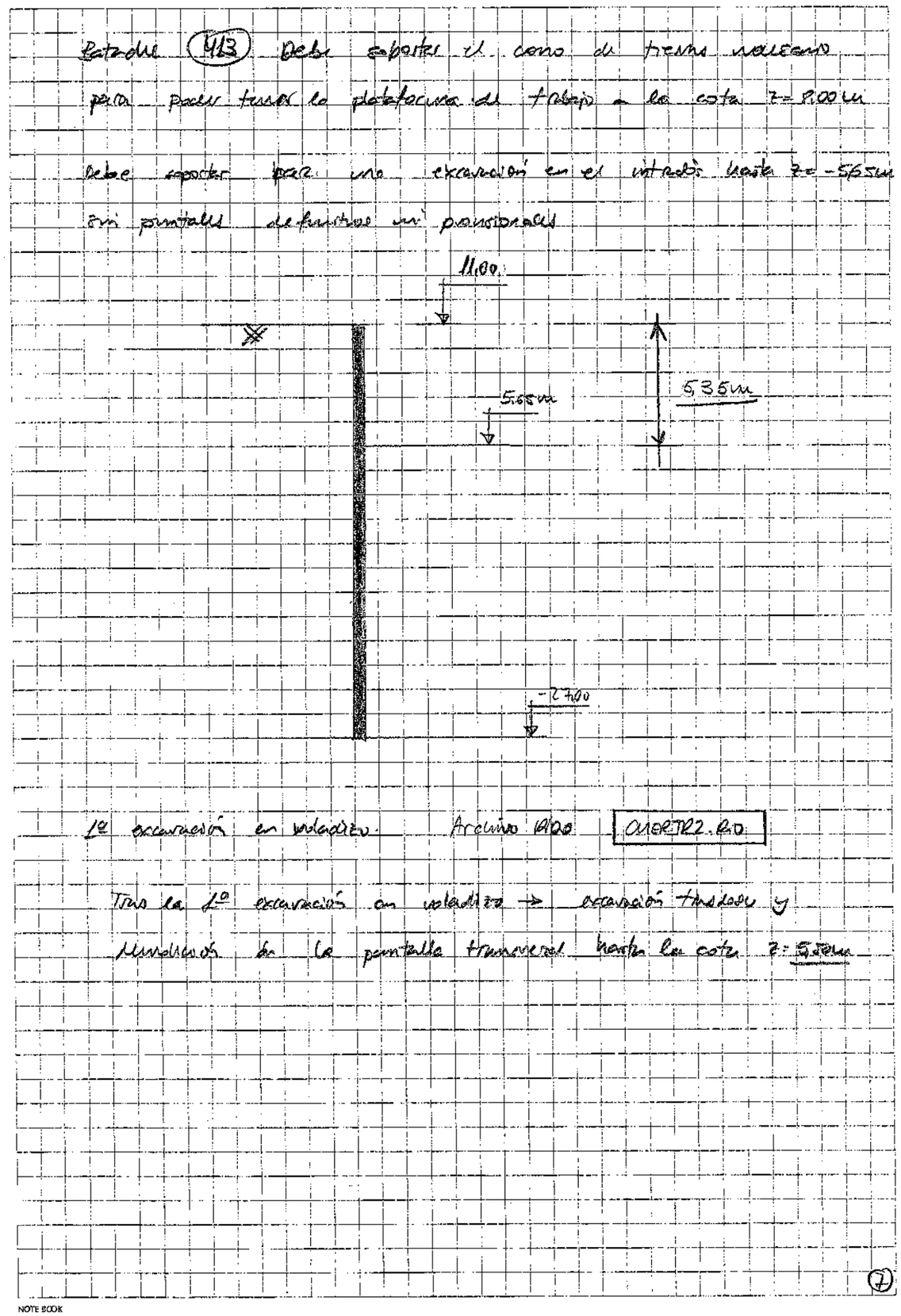
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



Can Tunis 5-Feb-05

Estudio (413) Debe estudiar el corte de tierra necesario para poder tener la plataforma de trabajo a la cota z=11.00 m

Debe aguantar para una excavación en el interior hasta z=-5,65m sin puntales de fondeo ni provisionales



1ª excavación en voladizo. Archivo .DAT CUERTR2.DAT

Tras la 1ª excavación en voladizo → excavación finalizada y ejecución de la pantalla transversal hasta la cota z=-5,65m

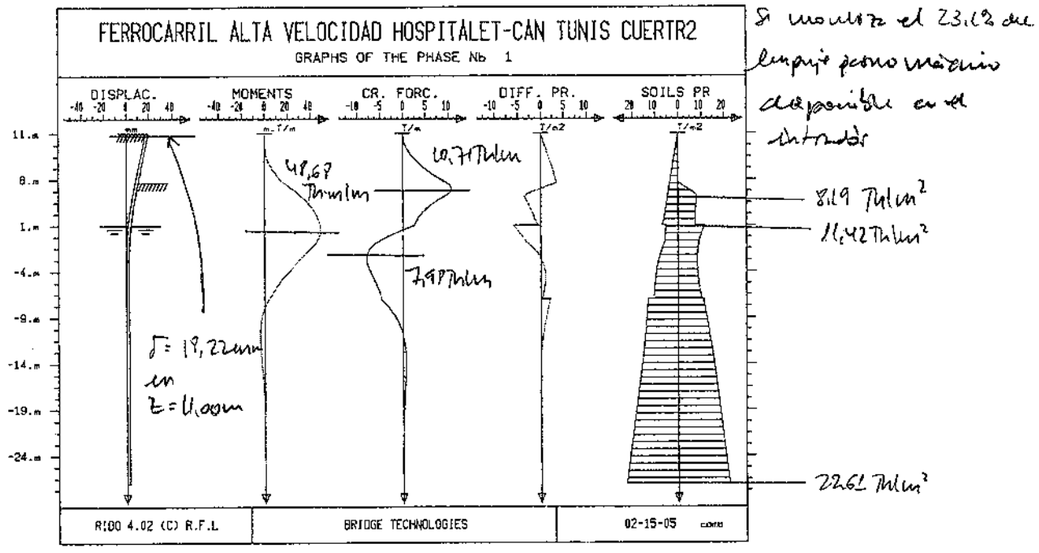
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUERTR2 *100L*
* PANTALLA TRANSVERSAL DE CIERRE
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* PANTALLAS EN VOLADIZO
11.0
-27.0 1.0^3*2.726E6/12
11.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0 2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000.0
* ETAPA 0: PRIMERA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) -7.0 0.0
WAT(1) -27.0 20.0
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION HASTA Z=-0.50 EN EL RECINTO
* SIN SC EN LA TRAZA (LA CUBIERTA NO PERMITE LA ENTRADA)
EXC(1) 5.65
EXC(2) -0.50
CAL
* ETAPA 3: IGUALAR EXCAVACIONES.
SUB(1) -0.50 0.0 35.0 1.0
EXC(1) -0.50
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA CME: Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: IGUALAR EXCAVACIONES
SUB(1) -5.25 0.0 35.0 1.0
EXC(1) -5.25
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) PANTALLAS TRANSVERSALES 706+615

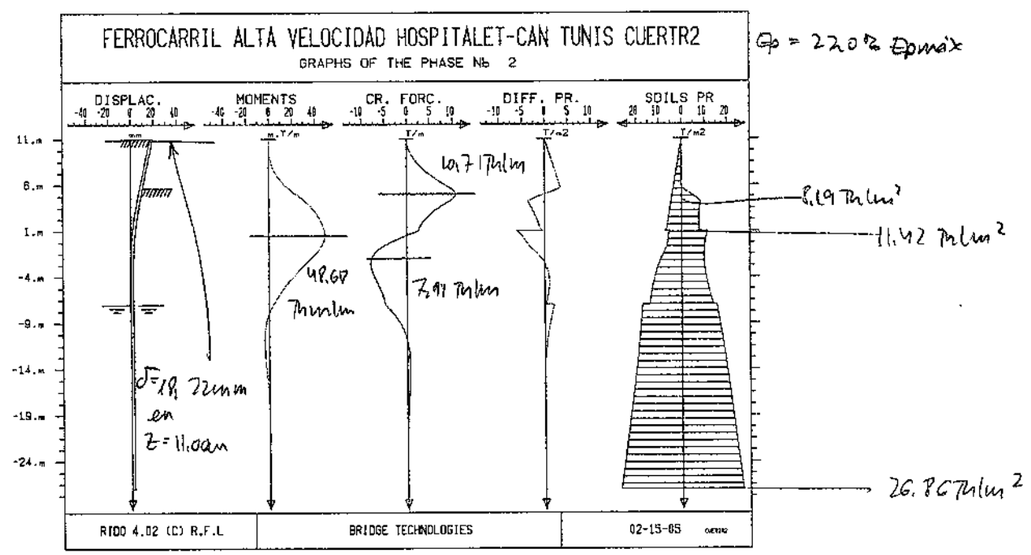
EXCAVACIONES DESEQUILIBRADAS A AMBOS LADOS DE LA PANTALLA TRANSVERSAL DE CIERRE. NO HAY EMPUJES DESEQUILIBRADOS DE AGUAS. PANTALLAS HASTA LA COTA 11.0m

PRIMERA EXCAVACIÓN EN VOLADIZO:



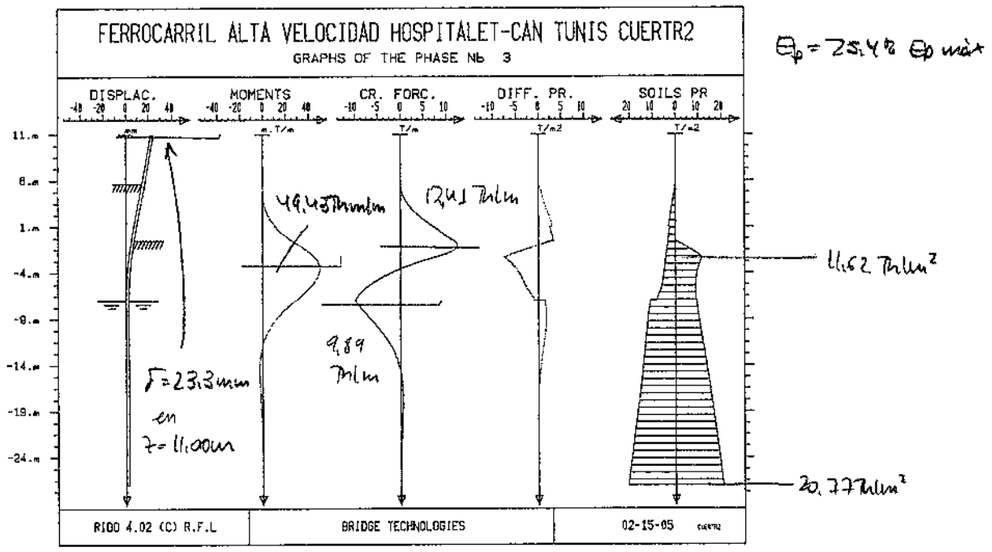
Si movilizo el 23,1% del empuje pasivo máximo disponible en el intradós

ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN.



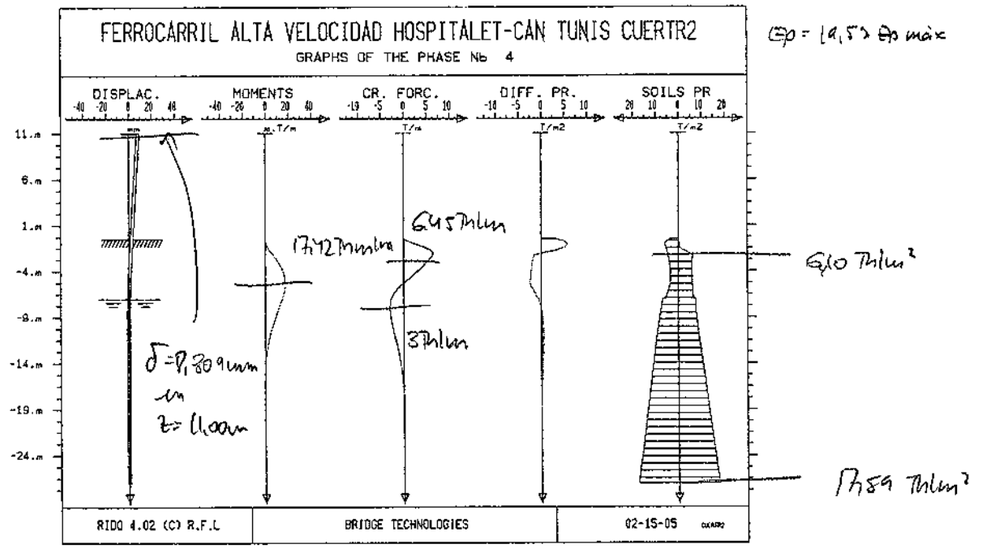
Φp = 22,0% Φp max

PRIMERA EXCAVACIÓN DESEQUILIBRADA Z=5.65 / Z=-0.50:



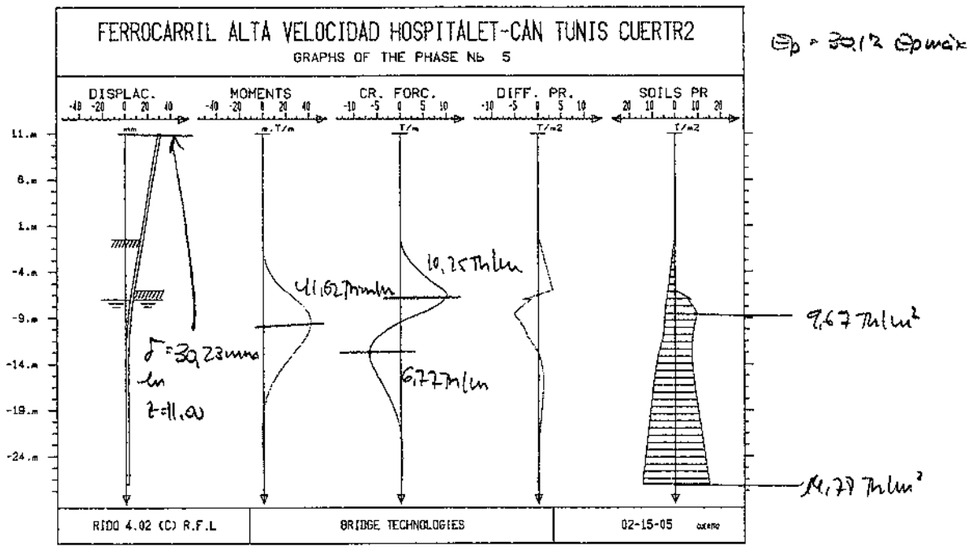
Φp = 25,4% Φp máx

IGUALACIÓN DE EXCAVACIONES:

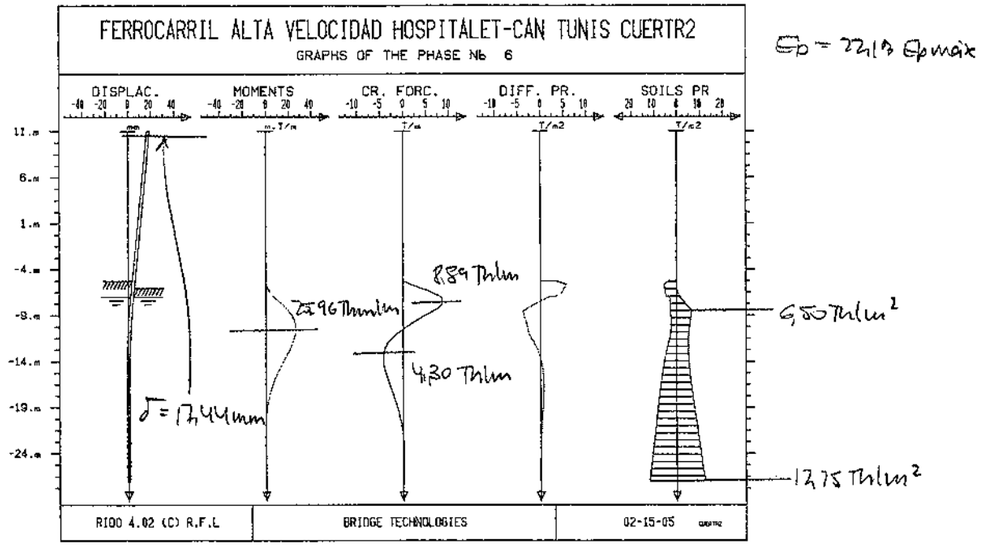


Φp = 19,5% Φp máx

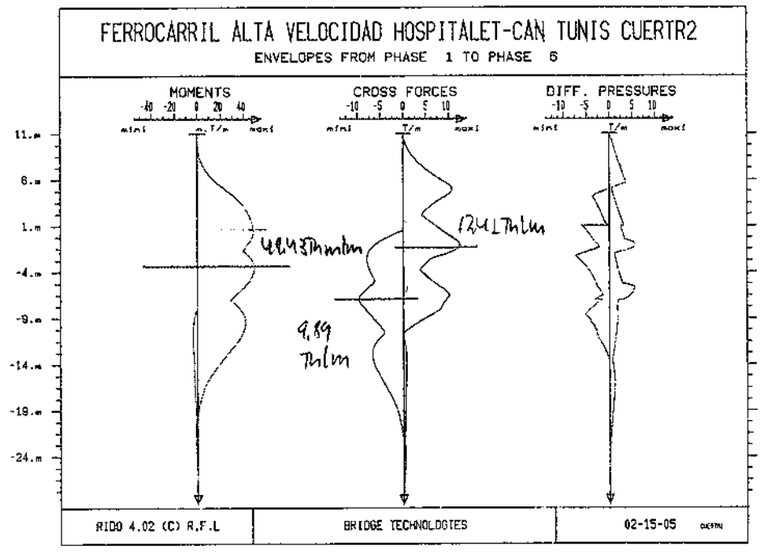
SEGUNDA EXCAVACIÓN DESEQUILIBRADA Z=-6.0 / Z=-0.50:



IGUALACIÓN DE EXCAVACIONES:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



NOTAS DE ARMADO:

I) FLEXIÓN

- Momento máximo $M_{max} = 500$ KN.m/m

$M_d = 750$ KN.m/m

$A_s \geq 21,56$ cm²/m

En 5cm $A_s \geq 1,078$ cm² ← 2 Ø 25

Se disponen 8 Ø 25 pmd en toda la altura

$A_{s\,disp} = 29,454$ cm²/m

$M_{rm} = 1088,90$ KN.m/m ($C_{SL} = 1,443$)

$X = 0,127d$ ← Fallo dúctil

II) CORTANTES:

- Cortante máximo $V_{u2} = 125$ KN/m

$V_d = 187,5$ KN/m

$A_s = 29,454$ cm²/m, $A_d = 0,00$ → $V_{u2} = 295$ KN/m

$V_d = 187,5$ KN/m

↑ sin armadura de cortante

Se disponen cercos Ø12 a 0,20 en toda la altura (cuantía mínima a cortante)

$A_d = 9,048$ cm²/m/m

$A_s = 29,454$ cm²/m

→ $V_{u2} = 555,24$ KN/m ($C_{SL} = 2,96$ OK)

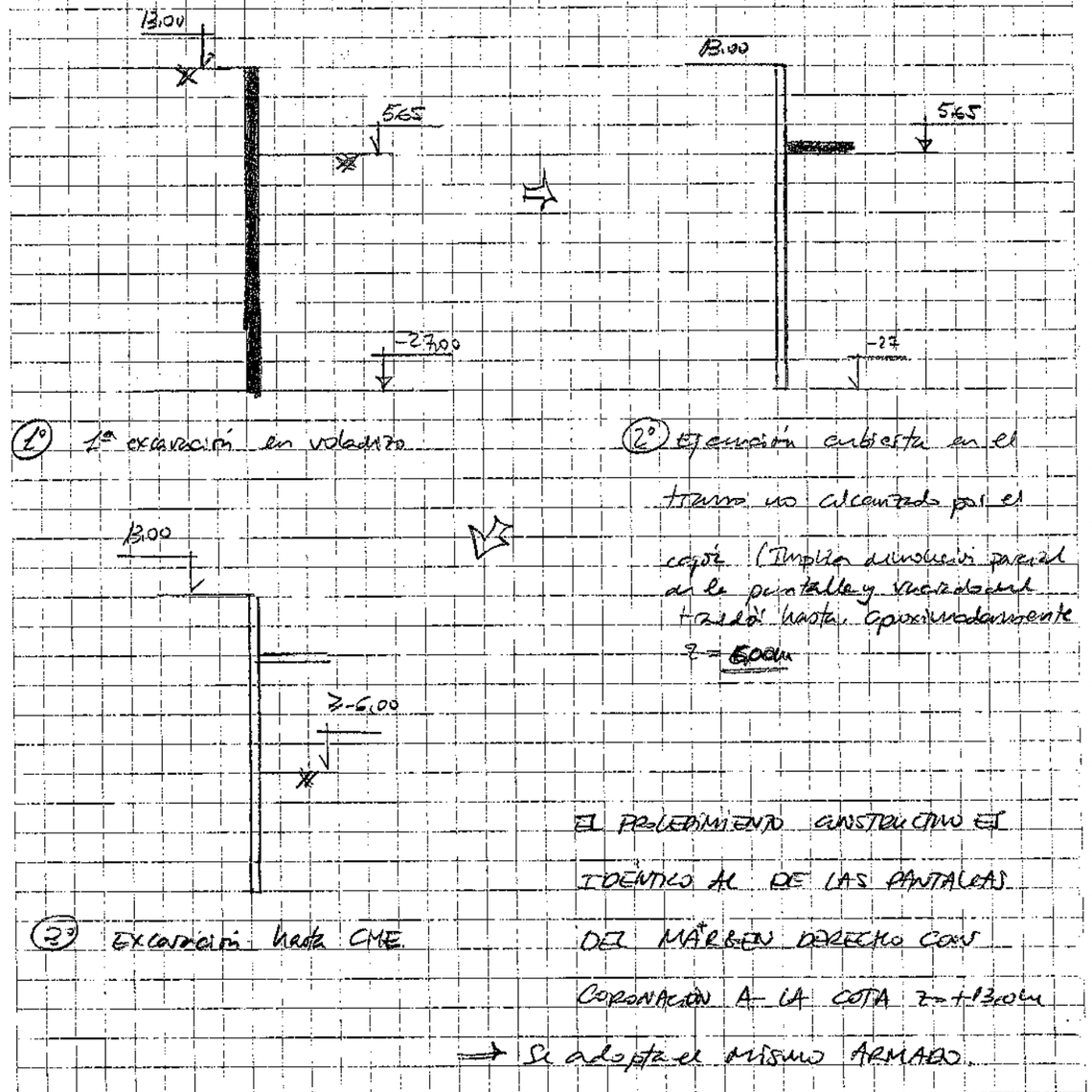
NOTE BOOK

Pantallas de las uñas:

Batache (45) → Nudo en pantallas del margen derecho

El batache tiene empujes muy reducidos y además tiene apoyo continuo (en toda la altura) en el batache longitudinal del resto de recepción del cajón hincado.

Procedimiento constructivo:



(1º) 1ª excavación en voladizo

(2º) Ejecución anclaje en el tramo no alcanzado por el cajón (Implica demolición parcial de la pantalla y vaciado del trasdós hasta aproximadamente z = 6.00m)

(3º) Excavación hasta CME

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ES IDÉNTICO AL DE LAS PANTALLAS DEL MÁRGEN DERECHO CON CORONACIÓN A LA COTA z = +13.00m

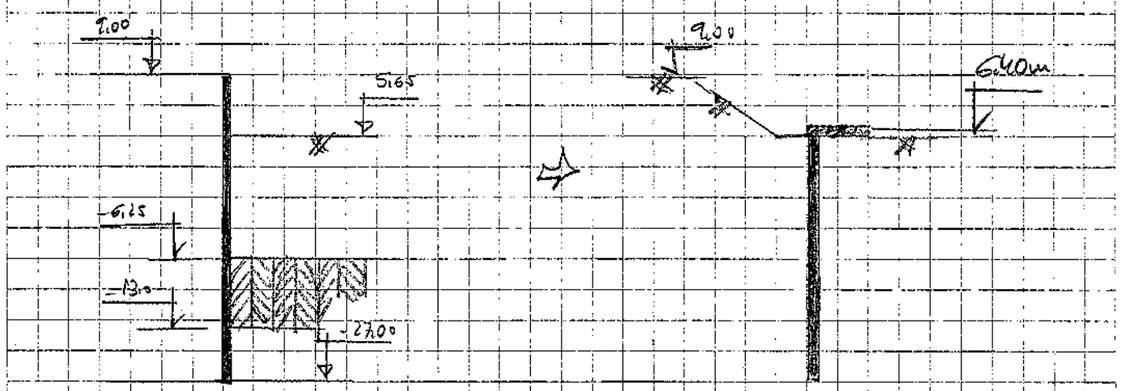
→ Se adopta el mismo ARMADO.

NOTE BOOK

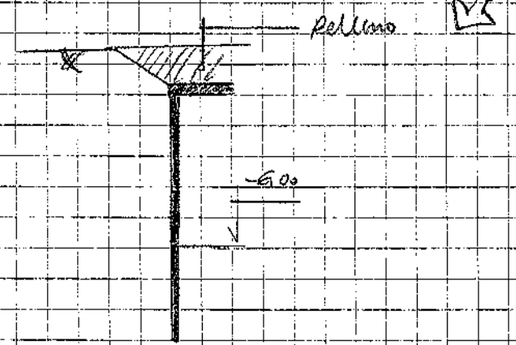
Batadel (419) — Nudo en pantallas del margen Izqdo.

Este batadel tiene apoyo continuo en las pantallas longitudinales del margen Izquierdo — Tiene dos elevadas que se soportan con la viga de atado (en la cubierta del tramo inicial)

Procedimiento constructivo:



(1º) Ejecución pantallas y 1ª excavación intermedia
Ejecución jet-grouting



(2º) Demolición hasta z= 5.65m y ejecución viga de atado cubierta

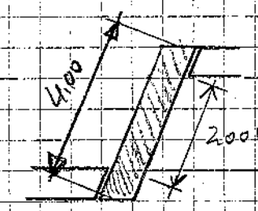
(3º) Excavación hasta cota y relleno sobre cubierta

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ES MUY SIMILAR AL DE LAS PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO PERO NO TIENE LA REACCIÓN DE LOS PUNTALES Y ESTÁ SOMETIDA A MOMENTOS TORSORES (que se empotran en la cubierta) — CÁLCULO EN RECIPIEN

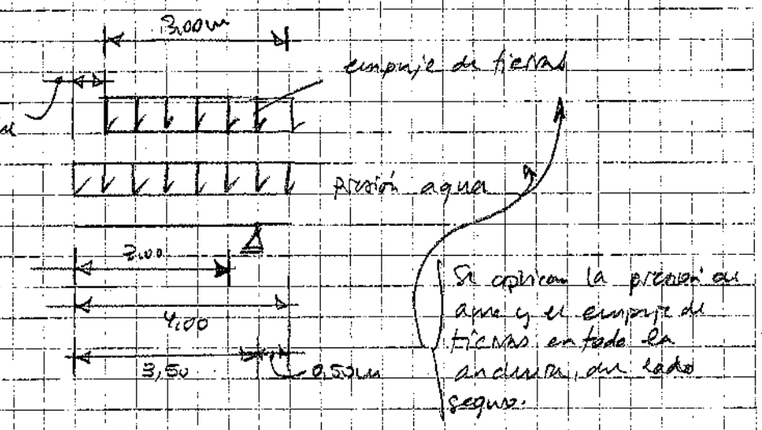
NOTE BOOK

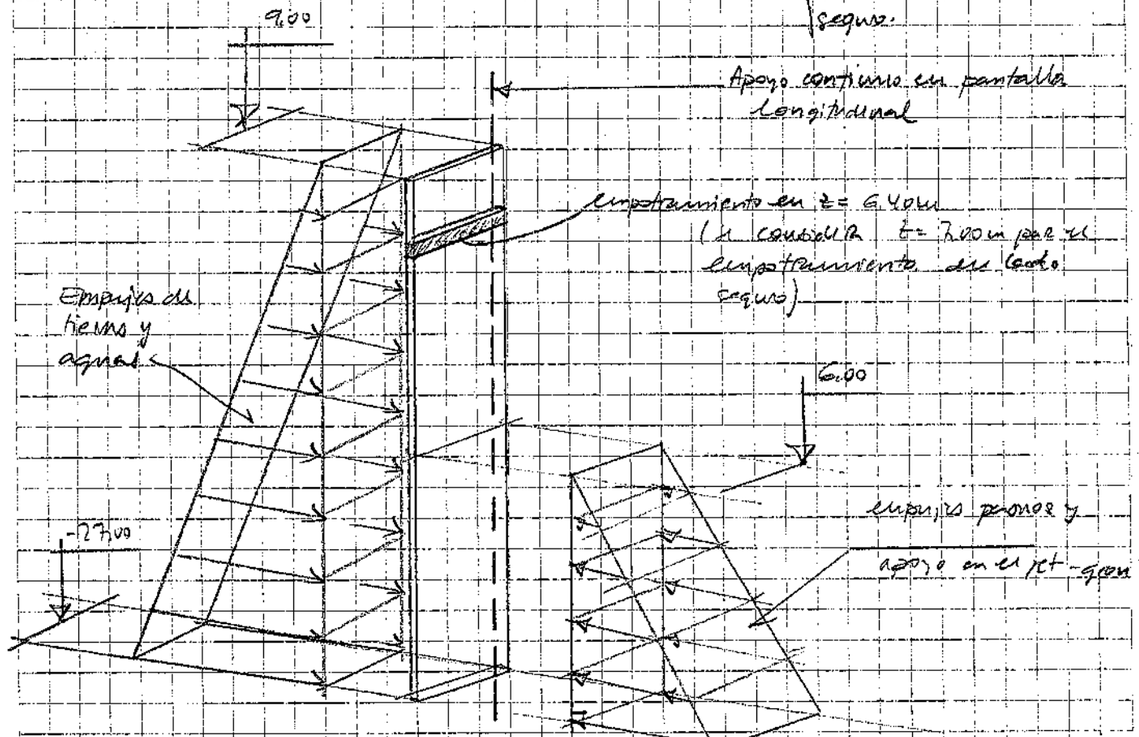
Pantalla del nudo del margen izquierdo

GEOMETRÍA:



MODELIZACIÓN:

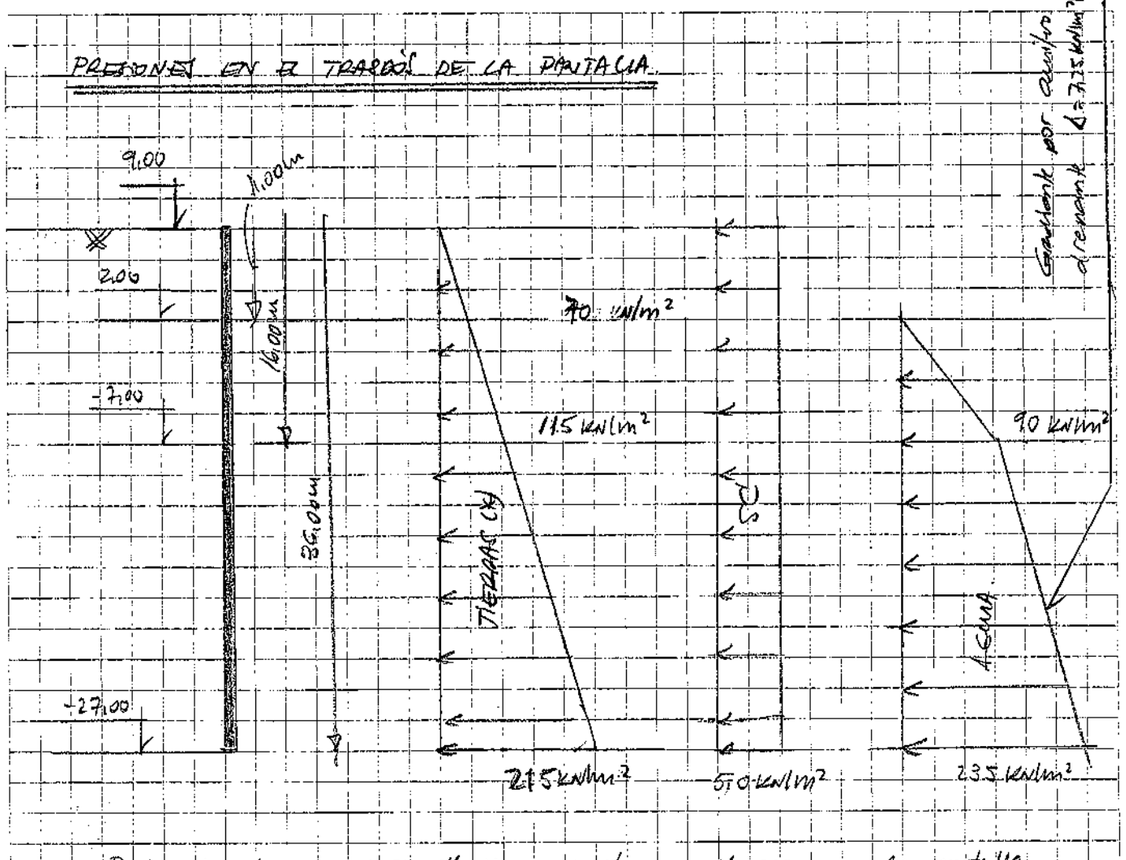




NOTE BOOK

Can Tunis 21-Feb-05

PRESIONES EN EL TRASDÓS DE LA PANTALLA

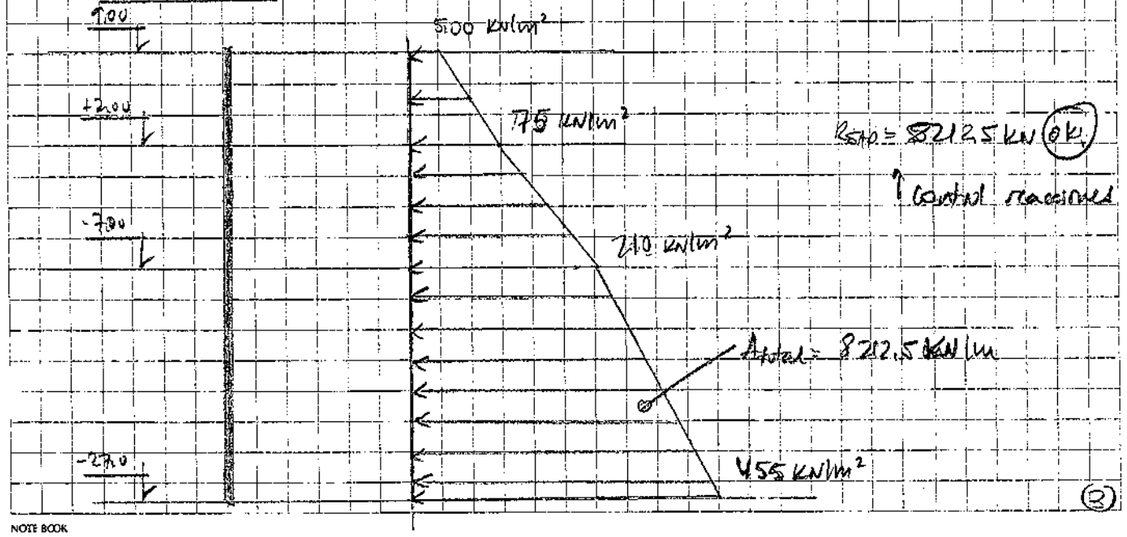


Dado el escaso asiento del movimiento por el apoyo en la pantalla longitudinal se consideran empujes al reposo

(*) Tierra: densidad sumergida (para z ≤ -27.00) $\gamma_s = 10\ kN/m^3$

$\gamma_{saturado} = 20\ kN/m^3$

Ley resultante



$R_{total} = 8212.5\ kN$ (0 k)

↑ Central reacciones

(2)

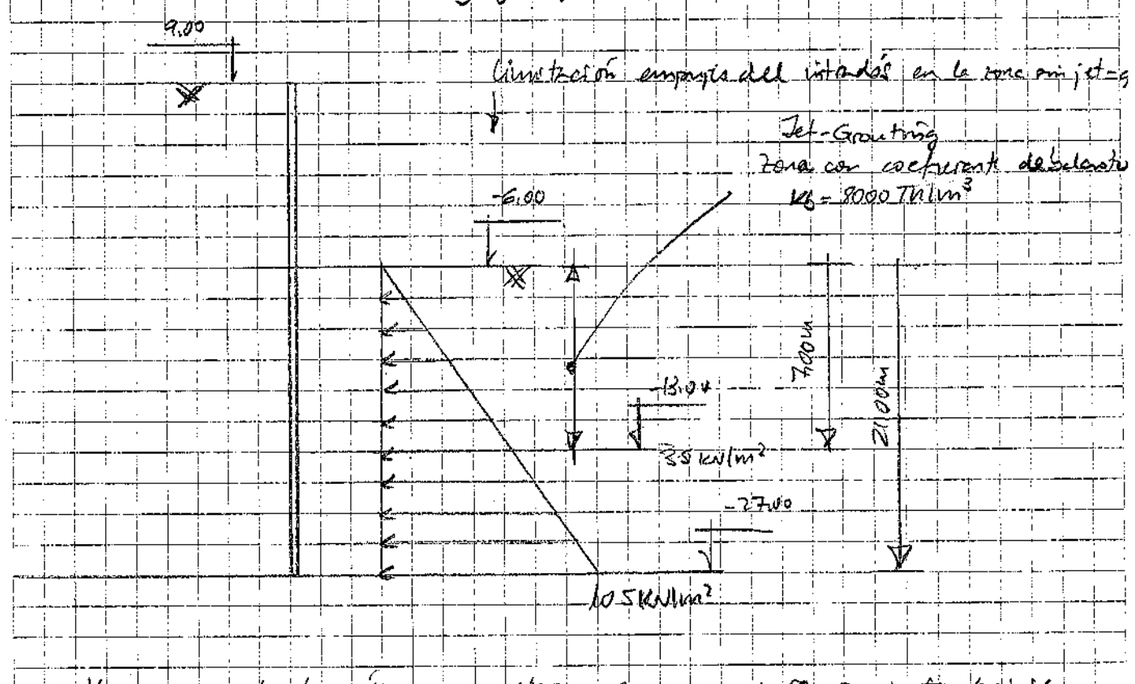
NOTE BOOK

Can Tunis 21-Feb-05

PRESIONES EN EL INTRADÓS

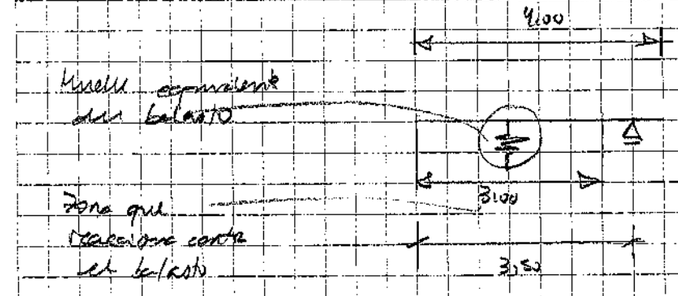
En la zona donde hay jet-grouting → Presión del terreno incrementada

Simulación empujes del intradós en la zona con jet-grouting



* Ya que en el trasdós se consideran empujes al reposo → también se consideran en el intradós

y se consideran las mismas densidades sumergidas (pero no se considera la presión de agua del lado seguro)



$K_s = 8000\ Tn/m^3$

$\delta = 3.00\ m$

$h = 4.00\ m$

$K_M = K_S \cdot A = 8000\ kN/m^3 \cdot 3.0\ m$

$K_M = 240\,000\ kN/m/m$

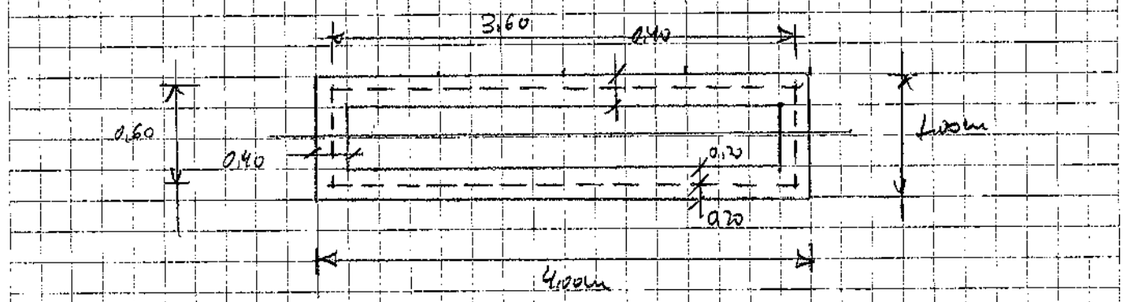
Desde $z = -6.00$ hasta $z = -13.00$

(En apoyo desde $z = -7.00$ hasta $z = -12.00\ m$)

(4)

NOTE BOOK

DISTRIBUCIÓN MEDIANTE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL



$I = \frac{1}{12} \cdot 4 \cdot 1,00^3 = 0,333 m^4/m$

$J = 0,333 m^4/m$

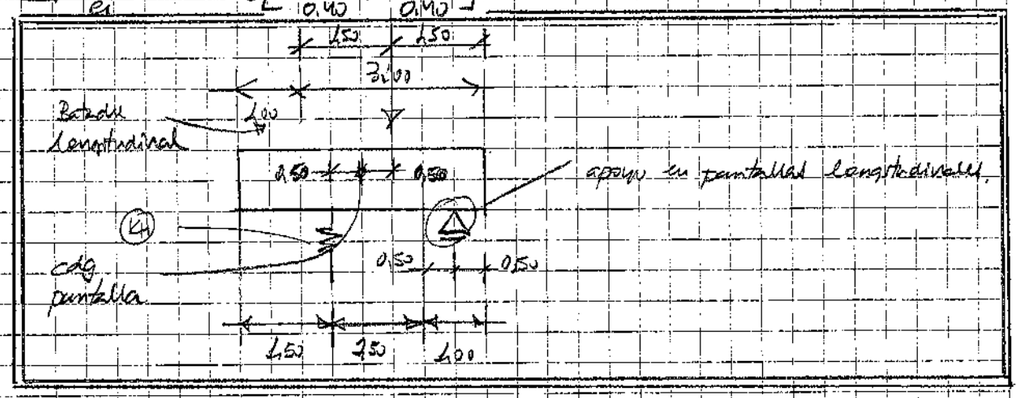
$A = 4,0 m^2$

$U = 10,0 m^2$

$h_e = \frac{A}{U} = \frac{4,0}{10,0} = 0,40m$

$A_e = 3,60 \cdot 0,60 = 2,16 m^2$

$J = \frac{4 A_e^2}{\sum \frac{U_i}{e_i}} = \frac{4 \cdot 2,16^2}{2\left[\frac{3,60}{0,40} + \frac{0,60}{0,40}\right]} = 0,889 m^4$ $\quad J = 0,889 m^4$



Archivo SAP "PANTALLA NUDO 5 SDB" ← Con muelles que simulan el empuje reacción del terreno bajo el jet-grouting

Por debajo de la cota -12,00 m

$K_s = 20000 kN/m^3$

$A = 3,00 m^2/m$

$K_H = K_s \cdot A = 20000 \cdot 3 = 60000 kN/m/m$

El terreno del interior se modela a partir de su resistencia y se comprueba que no se superan los empujes pasivos máximos disponibles.

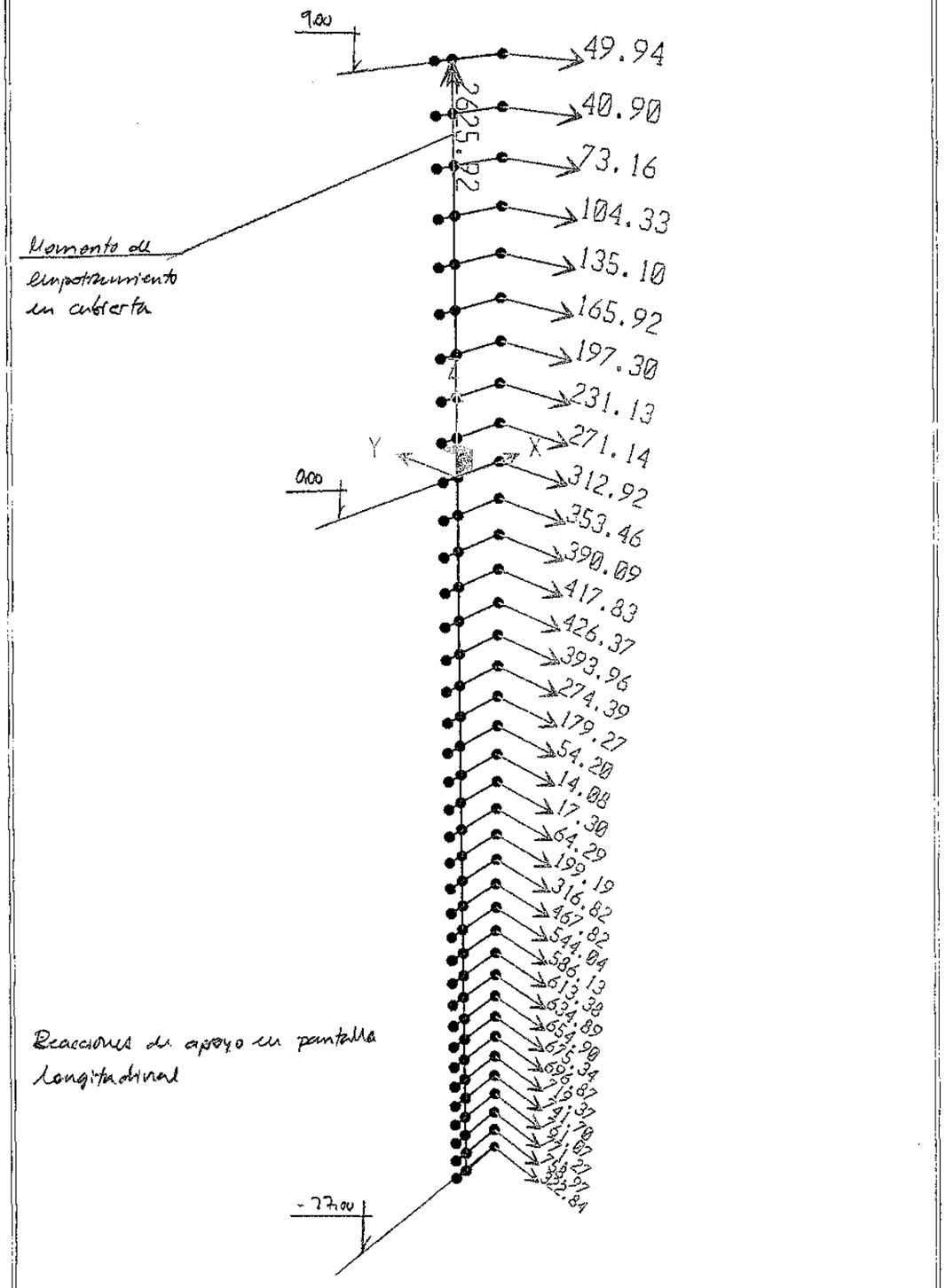
En todo el terreno con tierra se supera el empuje al reposo — se sustituyen los muelles por el empuje al reposo máximo

Z=-13	105
-14	120
-15	135
-16	150
-17	165
-18	180
-19	195
-20	210
-21	225

Z=-22	240
Z=-23	255
Z=-24	270
Z=-25	285
Z=-26	300
Z=-27	315

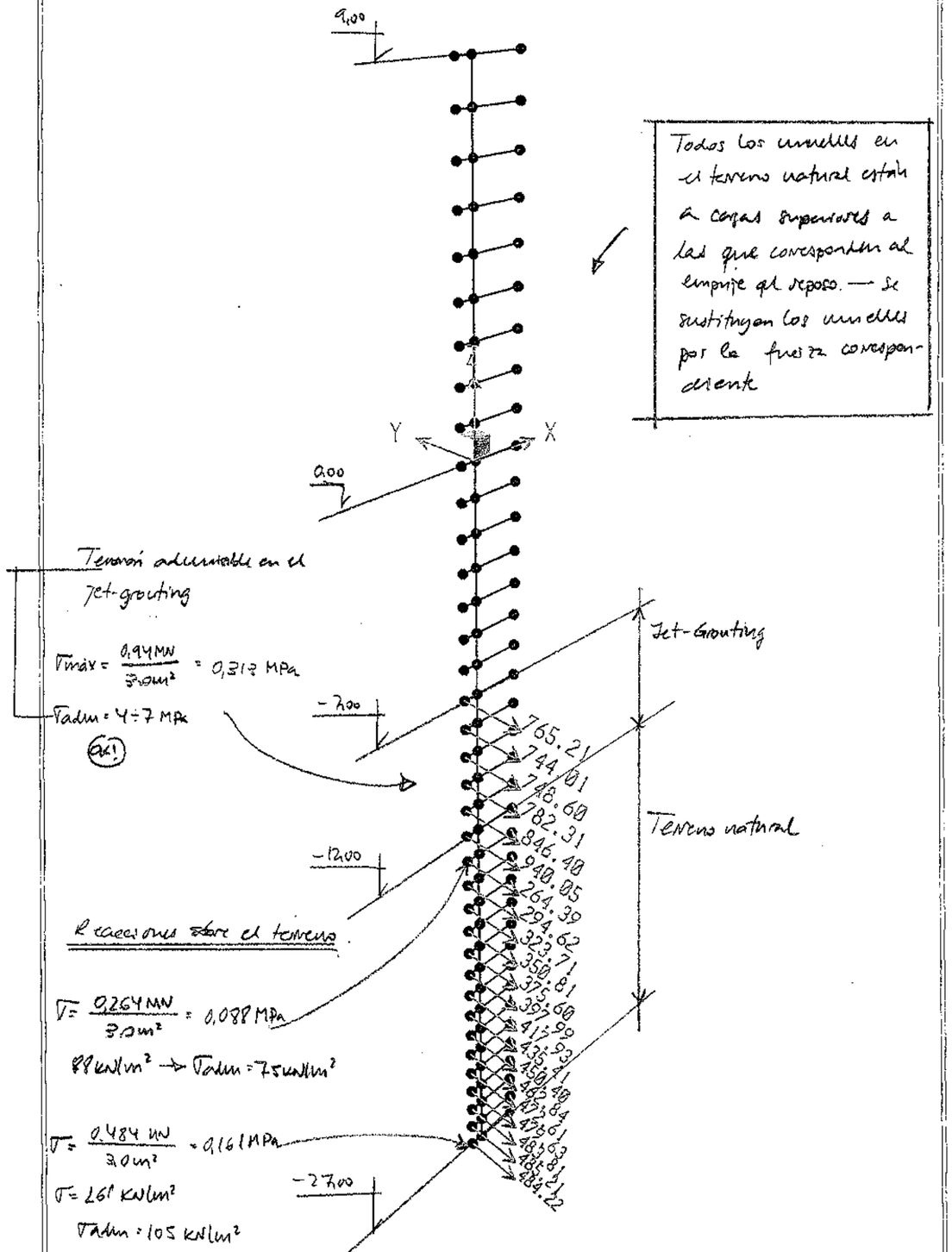
Fuerzas máximas en cada profundidad.

SAP2000 2/22/05 9:24:13

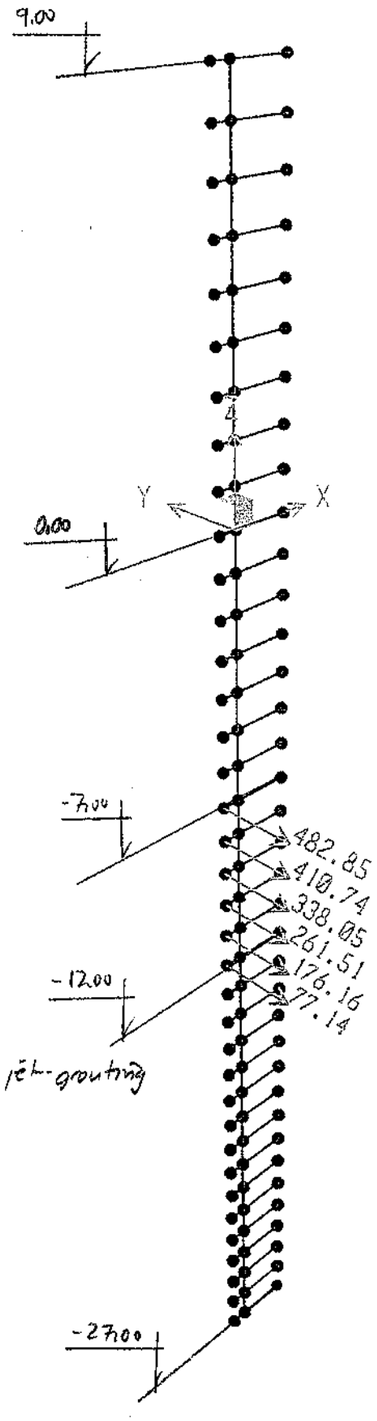


SAP2000 v8.1.5 - File:PANTALLA NUDO 5 - Restraint Reactions (COMB1) - KN, m, C Units

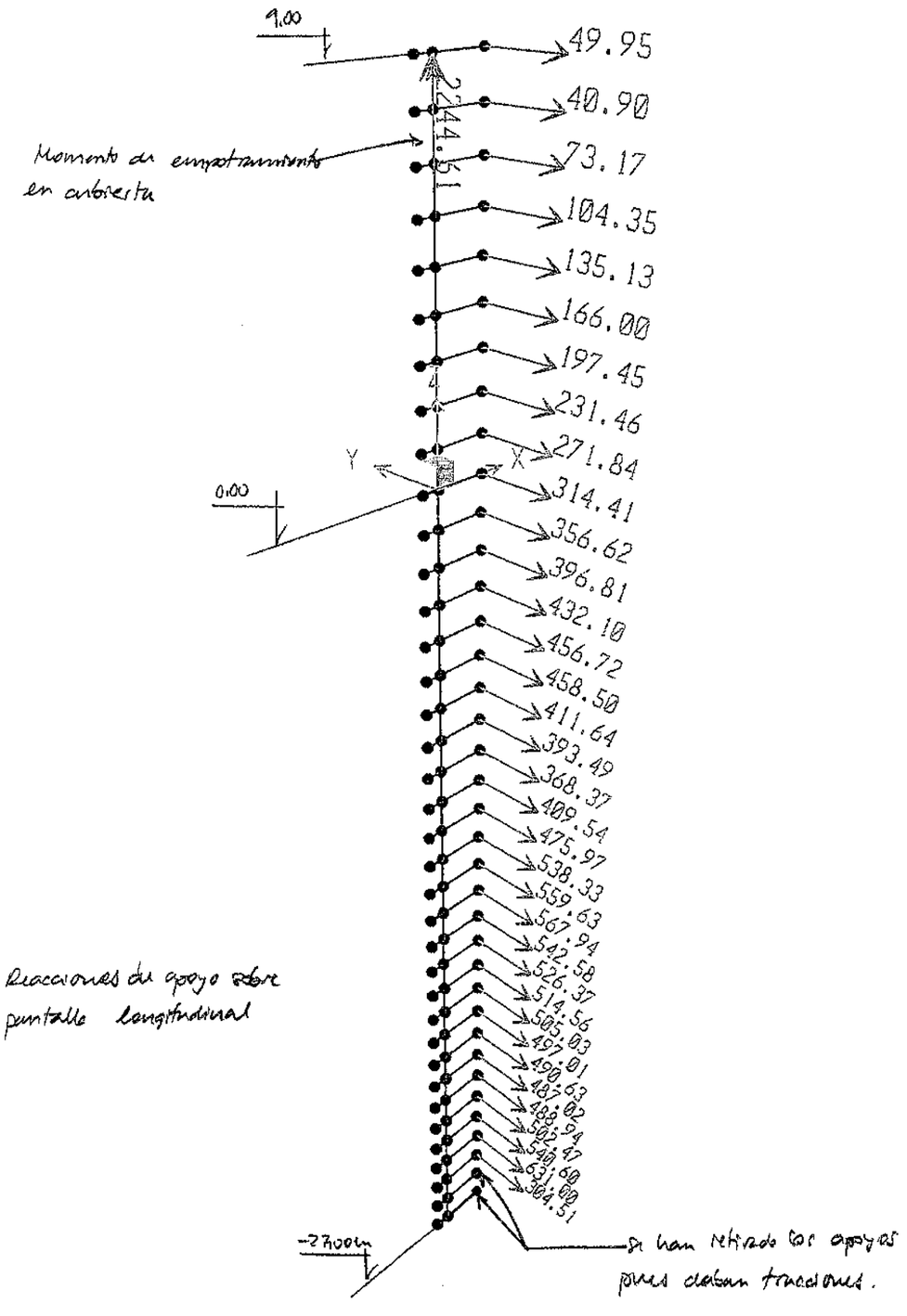
SAP2000 2/22/05 9:24:22



SAP2000 v8.1.5 - File:PANTALLA NUDO 5 - Spring Reactions (COMB1) - KN, m, C Units

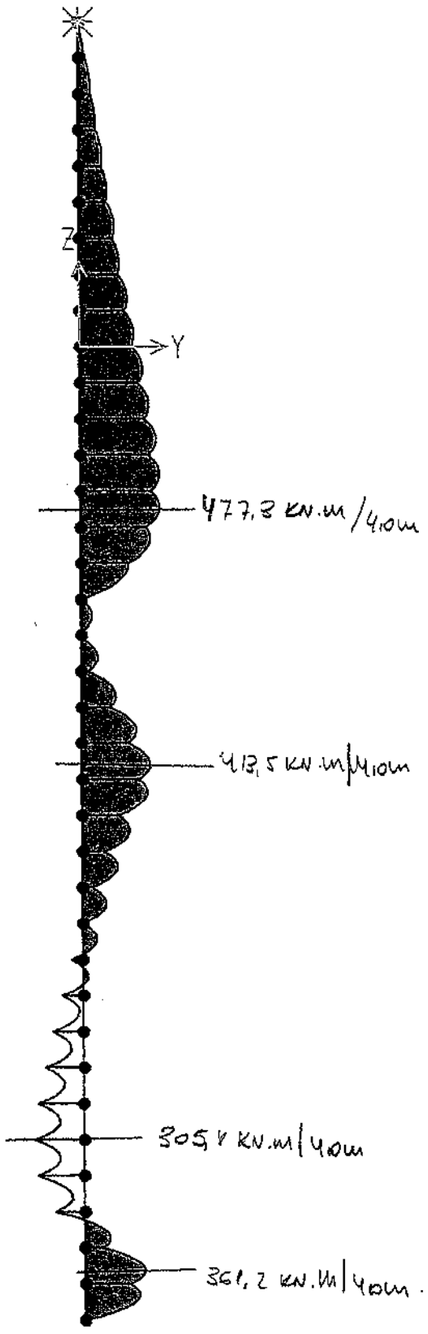


SAP2000 v8.1.5 - File:PANTALLA NUDO 5 - Spring Reactions (COMB1) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:PANTALLA NUDO 5 - Restraint Reactions (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000 2/22/05 9:46:14

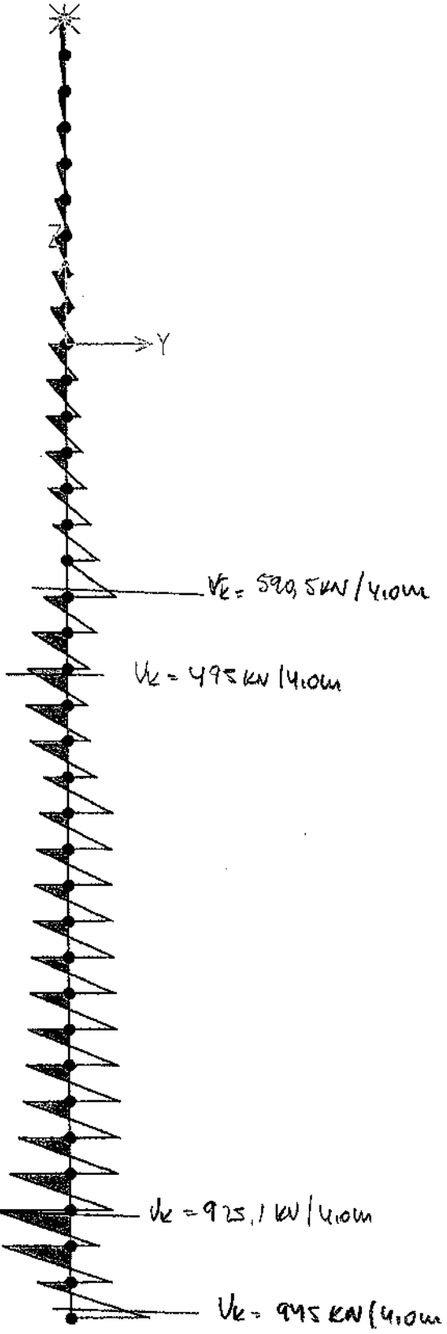


Momentos flectores en pantalla del muro (Valores característicos)

(Momentos flectores muy bajos) — Lógico hay apoyo continuo en pantalla longitudinal.

SAP2000 v8.1.5 - File:PANTALLA NUDO 5 - Moment 2-2 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000 2/22/05 9:46:43

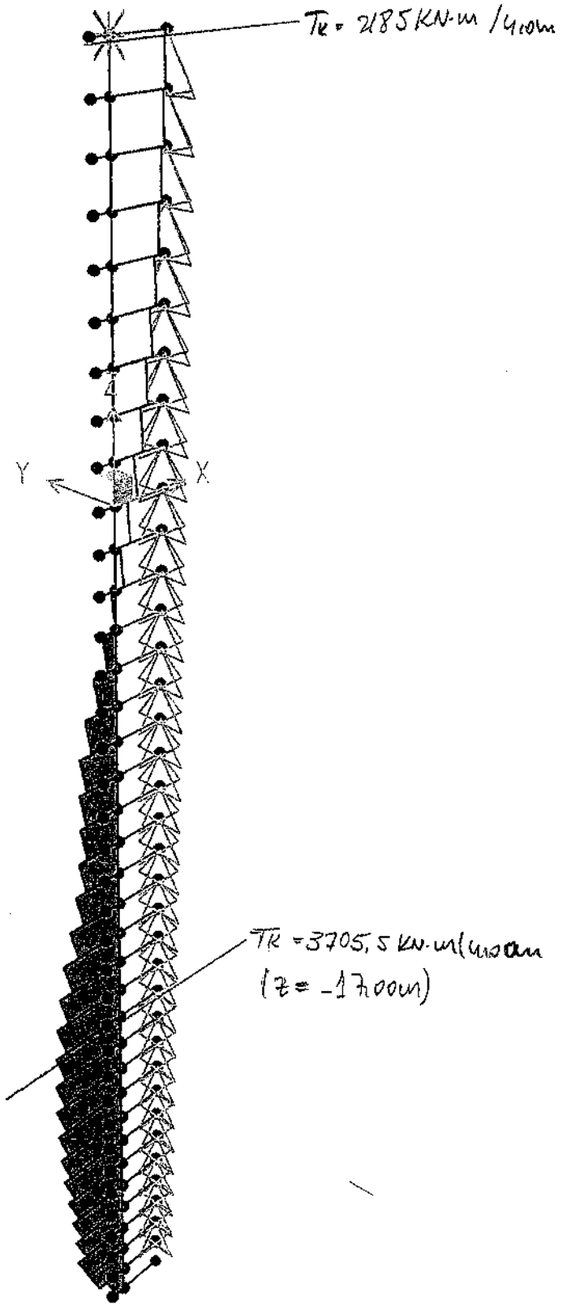


Esfuerzos cortantes (Valores característicos)

Cortantes muy bajos (Lógico hay apoyo continuo en pantalla longitudinal)

SAP2000 v8.1.5 - File:PANTALLA NUDO 5 - Shear Force 3-3 Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

SAP2000 2/22/05 9:47:28



Momentos torsores
(Valores característicos)

SAP2000 v8.1.5 - File:PANTALLA NUDO 5 - Torsion Diagram (COMB1) - KN, m, C Units

Cam Juan 22-Feb-05

DIMENSIONAMIENTO:

I) FLEXIÓN:

M_K = 119,325 KN·m/m ← es el máximo

M_d = 1,5 · 119,325 = 178,99 KN·m/m

$A_s \geq 4,94\ cm^2/m$ ← muy bajos!!

II) CORTANTES: ELE

V_K = 236,25 KN/m

V_d = 1,50 · 236,25 = 354,4 KN/m

A_s = 6Ø25 como mínimo $A_s \geq 29,454\ cm^2/m$

$A_s \geq 3,50\ cm^2/m/m$ ← Hay que disponer la cuantía mínima.
8,33 cm²/m ← se abre con pasos a 0,25 de cada Ø16

III) TORSIÓN ELE

T_K = 3705,5 KN·m , T_d = 1,50 · 3705 = 5557,5 KN·m

a) Agotamiento bielas comprimidas.

$T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \frac{\cot g\,\theta}{1+\cot g\,\theta}$

$f_{1cd} = 0,60 \cdot \frac{25}{1,5} = 10\ MPa$

$\alpha = 1,20$

$A_e = 216\ cm^2$; $h_e = 0,40\ m$

Sustituyendo valores: $T_{u1} = 1,20 \cdot 10 \cdot 216 \cdot 0,40 \cdot \frac{1}{1+1} = 518,4\ MN·m$

$T_{u1} = 5184\ KN·m < T_d$ ← No funciona

Tomando Hormigón H4-30 → $T_{u1} = 6221\ KN·m$ ← OK!

☐ usando empleo hormigón H4-30.

NOTE BOOK

b) Espaciamiento armaduras transversales

$$T_n = \frac{2 A_e A_t}{S_t} f_{yt,d} \cdot \cot g\theta \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_d}{2 \cdot A_e \cdot f_{yt,d} \cdot \cot g\theta}$$

$A_e = 2,16 m^2$

$f_{yt,d} = 400 MPa$

$\cot g\theta = 1,0$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{5,56 MN \cdot m}{2 \cdot 2,16 m^2 \cdot 400 MPa \cdot 1,0} = 32,18 cm^2/m$$

disponiendo 2 ramas $\phi 20$ a 0,20 $\rightarrow A_t/_{St} = 31,42 cm^2/m$ ($\varepsilon = 0,024$) admisible

↑ Debe tenerse en cuenta que se ha sobredimensionado para el máximo flector

c) Espaciamiento armaduras longitudinales

$$T_{n2} = \frac{2 A_e}{u_e} A_l \cdot f_{yld} \cdot tg\theta \rightarrow A_l \geq \frac{T_d \cdot u_e}{2 A_e f_{yld} \cdot tg\theta}$$

$u_e = 8,40 m$

$A_e = 2,16 cm^2$

$f_{yld} = 400 MPa$

$tg\theta = 1,00$

$$A_l \geq \frac{5,56 MN \cdot m \cdot 8,40 m}{2 \cdot 2,16 m^2 \cdot 400 MPa \cdot 1,00} = 270,3 cm^2$$

$u = 10,0 m \rightarrow$ **$A_l = 77,03 cm^2/m$**

Armado:

a) Armadura longitudinal caras largas

A_l flexión: $4,94 cm^2/m$

A_l torsión: $27,03 cm^2/m$

A_l total: $31,97 cm^2/m$ ← se cubre con 6,5 ϕ25 pml

← se cubre con 4 ϕ32 pml

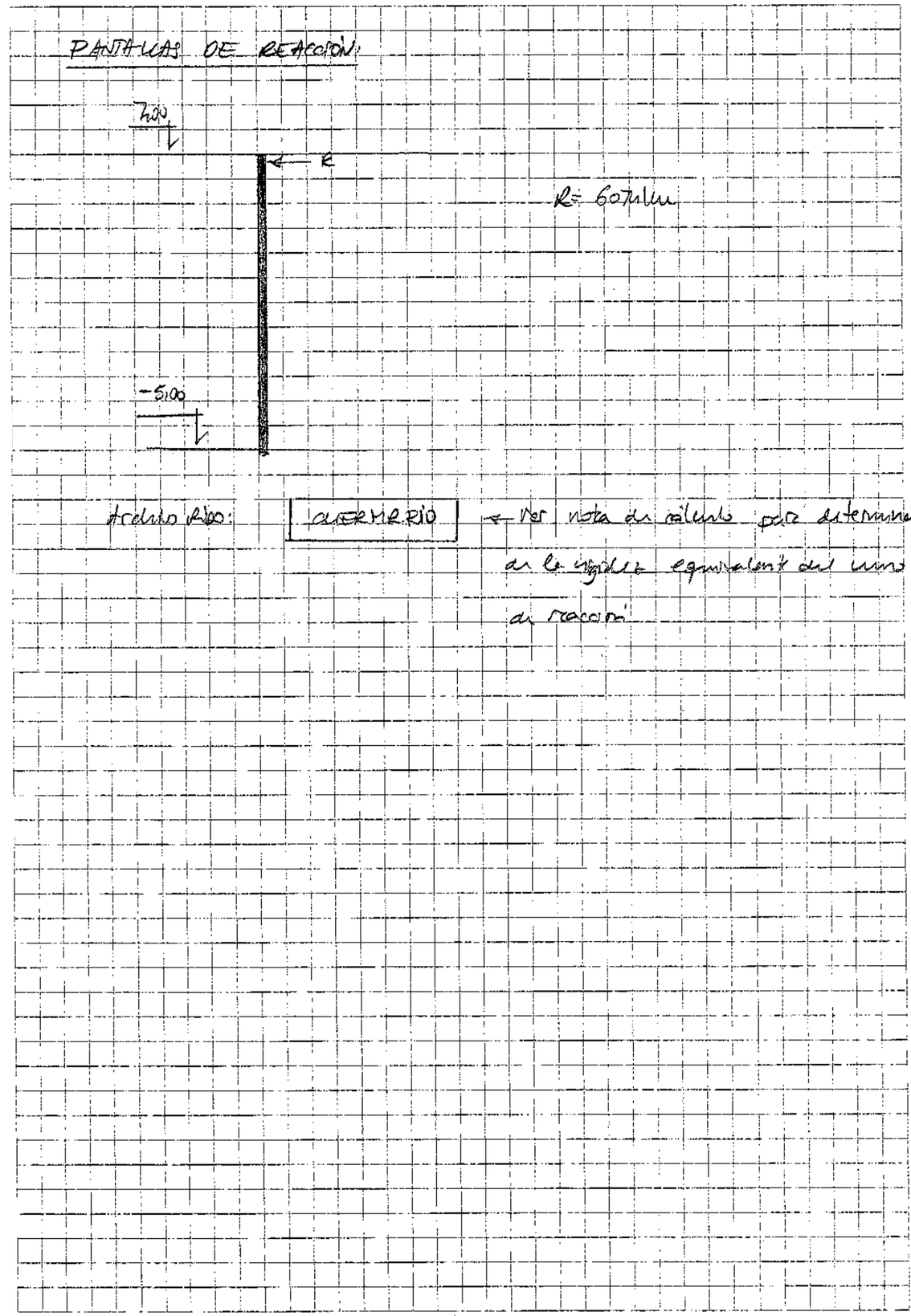
↑ el máximo requerido en toda la altura

b) Armadura longitudinal caras cortas

A_l torsión: $27,03 cm^2/m \cdot 1,0 m = 27,03 cm^2 \rightarrow$ 6 ϕ25 ó 4 ϕ32

Existen indeterminaciones razonables en el comportamiento del tablero a disponerán 6 ϕ32 pml ($A_l = 48,255 cm^2/m$) ← 1 seguridad a torsión y flexión

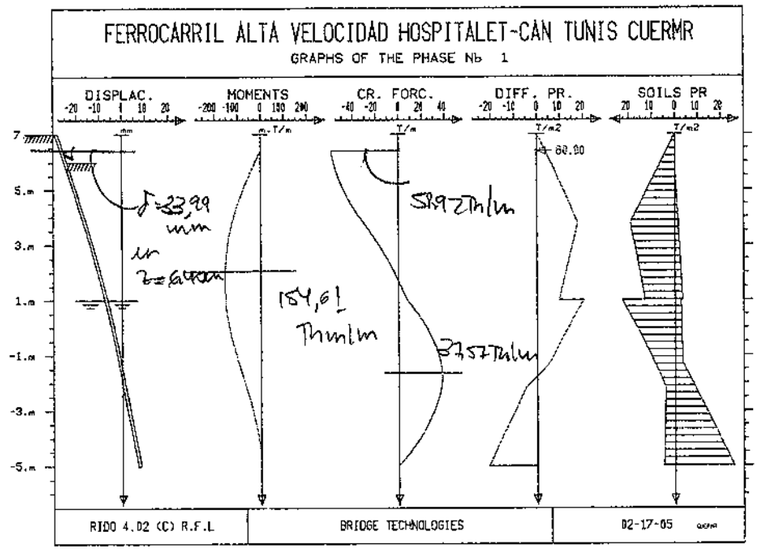
PANTALLAS DE REACCIÓN



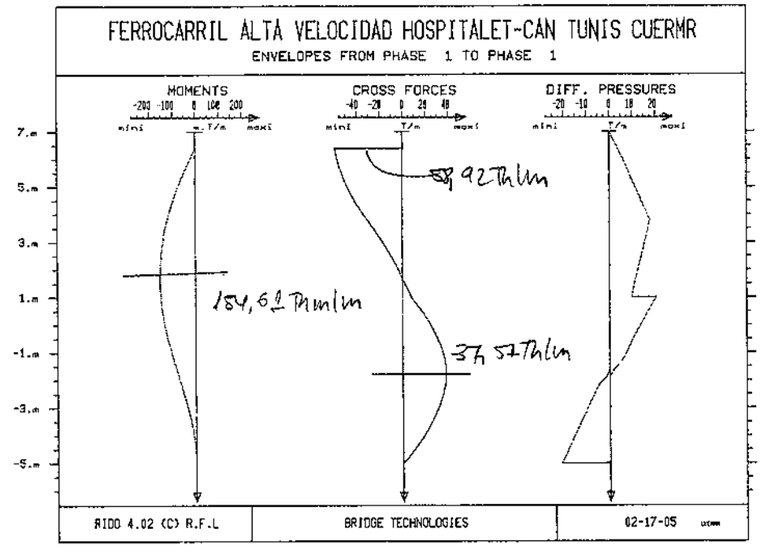

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUERMR *100L*
* PANTALLA DE REACCION
7.0
-5.0 0.2113*2.726E6
7.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETATA 1: REACCION EN CABEZA DE PANTALLA
EXC(2) 6.0
CFM 6.4 -60.0 <-------- Fuerza en cabeza de pantalla
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
PANTALLAS DE REACCIÓN

APLICACIÓN DE LA REACCIÓN:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



Can Tunis 17-FEB-05

NOTAS DE ARMADO

I) FLEXIÓN

Pico de momento: m_p = 154,61 Tm/m = 1546 kN·m/m

m_d = 2319 kN·m/m

Dimensionamiento con pasadas BASF

$A_s \geq$ 74,9 cm²/m

En 50cm $A_s \geq$ 374,5 cm² ← 47Ø32

Se disponen 50 Ø32 pmd

$A_{s\,disp}$ = 80,42 cm²/m — m_{rd} = 2542,63 kN·m/m (CSA = 1,10)

(x = 0,363 d ← Fallo dúctil, fallo por el hormigón con $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

OK!

II) CORTANTE

Pico de cortante V_d = 589,2 kN/m ; V_d = 883,8 kN/m

A_s = 80,42 cm²/m

$A_s \geq$ 17,70 cm²/m/m² cada d/6

En 50cm en estribo $A_s \geq$ 885 cm²/m

Tomando planos a d/5 de 2 ramas — $A_s \geq$ 1,659 cm²/cara

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615 a 707+633

PANTALLAS

ADENDA

Bridge Technologies

REF: BT0307

15 de Marzo

Barcelona ~~23 de~~ febrero de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

PANTALLAS.
DESDE P.K: 707+615 HASTA P.K: 707+633

ADENDA

1. ANTECEDENTES.

En el Recinto de Recepción del Cajón Hincado, entre los PK's 707+615 y 707+633 de la traza del Falso Túnel de Can Tunis, aproximadamente, se presenta un problema de elevadas asimetrías geométricas y un importante desequilibrio de tierras entre ambos márgenes.

Para alcanzar el equilibrio global en el Recinto es necesario que las pantallas del margen derecho se apoyen en las del margen izquierdo a través de unos puntales, lo que se traduce en movimientos importantes del conjunto y esfuerzos excesivos sobre las pantallas del margen izquierdo.

Ante tal problema se han barajado dos soluciones posibles:

- Ejecución de unas pantallas de apoyo exteriores a la traza del Falso Túnel, con las que poder equilibrar parte del desequilibrio antes mencionado.
- Aumentar considerablemente la rigidez y la resistencia de las pantallas del margen izquierdo.

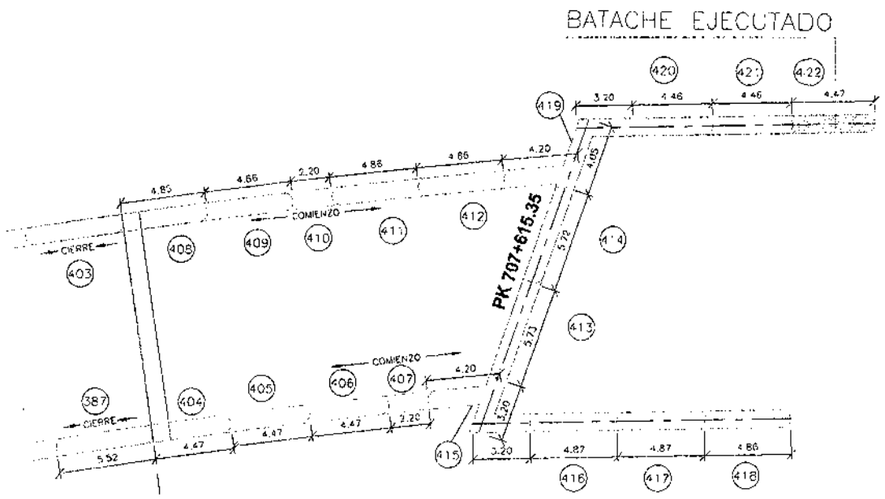
Inicialmente se acordó realizar la primera de las soluciones, por resultar más económica, y con ella se desarrolló la definición estructural completa de las pantallas que se detalla en el documento: "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado. PK: 707+615 a 707+633. Pantallas" de 23 de enero de 2005.

Tras un Estudio Geotécnico más detallado de la solución inicialmente consensuada se ha llegado a la conclusión de que la aportación de la pantalla de apoyo a la rigidez del conjunto es prácticamente despreciable, pues ésta se encuentra totalmente incluida en la cuña de terreno movilizado en el trasdós de las pantallas del margen izquierdo.

Ante los resultados del Estudio anterior debe recuperarse la solución consistente en rigidizar y aumentar la resistencia de las pantallas del margen izquierdo, para ello se ejecutarán unos bataches en "T" (Ver anejo de Planos adjunto a este documento).

2. ESTADO ACTUAL.

En el momento de realización de este documento se ha hormigonado únicamente el batache indicado en el esquema adjunto:



El batache ejecutado corresponde a la sección más favorable (no existen asimetrías geométricas y el desequilibrio de cargas es mínimo) por lo que la modificación de la solución se centra en los bataches que quedan por ejecutar.

3. TRABAJOS REALIZADOS.

Se han recalculado las pantallas del margen izquierdo, con su nueva configuración de bataches en "T", frente a las acciones que les son transmitidas a través de los puntales desde las pantallas del margen derecho.

Observación: Los bataches en "T" no funcionan como tales, sino como la suma de un alma y de unas alas no conectadas entre si (la inercia del conjunto es la suma de inercias propias de alma y alas).

En el cálculo original (Ver Nota de Cálculo correspondiente) se realizaba un doble cálculo para las pantallas del margen derecho:

- Cálculo inicial suponiendo que el punto fijo está en el punto medio del recinto. En este cálculo se considera una cota superior de la rigidez de los puntales.
- Comprobación posterior en que se tiene en cuenta la deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo. En este cálculo se obtenía una cota inferior de la rigidez de los puntales.

Con la nueva configuración se obtiene una rigidez mayor que la proporcionada por las pantallas de apoyo exteriores a la traza, de modo que se trata de un caso

intermedio entre los dos anteriormente considerados, por lo que el dimensionamiento de las pantallas del margen derecho sigue siendo válido.

Para el dimensionamiento de las pantallas del margen izquierdo se realiza una doble hipótesis:

- Reparto de esfuerzos en pantallas (momentos flectores y esfuerzos cortantes) proporcionalmente a las inercias de alas y alma.
- Reparto de esfuerzos en pantallas proporcionalmente a la capacidad de apoyo contra el terreno de alas y alma.

Los bataches de alas y almas se dimensionan con la más limitante de las hipótesis (de este modo el coeficiente de seguridad final es algo mayor que 1.5).

Las pantallas del margen izquierdo, con su nueva configuración y bajo las acciones que les son trasmitidas a través de los puntales desde las pantallas del margen derecho, requieren unos refuerzos en el intradós respecto del armado originalmente proyectado. Los refuerzos se dispondrán en forma de barras adicionales, totalmente independientes del armado original.

4. CONCLUSIONES.

- La solución inicialmente desarrollada no es tan efectiva como se había supuesto, tal y como indica en nuevo Estudio Geotécnico, por lo que debe desestimarse.
- Con la nueva configuración de las pantallas del margen izquierdo se tiene un comportamiento correcto del conjunto de pantallas del Recinto de Recepción del Cajón Hincado.
- Con la nueva configuración de las pantallas del margen izquierdo el conjunto es más rígido y los movimientos finales serán menores.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

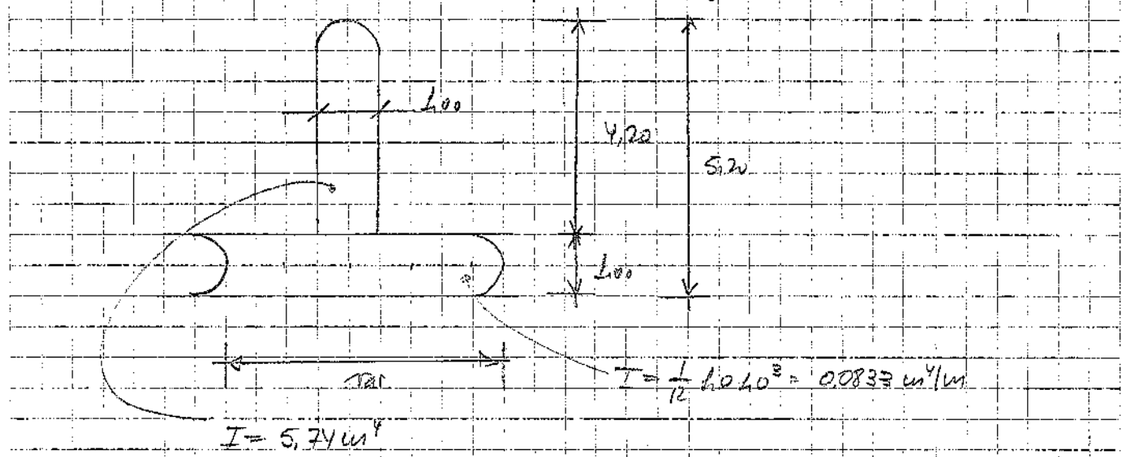
Barcelona, a 15 de marzo de 2005

Can Tunis B-Mar-05

RECALCULO POR CAMBIO DE SOLUCIÓN:

Pantallas de margen izquierdo — Estadio en "T" (A canto bataches)

Ver croquis adjunto en pág siguiente



$I_{total} = 14,90 \cdot 0,0833 + 2 \times 5,74 m^4 = 13,20 m^4$

$\rightarrow I_{eq} = \frac{13,20 m^4}{14,90 m} = 1,53 m^4/m$

HA-25 $E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 27264$ MPa

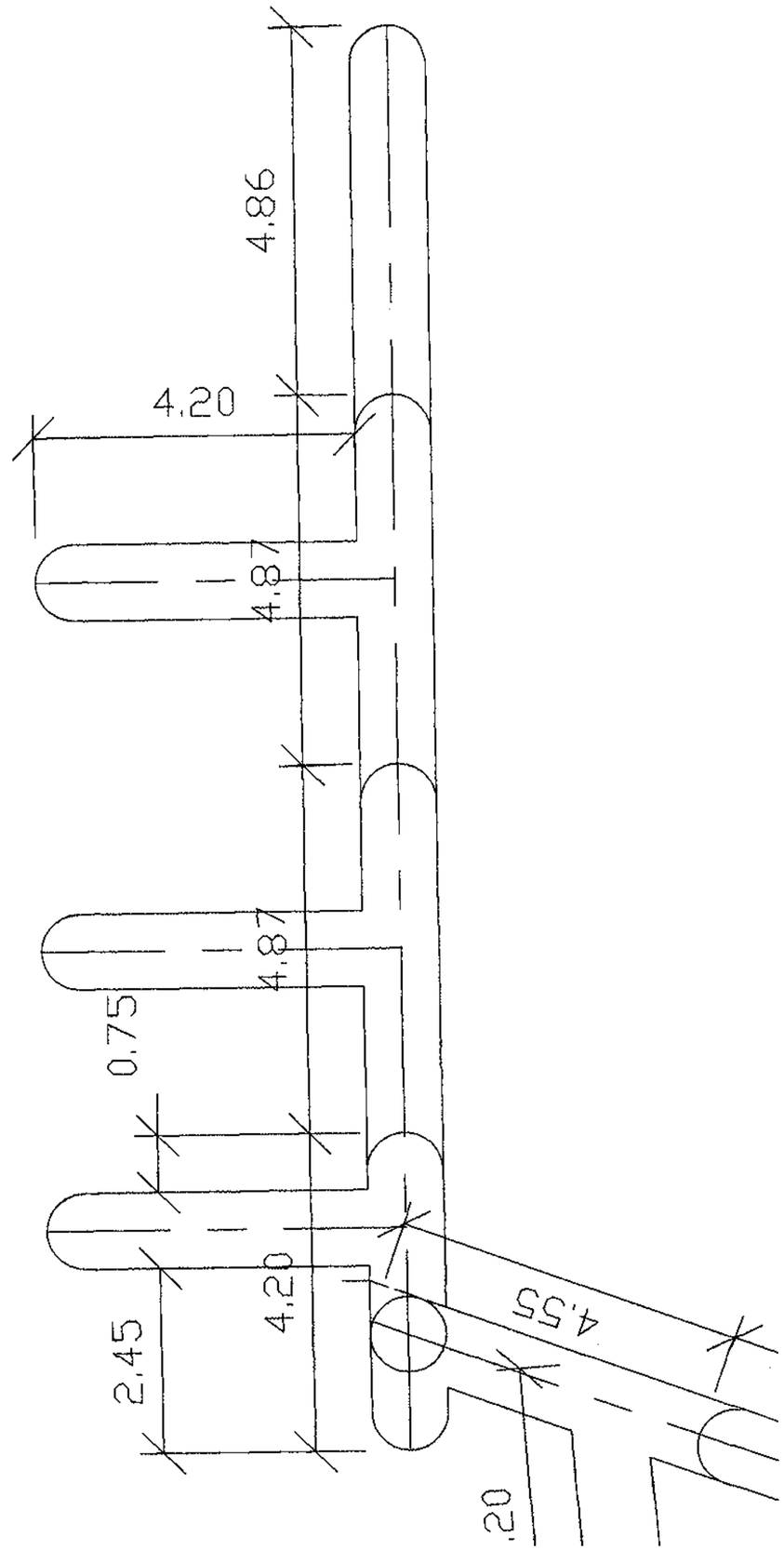
$EI = 4,53 m^4/m \cdot 27264 MN/m^2 = 41725 MNm^2/m$

EI 4 172 500,0 Tn.m²/m

1

NOTE BOOK

BATACHES EN "T"
Para margen izquierdo.



Del análisis de las pantallas en margen derecho (por etapas)

→ Puntal provisional en z = 8,50m y excavación hasta z = 5,65m

Fpuntal prov = 26,78 Tn/m

→ Instalación puntales definitivos en z = 6,40m y retirada puntales provisionales

Fpuntal def = 30,24 Tn/m

→ Achique de aguas hasta estado de construcción:

Fpuntal def = 30,20 Tn/m

→ Excavación hasta cimentación

Fpuntal def = 133,04 Tn/m

→ Excavación solera y muro NT en estado definitivo

Fpuntal def = 124,94 Tn/m

Fsdes: 4,05 Tn/m

↓

Se introduce como acción en las pantallas del margen izquierdo → Archivo RIDO: **CUERT2.RIO**

→ misma geometría y mismas presiones de agua que archivos originales.

Obs: El comportamiento real será más rígido puesto que hay empotramiento en cabeza

$\delta_1 < \delta_2$

Con la rigidez considerada se tiene una esfuerzo inferior a (del)

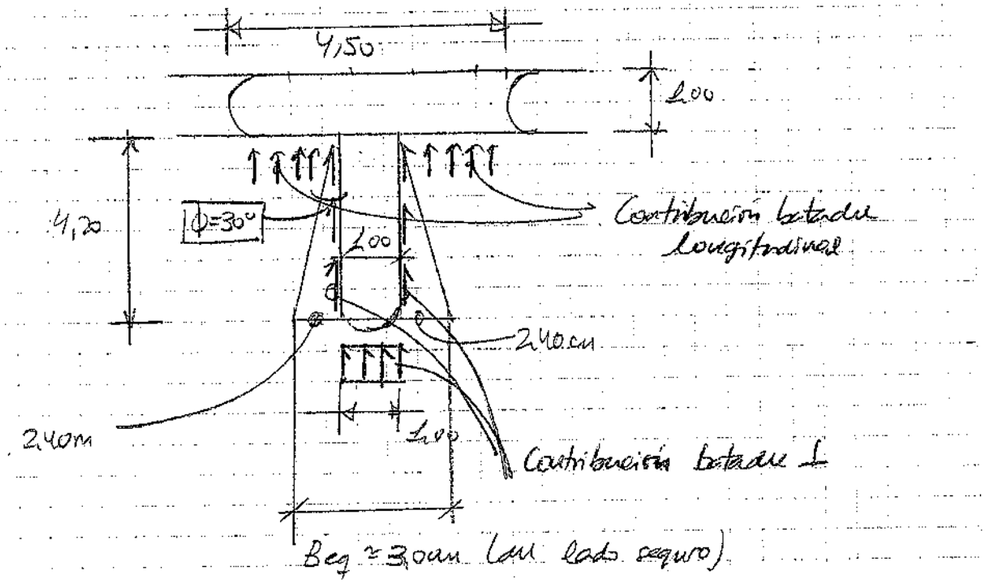
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS:

a) Proporcional a las inercias

→ Bataches de la traza — 5,5%

→ Bataches perpendiculares — 94,5%

b) Proporcional a la capacidad de reacción contra el terreno:



→ ancho total 4,50m

→ aportación bataches ⊥ → $\frac{3,00}{4,50} = 67\%$

→ aportación bataches // → $\frac{1,50}{4,50} = 33\%$

1ª comprobaciones

δ_{max} = 16.5 mm a la altura del puntal inferior

$m_{K,max}$ = 6090 KN·m/m

Reparto de momentos proporcional a las rigideces

→ Pantallas // a la traza I = 0,0833 m⁴/m Ieq = 1,53 m⁴/m } 55%

→ Pantallas ⊥ a la traza I = 1,447 m⁴/m Ieq = 1,53 m⁴/m } 94,5%

m_d = 1,50 · 6090 = 9120 KN·m/m

+ En pantallas // a la traza m_d = 5016 KN·m/m

+ En pantalla ⊥ a la traza Md = 9120 KN·m/m 0,945 · 4,90 m

Md = 42230 KN·m

Dimensionamiento con programa Q-FISI As

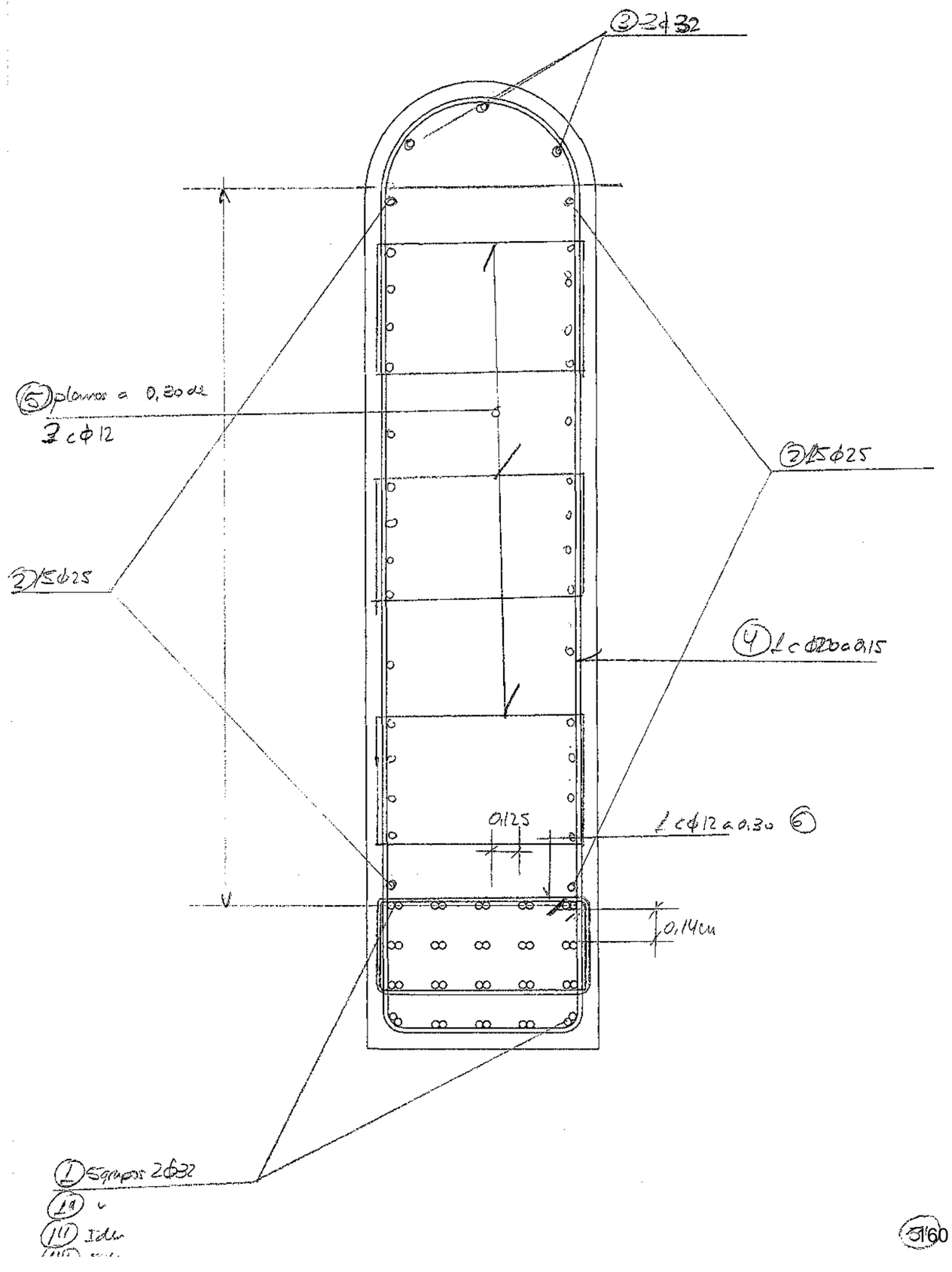
armadura simétrica As = 281,5 cm² ← 30 Φ32

armadura no simétrica As = 305,8 cm² ← 32 Φ32

Muy alto

recubrimiento mecánico: r = 0,30 m

→ As = 309,6 cm² → 38 Φ32 (OK) (ver siguiente despacho)



Can Tunis 14-Mar-05

Suponiendo reparto proporcional a la capacidad de reacción contra el terreno.

→ En pantalla // a la traza M_d = 3192 KN·m/m → OK, es asumible pero muy alto.

→ En pantalla ⊥ a la traza $M_d = 4{,}80 \cdot 9120 \cdot 0{,}65 = 29017{,}2$ KN·m

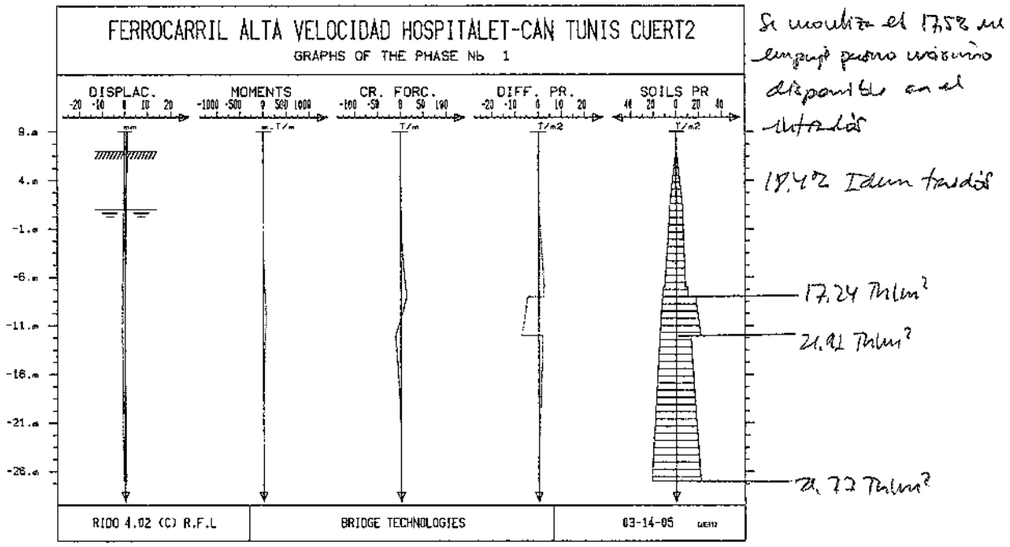
Menor que el anterior


```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUERT2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO CON PUNTAL PROVISIONAL
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. RASANTE MODIFICADA (UTE).
* RECINTO PARA LA RECEPCION DEL CAJON EMPUJADO
* SECCION PK 707+615
* SIN EJECUCION DE CUBIERTA, PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO
* BATCHES EN "T", BATACHES TRANSVERSALES DE 4.20m
9.0
-27.0 1.53*2.7264E6
7.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000
* NF EN 1.0 EN CONSTRUCCION
1.0 0.5
* ETAPA 0: EXCAVACION INICIAL A PLATAFORMA DE TRABAJO
* INCLUYE MODELIZACION DE COHESION 0.5 EN ACTIVO EN LOS LIMOS
SOI(1) -7.0
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.5 28.0 0.33 0 2000
* MODELIZACION DEL JET-GROUTING COMO PUNTAL PROFUNDO PREVIO
* A LA EXCAVACION
SOI(2) -8.0
-12.0 2.3 1.3 1.0 1.0 1.0 30 0.0 0.0 0.0 8000.0
* SOBRECARGA MARGEN IZQUIERDO
SUB(1) 7.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 1: PUNTAL PROVISIONAL Y EXCAVACION HASTA Z=5.65
CFM 8.5 -26.78
EXC(2) 5.65
CAL
* ETAPA 2: PUNTAL DEFINITIVO EN Z=6.40 Y RETIRADA PUNTAL PROV.
CFM 6.4 -30.34
CFM 8.5 0.0
CAL
* ETAPA 3: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCION
WAT(1) 1.0 0.0
WAT(1) -7.0 8.0
WAT(1) -27.0 22.5
WAT(2) -7.0 0.0
WAT(2) -27.0 20.0
CFM 6.4 -30.26
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA CME:
EXC(2) -6.0
CFM 6.4 -133.04
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE LA SOLERA Y SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0.0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -27.0 23.5
WAT(2,1) -4.90 0.0 1.5
WAT(2) -27.0 23.5
CFM 6.4 -134.94
CFM -4.9 -1.95
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

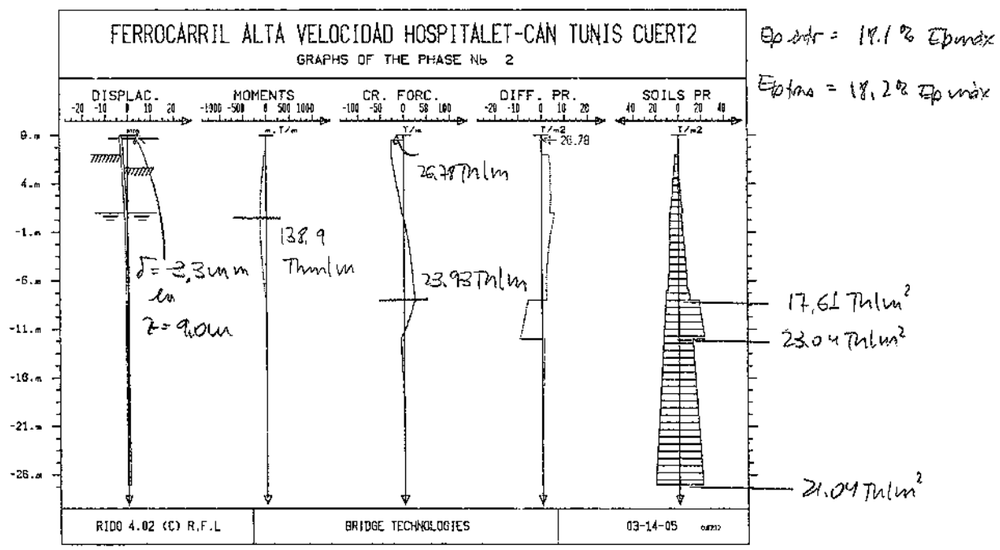
Rigidez equivalente pantallas.

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
(PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN) CON PUNTAL PROVISIONAL Y DEFINITIVO
707+615 MODIFICACIÓN POR UTILIZACIÓN DE BATCHES EN "T" BATACHES TRANSVERSALES DE 4.2m
PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO.

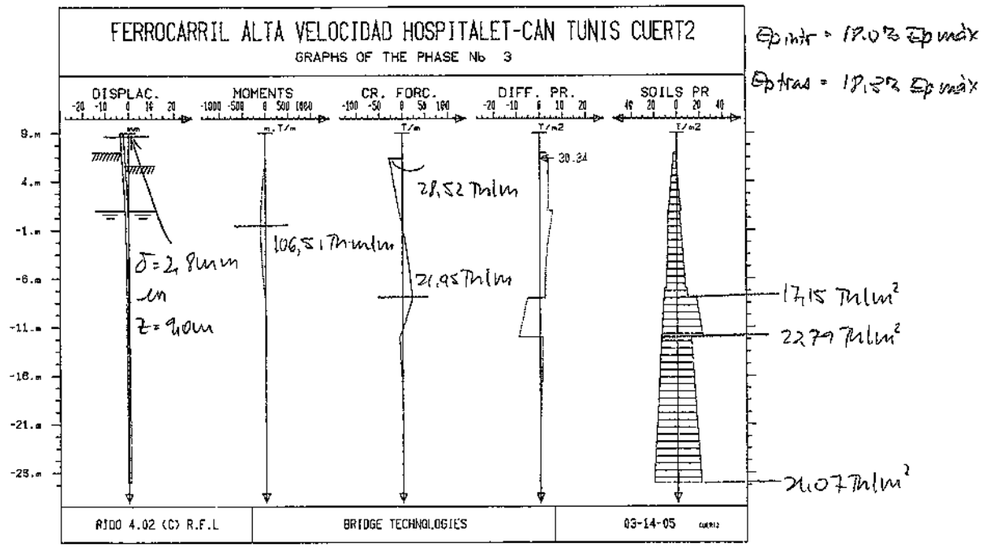
ESTADO PREVIO:



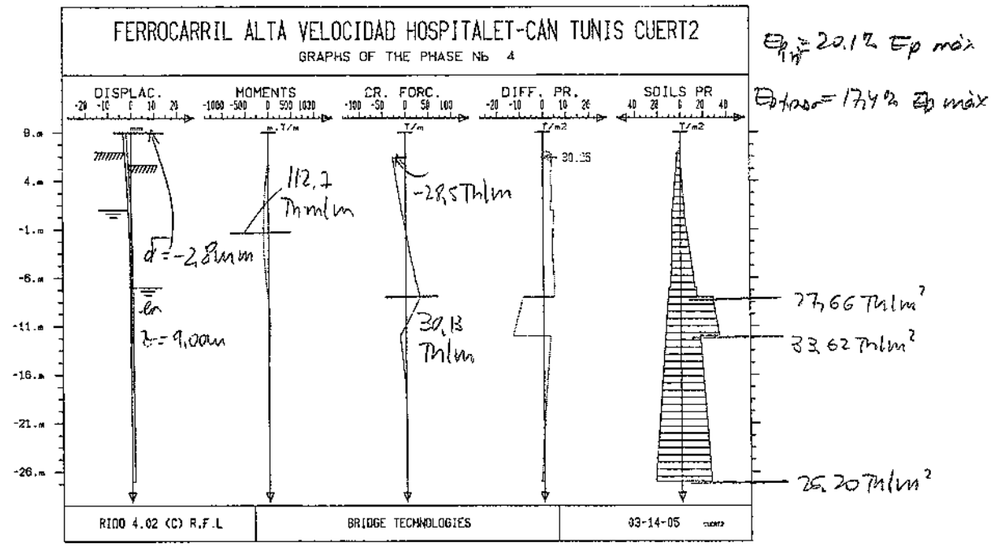
PRIMERA EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=8.00m PUNTAL PROVISIONAL EN Z=8.50m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=5.65m:



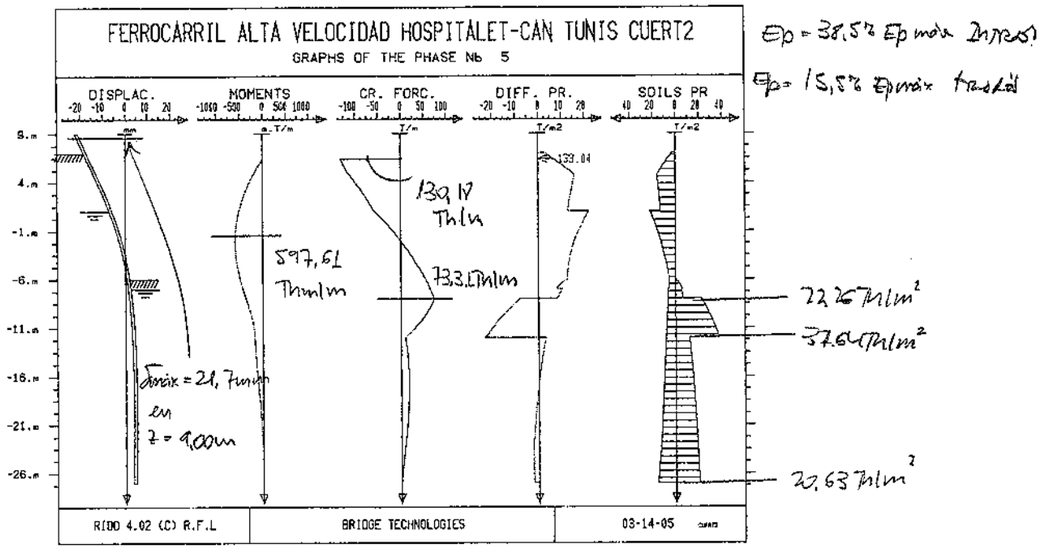
PUNTALES DEFINITIVOS Y RETIRADA PUNTALES PROVISIONALES:



ACHIQUE DE AGUAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN:

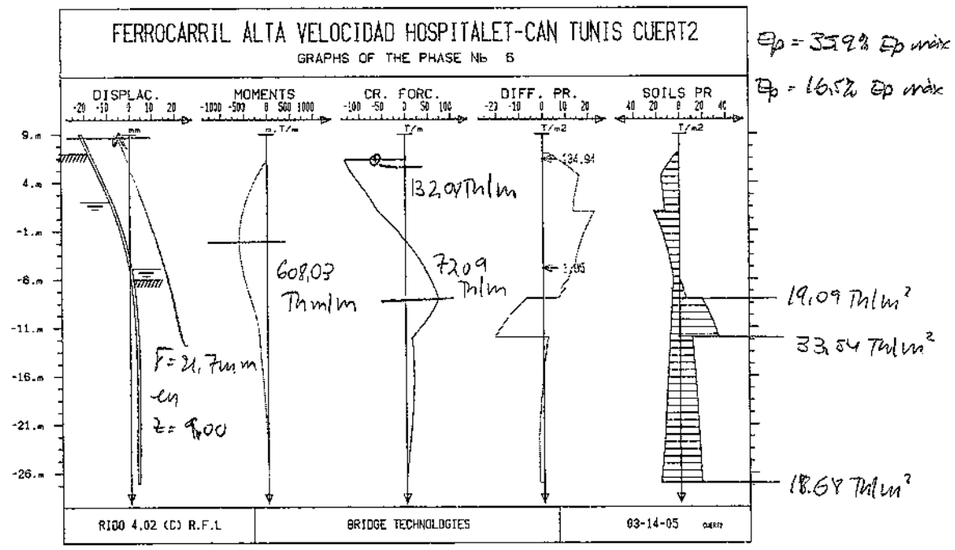


EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



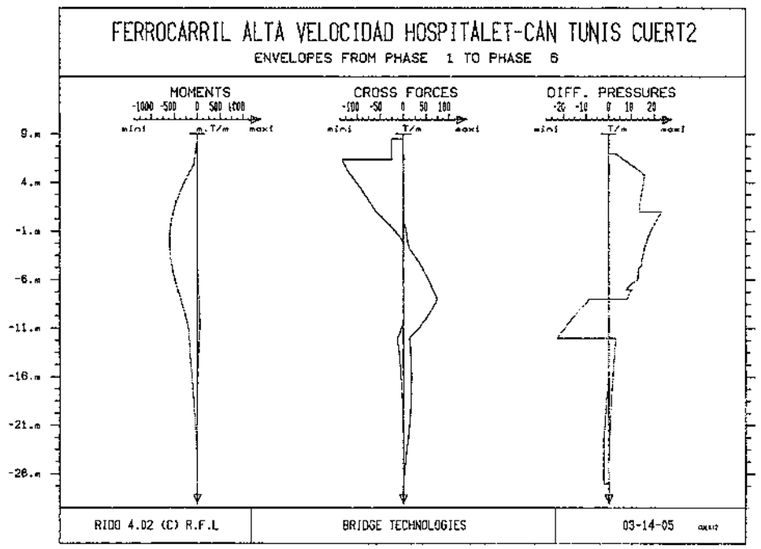
Ep = 38,5% Ep max Intrados
Ep = 15,5% Ep max trasdós

EJECUCIÓN SOLERA Y SUBIDA N.F:



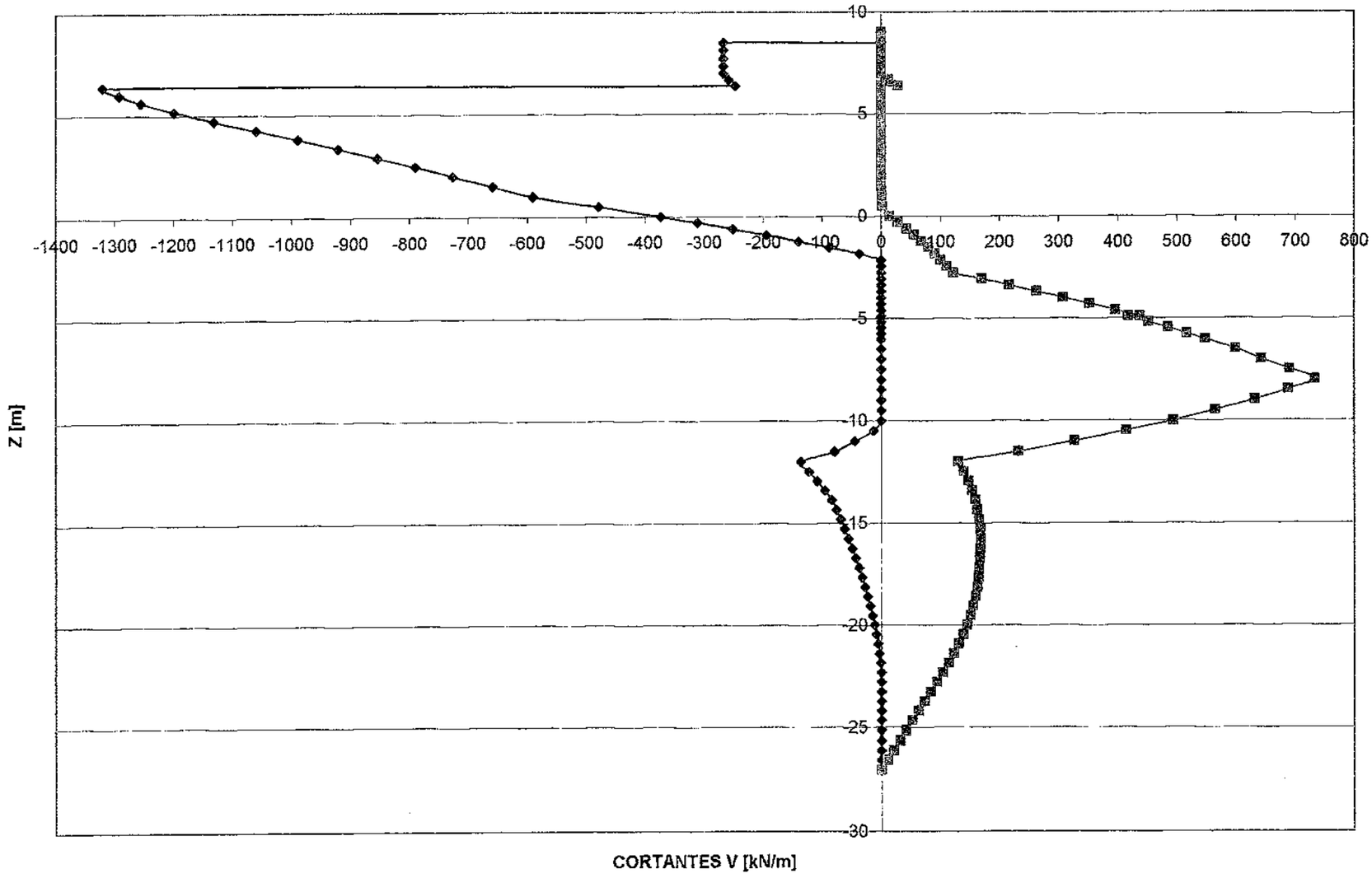
Ep = 33,9% Ep max Intrados
Ep = 16,5% Ep max trasdós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



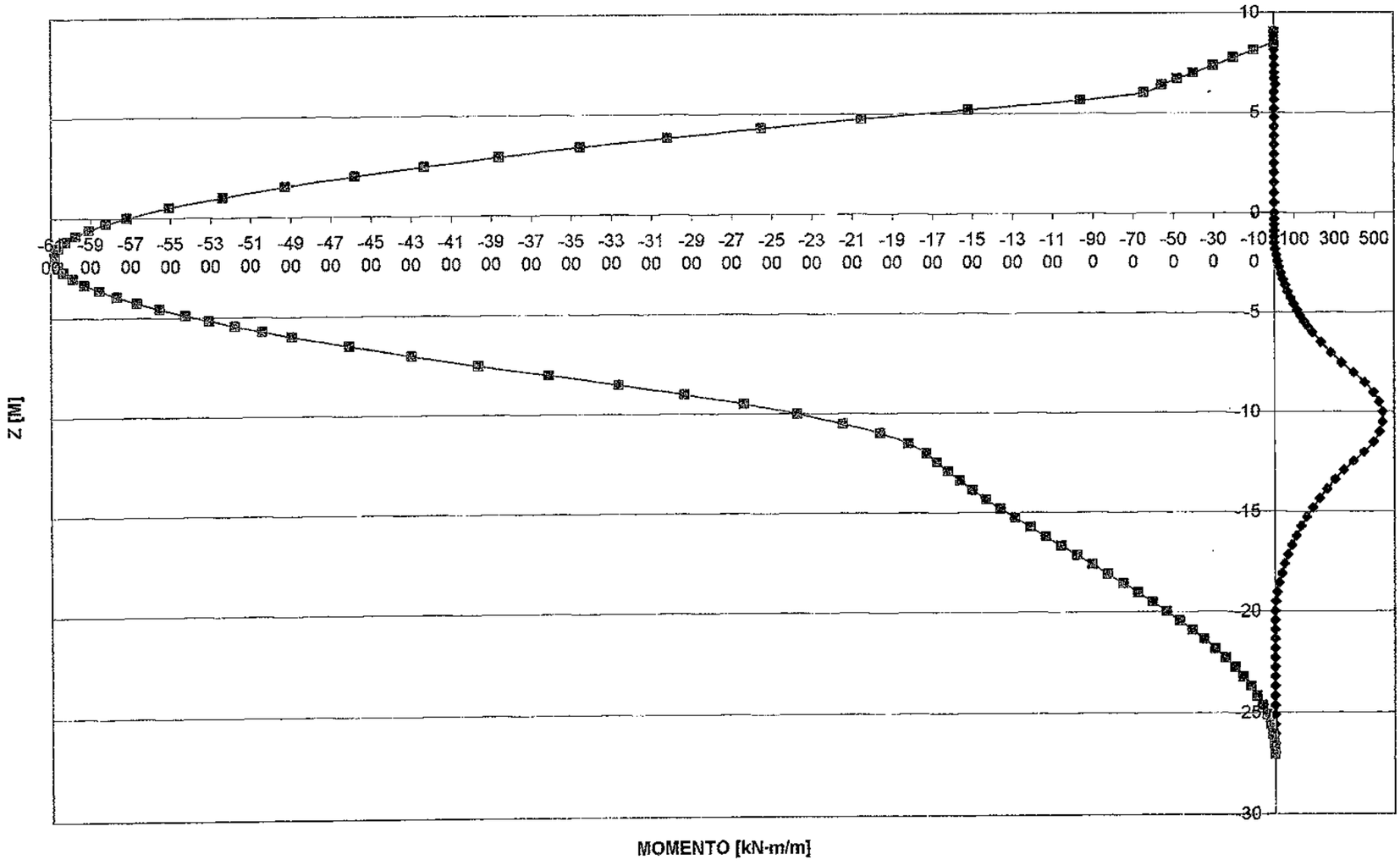
(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

NVOLVENTE DE CORTANTES



CUERNOS BATACHES EN T 2
14/03/2005

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



CUERNOS BATACHES EN T 2
14/03/2005

Reedlado de las pantallas del margen derecho por deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo

Rigideces de los apoyos (Ver calculo original) En vista del Calculo del 28 de Enero de 2005

Obs: Se desprecia la deformación a axil de los puntales frente a la deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo

a) Puntal provisional:

$F = 26,78$ Tn/m ; $\delta = 3,635$ mm $\quad K = \frac{F}{\delta} = \frac{26,78 \text{ Tn/m}}{3,635 \text{ mm}} = 7367,3$ Tn/m/m

$K_{eq} = 7367,3$ Tn/m/m

b) Puntal definitivo (tras retirada del puntal provisional)

$F = 30,24$ Tn/m ; $\delta = 0,27$ mm ; $K = \frac{F}{\delta} = \frac{30,24 \text{ Tn/m}}{0,27 \text{ mm}} = 111956$ Tn/m/m

c) Puntal definitivo (excavación hasta CMT)

$F = 133,04 - 30,26 = 102,78$ Tn/m ; $\delta = 14,46$ mm ; $k = \frac{F}{\delta} = \frac{102,78 \text{ Tn/m}}{14,46 \text{ mm}} = 7108$ Tn/m/m

Hay un cambio de rigidez (pg. 8) comportamiento entre el 2º Nivel original y el definitivo

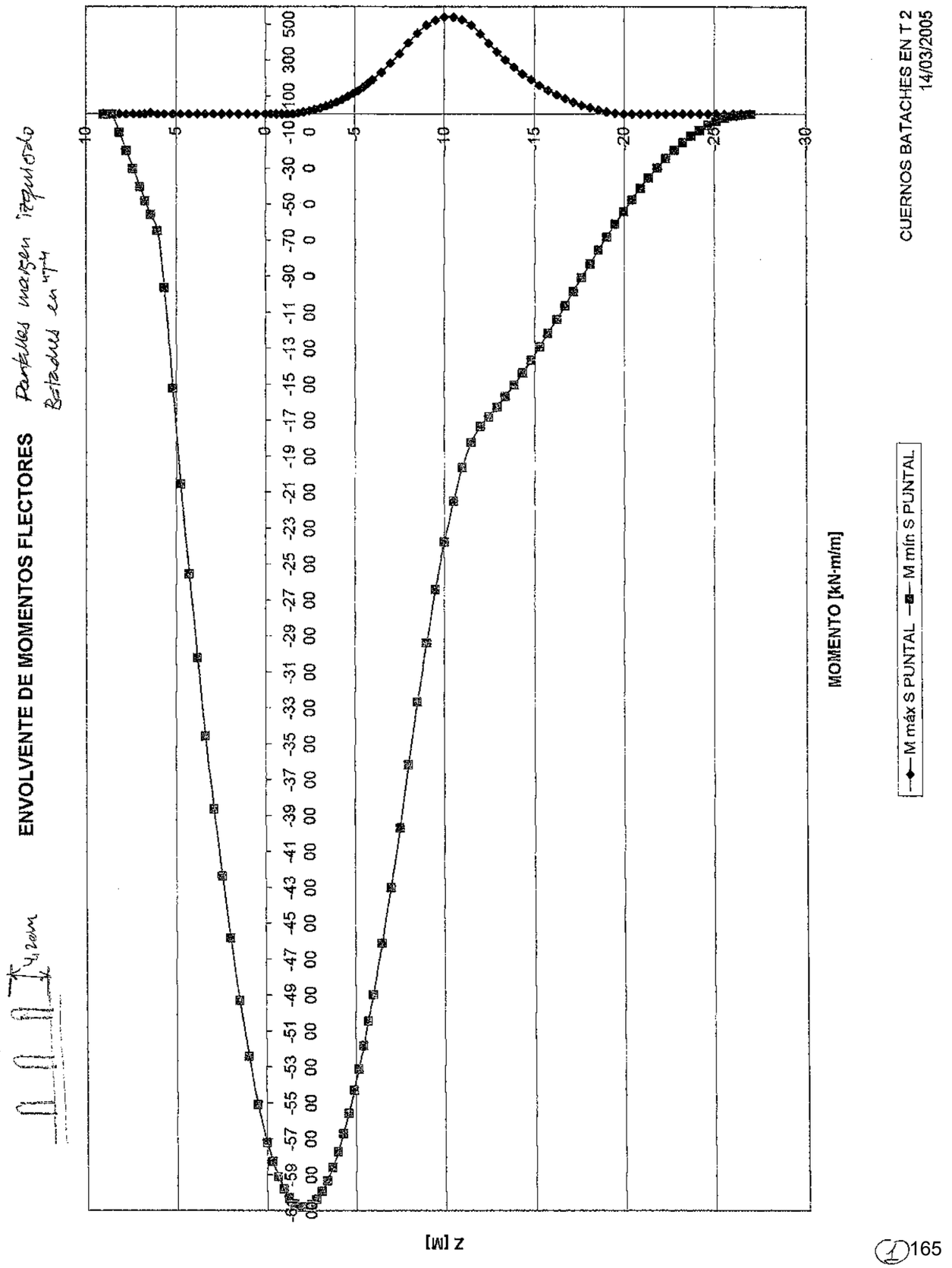
RIGIDECES CONSIDERADAS EN LOS PUNTALES

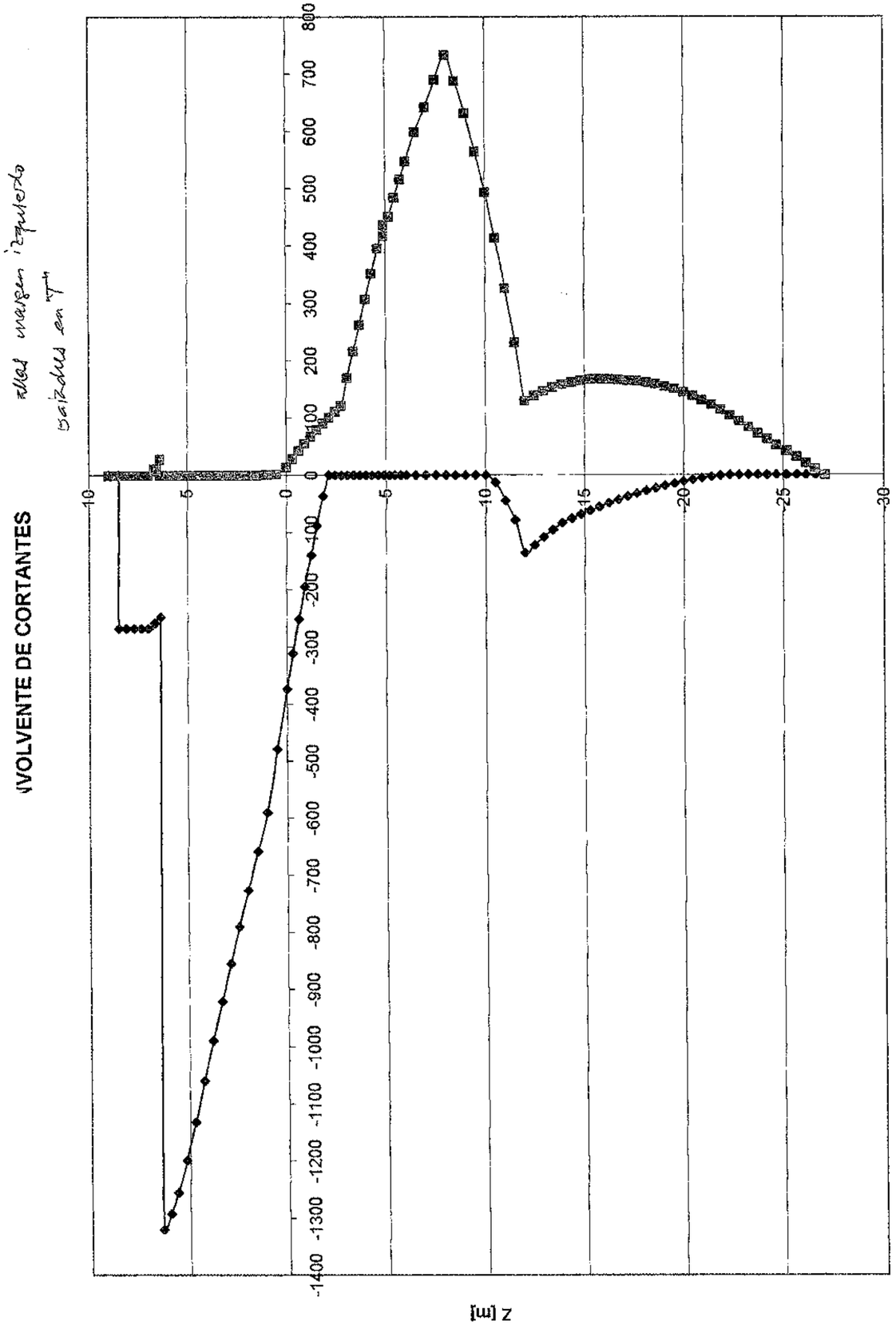
Puntal y etapa	Pantalla de reacción	Bataches en "T"
Provisional	1670 Tn/m/m	7367,3 Tn/m/m
Def (tras retirada puntal)	3669,7 Tn/m/m	111956 Tn/m/m
Def (excavación hasta CMT)	4215 Tn/m/m	7108 Tn/m/m

Como las nuevas rigideces son mayores que las consideradas en el 1er reedlado en que se tenía en cuenta la deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo → estamos dentro del abanico de rigideces considerado

Kmin 1er cálculo — Nuevas Rigideces — Kmax → OK

NOTE BOOK





Can Tunis 14-MAI-05

NOTAS AL ARMADO

II FLEXIÓN

Ia) Pantallas // a la traza

Criterio más limitante: (Reparto proporcional a la capacidad de reacción contra el forjado) → 35% del momento a todo ancho

Comprobación

Armadura trasdós

- momento último con 6Φ25 pml A_s = 29,454 cm²/m
  m_u = 1089,9 kN·m/m; $m_{máx}$ = 721,3 kN·m/m
- momento último con 6Φ32 A_s = 48,252 cm²/m
  m_u = 1711,9 kN·m/m; $m_{máx}$ = 1141,2 kN·m/m

Armadura intradós:

- momento último con 6Φ25 pml A_s = 29,45 cm²/m
  m_u = 1089,9 kN·m/m; $m_{máx}$ = 721,3 kN·m/m
- Momento último con 6Φ25 + 6Φ32 A_s = 77,706 cm²/m
  m_u = 2469 kN·m/m; $m_{máx}$ = 1646 kN·m/m
- Momento último con 6Φ32, 6Φ32, 2Φ32 A_s = 120,63 cm²/m
  m_u = 3382,40 kN·m/m; $m_{máx}$ = 2255,6 kN·m/m
- Momento último con 6Φ32 + 6Φ32 A_s = 96,504 cm²/m
  m_u = 2945,12 kN·m/m; $m_{máx}$ = 1963,4 kN·m/m

Cem Tunnels 14-MAR-2005

24-Mar-2005

* Prolongar los Ø32 (2) debajo de batachines hasta z = -11,00 m

debajo hasta z = -11,0 - 4,5 = -15,50 m

→ Se cubre (4) con REFUERZO (1)

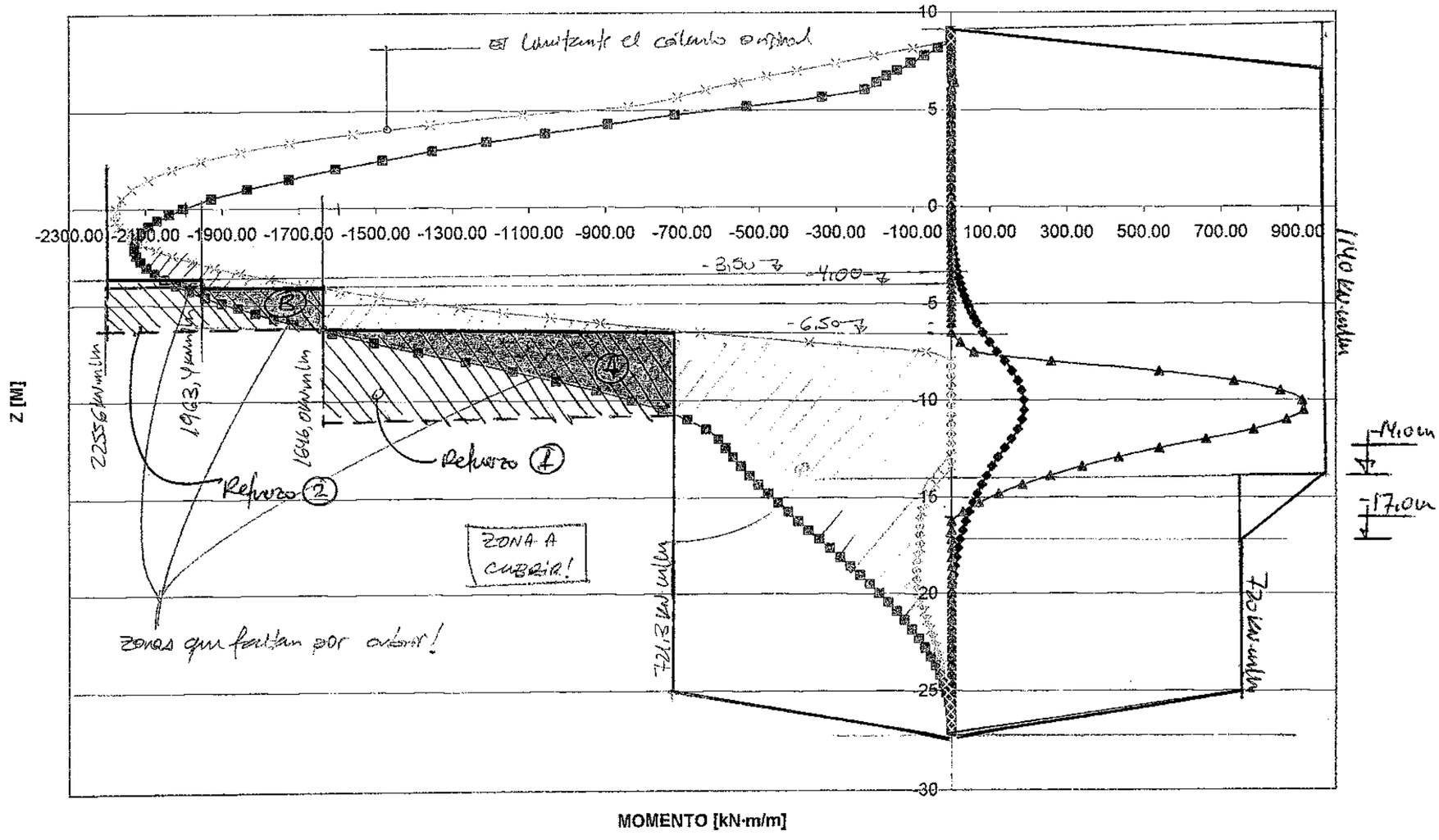
* Se prolongan los Ø32 (2) debajo de batachines hasta z = -6,50 m

debajo hasta z = -6,50 - 1,50 - 4,00 - 0,50 = -12,50 m

→ Se cubre (3) y (4) con REFUERZO (2)

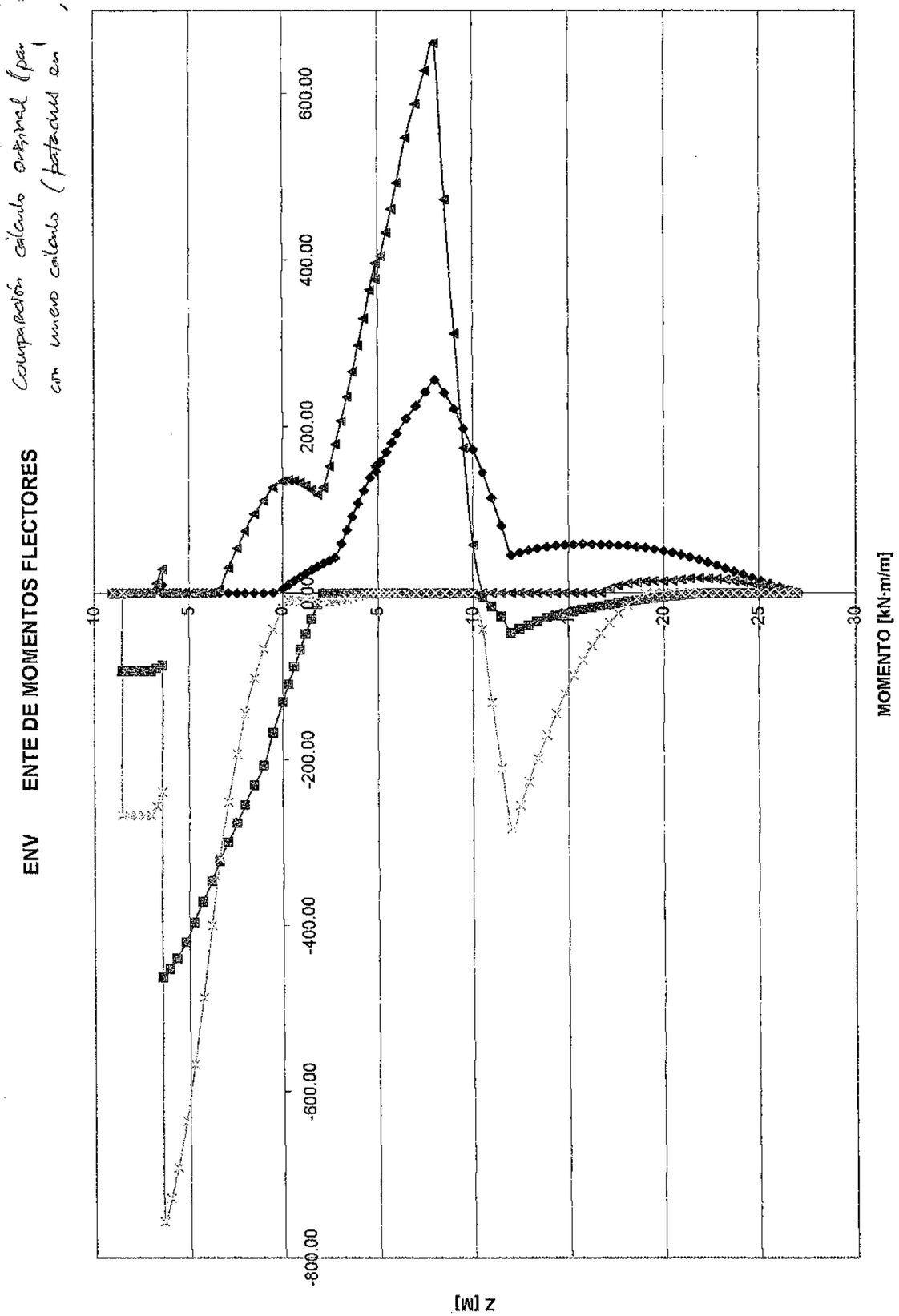
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Comparación cálculo original (pantalla de apoyo) con nuevo cálculo (batachines en "T")



RNOS BATACHES EN T 2
14/03/2005

Comparación cálculo original (par ... con nuevo cálculo (batacado en ... de apoyo)



(6)

Can Tunis — 14-Mar-05

Ib) Pantallas L a la traza

Cortes más desfavorables (Respecto proporcional a los muros)

· Pico de momento

$m_{k,max} = 6080\ kN\cdot m/m$ $m_d = 1.50 \cdot 6080 = 9120\ kN\cdot m/m$

$s = 4.90m$

$M_d = 0.945 \cdot 4.90m \cdot 9120\ kN\cdot m/m = 42220\ kN\cdot m/m$

Dimensionamiento con programa BA52 (r=0.20m recubrimiento mecánico)

$A_s \geq 300.6\ cm^2 \rightarrow$ 22 Ø32 $A_{s,disp} = 305.6\ cm^2$

$M_u = 44261.0\ kN\cdot m$ ($\cos\varphi = 1.05$) $x = 0.21d$ (Fallo dúctil)

· Momento último con 10 Ø32 $A_s = 80.42\ cm^2$ (r=0.11)

$M_u = 13520.15\ kN\cdot m$; $M_{u,k} = 9013.43\ kN\cdot m$

Momento a todo ancho: $m_{u,k} = \frac{9013.43\ kN\cdot m}{0.945 \cdot 4.9m} = 1946.5\ kN\cdot m/m$

Si tiene $m_k \leq 1940\ kN\cdot m/m$ para $z \leq -12.0m$ (10 Ø32 dobles)

desde luego hasta $z = -12.0 - 2.00 - 4.50 - 0.5 = -19.0m$

(4 a C)

· Momento último con (8+10) Ø32 $A_s = 160.84\ cm^2$ (r=0.19)

$M_u = 25687.7\ kN\cdot m$; $M_{u,k} = 17125.13\ kN\cdot m$

Momento a todo ancho: $m_{u,k} = \frac{17125.13\ kN\cdot m}{0.945 \cdot 4.9m} = 3698.3\ kN\cdot m/m$

Si tiene $m_k \leq 3690\ kN\cdot m/m$ para $z \leq -8.00m$ (8 Ø32 dobles)

desde luego hasta $z = -5.00 - 2.00 - 4.5 - 2.50 = -15.0m$

Si tiene $m_k \geq 3690\ kN\cdot m/m$ para $z \geq 3.50m$ (8 Ø32 dobles)

desde luego hasta $z = 3.50 + 2.00 + 4.5 + 2.50 = 10.50m$

(7)

NOTE BOOK

- Momento último con (10+10)Ø32 + 10Ø32 $A_s = 241,26\ cm^2$

$M_u = 36817,4$ KN·m ; $\mu_{uk} = 24545$ KN·m/m (r = 0,22m)

Momento a todo ancho:

$$\mu_{uk} = \frac{24545\ KN.m}{0,945 \cdot 4,90m} = 5300$$

Si tiene $\mu_{uk} \leq 5300$ KN·m/m para $z \leq -5,50$ los Ø32 activos

Llegan hasta $z = -5,50 - 2,0 - 4,50 - 0,5 = -12,50m$
(6 d 5)

Si tiene $\mu_{uk} \leq 5300$ KN·m/m para $z \geq 4,00$; los Ø32 activos

Llegan hasta $z = 4,00 + 4,50 + 2,20 + 0,50 = +11,20$

II) CORTANTES:

IIa) Pantallas // a la traza → cortante disminuye inferiores a las originalmente consideradas → OK! el armado es válido

IIb) Pantallas ⊥ a la traza

- Pie de cortante: $V_k = 850$ KN/m (tomando el cortante a 1 canto útil del eje del apoyo del lado seguro)

$V_d = 1,50 \cdot 860 = 1290$ KN/m ← a todo ancho

Cortante en las bandas ⊥ a la traza

$V_d = 0,945 \cdot 1290\ KN/m \cdot 4,90m = 5975$ KN

dimensionamiento con programa BASIC

$b = 1,00$; $h = 4,10m$; $r = 0,30m$

$V_d = 5975$ KN

$A_s = 80,42\ cm^2$ (cuarto mínimo)

$A_{\perp} \geq 37,9\ cm^2/m$

↑ a cubrir con Lc Ø20 a 0.15

($A_{\perp disp} = 41,89\ cm^2/m$) OK!

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615 a 707+633

PANTALLAS

ADENDA 2
VERIFICACIÓN NUEVAS PRESIONES DE AGUA.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de... ENTRADA
Nº Reg... 2938
Fecha... 09/01/2006
CANTUNIS-D-CT-C-0143 r0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 29 de diciembre de 2005

OK

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO
PK: 707+614.80 A PK: 707+632.93

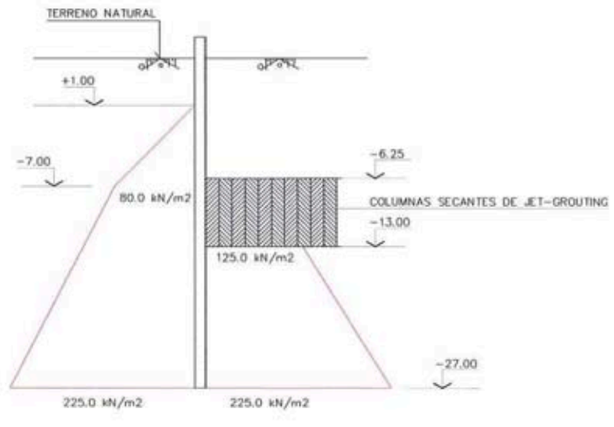
ADENDA 2
COMPROBACIONES ADICIONALES.
CAMBIO EN PRESIONES DE AGUA

1. ANTECEDENTES.

En el Recinto de Recepción del Cajón Hincado existe un tapón de fondo, a base columnas secantes de jet-grouting, que impermeabiliza el terreno entre las cotas z=-6.25 y z=-13.0m y que es capaz de transmitir empujes del terreno entre las pantallas de ambos márgenes (fundamental, dada la asimetría del conjunto). Para la excavación interior de dicho Recinto se ha previsto un achique del agua entre pantallas mediante una zanja de gravas que, dada la existencia del tapón de jet-grouting, sólo será capaz de reducir las presiones de agua por encima de la cota z=-6.25m, quedando las presiones de agua por debajo de la cota z=-13.0m tal y como estaban antes de la ejecución del tapón de fondo.

Las presiones de agua que resultan del empleo de esta zanja de gravas no se corresponden con las que se consideraron en el diseño original de las pantallas, por lo que se procede a un recálculo y verificación de estas últimas.

Las presiones de agua que se han considerado para el estado de construcción son las que se muestran en el croquis adjunto.



2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se ha realizado un recálculo completo de las pantallas del recinto de recepción del cajón hincado, en el que se ha evaluado la influencia del cambio de presiones de agua en las pantallas del margen derecho (que coronan a las cotas +13.0; a la cota +11.0 y a la cota +9.0, respectivamente), y en las pantallas del margen derecho (pantalla de bataches en "T").

En las pantallas del margen izquierdo se ha realizado también la verificación en la que se tiene en cuenta la deformabilidad de las pantallas del margen izquierdo y la correspondiente reducción de rigidez de los puntales que transmiten la carga desde las pantallas del margen derecho (ver dimensionamiento original).

El cambio de presiones de agua tiene los siguientes efectos:

- El empuje pasivo máximo movilizado aumenta ligeramente, sin superar nunca el 70% del empuje pasivo máximo disponible.
- Las flechas de las pantallas aumentan ligeramente ($\varepsilon_{máx}$=0.4%)
- Los momentos flectores máximos aumentan ligeramente ($\varepsilon_{máx}$=0.35%)
- Los esfuerzos cortantes máximos disminuyen ligeramente ($\varepsilon_{máx}$=0.35%).
- Las cargas en los puntales aumentan ligeramente.

Todos los cálculos realizados pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria y compararse con los resultados obtenidos en el diseño original (NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615 a 707+633. PANTALLAS, de fecha 23 de febrero de 2005).

3. CONCLUSIONES.

La influencia sobre las pantallas del cambio de presiones de agua es prácticamente despreciable.

El diseño de las pantallas continúa siendo válido para el esquema de achique de aguas por el que se ha optado.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 29 de diciembre de 2005

NOTA DE CÁLCULO

ESTEYCO · CICSA · ICYFSA

ESTEYCO - CICSA – ICYFSA UTE

Ctra. Feixa Llarga s/n 08907 L'Hospitalet de Llobregat (Barcelona) (SPAIN)

TLFNO. Y FAX: (34 93) 264-08-70

E-MAIL:

FAX Nº :	93. 263. 39. 86	FECHA: DATE:	14/10/05	TOTAL Nº PÁGS.: TOTAL Nº OF PAGES:	1
DE: FROM:	Sr. Angel García Molina	A: TO:	Sr. Antonio Llamosas (Can Tunis UTE).		
CC	Srs. Alfredo Alba, Ignacio Castro				
ASUNTO: REFERENCE:	**Comprobaciones recinto de recepción del cajón empujado. (pk 707+615).**				

Señores,

En relación al diseño de las pantallas del recinto de recepción del cajón empujado (pk 707+615), y habiendo recibido el informe del Grupo de Hidrología Subterránea de la UPC *Nota técnica relativa al dimensionamiento de la zanja de grava para el drenaje del tramo 'Cajón Empujado' relativo a la obra para la construcción del tramo Hospitalet – Can Tunis de la Línea de Tren de Alta Velocidad* de fecha junio de 2005 (recibido por esta ACO el 29 de septiembre), esta ACO tiene que indicarles lo siguiente:

- El diseño de la zanja drenante de gravas implica que la cota inferior de la misma es la –8,25 m snm. Hay que recordar que el tapón de fondo de jet grouting se sitúa entre las cotas –6,25 m y –13,0 m snm.
- Lo anterior implica que la zanja drenante únicamente provoca una eliminación de las presiones de agua (mediante el vaciado del recinto) en la zona situada por encima del tapón de fondo anteriormente mencionado.
- En consecuencia, bajo el tapón de fondo (a partir de la cota –13 m snm) las presiones de agua no han sufrido una alteración respecto a la situación inicial (nivel freático a la cota +1,0 m snm) al tratarse el tapón de un medio bastante impermeable (presión a la cota –13,0 m snm: 14 Tn/m^2).

En consecuencia, se considera necesario comprobar el diseño de las pantallas ejecutadas en base a estos criterios, modificando lo contenido en el anejo de Bridge Technologies *Nota de cálculo del recinto de recepción del cajón hincado. pk 707+615 a 707+633. Pantallas* de fecha 23 de febrero de 2005 y su posterior adenda.

Estamos abiertos a cualquier cuestión por su parte.

Atentamente,

Angel García Molina

Responsable Unidad ACO

SACIDA .....
1536 .....
14/X/05

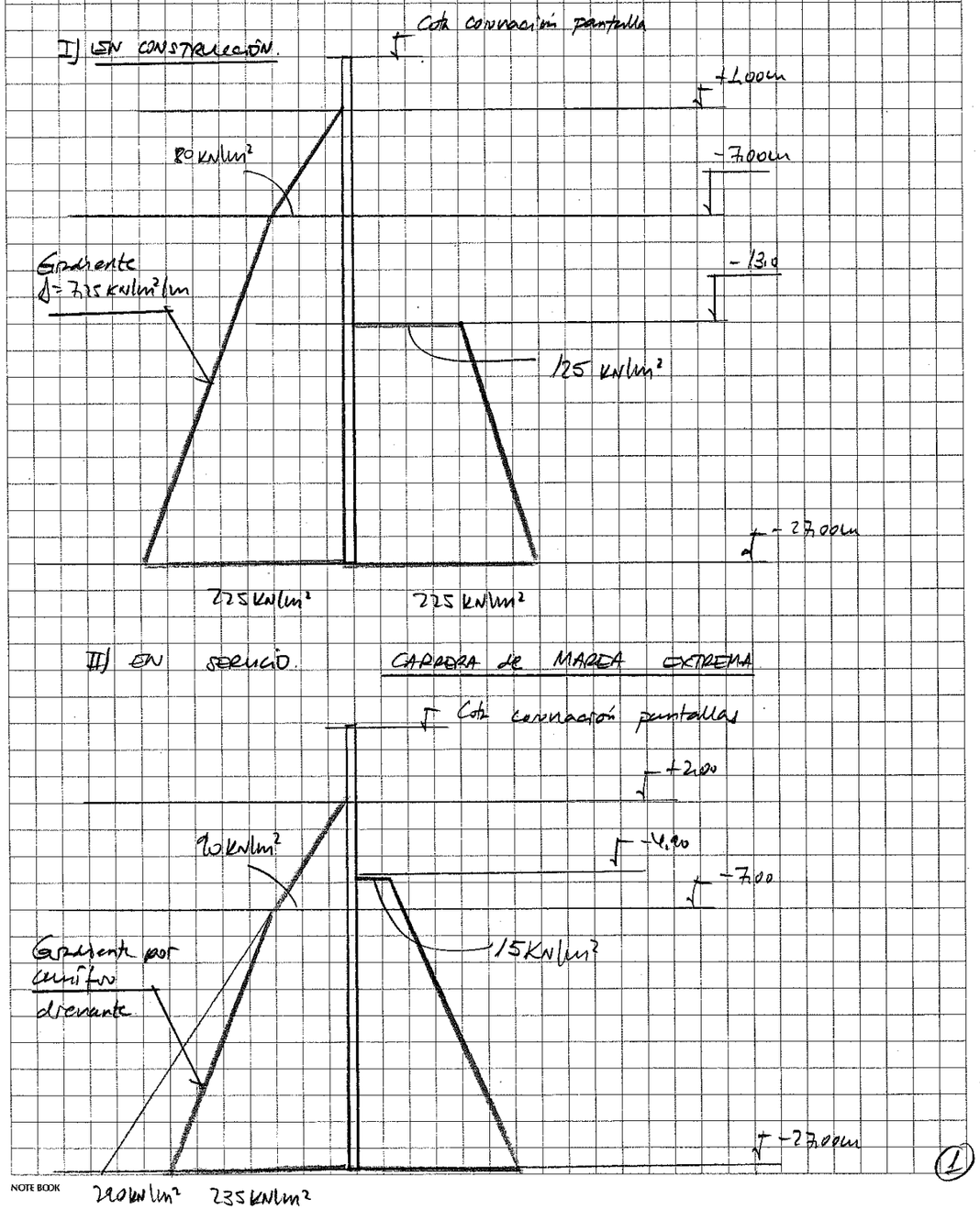
CAN TUNS-O-CT-FAX-0204.00

RECINTO de RECEPCIÓN del CAJÓN HINCADO

- Cambio de presiones de agua

Presiones de agua a considerar:

I) EN CONSTRUCCIÓN.



II) EN SERVICIO. CARGADA de MAREA EXTREMA

A) Pantalla del margen derecho (Coronación en z=+13.0)

Archivo original CUER2BP.RN

Archivo modificado CUER2BP2.RN ← Cambio presiones de agua

a) Empuje pasivo máximo movilizado: Ep= 53,1% Ep,máx

(En la etapa en que se excava hasta la cota)

Con las presiones de agua originales Ep= 49,9% Epmáx

(En la misma etapa)

b) Esfuerzos y movimientos

δ_{max} = 32,7mm en coronación (Como antes)

$m_{K,max}$ = 137,75 Tnm/m (Antes 137,11 Tnm/m)

$m_{K,min}$ = 215,35 Tnm/m (Antes 214,98 Tnm/m)

$m_{K,min\,II}$ = 148,80 Tnm/m (Antes 149,33 Tnm/m)

$T_{K,max}$ = 76,12 Tn/m (Antes 76,70 Tn/m)

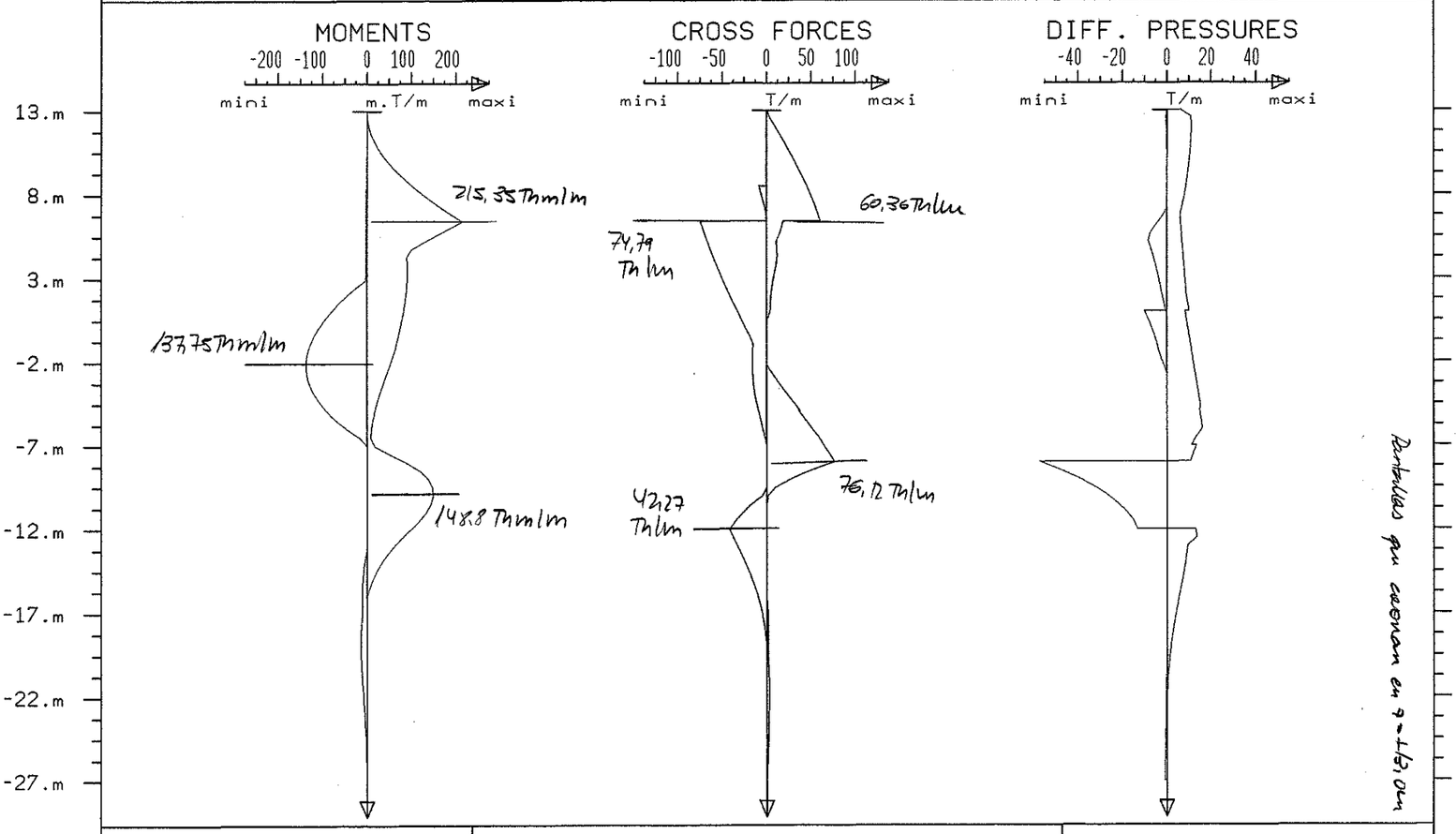
Todo OK! los cambios son mínimos

Las fuerzas en los puntales aumentan ligeramente

F_{max} = 135,15 Tn/m antes 134,99 Tn/m

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUER1BP2

ENVELOPES FROM PHASE 1 TO PHASE 8



Pantallas que corran en 9-1-13 ok

RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	12-28-05 CUER1BP2

(2)

Can Tunis 24-dic-05

B) Pantallas con empotramiento deficiente (continuidad en z = +13,10)
Recalcular por cambio de espesor en los pantallas por disfuncionalidad de las pantallas con imagen ingresada
Archivo original CUER1BOM.RD
Archivo con nuevos parámetros de agua CUER1BOM2.RD

C) Empuje pasivo máximo movilizado Ep = 55,3 Ep max, en la capa arcilla a cuenta de cmc.
Con los parámetros de capa original Ep = 50,76 Ep max

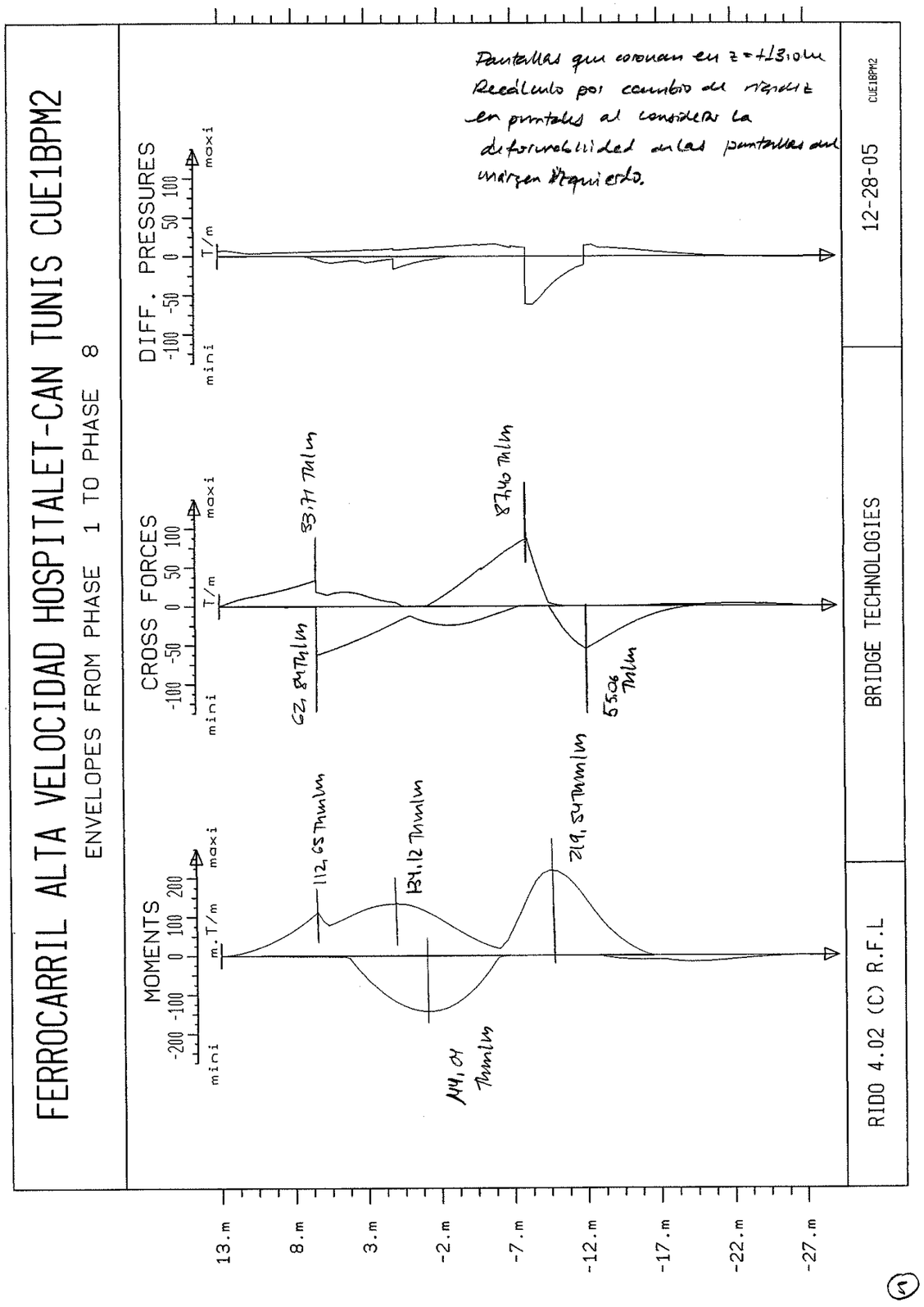
D) Anclajes y movimientos
Tmax = 5736 mm en combinación (Lleno con cau pendiente de agua original)

Ankmax = 144,04 Tm/m (Anclaje 143,43 Tm/m)
Tmin = 219,54 Tm/m (Anclaje 219,54 Tm/m)
Tmmax = 112,65 Tm/m (Anclaje 112,5 Tm/m)
Tmax = 83,40 Tn/m (Anclaje 82,13 Tn/m)

Todos OK! Los cambios son insignificantes.

Asentamientos OK! Igual que los anteriores
Empuje: 96,55 Tn/m (Anclaje 96,42 Tn/m) OK!

(4)



Can Tunis

2D-Mic-05

c) Pantallas del margen derecho (que coronan en z=+11,10m)

Archivo original CUER3BP.RN

Archivo modificado CUER3BP2.RN ← Cambio de presiones de agua.

a) Empuje pasivo máximo movilizado $E_p = 51,8\%\ E_{p,max}$, en la etapa en que se excava hasta la CME.

Con las presiones de agua originales $E_p = 47,3\%\ E_{pmax}$ (En la misma etapa)

b) Esfuerzos y movimientos.

$\delta_{max} = 23,97$ mm en z = −0,95m (Antes $\delta_{max} = 23,9$ mm en z = −1,0m)

$M_{k,max} = 166,43$ Tm/m (Antes 165,82 Tm/m)

$M_{k,min} = 155,26$ Tm/m (Antes 155,74 Tm/m)

$M_{k,min\,II} = 119,34$ Tm/m (Antes 119,60 Tm/m)

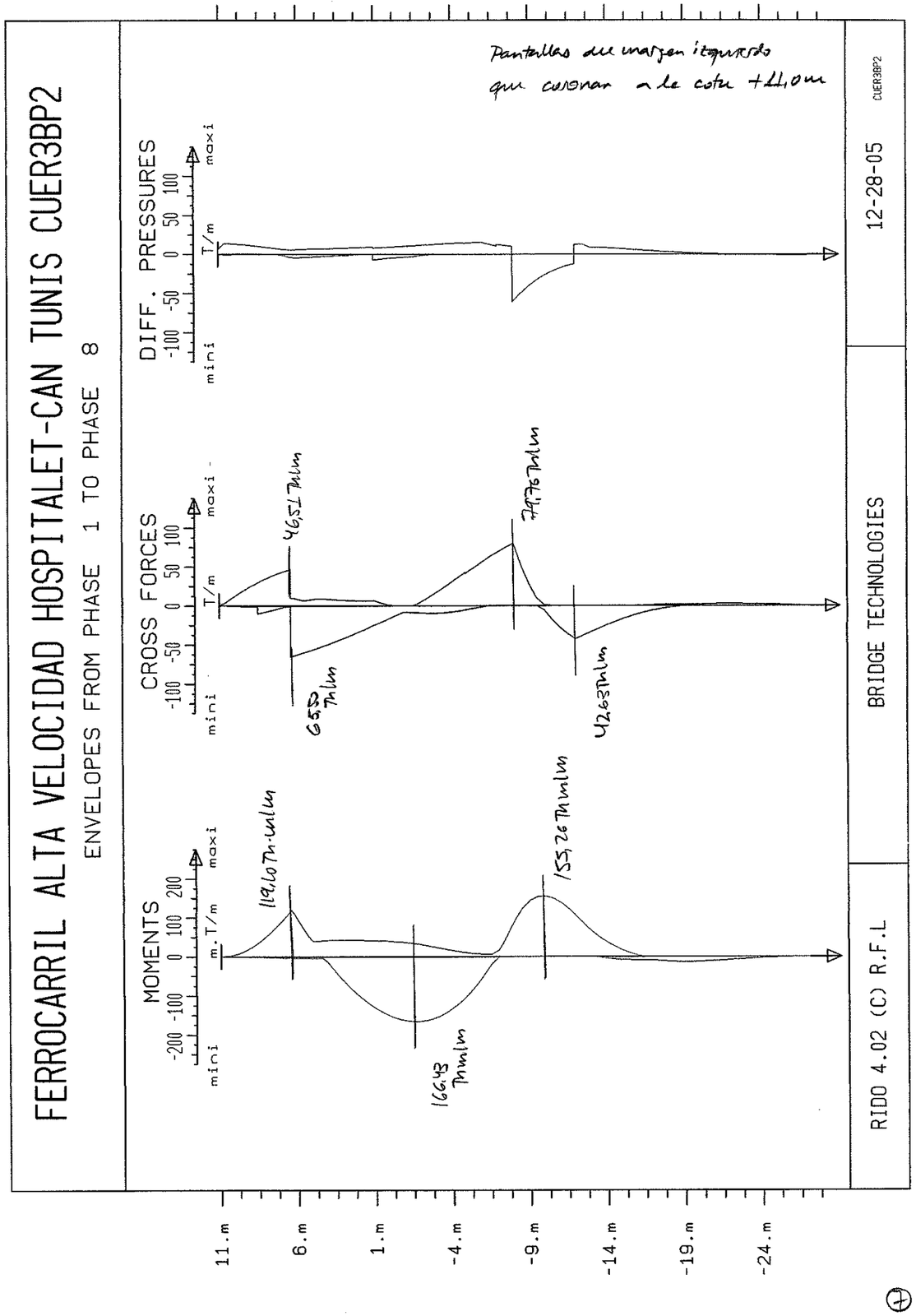
$V_{k,max} = 79,72$ T/m (Antes 82,40 T/m)

Todo OK los cambios son insignificantes

Cambian ligeramente las fuerzas en las pantallas

$F_{max,w} = 112,02$ T/m (Antes 116,12 T/m)

NOTE BOOK



Can Tunis 2D-dR-05

D) Pantallas del margen derecho (coronación en 2+11.0)

Recálculo por cambio de rigidez en los puntales por deformabilidad de las pantallas del margen izqdo.

Archivo original CUER3BPM.R10

Archivo con nuevas presiones de agua CUER3BPM2.R10

a) Empuje pasivo máximo movilizado E_p = 53,5% $E_{pmáx}$, en la etapa en que se excava hasta cota.

Con las presiones de agua originales E_p = 49,6% $E_{pmáx}$, en la misma etapa

b) Esfuerzos y movimientos

$\delta_{máx}$ = 39,37 mm en z = 4,50 m (Antes 39,3 mm en z = 4,50)

$M_{k,máx}$ = 172,62 Tn·m/m (Antes: 172,04 Tn·m/m)

$M_{k,mín}$ = 209,82 Tn·m/m (Antes 208,05 Tn·m/m)

$M_{k,mín,z}$ = 82,07 Tn·m/m (Antes: 81,82 Tn·m/m)

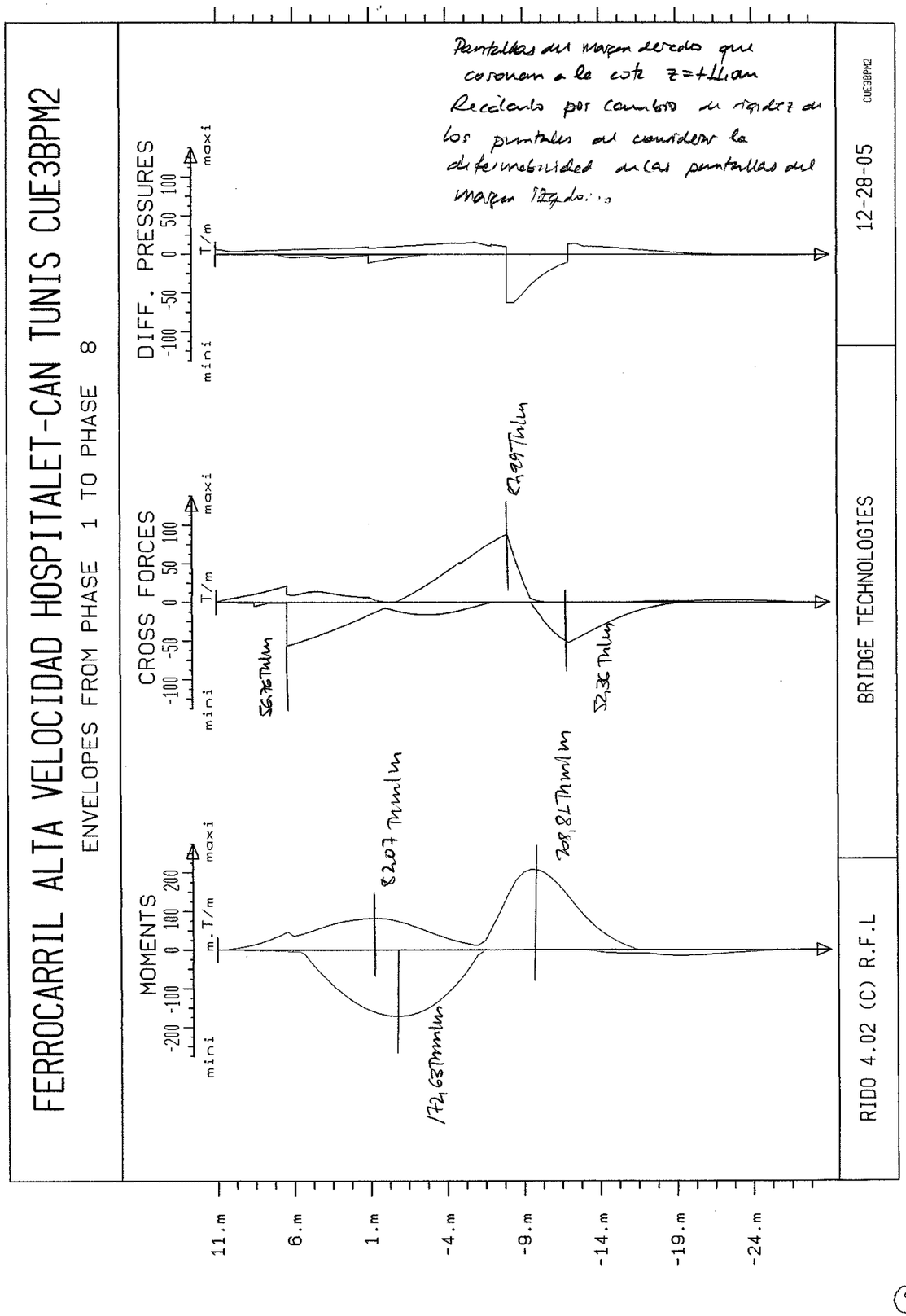
$V_{k,máx}$ = 87,99 Tn/m (Antes: 88,89 Tn/m)

Aumentan ligeramente las cargas en los puntales

$F_{k,máx}$ = 79,05 Tn/m

Antes $F_{k,máx}$ = 77,94 Tn/m OK!

NOTE BOOK



9

Can Tunis 28-02-05

a) Pantallas del margen derecho que coronan en z=+9.00m

Archivo original CUER2BP.RD

Archivo con las nuevas presiones de agua CUER2BP2.RD

b) Empuje pasivo máximo movilizado: E_p= 50,8% $E_{pmáx}$, en la etapa en que alcanza la cota.

con las presiones de agua originales E_p= 46,8% $E_{pmáx}$, en la misma etapa

c) Esfuerzos y movimientos.

$\delta_{máx}$: 25.37 mm en z=-4,225m (Antes $\delta_{máx}$= 25.29 mm en z=-4,00m)

$m_{k,máx}$= 196,74 Tm/m (Antes 196,11 Tm/m)

$m_{k,mín}$= 163,52 Tm/m (Antes 163,94 Tm/m)

$V_{k,máx}$= 83,57 T/m (Antes 84,27 T/m)

Todo OK! El cambio de presiones de agua solo implica pequeñas modificaciones

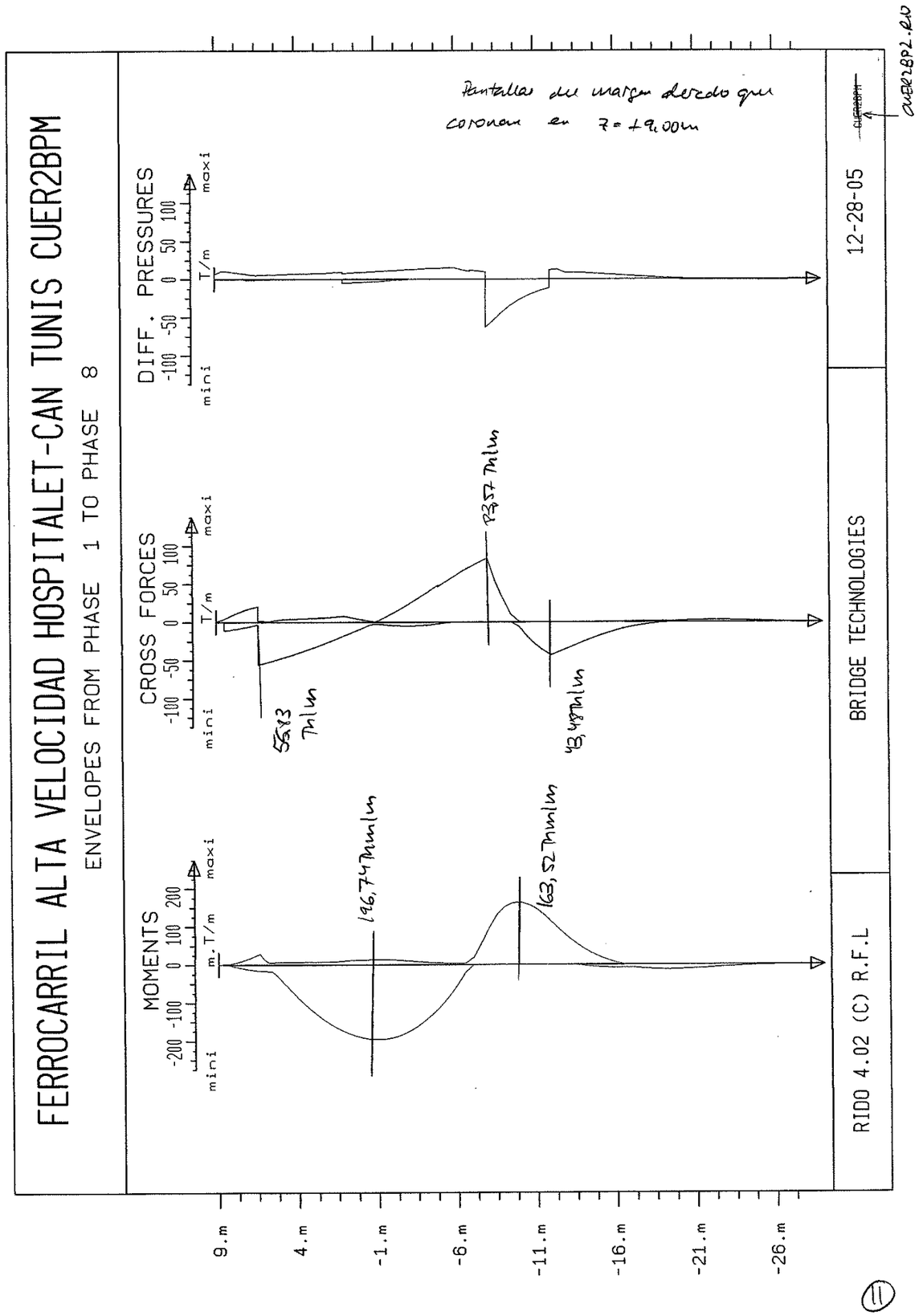
Aumentan ligeramente las cargas en los puntales

$F_{k,máx}$= 76,34 T/m

Antes: $F_{k,máx}$ 75,57 T/m

10

NOTE BOOK



Can Tunis 28-dic-05

Pantallas del margen izquierdo que coronan en Z=+9,00m

Recálculo teniendo en cuenta el cambio de rigidez de los puntales como consecuencia de la deformabilidad de los pantallas del margen opuesto.

Archivo original CUER2BPM.RD

Archivo con presiones de agua modificadas CUER2BPM2.RD

a) $E_p = 57,5\% E_{p,max}$ en la etapa en que se alcanza la CME

Con las presiones de agua originales $E_p = 47,0\% E_{p,max}$ en la misma etapa

b) Esfuerzos y movimientos.

$T_{max} = 39,25$ t/m en Z=0,42m (Antes $T_{max} = 34,16$ t/m en Z=0,42m)

$M_{e,max} = 190,63$ Tnm/m (Antes 190,01 Tnm/m)

$M_{e,min} = 194,02$ Tnm/m (Antes 194,58 Tnm/m)

$M_{e,ming} = 39,01$ Tnm/m (Antes 39,01 Tnm/m)

$V_{h,max} = 87,00$ Tn/m (Antes 87,88 Tn/m)

Todo OK! el cambio de presiones de agua solo implica pequeñas modificaciones

Aumentan ligeramente las cargas en los puntales

$F_{d,max} = 60,39$ Tn/m

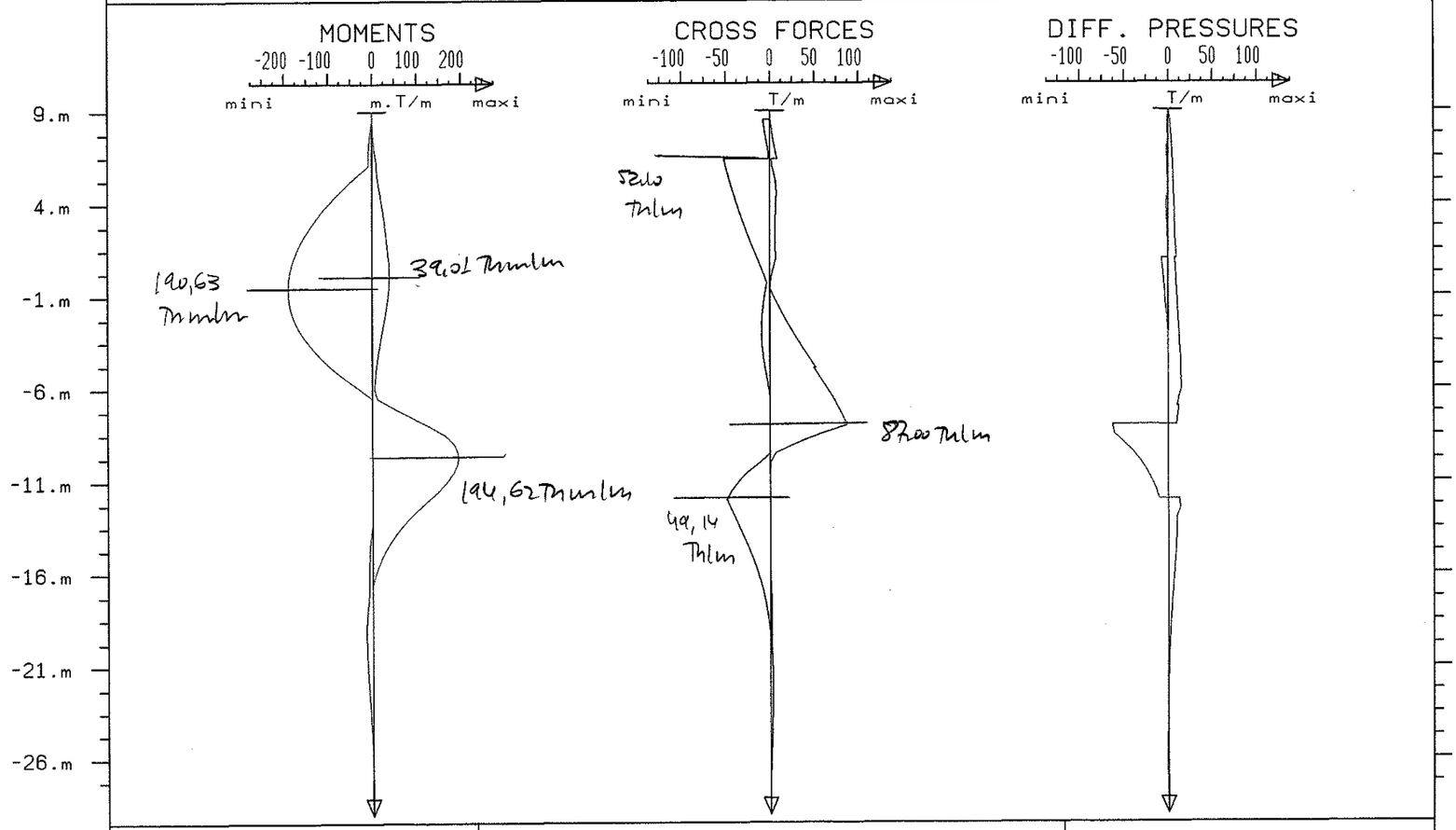
Antes $F_{d,max} = 60,30$ Tn/m OK!

12

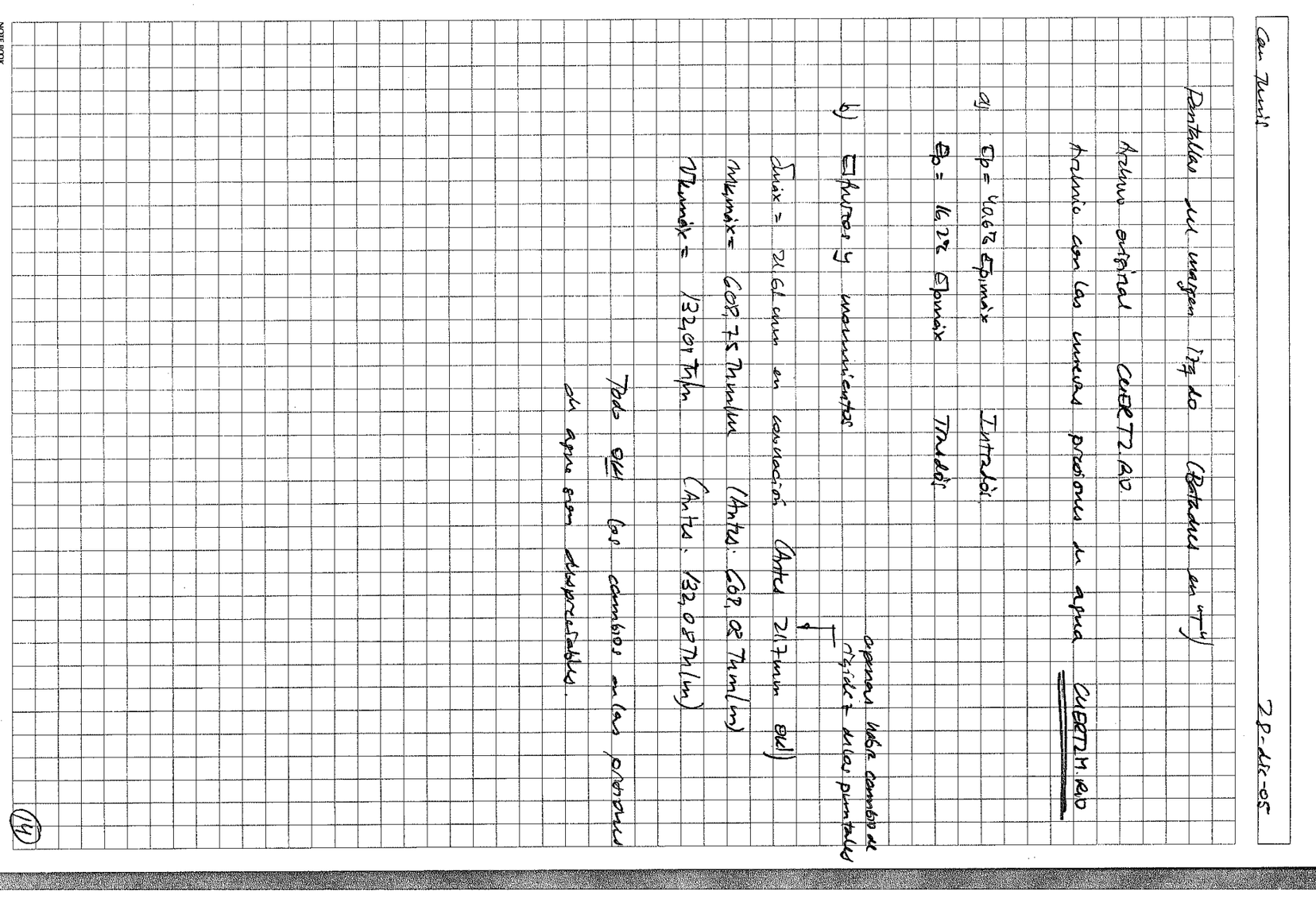
NOTE BOOK

FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUE2BPM2

ENVELOPES FROM PHASE 1 TO PHASE 8

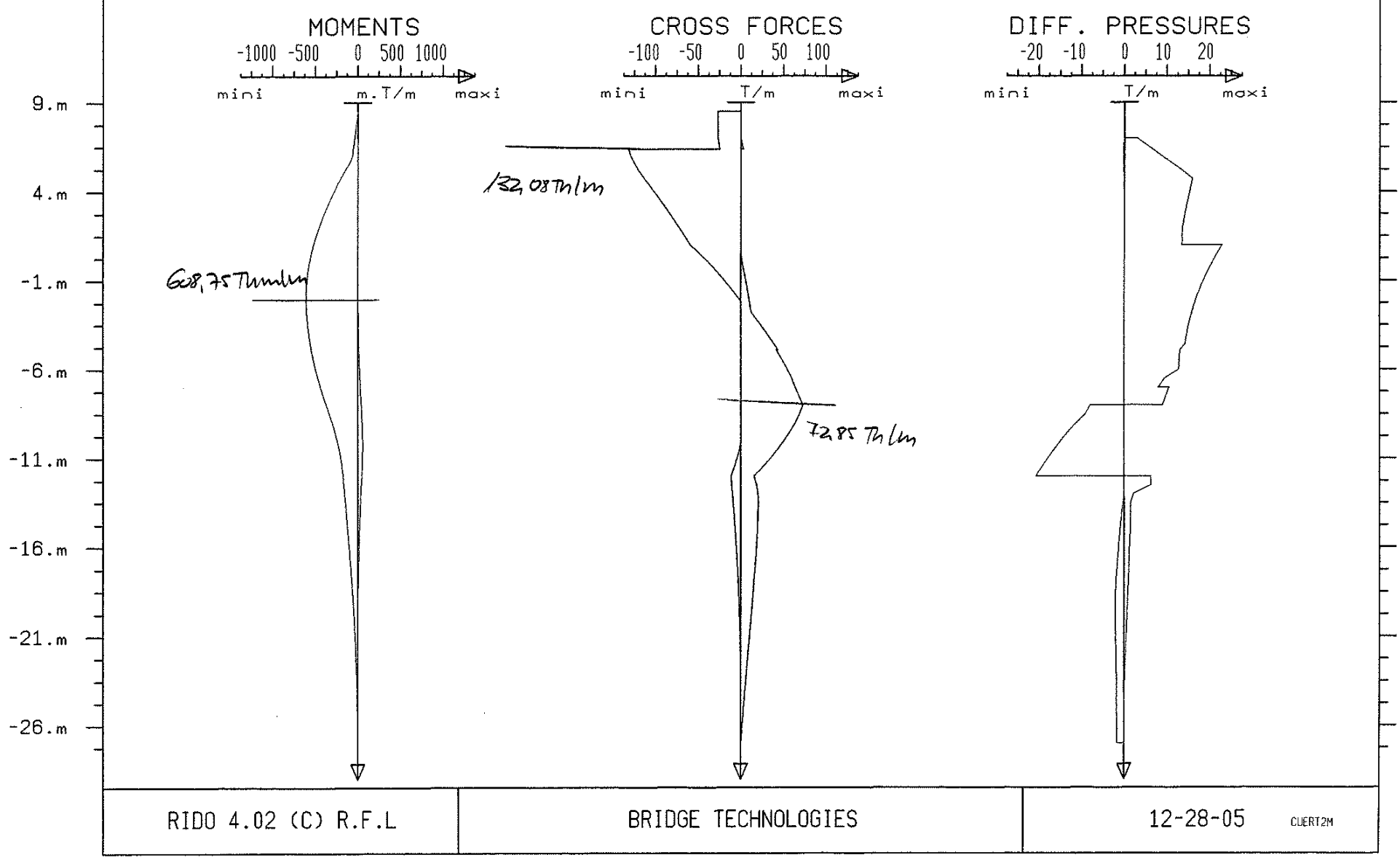


RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	12-28-05 CUE2BPM2



FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS CUERT2M

ENVELOPES FROM PHASE 1 TO PHASE 6



RIDO 4.02 (C) R.F.L	BRIDGE TECHNOLOGIES	12-28-05 CUERT2M

Bridge
Technologies

Teléfono y Fax : 93 203 04 74

BATACHE TRANSVERSAL ADICIONAL EN PANTALLAS DEL MARGEN IZQUIERDO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

1.- ANTECEDENTES.

Un error de replanteo en la pantalla del margen izquierdo del Recinto de Recepción del Cajón hincado, no detectado hasta después del hormigonado de alguno de los bataches, implica que la pantalla de dicho margen acabará siendo del orden de 0.80m más corta de lo que originalmente se supuso.

El esquema resistente en base al que se ha diseñado dicho tramo es:

- El terraplén de la Ronda Litoral empuja sobre las pantallas del margen derecho.
- Las pantallas del margen derecho se apoyan, a través de los puntales, en las pantallas del margen izquierdo, que a su vez reaccionan contra el terreno que tienen en el trasdós.
- Las pantallas del margen izquierdo, la tener menor altura de tierras en el trasdós, deben compensar el desequilibrio de empujes aportando una mayor rigidez (por eso se ejecutan bataches en T).

  En el tramo de PK más bajo es donde existe el mayor desequilibrio de tierras y donde es necesario rigidizar las pantallas del margen izquierdo. En el tramo de PK más alto, al haber un desequilibrio menor, en principio no era necesario aumentar la rigidez de las pantallas del margen izquierdo.

En el diseño original la longitud con empujes en el margen derecho era idéntica a la longitud disponible para resistirlos en el margen izquierdo. Con el cambio de geometría se pierden 0.80m respecto de un total de 17.80m (supone una perdida del 4.5% aproximadamente).

En la zona de máximos empujes se sigue disponiendo de la misma superficie resistente contra el terreno, por lo que la disminución de rigidez afecta sólo al tramo de PK más alto, que presenta el menor desequilibrio de empujes del tramo.

2.- PROPUESTA.

Ante la disminución de rigidez, consecuencia de la perdida de área capaz de reaccionar contra el terreno en las pantallas del margen izquierdo, se plantea la posibilidad de añadir un batache transversal adicional en la zona en la que antes no era necesario. En esta zona, en la que se produce la disminución de área de reacción contra el terreno, el aumento de rigidez permitirá controlar mejor los movimientos.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2021
Fecha 05/05/05
CAN TUNIS-D-CT-C-07910

Bridge
Technologies

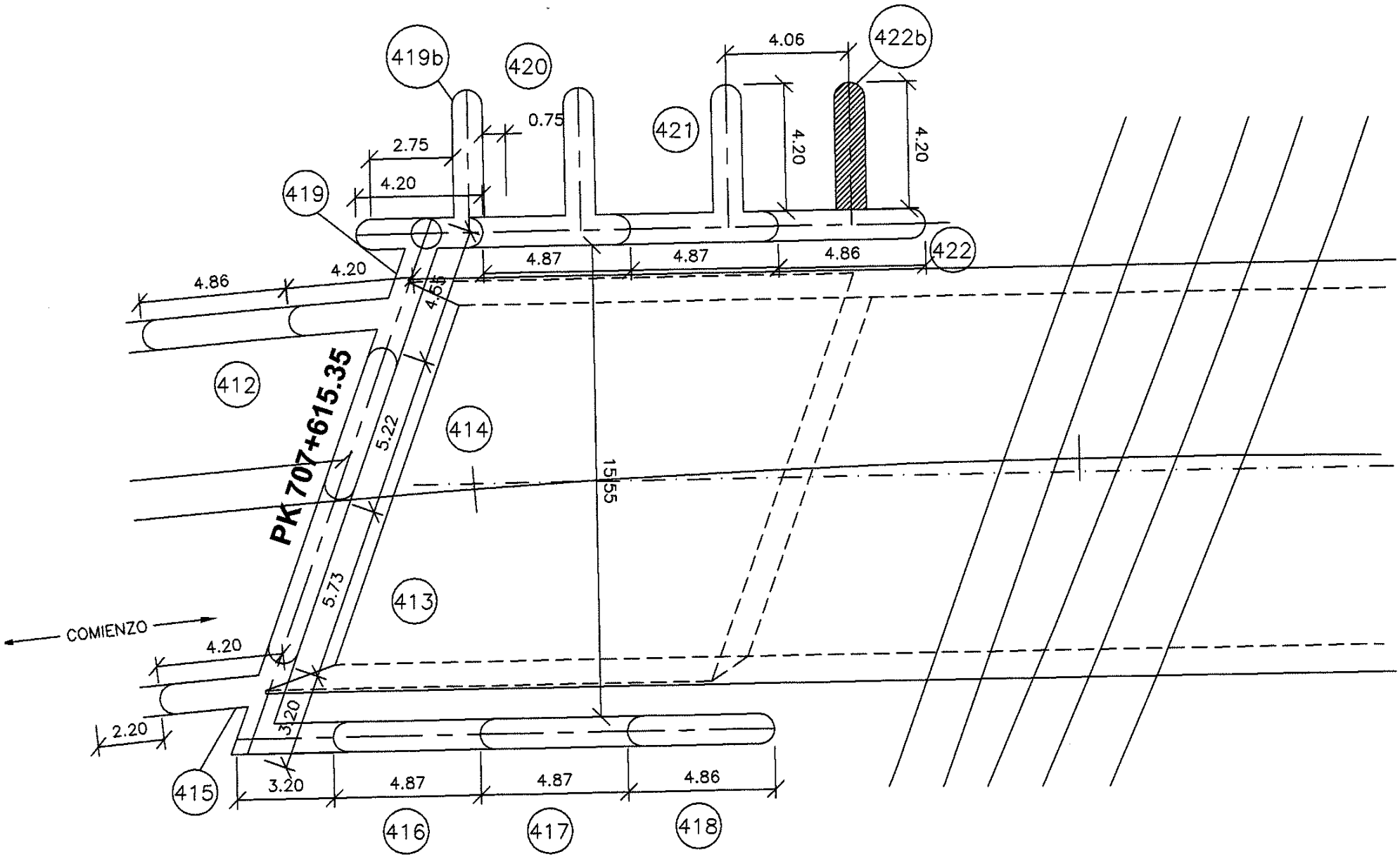
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

Para la estabilidad global del conjunto de pantallas sometidas a acciones desequilibradas, el terreno tiene capacidad plástica más que suficiente para que la aportación del nuevo batache transversal pueda ser tomada en cuenta de forma global.

El batache transversal se dispondrá según el croquis adjunto, adaptado ya a la nueva geometría de las pantallas del margen izquierdo. El armado de dicho batache será idéntico al del resto de bataches transversales, cuya verificación estructural se ha hecho en secciones más restrictivas.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 21 de abril de 2005


419b
420
421
422b
419
422
4.06
4.20
4.20
0.75
2.75
4.20
4.87
4.87
4.86
4.86
4.20
4.63
412
414
PK 707+615.35
5.22
15.55
5.73
413
COMIENZO
4.20
3.20
2.20
415
3.20
4.87
4.87
4.86
416
417
418

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615.90 a 707+630.467

LOSA DE FONDO

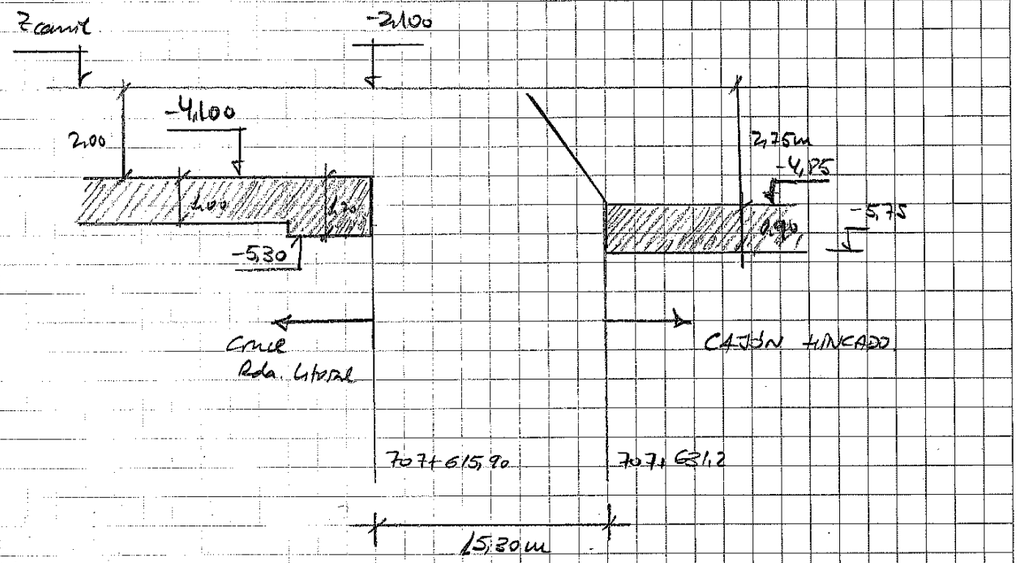
ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 3052
Fecha 14/02/06
CAN TUNIS-D-CT-C-0155no

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 30 de enero de 2006

LOSA DE FONDO RECINTO DE RECEPCIÓN CAJÓN HINCADO



Hastiales 1,90m

1os Tantos:

B = 16.60m

Altura máxima de agua sobre losa de fondo (NF en z = +2,0m)

$h = 5,75 + 2,0 = 7,75\,m \rightarrow pw = 7,75\,kN/m^2 = 7,75\,kN/m/m$

$R = 7,75 \cdot \frac{l}{2} = 7,75 \cdot \frac{16.60}{2} = 64,25\,kN/m$

Losa de fondo

h = 1,65m

L = 16,60 m → $pw,d = 1,50 \cdot 7,75\,kN/m^2 = 11,625\,kN/m^2$; $g_{1,d} = 1,65 \cdot 25 = 41,25\,kN/m^2$

FLEXIÓN

$q_d = pw,d - g_{1,d} = 75,0\,kN/m^2$

$m_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{75 \cdot 16,60^2}{8} = 2583,4\,kN \cdot m/m$

dimensionamiento con programa BARÉ $A_s \geq 41,0\,cm^2/m$

→ 9Φ25 pant. Ou

CORTANTE

$q_d = 75,0\,kN/m^2$

$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{75 \cdot 16,60}{2} = 622,5\,kN/m$

$A_s = 24,545\,cm^2/m$ como mínimo

$A_d \geq 5,35\,cm^2/m$

Cuantía mínima a cortante $A_d \geq 8,33\,cm^2/m$

→ Se disponen 2 c Φ16 pant a 0,25 ($10,22\,cm^2/m^2$)

Dos: Efectos de 2º orden

$I = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 1,65^3 = 0,3742\,m^4$; $A = 1,65\,m^2$; $i = \sqrt{I/A} = 0,4763$

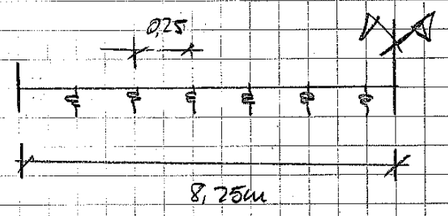
Esbeltez: · longitud de pandeo = $l_0 = \beta \cdot l = 16,60\,m$

· Esbeltez mecánica: $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{16,60\,m}{0,4763\,m} = 34,85$

como $\lambda \leq 35$ — no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden

MODELIZACIÓN.

Simulación del contacto con el terreno



$K_H = K_b \cdot A = 20000\ kN/m^3 \cdot 0{,}25\ m^2/m = 5000\ kN/m/m$

$\boxed{K_H = 5000\ kN/m/m}$

ACCIONES:

* Peso propio: Generado automáticamente

$g_1 = 1{,}65 m^2 * 25\ kN/m^3 = 41{,}25\ kN/m^2$

$R = 41{,}25\ kN/m^2 * 16{,}50\ m = 680{,}63\ kN/m$

* Cargas permanentes

· Relleno de hormigón en masa ($\gamma = 23 kN/m^3$)

$g_{2.1} = 1{,}30 m \cdot 23\ kN/m^3 = 29{,}9\ kN/m^2 \approx 30 kN/m^2$

· Balasto + vías ($e = 0{,}70$) ($\gamma = 18\ kN/m^3$)

$g_{2.2} = 0{,}70 \cdot 18{,}0 = 12{,}60\ kN/m^2$

Total cargas permanentes $g_2 = 42{,}60\ kN/m^2$

Se toman del lado seguro $g_2 = 45 kN/m^2$

* Tráfico ferroviario

$q_{eq} = 30\ kN/m^2$ (Ver Nota de Cálculo sobre contrastación del tramo de Pruebas)

Coeficiente de clasificación $K = 1{,}21$

Coeficiente de amplificación dinámica $\phi = 1{,}40$ (Muro del lado seguro) ← Muro limítrofe

$q = 30 * 1{,}21 * 1{,}40 = 50{,}82\ kN/m^2 \approx 50 kN/m^2$

Rasante en la junta entre hormigonadas

Cortantes ascendentes: $V_d = 670\ kN/m$

Cortantes descendentes (Se considera el 50% de la subpresión)

$V_d = 1115\ kN/m$

$\tau_{ud} \leq \frac{A_{st}/s}{p} f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \geq 0{,}25 f_{cd} = 4{,}17\ MPa$

$\tau_{sd} = \frac{1{,}115\ MN/m}{1{,}65 m} = 0{,}676\ MPa < 0{,}25 f_{cd}$ OK!

$A_{st}/s \geq \frac{\tau_{sd} \cdot p}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{1{,}115\ MN/m}{0{,}90 \cdot 400\ MPa} = 30{,}97\ cm^2/m$

A cubrir con 7Ø25 pual

Rugosidad alta $\mu = 0{,}90$

Se disponen 2 niveles de 1 Ø25 a 0,30 ($32{,}73\ cm^2/m$)

Cam Tunnel 27-ene-06

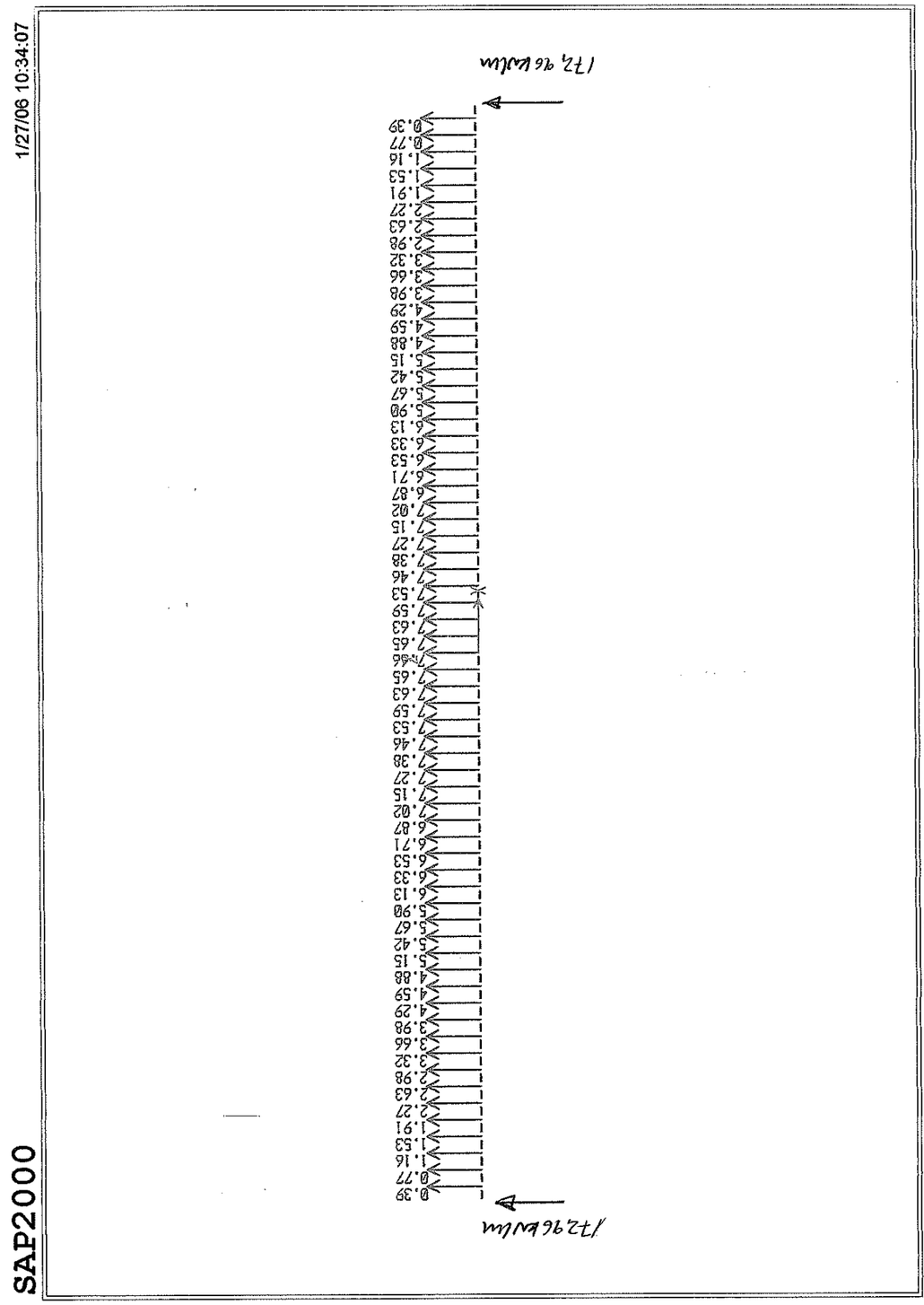
+ Subpresión $pw = 77,5\ KN/m^2$

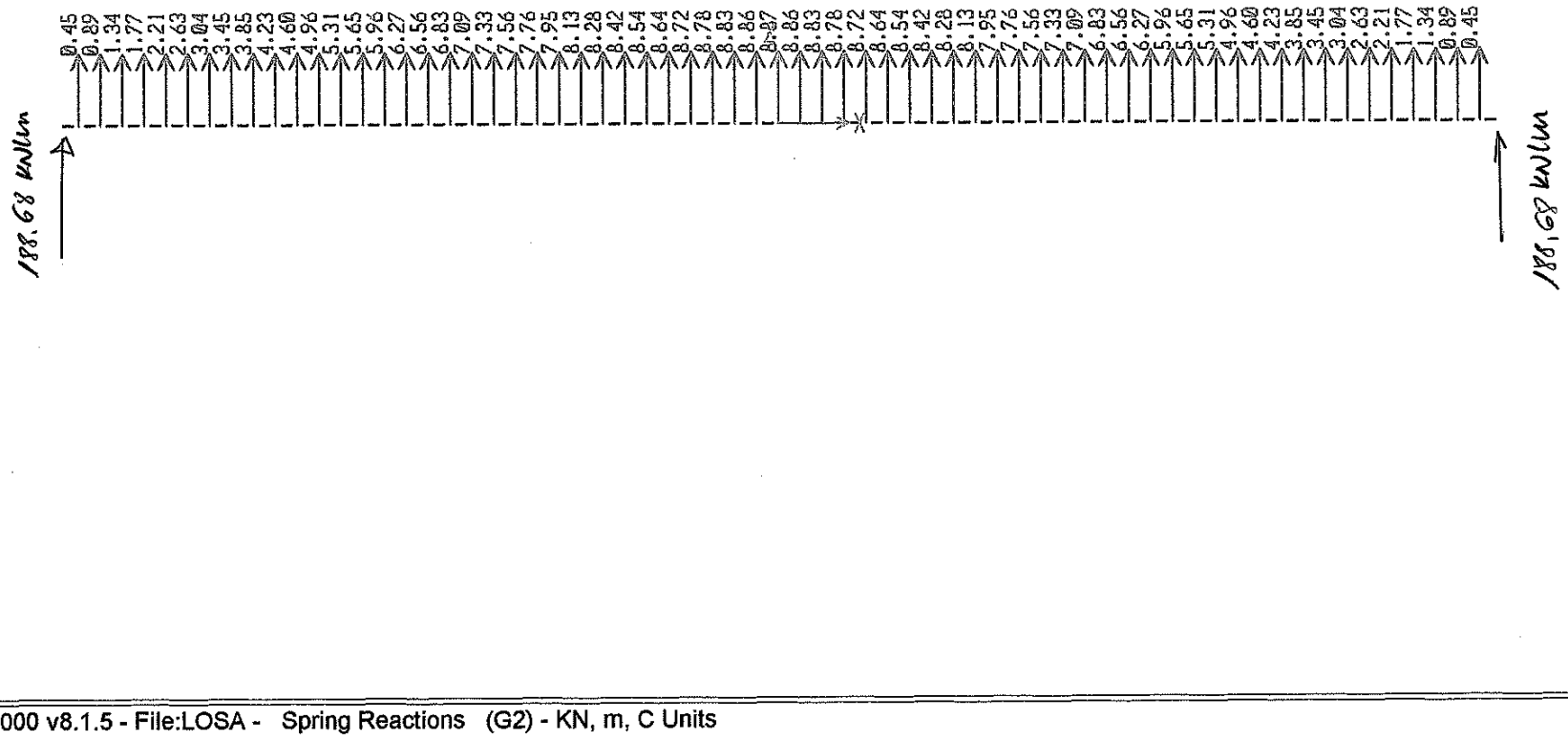
$R = 16,50\ m \cdot 77,5\ KN/m^2 = 1278,75\ KN/m$

CONTROL de REACCIONES

- Peso propio $R_{g1} = 680,63\ KN/m$
  $R_{g1,SAP} = 680,63\ KN/m$ } OK!
- G2 $R_{g2} = 742,5\ KN/m$
  $R_{g2,SAP} = 742,5\ KN/m$ } OK!
- Tráfico: $R_{tráfico} = 412,5\ KN/m$
  $R_{tráfico,SAP} = 412,5\ KN/m$ } OK!
- Subpresión: $R_{pw} = 1278,75\ KN/m$
  $R_{pw,SAP} = 1278,75\ KN/m$ } OK!

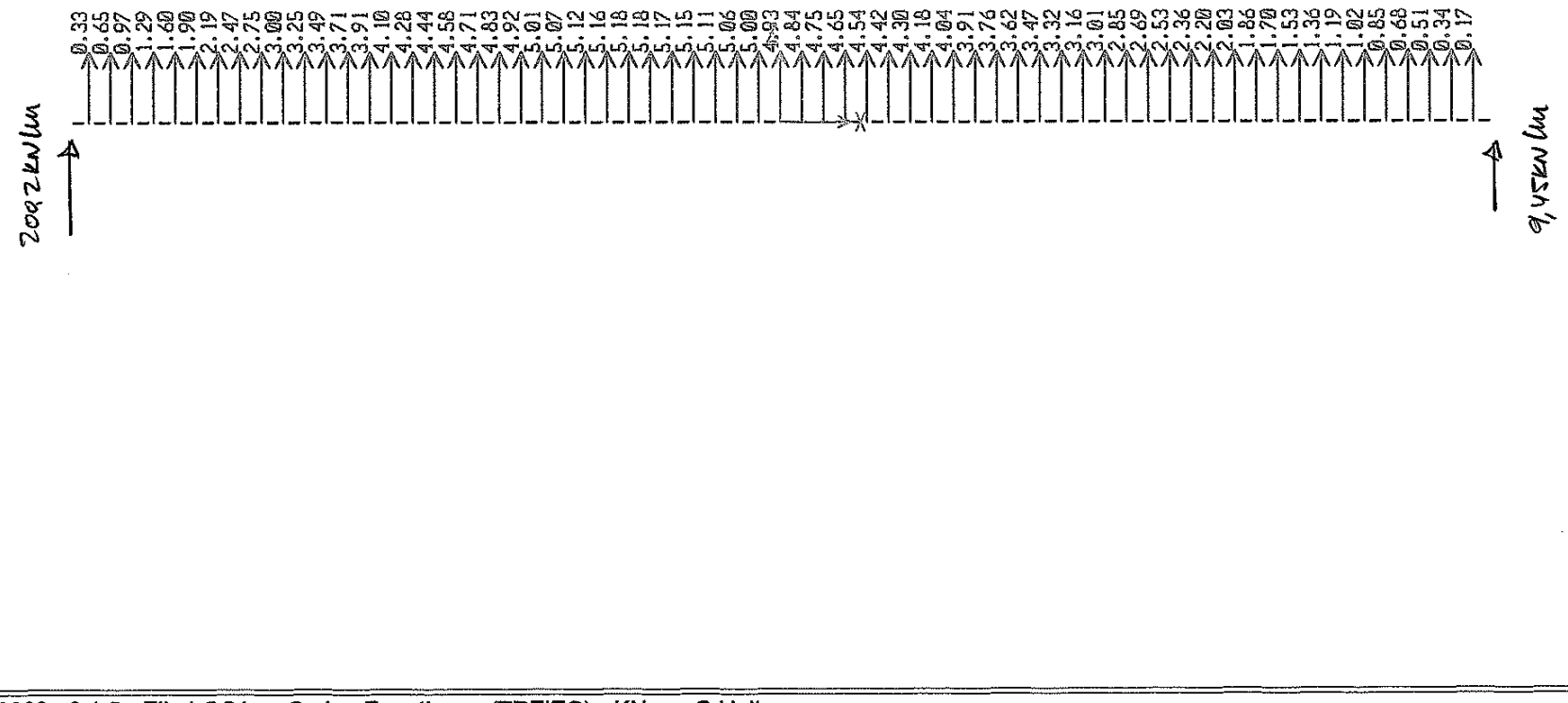
NOTE BOOK



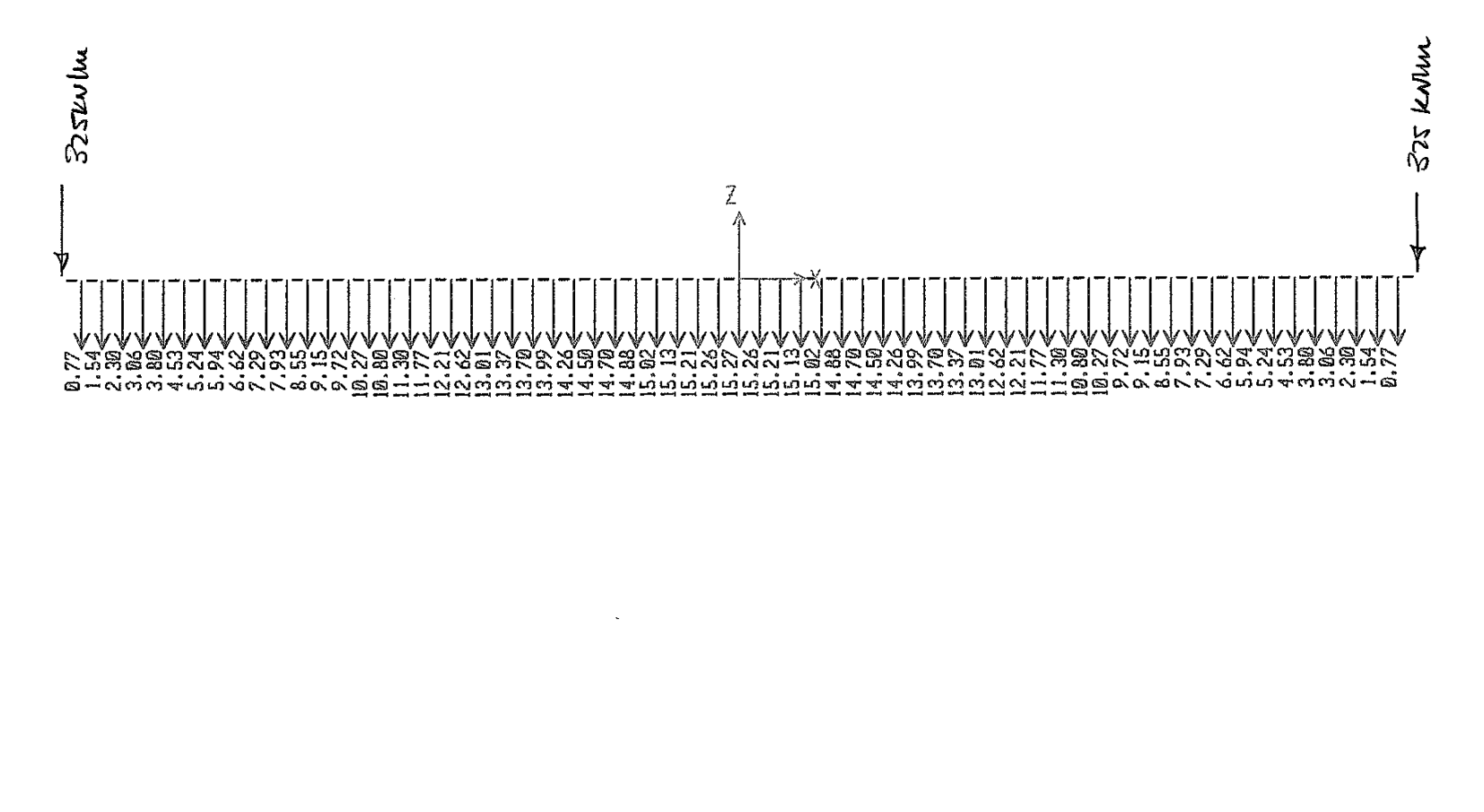


SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (G2) - KN, m, C Units

SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (TRFDER) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (TRFIZQ) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:LOSA - Spring Reactions (SUBPRES) - KN, m, C Units

DIMENSIONAMIENTO

a) Máxima flexión negativa

- Peso propio
- Máxima sobrecarga

Determinación del esquema estático

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que éste está totalmente descargado

→ Acudo SAP (ASA1.SDB en CONTRABÓVEDA/CUBIERTA).

Como el terreno está descargado en todos los nudos que soldan el contorno

FLEXIÓN.

COMB 1: $1{,}0\,g_2 + 1{,}5\,pv$

$M_d^{LO} = 2550$ kN.m/m

$h = 1{,}65$ m; $r = 0{,}1$ m (recubrimiento mecánico)

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 40{,}25$ cm²/m → 8 Ø25 pmd → Se disponen 7 Ø25 pmd

CORTANTE: COMB 1: $1{,}0\,g_2 + 1{,}50\,pv$

$V_d = 620$ kN/m

$A_s = 24{,}545$ cm²/m como mínimo

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 5{,}26$ cm²/m²

Cuantía mínima $A_{s,min} = 8{,}33$ cm²/m²

→ Se cubre con 2 c Ø16 pmd en planos a 0,30 (20,11 cm²/m²)
2 ramas

Reacción en apoyo

$V_{d,máx} = 620$ kN/m

$A_s \geq \frac{V_{d,máx}}{f_{yd}} = \frac{0.620 \text{ MN/m}}{434{,}80 \text{ MPa}} = 14{,}26$ cm²/m ← Se cubre sobradamente

Cualquier otra reacción.

$A_s \geq \frac{0{,}620 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 15{,}5$ cm²/m ← Se dispone en el extremo de la losa

Se cubre con 2 planos a 0,30 m

2 c Ø20 pmd (3 ramas Ø 20)

(19,950 cm²/m)

Momento último con 5 Ø25 pmd $A_s = 24{,}545$ cm²/m

$M_{rd} = 1613{,}92$ kN.m/m

Se fija $M_d \leq 1600$ kN.m/m a 3,0 m de apoyo, aplicar en este pto anclaje + decalaje de los Ø 25 que deben llegar a $3{,}0 - \underbrace{1{,}30}_{lb_{II}} - \underbrace{1{,}65}_{d} = 0{,}05$ ← Hasta el extremo

b) Maxima flexión positiva

- Peso propio
- Cargas permanentes (✂)
- Tráfico descentrado
- ✂ Sobrecarga del lado pequeño, más cercano en el diseño

Se incluye en las cargas permanentes el relleno de sobrecarga en unos de los hastiales.

h = 11,0m
b = 2,0m
} g_1 = 550 KN/m (→ 275 KN/m² en 2,0m a anchura a cada lado)

Determinación del esquema estático:

Sumando las reacciones contra el terreno resulta que está totalmente comprimido. — Archivo BAP: LOSA.SDB en CONTRABÓVEDA III // CUERNOS.

FLEXIÓN:

COMB1: 1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,50 Trd (der + izq)

Md = 2640 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

h = 1,65m; r=0,10m → A_s ≥ 41,92 cm²/m → ⌀16⌀12 pmf

& dispuesto 9⌀25 pmf

CORTANTE COMB 1: 1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,50 Tráfico (der + izq)

V_d = 1435 KN/m

A_s = 24,545 cm²/m (como mínimo)

Dimensionamiento con programa BASIC

A_{sx} ≥ 20,136 cm²/m² ← ⊏ cubre con 2c⌀16 pmf en planos a 0,30 (20,11 cm²/m²)
3 Tramos pmf

Cuantías mínimas

- Cuantía mínima para evitar fallo frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0{,}04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 165 \cdot \frac{25/1{,}5}{434{,}80} = 75{,}3\ cm^2/m$

1 Ø cada 2 barras alternamente

- Cuantía mínima geométrica (como losa)

$\rho \geq 1{,}8‰$

$A_s \geq \frac{1{,}80}{1000} \cdot 165 = 29{,}7\ cm^2/m \rightarrow 14{,}85\ cm^2/m$ en cada cara

Si cubre con Φ20 c 0'20 (15,7 cm²/m)

Si disponen 2Φ16 c 0'30 (por modulación cercos) (13,41 cm²/m) OK!

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615 a 707+633

VIGAS DE ATADO Y PUNTALES DEFINITIVOS.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2608
Fecha 16/09/05
CAN TUNIS. D-CT-C-0108 r0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 12 de septiembre de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

VIGAS DE ATADO Y PUNTALES DEFINITIVOS.
P.K: 707+614.80 a P.K: 707+632.93.

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, entre los PK's 707+615 y 707+633 de la traza, aproximadamente, con una rasante ascendente hacia PK's crecientes de pendiente constante y un trazado en planta sobre una alineación circular de radio 400m.

El Recinto de Recepción del Cajón Hincado sirve de conexión del propio cajón con la sección tipo del Falso Túnel, a base de pantallas + cubierta + contrabóveda de fondo, correspondiente a la Fase 2 del cruce con la Ronda Litoral. Con dicho recinto se "envuelven" las aletas del frente del cajón hincado una vez éste ha alcanzado su posición definitiva.

Según el procedimiento constructivo finalmente adoptado, una vez hincado el cajón, las aletas delanteras del mismo se recrecerán hasta completar una sección cerrada idéntica a la del tramo del cajón bajo vías. Estas secciones iniciales deberán soportar todas las acciones a las que se verá sometido el cajón (acciones verticales debidas a cargas permanentes –peso propio y peso de tierras- y sobrecarga sobre la cubierta, empujes sobre los hastiales, subpresiones de aguas, etc. en definitiva, todas y cada una de las acciones a las que se verá sometida el cajón a lo largo su vida útil). En cualquier caso, en la zona del recinto de recepción del cajón hincado, éste debe ser capaz de soportar sobre la cubierta un relleno de unos 3.0m de tierras, además del resto de acciones en hastiales y losa de fondo.

Con esta disposición no es necesaria la ejecución de losa de fondo ni cubierta en el Recinto de Recepción del Cajón Hincado, pues el cajón es capaz de resistir la subpresión y el peso de las tierras que se dispondrán sobre él. Sólo en las secciones iniciales del recinto será necesario ejecutar una pequeña cubierta y una losa de fondo que permitan cerrar el hueco que queda libre entre el cajón en posición definitiva y la pantalla transversal que cierra el Recinto de forma provisional.

Las pantallas de este recinto ya se han definido y pueden consultarse con detalle en el documento: "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado. Pantallas. Adenda" del 15 de marzo de 2005.

Un vez hincado el cajón y recrecida su parte delantera, se rellenarán con hormigón pobre los huecos que quedan entre los hastiales del cajón y los intradoses de las pantallas. Asimismo, se rellenarán con hormigón en masa los espacios entre la cubierta del cajón y la cara inferior de los puntales y entre los propios puntales (ver apartado Planos de este documento).

En este documento se definen:

- La losa de atado de las pantallas del margen izquierdo: además de los batacheslongitudinales existen una serie de batacheslongitudinales existen una serie de batacheslongitudinales existen una serie de

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES Y PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de los puntales definitivos han sido:

- Peso propio
- Reacción transmitida por las pantallas.

Dada la esbeltez de los puntales, para su dimensionamiento se han tenido en cuanta los efectos de segundo orden con el método simplificado de EHE.

En estado definitivo los puntales se encuentran arriostrados de forma continua gracias al relleno de hormigón en masa, por lo que no sería necesario tener en cuenta la amplificación de esfuerzos por efectos de segundo orden pero, dado que existen etapas de construcción en las que dichos puntales están exentos, en el dimensionamiento viene condicionado por el E.L.U. de inestabilidad.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón losas: HA-25/F/20/IIa
- Hormigón vigas de atado: HA-25/F/20/IIa
- Hormigón vigas laterales del apuntalamiento: HA-25/F/20/IIa
- Hormigón puntales: HA-25/F/20/IIa
- Hormigón en masa para relleno entre puntales:: HM-25/F/20/IIa
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Materiales: Hormigón: control estadístico
  Acero pasivo: normal
- Ejecución: intenso

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En este tramo se plantea un procedimiento constructivo para la excavación interior del falso túnel sin puntales intermedios (Puede consultarse un esquema del procedimiento constructivo en el apartado "PLANOS" del documento "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado. Pantallas. Adenda", del 15 de marzo de 2005, en el que se definen las cotas de excavación intermedia, las cotas de los puntales definitivos y provisionales, etc).

Una vez hincado el cajón hasta su posición definitiva se realizará una primera fase de relleno de hormigón en masa entre la cara superior del mismo y la cara inferior de los puntales definitivos (es importante garantizar un correcto relleno con hormigón en masa bajo los puntales). En una segunda fase de relleno, también con hormigón en masa, se alcanzará la cota de la cara superior de los puntales.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural del apuntalamiento se ha realizado con el programa comercial SAP2000. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 12 de septiembre de 2005

NOTA DE CÁLCULO

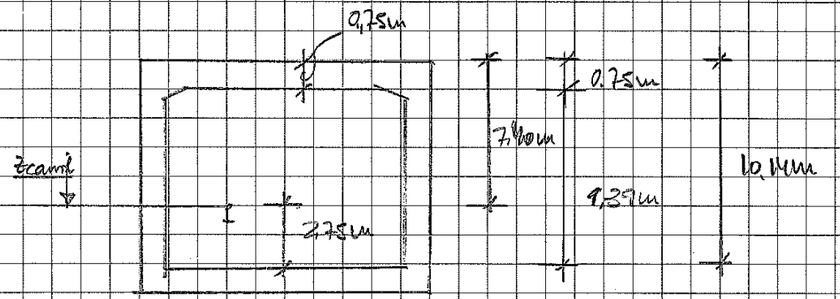
PK= 707+635,5 En el pk más alto de los "cuernos"

Zcarril=

ΔP = 707+635,5 - 707+459,054 = 176,446m

$\Delta Z = \Delta p \cdot i = 176,446 \cdot \frac{1,50}{100} = 2,647m$

Zcarril = -4,453 + 2,647 = -1,806m



Cota cara superior losa del cajón

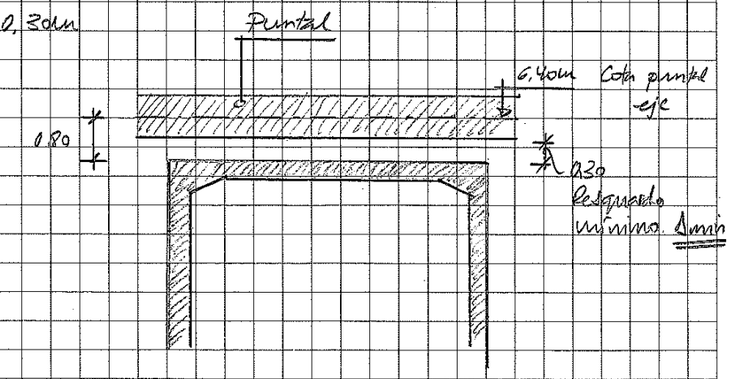
Z = -1,806 + 7,440 = 5,594m ≈ 5,60m

Cota puntal: Z = 6,40m (en el eje)

Δ = 6,40 - 5,60 = 0,80m

Márgen entre cara superior cajón y cara inferior puntal

Δ_{min} = 0,30m



PUNTALES DEFINITIVOS:

R_{max} = 1350 KN/m

R_d = 2025 KN/m

GEOMETRÍA:

Ver croquis adjunto.

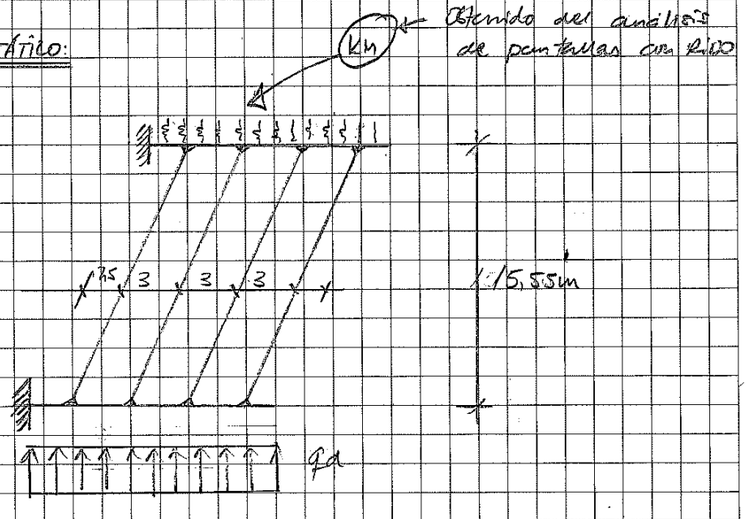
ACCIONES:

→ Peso propio

→ Losa fichas ← Se evita con una losa superior.

→ Axil transmitido por las pantallas.

ESQUEMA ESTÁTICO:



Archivo SAP: PUNTALES.SDB

Obtención de la rigidez equivalente de las pantallas

Ver Nota de cálculo correspondiente

Archivo Rido: CUERT2.RDO

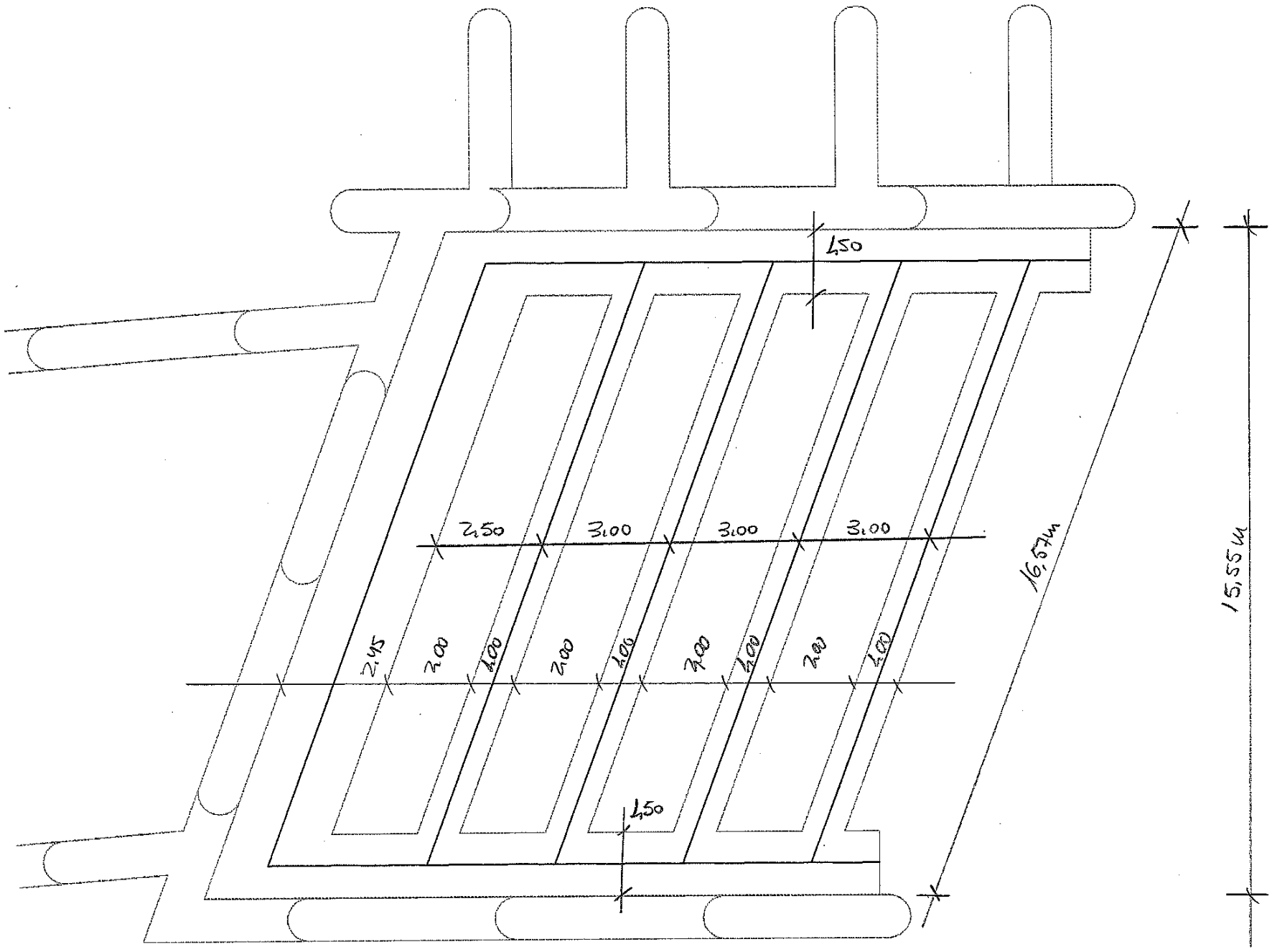
ΔF = 133,04 Tn/m − 30,26 Tn/m = 102,79 Tn/m

$\Delta\delta$ = −(2,054 − 16,514) = 14,46 mm

$K = \frac{\Delta F}{\Delta\delta} = \frac{1027,8\ KN/m}{14,46 \cdot 10^{-3}\ m} = 71090\ KN/m/m$

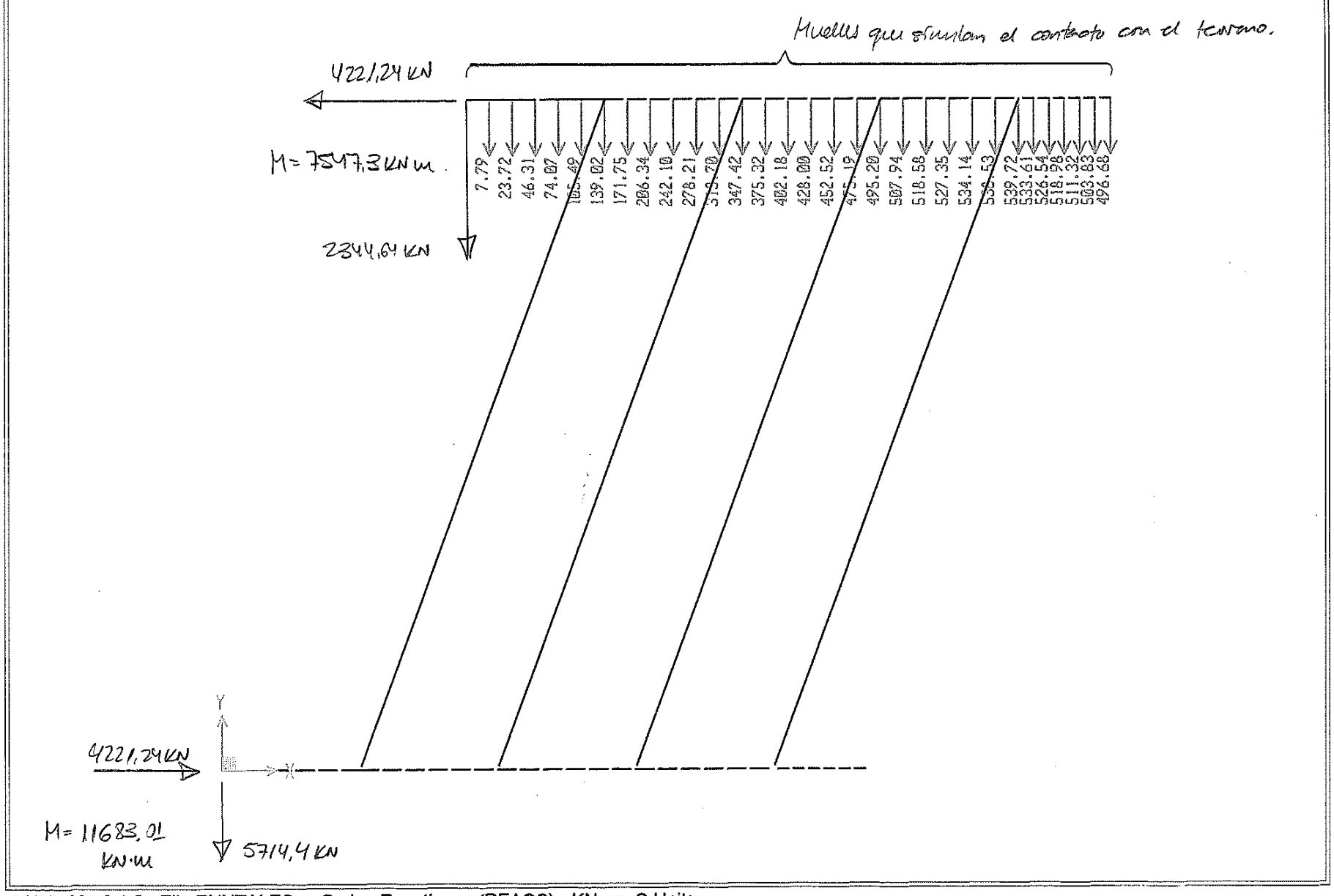
K_{eq} = 71100 KN/m/m

K_n = $K_{eq} \cdot 6$ = 71100 KN/m/m · 0,50m = 35550 KN/m/m



(11)

SAP2000 7/25/05 10:12:59



SAP2000 v8.1.5 - File:PUNTALES - Spring Reactions (REACC) - KN, m, C Units

(12)

VIGAS LATERALES

FLEXIÓN

M_k = 3926,2 KN.m

M_d = 1,50 · 3926,3 KN.m = 5889,50 KN.m

N_k = -4220 KN ←□→

N_d = 1,50 (-4220 KN) = -6330 KN ←□→

En el máximo no consideramos en el espacio del lado seguro

h = 1,50
b = 1,00 → $A_s \geq$ 176,74 cm² → 36 ϕ25 ó 22 ϕ32
r = 0,10

↑ Dimensionamiento con programas BASI

(A_s = 176,92 cm²)

x = 0,450 Fallo dúctil por el acero en tracción

CORTANTE

V_k = 3090,96 KN

V_d = 1,50 · 3091 = 4636,5 KN N_d = -6330 KN

A_s = 176,92 cm²

h = 1,50 m
b = 1,00 m
r = 0,10 m
A_{sd} = Ver página siguientes

NOTE BOOK

Dimensionamiento a cortante

i) Contribución del hormigón

$$V_{cu} = [0,10 \cdot \xi (100 \cdot f_{cv} \cdot \rho_l)^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$$

h = 1,80 m

d = 1,60 m; r = 0,90 d = 1,26 m $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1400}} = 1,378$

f_{cv} = 25

$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{176,92 \cdot 10^{-4}\ m^2}{(1,00 \cdot 1,40\ m)^2} = 0,01264$ (>0,02)

$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_c} = \frac{6,33\ MN}{1,50\ m^2} = 4,22\ MPa$

β = 1,0
↑
$\theta = \theta_e = 45°$

Sustituyendo valores.

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,378 \cdot (100 \cdot 0,01264)^{1/3} - 0,15 \cdot 4,22] \cdot 1,00 \cdot 1,26 \cdot 1,00$

$V_{cu} < 0$ → $V_{cu} = 0$ → No puede contar con la contribución del hormigón

ii) Contribución de la armadura transversal

$$V_{su} = z \cdot \operatorname{sen}\alpha \cdot (\operatorname{cotg}\alpha + \operatorname{cotg}\theta) \cdot \sum A_{sf} \cdot f_{yd}$$

z = 1,26; $\alpha = 90° \rightarrow \operatorname{sen}\alpha = 1,0$; $\operatorname{cotg}\alpha = 0$

$\operatorname{cotg}\theta = 1,00$.

A_{sf} = 176,92 cm²

f_{yd} = 400 MPa

NOTE BOOK

Sustituyendo valores:

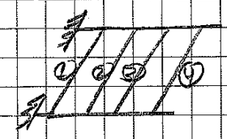
$V_{Rd} = 2,26 \cdot 1,00 \cdot (0 + 1) \cdot A_d \cdot 400 MPa \geq 1,686 MN$

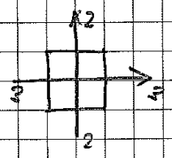
Despejando $A_d \geq 91,93 cm^2/m$

Se cubre con planos a 0,20 m 4 ramas $\phi 25$

$A_d = 98,18 cm^2/m$ ($\varepsilon = 0,816$ OK!)

PUNTALES:





- FLEXIÓN:

Puntal ①

- M_{k_2} 1673,24 KN.m

$M_{d_2} = 1,50 \cdot 1673,24 KN.m = 2510 KN.m$

- $N_k = 1798,2 KN$ → □ ← ($l_0 = 1,296 m > e_{min}$)

$N_d = 1798,2 KN$

$A_c = 1,00 m^2$

Axil reducido $\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,798 MN}{1,00 m^2 \cdot \frac{25 MPa}{1,50}} = \frac{0,108}{\uparrow}$

□ axil es favorable

Puntal ④

- $M_{k_2} = 711,2 KN.m$

$M_{d_2} = 1,50 \cdot 711,2 KN.m = 1066,8 KN.m$

- $N_k = 5730 KN$

$N_d = 1,50 \cdot 5730 KN = 8595 KN$ ($l_0 = 0,124 m > e_{min}$)

$A_c = 1,00 m^2$

Axil reducido: $\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{8,595 MN}{1,00 m^2 \cdot \frac{25 MPa}{1,50}} = \frac{0,516}{\text{LEJ axil es desfavorable}}$

Momentos 3.3 — Acciones: Peso propio

$g_L = 25 KN/m$ $l = 16,6 m$

$M_{k_3} = \frac{g_L \cdot l^2}{8} = \frac{25 \cdot 16,6^2}{8} = 861,125 KN.m$

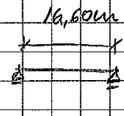
$M_{d_3} = 1,35 \cdot 861,125 = 1162,5 KN.m$ $\therefore e = \frac{1162,5}{8595} = 0,15 m > e_{min}$

Pandeo ETHE.

$A = 4,00 m^2$

$I_x = I_y = \frac{1}{12} 4,0^4 = 0,0833 m^4$ $\Big\}$ $i = \sqrt{I/A} = 0,2887 m$

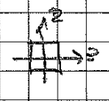
$l = 16,60 m$

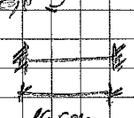
$l_0 = \beta l = 16,60 m$ ($\beta = 1,0$ 

)

$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{16,60 m}{0,2887 m} = 57,50$ ← $25 < \lambda < 100$ ← Método simplificado ETHE.

FLEXIÓN COMPUESTA ESVIADA.

Ej: para el pandeo sobre el eje 2 

el esquema estático es 

$l_0 = \beta \cdot l = 0,50 \cdot 16,60 m = 8,30 m$

se calcula con $\beta = 1,0$, no es muy restrictivo, las excentricidades adicionales que resultan son bajas (ver páginas posteriores)

NOTE BOOK

Obtención de las excentricidades adicionales.

$e_{tot} = e_e + e_a + e_2$

$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{4 + 20 \cdot e_e}{4 + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$

$\varepsilon_y = 0,002174$ $\quad h = 4,00 m$

$\varepsilon = 0,0045$

$i_c = 0,2887 m$

$l_0 = 16,60 m$

ij Mínimo axil

- Pandeo sobre eje 2-2 $\quad M_{d3} = 1162,5 KN \cdot m$ $\quad N_d = 1798,2 KN$ $\Big\}$ $e_2 = \frac{1162,5}{1798,2} = 0,646$

  $\beta = 3,0$ "Factor de armado" $\quad e_1 = 0$

  Soporte intraslacional $\quad e_e = 0,6 e_2 + 0,4 \cdot e_1 = 0,6 \cdot 0,646 = 0,388 m$

$e_a = (1 + 0,12 \cdot 3,0)(0,002174 + 0,0045) \cdot \frac{4,0 + 20 \cdot 0,388}{4,0 + 10 \cdot 0,388} \cdot \frac{16,6^2}{50 \cdot 0,2887 m}$

$e_a = 0,3110 m$

$e_{tot} = e_a + e_e = 0,388 + 0,3110 = 0,699 m$ ($> e_2$ OK!)

$M_{d3} = N_d \cdot e_{tot} = 1798,2 \cdot 0,699 m = 1256,8 KN \cdot m$

- Pandeo sobre eje 3-3 $\quad M_{d2} = 2510 KN \cdot m$ $\quad N_d = 1798,2 KN$ $\Big\}$ $e_2 = \frac{2510}{1798,2} = 1,396$

  $\beta = 4,0$ "Factor Armado"

$e_1 = \frac{-1539,8 \cdot 4,0}{1798,2} = -4,284 m$

NOTE BOOK

$e_c = 0.60 \cdot e_2 + 0.40 \cdot e_1 = 0.60 \cdot 1.396 - 0.40 \cdot 1.284 = 0.324 m$

$e_a = (1 + 0.12 \cdot 4.0)(0.002174 + 0.0045) \dfrac{4.0 + 20 \cdot 0.324}{4.0 + 10 \cdot 0.324} \cdot \dfrac{16.60^2}{50 \cdot 0.2887}$

$e_a = 0.252$

$e_{tot} = e_a + e_c = 0.324 + 0.252 = 0.576 m \ (< e_2) \rightarrow$ Se toma e_2

$e_{tot} = e_2 = 1.396 m$

$Md_2 = Nd \cdot e_{tot} = 1799.2 \cdot 1.396 = 2510 \ KN.m$

Resumen:
- $Nd = 1799 \ KN$
- $Md_3 = 1256.9 \ KN.m$
- $Md_2 = 2510 \ KN.m$

ii) Máximo axil

- Pandeo sobre el eje 2-2 $Md_3 = 1162.5 \ KN.m$, $Nd = 8595 \ KN$ $\Rightarrow e_2 = 0.135 m$

$\beta = 3.0$ "Factor de Armado"

$e_1 = 0$

Soporte intraslacional $e_c = 0.60 e_2 + 0.40 e_1 = 0.60 \cdot 0.135 = 0.0812$

$e_a = (1 + 0.12 \cdot 3.0)(0.002174 + 0.0045) \dfrac{10 + 20 \cdot 0.0812}{10 + 10 \cdot 0.0812} \dfrac{16.60^2}{50 \cdot 0.2887} =$

$= 0.251 m$

$e_{tot} = e_a + e_c = 0.251 + 0.0812 = 0.3322 m \ (> e_2)$ OK!

$Md_3 = Nd \cdot e_{tot} = 8595 \cdot 0.3322 m = 2855.2 \ KN.m$

NOTE BOOK

- Pandeo sobre el eje 3-3 $Md_2 = 1066.9 \ KN.m$, $Nd = 8595 \ KN$ $\Rightarrow e_2 = 0.124 m$

$e_1 = \dfrac{450 (-363.5)}{8595} = -0.0654 m$

$e_c = 0.60 e_2 + 0.40 e_1 = 0.60 \ 0.124 + 0.40 (-0.0654) = 0.049 m$

↑ Soporte intraslacional

$\beta = 1.00$ "Factor de armado"

$e_a = (1 + 0.12 \cdot 1.0)(0.002174 + 0.0045) \dfrac{1.0 + 20 \cdot 0.049}{1.0 + 10 \cdot 0.049} \dfrac{16.6^2}{50 \cdot 0.2887} =$

$= 0.1896 m$

$e_{tot} = e_a + e_c = 0.049 + 0.1896 = 0.2387 m \ (> e_2$ OK!)

$Md_2 = e_{tot} \cdot Nd = 8595 \cdot 0.2387 = 2051.6 \ KN.m$

Resumen:
- $Nd = 8595 \ KN$
- $Md_3 = 2855.2 \ KN.m$
- $Md_2 = 2051.6 \ KN.m$

NOTE BOOK

a) Hipótesis de mínimo axil

N_d = 1795 KN

M_{d_3} = 1256,8 KN·m

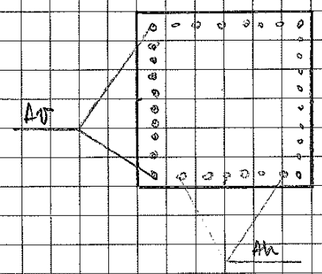
M_{d_2} = 2510 KN·m

} En realidad no se dan en las mismas secciones

M_{d_3} → ℄

M_{d_2} → Apoyo.

Cumple con:



Dimensionamiento con EHE: "Prontuario Informático del hormigón"

i) Av = 10 ϕ25

Ah = 4 ϕ25

ii) Av = 8 ϕ25

Ah = 6 ϕ25

b) Hipótesis de máximo axil

N_d = 8595 KN

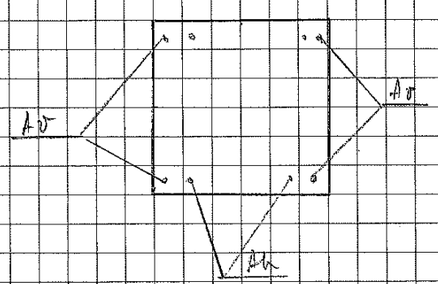
M_{d_2} = 2055,3 KN·m

M_{d_1} = 2051,6 KN·m

} En realidad no se dan en las mismas secciones M_{d_2} → ℄

M_{d_1} → Apoyo

Cumple con:

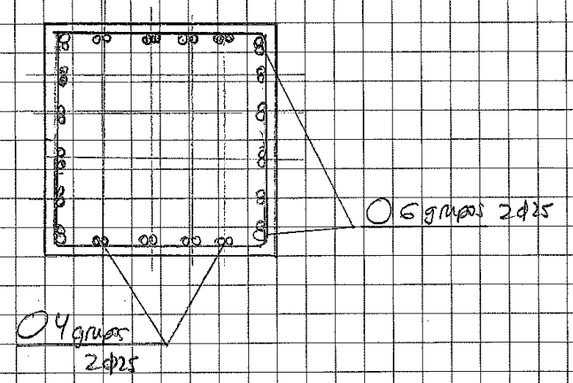


i) Av = 10 ϕ25

Ah = 8 ϕ25

NOTE BOOK

Se disponen:



Observaciones:

Limitaciones sobre la cuantía:

- $A_{s1}' \cdot f_{yd} \geq 0,05 N_d = 0,05 \cdot 8595\,KN = 429,75\,KN$

$A_{s1}' \geq \frac{0,430\,MN}{400\,MPa} = 10,75\,cm^2$ ← Se cumple sobradamente

$A_{s2}' \geq 10,75\,cm^2$ ← OK!

- $A_{s1}' \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot f_{cd} \cdot A_c = 0,5 \cdot \frac{25}{1,50} \cdot 1,0 = 8,333\,MN$

$A_{s1}' \leq \frac{8,333\,MN}{400\,MPa} = 208,3\,cm^2$ ← Se cumple sobradamente.

$A_{s1}' \leq 208,3\,cm^2$ ← (Ok!)

Como es armadura comprimida

- $A_s' \cdot f_{yd,c} \geq 0,1 \cdot N_d = 0,1 \cdot 8,595\,MN = 0,8595\,MN$

$A_s' \geq \frac{0,8595\,MN}{400\,MPa} = 21,5\,cm^2$ ← Se cumple sobradamente

- $A_s' \cdot f_{yd} \leq f_{cd} \cdot A_c \cdot \frac{25}{1,50} \cdot 1,00 = 16,67\,MN$

$A_s' \geq \frac{16,67\,MN}{400\,MPa} = 416,7\,cm^2$ ($A_{s,disp} = 215,996\,cm^2$).

NOTE BOOK

CORTANTES:

Cortantes verticales:

$V_{2d} = \frac{g_{1,\lambda}\, \ell}{2} = \frac{1,35 \cdot 25 \quad 16,0}{2} = 288,175\ KN$ $\quad V_{2,d} = 290\ KN$

Cortantes horizontales

$V_{3,d} = 1,50 \cdot 207,3 = 310\ KN$

Del lado seguro se considera $Vd = \sqrt{V_{d_2}^2 + V_{d_3}^2} = 418,5\ KN$

$Vd = 419\ KN.$

$A_s = 53,999\ cm^2$

Axil: i) Mínimo $Nd = 1798\ KN \rightarrow A_N = 0,0\ cm^2/m$ (*)

ii) Máximo $Nd = 8595\ KN \rightarrow A_N = 0,0\ cm^2/m$

(Cortante último sin armadura de cortante $V_u = 0,621\ MN$).

Obs: Atado de barras comprimidas.

$S_t \leq 15\ \phi_{min} = 15 \cdot 2,5\ cm = 37,5\ cm$

$\phi_t \geq 0,25 \cdot \phi_{max} = 0,25 \cdot 3,536\ cm = 0,884\ cm \rightarrow \phi 10$

Se forma $\phi_{max} = \phi_{eq} = \sqrt{\frac{2 * 4,909\ cm^2}{\pi} \cdot 4} = 3,536\ cm$

Longitud solapo grupos $2\phi 25$ (posición II)

$l_{b,II} = 1,4 \cdot 15 \cdot 2,5^2 = 131,25\ cm$

$l_s = K\, l_b = 1,80 \cdot 131,25\ cm = 236,25\ cm$ ← $a \leq 10 \cdot \phi$ Se solapan el 50% en las barras

NOTE BOOK

Si dimensionamos los solapes del lado seguro, como trabajando normalmente a tracción

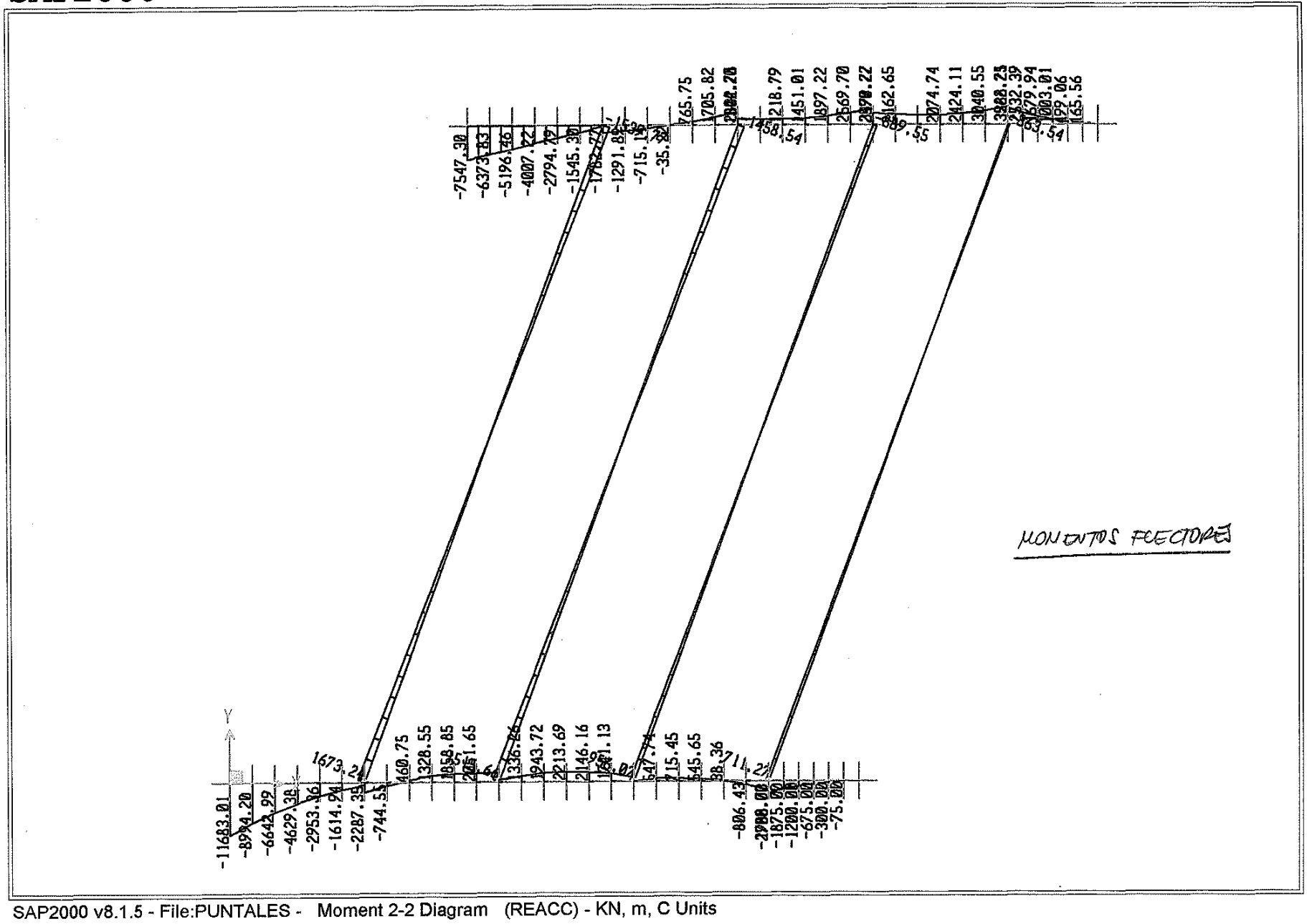
Empalme por solape de grupos de barras

grupos de 2 barras → $l_{2\,\phi 25} = 1,20 \cdot 131,25 = 157,5\ cm$

$\approx 160\ cm$

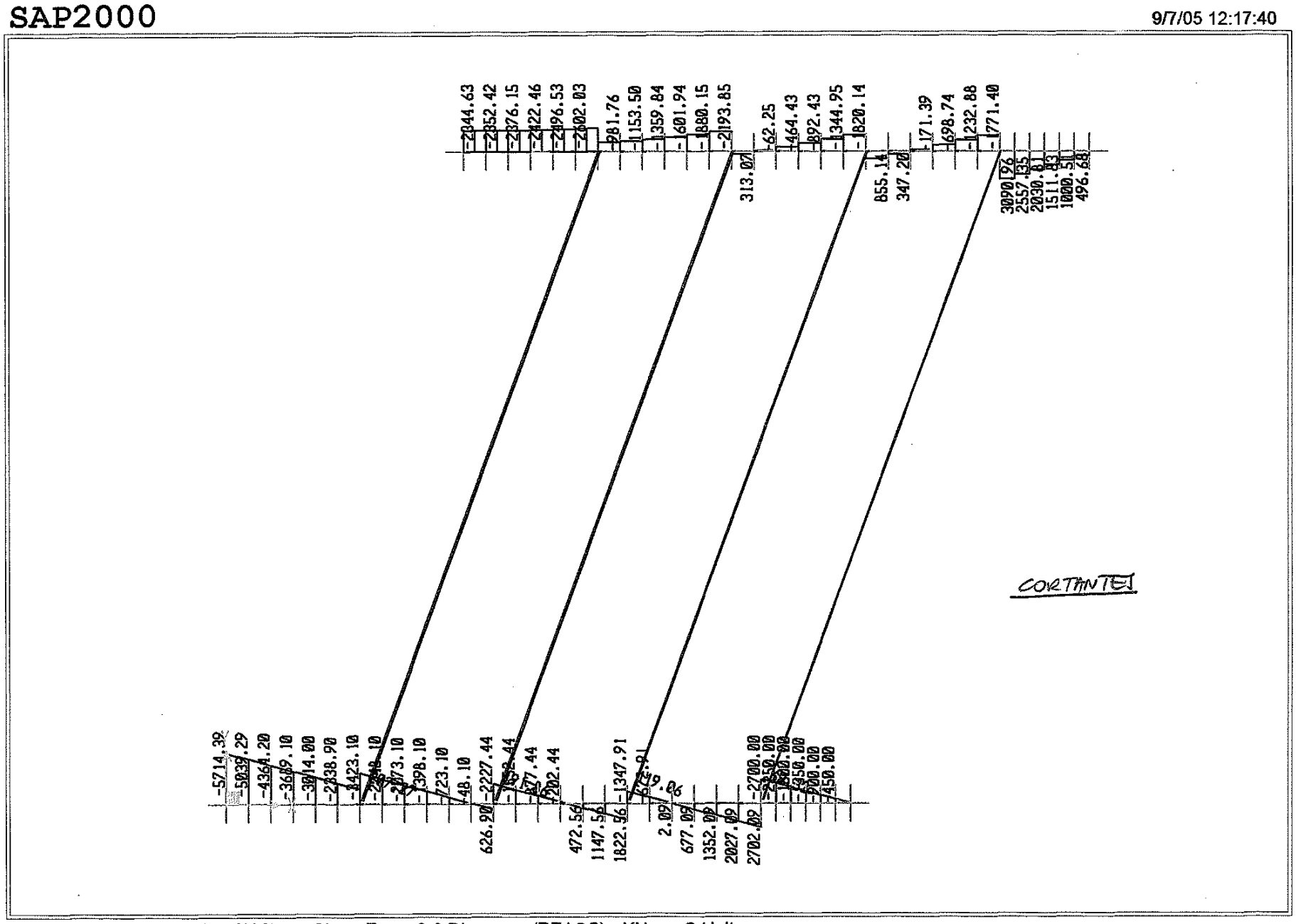
NOTE BOOK

SAP2000 9/7/05 12:17:28

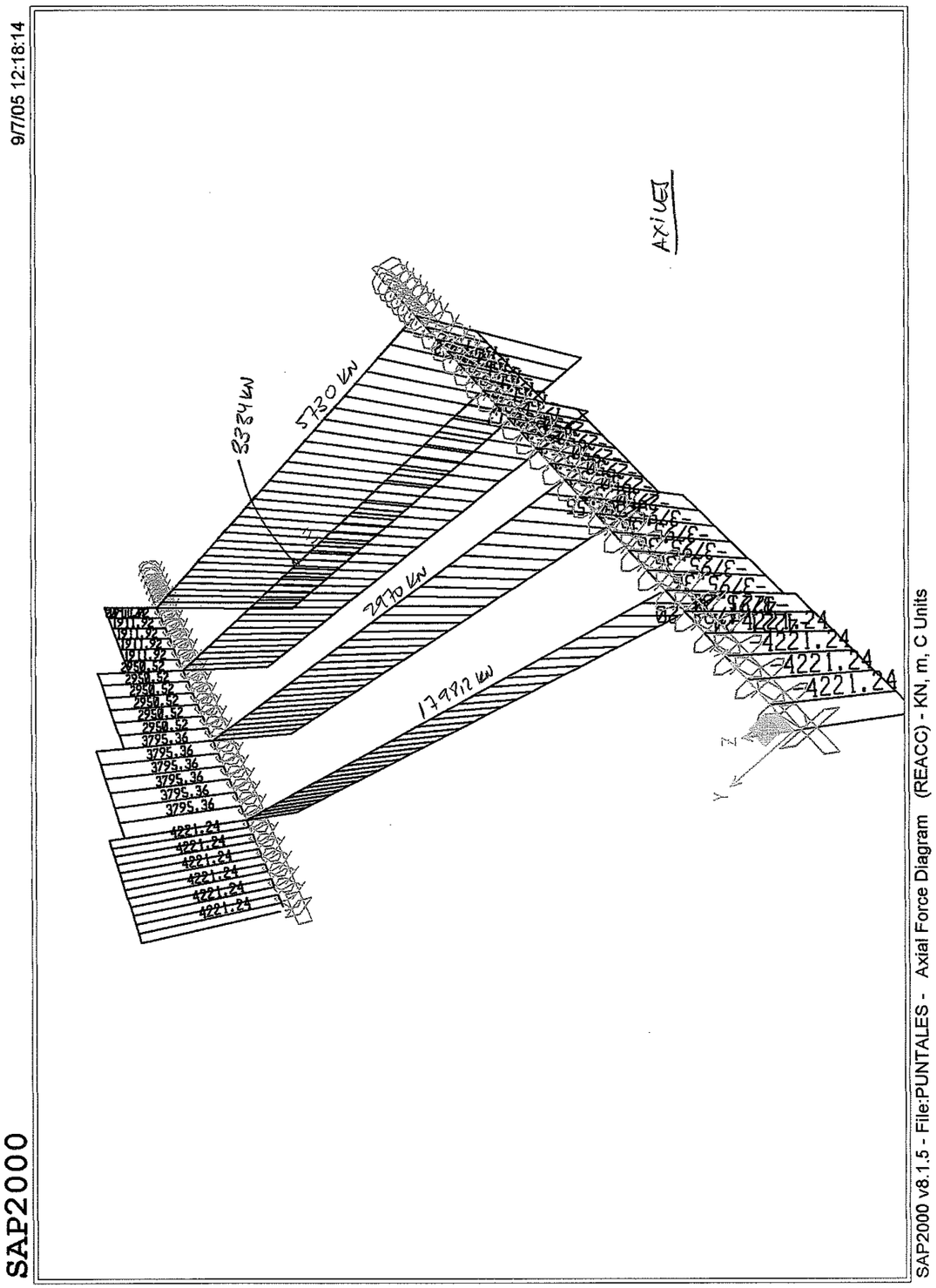


SAP2000 v8.1.5 - File:PUNTALES - Moment 2-2 Diagram (REACC) - KN, m, C Units

SAP2000 9/7/05 12:17:40



SAP2000 v8.1.5 - File:PUNTALES - Shear Force 3-3 Diagram (REACC) - KN, m, C Units



SAP2000 v8.1.5 - File:PUNTALES - Axial Force Diagram (REACC) - KN, m, C Units

SAP2000

(19)

Can Nuris 7-Sept-05

UNIÓN VIGAS LATERALES - LOSA DE CUBIERTA.

(a) NUDO IZQUIERDO

M_d = 1,50 × 6373,33 KN.m = 9560,75 KN.m

N_d = 1,50 × 4221,24 KN = − 6331,9 KN ←□→

$A_s \geq 250\,cm^2 \rightarrow$ 8 Ø32

V_d = 1,50 × 7352,4 KN = 3528,6 KN. $z = 0,90d$

A_s = 176,92 cm² (como mínimo 22 Ø32) $z = 0,90 \cdot 1,40 = 1,26\,m$

$$A_d \geq \frac{V_d}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{3,529\,MN}{1,26 \cdot 400\,MPa} = 70,01\,cm^2/m$$

↑ Como está trabajando en viga contribución del hormigón a resistencia a cortante

↑ Se cubre con la armadura dispuesta

$A_{d,disp} = 98,17\,cm^2/m$

(b) NUDO DERECHO

M_d = 1,50 · 8990 = 12485 KN.m

N_d = 1,50 · 4221,40 = 6331,5 KN →□←

$A_s \geq 206,5\,cm^2 \rightarrow$ 26 Ø25

$A_s' \geq 137,2\,cm^2 \rightarrow$ 17 Ø25

} Se dispone el mismo armado que en el nudo izquierdo

V_d = 1,50 · 5040 = 7560 KN

N_d = 6331,5 KN

A_s = 176,92 cm² (22 Ø25 como mínimo) $z = 0,90d$, $z = 1,26m$

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_d \geq 74,04\,cm^2/m$ queda cubierto con la armadura dispuesta

$A_{d,disp} = 98,17\,cm^2/m$ (OK) (OK)

NOTE BOOK

MOMENTO ULTIMO CON 22Ø32

NUDO IZQUIERDO

A_s = 176,924 cm²

Nd = −6331,9 KN ← □ →

Mu = 5900 KN.m

$M_{adm} = M_{u,k} = \frac{5900\ KN\,m}{1,50} = 3933,3\ KN\cdot m$

Si tiene $M_k \leq 3930\ KN\cdot m$ a 1,50m del empotramiento.

a partir de este pto: anclaje + decalaje de las Ø32 que deben llegar hasta $1,50 + \underbrace{2,50}_{2b} + \underbrace{1,50}_{d} = \boxed{4,50m}$

NUDO DERECHO

A_s = 176,924 cm²

Nd = 6331,5 KN → □ ←

Mu = 14000 KN.m

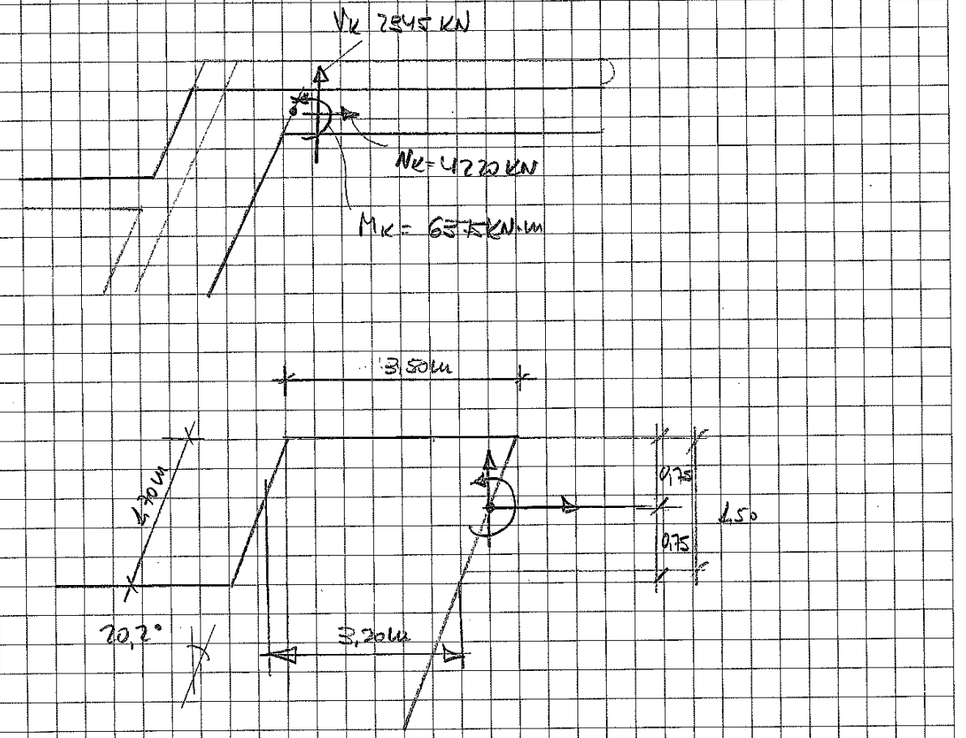
$M_{adm} = M_{u,k} = \frac{14000\ KN.m}{1,50} = 9333,3\ KN\cdot m$

Si tiene $M_k \leq 9333\ KN\cdot m$ en todo la viga

Se supone el mismo armado que en el Nudo izquierdo

NOTE BOOK

NUDO IZQUIERDO



i) cualquier de la reacción:

V_k = 2345 KN

V_d = 1,50 · 2345 KN = 3517,5 KN

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{3,5175\ MN}{400\ MPa} = 87,93\ cm^2$ → 28 Ø20

→ 14 Ø20 en cada cara

NOTE BOOK

1) Flexión:

Funcionamiento como ménsula corta

a) Armadura de flexión A_1 $\quad M_d = 1{,}50 \cdot 4720 \cdot 0{,}75 - 1{,}50 \cdot 6375 = -4915\ kN\cdot m$

$\mu = 3{,}20\ m$

$d = 3{,}00\ m$

dimensionamiento $\quad z = 0{,}8\,d = 0{,}80 \cdot 3{,}00 = 2{,}40\ m$

$$A_1 \geq \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = \frac{4{,}915\ MN\cdot m}{400\ MPa \cdot 2{,}40\ m} = 50{,}16\ cm^2$$

b) Armadura de cortante A_0

$V_d = 1{,}50 \cdot 4720\ kN = 6330\ kN$

$\mu = 1{,}40$ — Hormigonado monolítico

$$\sigma_{cd} = \frac{6{,}33}{3{,}20 \cdot 1{,}50} = 1{,}319\ MPa \leq 0{,}25\, f_{cd} = 4{,}17\ MPa$$

$$A_0 \geq \frac{V_d}{\mu\, f_{yd}} = \frac{6{,}33\ MN}{1{,}40 \cdot 400\ MPa} = 113{,}04\ cm^2$$

c) Armadura de tracción horizontal A_h

$F_h = 1{,}50 \cdot 2345 = 3517{,}5\ kN$

$$A_h \geq \frac{F_h}{f_{yd}} = \frac{3{,}517\ MN}{400\ MPa} = 87{,}93\ cm^2$$

$A_a = A_0 + A_h = 113{,}04 + 87{,}93 = 200{,}97\ cm^2$

$A_b = 1{,}50 \cdot A_1 + A_h = 1{,}50 \cdot 50{,}16 + 87{,}93 = 163{,}17\ cm^2$

$A_a > A_b$

$\Rightarrow A_1 = \frac{2}{3} A_0 + A_h = \frac{2}{3} 113{,}04 + 87{,}93 = 163{,}29\ cm^2 \leftarrow$ 33 Ø25 / 20 Ø32

$A_2 = \frac{1}{3} A_0 = \frac{1}{3} 113{,}04 = 37{,}68\ cm^2$

Si consideramos el momento

$V_d = 1{,}50 \cdot 4720 = 6330\ kN$

$M_d = V_d \cdot e = 6330\ kN \cdot 0{,}75\ m = 4747{,}5\ kN\cdot m$

Dimensionamiento como ménsula corta

a) Armadura de flexión A_1 [$z = 0{,}80 d = 2{,}40\ m$]

$$A_1 \geq \frac{M_d}{z\, f_{yd}} = \frac{4747{,}5 \cdot 10^{-3}\ MN\cdot m}{2{,}40\ m \cdot 400\ MPa} = 49{,}45\ cm^2$$

b) Armadura de cortante A_0

$V_d = 6330\ kN$

$\mu = 1{,}40 \leftarrow$ Hormigonado monolítico

$$A_0 \geq \frac{V_d}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{6{,}33\ MN}{1{,}40 \cdot 400\ MPa} = 113{,}04\ cm^2$$

c) Armadura necesaria por tracción A_h

$T_d = 1{,}50 \cdot 2345 = 3517{,}5\ kN$

$$A_h \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{3{,}52\ MN}{400\ MPa} = 88{,}0\ cm^2$$

$A_a = A_0 + A_h = 113{,}04 + 88 = 201{,}04\ cm^2$

$A_b = 1{,}50 A_1 + A_h = 1{,}50 \cdot 49{,}45 + 88 = 162{,}175\ cm^2$

$A_a > A_b$

$\Rightarrow A_1 = \frac{2}{3} A_0 + A_h = \frac{2}{3} 113{,}04 + 88 = 163{,}36\ cm^2 \leftarrow$ 33 Ø25 / 20 Ø32

$A_2 = \frac{1}{3} A_0 = \frac{1}{3} 113{,}04 = 37{,}68\ cm^2$

Armadura principal $A_1 = 163,29\ cm^2$

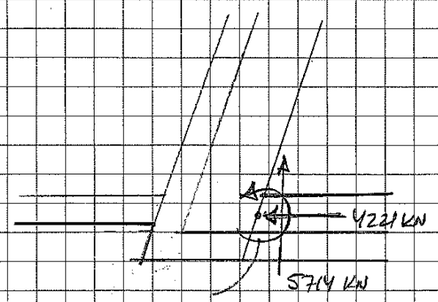
Si se dispone inclinada $A_1' \geq \frac{A_1}{\cos 20,2} = \frac{163,29}{\cos 20,2} = 174,07\ cm^2$

$A_1' = 174,07\ cm^2 \rightarrow 36\ \Phi 25$

Armadura secundaria $A_2 = 27,67\ cm^2$

Si se dispone inclinada $A_2' \geq \frac{A_2}{\cos 20,2} = \frac{27,67}{\cos 20,2} = 29,45\ cm^2$

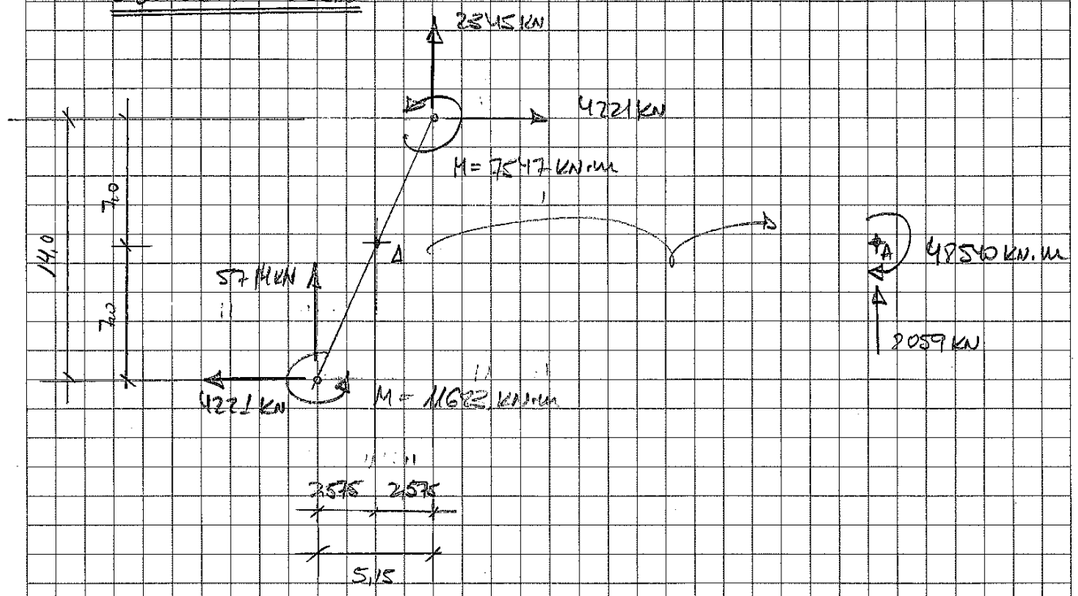
NUDO DERECHO.



$M = 116,83\ KN.m$

- El axil pasa a la losa de cubierta por una biela directa.
- El momento se transmite a la losa con el anclaje adecuado de las armaduras de las vigas laterales del sistema de puntales.

EQUILIBRIO GLOBAL:



$\sum M_A = 2*[4721 * 7.0] + 57.14 * 25.75 - 2345 * 25.75 - [7547 + 11683]$

$= 48539 \text{ KN.m} \simeq 48540 \text{ KN.m}$

"Momento global"

Canto total: 11.0cm $b = 1.50m$ $r = 4cm$

Dimensionamiento con programa BASIC

$Md = 1.50 . 48540 = 72810 \text{ KN.m}$

$Nd = 0.0 \text{ KN}$

$As = 172,43 cm^2 \rightarrow 35\phi 25$

El momento es nulo en $48540 = 8059 * \ell \rightarrow \ell = 6.02m$

Cortante: $Vd = 1.50 * 8059 = 12089 KN$

$b = 1.50m$; $h = 11.0m$; $r = 4.00m$ $\Big\}$ $Ad \geq 27,04 cm^2/m$

$As = 171,82 cm^2$

MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

(i) NUDO IZQUIERDA

$N_d = 4220 \text{ KN}$

$M_d = 6375 \text{ KN.m}$ $z = 0.90 d = 0.90 . 4.40 = 4.26m \simeq 4.25m$

$\sum N = 0$ $\quad T - C = 4220$

$\sum M = 0$ $\quad 0.65T + 0.60C = 6375$

$T = 7125 \text{ KN}$

$C = 2905 \text{ KN}$

- Equilibrio en nudo (0)

$C_1 \cdot \cos\alpha_1 - T_2 \cdot \cos\alpha_2 = 2905 KN$

$C_1 \cdot \operatorname{sen}\alpha_1 + 2345 = T_2 \cdot \operatorname{sen}\alpha_2$

$0.9164\, C_1 - 0.3450\, T_2 = 2905$

$0.4003\, C_1 - 0.9386\, T_2 = -2345$

$C_1 = 4896,8 \text{ KN}$

$T_2 = 4586,8 \text{ KN}$

- Equilibrio en nudo (1)

$C_1 \cdot \cos\alpha_1 + C_2 \cdot \cos\alpha_2 = T_0 + C_3 \cos\alpha_3$

$C_1 \cdot \operatorname{sen}\alpha_1 = C_2 \cdot \operatorname{sen}\alpha_2 + C_3 \cdot \operatorname{sen}\alpha_3$

$0.9033 \cdot C_2 - 0.3450\, C_3 = 7125 - 4896,8 \cdot 0.9164$

$0.4289\, C_2 + 0.9386\, C_3 = 4896,8 \cdot 0.4003$

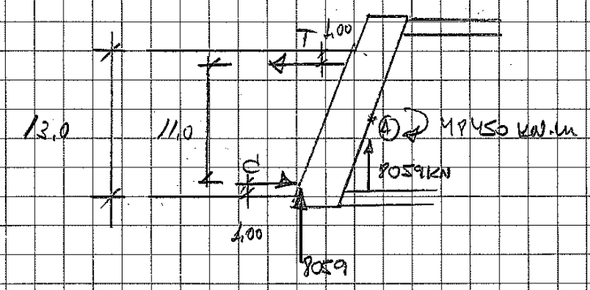
$0.9033\, C_2 - 0.3450\, C_3 = 2657,57$

$0.4289\, C_2 + 0.9386\, C_3 = 1960,19$

$C_2 = 3166,10 \text{ KN}$

$C_3 = 641,65 \text{ KN}$

En equilibrio global:



$$T = C = \frac{M}{z} = \frac{48450}{11{,}0m} = 4404{,}5KN \qquad \boxed{T_2 = C = 4405KN}$$

- Equilibrio en nudo (2)

$$C_2 \cdot \cos\alpha_2 + T_2 \cdot \cos\alpha_2 = T_1 + T_2 \cdot \cos\alpha_2 \rightarrow T_2 = 108{,}29\,KN$$

$$3166{,}1 \cdot \cos 25{,}44 + 4586{,}8 \cdot \cos 69{,}92 = 4405 + T_2 \cdot 0{,}2450$$

$$\boxed{T_2 = 108{,}3\,KN}$$

(1) NUDO DERECHA.

$N_k = 4720\,KN.$

$M_k = 11683\,KN.m$ $\quad z = 4{,}25m$ (Ver Nudo izquierda)

$V_k = 5714\,KN$

$$\begin{cases} C - T = 4720 \\ 0{,}65T + 0{,}60C = 11683 \end{cases} \qquad \begin{matrix} C = 11540\,KN \\ T = 7320\,KN. \end{matrix}$$

- Equilibrio en nudo (1)

$$C_1 \cdot \cos\alpha_1 = T_0 + T_1 \cdot \cos\alpha_2 \qquad 0{,}9163\,C_1 - 0{,}2450 \cdot T_1 = 7220$$

$$C_1 \cdot \operatorname{sen}\alpha_1 = T_1 \cdot \operatorname{sen}\alpha_2 \qquad 0{,}4005\,C_1 - 0{,}9386 \cdot T_1 = 0$$

$$\boxed{\begin{matrix} C_1 = 9517{,}8\,KN \\ T_1 = 4061{,}2\,KN. \end{matrix}}$$

- Equilibrio en nudo (2)

$$C_1 \cdot \cos\alpha_1 + C_2 \cdot \cos\alpha_2 = 11540 + C_3 \cos\alpha_2$$

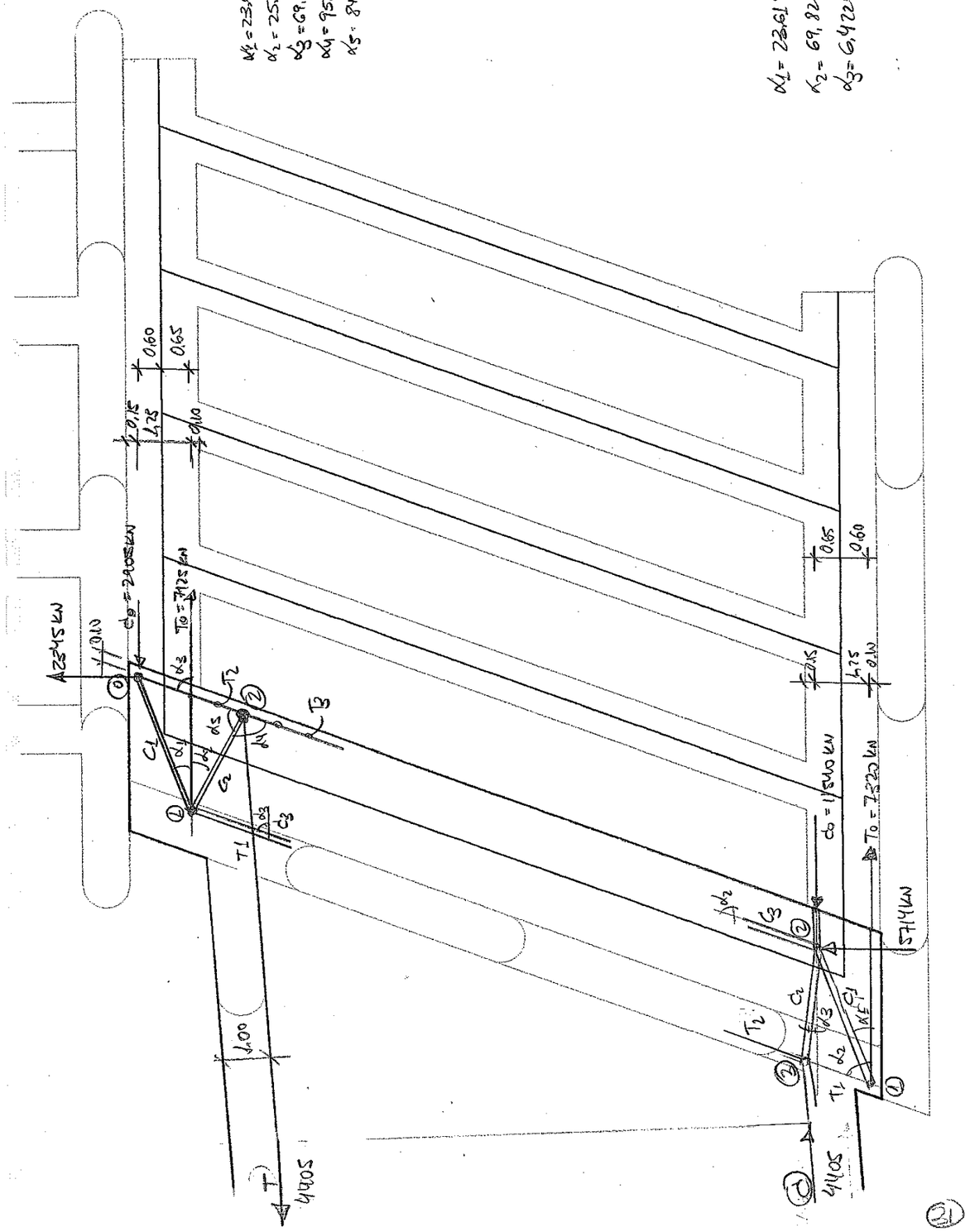
$$5714 + C_1 \operatorname{sen}\alpha_1 = C_2 \cdot \operatorname{sen}\alpha_2 + C_3 \operatorname{sen}\alpha_2$$

$$0{,}9937 \cdot C_2 - 0{,}2450 \cdot C_3 = 2818{,}91\,KN \rightarrow \boxed{C_2 = 6108\,KN}$$

$$0{,}1119\,C_2 + 0{,}9386\,C_3 = 9525{,}96\,KN \rightarrow \boxed{C_3 = 9421\,KN}$$

- Equilibrio en nudo (3)

$$C_2 \cdot \cos\alpha_2 = 4405 + T_2 \cdot \cos\alpha_2 \rightarrow \boxed{T_2 = 4825{,}5\,KN}$$



(21)

Can Tunis 5-Sept-05

NUDO IZQUIERDO

$T_2 = 4586,8\ kN$

$T_{2,d} = 1,50 \cdot 4586,8\ kN = 6880\ kN$

$A_s \geq T_{2,d} / f_{yd} = \frac{6880\ MN}{400\ MPa} = 172,005\ cm^2$

NUDO DERECHO

$T_2 = 4828,5\ kN$

$T_{2,d} = 1,50 \cdot 4828,5\ kN = 7242,75\ kN$

$A_s \geq \frac{T_{2,d}}{f_{yd}} = \frac{7,248\ MN}{400\ MPa} = 181,07\ cm^2$ ← 37 Φ25

Se dispone 38 Φ25

Armadura secundaria $A_s \geq 37,68\ cm^2 \rightarrow 18,84\ cm^2$ en cada cara en 1,60m

$\rightarrow 11,775\ cm^2/m$ / cara

con Φ25 : 0,20 $A_s = 16,363\ cm^2/m$ (OK)

SOBRE LA LOSA del Tramo B de la FASE 2

$T = 4405\ kN$

$T_d = 1,50 \cdot 4405\ kN = 6607,5\ kN$.

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{6,610\ MN}{400\ MPa} = 165,2\ cm^2$ ← 34 Φ25 en 20cm del Borde.

se han llegar hasta: 6,00 + lb + d =

= 6,00m + 1,50 × 1,50 = 9,00 del borde

(22)

NOTE BOOK

CARGAS DE LA REACCIÓN DE TIRO.

$T = 7320\ KN$

$T_d = 1,50 \cdot 7350\ KN = 11025\ KN \rightarrow A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{11,025\ MN}{400\ MPa} = 275,63\ cm^2$

↳ 55 Φ25

[$l_{b\,Φ25,II} = 1,40 \cdot 3,2^2 = 215,04\ cm \approx 215\ cm$]

- A repartir en 2,0m → $\frac{275,63\ cm^2}{2,0m} = 137,81\ cm^2/m$

  Disponiendo cercos cada 0,20m → 77,56 cm^2/cerco — 6 ramas Φ25

  ↳ NUDO IZQUIERDO

- A repartir en 1,60m → $\frac{275,63\ cm^2}{1,60m} = 172,3\ cm^2/m$

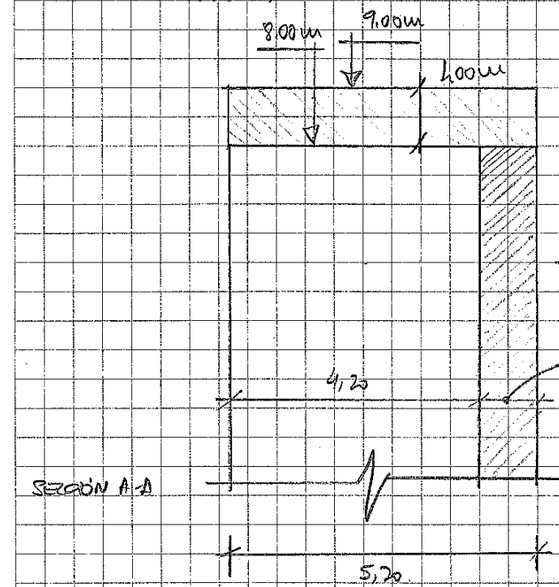
  Disponiendo cercos cada 0,20m — 34,5 cm^2/cerco — 7 ramas Φ25

  ↳ NUDO DERECHO

LOSA de ATADO PANTALLAS MARGEN IZQUIERDO.

Se dimensiona para un relleno de tierras de 4,00m.

$h = 2,00m$.



Acciones:

- Peso propio: $g_1 = 1\ m^3/m^2 \times 25\ KN/m^3$

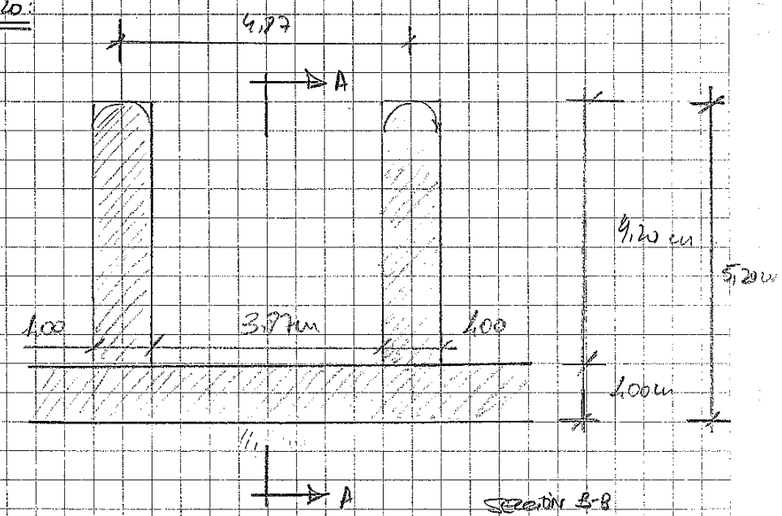
  $g_1 = 25\ KN/m^2$

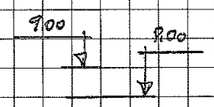
- Tierras: $g_2 = 1\ m^3/m^2 \times 20\ KN/m^3$

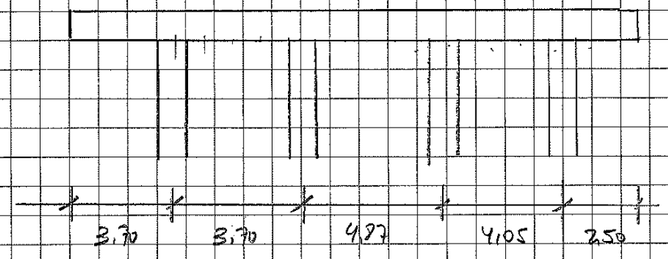
  $g_2 = 20\ KN/m^2$

- Sc $q = 10\ KN/m^2$

Esquema estático:







ACCIONES:

Peso propio: $g_L = 25\ kN/m^2$

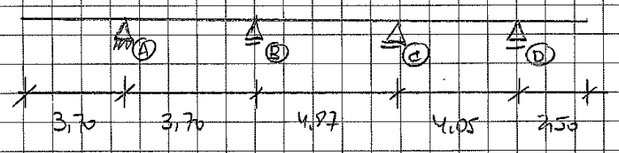
Peso tierra: $g_t = 20\ kN/m^2$

Sobrecarga: $q = 10\ kN/m^2$

$$q_d = 1.35 \cdot g_L + 1.50(g_t + q) = 1.35 \cdot 25 + 1.50(20 + 10) = 78.75\ kN/m^2$$

Mayorando bandas de 1.0m $\rightarrow q_d = 78.75\ kN/m$

Esquema estático:



- Máximo momento negativo en (A)

$$M_d^- = \frac{q_d \cdot 3.70^2}{2} = \frac{78.75 \cdot 3.70^2}{2} = 539.04\ kN \cdot m/m$$

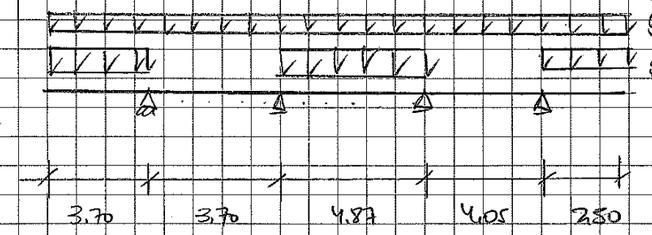
$h = 1.00m$
$b = 1.00m$
$r = 0.10m$
$\Rightarrow A_s \geq 14.32\ cm^2/m$

$$A_{s,min} = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 1.0 \cdot \frac{25/1.50}{434.8} = 15.33\ cm^2/m$$

Se cubre con $\phi 20$ a 0.20 ($15.71\ cm^2/m$)

- Máximo momento positivo en (B-C)

Modelo SAP: VIGA APOYADO SOBRE EN "CUERPOS SAP"



$M_d^+ = 46.52\ kN \cdot m/m + 75.3\ kN \cdot m/m = 121.82\ kN \cdot m/m$

$M_d^+ = 1.50 \cdot 121.82 = 182.73\ kN \cdot m/m$ (el lado seguro no es limitante dimensionamiento con pasamos B450C) $\Rightarrow A_s \geq 9.73\ cm^2/m$

$A_{s,min} = 15.33\ cm^2/m$

Se dispone $\phi 20$ a 0.20 ($15.71\ cm^2/m$)

CORTANTES:

Voladizo: $V_d = 78.75 \times 3.70m = 291.375\ kN/m$

$h = 1.00m$, $b = 1.00m$, $r = 0.10m$
$A_s = 15.71\ cm^2/m$
$\Rightarrow A_d \geq 2.65\ cm^2/m/m$

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo.

$V_d = 78.75 \times (3.70 - 1.50) = 173.25\ kN/m$

$A_d \geq 0.00\ cm^2/m/m$

Cortante último sin armadura de cortante $\underline{V_u = 251.0\ kN/m}$

Vano interior:

Tomando el cortante a 1 canto útil del borde del apoyo directo

$V_{Ed} = 4,35 \cdot 30,3 + 1,50 \cdot 35 = 93,405 \text{ kN/m} < V_{Rd}$

V_{Rd}: Cortante último en función del cortante.

CONEXIÓN PANTALLAS - VIGAS LATERALES

ACCIONES:

Peso propio:

a) Puntales: $A = 1,00 m^2$, $l = 13,37 m$ → $V = 13,37 m^3$ → $R_{g1} = 334,25 \text{ kN/puntal}$

nº puntales = 4

Peso total puntales: $4 \times 334,25 = 1337 \text{ kN}$.

b) Vigas laterales: $A = 1,50 \times 1,10 m^2 = 1,65 m^2$; $l = 12,90 m + 13,40 = 26,30 m$ → $V = 42,9 m^3$

$R_{g1} = 1072,5 \text{ kN}$

c) Losa inferior: $A = 16,60 \times 2,30 m^2 = 37,17 m^2$; $e = 1,50 m$ → $V = 57,27 m^3$

$R_{g1} = 1431,75 \text{ kN}$.

Total peso propio: $R_{g1} = 3841,75 \text{ kN}$.

En cada lateral $\frac{R_{g1}}{2} = \frac{3841,75 \text{ kN}}{2} = 1920,625 \text{ kN}$.

Cortante por rozamiento-fricción

$\tau_{und} \leq \beta \cdot f_{ctd} + \frac{A_t}{s_p} f_{yd} d (\mu_1 \rho_{und} + \cos\phi_1) + \mu \cdot \sigma_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$

Si sólo el peso propio con cimentación (el efecto favorable del axil no se tiene en cuenta, del lado seguro ESO es evidente))

Cam Nuris 7-Sept-05

Junta en rugosidad baja → $\mu = 0.60$

$\alpha = 90°$ — send = 1.0 ; $\cos\alpha = 0.0$; $p = 1.10m$

$F = 1923.625$ kN
$L = 15.0m$ } $A = 16.5$
$h = 1.10m$

$\sigma_u = 116.4$ kN/m² = 0.1164 MPa

$\sigma_d = 1.50 \cdot \sigma_u = 0.1746$ MPa

Despejando y sustituyendo:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\sigma_d \cdot p}{\mu \cdot f_{yd}} = \frac{0.1746\ MN/m^2 \cdot 1.10m}{0.60 \quad 400\ MPa} = 8.003\ cm^2/m$$

Cuantía geométrica mínima

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \frac{0.28 \cdot p}{f_{yd}} = \frac{0.28 \cdot 1.10m}{400 MPa} = 10.45\ cm^2/m$$ ← más restrictiva (Junta dúctil)

Se disponen 10.45 cm²/m

→ con anclajes cada 0.30m → $A_s \geq 3.135\ cm^2$ en cada plano de anclajes (Se cubre con 2Φ16 a 0.30)

($A_{s,disp} = 13.41\ cm^2/m$)

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615 a 707+633

VIGAS DE ATADO Y PUNTALES DEFINITIVOS.

ADENDA.

ESTEYCO - CASSA - ICYTSA
U. T. E.
ENTRADA
2712
14/X/05
CAN TUNIS-0-CT-C-0118.0

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 5 de octubre de 2005

L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: HOSPITALET-CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL:
RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO.

VIGAS DE ATADO Y PUNTALES DEFINITIVOS.
P.K: 707+614.80 a P.K: 707+632.93.
ADENDA

1. ANTECEDENTES.

El apuntalamiento definitivo de las pantallas del Recinto de Recepción del Cajón Hincado se define en el documento: "Nota de Cálculo del Recinto de Recepción del Cajón Hincado. PK: 707+615 a 707+633. Vigas de Atado y Puntales Definitivos", de fecha 12 de septiembre de 2005.

En relación a esta Nota de Cálculo, la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra pide una serie de verificaciones adicionales:

- En el diseño original sólo se comprobó la sección más desfavorable de la viga lateral del margen derecho (la de máximo momento flector) y no se realizó una verificación del resto de secciones, puesto que los momentos flectores son inferiores a los que aparecen en la viga del margen izquierdo y, además, se cuenta con el efecto favorable del axil de compresión (para los valores de axil que aparecen en la viga lateral se produce un aumento de la capacidad a flexión de esta).
  En este documento se detalla la verificación completa a flexocompresión y frente a esfuerzos cortantes de la viga del margen derecho.
- Se verifica el estado límite de fisuración de la viga del margen izquierdo, sometida a esfuerzos de flexotracción.
- Se recalculan los puntales definitivos de hormigón, para los que se pide evaluar los efectos de segundo orden con una excentricidad equivalente de primer orden sin reducir ($e_e=e_2$).
  El método aproximado de la Instrucción de Hormigón Estructural –(EHE art. 43.5.2)- se sirve de una excentricidad adicional ficticia, en la obtención de la cual se tiene en cuenta la influencia de la forma de la ley de momentos flectores en la aparición de deformaciones de segundo orden sobre el soporte. Para soportes intraslacionales, como es el caso de los puntales definitivos del Recinto de Recepción del Cajón Hincado, se puede evaluar la excentricidad adicional teniendo en cuenta el efecto favorable sobre el pandeo que tiene una ley de momentos flectores de valor no constante o incluso con cambios de signo. Se comprueban los puntales sin tener en cuenta este efecto (al hacerlo se afina más el cálculo en aspectos que antes se habían considerado de manera conservadora por no resultar muy restrictivos en el diseño, pero que ahora pueden resultar excesivamente limitantes).

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se realiza una verificación completa de la viga lateral del margen derecho.

Se comprueba el estado límite de fisuración en la viga lateral del margen izquierdo, sometida a flexotracción.

Se recalculan los efectos de segundo orden en los puntales definitivos tomando una excentricidad de primer orden equivalente $e_e=e_2$.

Los puntales están sometidos a un estado de flexión compuesta esviada en el que las leyes de momentos flectores en el plano vertical y en el plano horizontal presentan máximos en secciones alejadas entre si (el máximo momento flector en el plano vertical se da en el centro de luz, mientras que el máximo momento en el plano horizontal se da en los extremos de los puntales. Ver nota de cálculo original). En la verificación de los soportes se ha considerado, del lado de la seguridad, que los máximos momentos flectores en cada sentido, convenientemente amplificados por los efectos de segundo orden, ocurren en la misma sección. Dado que el cálculo es conservador, para no penalizar en exceso el diseño de los puntales se opta por verificar la sección transversal con su diagrama de interacción real (y no con la expresión $Mxd/Mxu + Myd/Myu \leq 1$).

Todos los resultados obtenidos pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. RESUMEN DE RESULTADOS.

3.1- VERIFICACIÓN E.L.U. VIGA LATERAL MARGEN DERECHO.

a) ELU de agotamiento frente a solicitaciones normales.

En el empotramiento con la cubierta del tramo de cruce con la Ronda Litoral, la armadura necesaria es:

- $As \geq 206.5 cm^2$ (se cubre con la armadura dispuesta $As,disp=241.26cm^2$)
- $As' \geq 137.2 cm^2$ (se cubre con la armadura dispuesta $As,disp=241.26cm^2$)

En el resto de secciones, sin tener en cuenta el efecto favorable del axil y con el armado dispuesto, se tiene un momento último de Mu=9488kN·m. El momento de diseño es inferior en todas las secciones.

b) ELU de agotamiento por esfuerzos cortantes.

En el empotramiento con la cubierta del tramo de cruce con la Ronda Litoral, la armadura necesaria es:

- $A_\alpha \geq 76.86 cm^2/m$ (se cubre con la armadura dispuesta $A_{\alpha,disp}=98.18cm^2/m$)

En el resto de secciones, sin tener en cuenta el efecto favorable del axil y con el armado dispuesto, se tiene un cortante último de Vu=5620kN. El cortante de diseño es inferior en todas las secciones.

3.2. VERIFICACIÓN E.L.S. VIGA LATERAL MARGEN IZQUIERDO.

Del cálculo de la abertura de fisura en la viga lateral del margen izquierdo se obtiene:

Secciones de arranque:
- Abertura de fisura característica: ω_k=0.38mm

A partir del primer puntal:
- Abertura de fisura característica: ω_k=0.28mm

La abertura de fisura máxima para un ambiente IIa es ω_{lim}=0.30mm. La diferencia entre la abertura de fisura real y la abertura de fisura límite es pequeña y sólo afecta a una zona muy localizada de viga lateral.

3.3. VERIFICACIÓN E.L.U. DE INESTABILIDAD EN PUNTALES.

Con el armado dispuesto y calculando la excentricidad adicional sin tener en cuenta el efecto favorable de la forma de la ley de momentos flectores, los coeficientes de seguridad adicionales sobre las acciones son:

- Para la hipótesis de máximo axil $\gamma_{f,adicional}$=1.03
- Para la hipótesis de mínimo axil $\gamma_{f,adicional}$=1.20

4. CONCLUSIONES.

- Tras la verificación completa del ELU de agotamiento por solicitaciones normales y del ELU de agotamiento frente a cortante de la viga lateral del margen derecho, el diseño de ésta sigue siendo válido.
- Se verifica el ELS de fisuración en la viga lateral del margen izquierdo, sometida a flexotracción. Únicamente en una zona muy localizada se tienen aberturas de fisura ligeramente superiores a las admisibles para un ambiente IIa. Debe tenerse en cuenta que en estado definitivo estas vigas laterales estarán protegidas, en su práctica totalidad, por el relleno posterior de hormigón en masa (Ver colección de planos 2.9.3.55), por lo que sus condiciones de durabilidad mejorarán considerablemente.
- El ELU de inestabilidad, evaluado en base a una excentricidad adicional obtenida según las indicaciones de la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, se sigue verificando con el armado dispuesto.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 10311

Barcelona, a 5 de octubre de 2005

ESTEYCO CICSA ICYFSA

ESTEYCO - CICSA – ICYFSA UTE

Ctra. Feixa Llarga s/n 08907 L'Hospitalet de Llobregat (Barcelona) (SPAIN)
TLFNO. Y FAX: (34 93) 264-08-70
E-MAIL:

FAX Nº: 93. 263. 39. 86	FECHA: DATE: 29/09/05	TOTAL Nº PÁGS.: TOTAL Nº OF PAGES:	1
DE: FROM: Sr. Angel Garcia Molina	A: TO: Sr. Antonio Llamosas (Can Tunis UTE).		
CC: Srs. Alfredo Alba, Ignacio Castro			
ASUNTO: REFERENCE: **Viga de atado y puntales definitivos recinto de Recepción del Cajón Empujado.**			

Señores,

En relación al anejo de cálculo de Bridge Technologics *Nota de cálculo del recinto de recepción del cajón hincado. pk: 707+615 a 707+633. Vigas de atado y puntales definitivos* de fecha 12 de septiembre de 2005 (recibido por esta ACO el 16 de septiembre) esta ACO tiene que indicarles:

- En el cálculo de los puntales frente a ELU de estabilidad, a diferencia de lo que se ha hecho, se debería considerar una excentricidad geométrica mínima y máxima iguales (e_1=e_2) puesto que el estado de cargas durante la vida útil del puntal no va prácticamente a variar. Ello implica volver a proceder al rediseño de los puntales.
- En cuanto a las vigas laterales, únicamente consta el dimensionamiento de la de la margen izquierda, esto es, la que trabaja a tracción. Agradeceríamos una comprobación de la viga que trabaja a compresión (margen derecha).
- Por último, en la viga lateral que trabaja a tracción, se debería verificar el ELS de fisuración.

Agradeceríamos que se procedieran a estas comprobaciones y a que se generaran las eventuales modificaciones a que dieran lugar.

Estamos abiertos a cualquier cuestión por su parte.

Atentamente,

Angel Garcia Molina
Responsable Unidad ACO

CAN TUNIS
U. T. E.
Registro de... Enviado
Nº Reg.... 21236
Fecha.... 29.09.05

SALIDA
1504
29/09/05
CAN TUNIS - D-C-FAX-0197nc

Can Tunis 3-oct-05

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO

COMPROBACIONES ADICIONALES

VERIFICACIÓN VIGA LATERAL MARGEN DERECHO.

a) Esfuerzos en el arranque:

$Md = 450 \cdot 8990 = 13485\ kN\cdot m$

$Nd = 450 \cdot 4221{,}40 = 6331{,}5\ kN \rightarrow$ (+)

↑ Se mayoran las acciones, no los esfuerzos

$A_s \geq 206{,}5\ cm^2 \rightarrow 26\phi 25$

$A'_s \geq 137{,}2\ cm^2 \rightarrow 17\phi 25$

} ≤ armadura en el lado izquierdo (OK)

b) Momento último con axil mínimo

Dos: Axil reducido $\nu = \frac{Nd}{Ac \cdot fcd} = \frac{6{,}331\ MN}{1{,}50 \times 1{,}10 \times \frac{25\ MPa}{1{,}5}}$

$\nu = 0{,}23$

↑ Un aumento del axil es favorable.

(hasta $\nu = 0{,}70$, aprox el axil reduce el acero necesario)

$Nd_{min} = 20\ MN$

$Mu = 9400\ kN\cdot m$

↑ $A_s = (24\ \phi 32) = 193{,}01\ cm^2$ } b = 1,10m, h = 1,50m, r = 0,60m ← recubrimiento mecánico

Momento admisible ($\nu = 1{,}50$) $Madm = 6325\ kN\cdot m$

Si tiene $Mk \leq 6325\ kN\cdot m$ en todas las secciones de la viga lateral del margen derecho.

(1)

NOTE BOOK

Cortante:

$N_d = 1,5 \cdot 4221\ kN = 6331,5\ kN$ →□←

$V_d = 1,50\ \ 5040\ kN = 7560\ kN$

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s = 241,26\ cm^2$

$A_\alpha \geq 76,86\ cm^2/m$ ← hay dispuestos $79,18\ cm^2/m$ (OK!)

Cortante último sin efecto favorable del axil

$A_s = 193\ cm^2$

$d = 1,895\ m$

$b_0 = 1,10\ m$

$A_\alpha = 98,18\ cm^2/m$

} $V_u = 5620\ kN$ — $V_{adm} = 3747\ kN$.

Si tiene $V_k \leq 3745\ kN$ en todas las secciones de la viga Natural en margen derecho

En el emplazamiento, con el efecto favorable del axil y el armado de armadura cumple $V_d \leq V_{adm}$ (OK!)

(4B)

NOTE BOOK

ELS VIGA LATERAL IZQUIERDA

$N_k = 4225\ kN$ ←□→

$M_k = 6875\ kN.m$

} $e = 1,509\ m$

Distribución de tensiones normales

$A = 1,50 \cdot 1,10 = 1,65\ m^2$

$I = \frac{1}{12} 1,50^3 \cdot 1,10 = 0,3094\ m^4$

$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{4,225\ MN}{1,65} + \frac{6,875\ MN.m}{0,3094\ m^4} \cdot 0,75\ m =$

$= 2561 \pm 15,453 =$ → 18,01 MPa →□→ ; −12,9 MPa →□← } Flexotracción

Tracción compuesta con $\varepsilon_2 = 0$ → $K_1 = 0,125$

↳ Flexotracción

con lo cual:

$A_{s1} = A_{s2} = 241,26\ cm^2$

$K_1 = 0,125$

$\beta = 1,70$

$s_m = 2c + 2,5 + 0,4\, k_1 \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$

$\phi = 2\,\phi 32$ $\phi_{eq} = \sqrt{\frac{16,084\ cm^2 \cdot 4}{\pi}} = 4,53\ cm$

$A_{c,eficaz} = 1,10 \cdot (7,5\,\phi_1 \vee) = 1,10 \cdot (\underbrace{7,5 \cdot 0,032 + 0,15}_{0,39\ m\ (< h/2\ OK!)}) = 0,4294\ m^2$

$s = 0,25\ m$

$c = 0,03\ m$

(2)

NOTE BOOK

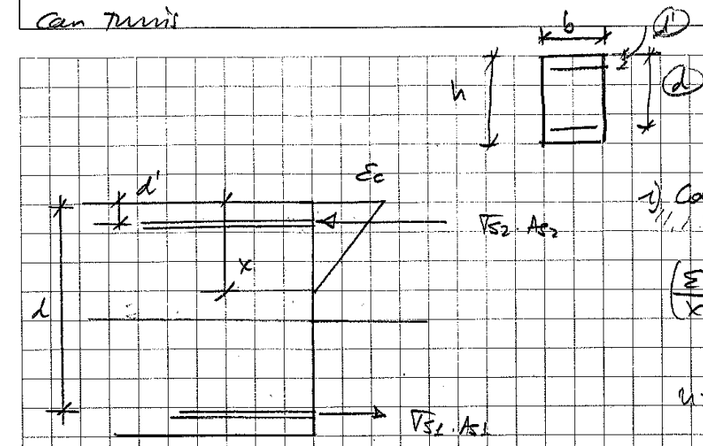
$A_s = 241,26\ cm^2$

Sustituyendo valores.

$$su = 2 \cdot 0,03 + 0,2 \cdot 0,75 + 0,40 \cdot 0,125 \frac{0,0452 \cdot 0,429}{241,26 \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 0,06 + 0,05 + 0,0103 = 0,1503\ m \qquad su = 0,15\ m$$

NOTE BOOK



1) Compatibilidad de deformaciones.

$$\left(\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x-d'}\right)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

2) Equilibrio de la sección

$$\begin{cases} M = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \left(d - \frac{h}{2}\right) + \sigma_{s2} A_{s2} \left(\frac{h}{2} - d'\right) + \frac{1}{2} \sigma_c\, b\, x \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) \\ N = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} - \frac{1}{2} \sigma_c\, b \cdot x - \sigma_{s2} A_{s2} \end{cases}$$

$$\frac{\sigma_c}{x \cdot E_c} = \frac{\sigma_{s1}}{(d-x) E_s} = \frac{\sigma_{s2}}{(x-d') E_s} \rightarrow \boxed{\begin{aligned} \sigma_{s1} &= n \cdot \sigma_c \frac{(d-x)}{x} \\ \sigma_{s2} &= n \cdot \sigma_c \frac{(x-d')}{x} \end{aligned}}$$

Sustituyendo:

$$M = n \cdot \sigma_c \frac{(d-x)}{x} A_{s1} \left(d - \frac{h}{2}\right) + n \cdot \sigma_c A_{s2} \left(\frac{h}{2} - d'\right) \frac{(x-d')}{x} + \frac{1}{2} \sigma_c\, b \cdot x \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right)$$

$$N = n \cdot \sigma_c A_{s1} \frac{(d-x)}{x} - \frac{1}{2} \sigma_c\, b\, x - n \cdot \sigma_c A_{s2} \frac{(x-d')}{x}$$

$$\sigma_c \left[n \cdot A_{s1} \left(d - \frac{h}{2}\right) \frac{(d-x)}{x} + n \cdot A_{s2} \left(\frac{h}{2} - d'\right) \frac{(x-d')}{x} + \frac{1}{2} b\, x \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right)\right] = M$$

$$\sigma_c \left[n \cdot A_{s1} \frac{(d-x)}{x} - \frac{1}{2} b\, x - n \cdot A_{s2} \frac{(x-d')}{x}\right] = N$$

$$N \left(n \cdot A_{s1} \left(d - \frac{h}{2}\right) \frac{(d-x)}{x} + n \cdot A_{s2} \left(\frac{h}{2} - d'\right) \frac{(x-d')}{x} + \frac{h \cdot b}{4} x - \frac{b}{6} x^2\right) =$$

$$= M \left(n \cdot A_{s1} \frac{(d-x)}{x} - \frac{1}{2} b\, x - n \cdot A_{s2} \frac{(x-d')}{x}\right)$$

NOTE BOOK

$$n A_{s1}\left(d-\frac{h}{2}\right)(d-x) + n A_{s2}\left(\frac{h}{2}-d'\right)(x-d') + \frac{hb}{4}x^2 - \frac{b}{6}x^3 =$$

$$= e\left[n \cdot A_{s1}(d-x) - \frac{1}{2}bx^2 - n \cdot A_{s2}(x-d')\right]$$

$$n d A_{s1}\left(d-\frac{h}{2}\right) - n A_{s1}\left(d-\frac{h}{2}\right)x - n d' A_{s2}\left(\frac{h}{2}-d'\right) + n A_{s2}\left(\frac{h}{2}-d'\right)x + \frac{hb}{4}x^2 - \frac{b}{6}x^3 =$$

$$= e\left[n \cdot A_{s1} \cdot d - n \cdot A_{s1} x - \frac{1}{2}bx^2 - n A_{s2} x + n \cdot A_{s2} d'\right]$$

Agrupando:

$$-\frac{b}{6}x^3 + \left(\frac{hb}{4} + \frac{eb}{2}\right)x^2 + \left(-n A_{s1}\left(d-\frac{h}{2}\right) + n \cdot A_{s2}\left(\frac{h}{2}-d'\right) + n e A_{s1} - n \cdot e A_{s2}\right)x$$

$$+ \left[n \cdot d \cdot A_{s1}\left(d-\frac{h}{2}\right) - n d' A_{s2}\left(\frac{h}{2}-d'\right) - n \cdot e A_{s1} \cdot d - n e A_{s2} \cdot d'\right] = 0$$

$0,1340$

En el caso que nos ocupa:

$A_{s1} = A_{s2} = 24 \cdot 26 \cdot 10^{-4}\ m^2$ $\quad b = 4,10\ m$ $\quad M = 6375\ KN\,m$, $N = 4225\ KN$ $\Big\} e =$

$n = E_s / E_c = \frac{2 \cdot 10^5}{27264} = 7,34$

$d = 4,50 - 0,135 = 4,365\ m$

$d' = 0,03 + 0,075 + 0,032 \cdot \frac{5}{7} = 0,135\ m$

Sustituyendo valores:

$$-0,1833\,x^3 + 1,2425\,x^2 + 0,5344\,x - 0,2669 = 0 \rightarrow x = 0,2998\ m$$

$$x = -0,6787\ m$$

$$x = 7,1574\ m$$

$$\boxed{x = 0,2998\ m}$$

VERIFICACIÓN:

$$\sigma_{s1} = \sigma_c \cdot 7,34\left(\frac{4,365 - 0,2998}{0,2998}\right) = 26,08\,\sigma_c$$

$$\sigma_{s2} = \sigma_c \cdot 7,34\left(\frac{0,2998 - 0,135}{0,2998}\right) = 4,035\,\sigma_c$$

Con lo cual:

$$+ M = 26,08\sigma_c \cdot 24 \cdot 26 \cdot 10^{-4}(4,365 - 0,75) + 4,035 \cdot \sigma_c \cdot 24 \cdot 26 \cdot 10^{-4}(0,75 - 0,135) +$$

$$+ \frac{1}{2}\sigma_c \cdot 4,10 \cdot 0,2998\left(0,75 - \frac{0,2998}{3}\right) =$$

$$M = 0,3870\,\sigma_c + 0,05987\,\sigma_c + 0,1072\,\sigma_c = 0,5540\,\sigma_c$$

$$+ N = 26,08\,\sigma_c \cdot 24 \cdot 26 \cdot 10^{-4} - \frac{1}{2}\sigma_c \cdot 4,10 \cdot 0,2998 - 4,035 \cdot \sigma_c \cdot 24 \cdot 26 \cdot 10^{-4}$$

$$N = (0,6292 - 0,1649 - 0,09735)\sigma_c = 0,3670\,\sigma_c$$

$$\text{OBS.}: \frac{M}{N} = \frac{0,5540\,\sigma_c}{0,3670\,\sigma_c} = 1,509 = e \quad \text{OK!}$$

$$\rightarrow \sigma_c = \frac{M}{0,5540} = \frac{6,375\ MN\,m}{0,5540} = 11,51\ MPa$$

$$- \sigma_c = \frac{N}{0,3670} = \frac{4,225\ MN}{0,3670} = 11,51\ MPa$$

OK!

$$\sigma_{s1} = 7,34 \cdot 11,51 \cdot \frac{4,365 - 0,2998}{0,2998} = 300,26\ MPa \quad - \quad T_1 = A_{s1}\sigma_{s1} = 7,344\ MN$$

$$\sigma_{s2} = 7,34 \cdot 11,51 \cdot \frac{0,2998 - 0,135}{0,2998} = 46,44\ MPa \quad - \quad T_2 = A_{s2}\sigma_{s1} = 1,12\ MN$$

$$C = \frac{1}{2}\sigma_c \cdot b \cdot x = \frac{1}{2} 11,51 \cdot 4,10 \cdot 0,2998 = 4,5779\ MN$$

Equilibrio de fuerzas:

$\Sigma F =$ 7,244 − 4,12 − 1,8979 = 4,225 MN OK!

$\Sigma M:$ $7{,}244\left(1{,}365-0{,}75\right)+4{,}12\left(0{,}75-0{,}155\right)+1{,}8979\left(0{,}75-\frac{0{,}2998}{3}\right)$

$= 4{,}455 + 0{,}6891 + 1{,}2338 = 6{,}3278$ MN.m OK!

$\sigma_s = 300{,}26$ MPa

$E_s = 2{\cdot}10^5$ MPa

σ_{sr} $c = 4{,}5$ cm $N = \nu r$; $M = N{\cdot}e$

$f_{ct,m} = 0{,}30 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}^2} = 0{,}30 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2{,}5650$ MPa

$$\sigma_c = \frac{N}{4{,}60 \cdot 4{,}10} + \frac{M}{\frac{1}{12} 1{,}5^3 \cdot 4{,}10} \cdot 0{,}75 = N\left(\frac{1}{4{,}65} + 3{,}6582\right) = 4{,}2642\,N$$

Si tiene $\sigma_c = 2{,}5650$ MPa para $N = 0{,}6015$ MN = 601,5 kN.

$N = 601{,}5$ kN
$M = 907{,}7$ kN.m } Axil y momento de fisuración

$$\sigma_c = \frac{0{,}9077 \text{ MN.m}}{0{,}554\,\nu} = 4{,}6384 \text{ MPa}$$

$\sigma_{s1} = 26{,}08 \cdot \sigma_c = 42{,}73$ MPa

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_1\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \quad + 0{,}40 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0{,}0006005$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{300{,}26}{2 \cdot 10^5}\left[1 - 0{,}50\left(\frac{42{,}73}{300{,}26}\right)^2\right] = 0{,}001485$$

$w_k = \beta_{sm} \cdot \varepsilon_{sm} = 4{,}70 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}001485 = 0{,}33$ mm

Ambiente II — Limitación $w_{lim} = 0{,}30$ mm

Se supera ligeramente en una zona muy localizada OK!

A partir del 1er puntal el axil en tracción baja a

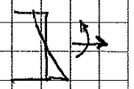
$N_2 = 3795\ KN$
$M_2 = 2800\ KN$

$$e = \frac{2800\ KN\cdot m}{3795\ KN} = 0,7378\ m$$

$A = 4,65 m^2$

$I = 0,3094 m^4$

$$\sigma = \frac{3,795\ MN}{4,65 m^2} + \frac{2,80\ MN\cdot m}{0,3094 m^4}\cdot 0,75 = \begin{cases} 11,35\ MPa \\ -6,75\ MPa \end{cases}$$ Flexotracción



$k_1 = 0,125$

$A_{s1} = A_{s2} = 193,008 cm^2$

$\beta = 4,70$

$$s_m = 2c + 2\cdot 2,5 + 0,40\ k_1 \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$\phi_{eq} = 4,53 cm$

$A_{c\ eficaz} = 0,4294 m^2$

$s = 0,25 m$

$c = 0,03$

$$s_m = 2\cdot 0,03 + 0,2\cdot 0,25 + 0,4\cdot 0,125\cdot \frac{0,0453\cdot 0,429}{193,10^{-4}}$$

$s_m = 0,06 + 0,05 + 0,0503 = 0,16 m$

↑ Separación media entre fisuras

Obtención de la profundidad de la fibra neutra.

$A_{s1} = A_{s2} = 193 cm^2$

$n = 7,34$

$d = 4,397 m \simeq 4,395 m$

$d' = 0,103 m \simeq 0,105 m$

$e = 0,7378 m$

NOTE BOOK

$$-0,1833x^3 + 0,8183x^2 + 0,2090x - 0,0389 = 0 \rightarrow \begin{cases} x = 0,1259\ m \\ x = -0,2590 m \\ x = 4,6974 m \end{cases}$$

$$\boxed{x = 0,1259 m}$$

VERIFICACIÓN

$$\sigma_{s1} = 7,34\cdot\sigma_c\left(\frac{4,395 - 0,1259}{0,1259}\right) = 73,99\,\sigma_c$$

$$\sigma_{s2} = 7,34\cdot\sigma_c\left(\frac{0,1259 - 0,105}{0,1259}\right) = 1,218\,\sigma_c$$

con lo cual

$$M = 73,99\,\sigma_c\cdot 193\cdot 10^{-4}(4,395 - 0,75) + 1,218\,\sigma_c\cdot 193\cdot 10^{-4}(0,75 - 0,105) + \frac{1}{2}\sigma_c\cdot 4,10\cdot 0,1259\left(0,75 - \frac{0,1259}{3}\right)$$

$$M = 0,9211\,\sigma_c + 0,01516\,\sigma_c + 0,004985\,\sigma_c = 0,9853\,\sigma_c$$

$$N = 73,99\,\sigma_c\cdot 193\cdot 10^{-4} - \frac{1}{2}\sigma_c\cdot 4,10\cdot 0,1259 + 1,218\,\sigma_c\cdot 193\cdot 10^{-4} =$$

$$N = 1,428\,\sigma_c - 0,06975\,\sigma_c - 0,02352\,\sigma_c = 1,3355\,\sigma_c$$

$$\text{Obs.}\quad \frac{M}{N} = \frac{0,9853\,\sigma_c}{1,3355\,\sigma_c} = 0,73788 \quad \text{(OK!)}$$

$$\rightarrow \sigma_c = \frac{M}{0,9853} = \frac{2,80\ MN}{0,985} = 2,842\ MPa$$

$$\sigma_c = \frac{N}{1,3355} = \frac{3,795\ MN}{1,3355} = 2,842\ MPa$$

$\sigma_{s1} = 210,3\ MPa \rightarrow T_1 = A_{s1}\cdot\sigma_{s1} = 4,058\ MN$

$\sigma_{s2} = 3,462\ MPa \rightarrow T_2 = A_{s2}\cdot\sigma_{s2} = 0,06681\ MN$

$C = \frac{1}{2}\sigma_c\cdot 6\cdot x = \frac{1}{2}\cdot 2,842\ MPa\cdot 4,10 m\cdot 0,1259 m = 0,1968\ MN$

NOTE BOOK

Equilibrio de fuerzas.

ΣF: $4,058 - 0,06681 - 0,1968 = 3,794$ MN (OK!)

ΣM: $4,058\,(2,395 - 0,75) + 0,06681\,(0,75 - 0,105) + 0,1968\,(0,75 - \frac{0,1259}{2}) =$

$= 2799,8$ KNm (OK!)

Para fisuración σ_{sr}

$N = \nu n$; $M = N \cdot e$ $e = 0,7378$m

$f_{ctm} = 2,5650$ MPa

$\sigma_c = \frac{N}{1,65 \cdot 1,10} + \frac{N \cdot e}{\frac{1}{12} 1,65^3 \cdot 1,10} \cdot 0,75 = N\left(\frac{1}{1,65} + 1,7886\right) = 2,3947\,N$

Si hiciese $\sigma_c = 2,5650$ MPa para $N = 0,9336$ MN $= 933,6$ KN

$N = 933,6$ KN
$M = 0,6889$ KN·m } Axil y momento de fisuración

$\sigma_c = \frac{0,6889 \text{ MN.m}}{0,9855} = 0,6992$ MPa

$\sigma_{s1} = \sigma_{sr} = 51,73$ MPa

$\varepsilon_{sm} = \frac{210,3}{2,0 \cdot 10^5}\left[1 - 0,50\left(\frac{51,73}{210,3}\right)^2\right] = 0,00102$ $\left(\geq 0,40\,\frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000605\right)$

$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} = 1,70 \cdot 0,16 \cdot 0,00102 = 0,277$ mm

↑ cumple la limitación.

$w_k \leq w_{max} = 0,30$ mm

(11)

Pandeo EHE

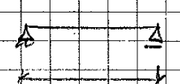
$A = 1,00\,m^2$

$I_x = I_y = \frac{1}{12} 1,0^4 = 0,08333\,m^4$ } $i = \sqrt{I/A} = 0,2887$ m

$l = 16,60$ m

$l_0 = \beta e$

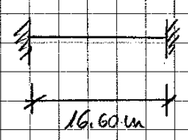
- Pandeo sobre el eje vertical



$\beta = 1,0 \rightarrow l_0 = 16,6$m

$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{16,6}{0,2887} = 57,5$

- Pandeo sobre el eje horizontal



$\beta = 0,50 \rightarrow l_0 = 8,30$m

$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{8,30}{0,2887} = 29,75$

En principio no hará falta tener en cuenta efectos de 2º orden.

Obtención de excentricidades adicionales.

$e_{tot} = e_c + e_a + e_2$

$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h + 20 \cdot e_c}{h + 10 \cdot e_c} \cdot \frac{l_0^2}{50 \cdot i_c}$

$\varepsilon_y = 0,002174$

$\varepsilon = 0,0045$

$i_c = 0,2887$m

$l_0 = \begin{cases} 16,6\text{ m} \leftarrow \text{Plano vertical.} \\ 8,30\text{m} \leftarrow \text{Plano horizontal.} \end{cases}$

$\beta = 1,50$ (Factor de armado)

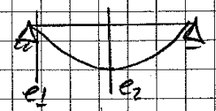
(12)

1) Hipótesis de mínimo axil

- Pandeo sobre el eje 2-2

$Md_3 = 1162,5\ KN.m$
$Nd = 1798,2\ KN$
$e_2 = \frac{1162,5\ KN.m}{1798,2\ KN} = 0,6465m$

$e_1 = 0$



$e_e = 0,6\ e_2 + 0,40\ e_1 = 0,60 \cdot 0,6465 = 0,3879m$

↑ Soporte intraslacional

Se comprueba para $e_e = e_2$

con lo cual

$e_a = (1 + 0,12\ 1,50)(0,002174 + 0,0045) \cdot \frac{1,0 + 20\ 0,6465}{1,0 + 10,0\ 0,6465} \cdot \frac{16,6^2}{50\ 0,2887}m$

$e_a = 0,2805m$

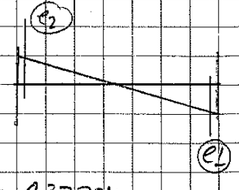
$e_{tot} = e_e + e_a = 0,6465 + 0,2805 = 0,9270m$ (> e_2 OK!)

$Md_3 = Nd \cdot e_{tot} = 1798,2\ KN\ 0,9270m = 1666,96\ KN.m$

- Pandeo sobre el eje 3-3

$Md_2 = 2510\ KN.m$
$Nd = 1798,2\ KN.$
$e_2 = \frac{2510\ KN.m}{1798,2\ KN} = 1,396m$

$e_1 = \frac{-1539,8 \cdot 1,450}{1798,2} = -1,2846m$



$e_e = 0,6\ e_2 + 0,40\ e_1 = 0,60 \cdot 1,396 + 0,40(-1,2846) = 0,3236m$

Se comprueba para $e_e = e_a$

NOTE BOOK

$e_a = (1 + 0,12\ 1,50)(0,002174 + 0,0045) \frac{1,0 + 20\ 1,396}{1,0 + 10 \cdot 1,396} \frac{8,3^2}{50 \cdot 0,2887} =$

$e_a = 0,0727m$

$e_{tot} = e_e + e_a = 1,396 + 0,0727 = 1,469m$

$Md_2 = Nd \cdot e_{tot} = 1798,2\ KN * 1,469m = 2641,56\ KN.m$

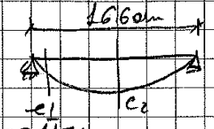
Resumen:
$Nd = 1798,2\ KN$
$Md_3 = 1666,96\ KN.m$
$Md_2 = 2641,56\ KN.m$
} No corresponden a la misma sección

1j) Máximo axil.

- Pandeo sobre el eje 2-2

$Md_3 = 1162,5\ KN.m$
$Nd = 8595\ KN$
$e_2 = \frac{Md_3}{Nd} = \frac{1162,5\ KN.m}{8595\ KN} = 0,1352m$

$e_1 = 0$



$e_e = 0,60 \cdot e_2 + 0,40\ e_1 = 0,60 \cdot 0,1352 + 0,40 \cdot 0,00 = 0,0811 5m$

↑ Soporte intraslacional

Se comprueba con $e_e = e_a$

con lo cual

$e_a = (1 + 0,12\ 1,50)(0,002174 + 0,0045) \frac{1,0 + 20 \cdot 0,1353}{1,0 + 10 \cdot 0,1353} \cdot \frac{16,6^2}{50 \cdot 0,2887}m$

$e_a = 0,2368m$

$e_{tot} = e_e + e_a = 0,1352 + 0,2368 = 0,3720m$

NOTE BOOK

$Md_3 = Nd \cdot e_{tot} = 8595\,KN \cdot 0.3720\,m = 3197.34\,KN \cdot m$

- Dando sobre el eje 2-3

$Md_2 = 1066.8\,KN\,m$
$Nd = 8595\,KN$

$e_2 = \frac{1066.8}{8595} = 0.1241\,m$

$e_1 = \frac{250(-365.54)}{8595} = -0.06544\,m$

$e_c = 0.60 \cdot e_2 + 0.40 \cdot e_1 = 0.60 \cdot 0.1241 + 0.40(-0.06544) = 0.0492\,m$

↳ Soporte intermedio

Se comprueba con $e_c = e_2$

$e_a = (L + 0.12 \cdot 2.50)(0.002174 + 0.0045) \cdot \frac{2.0 + 20 \cdot 0.1241}{2.0 + 10 \cdot 0.1241} \cdot \frac{8.3^2}{50 \cdot 0.2887} =$

$e_2 = 0.05840\,m$

$e_{tot} = 0.1241 + 0.05840 = 0.1825\,m$

$Md_2 = Nd \cdot e_{tot} = 8595\,KN \cdot 0.1825\,m = 1568.59\,KN\,m$

Resumen:

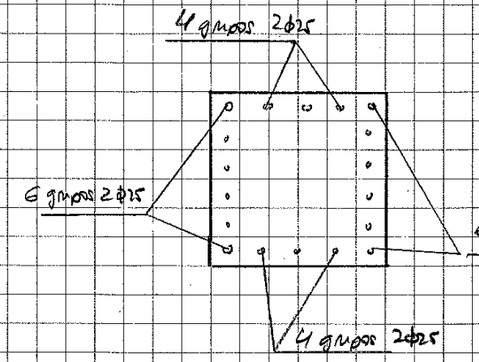
$Nd = 8595\,KN$
$Md_3 = 3197.34\,KN\,m$
$Md_2 = 1568.59\,KN\,m$

} No corresponden a la misma sección.

a) Hipótesis de mínimo axil

$Nd = 1798\,KN$
$Md_3 = 1667\,KN\,m$
$Md_2 = 2642\,KN\,m$

} En realidad no corresponden a la misma sección. $Md_3 \rightarrow$ ℄
$Md_2 \rightarrow$ Apoyo



Verificación en "Prontuario Informático del Hormigón"

Cumple $C_{SA} = 1.20$ ← Coeficiente de seguridad adicional

b) Hipótesis de máximo axil

$Nd = 8595\,KN$
$Md_3 = 3197.34\,KN\,m$
$Md_2 = 1568.59\,KN\,m$

} En realidad no corresponden a la misma sección. $Md_3 \rightarrow$ ℄
$Md_2 \rightarrow$ Apoyo

Cumple $C_{SA} = 1.05$ ← Coeficiente de seguridad adicional

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: CAN TUNIS
Fecha: 04/10/2005
Hora: 16:40:30

Cálculo de secciones a flexión compuesta esviada

1 Datos

HIPÓTESIS de MÍNIMO AXIL

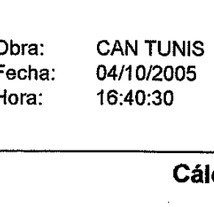
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : PUNTAL1X1
b [m] = 1.00
h [m] = 1.00
r [m] = 0.050

nº barras horizontales = 11
nº barras verticales = 11

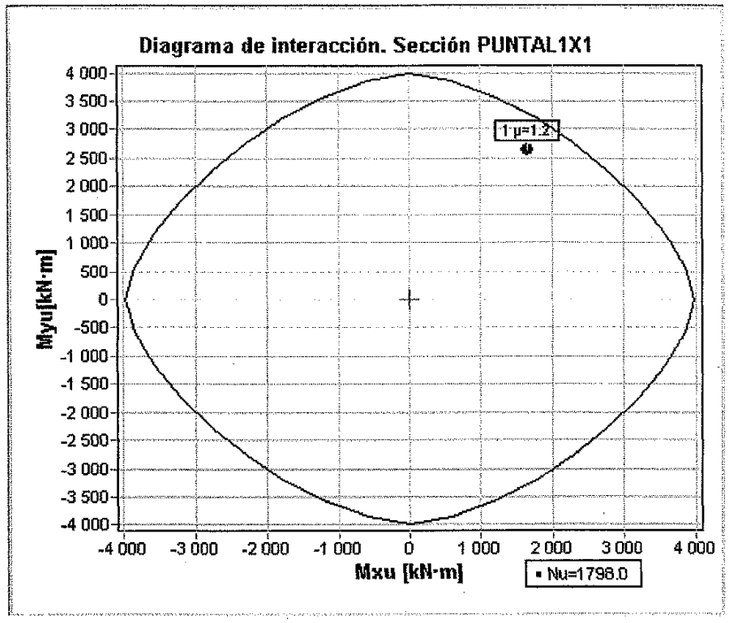


2 Diagrama

ϕ [mm] = 25

Resultados numéricos del diagrama de interacción

Nu [kN]	Mxu [kN·m]	Myu [kN·m]	x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	β [º]
-1798.0	3986.8	-0.0	0.31	11.2	0.0
-1798.0	3859.3	571.8	0.41	8.6	10.0
-1798.0	3584.0	1163.3	0.50	7.0	20.0
-1798.0	3218.1	1737.6	0.56	6.3	30.0
-1798.0	2760.6	2276.9	0.59	5.9	40.0
-1798.0	2276.9	2760.6	0.59	5.9	50.0
-1798.0	1737.6	3218.1	0.56	6.3	60.0
-1798.0	1163.3	3584.0	0.50	7.0	70.0
-1798.0	571.8	3859.3	0.41	8.6	80.0
-1798.0	0.0	3986.8	0.31	11.2	90.0
-1798.0	-571.8	3859.3	0.41	8.6	100.0
-1798.0	-1163.3	3584.0	0.50	7.0	110.0
-1798.0	-1737.6	3218.1	0.56	6.3	120.0
-1798.0	-2276.9	2760.6	0.59	5.9	130.0
-1798.0	-2760.6	2276.9	0.59	5.9	140.0
-1798.0	-3218.1	1737.6	0.56	6.3	150.0
-1798.0	-3584.0	1163.3	0.50	7.0	160.0
-1798.0	-3859.3	571.8	0.41	8.6	170.0
-1798.0	-3986.8	-0.0	0.31	11.2	180.0
-1798.0	-3859.3	-571.8	0.41	8.6	190.0
-1798.0	-3584.0	-1163.3	0.50	7.0	200.0
-1798.0	-3218.1	-1737.6	0.56	6.3	210.0
-1798.0	-2760.6	-2276.9	0.59	5.9	220.0
-1798.0	-2276.9	-2760.6	0.59	5.9	230.0
-1798.0	-1737.6	-3218.1	0.56	6.3	240.0
-1798.0	-1163.3	-3584.0	0.50	7.0	250.0
-1798.0	-571.8	-3859.3	0.41	8.6	260.0
-1798.0	0.0	-3986.8	0.31	11.2	270.0
-1798.0	571.8	-3859.3	0.41	8.6	280.0
-1798.0	1163.3	-3584.0	0.50	7.0	290.0
-1798.0	1737.6	-3218.1	0.56	6.3	300.0
-1798.0	2276.9	-2760.6	0.59	5.9	310.0
-1798.0	2760.6	-2276.9	0.59	5.9	320.0
-1798.0	3218.1	-1737.6	0.56	6.3	330.0
-1798.0	3584.0	-1163.3	0.50	7.0	340.0
-1798.0	3859.3	-571.8	0.41	8.6	350.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Mxd [kN·m]	Myd [kN·m]	γ
1	1667	2642	1.16

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: CAN TUNIS
Fecha: 04/10/2005
Hora: 16:39:24

Cálculo de secciones a flexión compuesta esviada

1 Datos

HIPÓTESIS DE MÁXIMO AXIL

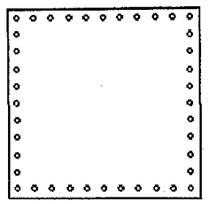
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : PUNTAL1X1
b [m] = 1.00
h [m] = 1.00
r [m] = 0.050

nº barras horizontales = 11
nº barras verticales = 11

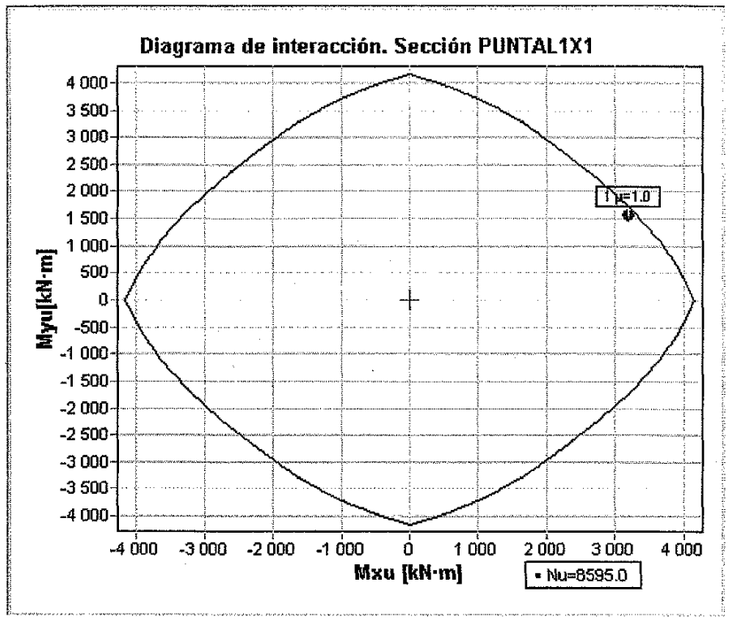


2 Diagrama

ϕ [mm] = 25

Resultados numéricos del diagrama de interacción

Nu [kN]	Mxu [kN·m]	Myu [kN·m]	x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	β [°]
-8595.0	4168.4	0.0	0.62	5.6	0.0
-8595.0	3953.9	559.4	0.70	5.0	10.0
-8595.0	3655.9	1107.8	0.77	4.5	20.0
-8595.0	3247.8	1665.4	0.82	4.3	30.0
-8595.0	2763.3	2223.8	0.84	4.1	40.0
-8595.0	2223.8	2763.2	0.84	4.1	50.0
-8595.0	1665.4	3247.8	0.82	4.3	60.0
-8595.0	1107.8	3655.9	0.77	4.5	70.0
-8595.0	559.4	3953.9	0.70	5.0	80.0
-8595.0	-0.0	4168.4	0.62	5.6	90.0
-8595.0	-559.4	3953.9	0.70	5.0	100.0
-8595.0	-1107.8	3655.9	0.77	4.5	110.0
-8595.0	-1665.4	3247.8	0.82	4.3	120.0
-8595.0	-2223.8	2763.3	0.84	4.1	130.0
-8595.0	-2763.3	2223.8	0.84	4.1	140.0
-8595.0	-3247.8	1665.4	0.82	4.3	150.0
-8595.0	-3655.9	1107.8	0.77	4.5	160.0
-8595.0	-3953.9	559.4	0.70	5.0	170.0
-8595.0	-4168.4	0.0	0.62	5.6	180.0
-8595.0	-3953.9	-559.4	0.70	5.0	190.0
-8595.0	-3655.9	-1107.8	0.77	4.5	200.0
-8595.0	-3247.8	-1665.4	0.82	4.3	210.0
-8595.0	-2763.2	-2223.8	0.84	4.1	220.0
-8595.0	-2223.8	-2763.3	0.84	4.1	230.0
-8595.0	-1665.4	-3247.8	0.82	4.3	240.0
-8595.0	-1107.8	-3655.9	0.77	4.5	250.0
-8595.0	-559.4	-3953.9	0.70	5.0	260.0
-8595.0	-0.0	-4168.4	0.62	5.6	270.0
-8595.0	559.4	-3953.9	0.70	5.0	280.0
-8595.0	1107.8	-3655.9	0.77	4.5	290.0
-8595.0	1665.4	-3247.8	0.82	4.3	300.0
-8595.0	2223.8	-2763.2	0.84	4.1	310.0
-8595.0	2763.2	-2223.8	0.84	4.1	320.0
-8595.0	3247.8	-1665.4	0.82	4.3	330.0
-8595.0	3655.9	-1107.8	0.77	4.5	340.0
-8595.0	3953.9	-559.4	0.70	5.0	350.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Mxd [kN·m]	Myd [kN·m]	γ
1	3197	1569	1.03

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PK: 707+615 a 707+633

PUNTALES PROVISIONALES.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2607
Fecha 16/09/05
CAN TUNIS - D-CT-C-0107.10

Bridge Technologies

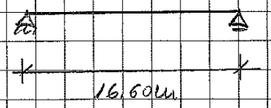
REF: BT0307

Barcelona 12 de septiembre de 2005

PUNTALES PROVISIONALES CUERNOS

Luz de cálculo $L_c = 16,60 m$

Esquema estático:



Cargas transmitidas por las pantallas

Pantallas que coronan a la cota +13.0m $R_k = 26,78 Tn/m = 270 kN/m$

Pantallas que coronan a la cota +11,0m $R_k = 18,20 Tn/m = 182 kN/m$

Pantallas que coronan a la cota +9.00m $R_k = 11,64 Tn/m = 116,4 kN/m$

Se dimensionan los puntales para 270 kN/m

1 puntal cada 3,00m

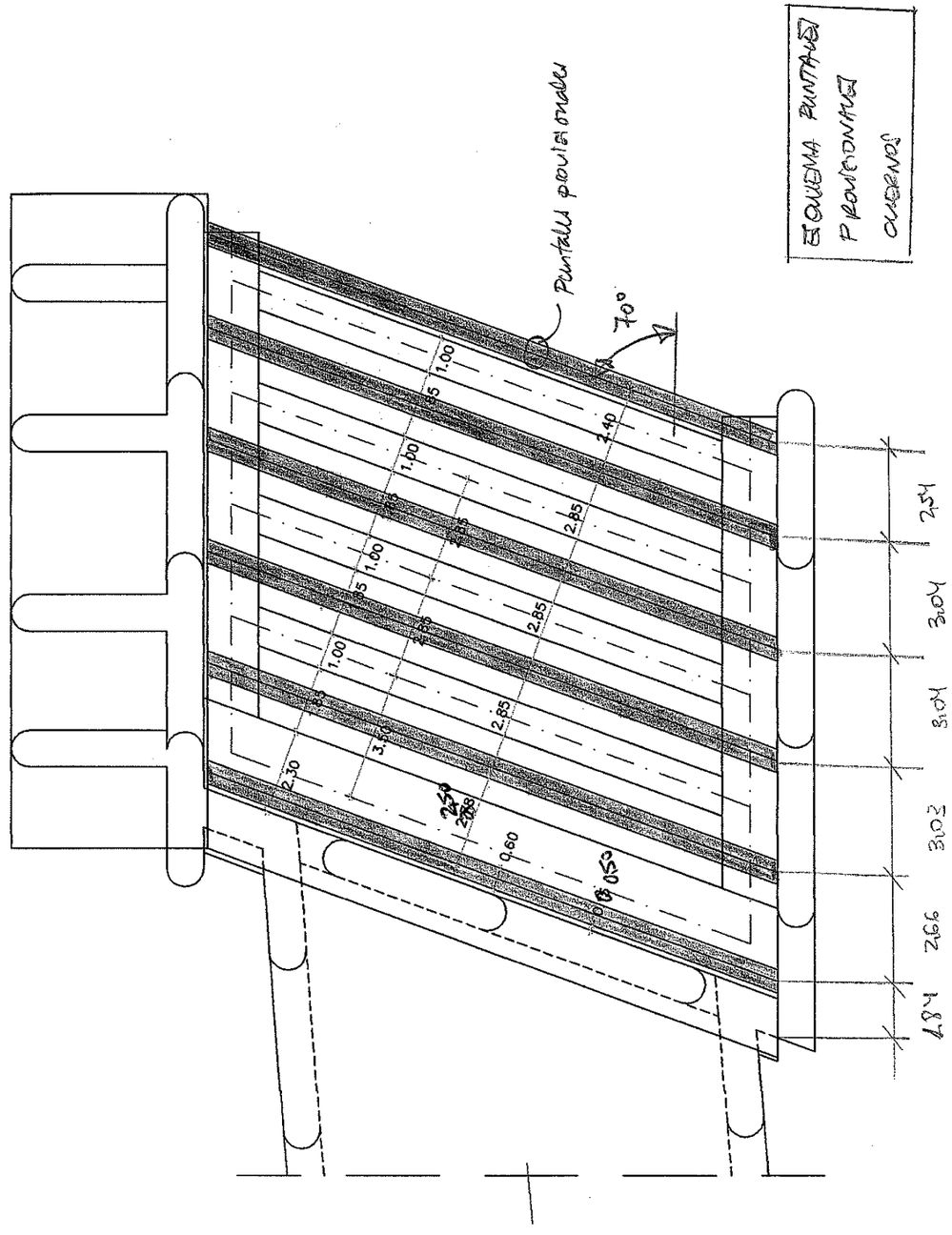
$N_k = 3,00m \times 270 kN/m = 810 kN$ 1 pantallas

Componente s/ eje de las pantallas

$N_k = \frac{N_k}{\operatorname{sen} 70^\circ} = \frac{810 kN}{\operatorname{sen} 70^\circ} = 861,98 kN$ / puntal

$N_d = 1,50 \; N_k = 1292,98 kN \approx \underline{1300 kN / puntal}$

①



②

RECINTO DE RECEPCIÓN DEL CAJÓN HINCADO. PUNTALES PROVISIONALES INCLINADOS (LUZ 16.6m)

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB340

ACERO fy = 235 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	34 cm	h =	34 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	171 cm2	At =	342 cm2
Iy-y =	36660 cm4	Iy-y =	73320 cm4
Iz-z =	9690 cm4	Iz-z =	96330 cm4
Sy-y =	1200 cm3		
		Wpl,y-y =	4800 cm3
		Wpl,z-z =	5130 cm3
		W el,y-y =	4312.941 cm3
		W el,z-z =	3211.000 cm3
		i y-y =	14.642 cm
		i z-z =	16.783 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L = 16.60 m
Beta = 1.00
Lo = 16.60 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:			Coeficiente de reducción:		
λ y-y =	113.373	λ y-y =	1.207	ϕ y =	1.400	χ y =	0.474
λ z-z =	98.910	λ z-z =	1.053	ϕ z =	1.200	χ z =	0.564
λ E =	93.913					χ min =	0.474

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.624 kN/m
Axil:	Nd =	1300 kN
Momento:	Md =	124.84 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

μ y =	-1.577	
Ky =	1.538	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	0.558	← OK!

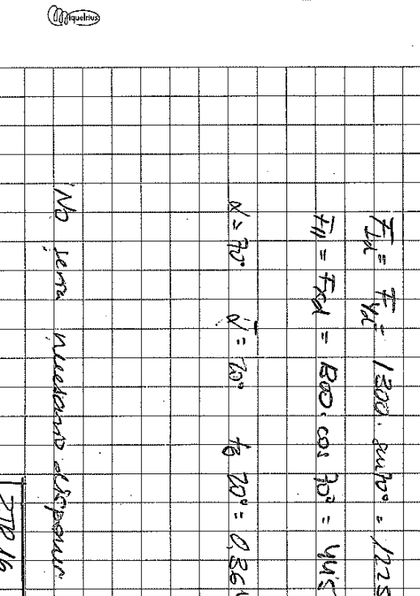
SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	66.957	N/mm2
	31.34	% del límite elástico

(2)

Cam Tunnels 7-Sept-05

Puntales inclinados:



$F_H = F \cdot \sin 70°$

$F_V = F \cdot \cos 70°$

$F_{Vk} = F_{Vd} = 1300 \cdot \cos 70° = 444.5$ kN

$F_H = F_{Hd} = 1300 \cdot \cos 70° = 444.5$ kN

$F_{Vd} = 444.5$ kN

$F_{Hd} = 444.5$ kN

$\alpha \leq 70°$ $\alpha = 70°$ $\tan 70° = 0.364 < 0.57$ (CSA E 1.5.11 OK!)

Coefficient de sécurité au renversement dans - mesure des exigences spécifiées

No items inacceptable dans la liste de dispositifs.

ITR 16	5.5

(4)

NOTE BOOK

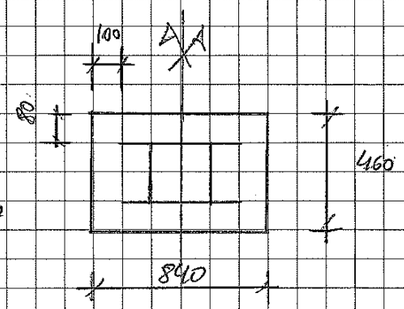
PLACA de APOYO

N_d = 1300 KN

$N_{dy} = F_{yd}$ = 1225 KN

2 HEB 240 — Placa de testa.

A = 0,3864 m²



Tensión sobre la placa = uniforme

$\sigma_d = \frac{1225\ KN}{0,3864\ m^2} = 3170\ KN/m^2 = 3,17\ MPa$ (OK!) es baja

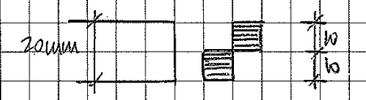
Dimensionamiento placa base

σ_d = 3,20 MPa

v_{vuelo} = 100 mm

Para tener comportamiento rígido $e \geq \frac{v}{5} = \frac{100\ mm}{5} = 20\ mm$

Estado tensional en placa base



$S_y = 10 \cdot 1000 \cdot 5 = 50000\ mm^3/m$

$S_y = 50,0\ cm^3/m$

$W_{pl} = 2 \cdot S_y = 100\ cm^3/m$

Momento último:

$m_{Rd} = W_{pl} \cdot f_y/\gamma = 100 \cdot 10^3\ mm^3/m \frac{235\ N/mm^2}{1,10} = 21,36\ KN.m/m$

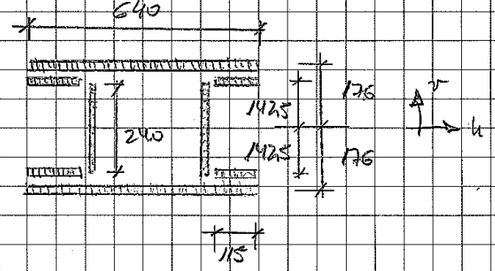
NOTE BOOK

$m_{sd} = q_d \cdot \frac{v^2}{2} = 3,20\ N/mm^2 \cdot \frac{(100\ mm)^2}{2} = 16000\ N.mm/mm =$

$= 16,0\ KN.m/m$

$m_{Rd} = 16\ KN.m/m < m_{Rd} = 21,36\ KN.m/m$ (OK!)

SOLDADURAS PLACA TESTA - PERFILES



Soldaduras Δ 12 alas

Soldaduras Δ 8 alma

$A = 2 \times 640 \times 12 + 4 \times 115 \times 12 + 2 \times 240 \times 8 = 24720\ mm^2$

$A_v = 2 \times 240 \times 8 = 3840\ mm^2$

$A_h = 2 \times 640 \times 12 + 4 \times 115 \times 12 = 20880\ mm^2$

Tensiones:

- $\sigma = \frac{N_d}{A} = \frac{1225 \cdot 10^3\ N}{24720\ mm^2} = 49,56\ N/mm^2$ → $\sigma = \frac{\sigma}{\sqrt{2}} = 35,04$; $\sigma_h = \frac{\sigma}{\sqrt{2}} = 35,04$
- $\tau_{alma} = \frac{V_d}{A_v} = \frac{33,37 \cdot 10^3\ N}{3840\ mm^2} = 8,69\ N/mm^2$
- $V_d = \frac{q_d \cdot L}{2} = \frac{2,50 \cdot 2,64\ KN/m \cdot 16,6\ m}{2} = 33,37\ KN$
- $\sigma_{alma} = \frac{F_h}{A_h} = \frac{445 \cdot 10^3\ N}{20880\ mm^2} = 21,31\ N/mm^2$

NOTE BOOK

VERIFICACIÓN SOLDADURAS

- Soldaduras del alma

$\tau = 25,04\ N/mm^2$

$\sigma_n = 35,04\ N/mm^2$

$\sigma_{a,t} = 8,69\ N/mm^2$

$\sigma_{id} = \sqrt{\tau^2 + 1,80(\sigma_n^2 + \sigma_a^2)} =$

$= \left(35,04^2 + 1,80(35,04^2 + 8,69^2)\right)^{1/2} = 59,18\ N/mm^2 \leftarrow$ OK!

- Soldaduras de las alas

$\tau = 25,04\ N/mm^2$

$\sigma_n = 35,04\ N/mm^2$

$\sigma_{a,h} = 21,31\ N/mm^2$

$\sigma_{id} = \left(35,04^2 + 1,80(35,04^2 + 21,31^2)\right)^{1/2} = 64,66\ N/mm^2 \leftarrow$ OK!

ANCLAJE:

→ 1 TR16 5.6

$A_r = 1,57\ cm^2 = 157\ mm^2$

$f_y = 300\ N/mm^2$

$F_{rotura} = A_r \cdot f_y = 47,1\ kN$

Anclajes para 47,1 kN

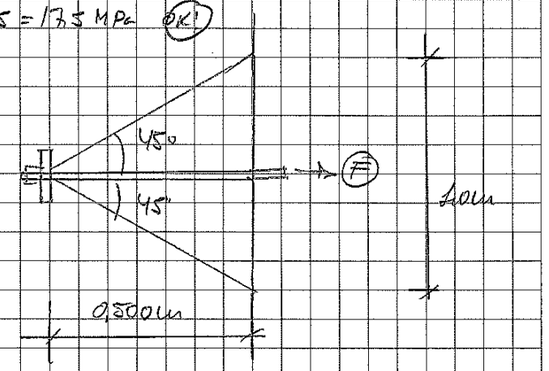
Placa de fondo $A = 100 \times 100 = 10000\ mm^2$

$e = 15\ mm$

$\sigma_{contacto} = \frac{47100\ N}{10000\ mm^2} = 4,71\ N/mm^2 = 4,7\ MPa$

$\sigma_{contacto} \leq 0,70\ f_{ck} = 0,70 \cdot 25 = 17,5\ MPa$ OK!

Rotura del cono:



$P_u = 1,058\ \phi \sqrt{f_{ck}} \cdot A$

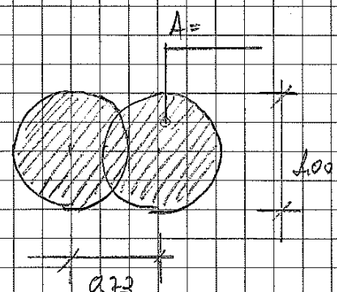
→ conjunto de 2 pernos

$A = 1,444\ cm^2$

$P_u = 1,058 \cdot 0,65 \cdot \sqrt{250\ kg/cm^2} \cdot 1,444\ cm^2$

$\phi = 0,65$ (coeficiente experimental)

$P_u = 157,01\ kN$ OK! (> F_{rotura})



Cálculos Cajón Hincado

P.I. BAJO EL FC. EN EL TUNEL DE CAN TUNIS EN BARCELONA

ATROS

ESPAÑA

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 2652
Fecha 28/09/05
CAN TUNIS-D-CT-C-0112a0

INDICE

1. ANEJO AL PLIEGO DE CONDICIONES

2. ANEJO DE CALCULO

2.1. DESCRIPCION

2.2. CALCULO DEL MARCO

2.2.1. OBJETO

2.2.2. ALCANCE

2.2.3. CODIGOS APLICABLES

2.2.4. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

2.2.5. ANALISIS ESTRUCTURAL. HIPOTESIS DE CALCULO

2.2.6. CALCULO DE ESFUERZOS. ESTUDIO TRANSVERSAL

2.2.7. ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

2.2.8. ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES

2.2.9. ESFUERZOS MAXIMOS

2.2.10. DIMENSIONAMIENTO. ARMADURAS

2.2.11. REACCION DEL TERRENO

2.2.12. CALCULO DE ESFUERZOS. ESTUDIO LONGITUDINAL

2.3. FRENTE DE AVANCE

2.3.1. FRENTE DE SOSTENIMIENTO

2.3.2. FRENTE DE HASTIALES

2.4. MURO DE REACCION

2.5. VIGAS DE MANIOBRA

2.6. ALETAS

3. ANEJO DE CÁLCULOS MATEMATICOS

1. - ANEJO AL PLIEGO DE CONDICIONES

A INCLUIR EN EL PLIEGO DE CONDICIONES DE LA OBRA

EJECUCION DE LAS OBRAS

* Desvío de líneas y servicios

Las líneas y servicios afectados por las obras deberán modificarse en su posición, de forma que no interfieran en la ejecución de las obras o se interrumpa o deteriore la función de aquellos, incluido el traslado de los postes o elementos de sujeción, cumpliéndose en todo momento los Reglamentos vigentes en la fecha de ejecución, así como las normas del Reglamento de Seguridad e Higiene en el trabajo y condiciones particulares de los propietarios de las líneas y servicios.

En particular, los postes de catenaria deberán situarse a una distancia del borde de la estructura, supuesta en su emplazamiento definitivo, igual o superior a la profundidad de la base de la estructura respecto del plano de apoyo de la cimentación del poste.

* Excavación en cimientos

Las excavaciones del foso necesario para la construcción de la estructura monolítica prefabricada a emplazar bajo las vías, se realizarán con las distancias y profundidades adecuadas para garantizar la seguridad del ferrocarril, construcciones y servicios colindantes, realizando las entibaciones y otras medidas de protección que sean precisas para la estabilidad y seguridad de los elementos a proteger.

Los taludes de dicha excavación se realizarán con una inclinación máxima de 45º y la arista superior deberá estar, en cualquier punto, a una distancia, medida en horizontal, superior a 3 m del carril más próximo y de cualquier otra construcción o servicio cercano.

En caso de que las características del terreno no garanticen, con los taludes descritos, la estabilidad del terreno u otros elementos afectados, se adoptarán taludes menos inclinados o medidas de protección adecuadas.

Previamente a la construcción de la plataforma de deslizamiento sobre la que se construirá la estructura, se nivelará la superficie de asiento y se compactará hasta un 98% como mínimo de la densidad seca obtenida en el ensayo Próctor Normal, siempre que ésta última sea superior a 1,70 Kg/dm3. En otro caso, será precisa una sustitución del terreno por otro que cumpla las características descritas, alcanzándose una profundidad mínima de 0.80 cm.

Si la plataforma de deslizamiento o parte de ella, se encuentra sobre un relleno natural o artificial, éste deberá tener las características y cumplir todas las condiciones establecidas para terraplenes de carreteras (PG-3), incluso la coronación, y la transición a terreno natural más compacto o roca deberá ser gradual.

* Obras Auxiliares

Tanto la parte enterrada del muro de reacción, como toda la superficie del trasdós del mismo, deberán ser hormigonadas contra el terreno natural, si se encuentra a cota suficiente, o contra el terraplén adosado que deberá ser construido previamente en su parte más cercana al muro y excavado en zanja para la construcción de este último.

Tras el muro de reacción se formará un terraplén con materiales de las mismas carac-

terísticas descritas para la fundación de la plataforma. Este terraplén cubrirá todo el ancho del muro, con una altura mínima de 3,5 m sobre la arista superior del muro y una longitud mínima de 20 m, siempre que el terreno natural se encuentre a cotas inferiores. Estas dimensiones podrán reducirse en caso de que el muro se apoye directamente sobre terrenos cementados o roca, debiendo contar para ello con el asesoramiento de los técnicos especializados en empuje de estructuras.

En los casos en que sea posible, podrá sustituirse parte de éste terraplén por rellenos sobre la plataforma de deslizamiento, realizados con material de la excavación del paso inferior y cuya altura mínima deberá quedar definida en el proyecto.

La base de la plataforma de deslizamiento se hormigonará directamente contra el terreno, sin interposición de hormigón de limpieza, colocándose los distanciadores precisos para el posicionamiento de la armadura. Se dispondrá hormigón de limpieza o una prelosa en los casos que sea necesario por las condiciones de humedad del terreno.

Se prestará atención especial a la nivelación de la superficie de la plataforma, que deberá realizarse con una tolerancia máxima de 4 mm y el acabado será liso. Entre la plataforma y la base de la estructura, se dispondrá una lámina flexible de polietileno de 300 gr/m2 en toda la superficie, perfectamente adosada y con un solape mínimo de 50 cm entre bandas, no debiendo presentar rasgaduras en el momento del hormigonado de la solera de la estructura.

* Construcción de la estructura

La estructura deberá ser definida y calculada por una casa especializada en empuje de estructuras y se construirá con la geometria, armado y características definidas por los especialistas y la Instrucción EHE. Cualquier modificación a las mismas deberá ser comprobada por una casa especializada en el sistema de ejecución.

Se prestará atención especial a la planeidad de los paramentos exteriores, los cuales no presentarán desviaciones superiores a 2 cm en los hastiales y en la losa superior.

Siempre que sea posible, se hormigonará cada elemento de una sola vez, procurando evitar especialmente la creación de juntas verticales. El hormigonado de las vigas de sostenimiento, coronación del frente de avance y losa superior, se realizará todo en una sola fase.

* Excavación en vaciado de paso inferior

Se define como excavación en vaciado de Paso Inferior el conjunto de operaciones de movimiento de tierras que se realice para excavar el terreno bajo vía, acumulación y retirada de materiales en rampas y elementos pasivos necesarios para la traslación de la estructura prefabricada.

Los medios de excavación y transporte de material deberán ser definidos considerando su adecuación para el trabajo a realizar. Deben ser capaces de efectuar la excavación desde el interior de la estructura alcanzando todo el perímetro exterior y de realizar los trabajos auxiliares de modo que, en combinación con los tiempos precisos para el empuje, permitan finalizar el emplazamiento de la estructura dentro del plazo previsto. Los medios de excavación estarán siempre operativos en la jornada de trabajo que se fije, no pudiendo abandonar la obra o dedicarse a otros trabajos en la misma que produzcan demoras en los trabajos de empuje.

La excavación bajo las vías se realizará siguiendo las instrucciones de los especialistas encargados de la traslación de la estructura. Se mantendrá un talud sensiblemente paralèlo al plano definido por las aristas del frente de avance de la estructura, excepto que la

compacidad del terreno permita taludes menos inclinados a corto plazo, con la seguridad necesaria para la vía y el personal de obra.

Se deberá realizar la excavación por zonas reducidas cuando pueda peligrar la seguridad de la vía o del personal de obra. No se permitirá realizar la excavación a distancia superior de la previsión de empuje de una jornada de manera que, cuando se interrumpa la traslación al final de la misma, las aristas del frente de avance queden apoyadas en el talud frontal de la excavación, excepto en terrenos muy compactos que permitan prever su estabilidad en las interrupciones de la traslación.

En todo momento se adoptarán cuantas precauciones sean necesarias para no alterar la estabilidad del terreno, ferrocarril y construcciones colindantes, con las entibaciones o medios de protección que sean precisas.

Los productos de la excavación se acumularán sobre la plataforma de deslizamiento o el terraplén posterior al muro de reacción si fueran precisos en estas zonas, o se trasladarán a vertedero, salvo que se prevea su utilización en otra parte de la misma de la obra.

* Apeo y sustentación de vías para la traslación de la estructura

Se realizará un apeo de cada vía con paquetes de carriles situados sobre las traviesas. Los extremos de los paquetes deberán quedar por el exterior de la estructura, a una distancia mínima de 5.00 m medidos en la perpendicular al borde exterior de la misma.

Se utilizarán traviesas de madera en toda la longitud de la zona a apear, sustituyéndose en caso de ser de otro material. La cara superior de la traviesa deberá ser plana, sin cajeos para la fijación del carril. Entre el carril y la traviesa se colocará una placa de asiento inclinada.

Por cada hilo se situarán dos paquetes de carriles de 54 kg/ml, uno exterior de 5 unidades en cualquier sección y otro interior de 3 unidades en cualquier sección.

Estos paquetes soportarán en su parte inferior, mediante abrazaderas tipo Garruti, unos cupones transversales de 1,50 m de longitud, del mismo tipo de carril y en posición invertida, sobre los que apoyará la vía a través de una placa de asiento con la cara superior inclinada el mismo ángulo que la vía con la vertical. Estos cupones se colocarán entre las traviesas, distanciado uno de otro 0,60 m y 1,20 m alternadamente.

Durante el emplazamiento de la estructura se sustentarán las vías con vigas de maniobra en acero, dimensionadas para que admitan una luz libre de 13 m, formada cada una por dos perfiles HEB-400 ensamblados. Estas vigas actuarán simplemente apoyadas sobre la estructura mediante apoyos deslizantes y, por el otro extremo, se apoyarán en el terreno subyacente a las vías con elementos de reparto, en función de la capacidad del terreno para admitir las cargas que le sean transmitidas en condiciones de seguridad.

Deberán soportar las cargas del ferrocarril y con las flechas en vía admisibles para la circulación de trenes en condiciones de seguridad. La distancia máxima entre ejes de vigas, medida sobre la vía, deberá ser de 2,50 m y se colocarán en dirección paralela al eje del paso.

Se dispondrá asimismo una viga transversal a las vigas de maniobra, convenientemente anclada a un elemento resistente e inmóvil durante la traslación o sujeta con gatos de tracción a anclajes sobre la misma, a la cual se sujetarán las vigas de maniobra mediante

elementos ajustables que impidan el desplazamiento lateral de las vías por arrastre del sistema de sustentación al trasladarse la estructura.

La velocidad de circulación de los trenes en la zona apeada deberá ser de 30 km/h como máximo. El contratista deberá disponer en obra del personal y medios necesarios para la vigilancia y conservación en perfecto estado de utilización de las vías del ferrocarril durante todo el tiempo que dure la ejecución del emplazamiento.

Todos los elementos, aparatos y disposiciones encaminadas al apeo y sustentación de las vías, tanto longitudinal como transversalmente, cumplirán los requisitos y normativa exigidos por RENFE en cada caso. La ejecución de los trabajos en vía deberá ser programada con los responsables de la línea y durante todos los trabajos que afecten a la misma deberá estar presente un vigilante (piloto) de la red.

* Traslación de la estructura

Para la traslación de la estructura se deberá disponer de una central hidráulica y el número de gatos necesario para suministrar una fuerza como mínimo equivalente a 1,4 veces el peso de la estructura, aplicada en la superficie situada en los 0,40 m inferiores del canto de la losa inferior y en su parte posterior.

Asimismo, se dispondrá de la asistencia técnica de una casa especializada en este sistema de ejecución. El personal que realice la traslación de la estructura tendrá experiencia demostrada en éste tipo de trabajos y deberá coordinar las operaciones del proceso.

Se deberá disponer de elementos distanciadores para trasladar el punto de apoyo de los gatos, en cantidad tal que pueda realizarse la traslación de la estructura en un tramo de 5.00 m, aproximadamente, con el uso de los mismos.

Concluido cada tramo se retirarán los elementos distanciadores, construyéndose una prolongación del muro de reacción con la anchura igual a la de la plataforma, mediante una contrasolera de 40 cm de espesor. Se utilizará para ello hormigón en masa de alta dosificación al que se incorporará un acelerante de fraguado para obtener una resistencia de 125 kg/cm2 en probeta cilíndrica a las 16 horas de edad y reforzada en la zona de apoyo de los gatos como se indique en los planos. Previamente al hormigonado, deberá limpiarse la superficie de la plataforma de deslizamiento, quedando exenta de tierra y agua.

El emplazamiento de la estructura se realizará con una tolerancia plano-altimétrica inferior al 2% de la longitud de traslación. El contratista deberá realizar como mínimo un control de alineación y altimétrico cada 5,00 m de avance, debiendo aportar los materiales y medios necesarios para corregir o disminuir en lo posible las desviaciones, cuando éstas sobrepasen el límite establecido o se considere por los especialistas que se puede sobrepasar en fases sucesivas.

MEDICION Y ABONO

La traslación de la estructura se abonará por m2 de superficie desplazada, obtenido el total como el producto del ancho exterior de la estructura, incluido el espesor de los muros y medido transversalmente al eje del paso, por la longitud de traslación, obtenida por el desplazamiento de un punto de la misma desde su posición inicial hasta la definitiva, una vez concluido el emplazamiento.

Se incluye en el precio el suministro de la maquinaria de empuje y los aparejos específicos para la traslación puestos a pie de obra, su montaje, manipulación, pruebas de funcionamiento y suministro de energía, así como los costes y gastos del personal para el manejo de la maquinaria de empuje y asistencia técnica especializada para el desarrollo de los trabajos.

2. - ANEJO DE CALCULO

ATROS ESPAÑA S.A.

2.1. - DESCRIPCION

Refª 02E12/4

2.1. DESCRIPCION

La obra consiste en la ejecución de un pórtico cerrado que construido en las proximidades de su emplazamiento definitivo, se trasladará posteriormente mediante empuje oleodinámico en sentido transversal a la vía.

Las características físicas y geométricas son las siguientes:

Longitud de la obra de fábrica (Losa superior)	53.330 m
Oblicuidad o esviaje medio	20.329 °
Luz libre en normal	11.750 m
Espesor del hastial izquierdo	0.900 m
Espesor del hastial derecho	0.900 m
Altura libre	5.500 m
Espesor de losa inferior	0.900 m
Longitud cartelas losa superior	1.500 m
Altura cartelas losa superior	0.500 m
Espesor de losa superior	0.750 m
Distancia cabeza de carril - losa superior	0.900 m
Número de vías RENFE a soportar	4
Número de vias AVE a soportar	2

Pueden considerarse por lo tanto tres fases completamente diferenciadas

a) Ejecución de la estructura.
b) Empuje para su puesta en posición de uso
c) Demolición de la punta de avance y realización de los muros de acompañamiento necesarios.

ATROS ESPAÑA S.A.

2.2. - CALCULO DEL MARCO

Refª 02E12/4

2.2.1 - OBJETO

El objeto de este cálculo es la comprobación de la capacidad estructural del cajón que servirá de paso inferior al ferrocarril.

2.2.2. - ALCANCE

El desarrollo de este cálculo comprenderá:

- Desarrollo e implantación de los esfuerzos que actúan sobre la estructura discretizada.
- Asentamiento de las hipótesis de cálculo.
- Calculo de los esfuerzos máximos y mínimos.
- Obtención de la armadura necesaria.
- Comprobación del estado limite de fisuración.
- Tensiones que se transmiten al terreno.

2.2.3. - CODIGOS APLICABLES

Para el cálculo de las sobrecargas móviles que actúan sobre la estructura, vamos a seguir la Instrucción Relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes del Ferrocarril de 1975 y el Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Cargas de tráfico en puentes UNE-ENV 1991-3 Octubre 1997.

Para el calculo de los empujes horizontales vamos a aplicar la teoría de Coulomb que proporciona valores suficientemente aproximados.

En cuanto al dimensionamiento y comprobación de las diferentes secciones, vamos a seguir la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE) de 1999

2.2.4. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

A - Características mecánicas del terreno

Ángulo de rozamiento interno	30.000 º
Ángulo de rozamiento terreno - muro	0.000 º
Ángulo del talud del terreno	0.000 º
Densidad de las tierras	1.900 T/m^3
Densidad del relleno inerte	1.637 T/m^3
Inclinación del trasdos	0.000 cotg
Coeficiente de empuje activo horizontal	0.333
Coeficiente de empuje en reposo horizontal	0.500
Tensión admisible del terreno	20.000 T/m^2
Coeficiente de rozamiento terreno - zapata	0.500
Coeficiente de balasto	1.000 Kg/cm^3

B - Características mecánicas del hormigón

Densidad del hormigón en masa	2.300 T/m^3
Densidad del hormigón armado	2.500 T/m^3
Resistencia característica del marco y aleta*	250.000 Kp/cm^2
Resistencia característica del muro de empuje y solera*	250.000 Kp/cm^2
Nivel de control	Normal

*- La resistencia característica se obtendrá en probeta cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

C - Características del acero

Resistencia característica	5000.00 Kp/cm2
Recubrimiento en marco y aletas	4.00 cm
Recubrimiento en viga, muro y solera	2.00 cm
Nivel de control	Normal
Otros recubrimientos	3.00 cm

D - Sobrecarga considerada

Cargas en vías RENFE

Tren tipo A. Tres ejes de 30 Tn separados a 1.50 m cada uno

Tren tipo B. Sobrecarga uniforme de 12 Tn por ml.

Cargas en vías AVE

Modelo de carga 71

Modelo de carga SW1

2.2.5. ANALISIS ESTRUCTURAL - HIPOTESIS DE CALCULO

Para el cálculo de la estructura vamos a definir un marco formado por 19 nudos y 19 barras de acuerdo con los siguientes esquemas de nudos y barras (Ver esquemas 1 y 2).

Para el análisis de la estructura vamos a considerar las siguientes hipótesis de cargas (Ver esquemas 3 al 14).

Hipótesis 1 - Corresponde al peso propio de la estructura.

Hipótesis 2 - Corresponde a las cargas verticales permanentes.

Hipótesis 3 - Corresponde al empuje activo de tierras en ambos hastiales.

Hipótesis 4 - Corresponde al empuje en reposo de tierras en ambos hastiales incluso subpresión.

Hipótesis 5 - Corresponde al empuje activo de la sobrecarga del tren tipo A en un lateral.

Hipótesis 6 - Corresponde al empuje activo de la sobrecarga del tren tipo B en un lateral.

Hipótesis 7 - Corresponde a la sobrecarga del tren tipo A sobre un hastial de la losa superior

Hipótesis 8 - Corresponde a la sobrecarga del tren tipo A centrada sobre la losa superior.

Hipótesis 9 - Corresponde a la sobrecarga del tren B sobre la losa superior.

Hipótesis 10 - Corresponde al frenado del tren tipo A.

Hipótesis 11 - Corresponde al frenado del tren tipo B.

Hipótesis 12 - Corresponde a la carga sísmica.

Hipótesis 13 - Corresponde al empuje activo de la sobrecarga del tren de alta velocidad en un lateral.

Hipótesis 14 - Corresponde a la sobrecarga del tren modelo 71 sobre un hastial.

Hipótesis 15 - Corresponde a la sobrecarga del tren modelo 71 centrado sobre la losa superior.

Hipótesis 16 - Corresponde a la sobrecarga del tren SW1 sobre la losa superior.

Hipótesis 17 - Corresponde al frenado del tren de alta velocidad sobre la losa superior.

Esquema 1: Esquema de nudos

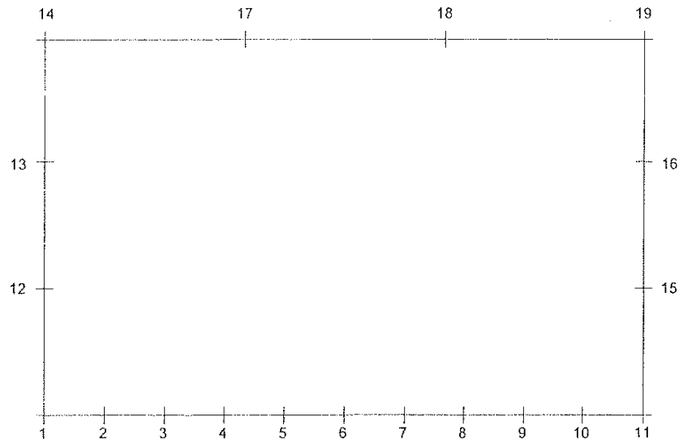


DIAGRAMA DE NUDOS

Esquema 2: Esquema de barras

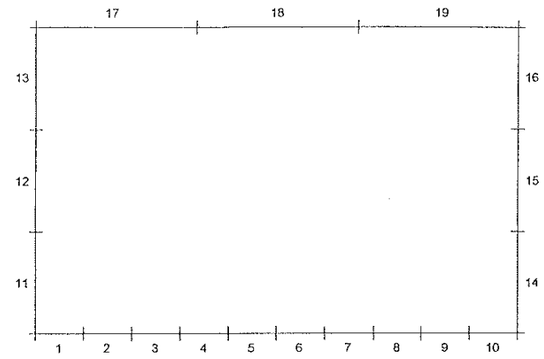
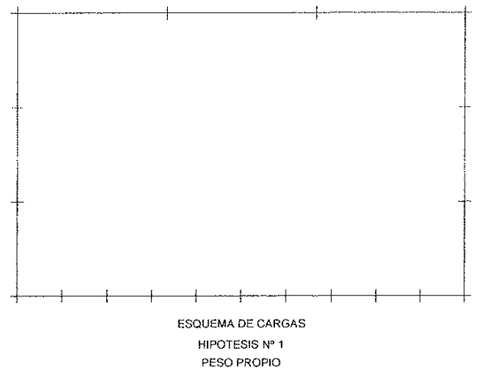


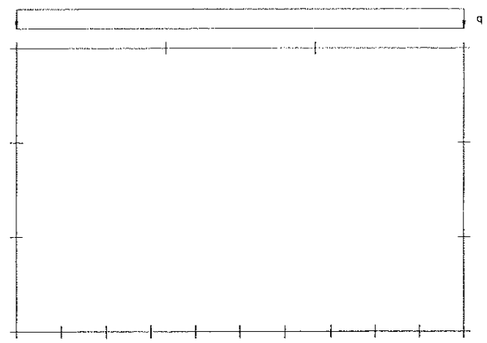
DIAGRAMA DE BARRAS

Esquema 3: Hipótesis 1



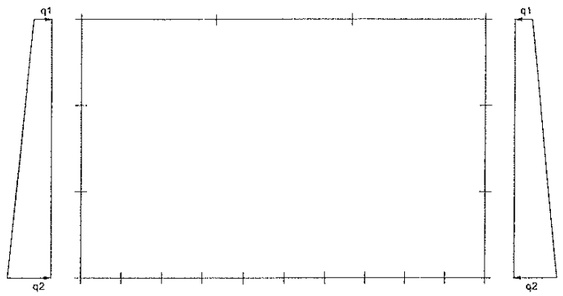
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 1
PESO PROPIO

Esquema 4: Hipótesis 2



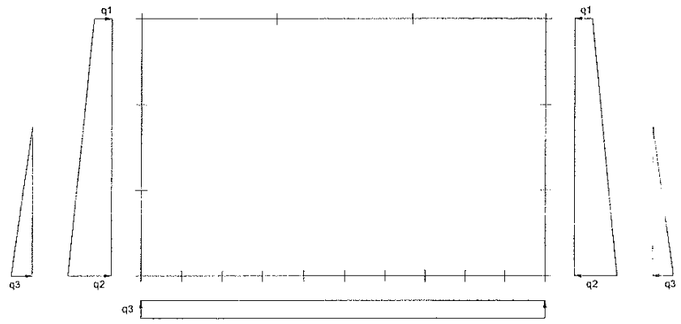
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 2
CARGAS PERMANENETES

Esquema 5: Hipótesis 3



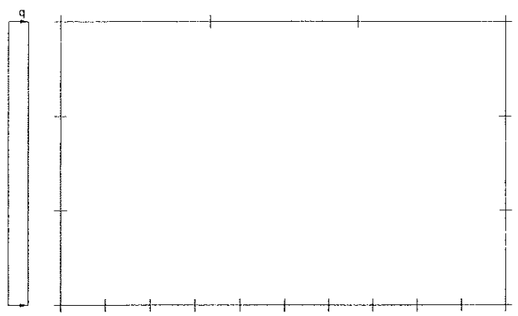
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 3
EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS

Esquema 6: Hipótesis 4



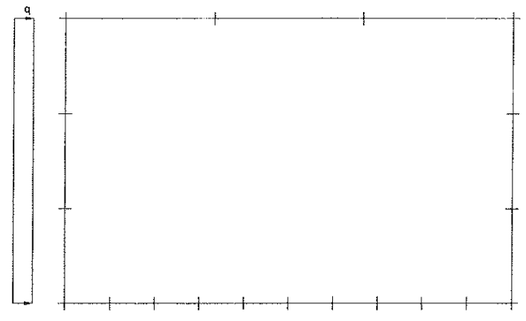
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 4
EMPUJE EN REPOSO DE TIERRAS Y SUBPRESION

Esquema 7: Hipótesis 5



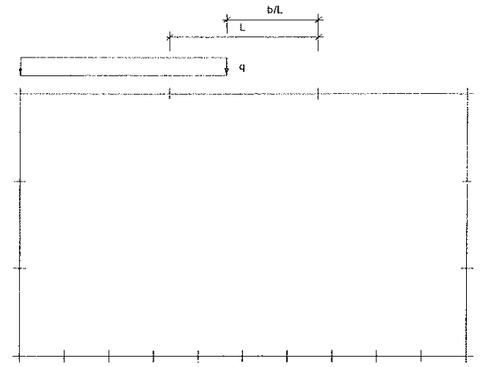
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 5
EMPUJE TREN A EN UN LATERAL

Esquema 8: Hipótesis 6



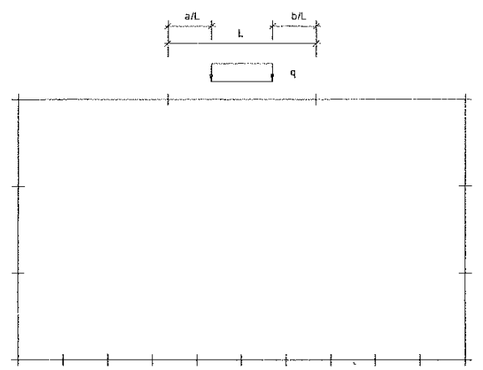
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 6
EMPUJE TREN B EN UN LATERAL

Esquema 9: Hipótesis 7



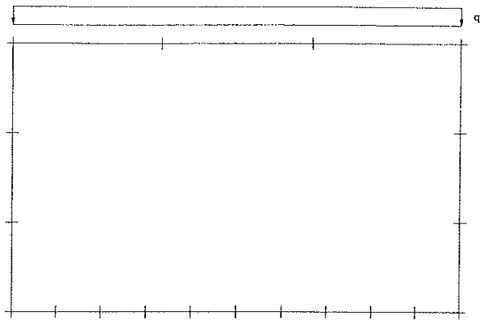
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 7
SOBRECARGA TREN TIPO A SOBRE UN HASTIAL

Esquema 10: Hipótesis 8



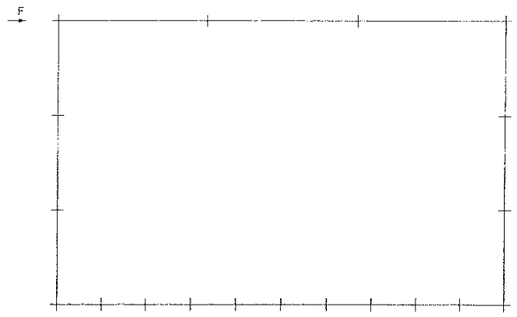
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 8
SOBRECARGA TREN TIPO A CENTRADO SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 11: Hipótesis 9



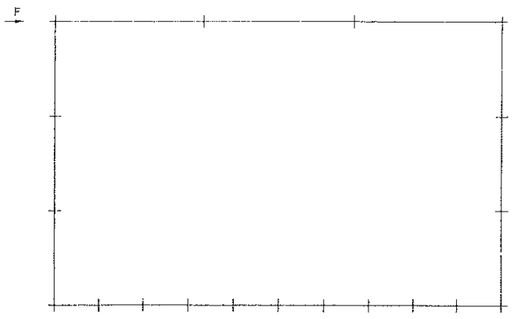
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 9
SOBRECARGA TREN TIPO B SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 12: Hipótesis 10



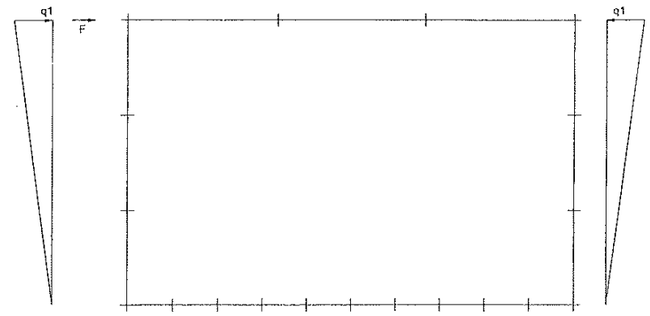
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 10
FRENADO TREN TIPO A

Esquema 13: Hipótesis 11



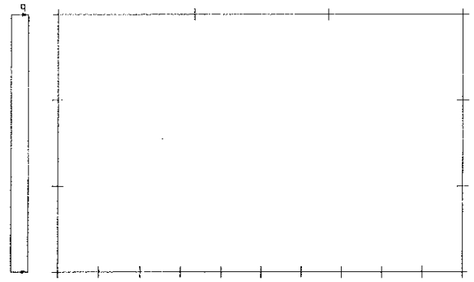
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 11
FRENADO TREN TIPO B

Esquema 14: Hipótesis 12



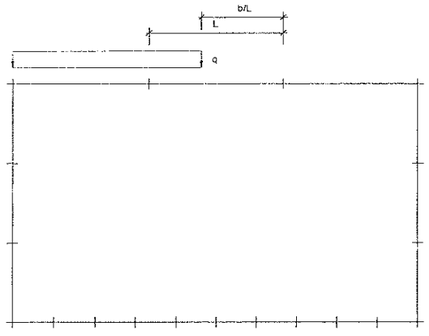
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 12
SISMO

Esquema 15: Hipótesis 13



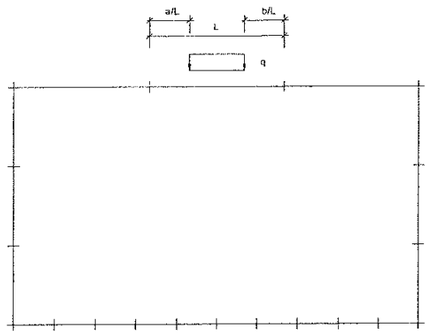
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 13
EMPUJE TREN TIPO ALTA VELOCIDAD EN UN LATERAL

Esquema 16: Hipótesis 14



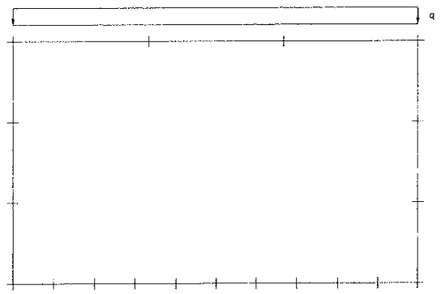
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 14
SOBRECARGA MODELO 71 SOBRE UN HASTIAL

Esquema 17: Hipótesis 15



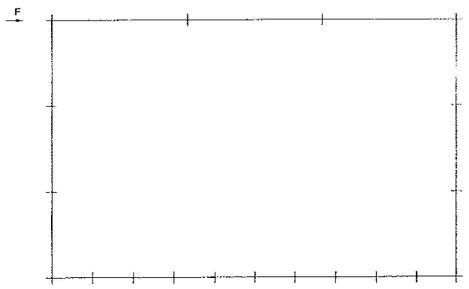
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 15
SOBRECARGA MODELO 71 CENTRADO SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 18: Hipótesis 16



ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 16
SOBRECARGA MODELO SW1 SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 19: Hipótesis 17



ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 17
FRENADO TREN TIPO LAV

La situación mas desfavorable la tendremos con alguna de las siguientes combinaciones de hipótesis.

a) Hipótesis 1
b) Hipótesis 1 + Hipótesis 4
c) Hipótesis 1 + Hipótesis 4 + Hipótesis 7

d) Hipótesis 1 + Hipótesis 4 + Hipótesis 8
e) Hipótesis 1 + Hipótesis 4 + Hipótesis 9
f) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 5
g) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 6
h) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3+ Hipótesis 7
i) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 8
j) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 9
k) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 7 + Hipótesis 10
l) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 8 + Hipótesis 10
m) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 6 + Hipótesis 9 + Hipótesis 11
n) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 7 + Hipótesis 10 + Hipótesis 12
o) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 8 + Hipótesis 10 + Hipótesis 12
p) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 6 + Hipótesis 9 + Hipótesis 11 + Hipótesis 12
q) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 13
r) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3+ Hipótesis 14
s) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 15
t) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 16
u) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 14 + Hipótesis 17
v) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 15 + Hipótesis 17
w) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 13 + Hipótesis 16 + Hipótesis 17
x) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 14 + Hipótesis 17 + Hipótesis 12
y) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 15 + Hipótesis 17 + Hipótesis 12
z) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 13 + Hipótesis 16 + Hipótesis 17 + Hipótesis 12

2.2.6. CALCULO DE ESFUERZOS. ESTUDIO TRANSVERSAL

Se considera un reparto de carga uniforme en función del efecto distribuidor del sistema carril - traviesa - balasto - hormigón de relleno y el propio dintel, calculando el marco apoyado sobre una fundación elástica de acuerdo con la teoría del coeficiente de balasto y la combinación de hipótesis mas desfavorable, mediante un programa de cálculo matricial para estructura plana.

Los lados se suponen empotrados entre si, con un coeficiente de empotramiento que depende de sus propias rigideces.

La armadura no principal que se dispone tendrá al menos una cuantía geométrica del 25 % de la obtenida para la armadura principal, o bien la mínima requerida por la Instrucción en cada caso.

2.2.7. ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

Losa superior - carga permanente

Peso propio de la losa	=	1.875 tm/m^2
Sobrecarga fija	=	1.474 tm/m^2
		Total = 3.349 tm/m^2

Losa superior - carga móvil

Vías RENFE

Separación longitudinal ejes extremos	3.000 m.
Separación entre ejes carriles	1.738 m.
Altura carril	0.159 m.
Ancho patín carril	0.140 m.
Ancho de la traviesa	0.290 m.
Canto medio de la traviesa	0.205 m.
Espesor de balasto	0.300 m.
Espesor de hormigón de relleno	0.236 m.
Canto losa superior del marco	0.750 m.
Entrevía (mínima posible)	2.072 m.

Vías AVE

Separación longitudinal ejes extremos	4.800 m.
Separación entre ejes carriles	1.505 m.
Altura carril	0.159 m.
Ancho patín carril	0.140 m.
Ancho de la traviesa	0.290 m.
Canto medio de la traviesa	0.205 m.
Espesor de balasto	0.300 m.
Espesor de hormigón de relleno	1.086 m.
Canto losa superior del marco	1.200 m.
Entrevía (mínima posible)	2.840 m.

Longitud de reparto

Vías RENFE	4.812m.
Vías AVE	4.871m.

Ancho de reparto

Vías RENFE

1 vía =	3.810 m.
2 vías =	7.620 m.

Ancho de reparto

Vías AVE

1 vía =	3.201 m.
2 vías =	9.206 m.

Ancho eficaz para cargas centradas en la losa superior

$b_1 = (b + Kl_y) / (l_x + Kl_y) \times l_x$ si $l_x \leq 3Kl_y$

$b_1 = (3/4xb) + (3/4xKl_y)$ si $l_x \geq 3Kl_y$

Siendo

b_1 = ancho eficaz

b = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga

K = Coeficiente de empotramiento en los apoyos, de valor 0.5 para el caso de bordes empotrados

l_y = Longitud del borde libre

l_x = Longitud del borde sustentado

Vías RENFE

1 vía =	7.916 m.

2 vías =	10.774 m.

Vías AVE

1 vía =	7.465 m.
2 vías =	11.968 m.

Coeficiente de impacto según formula de la Instrucción española

$I = 65 * Nu / (1 - Nu + Nu^2)$ siendo $Nu = V * T / (2 * L)$ y el periodo $1/T = c * (E * I / M * L^4)^{1/2}$

M = masa permanente = carga permanente losa superior / 9.8 =	341.740 Kg / m^2 * seg. $^{-2}$
L = longitud de cálculo / coseno esviaje =	13.490 m
$I = 1/12 * 1.00 * 0.750^3 =$	0.035 m^4
$E = 19000 * Fck^{1/2} =$	2.726 x 10^9 Kg /m^2
V = 200 km/h =	200.000 km/h
Rs = rigidez de la losa superior = $1/12 * 1.00 * 1.200^3 / 13.4903 =$	0.00261
Rh = rigidez del hastial = $1/12 * 1.00 * 1.200^3 / 10.215 =$	0.00595
Coeficiente de reparto = Rs / (Rs + Rh) =	0.30469
C = 3.56 - (3.56 - 1.57) * coef. reparto =	2.95367
1/T =	8.59547 seg-1
Nu =	0.8624
I =	63.6036
Ci =	1.63604

Coeficiente de impacto según formula del EC1 – 1.3

$\phi = 1.44 / ((L_\phi)^{1/2} - 0.2) + 0.82 < 1.67$ donde $L_\phi = L$

L = longitud de cálculo / coseno esviaje =	13.504 m
ϕ =	1.23449

Vías RENFE

Tren tipo A

Sobrecarga móvil

Tren sobre hastial

1 vía - 90 * 1.63604 / (4.812*3.810) =	8.03128 t/m
2 vías - 2 * 90 * 1.63604 / (4.812*7.620) =	8.03128 t/m

Tren centrado sobre losa superior

1 vía - 90 * 1.63604 / (4.812* 8.129) =	3.86532 t/m
2 vías - 2 * 90 * 1.63604 / (4.812* 10.904) =	5.68027 t/m

Tren tipo B

Sobrecarga móvil

1 vía - 12 * 1.63604 / 3.810 =	5.15287 t/m
2 vías - 2 * 12 * 1.63604 / 7.620 =	5.15287 t/m

Vías AVE

Tren tipo A

Sobrecarga móvil

Tren sobre hastial

1 vía	7.374 t/m
2 vías	5.127 t/m

Tren centrado sobre losa superior

1 vía	3.162 t/m
2 vías	3.944 t/m

Tren tipo B

Sobrecarga móvil

1 vía	5.643 t/m
2 vías	3.924 t/m

2.2.8. ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES

Losa superior. Carga móvil

Vías RENFE

Frenado tren A = 0.92971 t

En puentes de vía única F = 1/8 x 90 x Cos β / L
En puentes de vía doble F = 1/8 x (1 + 0.9) x 90 x Cos β / L
En puentes de vías múltiples F = 1/8 x 90 x (1 + 0.9 + (N-2) x 0.7) x Cos β / L

Frenado tren B = 1.79125 t

En puentes de vía única F = 1/8 x 12 x A x Cos β / L
En puentes de vía doble F = 1/8 x (12 x A) x (1+ 0.9) x Cos β / L
En puentes de vías múltiples F = 1/8 x (1 + 0.9 + (N-2) x 0.7) x (12 x A) x Cos β / L

Donde:

F = fuerza de frenado
β = Ángulo de esviaje
L = longitud de la losa superior
N = número de vías
A = longitud de vía sobre el puente

Vías AVE

Frenado tren tipo = 1.38284 t
F = 1/4 x sobrecarga x nº de vías / L

Losa superior. Empuje sísmico 0.02493 t/m

Hastiales - Carga permanente

Empuje activo de tierras - lado superior	0.69927 t/m
Empuje activo de tierras - lado inferior	7.16877 t/m
Empuje en reposo de tierras - lado superior	1.0489 t/m
Empuje en reposo de tierras - lado inferior	10.7532 t/m
Empuje nivel freático	
Cota nivel freático desde losa inferior	6.43 m.
Empuje en cota inferior	6.43 t/m

Hastiales - Carga móvil

Vías RENFE

Sobrecarga tren A en un lateral - empuje en reposo	1.89342 t/m
Sobrecarga tren B en un lateral - empuje en reposo	1.71762 t/m

Vías AVE

Sobrecarga tren en un lateral - empuje activo	3.68678 t/m

Hastiales – Empuje sísmico

Empuje debido al sismo - lado superior	5.41374 t/m
Empuje debido al sismo - lado inferior	0.000 t/m

Losa inferior - Carga permanente

Empuje nivel freático	6.43 t/m

2.2.9. ESFUERZOS MÁXIMOS

El listado de esfuerzos máximos se encuentra en el anejo de cálculos matemáticos (Capítulo 3)

2.2.10. - DIMENSIONAMIENTO ARMADURAS

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

LOSA INFERIOR

EMPOTRAMIENTO EN HASTIALES

Dimensiones de la sección

Largo	1	m
Alto	0,9	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales

Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección

Momento (M)	307,80	mt/m
Axil (Nd)	70,98	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x f) =	335,13	mt/m

Capacidad mecánica del hormigón (U_o) 1194,96 t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ = 0,33

$\nu = N_d/U_o$ = 0,06

$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ = 0,38

Capacidad mecanica del acero Us = ω x Uo = 458,43 t/m

Area de la armadura necesaria 105,44 cm2

Armadura 22 ϕ 25 pml

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H

Wk lim = 0,3

Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,15 ----------> CUMPLE

Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 117,64 t./m

Vu1 421,75 t./m

CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 39,82 t./m

Armadura para cortante residual

Vsu = 77,82 t/m

Armadura c ϕ 8 a 10 cm.

02e012/4

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

LOSA INFERIOR

CENTRO DEL VANO

Dimensiones de la sección

Largo	1	m
Alto	0,9	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales

Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección

Momento (M)	209,16	mt/m
Axil (Nd)	20,26	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	216,96	mt/m

Capacidad mecánica del hormigón (U_o) 1194,96 t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,22
$\nu = N_d/U_o$ =	0,02
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,24

Capacidad mecanica del acero Us = ω x Uo = 292,33 t/m
Area de la armadura necesaria 67,24 cm2

Armadura 14 ϕ 25 pml

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H
Wk lim = 0,3
Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,18 ----------> CUMPLE
Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 28,192 t./m
Vu1 421,75 t./m
CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 34,25 t./m
Armadura para cortante residual
Vsu = 68,72 t/m

Vsu c ϕ 8 a 30 cm.

02e012/4

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

HASTIALES

EMPOTRAMIENTO EN LOSA INFERIOR

Dimensiones de la sección

Largo	1	m
Alto	0,9	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales

Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección

Momento (M)	307,81	mt/m
Axil (Nd)	123,85	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	355,49	mt/m

Capacidad mecánica del hormigón (U_o) 1194,96 t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,35
$\nu = N_d/U_o$ =	0,10
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,37

Capacidad mecanica del acero Us = ω x Uo = 446,24 t/m
Area de la armadura necesaria 102,63 cm2

Armadura 21 ϕ 25 pml
Armadura longitudinal 4 ϕ 25 pml

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H
Wk lim = 0,3
Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,17 ----------> CUMPLE
Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 139,586 t./m
Vu1 421,75 t./m
CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 39,21 t./m
Armadura para cortante residual
Vsu = 103,08 t/m

Vsu c ϕ 8 a 9 cm.

02e012/4

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

HASTIALES

CENTRO DEL HASTIAL

Dimensiones de la sección

Largo	1	m
Alto	0,9	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales

Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección

Momento (M)	117,21	mt/m
Axil (Nd)	28,08	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	128,02	mt/m

Capacidad mecánica del hormigón (U_o) 1194,96 t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,13
$\nu = N_d/U_o$ =	0,02
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,12

Capacidad mecanica del acero	Us = ω x Uo =	142,97	t/m
Area de la armadura necesaria		32,88	cm2

Armadura 8 ϕ 25 pml
Armadura longitudinal 5 ϕ 16 pml

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H
Wk lim = 0,3
Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,26 ----------> CUMPLE
Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 16,323 t./m
Vu1 421,75 t./m
CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 27,19 t./m
Armadura minima Vsu = 0.02 x fcd x b x d
Vsu = 34,36 t/m

Vsu c ϕ 8 a 30 cm.

02e012/4

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

HASTIALES

EMPOTRAMIENTO EN LOSA SUPERIOR - ZONA LIBRE

Dimensiones de la sección

Largo	1	m
Alto	0,9	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales

Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección

Momento (M)	234,63	mt/m
Axil (Nd)	113,91	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	278,48	mt/m

Capacidad mecánica del hormigón (U_o) 1194,96 t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,28
$\nu = N_d/U_o$ =	0,10
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,26

Capacidad mecanica del acero	Us = ω x Uo =	307,46	t/m
Area de la armadura necesaria		70,71	cm2

Armadura 15 ϕ 25 pml
Armadura longitudinal 4 ϕ 25 pml

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H
Wk lim = 0,3
Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,17 ----------> CUMPLE
Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 56,603 t./m
Vu1 421,75 t./m
CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 35,05 t./m
Armadura para cortante residual
Vsu = 73,63 t/m

Vsu c ϕ 8 a 30 cm.

02e012/4

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

HASTIAL

EMPOTRAMIENTO EN LOSA SUPERIOR - ZONA CARTELAS

Dimensiones de la sección		
Largo	1	m
Alto	1,4	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales		
Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección		
Momento (M)	285,14	mt/m
Axil (Nd)	108,49	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	354,03	mt/m
Capacidad mecánica del hormigón (U_o)	1903,29	t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,14
$\nu = N_d/U_o$ =	0,06
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,10

Capacidad mecanica del acero	Us = ω x Uo =	191,50	t/m
Area de la armadura necesaria		44,05	cm2

Armadura **10 ϕ 25 pml**

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H
Wk lim = 0,3
Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,33 ----------> NO CUMPLE
Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 58,653 t./m
Vu1 671,75 t./m
CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 38,92 t./m
Armadura para cortante residual
Vsu = 49,09 t/m

Vsu **c ϕ 8 a 30 cm.**

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

LOSA SUPERIOR

EMPOTRAMIENTO EN HASTIAL - ZONA CARTELAS

Dimensiones de la sección		
Largo	1	m
Alto	1,25	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales		
Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección		
Momento (M)	285,16	mt/m
Axil (Nd)	58,97	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	318,18	mt/m
Capacidad mecánica del hormigón (U_o)	1690,79	t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,16
$\nu = N_d/U_o$ =	0,03
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,15

Capacidad mecanica del acero	Us = ω x Uo =	249,67	t/m
Area de la armadura necesaria		57,42	cm2

Armadura **12 ϕ 25 pml**

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H
Wk lim = 0,3
Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,28 ----------> CUMPLE
Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 108,553 t./m
Vu1 596,75 t./m
CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 38,87 t./m
Armadura para cortante residual
Vsu = 58,90 t/m

Vsu **c ϕ 8 a 19 cm.**

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

LOSA SUPERIOR

EMPOTRAMIENTO EN HASTIALES - Zona libre

Dimensiones de la sección

Largo	1	m
Alto	0,75	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales

Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección

Momento (M)	92,15	mt/m
Axil (Nd)	58,97	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	110,13	mt/m
Capacidad mecánica del hormigón (U_o)	982,46	t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,16
$\nu = N_d/U_o$ =	0,06
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,13

Capacidad mecanica del acero	Us = ω x Uo =	125,51	t/m
Area de la armadura necesaria		28,87	cm2

Armadura **8 ϕ 25 pml**

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H

Wk lim = 0,3

Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,25 ----------> CUMPLE

Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 77,075 t./m

Vu1 346,75 t./m

CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 23,43 t./m

Armadura para cortante residual

Vsu = 29,45 t/m

Vsu **c ϕ 8 a 17 cm.**

02e012/4

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

LOSA SUPERIOR

CENTRO DEL VANO

Dimensiones de la sección

Largo	1	m
Alto	0,75	m
Recubrimientos	0,04	m

Resistencia caracteristica de los materiales

Hormigón	250	kg/cm2
Acero	5000	kg/cm2

Esfuerzos en la sección

Momento (M)	143,76	mt/m
Axil (Nd)	15,92	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ	148,69	mt/m
Capacidad mecánica del hormigón (U_o)	982,46	t/m

$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,22
$\nu = N_d/U_o$ =	0,02
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,25

Capacidad mecanica del acero	Us = ω x Uo =	245,28	t/m
Area de la armadura necesaria		56,41	cm2

Armadura **12 ϕ 25 pml**

COMPROBACION DE FISURACION Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE

Ambiente IIa, IIb, H

Wk lim = 0,3

Wk = 1.7 S_m ε_{sm} = 0,18 ----------> CUMPLE

Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)

CALCULO DE CORTANTE

Vd 10,822 t./m

Vu1 346,75 t./m

CUMPLE, CORTANTE POR COMPRESION DEL ALMA

Vcu = 29,52 t./m

Armadura minima Vsu = 0.02 x fcd x b x d

Vsu = 58,90 t/m

Vsu **c ϕ 8 a 30 cm.**

02e012/4

2.2.11. – REACCION DEL TERRENO

REACCION DEL TERRENO

Para el cálculo de la carga sobre el terreno y dadas las características del proceso constructivo se van a considerar la combinación de cargas mas desfavorables sin mayorar y sin considerar el efecto del coeficiente de impacto en las hipotesis de carga de tren sobre la estructura, de acuerdo con lo establecido en la Instrucción para el cálculo de puentes para el ferrocarril.

Carga en el nudo 1 debido a las cargas permanentes	9,63 t
Carga en el nudo 1 debido al tren en un lateral	0,00 t
Carga en el nudo 1 debido al tren sobre la estructura	3,78 t
Carga en el nudo 1 debido al frenado	0,36 t
Carga total en el nudo 1 (c)	13,77 t
Longitud de la barra 1(d)	1,35
Espesor del hastial (e)	0,90
Ancho de reparto de la carga (f) = d/2+e/2	1,12 m2
Reacción máxima del terreno (a) = c/f	**12,25 t/m2**
Altura de tierras a considerar	11,94
Densidad media del terreno	1,88
Peso del terreno desalojado (b)	**22,45 t/m2**
Tensión máxima admisible	20,00 t/m2
RESULTANTE (a-b)	**-10,20 t/m2 ---------> CUMPLE**

02e012/4

2.2.12. - CALCULO DE ESFUERZOS. ESTUDIO LONGITUDINAL

ESTUDIO DE TORSION EN LOS BORDES

Para el estudio de la torsión vamos a estudiar que es lo que ocurre en el ancho de reparto para una vía, supuesto en los extremos la obra de fábrica. El coeficiente de impacto a utilizar es el mismo utilizado en el estudio longitudinal.

Ci = 1,234
La excentricidad (e) es: 0,848 m.

Luego el momento en esa sección (Mto) es: 15,70 mt.

Con estos valores el momento en el centro del vano (Ma) es: 18,66 mt
y el valor del momento en el apoyo (Mb) es: 42,22 mt

a) Sección virtual

Co = 0,08 m.
hc = 0,15 m.
dc= 0,75 m.
bc = 3,80 m.
Vc = 9,12 m.
Ac = 2,87 m.

b) Bielas comprimidas

Tu1 = 252,20
Td = 67,55
Vu1 = 1.404,3
Vrd = 77,08

Td / Tu1 + Vrd / Vu1 = 0,32272115 <1 luego cumple

Armaduras

At/s = 0,01
Cortante **c** ϕ **8** **a** **20** **cm**

U = 47,48984 t
Flector **24** ϕ **12**

02e012/4

2.3. - FRENTE DE AVANCE

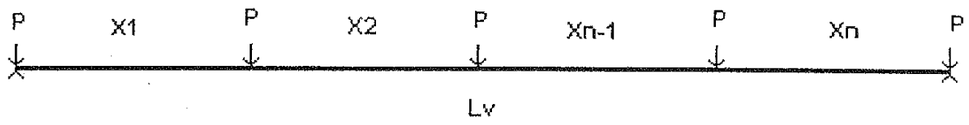
ATROS ESPAÑA S.A.

2.3.1. - FRENTE DE SOSTENIMIENTO

FRENTE DE SUSTENTACION DE VIGAS DE MANIOBRA

La zona de sustentación de las vigas de maniobra esta sometida a los esfuerzos debidos a su peso propio y a los que le transmiten las vigas metálicas de apeo transversal cuyo valor es de:

Nº de vigas (Nv) = 8
P = 30,90 T.



Hipótesis 1: Zona de apoyo empotrada en hastiales

El momento en cara superior es :
Mto = Pp x Lv^2/12 + P x Lv x (n^2-1) / (12 x n)
Mto = 295,08 mT.
Md = 294,34 mts
Uo = 1853,15574 T.
Us = 485,62 T.
Armadura 23 ϕ 25

Disponemos la armadura de la cara superior en dos capas, una primera con los 2/3 de la armadura que ocupa toda la longitud de la viga y una segunda con 1/3 de la armadura que ocupa los dos tercios extremos de la viga.

Hipótesis 2: Zona de apoyo apoyada en hastiales

El momento en cara inferior es :
Mto= Pp x Lv^2/8 + ((n^2-1)/(8xn) x P x Lv)
Mto = 442,62 mT.
Md = 353,21 mts
Us = 615,26 T.
Armadura 29 ϕ 25

Disponemos la armadura de la cara inferior en dos capas, una primera con los 2/3 de la armadura que ocupa toda la longitud de la viga y una segunda con 1/3 de la armadura que ocupa los dos tercios centrales de la viga.

Armadura para esfuerzo cortante

El cortante máximo se producirá en la zona de empotramiento de la viga de apoyo con los hastiales y su valor sera de:
Q = Pp x Lv / 2 + P x (N-1) / 2
Q = 117,997656 T
Vd = 156,936882 T
Vu1= 654,054967 T

Vcu = 85,9513614
Vsu = 70,9855207
Armadura 2 c ϕ 12 a 15

2.3.2. - FRENTE DE HASTIALES

FRENTE DE HASTIALES

Armaduras de refuerzos superiores

Deben absorber los esfuerzos que le transmite la zona de apoyo de las riostras transversales.

Mto = (118,00 + 30,90) x 11,73 + 1,70 ^2/6 x 26,1 = 1759,14 mT
Md = 1759,14 x 1,33 x 0,65 = 1520,78 mT
Uc = 14.850,00 T.
Us = 135,35 T.
Disponemos como armadura de refuerzo en la parte superior del frente de avance de los hastiales.

6 ϕ 32

atados con c ϕ 8 a 30 cm. dispuestos en forma de viga y como continuación de los refuerzos de los nudos superiores del marco que ayudaran a su vez al amarre de las armaduras de la zona de apoyo de las riostras transversales.

Armaduras horizontales

Disponemos como armadura horizontal del frente de avance en el lado de las tierras.

ϕ 20 a 25 cm.

que absorben los empujes de las tierras, de las sobrecargas (3 T/m2) y de las sobrecargas accidentales en período de avance.
En el lado libre disponemos como armadura horizontal.

ϕ 20 a 25

Armaduras verticales

Disponemos como armadura vertical del frente de avance en el lado de las tierras.

8 ϕ 25 pml

para solapar con las armaduras de la viga de sostenimiento y resistir el momento negativo que le pueda transmitir.
En el lado libre disponemos como armadura vertical.

10 ϕ 16 pml

Refuerzo frente de losa inferior
Disponemos como refuerzo en el frente de la losa inferior para absorber la reacción del terreno al inicio del empuje

Momento en cara superior		369 mT ->	Us =	471,54	T ->	35	ϕ	20	
Momento en cara inferior		224,2 mT ->	Us =	273,27	T ->	21	ϕ	20	
Cortante	153,96 T	Vcu = 83,27	T.	Vs =	70,695 t ->	2c	ϕ	12 a	20

02e012/4

2.4. - MURO DE REACCION

MURO DE REACCION

Al comienzo del empuje

La fuerza que deben vencer los gatos en el arranque es de: 4812 x 0.75 = 3609,3 t/m
de modo que las fuerzas que actuan sobre el muro en ese momento son:

P = 3609,3 / 13,99 = 257,99 t/m
R = 20 x X / 2 (Para una tensión máxima admisible de 20 T/m2)
F= 2,80 x 6,50 x 2.5 x 0.75 = 34,13 t/m

Expresando el equilibrio de momentos del muro

77,40 = 65,98 + 20 x X / 2 x (3,60 - X / 3)
De donde X = 2,37 ---> R = 23,70 t/m

Expresando el equilibrio de fuerzas en el muro

257,99 + 34,13 - 23,70 = 268,42 t/m

Disponemos como armadura principal 2 ϕ 25 a 20 en cada cara
Armadura secundaria de la plataforma 2 ϕ 12 a 20 en cada cara

Las armaduras de refuerzo tendran longitudes alternadas de 20 y 40,667 mts.

Al salir de la solera

La fuerza que deben vencer los gatos en el momento de rozamiento maximo es de:

4812,4 +1 x 1093 = 5905,4 t/m

El esfuerzo que el muro transmite al terreno es de

422,12 - 16,511 - 40 - 34,13 = 331,46

La fuerza máxima que el muro puede transmitir al terreno sin llegar al colapso es de:

250,09

Luego hay que cargar la solera con 1,3 mts. para equilibrar los esfuerzos.

Armaduras

En estas condiciones las armaduras son:

M (-) = 113,24 mt/m
Md(-) = 150,61 mt/m
Uc = 417 t/m
Us (-) = 59,379 t/m

Disponemos en la cara de contacto con las tierras como armadura vertical

5 ϕ 20 pml

y como armadura horizontal

5 ϕ 12 pml

M (+) = 28,55 mt/m
Md(+) = 37,972 mt/m
Us (+) = 16,68 t/m

Disponemos en la cara de contacto con los gatos como armadura vertical

5 ϕ 16 pml

y como armadura horizontal

5 ϕ 12 pml

PLATAFORMA DE DESLIZAMIENTO

La plataforma sobre la que se construira y se deslizara la estructura tiene un espesor de 20 cm.
uniendose al muro de reacción mediante armaduras que le ayudan a resistir el tirón de los gatos. Su disposición y detalle puede verse en los planos correspondientes, donde se aprecia tambien la armadura de los topes laterales o guias de la estructura.
La armadura de la plataforma de deslizamiento, tanto inferior como superior consiste en una malla ortogonal de:

ϕ 25 a 20 en cada cara

y los refuerzos en redondos longitudinales de

ϕ 12 a 20 en cada cara

de 20,33 y 40,67 m de longitud colocados alternos con la armadura normal

CONTRASOLERA DE EMPUJE

Sobre la plataforma de deslizamiento anterior se hormigonará la contrasolera de empuje una vez eliminada la lámina de polietileno, cuya misión es la de facilitar el apoyo de los gatos y hacer de reacción en el empuje, transmitiendo los esfuerzos al muro. Su canto es de 40 cm. y se ejecutará diariamente una vez finalizado el empuje de la jornada.
La resistencia del hormigón será capaz de dar 120 kg/cm2 a las 12 horas, utilizando acelerante de fraguado si fuera preciso y en todo caso cemento de fraguado rápido.
En la zona frontal se dispondrá una armadura que reparta los esfuerzos consistente en una viga con 8 ϕ 20 longitudinales envueltos con cercos ϕ 10 a 20 cm. y ejecutada con anterioridad a su colocación que debe ser instantanea.

2.5. - VIGAS DE MANIOBRA

VIGAS TRANSVERSALES DE MANIOBRA

Para el apeo de las vías dispondremos vigas metálicas formadas por dos perfiles metálicos, distribuidas transversalmente por el ancho de la estructura, que apoyan por un lado en la viga de sostenimiento (o parte frontal de la losa superior) y por otro en un castillete de traviesas, o dispositivo similar, dispuesto a tal efecto de modo que la longitud entre apoyos no sea superior a 12 m. y la separación entre vigas de maniobra (Sv) de:

Sv =	1,81 mts.		
Nº de vigas de maniobra	8		
La separación esviada entre ejes de carriles (S) es de	1,62	mts.	
La entrevía esviada (E) es de	2,16	mts.	
Las vigas metálicas de sustentación son	HEB-400		
El peso propio de las vigas (Pp) es	0,31	t/m	
La sobrecarga lineal máxima sobre las vías (q) es	12	t/m	
La sobrecarga máxima sobre las vigas (P=q*Sv/2) es	10,864	t	
Mto = Pp*12^2/8 + P/2 *((6-S)+6+(6-E)+(6-(E+S))	94,872	mT.	
σ = Mto/W	1647,1	Kg/cm2	< 2600 / 1.5

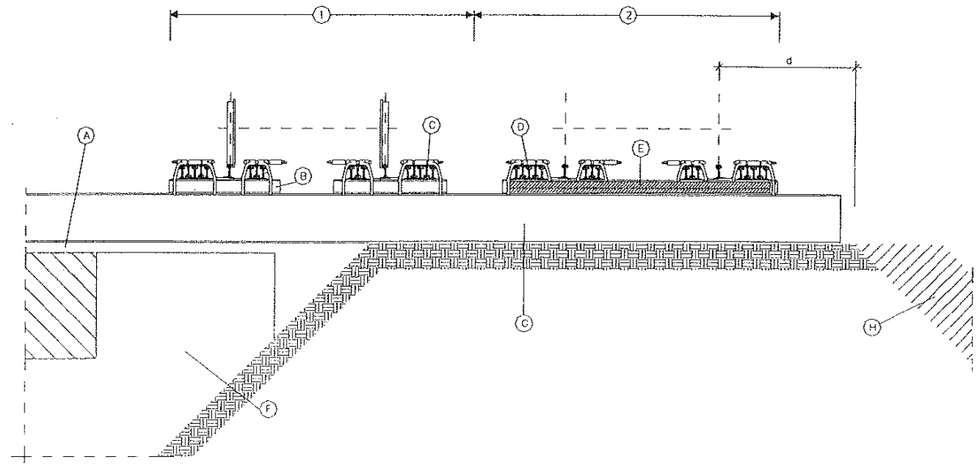
El cortante máximo se produce en el momento de coincidencia de la viga de sostenimiento con el primer carril de la 1ª vía

Q=Pp*(7-S+(6+S)/2)+(P/(6+S))*((6+S)+6+(6-E)+(6-E-S))	30,901	t.	
τ =Q*Sx/(I*e)	321,44	Kg/cm2	< (2600 / 1.5)/3^0.5

02e012/4

La colocación del apeo y las vigas de maniobra se realizara de acuerdo con los siguientes esquemas:

Esquema 1: Colocación de vigas de maniobra



LEYENDA:

1 – Seccion sobre la viga de union de los paquetes de carriles
2 – Seccion sobre las traviesas de madera
A – Rodillos de deslizamiento
B – Viga de conexion de los paquetes de carriles
C – Abrazaderas de union
D – Paquetes de sujeccion de la via
E – Traviesas de madera
F – Estructura monolitica
G – Viga de maniobra
H – Terraplen adosado si d es menor de 6.90 metros

ATROS ESPAÑA S.A.

2.6. – ALETAS

Refª 02E12/4

MUROS DE CERRAMIENTO

Las aletas que acompañan a la estructura en su traslación tienen un espesor medio de
0,900 mts. y una altura variable entre 10,140 y 10,140 mts.

y estarán dimensionadas para una sobrecarga de 0,4 t/m2 en su parte superior

La altura de calculo (Hc) por lo tanto sera : 10,14 mts

Con estos valores los esfuerzos a los que esta sometida la aleta son:

Mto = 1/2 * Hc^2 * dt * 0.333 * 1/3 * Hc + S * Hc * 0,333
donde
dt (densidad del terreno) = 1,9 t/m3
S (sobrecarga) = 0,4 t/m2

Mto =	115,74	mt/m
Axil =	22,82	t/m
Md =	199,42	mt/m
Nd =	36,50	t/m

La capacidad mecánica del hormigón es:

Uo =	1218,33	t/m
μ =	0,19	
ν =	0,03	
ω =	0,20	

Luego Us = 239,5065801

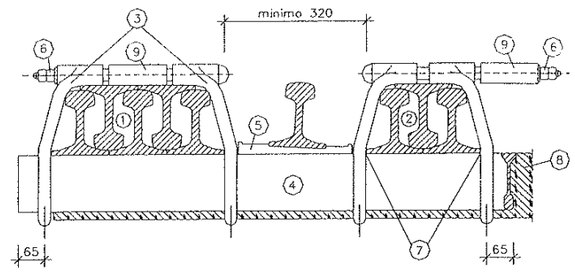
Disponemos como armadura vertical en el lado de las tierras la mayor de las siguientes:
15 ϕ **25** **pml**
2/3 de la armadura dispuesta en la sección de marco

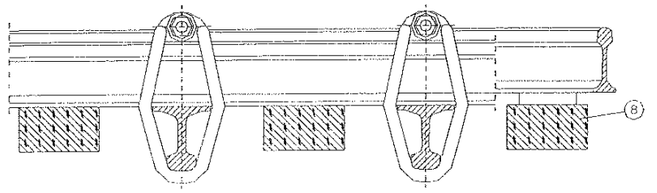
y como armadura horizontal continuamos con la dispuesta en el marco o:
4 ϕ **25** **pml**

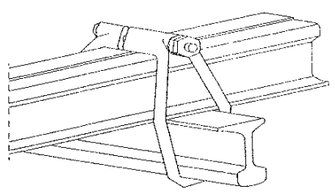
En la cara interior continua con la armadura de la cara interior del hastial en la zona de marco cerrado.

02e012/4

Esquema 2: Colocación de apeo







LEYENDA:
1 – 5 carriles de 54 kg/ml
2 – 3 carriles de 54 kg/ml
3 – Abrazadera
4 – Cupon carril de 54 kg/ml. (1.50 m.)
5 – Placa de apoyo sobre cupon
6 – Apriete abrazadera.No apretar hasta que no este apoyado en los patines
7 – Posicion de apriete
8 – Traviesa de madera
9 – Casquillo separador

Refª 02E12/4

P.I. BAJO EL FC. EN EL TUNEL DE CAN TUNIS EN BARCELONA

ATROS

ESPAÑA

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg 2853
Fecha 25-11-05
CAN TUNIS - D - CT - C - 013210.

INDICE

1. ANEJO DE CALCULO
   1.1. DESCRIPCION
   1.2. CALCULO DEL MARCO
      1.2.1. OBJETO
      1.2.2. ALCANCE
      1.2.3. CODIGOS APLICABLES
      1.2.4. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES
      1.2.5. ANALISIS ESTRUCTURAL. HIPOTESIS DE CALCULO
      1.2.6. CALCULO DE ESFUERZOS. ESTUDIO TRANSVERSAL
      1.2.7. ANALISIS DE CARGAS VERTICALES
      1.2.8. ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES
      1.2.9. ESFUERZOS MAXIMOS
      1.2.10. DIMENSIONAMIENTO. ARMADURAS

2. ANEJO DE CÁLCULOS MATEMATICOS

1. - ANEJO DE CALCULO

Debido a un problema con el montaje de la armadura se han montado las barras 15, 18, 29 y 30 con una separación entre las mismas de 11.11 cm en lugar de los 10 cm marcados en los planos.

Por este motivo pasamos a recalcular la estructura comprobando la validez de la misma en su caso.

Como la zona de apoyo de la losa inferior va a ser consolidada mediante columnas de Jet-Grouting, antes de la realización del emplazamiento, podemos suponer que el coeficiente de balasto en dicha zona es muy superior a 1 kg/cm3 como se había supuesto en el cálculo anterior. Del lado de la seguridad se va a tomar dicho coeficiente de balasto con un valor de 2 kg/cm3.

Con este parámetro pasamos a recalcular la estructura y a comprobar la armadura necesaria en la losa inferior y en la parte inferior de los hastiales.

1.1. - DESCRIPCION

1.1. DESCRIPCION

La obra consiste en la ejecución de un pórtico cerrado que construido en las proximidades de su emplazamiento definitivo, se trasladará posteriormente mediante empuje oleodinámico en sentido transversal a la vía.

Las características físicas y geométricas son las siguientes:

Longitud de la obra de fábrica (Losa superior)	53.330 m
Oblicuidad o esviaje medio	20.329 º
Luz libre en normal	11.750 m
Espesor del hastial izquierdo	0.900 m
Espesor del hastial derecho	0.900 m
Altura libre	5.500 m
Espesor de losa inferior	0.900 m
Longitud cartelas losa superior	1.500 m
Altura cartelas losa superior	0.500 m
Espesor de losa superior	0.750 m
Distancia cabeza de carril - losa superior	0.900 m
Número de vías RENFE a soportar	4
Número de vías AVE a soportar	2

Pueden considerarse por lo tanto tres fases completamente diferenciadas

a) Ejecución de la estructura.
b) Empuje para su puesta en posición de uso
c) Demolición de la punta de avance y realización de los muros de acompañamiento necesarios.

1.2. - CALCULO DEL MARCO

1.2.1 - OBJETO

El objeto de este cálculo es la comprobación de la capacidad estructural del cajón que servirá de paso inferior al ferrocarril.

1.2.2. - ALCANCE

El desarrollo de este cálculo comprenderá:

- Desarrollo e implantación de los esfuerzos que actúan sobre la estructura discretizada.
- Asentamiento de las hipótesis de cálculo.
- Calculo de los esfuerzos máximos y mínimos.
- Obtención de la armadura necesaria.
- Comprobación del estado limite de fisuración.
- Tensiones que se transmiten al terreno.

1.2.3. - CODIGOS APLICABLES

Para el cálculo de las sobrecargas móviles que actúan sobre la estructura, vamos a seguir la Instrucción Relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes del Ferrocarril de 1975 y el Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Cargas de tráfico en puentes UNE-ENV 1991-3 Octubre 1997.

Para el calculo de los empujes horizontales vamos a aplicar la teoría de Coulomb que proporciona valores suficientemente aproximados.

En cuanto al dimensionamiento y comprobación de las diferentes secciones, vamos a seguir la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE) de 1999

1.2.4. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

A - Características mecánicas del terreno

Ángulo de rozamiento interno	30.000 º
Ángulo de rozamiento terreno - muro	0.000 º
Ángulo del talud del terreno	0.000 º
Densidad de las tierras	1.900 T/m^3
Densidad del relleno inerte	1.637 T/m^3
Inclinación del trasdos	0.000 cotg
Coeficiente de empuje activo horizontal	0.333
Coeficiente de empuje en reposo horizontal	0.500
Tensión admisible del terreno	20.000 T/m^2
Coeficiente de rozamiento terreno - zapata	0.500
Coeficiente de balasto	2.000 Kg/cm^3

B - Características mecánicas del hormigón

Densidad del hormigón en masa	2.300 T/m^3
Densidad del hormigón armado	2.500 T/m^3
Resistencia característica del marco y aleta*	250.000 Kp/cm^2
Resistencia característica del muro de empuje y solera*	250.000 Kp/cm^2
Nivel de control	Normal

*- La resistencia característica se obtendrá en probeta cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

C - Características del acero

Resistencia característica	5000.00 Kp/cm2
Recubrimiento en marco y aletas	4.00 cm
Recubrimiento en viga, muro y solera	2.00 cm
Nivel de control	Normal
Otros recubrimientos	3.00 cm

D - Sobrecarga considerada

Cargas en vías RENFE

Tren tipo A. Tres ejes de 30 Tn separados a 1.50 m cada uno

Tren tipo B. Sobrecarga uniforme de 12 Tn por ml.

Cargas en vías AVE

Modelo de carga 71

Modelo de carga SW1

1.2.5. ANALISIS ESTRUCTURAL - HIPOTESIS DE CALCULO

Para el cálculo de la estructura vamos a definir un marco formado por 19 nudos y 19 barras de acuerdo con los siguientes esquemas de nudos y barras (Ver esquemas 1 y 2).

Para el análisis de la estructura vamos a considerar las siguientes hipótesis de cargas (Ver esquemas 3 al 14).

Hipótesis 1 - Corresponde al peso propio de la estructura.

Hipótesis 2 - Corresponde a las cargas verticales permanentes.

Hipótesis 3 - Corresponde al empuje activo de tierras en ambos hastiales.

Hipótesis 4 - Corresponde al empuje en reposo de tierras en ambos hastiales incluso subpresión.

Hipótesis 5 - Corresponde al empuje activo de la sobrecarga del tren tipo A en un lateral.

Hipótesis 6 - Corresponde al empuje activo de la sobrecarga del tren tipo B en un lateral.

Hipótesis 7 - Corresponde a la sobrecarga del tren tipo A sobre un hastial de la losa superior

Hipótesis 8 - Corresponde a la sobrecarga del tren tipo A centrada sobre la losa superior.

Hipótesis 9 - Corresponde a la sobrecarga del tren B sobre la losa superior.

Hipótesis 10 - Corresponde al frenado del tren tipo A.

Hipótesis 11 - Corresponde al frenado del tren tipo B.

Hipótesis 12 - Corresponde a la carga sísmica.

Hipótesis 13 - Corresponde al empuje activo de la sobrecarga del tren de alta velocidad en un lateral.

Hipótesis 14 - Corresponde a la sobrecarga del tren modelo 71 sobre un hastial.

Hipótesis 15 - Corresponde a la sobrecarga del tren modelo 71 centrado sobre la losa superior.

Hipótesis 16 - Corresponde a la sobrecarga del tren SW1 sobre la losa superior.

Hipótesis 17 - Corresponde al frenado del tren de alta velocidad sobre la losa superior.

Esquema 1: Esquema de nudos

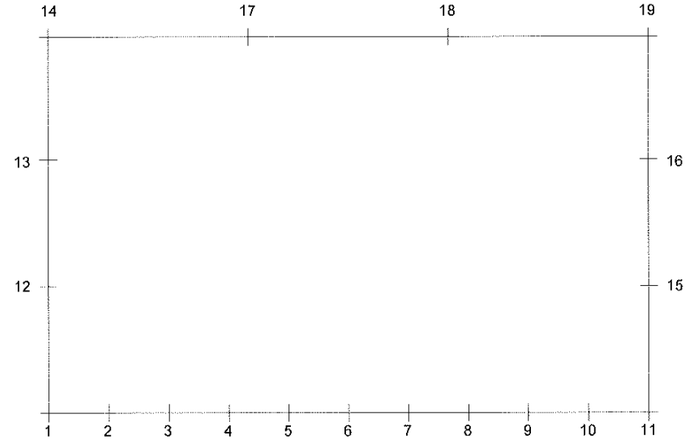


DIAGRAMA DE NUDOS

Esquema 2: Esquema de barras

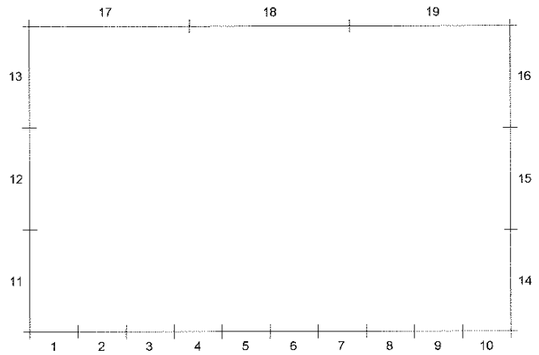
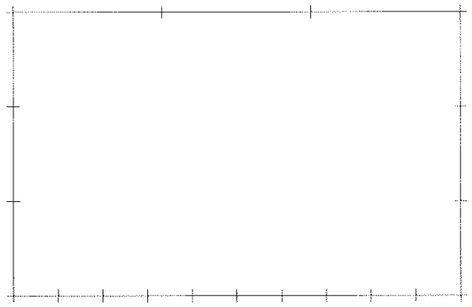


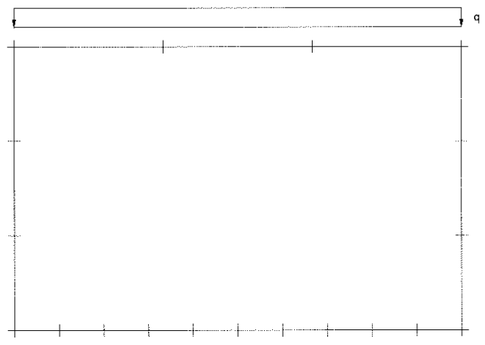
DIAGRAMA DE BARRAS

Esquema 3: Hipótesis 1



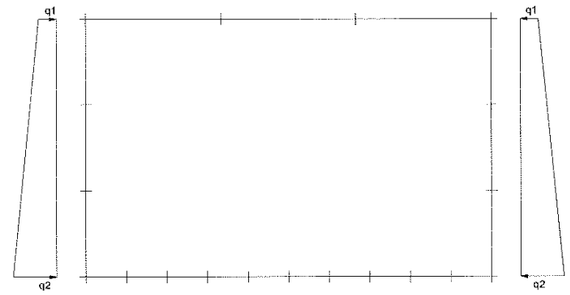
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 1
PESO PROPIO

Esquema 4: Hipótesis 2



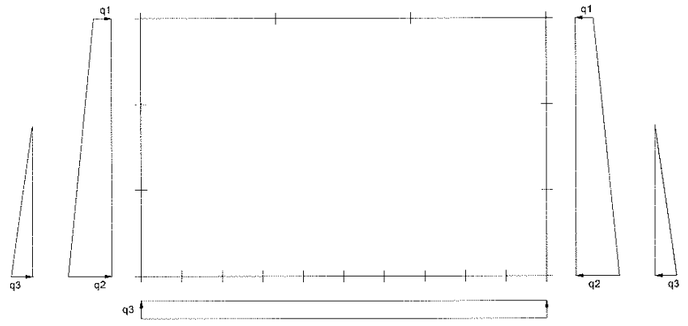
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 2
CARGAS PERMANENETES

Esquema 5: Hipótesis 3



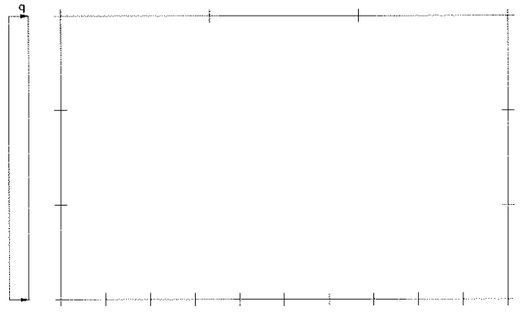
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 3
EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS

Esquema 6: Hipótesis 4



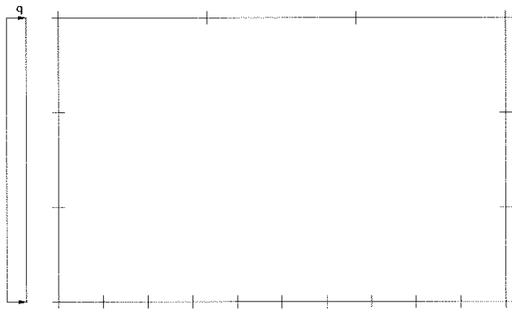
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 4
EMPUJE EN REPOSO DE TIERRAS Y SUBPRESION

Esquema 7: Hipótesis 5



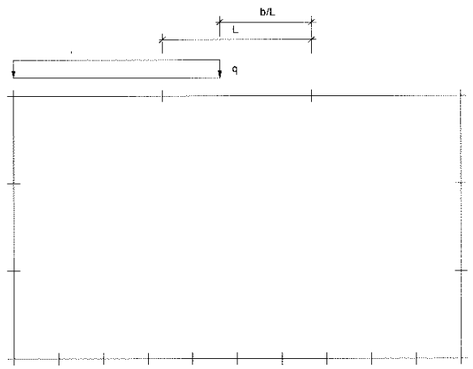
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 5
EMPUJE TREN A EN UN LATERAL

Esquema 8: Hipótesis 6



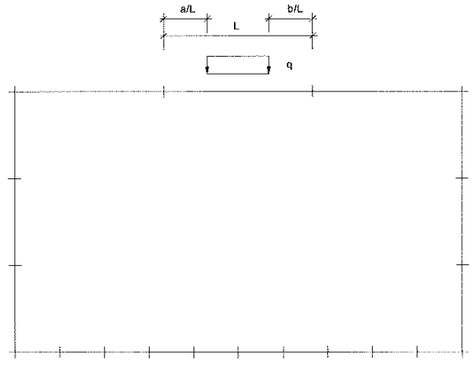
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 6
EMPUJE TREN B EN UN LATERAL

Esquema 9: Hipótesis 7



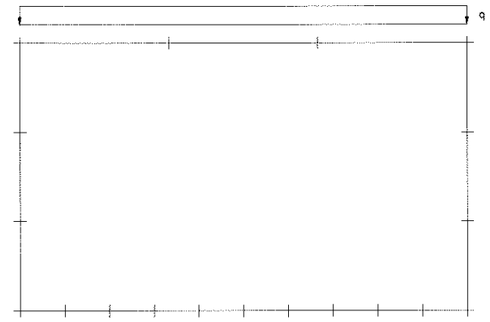
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 7
SOBRECARGA TREN TIPO A SOBRE UN HASTIAL

Esquema 10: Hipótesis 8



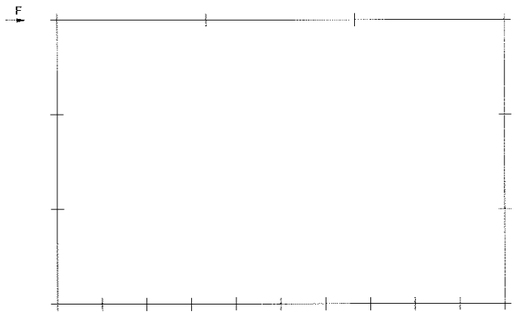
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 8
SOBRECARGA TREN TIPO A CENTRADO SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 11: Hipótesis 9



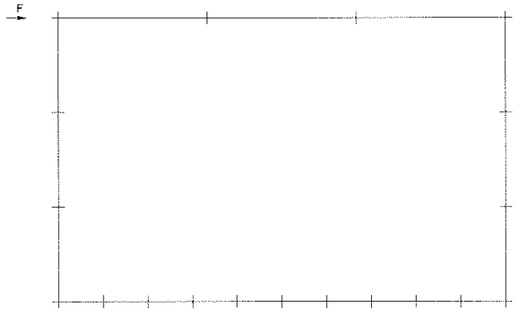
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 9
SOBRECARGA TREN TIPO B SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 12: Hipótesis 10



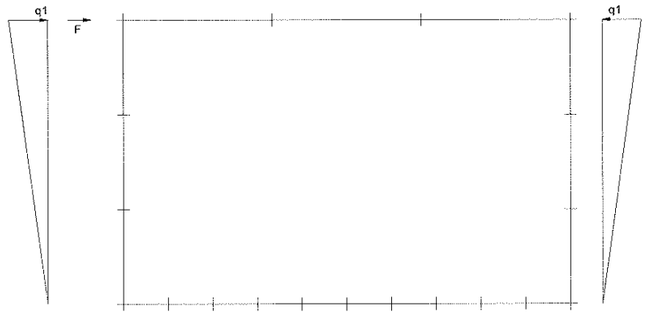
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 10
FRENADO TREN TIPO A

Esquema 13: Hipótesis 11



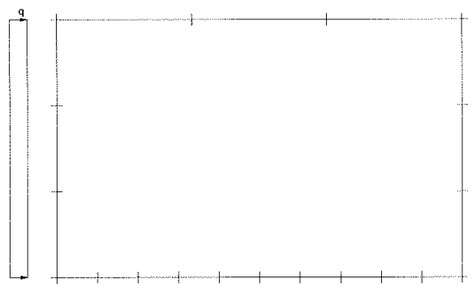
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 11
FRENADO TREN TIPO B

Esquema 14: Hipótesis 12



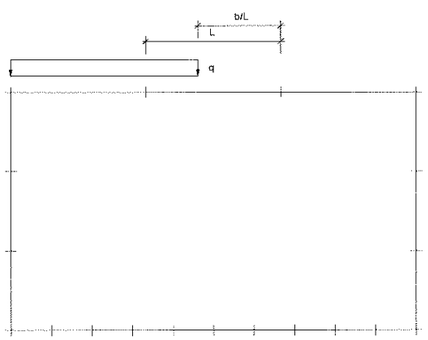
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 12
SISMO

Esquema 15: Hipótesis 13



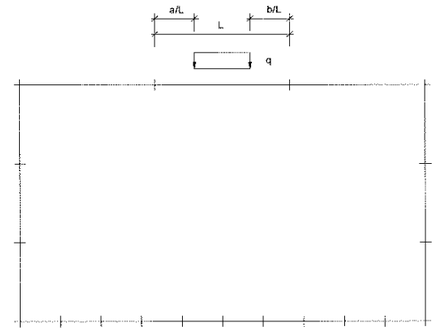
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 13
EMPUJE TREN TIPO ALTA VELOCIDAD EN UN LATERAL

Esquema 16: Hipótesis 14



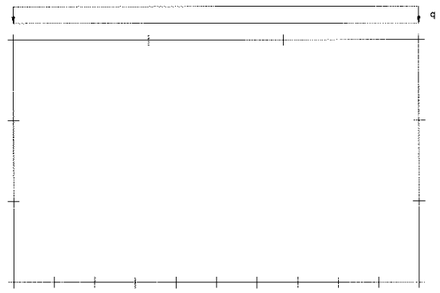
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 14
SOBRECARGA MODELO 71 SOBRE UN HASTIAL

Esquema 17: Hipótesis 15



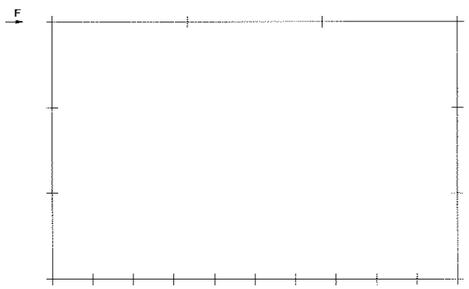
ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 15
SOBRECARGA MODELO 71 CENTRADO SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 18: Hipótesis 16



ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 16
SOBRECARGA MODELO SW1 SOBRE LOSA SUPERIOR

Esquema 19: Hipótesis 17



ESQUEMA DE CARGAS
HIPOTESIS Nº 17
FRENADO TREN TIPO LAV

La situación mas desfavorable la tendremos con alguna de las siguientes combinaciones de hipótesis.

a) Hipótesis 1
b) Hipótesis 1 + Hipótesis 4
c) Hipótesis 1 + Hipótesis 4 + Hipótesis 7

d) Hipótesis 1 + Hipótesis 4 + Hipótesis 8
e) Hipótesis 1 + Hipótesis 4 + Hipótesis 9
f) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 5
g) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 6
h) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3+ Hipótesis 7
i) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 8
j) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 9
k) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 7 + Hipótesis 10
l) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 8 + Hipótesis 10
m) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 6 + Hipótesis 9 + Hipótesis 11
n) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 7 + Hipótesis 10 + Hipótesis 12
o) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 8 + Hipótesis 10 + Hipótesis 12
p) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 6 + Hipótesis 9 + Hipótesis 11 + Hipótesis 12
q) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 13
r) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3+ Hipótesis 14
s) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 15
t) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 3 + Hipótesis 16
u) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 14 + Hipótesis 17
v) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 15 + Hipótesis 17
w) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 13 + Hipótesis 16 + Hipótesis 17
x) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 14 + Hipótesis 17 + Hipótesis 12
y) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 15 + Hipótesis 17 + Hipótesis 12
z) Hipótesis 1 + Hipótesis 2 + Hipótesis 4 + Hipótesis 13 + Hipótesis 16 + Hipótesis 17 + Hipótesis 12

1.2.6. CALCULO DE ESFUERZOS. ESTUDIO TRANSVERSAL

Se considera un reparto de carga uniforme en función del efecto distribuidor del sistema carril - traviesa - balasto - hormigón de relleno y el propio dintel, calculando el marco apoyado sobre una fundación elástica de acuerdo con la teoría del coeficiente de balasto y la combinación de hipótesis mas desfavorable, mediante un programa de cálculo matricial para estructura plana.

Los lados se suponen empotrados entre si, con un coeficiente de empotramiento que depende de sus propias rigideces.

La armadura no principal que se dispone tendrá al menos una cuantía geométrica del 25 % de la obtenida para la armadura principal, o bien la mínima requerida por la Instrucción en cada caso.

1.2.7. ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

Losa superior - carga permanente

Peso propio de la losa	=	1.875 tm/m^2
Sobrecarga fija	=	1.474 tm/m^2
		Total = 3.349 tm/m^2

Losa superior - carga móvil

Vías RENFE

Separación longitudinal ejes extremos	3.000 m.
Separación entre ejes carriles	1.738 m.
Altura carril	0.159 m.
Ancho patín carril	0.140 m.
Ancho de la traviesa	0.290 m.
Canto medio de la traviesa	0.205 m.
Espesor de balasto	0.300 m.
Espesor de hormigón de relleno	0.236 m.
Canto losa superior del marco	0.750 m.
Entrevía (mínima posible)	2.072 m.

Vías AVE

Separación longitudinal ejes extremos	4.800 m.
Separación entre ejes carriles	1.505 m.
Altura carril	0.159 m.
Ancho patín carril	0.140 m.
Ancho de la traviesa	0.290 m.
Canto medio de la traviesa	0.205 m.
Espesor de balasto	0.300 m.
Espesor de hormigón de relleno	1.086 m.
Canto losa superior del marco	1.200 m.
Entrevía (mínima posible)	2.840 m.

Longitud de reparto
- Vías RENFE 4.812m.
- Vías AVE 4.871m.

Ancho de reparto
Vías RENFE

1 vía =	3.810 m.
2 vías =	7.620 m.

Ancho de reparto
Vías AVE

1 vía =	3.201 m.
2 vías =	9.206 m.

Ancho eficaz para cargas centradas en la losa superior

$b_1 = (b + Kl_y) / (l_x + Kl_y) \times l_x$ si $l_x \leq 3Kl_y$
$b_1 = (3/4xb) + (3/4xKl_y)$ si $l_x \geq 3Kl_y$

Siendo

b_1 = ancho eficaz
b = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga
K = Coeficiente de empotramiento en los apoyos, de valor 0.5 para el caso de bordes empotrados
l_y = Longitud del borde libre
l_x = Longitud del borde sustentado

Vías RENFE
1 vía = 7.916 m.

2 vías = 10.774 m.

Vías AVE
1 vía = 7.465 m.
2 vías = 11.968 m.

Coeficiente de impacto según formula de la Instrucción española

$I = 65 * Nu / (1 - Nu + Nu^2)$ siendo $Nu = V * T / (2 * L)$ y el periodo $1/T = c * (E * I / M * L^4)^{1/2}$

M = masa permanente = carga permanente losa superior / 9.8 = 341.740 Kg / m^2 * seg. $^{-2}$
L = longitud de cálculo / coseno esviaje = 13.490 m
$I = 1/12 * 1.00 * 0.750^3 = 0.035\ m^4$
$E = 19000 * Fck^{1/2}$ = 2.726×10^9 Kg /m^2
V = 200 km/h = 200.000 km/h
Rs = rigidez de la losa superior = $1/12 * 1.00 * 1.200^3 / 13.4903$ = 0.00261
Rh = rigidez del hastial = $1/12 * 1.00 * 1.200^3 / 10.215$ = 0.00595
Coeficiente de reparto = Rs / (Rs + Rh) = 0.30469
C = 3.56 - (3.56 - 1.57) * coef. reparto = 2.95367
1/T = 8.59547 seg-1
Nu = 0.8624
I = 63.6036
Ci = 1.63604

Coeficiente de impacto según formula del EC1 – 1.3

$\phi = 1.44 / ((L_\phi)^{1/2} - 0.2) + 0.82 < 1.67$ donde $L_\phi = L$

L = longitud de cálculo / coseno esviaje = 13.504 m
ϕ = 1.23449

Vías RENFE

Tren tipo A

Sobrecarga móvil

Tren sobre hastial
1 vía - 90 * 1.63604 / (4.812*3.810) = 8.03128 t/m
2 vías - 2 * 90 * 1.63604 / (4.812*7.620) = 8.03128 t/m

Tren centrado sobre losa superior
1 vía - 90 * 1.63604 / (4.812* 8.129) = 3.86532 t/m
2 vías - 2 * 90 * 1.63604 / (4.812* 10.904) = 5.68027 t/m

Tren tipo B

Sobrecarga móvil

1 vía - 12 * 1.63604 / 3.810 = 5.15287 t/m
2 vías - 2 * 12 * 1.63604 / 7.620 = 5.15287 t/m

Vías AVE

Tren tipo A

Sobrecarga móvil

Tren sobre hastial
1 vía 7.374 t/m
2 vías 5.127 t/m

Tren centrado sobre losa superior
1 vía 3.162 t/m
2 vías 3.944 t/m

Tren tipo B

Sobrecarga móvil

1 vía 5.643 t/m
2 vías 3.924 t/m

1.2.8. ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES

Losa superior. Carga móvil

Vías RENFE
Frenado tren A = 0.92971 t

En puentes de vía única F = 1/8 x 90 x Cos β / L
En puentes de vía doble F = 1/8 x (1 + 0.9) x 90 x Cos β / L
En puentes de vías múltiples F = 1/8 x 90 x (1 + 0.9 + (N-2) x 0.7) x Cos β / L

Frenado tren B = 1.79125 t

En puentes de vía única F = 1/8 x 12 x A x Cos β / L
En puentes de vía doble F = 1/8 x (12 x A) x (1+ 0.9) x Cos β / L
En puentes de vías múltiples F = 1/8 x (1 + 0.9 + (N-2) x 0.7) x (12 x A) x Cos β / L

Donde:

F = fuerza de frenado
β = Ángulo de esviaje
L = longitud de la losa superior
N = número de vías
A = longitud de vía sobre el puente

Vías AVE
Frenado tren tipo = 1.38284 t
F = 1/4 x sobrecarga x nº de vías / L

Losa superior. Empuje sísmico	0.02493 t/m
Hastiales - Carga permanente	
Empuje activo de tierras - lado superior	0.69927 t/m
Empuje activo de tierras - lado inferior	7.16877 t/m
Empuje en reposo de tierras - lado superior	1.0489 t/m
Empuje en reposo de tierras - lado inferior	10.7532 t/m
Empuje nivel freático	6.43 m.
Cota nivel freático desde losa inferior	6.43 t/m
Empuje en cota inferior	
Hastiales - Carga móvil	
Vías RENFE Sobrecarga tren A en un lateral - empuje en reposo	1.89342 t/m
Sobrecarga tren B en un lateral - empuje en reposo	1.71762 t/m
Vías AVE Sobrecarga tren en un lateral - empuje activo	3.68678 t/m
Hastiales – Empuje sísmico	
Empuje debido al sismo - lado superior	5.41374 t/m
Empuje debido al sismo - lado inferior	0.000 t/m
Losa inferior - Carga permanente	
Empuje nivel freático	6.43 t/m

1.2.9. ESFUERZOS MÁXIMOS

El listado de esfuerzos máximos se encuentra en el anejo de cálculos matemáticos (Capítulo 3)

ATROS ESPAÑA S.A.

1.2.10. - DIMENSIONAMIENTO ARMADURAS

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

LOSA INFERIOR

EMPOTRAMIENTO EN HASTIALES

Dimensiones de la sección				
Largo	1	m		
Alto	0,9	m		
Recubrimientos	0,04	m		
Resistencia caracteristica de los materiales				
Hormigón	250	kg/cm2		
Acero	5000	kg/cm2		
Esfuerzos en la sección				
Momento (M)			291,56	mt/m
Axil (Nd)			68,98	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x f) =			318,12	mt/m
Capacidad mecánica del hormigón (U_o)			1194,96	t/m
$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,32			
$\nu = N_d/U_o$ =	0,06			
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,36			
Capacidad mecanica del acero		Us = ω x Uo =	427,20 t/m	
Area de la armadura necesaria			98,26cm2	

Armadura **20 ϕ 25 pml**

COMPROBACION DE FISURACION		Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE
Ambiente	IIa, IIb, H	Wk lim =0,3
$Wk = 1.7\ S_m\ \varepsilon_{sm}$ =	0,18	----------> CUMPLE
$Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*(\phi A_{c,eficaz}/A_s)$		$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/E_s*[1-k_2*(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2]$
	σ_s=26,67	Kg/mm^2

ATROS ESPAÑA S.A.

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

LOSA INFERIOR

CENTRO DEL VANO

Dimensiones de la sección				
Largo	1	m		
Alto	0,9	m		
Recubrimientos	0,04	m		
Resistencia caracteristica de los materiales				
Hormigón	250	kg/cm2		
Acero	5100	kg/cm2		
Esfuerzos en la sección				
Momento (M)			168,54	mt/m
Axil (Nd)			17,69	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ)			175,35	mt/m
Capacidad mecánica del hormigón (U_o)			1194,96	t/m
$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,17			
$\nu = N_d/U_o$ =	0,01			
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,19			
Capacidad mecanica del acero		Us = ω x Uo	226,35 t/m	
Area de la armadura necesaria			51,04cm2	

Armadura **11 ϕ 25 pml**

COMPROBACION DE FISURACION		Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE
Ambiente	IIa, IIb, H	Wk lim =0,3
$Wk = 1.7\ S_m\ \varepsilon_{sm}$ =	0,15	----------> CUMPLE
$Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*(\phi A_{c,eficaz}/A_s)$		$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/E_s*[1-k_2*(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2]$
	σ_s=26,28	Kg/mm^2

Refª 02E12/4

CALCULO DE ARMADURAS EN LA SECCION

HASTIALES

EMPOTRAMIENTO EN LOSA INFERIOR

Dimensiones de la sección			
Largo	1	m	
Alto	0,9	m	
Recubrimientos	0,04	m	
Resistencia caracteristica de los materiales			
Hormigón	250	kg/cm2	
Acero	5000	kg/cm2	
Esfuerzos en la sección			
Momento (M)		291,56	mt/m
Axil (Nd)		123,86	t/m
Md = M + Nd x (h - 2 x r - 2 x ϕ)		339,25	mt/m
Capacidad mecánica del hormigón (U_o)		1194,96	t/m
$\mu = M_d/(U_o \times d)$ =	0,34		
$\nu = N_d/U_o$ =	0,10		
$\omega = \mu \times (1+\mu)-\nu$ =	0,35		
Capacidad mecanica del acero	Us = ω x Uo	413,70 t/m	
Area de la armadura necesaria		95,15cm2	

Armadura **20 ϕ 25 pml**

COMPROBACION DE FISURACION		Ambiente segun tabla 8.2.2. de la EHE
Ambiente	IIa, IIb, H	Wk lim =0,3
Wk = 1.7 S_m ε_{sm} =	0,17	----------> CUMPLE
Sm = 2c + 0.2s + 0.4k_1*($\phi A_{c,eficaz}/A_s$)		$\varepsilon_{sm} = \sigma_s/E_s*[1-k_2*(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2]$
	σ_s=25,01	Kg/mm^2

En todos los casos se comprueba que la armadura dispuesta en la obra es mayor o igual a la resultante del cálculo.

2. - ANEJO DE CALCULOS MATEMÁTICOS

D A T O S D E L A E S T R U C T U R A

P.I. BAJO FC. EN EL TUNEL DE CAN TUNIS

D A T O S G E N E R A L E S

NUMERO DE NUDOS ..... = 19
NUMERO DE BARRAS ..... = 19
NUMERO DE NUDOS COACCIONADOS ..... = 11
NUMERO DE SECCIONES POR BARRA ..... = 3
MODULO DE ELASTICIDAD ..... = 2.7264E+06
PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL ... = 2.5000E+00
COEFICIENTE DE DILATACION ..... = 1.0000E-05

D A T O S E N L O S N U D O S

NUDO	X	Y	u	v
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	k=0.1349E+04
2	1.3490E+00	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
3	2.6981E+00	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
4	4.0471E+00	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
5	5.3961E+00	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
6	6.7451E+00	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
7	8.0942E+00	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
8	9.4432E+00	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
9	1.0792E+01	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
10	1.2141E+01	0.0000E+00	-	k=0.2698E+04
11	1.3490E+01	0.0000E+00	-	k=0.1349E+04
12	0.0000E+00	4.6700E+00	-	-
13	0.0000E+00	9.3400E+00	-	-
14	0.0000E+00	1.0215E+01	-	-
15	1.3490E+01	4.6700E+00	-	-
16	1.3490E+01	9.3400E+00	-	-
17	2.0795E+00	1.0215E+01	-	-
18	1.1411E+01	1.0215E+01	-	-
19	1.3490E+01	1.0215E+01	-	-

ORDEN DE LOS NUDOS COACCIONADOS :

1 2 3 4 5 6 7 8 9
10
11

D E F I N I C I O N D E L A S B A R R A S

BARRA	NUDO I	NUDO J	INERCIA	AREA
1	1	2	6.07500E-02	9.00000E-01
2	2	3	6.07500E-02	9.00000E-01
3	3	4	6.07500E-02	9.00000E-01
4	4	5	6.07500E-02	9.00000E-01
5	5	6	6.07500E-02	9.00000E-01
6	6	7	6.07500E-02	9.00000E-01
7	7	8	6.07500E-02	9.00000E-01
8	8	9	6.07500E-02	9.00000E-01
9	9	10	6.07500E-02	9.00000E-01
10	10	11	6.07500E-02	9.00000E-01
11	1	12	6.07500E-02	9.00000E-01
12	12	13	6.07500E-02	9.00000E-01
13	13	14	3.74340E-01	1.65000E+00
14	11	15	6.07500E-02	9.00000E-01
15	15	16	6.07500E-02	9.00000E-01
16	16	19	3.74340E-01	1.65000E+00
17	14	17	8.33300E-02	1.00000E+00
18	17	18	3.51600E-02	7.50000E-01
19	18	19	8.33300E-02	1.00000E+00

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 1

PESO PROPIO

ACTUA EL PESO PROPIO DE TODAS LAS BARRAS

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 2

CARGAS PERMANENTES

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
17	1	1.474	0.000	0.000	0.000	GRAV.
18	1	1.474	0.000	0.000	0.000	GRAV.
19	1	1.474	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N° 3

EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
11	7	7.169	4.211	0.000	0.000	0.000
12	7	4.211	1.253	0.000	0.000	0.000
13	7	1.253	0.699	0.000	0.000	0.000
14	7	7.169	4.211	0.000	0.000	180.000
15	7	4.211	1.253	0.000	0.000	180.000
16	7	1.253	0.699	0.000	0.000	180.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N° 4

EMPUJE EN REPOSO DE TIERRAS Y SUBPRESION

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
1	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
2	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
3	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
4	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
5	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
6	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
7	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
8	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
9	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
10	1	6.430	0.000	0.000	0.000	180.000
11	7	10.753	6.317	0.000	0.000	0.000
11	7	6.430	1.760	0.000	0.000	0.000
12	7	6.317	1.880	0.000	0.000	0.000
12	7	1.760	0.000	0.000	0.623	0.000
13	7	1.880	1.049	0.000	0.000	0.000
14	7	10.753	6.317	0.000	0.000	180.000
14	7	6.430	1.760	0.000	0.000	180.000
15	7	6.317	1.880	0.000	0.000	180.000
15	7	1.760	0.000	0.000	0.623	180.000
16	7	1.880	1.049	0.000	0.000	180.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N° 5

EMPUJE TREN A EN UN LATERAL

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
11	1	1.893	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1	1.893	0.000	0.000	0.000	0.000
13	1	1.893	0.000	0.000	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N° 6

EMPUJE TREN B EN UN LATERAL

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
11	1	1.718	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1	1.718	0.000	0.000	0.000	0.000
13	1	1.718	0.000	0.000	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N° 7

TREN A SOBRE UN HASTIAL

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
17	1	8.031	0.000	0.000	0.000	GRAV.
17	4	8.031	8.031	0.000	0.707	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N° 8

TREN A CENTRADO EN LOSA

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
18	4	5.680	5.680	0.242	0.242	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N° 9

TREN B SOBRE LOSA SUPERIOR

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
17	1	5.153	0.000	0.000	0.000	GRAV.
18	1	5.153	0.000	0.000	0.000	GRAV.
19	1	5.153	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N°10

FRENADO TREN A

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
14	0.930	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N°11

FRENADO TREN B

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
14	1.791	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S
N°12

SISMO

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
14	0.025	0.000	0.000

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
11	7	0.000	0.899	0.000	0.000	0.000
12	7	0.899	1.799	0.000	0.000	0.000
13	7	1.799	2.698	0.000	0.000	0.000
14	7	0.000	0.899	0.000	0.000	180.000
15	7	0.899	1.799	0.000	0.000	180.000
16	7	1.799	2.698	0.000	0.000	180.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°13

EMPUJE TREN LAV EN UN LATERAL

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
11	1	3.867	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1	3.867	0.000	0.000	0.000	0.000
13	1	3.867	0.000	0.000	0.000	0.000

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°14

TREN modelo 71 SOBRE UN HASTIAL

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
17	1	7.374	0.000	0.000	0.000	GRAV.
17	4	7.374	7.374	0.000	0.594	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°15

TREN MODELO 71 CENTRADO EN LOSA

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
18	4	3.944	3.944	0.186	0.186	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°16

TREN SW1 SOBRE LOSA SUPERIOR

CARGAS EN LAS BARRAS

BARRA	TIPO	PAR1	PAR2	PAR3	PAR4	PAR5
17	1	5.643	0.000	0.000	0.000	GRAV.
18	1	5.643	0.000	0.000	0.000	GRAV.
19	1	5.643	0.000	0.000	0.000	GRAV.

C A R G A S A C T U A N T E S E N L A H I P O T E S I S N°17

FRENADO TREN LAV

CARGAS EN LOS NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
14	1.383	0.000	0.000

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 1

PESO PROPIO

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-7.17604E-03	9.87427E-04
2	-9.14831E-07	-5.70958E-03	1.13098E-03
3	-1.82966E-06	-4.24428E-03	1.00839E-03
4	-2.74449E-06	-3.05721E-03	7.33885E-04
5	-3.65931E-06	-2.29885E-03	3.82355E-04
6	-4.57414E-06	-2.03952E-03	-1.49182E-07
7	-5.48897E-06	-2.29926E-03	-3.82663E-04
8	-6.40379E-06	-3.05805E-03	-7.34226E-04
9	-7.31861E-06	-4.24560E-03	-1.00877E-03
10	-8.23342E-06	-5.71141E-03	-1.13138E-03
11	-9.14830E-06	-7.17848E-03	-9.87818E-04
12	-2.29355E-03	-7.23944E-03	3.13279E-05
13	-6.33576E-04	-7.28284E-03	-7.05730E-04
14	-7.89640E-06	-7.28590E-03	-7.24188E-04
15	2.28606E-03	-7.24190E-03	-3.16584E-05
16	6.27609E-04	-7.28531E-03	7.05399E-04
17	-6.62929E-06	-8.90642E-03	-7.98363E-04

18	9.51660E-07	-8.90825E-03	7.98015E-04
19	2.21881E-06	-7.28838E-03	7.23857E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	4.50611E-04	9.68047E+00	3.58582E-04
2	7.15256E-07	1.54045E+01	-4.28438E-04
3	-2.02656E-06	1.14511E+01	-2.80380E-04
4	-2.02656E-06	8.24836E+00	-1.14441E-04
5	2.02656E-06	6.20230E+00	-4.38690E-04
6	-2.02656E-06	5.50264E+00	-2.93732E-04
7	5.96046E-07	6.20341E+00	0.00000E+00
8	3.57628E-07	8.25063E+00	-5.34058E-05
9	1.31130E-06	1.14546E+01	1.73569E-04
10	-2.74181E-06	1.54094E+01	2.84195E-04
11	-7.27177E-06	9.68377E+00	5.34058E-05

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	2.81334E-05	-2.18201E-03	3.43323E-05
13	1.06609E-03	4.48227E-04	6.21796E-04
14	1.18423E-03	5.16891E-03	1.33514E-05
15	-1.31130E-05	-2.18201E-03	9.53674E-06
16	-6.13928E-04	2.91824E-04	-7.89642E-04
17	7.15256E-07	8.29697E-04	-1.61409E-04
18	-1.19209E-07	1.04904E-05	1.09673E-04
19	-2.09153E-03	-1.59836E-03	-4.27246E-04

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	1.66399E+00	-2.88900E+01	-3.77936E+01
	2	-1.66399E+00	3.19253E+01	-3.22719E+00
2	2	1.66400E+00	-1.65182E+01	3.22676E+00
	3	-1.66400E+00	1.95535E+01	-2.75575E+01
3	3	1.66399E+00	-8.09910E+00	2.75572E+01
	4	-1.66399E+00	1.11344E+01	-4.05305E+01
4	4	1.66399E+00	-2.88622E+00	4.05304E+01
	5	-1.66399E+00	5.92153E+00	-4.64713E+01
5	5	1.66399E+00	2.82524E-01	4.64709E+01
	6	-1.66399E+00	2.75277E+00	-4.81371E+01
6	6	1.66399E+00	2.75100E+00	4.81368E+01
	7	-1.66399E+00	2.84317E-01	-4.64730E+01
7	7	1.66399E+00	5.91797E+00	4.64730E+01
	8	-1.66399E+00	-2.88265E+00	-4.05368E+01
8	8	1.66399E+00	1.11358E+01	4.05368E+01
	9	-1.66399E+00	-8.10054E+00	-2.75618E+01
9	9	1.66399E+00	1.95557E+01	2.75620E+01
	10	-1.66399E+00	-1.65204E+01	-3.22860E+00
10	10	1.66399E+00	3.19277E+01	3.22888E+00
	11	-1.66399E+00	-2.88922E+01	3.77972E+01
11	1	3.85672E+01	1.66354E+00	3.77940E+01
	12	-2.80597E+01	-1.66354E+00	-3.00252E+01
12	12	2.80575E+01	1.66352E+00	3.00252E+01

	13	-1.75500E+01	-1.66352E+00	-2.22566E+01
13	13	1.75505E+01	1.66245E+00	2.22572E+01
	14	-1.39411E+01	-1.66245E+00	-2.08026E+01
14	11	3.85745E+01	-1.66398E+00	-3.77971E+01
	15	-2.80670E+01	1.66398E+00	3.00263E+01
15	15	2.80648E+01	-1.66397E+00	-3.00263E+01
	16	-1.75574E+01	1.66397E+00	2.22556E+01
16	16	1.75576E+01	-1.66336E+00	-2.22564E+01
	19	-1.39483E+01	1.66336E+00	2.08009E+01
17	14	-1.66127E+00	1.39463E+01	2.08026E+01
	17	1.66127E+00	-8.74743E+00	2.79348E+00
18	17	-1.66127E+00	8.74826E+00	-2.79364E+00
	18	1.66127E+00	8.74768E+00	2.79635E+00
19	18	-1.66127E+00	-8.74767E+00	-2.79624E+00
	19	1.66127E+00	1.39467E+01	-2.08013E+01

LEYES DE ESFUERZOS EN LAS BARRAS

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	-28.890	37.794
0.675	1.664	-30.408	17.795
1.349	1.664	-31.925	-3.227

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	-16.518	-3.227
0.675	1.664	-18.036	-14.880
1.349	1.664	-19.553	-27.557

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	-8.099	-27.557
0.675	1.664	-9.617	-33.532
1.349	1.664	-11.134	-40.530

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	-2.886	-40.530
0.675	1.664	-4.404	-42.989
1.349	1.664	-5.922	-46.471

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	0.283	-46.471
0.675	1.664	-1.235	-46.792
1.349	1.664	-2.753	-48.137

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	2.751	-48.137
0.675	1.664	1.233	-46.793
1.349	1.664	-0.284	-46.473

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	5.918	-46.473
0.675	1.664	4.400	-42.993
1.349	1.664	2.883	-40.537

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	11.136	-40.537
0.675	1.664	9.618	-33.537
1.349	1.664	8.101	-27.562

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	19.556	-27.562
0.674	1.664	18.038	-14.883
1.349	1.664	16.520	-3.229

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.664	31.928	-3.229
0.675	1.664	30.410	17.796
1.349	1.664	28.892	37.797

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.567	1.664	-37.794

2.335	33.313	1.664	-33.910
4.670	28.060	1.664	-30.025

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	28.058	1.664	-30.025
2.335	22.804	1.664	-26.141
4.670	17.550	1.664	-22.257

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	17.550	1.662	-22.257
0.438	15.746	1.662	-21.530
0.875	13.941	1.662	-20.803

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.575	-1.664	37.797
2.335	33.321	-1.664	33.912
4.670	28.067	-1.664	30.026

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	28.065	-1.664	30.026
2.335	22.811	-1.664	26.141
4.670	17.557	-1.664	22.256

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	17.558	-1.663	22.256
0.438	15.753	-1.663	21.529
0.875	13.948	-1.663	20.801

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.661	13.946	-20.803
1.040	-1.661	11.347	-7.653
2.080	-1.661	8.747	2.793

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

ATROS ESPAÑA S.A.

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.661	8.748	2.794
4.666	-1.661	0.000	23.202
9.331	-1.661	-8.748	2.796

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.661	-8.748	2.796
1.040	-1.661	-11.347	-7.651
2.080	-1.661	-13.947	-20.801

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 2

CARGAS PERMANENTES

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-1.70833E-03	3.31449E-04
2	6.26135E-07	-1.24160E-03	3.46515E-04
3	1.25227E-06	-8.02878E-04	2.96063E-04
4	1.87840E-06	-4.58638E-04	2.10405E-04
5	2.50453E-06	-2.42615E-04	1.08241E-04
6	3.13066E-06	-1.69344E-04	-3.09342E-08
7	3.75680E-06	-2.42700E-04	-1.08306E-04
8	4.38293E-06	-4.58814E-04	-2.10475E-04
9	5.00906E-06	-8.03147E-04	-2.96138E-04
10	5.63518E-06	-1.24196E-03	-3.46589E-04
11	6.26134E-06	-1.70881E-03	-3.31514E-04
12	-9.70151E-04	-1.72725E-03	5.90329E-05
13	-3.17870E-04	-1.74617E-03	-3.63382E-04
14	6.83113E-06	-1.74811E-03	-3.78934E-04
15	9.76638E-04	-1.72774E-03	-5.90711E-05
16	3.24546E-04	-1.74666E-03	3.63333E-04
17	5.96140E-06	-2.65297E-03	-4.64642E-04
18	7.57888E-07	-2.65338E-03	4.64581E-04
19	-1.11876E-07	-1.74860E-03	3.78885E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	2.82526E-04	2.30454E+00	-1.71661E-05
2	-7.15256E-07	3.34983E+00	2.05994E-04
3	8.34465E-07	2.16617E+00	2.40326E-04
4	2.14577E-06	1.23741E+00	-2.76566E-05
5	1.19209E-07	6.54575E-01	-1.90735E-05
6	-1.19209E-07	4.56889E-01	3.52859E-05
7	-2.98023E-06	6.54806E-01	7.82013E-05

Refª 02E12/4

8	2.98023E-06	1.23788E+00	-7.62939E-05
9	-2.26498E-06	2.16689E+00	8.58307E-05
10	3.45707E-06	3.35082E+00	2.14577E-05
11	-5.60284E-06	2.30519E+00	-2.00748E-04

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	9.77516E-06	-9.78470E-04	5.72205E-06
13	2.89917E-04	1.97315E-03	3.64304E-04
14	8.15630E-04	-4.28200E-04	3.10898E-04
15	-7.74860E-06	0.00000E+00	9.53674E-07
16	-1.10853E-03	-1.06812E-04	-1.52588E-05
17	-4.76837E-07	1.50681E-04	6.90222E-05
18	-2.38419E-07	3.05176E-05	1.26362E-05
19	-2.78711E-04	-5.53131E-04	9.91821E-05

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-1.13888E+00	-7.63820E+00	-7.00176E+00
	2	1.13888E+00	7.63820E+00	-3.30241E+00
2	2	-1.13888E+00	-4.28711E+00	3.30261E+00
	3	1.13888E+00	4.28711E+00	-9.08600E+00
3	3	-1.13888E+00	-2.12091E+00	9.08624E+00
	4	1.13888E+00	2.12091E+00	-1.19474E+01
4	4	-1.13888E+00	-8.83434E-01	1.19474E+01
	5	1.13888E+00	8.83434E-01	-1.31392E+01
5	5	-1.13888E+00	-2.28645E-01	1.31391E+01
	6	1.13888E+00	2.28645E-01	-1.34476E+01
6	6	-1.13888E+00	2.28381E-01	1.34476E+01
	7	1.13888E+00	-2.28381E-01	-1.31395E+01
7	7	-1.13888E+00	8.83038E-01	1.31396E+01
	8	1.13888E+00	-8.83038E-01	-1.19484E+01
8	8	-1.13888E+00	2.12118E+00	1.19483E+01
	9	1.13888E+00	-2.12118E+00	-9.08680E+00
9	9	-1.13888E+00	4.28850E+00	9.08688E+00
	10	1.13888E+00	-4.28850E+00	-3.30170E+00
10	10	-1.13888E+00	7.63832E+00	3.30172E+00
	11	1.13888E+00	-7.63832E+00	7.00313E+00
11	1	9.94216E+00	-1.13917E+00	7.00174E+00
	12	-9.94216E+00	1.13917E+00	-1.23216E+01
12	12	9.94118E+00	-1.13918E+00	1.23216E+01
	13	-9.94118E+00	1.13918E+00	-1.76416E+01
13	13	9.94316E+00	-1.13946E+00	1.76420E+01
	14	-9.94316E+00	1.13946E+00	-1.86390E+01
14	11	9.94326E+00	1.13889E+00	-7.00333E+00
	15	-9.94326E+00	-1.13889E+00	1.23219E+01
15	15	9.94326E+00	1.13889E+00	-1.23219E+01
	16	-9.94326E+00	-1.13889E+00	1.76406E+01
16	16	9.94316E+00	1.14000E+00	-1.76406E+01
	19	-9.94316E+00	-1.14000E+00	1.86381E+01
17	14	1.14028E+00	9.94273E+00	1.86393E+01
	17	-1.14028E+00	-6.87738E+00	-1.15035E+00
18	17	1.14028E+00	6.87753E+00	1.15041E+00
	18	-1.14028E+00	6.87718E+00	-1.14878E+00
19	18	1.14028E+00	-6.87715E+00	1.14879E+00
	19	-1.14028E+00	9.94260E+00	-1.86380E+01

ATROS ESPAÑA S.A.

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	-7.638	7.002
0.675	-1.139	-7.638	1.850
1.349	-1.139	-7.638	-3.302

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	-4.287	-3.303
0.675	-1.139	-4.287	-6.194
1.349	-1.139	-4.287	-9.086

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	-2.121	-9.086
0.675	-1.139	-2.121	-10.517
1.349	-1.139	-2.121	-11.947

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	-0.883	-11.947
0.675	-1.139	-0.883	-12.543
1.349	-1.139	-0.883	-13.139

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	-0.229	-13.139
0.675	-1.139	-0.229	-13.293
1.349	-1.139	-0.229	-13.448

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	0.228	-13.448

Refª 02E12/4

0.675	-1.139	0.228	-13.294
1.349	-1.139	0.228	-13.140

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	0.883	-13.140
0.675	-1.139	0.883	-12.544
1.349	-1.139	0.883	-11.948

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	2.121	-11.948
0.675	-1.139	2.121	-10.518
1.349	-1.139	2.121	-9.087

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	4.289	-9.087
0.674	-1.139	4.289	-6.194
1.349	-1.139	4.289	-3.302

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-1.139	7.638	-3.302
0.675	-1.139	7.638	1.851
1.349	-1.139	7.638	7.003

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.942	-1.139	-7.002
2.335	9.942	-1.139	-9.662
4.670	9.942	-1.139	-12.322

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.941	-1.139	-12.322
2.335	9.941	-1.139	-14.982
4.670	9.941	-1.139	-17.642

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.943	-1.139	-17.642
0.438	9.943	-1.139	-18.140
0.875	9.943	-1.139	-18.639

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.943	1.139	7.003
2.335	9.943	1.139	9.663
4.670	9.943	1.139	12.322

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.943	1.139	12.322
2.335	9.943	1.139	14.981
4.670	9.943	1.139	17.641

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.943	1.140	17.641
0.438	9.943	1.140	18.139
0.875	9.943	1.140	18.638

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.140	9.943	-18.639
1.040	1.140	8.410	-9.098
2.080	1.140	6.877	-1.150

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.140	6.878	-1.150
4.666	1.140	0.000	14.894
9.331	1.140	-6.877	-1.149

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	1.140	-6.877	-1.149

1.040	1.140	-8.410	-9.097
2.080	1.140	-9.943	-18.638

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 3

EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	1.10470E-03	-5.72259E-04
2	-1.46549E-05	4.44649E-04	-4.09029E-04
3	-2.93097E-05	-9.20431E-06	-2.68760E-04
4	-4.39646E-05	-2.93705E-04	-1.57906E-04
5	-5.86195E-05	-4.46452E-04	-7.19770E-05
6	-7.32742E-05	-4.94178E-04	-2.30939E-09
7	-8.79291E-05	-4.46461E-04	7.19652E-05
8	-1.02584E-04	-2.93746E-04	1.57867E-04
9	-1.17239E-04	-9.33188E-06	2.68673E-04
10	-1.31893E-04	4.44353E-04	4.08875E-04
11	-1.46549E-04	1.10419E-03	5.72041E-04
12	2.11296E-03	1.10470E-03	-6.95088E-05
13	4.90068E-04	1.10470E-03	5.96099E-04
14	-3.05766E-05	1.10470E-03	5.92302E-04
15	-2.25809E-03	1.10419E-03	6.91633E-05
16	-6.33776E-04	1.10419E-03	-5.96324E-04
17	-4.08937E-05	2.23895E-03	4.98564E-04
18	-1.02620E-04	2.23884E-03	-4.98701E-04
19	-1.12938E-04	1.10419E-03	-5.92519E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.85585E-03	-1.49024E+00	-4.19617E-05
2	-3.81470E-06	-1.19966E+00	-5.91278E-05
3	1.90735E-06	2.48332E-02	-3.81470E-05
4	-3.24249E-05	7.92416E-01	-6.96182E-05
5	-2.67029E-05	1.20453E+00	0.00000E+00
6	5.72205E-06	1.33329E+00	-7.43866E-05
7	7.62939E-05	1.20455E+00	5.62668E-05
8	-7.62939E-06	7.92526E-01	6.19888E-05
9	-1.35422E-04	2.51774E-02	2.95639E-05
10	5.72205E-06	-1.19887E+00	-1.69754E-04
11	9.34601E-05	-1.48955E+00	-1.81198E-04

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	-2.28882E-05	0.00000E+00	3.81470E-06
13	-1.01185E-03	0.00000E+00	-2.99215E-04
14	-6.52313E-04	-4.50805E-04	-2.95639E-05
15	3.14713E-05	-6.28876E-05	-1.52588E-05

16	1.68610E-03	-4.89844E-04	3.02911E-04
17	-6.67572E-06	-2.96913E-04	1.16348E-04
18	-1.14441E-05	1.00195E-04	1.36375E-04
19	1.86729E-03	6.47489E-04	2.05040E-04

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	2.66559E+01	-1.48966E+00	-2.10456E+01
	2	-2.66559E+01	1.48966E+00	1.90360E+01
2	2	2.66559E+01	-2.68964E+00	-1.90361E+01
	3	-2.66559E+01	2.68964E+00	1.54077E+01
3	3	2.66559E+01	-2.66480E+00	-1.54077E+01
	4	-2.66559E+01	2.66480E+00	1.18128E+01
4	4	2.66559E+01	-1.87231E+00	-1.18129E+01
	5	-2.66559E+01	1.87231E+00	9.28711E+00
5	5	2.66559E+01	-6.67520E-01	-9.28711E+00
	6	-2.66559E+01	6.67520E-01	8.38661E+00
6	6	2.66559E+01	6.65992E-01	-8.38669E+00
	7	-2.66559E+01	-6.65992E-01	9.28513E+00
7	7	2.66560E+01	1.87045E+00	-9.28508E+00
	8	-2.66560E+01	-1.87045E+00	1.18084E+01
8	8	2.66560E+01	2.66300E+00	-1.18083E+01
	9	-2.66560E+01	-2.66300E+00	1.54007E+01
9	9	2.66558E+01	2.68823E+00	-1.54007E+01
	10	-2.66558E+01	-2.68823E+00	1.90271E+01
10	10	2.66558E+01	1.48931E+00	-1.90273E+01
	11	-2.66558E+01	-1.48931E+00	2.10365E+01
11	1	0.00000E+00	2.66578E+01	2.10456E+01
	12	0.00000E+00	-8.57935E-02	3.60254E+01
12	12	0.00000E+00	8.58164E-02	-3.60254E+01
	13	0.00000E+00	1.26739E+01	1.25703E+00
13	13	0.00000E+00	-1.26728E+01	-1.25733E+00
	14	0.00000E+00	1.35272E+01	-1.02405E+01
14	11	5.49252E-04	-2.66559E+01	-2.10367E+01
	15	-5.51575E-04	8.39138E-02	-3.60255E+01
15	15	4.88687E-04	-8.39453E-02	3.60255E+01
	16	-4.89803E-04	-1.26757E+01	-1.24838E+00
16	16	-4.08754E-08	1.26741E+01	1.24869E+00
	19	-3.38104E-08	-1.35283E+01	1.02502E+01
17	14	1.35265E+01	-4.50805E-04	1.02405E+01
	17	-1.35265E+01	4.50805E-04	-1.02414E+01
18	17	1.35265E+01	-7.47718E-04	1.02416E+01
	18	-1.35265E+01	7.47718E-04	-1.02485E+01
19	18	1.35265E+01	-6.47523E-04	1.02487E+01
	19	-1.35265E+01	6.47523E-04	-1.02500E+01

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	-1.490	21.046
0.675	26.656	-1.490	20.041

1.349	26.656	-1.490	19.036

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	-2.690	19.036
0.675	26.656	-2.690	17.222
1.349	26.656	-2.690	15.408

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	-2.665	15.408
0.675	26.656	-2.665	13.610
1.349	26.656	-2.665	11.813

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	-1.872	11.813
0.675	26.656	-1.872	10.550
1.349	26.656	-1.872	9.287

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	-0.668	9.287
0.675	26.656	-0.668	8.837
1.349	26.656	-0.668	8.387

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	0.666	8.387
0.675	26.656	0.666	8.836
1.349	26.656	0.666	9.285

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	1.870	9.285
0.675	26.656	1.870	10.547
1.349	26.656	1.870	11.808

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	2.663	11.808
0.675	26.656	2.663	13.605
1.349	26.656	2.663	15.401

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	2.688	15.401
0.674	26.656	2.688	17.214
1.349	26.656	2.688	19.027

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	26.656	1.489	19.027
0.675	26.656	1.489	20.032
1.349	26.656	1.489	21.037

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	26.658	-21.046
2.335	0.000	11.645	23.001
4.670	0.000	0.086	36.025

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	0.086	36.025
2.335	0.000	-8.021	26.090
4.670	0.000	-12.674	1.257

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-12.673	1.257
0.438	0.000	-13.161	-4.398
0.875	0.000	-13.527	-10.241

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.001	-26.656	21.037
2.335	0.001	-11.643	-23.006

4.670	0.001	-0.084	-36.026

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	-0.084	-36.026
2.335	0.000	8.022	-26.085
4.670	0.000	12.676	-1.248

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.000	12.674	-1.249
0.438	0.000	13.162	4.407
0.875	0.000	13.528	10.250

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.526	-0.000	-10.241
1.040	13.526	-0.000	-10.241
2.080	13.526	-0.000	-10.241

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.526	-0.001	-10.242
4.666	13.526	-0.001	-10.245
9.331	13.526	-0.001	-10.249

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.526	-0.001	-10.249
1.040	13.526	-0.001	-10.249
2.080	13.526	-0.001	-10.250

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 4

EMPUJE EN REPOSO DE TIERRAS Y SUBPRESION

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	5.39043E-03	-1.12720E-03
2	-3.13392E-05	4.09030E-03	-8.05667E-04
3	-6.26781E-05	3.19636E-03	-5.29359E-04
4	-9.40173E-05	2.63601E-03	-3.10988E-04
5	-1.25356E-04	2.33522E-03	-1.41711E-04
6	-1.56695E-04	2.24131E-03	8.55579E-08
7	-1.88034E-04	2.33544E-03	1.41863E-04
8	-2.19374E-04	2.63641E-03	3.11095E-04
9	-2.50712E-04	3.19684E-03	5.29386E-04
10	-2.82051E-04	4.09073E-03	8.05570E-04
11	-3.13392E-04	5.39071E-03	1.12697E-03
12	4.05317E-03	5.39042E-03	-9.81101E-05
13	8.95778E-04	5.39042E-03	1.11955E-03
14	-8.17701E-05	5.39042E-03	1.11192E-03
15	-4.36467E-03	5.39071E-03	9.76132E-05
16	-1.20532E-03	5.39071E-03	-1.11982E-03
17	-1.00031E-04	7.51974E-03	9.35964E-04
18	-2.09285E-04	7.52043E-03	-9.36047E-04
19	-2.27547E-04	5.39071E-03	-1.11216E-03

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-3.80325E-03	-7.27168E+00	-1.52588E-05
2	1.14441E-05	-1.10356E+01	2.55585E-04
3	-3.81470E-05	-8.62377E+00	1.98364E-04
4	-1.18256E-04	-7.11197E+00	-9.91821E-05
5	6.48499E-05	-6.30041E+00	-6.29425E-04
6	-5.34058E-05	-6.04706E+00	9.72748E-05
7	1.79291E-04	-6.30101E+00	3.24249E-05
8	-9.53674E-05	-7.11305E+00	4.21524E-04
9	9.91821E-05	-8.62508E+00	6.84738E-04
10	-2.59399E-04	-1.10368E+01	-4.27246E-04
11	1.52588E-04	-7.27206E+00	-9.53674E-05

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	1.04904E-05	1.46804E-03	-5.34058E-05
13	4.80843E-03	1.60738E-03	-3.76081E-03
14	-7.86591E-03	-5.85209E-03	-3.13950E-03
15	7.43866E-05	9.75317E-04	-1.52588E-05
16	9.87434E-03	-4.90110E-04	-2.57075E-03
17	1.71661E-05	-4.75429E-04	-1.06812E-04
18	8.01086E-05	2.38835E-04	2.34604E-04
19	-3.13759E-03	1.30050E-03	-2.30217E-03

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	5.70031E+01	-7.27060E+00	-4.24303E+01
	2	-5.70031E+01	-1.40367E+00	3.84730E+01
2	2	5.70031E+01	-9.63444E+00	-3.84727E+01
	3	-5.70031E+01	9.60244E-01	3.13265E+01
3	3	5.70031E+01	-9.58602E+00	-3.13263E+01

Refª 02E12/4

	4	-5.70031E+01	9.11755E-01	2.42454E+01
4	4	5.70030E+01	-8.02437E+00	-2.42455E+01
	5	-5.70030E+01	-6.49894E-01	1.92713E+01
5	5	5.70031E+01	-5.65267E+00	-1.92719E+01
	6	-5.70031E+01	-3.02153E+00	1.74972E+01
6	6	5.70030E+01	-3.02504E+00	-1.74971E+01
	7	-5.70030E+01	-5.64922E+00	1.92672E+01
7	7	5.70032E+01	-6.52015E-01	-1.92671E+01
	8	-5.70032E+01	-8.02225E+00	2.42384E+01
8	8	5.70031E+01	9.09010E-01	-2.42380E+01
	9	-5.70031E+01	-9.58315E+00	3.13150E+01
9	9	5.70032E+01	9.56379E-01	-3.13144E+01
	10	-5.70032E+01	-9.63045E+00	3.84552E+01
10	10	5.70029E+01	-1.40499E+00	-3.84556E+01
	11	-5.70029E+01	-7.26972E+00	4.24117E+01
11	1	1.71271E-03	5.70069E+01	4.24303E+01
	12	-1.71271E-03	1.97481E+00	6.95194E+01
12	12	3.18075E-03	-1.97482E+00	-6.95195E+01
	13	-3.18075E-03	2.26631E+01	1.21909E+00
13	13	4.78813E-03	-2.26679E+01	-1.22285E+00
	14	-4.78813E-03	2.39494E+01	-1.92253E+01
14	11	-4.92234E-04	-5.70031E+01	-4.24117E+01
	15	4.87077E-04	-1.97867E+00	-6.95199E+01
15	15	4.88240E-04	1.97860E+00	6.95199E+01
	16	-4.90049E-04	-2.26669E+01	-1.20191E+00
16	16	-6.13132E-08	2.26570E+01	1.19934E+00
	19	-5.07155E-08	-2.39385E+01	1.92392E+01
17	14	2.39415E+01	-1.06395E-03	1.92221E+01
	17	-2.39415E+01	1.06395E-03	-1.92243E+01
18	17	2.39416E+01	-1.53938E-03	1.92242E+01
	18	-2.39416E+01	1.53938E-03	-1.92386E+01
19	18	2.39416E+01	-1.30055E-03	1.92388E+01
	19	-2.39416E+01	1.30055E-03	-1.92415E+01

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-7.271	42.430
0.675	57.003	-2.933	38.989
1.349	57.003	1.404	38.473

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-9.634	38.473
0.675	57.003	-5.297	33.437
1.349	57.003	-0.960	31.326

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-9.586	31.326
0.675	57.003	-5.249	26.323
1.349	57.003	-0.912	24.245

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-8.024	24.245
0.675	57.003	-3.687	20.296
1.349	57.003	0.650	19.271

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-5.653	19.272
0.675	57.003	-1.316	16.922
1.349	57.003	3.022	17.497

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-3.025	17.497
0.675	57.003	1.312	16.919
1.349	57.003	5.649	19.267

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-0.652	19.267
0.675	57.003	3.685	20.290
1.349	57.003	8.022	24.238

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	0.909	24.238
0.675	57.003	5.246	26.314
1.349	57.003	9.583	31.315

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	0.956	31.314
0.674	57.003	5.293	33.422
1.349	57.003	9.630	38.455

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	57.003	-1.405	38.456
0.675	57.003	2.932	38.971
1.349	57.003	7.270	42.412

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.002	57.007	-42.430
2.335	0.002	22.200	47.975
4.670	0.002	-1.975	69.519

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.003	-1.975	69.519
2.335	0.003	-15.683	46.996
4.670	0.003	-22.663	1.219

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.005	-22.668	1.223
0.438	0.005	-23.400	-8.861
0.875	0.005	-23.949	-19.225

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.000	-57.003	42.412
2.335	-0.000	-22.196	-47.985
4.670	-0.000	1.979	-69.520

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.000	1.979	-69.520
2.335	0.000	15.687	-46.988
4.670	0.000	22.667	-1.202

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.000	22.657	-1.199
0.438	0.000	23.389	8.880
0.875	0.000	23.938	19.239

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	23.942	-0.001	-19.222
1.040	23.942	-0.001	-19.223
2.080	23.942	-0.001	-19.224

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	23.942	-0.002	-19.224
4.666	23.942	-0.002	-19.231
9.331	23.942	-0.002	-19.239

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	23.942	-0.001	-19.239
1.040	23.942	-0.001	-19.240
2.080	23.942	-0.001	-19.242

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 5

EMPUJE TREN A EN UN LATERAL

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	2.46825E-03	-9.33396E-04
2	2.49672E-06	1.38955E-03	-6.66369E-04
3	4.99342E-06	6.59604E-04	-4.23233E-04
4	7.49014E-06	2.23245E-04	-2.34365E-04
5	9.98686E-06	-3.01502E-06	-1.12854E-04
6	1.24836E-05	-1.12999E-04	-6.19669E-05
7	1.49803E-05	-2.01188E-04	-7.99815E-05
8	1.74770E-05	-3.57684E-04	-1.62242E-04
9	1.99737E-05	-6.64086E-04	-3.00462E-04
10	2.24703E-05	-1.18668E-03	-4.79492E-04
11	2.49672E-05	-1.96384E-03	-6.71920E-04
12	5.25661E-03	2.47401E-03	-1.09352E-03
13	9.02469E-03	2.47978E-03	-4.89958E-04
14	9.44583E-03	2.48036E-03	-4.73129E-04
15	4.23577E-03	-1.96961E-03	-1.03176E-03

16	8.73076E-03	-1.97538E-03	-7.93626E-04
17	9.44229E-03	1.64614E-03	-3.38805E-04
18	9.42108E-03	-5.62537E-04	-5.93369E-04
19	9.41753E-03	-1.97597E-03	-7.75576E-04

REACCIONES EN APOYOS

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.91835E+01	-3.32966E+00	1.22070E-04
2	9.53674E-07	-3.74901E+00	1.94550E-04
3	0.00000E+00	-1.77961E+00	3.24249E-05
4	7.62939E-06	-6.02315E-01	-8.96454E-05
5	-4.76837E-06	8.13452E-03	-1.14441E-05
6	1.52588E-05	3.04873E-01	-9.05991E-06
7	-1.95503E-05	5.42806E-01	2.38419E-05
8	1.00136E-05	9.65032E-01	-5.53131E-05
9	-1.90735E-06	1.79170E+00	-2.00272E-04
10	-3.81470E-06	3.20167E+00	2.28882E-04
11	-4.43459E-05	2.64922E+00	3.96729E-04

FUERZAS EN NUDOS LIBRES

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	-4.05312E-05	3.66926E-04	1.41144E-04
13	-6.64186E-03	1.38688E-03	-1.46255E-02
14	-4.15273E-02	-2.83790E-03	-7.27272E-03
15	-2.81334E-05	-6.11544E-04	1.37091E-04
16	-4.54774E-02	2.64072E-03	2.21825E-03
17	-3.01123E-03	-4.01735E-04	3.51906E-04
18	-2.02990E-03	-3.48091E-05	8.39233E-05
19	-5.89938E-02	-2.71058E-03	4.29726E-03

FUERZAS DE NUDO SOBRE BARRA

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-4.54131E+00	-2.99038E-01	-3.29863E+01
	2	4.54131E+00	2.99038E-01	3.25829E+01
2	2	-4.54131E+00	-4.04905E+00	-3.25827E+01
	3	4.54131E+00	4.04905E+00	2.71205E+01
3	3	-4.54131E+00	-5.82919E+00	-2.71204E+01
	4	4.54131E+00	5.82919E+00	1.92567E+01
4	4	-4.54130E+00	-6.43153E+00	-1.92568E+01
	5	4.54130E+00	6.43153E+00	1.05805E+01
5	5	-4.54131E+00	-6.42339E+00	-1.05805E+01
	6	4.54131E+00	6.42339E+00	1.91518E+00
6	6	-4.54129E+00	-6.11839E+00	-1.91518E+00
	7	4.54129E+00	6.11839E+00	-6.33871E+00
7	7	-4.54131E+00	-5.57578E+00	6.33874E+00
	8	4.54131E+00	5.57578E+00	-1.38606E+01
8	8	-4.54130E+00	-4.61045E+00	1.38606E+01
	9	4.54130E+00	4.61045E+00	-2.00801E+01
9	9	-4.54130E+00	-2.81882E+00	2.00799E+01
	10	4.54130E+00	2.81882E+00	-2.38825E+01
10	10	-4.54131E+00	3.83059E-01	2.38827E+01
	11	4.54131E+00	-3.83059E-01	-2.33659E+01
11	1	-3.02905E+00	1.46422E+01	3.29864E+01

	12	3.02905E+00	-5.79991E+00	1.47459E+01
12	12	-3.02868E+00	5.79995E+00	-1.47457E+01
	13	3.02868E+00	3.04232E+00	2.11848E+01
13	13	-3.02730E+00	-3.03568E+00	-2.11994E+01
	14	3.02730E+00	4.69242E+00	1.78184E+01
14	11	3.03125E+00	4.54135E+00	2.33663E+01
	15	-3.03125E+00	-4.54135E+00	-2.15823E+00
15	15	3.03064E+00	4.54138E+00	2.15837E+00
	16	-3.03064E+00	-4.54138E+00	1.90499E+01
16	16	3.03328E+00	4.58685E+00	-1.90476E+01
	19	-3.03328E+00	-4.58685E+00	2.30611E+01
17	14	4.65089E+00	-3.03013E+00	-1.78257E+01
	17	-4.65089E+00	3.03013E+00	1.15244E+01
18	17	4.64788E+00	-3.03054E+00	-1.15241E+01
	18	-4.64788E+00	3.03054E+00	-1.67544E+01
19	18	4.64585E+00	-3.03057E+00	1.67545E+01
	19	-4.64585E+00	3.03057E+00	-2.30569E+01

LEYES DE ESFUERZOS EN LAS BARRAS

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-0.299	32.986
0.675	-4.541	-0.299	32.785
1.349	-4.541	-0.299	32.583

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-4.049	32.583
0.675	-4.541	-4.049	29.852
1.349	-4.541	-4.049	27.120

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-5.829	27.120
0.675	-4.541	-5.829	23.189
1.349	-4.541	-5.829	19.257

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-6.432	19.257
0.675	-4.541	-6.432	14.919
1.349	-4.541	-6.432	10.580

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-6.423	10.580
0.675	-4.541	-6.423	6.248
1.349	-4.541	-6.423	1.915

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-6.118	1.915
0.675	-4.541	-6.118	-2.212
1.349	-4.541	-6.118	-6.339

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-5.576	-6.339
0.675	-4.541	-5.576	-10.100
1.349	-4.541	-5.576	-13.861

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-4.610	-13.861
0.675	-4.541	-4.610	-16.970
1.349	-4.541	-4.610	-20.080

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	-2.819	-20.080
0.674	-4.541	-2.819	-21.981
1.349	-4.541	-2.819	-23.882

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.541	0.383	-23.883
0.675	-4.541	0.383	-23.624
1.349	-4.541	0.383	-23.366

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	-3.029	14.642	-32.986
2.335	-3.029	10.221	-3.959
4.670	-3.029	5.800	14.746

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.029	5.800	14.746
2.335	-3.029	1.379	23.127
4.670	-3.029	-3.042	21.185

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.027	-3.036	21.199
0.438	-3.027	-3.864	19.690
0.875	-3.027	-4.692	17.818

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.031	4.541	-23.366
2.335	3.031	4.541	-12.762
4.670	3.031	4.541	-2.158

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.031	4.541	-2.158
2.335	3.031	4.541	8.446
4.670	3.031	4.541	19.050

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.033	4.587	19.048
0.438	3.033	4.587	21.054
0.875	3.033	4.587	23.061

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.651	-3.030	17.826
1.040	4.651	-3.030	14.675
2.080	4.651	-3.030	11.524

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.648	-3.031	11.524
4.666	4.648	-3.031	-2.615
9.331	4.648	-3.031	-16.754

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.646	-3.031	-16.754
1.040	4.646	-3.031	-19.906
2.080	4.646	-3.031	-23.057

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 6

EMPUJE TREN B EN UN LATERAL

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	2.23908E-03	-8.46732E-04
2	2.26490E-06	1.26053E-03	-6.04498E-04
3	4.52979E-06	5.98361E-04	-3.83937E-04
4	6.79469E-06	2.02517E-04	-2.12605E-04
5	9.05958E-06	-2.73516E-06	-1.02376E-04
6	1.13245E-05	-1.02508E-04	-5.62135E-05
7	1.35894E-05	-1.82509E-04	-7.25554E-05
8	1.58543E-05	-3.24474E-04	-1.47178E-04
9	1.81191E-05	-6.02427E-04	-2.72565E-04
10	2.03840E-05	-1.07650E-03	-4.34972E-04
11	2.26490E-05	-1.78150E-03	-6.09533E-04
12	4.76855E-03	2.24430E-03	-9.91992E-04
13	8.18677E-03	2.24953E-03	-4.44467E-04
14	8.56881E-03	2.25007E-03	-4.29200E-04
15	3.84249E-03	-1.78674E-03	-9.35963E-04
16	7.92012E-03	-1.79197E-03	-7.19940E-04
17	8.56559E-03	1.49330E-03	-3.07348E-04
18	8.54635E-03	-5.10307E-04	-5.38276E-04
19	8.54314E-03	-1.79250E-03	-7.03565E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.74023E+01	-3.02051E+00	4.06265E-04
2	-1.90735E-06	-3.40092E+00	2.36511E-04
3	3.33786E-06	-1.61438E+00	-1.22070E-04
4	5.72205E-06	-5.46391E-01	-1.33514E-05
5	6.67572E-06	7.37947E-03	-2.09808E-05

6	-1.23978E-05	2.76566E-01	-2.78950E-05
7	-2.86102E-06	4.92408E-01	4.43459E-05
8	1.62125E-05	8.75432E-01	-4.48227E-05
9	-1.23978E-05	1.62535E+00	1.29700E-04
10	1.47820E-05	2.90440E+00	2.28882E-04
11	-3.24249E-05	2.40325E+00	5.72205E-06

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	6.67572E-06	-1.22309E-04	-3.24249E-05
13	-4.24290E-02	-2.03061E-03	2.55775E-03
14	-2.95687E-03	6.99520E-04	9.17816E-03
15	-3.91006E-05	6.10352E-05	-3.38554E-05
16	-7.35569E-02	5.49555E-04	1.63288E-02
17	-5.79357E-04	-2.72036E-04	2.29836E-04
18	-3.22628E-03	-7.89165E-05	4.67300E-05
19	-2.03595E-02	-9.47237E-04	1.77498E-02

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-4.11965E+00	-2.70820E-01	-2.99233E+01
	2	4.11965E+00	2.70820E-01	2.95580E+01
2	2	-4.11965E+00	-3.67347E+00	-2.95577E+01
	3	4.11965E+00	3.67347E+00	2.46021E+01
3	3	-4.11965E+00	-5.28785E+00	-2.46023E+01
	4	4.11965E+00	5.28785E+00	1.74688E+01
4	4	-4.11964E+00	-5.83437E+00	-1.74688E+01
	5	4.11964E+00	5.83437E+00	9.59807E+00
5	5	-4.11964E+00	-5.82700E+00	-9.59809E+00
	6	4.11964E+00	5.82700E+00	1.73735E+00
6	6	-4.11965E+00	-5.55033E+00	-1.73738E+00
	7	4.11965E+00	5.55033E+00	-5.75019E+00
7	7	-4.11965E+00	-5.05803E+00	5.75023E+00
	8	4.11965E+00	5.05803E+00	-1.25737E+01
8	8	-4.11964E+00	-4.18241E+00	1.25736E+01
	9	4.11964E+00	4.18241E+00	-1.82157E+01
9	9	-4.11965E+00	-2.55660E+00	1.82159E+01
	10	4.11965E+00	2.55660E+00	-2.16647E+01
10	10	-4.11963E+00	3.47027E-01	2.16649E+01
	11	4.11963E+00	-3.47027E-01	-2.11968E+01
11	1	-2.74743E+00	1.32827E+01	2.99237E+01
	12	2.74743E+00	-5.26140E+00	1.33767E+01
12	12	-2.74756E+00	5.26139E+00	-1.33767E+01
	13	2.74756E+00	2.75989E+00	1.92177E+01
13	13	-2.74958E+00	-2.71746E+00	-1.92152E+01
	14	2.74958E+00	4.22038E+00	1.61799E+01
14	11	2.74957E+00	4.11967E+00	2.11968E+01
	15	-2.74957E+00	-4.11967E+00	-1.95794E+00
15	15	2.74963E+00	4.11970E+00	1.95790E+00
	16	-2.74963E+00	-4.11970E+00	1.72811E+01
16	16	2.75018E+00	4.19326E+00	-1.72648E+01
	19	-2.75018E+00	-4.19326E+00	2.09339E+01
17	14	4.21743E+00	-2.74889E+00	-1.61707E+01
	17	-4.21743E+00	2.74889E+00	1.04543E+01
18	17	4.21685E+00	-2.74916E+00	-1.04541E+01
	18	-4.21685E+00	2.74916E+00	-1.51988E+01
19	18	4.21362E+00	-2.74924E+00	1.51988E+01

19 -4.21362E+00 2.74924E+00 -2.09161E+01

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-0.271	29.923
0.675	-4.120	-0.271	29.741
1.349	-4.120	-0.271	29.558

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-3.673	29.558
0.675	-4.120	-3.673	27.080
1.349	-4.120	-3.673	24.602

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-5.288	24.602
0.675	-4.120	-5.288	21.036
1.349	-4.120	-5.288	17.469

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-5.834	17.469
0.675	-4.120	-5.834	13.533
1.349	-4.120	-5.834	9.598

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-5.827	9.598
0.675	-4.120	-5.827	5.668
1.349	-4.120	-5.827	1.737

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	-4.120	-5.550	1.737
0.675	-4.120	-5.550	-2.006
1.349	-4.120	-5.550	-5.750

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-5.058	-5.750
0.675	-4.120	-5.058	-9.162
1.349	-4.120	-5.058	-12.574

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-4.182	-12.574
0.675	-4.120	-4.182	-15.395
1.349	-4.120	-4.182	-18.216

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	-2.557	-18.216
0.674	-4.120	-2.557	-19.940
1.349	-4.120	-2.557	-21.665

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.120	0.347	-21.665
0.675	-4.120	0.347	-21.431
1.349	-4.120	0.347	-21.197

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.747	13.283	-29.924
2.335	-2.747	9.272	-3.591
4.670	-2.747	5.261	13.377

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.748	5.261	13.377
2.335	-2.748	1.251	20.980
4.670	-2.748	-2.760	19.218

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.750	-2.717	19.215
0.438	-2.750	-3.469	17.862
0.875	-2.750	-4.220	16.180

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	2.750	4.120	-21.197
2.335	2.750	4.120	-11.577
4.670	2.750	4.120	-1.958

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	2.750	4.120	-1.958
2.335	2.750	4.120	7.662
4.670	2.750	4.120	17.281

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	2.750	4.193	17.265
0.438	2.750	4.193	19.099
0.875	2.750	4.193	20.934

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.217	-2.749	16.171
1.040	4.217	-2.749	13.313
2.080	4.217	-2.749	10.454

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.217	-2.749	10.454
4.666	4.217	-2.749	-2.372
9.331	4.217	-2.749	-15.199

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	4.214	-2.749	-15.199
1.040	4.214	-2.749	-18.057
2.080	4.214	-2.749	-20.916

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 7

TREN A SOBRE UN HASTIAL

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-3.95040E-03	7.16330E-04
2	-2.62266E-07	-2.94596E-03	7.44804E-04
3	-5.24529E-07	-1.99675E-03	6.49034E-04
4	-7.86794E-07	-1.21776E-03	5.02298E-04
5	-1.04906E-06	-6.43007E-04	3.52250E-04
6	-1.31132E-06	-2.56450E-04	2.26477E-04
7	-1.57359E-06	-1.50516E-05	1.38309E-04
8	-1.83585E-06	1.35439E-04	9.17756E-05
9	-2.09811E-06	2.50481E-04	8.50896E-05
10	-2.36037E-06	3.80357E-04	1.12529E-04
11	-2.62265E-06	5.65243E-04	1.64750E-04
12	-2.49139E-03	-3.98962E-03	3.62416E-04
13	-3.49489E-03	-4.02884E-03	7.91178E-05
14	-3.56087E-03	-4.03285E-03	7.17725E-05
15	-1.22256E-03	5.63379E-04	3.47240E-04
16	-3.14806E-03	5.61514E-04	4.66914E-04
17	-3.56048E-03	-3.87517E-03	1.04400E-04
18	-3.55812E-03	-4.34111E-04	4.84811E-04
19	-3.55773E-03	5.61324E-04	4.69413E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-5.92704E-02	5.32908E+00	-1.28746E-04
2	1.19209E-07	7.94820E+00	-1.38283E-05
3	-3.87430E-07	5.38723E+00	-2.05994E-04
4	2.08616E-07	3.28550E+00	1.90735E-05
5	-8.94070E-07	1.73483E+00	3.41415E-04
6	-2.98023E-08	6.91902E-01	-3.62396E-05
7	3.57628E-07	4.06092E-02	-8.58307E-06
8	-6.85453E-07	-3.65414E-01	2.12193E-05
9	0.00000E+00	-6.75799E-01	1.81198E-05
10	9.83477E-07	-1.02620E+00	3.05176E-05
11	-2.68221E-06	-7.62513E-01	5.76973E-05

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	1.65701E-05	-7.34329E-04	2.47955E-05
13	-4.21011E-03	8.89969E-03	8.64887E-03
14	2.40069E-02	-5.76210E-03	5.99098E-03

15	3.33488E-05	1.83523E-04	1.43051E-05
16	1.10014E-02	-2.59161E-04	1.64652E-03
17	-2.03192E-04	1.65164E-04	7.82013E-05
18	-8.45790E-05	7.92742E-06	-6.99162E-05
19	2.87130E-02	3.35336E-04	8.41856E-04

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	4.77037E-01	-1.52830E+01	-1.38045E+01
	2	-4.77037E-01	1.52830E+01	-6.81268E+00
2	2	4.77037E-01	-7.33228E+00	6.81266E+00
	3	-4.77037E-01	7.33228E+00	-1.67041E+01
3	3	4.77037E-01	-1.94483E+00	1.67038E+01
	4	-4.77037E-01	1.94483E+00	-1.93275E+01
4	4	4.77037E-01	1.34199E+00	1.93275E+01
	5	-4.77037E-01	-1.34199E+00	-1.75171E+01
5	5	4.77036E-01	3.07670E+00	1.75175E+01
	6	-4.77036E-01	-3.07670E+00	-1.33669E+01
6	6	4.77036E-01	3.76873E+00	1.33669E+01
	7	-4.77036E-01	-3.76873E+00	-8.28276E+00
7	7	4.77037E-01	3.80938E+00	8.28276E+00
	8	-4.77037E-01	-3.80938E+00	-3.14378E+00
8	8	4.77036E-01	3.44388E+00	3.14381E+00
	9	-4.77036E-01	-3.44388E+00	1.50203E+00
9	9	4.77036E-01	2.76801E+00	-1.50201E+00
	10	-4.77036E-01	-2.76801E+00	5.23606E+00
10	10	4.77037E-01	1.74204E+00	-5.23603E+00
	11	-4.77037E-01	-1.74204E+00	7.58622E+00
11	1	2.06095E+01	5.36308E-01	1.38044E+01
	12	-2.06095E+01	-5.36308E-01	-1.12998E+01
12	12	2.06088E+01	5.36291E-01	1.12999E+01
	13	-2.06088E+01	-5.36291E-01	-8.79538E+00
13	13	2.06177E+01	5.40501E-01	8.80403E+00
	14	-2.06177E+01	-5.40501E-01	-8.33109E+00
14	11	9.79548E-01	-4.77034E-01	-7.58616E+00
	15	-9.79548E-01	4.77034E-01	5.35841E+00
15	15	9.79732E-01	-4.77068E-01	-5.35840E+00
	16	-9.79732E-01	4.77068E-01	3.13049E+00
16	16	9.79473E-01	-4.88069E-01	-3.12884E+00
	19	-9.79473E-01	4.88069E-01	2.70179E+00
17	14	-5.16494E-01	2.06119E+01	8.33709E+00
	17	5.16494E-01	9.79981E-01	8.47950E+00
18	17	-5.16698E-01	-9.79816E-01	-8.47942E+00
	18	5.16698E-01	9.79816E-01	-6.63404E-01
19	18	-5.16782E-01	-9.79808E-01	6.63334E-01
	19	5.16782E-01	9.79808E-01	-2.70094E+00

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	-15.283	13.805

0.675	0.477	-15.283	3.496
1.349	0.477	-15.283	-6.813

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	-7.332	-6.813
0.675	0.477	-7.332	-11.758
1.349	0.477	-7.332	-16.704

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	-1.945	-16.704
0.675	0.477	-1.945	-18.016
1.349	0.477	-1.945	-19.327

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	1.342	-19.327
0.675	0.477	1.342	-18.422
1.349	0.477	1.342	-17.517

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	3.077	-17.517
0.675	0.477	3.077	-15.442
1.349	0.477	3.077	-13.367

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	3.769	-13.367
0.675	0.477	3.769	-10.825
1.349	0.477	3.769	-8.283

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	3.809	-8.283
0.675	0.477	3.809	-5.713
1.349	0.477	3.809	-3.144

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	3.444	-3.144
0.675	0.477	3.444	-0.821
1.349	0.477	3.444	1.502

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	2.768	1.502
0.674	0.477	2.768	3.369
1.349	0.477	2.768	5.236

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.477	1.742	5.236
0.675	0.477	1.742	6.411
1.349	0.477	1.742	7.586

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	20.610	0.536	-13.804
2.335	20.610	0.536	-12.552
4.670	20.610	0.536	-11.300

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	20.609	0.536	-11.300
2.335	20.609	0.536	-10.048
4.670	20.609	0.536	-8.795

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	20.618	0.541	-8.804
0.438	20.618	0.541	-8.568
0.875	20.618	0.541	-8.331

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.980	-0.477	7.586

2.335	0.980	-0.477	6.472
4.670	0.980	-0.477	5.358

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.980	-0.477	5.358
2.335	0.980	-0.477	4.244
4.670	0.980	-0.477	3.130

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.979	-0.488	3.129
0.438	0.979	-0.488	2.915
0.875	0.979	-0.488	2.702

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.516	20.612	-8.337
1.040	-0.516	7.371	5.157
2.080	-0.516	-0.980	8.480

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.517	-0.980	8.479
4.666	-0.517	-0.980	3.908
9.331	-0.517	-0.980	-0.663

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.517	-0.980	-0.663
1.040	-0.517	-0.980	-1.682
2.080	-0.517	-0.980	-2.701

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 8

TREN A CENTRADO EN LOSA

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-2.48937E-03	5.28751E-04
2	1.69439E-06	-1.76345E-03	5.28589E-04
3	3.38877E-06	-1.10239E-03	4.41308E-04
4	5.08316E-06	-5.92850E-04	3.09395E-04
5	6.77754E-06	-2.76392E-04	1.57983E-04
6	8.47192E-06	-1.69576E-04	-4.13541E-08
7	1.01663E-05	-2.76506E-04	-1.58069E-04
8	1.18607E-05	-5.93082E-04	-3.09486E-04
9	1.35551E-05	-1.10274E-03	-4.41400E-04
10	1.52494E-05	-1.76391E-03	-5.28674E-04
11	1.69439E-05	-2.48998E-03	-5.28819E-04
12	-1.69690E-03	-2.51538E-03	1.30327E-04
13	-5.85426E-04	-2.54139E-03	-6.73981E-04
14	1.80441E-05	-2.54405E-03	-7.05765E-04
15	1.71403E-03	-2.51599E-03	-1.30349E-04
16	6.02689E-04	-2.54200E-03	6.73932E-04
17	1.56915E-05	-4.28722E-03	-9.27388E-04
18	1.61563E-06	-4.28777E-03	9.27319E-04
19	-7.37134E-07	-2.54466E-03	7.05714E-04

REACCIONES EN APOYOS

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	5.45979E-04	3.35817E+00	-1.61648E-04
2	7.15256E-07	4.75779E+00	-9.48906E-05
3	1.43051E-06	2.97425E+00	1.30653E-04
4	2.86102E-06	1.59951E+00	1.73569E-04
5	2.38419E-07	7.45705E-01	7.62939E-05
6	8.82149E-06	4.57515E-01	-9.53674E-06
7	-1.59740E-05	7.46012E-01	1.52588E-05
8	-5.48363E-06	1.60014E+00	5.91278E-05
9	1.07288E-05	2.97519E+00	-3.91006E-05
10	1.04904E-05	4.75903E+00	-1.43051E-04
11	-2.12193E-05	3.35898E+00	-8.15392E-05

FUERZAS EN NUDOS LIBRES

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	1.69277E-05	-4.89235E-04	2.28882E-05
13	1.77145E-03	5.74780E-03	2.05994E-04
14	2.58684E-04	-3.72028E-03	-1.56403E-04
15	-1.09673E-05	-8.56400E-04	1.90735E-05
16	-2.15912E-03	-1.24264E-03	7.24792E-05
17	-5.00679E-06	3.56674E-04	-3.81470E-06
18	2.38419E-07	-6.77109E-05	-8.48770E-05
19	-4.10795E-04	8.59261E-04	3.05176E-05

FUERZAS DE NUDO SOBRE BARRA

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-3.08194E+00	-1.03086E+01	-6.93332E+00
	2	3.08194E+00	1.03086E+01	-6.97324E+00
2	2	-3.08194E+00	-5.54918E+00	6.97314E+00
	3	3.08194E+00	5.54918E+00	-1.44591E+01

3	3	-3.08194E+00	-2.57441E+00	1.44592E+01
	4	3.08194E+00	2.57441E+00	-1.79322E+01
4	4	-3.08194E+00	-9.74718E-01	1.79324E+01
	5	3.08194E+00	9.74718E-01	-1.92473E+01
5	5	-3.08194E+00	-2.28993E-01	1.92474E+01
	6	3.08194E+00	2.28993E-01	-1.95563E+01
6	6	-3.08193E+00	2.28665E-01	1.95563E+01
	7	3.08193E+00	-2.28665E-01	-1.92478E+01
7	7	-3.08194E+00	9.74521E-01	1.92478E+01
	8	3.08194E+00	-9.74521E-01	-1.79332E+01
8	8	-3.08195E+00	2.57533E+00	1.79332E+01
	9	3.08195E+00	-2.57533E+00	-1.44591E+01
9	9	-3.08194E+00	5.55029E+00	1.44590E+01
	10	3.08194E+00	-5.55029E+00	-6.97169E+00
10	10	-3.08193E+00	1.03087E+01	6.97155E+00
	11	3.08193E+00	-1.03087E+01	6.93594E+00
11	1	1.36649E+01	-3.08249E+00	6.93316E+00
	12	-1.36649E+01	3.08249E+00	-2.13284E+01
12	12	1.36644E+01	-3.08250E+00	2.13284E+01
	13	-1.36644E+01	3.08250E+00	-3.57237E+01
13	13	1.36701E+01	-3.08428E+00	3.57239E+01
	14	-1.36701E+01	3.08428E+00	-3.84226E+01
14	11	1.36674E+01	3.08195E+00	-6.93603E+00
	15	-1.36674E+01	-3.08195E+00	2.13287E+01
15	15	1.36666E+01	3.08196E+00	-2.13287E+01
	16	-1.36666E+01	-3.08196E+00	3.57215E+01
16	16	1.36653E+01	3.08412E+00	-3.57214E+01
	19	-1.36653E+01	-3.08412E+00	3.84200E+01
17	14	3.08453E+00	1.36664E+01	3.84225E+01
	17	-3.08453E+00	-1.36664E+01	-1.00028E+01
18	17	3.08453E+00	1.36668E+01	1.00028E+01
	18	-3.08453E+00	1.36661E+01	-9.99984E+00
19	18	3.08453E+00	-1.36662E+01	9.99975E+00
	19	-3.08453E+00	1.36662E+01	-3.84200E+01

LEYES DE ESFUERZOS EN LAS BARRAS

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	-10.309	6.933
0.675	-3.082	-10.309	-0.020
1.349	-3.082	-10.309	-6.973

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	-5.549	-6.973
0.675	-3.082	-5.549	-10.716
1.349	-3.082	-5.549	-14.459

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	-2.574	-14.459
0.675	-3.082	-2.574	-16.196
1.349	-3.082	-2.574	-17.932

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	-0.975	-17.932
0.675	-3.082	-0.975	-18.590
1.349	-3.082	-0.975	-19.247

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	-0.229	-19.247
0.675	-3.082	-0.229	-19.402
1.349	-3.082	-0.229	-19.556

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	0.229	-19.556
0.675	-3.082	0.229	-19.402
1.349	-3.082	0.229	-19.248

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	0.975	-19.248
0.675	-3.082	0.975	-18.590
1.349	-3.082	0.975	-17.933

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	2.575	-17.933
0.675	-3.082	2.575	-16.196
1.349	-3.082	2.575	-14.459

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	5.550	-14.459
0.674	-3.082	5.550	-10.715

1.349	-3.082	5.550	-6.972

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.082	10.309	-6.972
0.675	-3.082	10.309	-0.018
1.349	-3.082	10.309	6.936

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.665	-3.082	-6.933
2.335	13.665	-3.082	-14.131
4.670	13.665	-3.082	-21.328

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.664	-3.083	-21.328
2.335	13.664	-3.083	-28.526
4.670	13.664	-3.083	-35.724

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.670	-3.084	-35.724
0.438	13.670	-3.084	-37.073
0.875	13.670	-3.084	-38.423

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.667	3.082	6.936
2.335	13.667	3.082	14.132
4.670	13.667	3.082	21.329

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.667	3.082	21.329
2.335	13.667	3.082	28.525
4.670	13.667	3.082	35.721

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	13.665	3.084	35.721
0.438	13.665	3.084	37.071
0.875	13.665	3.084	38.420

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.085	13.666	-38.422
1.040	3.085	13.666	-24.213
2.080	3.085	13.666	-10.003

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.085	13.667	-10.003
4.666	3.085	0.000	37.320
9.331	3.085	-13.666	-10.000

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.085	-13.666	-10.000
1.040	3.085	-13.666	-24.210
2.080	3.085	-13.666	-38.420

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N° 9

TREN B SOBRE LOSA SUPERIOR

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-5.97181E-03	1.15865E-03
2	2.18878E-06	-4.34026E-03	1.21131E-03
3	4.37754E-06	-2.80662E-03	1.03495E-03
4	6.56632E-06	-1.60326E-03	7.35512E-04
5	8.75510E-06	-8.48109E-04	3.78379E-04
6	1.09439E-05	-5.91975E-04	-1.08146E-07
7	1.31326E-05	-8.48408E-04	-3.78604E-04
8	1.53214E-05	-1.60387E-03	-7.35758E-04
9	1.75102E-05	-2.80756E-03	-1.03521E-03
10	1.96989E-05	-4.34153E-03	-1.21157E-03
11	2.18878E-05	-5.97350E-03	-1.15887E-03
12	-3.39136E-03	-6.03796E-03	2.06361E-04
13	-1.11118E-03	-6.10410E-03	-1.27027E-03
14	2.38796E-05	-6.11086E-03	-1.32464E-03

15	3.41403E-03	-6.03965E-03	-2.06495E-04
16	1.13452E-03	-6.10580E-03	1.27010E-03
17	2.08393E-05	-9.27398E-03	-1.62425E-03
18	2.64937E-06	-9.27540E-03	1.62404E-03
19	-3.91060E-07	-6.11256E-03	1.32447E-03

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	9.85861E-04	8.05598E+00	4.57764E-05
2	-4.05312E-06	1.17100E+01	5.52177E-04
3	4.05312E-06	7.57226E+00	7.93457E-04
4	7.39098E-06	4.32560E+00	1.56403E-04
5	-5.72205E-06	2.28820E+00	1.14441E-04
6	1.47820E-05	1.59715E+00	2.67029E-05
7	-1.95503E-05	2.28900E+00	-1.14441E-05
8	-1.66893E-06	4.32725E+00	-3.28064E-04
9	5.24521E-06	7.57480E+00	1.90735E-04
10	2.09808E-05	1.17134E+01	3.50952E-04
11	-1.12057E-05	8.05825E+00	-4.74930E-04

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	2.07424E-05	-2.68936E-03	5.72205E-05
13	-6.95467E-04	8.06427E-03	2.21634E-03
14	4.58717E-03	-2.89536E-03	1.48773E-03
15	-4.88758E-05	-1.95694E-03	-2.67029E-05
16	-9.52792E-03	2.19345E-03	1.77002E-03
17	-1.26362E-05	7.51495E-04	-7.77245E-05
18	0.00000E+00	-3.12805E-04	-4.11987E-04
19	4.68087E-03	-2.69318E-03	3.09753E-03

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-3.98119E+00	-2.67008E+01	-2.44760E+01
	2	3.98119E+00	2.67008E+01	-1.15442E+01
2	2	-3.98119E+00	-1.49867E+01	1.15447E+01
	3	3.98119E+00	1.49867E+01	-3.17620E+01
3	3	-3.98119E+00	-7.41408E+00	3.17628E+01
	4	3.98119E+00	7.41408E+00	-4.17646E+01
4	4	-3.98118E+00	-3.08777E+00	4.17648E+01
	5	3.98118E+00	3.08777E+00	-4.59303E+01
5	5	-3.98119E+00	-7.99409E-01	4.59304E+01
	6	3.98119E+00	7.99409E-01	-4.70088E+01
6	6	-3.98117E+00	7.98306E-01	4.70089E+01
	7	3.98117E+00	-7.98306E-01	-4.59319E+01
7	7	-3.98119E+00	3.08653E+00	4.59319E+01
	8	3.98119E+00	-3.08653E+00	-4.17681E+01
8	8	-3.98120E+00	7.41514E+00	4.17678E+01
	9	3.98120E+00	-7.41514E+00	-3.17647E+01
9	9	-3.98119E+00	1.49911E+01	3.17649E+01
	10	3.98119E+00	-1.49911E+01	-1.15418E+01
10	10	-3.98117E+00	2.67017E+01	1.15422E+01
	11	3.98117E+00	-2.67017E+01	2.44811E+01

11	1	3.47541E+01	-3.98218E+00	2.44760E+01
	12	-3.47541E+01	3.98218E+00	-4.30728E+01
12	12	3.47514E+01	-3.98220E+00	4.30728E+01
	13	-3.47514E+01	3.98220E+00	-6.16697E+01
13	13	3.47594E+01	-3.98150E+00	6.16719E+01
	14	-3.47594E+01	3.98150E+00	-6.51557E+01
14	11	3.47592E+01	3.98118E+00	-2.44816E+01
	15	-3.47592E+01	-3.98118E+00	4.30737E+01
15	15	3.47573E+01	3.98123E+00	-4.30737E+01
	16	-3.47573E+01	-3.98123E+00	6.16661E+01
16	16	3.47594E+01	3.99076E+00	-6.16643E+01
	19	-3.47594E+01	-3.99076E+00	6.51562E+01
17	14	3.98609E+00	3.47566E+01	6.51572E+01
	17	-3.98609E+00	-2.40410E+01	-4.02155E+00
18	17	3.98608E+00	2.40418E+01	4.02147E+00
	18	-3.98608E+00	2.40405E+01	-4.01577E+00
19	18	3.98608E+00	-2.40408E+01	4.01536E+00
	19	-3.98608E+00	3.47568E+01	-6.51531E+01

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	-26.701	24.476
0.675	-3.981	-26.701	6.466
1.349	-3.981	-26.701	-11.544

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	-14.987	-11.545
0.675	-3.981	-14.987	-21.653
1.349	-3.981	-14.987	-31.762

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	-7.414	-31.763
0.675	-3.981	-7.414	-36.764
1.349	-3.981	-7.414	-41.765

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	-3.088	-41.765
0.675	-3.981	-3.088	-43.848
1.349	-3.981	-3.088	-45.930

ATROS ESPAÑA S.A.

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	-0.799	-45.930
0.675	-3.981	-0.799	-46.470
1.349	-3.981	-0.799	-47.009

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	0.798	-47.009
0.675	-3.981	0.798	-46.470
1.349	-3.981	0.798	-45.932

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	3.087	-45.932
0.675	-3.981	3.087	-43.850
1.349	-3.981	3.087	-41.768

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	7.415	-41.768
0.675	-3.981	7.415	-36.766
1.349	-3.981	7.415	-31.765

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	14.991	-31.765
0.674	-3.981	14.991	-21.653
1.349	-3.981	14.991	-11.542

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-3.981	26.702	-11.542
0.675	-3.981	26.702	6.469
1.349	-3.981	26.702	24.481

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

Refª 02E12/4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	34.754	-3.982	-24.476
2.335	34.754	-3.982	-33.774
4.670	34.754	-3.982	-43.073

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	34.751	-3.982	-43.073
2.335	34.751	-3.982	-52.371
4.670	34.751	-3.982	-61.670

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	34.759	-3.982	-61.672
0.438	34.759	-3.982	-63.414
0.875	34.759	-3.982	-65.156

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	34.759	3.981	24.482
2.335	34.759	3.981	33.778
4.670	34.759	3.981	43.074

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	34.757	3.981	43.074
2.335	34.757	3.981	52.370
4.670	34.757	3.981	61.666

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	34.759	3.991	61.664
0.438	34.759	3.991	63.410
0.875	34.759	3.991	65.156

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.986	34.757	-65.157
1.040	3.986	29.399	-31.804
2.080	3.986	24.041	-4.022

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.986	24.042	-4.021
4.666	3.986	0.001	52.064
9.331	3.986	-24.041	-4.016

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.986	-24.041	-4.015
1.040	3.986	-29.399	-31.799
2.080	3.986	-34.757	-65.153

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°10

FRENADO TREN A

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	2.04599E-04	-6.87692E-05
2	2.50881E-07	1.23879E-04	-5.07195E-05
3	5.01761E-07	6.74214E-05	-3.34128E-05
4	7.52643E-07	3.21209E-05	-1.96850E-05
5	1.00352E-06	1.20371E-05	-1.10119E-05
6	1.25440E-06	-1.57234E-07	-8.04824E-06
7	1.50528E-06	-1.23239E-05	-1.09700E-05
8	1.75617E-06	-3.23183E-05	-1.95923E-05
9	2.00704E-06	-6.74502E-05	-3.32530E-05
10	2.25792E-06	-1.23636E-04	-5.04732E-05
11	2.50881E-06	-2.03961E-04	-6.84222E-05
12	4.15638E-04	2.05314E-04	-9.91717E-05
13	8.32279E-04	2.06028E-04	-6.91985E-05
14	8.91976E-04	2.06101E-04	-6.71958E-05
15	4.15886E-04	-2.04676E-04	-9.85984E-05
16	8.29883E-04	-2.05391E-04	-6.86875E-05
17	8.91620E-04	8.80381E-05	-4.75435E-05
18	8.89492E-04	-8.83624E-05	-4.71186E-05
19	8.89136E-04	-2.05464E-04	-6.66919E-05

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-9.14855E-01	-2.76004E-01	-2.21729E-05
2	-8.94070E-08	-3.34227E-01	-8.34465E-06
3	8.94070E-08	-1.81903E-01	1.51396E-05
4	4.17233E-07	-8.66621E-02	2.86102E-06

5	7.45058E-07	-3.24762E-02	-6.02007E-06
6	-3.27826E-07	4.24217E-04	-4.17233E-06
7	-1.78814E-07	3.32500E-02	-5.36442E-06
8	-6.55651E-07	8.71949E-02	-8.94070E-06
9	-4.47035E-07	1.81981E-01	-1.87159E-05
10	1.60933E-06	3.33569E-01	-3.00407E-05
11	-2.62260E-06	2.75143E-01	-1.81198E-05

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	-5.24521E-06	0.00000E+00	5.87199E-07
13	-5.49883E-04	7.53105E-05	-1.39332E-03
14	9.25741E-01	-2.10285E-04	-7.25031E-04
15	-4.70877E-06	-1.14679E-04	-1.88407E-06
16	-4.38043E-03	-2.28226E-04	2.34365E-04
17	-2.32875E-04	2.08616E-07	7.15256E-07
18	-3.93391E-04	-7.89762E-06	4.17233E-06
19	-5.31751E-03	2.17974E-04	4.34399E-04

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-4.56331E-01	9.95185E-02	-2.14895E+00
	2	4.56331E-01	-9.95185E-02	2.28320E+00
2	2	-4.56331E-01	-2.34749E-01	-2.28321E+00
	3	4.56331E-01	2.34749E-01	1.96653E+00
3	3	-4.56331E-01	-4.16694E-01	-1.96651E+00
	4	4.56331E-01	4.16694E-01	1.40438E+00
4	4	-4.56330E-01	-5.03376E-01	-1.40438E+00
	5	4.56330E-01	5.03376E-01	7.25310E-01
5	5	-4.56330E-01	-5.35860E-01	-7.25316E-01
	6	4.56330E-01	5.35860E-01	2.43005E-03
6	6	-4.56330E-01	-5.35433E-01	-2.43422E-03
	7	4.56330E-01	5.35433E-01	-7.19881E-01
7	7	-4.56330E-01	-5.02195E-01	7.19876E-01
	8	4.56330E-01	5.02195E-01	-1.39735E+00
8	8	-4.56331E-01	-4.14969E-01	1.39734E+00
	9	4.56331E-01	4.14969E-01	-1.95714E+00
9	9	-4.56331E-01	-2.32995E-01	1.95712E+00
	10	4.56331E-01	2.32995E-01	-2.27143E+00
10	10	-4.56330E-01	1.00513E-01	2.27140E+00
	11	4.56330E-01	-1.00513E-01	-2.13580E+00
11	1	-3.75420E-01	4.58524E-01	2.14893E+00
	12	3.75420E-01	-4.58524E-01	-7.61919E-03
12	12	-3.75420E-01	4.58530E-01	7.61978E-03
	13	3.75420E-01	-4.58530E-01	2.13371E+00
13	13	-3.75345E-01	4.59080E-01	-2.13511E+00
	14	3.75345E-01	-4.59080E-01	2.53680E+00
14	11	3.75688E-01	4.56332E-01	2.13578E+00
	15	-3.75688E-01	-4.56332E-01	-4.71127E-03
15	15	3.75573E-01	4.56337E-01	4.70939E-03
	16	-3.75573E-01	-4.56337E-01	2.12638E+00
16	16	3.75345E-01	4.60717E-01	-2.12615E+00
	19	-3.75345E-01	-4.60717E-01	2.52928E+00
17	14	4.66661E-01	-3.75555E-01	-2.53753E+00
	17	-4.66661E-01	3.75555E-01	1.75655E+00
18	17	4.66428E-01	-3.75555E-01	-1.75655E+00
	18	-4.66428E-01	3.75555E-01	-1.74782E+00

19	18	4.66035E-01	-3.75563E-01	1.74782E+00
	19	-4.66035E-01	3.75563E-01	-2.52884E+00

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	0.100	2.149
0.675	-0.456	0.100	2.216
1.349	-0.456	0.100	2.283

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	-0.235	2.283
0.675	-0.456	-0.235	2.125
1.349	-0.456	-0.235	1.967

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	-0.417	1.967
0.675	-0.456	-0.417	1.685
1.349	-0.456	-0.417	1.404

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	-0.503	1.404
0.675	-0.456	-0.503	1.065
1.349	-0.456	-0.503	0.725

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	-0.536	0.725
0.675	-0.456	-0.536	0.364
1.349	-0.456	-0.536	0.002

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	-0.456	-0.535	0.002
0.675	-0.456	-0.535	-0.359
1.349	-0.456	-0.535	-0.720

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	-0.502	-0.720
0.675	-0.456	-0.502	-1.059
1.349	-0.456	-0.502	-1.397

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	-0.415	-1.397
0.675	-0.456	-0.415	-1.677
1.349	-0.456	-0.415	-1.957

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	-0.233	-1.957
0.674	-0.456	-0.233	-2.114
1.349	-0.456	-0.233	-2.271

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.456	0.101	-2.271
0.675	-0.456	0.101	-2.204
1.349	-0.456	0.101	-2.136

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.375	0.459	-2.149
2.335	-0.375	0.459	-1.078
4.670	-0.375	0.459	-0.008

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.375	0.459	-0.008
2.335	-0.375	0.459	1.063
4.670	-0.375	0.459	2.134

ATROS ESPAÑA S.A.

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.375	0.459	2.135
0.438	-0.375	0.459	2.336
0.875	-0.375	0.459	2.537

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.376	0.456	-2.136
2.335	0.376	0.456	-1.070
4.670	0.376	0.456	-0.005

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.376	0.456	-0.005
2.335	0.376	0.456	1.061
4.670	0.376	0.456	2.126

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.375	0.461	2.126
0.438	0.375	0.461	2.328
0.875	0.375	0.461	2.529

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.467	-0.376	2.538
1.040	0.467	-0.376	2.147
2.080	0.467	-0.376	1.757

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.466	-0.376	1.757
4.666	0.466	-0.376	0.004
9.331	0.466	-0.376	-1.748

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

Refª 02E12/4

0.000	0.466	-0.376	-1.748
1.040	0.466	-0.376	-2.138
2.080	0.466	-0.376	-2.529

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°11

FRENADO TREN B

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	3.94197E-04	-1.32496E-04
2	4.83367E-07	2.38675E-04	-9.77200E-05
3	9.66731E-07	1.29899E-04	-6.43756E-05
4	1.45010E-06	6.18865E-05	-3.79266E-05
5	1.93346E-06	2.31916E-05	-2.12164E-05
6	2.41683E-06	-3.02973E-07	-1.55063E-05
7	2.90019E-06	-2.37443E-05	-2.11356E-05
8	3.38356E-06	-6.22670E-05	-3.77480E-05
9	3.86692E-06	-1.29955E-04	-6.40678E-05
10	4.35028E-06	-2.38206E-04	-9.72455E-05
11	4.83367E-06	-3.92967E-04	-1.31827E-04
12	8.00800E-04	3.95573E-04	-1.91072E-04
13	1.60353E-03	3.96950E-04	-1.33323E-04
14	1.71855E-03	3.97090E-04	-1.29465E-04
15	8.01277E-04	-3.94344E-04	-1.89967E-04
16	1.59891E-03	-3.95721E-04	-1.32339E-04
17	1.71786E-03	1.69621E-04	-9.16009E-05
18	1.71376E-03	-1.70246E-04	-9.07824E-05
19	1.71308E-03	-3.95862E-04	-1.28494E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.76263E+00	-5.31771E-01	1.04904E-05
2	-5.36442E-07	-6.43946E-01	1.14441E-05
3	-5.96046E-08	-3.50468E-01	6.19888E-06
4	2.26498E-06	-1.66970E-01	-1.09673E-05
5	1.13249E-06	-6.25711E-02	-8.94070E-06
6	-2.98023E-06	8.17421E-04	-3.65917E-06
7	1.72853E-06	6.40620E-02	-1.78814E-06
8	-1.66893E-06	1.67996E-01	-2.93255E-05
9	5.96046E-07	3.50618E-01	1.52588E-05
10	1.54972E-06	6.42680E-01	3.71933E-05
11	-5.84126E-06	5.30112E-01	-3.81470E-06

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	-5.36442E-06	1.68204E-04	-1.20420E-05
13	-4.51398E-03	-7.13825E-04	-1.11723E-03

14	1.78617E+00	3.52919E-04	6.81877E-05
15	-1.49012E-05	-1.52946E-04	1.13063E-05
16	5.13887E-03	2.85685E-04	-5.53513E-03
17	4.54187E-04	-1.95503E-05	2.26498E-05
18	7.36415E-04	-3.09944E-06	1.69277E-05
19	-2.53277E-02	-3.30269E-04	-5.02443E-03

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-8.79201E-01	1.91811E-01	-4.14028E+00
	2	8.79201E-01	-1.91811E-01	4.39904E+00
2	2	-8.79201E-01	-4.52307E-01	-4.39903E+00
	3	8.79201E-01	4.52307E-01	3.78886E+00
3	3	-8.79201E-01	-8.02853E-01	-3.78885E+00
	4	8.79201E-01	8.02853E-01	2.70578E+00
4	4	-8.79199E-01	-9.69847E-01	-2.70579E+00
	5	8.79199E-01	9.69847E-01	1.39743E+00
5	5	-8.79198E-01	-1.03242E+00	-1.39744E+00
	6	8.79198E-01	1.03242E+00	4.68758E-03
6	6	-8.79201E-01	-1.03161E+00	-4.69124E-03
	7	8.79201E-01	1.03161E+00	-1.38698E+00
7	7	-8.79199E-01	-9.67556E-01	1.38698E+00
	8	8.79199E-01	9.67556E-01	-2.69224E+00
8	8	-8.79201E-01	-7.99541E-01	2.69221E+00
	9	8.79201E-01	7.99541E-01	-3.77080E+00
9	9	-8.79200E-01	-4.48797E-01	3.77081E+00
	10	8.79200E-01	4.48797E-01	-4.37624E+00
10	10	-8.79199E-01	1.93690E-01	4.37628E+00
	11	8.79199E-01	-1.93690E-01	-4.11497E+00
11	1	-7.23360E-01	8.83428E-01	4.14029E+00
	12	7.23360E-01	-8.83428E-01	-1.46797E-02
12	12	-7.23192E-01	8.83434E-01	1.46676E-02
	13	7.23192E-01	-8.83434E-01	4.11097E+00
13	13	-7.23906E-01	8.87948E-01	-4.11208E+00
	14	7.23906E-01	-8.87948E-01	4.88904E+00
14	11	7.23773E-01	8.79205E-01	4.11496E+00
	15	-7.23773E-01	-8.79205E-01	-9.07870E-03
15	15	7.23620E-01	8.79219E-01	9.09001E-03
	16	-7.23620E-01	-8.79219E-01	4.09687E+00
16	16	7.23906E-01	8.74081E-01	-4.10240E+00
	19	-7.23906E-01	-8.74081E-01	4.86722E+00
17	14	8.98218E-01	-7.23553E-01	-4.88897E+00
	17	-8.98218E-01	7.23553E-01	3.38432E+00
18	17	8.98672E-01	-7.23573E-01	-3.38430E+00
	18	-8.98672E-01	7.23573E-01	-3.36748E+00
19	18	8.99408E-01	-7.23576E-01	3.36750E+00
	19	-8.99408E-01	7.23576E-01	-4.87224E+00

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	-0.879	0.192	4.140
0.675	-0.879	0.192	4.270
1.349	-0.879	0.192	4.399

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-0.452	4.399
0.675	-0.879	-0.452	4.094
1.349	-0.879	-0.452	3.789

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-0.803	3.789
0.675	-0.879	-0.803	3.247
1.349	-0.879	-0.803	2.706

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-0.970	2.706
0.675	-0.879	-0.970	2.052
1.349	-0.879	-0.970	1.397

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-1.032	1.397
0.675	-0.879	-1.032	0.701
1.349	-0.879	-1.032	0.005

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-1.032	0.005
0.675	-0.879	-1.032	-0.691
1.349	-0.879	-1.032	-1.387

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-0.968	-1.387
0.675	-0.879	-0.968	-2.040
1.349	-0.879	-0.968	-2.692

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-0.800	-2.692
0.675	-0.879	-0.800	-3.232
1.349	-0.879	-0.800	-3.771

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	-0.449	-3.771
0.674	-0.879	-0.449	-4.074
1.349	-0.879	-0.449	-4.376

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.879	0.194	-4.376
0.675	-0.879	0.194	-4.246
1.349	-0.879	0.194	-4.115

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.723	0.883	-4.140
2.335	-0.723	0.883	-2.077
4.670	-0.723	0.883	-0.015

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.723	0.883	-0.015
2.335	-0.723	0.883	2.048
4.670	-0.723	0.883	4.111

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.724	0.888	4.112
0.438	-0.724	0.888	4.501
0.875	-0.724	0.888	4.889

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	0.724	0.879	-4.115
2.335	0.724	0.879	-2.062
4.670	0.724	0.879	-0.009

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.724	0.879	-0.009
2.335	0.724	0.879	2.044
4.670	0.724	0.879	4.097

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.724	0.874	4.102
0.438	0.724	0.874	4.485
0.875	0.724	0.874	4.867

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.898	-0.724	4.889
1.040	0.898	-0.724	4.137
2.080	0.898	-0.724	3.384

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.899	-0.724	3.384
4.666	0.899	-0.724	0.008
9.331	0.899	-0.724	-3.367

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.899	-0.724	-3.367
1.040	0.899	-0.724	-4.120
2.080	0.899	-0.724	-4.872

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°12

SISMO

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	2.44141E-04	-1.25472E-04
2	-1.92146E-06	9.93811E-05	-8.97248E-05
3	-3.84290E-06	-1.81223E-07	-5.89576E-05
4	-5.76436E-06	-6.25900E-05	-3.46410E-05
5	-7.68581E-06	-9.61272E-05	-1.58448E-05
6	-9.60725E-06	-1.06765E-04	-2.16252E-07
7	-1.15287E-05	-9.67822E-05	1.52530E-05
8	-1.34502E-05	-6.43263E-05	3.35797E-05
9	-1.53716E-05	-3.82448E-06	5.71515E-05
10	-1.72930E-05	9.26816E-05	8.69785E-05
11	-1.92146E-05	2.33077E-04	1.21747E-04
12	5.49866E-04	2.44160E-04	-4.65961E-05
13	1.87211E-04	2.44179E-04	1.73159E-04
14	3.54832E-05	2.44181E-04	1.72925E-04
15	-5.46550E-04	2.33057E-04	4.12192E-05
16	-1.61316E-04	2.33038E-04	-1.76904E-04
17	3.02420E-05	5.75611E-04	1.45798E-04
18	-1.11542E-06	5.70861E-04	-1.48365E-04
19	-6.35680E-06	2.33036E-04	-1.76561E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-2.49321E-02	-3.29346E-01	4.19617E-05
2	2.38419E-07	-2.68130E-01	3.09944E-05
3	-2.38419E-07	4.88939E-04	-1.31130E-05
4	-7.39098E-06	1.68868E-01	-9.53674E-06
5	-7.15256E-07	2.59351E-01	1.14441E-05
6	5.72205E-06	2.88051E-01	-1.52588E-05
7	-1.21593E-05	2.61118E-01	-1.47820E-05
8	1.47820E-05	1.73552E-01	-2.38419E-07
9	8.82149E-06	1.03185E-02	0.00000E+00
10	-2.43187E-05	-2.50055E-01	7.15256E-06
11	1.35899E-05	-3.14420E-01	9.53674E-07

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	-2.62260E-06	0.00000E+00	2.86102E-06
13	-4.38690E-05	-2.92821E-04	-2.60592E-04
14	2.42462E-02	1.43014E-04	-2.19345E-04
15	2.50340E-06	7.27922E-06	9.53674E-07
16	-7.43866E-04	1.02930E-04	5.65767E-04
17	-4.76837E-06	-5.18383E-05	-4.05312E-06
18	4.76837E-07	6.89737E-06	1.50204E-05
19	1.48010E-03	-2.33501E-05	5.63383E-04

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	3.49496E+00	-3.19088E-01	-4.60419E+00
	2	-3.49496E+00	3.19088E-01	4.17373E+00
2	2	3.49496E+00	-5.87358E-01	-4.17370E+00

	3	-3.49496E+00	5.87358E-01	3.38134E+00
3	3	3.49496E+00	-5.86864E-01	-3.38135E+00
	4	-3.49496E+00	5.86864E-01	2.58965E+00
4	4	3.49495E+00	-4.17983E-01	-2.58966E+00
	5	-3.49495E+00	4.17983E-01	2.02579E+00
5	5	3.49495E+00	-1.58553E-01	-2.02578E+00
	6	-3.49495E+00	1.58553E-01	1.81189E+00
6	6	3.49496E+00	1.29502E-01	-1.81191E+00
	7	-3.49496E+00	-1.29502E-01	1.98661E+00
7	7	3.49494E+00	3.90604E-01	-1.98662E+00
	8	-3.49494E+00	-3.90604E-01	2.51356E+00
8	8	3.49496E+00	5.64175E-01	-2.51356E+00
	9	-3.49496E+00	-5.64175E-01	3.27464E+00
9	9	3.49497E+00	5.74508E-01	-3.27464E+00
	10	-3.49497E+00	-5.74508E-01	4.04965E+00
10	10	3.49494E+00	3.24506E-01	-4.04964E+00
	11	-3.49494E+00	-3.24506E-01	4.48743E+00
11	1	-1.00316E-02	3.51989E+00	4.60423E+00
	12	1.00316E-02	-1.41991E+00	8.56469E+00
12	12	-1.00316E-02	1.41991E+00	-8.56469E+00
	13	1.00316E-02	4.88004E+00	2.11978E+00
13	13	-1.03244E-02	-4.87999E+00	-2.12004E+00
	14	1.03244E-02	6.84732E+00	-2.95328E+00
14	11	1.01386E-02	-3.49496E+00	-4.48743E+00
	15	-1.01388E-02	1.39497E+00	-8.56505E+00
15	15	1.01460E-02	-1.39498E+00	8.56505E+00
	16	-1.01466E-02	-4.90497E+00	-2.00370E+00
16	16	1.02495E-02	4.90571E+00	2.00426E+00
	19	-1.02497E-02	-6.87304E+00	3.09156E+00
17	14	6.87157E+00	-1.01814E-02	2.95306E+00
	17	-6.87157E+00	1.01814E-02	-2.97423E+00
18	17	6.87156E+00	-1.02332E-02	2.97423E+00
	18	-6.87156E+00	1.02332E-02	-3.06972E+00
19	18	6.87156E+00	-1.02263E-02	3.06973E+00
	19	-6.87156E+00	1.02263E-02	-3.09100E+00

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	-0.319	4.604
0.675	3.495	-0.319	4.389
1.349	3.495	-0.319	4.174

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	-0.587	4.174
0.675	3.495	-0.587	3.778
1.349	3.495	-0.587	3.381

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	-0.587	3.381
0.675	3.495	-0.587	2.986
1.349	3.495	-0.587	2.590

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	-0.418	2.590
0.675	3.495	-0.418	2.308
1.349	3.495	-0.418	2.026

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	-0.159	2.026
0.675	3.495	-0.159	1.919
1.349	3.495	-0.159	1.812

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	0.130	1.812
0.675	3.495	0.130	1.899
1.349	3.495	0.130	1.987

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	0.391	1.987
0.675	3.495	0.391	2.250
1.349	3.495	0.391	2.514

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	0.564	2.514
0.675	3.495	0.564	2.894
1.349	3.495	0.564	3.275

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	0.575	3.275

0.674	3.495	0.575	3.662
1.349	3.495	0.575	4.050

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	3.495	0.325	4.050
0.675	3.495	0.325	4.269
1.349	3.495	0.325	4.487

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.010	3.520	-4.604
2.335	-0.010	2.995	3.206
4.670	-0.010	1.420	8.565

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.010	1.420	8.565
2.335	-0.010	-1.205	9.020
4.670	-0.010	-4.880	2.120

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.010	-4.880	2.120
0.438	-0.010	-5.765	-0.201
0.875	-0.010	-6.847	-2.953

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.010	-3.495	4.487
2.335	0.010	-2.970	-3.265
4.670	0.010	-1.395	-8.565

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.010	-1.395	-8.565
2.335	0.010	1.230	-8.962
4.670	0.010	4.905	-2.004

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.010	4.906	-2.004
0.438	0.010	5.791	0.328
0.875	0.010	6.873	3.092

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	6.872	-0.010	-2.953
1.040	6.872	-0.010	-2.964
2.080	6.872	-0.010	-2.974

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	6.872	-0.010	-2.974
4.666	6.872	-0.010	-3.022
9.331	6.872	-0.010	-3.070

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	6.872	-0.010	-3.070
1.040	6.872	-0.010	-3.080
2.080	6.872	-0.010	-3.091

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°13

EMPUJE TREN LAV EN UN LATERAL

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	5.04070E-03	-1.90620E-03
2	5.09885E-06	2.83777E-03	-1.36087E-03
3	1.01977E-05	1.34706E-03	-8.64334E-04
4	1.52965E-05	4.55915E-04	-4.78624E-04
5	2.03954E-05	-6.15711E-06	-2.30473E-04
6	2.54942E-05	-2.30770E-04	-1.26550E-04
7	3.05930E-05	-4.10870E-04	-1.63340E-04
8	3.56918E-05	-7.30470E-04	-3.31334E-04
9	4.07906E-05	-1.35621E-03	-6.13609E-04
10	4.58893E-05	-2.42347E-03	-9.79228E-04
11	5.09885E-05	-4.01059E-03	-1.37221E-03
12	1.07352E-02	5.05247E-03	-2.23321E-03
13	1.84304E-02	5.06424E-03	-1.00060E-03

14	1.92905E-02	5.06545E-03	-9.66234E-04
15	8.65037E-03	-4.02238E-03	-2.10708E-03
16	1.78301E-02	-4.03416E-03	-1.62076E-03
17	1.92832E-02	3.36178E-03	-6.91915E-04
18	1.92399E-02	-1.14882E-03	-1.21179E-03
19	1.92327E-02	-4.03536E-03	-1.58390E-03

REACCIONES EN APOYOS

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-3.91768E+01	-6.79990E+00	-3.20435E-04
2	6.67572E-06	-7.65629E+00	-2.05994E-04
3	-3.81470E-06	-3.63436E+00	-2.28882E-05
4	-2.86102E-06	-1.23006E+00	-3.81470E-04
5	2.38419E-05	1.66119E-02	-1.90735E-05
6	-4.76837E-06	6.22617E-01	-5.05447E-05
7	-1.90735E-05	1.10853E+00	-2.00272E-05
8	1.43051E-05	1.97081E+00	-1.48773E-04
9	0.00000E+00	3.65905E+00	8.77380E-05
10	-5.72205E-06	6.53852E+00	1.98364E-04
11	-7.43866E-05	5.41029E+00	1.86920E-04

FUERZAS EN NUDOS LIBRES

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	-2.25067E-04	1.46818E-03	1.37329E-04
13	-1.77660E-02	-6.21367E-03	-2.80342E-02
14	-7.42245E-02	2.60878E-03	-1.30959E-02
15	-7.05719E-05	-2.20203E-03	1.49250E-04
16	-1.01675E-01	6.84214E-03	8.98361E-03
17	-1.36061E-02	-5.73158E-04	4.65393E-04
18	1.07479E-03	8.05855E-05	3.81470E-04
19	-1.15781E-01	-6.90413E-03	1.21536E-02

FUERZAS DE NUDO SOBRE BARRA

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-9.27435E+00	-6.11401E-01	-6.73657E+01
	2	9.27435E+00	6.11401E-01	6.65409E+01
2	2	-9.27434E+00	-8.26903E+00	-6.65411E+01
	3	9.27434E+00	8.26903E+00	5.53860E+01
3	3	-9.27435E+00	-1.19047E+01	-5.53860E+01
	4	9.27435E+00	1.19047E+01	3.93262E+01
4	4	-9.27435E+00	-1.31346E+01	-3.93266E+01
	5	9.27435E+00	1.31346E+01	2.16076E+01
5	5	-9.27432E+00	-1.31179E+01	-2.16076E+01
	6	9.27432E+00	1.31179E+01	3.91124E+00
6	6	-9.27433E+00	-1.24952E+01	-3.91129E+00
	7	9.27433E+00	1.24952E+01	-1.29451E+01
7	7	-9.27435E+00	-1.13870E+01	1.29451E+01
	8	9.27435E+00	1.13870E+01	-2.83064E+01
8	8	-9.27433E+00	-9.41554E+00	2.83063E+01
	9	9.27433E+00	9.41554E+00	-4.10080E+01
9	9	-9.27433E+00	-5.75596E+00	4.10080E+01
	10	9.27433E+00	5.75596E+00	-4.87728E+01
10	10	-9.27434E+00	7.81302E-01	4.87730E+01

	11	9.27434E+00	-7.81302E-01	-4.77190E+01
11	1	-6.18631E+00	2.99025E+01	6.73654E+01
	12	6.18631E+00	-1.18446E+01	3.01140E+01
12	12	-6.18484E+00	1.18448E+01	-3.01139E+01
	13	6.18484E+00	6.21303E+00	4.32642E+01
13	13	-6.19106E+00	-6.19526E+00	-4.32922E+01
	14	6.19106E+00	9.57870E+00	3.63911E+01
14	11	6.19120E+00	9.27441E+00	4.77192E+01
	15	-6.19120E+00	-9.27441E+00	-4.40766E+00
15	15	6.18900E+00	9.27448E+00	4.40781E+00
	16	-6.18900E+00	-9.27448E+00	3.89040E+01
16	16	6.19584E+00	9.37616E+00	-3.88951E+01
	19	-6.19584E+00	-9.37616E+00	4.70992E+01
17	14	9.50447E+00	-6.18845E+00	-3.64042E+01
	17	-9.50447E+00	6.18845E+00	2.35351E+01
18	17	9.49087E+00	-6.18902E+00	-2.35347E+01
	18	-9.49087E+00	6.18902E+00	-3.42161E+01
19	18	9.49194E+00	-6.18894E+00	3.42165E+01
	19	-9.49194E+00	6.18894E+00	-4.70870E+01

LEYES DE ESFUERZOS EN LAS BARRAS

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-0.611	67.366
0.675	-9.274	-0.611	66.953
1.349	-9.274	-0.611	66.541

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-8.269	66.541
0.675	-9.274	-8.269	60.964
1.349	-9.274	-8.269	55.386

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-11.905	55.386
0.675	-9.274	-11.905	47.356
1.349	-9.274	-11.905	39.326

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-13.135	39.327
0.675	-9.274	-13.135	30.467

1.349	-9.274	-13.135	21.608

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-13.118	21.608
0.675	-9.274	-13.118	12.759
1.349	-9.274	-13.118	3.911

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-12.495	3.911
0.675	-9.274	-12.495	-4.517
1.349	-9.274	-12.495	-12.945

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-11.387	-12.945
0.675	-9.274	-11.387	-20.626
1.349	-9.274	-11.387	-28.306

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-9.416	-28.306
0.675	-9.274	-9.416	-34.657
1.349	-9.274	-9.416	-41.008

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	-5.756	-41.008
0.674	-9.274	-5.756	-44.890
1.349	-9.274	-5.756	-48.773

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-9.274	0.781	-48.773
0.675	-9.274	0.781	-48.246
1.349	-9.274	0.781	-47.719

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-6.186	29.902	-67.365
2.335	-6.186	20.874	-8.084
4.670	-6.186	11.845	30.114

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-6.185	11.845	30.114
2.335	-6.185	2.816	47.230
4.670	-6.185	-6.213	43.264

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-6.191	-6.195	43.292
0.438	-6.191	-7.887	40.212
0.875	-6.191	-9.579	36.391

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	6.191	9.274	-47.719
2.335	6.191	9.274	-26.063
4.670	6.191	9.274	-4.408

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	6.189	9.274	-4.408
2.335	6.189	9.274	17.248
4.670	6.189	9.274	38.904

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	6.196	9.376	38.895
0.438	6.196	9.376	42.997
0.875	6.196	9.376	47.099

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.504	-6.188	36.404
1.040	9.504	-6.188	29.970

2.080	9.504	-6.188	23.535

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.491	-6.189	23.535
4.666	9.491	-6.189	-5.341
9.331	9.491	-6.189	-34.216

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	9.492	-6.189	-34.217
1.040	9.492	-6.189	-40.652
2.080	9.492	-6.189	-47.087

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°14

TREN modelo 71 SOBRE UN HASTIAL

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-3.94721E-03	7.15642E-04
2	-2.67325E-07	-2.94374E-03	7.44097E-04
3	-5.34647E-07	-1.99542E-03	6.48429E-04
4	-8.01972E-07	-1.21713E-03	5.01863E-04
5	-1.06930E-06	-6.42833E-04	3.52025E-04
6	-1.33662E-06	-2.56422E-04	2.26488E-04
7	-1.60394E-06	-1.48343E-05	1.38583E-04
8	-1.87127E-06	1.36213E-04	9.23315E-05
9	-2.13859E-06	2.52201E-04	8.59342E-05
10	-2.40590E-06	3.83396E-04	1.13632E-04
11	-2.67324E-06	5.69892E-04	1.66009E-04
12	-2.48991E-03	-3.98640E-03	3.62673E-04
13	-3.49920E-03	-4.02559E-03	8.15456E-05
14	-3.56735E-03	-4.02960E-03	7.42884E-05
15	-1.22822E-03	5.68065E-04	3.48181E-04
16	-3.15502E-03	5.66237E-04	4.66327E-04
17	-3.56694E-03	-3.86500E-03	1.07872E-04
18	-3.56454E-03	-4.27353E-04	4.83575E-04
19	-3.56414E-03	5.66051E-04	4.68758E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-5.93890E-02	5.32479E+00	-1.55449E-04
2	8.94070E-08	7.94220E+00	4.19617E-05
3	-2.68221E-07	5.38364E+00	2.53677E-04

4	1.19209E-07	3.28382E+00	-1.14441E-05
5	-9.53674E-07	1.73436E+00	1.14441E-04
6	1.19209E-07	6.91828E-01	6.19888E-05
7	1.78814E-07	4.00231E-02	6.10352E-05
8	-3.57628E-07	-3.67504E-01	2.71797E-05
9	1.69873E-06	-6.80439E-01	5.01871E-05
10	-3.01003E-06	-1.03440E+00	5.91278E-05
11	1.42455E-05	-7.68784E-01	6.19888E-06

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	3.33190E-05	-7.34329E-04	3.91006E-05
13	1.06380E-02	6.71387E-04	2.15054E-03
14	7.77853E-03	1.95694E-03	-8.12531E-04
15	1.28150E-05	2.44677E-04	-1.57356E-05
16	1.36101E-02	-4.66943E-04	4.63724E-04
17	1.24592E-03	4.70877E-04	-2.34604E-04
18	1.51914E-03	1.56760E-05	-6.93202E-05
19	2.45394E-02	4.87268E-04	-1.97887E-04

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	4.86239E-01	-1.52691E+01	-1.37928E+01
	2	-4.86239E-01	1.52691E+01	-6.80567E+00
2	2	4.86239E-01	-7.32399E+00	6.80571E+00
	3	-4.86239E-01	7.32399E+00	-1.66859E+01
3	3	4.86239E-01	-1.94006E+00	1.66862E+01
	4	-4.86239E-01	1.94006E+00	-1.93034E+01
4	4	4.86239E-01	1.34435E+00	1.93034E+01
	5	-4.86239E-01	-1.34435E+00	-1.74898E+01
5	5	4.86238E-01	3.07901E+00	1.74899E+01
	6	-4.86238E-01	-3.07901E+00	-1.33363E+01
6	6	4.86238E-01	3.77101E+00	1.33363E+01
	7	-4.86238E-01	-3.77101E+00	-8.24912E+00
7	7	4.86238E-01	3.81101E+00	8.24918E+00
	8	-4.86238E-01	-3.81101E+00	-3.10801E+00
8	8	4.86238E-01	3.44340E+00	3.10804E+00
	9	-4.86238E-01	-3.44340E+00	1.53714E+00
9	9	4.86240E-01	2.76294E+00	-1.53709E+00
	10	-4.86240E-01	-2.76294E+00	5.26430E+00
10	10	4.86237E-01	1.72870E+00	-5.26424E+00
	11	-4.86237E-01	-1.72870E+00	7.59644E+00
11	1	2.05914E+01	5.45628E-01	1.37927E+01
	12	-2.05914E+01	-5.45628E-01	-1.12446E+01
12	12	2.05907E+01	5.45595E-01	1.12446E+01
	13	-2.05907E+01	-5.45595E-01	-8.69667E+00
13	13	2.05914E+01	5.34957E-01	8.69882E+00
	14	-2.05914E+01	-5.34957E-01	-8.23074E+00
14	11	9.59944E-01	-4.86251E-01	-7.59643E+00
	15	-9.59944E-01	4.86251E-01	5.32564E+00
15	15	9.60188E-01	-4.86264E-01	-5.32565E+00
	16	-9.60188E-01	4.86264E-01	3.05480E+00
16	16	9.59721E-01	-4.99874E-01	-3.05434E+00
	19	-9.59721E-01	4.99874E-01	2.61695E+00
17	14	-5.27178E-01	2.05933E+01	8.22993E+00
	17	5.27178E-01	9.60695E-01	8.33942E+00
18	17	-5.25932E-01	-9.60224E-01	-8.33965E+00

	18	5.25932E-01	9.60224E-01	-6.20364E-01
19	18	-5.24413E-01	-9.60209E-01	6.20295E-01
	19	5.24413E-01	9.60209E-01	-2.61715E+00

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	-15.269	13.793
0.675	0.486	-15.269	3.494
1.349	0.486	-15.269	-6.806

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	-7.324	-6.806
0.675	0.486	-7.324	-11.746
1.349	0.486	-7.324	-16.686

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	-1.940	-16.686
0.675	0.486	-1.940	-17.995
1.349	0.486	-1.940	-19.303

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	1.344	-19.303
0.675	0.486	1.344	-18.397
1.349	0.486	1.344	-17.490

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	3.079	-17.490
0.675	0.486	3.079	-15.413
1.349	0.486	3.079	-13.336

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	3.771	-13.336
0.675	0.486	3.771	-10.793
1.349	0.486	3.771	-8.249

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	3.811	-8.249
0.675	0.486	3.811	-5.679
1.349	0.486	3.811	-3.108

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	3.443	-3.108
0.675	0.486	3.443	-0.785
1.349	0.486	3.443	1.537

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	2.763	1.537
0.674	0.486	2.763	3.401
1.349	0.486	2.763	5.264

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.486	1.729	5.264
0.675	0.486	1.729	6.430
1.349	0.486	1.729	7.596

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	20.591	0.546	-13.793
2.335	20.591	0.546	-12.519
4.670	20.591	0.546	-11.245

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	20.591	0.546	-11.245
2.335	20.591	0.546	-9.971
4.670	20.591	0.546	-8.697

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	20.591	0.535	-8.699
0.438	20.591	0.535	-8.465
0.875	20.591	0.535	-8.231

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.960	-0.486	7.596
2.335	0.960	-0.486	6.461
4.670	0.960	-0.486	5.326

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.960	-0.486	5.326
2.335	0.960	-0.486	4.190
4.670	0.960	-0.486	3.055

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.960	-0.500	3.054
0.438	0.960	-0.500	2.836
0.875	0.960	-0.500	2.617

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.527	20.593	-8.230
1.040	-0.527	6.706	5.353
2.080	-0.527	-0.961	8.339

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.526	-0.960	8.340
4.666	-0.526	-0.960	3.860
9.331	-0.526	-0.960	-0.620

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.524	-0.960	-0.620
1.040	-0.524	-0.960	-1.619
2.080	-0.524	-0.960	-2.617

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°15

TREN MODELO 71 CENTRADO EN LOSA

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-2.09792E-03	4.42969E-04
2	1.38289E-06	-1.48879E-03	4.44106E-04
3	2.76576E-06	-9.32934E-04	3.71343E-04
4	4.14865E-06	-5.03974E-04	2.60582E-04
5	5.53153E-06	-2.37375E-04	1.33126E-04
6	6.91441E-06	-1.47358E-04	-3.49567E-08
7	8.29729E-06	-2.37471E-04	-1.33198E-04
8	9.68018E-06	-5.04171E-04	-2.60659E-04
9	1.10630E-05	-9.33230E-04	-3.71422E-04
10	1.24459E-05	-1.48918E-03	-4.44179E-04
11	1.38288E-05	-2.09844E-03	-4.43027E-04
12	-1.41375E-03	-2.11993E-03	1.07280E-04
13	-4.86326E-04	-2.14194E-03	-5.59673E-04
14	1.47393E-05	-2.14419E-03	-5.85934E-04
15	1.42774E-03	-2.12045E-03	-1.07300E-04
16	5.00438E-04	-2.14246E-03	5.59631E-04
17	1.28191E-05	-3.58836E-03	-7.66317E-04
18	1.33082E-06	-3.58882E-03	7.66258E-04
19	-5.89436E-07	-2.14471E-03	5.85890E-04

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	4.52280E-04	2.83010E+00	2.25544E-04
2	-2.14577E-06	4.01675E+00	4.10080E-05
3	1.90735E-06	2.51706E+00	-1.11580E-04
4	4.05312E-06	1.35972E+00	1.21117E-04
5	-4.76837E-07	6.40438E-01	-2.28882E-05
6	4.76837E-07	3.97572E-01	-1.71661E-05
7	-9.53674E-07	6.40698E-01	-1.52588E-05
8	-7.15256E-07	1.36025E+00	-1.77383E-04
9	6.91414E-06	2.51785E+00	-2.41280E-04
10	-1.19209E-05	4.01781E+00	7.05719E-05
11	-7.39098E-06	2.83079E+00	1.18256E-04

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	2.86102E-05	-3.66211E-04	0.00000E+00

13	1.41692E-03	3.68881E-03	6.10352E-05
14	2.55823E-04	-2.42233E-03	-2.55585E-04
15	-1.66893E-06	-1.10149E-03	1.90735E-06
16	4.79221E-04	2.22111E-03	-1.01280E-03
17	-1.19209E-06	5.34058E-04	-2.41756E-04
18	-2.38419E-07	-1.04904E-04	-1.16348E-04
19	-2.61950E-03	-2.31171E-03	-9.68933E-04

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-2.51535E+00	-8.73439E+00	-6.03112E+00
	2	2.51535E+00	8.73439E+00	-5.75183E+00
2	2	-2.51535E+00	-4.71718E+00	5.75187E+00
	3	2.51535E+00	4.71718E+00	-1.21154E+01
3	3	-2.51535E+00	-2.19929E+00	1.21153E+01
	4	2.51535E+00	2.19929E+00	-1.50822E+01
4	4	-2.51534E+00	-8.39529E-01	1.50824E+01
	5	2.51534E+00	8.39529E-01	-1.62149E+01
5	5	-2.51534E+00	-1.99017E-01	1.62149E+01
	6	2.51534E+00	1.99017E-01	-1.64834E+01
6	6	-2.51534E+00	1.98718E-01	1.64834E+01
	7	2.51534E+00	-1.98718E-01	-1.62153E+01
7	7	-2.51534E+00	8.39219E-01	1.62153E+01
	8	2.51534E+00	-8.39219E-01	-1.50831E+01
8	8	-2.51534E+00	2.19977E+00	1.50829E+01
	9	2.51534E+00	-2.19977E+00	-1.21154E+01
9	9	-2.51534E+00	4.71778E+00	1.21152E+01
	10	2.51534E+00	-4.71778E+00	-5.75091E+00
10	10	-2.51535E+00	8.73532E+00	5.75098E+00
	11	2.51535E+00	-8.73532E+00	6.03384E+00
11	1	1.15636E+01	-2.51580E+00	6.03135E+00
	12	-1.15636E+01	2.51580E+00	-1.77801E+01
12	12	1.15632E+01	-2.51583E+00	1.77801E+01
	13	-1.15632E+01	2.51583E+00	-2.95290E+01
13	13	1.15669E+01	-2.51724E+00	2.95291E+01
	14	-1.15669E+01	2.51724E+00	-3.17317E+01
14	11	1.15658E+01	2.51536E+00	-6.03372E+00
	15	-1.15658E+01	-2.51536E+00	1.77804E+01
15	15	1.15647E+01	2.51536E+00	-1.77804E+01
	16	-1.15647E+01	-2.51536E+00	2.95271E+01
16	16	1.15669E+01	2.51488E+00	-2.95282E+01
	19	-1.15669E+01	-2.51488E+00	3.17287E+01
17	14	2.51750E+00	1.15645E+01	3.17314E+01
	17	-2.51750E+00	-1.15645E+01	-7.68267E+00
18	17	2.51750E+00	1.15650E+01	7.68243E+00
	18	-2.51750E+00	1.15645E+01	-7.67997E+00
19	18	2.51750E+00	-1.15646E+01	7.67985E+00
	19	-2.51750E+00	1.15646E+01	-3.17296E+01

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	-8.734	6.031
0.675	-2.515	-8.734	0.140
1.349	-2.515	-8.734	-5.752

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	-4.717	-5.752
0.675	-2.515	-4.717	-8.934
1.349	-2.515	-4.717	-12.115

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	-2.199	-12.115
0.675	-2.515	-2.199	-13.599
1.349	-2.515	-2.199	-15.082

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	-0.840	-15.082
0.675	-2.515	-0.840	-15.649
1.349	-2.515	-0.840	-16.215

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	-0.199	-16.215
0.675	-2.515	-0.199	-16.349
1.349	-2.515	-0.199	-16.483

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	0.199	-16.483
0.675	-2.515	0.199	-16.349
1.349	-2.515	0.199	-16.215

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	0.839	-16.215
0.675	-2.515	0.839	-15.649
1.349	-2.515	0.839	-15.083

ATROS ESPAÑA S.A.

Refª 02E12/4

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	2.200	-15.083
0.675	-2.515	2.200	-13.599
1.349	-2.515	2.200	-12.115

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	4.718	-12.115
0.674	-2.515	4.718	-8.933
1.349	-2.515	4.718	-5.751

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-2.515	8.735	-5.751
0.675	-2.515	8.735	0.141
1.349	-2.515	8.735	6.034

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	11.564	-2.516	-6.031
2.335	11.564	-2.516	-11.906
4.670	11.564	-2.516	-17.780

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	11.563	-2.516	-17.780
2.335	11.563	-2.516	-23.655
4.670	11.563	-2.516	-29.529

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	11.567	-2.517	-29.529
0.438	11.567	-2.517	-30.630
0.875	11.567	-2.517	-31.732

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	11.566	2.515	6.034
2.335	11.566	2.515	11.907
4.670	11.566	2.515	17.780

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	11.565	2.515	17.780
2.335	11.565	2.515	23.654
4.670	11.565	2.515	29.527

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	11.567	2.515	29.528
0.438	11.567	2.515	30.628
0.875	11.567	2.515	31.729

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	2.517	11.565	-31.731
1.040	2.517	11.565	-19.707
2.080	2.517	11.565	-7.683

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	2.517	11.565	-7.682
4.666	2.517	0.000	29.318
9.331	2.517	-11.565	-7.680

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	2.517	-11.565	-7.680
1.040	2.517	-11.565	-19.705
2.080	2.517	-11.565	-31.730

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°16

TREN SW1 SOBRE LOSA SUPERIOR

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	-6.53936E-03	1.26876E-03
2	2.39680E-06	-4.75275E-03	1.32643E-03
3	4.79358E-06	-3.07336E-03	1.13331E-03
4	7.19037E-06	-1.75563E-03	8.05414E-04
5	9.58716E-06	-9.28712E-04	4.14340E-04
6	1.19839E-05	-6.48235E-04	-1.18329E-07
7	1.43807E-05	-9.29039E-04	-4.14586E-04
8	1.67775E-05	-1.75630E-03	-8.05683E-04
9	1.91743E-05	-3.07438E-03	-1.13359E-03
10	2.15710E-05	-4.75414E-03	-1.32672E-03
11	2.39679E-05	-6.54121E-03	-1.26901E-03
12	-3.71366E-03	-6.61179E-03	2.25974E-04
13	-1.21678E-03	-6.68422E-03	-1.39100E-03
14	2.61485E-05	-6.69162E-03	-1.45053E-03
15	3.73850E-03	-6.61365E-03	-2.26120E-04
16	1.24234E-03	-6.68609E-03	1.39081E-03
17	2.28192E-05	-1.01554E-02	-1.77861E-03
18	2.90061E-06	-1.01569E-02	1.77838E-03
19	-4.28783E-07	-6.69349E-03	1.45034E-03

REACCIONES EN APOYOS

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	1.08194E-03	8.82160E+00	3.89099E-04
2	-1.90735E-06	1.28229E+01	3.39508E-04
3	3.33786E-06	8.29192E+00	-1.79291E-04
4	5.72205E-06	4.73669E+00	6.86646E-05
5	-6.67572E-06	2.50567E+00	2.55585E-04
6	9.05991E-06	1.74894E+00	-2.28882E-05
7	4.76837E-07	2.50655E+00	0.00000E+00
8	-9.05991E-06	4.73851E+00	-1.18256E-04
9	2.86102E-06	8.29469E+00	5.34058E-05
10	1.57356E-05	1.28267E+01	-1.78337E-04
11	-4.72069E-05	8.82409E+00	-8.96454E-05

FUERZAS EN NUDOS LIBRES

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	3.52859E-05	-2.44522E-03	4.19617E-05
13	4.47512E-03	6.39725E-03	2.59399E-04
14	-2.36511E-04	-2.42233E-03	-2.32697E-03
15	-3.00407E-05	-1.22070E-03	6.10352E-05
16	-1.04351E-02	-4.53949E-04	2.70844E-03
17	-4.29153E-06	2.14767E-03	-1.24931E-03
18	-9.53674E-07	-3.31879E-04	-3.16620E-04
19	5.14221E-03	-9.11713E-04	2.65503E-03

FUERZAS DE NUDO SOBRE BARRA

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-4.35955E+00	-2.92378E+01	-2.68018E+01
	2	4.35955E+00	2.92378E+01	-1.26410E+01
2	2	-4.35956E+00	-1.64120E+01	1.26413E+01
	3	4.35956E+00	1.64120E+01	-3.47814E+01
3	3	-4.35955E+00	-8.11898E+00	3.47812E+01
	4	4.35955E+00	8.11898E+00	-4.57340E+01
4	4	-4.35955E+00	-3.38122E+00	4.57341E+01
	5	4.35955E+00	3.38122E+00	-5.02954E+01
5	5	-4.35955E+00	-8.75221E-01	5.02957E+01
	6	4.35955E+00	8.75221E-01	-5.14764E+01
6	6	-4.35955E+00	8.73945E-01	5.14763E+01
	7	4.35955E+00	-8.73945E-01	-5.02974E+01
7	7	-4.35955E+00	3.38010E+00	5.02974E+01
	8	4.35955E+00	-3.38010E+00	-4.57375E+01
8	8	-4.35955E+00	8.12010E+00	4.57374E+01
	9	4.35955E+00	-8.12010E+00	-3.47833E+01
9	9	-4.35955E+00	1.64151E+01	3.47834E+01
	10	4.35955E+00	-1.64151E+01	-1.26394E+01
10	10	-4.35954E+00	2.92397E+01	1.26392E+01
	11	4.35954E+00	-2.92397E+01	2.68081E+01
11	1	3.80569E+01	-4.36064E+00	2.68022E+01
	12	-3.80569E+01	4.36064E+00	-4.71663E+01
12	12	3.80545E+01	-4.36067E+00	4.71664E+01
	13	-3.80545E+01	4.36067E+00	-6.75307E+01
13	13	3.80609E+01	-4.36515E+00	6.75310E+01
	14	-3.80609E+01	4.36515E+00	-7.13505E+01
14	11	3.80625E+01	4.35958E+00	-2.68082E+01
	15	-3.80625E+01	-4.35958E+00	4.71674E+01
15	15	3.80613E+01	4.35961E+00	-4.71674E+01
	16	-3.80613E+01	-4.35961E+00	6.75268E+01
16	16	3.80609E+01	4.37005E+00	-6.75241E+01
	19	-3.80609E+01	-4.37005E+00	7.13478E+01
17	14	4.36491E+00	3.80584E+01	7.13481E+01
	17	-4.36491E+00	-2.63245E+01	-4.40498E+00
18	17	4.36491E+00	2.63267E+01	4.40374E+00
	18	-4.36491E+00	2.63253E+01	-4.39737E+00
19	18	4.36490E+00	-2.63256E+01	4.39705E+00
	19	-4.36490E+00	3.80600E+01	-7.13452E+01

LEYES DE ESFUERZOS EN LAS BARRAS

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	-29.238	26.802
0.675	-4.360	-29.238	7.080
1.349	-4.360	-29.238	-12.641

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	-16.412	-12.641
0.675	-4.360	-16.412	-23.711
1.349	-4.360	-16.412	-34.781

Refª 02E12/4

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	-8.119	-34.781
0.675	-4.360	-8.119	-40.258
1.349	-4.360	-8.119	-45.734

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	-3.381	-45.734
0.675	-4.360	-3.381	-48.015
1.349	-4.360	-3.381	-50.295

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	-0.875	-50.296
0.675	-4.360	-0.875	-50.886
1.349	-4.360	-0.875	-51.476

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	0.874	-51.476
0.675	-4.360	0.874	-50.887
1.349	-4.360	0.874	-50.297

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	3.380	-50.297
0.675	-4.360	3.380	-48.017
1.349	-4.360	3.380	-45.738

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	8.120	-45.737
0.675	-4.360	8.120	-40.260
1.349	-4.360	8.120	-34.783

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR

0.000	-4.360	16.415	-34.783
0.674	-4.360	16.415	-23.711
1.349	-4.360	16.415	-12.639

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-4.360	29.240	-12.639
0.675	-4.360	29.240	7.084
1.349	-4.360	29.240	26.808

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.057	-4.361	-26.802
2.335	38.057	-4.361	-36.984
4.670	38.057	-4.361	-47.166

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.054	-4.361	-47.166
2.335	38.054	-4.361	-57.349
4.670	38.054	-4.361	-67.531

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.061	-4.365	-67.531
0.438	38.061	-4.365	-69.441
0.875	38.061	-4.365	-71.350

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.063	4.360	26.808
2.335	38.063	4.360	36.988
4.670	38.063	4.360	47.167

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.061	4.360	47.167
2.335	38.061	4.360	57.347
4.670	38.061	4.360	67.527

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	38.061	4.370	67.524
0.438	38.061	4.370	69.436
0.875	38.061	4.370	71.348

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.365	38.058	-71.348
1.040	4.365	32.191	-34.826
2.080	4.365	26.325	-4.405

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.365	26.327	-4.404
4.666	4.365	0.001	57.013
9.331	4.365	-26.325	-4.397

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	4.365	-26.326	-4.397
1.040	4.365	-32.193	-34.821
2.080	4.365	-38.060	-71.345

R E S U L T A D O S D E L A H I P O T E S I S N°17

FRENADO TREN LAV

D E S P L A Z A M I E N T O S

NUDO	u	v	Giro
1	0.00000E+00	3.04319E-04	-1.02287E-04
2	3.73159E-07	1.84257E-04	-7.54396E-05
3	7.46315E-07	1.00282E-04	-4.96978E-05
4	1.11947E-06	4.77762E-05	-2.92792E-05
5	1.49263E-06	1.79039E-05	-1.63790E-05
6	1.86579E-06	-2.33880E-07	-1.19709E-05
7	2.23894E-06	-1.83305E-05	-1.63166E-05
8	2.61210E-06	-4.80699E-05	-2.91414E-05
9	2.98526E-06	-1.00325E-04	-4.94602E-05
10	3.35841E-06	-1.83895E-04	-7.50733E-05
11	3.73158E-06	-3.03369E-04	-1.01770E-04
12	6.18215E-04	3.05381E-04	-1.47507E-04
13	1.23792E-03	3.06444E-04	-1.02925E-04
14	1.32672E-03	3.06553E-04	-9.99463E-05
15	6.18584E-04	-3.04433E-04	-1.46654E-04
16	1.23436E-03	-3.05496E-04	-1.02165E-04
17	1.32619E-03	1.30947E-04	-7.07157E-05
18	1.32302E-03	-1.31429E-04	-7.00838E-05
19	1.32249E-03	-3.05605E-04	-9.91968E-05

ATROS ESPAÑA S.A.

R E A C C I O N E S E N A P O Y O S

NUDO	Rx	Ry	Mz
1	-1.36075E+00	-4.10526E-01	4.79221E-05
2	-1.78814E-07	-4.97125E-01	2.14577E-06
3	-2.38419E-07	-2.70560E-01	-3.60012E-05
4	1.78814E-06	-1.28900E-01	2.86102E-06
5	5.36442E-07	-4.83047E-02	-5.84126E-06
6	-3.57628E-07	6.31008E-04	-7.68248E-06
7	-2.38419E-07	4.94557E-02	5.12600E-06
8	-8.94070E-07	1.29693E-01	-1.02520E-05
9	-1.13249E-06	2.70676E-01	-2.76566E-05
10	2.80142E-06	4.96147E-01	-3.21865E-05
11	-3.39746E-06	4.09245E-01	-3.05176E-05

F U E R Z A S E N N U D O S L I B R E S

NUDO	Rx	Ry	Rz
12	-8.34465E-07	9.17315E-05	-1.74409E-05
13	-9.26226E-03	-5.36561E-04	1.57285E-03
14	1.38618E+00	2.77579E-04	2.65408E-03
15	-3.21865E-06	-4.58956E-05	-1.07130E-05
16	-2.01773E-02	-2.79367E-04	6.35791E-03
17	-1.35237E-03	-8.94070E-06	9.29832E-06
18	-4.47035E-05	-1.75238E-05	-4.76837E-07
19	5.40423E-03	1.97828E-04	6.57153E-03

F U E R Z A S D E N U D O S O B R E B A R R A

BARRA	NUDO	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
1	1	-6.78742E-01	1.48139E-01	-3.19625E+00
	2	6.78742E-01	-1.48139E-01	3.39609E+00
2	2	-6.78742E-01	-3.49255E-01	-3.39609E+00
	3	6.78742E-01	3.49255E-01	2.92494E+00
3	3	-6.78743E-01	-6.19784E-01	-2.92497E+00
	4	6.78743E-01	6.19784E-01	2.08886E+00
4	4	-6.78741E-01	-7.48717E-01	-2.08886E+00
	5	6.78741E-01	7.48717E-01	1.07882E+00
5	5	-6.78740E-01	-7.97030E-01	-1.07882E+00
	6	6.78740E-01	7.97030E-01	3.61624E-03
6	6	-6.78741E-01	-7.96399E-01	-3.62392E-03
	7	6.78741E-01	7.96399E-01	-1.07074E+00
7	7	-6.78741E-01	-7.46944E-01	1.07075E+00
	8	6.78741E-01	7.46944E-01	-2.07840E+00
8	8	-6.78742E-01	-6.17230E-01	2.07839E+00
	9	6.78742E-01	6.17230E-01	-2.91104E+00
9	9	-6.78743E-01	-3.46545E-01	2.91101E+00
	10	6.78743E-01	3.46545E-01	-3.37850E+00

Refª 02E12/4

10	10	-6.78740E-01	1.49504E-01	3.37846E+00
	11	6.78740E-01	-1.49504E-01	-3.17677E+00
11	1	-5.58420E-01	6.82004E-01	3.19629E+00
	12	5.58420E-01	-6.82004E-01	-1.13341E-02
12	12	-5.58328E-01	6.82005E-01	1.13166E-02
	13	5.58328E-01	-6.82005E-01	3.17365E+00
13	13	-5.58865E-01	6.91267E-01	-3.17207E+00
	14	5.58865E-01	-6.91267E-01	3.77693E+00
14	11	5.58741E-01	6.78743E-01	3.17674E+00
	15	-5.58741E-01	-6.78743E-01	-7.00667E-03
15	15	5.58695E-01	6.78747E-01	6.99596E-03
	16	-5.58695E-01	-6.78747E-01	3.16275E+00
16	16	5.58416E-01	6.98924E-01	-3.15639E+00
	19	-5.58416E-01	-6.98924E-01	3.76795E+00
17	14	6.94917E-01	-5.58587E-01	-3.77428E+00
	17	-6.94917E-01	5.58587E-01	2.61268E+00
18	17	6.93564E-01	-5.58596E-01	-2.61267E+00
	18	-6.93564E-01	5.58596E-01	-2.59969E+00
19	18	6.93520E-01	-5.58614E-01	2.59969E+00
	19	-6.93520E-01	5.58614E-01	-3.76138E+00

L E Y E S D E E S F U E R Z O S E N L A S B A R R A S

BARRA N° 1 DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	0.148	3.196
0.675	-0.679	0.148	3.296
1.349	-0.679	0.148	3.396

BARRA N° 2 DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.349	3.396
0.675	-0.679	-0.349	3.161
1.349	-0.679	-0.349	2.925

BARRA N° 3 DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.620	2.925
0.675	-0.679	-0.620	2.507
1.349	-0.679	-0.620	2.089

BARRA N° 4 DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.749	2.089

0.675	-0.679	-0.749	1.584
1.349	-0.679	-0.749	1.079

BARRA N° 5 DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.797	1.079
0.675	-0.679	-0.797	0.541
1.349	-0.679	-0.797	0.004

BARRA N° 6 DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.796	0.004
0.675	-0.679	-0.796	-0.534
1.349	-0.679	-0.796	-1.071

BARRA N° 7 DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.747	-1.071
0.675	-0.679	-0.747	-1.575
1.349	-0.679	-0.747	-2.078

BARRA N° 8 DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.617	-2.078
0.675	-0.679	-0.617	-2.495
1.349	-0.679	-0.617	-2.911

BARRA N° 9 DE NUDOS N° 9 Y N° 10

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	-0.347	-2.911
0.674	-0.679	-0.347	-3.145
1.349	-0.679	-0.347	-3.378

BARRA N° 10 DE NUDOS N° 10 Y N° 11

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.679	0.150	-3.378
0.675	-0.679	0.150	-3.278
1.349	-0.679	0.150	-3.177

BARRA N° 11 DE NUDOS N° 1 Y N° 12

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.558	0.682	-3.196
2.335	-0.558	0.682	-1.604
4.670	-0.558	0.682	-0.011

BARRA N° 12 DE NUDOS N° 12 Y N° 13

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.558	0.682	-0.011
2.335	-0.558	0.682	1.581
4.670	-0.558	0.682	3.174

BARRA N° 13 DE NUDOS N° 13 Y N° 14

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	-0.559	0.691	3.172
0.438	-0.559	0.691	3.475
0.875	-0.559	0.691	3.777

BARRA N° 14 DE NUDOS N° 11 Y N° 15

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.559	0.679	-3.177
2.335	0.559	0.679	-1.592
4.670	0.559	0.679	-0.007

BARRA N° 15 DE NUDOS N° 15 Y N° 16

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.559	0.679	-0.007
2.335	0.559	0.679	1.578
4.670	0.559	0.679	3.163

BARRA N° 16 DE NUDOS N° 16 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.558	0.699	3.156
0.438	0.558	0.699	3.462
0.875	0.558	0.699	3.768

BARRA N° 17 DE NUDOS N° 14 Y N° 17

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.695	-0.559	3.774

1.040	0.695	-0.559	3.193
2.080	0.695	-0.559	2.613

BARRA N° 18 DE NUDOS N° 17 Y N° 18

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.694	-0.559	2.613
4.666	0.694	-0.559	0.006
9.331	0.694	-0.559	-2.600

BARRA N° 19 DE NUDOS N° 18 Y N° 19

X	AXIL	CORTANTE	FLECTOR
0.000	0.694	-0.559	-2.600
1.040	0.694	-0.559	-3.181
2.080	0.694	-0.559	-3.761

C O M B I N A C I O N D E C A S O S D E C A R G A

P.I. BAJO FC. EN EL TUNEL DE CAN TUNIS

N° DE CASOS DE CARGA A COMBINAR ..... = 12

TITULOS DE LOS CASOS DE CARGA CONSIDERADOS

CASO DE CARGA N° 1 = PESO PROPIO
CASO DE CARGA N° 2 = CARGAS PERMANENTES
CASO DE CARGA N° 3 = EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS
CASO DE CARGA N° 4 = EMPUJE EN REPOSO DE TIERRAS Y SUBPRESION
CASO DE CARGA N° 5 = EMPUJE TREN A EN UN LATERAL
CASO DE CARGA N° 6 = EMPUJE TREN B EN UN LATERAL
CASO DE CARGA N° 7 = TREN A SOBRE UN HASTIAL
CASO DE CARGA N° 8 = TREN A CENTRADO EN LOSA
CASO DE CARGA N° 9 = TREN B SOBRE LOSA SUPERIOR
CASO DE CARGA N° 10 = FRENADO TREN A
CASO DE CARGA N° 11 = FRENADO TREN B
CASO DE CARGA N° 12 = SISMO

N° DE COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA ..... = 16

COEFICIENTES DE LOS CASOS CONSIDERADOS EN CADA COMBINACION

COMBINACION A :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1

COMBINACION B :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 4

COMBINACION C :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.28 x CASO DE CARGA N° 7

COMBINACION D :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.28 x CASO DE CARGA N° 8

COMBINACION E :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.28 x CASO DE CARGA N° 9

COMBINACION F :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.00 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 5

COMBINACION G :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.00 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 6

COMBINACION H :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
0.90 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 7

COMBINACION I :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
0.90 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 8

COMBINACION J :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
0.90 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 9

COMBINACION K :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 7
1.60 x CASO DE CARGA N° 10

COMBINACION L :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 8
1.60 x CASO DE CARGA N° 10

COMBINACION M :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 6
1.60 x CASO DE CARGA N° 9
1.60 x CASO DE CARGA N° 11

COMBINACION N :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.00 x CASO DE CARGA N° 2
1.00 x CASO DE CARGA N° 4
0.80 x CASO DE CARGA N° 7
0.80 x CASO DE CARGA N° 10
1.60 x CASO DE CARGA N° 12

COMBINACION O :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.00 x CASO DE CARGA N° 2
1.00 x CASO DE CARGA N° 4
0.80 x CASO DE CARGA N° 8
0.80 x CASO DE CARGA N° 10
1.60 x CASO DE CARGA N° 12

COMBINACION P :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.00 x CASO DE CARGA N° 2
1.00 x CASO DE CARGA N° 4
0.80 x CASO DE CARGA N° 6
0.80 x CASO DE CARGA N° 9
0.80 x CASO DE CARGA N° 11
1.60 x CASO DE CARGA N° 12

R E S U L T A D O S

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	77.511	-110.037	229.445	M
	MIN	2.496	-43.335	56.690	A
0.675	MAX	77.511	-105.374	156.796	M
	MIN	2.496	-45.611	26.693	A
1.349	MAX	84.464	-37.796	107.160	F
	MIN	18.294	-104.171	-11.463	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	92.869	-40.523	105.682	B
	MIN	77.511	-110.037	229.445	M
0.675	MAX	92.869	-35.101	80.177	B
	MIN	77.511	-105.374	156.796	M
1.349	MAX	92.869	-29.679	58.330	B
	MIN	18.294	-104.171	-11.463	J

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.312	-74.530	142.249	C
	MIN	2.496	-43.335	56.690	A
0.675	MAX	94.312	-69.867	93.550	C
	MIN	2.496	-45.611	26.693	A
1.349	MAX	94.312	-65.204	47.996	C
	MIN	2.496	-47.888	-4.841	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	84.464	-42.699	107.159	F
	MIN	18.294	-58.036	-11.463	J
0.675	MAX	84.464	-37.277	80.187	F
	MIN	18.294	-60.312	-51.377	J
1.349	MAX	84.464	-31.855	56.872	F
	MIN	18.294	-62.589	-92.826	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	2.496	-24.777	-4.840	A
	MIN	77.511	-77.632	87.291	M
0.675	MAX	92.869	-26.512	38.619	B
	MIN	77.511	-72.969	36.501	M
1.349	MAX	92.869	-21.090	22.565	B
	MIN	77.511	-68.306	-11.145	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.312	-49.578	47.996	C
	MIN	2.496	-24.777	-4.840	A
0.675	MAX	94.312	-44.915	16.128	C
	MIN	2.496	-27.054	-22.320	A
1.349	MAX	94.312	-40.252	-12.595	C
	MIN	2.496	-29.330	-41.336	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

ATROS ESPAÑA S.A.

EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	84.464	-34.884	56.871	F
	MIN	18.294	-29.803	-92.827	J
0.675	MAX	84.464	-29.463	35.170	F
	MIN	18.294	-32.079	-113.698	J
1.349	MAX	84.464	-24.041	17.125	F
	MIN	18.294	-34.356	-136.104	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	2.496	-12.149	-41.336	A
	MIN	77.511	-52.487	-11.146	M
0.675	MAX	2.496	-14.425	-50.298	A
	MIN	77.511	-47.824	-44.977	M
1.349	MAX	92.869	-12.593	-1.738	B
	MIN	77.511	-43.162	-75.663	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.312	-29.976	-12.595	C
	MIN	2.496	-12.149	-41.336	A
0.675	MAX	94.312	-25.313	-31.241	C
	MIN	2.496	-14.425	-50.298	A
1.349	MAX	94.312	-20.650	-46.742	C
	MIN	2.496	-16.702	-60.796	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	84.464	-26.899	17.126	F
	MIN	18.294	-12.368	-136.103	J
0.675	MAX	84.464	-21.477	0.811	F
	MIN	18.294	-14.645	-145.214	J
1.349	MAX	84.464	-16.056	-11.848	F
	MIN	18.294	-16.921	-155.860	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	2.496	-4.329	-60.796	A
	MIN	77.511	-34.409	-75.663	M
0.675	MAX	2.496	-6.606	-64.484	A
	MIN	77.511	-29.746	-97.300	M
1.349	MAX	92.869	-4.882	-15.637	B
	MIN	77.511	-25.083	-115.791	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

Refª 02E12/4

EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.311	-15.451	-46.742	C
	MIN	2.496	-4.329	-60.796	A
0.675	MAX	94.311	-10.788	-55.591	C
	MIN	2.496	-6.606	-64.484	A
1.349	MAX	94.311	-6.125	-61.295	C
	MIN	2.496	-8.882	-69.707	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	84.464	-19.268	-11.846	F
	MIN	18.294	-1.822	-155.859	J
0.675	MAX	92.869	-3.340	-19.717	B
	MIN	18.294	-4.098	-157.856	J
1.349	MAX	92.869	2.082	-20.142	B
	MIN	18.294	-6.375	-161.388	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	25.427	4.380	-110.399	H
	MIN	77.511	-21.240	-115.790	M
0.675	MAX	25.427	2.103	-108.212	H
	MIN	77.511	-16.578	-128.544	M
1.349	MAX	94.311	4.643	-61.320	C
	MIN	77.511	-11.915	-138.153	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.311	-4.682	-61.294	C
	MIN	2.496	0.424	-69.706	A
0.675	MAX	94.311	-0.019	-62.879	C
	MIN	2.496	-1.853	-70.188	A
1.349	MAX	94.311	4.643	-61.320	C
	MIN	2.496	-4.129	-72.206	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 6 ,DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	92.869	-2.089	-20.141	B
	MIN	18.294	6.369	-161.388	J
0.675	MAX	92.869	3.333	-19.722	B
	MIN	18.294	4.092	-157.860	J
1.349	MAX	92.869	8.754	-15.646	B
	MIN	18.294	1.816	-155.867	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

ATROS ESPAÑA S.A.

EN LA BARRA N° 6 ,DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	25.427	11.121	-107.560	H
	MIN	84.464	-11.650	-30.525	F
0.675	MAX	91.912	9.488	-82.282	K
	MIN	84.464	-6.228	-36.554	F
1.349	MAX	91.912	14.151	-74.310	K
	MIN	84.464	-0.807	-38.927	F

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 6 ,DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.311	4.110	-61.319	C
	MIN	2.496	4.127	-72.205	A
0.675	MAX	94.311	8.773	-56.974	C
	MIN	2.496	1.850	-70.190	A
1.349	MAX	94.311	13.436	-49.484	C
	MIN	2.496	-0.426	-69.710	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 7 ,DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	92.869	4.875	-15.646	B
	MIN	18.294	16.912	-155.867	J
0.675	MAX	92.869	10.296	-10.529	B
	MIN	18.294	14.635	-145.228	J
1.349	MAX	92.869	15.718	-1.755	B
	MIN	18.294	12.359	-136.124	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 7 ,DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	25.427	18.068	-95.629	H
	MIN	84.464	-3.163	-38.927	F
0.675	MAX	91.912	19.201	-62.931	K
	MIN	84.464	2.258	-39.232	F
1.349	MAX	91.912	23.864	-48.407	K
	MIN	2.496	4.324	-60.805	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 7 ,DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.312	12.710	-49.484	C
	MIN	2.496	8.877	-69.710	A
0.675	MAX	94.312	17.373	-39.339	C
	MIN	2.496	6.600	-64.490	A
1.349	MAX	94.312	22.036	-26.048	C
	MIN	2.496	4.324	-60.805	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

Refª 02E12/4

EN LA BARRA N° 8 ,DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	92.869	12.590	-1.756	B
	MIN	18.294	34.359	-136.123	J
0.675	MAX	92.869	18.012	8.565	B
	MIN	18.294	32.082	-113.716	J
1.349	MAX	92.869	23.434	22.542	B
	MIN	18.294	29.806	-92.844	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 8 ,DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	18.294	34.359	-136.123	J
	MIN	84.464	7.335	-35.881	F
0.675	MAX	88.605	32.312	-55.265	E
	MIN	84.464	12.756	-29.105	F
1.349	MAX	88.605	36.975	-31.897	E
	MIN	2.496	12.151	-41.343	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 8 ,DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.312	22.566	-26.048	C
	MIN	2.496	16.704	-60.805	A
0.675	MAX	94.312	27.229	-9.255	C
	MIN	2.496	14.427	-50.306	A
1.349	MAX	94.312	31.892	10.684	C
	MIN	2.496	12.151	-41.343	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 9 ,DE NUDOS N° 9 Y N°10

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	92.869	21.086	22.541	B
	MIN	18.294	62.600	-92.845	J
0.674	MAX	92.869	26.508	38.592	B
	MIN	77.511	61.565	-51.828	M
1.349	MAX	94.312	43.732	63.388	C
	MIN	18.294	58.048	-11.468	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 9 ,DE NUDOS N° 9 Y N°10

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	18.294	62.600	-92.845	J
	MIN	84.464	20.864	-18.674	F
0.674	MAX	77.511	61.565	-51.828	M
	MIN	84.464	26.286	-2.772	F
1.349	MAX	77.511	66.228	-8.730	M
	MIN	2.496	24.781	-4.843	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N° 9 ,DE NUDOS N° 9 Y N°10

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.312	34.407	10.683	C
	MIN	2.496	29.334	-41.343	A
0.674	MAX	94.312	39.070	35.463	C
	MIN	2.496	27.057	-22.325	A
1.349	MAX	94.312	43.732	63.388	C
	MIN	2.496	24.781	-4.843	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°10 ,DE NUDOS N°10 Y N°11

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.311	47.873	63.388	C
	MIN	18.294	104.176	-11.469	J
0.675	MAX	91.912	65.476	98.740	K
	MIN	2.496	45.615	26.694	A
1.349	MAX	88.605	89.148	155.890	E
	MIN	2.496	43.338	56.696	A

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°10 ,DE NUDOS N°10 Y N°11

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	18.294	104.176	-11.469	J
	MIN	92.869	29.680	58.300	B
0.675	MAX	77.510	106.116	61.277	M
	MIN	92.869	35.102	80.149	B
1.349	MAX	77.510	110.779	134.430	M
	MIN	92.869	40.524	105.656	B

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°10 ,DE NUDOS N°10 Y N°11

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	94.311	47.873	63.388	C
	MIN	2.496	47.892	-4.843	A
0.675	MAX	94.311	52.537	97.253	C
	MIN	2.496	45.615	26.694	A
1.349	MAX	94.311	57.200	134.265	C
	MIN	2.496	43.338	56.696	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°11 ,DE NUDOS N° 1 Y N°12

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.851	2.495	-56.691	A
	MIN	123.814	108.178	-229.446	M
2.335	MAX	33.316	37.184	42.851	B
	MIN	121.484	4.782	-99.661	J
4.670	MAX	33.158	6.645	92.478	F
	MIN	113.604	-5.622	-101.246	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N°11 ,DE NUDOS N° 1 Y N°12

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	43.666	115.163	-165.462	F
	MIN	57.851	2.495	-56.691	A
2.335	MAX	38.412	52.398	26.855	F
	MIN	49.970	2.495	-50.864	A
4.670	MAX	33.158	6.645	92.478	F
	MIN	79.263	-6.685	12.341	L

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°11 ,DE NUDOS N° 1 Y N°12

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	129.365	18.293	-125.996	J
	MIN	38.570	92.875	-105.682	B
2.335	MAX	121.484	4.782	-99.661	J
	MIN	33.316	37.184	42.851	B
4.670	MAX	113.604	-5.622	-101.246	J
	MIN	28.062	-1.496	81.206	B

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°12 ,DE NUDOS N°12 Y N°13

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	33.158	6.645	92.477	F
	MIN	113.594	-5.622	-101.246	J
2.335	MAX	27.904	-22.363	71.075	F
	MIN	105.714	-12.917	-123.495	J
4.670	MAX	22.650	-40.604	-4.052	F
	MIN	97.833	-17.105	-159.152	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°12 ,DE NUDOS N°12 Y N°13

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	33.158	6.645	92.477	F
	MIN	79.260	-6.685	12.341	L
2.335	MAX	34.206	2.495	-39.211	A
	MIN	71.379	-28.619	-31.929	L
4.670	MAX	26.325	2.495	-33.385	A
	MIN	92.285	-44.962	-121.007	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°12 ,DE NUDOS N°12 Y N°13

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	113.594	-5.622	-101.246	J
	MIN	28.063	-1.496	81.206	B
2.335	MAX	105.714	-12.917	-123.495	J
	MIN	22.809	-23.430	49.053	B
4.670	MAX	97.833	-17.105	-159.152	J
	MIN	17.555	-34.598	-20.306	B

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N°13 ,DE NUDOS N°13 Y N°14

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	22.658	-40.603	-4.024	F
	MIN	97.850	-17.105	-159.156	J
0.438	MAX	20.853	-43.099	-22.344	F
	MIN	95.143	-17.544	-166.740	J
0.875	MAX	20.912	2.494	-31.204	A
	MIN	92.436	-17.874	-174.492	J

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°13 ,DE NUDOS N°13 Y N°14

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	26.326	2.494	-33.386	A
	MIN	92.300	-44.896	-121.008	M
0.438	MAX	23.619	2.494	-32.295	A
	MIN	89.593	-47.269	-141.179	M
0.875	MAX	20.912	2.494	-31.204	A
	MIN	86.886	-49.351	-162.326	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°13 ,DE NUDOS N°13 Y N°14

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	97.850	-17.105	-159.156	J
	MIN	17.558	-34.606	-20.301	B
0.438	MAX	95.143	-17.544	-166.740	J
	MIN	15.753	-35.777	-35.708	B
0.875	MAX	92.436	-17.874	-174.492	J
	MIN	13.949	-36.657	-51.563	B

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°14 ,DE NUDOS N°11 Y N°15

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	102.353	-88.605	155.891	E
	MIN	57.862	-2.496	56.696	A
2.335	MAX	121.506	-4.783	99.667	J
	MIN	48.113	-28.773	-53.621	F
4.670	MAX	113.625	5.621	101.250	J
	MIN	28.066	1.502	-81.206	B

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°14 ,DE NUDOS N°11 Y N°15

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.862	-2.496	56.696	A
	MIN	59.115	-94.312	134.265	C
2.335	MAX	49.981	-2.496	50.868	A
	MIN	51.234	-38.621	-17.623	C
4.670	MAX	119.181	16.860	19.293	M
	MIN	42.101	-2.496	45.039	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N°14 ,DE NUDOS N°11 Y N°15

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	134.942	-77.511	134.432	M
	MIN	38.574	-92.869	105.656	B
2.335	MAX	127.062	-21.820	21.774	M
	MIN	33.320	-37.178	-42.864	B
4.670	MAX	119.181	16.860	19.293	M
	MIN	28.066	1.502	-81.206	B

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°15 ,DE NUDOS N°15 Y N°16

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	113.619	5.621	101.250	J
	MIN	28.066	1.502	-81.206	B
2.335	MAX	105.738	12.916	123.496	J
	MIN	22.812	23.435	-49.040	B
4.670	MAX	103.415	49.962	192.556	M
	MIN	17.558	34.603	20.333	B

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°15 ,DE NUDOS N°15 Y N°16

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	119.176	16.860	19.293	M
	MIN	42.097	-2.496	45.039	A
2.335	MAX	111.295	38.794	87.321	M
	MIN	34.217	-2.496	39.211	A
4.670	MAX	103.415	49.962	192.556	M
	MIN	26.336	-2.496	33.383	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°15 ,DE NUDOS N°15 Y N°16

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	119.176	16.860	19.293	M
	MIN	28.066	1.502	-81.206	B
2.335	MAX	111.295	38.794	87.321	M
	MIN	22.812	23.435	-49.040	B
4.670	MAX	103.415	49.962	192.556	M
	MIN	17.558	34.603	20.333	B

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°16 ,DE NUDOS N°16 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	103.419	50.073	192.541	M
	MIN	17.558	34.588	20.337	B
0.438	MAX	100.712	51.244	214.715	M
	MIN	23.629	-2.495	32.293	A
0.875	MAX	98.005	52.124	237.337	M
	MIN	20.922	-2.495	31.201	A

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N°16 ,DE NUDOS N°16 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	103.419	50.073	192.541	M
	MIN	26.336	-2.495	33.385	A
0.438	MAX	100.712	51.244	214.715	M
	MIN	23.629	-2.495	32.293	A
0.875	MAX	98.005	52.124	237.337	M
	MIN	20.922	-2.495	31.201	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°16 ,DE NUDOS N°16 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	103.419	50.073	192.541	M
	MIN	17.558	34.588	20.337	B
0.438	MAX	100.712	51.244	214.715	M
	MIN	15.753	35.759	35.736	B
0.875	MAX	98.005	52.124	237.337	M
	MIN	13.948	36.638	51.584	B

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°17 ,DE NUDOS N°14 Y N°17

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	-2.492	20.919	-31.204	A
	MIN	17.884	92.438	-174.495	J
1.040	MAX	-2.492	17.020	-11.480	A
	MIN	43.321	51.740	-92.099	L
2.080	MAX	10.680	22.557	6.700	H
	MIN	43.321	45.389	-41.603	L

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°17 ,DE NUDOS N°14 Y N°17

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	17.884	92.438	-174.495	J
	MIN	36.645	13.945	-51.558	B
1.040	MAX	17.884	77.514	-86.140	J
	MIN	36.645	11.345	-38.410	B
2.080	MAX	17.884	62.590	-13.302	J
	MIN	36.645	8.746	-27.965	B

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°17 ,DE NUDOS N°14 Y N°17

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	52.202	86.881	-162.338	M
	MIN	-2.492	20.919	-31.204	A
1.040	MAX	52.202	71.957	-79.761	M
	MIN	-2.492	17.020	-11.480	A
2.080	MAX	52.202	57.033	-12.702	M
	MIN	-2.492	13.121	4.190	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N°18 ,DE NUDOS N°17 Y N°18

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	10.680	22.558	6.699	H
	MIN	43.321	45.390	-41.603	L
4.666	MAX	17.884	0.001	132.716	J
	MIN	36.645	-0.002	-7.568	B
9.331	MAX	-2.492	-13.122	4.195	A
	MIN	52.202	-68.149	-64.557	M

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°18 ,DE NUDOS N°17 Y N°18

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	17.884	62.593	-13.302	J
	MIN	36.645	8.746	-27.965	B
4.666	MAX	17.884	0.001	132.716	J
	MIN	52.202	-5.557	107.384	M
9.331	MAX	36.645	-8.750	-27.985	B
	MIN	52.202	-68.149	-64.557	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°18 ,DE NUDOS N°17 Y N°18

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	52.202	57.034	-12.702	M
	MIN	-2.492	13.122	4.190	A
4.666	MAX	52.202	-5.557	107.384	M
	MIN	-2.492	0.000	34.803	A
9.331	MAX	52.202	-68.149	-64.557	M
	MIN	-2.492	-13.122	4.195	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°19 ,DE NUDOS N°18 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	-2.492	-13.122	4.194	A
	MIN	52.198	-68.149	-64.557	M
1.040	MAX	-2.492	-17.021	-11.477	A
	MIN	52.198	-83.073	-143.177	M
2.080	MAX	-2.492	-20.920	-31.202	A
	MIN	52.198	-97.998	-237.316	M

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°19 ,DE NUDOS N°18 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	36.645	-8.750	-27.986	B
	MIN	52.198	-68.149	-64.557	M
1.040	MAX	36.645	-11.349	-38.435	B
	MIN	52.198	-83.073	-143.177	M
2.080	MAX	36.645	-13.949	-51.588	B
	MIN	52.198	-97.998	-237.316	M

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES

EN LA BARRA N°19 ,DE NUDOS N°18 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	52.198	-68.149	-64.557	M
	MIN	-2.492	-13.122	4.194	A
1.040	MAX	52.198	-83.073	-143.177	M
	MIN	-2.492	-17.021	-11.477	A
2.080	MAX	52.198	-97.998	-237.316	M
	MIN	-2.492	-20.920	-31.202	A

C O M B I N A C I O N D E C A S O S D E C A R G
A

P.I. BAJO FC. EN EL TUNEL DE CAN TUNIS

N° DE CASOS DE CARGA A COMBINAR ..... = 10

TITULOS DE LOS CASOS DE CARGA CONSIDERADOS

CASO DE CARGA N° 1 = PESO PROPIO
CASO DE CARGA N° 2 = CARGAS PERMANENTES
CASO DE CARGA N° 3 = EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS
CASO DE CARGA N° 4 = EMPUJE EN REPOSO DE TIERRAS Y SUBPRESION
CASO DE CARGA N° 12 = SISMO
CASO DE CARGA N° 13 = EMPUJE TREN LAV EN UN LATERAL
CASO DE CARGA N° 14 = TREN modelo 71 SOBRE UN HASTIAL
CASO DE CARGA N° 15 = TREN MODELO 71 CENTRADO EN LOSA
CASO DE CARGA N° 16 = TREN SW1 SOBRE LOSA SUPERIOR
CASO DE CARGA N° 17 = FRENADO TREN LAV

N° DE COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA ..... = 9

COEFICIENTES DE LOS CASOS CONSIDERADOS EN CADA COMBINACION

COMBINACION A :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.00 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 13

COMBINACION B :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
0.90 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 14

COMBINACION C :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
0.90 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 15

COMBINACION D :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
0.90 x CASO DE CARGA N° 3
1.60 x CASO DE CARGA N° 16

COMBINACION E :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 14
1.60 x CASO DE CARGA N° 17

COMBINACION F :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 15
1.60 x CASO DE CARGA N° 17

COMBINACION G :

1.50 x CASO DE CARGA N° 1
1.60 x CASO DE CARGA N° 2
1.60 x CASO DE CARGA N° 4
1.60 x CASO DE CARGA N° 13
1.60 x CASO DE CARGA N° 16
1.60 x CASO DE CARGA N° 17

COMBINACION H :

1.00 x CASO DE CARGA N° 1
1.00 x CASO DE CARGA N° 2
1.00 x CASO DE CARGA N° 4

COMBINACION I :

1.60 x CASO DE CARGA N° 2
0.80 x CASO DE CARGA N° 4
0.80 x CASO DE CARGA N° 14
1.00 x CASO DE CARGA N° 15
1.00 x CASO DE CARGA N° 16

R E S U L T A D O S

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	68.979	-114.711	291.564	G
	MIN	57.528	-43.799	87.226	H
0.675	MAX	68.979	-110.048	215.762	G
	MIN	37.294	-64.755	44.165	I
1.349	MAX	76.891	-38.296	161.493	A
	MIN	17.689	-108.230	-13.218	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.528	-43.799	87.226	H
	MIN	68.979	-114.711	291.564	G
0.675	MAX	57.528	-40.979	58.634	H
	MIN	68.979	-110.048	215.762	G
1.349	MAX	57.528	-38.160	31.943	H
	MIN	17.689	-108.230	-13.218	D

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 1 ,DE NUDOS N° 1 Y N° 2

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	-91.383	162.964	E
	MIN	17.689	-103.677	129.717	D
0.675	MAX	91.571	-86.720	102.898	E
	MIN	17.689	-105.954	59.017	D
1.349	MAX	91.571	-82.057	45.977	E
	MIN	17.689	-108.230	-13.218	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	76.891	-49.451	161.493	A
	MIN	17.689	-60.317	-13.218	D
0.675	MAX	76.891	-44.029	129.966	A
	MIN	17.689	-62.593	-54.670	D
1.349	MAX	76.891	-38.607	102.097	A
	MIN	17.689	-64.869	-97.657	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.528	-30.440	31.943	H
	MIN	68.979	-87.100	143.105	G
0.675	MAX	57.528	-27.620	12.362	H
	MIN	68.979	-82.437	85.928	G
1.349	MAX	57.528	-24.801	-5.317	H
	MIN	68.979	-77.774	31.896	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 2 ,DE NUDOS N° 2 Y N° 3

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	-59.329	45.977	E
	MIN	17.689	-60.317	-13.218	D
0.675	MAX	91.571	-54.666	7.531	E
	MIN	17.689	-62.593	-54.670	D
1.349	MAX	91.571	-50.003	-27.769	E
	MIN	17.689	-64.869	-97.657	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	76.891	-44.605	102.096	A
	MIN	17.689	-30.931	-97.657	D
0.675	MAX	76.891	-39.183	73.838	A
	MIN	17.689	-33.207	-119.288	D
1.349	MAX	76.891	-33.762	49.237	A
	MIN	17.689	-35.484	-142.454	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.528	-19.806	-5.317	H
	MIN	68.979	-63.909	31.896	G
0.675	MAX	57.528	-16.987	-17.726	H
	MIN	68.979	-59.246	-9.639	G
1.349	MAX	57.528	-14.167	-28.233	H
	MIN	68.979	-54.584	-48.029	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 3 ,DE NUDOS N° 3 Y N° 4

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	-34.975	-27.770	E
	MIN	17.689	-30.931	-97.657	D
0.675	MAX	91.571	-30.313	-49.789	E
	MIN	17.689	-33.207	-119.288	D
1.349	MAX	91.571	-25.650	-68.662	E
	MIN	17.689	-35.484	-142.454	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	76.891	-37.624	49.238	A
	MIN	17.689	-12.838	-142.454	D
0.675	MAX	76.891	-32.202	25.688	A
	MIN	17.689	-15.114	-151.881	D
1.349	MAX	76.891	-26.781	5.796	A
	MIN	17.689	-17.391	-162.844	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	25.442	-5.277	-100.165	B
	MIN	68.978	-46.205	-48.028	G
0.675	MAX	37.294	-7.509	-82.213	I
	MIN	68.978	-41.542	-77.622	G
1.349	MAX	37.294	-4.039	-86.108	I
	MIN	68.978	-36.879	-104.070	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 4 ,DE NUDOS N° 4 Y N° 5

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	-17.629	-68.662	E
	MIN	17.689	-12.838	-142.454	D
0.675	MAX	91.571	-12.966	-78.980	E
	MIN	17.689	-15.114	-151.881	D
1.349	MAX	91.571	-8.303	-86.153	E
	MIN	17.689	-17.391	-162.844	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	76.891	-29.979	5.797	A
	MIN	17.689	-1.943	-162.844	D
0.675	MAX	76.891	-24.557	-12.596	A
	MIN	17.689	-4.220	-164.922	D
1.349	MAX	76.891	-19.136	-27.331	A
	MIN	17.689	-6.496	-168.536	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	25.442	4.384	-110.354	B
	MIN	68.978	-32.651	-104.069	G
0.675	MAX	25.442	2.107	-108.165	B
	MIN	68.978	-27.988	-124.519	G
1.349	MAX	91.571	3.991	-87.059	E
	MIN	68.978	-23.325	-141.825	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 5 ,DE NUDOS N° 5 Y N° 6

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	-5.335	-86.152	E
	MIN	17.689	-1.943	-162.844	D
0.675	MAX	91.571	-0.672	-88.178	E
	MIN	17.689	-4.220	-164.922	D
1.349	MAX	91.571	3.991	-87.059	E
	MIN	17.689	-6.496	-168.536	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 6 ,DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	76.891	-21.853	-27.331	A
	MIN	17.689	6.490	-168.536	D
0.675	MAX	76.891	-16.431	-40.243	A
	MIN	17.689	4.213	-164.926	D
1.349	MAX	57.528	5.593	-40.345	H
	MIN	17.689	1.937	-162.852	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 6 ,DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	25.442	11.125	-107.512	B
	MIN	76.891	-21.853	-27.331	A
0.675	MAX	91.571	9.074	-82.510	E
	MIN	76.891	-16.431	-40.243	A
1.349	MAX	91.571	13.737	-74.817	E
	MIN	76.891	-11.009	-49.497	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 6 ,DE NUDOS N° 6 Y N° 7

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	4.411	-87.058	E
	MIN	17.689	6.490	-168.536	D
0.675	MAX	91.571	9.074	-82.510	E
	MIN	17.689	4.213	-164.926	D
1.349	MAX	91.571	13.737	-74.817	E
	MIN	17.689	1.937	-162.852	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 7 ,DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.528	6.149	-40.345	H
	MIN	17.689	17.381	-162.852	D
0.675	MAX	57.528	8.968	-35.247	H
	MIN	68.979	-0.097	-164.444	G
1.349	MAX	57.528	11.788	-28.247	H
	MIN	68.979	4.566	-162.937	G

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 7 ,DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	25.442	18.071	-95.575	B
	MIN	76.891	-12.461	-49.497	A
0.675	MAX	91.571	18.812	-63.701	E
	MIN	76.891	-7.040	-56.074	A
1.349	MAX	91.571	23.475	-49.439	E
	MIN	76.891	-1.618	-58.994	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 7 ,DE NUDOS N° 7 Y N° 8

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	14.149	-74.817	E
	MIN	17.689	17.381	-162.852	D
0.675	MAX	91.571	18.812	-63.701	E
	MIN	17.689	15.105	-151.896	D
1.349	MAX	91.571	23.475	-49.439	E
	MIN	17.689	12.828	-142.475	D

ATROS ESPAÑA S.A.

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 8 ,DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.528	14.166	-28.247	H
	MIN	68.979	18.492	-162.937	G
0.675	MAX	57.528	16.985	-17.741	H
	MIN	68.979	23.155	-148.892	G
1.349	MAX	57.528	19.805	-5.334	H
	MIN	68.979	27.817	-131.701	G

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 8 ,DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	17.689	35.486	-142.475	D
	MIN	76.891	-0.353	-58.994	A
0.675	MAX	17.689	33.210	-119.307	D
	MIN	76.891	5.068	-57.404	A
1.349	MAX	91.571	35.400	-7.976	E
	MIN	76.891	10.490	-52.157	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 8 ,DE NUDOS N° 8 Y N° 9

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	26.074	-49.440	E
	MIN	17.689	35.486	-142.475	D
0.675	MAX	91.571	30.737	-30.280	E
	MIN	17.689	33.210	-119.307	D
1.349	MAX	91.571	35.400	-7.976	E
	MIN	17.689	30.934	-97.674	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 9 ,DE NUDOS N° 9 Y N°10

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	57.528	24.801	-5.334	H
	MIN	68.979	54.226	-131.703	G
0.674	MAX	91.571	46.254	21.649	E
	MIN	68.979	58.888	-93.555	G
1.349	MAX	91.571	50.917	54.420	E
	MIN	68.979	63.551	-52.262	G

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 9 ,DE NUDOS N° 9 Y N°10

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	17.689	64.879	-97.675	D
	MIN	76.891	16.165	-52.159	A
0.674	MAX	17.689	62.602	-54.682	D
	MIN	76.891	21.587	-39.427	A
1.349	MAX	68.979	63.551	-52.262	G
	MIN	76.891	27.008	-23.039	A

Refª 02E12/4

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N° 9 ,DE NUDOS N° 9 Y N°10

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.571	41.592	-7.977	E
	MIN	17.689	64.879	-97.675	D
0.674	MAX	91.571	46.254	21.649	E
	MIN	17.689	62.602	-54.682	D
1.349	MAX	91.571	50.917	54.420	E
	MIN	17.689	60.326	-13.224	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°10 ,DE NUDOS N°10 Y N°11

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.570	60.870	54.420	E
	MIN	68.978	106.138	-52.262	G
0.675	MAX	91.570	65.533	97.053	E
	MIN	76.891	43.990	4.806	A
1.349	MAX	91.570	70.196	142.831	E
	MIN	76.891	49.412	36.309	A

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°10 ,DE NUDOS N°10 Y N°11

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	17.689	108.237	-13.224	D
	MIN	57.528	38.161	31.925	H
0.675	MAX	68.978	110.801	20.906	G
	MIN	57.528	40.981	58.617	H
1.349	MAX	68.978	115.464	97.219	G
	MIN	57.528	43.800	87.212	H

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°10 ,DE NUDOS N°10 Y N°11

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	91.570	60.870	54.420	E
	MIN	17.689	108.237	-13.224	D
0.675	MAX	91.570	65.533	97.053	E
	MIN	17.689	105.960	59.019	D
1.349	MAX	91.570	70.196	142.831	E
	MIN	17.689	103.684	129.727	D

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°11 ,DE NUDOS N° 1 Y N°12

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	48.511	57.531	-87.226	H
	MIN	123.861	133.842	-291.564	G
2.335	MAX	33.360	69.442	20.254	A
	MIN	126.769	4.176	-104.797	D
4.670	MAX	28.107	16.316	117.067	A
	MIN	118.888	-6.227	-107.796	D

ATROS ESPAÑA S.A.

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°11 ,DE NUDOS N° 1 Y N°12

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	38.614	139.579	-220.469	A
	MIN	134.649	17.688	-129.718	D
2.335	MAX	33.360	69.442	20.254	A
	MIN	126.769	4.176	-104.797	D
4.670	MAX	28.107	16.316	117.067	A
	MIN	82.003	-9.842	-38.041	I

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°11 ,DE NUDOS N° 1 Y N°12

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	134.649	17.688	-129.718	D
	MIN	38.614	139.579	-220.469	A
2.335	MAX	126.769	4.176	-104.797	D
	MIN	33.360	69.442	20.254	A
4.670	MAX	118.888	-6.227	-107.796	D
	MIN	28.107	16.316	117.067	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°12 ,DE NUDOS N°12 Y N°13

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	28.108	16.316	117.067	A
	MIN	118.879	-6.227	-107.796	D
2.335	MAX	22.854	-20.063	109.640	A
	MIN	110.999	-13.523	-131.459	D
4.670	MAX	17.601	-45.678	31.275	A
	MIN	103.118	-17.711	-168.529	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°12 ,DE NUDOS N°12 Y N°13

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	28.108	16.316	117.067	A
	MIN	81.999	-9.843	-38.041	I
2.335	MAX	83.057	-5.673	-55.654	B
	MIN	67.724	-27.355	-23.305	F
4.670	MAX	75.176	-9.861	-74.395	B
	MIN	92.334	-51.415	-93.410	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°12 ,DE NUDOS N°12 Y N°13

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	118.879	-6.227	-107.796	D
	MIN	28.108	16.316	117.067	A
2.335	MAX	110.999	-13.523	-131.459	D
	MIN	22.854	-20.063	109.640	A
4.670	MAX	103.118	-17.711	-168.529	D
	MIN	17.601	-45.678	31.275	A

Refª 02E12/4

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°13 ,DE NUDOS N°13 Y N°14

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	17.596	-45.658	31.325	A
	MIN	103.132	-17.719	-168.531	D
0.438	MAX	15.791	-49.536	10.491	A
	MIN	100.425	-18.158	-176.383	D
0.875	MAX	13.986	-53.122	-11.976	A
	MIN	97.718	-18.488	-184.404	D

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°13 ,DE NUDOS N°13 Y N°14

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	75.181	-9.879	-74.400	B
	MIN	92.340	-51.389	-93.363	G
0.438	MAX	72.474	-10.318	-78.822	B
	MIN	89.633	-55.266	-116.705	G
0.875	MAX	69.767	-10.648	-83.412	B
	MIN	86.926	-58.853	-141.679	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°13 ,DE NUDOS N°13 Y N°14

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	103.132	-17.719	-168.531	D
	MIN	17.596	-45.658	31.325	A
0.438	MAX	100.425	-18.158	-176.383	D
	MIN	15.791	-49.536	10.491	A
0.875	MAX	97.718	-18.488	-184.404	D
	MIN	13.986	-53.122	-11.976	A

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°14 ,DE NUDOS N°11 Y N°15

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	76.200	-91.571	142.831	E
	MIN	58.423	-76.891	36.309	A
2.335	MAX	126.791	-4.177	104.803	D
	MIN	53.169	-21.200	-74.903	A
4.670	MAX	118.910	6.226	107.800	D
	MIN	47.915	17.480	-75.936	A

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°14 ,DE NUDOS N°11 Y N°15

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	134.672	-17.689	129.727	D
	MIN	76.200	-91.571	142.831	E
2.335	MAX	126.791	-4.177	104.803	D
	MIN	68.320	-35.880	-2.657	E
4.670	MAX	129.709	25.392	21.927	G
	MIN	59.546	-1.527	40.853	B

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°14 ,DE NUDOS N°11 Y N°15

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	145.470	-68.978	97.219	G
	MIN	48.517	-57.528	87.212	H
2.335	MAX	137.590	-13.287	4.484	G
	MIN	43.264	-22.721	-4.410	H
4.670	MAX	129.709	25.392	21.927	G
	MIN	38.010	1.454	-27.172	H

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°15 ,DE NUDOS N°15 Y N°16

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	118.905	6.226	107.799	D
	MIN	47.911	17.480	-75.936	A
2.335	MAX	111.024	13.522	131.460	D
	MIN	42.658	39.413	-6.461	A
4.670	MAX	113.940	58.494	235.035	G
	MIN	27.501	22.142	38.694	H

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°15 ,DE NUDOS N°15 Y N°16

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	129.702	25.393	21.927	G
	MIN	59.543	-1.527	40.853	B
2.335	MAX	121.821	47.326	109.878	G
	MIN	51.663	5.768	46.409	B
4.670	MAX	113.940	58.494	235.035	G
	MIN	43.782	9.956	65.372	B

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°15 ,DE NUDOS N°15 Y N°16

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	129.702	25.393	21.927	G
	MIN	38.009	1.454	-27.172	H
2.335	MAX	121.821	47.326	109.878	G
	MIN	32.755	15.162	-5.866	H
4.670	MAX	113.940	58.494	235.035	G
	MIN	27.501	22.142	38.694	H

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°16 ,DE NUDOS N°16 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	113.950	58.692	235.011	G
	MIN	27.501	22.134	38.698	H
0.438	MAX	111.243	59.863	260.956	G
	MIN	25.696	22.865	48.548	H
0.875	MAX	108.536	60.743	287.349	G
	MIN	23.891	23.415	58.678	H

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°16 ,DE NUDOS N°16 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	113.950	58.692	235.011	G
	MIN	43.781	9.936	65.373	B
0.438	MAX	111.243	59.863	260.956	G
	MIN	41.074	10.375	69.819	B
0.875	MAX	108.536	60.743	287.349	G
	MIN	38.367	10.705	74.435	B

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°16 ,DE NUDOS N°16 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	113.950	58.692	235.011	G
	MIN	27.501	22.134	38.698	H
0.438	MAX	111.243	59.863	260.956	G
	MIN	25.696	22.865	48.548	H
0.875	MAX	108.536	60.743	287.349	G
	MIN	23.891	23.415	58.678	H

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°17 ,DE NUDOS N°14 Y N°17

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	52.993	13.986	-11.951	A
	MIN	18.490	97.721	-184.400	D
1.040	MAX	52.993	9.854	0.443	A
	MIN	18.490	81.982	-90.976	D
2.080	MAX	52.993	5.722	8.540	A
	MIN	42.779	41.733	-36.521	F

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°17 ,DE NUDOS N°14 Y N°17

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	18.490	97.721	-184.400	D
	MIN	52.993	13.986	-11.951	A
1.040	MAX	18.490	81.982	-90.976	D
	MIN	52.993	9.854	0.443	A
2.080	MAX	18.490	66.244	-13.916	D
	MIN	52.993	5.722	8.540	A

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°17 ,DE NUDOS N°14 Y N°17

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	60.942	86.924	-141.654	G
	MIN	10.663	69.777	-83.411	B
1.040	MAX	60.942	71.186	-59.455	G
	MIN	10.663	41.206	-26.689	B
2.080	MAX	60.942	55.447	6.379	G
	MIN	10.663	22.587	6.475	B

ATROS ESPAÑA S.A.

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°18 ,DE NUDOS N°17 Y N°18

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	52.971	5.721	8.540	A
	MIN	42.777	41.734	-36.521	F
4.666	MAX	18.490	0.001	140.633	D
	MIN	52.971	-9.904	-1.219	A
9.331	MAX	10.665	-25.662	-7.860	B
	MIN	60.918	-77.044	-94.366	G

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°18 ,DE NUDOS N°17 Y N°18

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	18.490	66.248	-13.914	D
	MIN	52.971	5.721	8.540	A
4.666	MAX	18.490	0.001	140.633	D
	MIN	60.918	-10.797	110.548	G
9.331	MAX	23.421	-15.626	-17.591	H
	MIN	60.918	-77.044	-94.366	G

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°18 ,DE NUDOS N°17 Y N°18

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	60.918	55.450	6.381	G
	MIN	10.665	22.589	6.476	B
4.666	MAX	60.918	-10.797	110.548	G
	MIN	10.665	-1.536	55.588	B
9.331	MAX	60.918	-77.044	-94.366	G
	MIN	10.665	-25.662	-7.860	B

FLECTORES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°19 ,DE NUDOS N°18 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	10.667	-25.662	-7.860	B
	MIN	60.920	-77.044	-94.367	G
1.040	MAX	23.421	-19.758	-35.988	H
	MIN	60.920	-92.783	-182.660	G
2.080	MAX	23.421	-23.891	-58.681	H
	MIN	60.920	-108.522	-287.319	G

CORTANTES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°19 ,DE NUDOS N°18 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	23.421	-15.626	-17.591	H
	MIN	60.920	-77.044	-94.367	G
1.040	MAX	23.421	-19.758	-35.988	H
	MIN	60.920	-92.783	-182.660	G
2.080	MAX	23.421	-23.891	-58.681	H
	MIN	60.920	-108.522	-287.319	G

Refª 02E12/4

AXILES PESIMOS Y ESFUERZOS CONCOMITANTES
EN LA BARRA N°19 ,DE NUDOS N°18 Y N°19

X		AXIL	CORTANTE	FLECTOR	COMB.
0.000	MAX	60.920	-77.044	-94.367	G
	MIN	10.667	-25.662	-7.860	B
1.040	MAX	60.920	-92.783	-182.660	G
	MIN	10.667	-32.013	-37.845	B
2.080	MAX	60.920	-108.522	-287.319	G
	MIN	10.667	-38.365	-74.435	B

andamios in s.a.
Servicios Auxiliares de la Construcción
Avenida Cerro del Águila nº 3
Edificio 2 - 2ª Planta
28700 S.S. de los Reyes (Madrid)

andamios in s.a.

FAX NÚMERO:	93 263 39 86	**FECHA:**	14/12/2005
EMPRESA:	----------	**ENVIADO POR:**	J.M. Arangoa
DIRIGIDO A:	Gonzalo Fernández Miranda	**DEPARTAMENTO:**	Obra Civil
DEPARTAMENTO:	-----	**Nº HOJAS (Incl. esta):**	7
ASUNTO:	Justificación de cálculo		

COMENTARIO:	Urgente	X	Para revisar	Responder Urgente		Por favor, Comentar

Muy Señor nuestro:

Adjunto le enviamos la justificación de cálculo de la cimbra correspondiente al Cajón hincado P.K. 707+739.88

Sin otro Particular, aprovechamos la ocasión para saludarles atentamente

ANDAMIOS IN, S.A. ENCOFRADOS ANDAMIOS

Fdo. Juan Manuel Arangoa
Dpto. Obra Civil.

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de... ENTRADA
Nº Reg... 2907
Fecha... 15/XII/05
CAN TUNIS - 0 - CT-C - 0136 rc

EN CASO DE NO RECIBIR CORRECTAMENTE ESTE FAX ROGAMOS CONTACTEN 902 131 132

Andamios | Edificación | Obra Civil

28700 · SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)
Avda. Cerro del Águila nº 3
Edificio 2 - 2ª Planta
Tlf. 91 659 82 00
Fax: 91 663 88 20

08027 · BARCELONA
Avda. Meridiana, 350 7 A
Tlf. 93 346 19 11
Fax: 93 345 11 51

46470 · CATARROJA (VALENCIA)
C/. 27 - Parcela 221
Tlf. 96 126 50 12
Fax: 96 126 98 10

29004 · MÁLAGA
Hermanas Bronte, 56
Pol. Ind. Guadalhorce
Tlf. 95 217 63 64
Fax: 95 223 92 73

www.insistemas.es · insistemas@insistemas.es

JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

EMPRESA: UTE CAN TUNIS (FCC - COMSA)

OBRA: L.A.V. MADRID - BARCELONA - FRONTERA FRANCESA. L'HOSPITALET - CAN TUNIS

ESTRUCTURA : CAJON HINCADO P.K. 707+739,88

PLANO Nº OFE0083240-C-A1-0

I.- DATOS PREVIOS

Peso específico del hormigón: 2.500 kg/m³ (cuanto acero 200 kg/m³ ?)
Peso del encofrado : 60 kg/m²
Sobrecarga de uso : 200 kg/m² ?

II.- CALCULO DE LA CIMBRA CUAJADA ZONA CENTRAL

Canto EQUIVALENTE del hormigón : 0,75 m. ok

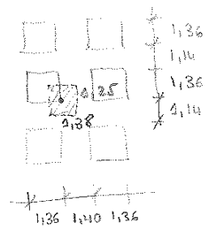
TIPO DE CIMBRA:
Nuestra cimbra IN-45 aguanta 10.000 Kg. por pie derecho ?

Separación máxima longitudinal: 1,40 m. ok (segun planos)
Separación transversal: 1,14 m. ok (segun planos)

Superficie sobre el pie derecho de torre más cargada:

$$\frac{(1{,}36 + 1{,}40)}{2} \times \frac{(1{,}36 + 1{,}14)}{2} = 1{,}73\ m^2$$ ok

(1,38) (1,25) 1,725



Carga máxima:

(2.500 x 0,75 (3243,75 cimiento) x 1,73) + [(60 + 200 (549,8 zapata)) x 1,73] = 3.694 Kg ok.

Coeficiente de seguridad:

$$\frac{10.000}{3.694} = 2{,}71 > 2{,}00$$

III.- CALCULO DE LA CIMBRA CUAJADA ZONA CHAFLAN

A) Datos previos:

Peso específico del hormigón: 2.500 kg/m³ ?
Canto EQUIVALENTE del hormigón : 0,75 m. ok
Canto EQUIVALENTE MÁXIMO del hormigón : 1,25 m. ok
Anchura del chaflán (A_c): 1,50 m. ok
Separación transversal de la 1ª torre al hastial: 0,20 m. ok
Separación transversal torres: 1,14 m. ok
Separación longitudinal de la 1ª fila de torres: 1,40 m. ok
Peso del encofrado : 60 kg/m² ok
Sobrecarga de uso : 200 kg/m² ?

JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

B) Cálculo de la cimbra bajo chaflán:

TIPO DE CIMBRA:
Nuestra cimbra IN-45 aguanta 10.000 Kg. por pie derecho ?

Anchura de influencia longitudinal

$$A_l = \frac{(1,36 + 1,40)}{2} = 1,38 \text{ m}$$ OK

Anchura de influencia transversal (Pie interior):

$$A_{ti} = \frac{1,36}{2} + 0,20 = 0,88 \text{ m}$$ OK

Anchura de influencia transversal (Pie exterior):

$$A_{te} = \frac{(1,36 + 1,14)}{2} = 1,25 \text{ m}$$ OK

Condiciones de Cálculo:

Superficie transversal de hormigón (Pie interior)

$$S_d = (0,88 \times 0,75) + (\frac{1,50 \times 0,50}{2}) - [\frac{0,50 \ (1,50 - 0,88)^2}{2 \times 1,50}] = 0,97 \text{ m}^2$$ 0,9805

Superficie transversal de hormigón (Pie exterior)

$$S_{te} = (1,25 \times 0,75) + [\frac{0,50 \ (1,50 - 0,88)^2}{2 \times 1,50}] = 1,00 \text{ m}^2$$ OK

Carga máxima (Pie interior):

(2.500 x 0,97 x 1,38) + [(60 + 200) x 1,38 x 0,88] = 3.665 Kg
3382,73 315,744 3698,47

Carga máxima (Pie exterior):

(2.500 x 1,00 x 1,38) + [(60 + 200) x 1,38 x 1,25] = 3.904 Kg
3450 448,5 3898,5

Coeficiente de seguridad:

$$\frac{10.000}{3.904} = 2,56 > 2,00$$?

JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

IV.- CALCULO DE LA CORREA EN ZONA CENTRAL

A) Perfiles de correa:

Para el cálculo se considera el caso más desfavorable de una viga biapoyada (un vano), en vez de continua (dos o tres vanos), tomando como dato la carga uniformemente repartida.

Los perfiles de correa utilizados son 2 TABLONES de 7x20 cm

DATOS DE CALCULO: (Según norma de cálculo de madera UNE.EN.338)

Clase Resistente: C18
Tensión resistente a flexión ($f_{m,k}$): 180 Kg/cm²
Coeficientes de ponderación:
K_{mod} = 0,55
K_{cc} = 1,1
K_h = 1
Y_m = 1

Tensión de cáculo a flexión (f_c):

$$f_c = K_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{Y_m} \times K_{cc} \times K_h = 109 \text{ Kg/cm}^2$$

I = 9.333 cm⁴.
Wx = 933,0 cm³.
E = 0,075 x 10^6 kg/cm²
Luz libre: 1,36 / 1,40 m.
Separación entre perfiles: 1,36 / 1,14 m.
Coeficiente de mayoración:
- Para cargas permanentes : 1,33
- Para sobrecargas de uso 1,50

B) Cálculo de tensiones:

Reparto de cargas: Separación media entre perfiles, de correa más desfavorable.

$$\frac{(1,36 + 1,14)}{2} = 1,25 \text{ m}$$

Carga lineal en cada perfil.

P = (1,25 x 0,75 x 2.500) +[(60 + 200) x 1,25]= 2.669 kg/m = 26,69 kg/cm

Carga lineal ponderada en cada perfil.

Pp = { 1,33 x 1,25 x [(0,75 x 2.500) + 60] } + (1,50 x 1,25 x 200)= 3.591,9 kg/m

Momento flector:

$$Mf = \frac{3.591,9 \times (1,40)^2}{8} = 880,0 \text{ Kg x m}$$

JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

En el punto donde el momento es máximo, el cortante es nulo, por lo que se calcula la tensión normal. El máximo cortante se produce en la sección de momento flector mínimo con lo que la tensión por cortadura no es representativa.

Tensión:

$$\sigma = \frac{M_f}{W_x} = \frac{880{,}02 \times 100}{933} = 94{,}3 \quad Kg/cm^2 < f_c$$

Flecha: $\frac{5\,P\,L^4}{384\,E\,I} = \frac{5 \times 26{,}69 \times (140)^4}{384 \times 0{,}075 \times 10^6 \times 9.333} = 0{,}19$ cm.

Flecha máxima para las condiciones de cálculo consideradas. En el caso real, por tratarse de una vigacontínua multiapoyada, la flecha se podría despreciar ya que el vano contiguo contribuye con una contraflecha sobre el vano en el que se calcula la flecha.

V.- CALCULO DE LA CORREA EN ZONA CHAFLÁN

A) Perfiles de correa:

Los perfiles de correa utilizados son 2 TABLONES de 7x20 cm

DATOS DE CALCULO: (Según norma de cálculo de madera UNE.EN.338)

Clase Resistente: C18
Tensión resistente a flexión ($f_{m,k}$): 180 Kg/cm²
Coeficientes de ponderación:

K_{mod} = 0,55
K_{cc} = 1,1
K_h = 1
Y_m = 1

Tensión de cáculo a flexión (f_c):

$$f_c = K_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{Y_m} \times K_{cc} \times K_h = 109 \quad Kg/cm^2$$

I = 9.333 cm^4.
Wx = 933,0 cm^3.
E = 0,075 x 10^6 kg/cm²
Luz libre: 1,36 / 1,40 m.
Separación entre perfiles: 1,36 / 0,20 m.
Coeficiente de mayoración:
- Para cargas permanentes : 1,33
- Para sobrecargas de uso 1,50

B) Cálculo de tensiones:

Reparto de cargas: Anchura de influencia transversal (Pie interior):

$$A_{ti} = \frac{1{,}36}{2} + 0{,}20 = 0{,}88 \text{ m}$$

JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

Reparto de cargas: Anchura de influencia transversal (Pie exterior):

$$A_{te} = \frac{(1{,}36 + 1{,}14)}{2} = 1{,}25 \text{ m}$$

Condiciones de Cálculo:

Superficie transversal de hormigón (Pie interior)

$$S_{ti} = (0{,}88 \times 0{,}75) + \left(\frac{1{,}50 \times 0{,}50}{2}\right) - \left[\frac{0{,}50 \times (1{,}50 - 0{,}88)^2}{2 \times 1{,}50}\right] = 0{,}97 \text{ m}^2$$

Superficie transversal de hormigón (Pie exterior)

$$S_{te} = (1{,}25 \times 0{,}75) + \left[\frac{0{,}50 \times (1{,}50 - 0{,}88)^2}{2 \times 1{,}50}\right] = 1{,}00 \text{ m}^2$$

Carga lineal en correa (Pie interior):

P = (0,97 x 2.500) +[(60 + 200) x 0,88]= 2.656 kg/m = 26,56 kg/cm

Carga lineal ponderada en correa (Pie interior):

Pp = { 1,33 x [(0,97 x 2.500) + (0,88 x 60)] } + (1,50 x 0,88 x 200)= 3.562,6 kg/m

Carga lineal en correa (Pie exterior):

P = (1,00 x 2.500) +[(60 + 200) x 1,25]= 2.829 kg/m = 28,29 kg/cm

Carga lineal ponderada en correa (Pie exterior):

Pp = { 1,33 x [(1,00 x 2.500) + (1,25 x 60)] } + (1,50 x 1,25 x 200)= 3.805,0 kg/m

Momento flector:

$$Mf = \frac{3.805{,}0 \times (1{,}40)^2}{8} = 932{,}2 \quad Kg \times m$$

Tensión:

$$\sigma = \frac{M_f}{W_x} = \frac{932{,}21 \times 100}{933} = 99{,}9 \quad Kg/cm^2 < f_c$$

Flecha: $\frac{5\,P\,L^4}{384\,E\,I} = \frac{5 \times 28{,}29 \times (140)^4}{384 \times 0{,}075 \times 10^6 \times 9.333} = 0{,}20$ cm.

VI.- TENSION TRANSMITIDA AL TERRENO

Las bases tanto, de la cimbra IN-45 como de la cimbra IN-85, son placas cuadradas metálicas de dimensiones 20 x 20 cm.

JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO

Cimbra cuajada

$$\frac{3.904}{20 \times 20} = 9{,}76 \quad Kg/cm^2$$

Para disminuir estas tensiones será necesario disponer durmientes de madera de dimensiones adecuadas, previamente al montaje de la cimbra.

La base de la cimbra puede descansar en tablones de madera de 20 x 7 cm. llamados durmientes. Si el terreno no es muy resistente se pueden poner más alturas de tablones para que la carga se distribuya mejor.

En el caso que las condiciones del terreno así lo aconsejaran, la base de la cimbra debería descansar en losas de hormigón , en asfalto, o en durmientes de una o más alturas.

ENCOFRADOS ANDAMIOS

Fdo.: D. Juan Manuel Arangoa
Depto. Obra Civil

Bridge
Technologies

Teléfono y Fax : 93 203 04 74

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de... ENTRADA
Nº Reg..... 2939
Fecha..... 09/01/2006

CON TUNIS- D- CT- C- 01444 0

CAJÓN HINCADO.
LOSA DE CUBIERTA.

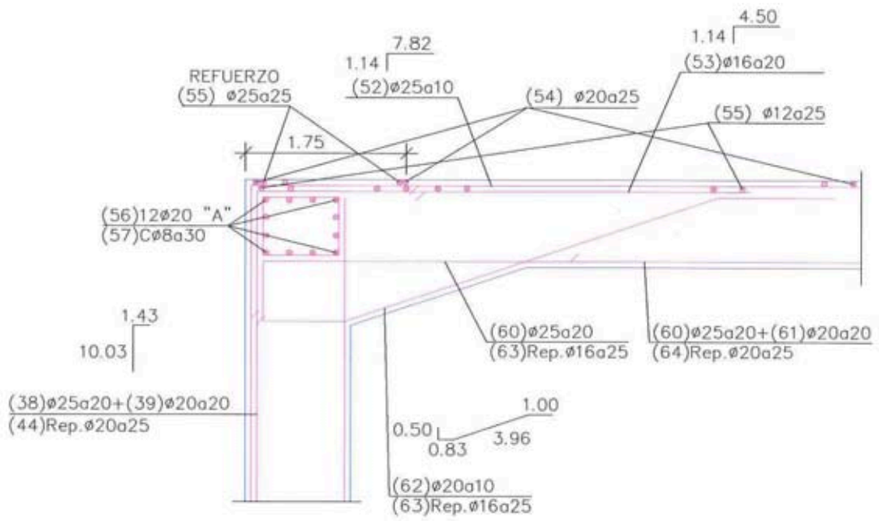
ANTECEDENTES.

El cajón hincado presenta una geometría esviada en planta para adaptarse a la geometría del cruce. En el montaje de la armadura de los hastiales no se ha tenido en cuenta dicho esviaje y las patillas de solapo se han dejado en sentido perpendicular al eje del cajón, y no en el sentido del armado de la losa superior (paralelo al borde esviado).

PROPUESTA.

Dada la gran densidad de armadura en la zona de solapo, la transmisión de cargas entre ambas posiciones de armado se realizará sin problemas. Cada barra trasmite su fuerza a varias barras en lugar de aun sola, pero la transmisión de cargas entre barras sigue siendo posible.

Dado que los mecanismos de transmisión de carga entre barras estarán algo más forzados en el caso de que las barras so sean paralelas, se dispone un pequeño refuerzo-consistente en un aumento de cuantía en la armadura de reparto en la zona de solapo-que mejore las condiciones de transmisión de cargas entre barras (Posición 55 en planos). El refuerzo se dispondrá según el croquis adjunto, con solapos según EHE.



Todos los cálculos justificativos del armado pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

Con Tunis 19-Dic-05

Capacidad mecánica:

$A_s = 59{,}145\ cm^2/m$

$F = A_s \cdot f_{yd} = 2{,}572\ MN/m$

Longitud de solapo:

$lb_{\phi 25,II} = 1{,}40 \cdot 15 \cdot 2{,}5^2 = 125\ cm$

$l_s = \alpha \cdot lb = 2 \cdot 125 = 262{,}5 \simeq 265\ cm = 2{,}65\ m$

El equivalente a 2,072 MN/m ← con el cual de montaje queda

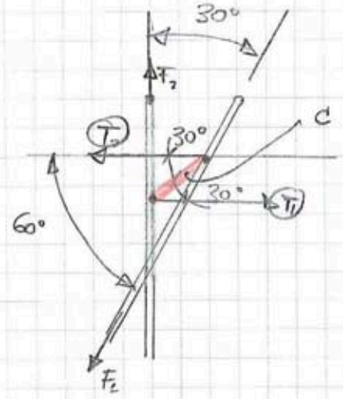
Se calcula para 1,10 MN/m

$l_s = 1{,}15 + 1{,}42 \cdot \cos 30 =$

$= 1{,}15 + 1{,}24 = 2{,}39$

$\simeq 2{,}40\ m$

Modelo de bielas y tirantes



$C = F_1 \cdot \cos 30°$

$T_1 = C \cdot \cos 30°$

$T_1 = F_1 \cdot \cos^2 30°$

$T_2 = C \cdot \cos 30° = F_1 \cdot \cos^2 30°$

$F_1 = 1{,}0\ MN/m$

$T_1 = T_2 = 1{,}1\ MN/m \cdot \cos^2 30 = 0{,}85\ MN/m$

Si cubre con: $A_s \geq \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{0{,}85\ MN/m}{400\ MPa} = 21{,}25\ cm^2/m$

Hay dispuesto: $\phi 20 a 25 + \phi 12 a 0{,}25$ $A_s = 17{,}092\ cm^2/m$

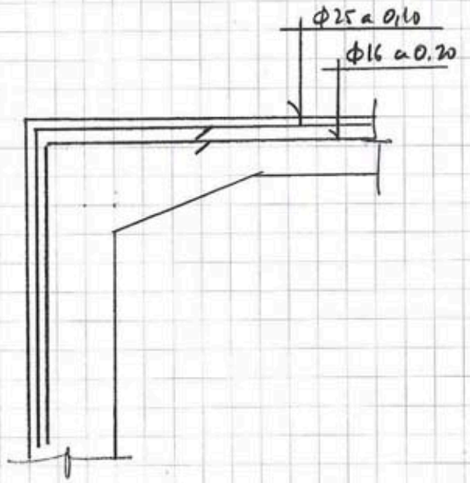
$\varepsilon = 24{,}3\ ‰$

Hay que aumentar la armadura

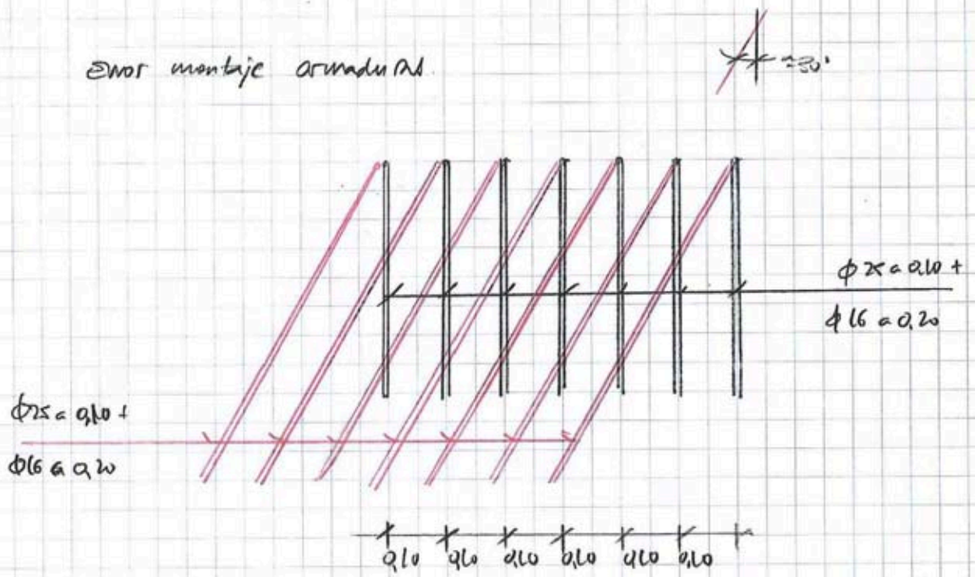
NOTE BOOK

Can Tunis 19-dic-05

REFUERZO CAJÓN HINCADO



Error montaje armadura



Can Tunis 19-dic-05

Hay dispuestos 17,092 cm²/ml.

Hay que disponer 21.75 cm²/ml

Falta armar: 4,658 cm²/ml

con Φ25 (es lo que hay disponible en la obra)

Se disponen 1 Φ25 a 0,25 en 1,75m en cuyos lados Φ20

As disp = 24,16 cm²/ml OK!