ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

4. Cálculos

Cálculos Tramo Conexión B-17 - Tramo 1

PK. 706 + 640.00 a 706 + 689.00

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LAS PANTALLAS DEL TRAMO ENTRE EL CRUCE CON LA CARRETERA B-17 Y EL TRAMO DE PRUEBAS.
PK: 706+640 a 706+689

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2.

(PANTALLAS)

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 28 de julio de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO ENTRE LOS P.K'S: 706+640 Y 706+689.
–PANTALLAS. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2-

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 los PK's 706+640 y 707+689 de la traza. Este tramo es el inmediatamente anterior al tramo de pruebas y, dado que la sección transversal es idéntica a la de dicho tramo, se adopta el mismo procedimiento constructivo y el mismo patrón de armado.

El procedimiento adoptado es el denominado P2 (excavación con un nivel de puntales intermedios)

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel en este tramo no presenta interferencias con otras estructuras o servicios existentes, por lo que no se prevén actuaciones especiales.

Los pk's iniciales se desarrollan cerca del ramal de acceso a la Zona Franca, lo que limita la anchura de la plataforma disponible para los trabajos de ejecución de las pantallas. En la verificación y dimensionamiento de las mismas se ha tenido en cuenta dicha influencia, por lo que se han definido dos subtramos: del PK 706+640 al 706+660 y del 706+660 al 706+690.

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+689 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=-33.00m: 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 (N.F. en el intradós a 1m, aproximadamente, bajo la C.M.E:), de modo que debe respetarse el mismo esquema de bombeo de agua que se ha definido para este tramo.

Las leyes de presión de agua correspondientes pueden consultarse en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

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 pantallas de este tramo se han calculado para una altura de tierras hasta la cota 6.00.

Se ha considerado, además, una sobrecarga de utilización de $10kN/m^2$ en el terreno adyacente a las pantallas.

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.

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 (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 dicho tramo se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo adjunta a esta memoria.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean un procedimiento constructivo, que se ha venido a denominar P2, para la ejecución del Falso Túnel en este tramo. Dicho procedimiento es exactamente igual al de mismo nombre desarrollado para el tramo de pruebas.

El procedimiento constructivo 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.

Procedimiento constructivo:

- Preparación de la plataforma de trabajo.
- Ejecución de las pantallas.
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota de cara inferior de la viga de coronación.
- Ejecución de la viga de coronación.
- Primera excavación intermedia, en voladizo, hasta la cota z=-2.50m.
- Ejecución de la cubierta a base de prelosas + losa de compresión "in situ".
- Segunda excavación intermedia hasta la cota z=-6.0m.
- Apuntalamiento provisional a la cota z=-5.0m.
- Excavación interior hasta C.M.E.
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Relleno trasdoses y sobre cubierta.
- Fin del drenaje entre pantallas.
- Acabados interiores del Falso Túnel.

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.

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 28 de julio de 2004

Can Tunis 17-NOV-2003

TRAMO DE PRUEBA PK 706,680 a 706,980

Procedimiento constructivo P2 con las premisas de agua definidas por J. Carrera para con cualquier tubo previo a toda excavación

FASE1 Anclajes P2 HH, R22

FASE2 Tubo hasta cota nal

FASE3 Excavación en voladura

FASE4 Excavación bataches y excavación hasta CME

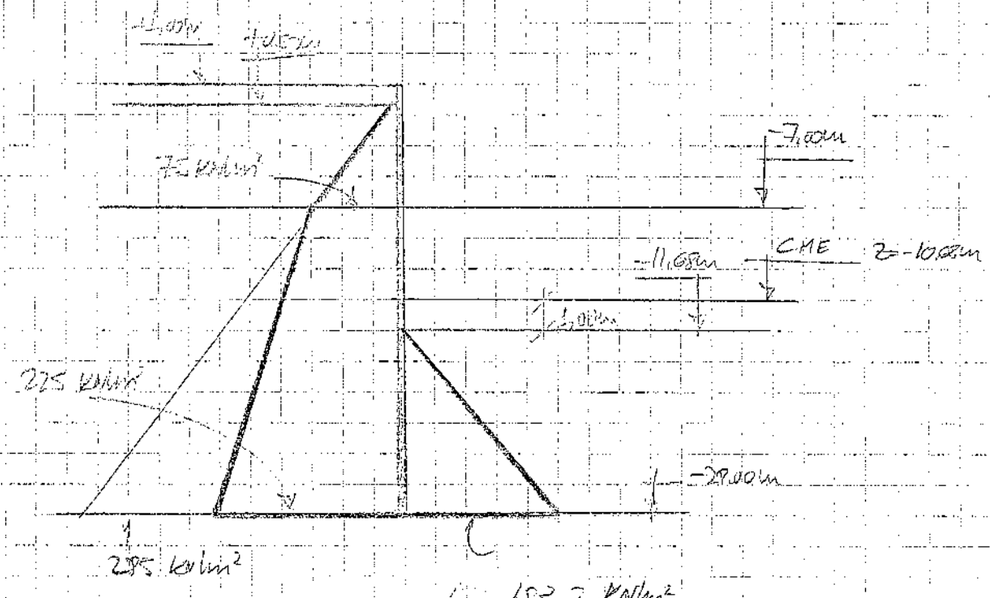
FASE5 Bóveda provisional con hormigón y excavación hasta CME

FASE6 Excavación saneo y refuerzo del puntal provisional

FASE7 Bulbo en el invert

FASE8 Fondo del tubo en el invert definitivo

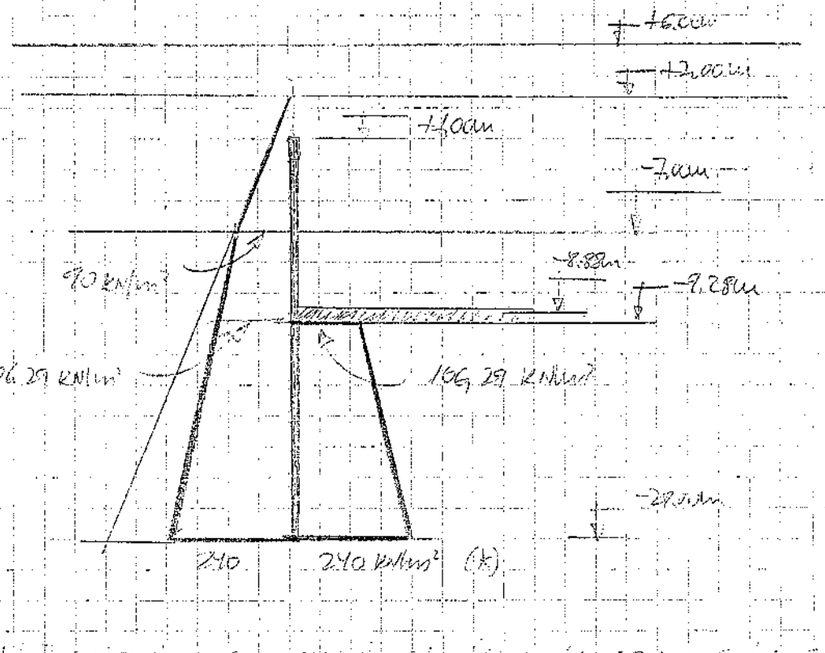
VISTA TRAMO CONSIDERADO EN TODAS LAS FASES INTERMEDIAS



①

Can Tunis 17-NOV-2003

En el estado definitivo (cuando ya no hay flujo de fuerzas de entrada por haber finalizado el drenaje)



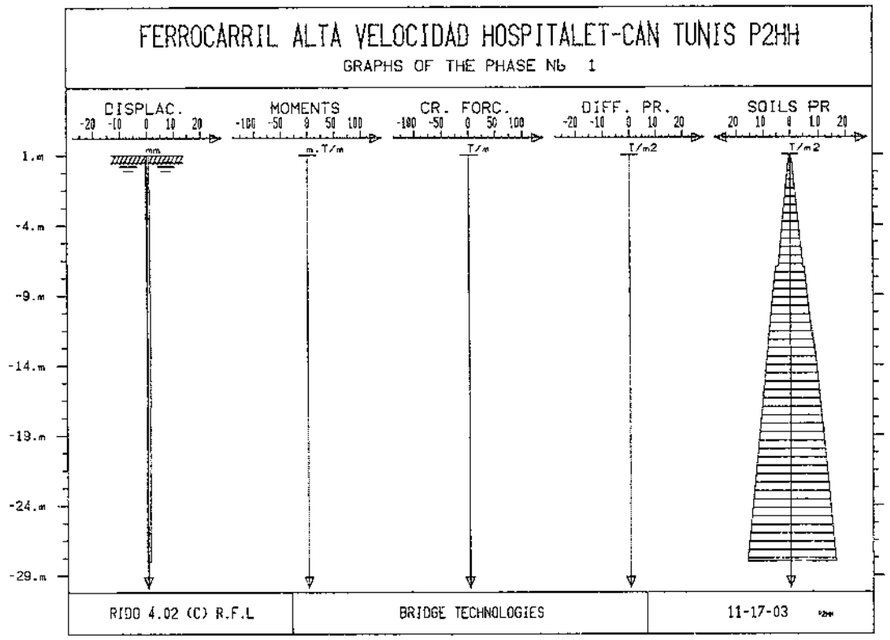
El empuje es simplemente el peso de agua más el empuje del terreno

②

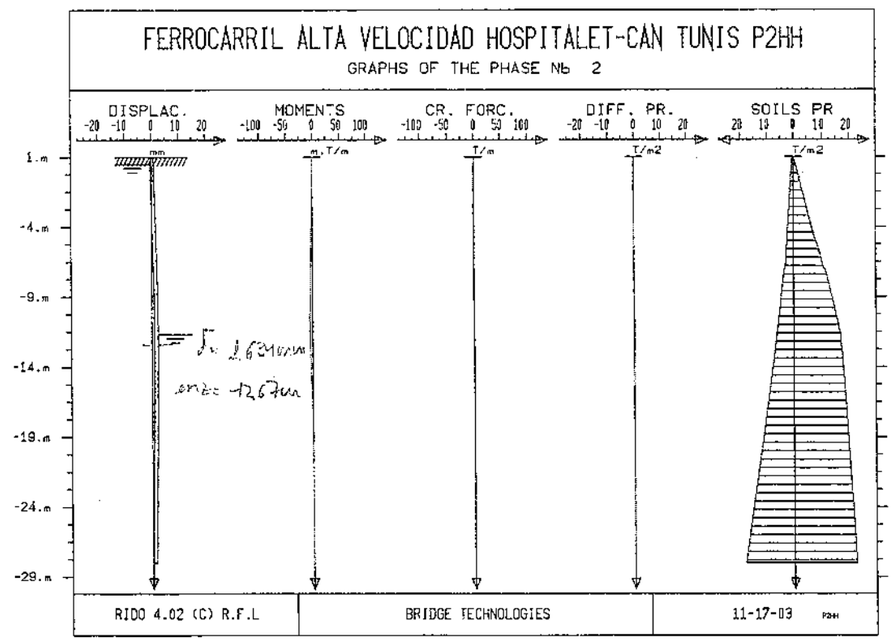
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2HH  *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -5.00 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
1.0
-28 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* RELLENOS ANTROPICOS 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 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) 1
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 14 1.0
SUB(1,1) 1 14 15 2.0
SUB(1,1) 1 15 16 4.0
SUB(1,1) 1 16 17 6.0
SUB(1,1) 1 17 18 8.0
SUB(1,1) 1 18 19 10.0
SUB(1,1) 1 19 35 11.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.5
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACIN HASTA -6.00
STR 0.30 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -6.00
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -5.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.0 1.0 0.0 0.0 24400.0
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1 0 0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 1 0 35 11.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.55 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON LAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA. CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE TODA EXCAVACIÓN.

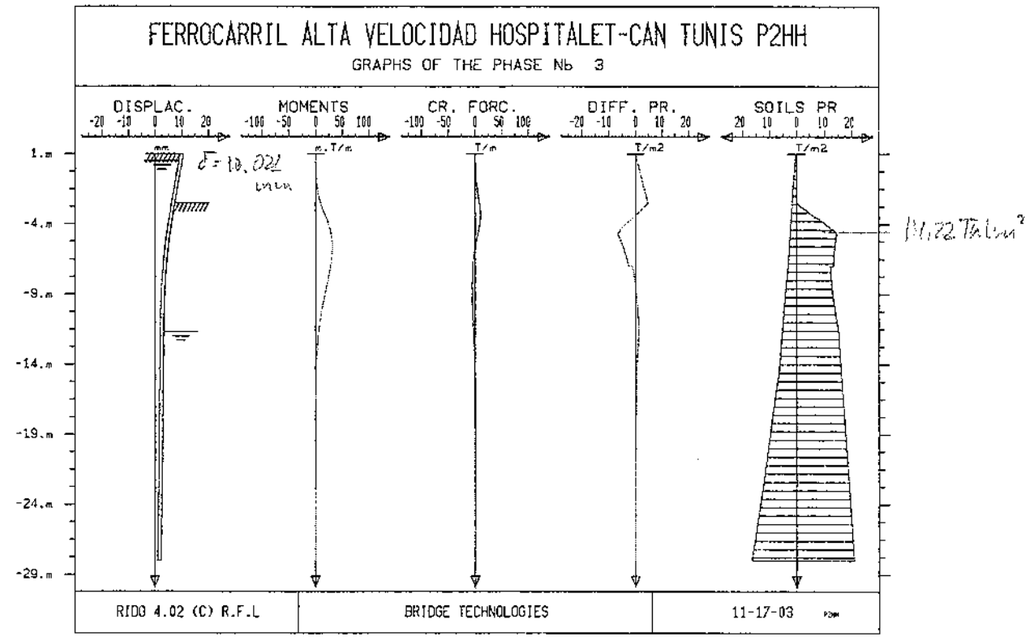
ESTADO PREVIO:



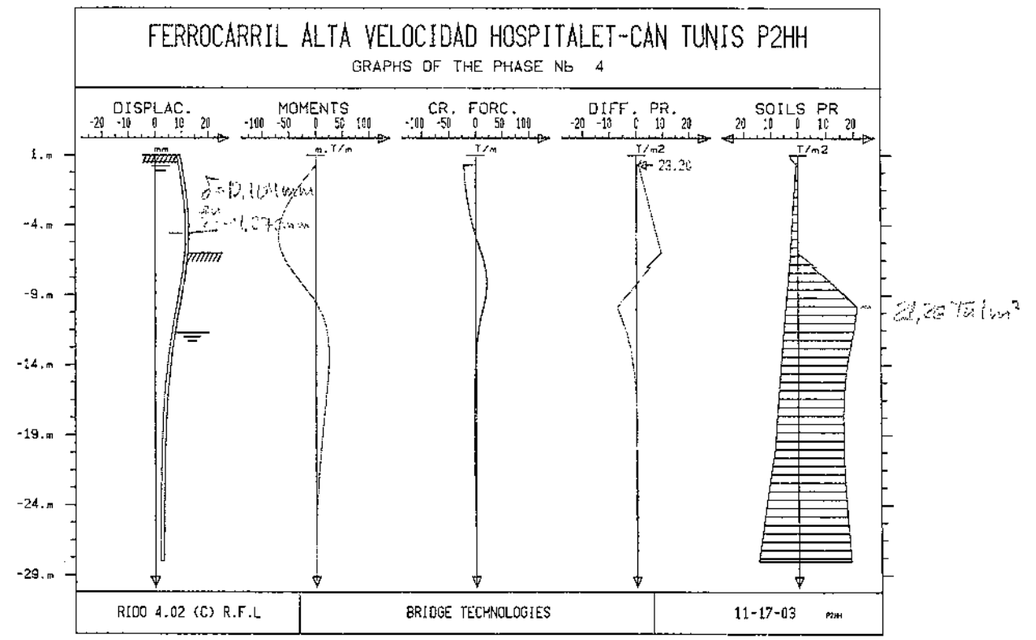
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO:



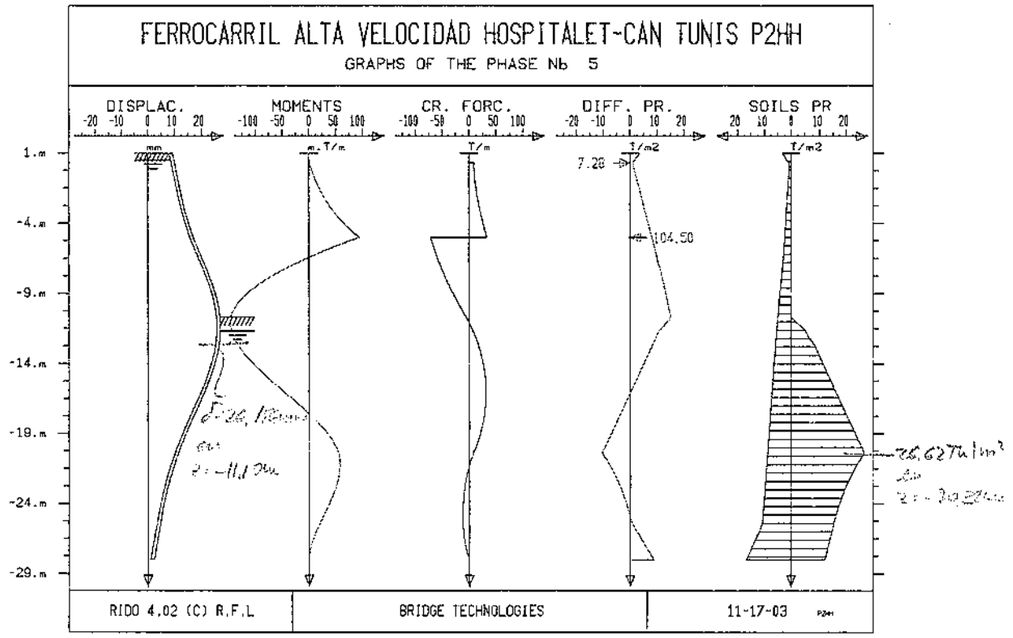
EXCAVACIÓN EN VOLADIZO:



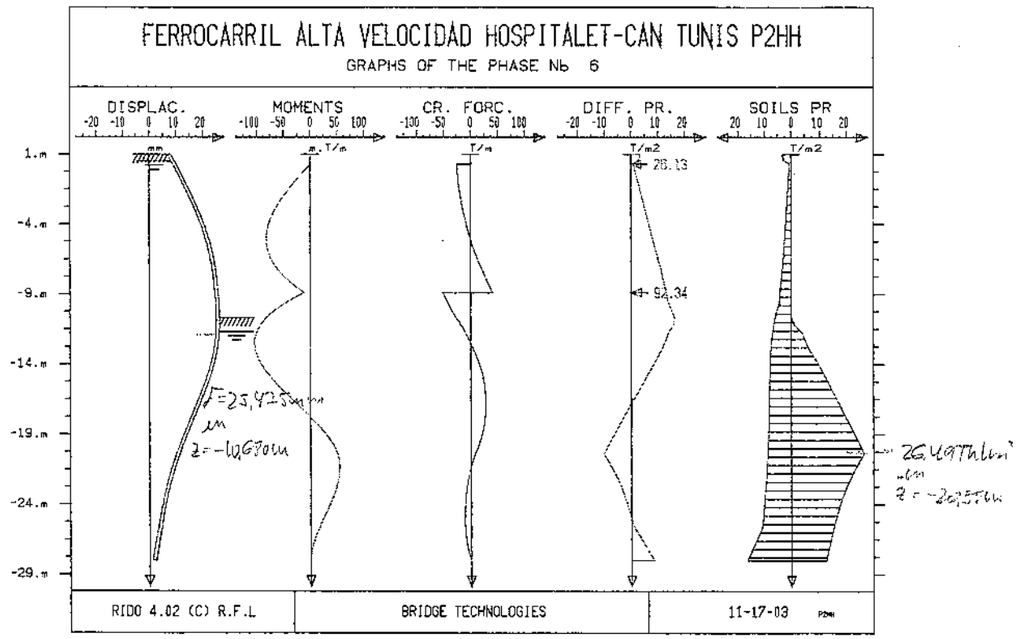
EJECUCIÓN DE CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.00m



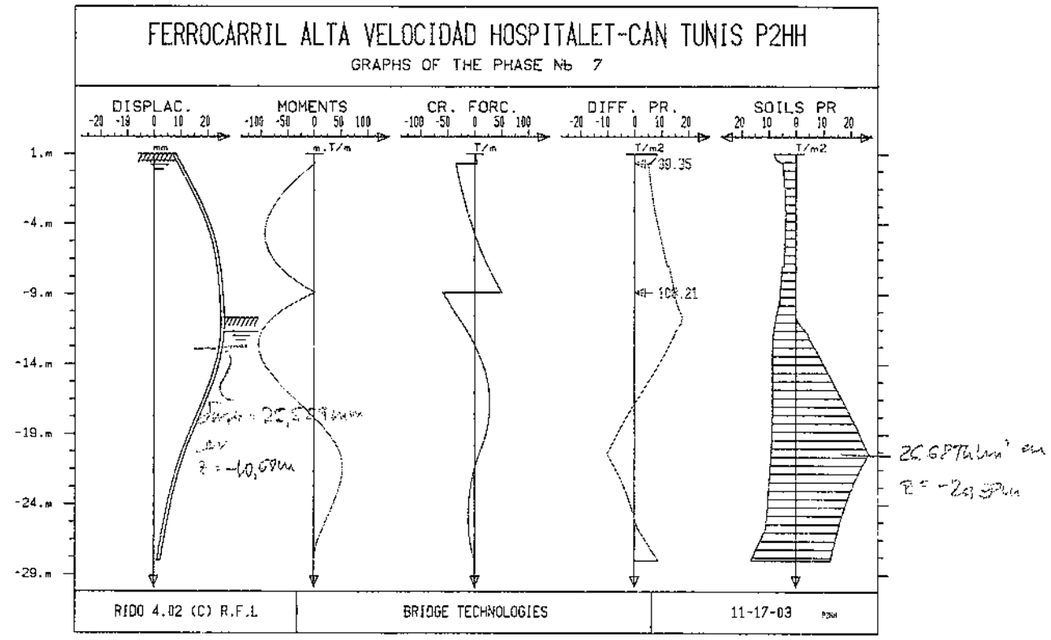
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-5.00m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



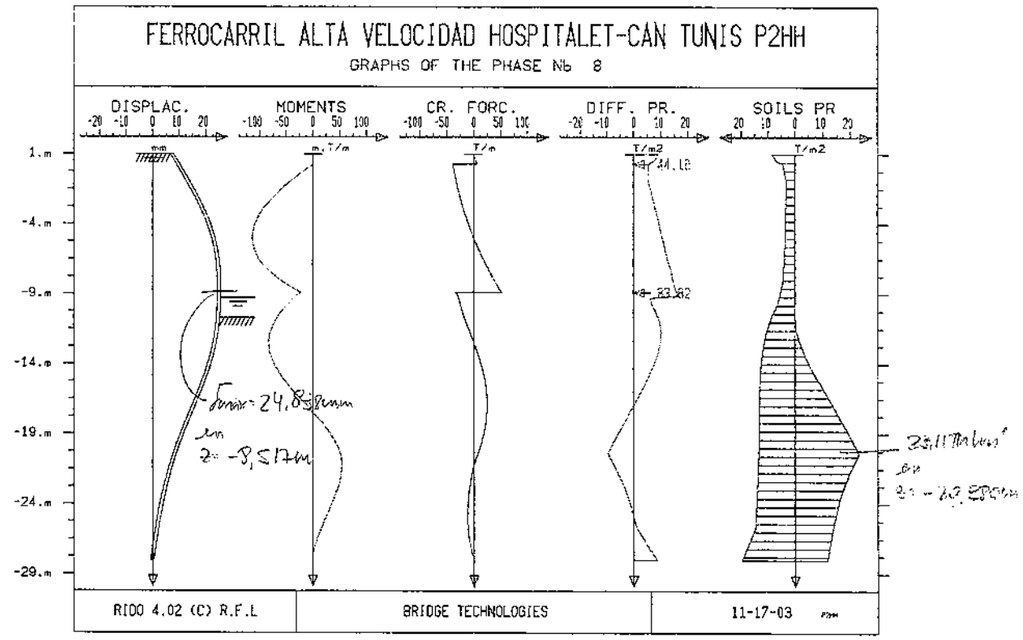
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



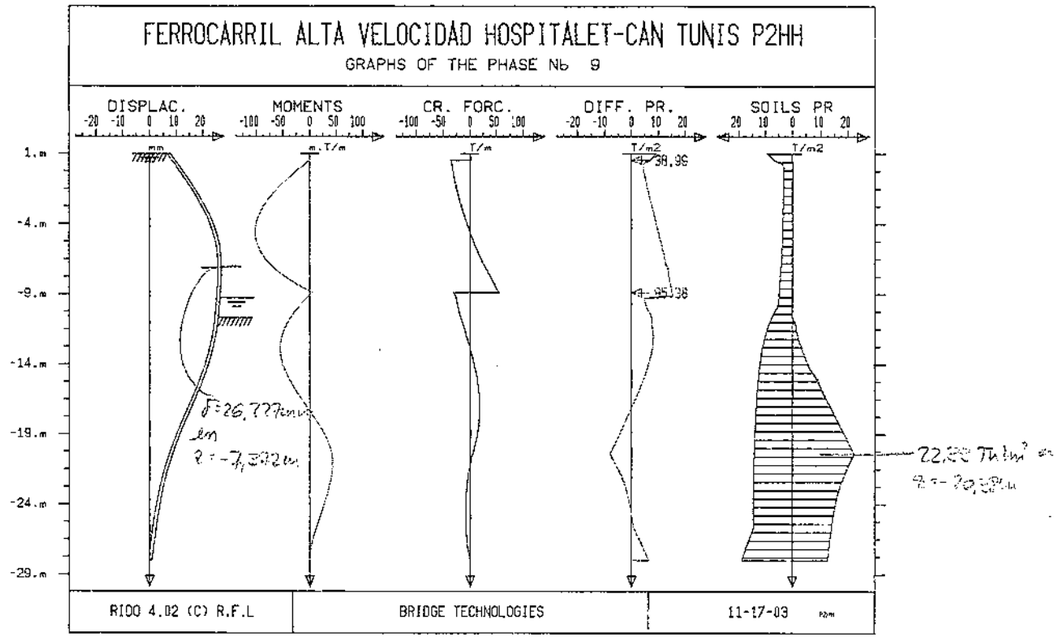
RELLENO EN TRASDÓS:



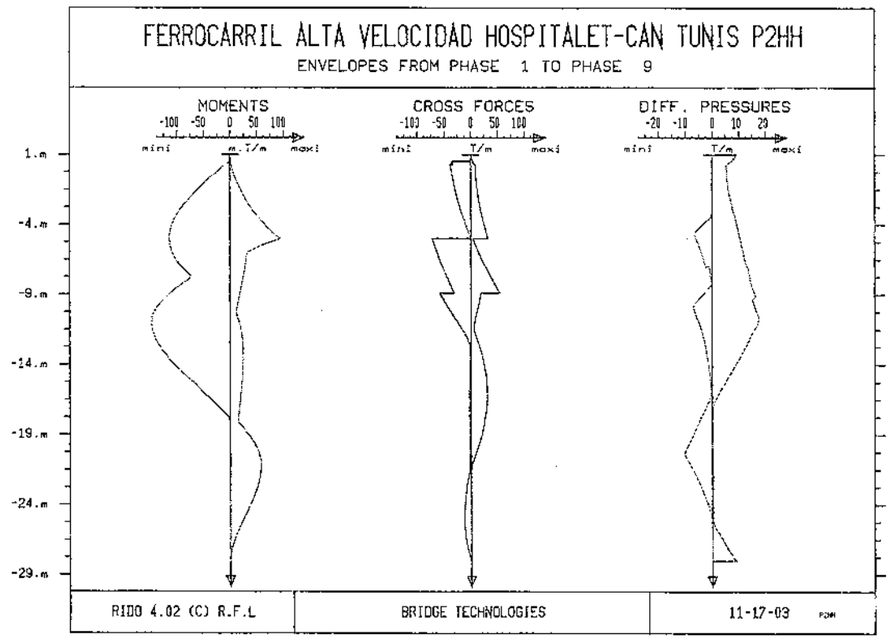
CAMBIO DEL NF:

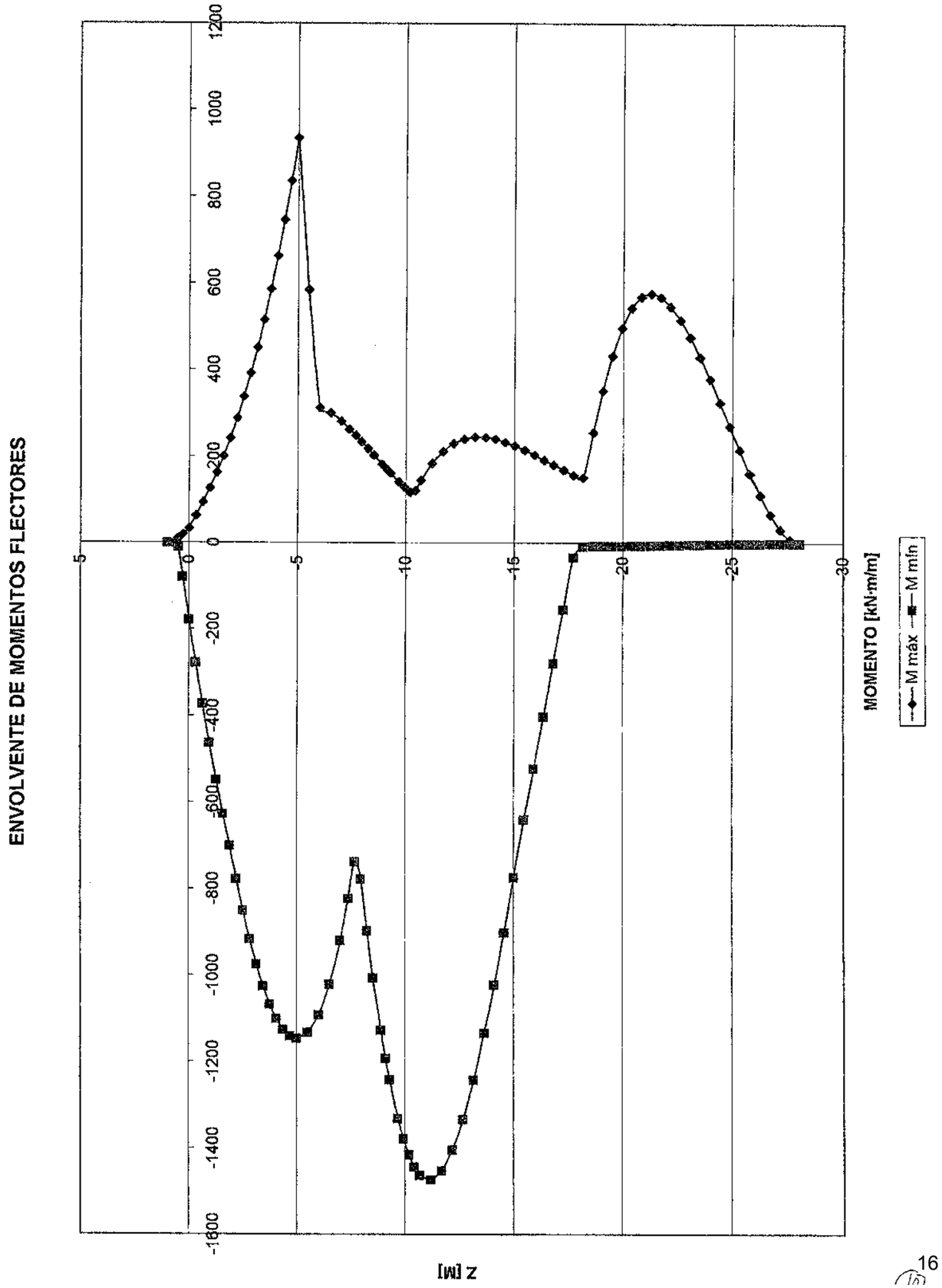


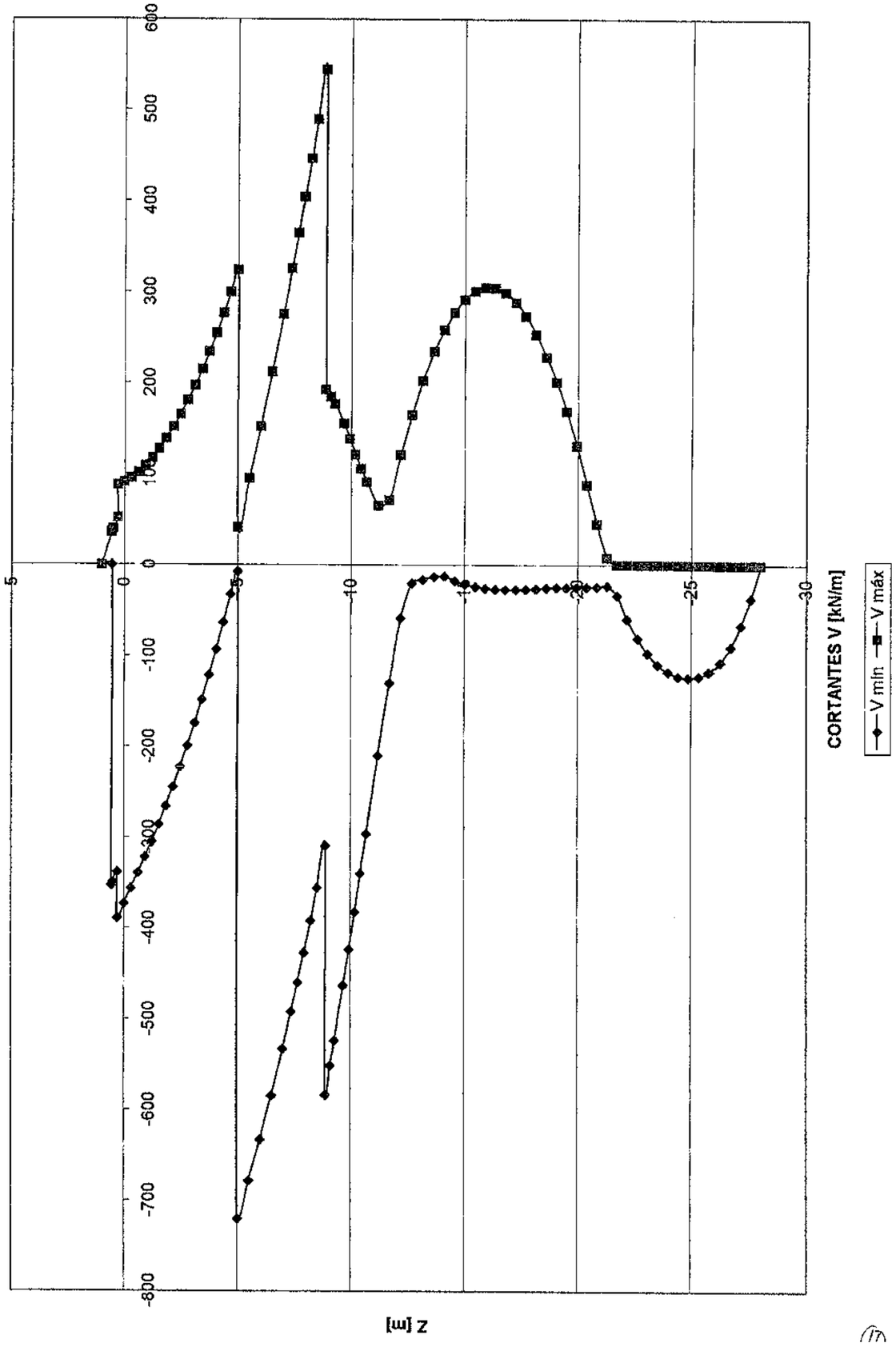
FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:







Can Tunis

12-Nov-2002

NOTAS DE ARMADO

INTRADOS

Momento máximo M_d = 1172,55 kN·m/m

M_d = 2209,23 kN·m/m

Recubrimiento mecánico considerado r = 0,15 m (2 capas armaduras)

Hormigón HA-30/B/20/IIa

A_s = 68,66 cm²/m → 343,3 cm²/batache

2ª disposición 21 Φ32 + 20 Φ25 → 25 Φ32 + 20 Φ25

Cuantía mínima ETAE

Cuantía geométrica mecánica (cara inferior) ρ = 0,9 %

A_s = 9 cm²/m → A_s = 45 cm²/batache → 10 Φ25 ó 15 Φ20

Cuantía mínima para cuantía activa limitada de tracción

A_s = 0,04 $\frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ 0,85 b·h = 15,23 cm²/m

→ 16 Φ25 /batache como mínimo

2º punto M_e = 1145,13 kN·m/m

M_d = 1,5 M_e = 1717,70 kN·m/m

A_s = 51,67 cm²/m → A_s = 258,35 cm²/batache

→ 53 Φ25

(12)

en z = -17,00m Mk = 277,5 kN.m/m (en el sentido de mayor)

Md = 1,5 Mk = 416,25 kN.m/m

As = 11,37 cm²/m → h = 56,85 cm²/Metro → 12 Ø 25 c/ cuanto mayor

Armado ultimo con 16 Ø 25 / Metro

h = 72,5 cm² / Metro

d = h el recub

U = As fyd = 1627,6 kN

C = U = 0,85 fcd b y → y = 0,0482 m k = y/d = 0,0482/0,65 = 0,074 d)

z = d - y/2 = 0,6276 m

Mu = z U = 0,66 · 0,0482 = 0,5738 MN.m/m

Mu = 573,8 kN.m/m

En valores característicos

Mu = 573,8 / 1,4 = 409,85 kN.m/m

Si tiene Mk = 285,17 kN.m/m por encima de z = -16,77 m

a partir de este punto en sentido descendente se reduce la

separación de las barras llegando Mu/m z = 19,29 = 19,5 cm

a partir de este punto el espaciado con que continuan

16 Ø 25

(16)

Armado ultimo con 30 Ø 25

As = 147,27 cm²/Metro ; h = 29,454 cm²/m

U = As fyd = 1,2807 MN/m

C = 0,85 fcd b y → y = 0,0904 m

z = d - y/2 = 1 - 0,12 - 0,0904/2 = 0,8248 m

Mu = U z = 1,2807 · 0,825 = 1,0562 MN.m/m

Mu = 1056,29 kN.m/m

En valores característicos Mu = 754,49 kN.m/m

A partir de este punto hacia fuste se reduce a 7 Ø 22

Si tiene Mk = 700 kN.m/m a partir de z = 15,5 m hacia

abajo ← A partir de este pto anotar distancia. Dicho procedimiento

z = -15 - 15 - 1,00 - 0,50 = -17,5 m

Si tiene las barras hasta z = -19,00 m (3 capas como

antes (72 Ø)) hace z = 20,0 m)

(17)

TRABUS

Pico de momento Mk= 933,7 KN.m/m

Md = 1,5 . Mk = 1400,55 KN.m/m

As ≥ 41,15 cm²/m → 205,75 cm² / batache

→ 42 ϕ 25

Se ponen 20 ϕ 25 corridos en toda la altura y en Losa

Refuerzo Sobre cada pila de encuentro hasta 1m por

parcial y en el encuentro que hay por debajo de la ONE

Refuerzo Viga Losa 20 ϕ 25

As = 20,19 cm²/batache → As = 19,636 cm²/m

U = As fyd = 0,155 = 7,85 MN/m

d - y = 0,85 fcd b y → y = 0,060278m

z = d - y/2 = 1,2 - 0,12 - 0,0602/2 = 0,829 m

Mu = U . z = 6,5 . 0,829 = 6,510 = 6771 KN.m/m

Mk = 4705 KN.m/m

en valores anteriores Mk = 478,09 KN.m/m

Hace falta el refuerzo a partir de z = -2,00 hacia arriba y

hasta z = -5,75 hacia abajo

A partir de estos puntos anclaje y solapes como en

parte inferior

-20 + 1,20 + 1,20 + 0,15 = -0,5 ← la viga va hasta arriba

-3,75 + 1,20 - 0,5 = -8,15 ← la viga va hasta -9,00 m

(se dejan en -10,00 m como en PP1)

así también son utiles datos del apoyo de la

solución

(15)

Por debajo de ONE

Si frente Mmax = 1179 KN.m/m

Si Losa Mk = 1179 KN.m/m

Hay z = -19,50 m y superior

Hay z = -23,06 m ≤ 16 toneladas

A partir de este punto anclaje y solapes como en parte superior

Las Losas actúan hasta z = -17,00 m y hasta z = -23,5 m

Hace falta un refuerzo de

Mk = 576 KN.m/m

Md = 1,5 . 576 = 864 KN.m/m

As ≥ 21,40 cm²/m → As = 1,22 cm²/batache

→ 25 ϕ 25 — Hace falta un refuerzo de 5 ϕ 25

Se llega al refuerzo hasta z = -20,0 m

Se toma un refuerzo de 8 ϕ 20.

(16)

NOTAS DE ARMADO:

INTRADÓS

· Pico de momento: $m_k = 1472,55$ KN·m/m

$m_d = 2208,83$ KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASÍ (l = 0,15m)

$A_s \geq 70,52$ cm²/m

En 5,00m de batida $A_s \geq 352,5$ cm² ← 25φ32 + 21 φ25

($A_{s\,disp}$: 70,65 cm²/m)

$A_{s\,disp}$ $M_u = 2278,04$ KN·m/m ($\xi_{SA} = 1,03$)

$x = 0,319d$ ← Falla dúctil. Falla por el hormigón con el acero plastificado $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

· Momento último con 21 φ25

$A_s = 80,4358$ cm²/m

$m_u = 1115,71$ KN·m/m

$m_{u,k} = 743,90$ KN·m/m

Se tiene $m_k \leq 740$ KN·m/m para $z \leq -15,5$m, a partir de este pto — anclaje + decalaje de los φ32 de refuerzo que van hasta $z = -15,5 - \frac{1,5}{\phi} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -18,50$m

· 2º pico de momento.

$m_k = 1143,17$ KN·m/m

$m_d = 1717,76$ KN·m/m

$A_s \geq 54,23$ cm²/m

En un batida de 5,0m $A_s \geq 271,15$ cm²

Se cubre con 21 φ25 + 25 φ25

TRASDÓS

· Pico de momento $m_k = 933,7$ KN·m/m

$m_d = 1400,6$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASÍ (l = 0,15m ← mínimo)

$A_s \geq 42,29$ cm²/m

En un batida de 5,0m $A_s \geq 211,45$ cm² → 20φ32 + 15φ25

· Momento último con 25 φ25

$A_s = 24,545$ cm²/m

$m_u = 909,62$ KN·m/m

$m_{u,k} = 606,41$ KN·m/m ← En valor característico

Se tiene $m_k \leq 605$ KN·m/m para $z \leq -5,50$m, a partir de este pto anclaje + decalaje del refuerzo que van hasta

$z = -5,50 - \frac{1,0}{\phi} - \frac{1,0}{d} - \frac{0,5}{\varepsilon} = -8,00$m

Can Tunis 18-NOV-2002

ELU CORTANTE

En el puntal provisional → transversal el dividido

A_s = 205,18 cm²/ud → 41,226 cm²/m

V_{1k} = 720,01 kN/m

V_{d1} = 1080,02 kN/m

A_s/t = 26,18 cm²/m/m → en todo el batache A_s/t = 130,9 cm²/m

con 10 ramas Ø16 hay disponible 134,10 cm²/m (OK!)

c Ø15

En el resto

V_{1k} = 582,71 kN/m

V_{d1} = 1,5 V_{1k} = 875,57 kN/m

A_s = 20 Ø25 → en los lados donde empiezan los zunchos

En el centro hay una armadura

A_s = 19,626 cm²/m

A_s/t = 20,98 cm²/m/m → en todo el batache A_s/t = 104,9 cm²/m

con 8 ramas Ø16 hay disponible 107,25 cm²/m (OK!)

desde 1,00 m hacia abajo

V_{1k} = 423,5 kN/m

V_{d1} = 1,5 V_{1k} = 1,50 423,5 = 635,25 kN/m

A_s/t = 12,30 cm²/m/m → en todo el batache A_s/t = 65 cm²/m

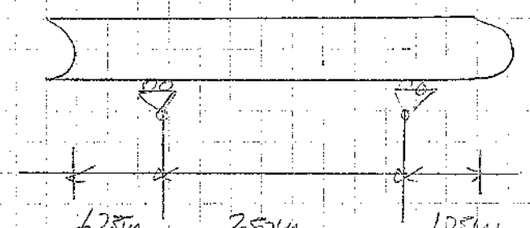
con 2 ramas Ø12 + 2 ramas Ø16 hay disponible

71,13 cm²/m (OK!)

(13)

Can Tunis 18-NOV-2002

Flexión transversal en la zona de puntales



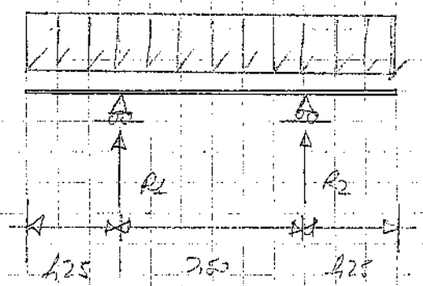
$R_{máx}$ = 1045 kN/m² = 1045 kN/m

en 2,50 m → 2612,5 kN/puntal Se toman 2700 kN/puntal

R_d = 1045 · 1,50 · 2,80m = 2918,75 kN/puntal

$R_{d,total}$ = 7887,5 kN/batache

Sobrepeso en 5,00 m y en 1,50 m de ancho → 1045 kN/m²



$R_1 = R_2$ = 3937,5 kN/puntal

M_d = 1050 · 1,25 $\frac{1,25}{2}$ = 820,31 kN.m/m

Dimensionamiento → A_s = 21,69 cm²/m → 7 Φ 20 / pml.

hay dispuestos 13,41 cm²/m

→ Cambiar los zunchos permanentes de Ø16 a Ø20

1c permanente Φ20 a 0,15 → A_s = 20,94 cm²/m

Teniendo en cuenta que el va a estar en contacto con el batache se da por bueno

(14)

Cam Tunis 24-Nov-2003

PUNZONAMIENTO

Carga máxima del puntal: Nk = 104,5 Tn/m = 1045 KN/m

en 2,50m

Nk = 2612,5 KN/puntal

Nd = 1,50 Nk = 3918,75 KN/puntal

NA = 4000 KN/puntal

Placa de apoyo: (cada una maciza)

0,75 x 0,75

Perímetro crítico:

$l = 0,88m$

$2d = 1,76m$

$U_1 = 2 \times 0,75 + 4 \times 0,9152 + \frac{1}{2} \times 8,042 = 7,0653m$ (Ver dibujo adjunto)

$\sigma_{rd} = \frac{4000}{1,665 \times 0,88} = 4323,25 \text{ KN/m}^2 = 0,642 \text{ MPa}$

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

- Cuantía geométrica de la armadura longitudinal de la cara:

En vertical:

Traslado 30 Φ25 = 2 x 25 = 50 Φ25, $A_s = 260,172 \text{ cm}^2$/bataeau

Tesla 20 Φ25 + 2 x 25 = 10 Φ25, $A_s = 206,18 \text{ cm}^2$/batalón

En horizontal:

Φ200 0,15 $A_s = 20,95 \text{ cm}^2/m$ en cada cara

(18)

Cam Tunis 21-Nov-2003

En vertical: $A_s = 52,025 \text{ cm}^2/m$; $A_s = 93,271 \text{ cm}^2/m$

$A_c = 41,24 \text{ cm}^2/m$

$\rho_v = \frac{A_s}{A_c} = \frac{93,271 \text{ cm}^2/m}{10^4 \text{ cm}^2/m} = 0,009327$

En horizontal: (en 3d a cada lado del soporte)

1c puntuales Φ20 a 0,15 en 3,00m +

1c puntuales Φ16 a 0,15 en el resto (a

$A_s = 3,00 \times 243,12 \text{ cm}^2/0,15m + 3,00 \times 2 \times 20,11 \text{ cm}^2/0,15 =$

$= 7305,12 \text{ cm}^2$

$A_c = 6,00 \text{ m}^2/m$

$\rho_h = \frac{7305,12 \text{ cm}^2}{6,0 \times 10^4 \text{ cm}^2} = 0,012175$

Con la cual

$\rho_d = \sqrt{\rho_v \rho_h} = 0,010656$

Evaluando valores

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

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,4736$

$f_{cm} = 25/1,5 = 16,667 \text{ MPa}$

$\sigma_{rd} = 0,12 \times 1,4736 \times (100 \times 0,010656 \times 16,667)^{1/3} = 0,7811 \text{ MPa}$

Como $\sigma_{rd} < \sigma_{rd}$ — Hipótesis de fallo cumplida en el punzonamiento

(19)

Losa con armadura de punzonamiento

$b_o = U_1 = 7{,}065 m$

$d = \frac{A_{sw}}{s}$

$V_{cu} = [0{,}10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cd})^{1/3}] \cdot 0{,}75 \cdot 2 \cdot b_o \cdot d \cdot \beta$

@ apoyo (ver hoja anterior)

$\beta = 1 \rightarrow$ [tomando $\cos\theta = \cos\beta_c = 1$, hormigón armado]

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/270} = 1{,}7407$

Cuantía geométrica viga:

$V_{cu} = [0{,}10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cd})^{1/3}] \cdot 0{,}75 \cdot 2 \cdot b_o \cdot d \cdot \beta$

$V_{cu} = [0{,}10 \cdot 1{,}7407 \cdot (100 \cdot 0{,}00506 \cdot 16{,}67)^{1/3}] \cdot 7{,}065 \cdot 0{,}27$

$V_{cu} = 1{,}94 MN$

Con lo cual $V_{su} = V_d - V_{cu} = 4{,}00 MN - 1{,}94 MN = 2{,}06 MN$

$V_{su} = z \cdot \cot\alpha \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sum A_\alpha \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha$

$z = 0{,}9d = 0{,}792$

$A_\alpha = \frac{2{,}06}{0{,}792 \cdot 40{,}00} = 0{,}00065 m^2/m$

$A_\alpha = 65{,}02 cm^2/m$

Si tienen cercos Ø16 c/15 cm a cada

$A_\alpha = 1 + 2011 cm^2/0{,}15 m = 52{,}62 cm^2/m$

En 3,00 m de ábaco $52{,}62 cm^2/m \cdot 3{,}00 m = 160{,}79 cm^2$

$A_{sw} = A_\alpha \cdot s$

Tomando $s = 0{,}56 m$ en dos lados según pasa que la armadura en estribos verticales está mucho más junta

$A_{sw} = 65{,}02 \cdot 0{,}56 = 36{,}41 cm^2/punto$

a repartir en la zona considerada

$\rightarrow$ en total de $36{,}41 cm^2 \times 2 = 72{,}82 cm^2/brazo$

a repartir en $4{,}00 m$

$\rightarrow 18{,}21 cm^2/m$

Armadura de cortante necesaria $130{,}90 cm^2/m$

Hay de pinza $19{,}75 cm^2/m$

Sobra $19{,}75 cm^2/m$ que se recomienda emplear para punzonamiento

(Se tiene en cuenta que la armadura necesaria por punzonamiento se ha calculado muy del lado seguro, puesto que en ambos lados del pilar hay vigas)

Cau Tuarte 24-NOV. 2022

Tipo de losa con armadura de punzonamiento

Como hay armadura de punzonamiento debido a altura no se necesita esta comprobación

En cualquier caso se realiza armadura de punzonamiento hasta 2.02 por encima y por debajo del punto de apoyo

→ u_1 el: $7.005 + \frac{2.02}{2} = 8.065$ m

$V_{Ed} \leq \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot u_1 \cdot d$

Sustituyendo valores

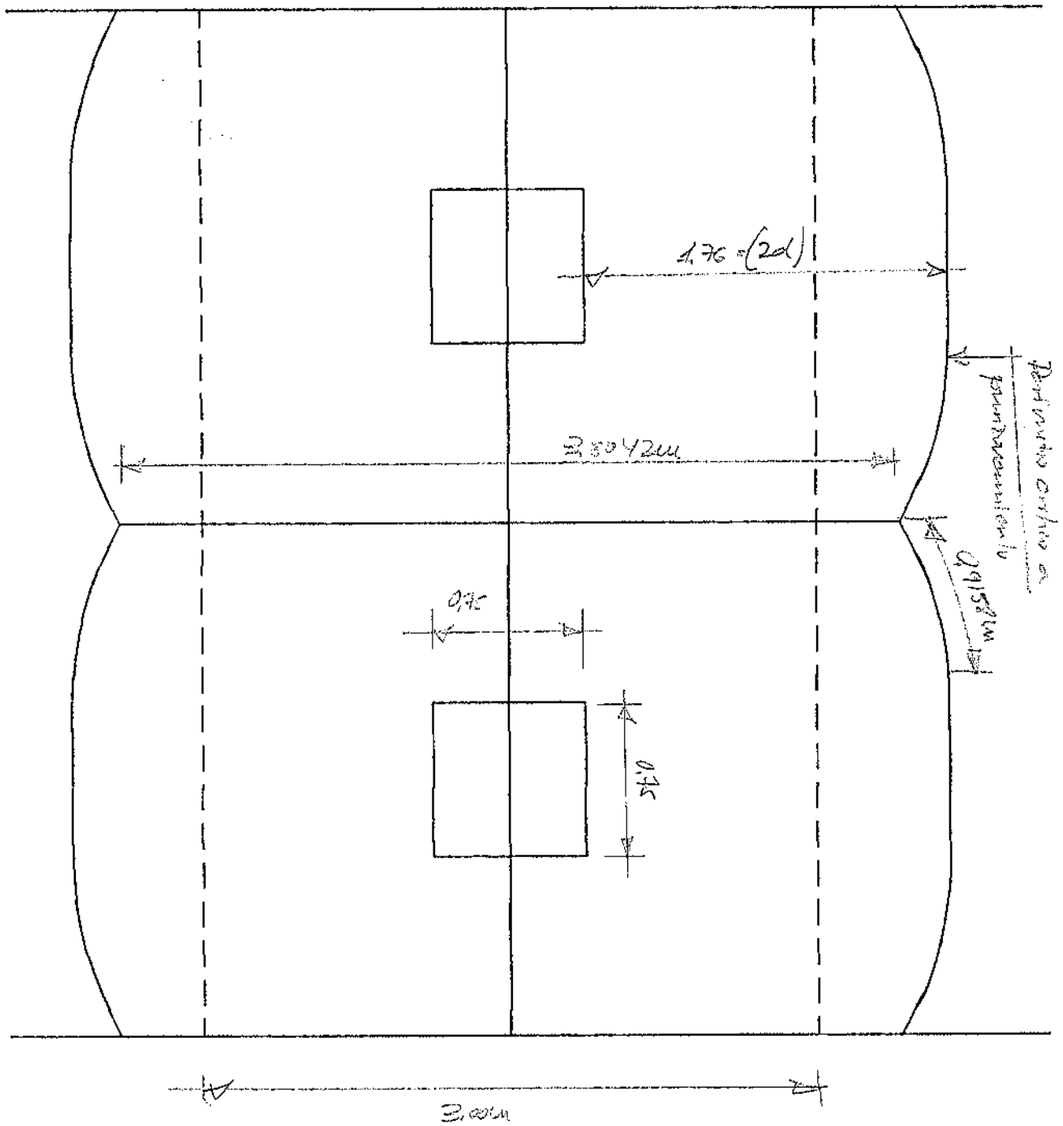
$V_{Ed} = \alpha_{cc} \cdot 1.00 \cdot (100 \cdot 2.25 \cdot 61 \cdot 16.67)^{1/3} \cdot 2.02 \cdot 8.065 \cdot 0.22$

$V_{Ed} = 7.520$ MN $\leq V_{Rd}$

El tramo de punzonamiento cercano u_1 el = 9.40 m

→ Se debe usar la armadura de punzonamiento hasta

$(9.40 - 3.06 \cdot 2) \cdot 2.20 = 4.67$ m → 4.70 m en cada apoyo en cuanto pueda que se disponga en toda la altura

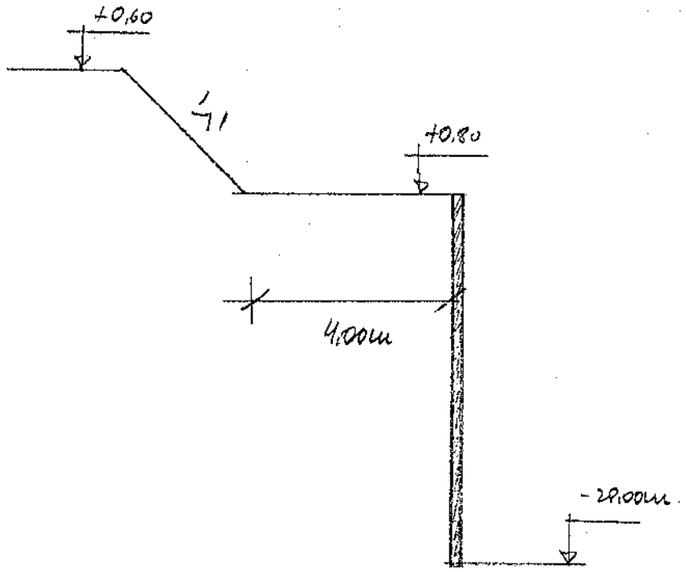


Zona en la que se dispone la armadura mínima para flexión transversal

TRAMO B-17 A TRAMO DE PRUEBAS

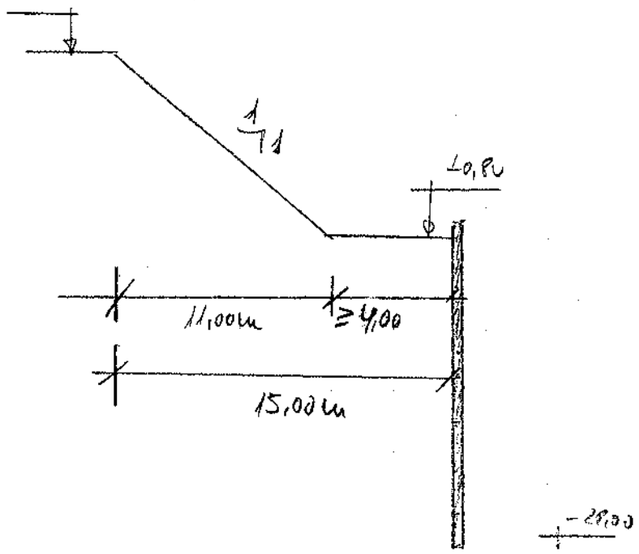
Tramo inicial 706+640 a 706+660

Recalculo con plataforma más ajustada (por rampa de acceso a la zona Francia)

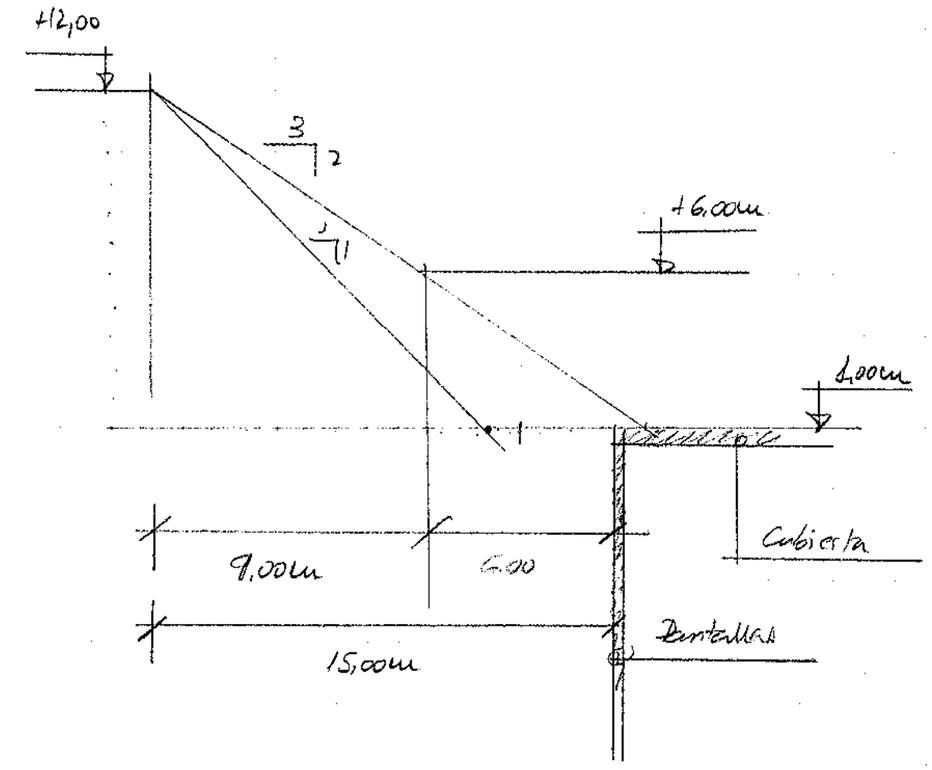


Archivo "P2HM5.RAD"

+12,00 = Aproximadamente



Estado final



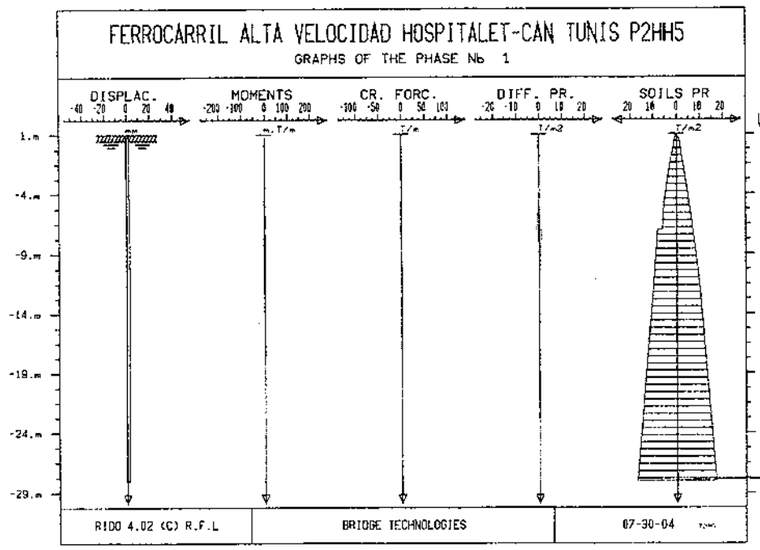
MISMAS PRESIONES DE AGUA QUE EN EL TRAMO DE PRUEBAS

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2HH5  *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -5.00 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* PLATAFORMA DE TRABAJO REDUCIDA POR CRUCE CON EL RAMAL
* DE ACCESO A LA ZONA FRANCA
1.0
-28 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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) 1
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 4 1.0
SUB(1,1) 1 4 5 2.0
SUB(1,1) 1 5 6 4.0
SUB(1,1) 1 6 7 6.0
SUB(1,1) 1 7 8 8.0
SUB(1,1) 1 8 9 10.0
SUB(1,1) 1 9 10 12.0
SUB(1,1) 1 10 11 14.0
SUB(1,1) 1 11 12 16.0
SUB(1,1) 1 12 13 18.0
SUB(1,1) 1 13 14 20.0
SUB(1,1) 1 14 15 22.0
SUB(1,1) 1 15 35 23.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.5
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -6.00
STR 0.30 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -6.00
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -5.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.0 1.0 0.0 0.0 66920.0
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1 0 0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 1 0 6 11.0
SUB(1,1) 1 6 7 12.33
SUB(1,1) 1 7 8 13.66
SUB(1,1) 1 8 9 14.99
SUB(1,1) 1 9 10 16.32
SUB(1,1) 1 10 11 17.65
SUB(1,1) 1 11 12 18.98
SUB(1,1) 1 12 13 20.31
SUB(1,1) 1 13 14 21.64
SUB(1,1) 1 14 15 22.97
SUB(1,1) 1 15 35 23.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.30 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

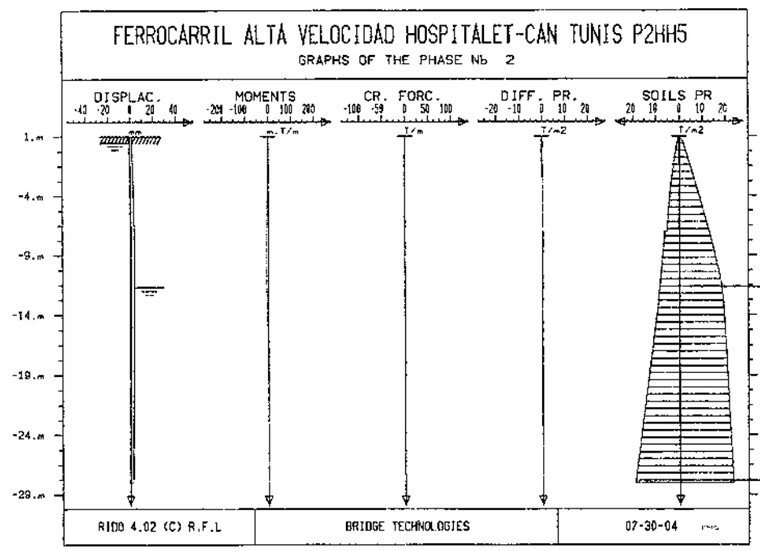
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON LAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA. CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE TODA EXCAVACIÓN.

TRAMO ENTRE EL CRUCE CON LA B-17 Y EL TRAMO DE PRUEBAS.
PK'S: 706+640 a 706+660

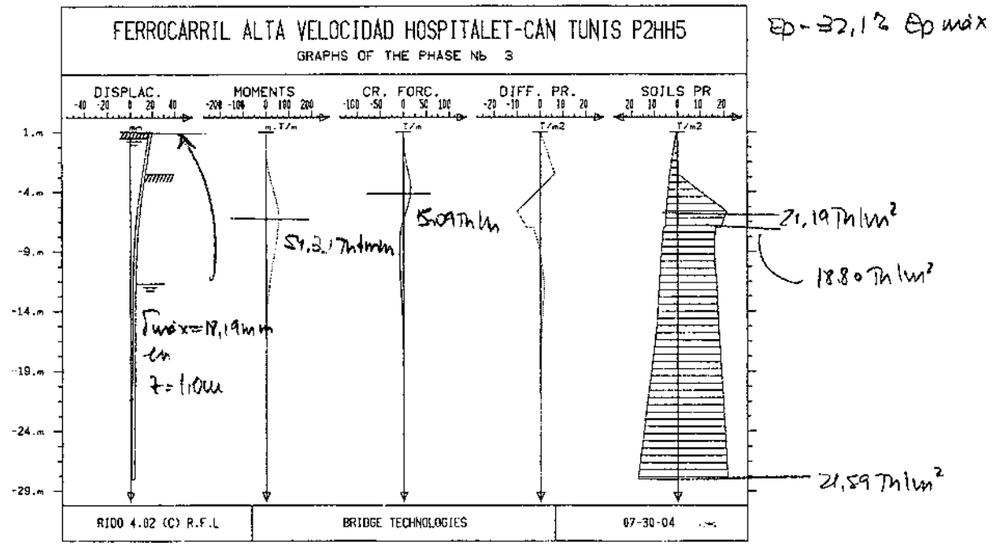
ESTADO PREVIO:



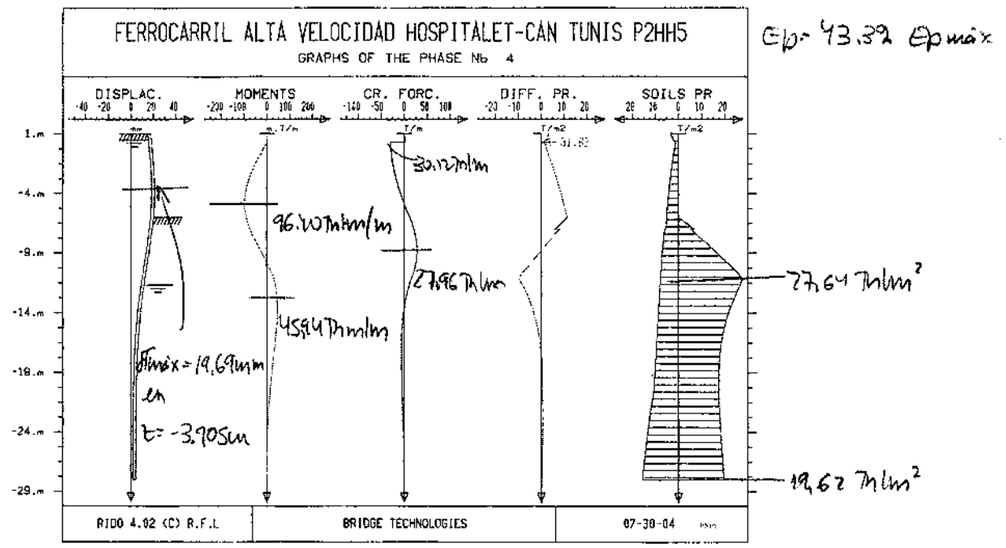
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO:



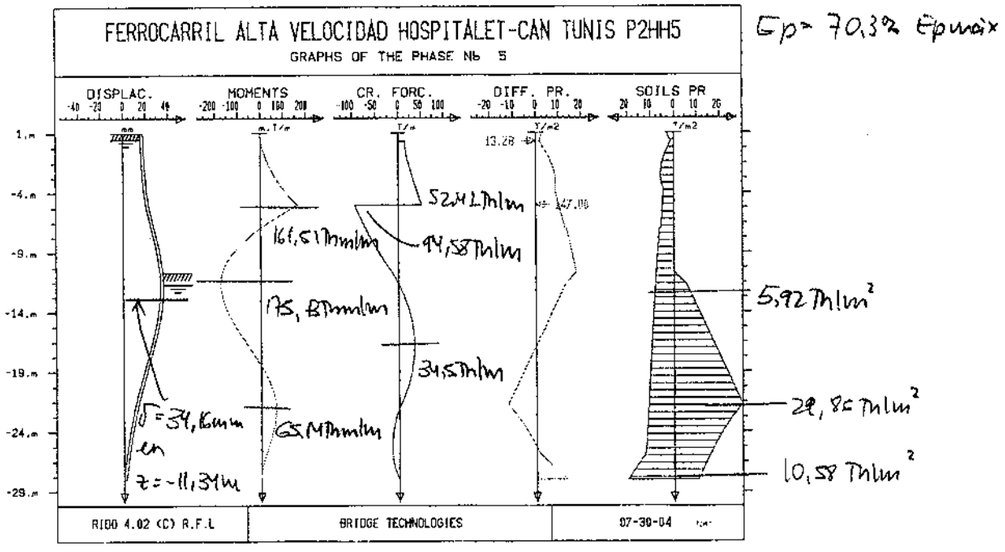
EXCAVACIÓN EN VOLADIZO:



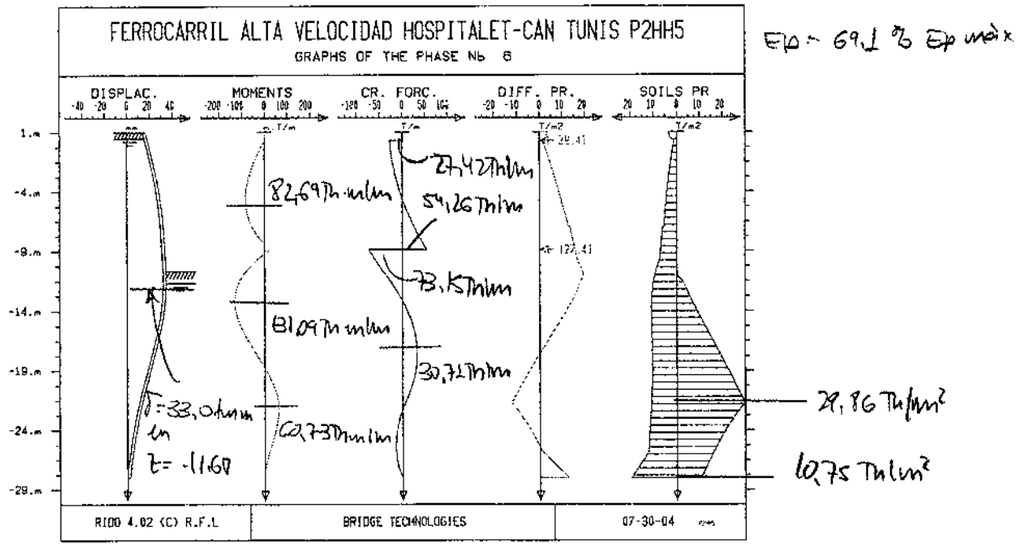
EJECUCIÓN DE CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.00m



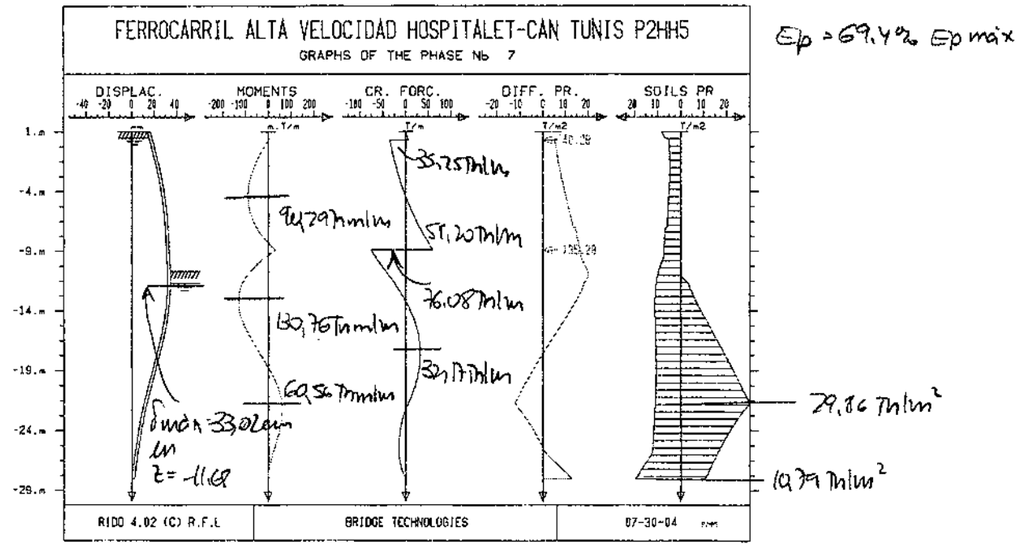
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-5.00m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



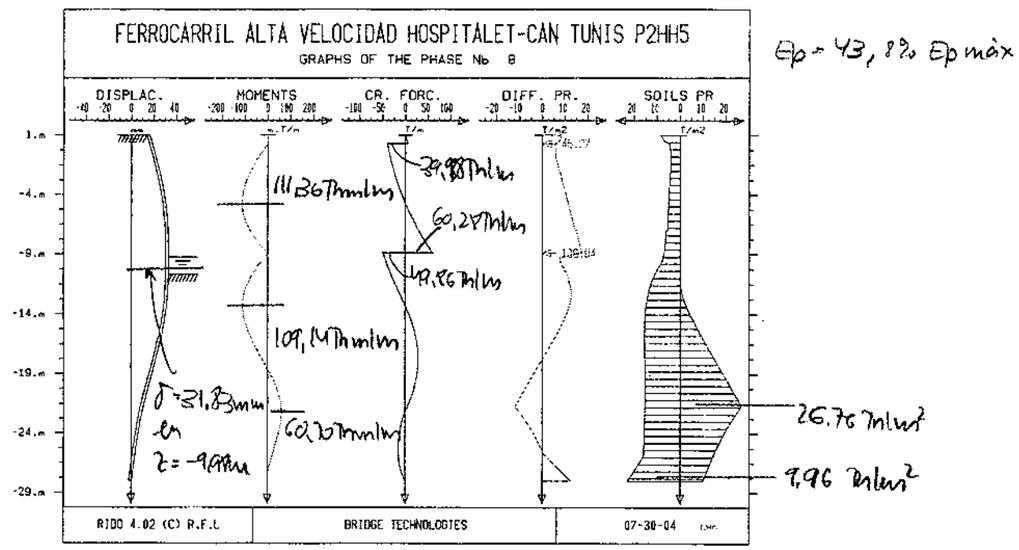
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



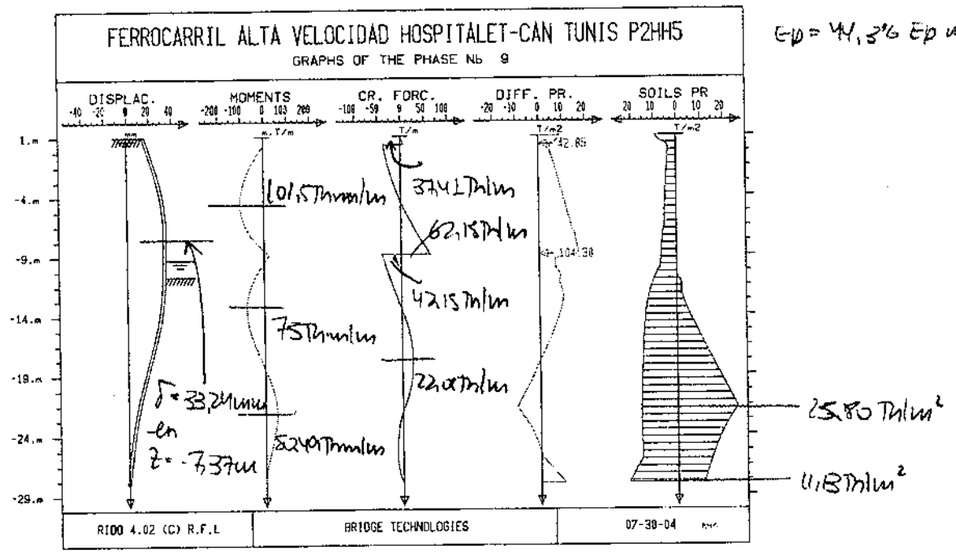
RELLENO EN TRASDÓS:



CAMBIO DEL NF:

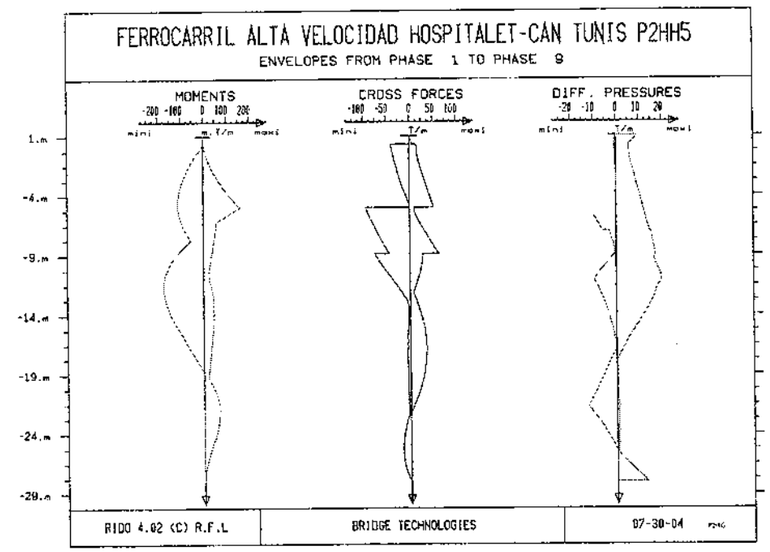


FLUENCIA:



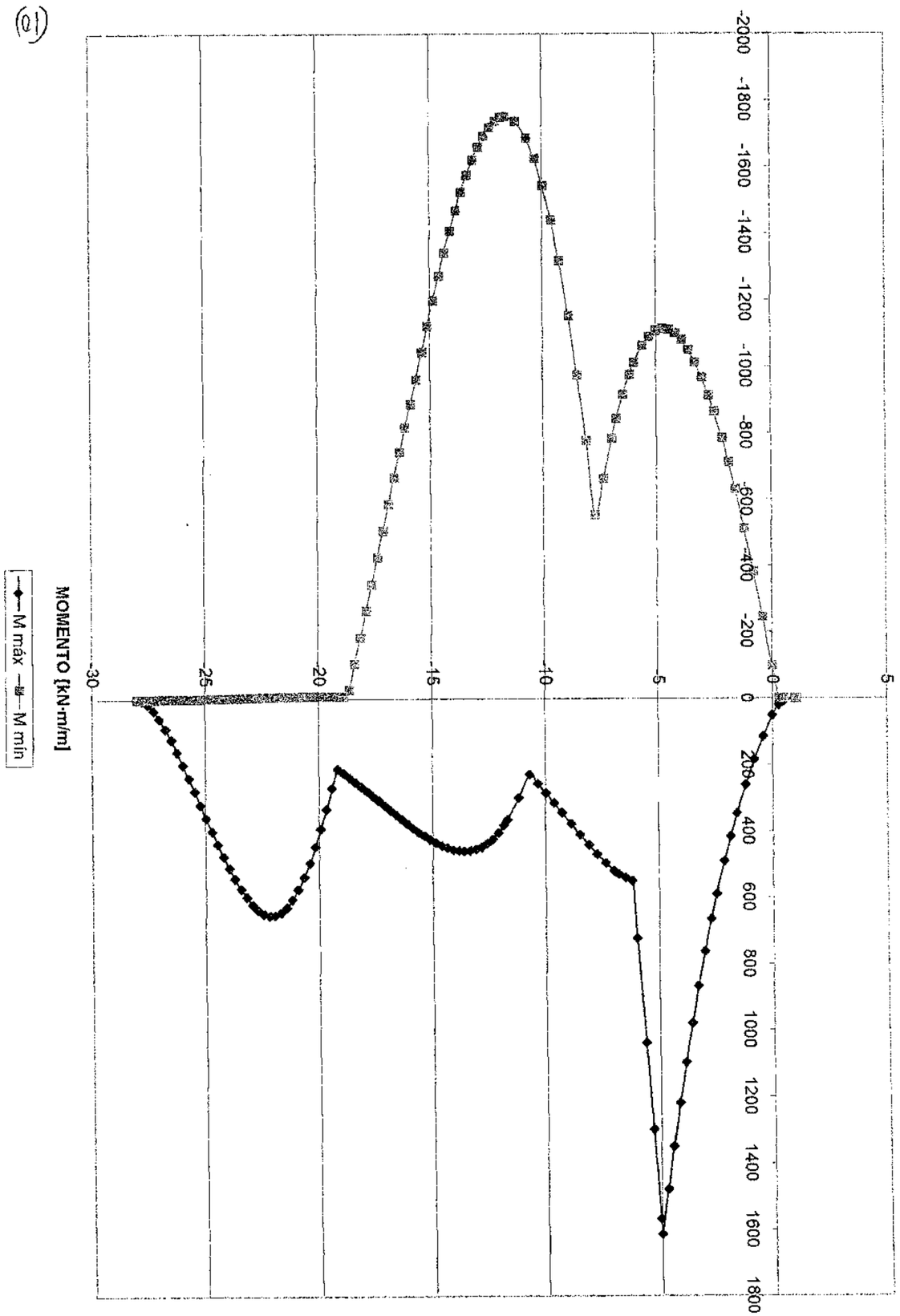
Ep = 44,3% Ep máx

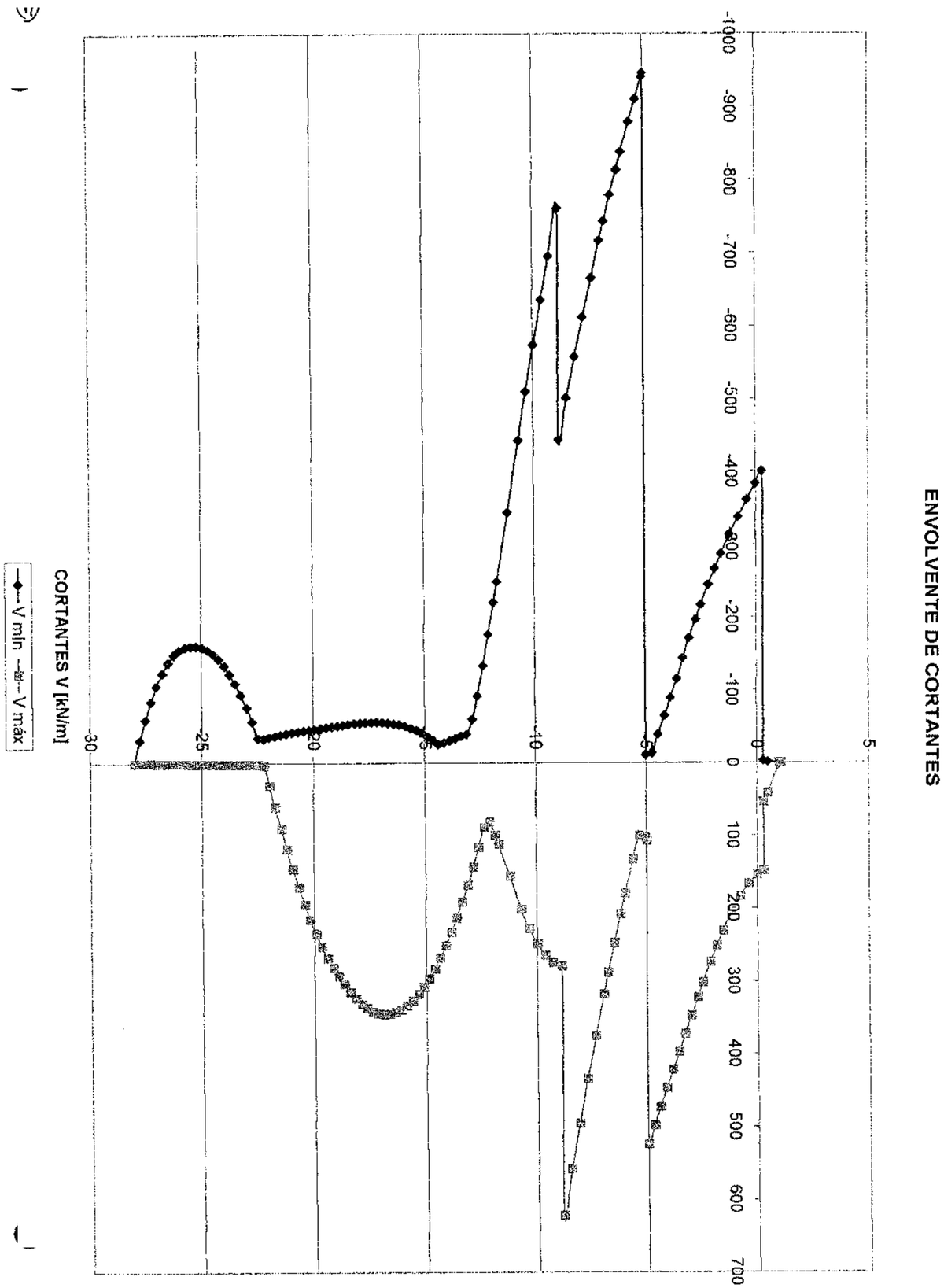
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS

(01)





ENVOLVENTE DE CORTANTES

Can Tunis 30-Julio-2004

NOTAS DE ARMADO:

I) FLEXIÓN

Ia) INTRADÓS

- Pico de momento. $m_K = 1750$ KN·m/m

$m_d = 7650$ KN·m/m

Dimensionamiento en pasarelas Ø 32

$A_s \geq 875$ cm²/m

En todo el ancho de losa de 5 m → 4375 cm² → 30 Ø32 + 25 Ø32

$A_{s\,sup} = 88,462$ cm²/m → $m_u = 7747,23$ KN·m/m ; $x = 0,379d$

↑ Fallo por el hormigón con $\varepsilon_c > 2\%$ Dúctil

- Momento último con 30 Ø25

$A_s = 79,454$ cm²/m

$m_{us} = 1081,9$ KN·m/m

$m_{u,K} = 721,27$ KN·m/m

Si tiene $m_K \leq 720$ KN·m/m para $z \leq -16,50$ m, a partir de este pto — anclaje + decalaje de las Ø32 que deben llegar hasta $z = -16,50 - 1,50 - 1,00 - 0,5 = -19,50$ m

l_b d C

- Momento último con 30 Ø25 + 25 Ø32 — se disponen 30 Ø25 + 30 Ø32

$A_s = 77,706$ cm²/m

$m_u = 2468,96$ KN·m/m

$m_{u,K} = 1645,9$ KN·m/m

Para poder subir el solape.

Si tiene $m_K \leq 1645$ KN·m/m para $z \leq -13,00$ m, a partir de este pto — anclaje + decalaje de las Ø32 que deben llegar hasta $z = -13,0 - 1,5 - 1,0 - 0,5 = -16,00$ m

- 2º pico de momento

m_k = 1115 KN·m/m

m_d = 1672,5 KN·m/m

$A_s \geq$ 52,50 cm²/m

En todo el bataolo $A_s \geq 262,5 cm^2/m \rightarrow$ 30 Φ32 + 5 Φ25

Momento último de 30 Φ32 + 15 Φ25

A_s = 62,979 cm²/m

m_u = 2062,9 KN·m/m

$m_{u,k}$ = 1375,3 KN·m/m

Si hemos $m_k \leq$ 1375 KN·m/m para $z \geq$ -9,00m, a partir de este pto — anclaje + decalaje de las Φ32 que dicen llegar hasta $z = -9,00 + \frac{4,50}{16} + \frac{4,00}{\phi} + \frac{0,5}{E} = -6,00m$

- Momento último con 4 Φ25 pues (20 Φ25)

A_s = 19,63 cm²/m

m_u = 734,8 KN·m/m

$m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m

Si hemos $m_k \leq$ 485 KN·m/m para $z \leq$ -17,50m, a partir de este pto anclaje + decalaje de las Φ25 que dicen llegar hasta $z = -17,50 - \frac{2,0}{16} - \frac{4,0}{\phi} - \frac{0,5}{E} = -20,00m$

Capacidad mecánica con 6 Φ32 pues

A_s = 48,252 cm²/m

U = A_s fyd = 2098 MN/m

Constante último en el apoyo contra la cubierta

$T_{d\,max} \leq$ 2000 KN/m ← Se cumple sobradamente

IIb) TRASDÓS

- Pico de momento m_k = 1615 KN·m/m

m_d = 2422,5 KN·m/m

Dimensionamiento con programa Bach

A_s = 79,77 cm²/m

En un bataolo de 50cm A_s = 398,9 cm² → 30 Φ32 + 20 Φ32

$A_{s\,disp}$ = 80,47 cm²/m

m_u = 2542,63 KN·m/m (CS4 - 2,05)

X = 0,35d ← Fallo dúctil Falla por el hormigón con el acero plastificado a 435 N/mm²

- Momento último con 6 Φ25

A_s = 29,545 cm²/m

m_u = 1081,90 KN·m/m

$m_{u,k}$ = 721,3 KN·m/m

Si hemos $m_k \leq$ 720 KN·m/m para $z \leq$ -6,00m, a partir de este pto — anclaje + decalaje de las Φ32 que dicen llegar hasta $z = -6,00 - 4,50 - 4,00 - 0,50 = -9,00m$

- Momento último con 6 ϕ32

A_s = 48,252 cm²/m

v_{rm} = 711,9 kN/m

v_{rmk} = 1140 kN/m

Si tiene $v_{rk} \leq 1140$ kN/m para $z \leq -5,60$ m, las barras deben llegar hasta $z = -5,60 - 1,50 - 1,00 - 0,50 = -8,60$ m = -9,00 m

- Momento último con 6 ϕ25

$v_{rm,k}$ = 720 kN/m

Si tiene $v_{rk} \leq 720$ kN/m para $z \geq -2,75$.

las barras deben llegar hasta $z = -2,75 - 1,50 - 1,00 - 0,50$

$= 9,25$ m ← hasta arriba

II) CORTANTE:

- Pico de cortante V_k = 945 kN/m

v_d = 1417,5 kN/m

A_s = 80,42 cm²/m

$A_d \geq$ 35,19 cm²/m/m

En 5 cm. tomando pienos a 0,15 de 8 ramas / plano.

$A_s \geq 3,3$ cm² / barra.

Tomando el cortante a 1 canto útil de <u>borde</u> del apoyo con punto segno que entra con cercos ϕ20.

- Cortante último con 8 ramas ϕ16

A_s = 6 ϕ25 ← como mínimo A_s = 29,454 cm²/m

A_d = 21,45 cm²/m/m

V_u = 952,60 kN/m

$V_{u,k}$ = 635,07 kN/m

Si tiene $V_k \leq 630$ kN/m para $z \leq -10,50$ m (Incluye anclaje de 1/2 d)

- Cortante último con 8 ramas ϕ12

A_s = 29,454 cm²/m ← como mínimo

A_d = 12,069 cm²/m/m

V_u = 651,87 kN/m

$V_{u,k}$ = 434,6 kN/m

Si tiene $V_k < 430$ kN/m para $z \leq -11,50$ (Incluye anclaje en medio canto útil)

III] PUNZONAMIENTO ~~EHE~~

Carga máxima puntales: $v_{Ed} = 1470\ kN/m$

$N_d = 1{,}50 \cdot 2{,}50m \cdot 1470\ kN/m = 5512{,}5\ kN/puntal$

⊠ fuera máximo de punzonamiento

$\frac{F_{sd,ef}}{u_{o,d}} \leq f_{1cd}$; $f_{1cd} = 0{,}30 \cdot f_{cd} = 0{,}30 \cdot \frac{25}{1{,}50} = 5{,}0\ MPa$

Placa de apoyo del puntal $0{,}75 \times 0{,}75$ — $u_0 = 3{,}00m$

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

Sustituyendo valores:

$\frac{5512{,}5\ kN}{3{,}0 \quad 0{,}85} = 2{,}16\ MPa < f_{1cd} = 6{,}21$

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO

$b_0 = u_1$

$A_{sw} = A_{sw}/s$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

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

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

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

$F_{sd,ef} = 5512{,}5\ kN = 5{,}51\ MN$

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

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

$A_{sy} = 6\phi 32 + 6\phi 32 + 3\phi 25 = 111{,}73\ cm^2/m$ — $\rho_y = 0{,}01112$

(como mínimo del lado seguro)

con lo cual $\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0{,}00683$

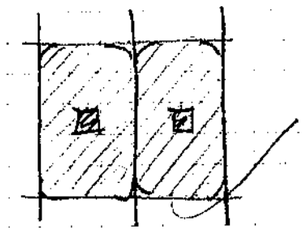
Sustituyendo valores

$\tau_{rd} = 0{,}12 \cdot 1{,}485 \cdot (100 \cdot 0{,}00683 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}459\ MPa$

Para no tener armadura de punzonamiento es necesario que u_1

cumpla $u_1 \geq \frac{F_{sd,ef}}{\tau_{rd} \cdot d} = \frac{5{,}51\ MN}{0{,}459\ MPa \cdot 0{,}85m} = 14{,}13\ m$

Perímetro crítico

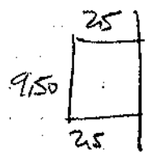


$u_{crítico} = 8{,}73m$

↑ En cuanto → hace falta armadura de punzonamiento

Obs: Al juntarse las dos superficies de rotura en una viga, el mecanismo resistente es el cortante vertical de las pantallas. El ELU de cortante está garantizado con la armadura dispuesta (Cuando se descimbra sí hay riesgo de punzonamiento, y ese es el caso que aquí se calcula)

Dimensionamiento tomando $u_1 = 14{,}5m = b_0$



$\xi = 1{,}485$

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

Cem Tunni 30-Junio-2004

$A_{sy} = 6\phi 32 \therefore = 48,252\ cm^2/m \qquad \rho_y = 0,006462$

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0,003179$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,485 / (100\ 0,003179 \cdot 25)^{1/3}]\ 1,4\ 1,5\ 0,85\ 1,0 = 3,65\ MN$

$\rightarrow V_{su} \geq V_d - V_{cu} = 5,51 - 3,65 = 1,86\ MN$

$V_{su} = z \cdot \cancel{sen^2\alpha}^{1}\ [\cancel{cotg}^{0}\alpha + \cancel{cotg}^{\alpha}\theta]\ A_d \cdot f_{yd} \qquad \gamma = 0,9d$

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

$A_d \geq \dfrac{1,86\ MN}{0,765m \cdot 400\ MPa} = 60,70\ cm^2/m = \dfrac{A_{s,w}}{s}$

a) Tomando $s = 0,15$ — $A_{sw} = 9,11\ cm^2$ en cada plano — $1,82\ cm^2$/barra.

Si cubre con la armadura dispuesta (OK!)

b) Tomando $s = 0,60$ — $A_{sw} = 36,47\ cm^2$ en cada plano

Tomando barras a 0,15m entran 63 barras en 9,50m

→ 0,578 cm^2/barra (OK!)

Si cubre con la armadura dispuesta

(8)

CAN TUNIS U.T.E.

CONSTRUCCION

COMSA
Empresa Constructora

GIF

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DEL TRAMO ENTRE EL CRUCE CON LA CARRETERA B-17 Y EL TRAMO DE PRUEBAS. PK: 706+640 a 706+689

VIGA DE ATADO Y CUBIERTA.

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 20 de abril de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO ENTRE LOS P.K'S: 706+640 Y 706+689.
–CUBIERTA Y VIGA DE ATADO-

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 los PK's 706+640 y 707+689 de la traza. Este tramo es el inmediatamente anterior al tramo de pruebas y, dado que la sección transversal es idéntica a la de dicho tramo, se adopta para él la misma tipologia para la viga de atado y para losa cubierta.

Se atan las pantallas con una viga de atado de 1.0x1.0m, sobre la que se apoya la losa de cubierta.

La cubierta se ejecuta a base de prelosas prefabricadas en obra, de 0.45m de canto más losa de compresión "in situ", hasta completar 1.0m de canto total.

La losa de cubierta, además de soportar las tierras que sobre ella gravitan, actúa como puntal de apoyo de las pantallas.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 CARGAS VERTICALES SOBRE CUBIERTA.

El tramo objeto de estudio se encuentra a los pies del derrame de tierras del terraplén que da soporte a un ramal de acceso-salida a la carretera B-17 de Barcelona al enlace con el Aeropuerto.

Para las alturas de tierras se toman los perfiles transversales definidos en el Proyecto Original, con las cargas que suponen. Las pantallas de este tramo se han calculado para una altura de tierras hasta la cota 6.00.

Se ha considerado, además, una sobrecarga de utilización 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 la cubierta de este tramo de la traza han sido:

- La acción de las tierras.
- Posible sobrecarga. ($10\ kN/m^2$)

Asimismo, se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, 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.

Asimismo, se ha tenido en cuenta de la evolutividad de la sección transversal de la cubierta a base de prelosas para la verificación de los Estados Límites Últimos y de Servicio de la estructura.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón prelosas y losa de compresión: 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

6. 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 20 de abril de 2004

Con Tunis 7-NOV-2003

- CUBIERTA DEL TRAMO DE PRUEBA -

Con Tunis 7-NOV-2003

CUBIERTA: h=1,60m; Peldaños de 17cms hasta z=+6,40m

Construcción: evolutiva

Ejecución: Prelosa maciza 0,45cm de canto

Acciones g1

g1' ← hormigón fresco

Sc ← Sobrecarga de construcción (1 KN/m²)

Servicio: Losa h = 40cm

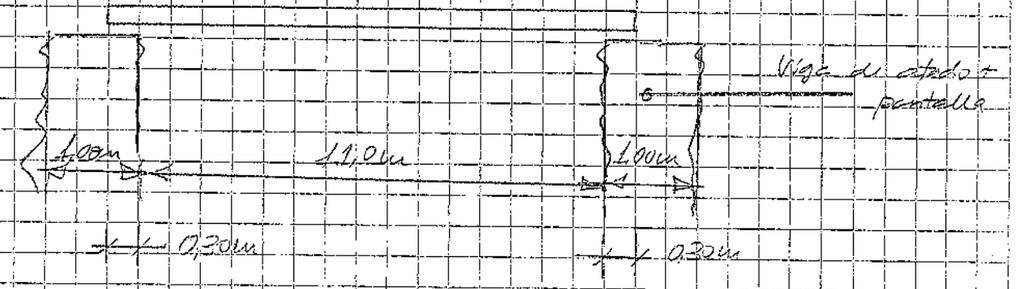
Acciones: g1

Peldaños de 17cms

Sc uso (10 KN/m²)

CÁLCULO POR FAJA DE LONGITUD.

(A) EN CONSTRUCCIÓN



Luz de cálculo considerada: 11,70m (Pequeña ampliación de cimentación)

Acciones:

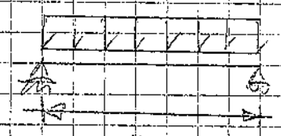
g_1: $h = 0,45m$; $g_1 = 0,45 m^2/m \cdot 25 KN/m^3 = 11,25 KN/m$

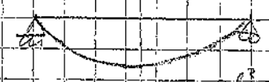
g_1': $h = 1,00 - 0,45 = 0,55$; $g_1 = 0,55 m^2/m \cdot 25 KN/m^3 = 13,75 KN/m$

Tabiquería + enfoscado

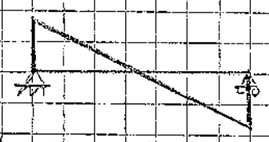
SC: $q = 1,0 KN/m^2$ (100 Kg/m² según CTE de sobrecarga)

a) g_1:



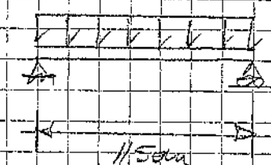


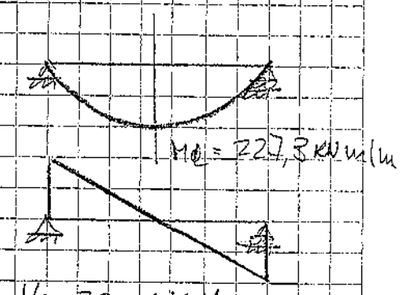
$M_d = \frac{p \cdot l^2}{8} = 186 KN \cdot m/m$



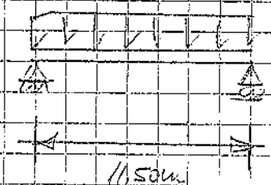
$V = 64,7 KN/m$

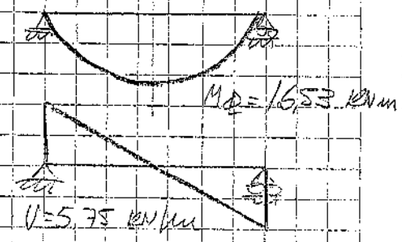
b) g_1'





c) q





CUADRO RESUMEN

a 1 canto útil

	M_d [KN·m/m]	V [KN/m]	V_d [KN/m]	
g_1	186,0	64,7	59,64	x 1,35
g_1'	227,3	79,06	72,87	x 1,50
q	16,53	5,75	5,30	x 1,50
Total...	616,75	201,05	185,32	ELU
Total...	429,83	149,51	129,52	ELS

Combinaciones:

Combinación de cálculo: $1,35 g_1 + 1,50 g_1' + 1,50 q$ ← no es importante

Flecha máxima en ℄ con $g_1 + g_1' = 25 KN/m$

$$\delta_{max} = \frac{5 p l^4}{384 E I} = \frac{5 \cdot 25 \cdot 11,5^4}{384 \cdot 27264042 \cdot 0,00759} = 2,0804 \cdot 10^{-4} \rightarrow 0,208 mm$$

$$I = \frac{1}{12} 1,00 \cdot 0,45^3 = 0,00759 m^4$$

(Aprox) Elasticidad general

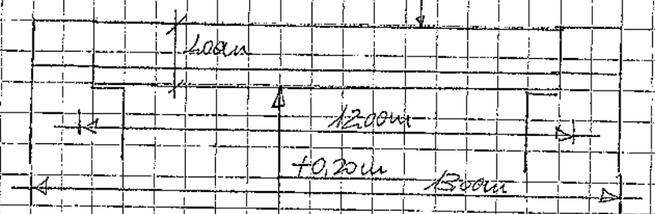
$H-30 \rightarrow E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 8500 \sqrt[3]{25+8} = 27264,04 MPa$

Cam Tunis — 7-NOV-2008

(2) EN SERVICIO

Luz de cálculo

$L_c = 12{,}00\,m$



Relleno hasta $z = +6{,}00\,m$ → altura de tierras

$6{,}00 + 0{,}80\,m = 5{,}20\,m$

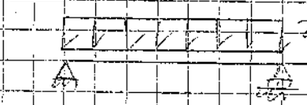
Se dejan los 0,80m de margen de cota en el relleno de tierras — Relleno de tierras 5,20m

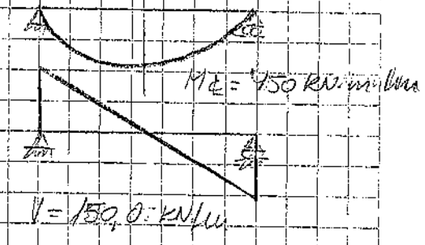
Acciones

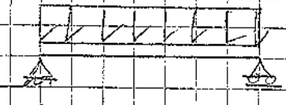
g_1: $h = 1{,}00\,m$ $\quad g_1 = 25\,kN/m$

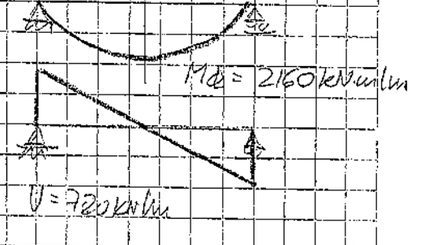
g_t: $h = 6{,}00\,m$ $\quad g_t = 6{,}00\,m^2/m \cdot 20\,kN/m^3 = 120\,kN/m$

g: se da como $g = 10\,kN/m^3 \rightarrow g = 10\,kN/m$



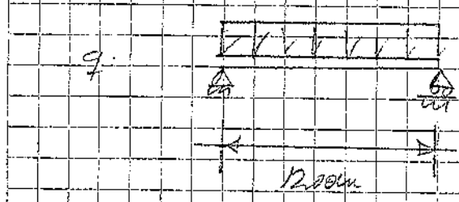


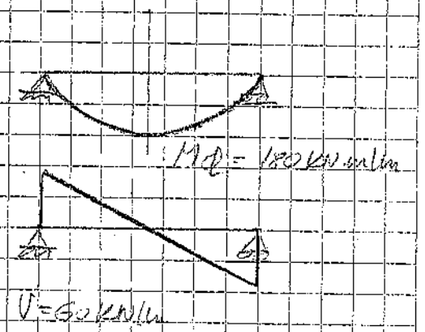




(4)

Cam Tunis — 7-NOV-2008





CUADRO RESUMEN:

1º Apoyo útil d = 0,85m

	M_g [kN·m/m]	V [kN/m]	V [kN/m]	
g_1	450,0	150,0	127,75	
g_t	2160	720	612,0	
g	180	60	51,5	
Total...	2667,5	872,5	1172,05	ELU
Total...	2790	930	791,75	ELS

Combinación considerada en ELU fundamental

$1{,}35 g_1 + 1{,}50 g_t + 1{,}50 g$

es la que se considera segura que rige por estar rasante de la tracción de cálculo en combinación $(1{,}00 g_1 + 1{,}00 g_t)$

Combinación considerada en ELU sustento

$1{,}35 g_1 + 1{,}50 g_t + 1{,}50 g$

(5)

Can Jaus

7-NOV-2003

Dimensionamiento en ELU

recubrimientos:

r = 3,0 cm recubrimiento geométrico

Ø estribo: Ø16 → 1,6 cm

Ø barras: Ø25 → 2,5 cm

recubrimiento mecánico: $r = 3 + 1,6 + \frac{2,5}{2} = 5,85$ cm

r = 5,9 cm

Resultem. Aproximadamente 128,34 cm²/m

en 1,20m → 166,02 cm² → 24 Ø25 → (166,706 cm²)

21 Ø25 + 21 Ø20

≥ Ø20

Se disponen 2 capas de 17 Ø25/capa → 4,2 cm de separación entre ejes de barras

Se acepta por ser comparable con predimensionado y debe ser ≥ a la separación

Recubrimiento mecánico: 5 = 2,5; 2,5; 2,5; 3,6

$r = 0,02 + 0,016 + \frac{3}{2} 0,025 = 8,25$ cm ← recubrimiento geométrico

Recubrimiento mecánico r = 7,35 cm

→ Armadura necesaria en 1,20 m → 174,17 cm² → ≥ Ø25

2 capas de 18 Ø25/capa → 0,0392 m entre ejes de barras

→ 3,92 cm entre ejes con las barras — OK!

EN CONSTUCCIÓN:

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU		
Md=		616.85 kN·m/m
Canto h=		0.45 m
recubrimiento mecánico r=		0.0835 m
Hormigón	HA-	25 MPa
Ancho	b=	1.00 m
Lím. el.	fyd=	434.78 MPa
Módulo def.	Ec=	27264.04 MPa
U0=		5.19 MPa
Us1=		2.11 MPa
As=		48.60 cm2
As disp=		145.00 cm2

Comprobación en Servicio:				
Mk=		413.3 kN·m/m		
FISURACIÓN:				
n=		7.336		
ro1=		0.040		
Prof f.n.	X=	0.192 m	X=	0.525 d
I fisurada	If=	0.00559815 m4		
I íntegra	I=	0.00759375		
Proporción	If=	73.72 % de I		
Estado tensional:				
Compr. Máx hormigón:		14.21 MPa		
Tensión armaduras:		94.27 MPa		
Tens residual:		340.51 MPa		
Flecha máx:		37.302 mm		

EN SERVCIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU		
Md=		3667.5 kN·m/m
Canto h=		1 m
recubrimiento mecánico r=		0.0835 m
Hormigón	HA-	25 MPa
Ancho	b=	1.00 m
fyd=		340.51 MPa
U0=		12.98 MPa
Us1=		4.94 MPa
As=		145.14 cm2

ARMADURA A DISPONER:

As=	145.14 cm2 cada 1.00m
As=	174.17 cm2 cada 1.20m

Cam Tunnir | | 10-NOV-2003

VERIFICACIÓN EN CORTANTE

(A) EN CONSTRUCCIÓN

V_d = 185,32 kN/m

f_{cd} = 25 MPa

Longitud de anclaje de 1 ϕ25 l_b = 15 × 2,5² = 93,75 cm

a 1 canto útil del apoyo se tiene anclada la mitad de 1 rapa de ϕ25

$A_s = \frac{\pi \phi^2}{2} = \frac{\pi 2,5^2}{2}$ cm²/pasa $A_s = \frac{73,635 \text{ cm}^2/\text{m}}{2} = 36,8175$ cm²/m

A_{st} = 0 → No hace falta armadura de cortante en condiciones

Tomando el cortante a 1 canto útil del apoyo

V_{cm2} = 209,12 kN/m

(B) EN SERVICIO

V_d = 1178,06 kN/m

f_{cd} = 25 MPa

Igualmente se considera que se va a tener 1 capa de ϕ25 eficazmente anclada a 1 canto útil del apoyo

A_s = 73,635 cm²/m (Dimensionamiento con programa PASIS)

A_{st} = 24,895 cm²/m/m — en 12cm → A_{st} = 29,94 cm²/m/pedosa

Disponiendo 2 planos de cercos → 14,97 cm²/m en cada banda de cercos

→ 1 c ϕ12 a 0,15 en cada banda de cercos

(7)

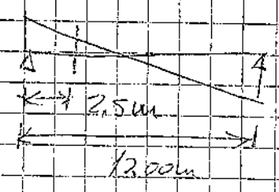
Cam Tunnir | | 10-NOV-2003

Tomando el cortante a 2 cantos útiles → a 2,00 m del eje de apoyo

V_d = V_{g1} = 87,5 kN/m

V_{q1} = 42,0 kN/m

V_q = 35 kN/m



V_d = 1,35 V_{g1} + 1,50 V_{q1} + 1,5 V_q = 200,625 kN/m

Dimensionamiento con programa base:

$f_{cd} = \frac{25}{1,50}$; f_{yd} = 400 MPa ; A_s = 73,635 cm²/m

A_{st} = 13,52 cm²/m/m

en 12cm de ancho A_{st} = 16,224 cm²/m/pedosa

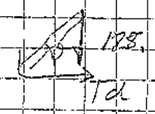
en 2 bandas de cercos de cortante

A_{st} = 8,112 cm²/m

→ 1 c ϕ10 a 0,15

Desviación en la cimentación bajo el cortante

(A) EN CONSTRUCCIÓN



V_d = 185,32 kN/m

Td = 185,32 kN/m

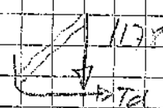
Td = 0,185 MN/m

$A_s \geq$ 4,26 cm²/m OK → Basta con la cuantía Constructiva dispuesta

(8)

(B) EN SERVICIO

Cortante a 1 canto útil: $V_M = 117,06$ KN/m



$T_M = 117,06$ KN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}}$ $A_s \geq 27,07$ cm²/m + 5 cm de solapamiento

Cuantías mínimas de cortante:

$A_{s\,fyd} \geq 0,02 \frac{25}{1,5} 1000 \Rightarrow A_M \geq 8,33$ cm²/m/m

En cubo

Separación máxima de los cercos:

(A) En construcción $V_{u1} = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g\theta + \cot g\alpha}{1 + \cot g^2\theta}$

$f_{cd} = 0,60 \frac{25}{1,50} = 10$ MPa

$K = 1,60$

$V_{u1} = 1,60 \cdot 10 \cdot 1,0 \cdot (0,45 - 0,05) \frac{1}{2} = 1,225$ MN/m

$V_{u1} = 1225$ KN/m

como $V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} = 365$ KN/m $\rightarrow$ $S_t \leq 0,80d = 0,292 \leq 20$ cm (OK)

(A) En servicio

$V_{u1} = 1,60 \cdot 10 \cdot \frac{1}{100} (100 \cdot 0,085) \frac{1}{2} = 4,5825$ MN/m

$V_{u1} = 4582,5$ KN/m

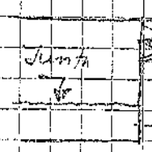
como $\frac{1}{5} V_{u1} \leq V_d \leq \frac{2}{5} V_{u1}$ — $S_t \leq 0,60d = 0,60 (1,00 - 0,05) = 0,549$ m (OK)

(9)

RASANTE ENTRE JUNTAS ENTRE HORMIGONES

Armadura en tracción $A_s = 126,724$ cm²/ pieza

$A_s = 147,27$ cm²/m



$T = 147,27$ cm²/m · $\frac{434,8 \text{ MN}}{\text{m}^2}$

$T_d = 6,402$ MN/m

Tensión tangencial usada

$\tau_{sud} = \frac{640,2 \text{ MN/m}}{2 \times 1,00 \; 5,75 \text{ m}^2} = 1,1126$ MN/m² (OK)

Tensión rasante resistente

$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \frac{A_{st}}{s} f_{yd} (\mu \cdot \text{sen}\alpha + \cos\alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$

$\beta = 0,40$ | LA SUPERFICIE DEBE SER RUGOSA, SIENDO MUY QUE AUMENTARÁ LA CUANTÍA DE ARMADURA TRANSVERSAL

$\mu = 0,90$ |

A_{st} = Tomando la cuantía de armadura $A_{st} = 126,57$ cm²/m

$\frac{A_{st}}{s_p} = 126,57$ cm²/m/m

f_{ctd} = $f_{ctk} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1,795$ MPa

$f_{ctd} = 1,197$ MPa

$\tau_{rd} = 0,40 \cdot 1,197 + 126,57 \cdot 400 (0,90) = 4,42 \leq$ MN/m² $\leq 4,167$ MN/m² (OK)

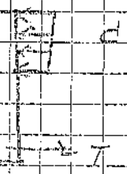
(OK) Con la armadura dispuesta por cortante se cubre la armadura necesaria para el rasante en la junta.

(10)

Momento último

26 Ø25 A_s = 126,734 cm²

rec 1,2 cm



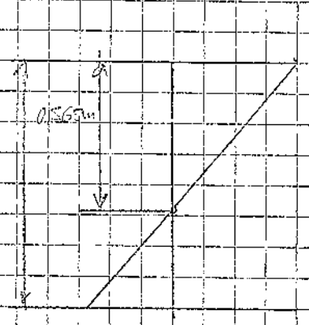
$C = T = A_s \cdot f_{yd} = 126\,734 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8 = 7,684\ MN$

Ø: Ø25 $f_{ck} \leq 50$ MPa $\quad y = \frac{C}{Ø\,\frac{25}{1,5}\,1,2 + Ø\,\frac{25}{1,5}\,Lb} = \frac{7,684\ MN}{Ø\,\frac{25}{1,5}\,Lb}$

$y = 0,45179$ m $\quad (x = 0,565$ m$)$

$d = 1,02 - 0,0425 = 0,9165$ m

$\boxed{x = 0,616\,d}$ ← Profundidad de la fibra neutra



$\varepsilon_c = 2,173\,10^{-3}$

$\sigma_s = 435,5$ MPa $\geq f_{yd} \rightarrow \sigma_s = 434,8$ MPa (OK)

Rotura dúctil $\quad \varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ — Mayor que la deformación del límite elástico

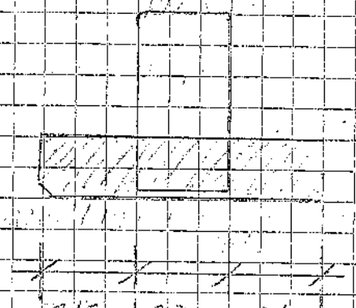
(11)

La pieza tiene falla dúctil, falla buena por el hormigón, pero tiene un coeficiente de seguridad relativamente muy alto por lo que en la pregunta

(12)

RASANTE ENTRE ALAS ALMAS

$l_1 = \frac{1}{2} = 0,15m$ (ver pág 11)



Comprobaciones en los extremos:

$C = Td \cdot \frac{0,15}{0,60} = 176,72cm^2 \cdot 1,8 \frac{0,15}{0,60} = 1,92 MN$

$q_r = 5,75m$

$\rightarrow Sd = \frac{1,92MN}{5,75m} = 0,334 MN/m$

Comprobaciones:

a) agotamiento por compresión oblicua en el alma

$Su_1 = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot l_{w1}$

$f_{cd} = 0,60 \cdot \frac{25}{1,5} = 10 MPa$

$l_{w1} = 0,452m$

$Su_1 = 0,5 \cdot 10 \cdot 0,452 = 2,26 MN/m >> Sd$ OK!

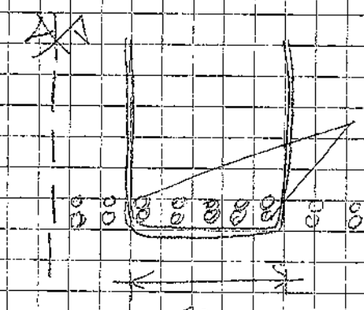
b) $Su_2 = Su_1 + Ap \cdot f_{yd} \cdot A_{rd}$

$Ap \geq \frac{Su_2}{f_{yd}} = \frac{0,334 MN/m}{400 MPa} = 8,35 cm^2/m$

$\rightarrow A_s \Rightarrow \phi 16 a 0,20$ transversal

(B)

Rasante en las armaduras



pendo del cerco se disponen 5 grupos de 2Ø25

fuera del cerco $\Rightarrow$ 2 grupos 2Ø25 a cada lado del cerco

$A_s = 4 \times 4,9cm^2 = 19,6cm^2$

$T_1 = f_{cd} \cdot l_{wd} = 10 \cdot 0,452 \cdot 10^{-2} \cdot 4 \cdot 0,7 = 0,07 MN$

$Sd = \frac{0,07MN}{5,75m} = 0,0145 MN/m$

$A_s \geq \frac{0,0145 MN/m}{400 MPa} = 2,42 cm^2/m \rightarrow \phi 10 a 0,20$

o $\phi 10 a 0,15$

(A)

ESTABILIDAD GLOBAL DE LA CUBIERTA

$I = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = \frac{1}{12} 1{,}00 \cdot 1{,}00^3 = 0{,}08333\ m^4$

$A = 1{,}00 \times 1{,}00 = 1{,}00\ m^2$

$i_c = \sqrt{\frac{I}{A}} = \left(\frac{0{,}08333}{1{,}00}\right)^{1/2} = 0{,}2887\ m$

Pilares

$l_o = \beta \cdot l = 1{,}00 \times 12{,}0 = 12{,}00\ m$

$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{12{,}00}{0{,}2887} = 41{,}57$

Como λ tq $35 \le \lambda \le 100$ → puede usarse el método simplificado de EHE

Excentricidad adicional:

$e_a = (1 + 0{,}12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10\, e_o} \cdot \frac{l_o^2}{50\, i_c}$

$l_o = 12{,}00\ m$

$i_c = 0{,}2887\ m$

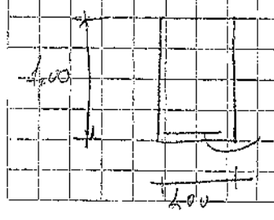
$h = 1{,}00\ m$

$\varepsilon_y = 0{,}002174$

$\varepsilon = 0{,}0045$

β: factor de apoyo $\quad \beta = \frac{(a - d')^2}{4 i_c^2}$

$d = 0{,}9165\ m$



(13)

$I = (0{,}9165 - 0{,}50)^2 \cdot \frac{144}{M_7}\ 27{,}60^{-4} = 7{,}55 \cdot 10^{-3}\ m^4$

$A = M_7\ 27{,}60^{-4}\ m^2$

$i_c = \sqrt{I/A} = 0{,}4165\ m$

como cuad. $\quad \beta = \frac{0{,}9165^2}{4 \cdot 0{,}4165^2} = 1{,}211$

Se toma, en todo caso, $\boxed{\beta = 1{,}20}$

Ec rotacional → $e_c = 0{,}5\, e_2 + 0{,}4\, e_1$ (con $e_1 = 0$)

$e_a = 0{,}6 \cdot 4{,}075 = 2{,}445\ m$

Axil de cálculo:

Con valor característico $N_k = 58{,}8\ T/l_{ml} \rightarrow$ se toman $60\ T/l_m$

$N_d = 1{,}50 \cdot 600\ kN/m = 900\ kN/m$

$M_d = 3667{,}5\ kN \cdot m/m$

$e_2 = \frac{3667{,}5}{900} = 4{,}075\ m$

Con lo cual, e_o = excentricidad adicional + e_c

$e_a = (1 + 0{,}12 \cdot 1{,}20)(0{,}002174 + 0{,}0045) \frac{1 + 20 \cdot 2{,}445}{1 + 10 \cdot 2{,}445} \cdot \frac{12^2}{50 \cdot 0{,}2887}$

$e_a = 0{,}1509\ m$

$e_{tot} = 4{,}075 + 0{,}1509 = 4{,}226$

$M_d = 900 \cdot 4{,}226 = 3802{,}21\ kN \cdot m/m$

(15)

Dimensionamiento, teniendo en cuenta el axil:

(dimensionamiento con programas Basa)

Nd = 900 kN/m
Md = 3502,21 kN·m/m
} As ≥ 115,44 cm²/m

Si no consideramos todo el axil

NA = 600 kN/m
Md = 3502,21 kN·m/m
} As ≥ 117,35 cm²/m

Si no se considera el axil, pues hacia vez muy probable que parcial. Con excentricidad M/N = 5,84 cm, si se considera el axil (con la correspondiente amplificación por pandeo) tendría flexión, la armadura necesaria es de 117,35 cm²/m. Hemos querido contrastar con la cuantía dispuesta en caso de no haber axil.

(17)

CONTROL DE LA ABERTURA DE FISURA:

$W_k \leq W_{max}$

$W_{max} = 0{,}20$ mm

$W_k = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$

$\beta = 1{,}70$

$S_m = 2c + 0{,}2 \cdot s + 0{,}40 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi}{A_{c\,ef}/A_s}$

$c = 0{,}03$

$s = 0{,}0642$ m

$k_1 = 0{,}125$

$A_{c\,ef,a} = 1{,}00 \cdot (0{,}085 + 7{,}5 \cdot 0{,}025) = 0{,}271$ m²

$S_m = 2 \cdot 0{,}03 + 0{,}2 \cdot 0{,}0642 + 0{,}40 \cdot 0{,}125 \cdot \frac{0{,}271}{117{,}27 \cdot 10^{-4}} = 0{,}9929$

$S_m = 0{,}9929$ m ← separación media de las fisuras

$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0{,}40 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$

$\sigma_s = 240{,}35$ MPa ← en barra exterior

$\varepsilon_{sm} = \frac{240{,}35}{2{,}10^5}\left[1 - 0{,}125\right] = 0{,}00105$

$W_k = 1{,}70 \cdot 0{,}9929 \cdot 0{,}00105 = 1{,}775 \cdot 10^{-3}$ m

$W_k = 1{,}775$ mm $\leq W_{max}$

Abertura de fisura: $W_k = 1{,}775$ mm $\leq W_{max}$

(18)

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS

Losa: 13‰

$A_s = 0{,}55\ m^2/m$

$A_s \geq 9{,}9\ cm^2/m$ → $4{,}95\ cm^2/m$ en cada cara y en cada dirección

→ ϕ12 a 0,20 en ambas direcciones

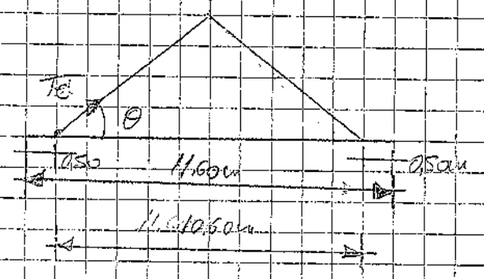
No habrá cambios de Tº importantes y, como es usual, predimensionado la retracción sobre el 0,55m de canto.

En sentido transversal serán necesarios ϕ16 a 0,20 para coser a la zanata las despegaduras fuera de las caras

Caras también se dispone ϕ12 a 0,15 + 1ϕ16 a 0,60

IZADO PRELOSAS

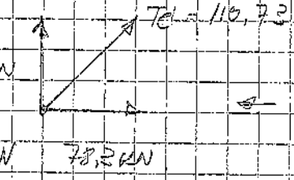
Esquema de izado 1T



N = 25 KN/m³ 11,60 · 1,26 · 0,45 = 156,6 KN → en cada extremo 78,3 KN

θ ≥ 45°

Td = 78,3 / sen 45° = 110,73



FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA EN EL IZADO

$\gamma_{izado} = 1{,}30$

→ $Td = Te \cdot 1{,}30 \cdot 1{,}35 = 110{,}73 \cdot 1{,}30 \cdot 1{,}35 = 194{,}34\ KN$ / 11,2ton

$Vd = 78{,}2 \cdot 1{,}30 \cdot 1{,}35 = 137{,}42\ KN$ = 14ton

$Nd = 137{,}42\ KN$ / 14ton

Con un coeficiente de amplificación dinámico de 1,30 en el izado seguro que resiste flexión y cortante, pues que lo resiste en servicio en horizontal, que comprende el uso de los ejes de pico pluma

Cam Tunis — 10-NOV-2003

ESTABILIDAD EN EL TIRADO

$J = \frac{I}{h^2} \cdot 1.045^3 = 0,003594\ m^4/m$

$A = 0,45\ m^2/m$

$i = \sqrt{J/A} = 0,13\ m$

$\ell = 11,60\ m$; $\beta = 1$; $\ell_o = 11,60\ m$

Esbeltez mecánica $\lambda = \frac{1160}{0,13} = 89,3 > 35$

Si bien $35 \leq \lambda \leq 100$ — Puede aplicarse el método simplificado de EHE

$1,6 N_d = 1,20 \cdot 1,25 \cdot 25\ kN/m^2 \cdot 0,45\ m^2/m = 19,74\ kN/m$

$M_d = \frac{q_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{19,74 \cdot 11,6^2}{8} = 277,30\ kN\,m/m$

$N_A = 137,42\ kN/1,20\ m$ $N_d = 114,52\ kN/m$

$e = \frac{277,30}{114,52} = 2,421\ m$

$e_a = (1 + 0,12\,\beta)(e_g + \varepsilon) \frac{\lambda + 20\,c_o}{h + 10\,c_o} \frac{\ell_o^2}{50\,i}$

Excentricidad mínima accidental $e_c = 0,6\,e_g = 0,6 \cdot 2,421 = 1,453\ m$

$\ell_o = 10,60\ m$

$\ell_c = 0,12\ m$

$\varepsilon_0 = 0,002174$

$\varepsilon = 0,0045$

$\beta = \frac{(0,12 - 0,085)^2}{4 \cdot 0,141^2} = 1,677$

ℓ_s:

$I_s = 147,77\ cm^4 \cdot 10^{-4} / (\frac{0,45}{2} - 0,085)^2$

$I_s = 2,9512 \cdot 10^{-4}\ m^4$

$A_s = 147,77 \cdot 10^{-4}\ m^2$

$i_s = 0,1415\ m$

Cam Tunis — 10-NOV-2003

Con lo cual:

$e_a = (1 + 0,12 \cdot 1,677)(0,002174 + 0,0045) \frac{2,45 + 20 \cdot 1,453}{0,45 + 10 \cdot 1,453} \frac{11,6^2}{50 \cdot 0,12} =$

$= 0,2730\ m$

$e_{tot} = 2,421 + 0,273 = 2,694\ m$

$N_d = 114,52\ kN/m$

$M_d = 114,52 \cdot 2,694 = 308,52\ kN\,m/m$

$A_s \geq 20,7\ cm^2/m$ SE CUMPLE SOBRADAMENTE

→ NO HAY PROBLEMAS DE ESTABILIDAD

GANCHOS

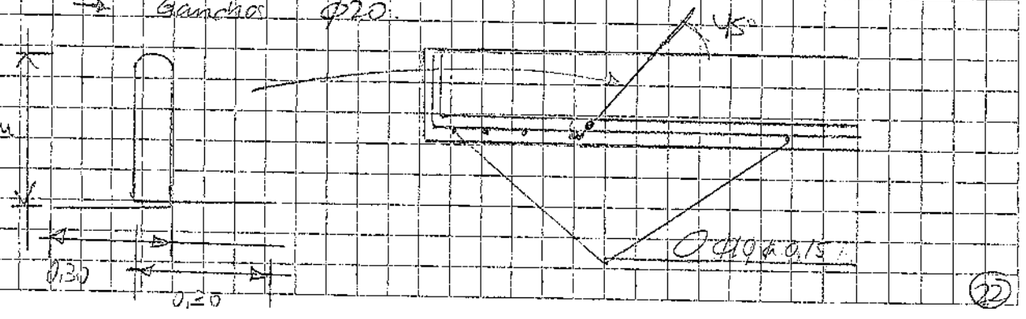
Tensión ganchos

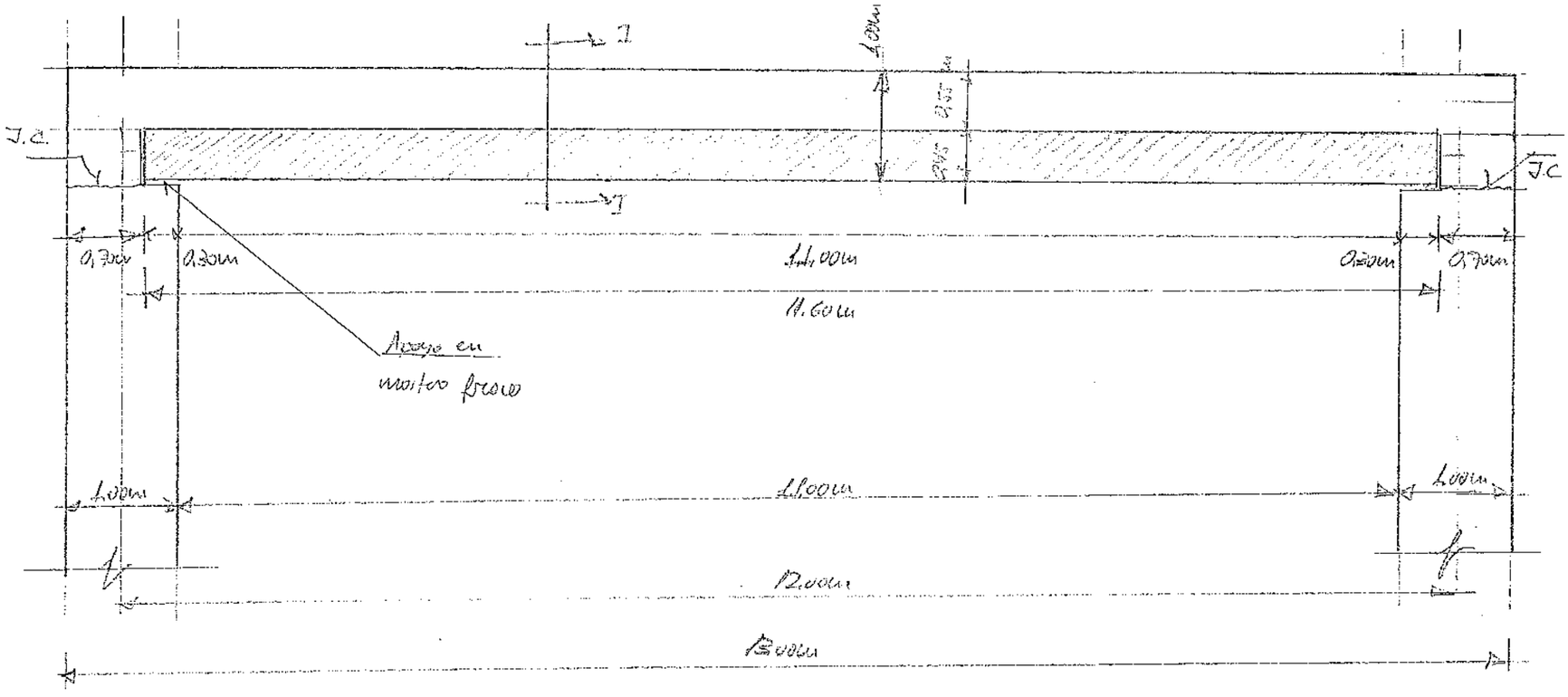
$T = \frac{114,52}{2} = 55,26\ kN$

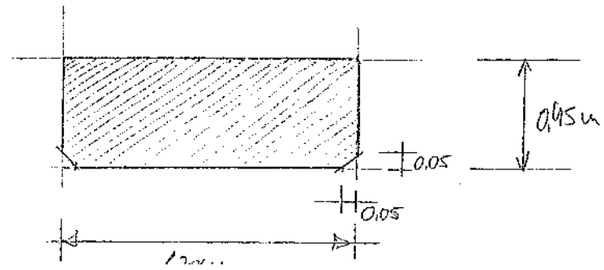
Teniendo en cuenta que también hay vibración debida hormigón en cubas, tomamos 60 kN/ganchos

$\rightarrow A_s \geq \frac{F_d}{f_{yd}} = \frac{1,25 \cdot 1,20 \cdot 60\ kN}{400} = 2,63\ cm^2$

→ Ganchos $\phi 20$

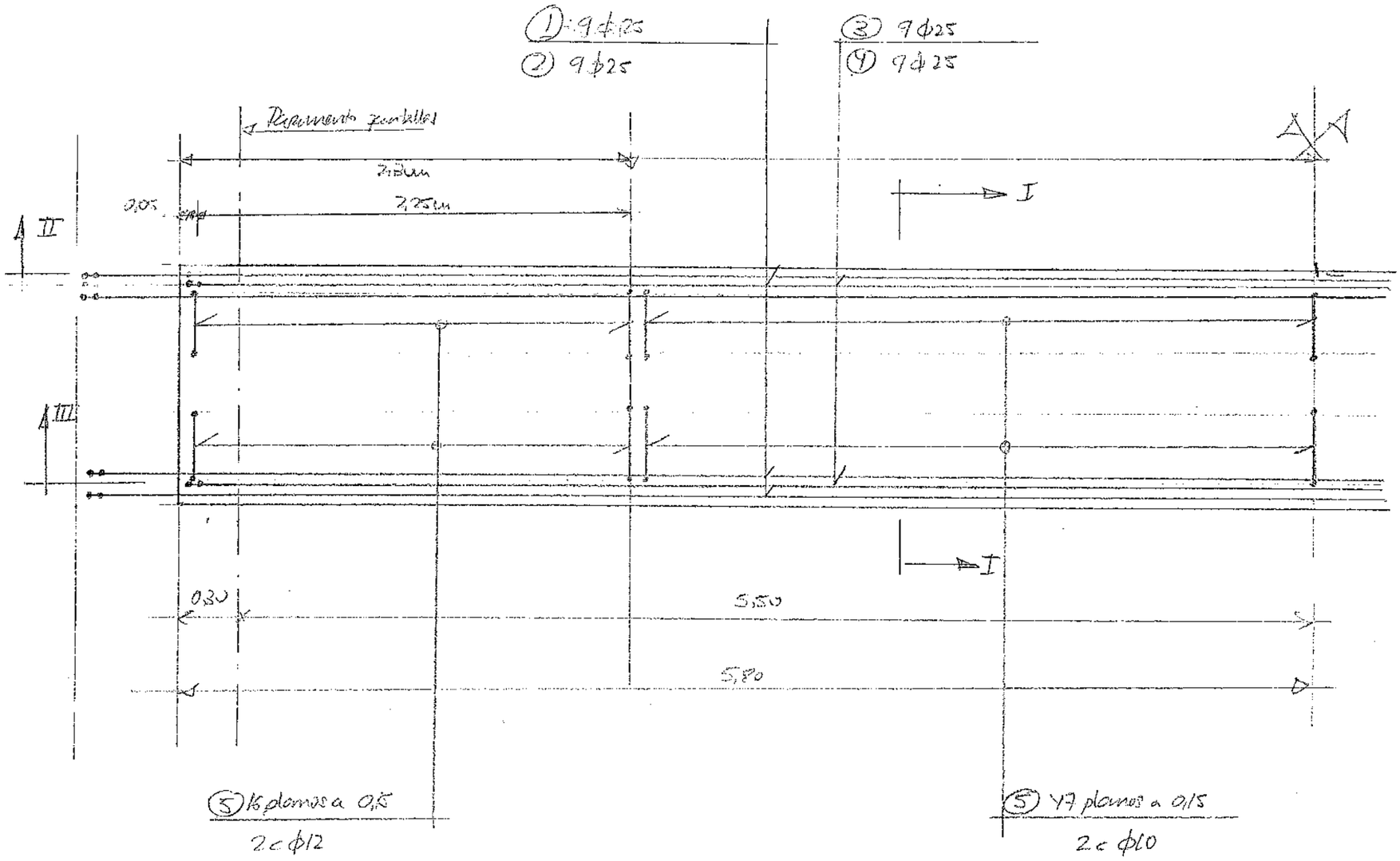




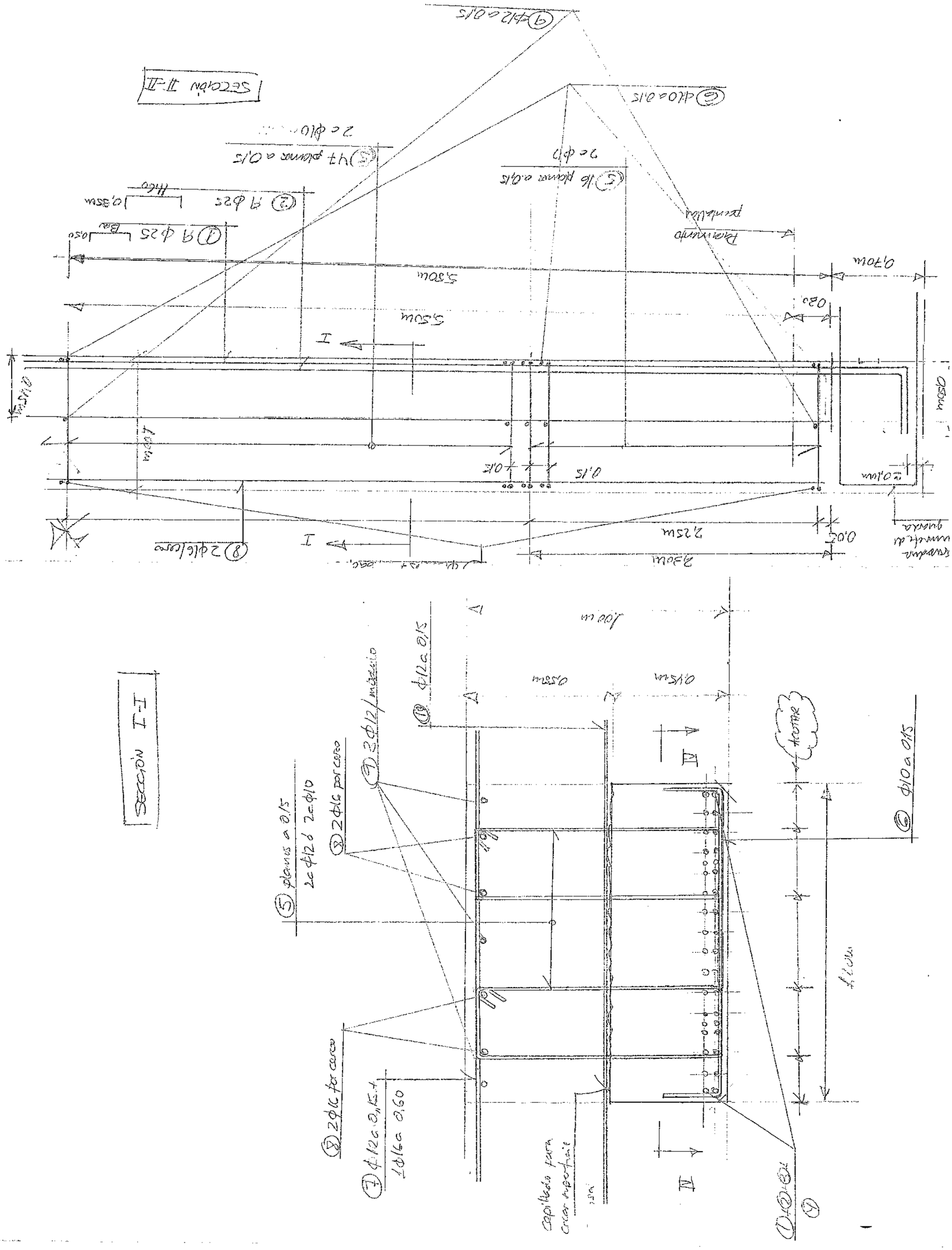


SECCIÓN I-I
Prolusa

LOSA DE CUBIERTA
GEOMETRÍA



PLANTA | SECCIÓN IV-IV


Sección I-I
⑤ planos a 0,15
2c φ12 ó 2c φ10
⑧ 2φ16 por cara
⑨ 2φ12/metro lineal
⑩ φ12 a 0,15
⑦ φ12 a 0,15
1φ16 a 0,60
⑧ 2φ16 por cara
⑥ φ10 a 0,15
Capitulado para crear rugosidad
Sección II-II
⑨ φ12 a 0,15
⑤ planos a 0,15
⑧ 2φ16 por cara
⑦ 1φ16 a 0,60
⑩ φ12 a 0,15
⑥ φ10 a 0,15
⑨ 2φ16 por cara
⑦ φ12 a 0,15
1φ16 a 0,60
⑧ 2φ16 por cara
⑩ φ12

GANCHOS DE 180°

Sección I-I

⑤ planas a 0.15
2c Φ12 ó 2c Φ10

⑧ 2Φ6 por corte

⑦ 3Φ12/módulo

2 grandes Φ10

⑧ 2Φ6 por corte

① Φ16 a 0.20

capilado para evitar hoyos

⑥ Φ10 a 0.15

Sección II-II

⑨ 2 Φ16 / corte

⑤ Φ10 a 0.15

⑦ 3Φ12 / módulo

⑧ 2Φ6 por corte

① Φ16 a 0.20

⑨ 4Φ25

⑨ 4Φ25

② Φ12 a 0.15 / 2 Φ16

⑥ Φ10 a 0.15

Sección III-III

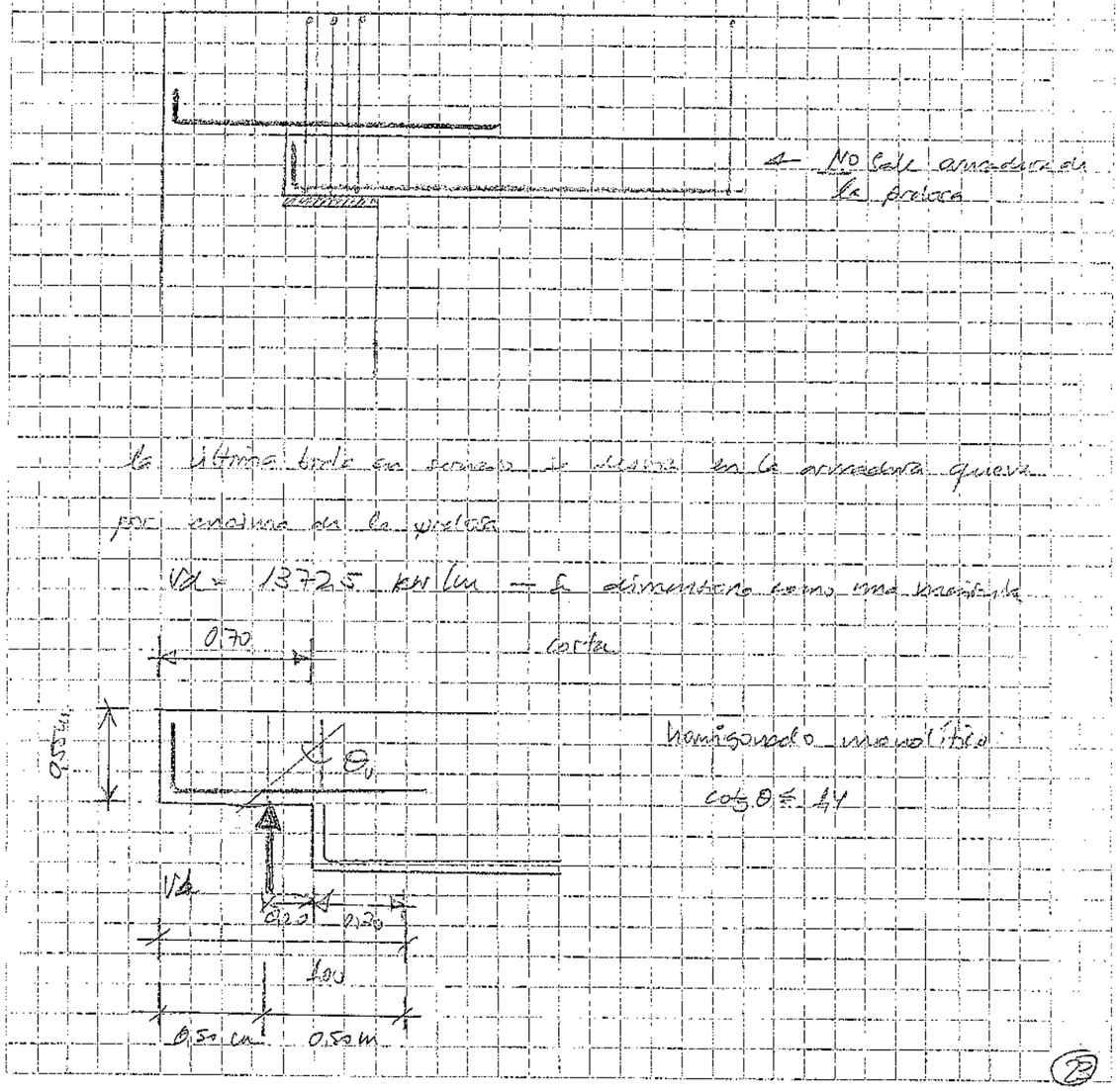
Modificación de la armadura longitudinal en la losa

Cortante a L canto útil $V_d = 1178,06$ KN/m

$T_d = 1178,06$ KN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1178,06 \text{ KN/m}}{434,8 \text{ MPa}}$ $A_s \geq 27,09$ cm²/m

→ 5,52 ϕ25/pml



La última barra en tracción se ancla en la armadura que va por encima de la viga

$V_d = 1372,5$ KN/m → Se dimensiona como una hormigonado monolítico

corte

$\cos\theta \leq 1,4$

Dimensionamiento como hormigonado monolítico

Armadura principal

$T_{1d} = F_{td} \cdot \text{tg}\,\theta - F_{nd} \leq A_s f_{yd}$

$\theta = \arctg\left(\frac{1}{1,40}\right) = 35,5°$

$\theta_u = \arctg \frac{0,25}{0,50} = 26,57°$ → OK, está por debajo en la limitación

$F_{nd} = 105$ KN/m → Máxima fuerza en los pretensados anteriores estudiados hasta ahora

con la cual

$T_{1d} = 1372,5 \cdot \text{tg}\,26,57 + 105 = 791,4$ KN/m

$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{791,4 \text{ KN/m}}{400 \text{ MPa}} = 19,78$ cm²/m

→ 5 ϕ25 pml

Cercos $T_{2d} = 0,20\, F_{td} \leq A_{sc} f_{yd}$

$T_{2d} = 0,20 \cdot 1372,5 = 274,5$ KN/m

$A_{sc} \geq \frac{T_{2d}}{f_{yd}} = \frac{274,5 \cdot 10^{-3}}{400} = 6,86$ cm²/m

A repartir en 2 ramas d ; $d = 0,50$ m

a repartir en 0,33 m → 2 ϕ10/pml

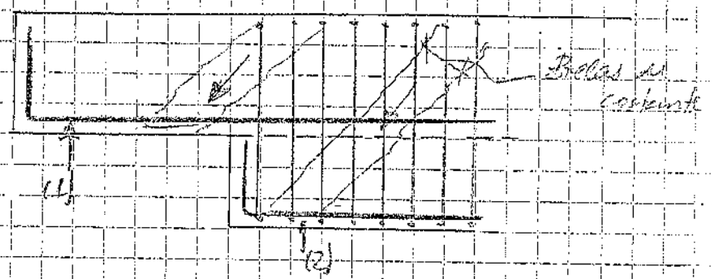
Cam Tunel 18-abr-2003

Longitud de anclaje de 1 Φ25

$l_{b25} = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75 cm \rightarrow l_{b25} = 100 cm$

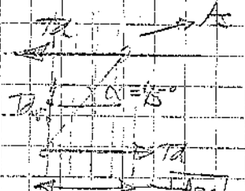
Longitud de anclaje 100 cm

Debe transmitirse la carga de la viga sobre las pilotas a la base en las pilotas



El armado necesario para la armadura transversal para resistir la transmisión en forma de las bandas (1) a las barras (2)

$A_{s(1)} = 24,845 cm^2/m$



$A_{s(2)} \geq A_{s(1)}$ — (OK)

$Td = U = Ac \cdot f_{yd} = 24,845 \cdot (\frac{1}{1,5}) \cdot 400 = 1,067 MN/m$

Todo: $Td \cdot tg 45° = Td = 1,067 MN/m \leq Ase \cdot f_{yd}$

con Co real $Ase = \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{1,067}{400} = 26,68 cm^2/m$

En 1,20 m → 32,02 cm²

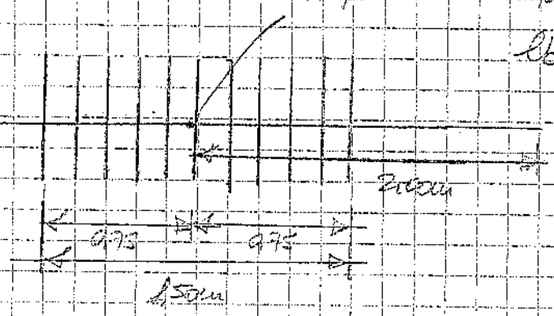
En cada banda de cerco → 16,01 cm²

Se disponen en 1,5 m 3 Φ25 → $l_b = 13 \cdot 100 = 1,30 m$ — Se toma 1,50 m

con Co real 10,67 cm²/m (adicionales al cortante)

Cam Tunel 18-abr-2003

Queda como:



Hay que añadir 10,67 cm²/m en cada banda de cerco

Armadura necesaria por cortante

14,97 cm²/m

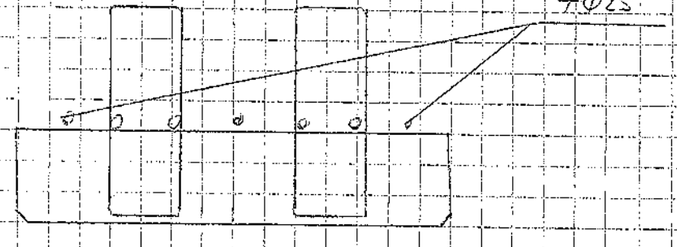
Añadiendo la armadura por rasante:

14,97 + 10,67 = 25,64 cm²/m

→ 4 c Φ16 a 0,15 en el primer 1,50m

Las armaduras para dichos cercos se ponen a rasante, para que sean efectivas a cortante.

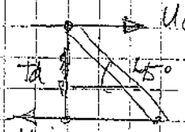
Hay, en 1,20m → 7 Φ25 en cada pantalla



Debe cubrir a rasante la capacidad mecánica de 7 Φ25

$A_c = 34,93 cm^2$

$U = A_c \cdot f_{yd} = 0,2134 MN.$



} la capacidad mecánica de las barras trabajando a las cargas (d) se pasa al intentar subir cargas (d) que es donde se ubican las bielas del cortante

$Td = U \cdot tg\,45° = 0{,}2134 \cdot tg\,45° = 0{,}2134\ MN$

$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0{,}2134\ MN}{400\ MPa} = 5{,}336\ cm^2$

en 1 Solera → $A_s = 3{,}559\ cm^2/m$

Se cubre con $\phi 10\ a\ 0{,}15$ en la cara del muro

Empuntada.

CONDICIÓN ADICIONAL

Tomando el cortante a 1 canto útil contado desde el muro = 2,50m

$V_d = 125{,}125\ KN/m$ Cortante a 2,50m de la cara del apoyo.

$d = 0{,}85m$

$A_s = 4\,\phi 25$ cada 1,20m → $28{,}65\ cm^2/m$

$A_{t/b} = 59{,}22\ cm^2/m$ en 1,20m → $29{,}064\ cm^2/m$

en cada banda de cargas $29{,}532\ cm^2/m$

con lo cual se están disponiendo $26{,}22\ cm^2/m$

Se debe suspender una parte del cortante

$V_d = 1272{,}5\ KN/m$

en 1,2 m → $V_d = 1647\ KN$ por losa

$A_s = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{1.647}{400} = 41{,}175\ cm^2$

en 2 bandas → $20{,}59\ cm^2$ / banda

Se deben doblar 2 c ϕ16

$A_s = 2 \times 5 \times 2{,}011 = 16{,}09\ cm^2$

2 x 2 c ϕ16 — 1 c ϕ16 c 0,15

0,15 0,15 0,6

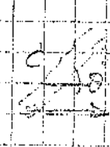
Es entonces preciso que en el empuntado responder todo el cortante

Cau Tunis

18-NOV-2003

Diseño en la última hoja en construcción.

V_d = 20,06 kN/m ← es en el eje de apoyo (con todo seguro)



Tomando $\beta = 45°$ → $T_d = V_d$ = 20,06 kN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{20,06 \cdot 10^{-3}\ MN}{400\ MPa} \leq 0,0265\ cm^2/cm$

En 1,20m → 0,02 · 3 cm²/1 pilar → 6 ϕ12

& reponen 7 ϕ12

Longitud de solape de 1 ϕ12

$l_{b,req} = 1 \cdot 1^2 \cdot 21,6\ cm \cdot \frac{\frac{400}{20}}{20} \cdot 1,2 = 32\ cm$

$l_b = 2l \cdot 1 \cdot 1 \cdot 32cm = 64cm$

Se dejan solapes de 75cm para tener en cuenta que en la base con cualquier no hay traspaso efectivo

Cau Tunis

13-NOV-2003

- CUBIERTA DEL TRAMO DE PRUEBA -

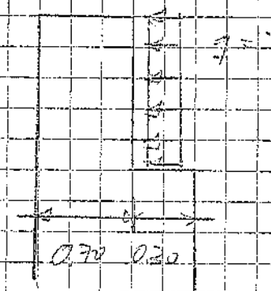
- MURETE DE GUARDA
- VIGA DE ATADO DE LAS PANTALLAS

VIGA DE ATADO Y MURETE DE GUARDA

MURETE DE GUARDA

Axil máximo ⊗ N_{max} = 600 kN/m (en procedimiento PL)

Murete de guarda ⊗ Es el axil máximo en la cubierta (por metro lineal)



$$q = \frac{1,50 \cdot 600}{1,00} = 900\ kN/m^2$$

Recubrimiento mecánico 0,05m

(En el interior, el recubrimiento geométrico puede ser menor)

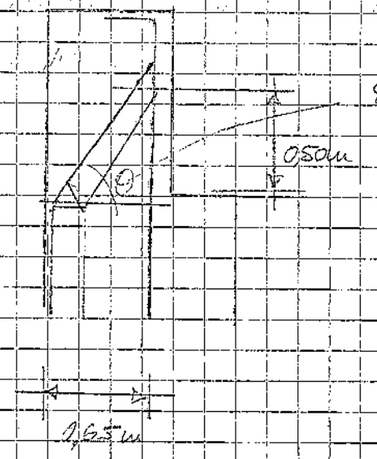
Tramos de bielas y tirantes

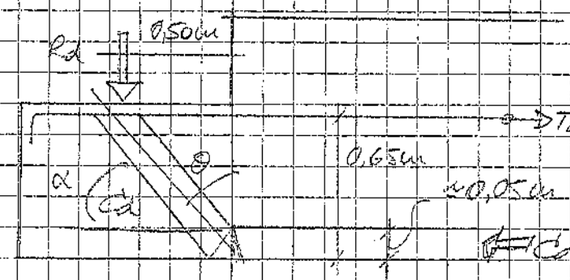
h = 0,70m

l/h = 0,70 > 0,5 → gran canto

l = 1,00m

Canto útil





$$\theta = \arctg \frac{0,5}{0,65 - 0,05} = 39,81°$$

$$Cd \cdot \cos\theta = R_2 = 150 \cdot 600 = 900\ kN$$

$$Cd = \frac{900}{\cos 39,81°} = 1171,54\ kN$$

$$Td = Cd \cdot \sin\theta = 1171,54 \cdot \sin 39,81 = 750,002\ kN$$

$$Td = 0,750\ MN$$

$$A_s = \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0,750}{400} \cdot 10^4\ cm^2/m^2 = 18,75\ cm^2/m$$

→ Φ16 a 0,10

→ 2Φ16 a 0,20 → 20,11 cm²/m → se toma Φ25 a 0,25

→ Φ20 a 0,20 → Φ16 a 0,20 (A_s = 19,6 cm²/m)

Armadura de cortante (tomando el cortante a 1 canto)

V_d = 360 kN/m → A_s = 7,052 cm²/m/m

La capacidad en los cercos debe ser mayor que $T_{2d} = 0,20 \cdot 900\ kN/m$

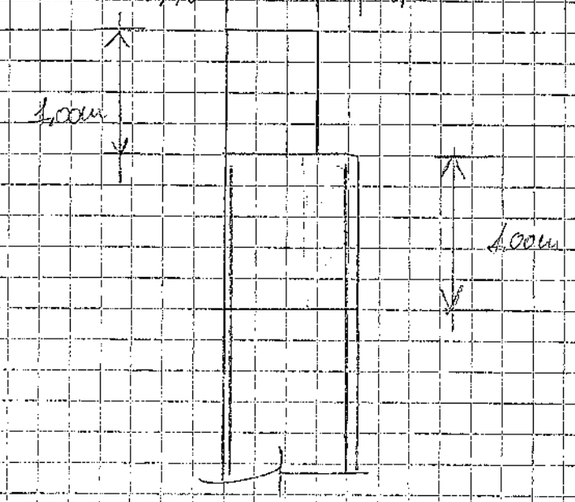
T_{2d} = 180 kN/m

$$A_s \geq \frac{0,18\ MN/m}{400\ MPa} 10^4 = 4,5\ cm^2$$

→ Se disponen 3 ramas Φ10 por metro, en planos a 0,15

Casa Tunis — 10-NOV-2003

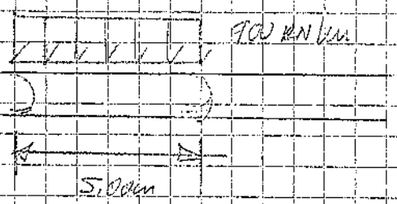
VIGA DE ATADO



base = 1,50m
R = 900 KN/m
M_d = 1350 KN m/m

$A_s \geq 37,87\ cm^2/m$

$A_{s\,unión\ dispuesta} \geq A_{s\,disp}$: cumple



$M_d = \frac{900 \cdot 5^2}{12} = 1875\ KN \cdot m$

$A_s = 56,72\ cm^2 \rightarrow$ 11 Φ25 en cada cara $A_s = 53,99\ cm^2$

V_d = 900 · 1,70 = 1530 KN (contante a 1 canto)

$A_s = 53,99\ cm^2$

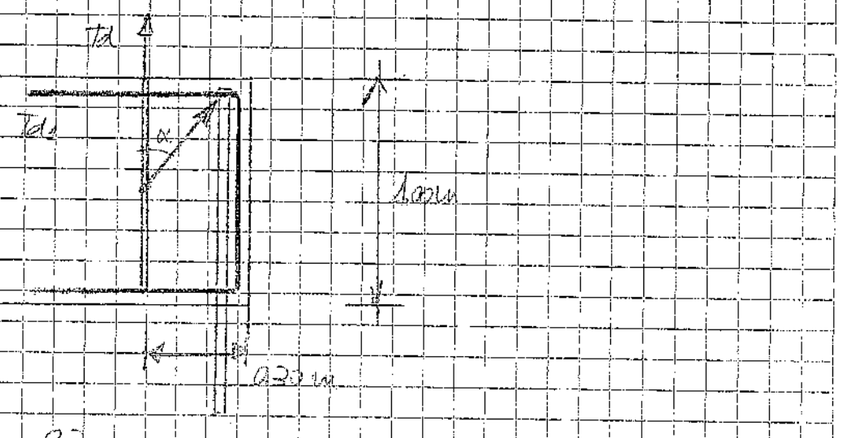
$A_{st} = 35,55\ cm^2/m \rightarrow$
2c Φ16 a 0,20 + 1c Φ25 a 0,25

(13)

Casa Tunis — 10-NOV-2003

Debe transmitirse la capacidad mecánica de la barra que une a la armadura de la pantalla

$T_d = A_s \cdot f_{yd} = 18,75\ cm^2/m \cdot 400\ MPa = 0,75\ MN$



$\alpha = \arctg \frac{0,30}{0,50} = 30,96°$

$T_{d1} = T_d \cdot \sin 30,96° = 0,75 \cdot 0,476 = 0,35 \cdot 2,60 = 0,45\ MN/m$

$A_s = \frac{T_{d1}}{f_{yd}} = 11,25\ cm^2/m \rightarrow$ se cumple de sobra con

1c Φ25 c/ 0,25

2c Φ16 c/ 0,20

Esfuerzo cortante:

La cuantía de las pantallas en la entrada debe ser por lo menos igual a la grande →

V_d = 900 KN/m
V_d = 0,9 MN/m

$A_s = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0,9\ MN/m}{400\ MPa} = 22,5\ cm^2/m$

Se añaden 1 c más a 0,30 2c Φ12 a 0,30
y 2c Φ16 a 0,25 m

(14)

Cau Tunis — 13-Nov-2008

Longitud de anclaje de 1 grupo de 2Ø16

$l_b = 1 \cdot 1.6^2 = 2.56\,m$

$l_b = 13 \cdot 2.56 = 49.92\,cm \rightarrow$ como mínimo 50cm

Asumo mínima cuantía de cuadro

como cuanto $\rho = 3.77\,cm^2$ → 12Ø16

$1 \cdot 0.77\,m^2 \rightarrow A_s = 7.24\,cm^2 \rightarrow$ 2.Ø12 + muy alto la disposición para mucho

Cau Tunis — 14-Enero-2009

- MODIFICACIONES PATRÓN DE ARMADO DE LA VIGA DE ATADO -

a) Armaduras ⊕ ☐

Se plantea la posibilidad de retirar la pata de la barra vertical interna

Longitud de anclaje $l_{b_I} = m \cdot \phi^2 = 15 \cdot 2.5^2 = 93.75\,cm^2$

como se dispone de 1.00m de espacio →

→ PUEDE SUPRIMIRSE LA PATILLA.

b) Longitudes de solapo ultimas de las barras 6 cuando se agrupan de 2 en 2

$l_s = \alpha \cdot l_b$

$l_{b\,neta} = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{As}{As\,real} = 15 \cdot 2.5^2 \cdot \frac{5.7}{5.4} = 89.76\,cm$

Solapando todas las barras en la misma sección → $\alpha = 2.0$

con lo cual la longitud de solapo es

$l_s = 2.0 \cdot 89.76 = 179.51\,cm$

Si se agrupan las barras de 2 en 2, la longitud de solapo se aumentara en $l_s^* = 1.3 \cdot l_s$

$l_s^* = 1.3 \cdot 179.51 = 233\,cm$

→ longitud de solapo de las Ø25 agrupadas de 2 en 2

$l_s = 235\,cm$

Cálculos Tramo 1

PK. 706 + 689.00 a 707 + 990.71

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 PRUEBAS. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS "P2" Y "P3"

PANTALLAS, CUBIERTA, VIGA DE RAMPA Y PANTALLA DE CIERRE.

DESDE P.K: 706+689 HASTA P.K: 706+990,71

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 6 de mayo de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO DE PRUEBAS
PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS "P2" y "P3".

PANTALLAS, CUBIERTA, VIGA DE RAMPA Y PANTALLA DE CIERRE.
DESDE P.K: 706+689 HASTA P.K: 706+990,71

ADENDA 1

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis, en el tramo que se ha venido a denominar "TRAMO DE PRUEBAS", por ser el tramo en el que se plantean diferentes procedimientos de excavación interior entre pantallas.

La sección transversal del Falso Túnel se compone de pantallas laterales + losa de cubierta + contrabóveda de fondo.

Dicho tramo discurre entre los PK: 706+689 y 706+990.71 de la traza, con una rasante ascendente y un trazado en planta sobre diferentes alineaciones curvas. Este tramo se encuentra en el punto bajo del trazado (cotas mínimas de carril) y es donde se alcanzan las máximas profundidades de excavación interior.

Para facilitar el paso bajo un colector de aguas negras encontrado en fase de ejecución, en el PK 707+460 de la traza, aproximadamente, se modificó la rasante del Falso Túnel. En este documento se recogen las modificaciones correspondientes a la nueva rasante.

Para el dimensionamiento y verificación de las pantallas se han tenido en cuenta las limitaciones de clava mínima y máxima de las pantallas en orden a evitar problemas de sifonamiento y de contaminación del acuífero. Asimismo, se han tenido en cuenta las presiones de agua descritas en el informe: "ESTUDIO DE LA HIDROGEOLOGÍA DEL TRAMO L'HOSPITALET-CAN TUNIS DE LA L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA" de enero de 2004. desarrollado por D. J. Carrera.

La losa de cubierta se ejecuta a base de prelosas prefabricadas en obra y una losa de compresión "in situ". 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 1.00m (0.45m de prelosa + 0.55m de losa de compresión "in situ") en hormigón armado.

Se desarrollan en este documento los procedimientos constructivos conocidos como "Procedimiento P2" (*) y "Procedimiento P3", cuya descripción se detalla a continuación.

Existe un tramo en el que se excava el interior del Falso Túnel con el denominado Procedimiento de Proyecto (*), cuya descripción y nota de cálculo puede consultarse en los documentos del Proyecto de Construcción de la Plataforma de la Línea de Alta Velocidad Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Hospitalet – Can Tunis, desarrollado por la U.T.E: ESTEYCO, CICSA, ICYFSA, en junio de 2002.

- *Procedimiento Constructivo P2* (excavación con un nivel de puntales intermedios provisionales):

  - Excavación hasta plataforma de trabajo
  - Ejecución de las pantallas hasta la cota z=-28.0m.
  - Achique de agua entre pantallas hasta estado de construcción (se mantiene el Nivel Freático 1.0m por debajo de la cota de máxima excavación interior del Falso Túnel, aproximadamente)
  - Descabezado de las pantallas a la cota z=-1.20m y ejecución de la viga de atado.
  - Primera excavación intermedia, en voladizo y a cielo abierto, hasta la cota z = -2.50m.
  - Ejecución de la cubierta a base de prelosas prefabricadas en obra y losa de compresión "in situ".
  - Segunda excavación intermedia, bajo cubierta, hasta la cota z=-6.0m.
  - Disposición de un nivel de puntales provisionales a la cota z=-5.0m.
  - Excavación hasta la cota de máxima excavación (C.M.E.) interior del Falso Túnel ($z \geq -10.68$m).
  - Relleno con zahorras, extensión del hormigón de limpieza y nivelación y ejecución de la contrabóveda.
  - Retirada de los puntales provisionales.
  - Final del achique de agua entre pantallas.
  - Relleno de tierras sobre cubierta y en trasdoses hasta reposición del terreno natural.
  - Acabados interiores del Falso Túnel.

(*) El "Procedimiento Constructivo P2" es básicamente igual al definido en el Proyecto Original (Procedimiento de Proyecto), con la única salvedad de que el nivel superior de puntales provisionales que se define en el Proyecto Original se sustituye por la propia cubierta del Falso Túnel, agilizándose así la excavación interior.

- *Procedimiento Constructivo P3* (excavación por bataches contraapeados):

  - Excavación hasta plataforma de trabajo
  - Ejecución de las pantallas hasta la cota z=-28.0m.

- Achique de agua entre pantallas hasta estado de construcción (se mantiene el Nivel Freático 1.0m por debajo de la cota de máxima excavación interior del Falso Túnel, aproximadamente)
- Descabezado de las pantallas a la cota z=-1.20m y ejecución de la viga de atado.
- Primera excavación intermedia, en voladizo y a cielo abierto, hasta la cota z = -2.50m.
- Ejecución de la cubierta a base de prelosas prefabricadas en obra y losa de compresión "in situ".
- Segunda excavación intermedia, bajo cubierta, hasta la cota z=-8.68m.
- Excavación hasta la C.M.E. ($z \geq -10.68$m) por bataches contrapeados. Se excava hasta C.M.E. en un tramo de unos 5.0m (#), manteniendo el terreno sin excavar en las secciones anteriores y posteriores.
- Relleno con zahorras, extensión del hormigón de limpieza y nivelación y ejecución de la contrabóveda en los tramos previamente excavados.
- Repetición de las dos operaciones anteriores en los tramos aún no excavados.
- Final del achique de agua entre pantallas.
- Relleno de tierras sobre cubierta y en trasdoses hasta reposición del terreno natural.
- Acabados interiores del Falso Túnel.

(#) Los tramos de excavación hasta CME tendrán su comienzo y final en los puntos medios de los bataches a los que afecten.

Los procedimientos constructivos P2 y P3 pueden consultarse con detalle en el apartado Planos de este Documento.

En ambos casos, para favorecer la ventilación interior durante las operaciones de excavación y facilitar la introducción de materiales a la hora de ejecutar la contrabóveda, se dejarán unos huecos en la losa de cubierta, correspondientes a la anchura de una prelosa (1.20m). Una vez excavado por completo el interior del Falso Túnel y ejecutada la contrabóveda, se dispondrán las prelosas en los huecos de ventilación e introducción del material y se hormigonará el tramo de cubierta restante.

Para la excavación interior del Falso Túnel se dejará una rampa de acceso a cielo abierto, entre los PK:706+689 y 706+785.5 (aproximadamente). Para ello, la cubierta se interrumpe, de manera temporal, entre el PK 706+689 y el 706+740, donde debe dejarse el gálibo mínimo para la entrada de camiones y maquinaria al interior del Falso Túnel.

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, sobre la que puedan apoyarse la pantallas de manera temporal hasta el momento de ejecutar 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. El tramo de cubierta especial es idéntico en geometría al resto de la cubierta del Tramo de Pruebas (prelosa de 0.45m + losa de compresión "in situ" de 0.55m) pero cuenta con las armaduras especificas que permiten materializar en empotramiento de la Viga de Rampa.

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).

En el PK: 706+689 se dispone una pantalla transversal de cierre. Dicha pantalla transversal de cierre se demolerá al tiempo que se retira la rampa de entrada al Falso Túnel, admitiéndose desniveles máximos de 3.0m de altura de tierras entre caras de la pantalla de cierre durante el proceso de excavación.

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.

Está prevista la ejecución de una balsa de decantación de CLABSA, que se superpone en planta a la Traza del Falso Túnel. Dicha balsa de decantación no tiene influencia en la geometría del Falso Túnel ni condiciona su ejecución.

2.2 TERRENO.

Todos los parámetros que intervienen en el cálculo de esfuerzos y movimientos de las pantallas son los mismos que se detallan a continuación y 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.

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=+0.50m.

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 definidas por en el informe en su informe: "ESTUDIO DE LA HIDROGEOLOGÍA DEL TRAMO L'HOSPITALET-CAN TUNIS DE LA L.A.V. MADRID-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA" de enero de 2004. 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.

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.

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 para los Procedimientos Constructivos P2 y P3 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.

Para el procedimiento constructivo descrito con anterioridad 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 6 de mayo de 2005

Cau Tunis 17-NOV-2003

- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2 -

PRESIONES DE AGUA S/ J. CARRERA CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE TODA EXCAVACIÓN.

Cau Tunis 17-NOV-2003

TRAMO DE PRUEBA PK 706,680 a 706,980

Procedimiento constructivo P2 con las presiones de agua definidas por J. CARRERA pero con achique total previo a toda excavación

FASE 1: Avance P2 HH, IR2

FASE 2: Achique total hasta cota def

FASE 3: Excavación en voladizo

FASE 4: Ejecución anillo y excavación hasta z = -6,40m

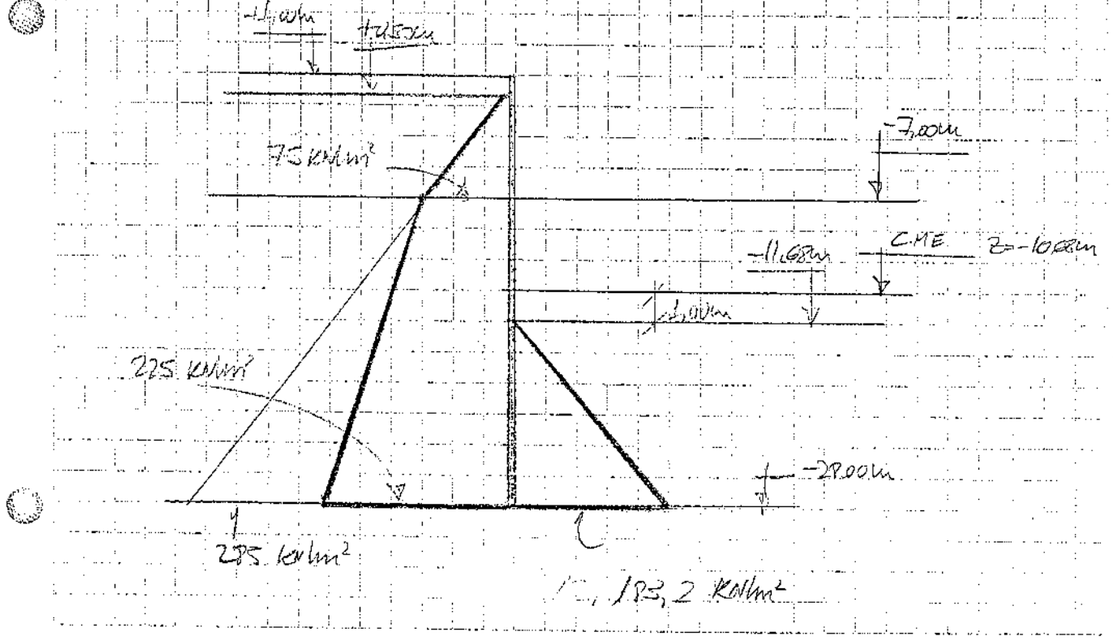
FASE 5: Puntal provisional con 2 - 5 UPN y excavación hasta CME

FASE 6: Ejecución solera y retirada del puntal provisional

FASE 7: Relleno en el trasdós

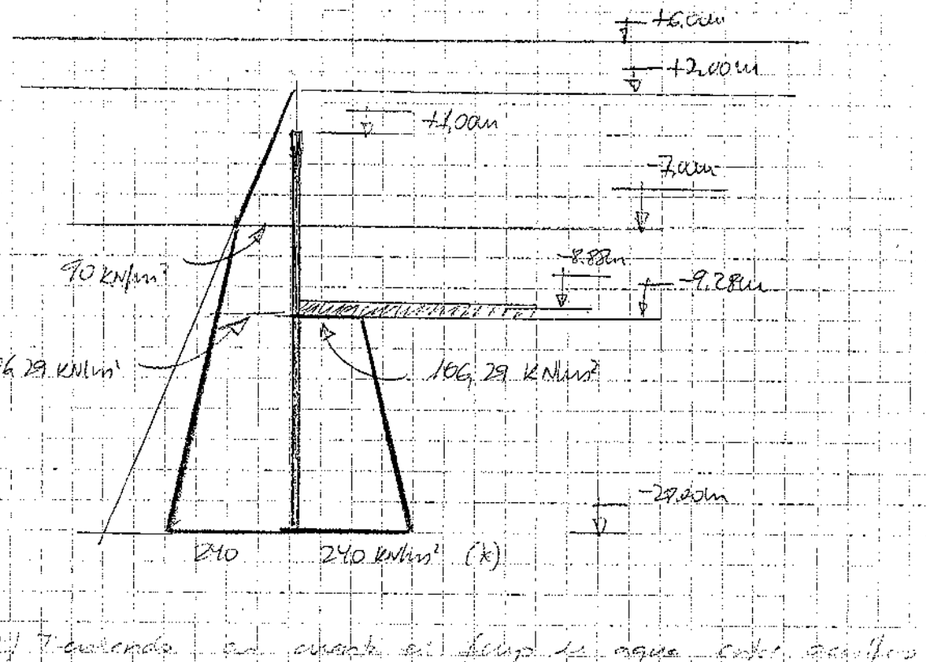
FASE 8: Subida de NT en el sobre definitivo

NIVEL FREÁTICO CONSIDERADO EN TODAS LAS FASES INTERMEDIAS



Can Tunis 17-nov-2003

En el estado definitivo (cuando ya no hay flujo de tracas a entradas por haber finalizado el dicrejo)



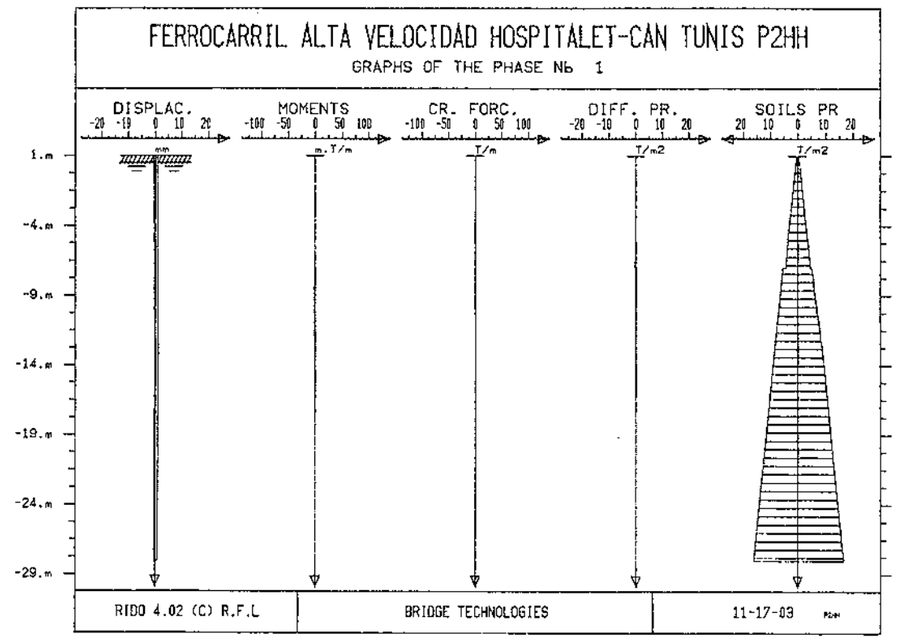
(*) Teniendo en cuenta el flujo de agua entre pantallas superior y cuneta inferior

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2HH  *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -5.00 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
1.0
-28 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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) 1
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 14 1.0
SUB(1,1) 1 14 15 2.0
SUB(1,1) 1 15 16 4.0
SUB(1,1) 1 16 17 6.0
SUB(1,1) 1 17 18 8.0
SUB(1,1) 1 18 19 10.0
SUB(1,1) 1 19 35 11.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.5
CAL
* ETAPA 3: EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACIN HASTA -6.00
STR 0.30 1.0 0.0 0.0 454400
EXC(2) -6.00
CAL
* ETAPA 4: PUNTAL EN -5.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.0 1.0 0.0 0.0 24400.0
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 5: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1 0 0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 6: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 1 0 35 11.0
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
```

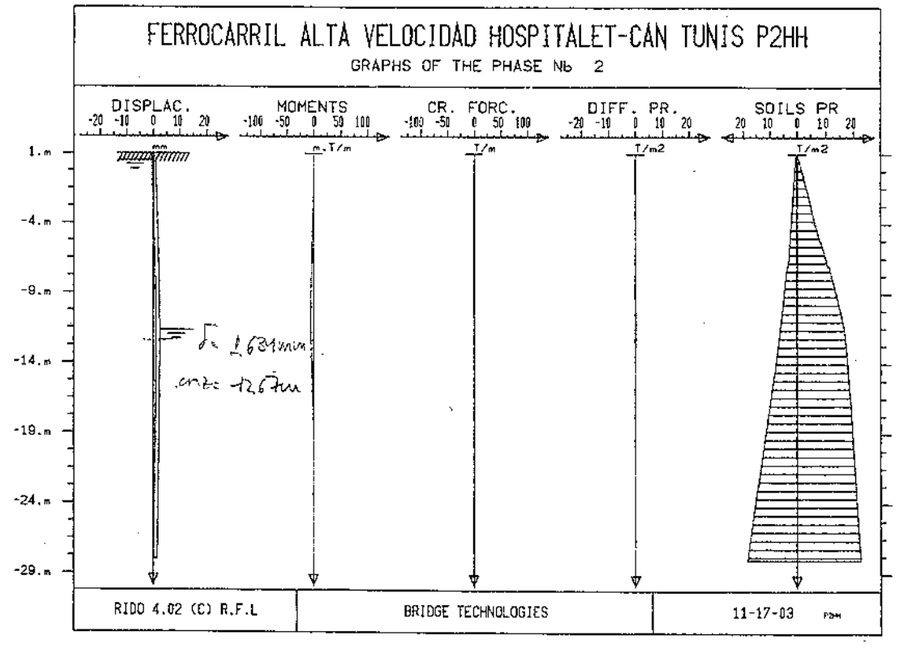
```
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.55 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON LAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA. CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE TODA EXCAVACIÓN.

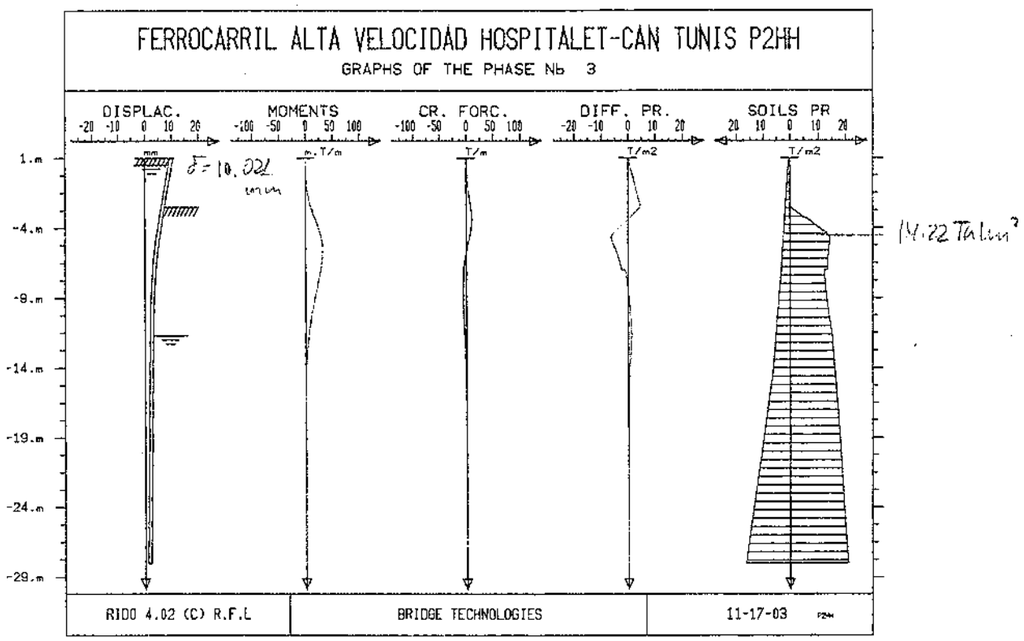
ESTADO PREVIO:



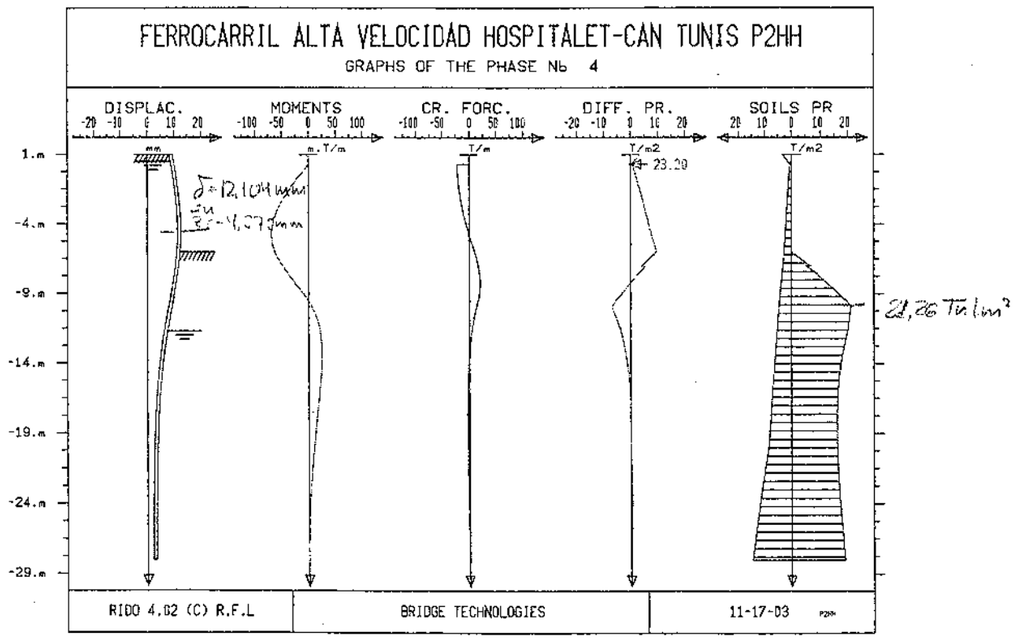
ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO:



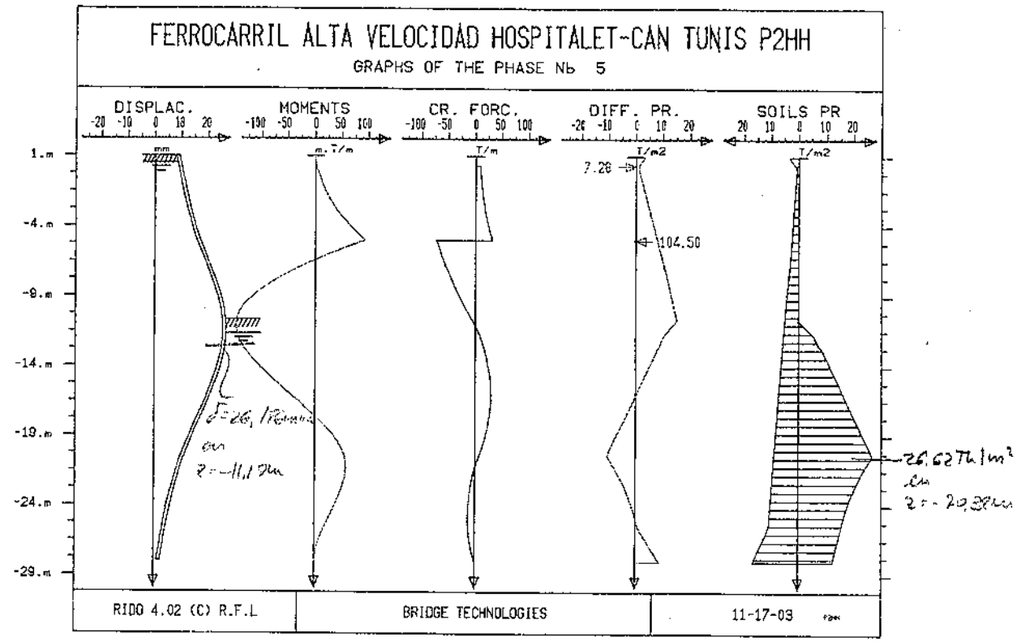
EXCAVACIÓN EN VOLADIZO:



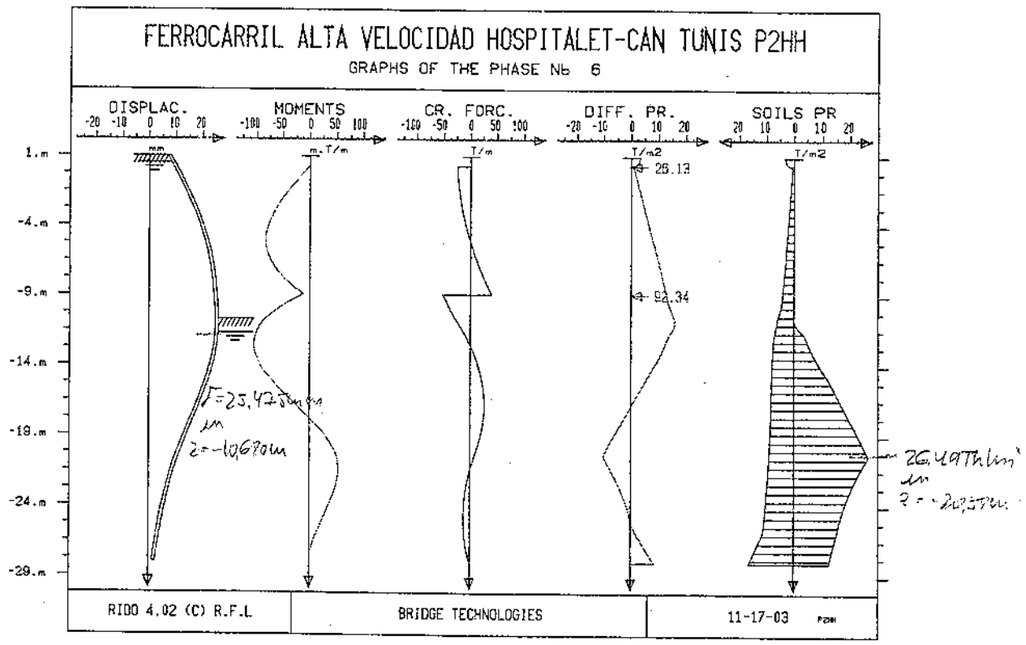
EJECUCIÓN DE CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.00m



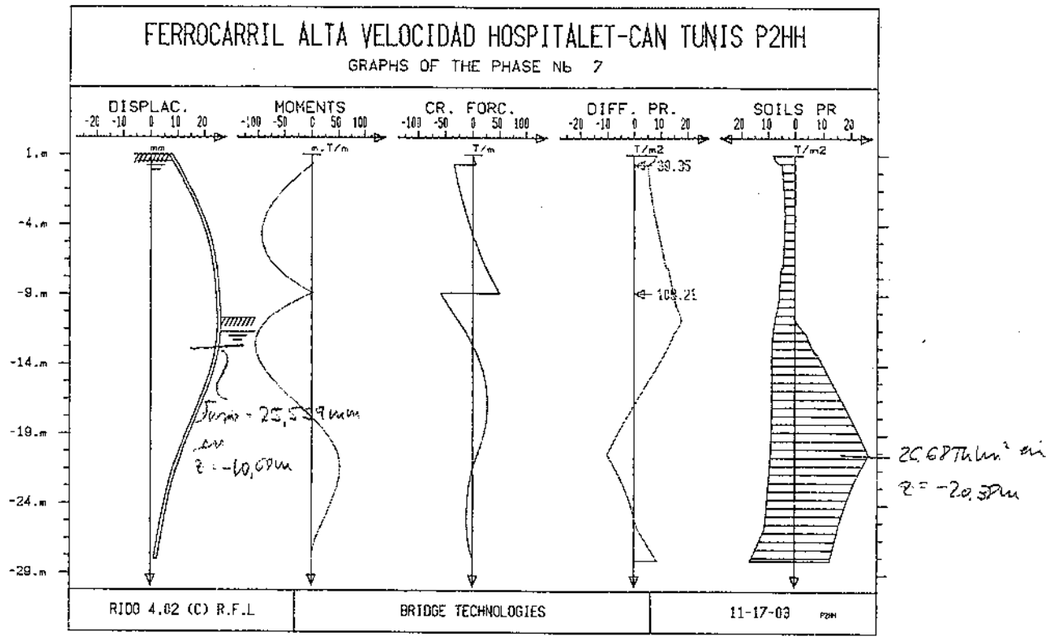
PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-5.00m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



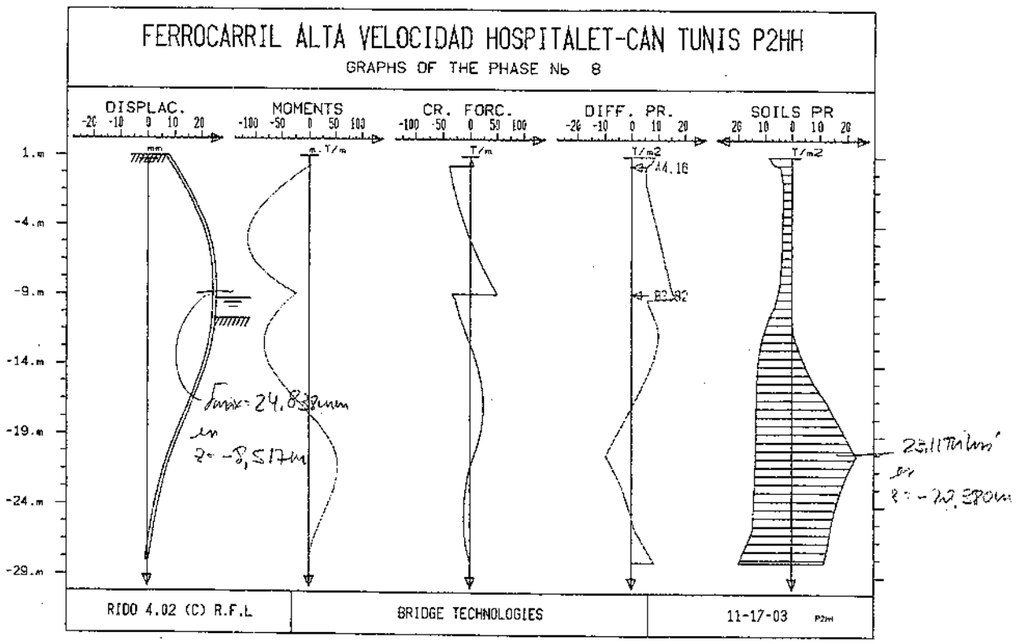
EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



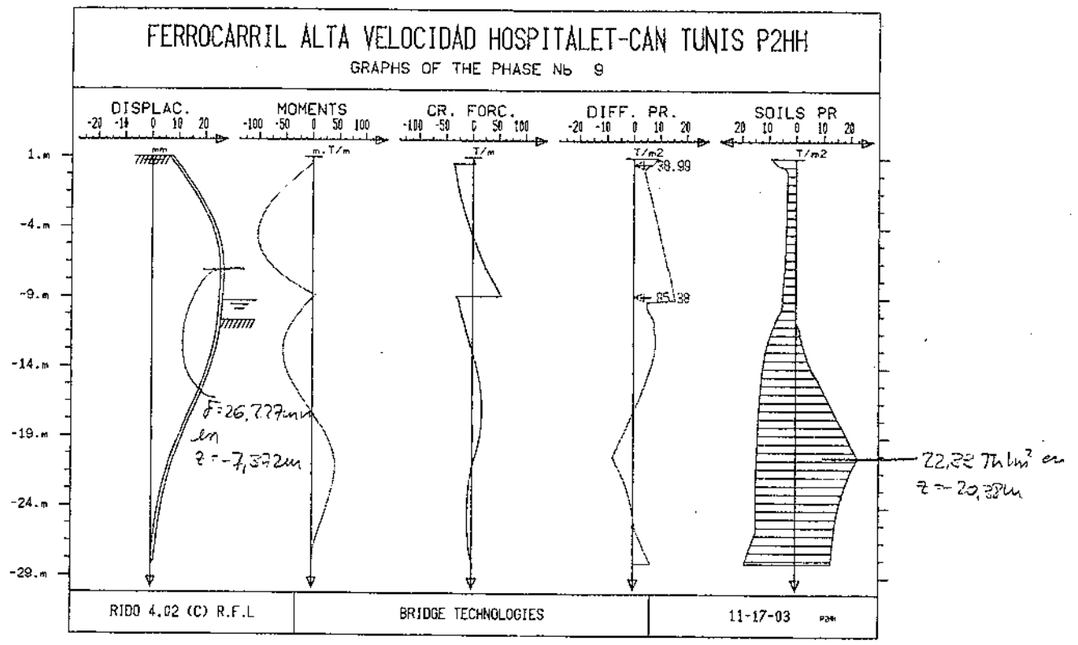
RELLENO EN TRASDÓS:



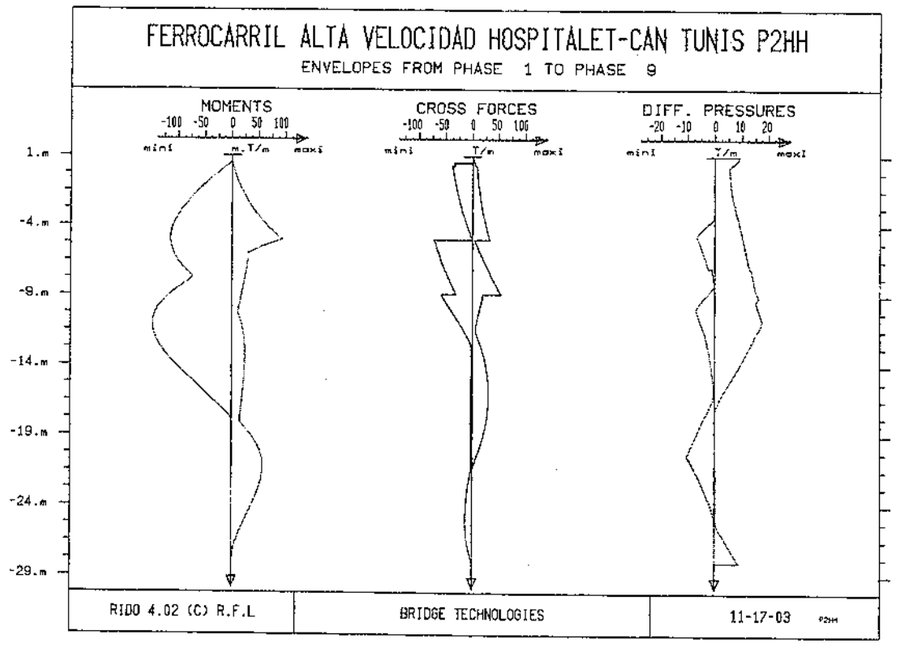
CAMBIO DEL NF:



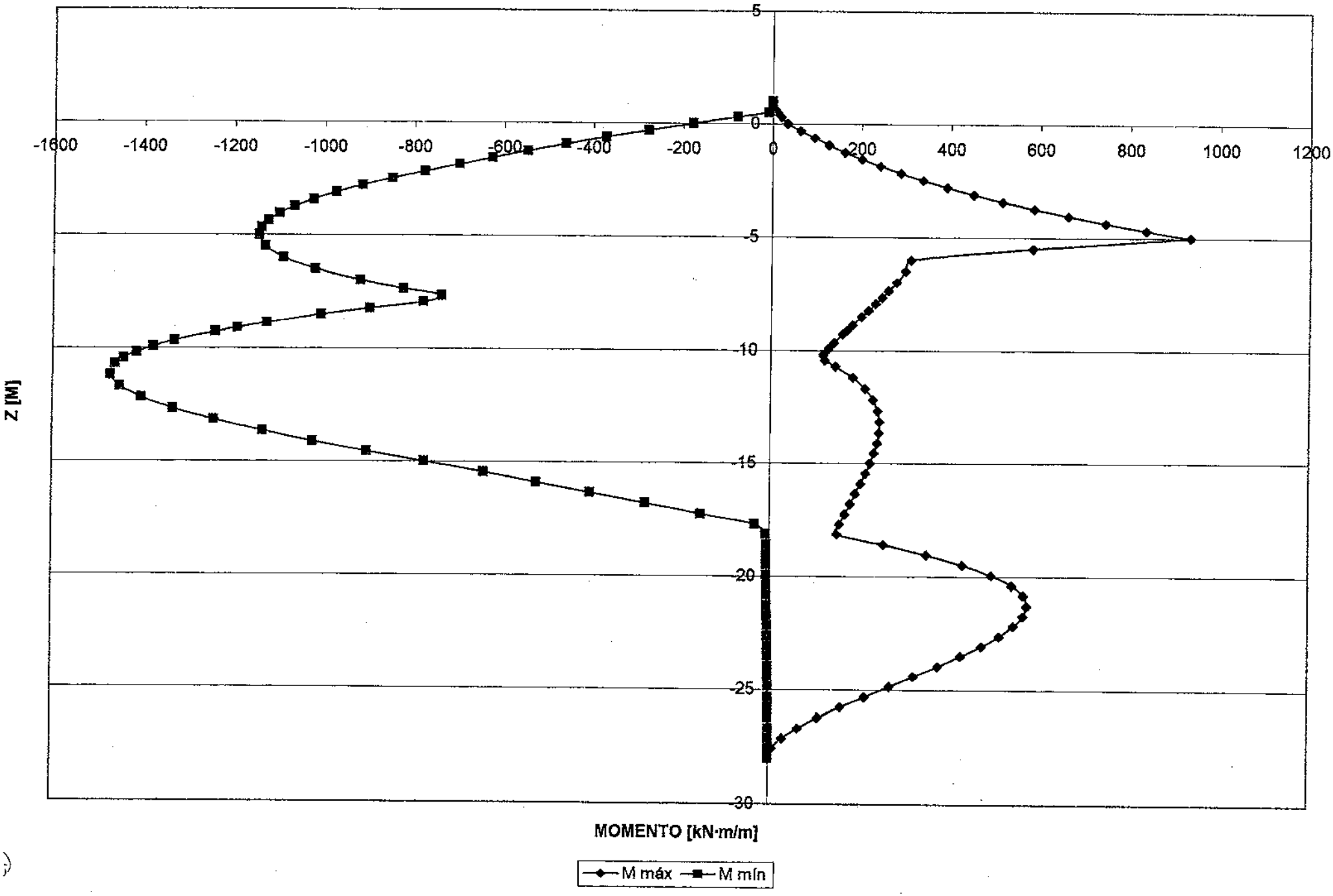
FLUENCIA:



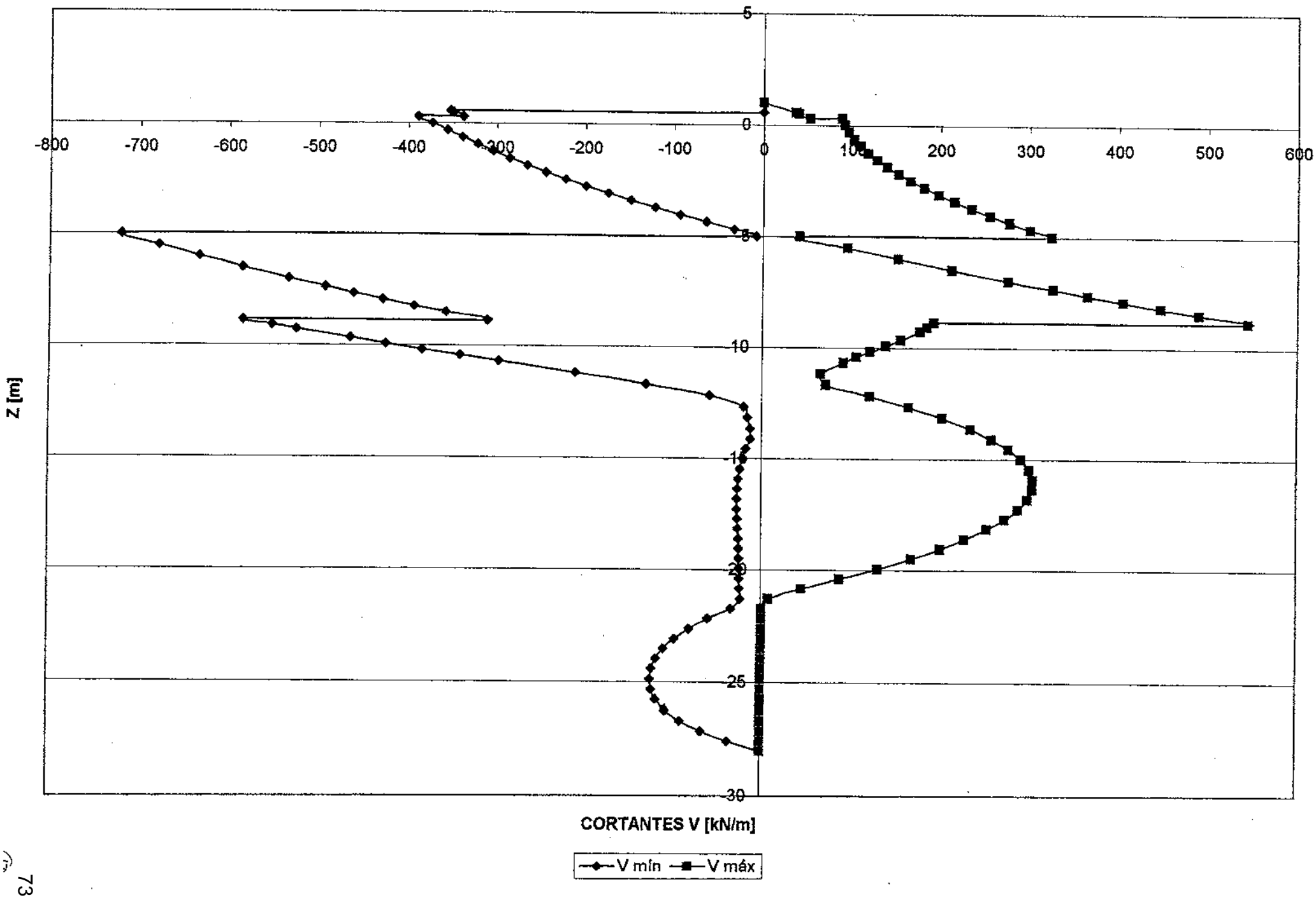
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



ENV ENTE DE MOMENTOS FLECTORES



ENVOLVENTE DE CORTANTES



NOTAS DE ARMADO

INTRADÓS

Momento máximo M_K = 1472,55 kN·m/m

M_d = 2208,82 kN·m/m

Recubrimiento mecánico considerado r = 0,12m (2 capas de armadura y
recubrimiento geométrico de 0,07m)

$A_s \geq$ 68,66 cm²/m → 343,3 cm²/batache

Se disponen 21 ϕ32 + 20 ϕ25 ó 25 ϕ32 + 30 ϕ25

Cuantía mínima EHE

Cuantía geométrica mínima (caso canto) ρ = 0,9 %

$A_s \geq$ 9 cm²/m → $A_s \geq$ 45 cm²/batache → 10 ϕ25 ó 15 ϕ20

Cuantía mínima por cantos entre capas de flexión

$A_s \geq 0,04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot 0,04 \cdot 1m \cdot 1m \cdot \frac{75/1,5}{500/1,15} = 15,33$ cm²/m

→ 16 ϕ25 /batache como mínimo

2º pilar M_K = 1145,17 kN·m/m

$M_d = 1,5 M_K$ = 1717,76 kN·m/m

$A_s \geq$ 51,67 cm²/m → $A_s \geq$ 258,35 cm²/batache

→ 53 ϕ25

en z = -17,00m M_K = 277,5 kN·m/m (calculado según en realidad es menor)

$M_d = 1,5 M_K$ = 416,25 kN·m/m

$A_s \geq$ 11,37 cm²/m → $A_s \geq$ 56,85 cm²/batache → 12 ϕ25 + cuantía mínima

Momento último con 16 ϕ25 /batache

A_s = 32,54 cm²/batache

x = 15,2 cm/m

$U = A_s \cdot f_{yd}$ = 0,6720 MN

$C = U = 0,85 f_{cd} b y \rightarrow y$ = 0,0482 m ($x = \frac{y}{0,8}$ = 0,0603m = 0,069 d)

$z = d - y/2$ = 0,2741m

$M_u = 2 \cdot U$ = 0,6 · 0,2741 = 0,5778 MN·m/m

M_u = 577,8 kN·m/m

En valores característicos

M_{uk} = 425,17 kN·m/m

A partir de $M_K \leq$ 385,17 kN·m/m por encima de z = -16,79 m

A partir de este punto — anclaje + decalage + cuantía de
porcionamiento las barras llegan hasta z = 19,29 − 19,50 m

A partir de este punto es suficiente con que continúen
16 ϕ25

Momento último con 30 ϕ25

A_s = 147,77 cm²/batache ; A_s = 29,454 cm²/m

$U = A_s \cdot f_{yd}$ = 1,2807 MN/m

$C = 0,85\ f_{cd}\ b\ y \rightarrow y = 0,0904$ m

$z = d - y/2 = 1,018 - \frac{0,0904}{2} = 0,825$ m

$M_u = U \cdot z = 1,2807 \cdot 0,825 = 1,0563$ MN·m/m

M_u = 1056,29 KN·m/m

En valores característicos $M_{u,k}$ = 704,19 KN·m/m

A partir de este punto hace falta el refuerzo inicial 25 ϕ32

Si tiene $M_{x,k} \geq 700$ KN·m/m a partir de z = -15,5 m hacia abajo. A partir de este pto. anclaje + decalaje + Efecto pasadores

+ z = -15,5 - 1,5 - 1,00 - 0,50 = -18,5 m

Si llevan las barras hasta z = -19,00 m (se dejan como arriba (ϕ24) hasta z = 20,0 m)

TRASDOS

Pico de momento $M_{x,k}$ = 935,7 KN·m/m

$M_d = 1,5 \cdot M_{x,k}$ = 1403,55 KN·m/m

$A_s \geq$ 41,15 cm²/m → 205,75 cm² / batache

→ 42 ϕ25

Se ponen 20 ϕ25 corridos en toda la altura y se hacen refuerzos locales en el pico de momentos negativos con el puntal provisional y en el máximo que hay por debajo de la CME

Momento último con 20 ϕ25

A_s = 98,12 cm²/batache — A_s = 19,624 cm²/m

$U = A_s \cdot f_{yd}$ = 0,85277 MN/m

$C = U = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,06027$ m

$z = d - y/2 = 2,0 - 0,13 - \frac{0,06027}{2} = 0,8299$ m

$M_u = U \cdot z = 0,85277 \cdot 0,8299 = 0,7077$ MN·m/m

M_u = 707,05 KN·m/m

En valores característicos $M_{u,k}$ = 478,04 KN·m/m

Hace falta el refuerzo a partir de z = -3,000 hacia arriba y z = -5,75 hacia abajo

a partir de estos puntos anclaje + decalaje + efecto de pasadores

-30 + 100 + 100 + 75 = -05 → se llevan las barras hasta arriba

-5,75 + 1,00 - 1,00 - 0,5 = -8,25 → se llevan las barras hasta -9,00 m

(se dejan en -10,00 m como en ϕ24)

así también son útiles debido al apoyo de la contabovedilla

Por debajo de cota

a 1 tiene $M_{u,R} = 478$ KN.m/m

a 2 tiene $M_{uK} = 479$ KN.m/m

en z = -19.50m y superiores

en z = -23.09m e inferiores

a partir de este punto — anclaje + decalaje + long de posicionamiento

las barras deben llegar hasta z = -17.80m y hasta z = -25.8m

Hace falta un refuerzo de:

M_K 576 KN.m/m

$M_d = 1.50 \cdot 576 = 864$ KN.m/m

$A_s \geq 24.40$ cm²/m → $A_s \geq 1.22$ cm²/bataclo

→ 2 5 Φ25 — Hay faltan con refuerzo de 5Φ25

Se lleva el refuerzo hasta z = -26.0m

Se toma un refuerzo de 8 Φ20

NOTAS DE ARMADO:

INTRADOS

- Pico de momento: $M_K = 1472.55$ KN.m/m

$M_d = 2208.83$ KN.m/m

Dimensionamiento con programa B-402 (r = 0.15m)

$A_s \geq 70.50$ cm²/m

En 5.0m de batada $A_s \geq 352.5$ cm² ← 25Φ32 + 8 / Φ25

($A_{s,disp} = 70.65$ cm²/m)

$A_{s,disp}$ $M_u = 2278.04$ KN.m/m ($C_{SA} = 1.03$)

$X = 0.319d$ ← Falla dúctil. Falla por el hormigón con el acero plastificado $\varepsilon_s > 2\varepsilon_y$

- Momento último con 31 Φ25

$A_s = 30.4358$ cm²/m

$M_{ult} = 1115.97$ KN.m/m

$M_{u,K} = 743.97$ KN.m/m

Se tiene $M_K \leq 740$ KN.m/m para z ≤ -15.50m, a partir de este pto — anclaje + decalaje de los Φ32 del refuerzo que salen. Lugar teórico $z = -15.5 - 1.50 - 1.0 - 0.8 = 18.50$m (b d E)

- 2º pico de momento

$M_K = 1145.17$ KN.m/m

$M_d = 1717.76$ KN.m/m

$A_s \geq 54.28$ cm²/m

En un bataclo de 5.0m $A_s \geq 271.15$ cm²

Se cubre con 31 ϕ25 + 25 ϕ25

TRAMOS

- Pico de momento m_k = 933,7 KN.m/m

m_d = 1400,6 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC (l = 0,15m = Cantoniera mínima)

A_s = 42,29 cm²/m

En un tramo de 5m A_s = 211,45 cm² → 30ϕ25 + 15ϕ25

- Momento último con 25 ϕ25

A_s = 24,545 cm²/m

m_m = 709,62 KN.m/m

m_{mk} = 606,41 KN.m/m ← En valor característico

Se tiene m_k = 605 KN.m/m para z = -5,50m, a partir de este pto andaje + anclaje del refuerzo, que debe llegar hasta

z = -5,50 - 1,0 - 1,0 - 0,5 = -8,00m

(b) d E

ELU CORTANTE

En el pantalla provisional — fracionando el trasdós

A_s = 206,18 cm²/m/m → 41,236 cm²/m

V_k = 720,01 KN/m

V_d = 1080,02 KN/m

A_{sw} = 26,18 cm²/m/m/m → en todo el batache A_{sw} = 132,9 cm²/m

con 10 ramas ϕ16 hay dispuesto 134,10 cm²/m (OK!)

↑ a 0,15

En el resto

V_k = 582,71 KN/m

V_d = 1,5 V_k = 875,57 KN/m

A_s = 20 ϕ25 ← del lado seguro en las zonas de empotramiento donde hay una armadura

A_s = 19,636 cm²/m

A_{sw} = 20,98 cm²/m/m/m — en todo el batache A_{sw} = 104,9 cm²/m

con 8 ramas ϕ16 hay dispuesto 107,25 cm²/m (OK!)

desde -10,00 m hacia abajo

V_k = 423,5 KN/m

V_d = 1,5 V_k = 1,5 · 423,5 = 635,25 KN/m

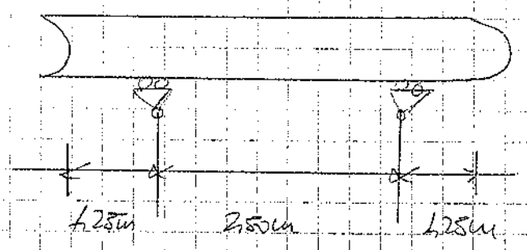
A_{sw} = 13,30 cm²/m/m/m — en todo el batache A_{sw} = 66,5 cm²/m

con 5 ramas ϕ12 + 2 ramas ϕ16 hay dispuesto

57,13 cm²/m (OK!)

Can Tunis 18-NOV-2003

Flexion transversal en la zona de puntales



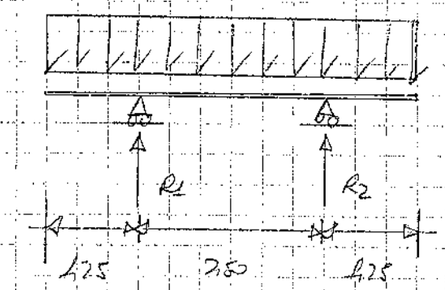
$R_{max} = 10,50 \text{ Tn/m} = 10,5 \text{ KN/m}$

en 2,50m → 26,25 KN/puntal Se toman 2700 KN/puntal

$R_d = 10,5 \times 1,50 \times 2,80m = 8918,75 \text{ KN/puntal}$

$R_{d,total} = 7837,5 \text{ KN/batache}$

Se reparte en 5,00 m y en 1,50m de alto → 10,5 KN/m²



$q_d = 1050 \text{ KN/m}^2$

$R_1 R_2 = 8937,5 \text{ KN/puntal}$

$M_d = 1050 \cdot 1,25 \frac{1,25}{2} = 820,31 \text{ KNm/m}$

Dimensionamiento → $A_s = 21,69 \text{ cm}^2/\text{m}$ → 7 ϕ 20 / pml

hay dos puestas 12,41 cm²/m

→ Cambiar los ceros perimetrales de ϕ16 a 0,20

1c perimetral ϕ20 a 0,15 — $A_s = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Teniendo en cuenta que se va a extender más en altura se le da 6 vueltas

(17)

Can Tunis 24-NOV-2003

PUNZONAMIENTO

Carga máxima del puntal: $N_k = 104,5 \text{ Tn/m} = 10,45 \text{ KN/m}$

en 2,50m

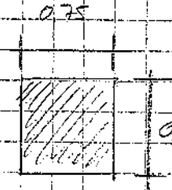
$N_k = 26,25 \text{ KN/puntal}$

$N_d = 1,50 N_k = 8918,75 \text{ KN/puntal}$

$N_d = 9000 \text{ KN/puntal}$

Placa de apoyo cada maderero:

0,75 x 0,75



Perímetro crítico

$d = 0,88m$

$2d = 1,76m$

$u_1 = 2 \times 0,75 + 4 \times 0,9150 + \frac{1}{2} 2,80 \cdot 47 = 7,0653m$ (ver dibujo adjunto)

$\tau_d = \frac{9000}{7,0653 \cdot 0,88} = 43,35 \text{ KN/m}^2 = 0,043 \text{ MPa}$

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

- Cuantía geométrica en la armadura longitudinal de la losa

En vertical

Interior 32 ϕ25 + 2 ϕ25 = 58 ϕ25 ; $A_s = 260,177 \text{ cm}^2$/batache

Tesdá 20 ϕ25 + 20 ϕ25 = 42 ϕ25 ; $A_s = 206,48 \text{ cm}^2$/batache

En horizontal

ϕ20 a 0,15 $A_s = 20,95 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

(18)

En vertical $A_s = 52,035 \text{ cm}^2/\text{m}$
$A_s = 41,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ } $A_s = 93,271 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\rho_v = \frac{A_s}{A_c} = \frac{93,271 \text{ cm}^2/\text{m}}{10^4 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0,0093271$$

En horizontal: Lc pantalla principal Φ20 a 0,15 en 3,00m +
(en 3d a cada lado del soporte) Lc perimetral Φ16 c 0,15 en resto (0

$$A_c = 3,00 \cdot 2 \cdot 3,142 \text{ cm}^2/0,15\text{m} + 3,00 \cdot 2 \cdot 2,011 \text{ cm}^2/0,15 =$$
$$= 206,12 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 6,00 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\rho_h = \frac{206,12 \text{ cm}^2}{6,00 \text{ m}^2} = 0,003435$$

Con lo cual

$$\rho_l = \sqrt{\rho_h \rho_v} = 0,005661$$

Sustituyendo valores

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

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/180} = 1,4767$$

$$f_{ck} = 25/1,5 = 16,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot 1,4767 \cdot (100 \cdot 0,005661 \cdot 16,667)^{1/3} = 0,23145 \text{ MPa}$$

Como $\tau_{rd} < \tau_{cd}$ → hace falta armadura de punzonamiento

Losas con armadura de punzonamiento:

$b_0 = U_1 = 7,065 \text{m}$

$$A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s}$$

$$V_{su} = [0,10 \, \xi \, (100 \, \rho_l \, f_{ck})^{1/3} - 0,15 \, \sigma_{cd}] \, b_0 \, d \, \beta$$

$\sigma_{cd} = 0,00566$ (de hoja anterior)

$\beta = 1$ → [tomando $\cot\theta = \cot\theta_c = 1$, hormigón armado]

$\xi = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/180} = 1,4767$

Sustituyendo valores

$V_{su} = [0,10 \, 1,4767 \, (100 \cdot 0,005661 \cdot 16,67)^{1/3} - 0,15 \, 0,00566] \, 7,065 \, 0,792$

$V_{su} = 1,94 \text{ MN}$

Con lo cual $V_{su} = V_d - V_{su} = 4,00 \text{ MN} - 1,94 \text{ MN} = 2,06 \text{ MN}$

$$V_{su} = z \cdot \sin\alpha \, (\underbrace{\cot\alpha}_{1,0} + \underbrace{\cot\theta}_{0}) \, \underbrace{\sum A_\alpha \, f_{yd}}_{1,0}$$

$z = 0,9d = 0,792$

$$A_\alpha = \frac{2,06}{0,792 \cdot 400} = 0,0065 \text{ m}^2/\text{m}$$

$A_\alpha = 65,03 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se tienen cosidos Φ16 a 0,15, con lo cual

$A_x = 4 \times 2,011 \text{ cm}^2/0,15\text{m} = 53,63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Es 3,00m se fijan 63,62 cm²/m 3,0m = 160,38 cm²

$A_{sw} = A_{\phi} \cdot s$

Tomando s = 0,56m en un lado según punto que le armadura en dentro vertical está cruzado más junto

$A_{sw} = 63,62 \cdot 0,56 = 36,41 \text{ cm}^2/\text{punto}$

a repartir en la zona considerada.

→ S tiene un total de $36,41 \text{ cm}^2 \times 2 = 72,83 \text{ cm}^2/\text{batalon}$

a repartir en 4,00m

→ 18,21 cm²/m

Armadura activa accesoria: 130,9 cm²/m

Hay disponible 149,15 cm²/m

Sobran 18,25 cm²/m que son bloques se emplean para punzonamiento

(Dio tener en cuenta que la armadura necesaria para punzonamiento se ha calculado muy del lado seguro, punto que en dentro vertical está cruzado más junto)

Tipo de la losa con armadura de punzonamiento

Como hay armadura de punzonamiento contada la altura se necesita esta comprobación

En este caso se decide armadura de punzonamiento hasta 2,00 por encima y por debajo del pino de apoyo

→ $u_{n,ef} = 7,0653 + \frac{2,00}{2} = 8,0653m$

$F_{sd,ef} \leq 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \rho_l f_{cd})^{\frac{1}{3}} u_{n,ef} \cdot d \cdot d$

Sustituyendo valores

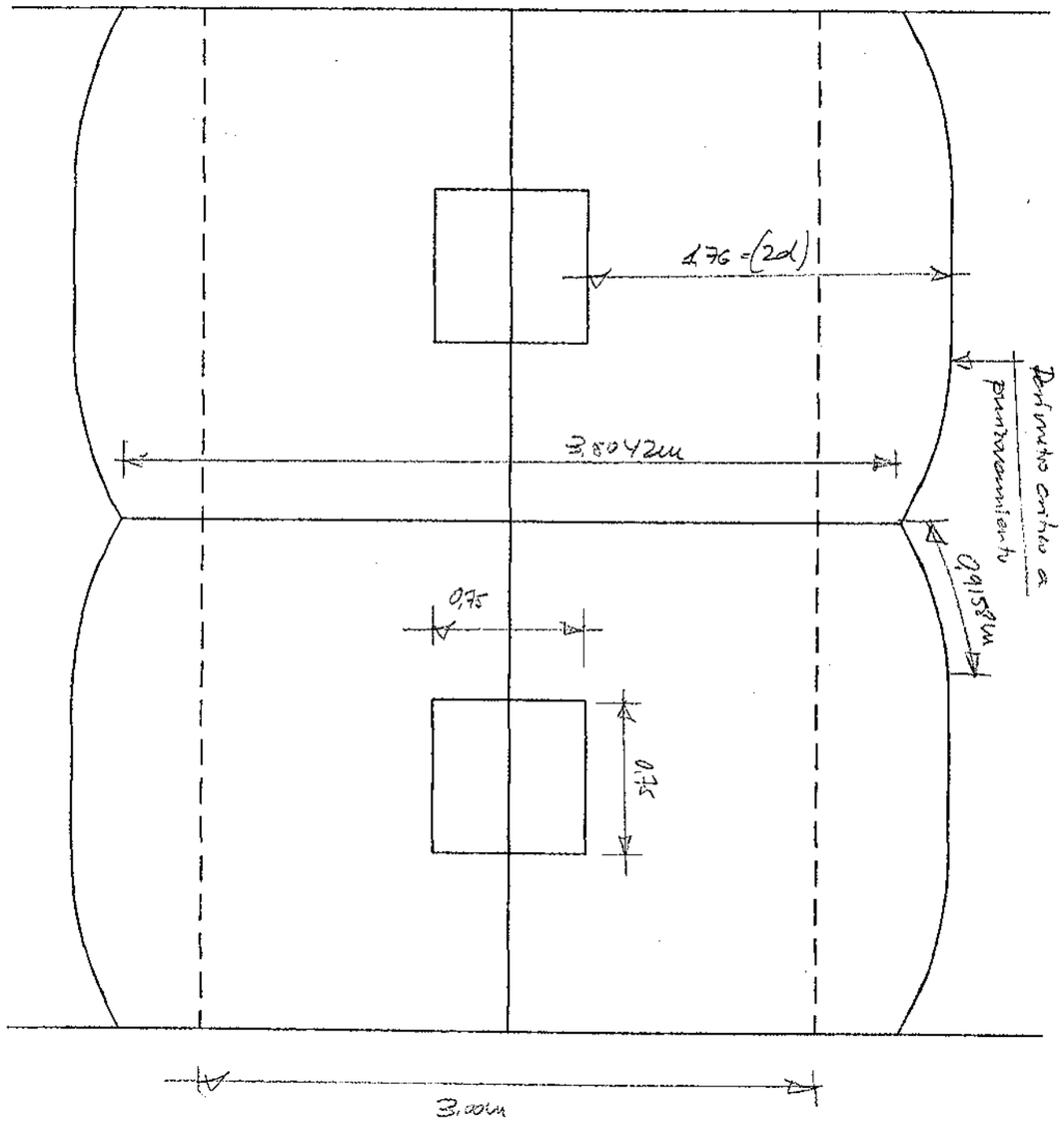
$F_{sd,ef} = 0,12 \cdot 1,447 \cdot (100 \cdot 200 \cdot 5661 \cdot 16,67)^{\frac{1}{3}} \cdot 2,0653 \cdot 0,88$

$F_{sd,ef} = 2653,8 \text{ MPa} \leq F_{sd}$

Ejemplo de resolución cuando $u_{n,ef} = 9,40m$

— si debe llevar la armadura de punzonamiento hasta

$(9,40 - 7,0653) \times 200 = 4,67m \rightarrow 4,7m$ del eje de apoyo se supone previsto que se dispone en toda la altura



Zona en la que se dispone la armadura necesaria para flexión transversal

Con Tuna

17-NOV-2003

- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3 -

PRESENCIA DE AGUA SI JETH CARRERA CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE LA EXCAVACIÓN

Comprobación de la influencia sobre esfuerzos y deformaciones

Cam. Túnel 17-NOV-2003

Tramo en Arcilla PK 706+600 a 706+780

- Pantalla continua P2 con RAD y entibación atirantada
- Presiones del agua (Nivel freático)
- Sobrecarga en las excavaciones

FASES:

FASE 1: Excavación en voladizo hasta 2 - 2.50m

FASE 2: Ejecución de entibación y excavación hasta -8.68m

FASE 3: Ejecución de contabierda por bataches entrepeados

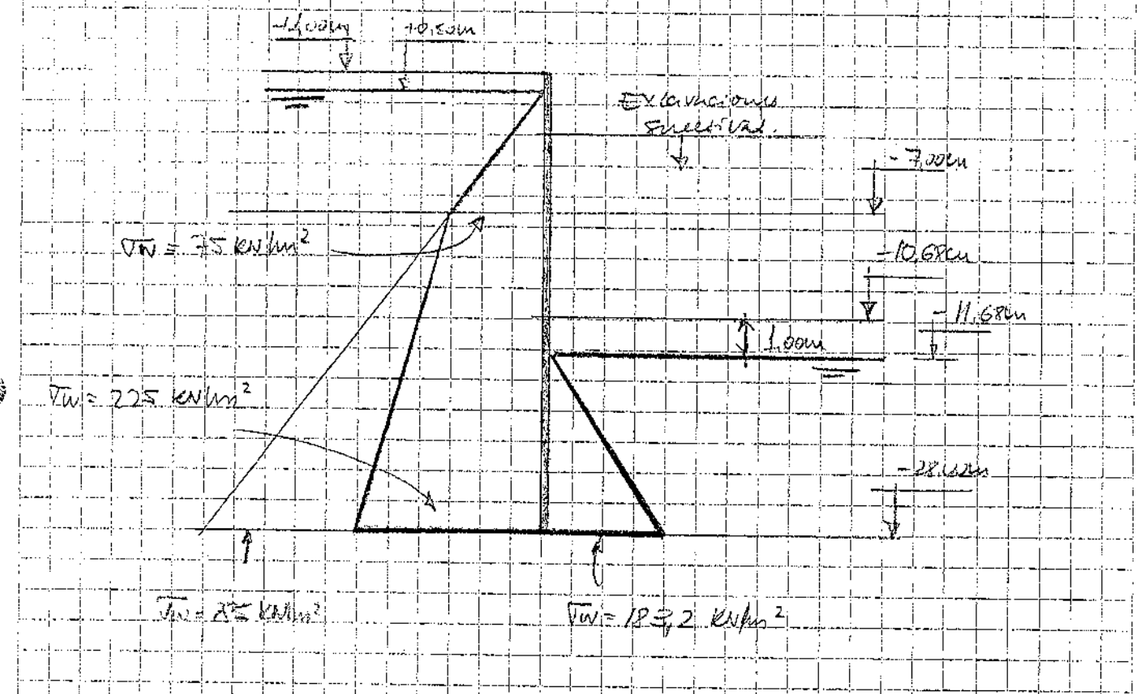
FASE 4: Retirada del frente provisional y NF definitivo en cota +2.00m

Hipótesis de cálculo para la ejecución de los bataches centrales: 2 Supuestos (el más crítico del cálculo del predimensionado considerando P2 en presencia de agua s/ Tramo Cabeza

Como el sobrepeso de agua es previo a la excavación en todas las fases intermedias del proceso constructivo se tiene en cuenta las presiones de agua

Cam. Túnel 17-NOV-2003

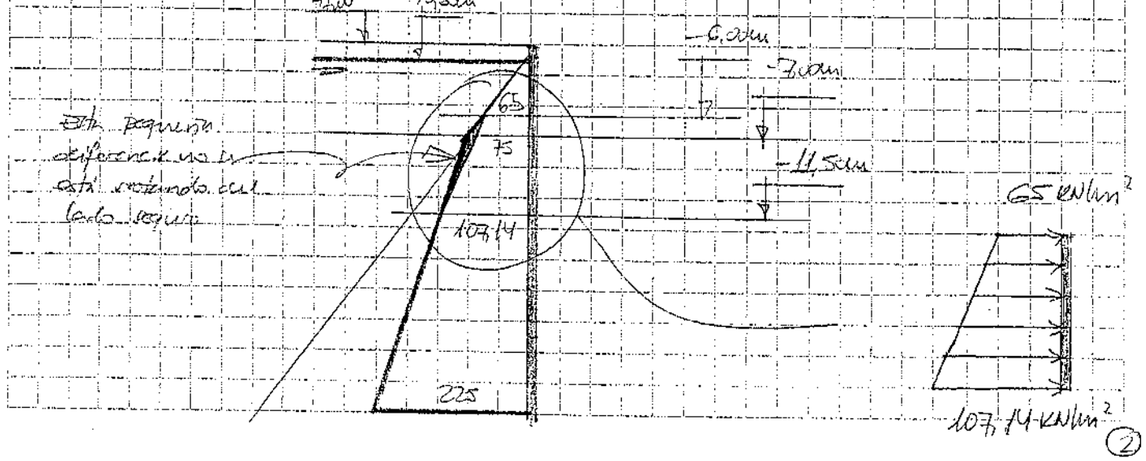
Ley de presiones del agua al trasdós:



2º Supuesto P2 H.A. RAD ← anclaje en RAD

Por la forma en que actúa RAD debe descontarse la presión de agua que se ha considerado + real aumento los empujes del terreno

Presiones de agua en el momento de excavar el batache



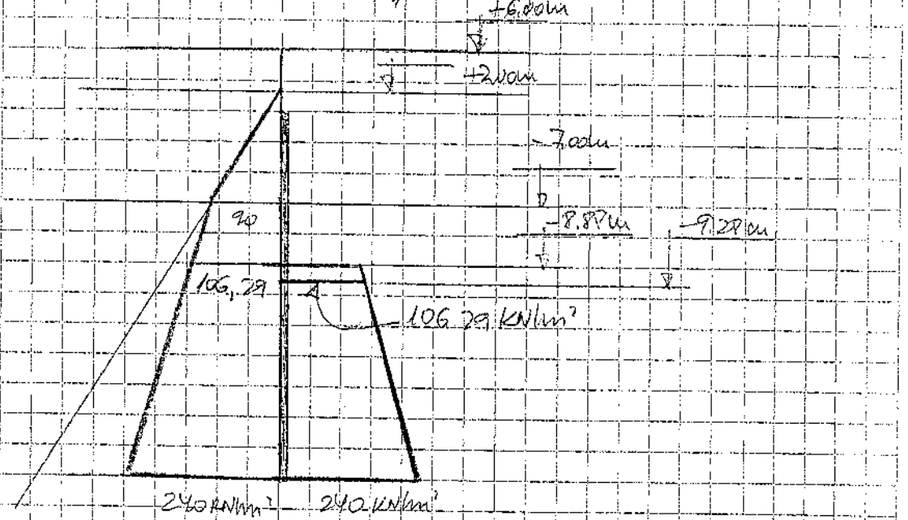
Presión de agua intersticial.

Se ajusta el coeficiente de seguridad de las acciones del agua a $1{,}00$, de modo que queda

$$\frac{1{,}50}{\gamma_{total}} \cdot 2 \cdot \left(1 - \frac{2}{3}\right) = 1{,}00 \leftarrow \text{OK}$$

Se baja un poco el coeficiente de seguridad en esta fase de construcción.

En cada destunado tras la entrada en servicio se produce un ascenso del NT hasta la cota $+2{,}00$, aproximadamente un estado estacionario como el que se comenta.



Observaciones:

Rigidez de la cobertura considerada.

$K = 951\,700$ Tn/m en $z = -19{,}30$ m.

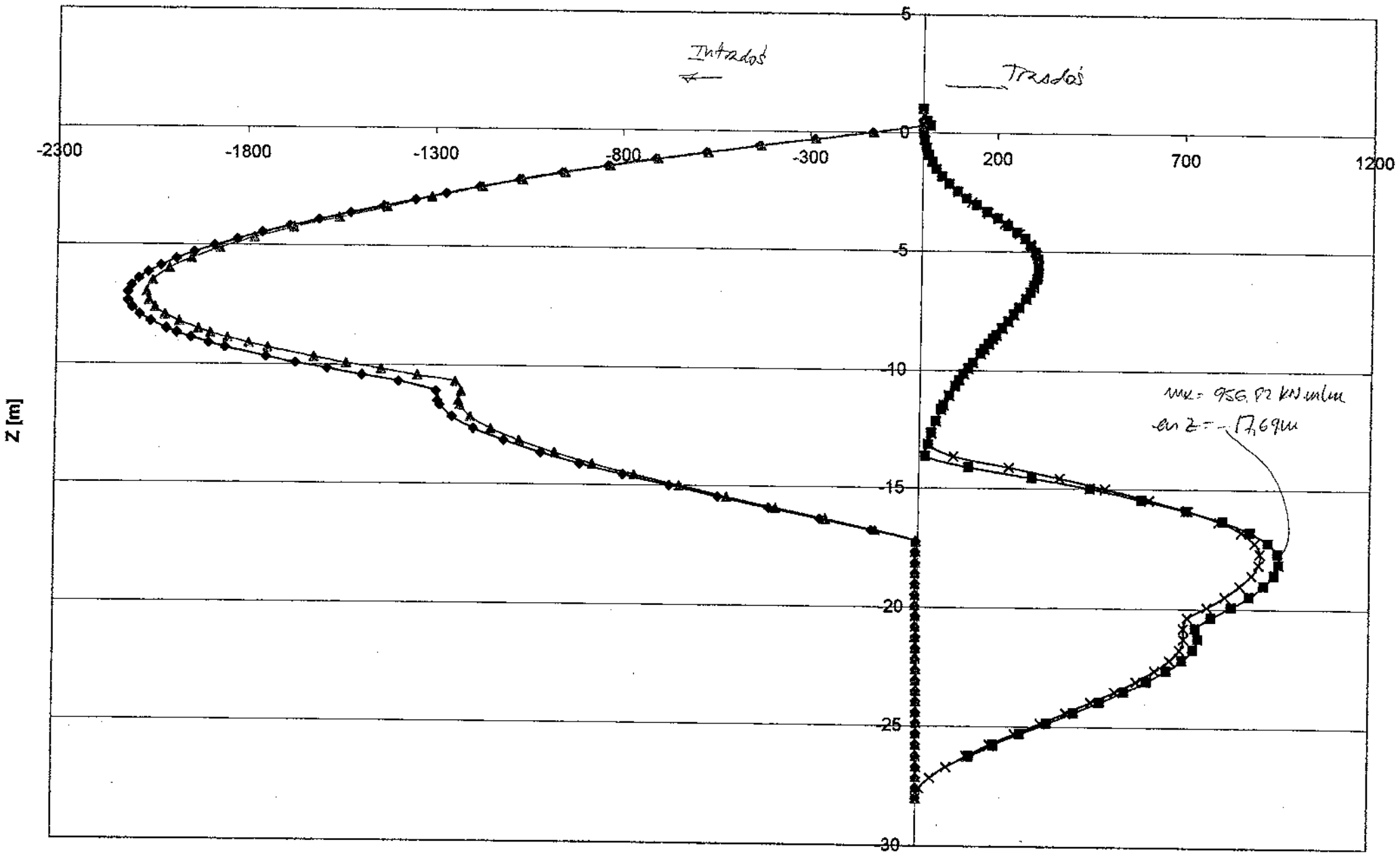
1 cubrete con losa maciza de $h = 1{,}00$ m.

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P31BHH  *100L *
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3. SUPUESTO #1 DE ACCIONES
* EN LAS PANTALLAS. NUEVAS PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERAS
* DRENAJE COMPLETO ANTES DE TODA EXCAVACION
1.0
-28 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33.0 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28.0 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 0.33 0 2000
EXC(1) 1
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 14 1
SUB(1,1) 1 14 15 2
SUB(1,1) 1 15 16 4
SUB(1,1) 1 16 17 6
SUB(1,1) 1 17 18 8
SUB(1,1) 1 18 19 10
SUB(1,1) 1 19 35 11
CAL
* ETAPA 1 : ACHIQUE DEL AGUA ENTRE PANTALLAS. DEFINICION DE LAS
* LEYES DE PRESIONES EN TRASDOS E INTRADOS
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32   CAL ok — Ella corregido
* ETAPA 2 EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.5
CAL
* ETAPA 3 EJECUCION DE CUBIERTA Y EXACAVACION HASTA Z=-8.68m
STR 0.30 1 0 0 454400.0
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 4 EXCAVACION INTERMEDIA
* MODELIZACION 1 DEL EFECTO EXCAVACION POR BATACHES
COE -6.00 -11.5 2 0.5
ELA(1) -6.00 -11.5 0.5 0.5
ELA(2) -6.00 -11.5 0.5 0.5
LOA -6.00 -11.5 -6.5*2/3 -10.71*2/3
CAL
* ETAPA 5 EXCAVACION TOTAL CON SOLERA POR BATACHES SIN RELLENO
TRASDOS
* EN ESTA FASE DE EXCAVACION SE CUENTA CON PARTE DE LA SOLERA
EJECUTADA
* SE DISPONE SOLO LA MITAD DE LA RIGIDEZ PROPIA DE LA SOLERA.
EXC(2) -10.68
STR -8.88 2 0 0 130000
CAL
* ETAPA 6 RELLENO TRASDOS
STR(0,2)
STR -8.88 1 0 0 130000
SUB(1) 1 0 35 11
CAL
* ETAPA 7 SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2,1) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.30 1 0 0 0.66*454400.0
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P32BH       *100L *
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3. SUPUESTO 2 DE ACCIONES SOBRE
* LAS PANTALLAS. NUEVAS PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERAS
1.0
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 14 1
SUB(1,1) 1 14 15 2
SUB(1,1) 1 15 16 4
SUB(1,1) 1 16 17 6
SUB(1,1) 1 17 18 8
SUB(1,1) 1 18 19 10
SUB(1,1) 1 19 35 11
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DEL AGUA ENTRE PANTALLAS. DEFINICION DE LAS
* LEYES DE PRESIONES EN TRASDOS E INTRADOS.
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32  CAL ← está corregido
* ETAPA 2: EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.5
CAL
* ETAPA 2 EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-8.68m
* MODELIZACION 2 DEL EFECTO DE EXCAVACION POR BATACHES.
STR 0.30 1 0 0 454400
COE -8.68 -11.5 1 0.5
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 3 EXCAVACION INTERMEDIA DEL BATACHE
STR -8.88 2 0 0 130000
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 4 RELLENO TRASDOS
STR(0,2)
STR -8.88 1 0 0 130000
SUB(1) 1 0 35 11
CAL
* ETAPA 5 SUBIDA NF EN ESTADO DEFINITIVO.
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2,1) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 6 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.30 1 0 0 0.66*454400.0
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

E LVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

ia. ambos supuestos de cálculo



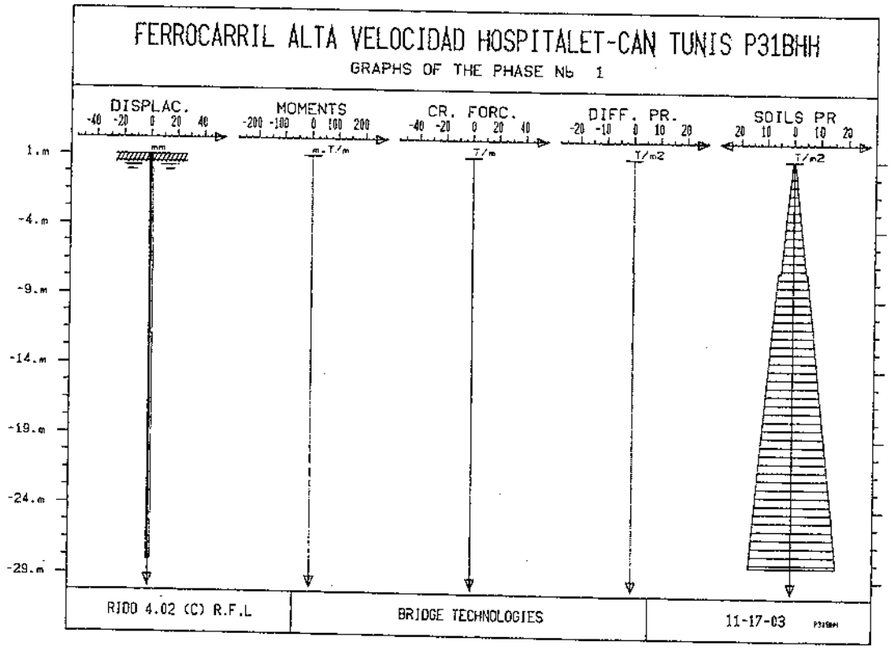
ENVOLVENTE DE CORTANTES

Dar ambos supuestos en cálculo

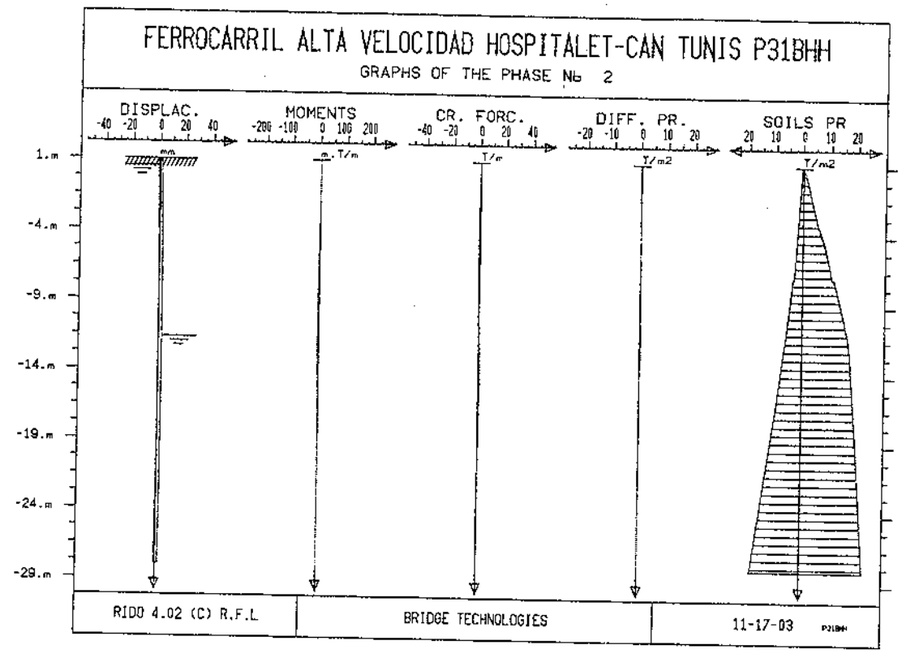
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3 CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA CON ACHIQUE TOTAL PREVIO A TODA EXCAVACIÓN

SUPUESTO #1 DEL EFECTO DE EXCAVACIÓN POR BATACHES:

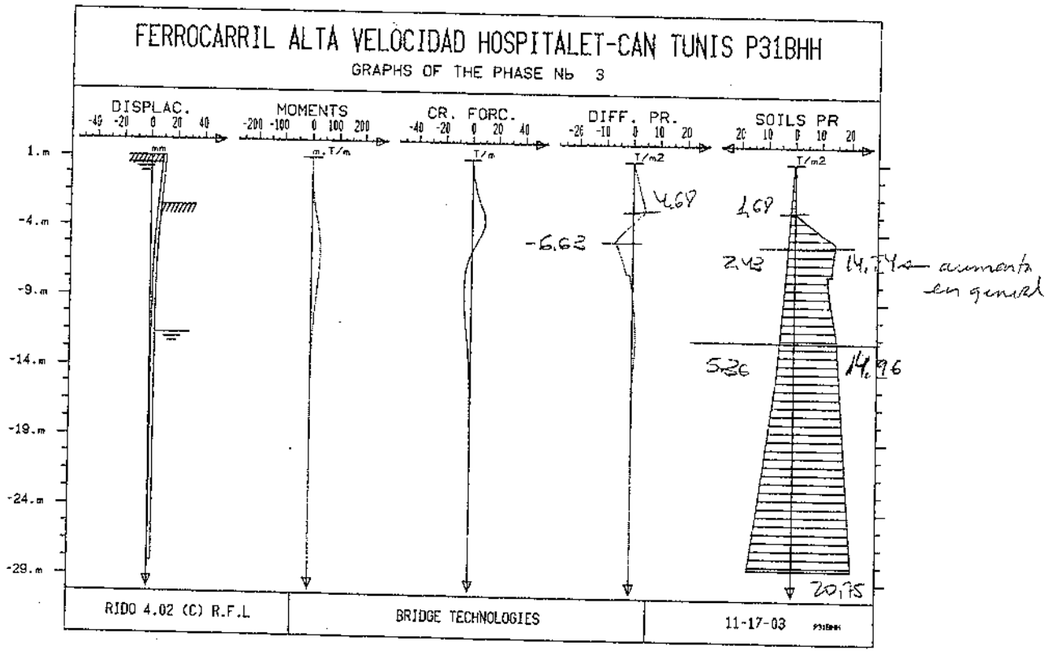
ESTADO PREVIO:



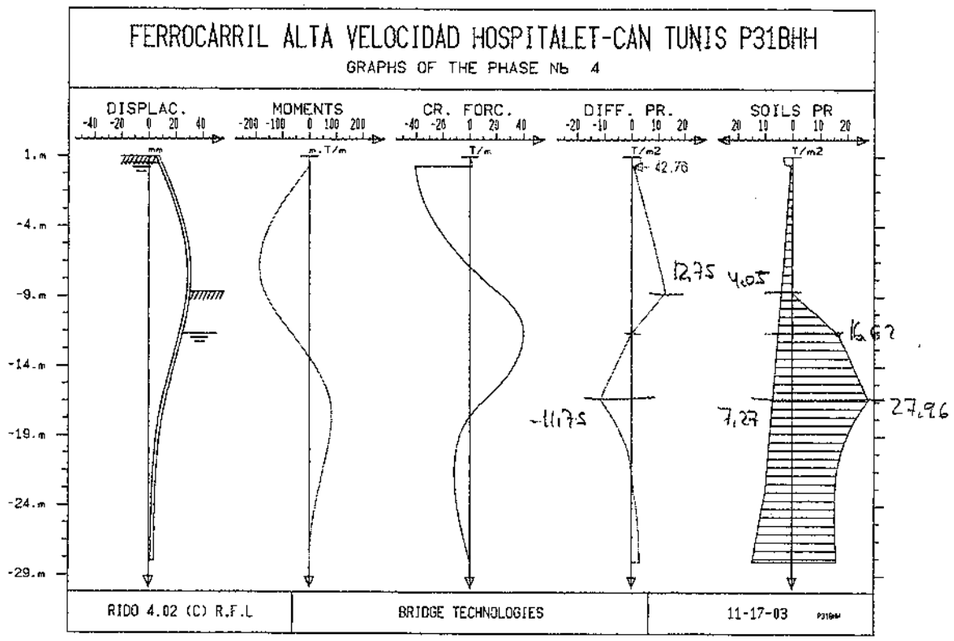
ACHIQUE:



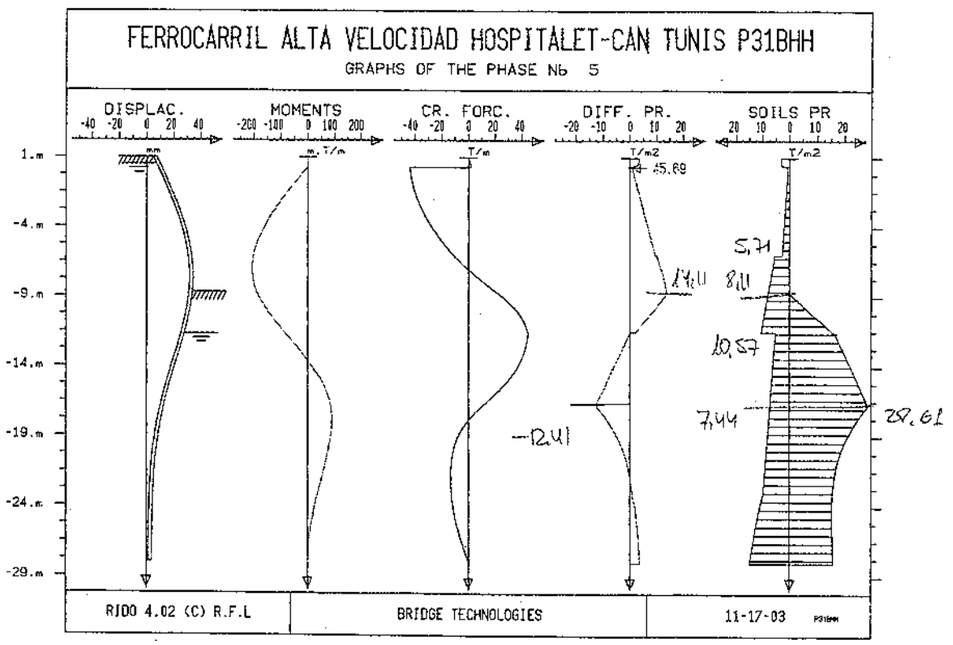
EXCAVACIÓN EN VOLADIZO:



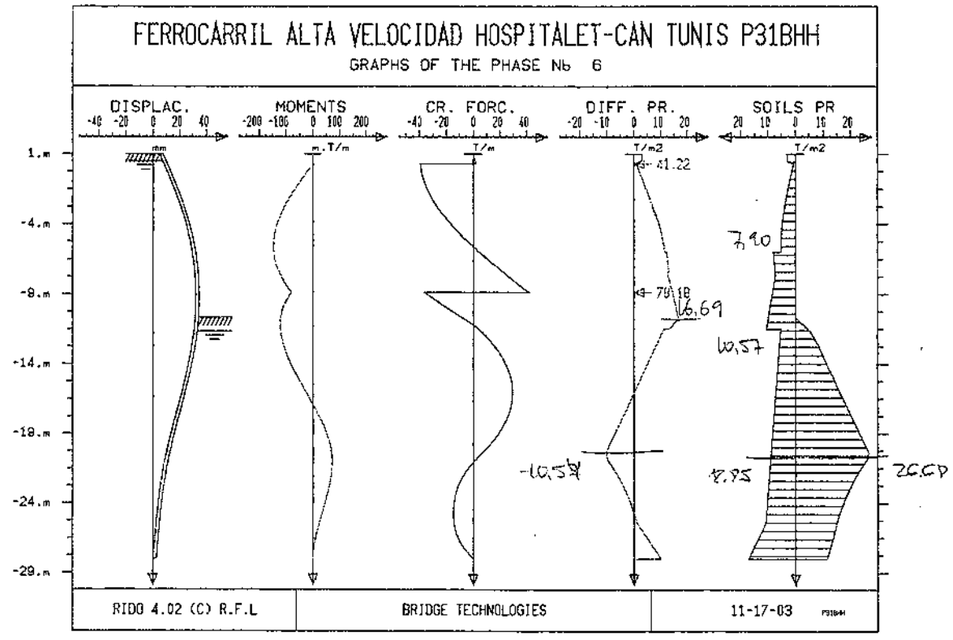
EJECUCIÓN CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m



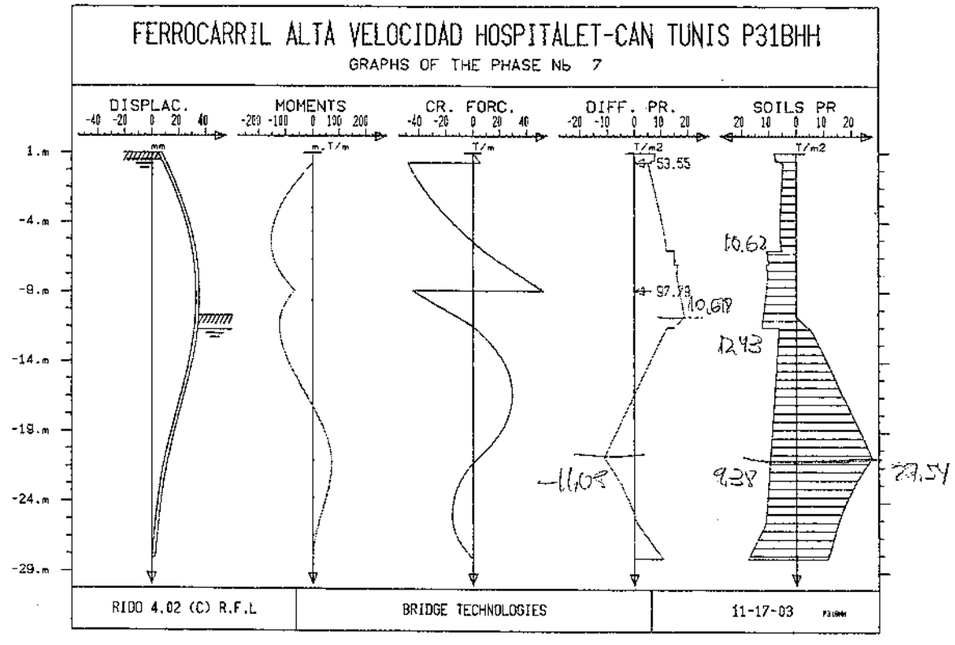
EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



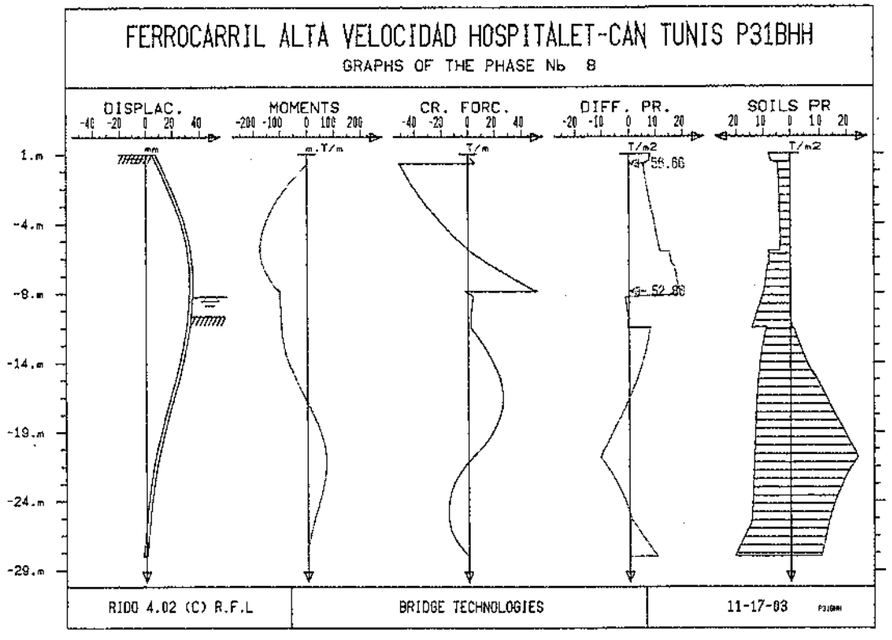
EXCAVACIÓN TOTAL CON PARTE DE LA SOLERA EJECUTADA:



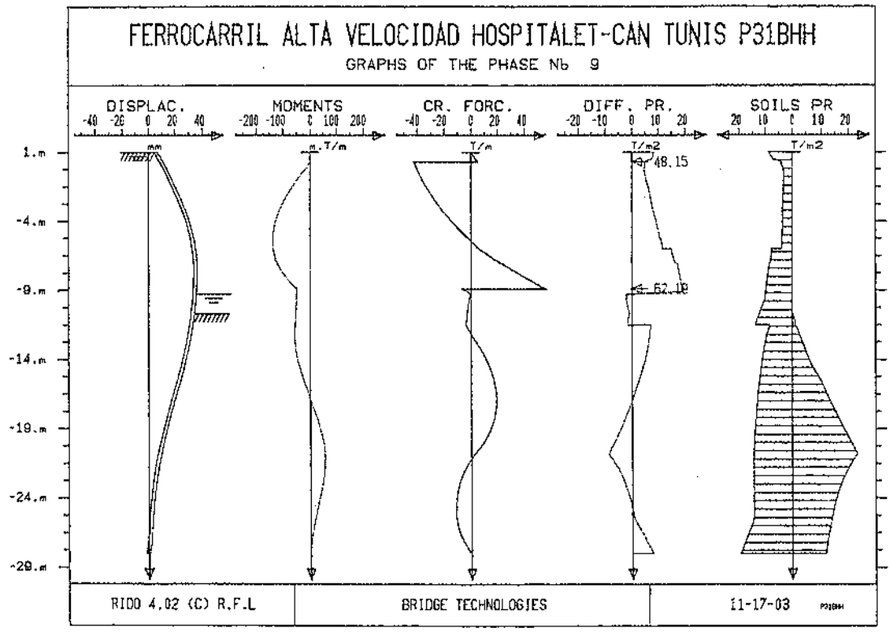
EJECUCIÓN TOTAL DE SOLERA Y RELLENO DEL TRASDÓS:



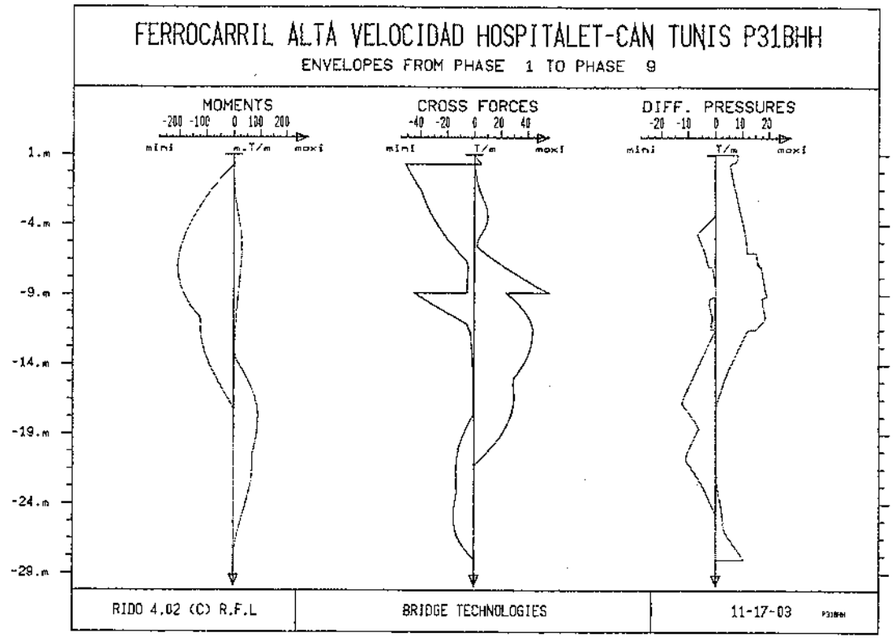
SUBIDA DEL NF EN EL TRASDÓS:



FLUENCIA:



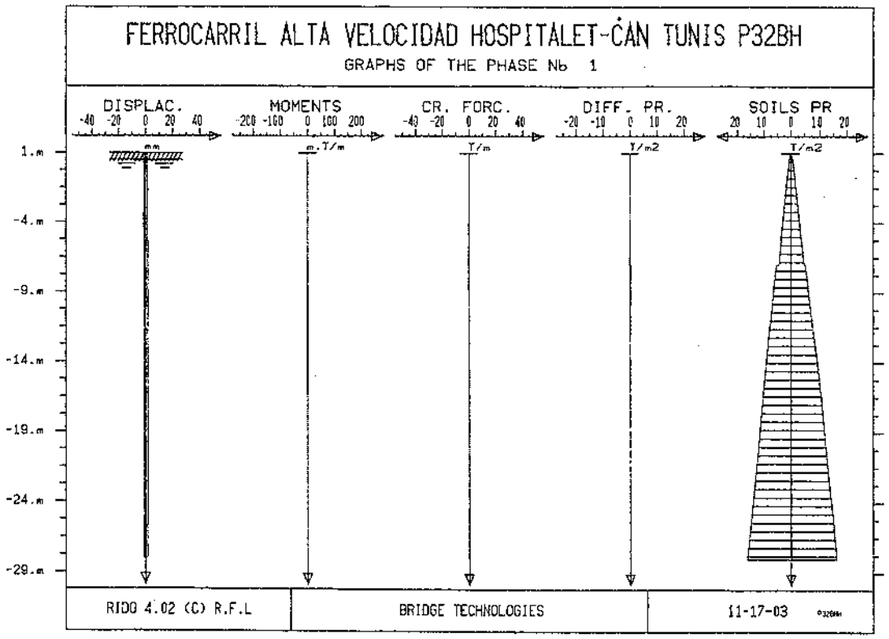
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y EMPUJES DEL TERRENO:



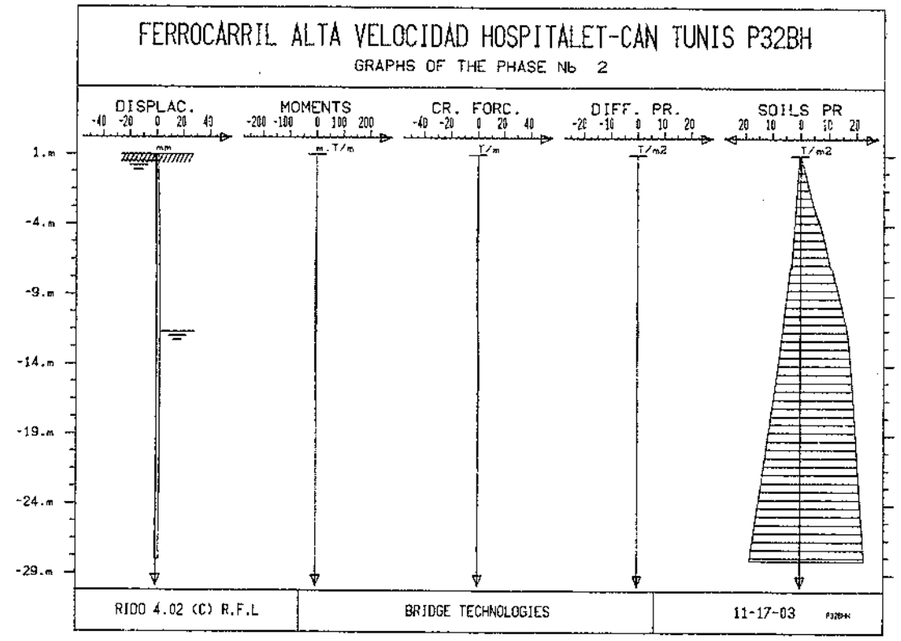
PROCESO CONSTRUCTIVO P3. NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR JESÚS CARRERA. ACHIQUE TOTAL PREVIO A TODA EXCAVACIÓN:

SUPUESTO 2 DE LA MODELIZACIÓN DEL EFECTO DE LA EXCAVACIÓN POR BACHES

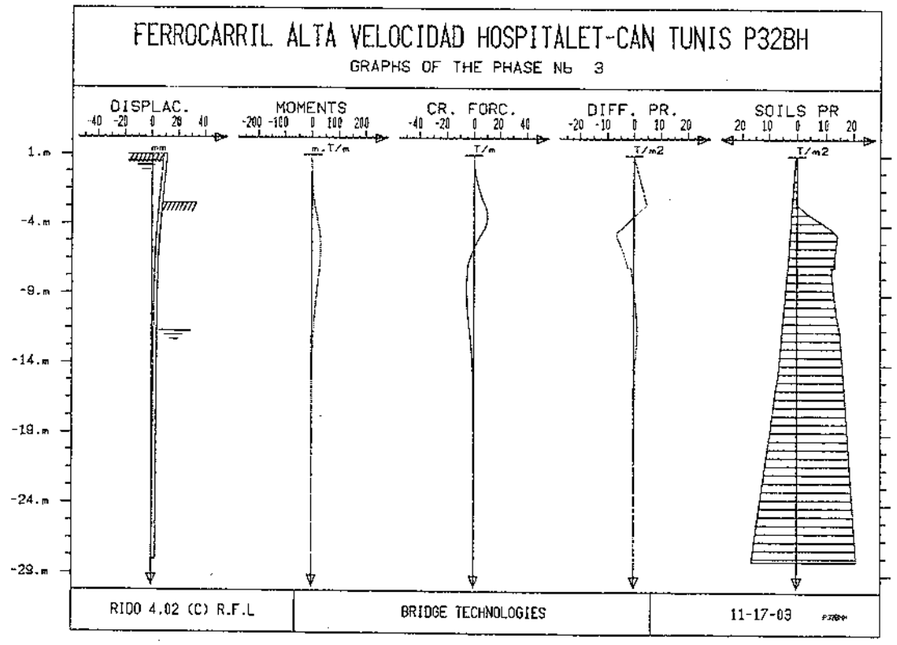
ESTADO PREVIO:



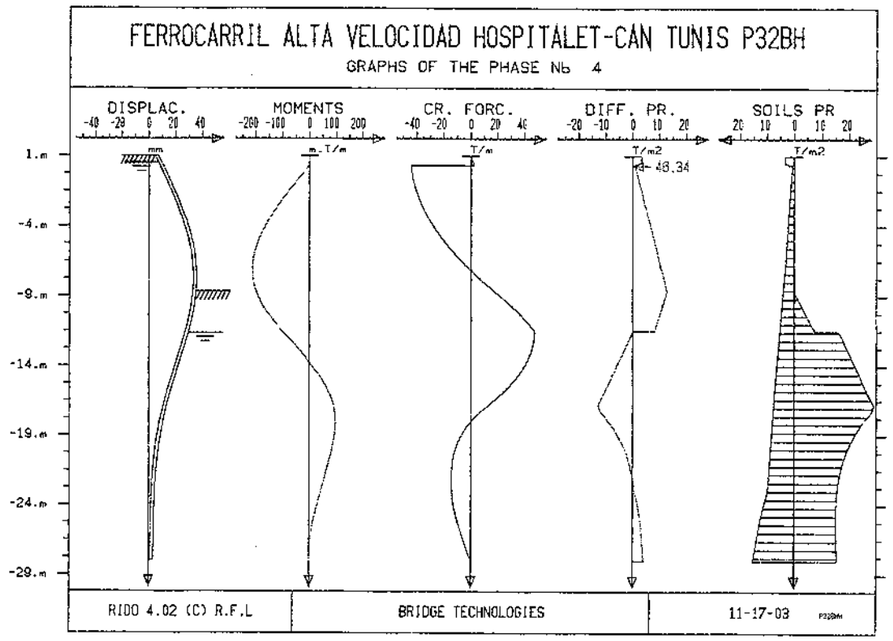
ACHIQUE:



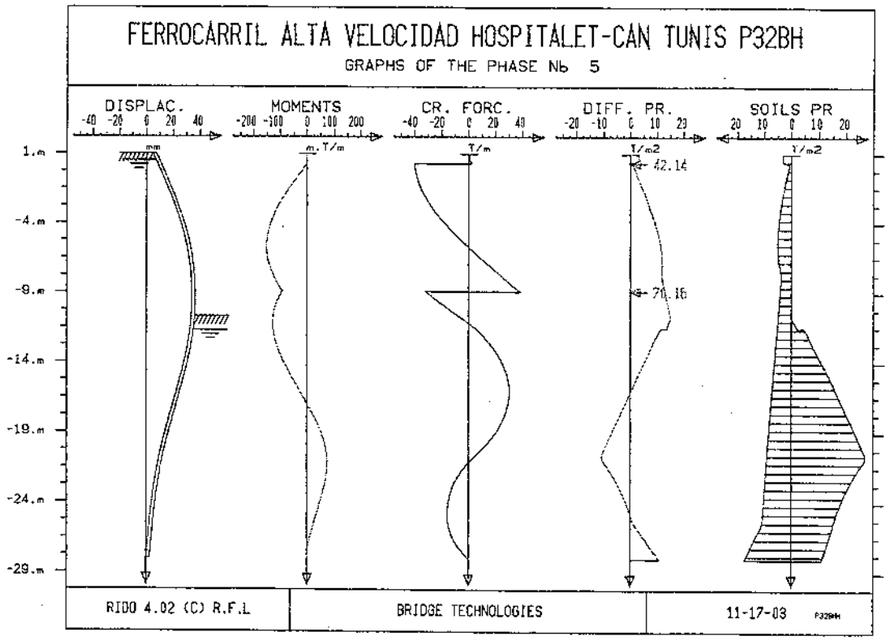
EXCAVACIÓN EN VOLADIZO:



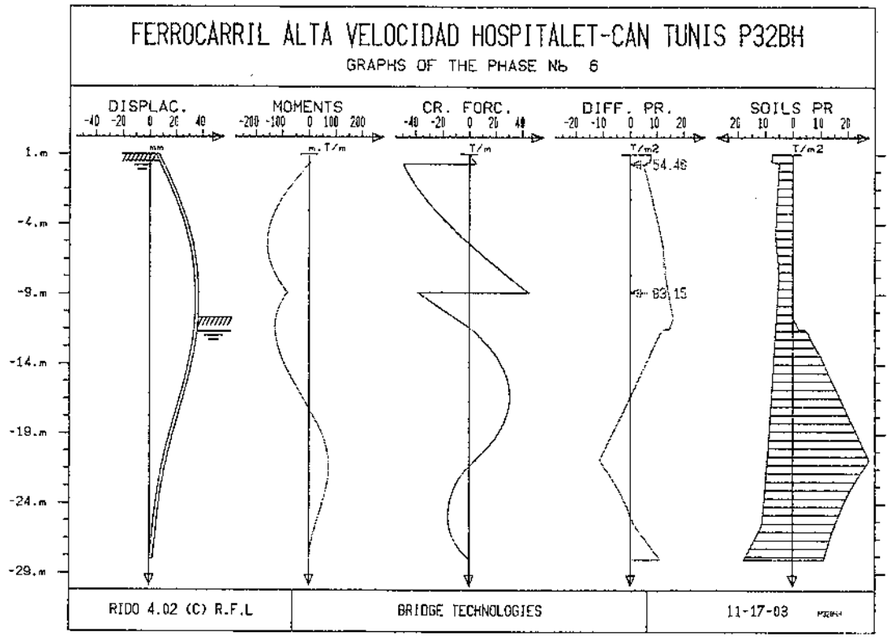
EJECUCIÓN DE CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m



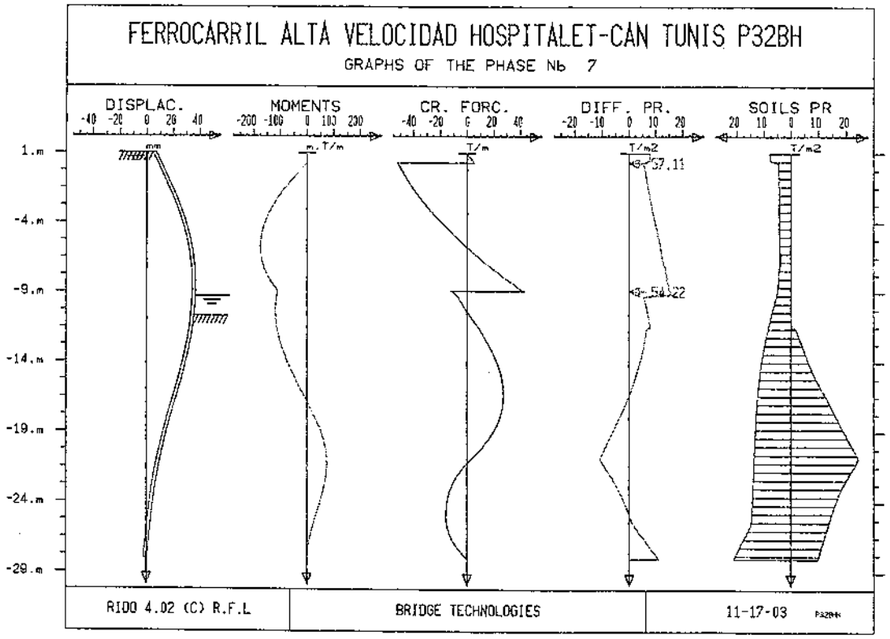
EXCAVACIÓN INTERMEDIA DEL BATACHE:



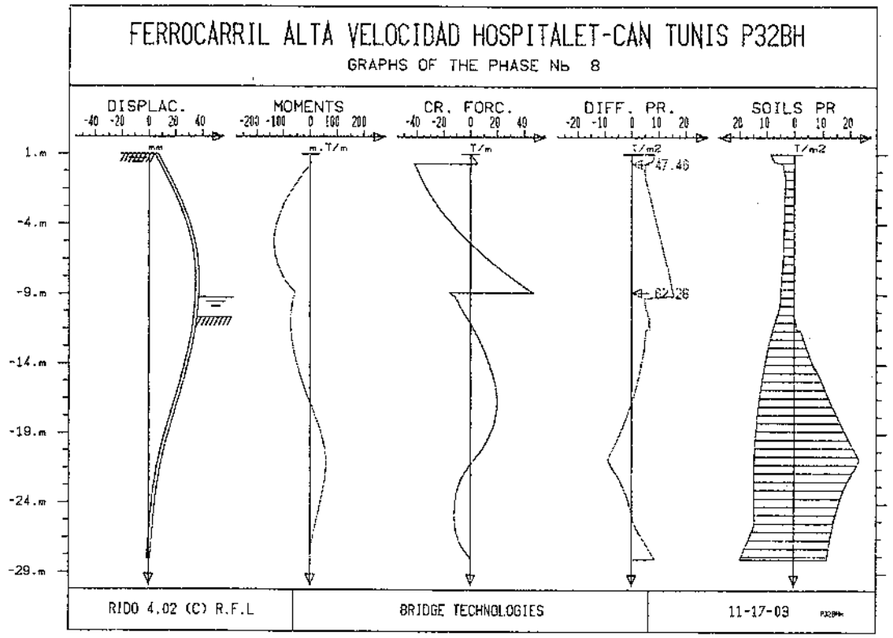
RELLENO EN EL TRASDÓS:



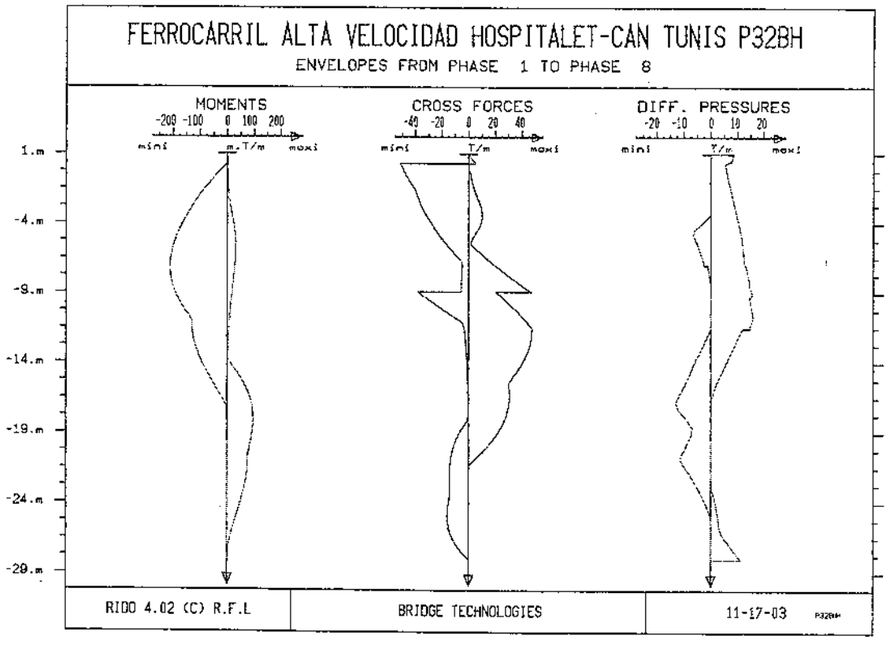
SUBIDA DEL NF:



FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



Can Tunis 24-NOV-2003

NOTAS DE ARMADO:

ENTRADAS

Seco de hormigón $1/k = 212,5$ kN.m/m

$Md = 3162,75$ kN.m/m

Dimensionamiento con programa Cdck:

recubrimiento mecánico $r = 2,17$ m (2 capas $\phi 32$ / alguna en 3ª capa)

$As = 113,38$ cm²/m

En todo el batache $As = 566,9$ cm² → 70 $\phi 32$

cabeza en dos capas → $r = 2,14$ cm

$As = 107,79$ cm²/m

En todo el batache $As = 520,95$ cm² → 67 $\phi 32$

1ª reducción de armado (hacia arriba)

en $z = -1,00 - 1,50 - 1,00 - 0,5 = -4,00$ m

ϕ_6 ϕ_2 cm²

$Mk, z=-4,00 = 1696,05$ kN.m/m

$Md = 2519,07$ kN.m/m

Hacemos último con 32 $\phi 32$ $As = 425,28$ cm²

$As = 85,25$ cm²/m

$U = As \cdot f_{yd} = 25,25 \cdot 10^{-4} \cdot 444,2 = 2,304$ MN

$d = U = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,262$ $b = 0,22 = 0,220$ m (anch)

$z = d - y/2 = 1 - 0,14 - \frac{0,262}{2} = 0,729$ m $Mu = 2902$ kN.m/m

Como $Mk = Mu$ ← OK!!

2ª reducción de armado (por abajo)

en $z = -15 + 1,5 + 1,00 + 0,5 = 12,00m$

$Mk,z=12,00 = 1281,97$ KN.m/m ; $Md = 1924,61$ KN.m/m

Momento último con 15ϕ32 + 47ϕ25

$A_s = 556,35 cm^2$/bateada → $A_s = 70,27 cm^2/m$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 2,055$ MN

$C = U = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$ → $y = 0,216m$ ($x = 0,269m = 0,22 d$ OK!)

Dúctil

$z = d - y/2 = 1,00 - 0,14 - \frac{0,216}{2} = 0,752m$

$Mu = z \cdot U = 0,752 \cdot 2,055 = 2297$ KN.m/m OK!!

Se tiene $Md \leq Mu$ ← OK

2º reducción de armado (por abajo)

$z = -17,00 + 1,5 + 1,00 + 0,5 = 14,00m$

$Mk,z=14,00m = 1009,19$ KN.m/m

$Md = 1513,79$ KN.m/m

Momento último con 47ϕ25

$A_s = 220,72 cm^2$/bateada

$A_c = 16,14 cm^2/m$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 2,006$ MN/m

$C = U = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$ → $y = 0,1416m$ ($0,177m = 0,206d$ Dúctil)

$z = d - y/2 = 1,00 - 0,14 - \frac{0,1416}{2} = 0,7892m$

$Mu = z \cdot U = 0,7892 \cdot 2,006 = 1583$ KN.m/m

Como $Md \leq Mu$ — OK!

3ª reducción de armado (por abajo)

$z = -19,00 + 1,5 + 1,00 + 0,5 = -16,00m$

$Mk,z=-16,00 = -398,96$ KN.m/m

$Md,z=-16,00 = -598,2$ KN.m/m

Momento último con 17ϕ25

$A_s = 82,453 cm^2$/bateada

$A_c = 16,69 cm^2/m$

$U = A_c \cdot f_{yd} = 16,69 \cdot 10^{-4} \cdot 4347 = 0,7257$ MN

$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$ → $y = 0,051m$ ($x = 0,061m = 0,07 d$ Muy dúctil)

$z = d - y/2 = 1,00 - 0,14 - \frac{0,051}{2} = 0,8344m$

$Mu = z \cdot U = 0,7257 = 0,6055$ MN.m/m

$Mu = 605,52$ KN.m/m

Como $Mu \geq Md$ — OK!

TRAMO 5

Pico de arranque

Mk = 760,71 KN·m/m

Md = 1141,07 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

recubrimiento mecánico 0,12m

As = 41,27 cm²/m

En todo el batache As = 209,55 cm²

→ 32Φ25 + 19Φ20 (A1)

1ª reducción de armado (hacia abajo)

z = -27,00 + 1,50 + 1,00 + 0,5 = 24,00m

Mk,z=24,00 = 485,9 KN·m/m

Momento último con 17Φ25 Mu = 605,52 KN·m/m

(Ver hoja anterior) (B1) Md < Mu

1ª reducción en el medio (hacia arriba)

z = -11,00 - 1,5 - 1,00 - 0,50 = 14,00m

Mk,z=14,0 = 240,5 KN·m/m

Md = 260,75 KN·m/m

Se tiene también que Md < Mu

ESFUERZO CORTANTE

Vk = 5510 kN/m

Vd = 8274,77 kN/m

Dimensionamiento con programa Zhot

recubrimiento mecánico r = 0,14m

Armadura en tracción As = 22,153 cm²/batache

As = 16,69 cm²/m en todo el fondo

Alt = 20,20 cm²/m/m

En 5,0m de ancho Alt = 101 cm²/m

con 8 ramas de Φ16 Alt disp = 107,25 cm²/m (A2)

A partir de -10,00m

Vk,z=10,0 = 3567,71 kN/m

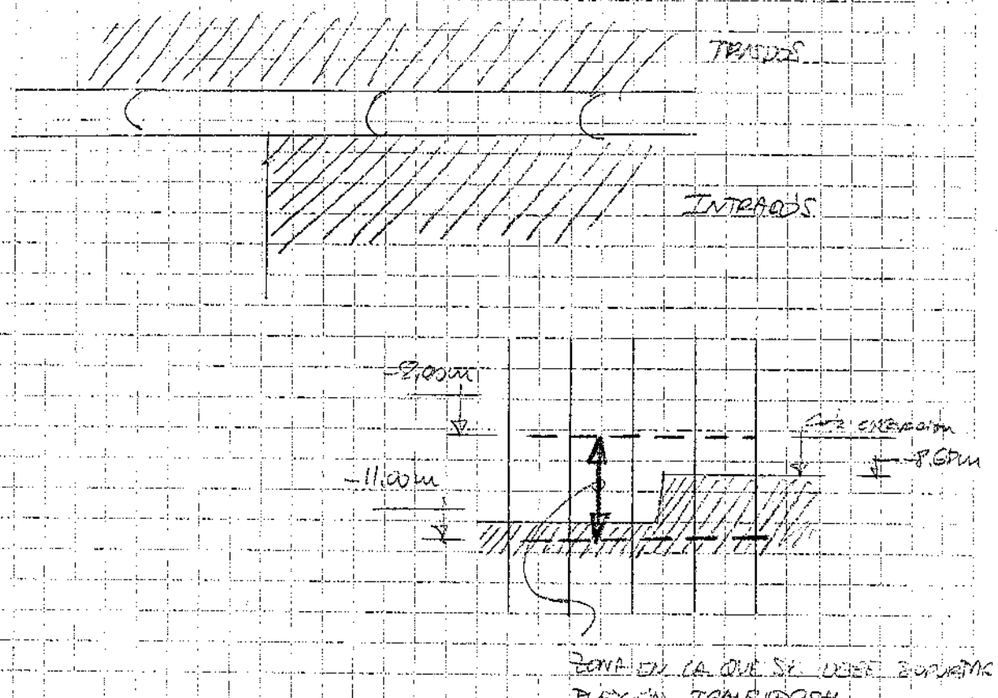
Vd = 5325,07 kN/m

Alt = 70,47 cm²/m

En todo el ancho del batache Alt = 52,35 cm²/m

con 18 ramas Φ12 Alt disp = 60,32 cm²/m (B2)

FLEXIÓN TRANSVERSAL DE LAS PANTALLAS



ZONA EN LA QUE SE USEE ARMADO FLEXIÓN TRANSVERSAL

Empuje máximo en esta zona

$E = 19,4 \text{ Tn/m}^2 \approx 194,2 \text{ KN/m}^2$ ← En el supuesto #1

En la zona inferior se combina la hipótesis de la acción del terreno y del agua pri. + 2ª. Dada con forma limitada en estas proximidades

$E = 97,05 \text{ KN/m}^2$ $\quad q = 97,05 \text{ KN/m}^2$

$q_d = 145,6 \text{ KN/m}^2$

$$M_d = \frac{q_d \ell^2}{2} = \frac{145,6 \cdot 2,5^2}{2} = 655,2 \text{ KN·m/m}$$

$\rightarrow A_s \geq 11,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ — Hacy dispuesto $13,41 \text{ cm}^2/\text{m}$

Recubrimiento mecánico $r = 0,07 \text{ m}$

TORSIÓN:

$E = 160,8 \text{ KN/m}^2$ ← empuje total sobre las pantallas

Aplicado a $\frac{2,5m}{2}$ del eje

$C = 160,8 \text{ KN/m}^2 \times 2,5m \cdot \frac{2,5m}{2} = 502,5 \text{ KN·m/m}$

$\ell = 11 - 8m = 3,0 m$

Torsor acumulado $T = 502,5 \times \frac{3,0}{2} = 753,75 \text{ KN·m/m}$

$T_d = 1,5 \cdot T = 1,5 \cdot 753,75 = 1130,63 \text{ KN·m/m}$

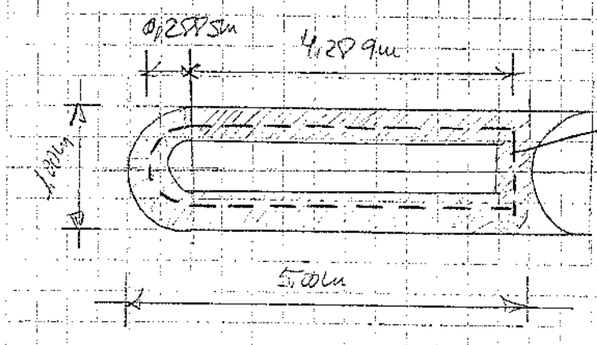
a) Por agotamiento en las bielas comprimidas

$$T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \frac{\cot g\theta}{1+\cot g^2\theta}$$

$K = 1,20$

$\theta = 45 \rightarrow \frac{\cot g\theta}{1+\cot g\theta} = \frac{1}{2}$

$f_{1cd} = 0,6 \alpha \frac{25}{1,50} = 10 \text{ MPa}$



$u_e = \frac{A}{u} =$

$A = 4,50 \times 1,4 + \frac{1}{2}\pi \cdot 0,5^2 = 4,892 \text{ m}^2$

$u = 4,5 \times 2 + 1,4 + \frac{1}{2} 2\pi \cdot 0,5 = 11,571 \text{ m}$

$h_e = \frac{1}{u} = 0,423 m$

Línea media

$A_e = 4,289 \times 0,577 + \frac{1}{2}\pi \cdot 0,2875^2$

$A_e = 2,605 \text{ m}^2$

$u_e = 2 \times 4,289 + 0,577 +$

$+ \frac{1}{2} 2\pi \cdot 0,2875 = 10,06 m$

La comprobación es muy del lado seguro

A través de la rotura en flexión transversal se extienden en una zona mucho más amplia que la zona donde es estrictamente necesaria, de modo que se sobre la armadura necesaria del lado seguro

Tomando la armadura del supuesto #2

$\sigma = 160,8 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_d = 1,5 \cdot 160,8 = 241,2 \text{ KN/m}^2$

$M_d = \frac{241,2 \cdot 2,5^2}{2} = 753,75 \text{ KN m/m}$

$A_s \geq 19,86 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se sustituyen los cercos perimetrales $\phi 16$ por unos principales $\phi 20$

— Lo cual perimetral pasa de 5,10 kg/ml a 11,60 kg/ml

Sustituyendo valores

$T_{u1} = 4,20 \cdot 10 \cdot 2,605 \cdot 0,423 \frac{1}{2} = 6,61 \text{ MN m}$

Como $T_{u1} > T_d$ — No hay problemas por agotamiento en las bielas comprimidas

b) Por agotamiento de las armaduras transversales

$T_{u2} = \frac{2 A_e \cdot A_t}{s_t} f_{yt,d} \cdot \cot g \theta$

$\frac{A_t}{s_t} = \frac{T_d}{2 A_e f_{yt,d} \cot g \theta} = \frac{1,131}{2 \cdot 2,605 \cdot 400 \cdot 1} = 5,427 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se emplearán estribos de 4 ramas de $\phi 16 a 9,15$ ($13,41 \text{ cm}^2/\text{m}$)

c) Agotamiento de armadura longitudinal

$T_{u3} = \frac{2 A_e}{u_e} A_l f_{yl,d} \operatorname{tg} \theta$

$A_l = \frac{T_d \cdot u_e}{2 A_e f_{yl,d} \operatorname{tg} \theta} \cdot \frac{1,1 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg} 26,2}{2 \cdot 2,605 \cdot 400 \cdot 1} = 54,59 \text{ cm}^2$

$u = 11,31 \text{ m}$

$\rightarrow A_l \geq 4,71 \text{ cm}^2/\text{m}$

en las caras largas — $21,22 \text{ cm}^2$.

En la zona donde aparece esta torsión no hay pilares de fachada — seguro que hay armadura disponible para la torsión

Can Tunis 7-Nov-2003

- CUBIERTA DEL TRAMO DE PRUEBA -

Can Tunis 7-Nov-2003

CUBIERTA h=1,00m; Relleno de tierras hasta z=6,00m

Construcción: evolutiva

Ejecución: Prelosa maciza 0,45m de canto

Acciones: g1

g1' ← hormigón fresco

Sc ← Sobrecarga de construcción (1 kN/m²)

Servicio: Losa h=1,00m

Acciones: g1

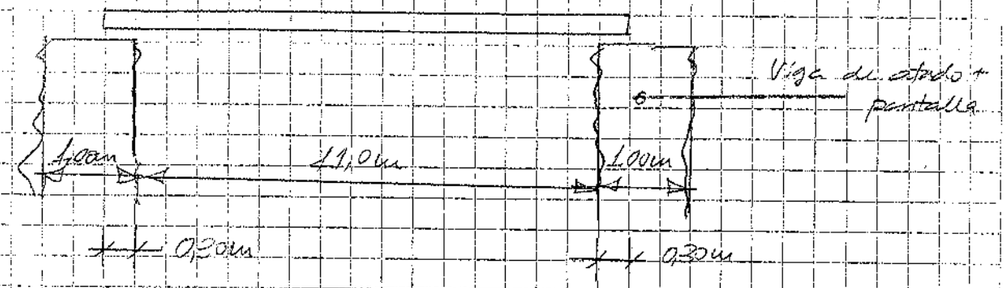
Relleno de tierras

Sc uso (10 kN/m²)

CÁLCULO POR 1,0m DE LONGITUD.

Cam Tunis 7-Nov-2003

(A) EN CONSTRUCCIÓN



∴ Luz de cálculo considerada 11,50m (Pequeña magen de error)

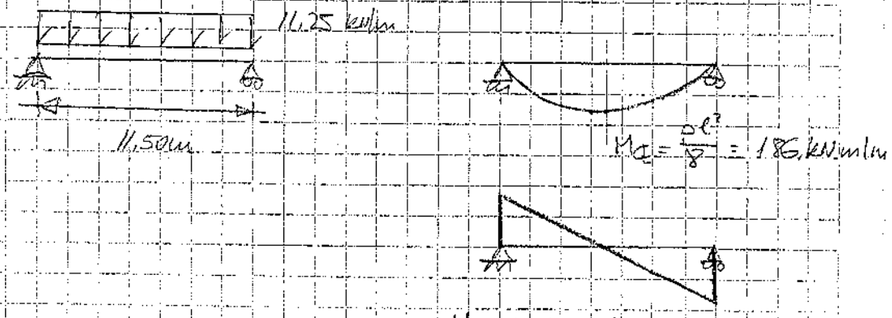
Acciones:

g1: h= 0,45m ; g1 = 0,45m²/m · 25 KN/m³ = 11,25 KN/m

g1': h= 1,00 - 0,45 = 0,55 ; g1' = 0,55 m²/m · 25 KN/m³ = 13,75 KN/m

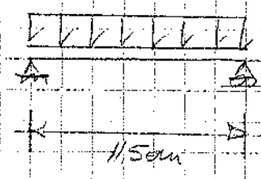
Tabiques fachada

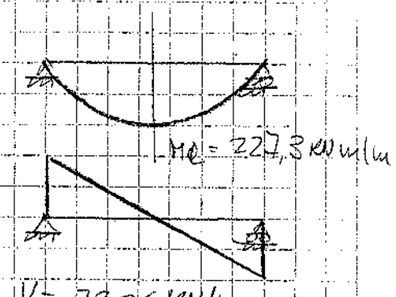
SC q = 1,0 KN/m² (100 Kg/m² de sc de construcción)



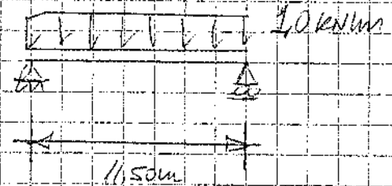
Cam Tunis 7-Nov-2003

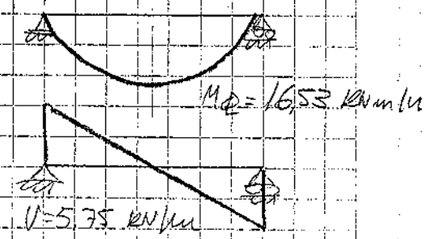
b) g1'





c) q





CUADRO RESUMEN

	M [KN·m/m]	V [KN/m] (a 1 canto útil)	V [KN/m]	
g1	186,0	64,7	59,64	* 1,35
g1'	227,3	79,06	72,87	* 1,50
q	16,53	5,75	5,30	* 1,50
Total...	616,75	201,06	185,52	ELU
Total...	429,83	149,51	129,52	ELS

Combinaciones

Combinación de cálculo: 1,35 g1 + 1,50 g1' + 1,50 q ← no es limitante

Flecha máxima en 4 con g1 + g1' = 25 KN/m

$$\delta_{max} = \frac{5 p \ell^4}{384 E I} = \frac{5 \cdot 25 \cdot 11,5^4}{384 \cdot 27264,04 \cdot 0,00759} = 2,0804 \cdot 10^{-4} \rightarrow 0,20 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{12} 1,00 \cdot 0,45^3 = 0,00759 \text{ m}^4$$

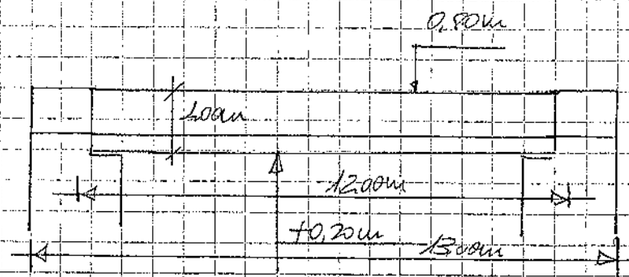
(Aprox) Elasticidad lineal

H-30 → $E_c = 9500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 9500 \sqrt[3]{25+8} = 27264,04$ MPa

④ EN SERVICIO

Luz de calculo

$L_c = 12{,}00\,m$



Relleno hasta $z = +6{,}00\,m$ → altura de tierras

$6{,}00 + 0{,}80\,m = 5{,}20\,m$

Se dejan los 0,80m de margen de cota en el relleno de tierras — Relleno de tierras 6,00m

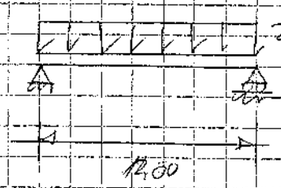
Acciones:

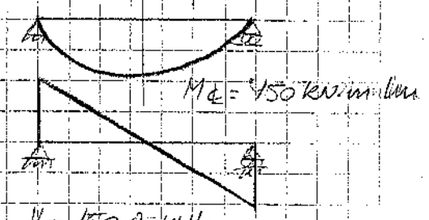
g_1 · $h = 1{,}00\,m$ $g_1 = 25\ kN/m$

g_t · $h = 6{,}00\,m$ $g_t = 6{,}00\,m^2/m \cdot 20\,kN/m^3 = 120\ kN/m$

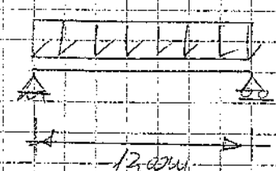
q · sobrecarga de uso $q = 10\,kN/m^2 \rightarrow q = 10\,kN/m$

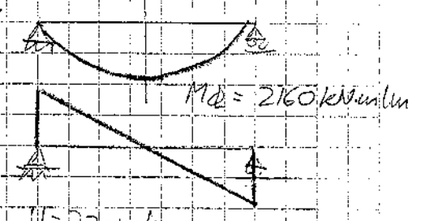
g_1





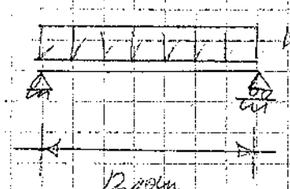
g_t

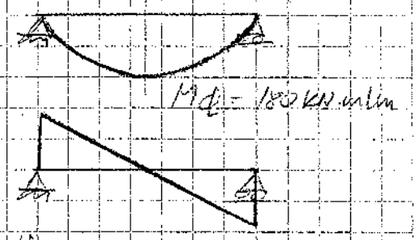




④

7:





CUADRO RESUMEN:

(q 1 canto útil d = 0,95m)

	M (KN·m/m)	V (KN/m)	V (KN/m)	
g_1	450,0	150,0	125,75	
g_t	2160	720	618,0	
q	180	60	51,5	
Total...	36675	1282,5	1173,06	EU
Total...	2790	930	795,25	EC

Combinación considerada en ELU rotura

$0{,}35\,g_1 + 1{,}50\,g_t + 1{,}50\,q$

es el margen de seguridad que queda por debajo respecto de la acción de cálculo en combinación $(1{,}00\,g_1 + 1{,}00\,g_t)$

Combinación considerada en ELU cortante

$1{,}25\,g_1 + 1{,}50\,g_t + 1{,}50\,q$

⑤

Can Tunis 7-Nov-2003

Dimensionamiento en ELU

Recubrimientos

r = 3,0 cm recubrimiento geométrico

Para: Φ16 → 1,6 cm

Φ barras Φ25 → 2,5 cm

recubrimiento mecánico $r = 3 + 1,6 + \frac{2,5}{2} = 5,85$ cm

r = 5,9 cm

Armadura aproximadamente 138,34 cm²/m

en 1,20m → 166,01 cm² → 24 Φ25 → (166,906 cm²)

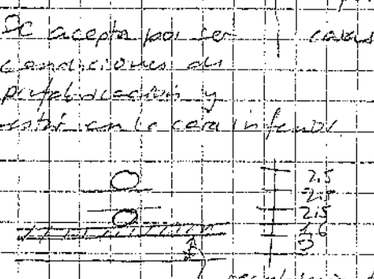
21 Φ25 + 21 Φ20

58 Φ20

Se dispone 2 capas de 17 Φ25 / capa → 4,2 cm de separación entre ejes de barras

Se acepta por ser condiciones de hormigonado y vibrado en la cara inferior

Recubrimiento mecánico



r = 0,03 + 0,016 + $\frac{3}{2}$ 0,025 = 8,25 cm

r cub. mínimo mecánico r = 7,35 cm

→ Área de necesaria en 1,20m → 174,17 cm² → 36 Φ25

2 capas de 18 Φ25 / capa → 0,0382 m entre ejes de barras

→ 3,82 cm entre ejes de barras → OK

6

EN CONSTUCCIÓN:

Sección resistente: PRELOSA

Dimensionamiento en ELU			
Md=		616.85	kN·m/m
Canto h=		0.45	m
recubrimiento mecánico r=		0.0835	m
Hormigón	HA-	25	MPa
Ancho	b=	1.00	m
Lím. el.	fyd=	434.78	MPa
Módulo def.	Ec=	27264.04	MPa
U0=		5.19	MPa
Us1=		2.11	MPa
As=		48.60	cm2
As disp=		145.00	cm2

Comprobación en Servicio:					
Mk=		413.3	kN·m/m		
FISURACIÓN:					
n=		7.336			
ro1=		0.040			
Prof f.n.	X=	0.192	m	X=	0.525 d
I fisurada	If=	0.00559815	m4		
I íntegra	It=	0.00759375			
Proporción	If=	73.72	% de I		
Estado tensional:					
Compr. Máx hormigón:		14.21	MPa		
Tensión armaduras:		94.27	MPa		
Tens residual:		340.51	MPa		
Flecha máx:		37.302	mm		

EN SERVCIO:

Sección resistente: LOSA

Dimensionamiento en ELU		
Md=		3667.5 kN·m/m
Canto h=		1 m
recubrimiento mecánico r=		0.0835 m
Hormigón	HA-	25 MPa
Ancho	b=	1.00 m
fyd=		340.51 MPa
U0=		12.98 MPa
Us1=		4.94 MPa
As=		145.14 cm2

ARMADURA A DISPONER:

As=	145.14 cm2 cada 1.00m
As=	174.17 cm2 cada 1.20m

Cam Tunis 10-NOV-2003

VERIFICACIÓN EN. CORTANTE

(A) EN CONSTRUCCIÓN

V_d = 155,32 KN/m

f_{ck} = 25 MPa

Longitud de anclaje de 1 ϕ25 $l_b = 15 \times 2,5^2 = 93,75$ cm

a 1 canto útil del apoyo se tiene cubierta la mitad de 1 capa de ϕ25

$A_s = \frac{4\,\phi 25}{2} = \frac{5\,26,2\ cm^2/prob}{2}$ $A_s = \frac{32,725\ cm^2/m}{2} = 16,875\ cm^2/m$

$A_{tt} = 0$ ← No hace falta armadura de cortante en construcción

Teniendo el cortante a 1 canto útil del apoyo

$V_{cu2} = 209,12$ KN/m

(E) EN SERVICIO

V_d = 1178,06 KN/m

f_{ck} = 25 MPa

Igualmente a considerar que ahí se tiene 1 capa de ϕ25 eficazmente anclada a 1 canto útil del apoyo

A_s = 12,575 cm^2/m (Dimensionamiento con programa BASE)

A_{tt} 24,99 $cm^2/m/m$ — en 12m → A_{tt} = 29,94 cm^2/m / probeta

Disponiendo 2 planos de cercos → 14,97 cm^2/m en cada banda de cercos

→ 1 c ϕ12 a 0,15 en cada banda de cercos

(7)

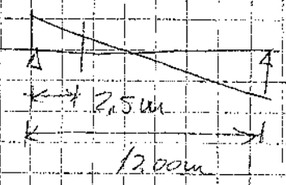
Cam Tunis 10-NOV-2003

Tomando el cortante a 1,2 cantos útiles = a 2,00 m del eje de apoyo

V_d = V_{g1} = 27,5 KN/m

V_{g2} = 42,0 KN/m

V_q = 35 KN/m



$V_d = 1,35\,V_{g1} + 1,50\,V_{g2} + 1,5\,V_q$ = 200,625 KN/m

Dimensionando con programa base

$f_{cd} = \frac{25}{1,50}$; f_{cd} = 16,67 MPa A_s = 73,535 cm^2/m

A_{tt} = 13,52 $cm^2/m/m$

en 1,2 m de ancho A_{tt} = 16,224 cm^2/m / probeta

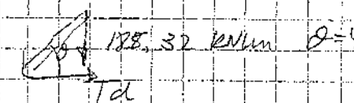
en 2 bandas de cerco de cortante

A_{tt} = 8,112 cm^2/m

→ 1 c ϕ10 a 0,15

Desviación en la última biela de cortante

(A) En construcción



V_d = 125,32 KN/m

T_d = 125,32 KN/m

T_d = 0,125 32 MN/m

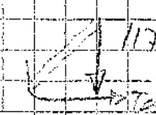
$A_s \geq$ 4,26 cm^2/m OK → Basta con la cuantía longitudinal dispuesta

(2)

Con Juntas 10-NOV-2003

(B) EN SERVICIO

Cortante a 1 canto útil $V_d = 117,06$ KN/m



$T_d = 117,06$ KN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}}$ $A_s \geq 27,81$ cm²/m ← la cuantía sobredimensionante

Cuantías mínimas de cortante

$A_w \cdot f_{yd} / d \geq 0,02 \frac{25}{15}$ 100 ⇒ $A_w \geq 2,22$ cm²/m/m

2 ramas

Separación máxima de los cercos

(A) En compresión $V_{u1} = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g\theta + \cot g\alpha}{1 + \cot g^2\theta}$

$f_{cd} = 0,60 \frac{25}{1,50} = 10$ MPa

$K = 1,00$

$V_{u1} = 1,00 \cdot 10 \cdot 1,0 \cdot (0,15 \cdot 0,85) \cdot \frac{1}{2} = 1,275$ MN/m

$V_{u1} = 1275$ KN/m

como $V_d = \frac{1}{2} V_{u1} = 365$ KN/m → $S_t \leq 0,90d = 0,90 \cdot 720$ mm (OK)

(B) En tracción

$V_{u1} = 1,00 \cdot 10 \cdot 1,0 \cdot 100 \cdot 0,85) \cdot \frac{1}{2} = 4582,5$ KN/m

$V_{u1} = 4582,5$ KN/m

como $\frac{1}{5} V_{u1} \leq V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$ → $S_t \leq 0,60d = 0,60 (1,00 - 0,05) = 0,549$ m (OK)

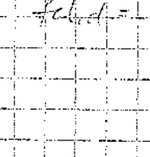
(9)

Con Juntas 10-NOV-2003

RASANTE ENTRE JUNTAS ENTRE HORMIGONES

Armadura en tracción $A_s = 176,724$ cm²/1 pieza

$A_s = 147,27$ cm²/m



$T = 147,27$ cm²/m $\frac{434,8 \text{ MN}}{\text{m}^2}$

$T_d = 6,402$ MN/m

Tensión tangencial media

$\tau_{md} = \frac{6,402 \text{ MN/m}}{1 \times 1,00 \cdot 5,79 \text{ m}^2} = 1,1126$ MN/m² /m

Tensión resistente máxima

$\tau_{rd} = \beta \cdot f_{cd} + \frac{A_{st}}{s_t} f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$

$\beta = 0,40$ | LA SUPERFICIE DEBE SER RUGOSA, SINO HAY QUE AUMENTAR LA CUANTÍA DE ARMADURA TRANSVERSAL

$\mu = 0,90$ |

A_{st} = Tomando la unidad de armadura $A_{st} = 126,57$ cm²/m

$\frac{A_{st}}{s_t} = 126,57$ cm²/m /m (A la unidad de todo espesor)

$f_{cd} = f_{ctk} / \gamma_c$ $f_{ctk} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1,795$ MPa

$f_{cd} = 1,197$ MPa

$\tau_{rd} = 0,40 \cdot 1,197 + 126,57 \cdot 400 (0,90) = 4,428$ MN/m² ≥ 4,167 MN/m²

(OK) Con la armadura propuesta para cortante se cubre la armadura necesaria para el rasante en la junta

(10)

Can Tunis 10-Nov-2002

Momento último

3Ø25 A_s = 176,724 cm²

en 1,20 m

$C = T = A_s \cdot f_{yd}$ = 176,724 10^{-4} · 434,8 =

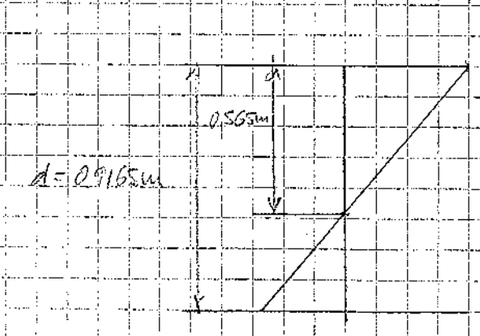
= 7,684 MN

$C = 0,8 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b$ $\quad x = \dfrac{C}{0,8 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 1,20} = \dfrac{7,684\ MN}{0,8 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 1,20}$

$x = 0,4579$ m $\quad (x = 0,565$ m)

$d = 1,00 - 0,0835 = 0,9165$ m

$x = 0,616\,d$ ← Profundidad de la fibra neutra



$\varepsilon_s = 2,173\,10^{-3}$

σ_s = 435,5 MPa ≥ f_{yd} — σ_s = 434,8 MPa (OK)

Rotura dúctil $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ → Mayor que la deformación en el acero dúctil

(11)

Can Tunis 10-Nov-2002

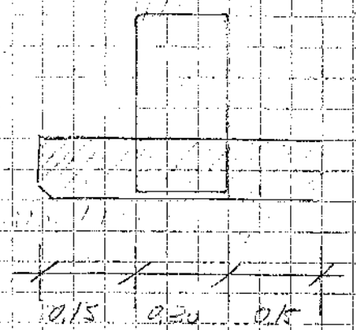
La pieza tiene falso un ductil. Falso bueno por el hormigón, pero tiene un coeficiente de seguridad bastante muy alto para lo que va a ser.

(12)

Cam Turris 10-nov-2003

RASANTE ENTRE ALAS - ALMAS

$h_1 = \frac{1}{3} = 0,15m$ (Ver pag 11)



Comprobamos en los laterales

$C = Td \cdot \frac{0,15}{0,60} = 176,72 cm^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{0,15}{0,60} = 1,92 MN$

$d_r = 5,75m$

$\rightarrow Sd = \frac{1,92 MN}{5,75m} = 0,334 MN/m$

Comprobaciones

a) agotamiento por compresión oblicua en el alma

$Su = 0,5 f_{cd} U_{nu}$

$f_{cd} = 0,60 \cdot \frac{25}{1,5} = 10 MPa$

$U_{nu} = 0,452m$

$Su = 0,5 \cdot 10 \cdot 0,452 = 2,26 MN/m >> Sd$ OK!

b) $Su = Sw + Ap \cdot f_{sp,d}$

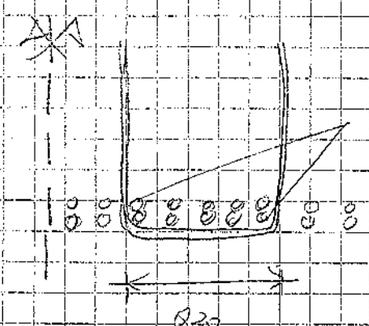
$Ap \geq \frac{Su}{f_{sp,d}} = \frac{0,334 MN/m}{400 MPa} = 835 cm^2/m$

$\rightarrow A_s \Rightarrow \phi 16$ a 0,20 transversal

(B)

Cam Turris 10-nov-2003

Rasante de las armaduras



fuera de cada $\Rightarrow$ 2 grupos 2ϕ25 a cada lado de cada

$A = 4 \times 4,91 = 19,636 cm^2$

$T = f_{yd} \cdot 19,636 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8 = 0,854 MN$

$Sd = \frac{0,854 MN}{1,75m} = 0,488 MN/m$

$A_s \geq \frac{0,488 MN/m}{400 MPa} = 3,712 cm^2/m \rightarrow \phi 10$ a 0,20

o $\phi 10$ a 0,15

(A)

ESTABILIDAD GLOBAL DE LA CUBIERTA

$I = \frac{1}{12} b h^2 = \frac{1}{12} 1{,}00 \cdot 1{,}00^3 = 0{,}0833\ m^4$

$A = 1{,}00 \times h_0 = 1{,}00\ m^2/m$

$i_c = \sqrt{\frac{I}{A}} = \left(\frac{0{,}0833}{1{,}00}\right)^{1/2} = 0{,}2887\ m$

Elección:

$l_0 = \beta l = 1{,}00 \cdot 12{,}0 = 12{,}00\ m$

$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{12{,}00}{0{,}2887} = 41{,}57$

Como λ tg $35 \le \lambda \le 100$ → Puede usarse el método simplificado de EHE

Excentricidad adicional:

$e_a = (1 + 0{,}12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 e_c}{h + 10 e_c} \frac{l_0^2}{50 i_c}$

$l_0 = 12{,}00\ m$

$i_c = 0{,}2887\ m$

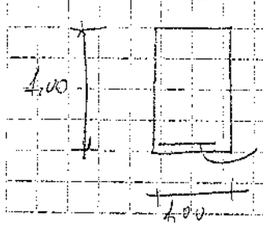
$h = 1{,}00\ m$

$\varepsilon_y = 0{,}002174$

$\varepsilon = 0{,}0045$

β: factor de armado $\beta = \frac{(d-d')^2}{4 i_c^2}$

$d = 0{,}9165\ m$



$I = (0{,}9165 - 0{,}50)^2 \cdot 147{,}27 \cdot 10^{-4} = 2{,}55 \cdot 10^{-3}\ m^4$

$A = 147{,}27 \cdot 10^{-4}\ m^2$

$i_c = \sqrt{I/A} = 0{,}4165\ m$

con lo cual $R = \frac{0{,}9165^2}{4 \cdot 0{,}4165^2} = 1{,}211$

Se toma en este caso igual $R = 1{,}30$

$e_2 = R$, $\theta = 0$

En sí mismo nacional → $e_e = 0{,}6 e_2 + 0{,}4 e_1 \ge 0$

$e_e = 0{,}6 \cdot 4{,}075 = 2{,}445\ m$

Axil de cálculo:

con valor característico $N_k = 58{,}6\ kN/m$ → se toman $60\ kN/m$

$N_d = 1{,}50 \cdot 600\ kN/m = 900\ kN/m$

$M_d = 3667{,}5\ kN \cdot m/m$

$e_c = \frac{3667{,}5}{900} = 4{,}075\ m$

con lo cual excentricidad adicional e_i:

$e_a = (1 + 0{,}12 \cdot 1{,}30)(0{,}002174 + 0{,}0045) \frac{1 + 20 \cdot 2{,}445}{1 + 10 \cdot 2{,}445} \frac{12^2}{50 \cdot 0{,}2887}$

$e_a = 0{,}1509\ m$

$e_{tot} = 4{,}075 + 0{,}1509 = 4{,}226$

$M_d = 900 \cdot 4{,}226 = 3803{,}31\ kN \cdot m/m$

Cam Tunnis | 10-Nov-2003

Dimensionamiento, teniendo en cuenta el axil:

(Dimensionamiento con programa Basa2)

Nd = 900 kN/m
Md = 3802,21 kN·m/m
} $A_s \geq 115{,}44\ cm^2/m$

Si no consideramos todo el axil

Nd = 600 kN/m
Md = 2802,21 kN·m/m
} $A_s \geq 117{,}36\ cm^2/m$

En no considerar el axil, para todas las hipótesis posibles, se necesita $117{,}36\ cm^2/m$ si se considera el axil (en los casos probables) empobrecen el momento flector, la armadura necesaria es de $117{,}36\ cm^2/m$, luego queda cubierta con la cuantía dispuesta en caso de no haber axil

Cam Tunnis | 10-Nov. 2003

CONTROL DE LA ABERTURA DE FISURA

$W_k \leq W_{max}$

$W_{max} = 0{,}30\ mm$

$W_k = \beta\ S_m\ \varepsilon_{sm}$

$\beta = 1{,}70$

$S_m = 2c + 0{,}25 + 0{,}40\ k_1 \dfrac{\phi}{A_{c,eficaz}/A_s}$

$c = 0{,}03$

$\phi = 0{,}0642\ m$

$k_1 = 0{,}125$

$A_{c,eficaz} = 4{,}00\ (0{,}025 + 7{,}5 \times 0{,}025) = 0{,}271\ m^2$

$S_m = 2 \cdot 0{,}03 + 0{,}2 \cdot 0{,}0642 + 0{,}40 \cdot 0{,}125 \dfrac{0{,}271}{17{,}27 \cdot 10^{-4}} = 0{,}9929$

$S_m = 0{,}9929\ m$ ← separación media de las fisuras

$\varepsilon_{sm} = \dfrac{\sigma_s}{E_s}\left[1 - k_2 \left(\dfrac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0{,}40\ \dfrac{\sigma_s}{E_s}$

$k_2 = 1$ en barras lisas

$\sigma_s = 240{,}35\ MPa$

$\varepsilon_{sm} = \dfrac{240{,}35}{2{,}0 \cdot 10^5}\left[1 - 0{,}125\right] = 0{,}00105$

$W_k = 1{,}70 \times 0{,}9929 \times 0{,}00105 = 1{,}775 \cdot 10^{-3}\ m$

$W_k = 1{,}775\ mm \leq W_{max}$

Abertura de fisura $W_k = 1{,}775\ mm \leq W_{max}$

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS

Losa: 1,5‰

A_c = 0,75 m²/m

$A_s \geq$ 9,9 cm²/m → 9,95 cm²/m en cada cara y en cada sentido

→ Φ12 a 0,20 en ambos sentidos

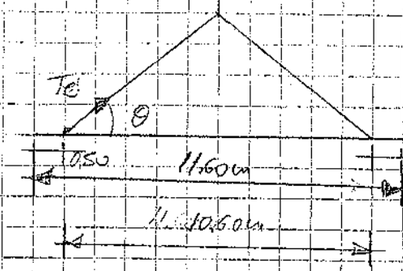
No habrá cambios de Tª importantes y, como la media prefabricada, la retracción está alrededor de 0,55m de canto.

En sentido transversal con mallazos Φ16 a 0,20 para coser a rasante las compresiones fuera de los cercos.

Como también se dispone Φ12 a 0,15 + 1 Φ16 a 0,60

IZADO AZTECSA

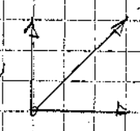
Esquema de izado LT



W = 25 KN/m³ 11,60 × 1,20 × 0,45 = 156,6 KN → en cada extremo 78,3 KN

θ ≥ 45°

Td = 78,3 / sen 45° = 110,73



← CADA 2

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA EN EL IZADO

γ_{izado} = 1,30

→ Td = Te 1,30 1,35 = 110,73 1,30 1,35 = 194,34 KN / 1,20m

Vd = 78,2 1,30 1,35 = 137,42 KN → 114,52 KN/m

Nd = 137,42 KN / 1,20m

Con un coeficiente de amplificación dinámica de 1,35 en el izado aquí empleado, el tiro de fricción y rotación para que la rótula en el vértice del hormigón empiece a más de los vientos es poco probable

Cam Tunis 10-NOV-2003

ESTABILIDAD EN EL PLANO.

$I = \frac{1}{12} 1.045^3 = 0.037594\ m^4/m$

$A = 0.45\ m^2/m$

$i = \sqrt{I/A} = 0.13\ m$

$\ell = 11.60\ m$; $\rho = 1$; $l_o = 11.60\ m$

Esbeltez mecánica $\lambda = \frac{11.60}{0.13} = 89.3 > 35$

λ bien $35 \leq \lambda \leq 100$ — Puede aplicarse el método simplificado de EHE

$g_{1,d} = 1.30 \cdot 1.25 \cdot 25\ kN/m^3 \cdot 0.45\ m^2/m = 19.74\ kN/m$

$M_d = \frac{g_{1,d}\, \ell^2}{8} = \frac{19.74 \cdot 10.5^2}{8} = 277.30\ kN\,m/m$

$N_d = 137.42\ kN/1.20m$ $N_d = 114.52\ kN/m$

$e = \frac{277.30}{114.52} = 2.421\ m$

$e_a = (1 + 0.12\,\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{\lambda + 20\, e_c}{h + 10\, e_c} \frac{l_o^2}{50\, i}$

Dimensión intranslacional $e_c = 0.6\, e_2 = 0.6 \cdot 2.421 = 1.453\ m$

$l_o = 10.60\ m$

$l_c = 9.72\ m$

$\varepsilon_y = 0.002174$

$\varepsilon = 0.0045$

$\beta = \frac{(\lambda - 0.035)^2}{4 \cdot 21^2} = 1.077$

$I_c = 147.27 \cdot 10^{-3}\ m^4/m$

$\lambda_c = 27.47 \cdot 10^{-3}\ m^2/m$

$A_s = 142.27 \cdot 10^{-4}\ m^2/m$

$i_c = 3.1115\ m$

Cam Tunis 10-NOV-2003

Con lo cual:

$e_a = (1 + 0.12 \cdot 1.67^2)(0.002174 + 0.0045) \frac{0.45 + 20 \cdot 1.453}{0.45 + 10 \cdot 1.453} \frac{10.6^2}{50 \cdot 0.13} =$

$= 0.7230\ m$

$e_{tot} = 2.421 + 0.273 = 3.694\ m$

$N_d = 114.52\ kN/m$

$M_d = 114.52 \cdot 3.694 = 338.52\ kN\,m/m$

$A_s \geq 20.7\ cm^2/m$ SE CUMPLE SOBRADAMENTE

→ NO HAY PROBLEMAS DE ESTABILIDAD GLOBAL

GANCHOS

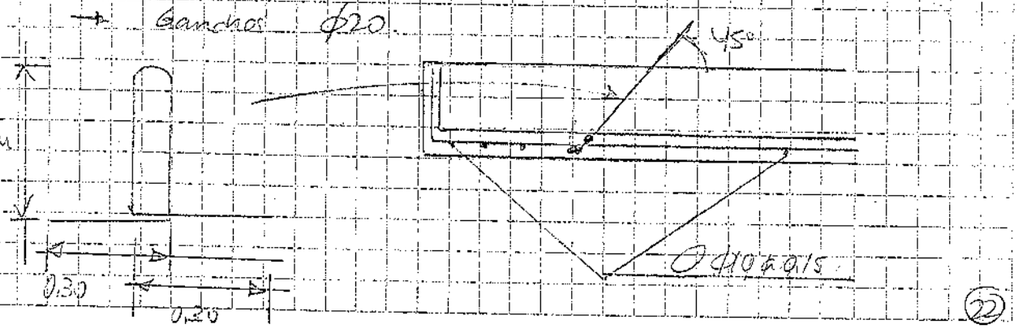
Fuerza de ganchos

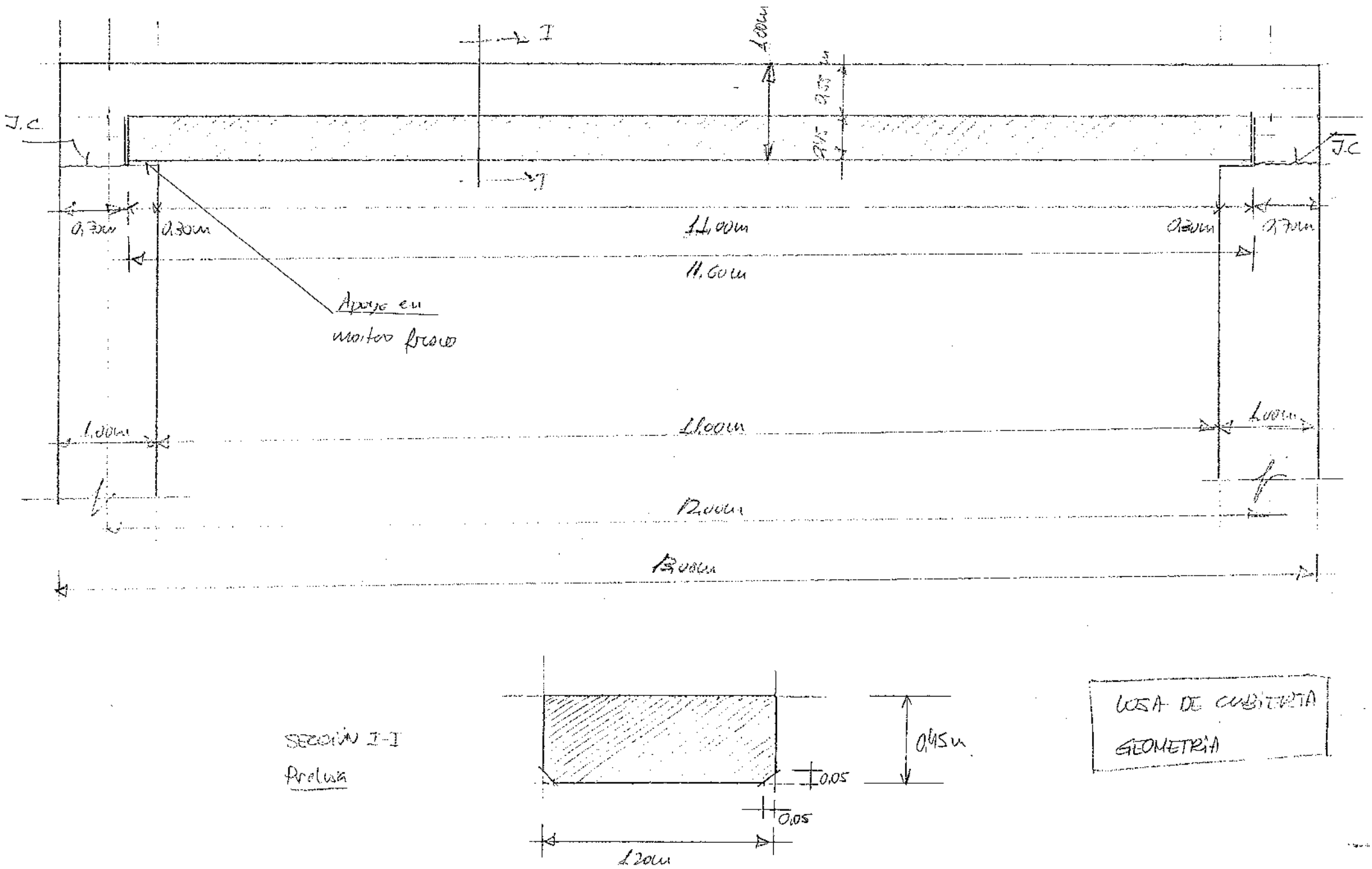
$F = \frac{110.32}{2} = 55.26\ kN$

Teniendo en cuenta que también hay vibración de las salmuegas en dirección transversal el tramo 60 kN/gancho

→ $A_s = \frac{F_d}{f_{yd}} = \frac{1.35 \cdot 1.30 \cdot 60 \cdot 10^3}{400} = 2.63\ cm^2$

→ Ganchos $\phi 20$.



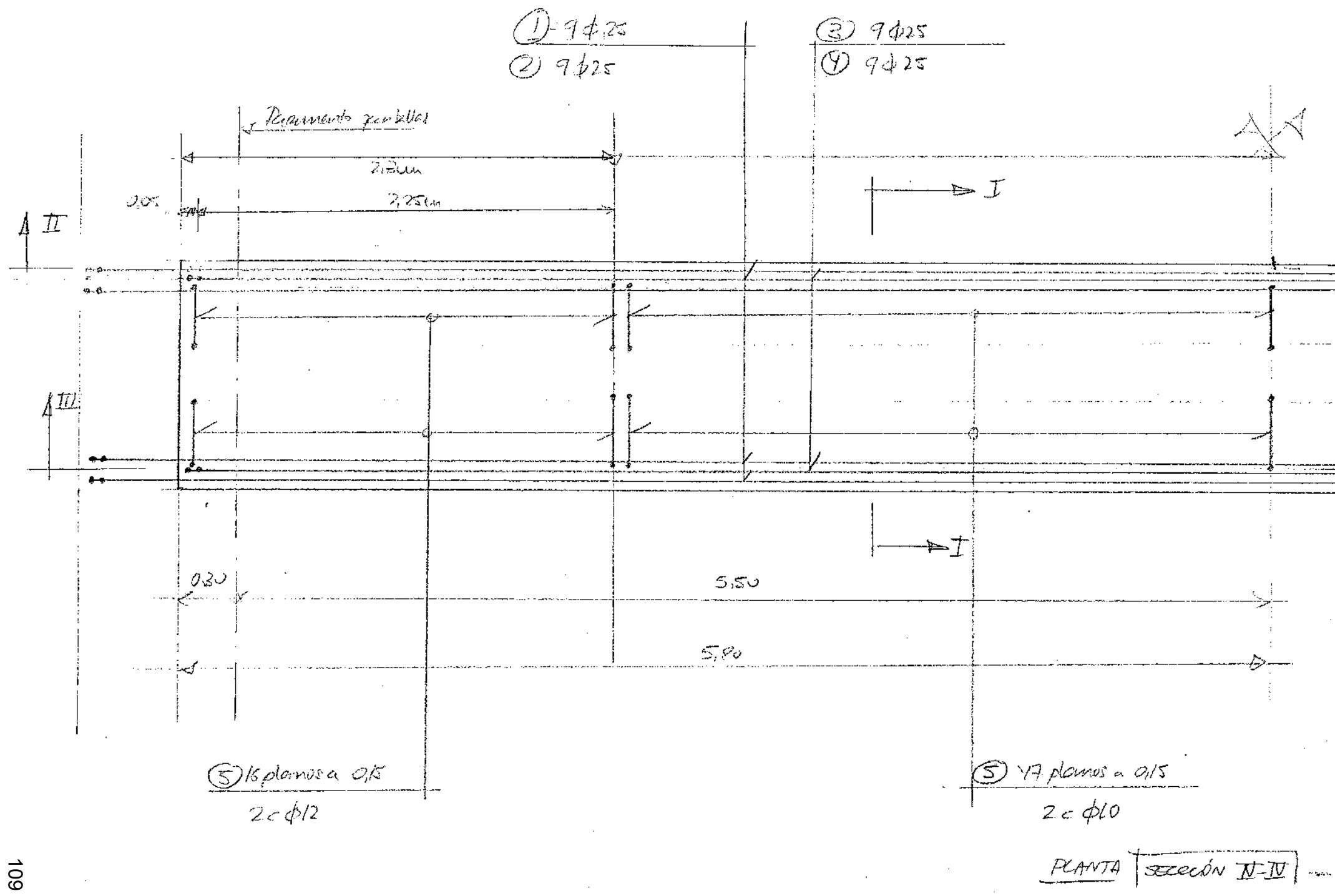


SECCIÓN I-I

Prelosa

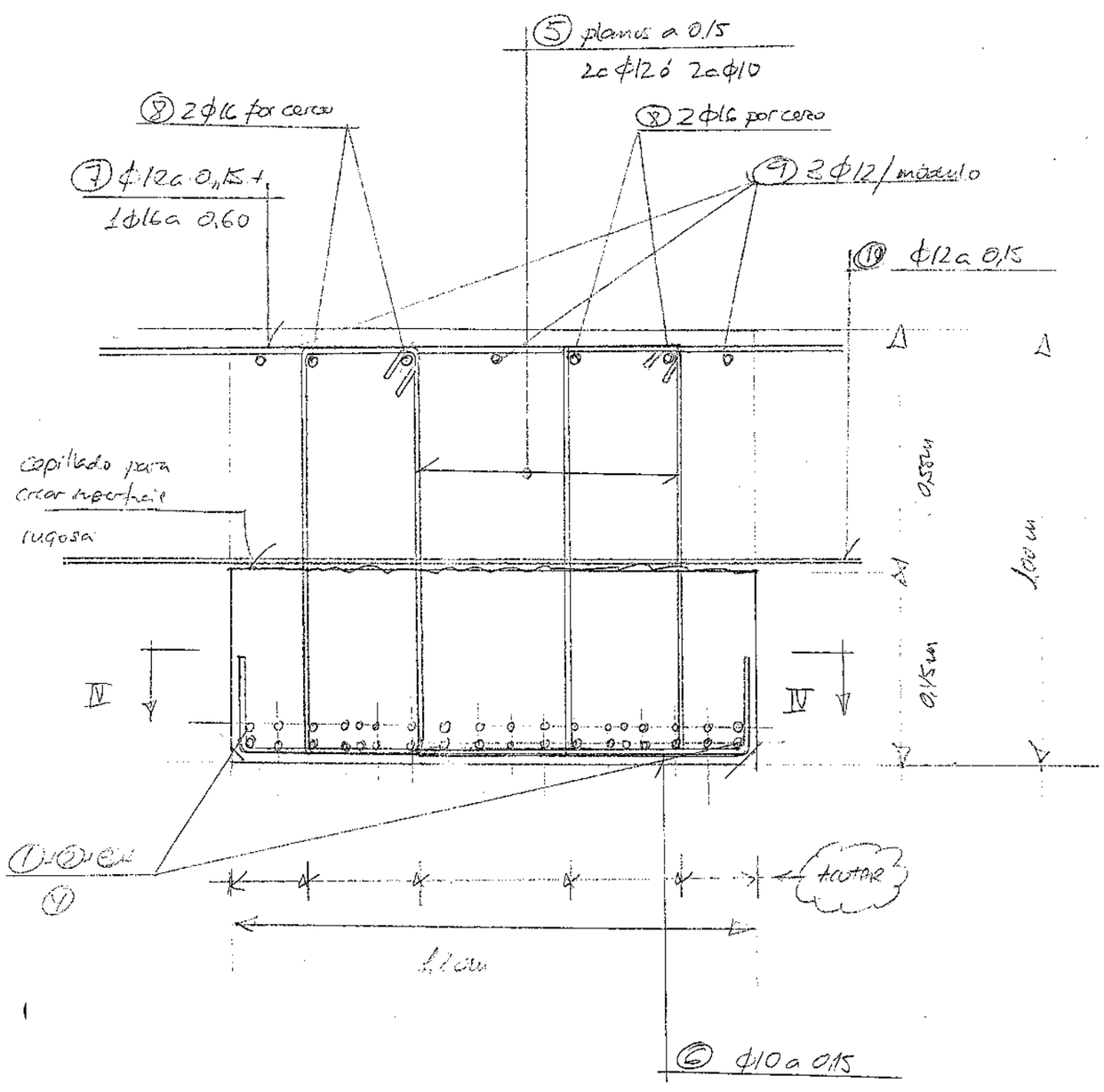
LOSA DE CUBIERTA

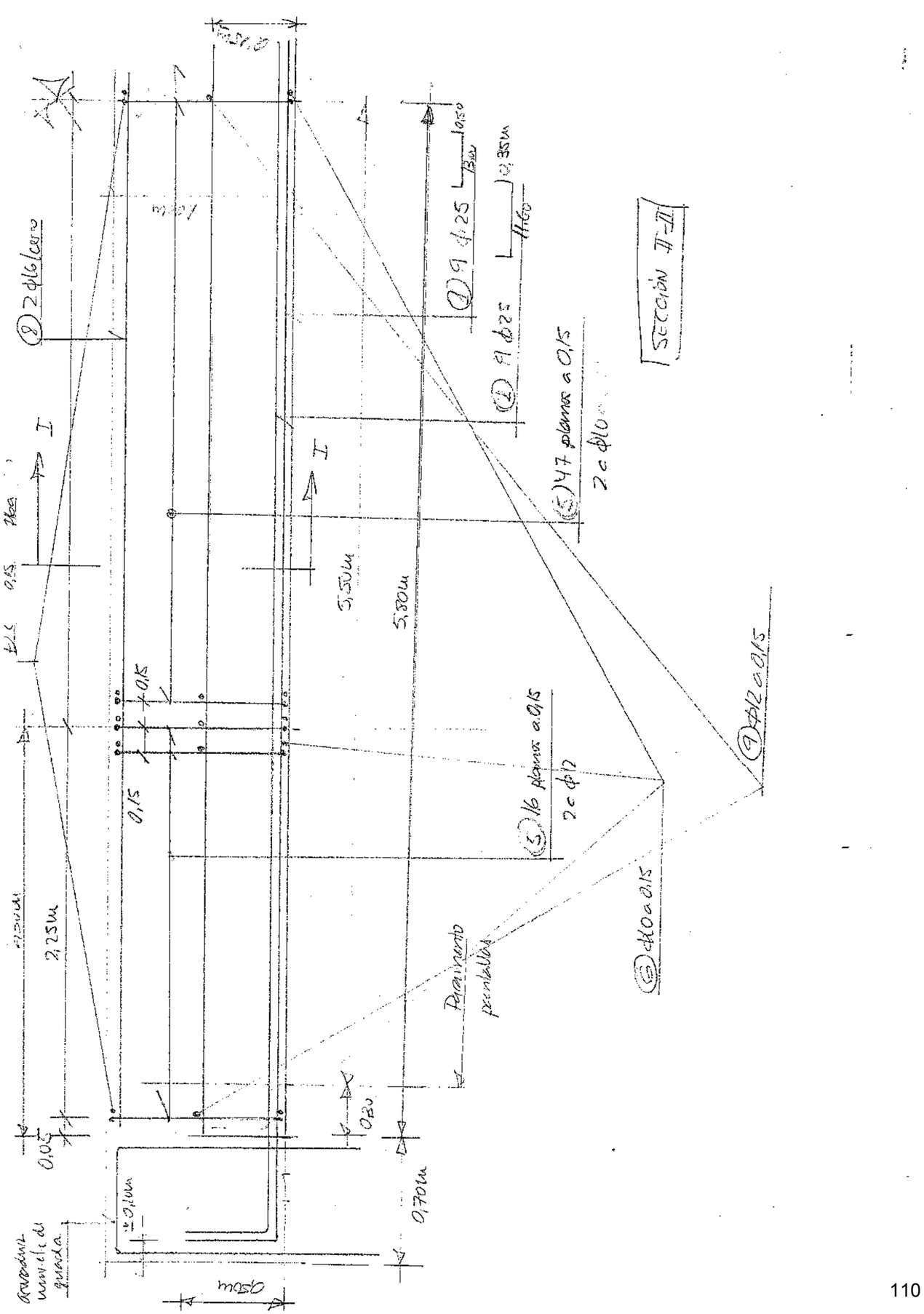
GEOMETRÍA



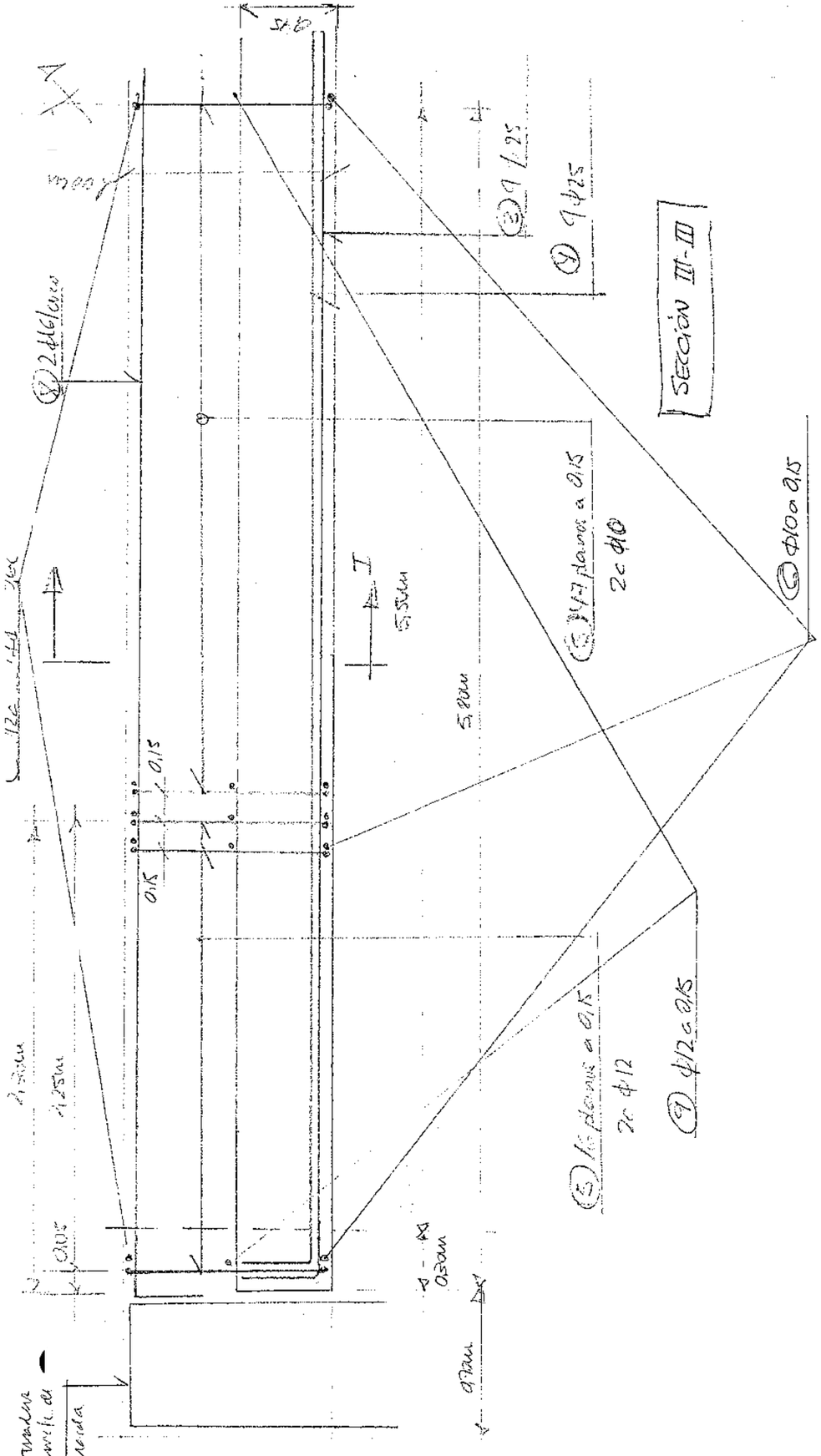
PLANTA | SECCIÓN IV-IV

SECCIÓN I-I





SECCIÓN II-II


Sección III-III
⑨ 9 Φ25
⑤ 9 Φ25
⑧ 2Φ16/ancho
⑥ Φ10a 0.15
⑤ 9 Φ12 planos a 0.15
2c Φ10
⑦ Φ12 a 0.15
2c Φ12
0.15
0.15
0.05
0.30m
0.25m
0.30m
0.30m
0.30

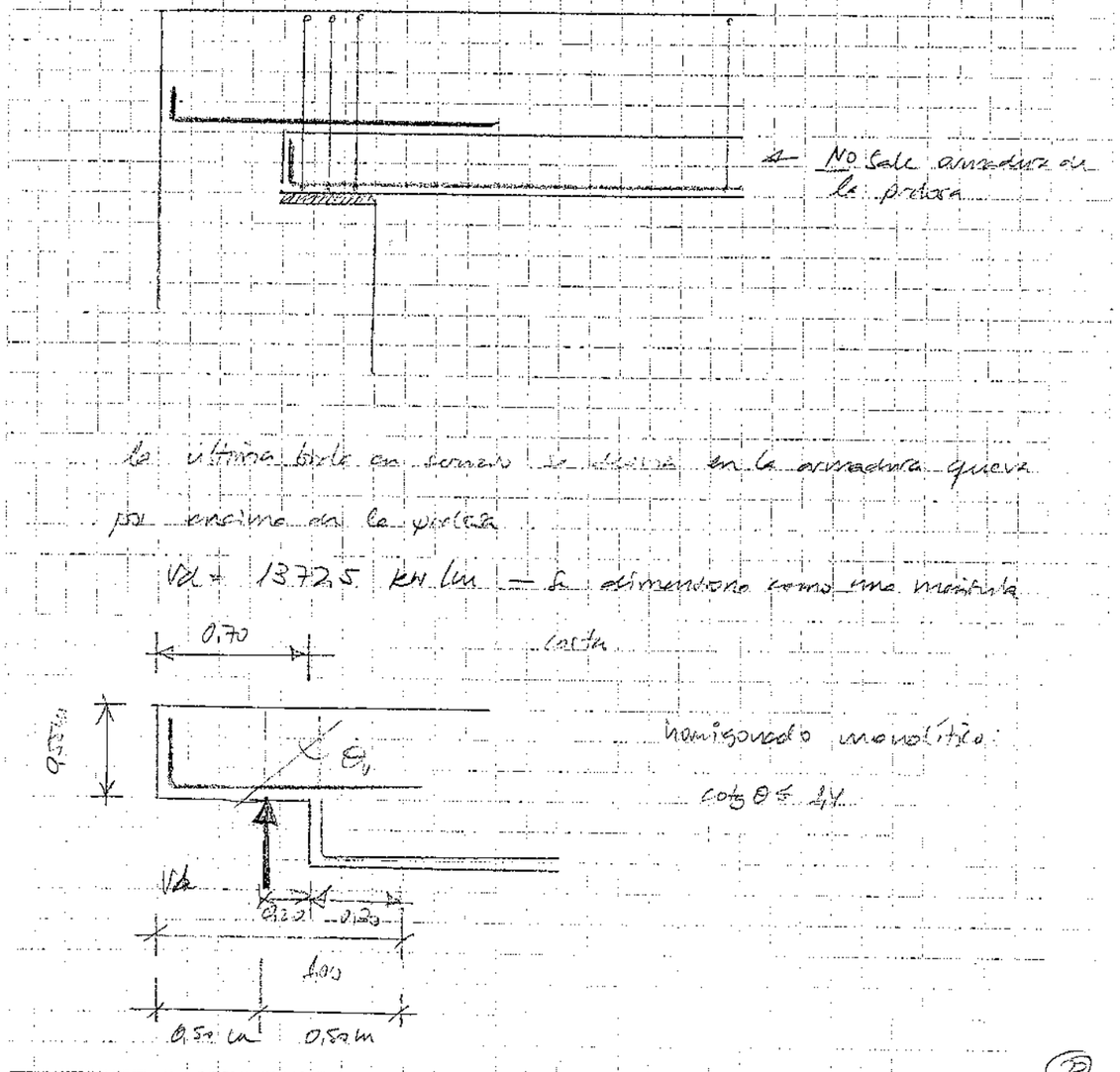
Modificación de la armadura longitudinal de la losa

Cortante a 1 canto útil $Vd = 1178,06$ KN/m

$Td \geq 1178,06$ KN/m

$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} \quad \frac{1178,06 \text{ KN/m}}{434,8 \text{ MPa}} \quad A_s \geq 27,09 \text{ cm}^2/\text{m}$

→ 5,52 ϕ25 /pml



← No cabe armadura en la losa

la última barra en tracción se ancla en la armadura que va por encima en la pantalla

$V_d = 1372,5$ KN/m → se dimensiona como una mensula corta

hormigonado monolítico

$\cot g \theta \leq 1,4$

Dimensionamiento como ménsula corta:

Armadura principal:

$T_{1d} = F_{vd} \cdot \cot g \theta + F_{hd} \leq A_c \cdot f_{cd}$

$\theta = \arccot g \left(\frac{1}{1,40}\right) = 35,5°$

$\theta_u = \arccot g \frac{0,25}{0,50} = 26,57°$ — OK está por debajo en la limitación

$F_{hd} = 105$ KN/m ← Máxima tracción en los procedimientos considerados hasta ahora

con Co axial

$T_{1d} = 1372,5 \cdot \cot g\, 26,57 + 105 = 791,4$ KN/m

$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{791,4 \text{ KN/m}}{400 \text{ MPa}} = 19,78 \text{ cm}^2/\text{m}$

→ 5 ϕ25 pml

Cercos $T_{2d} = 0,20 F_{vd} \leq A_{sc} f_{yd}$

$T_{2d} = 0,20 \cdot 1372,5 = 274,5$ KN/m

$A_{sc} \geq \frac{T_{2d}}{f_{yd}} = \frac{274,5 \cdot 10^{-3}}{400} = 6,86 \text{ cm}^2/\text{m}$

1 cerco en $\frac{1}{2}$ m $\quad ; d = 0,50$ m

a repartir en 1,20 m → 2 ϕ10 / pml

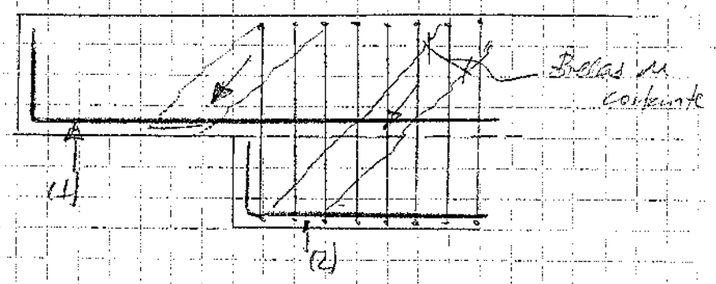
longitud de anclaje de 1 ϕ25

$l_{b\phi25} = 1\cdot 25^2 = 93{,}75\,cm$ — $l_{b\phi25} = 1{,}00\,m$

longitud de anclaje 1,00m

Debe transmitirse la carga de la losa sobre las pretiles a la

barra en las pretiles

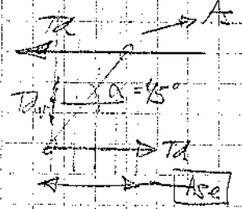


Se debe aumentar un poco la armadura transversal para

facilitar la transmisión de carga de las barras (1) a las

barras (2)

$A_{s(1)} = 24{,}545\,cm^2/m$



$A_{s(2)} > A_{c(2)}$ — OK

$T_d = U = A_c \cdot f_{yd} = 24{,}545\cdot 10^{-4} \cdot 435{,}5 = 1{,}067\,MN/m$

$T_{dv} = T_d \cdot \tan 45° = T_d = 1{,}067\,MN/m \le A_{se} \cdot f_{yd}$

con lo cual $A_{se} = \frac{T_{dv}}{f_{yd}} = \frac{1.067}{400} = 26{,}68\,cm^2/m$

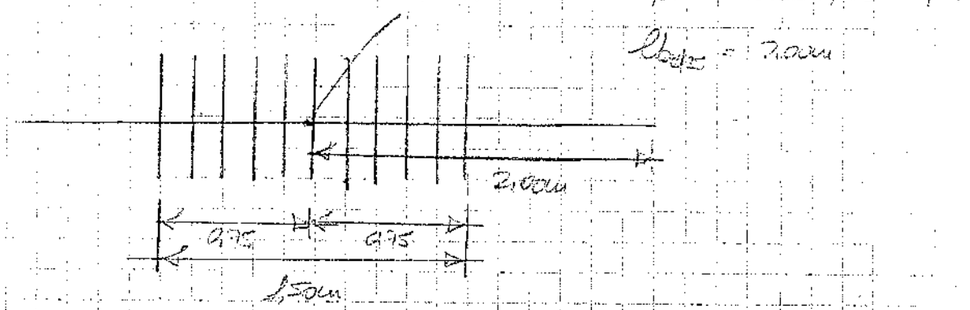
En 1,20 m → 32,02 cm²

En cada banda de cercos → 16,01 cm²

Se disponen en 1,50 m de 2 ϕ25 — cc: 1,3 · 100 = 1,50 m — Sitúo en 1,50 m

con la cual 10,67 cm²/m (adicionales de cortante)

Queda como:



Hay que añadir 10,67 cm²/m en cada banda de cercos

Armadura necesaria por cortante.

14,97 cm²/m

Añadiendo la armadura para cortante

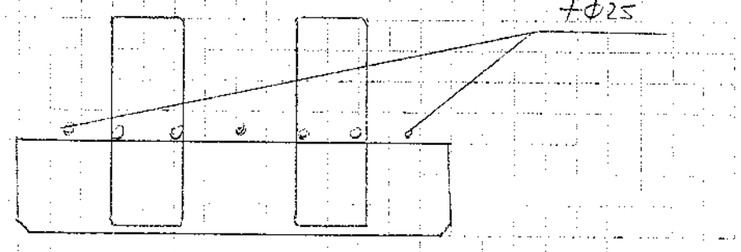
14,97 + 10,67 = 25,64 cm²/m

→ 4 c ϕ16 a 0,15 en el primer 1,50m

Las armaduras para dar los cercos se cosen a rasante para que sean

efectivas a cortante.

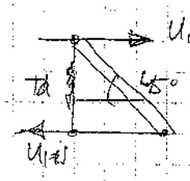
Hay, en 1,20m → 7 ϕ25 en cada pretil



Debe coser a rasante la capacidad mecánica de 7 ϕ25

$A_s = 34{,}34\,cm^2$

$U = A_s \cdot f_{yd} = 0{,}2454\,MN$



la capacidad mecánica de las barras inferiores a las cuales (d) es paralelo a las mismas (d) que es donde se levantan las bielas del cortante

$Td = U \cdot tg\,45° = 0,2134 \cdot tg\,45° = 0,2134\ MN$

$A_s \geq \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0,2134\ MN}{400\ MPa} = 5,336\ cm^2$

en 1,50m → $A_s \geq 3,557\ cm^2/m$

Se colocan con $\phi 10$ a 0,15 en la zona del armado longitudinal.

COMPROBACIÓN ADICIONAL

Tomando el cortante a 1 canto, pero considerando una z_{calc} = 0,50m

V_d = 128,125 kN/m cortante a 0,50m que es el mismo que el de apoyo

A_s = 4 Ø25 cada 1,20m → 28,62 cm²/m

A_{tt} = 59,22 cm²/m en 1,20m → 2,054 cm²/m

en cada banda de cobre 35,532 cm²/m

con lo cual se están colocando 26,82 cm²/m

Se deben suspender una parte del cortante

V_d = 1372,5 kN/m

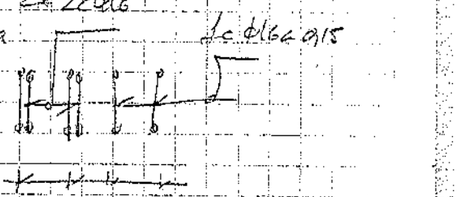
En 4,2 m → V_d = 1647 kN/pilar

$A_s = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{1.647}{400} = 41,175\ cm^2$

En 2 bandas → 20,59 cm²/banda

Se deben doblar 2 c.Ø16

$A_s = 2 \times \frac{1}{2} \times 2011 = 16,09\ cm^2$



Se entienda puesto que no es suficiente suspendido solo el cortante

Desde en la última biela en combinación

M = 20,06 kNm ⇒ cé en el eje de apoyo (con todo seguro)

$$\frac{C}{z} = \frac{V_d}{T_d}$$

Tomando $\theta = 45°$ ⇒ $T_d = V_d = 20,06$ kN

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{20,06 \cdot 10^{-3}\ MN}{400\ MPa} = 5,0265\ cm^2/m$$

en 1,20m → $6,032\ cm^2$ / pilotes ⇒ **6 ϕ12**

Se disponen 7ϕ12

Longitud de solape de 1ϕ12

$l_{b,\phi 12} = 15 \cdot 1,2 = 21,6\ cm \Rightarrow \frac{\phi_{12}}{20} \cdot l_{b,\phi 12} = 32cm$

$C_b = C_b\ d + r_{rec} = 30cm + 6cm$

Se disponen solape de 75cm para tener en cuenta que esta losa con cimentación no muy rígida.

ADENDA:

VERIFICACIÓN EN ELU Y ELS DE LA CUBIERTA EN LA HIPÓTESIS DE MÁXIMA TRACCIÓN.

TRACCION MAXIMA EN ambERTA

Axiles en cabeza

P1	N = 86,14 Tn/m
P2HH	N_{min} = -7,28 Tn/m / N_{max} = 44,16 Tn/m
P3HH	Empuje #2: N_{max} = 56,66 Tn/m Sin puesto #2: N_{max} = 57,11 Tn/m
P4	N_{max} = 44,74 Tn/m

La máxima tracción ocurre en la fase de excavación hasta -4,5 con puntal intermedio a la cota -5,00 en el procedimiento constructivo 102

Armadura disponible 7 Ø25 por módulo

A_s = 34,362 cm²/1,20m → A_s = 28,64 cm²/m

VERIFICACIÓN EN ELU

Capacidad última de la armadura

$U = A_s f_{yd}$ = $28,64 \cdot 10^{-4}$ m² · $\frac{500 MPa}{1,50}$ = 1,245 MN

U = 124,5 Tn/m

Coeficiente de seguridad adicional frente a las tracciones en la pantalla

$C_A = \frac{124,5}{1,5 \cdot 7,28} = 11,4$

$C_A = 11,4 >> 1,00$

El coeficiente de seguridad adicional es muy elevado

VERIFICACIÓN EN ELS

Como el hormigón en fisura se adapta a la forma de la deformada inicial se supone que hay capacidad hasta que fisure el hormigón y se supone monolito único

A_c = (1,00 - 0,45) = 0,55 m²/m

T_k = 7,42 Tn/m = 72,8 kN/m

Con lo cual $\tau_c = \frac{T_k}{A_c} = \frac{72,8 kN/m}{0,55 m^2/m} = 132,36 kN/m^2$ ←T→

τ_c = 0,024 MPa ←T→

Resistencia a tracción del hormigón

$f_{ctk} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \sqrt[3]{75^2} = 1,795 MPa$

como $\tau_c < f_{ctk}$ → No se alcanza la fisuración del hormigón

Si se supone el hormigón fisurado la tensión del acero en las armaduras es de

A_s = 28,64 cm²/m

$\sigma_s = \frac{T}{A_s} = \frac{72,8 kN/m}{28,64 cm^2/m} = 25,42 MPa$ (5,1% de f_{yk})

las armaduras están al 5% del límite elástico en fases previas para a comprimido

Can Tunis 13-NOV-2003

- CUBIERTA DEL TRAMO DE PRUEBA -

- MURETE DE GUARDA
- VIGA DE ATADO DE LAS PANTALLAS

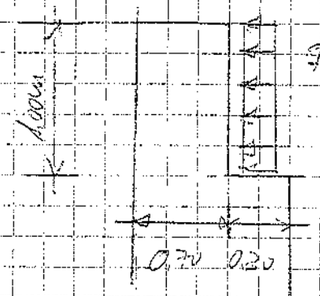
Can Tunis 10-NOV-2003

VIGA DE ATADO Y MURETE DE GUARDA

MURETE DE GUARDA

Axil máximo Ⓨ: $N_{max} = 600\ kN/m$ (en procedimiento P1)

Muro de guarda — Ⓨ Es el axil máximo en la cubierta (por metro lineal)



$$q = \frac{1.50.600}{1,00} = 900\ kN/m^2$$

Recubrimiento mecánico 0,05m
(en el interior, el recubrimiento geométrico puede ser menor)

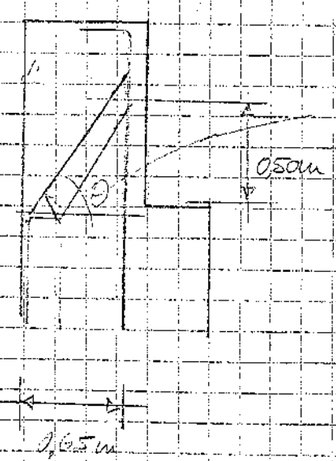
Medidas de bielas y tirantes

h = 0,30m

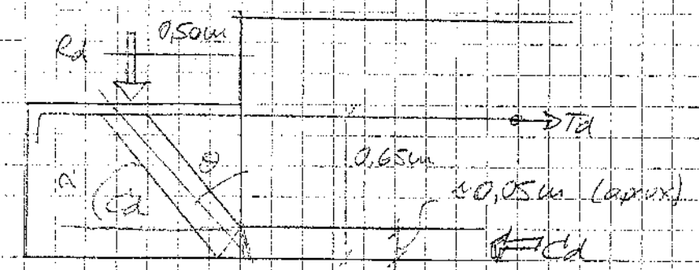
t = 1,00m

h = 0,70 > 0,5 — gran canto

Canto útil



Cam Tunis — 10-NOV-2003



$\theta = \operatorname{arctg} \frac{0,5}{0,65-0,05} = 29,21°$

$Rd = Cd \cdot \operatorname{sen}\theta = R_d = 1,50 \cdot 600 = 900\ KN$

$Cd = \frac{900}{\operatorname{sen} 29,21°} = 1171,54\ KN$

$Td = Cd \cdot \operatorname{sen}\theta = 1171,54 \cdot \operatorname{sen} 29,21 = 750,00\ KN$

$Td = 0.750\ MN$

$A_s = \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0.750}{400} \cdot 10^4 = 18,75\ cm^2/m$

→ Φ16 a 0,10

→ 2Φ16 a 0,20 ← $20,11\ cm^2/m$ — + toma Φ25a0,25

→ Φ20 a 0,20 + Φ16a 0,20 ($A_s = 19,626\ cm^2/m$)

Armadura de estribado (teniendo en cuenta el cortante y el canto)

$V_{cd} = 360\ KN/m \rightarrow A_s = 7,052\ cm^2/m/m$

La capacidad de las cercos debe ser mayor que $T_{2d} = 0,20 \cdot 900\ KN/m$

$T_{2d} = 180\ KN/m$

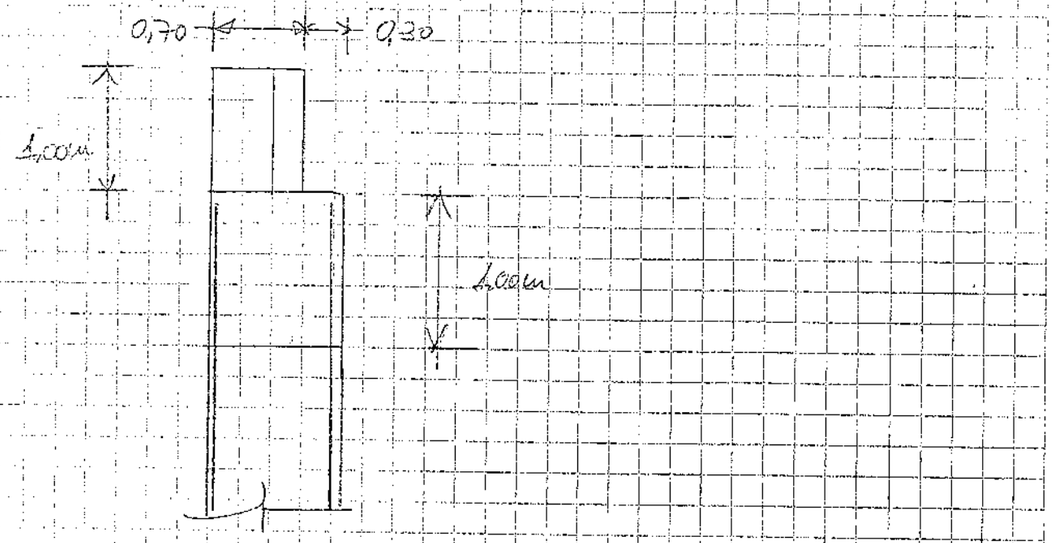
$A_s = \frac{0,18\ MN/m}{400\ MPa} 10^4 = 4,5\ cm^2$

→ se disponen 3 ramas Φ10 por metro en planos a 0,15

(2)

Cam Tunis — 10-NOV-2003

VIGA DE ATADO



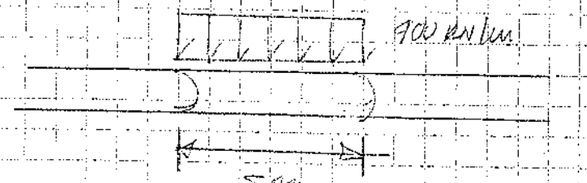
$b_{viga} = 1,50m$

$R = 900\ KN/m$

$M_d = 1350\ KN\,m/m$

$A_s = 51,87\ cm^2/m$

$A_{s\,min}$ disponible → $A_{s\,disp}$: cumple



$M_d = \frac{900 \cdot 5^2}{12} = 1875\ KN\,m$

$A_s = 51,72\ cm^2$ → 11 Φ25 en cada cara $A_s = 53,799\ cm^2$

$V_d = 900 \cdot 1,70 = 1530\ KN$ (cortante a 1 canto)

$A_s = 53,999\ cm^2$

$A_{sl} = 35,55\ cm^2/m/m$ →

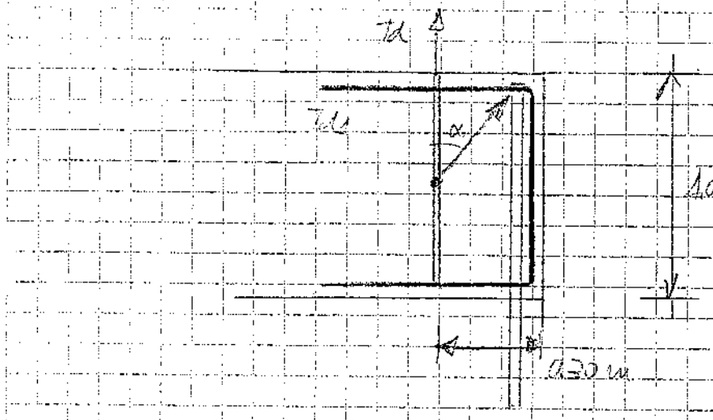
2c Φ16 a 0,20 + 1c Φ25a0,25

(3)

Can Tunis 10-NOV-2005

Debe transmitirse la capacidad mecánica de la base del muro a la armadura de la pantalla

$Td = \sigma_{td} \cdot f_{yd} = 18,75\ cm^2/m \cdot 100\ MPa = 0,75\ MN$



$\alpha = arctg \frac{0,30}{0,50} = 30,96°$

$Td_1 = Td \cdot tg\ 30,96° = 0,75 \cdot tg\ 30,96° \cdot 0,95 \cdot 0,60 = 0,45\ MN/m$

$A_s = \frac{Td_1}{f_{yd}} = 11,25 cm^2/m$ → se cumple de sobra con los $2\phi16$ a 0,30

$1\phi25$ a 0,25

Cualquier otra solución

La resistencia de las pantallas será la inferior debido a la simetría de la geometría →

$Vd = 900\ kN/m$

$Vd = 0,9\ MN/m$ $\quad A_c = \frac{Vd}{f_{cd}} = \frac{0,9 MN/m}{1/100\ MPa} = 22,5 cm^2/m$

Se ejecutan 4 planos a 0,20 $2\phi12$ a 0,20

$2\phi16$ a 0,25m

Can Tunis 13-NOV-2005

Longitud de anclaje de 1 grupo de 2ϕ16

$l_b = 1,6 \cdot 1,6^2 = 2,84m$

$l_b = 13 \cdot 2,84 = 49,92m$ → como mínimo 50cm

Cuantía mínima cuando la guarda como muro $\rho \geq 2,2‰$ → $12\phi16$

$H\ 0,7m^2 \rightarrow A_s \geq 22,4\ cm^2$ → $20\phi12$ → muy alto se dispone un poco mínimo

Cau Tunis 14-Enero-2004

— MODIFICACIONES PATRÓN DE ARMADO DE LA VIGA DE ATADO —

a) Armaduras (7) [ ]

Se plantea la posibilidad de retirar la pastilla de la rama vertical interior.

Longitud de anclaje $l_{b_I} = m\phi^2 = 15 \cdot 2{,}5^2 = 93{,}75\ cm^2$

como se dispone de 100cm de espacio ⟹

⟹ **SUELE SUPRIMIRSE LA PATILLA.**

b) Longitudes de solapo mínimas de las barras 6 cuando se agrupan de 2 en 2.

$l_s = \alpha \cdot l_b$

$l_{b_{neta}} = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{A_s}{A_{s\,real}} = 15 \cdot 2{,}5^2 \cdot \frac{51{,}7}{54} = 89{,}76\ cm$

Solapando todas las barras en la misma sección — $\alpha = 2{,}0$

con lo cual, la longitud de solapo es:

$l_s = 2{,}0 \cdot 89{,}76 = 179{,}51\ cm$

Si se agrupan las barras de 2 en 2, la longitud de solapo debe aumentarse en $l_s^* = 1{,}3 \cdot l_s$

$l_s^* = 1{,}3 \cdot 179{,}51 = 233\ cm$

⟶ Longitud de solapo de los $\phi 25$ agrupadas de 2 en 2

$l_s = 235\ cm$

Cau Tunis 11-Dic-2003

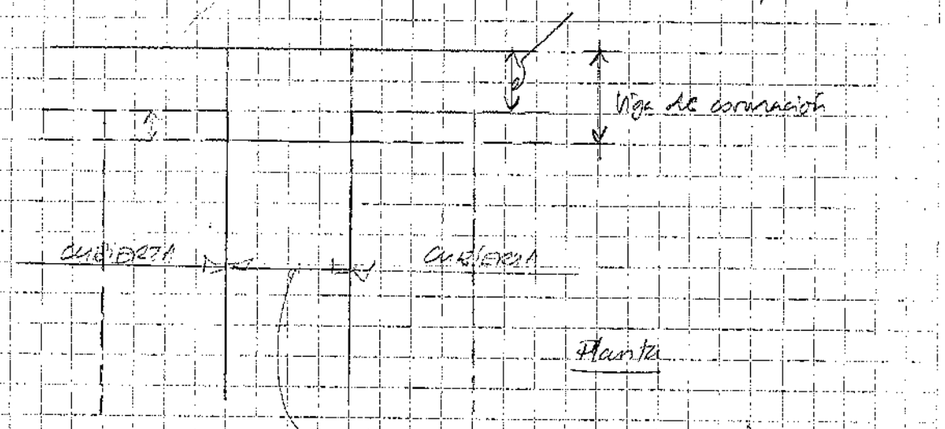
DETALLE CONSTRUCTIVO DEL MURETE DE GUARDA Y LA VIGA DE CORONACIÓN EN LOS HUECOS DE LA CUBIERTA PARA VENTILACIÓN E INTRODUCCIÓN DEL MATERIAL.

Can Tunis 11-DIC-2002

PARA VERIFICACIÓN E INTRODUCCIÓN DE MATERIAL

Se dejan probadas sin pasar → pasan al 1,20m

Toda la reacción de la cubierta en este tramo se descarga hacia los estribos



Línea para verificación e introducción del material.

En elevación corresponde a dejar en los ejes en bajo relieve de 6 cms (los relieves en bordes quedan cuando la cubierta está totalmente apoyada)

A efectos de cálculo, el luz es de 1,70m, a pesar de que el luz libre es de 1,20m (ver planos)

Can Tunis 11-Dic-2002

Reacciones sobre la cubierta en los diferentes tramos de estudio (diferentes procesos constructivos)

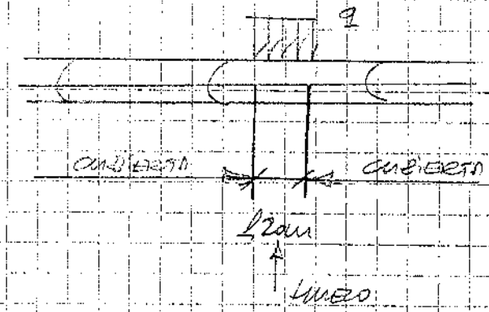
Proc	Reacción sobre cubierta
P2H	25,47 Tn/m
P2HH	22,65 Tn/m
P2P5	19,55 Tn/m
P2P6	22,40 Tn/m
P2P7	28,74 Tn/m
P4	23,52 Tn/m
P3 \ P2	37,51 Tn/m
P3 \ P2H	44,53 Tn/m
P3 \ 2HH	45,69 Tn/m
P32P	33,79 Tn/m
P32PH	45,10 Tn/m
P32PHH	46,24 Tn/m
P1H	69,45 Tn/m
P1HH	72,71 Tn/m

Reacción máxima sobre la cubierta

Rmax = 72,71 Tn/m en el procedimiento constructivo P1

En caso de haber relleno en la plataforma de trabajo estas fuerzas pueden ser mayores, del lado seguro se consideran los máximos a ello que puede aparecer en la cubierta [91 Tn/m] (Pasando con relleno de 1cm) → todas las comprobaciones son del lado seguro

Viga de coronación:



$q = 150.91$ Tn/m
$= 1365$ Tn/m

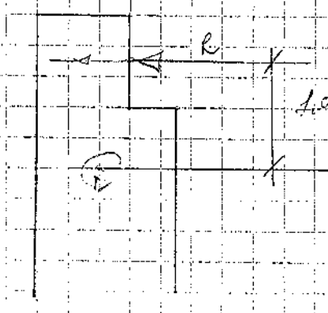
La viga de coronación está empotrada en las dos pantallas adyacentes

$M_d = \frac{q\,l^2}{12} = \frac{1365 \cdot 17^2}{12} = 328,74$ KN.m' $A_s = 14,96$ cm²

es viga de gran canto y toma canto útil $d = 0,6\,e = 0,60$m

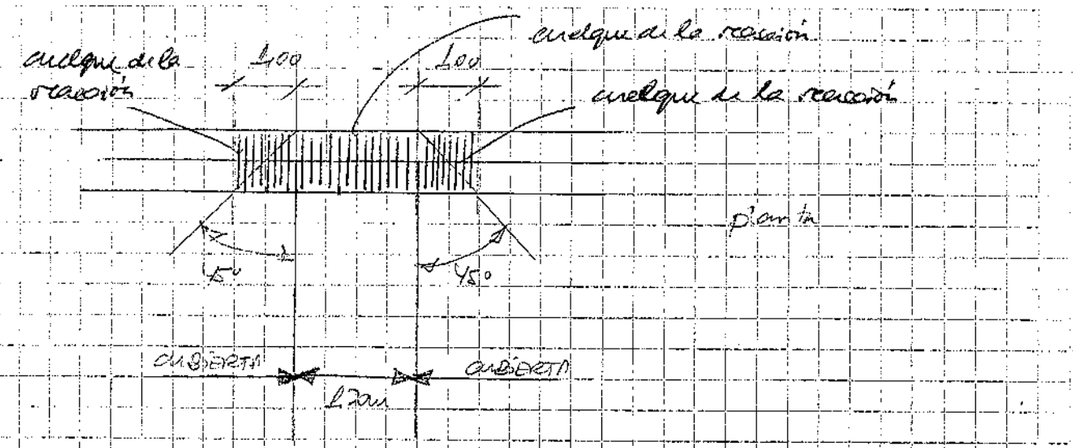
es menor que el momento considerado para el dimensionamiento en la viga de atado, luego cota fracture correctamente

Tirante:



Tracción ejercida sobre la viga de guarda

En primer lugar debe dimensionarse Rd



Toda la reacción debe suspenderse hasta atrás

$R_d = 900 \times 1,50 = 1350$ KN/m

$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{1.350 \text{ KN/m}}{400 \text{ MPa}} = 33,75$ cm²/m en zonas de muro

en zonas de hueco se dispone armadura de suspensión de la reacción de 1 ramo $\phi 16$ a 0,15 $\Rightarrow A_s = 64,852$ cm²

Se reparte la reacción de 4,70 m entre 2,00 adyacente al hueco

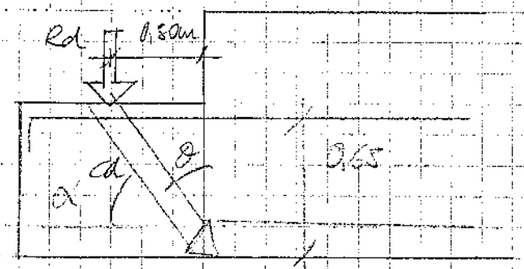
$R_{total} = 4,70 \times 1350$ KN/m $= 2295$ KN ≈ 2300 KN

en 2,00 m $\rightarrow$ $R = 11475$ KN/m a añadir a la reacción propia

$\rightarrow$ R total = la reacción propia + la mitad del hueco

$R_{total} = 1350 + 11475 = 2497,5$ KN/m ≈ 2500

en el muro de guarda en 1,00m a cada lado del hueco



$\theta = \arctg \frac{0,5}{0,65-0,05} = 29,81°$

$Cd = \frac{Rd}{\cos 29,8} = \frac{2500}{\cos 29,8} = 3254,5 \text{ KN/m}$

$Td = Cd \sin\theta = 3254,5 \sin 29,8 = 2082,7 \text{ KN/m}$

$A_f = \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{2082,7 \text{ KN/m}}{400 \text{ MPa}} = 52,07 \text{ cm}^2/\text{m}$

Hacen falta 11 Ø25 pasl y se disponen en 1,50m de ancho a cada lado del hueco.

→ 16 Ø25 en 1,5m → Aumentar el armado tipo en el muro de guarda adyacente a las zonas de hueco

Armadura de cortante en el muro de guarda

Tomando el cortante a 1 canto útil: (A forma a 0,60m del lado seguro)

$Vd = 2500 \text{ KN/m} \cdot (1,00-0,6) = 1000 \text{ KN}$

Armadura en tracción

$A_s = 54,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{tt} = 19,88 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si se fician con 11 Ø25 pasl → espacio entre Ø25 $s = 0,09$m entre ejes en base.

Tomando 6 planos a 0,15

en cada plano → $A_t = 19,88 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 0,15\text{m} = 2,982 \text{ cm}^2$

→ 2 cercos con 3 ramas Ø12 a 0,15

luego se cubre con la armadura dispuesta en el muro de guarda tipo

$A_{tt} = 22,62 \text{ cm}^2/\text{m/m}$ ← se cubre la armadura necesaria (OK)

Punzonamiento de la cimentación

$R_d = 2500$ kN/m

$t = \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{2,50 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 62,50 \text{ cm}^2$

Se disponen 4 ramas Φ 16 a c/25 (64,32 cm²/m) y se cuenta con la combinación de Φ25 alternas

CORTANTE EN LA VIGA DE CORONACIÓN

$V_d = \frac{1,70}{2} \cdot 1350 = 1150$ kN

Armadura longitudinal: 11Φ25 $A_s = 53,999$ cm²

Dimensionamiento con programa Bentz

$A_{sw} = 24,68$ cm²/m

Hay un punto 39,772 cm²/m por cortante luego se cubre con problemas la armadura necesaria para cortante.

TORSIÓN

Se cuenta con la torsión que se genera por las reacciones descargadas → debe dimensionarse para este esfuerzo

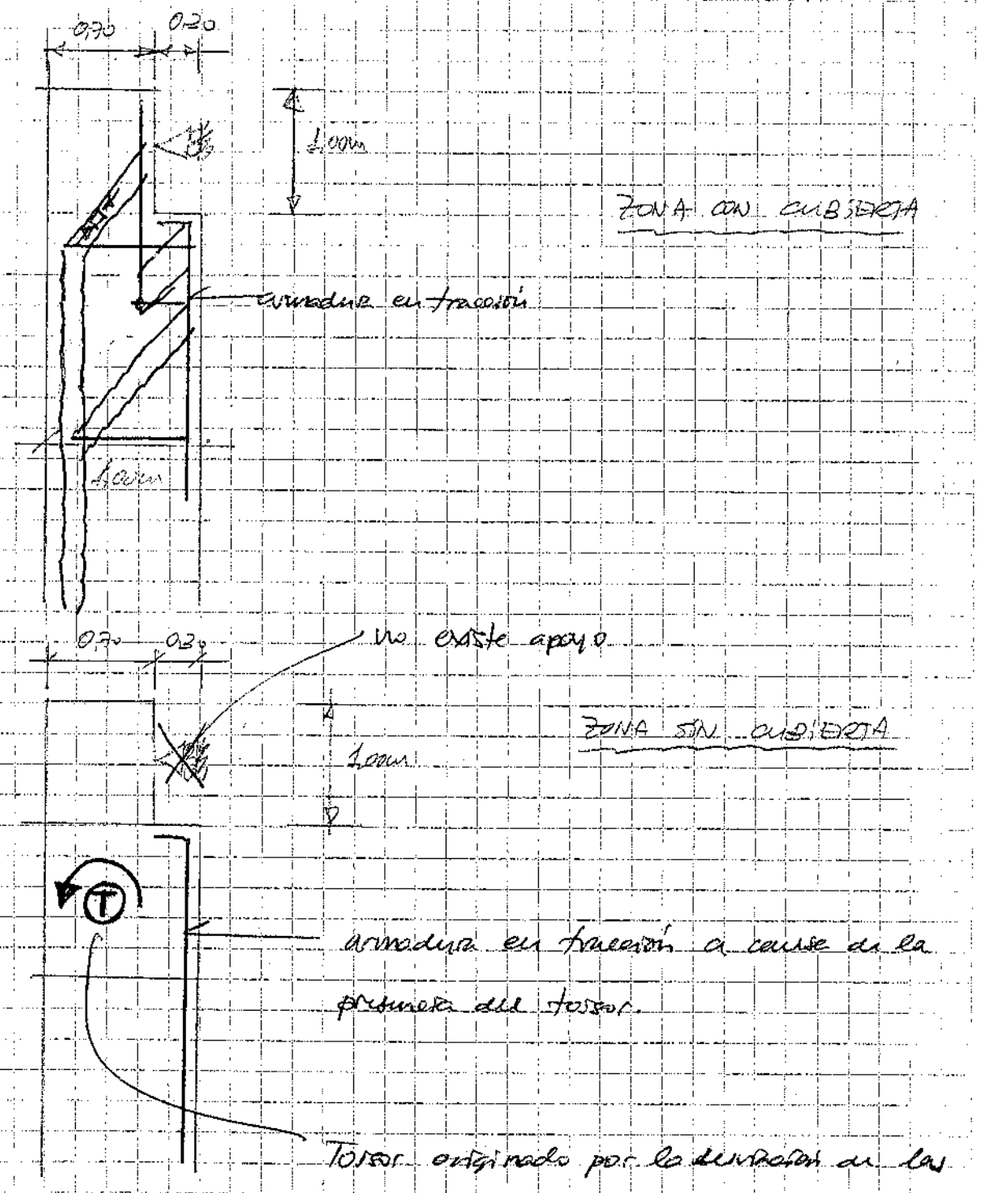
Con el fin de que toda la armadura de flexión en las pantallas trabaje se dimensiona a torsión la losa de coronación con el torsor que resulta de dumar la reacción de la pantalla en la zona donde no hay cubierta hace reacciones donde sí hay cubierta.

Si toda la armadura trabaja a flexión no es necesario realizar comprobaciones adicionales sobre el dimensionamiento de las pantallas y únicamente hay que tener presente un incremento en recubrimiento interno que en caso de transmitir cargas y perpendiculares a la losa sin cubierta el apoyo que la cubierta de la

Por torsión actúa equilibrante $R_d = 1150$ kN/m con una excentricidad de $e = 1,00$ m → $t_d = 1150$ kN·m/m

Este torsor se reconduce a la carga de flexión

$T_d = 1150$ kNm



armadura en tracción a causa de la presencia del torsor.

Torsor originado por la descarga de las cargas de las pantallas hacia las zonas con cubierta (Transmitido desde las zonas con cubierta)

Comprobaciones:

a) Agotamiento del hormigón

$h_e = \frac{A}{u} = \frac{1,00}{4,00} = 0,25 m$

$A = 0,5625 m^2$

$u_e = 3,00 m$

$T_{u1} = \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \frac{\cot g \theta}{1+\cot g^2 \theta}$

$\alpha = 1,20$

$f_{1cd} = 0,60 \cdot 25 = 15 MPa$ | $T_{u1} = 1,20 \cdot 15 \cdot 0,5625 = 0,75 \cdot \frac{t}{2} =$

$\cot g \theta = 1$

$T_{u1} = 1,265 KN \cdot m$

$T_{u1} = 1265,6 KN \cdot m \geq T_d = 1150 KN \cdot m$ (OK!) cumple la limitación

b) Agotamiento de armaduras transversales

$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot f_t}{S_t} A_{sth} \cdot \cot g \theta$

despejando

$A_{sth}/S_t \geq \frac{T_d}{2 A_e f_{yd} \cot g \theta}$

Sustituyendo valores

$A_{sth}/S_t \geq \frac{1150}{2 \cdot 0,5625 \cdot 400 \cdot 1} = 25,56 cm^2/m$

c) Agotamiento de armaduras longitudinales

$$Tu_3 = \frac{2Ae}{Ue} \cdot As \cdot fyld \cdot tg\theta$$

Despejando $$Ac \geq \frac{Tu \cdot Ue}{2 \cdot Ae \cdot fyld \cdot tg\theta}$$

Sustituyendo valores

$$Ac \geq \frac{1,15 \cdot 3,0}{2 \cdot 0,5575 \cdot 100 \cdot 1} = 76,67 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$ $Ac = 19,17 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura transversal en viga de cimentación:

	A_{tt}
Cortante transversal	19,89 cm^2/m
Torsión	25,56 cm^2/m
Suspensión reacción	0 cm^2/m ← será totalmente absorbida y se dispone de 1,852 cm^2/m adicionales para cortante
Total ...	45,44 cm^2/m

hay dispuesto 2 ramas $\phi 25$ a 0,125

$A_{tt} = 39,77 \text{ cm}^2/\text{m}$

Tomando el cortante a 1 canto útil

$$Vu = 1350 \left(\frac{1,70}{2} - \frac{0,80}{\text{del lado seguro}} \right) = 1350 \cdot 0,05 = 67,5 \text{ kN/m}$$

$A_{tt} = 0$ → Se cumple

Prácticamente para por cada biela directa

(10)

Armadura longitudinal en la viga de atado

a) Cara superior e inferior

	A_s
Flexión	0
Torsión	19,17 cm^2
Total ...	19,17 cm^2

A_s disp $4\phi 20 + 2\phi 25 = 22,39 \text{ cm}^2$ (OK)

b) Caras laterales

	A_s
Flexión	14,96 cm^2
Torsión	19,17 cm^2
Total ...	34,13 cm^2

A_s disp = $9\phi 25 = 44,181 \text{ cm}^2$ (OK!)

(11)

Can Tinet 11-Dic-2003

INTERACCIÓN TORSIÓN-FLEXIÓN + FLEXIÓN CORTANTE.

Del tenor en cuenta que el mecanismo de flexión/cortante es el de una viga de gran canto y, por tanto, esta comprobación según EHE no es del todo exacta

a) flexión + torsión

Comprobación $\tau_{cd} \leq \alpha \cdot f_{1cd} = 1{,}20 \cdot K = 1{,}8\ MPa$

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2A_t \cdot h_e} = \frac{1{,}15\ MN\cdot m}{2 \cdot 0{,}5625\ m^2 \cdot 0{,}25\ m} = 4{,}089\ MPa$$

T_{nd} = Brazo mecánico $d = 0{,}6 \cdot l = 0{,}60\ m$

Se asimila a una viga de 0,6m canto

$N = 0$

$M = 328{,}74\ kN\cdot m$

$$I = \frac{1}{12} 0{,}6^3\ 1{,}0 = 0{,}018\ m^4$$

$$\tau_{nd} = \frac{328{,}74\ kN\cdot m}{0{,}018\ m^4} 0{,}30 = 5{,}479\ MPa$$

Tensión de comparación:

$$\tau_{cd} = \frac{\tau_{nd}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\tau_{nd}}{2}\right)^2 + \tau_{td}^2}$$

Sustituyendo valores:

$\tau_{cd} = 7{,}66\ MPa < 1{,}8\ MPa$ OK! → No hay agotamiento de las bielas por la interacción flexión-torsión

Can Tinet 11-Dic-2003

b) Cortante + torsión

$T_d = 1{,}15\ MN\cdot m$

$T_{u1} = 1{,}266\ MN\cdot m$

$V_{rd} = 2{,}00\ MN$ ← en el borde del apoyo para comprobar el agotamiento por compresión oblicua

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd}\ b_o\ d\ \frac{\cot g\,\theta + \cot g\,\alpha}{1 + \cot g^2\,\theta}$$

$K = 90° \rightarrow \cot g\,90° = 0$

$\theta = 45 \rightarrow \cot g\,45° = 1$

$K = 1{,}00$ ← no hay axiles exteriores

$f_{1cd} = 0{,}60\ f_{cd} = 0{,}60 \frac{25}{1{,}50} = 10\ MPa$

Sustituyendo valores

$$V_{u1} = 1{,}00\ \ 10\ \ 1{,}00\ \ 0{,}60\ \ \frac{1}{2} = 3{,}00\ MN$$

$$\beta = 2\left(1 - \frac{h_e}{b}\right) = 2\left(1 - \frac{0{,}25}{1{,}00}\right) = 1{,}50$$

Sustituyendo valores:

$$\left(\frac{1{,}15}{1{,}266}\right)^{1{,}50} + \left(\frac{1{,}00}{3{,}00}\right)^{1{,}50} = 0{,}866 + 0{,}1925 = 1{,}058$$

Es ligeramente superior a 1,00 pero teniendo en cuenta que la comprobación es un lado seguro (al haber tomado la máxima reacción sobre la abierta, cuya contribución de la por bruno

Can Tunis 11-OR-2008

Con timpos bataches de 5.0m y huecos de 1.20m, de modo que:

* El comportamiento del bataches prácticamente no se ve afectado por la existencia de huecos para ventilación dado que la sección sigue siendo suficientemente rígida que la considerada en el análisis del tramo tipo

* El hueco sí afecta al comportamiento del bataches por lo que es recomendable una recalculo del procedimiento de excavación con RIDO

* El hueco afecta al bataches en cuanto a comportamiento interno y, en este sentido, se ha calculado la viga de coronación y el muerto de guarda para poder soportar los esfuerzos internos que aparecen

Conclusiones:

← El hueco no tiene influencia en el comportamiento global del bataches

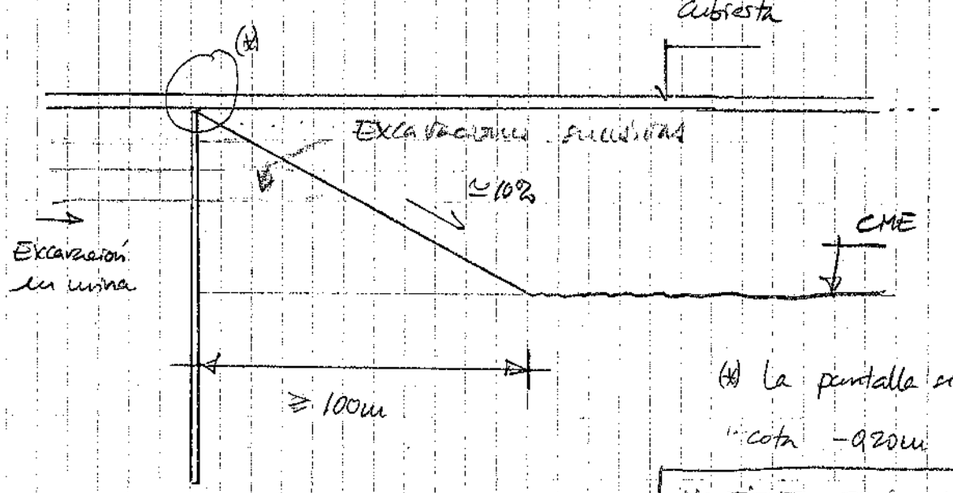
* Hay que dimensionar el detalle de coronación para que soporte la redistribución de esfuerzos que comporta el hueco

(14)

Can Tunis 15-Oct-2008

Tramo de pruebas PK 706.680 a 706,980

PANTALLA DE CIERRE.



(*) La pantalla se rejuzga la cota -9.20m

NO TIENE SENTIDO HACER VIGA DE ATACO SUPERIOR

i) → Completamente drenado en el intrados hasta la 0.50m por debajo de la cota de excavación durante el período de funcionamiento de la pantalla → Cota más desfavorable para el NF del intrados

ii) → Reconstrucción manteniendo equilibradas las cotas de excavación a ambos lados, con diferencias máximas de 3.00m

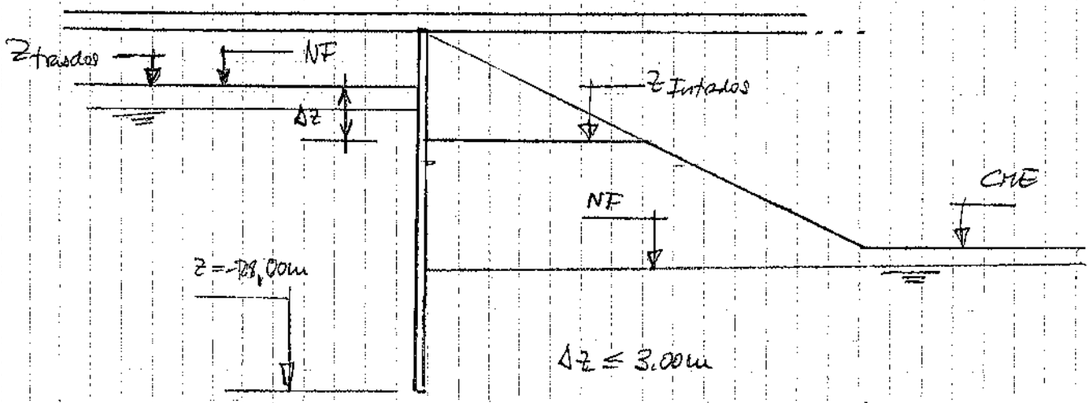
iii) → A medida que se excava el trasdós el NF se mantiene 0.50m por debajo de la cota de excavación ← del lado seguro

iv) → Del lado seguro se supone que el máximo relleno de tierras está en el trasdós y en él puede haber una sc uniformemente repartida de 10 kN/m²

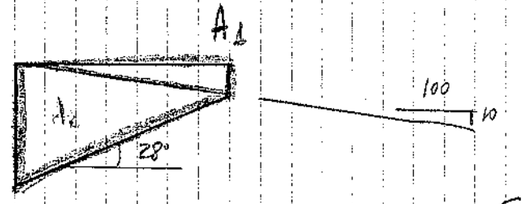
v) → Si modeliza la cohesión de los limos en activo

vi) — Pantalla de h = 0.80m para facilitar demolición.

(1)



El terreno inferior es muy tendido → Se minora la resistencia pasiva del terreno hasta el 85% de la máxima con terreno horizontal (en el terreno superior la reducción es menor)



$A_1 = 91,68\ m^3/m$

$A_2 = 79,15\ m^3/m$

$E = \frac{79,15}{91,68} = 0,863$

→ Se minora el empuje pasivo por 0,85 para tener en cuenta la inclinación del terreno.

Etapas de calculo

Fase 1 — Entorno

Fase 2 — Z intrados = -2,00 m / Z trasdos = 4,00 m

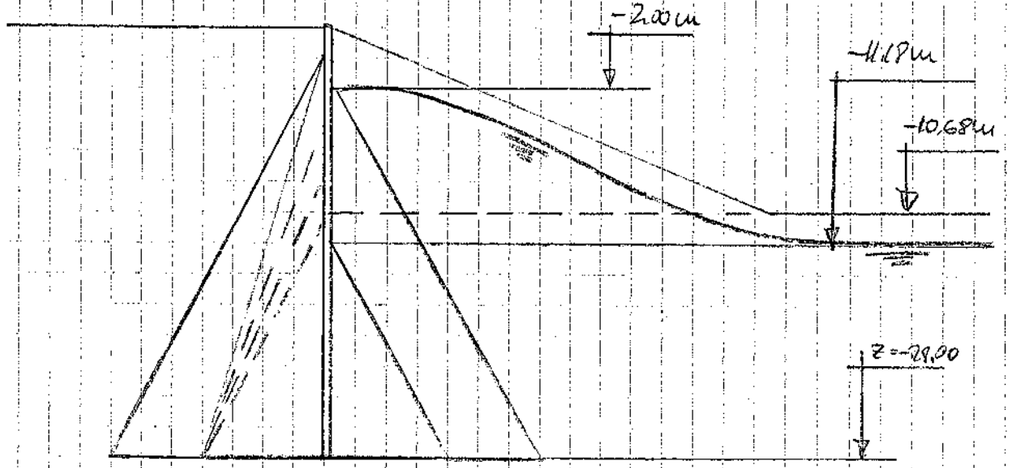
Fase 3 — Z intrados = -5,00 m / Z trasdos = -2,00 m

Fase 4 — Z intrados = -8,00 m / Z trasdos = -5,00 m

Fase 5 — Z intrados = -10,68 m / Z trasdos = -8,00 m

Fase 6 — Z intrados = -10,68 m / Z trasdos = -10,68 m

Distribución de presiones de agua:



$TW = 1,10\ (28 - 11,18)\ 10 = 185,02\ KN/m^2$

Se suponen diversas cotas posibles para el NF en el intrados de la pantalla: Z.

De todas las posibles se toma la pésima (ver hoja EXCEL adjunta)

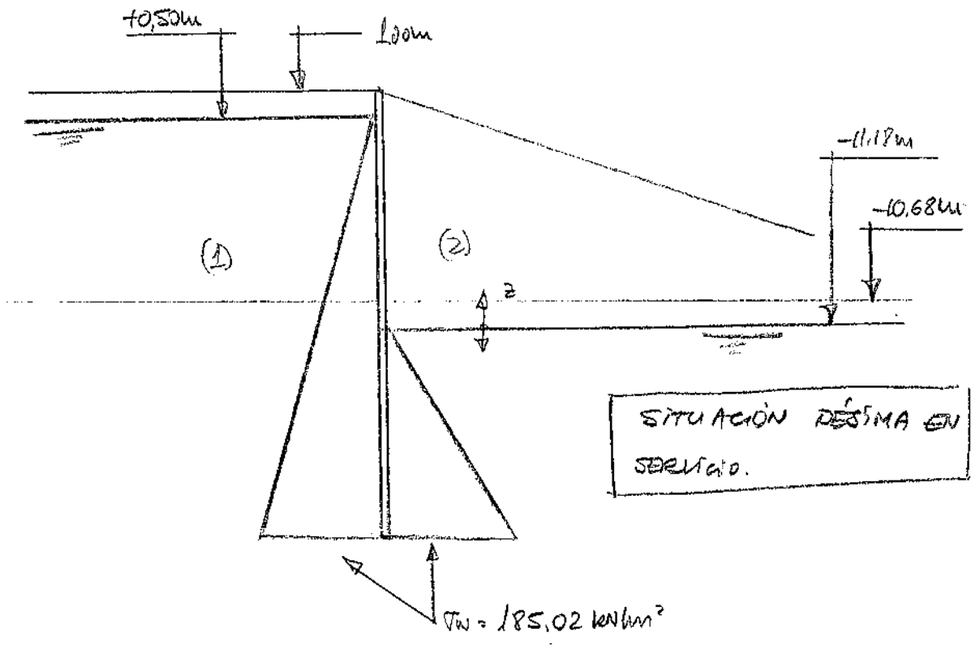
Se tiene empuje máximo cuando el NF en intrados está a la cota -11,18m → Se calcula con cota NF y en el trasdós se mantienen 0,5m por debajo de la cota de excavación (Pintado en rojo)

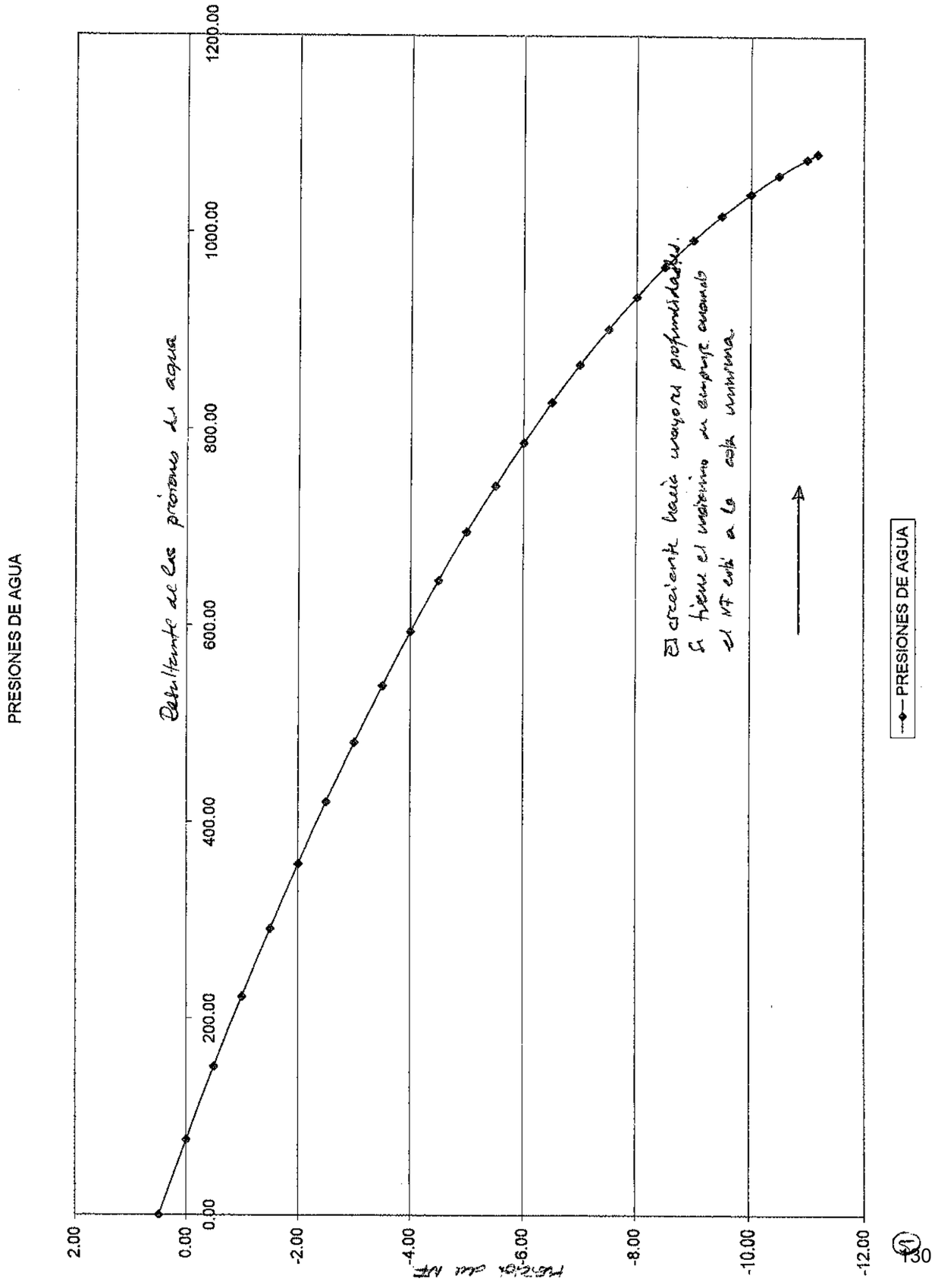
DETERMINACIÓN DEL EMPUJE PÉSIMO DE AGUA EN LA PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO DE PRUEBA. EN SERVICIO

Z=	SIGMA W=	PRES INTR	PRES TRAS	DIFERENCIA DE PRESIONES
0.50	313.50	4467.38	4467.38	0.00
0.00	308.00	4312.00	4389.00	77.00
-0.50	302.50	4159.38	4310.63	151.25
-1.00	297.00	4009.50	4232.25	222.75
-1.50	291.50	3862.38	4153.88	291.50
-2.00	286.00	3718.00	4075.50	357.50
-2.50	280.50	3576.38	3997.13	420.75
-3.00	275.00	3437.50	3918.75	481.25
-3.50	269.50	3301.38	3840.38	539.00
-4.00	264.00	3168.00	3762.00	594.00
-4.50	258.50	3037.38	3683.63	646.25
-5.00	253.00	2909.50	3605.25	695.75
-5.50	247.50	2784.38	3526.88	742.50
-6.00	242.00	2662.00	3448.50	786.50
-6.50	236.50	2542.38	3370.13	827.75
-7.00	231.00	2425.50	3291.75	866.25
-7.50	225.50	2311.38	3213.38	902.00
-8.00	220.00	2200.00	3135.00	935.00
-8.50	214.50	2091.38	3056.63	965.25
-9.00	209.00	1985.50	2978.25	992.75
-9.50	203.50	1882.38	2899.88	1017.50
-10.00	198.00	1782.00	2821.50	1039.50
-10.50	192.50	1684.38	2743.13	1058.75
-11.00	187.00	1589.50	2664.75	1075.25
-11.18	185.02	1556.02	2636.54	1080.52

Máximo empuje resultante

Cota pésima para el NF



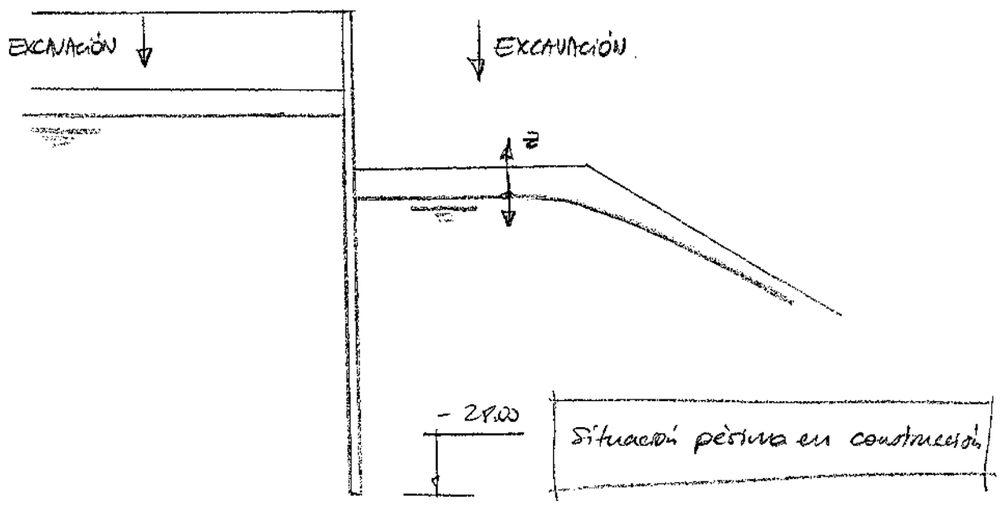


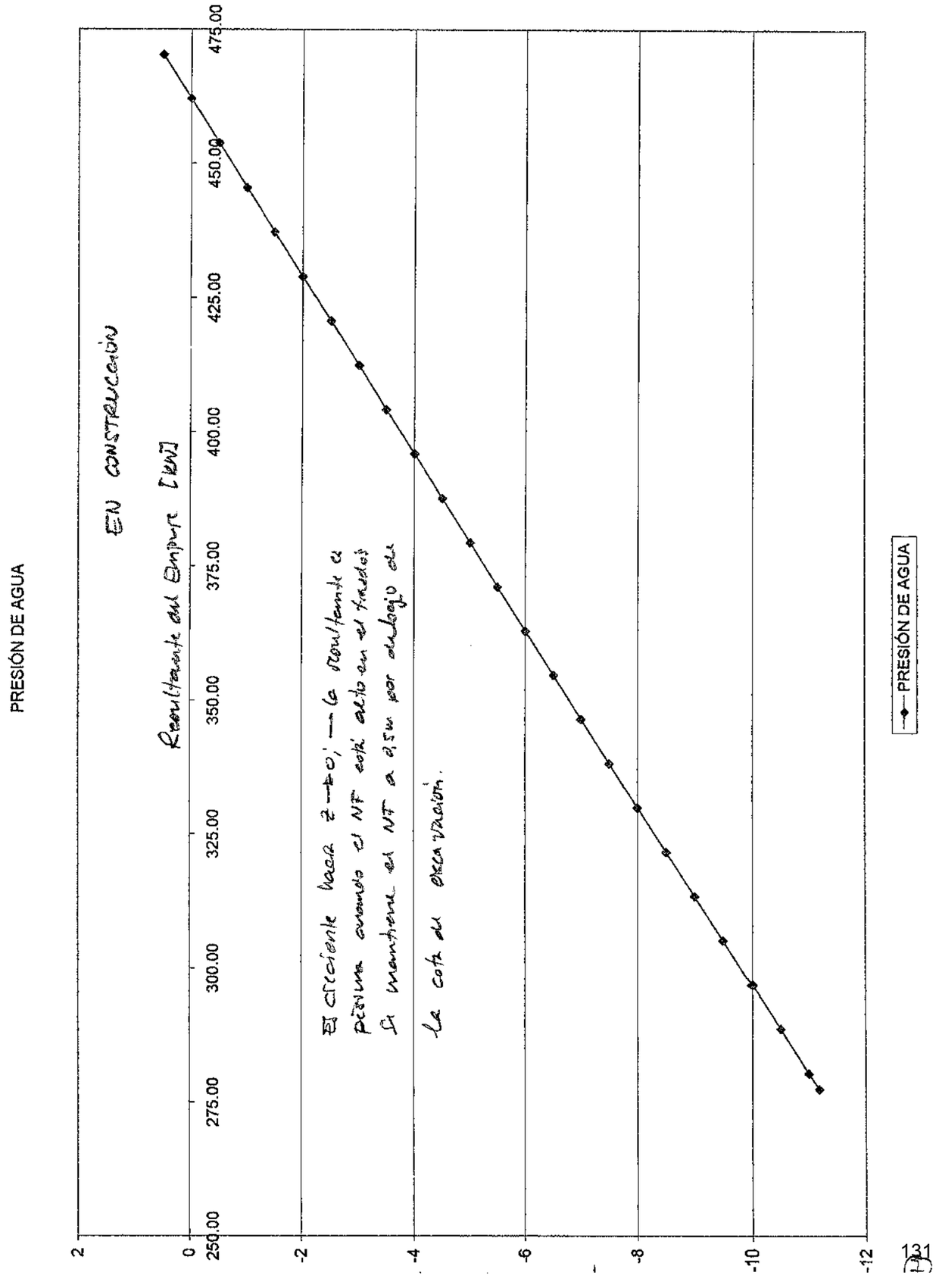
DETERMINACIÓN DEL EMPUJE PÉSIMO DE AGUA EN LA PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO DE PRUEBA. EN CONSTRUCCIÓN

Z=	SIGMA W=	PRES INTR	PRES TRAS	DIFERENCIA DE PRESIONES
0.5	313.50	4467.38	4937.63	470.25
0	308.00	4312.00	4774.00	462.00
-0.5	302.50	4159.38	4613.13	453.75
-1	297.00	4009.50	4455.00	445.50
-1.5	291.50	3862.38	4299.63	437.25
-2	286.00	3718.00	4147.00	429.00
-2.5	280.50	3576.38	3997.13	420.75
-3	275.00	3437.50	3850.00	412.50
-3.5	269.50	3301.38	3705.63	404.25
-4	264.00	3168.00	3564.00	396.00
-4.5	258.50	3037.38	3425.13	387.75
-5	253.00	2909.50	3289.00	379.50
-5.5	247.50	2784.38	3155.63	371.25
-6	242.00	2662.00	3025.00	363.00
-6.5	236.50	2542.38	2897.13	354.75
-7	231.00	2425.50	2772.00	346.50
-7.5	225.50	2311.38	2649.63	338.25
-8	220.00	2200.00	2530.00	330.00
-8.5	214.50	2091.38	2413.13	321.75
-9	209.00	1985.50	2299.00	313.50
-9.5	203.50	1882.38	2187.63	305.25
-10	198.00	1782.00	2079.00	297.00
-10.5	192.50	1684.38	1973.13	288.75
-11	187.00	1589.50	1870.00	280.50
-11.18	185.02	1556.02	1833.55	277.53

creciente

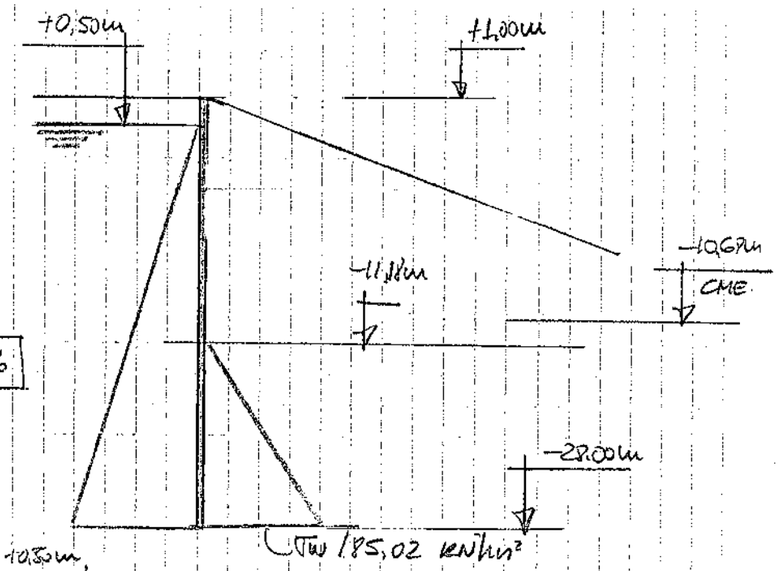
← ☒ válido para z ≤ -2.00m





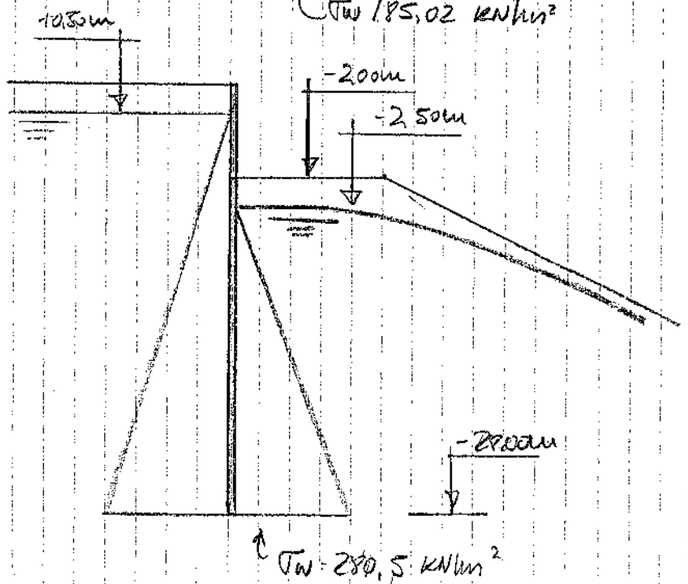
El círculo hace z=-6.0; — la resultante es pésima cuando el NF está en el fondo. Si mantiene el NT a 0.5m por debajo de la cota de excavación.

ETAPA 1: EN SERVICIO:



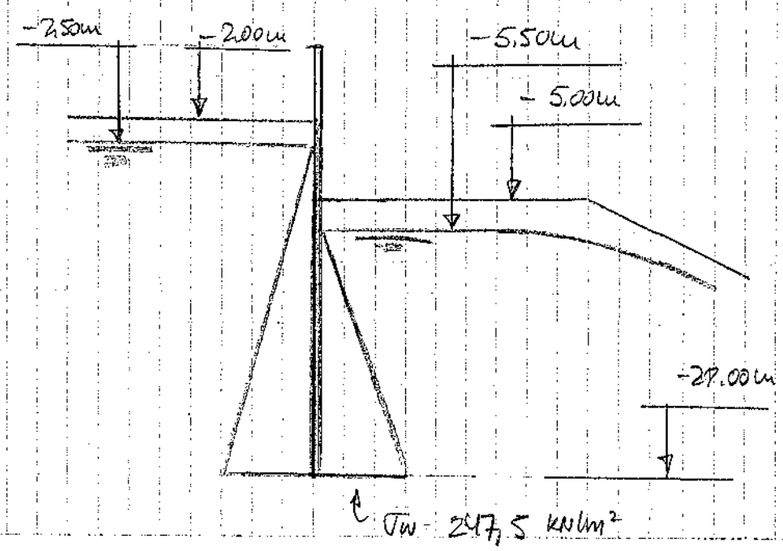
Porcentaje del puntal total movilizado P= 21,2%

ETAPA 2:



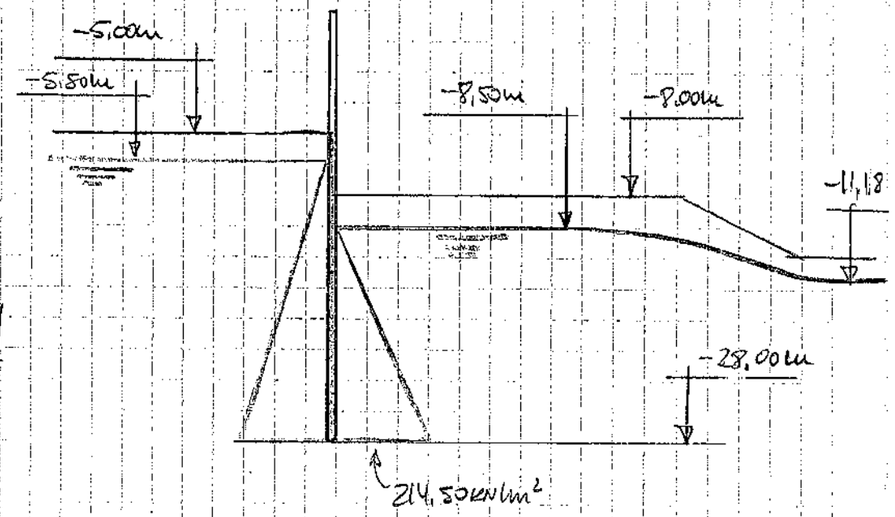
P= 26,9%

ETAPA 3:



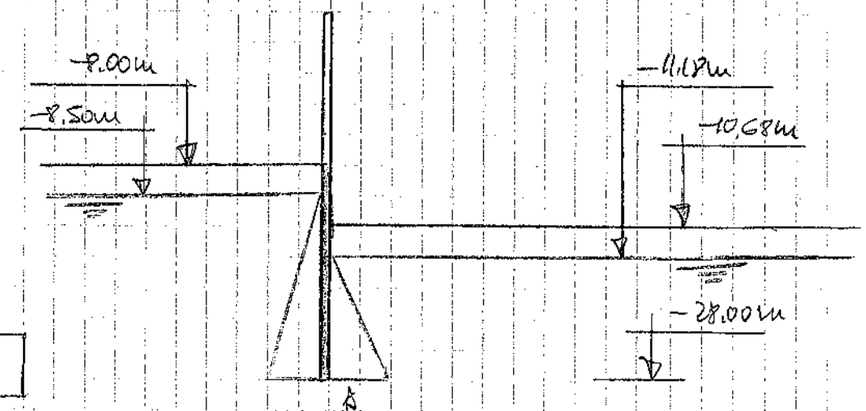
P= 28,4%

ETAPA 4:



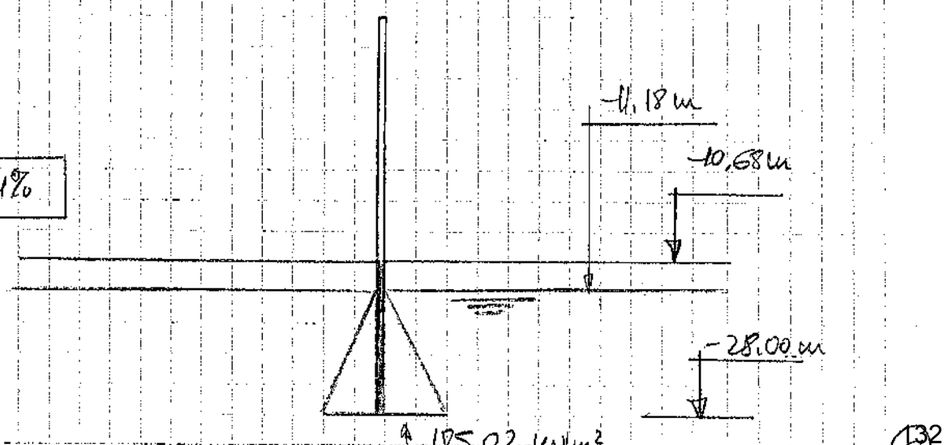
P= 29,4%

ETAPA 5:



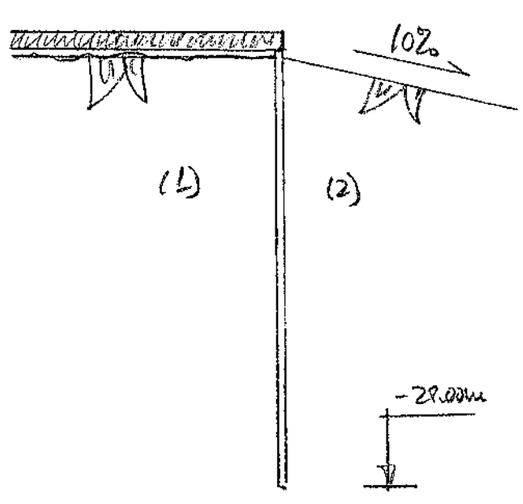
P= 29,2%

ETAPA 6:



P= 21,4%

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS -CIERRE- *100L *
* PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO DE PRUEBA
1.0
-16 0.8^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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
EXC(2) 1
COE 1 -16 1 0.85
CAL
* ETAPA 1: PANTALLA EN SERVICIO, CON NF PESIMO EN INTRADOS
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -28.0 18.502
WAT(2) -11.18 0.0
WAT(2) -28.0 18.502
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.0
WAT(2) -2.5 0.0
WAT(2) -28.0 28.05
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -28.0 28.05
CAL
* ETAPA 3: SEGUNDA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -5.0
EXC(1) -2.0
WAT(2) -5.5 0.0
WAT(2) -28.0 24.75
WAT(1) -2.5 0.0
WAT(1) -28.0 24.75
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
WAT(2) -8.5 0.0
WAT(2) -28.0 21.45
WAT(1) -5.5 0.0
WAT(1) -28.0 21.45
SUB(1) -5.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 5: CUARTA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -10.68
EXC(1) -8.0
WAT(2) -11.18 0.0
WAT(2) -28.0 18.502
WAT(1) -8.5 0.0
WAT(1) -28.0 18.502
SUB(1) -8.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 6: QUINTA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(1) -10.68
WAT(2) -11.18 0.0
WAT(2) -28.0 18.502
WAT(1) -11.18 0.0
WAT(1) -28.0 18.502
CAL
END
STA
EVP
STOP
```



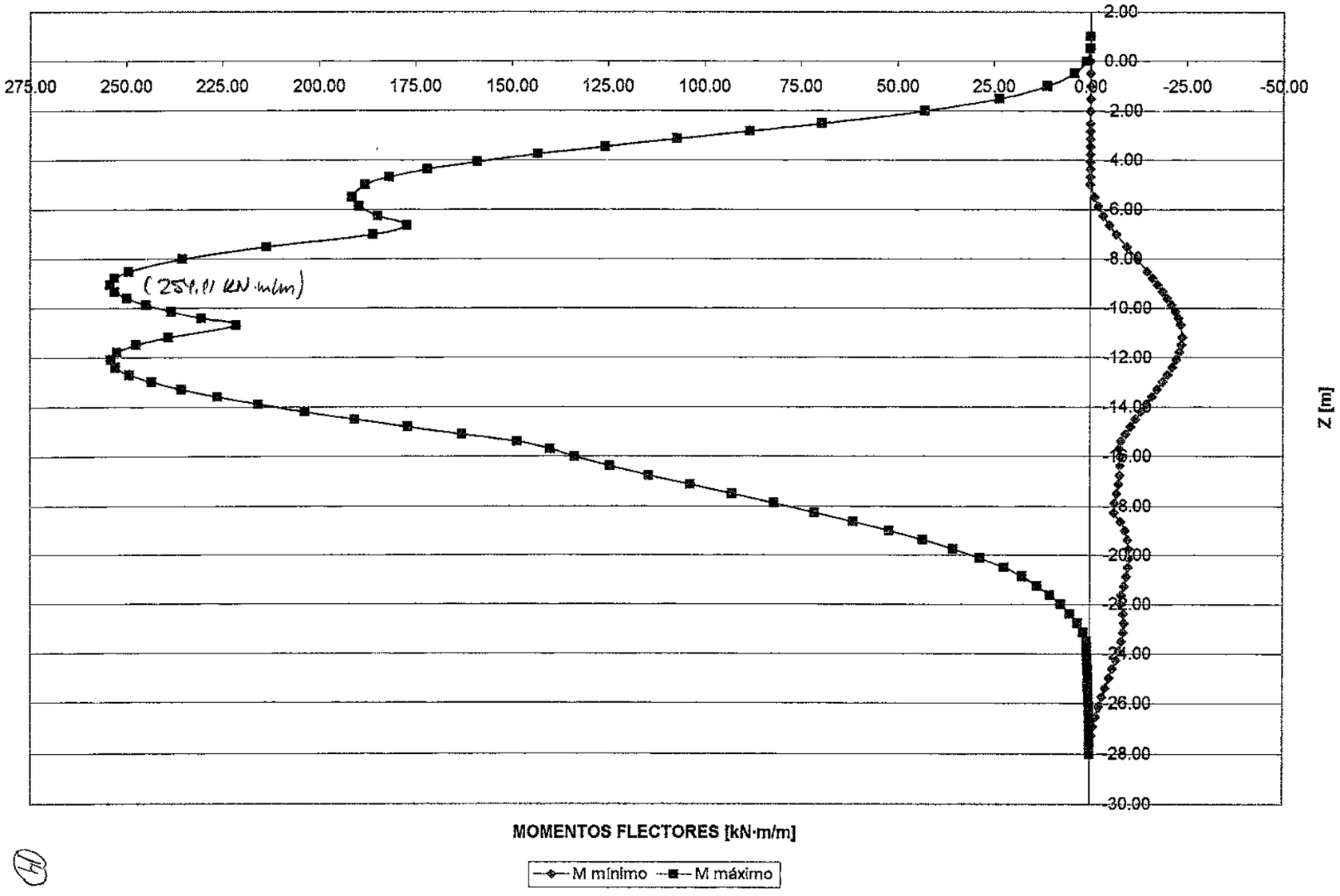
```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS -CIERRE- *100L *
* PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO DE PRUEBA
1.0
-28.0 0.8^3*2.726E6/12
6.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0   2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 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 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
EXC(2) 1
COE 1 -16 1 0.85
CAL
* ETAPA 1: PANTALLA EN SERVICIO, CON NF PESIMO EN INTRADOS
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -28.0 18.502
WAT(2) -11.18 0.0
WAT(2) -28.0 18.502
CAL
* ETAPA 2: PRIMERA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.0
WAT(2) -2.5 0.0
WAT(2) -28.0 28.05
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -28.0 28.05
CAL
* ETAPA 3: SEGUNDA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -5.0
EXC(1) -2.0
WAT(2) -5.5 0.0
WAT(2) -28.0 24.75
WAT(1) -2.5 0.0
WAT(1) -28.0 24.75
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
WAT(2) -8.5 0.0
WAT(2) -28.0 21.45
WAT(1) -5.5 0.0
WAT(1) -28.0 21.45
SUB(1) -5.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 5: CUARTA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -10.68
EXC(1) -8.0
WAT(2) -11.18 0.0
WAT(2) -28.0 18.502
WAT(1) -8.5 0.0
WAT(1) -28.0 18.502
SUB(1) -8.0 0.0 35.0 1.0
CAL
* ETAPA 6: QUINTA EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(1) -10.68
WAT(2) -11.18 0.0
WAT(2) -28.0 18.502
WAT(1) -11.18 0.0
WAT(1) -28.0 18.502
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO DE PRUEBAS

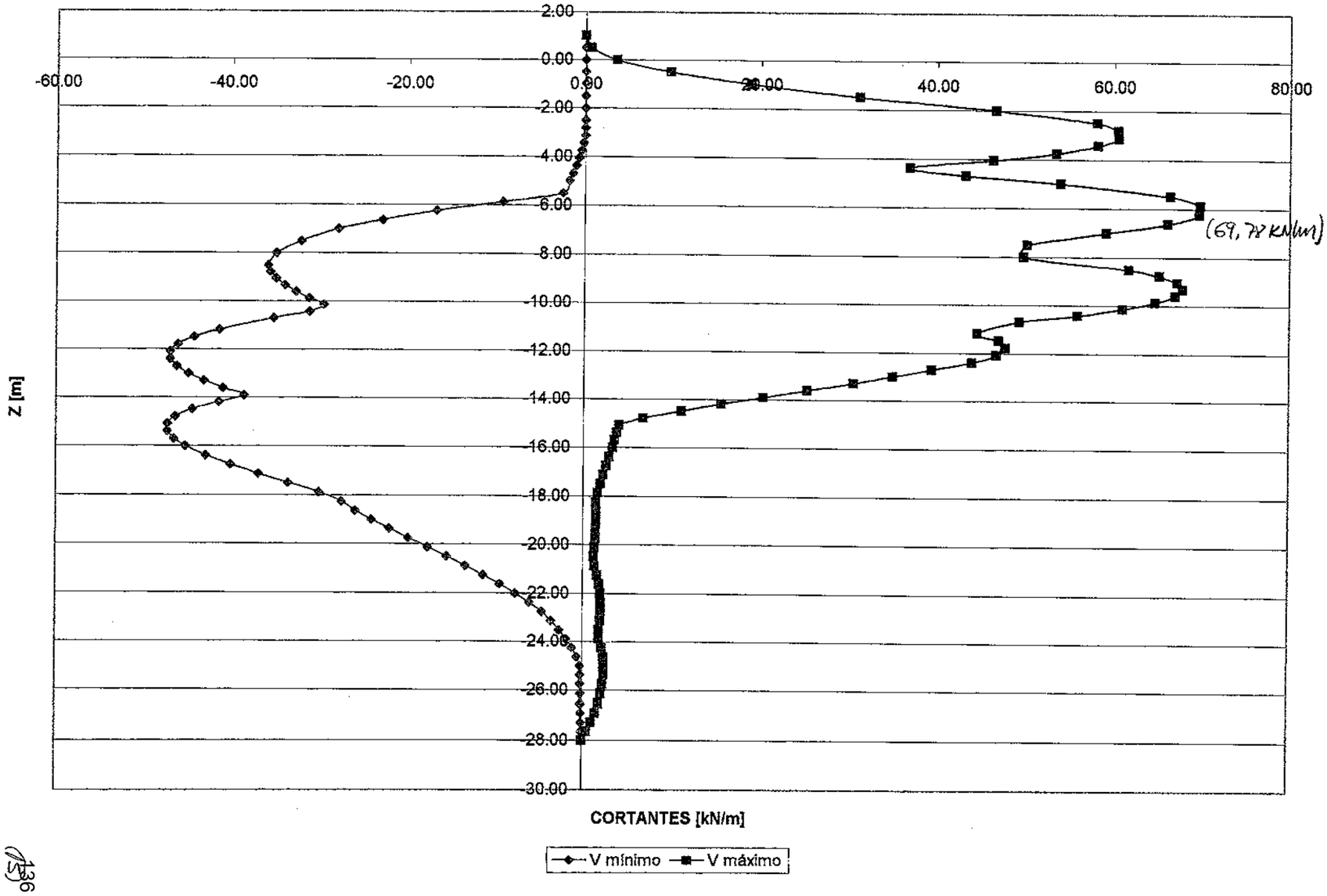
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS (EN [kN] y [m])

Z=	V mín	V máx	M mín	M máx
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.00	0.67	0.00	0.11
0.00	0.00	3.58	0.00	1.04
-0.50	0.00	9.64	0.00	4.22
-1.00	0.00	18.83	0.00	11.21
-1.50	0.00	31.17	0.00	23.58
-2.00	0.00	46.65	0.00	42.90
-2.50	0.00	58.07	0.00	69.55
-2.81	0.00	60.48	0.00	88.14
-3.13	0.00	60.52	0.00	107.10
-3.44	-0.17	58.18	0.00	125.71
-3.75	-0.40	53.46	0.00	143.22
-4.06	-0.68	46.35	0.00	158.88
-4.38	-1.00	36.87	0.00	171.94
-4.69	-1.36	43.23	0.00	181.74
-5.00	-1.77	53.95	0.00	187.98
-5.50	-2.50	66.41	-1.04	191.41
-5.88	-9.29	69.78	-2.09	189.57
-6.25	-16.78	69.70	-3.39	184.64
-6.63	-22.94	66.16	-4.95	177.15
-7.00	-27.97	59.16	-6.80	185.93
-7.50	-32.18	50.23	-9.46	213.47
-8.00	-34.98	49.79	-12.12	235.35
-8.50	-35.92	61.75	-14.73	249.29
-8.77	-35.68	65.22	-16.12	252.99
-9.05	-35.03	67.26	-17.46	254.11
-9.32	-34.03	67.86	-18.74	252.94
-9.59	-32.75	67.04	-19.94	249.75
-9.86	-31.25	64.77	-21.04	244.79
-10.14	-29.59	61.08	-22.00	238.26
-10.41	-31.19	55.95	-22.80	230.38
-10.68	-35.24	49.38	-23.40	221.32
-11.18	-41.40	44.62	-23.85	239.00
-11.48	-44.24	47.11	-23.63	247.42
-11.78	-46.12	47.84	-23.09	252.31
-12.08	-46.97	46.82	-22.28	253.96
-12.39	-46.97	44.04	-21.27	252.77
-12.69	-46.24	39.51	-20.10	249.10
-12.99	-44.92	35.09	-18.81	243.26
-13.29	-43.13	30.67	-17.46	235.56
-13.59	-40.99	25.41	-16.06	226.23
-13.89	-38.57	20.40	-14.65	215.50
-14.19	-41.46	15.64	-13.25	203.56
-14.49	-44.45	11.11	-11.88	190.60
-14.80	-46.37	6.80	-10.56	176.89
-15.10	-47.25	4.08	-9.30	162.77
-15.40	-47.26	3.84	-8.10	148.51
-15.70	-46.54	3.58	-7.68	139.83
-16.00	-45.23	3.31	-7.87	133.54
-16.38	-42.94	2.96	-7.89	124.43
-16.75	-40.12	2.62	-7.73	114.29
-17.13	-36.94	2.29	-7.42	103.57
-17.50	-33.53	1.97	-7.00	92.64
-17.88	-30.04	1.67	-6.51	81.79
-18.25	-27.45	1.50	-6.27	71.26
-18.63	-25.90	1.54	-7.95	61.25
-19.00	-24.05	1.54	-9.10	51.87
-19.38	-22.00	1.50	-9.80	43.24
-19.75	-19.84	1.44	-10.12	35.39
-20.13	-17.64	1.35	-10.13	28.36
-20.50	-15.45	1.25	-9.89	22.16
-20.88	-13.33	1.35	-9.46	17.41
-21.25	-11.31	1.67	-8.89	13.56
-21.63	-9.42	1.89	-8.22	10.23
-22.00	-7.66	2.02	-8.19	7.41
-22.38	-6.06	2.07	-8.73	5.06
-22.75	-4.63	2.07	-8.88	3.15
-23.13	-3.53	2.02	-8.70	1.64
-23.50	-2.63	1.92	-8.27	0.69
-23.88	-1.84	1.91	-7.63	0.61
-24.25	-1.16	2.23	-6.85	0.52
-24.63	-0.59	2.43	-5.97	0.44
-25.00	-0.21	2.51	-5.04	0.36
-25.38	-0.19	2.49	-4.10	0.28
-25.75	-0.17	2.37	-3.19	0.21
-26.13	-0.15	2.17	-2.33	0.15
-26.50	-0.13	1.89	-1.57	0.10
-26.88	-0.10	1.53	-0.92	0.06
-27.25	-0.07	1.09	-0.43	0.03
-27.63	-0.03	0.58	-0.11	0.01
-28.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ENVOLVENTE DE MC NTOS FLECTORES PARA LA PANTA DE CIERRE



ENVOLVENTE DE CORTANTES PARA LA PANTALLA DE CIERRE



Cau Turis 16-Oct-2003

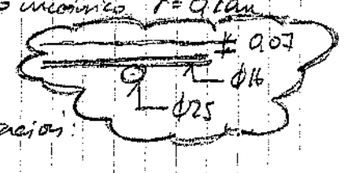
PANTALLA DE CIERRE DEL TRAMO DE PRUEBA

ARMADO Se arma simétrico para no condicionar el lado del desnivel de excavación

- FLEXIÓN -

$z = -8.75m$; $Mc = 254,1$ KN·m/m ; $Md = 381,15$ KN·m/m

$A_c = 13,11$ cm²/m (Tomando recubrimiento mecánico $r = 0,10m$ (recubrimiento geométrico $r = 0,07m$)



cuantía mínima por rotura frágil tras la fisuración:

$$A_s \geq 0,04\, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s \geq 0,04 \cdot 0,80 m^2/m \frac{25/1,5}{500/1,15} = 12,27 cm^2/m$$

Con la cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración se cubre todo el rango de momentos. Luego se dispone esta cuantía en toda la altura en cuantía doble

$A_s = 13,11$ cm²/m → 67,49 cm²/batache → 23ϕ20

Se disponen 23 ϕ20 por cada un batachus de 3,5 m

- CORTANTE -

$z = -14,20m$ $Vc = 69,79$ KN/m ; $Vd = 104,67$ KN/m

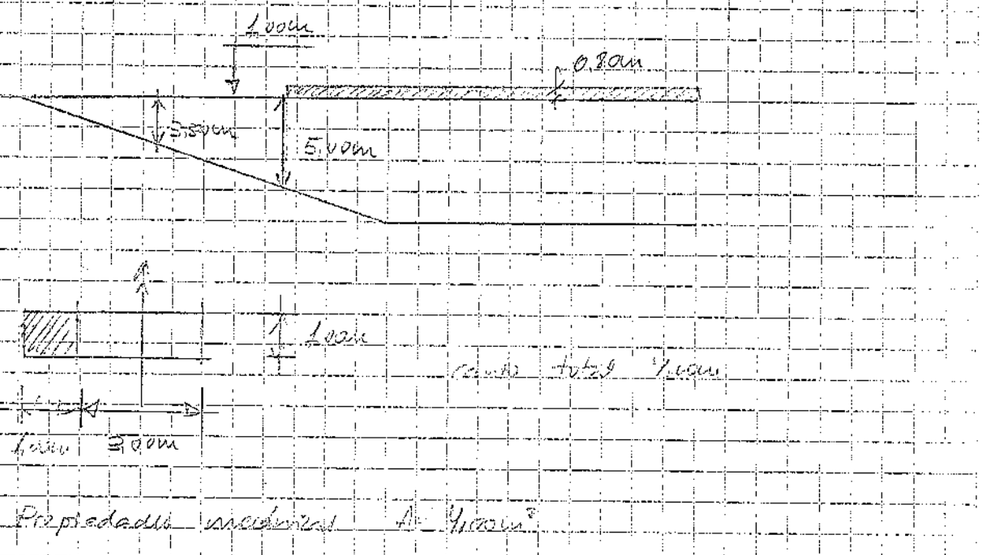
Armadura en fisuración: 13,14 cm²/m

$A_{90} = 0$ cm²/m/m ← NO HACE FALTA ARMADURA DE CORTANTE.

Cau Turis 21-Nov-2003

ZONA DE RAMPA DEL TRAMO DE PRUEBA

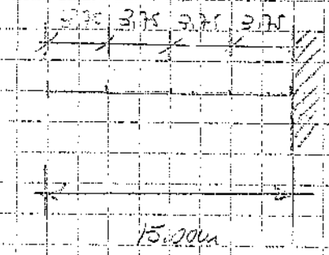
En la zona en que no pueden pasar ni personas ni vehículos



Propiedades mecánicas $A = 1m/m^2$

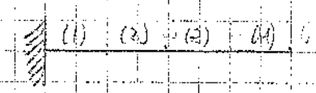
$I = \frac{1}{12} 1 \cdot 1^3 = 5,33 cm^4$

Cargas nominales: de tierras N puntas p_{ea} de 1^a defensa



Proceso Constructivo

- Ejecución de la losa de coronación
- Excavación en voladizo Hasta +2,50m
- Ejecución cabeza de tramo adyacente
- Excavación hasta cota rampa
- Ejecución de cabeza en tramo a cielo abierto
- Ejecución bóveda en ejecución cortina
- Demolición vía de rampa
- Relleno pizarra en trasdós cabeza y bóveda



$I = 5,22 \cdot 10^{-3} m^4$

$q = 100 kN/m$

$E = 27\,264,04 MPa$

$I = 5,222 m^4$

Ecuación de la elástica

$$y_{(x)} = \frac{q}{24 \cdot E \cdot I} (L+x)^2 (3L^2 + 2Lx + x^2)$$

$L = 15,00m$

Pto.	x=	flecha (cm/m)	Rigidez de muelle	k_M [kN/m/m]
(4)	11,25	2,920	25 510,30 kN/m	6 970,72
(3)	7,625	2,486	40 650,41 kN/m	10 849,11
(2)	3,75	1,130	88 495,58 kN/m	23 598,82
(1)	1,75	0,195	512 820,51 kN/m	136 752,14

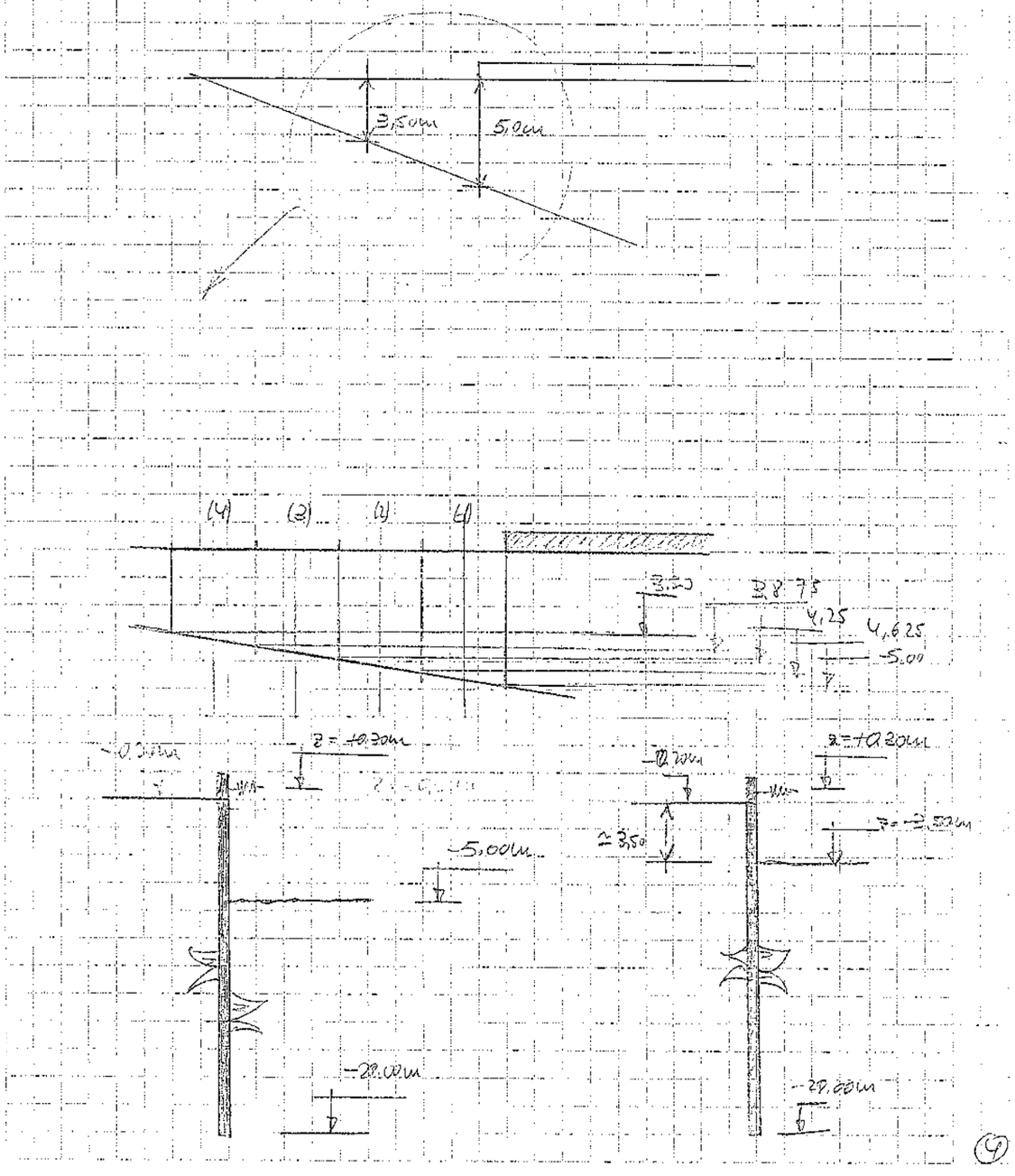
Cada 3,75m — Cada 1,0m

$k_M = \frac{q}{\delta} = \frac{100 kN/m}{\delta}$

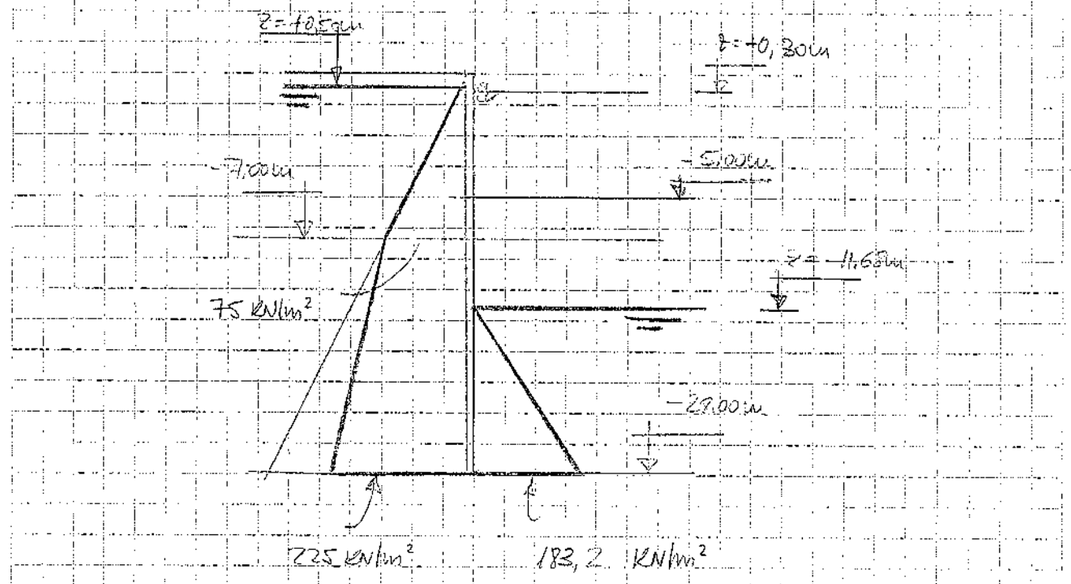
corresponde a un asiento de 3,75m, en la cabeza: k_M

Procedimiento constructivo con R.M.D.

Se toma el muelle de mayor rigidez que corresponde a la misma profundidad de excavación y de pie y comprobamos el



Presión del agua + Tierra Cara y trasdós para toda excavación



Rigidez del "apoyo" elástico: $K_m = 12672,1 \text{ KN/m/m}$

$K_m = 1267,2 \text{ Tn/m/m}$

El caso de mayor rigidez para comprobación frente del dimensionamiento

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS RAMPA  *100L *
* ZONA DE RAMPA DE ACCESO AL TRAMO DE PRUEBAS. DETERMINACION DE
* ACCIONES SOBRE LA VIGA DE ATADO.
* NUEVAS PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERAS
* ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACION
1.0
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 14 1
SUB(1,1) 1 14 15 2
SUB(1,1) 1 15 16 4
SUB(1,1) 1 16 17 6
SUB(1,1) 1 17 18 8
SUB(1,1) 1 18 19 10
SUB(1,1) 1 19 35 11
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DEL AGUA ENTRE PANTALLAS. DEFINICION DE LAS
* LEYES DE PRESIONES EN TRASDOS E INTRADOS.
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EXCAVACION EN VOLADIZO
EXC(2) -2.5
CAL
* ETAPA 3 EJECUCION DE LA VIGA DE ATADO QUE SUSTENTA LAS
* PANTALLAS EN EL TRAMO DE RAMPA.
STR +0.30 1.0 0.0 0.0 13675.2
CAL
* ETAPA 4 EXCAVACION HASTA COTA DE RAMPA.
EXC(2) -5.00
CAL
* ETAPA 5 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR -0.30 1.0 0.0 0.0 0.66 13675.2
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

Vana en cada tramo

Vana en cada tramo

Idem

KM	Prof exc
680,272	3,875
1084,01	4,125
2359,9	4,625
13675,21	5,00

Can Tunis 24-NOV-2003

AJUSTE:

Diferentes profundidades de excavación

Se deja 50cm de margen del lado más desfavorable

RAMPA 1 Km = 13675,2 Tn/m/m ; Zexc = -5,00m (-5,50m)

R = 20,13 Tn/m δ_{max} 11,929 / 11,975cm/m

RAMPA 2 Km = 2359,9 Tn/m/m Zexc = -4,625m (-5,125)

R = 15,83 Tn/m δ_{max} = 16,242 / 26,507mm

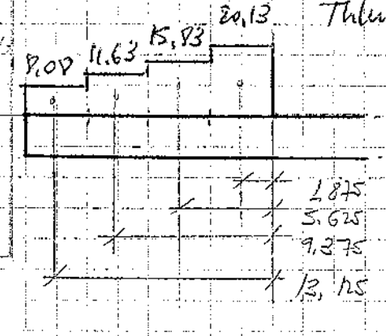
RAMPA 3 Km = 1084,01 Tn/m/m Zexc = -4,125m (-4,75)

R = 11,63 Tn/m δ_{max} = 21,189 / 36,411 mm

RAMPA 4 Km = 680,3 Tn/m/m Zexc = -3,875m (-4,375m)

R = 8,08 Tn/m δ_{max} = 22,855 / 38,263mm

Estos movimientos NO son reales si la anchura de la pantalla de excavación previa es mayor de 80cm



Ver una solución real en Canadá mediante anclajes finales a la roca de cabeza pg (12")

$M_{emp} = 3,75 \left(\frac{20,13 \cdot 1,875}{2} + \frac{15,83 \cdot 5,625}{2} + \frac{11,63 \cdot 9,375}{2} + \frac{8,08 \cdot 13,75}{2}\right) =$

$= 1282,07 \text{ Tn.m} = 12820,08 \text{ KN.m}$

$M_d = 1,5 \cdot M_{emp} = 19230,12 \text{ KN.m/m}$ } 1ª comprobación de que las dimensiones son correctas

$A_s = 125,68 \text{cm}^2 \rightarrow 26\,\phi\,25$

Cam Tunis 24-NOV-2002

ELU CORTANTE

b_w = 127,63 cm²

V_d = 3,75 (20,13 + 15,93 + 11,68 + 7,43) x 1,50 = 313,14 Tn = 2131,4 KN

A_{sw} = 16,06 cm²/m

Suspensión de la rasante

T_d = 15,20 13 KN/m = 301,95 KN/m

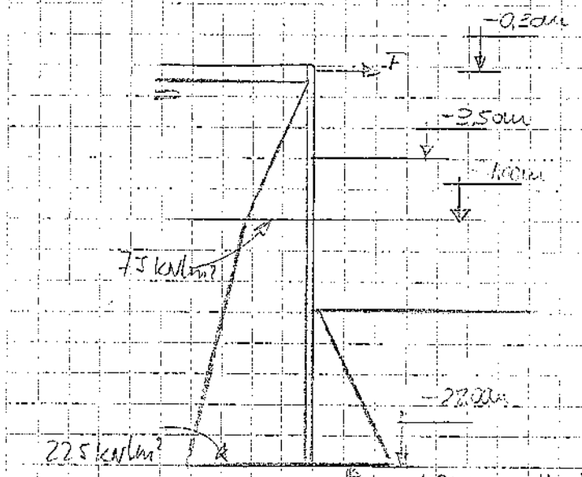
A_s = $\frac{301,95}{400}$ = 7,549 cm²/m ← a sumar a la armadura de cortante

Cam Tunis 25-NOV-2002

Cálculo CIMENTACIÓN - ARQUETA

Se supone que hay apoyo de la viga en la pantalla adyacente que solo vuela 0,50m con el nivel de rampa.

Reacción en la pantalla



Archivo RAMPA A.R.D.

(Rampa → zona de arqueta)

Se aplica una fuerza F = 100 KN/m = 10 Tn/m

Flecha δ = 27,214 mm ← a la altura del c/e de la viga

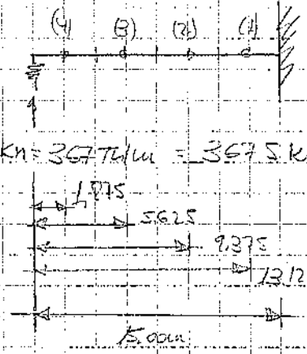
El comportamiento de este modelo no es estático y Cypecad luego la reacción de la viga debe se sumar a la carga aplicada para obtener el momento equivalente de empotramiento. Una buena aproximación

En el 1º tanteo a tomar 10 Tn/m

δ = 27,214 mm

con la cual $K_m = \frac{F}{\delta} = \frac{10 Tn/m}{27,214 mm} = 367 Tn/m/m$

Viga de soporte



→ Se modela como elástico y lineal

Se le aplica una carga de 100 KN/m

Kn = 367 T/m/m = 3675 KN/m/m

Pto	x=	Flecha (mm)	Reacción del muelle	Km (T/m/m)
(4)	1,875	3,810	2626,572 KN/m	689,91
(3)	5,625	2,40	41667 KN/m	1111,11
(2)	9,375	1,10	90 910 KN/m	2424,24
(1)	13,125	0,791	523 566 KN/m	1296,31

$Km = \frac{q}{\delta} = \frac{100\ KN/m}{\delta}$

Cada 2,25m

Los 100 KN/m

Las rigideces por fase de anclaje son:

Pto	Km (T/m/m)
(4)	689,91
(3)	1111,11
(2)	2424,24
(1)	1296,31

En una parcela de cálculo en que se considere la viga en voladizo

Para las diferentes profundidades de excavación

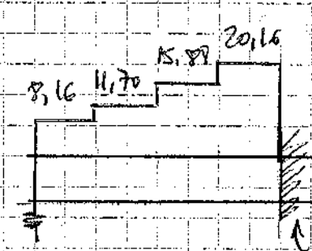
RAMPA 1A — Km = 1396,61 T/m/m — Z exc = -5,00m (-5,5dm)
R = 20,16 T/m/m — δ = 9,37 / 4,894 mm

RAMPA 2A — Km = 2424,24 T/m/m — Z exc = -4,625m (-5,125m)
R = 15,88 T/m/m — δ = 16,96 / 26,098 mm

RAMPA 3A — Km = 1111,11 T/m/m — Z exc = -4,25m (-4,75m)
R = 11,70 T/m/m — δ = 20,957 / 35,941 mm

RAMPA 4A — Km = 699,91 T/m/m — Z exc = -3,875m (-4,375m)
R = 8,16 T/m/m — δ = 22,604 / 37,816 mm

Este movimiento NO son reales ya que aumentando la profundidad de excavación para tener margen en +m



Ver movimientos reales en cuadro comparativo al final de la Hoja de Cálculo Pg (12)

Empotramiento

Reacción en el apoyo de la pantalla

R = 17,48 KN

Si una carga 100 KN/m que se mayora por 1,5 la diferencia es pequeña → Es lo por bueno

En realidad el comportamiento será más rígido ya que al mayorar la carga y aumentar la reacción sobre la pantalla, tiende a equilibrarse

cuando la reacción es menor que la carga considerada para obtener la rigidez

En el modelo RAMA P.D.

$F = 1,75\ Tn/m$
$\delta = 12,958\ mm$

$$K_{EM} = \frac{F}{\delta} = \frac{1,75}{12,958 \cdot 10^{-3}} = 135,05\ Tn/m$$

Con rigidez de menor rigidez — las cargas en la viga de rigidez indeformable

$M_{mup} = 12634,58\ kN\,m$ ← Mmax que entra — lógico

Viga e ser momento positivo para el descenso hasta — signo que debe coincidir con la convención de la viga de cálculo

Flechas en cabeza de pantalla

Para el caso en que la viga actúa como rigidizador (Realmente hay una ligera diferencia entre considerar a una condición en el apoyo en las pantallas adyacentes)

	Flecha antes de fluencia	Flecha después de fluencia	archivo RAMA-I.M.P.D. para movimientos (1 = 1.4)
$z_{ant} = -5,00\ m$	10,324 mm	12,049 mm	
$z_{med} = -4,625\ m$	14,732 mm	22,008 mm	
$z_{ant} = -4,25\ m$	17,686 mm	27,791 mm	
$z_{min} = -3,875\ m$	18,084 mm	27,514 mm	

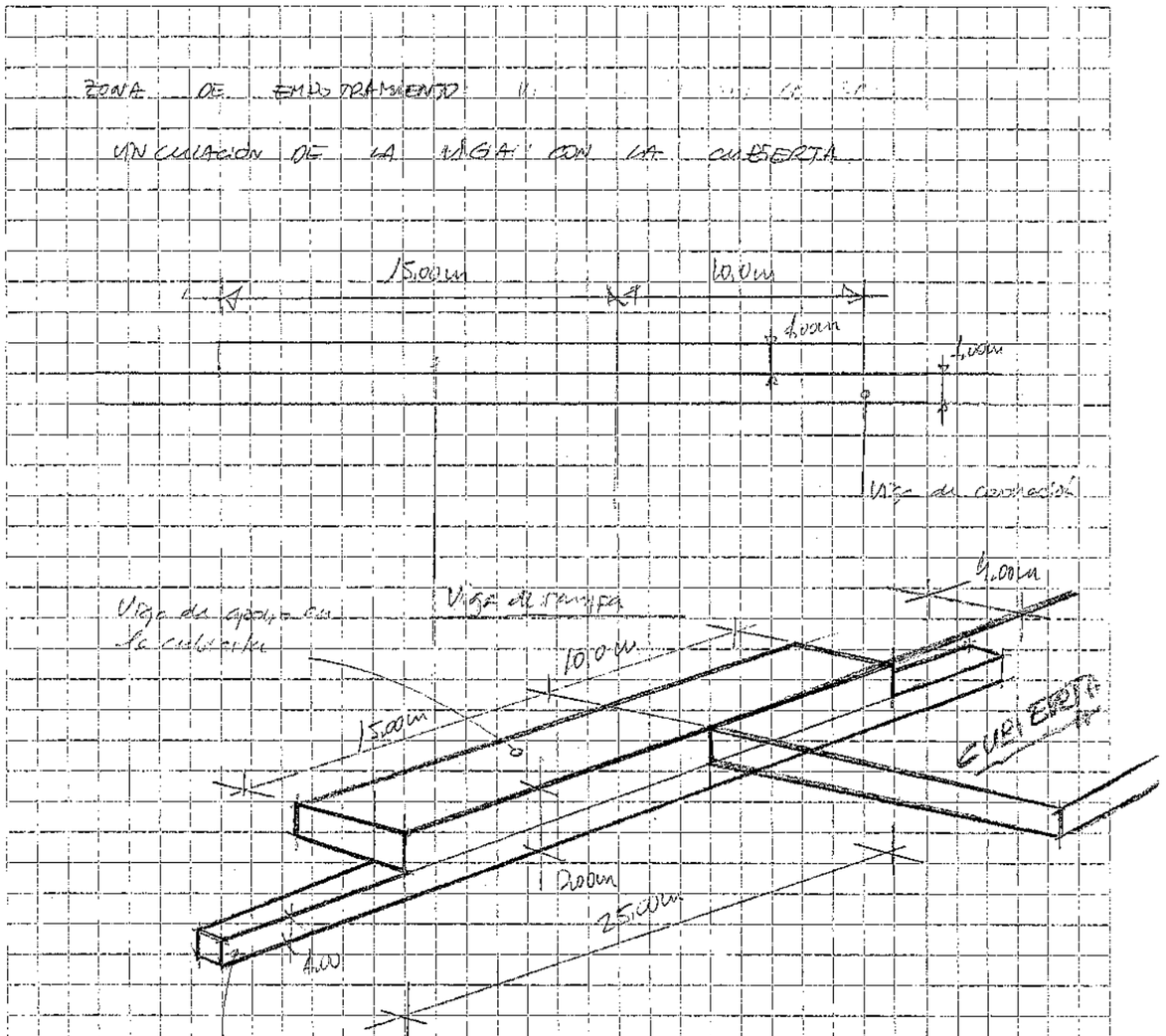
Las flechas con fluencia son convenedoras (se aplica fluencia a la viga de las pantallas y a rigidez de la viga de ramp. con un valor de ϕ_{EC} de las rigideces antes de fluencia)

Las flechas así calculadas son conservadoras (también los esfuerzos) puesto que no se tiene en cuenta el comportamiento bidimensional del conjunto, que tendría a aumentar un poco las flechas mayores y a disminuir un poco las flechas menores)

Can Tunis 25-NOV-2003

ZONA DE EMPOTRAMIENTO

VINCULACIÓN DE LA VIGA CON LA CUBIERTA



Dadas que el apoyo se realiza sobre la cubierta se toma esta rígida por uniformar la distribución de fuerzas generadas sobre la misma → VIGA EN MEDIO ELÁSTICO.

Todas las fracciones se convertirán en 2.00m finales (en sus ejes) de modo que la separación de apoyos se mantenga en esta zona

Rigidez cubierta $A = 1{,}00\ m^2/m$ $K = \frac{AE}{L} = \frac{1.00 \cdot 27\,264.041}{6.00} = 4544.007$ KN/m

$K = 4544.007$ T/m

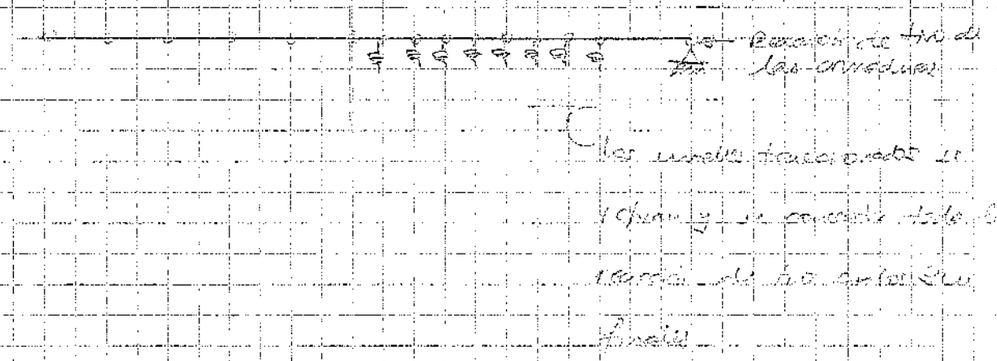
Can Tunis 25-NOV-2003

Rigidez cubierta $K_h = 4544.007$ KN/m/m

Discretización a 0,375m

$K_M = K_h^c \cdot 0.75 + 4544.007 \cdot 0.35 = 1704.002{,}6$ KN/m

MODELO DE LA VIGA



Las cimentaciones se [illegible] de la cubierta [illegible] apoyo [illegible]

Resultado ver hoja siguiente

Reacción del TIRO $R = 7616{,}22$ KN (ver hoja)

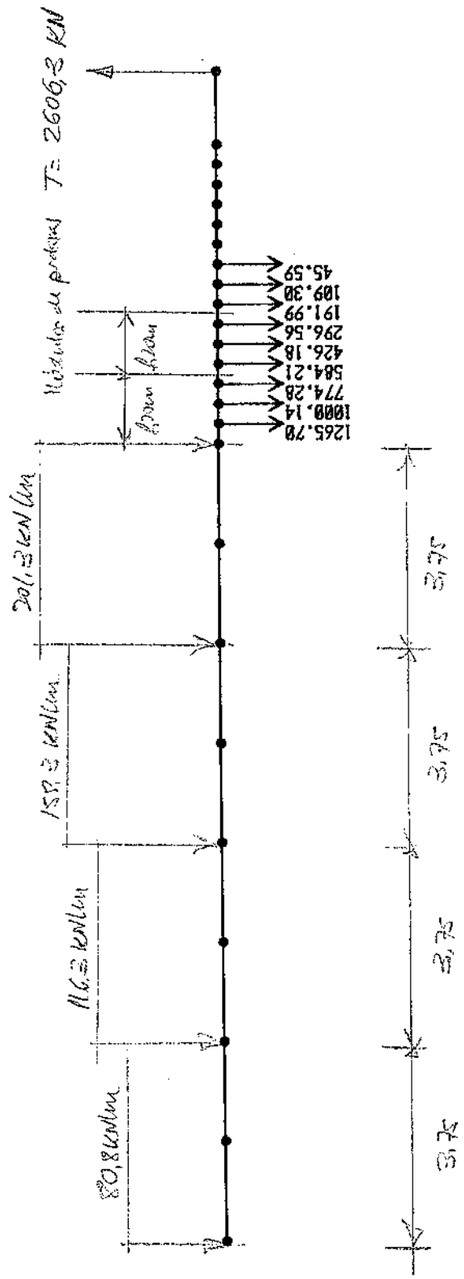
NO es problemática

Axil máximo en la cubierta en 1.20m

$N = 2010{,}12$ KN / 1.20m

Muy alto!!! → OK con la regularización

$N = 2522{,}43$ KN/m



SAP2000 v6.11 - File:VIGA DE RAMPA - Spring Reactions (CARGAS) - KN-m Units

SAP2000

Cam Tunis 25-NOV-2003

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DE LA CUBIERTA.

Ver pg 15. de la nota de cálculo de la cubierta

Axil de calculo: $N_K = 2562,1$ kN/m ; $M_d = 3800,1$ kNm/m

Md: ← Momento de diseño concomitante con el axil máximo

g_1 = 1 cm²/cm² 7 cm/m² = 7 kN/m² } propio cubierta

q_1 = 2,5 kN/m² = 2,5 kN/m²

(No hay reducción de sobrecarga)

$q_d = 1,35\, g_1 + 1,5\, q_1 = 13,95$ kN/m²

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{13,95 \cdot 17^2}{8} = 5225$ kN·m/m

$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{5225}{3800,1} = 0,167$ m

$e_0 = \frac{M_{cc}}{N_d} = \frac{1}{20} \cdot \frac{l}{h} = 2,5 \cdot 0,167 = 0,100$ m

Excentricidad adicional

$e_2 = (1 + 0,12 \cdot 1,20)\,(0,002174 + 0,0045)\, \frac{1 + 20 \cdot 0,100}{1 + 10 \cdot 0,100} \cdot \frac{l^2}{h}$; $\frac{l^2}{h} = 30,2857$

$= 0,1154$ m

$e_{tot} = 0,167 + 0,1154 = 0,282$ m

con lo cual $N_d = 3800,1$ kN/m

$M_d = 1072,18$ kN·m/m

es más favorable que cuando tiene presión excesiva

NO Usamos Ancho aferente de Franjas

Elementos componentes:

A_{S1} Área de Acero = 0,0S Nd = 0,05 × 3800 = 190,00 KN/m

A_{S1} = 47,5 cm²/m (OK!)

A_{S2} Área de Acero = 0,025 Nd = 0,025 × 3800 = 95,00 KN/m (OK!)

A_{S2} = 4,75 cm²/m

A_{S1} Área de Acero ≤ 0,5 Área de Acero → A_{S1} ≤ 237,50 cm²/m

A_{S2} Área de Acero ≤ 0,5 Área de Acero → A_{S2} ≤ 237,50 cm²/m

A_{S1} diseño → Viga de acero 1,20 m → 6,703 cm²/m = (OK!)

Cantidad por cada Cortina

Cantidad aceptada

A_{S2} diseño → 36,025 cada 1,20 m → 147,27 cm²/m (OK!)

Cantidad aceptada

Se acumulan las cargas de cada cortina para

Obtención de esfuerzos cortantes

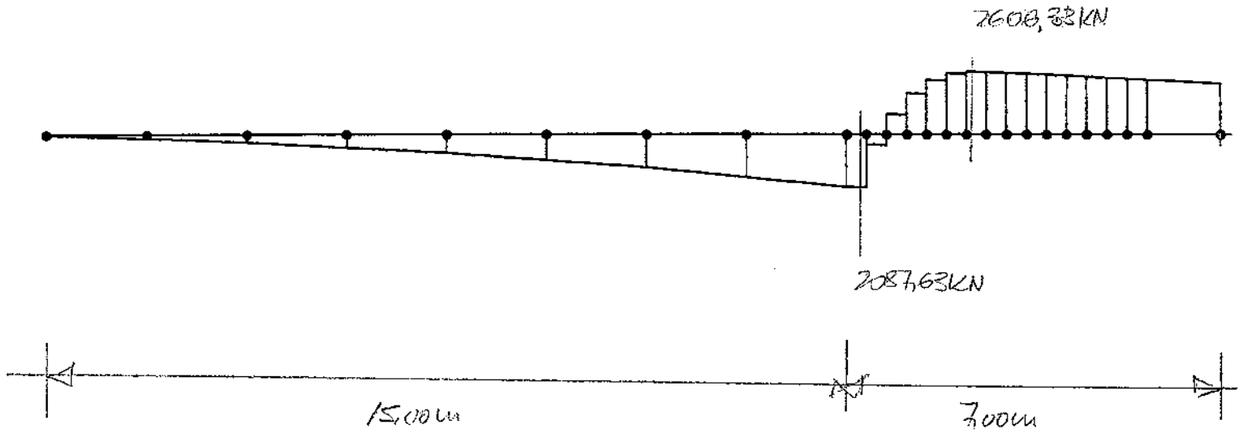
Los esfuerzos cortantes se distribuyen en

(Ver Apendice 4 Vigas de Rampa)

SAP2000

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN VIGA DE RAMPA

[KN]

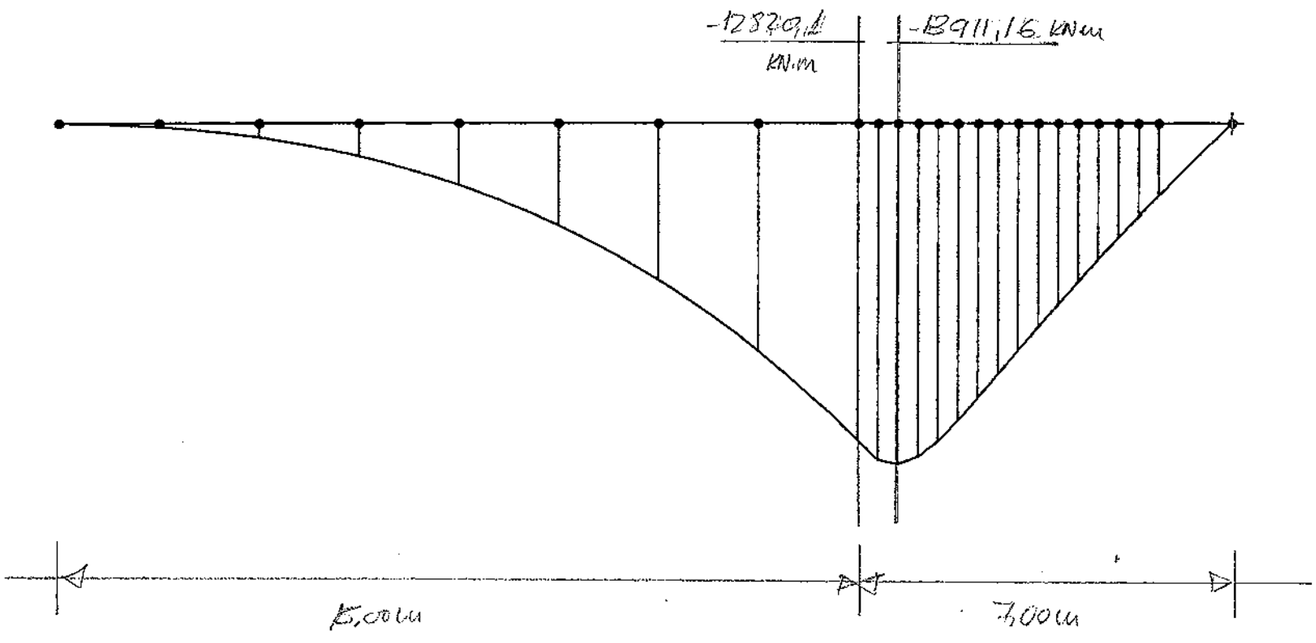


(A)

SAP2000

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS FLECTORES EN LA VIGA DE RAMPA.

[KN·m]



(12)

SAP2000 v6.11 - File:VIGA DE RAMPA - Moment 2-2 Diagram (CARGAS) - KN-m Units

Cesar Tumbaco — 25-NOV-2003

VIGA DE RAMPA

Diseño a flexión — Flexión: EJE 7 EJE B

M_d = 128,29 tn-m / 89,11 tn-m = 2026,67 KN-m

$A_s = M_d / f_{yd}$ cm² → 30 ϕ25 (Longitud total: 4,80-0,30 = 3,70 m) del lado izq.

→ Se dispone 2 capas de 10 ϕ25 /capa

Recubrimiento libre = 4,00 - 0,03 - 0,03 - 2 x (0,025) = 0,65 m

Recubrimiento mecánico = 0,12 m Peralte = 0,12 m

Se dispone 2 capas de 10 ϕ25 / 49,09 cm² = 7,20 m² cada capa

Luego se ha dispuesto 2 capas de 10 ϕ25 cada una

(Ver Hoja R3, 699 x 457 cm²)

Capacidad última de 1 capa de 10 ϕ25

A_s = 49.09 cm²

$U = A_s \cdot f_{yd}$ = $49.09 \cdot 10^{-4} \cdot 434.8$ MPa = 2,134 MN

$C = U = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,151$ m

$x = 0,188$ m ($= 0,0658 \cdot d \rightarrow$ Muy dúctil)

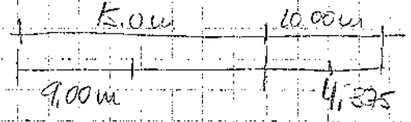
$z = d - y/2 = 3,00 - 0,14 - \frac{0,151}{2} = 2,785$ m

Momento último

$M_u = 2,785 \cdot 2,134 = 5,942$ MN·m

en valores característicos

$M_{u,k} = 3962,22$ kN·m



En 1 cm $M_{u,k} = 3848,20$ kN·m en 9,00 m, a partir de este punto anclaje + decalaje

anclaje ϕ25: $l_b = 15 \cdot 25^2 = 156,25$ cm

decalaje = 3,88 m

Total: 5,27 m

Se toman 5,50 m

Momento último con 2 capas ϕ25

A_s = 98,18 cm²

$U = A_s \cdot f_{yd} = 98.18 \cdot 10^{-4} \cdot 434.8 = 4,269$ MN

$C = U = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,303$ m

$x = 0,376$ m ($= 0,131 \cdot d$ – Muy dúctil)

$z = d - y/2 = 3,00 - 0,14 - \frac{0,303}{2} = 2,709$ m

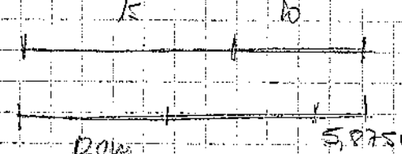
$M_u = 2,7093 \cdot 4,269 = 11,56$ MN·m

en valor característico $M_{u,k} = 7710,5$ kN·m

Momento último con 2 capas ϕ25 (20ϕ25)

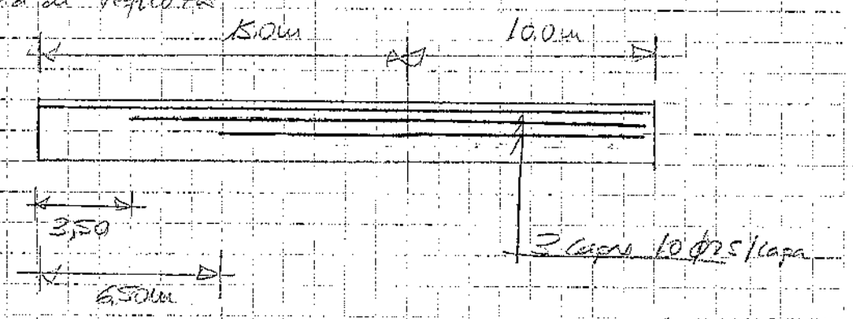
$M_{u,k}$ = 7710,5 kN·m/m ← en valores característicos

Se tiene M_k = 7710,5 kN·m/m



A partir de este punto → anclaje + decalaje (en total 5,50m)

esquema de refuerzos



ESFUERZO CORTANTE

a) $V_d = 1{,}50 \times 2606{,}3 = 2909{,}5$ KN

$A_s = 147{,}77$ cm² ⇒ armadura en tracción

$A_s/L = 21{,}42$ cm²/m

b) $V_d = 1{,}50 \times 2087{,}62 = 2121{,}5$ KN

$A_s = 147{,}77$ cm² ⇒ armadura en tracción

$A_s/L = 15{,}72$ cm²/m

SUPERPOSICIÓN DE LA REACCIÓN SOBRE LA VIGA CENTRAL

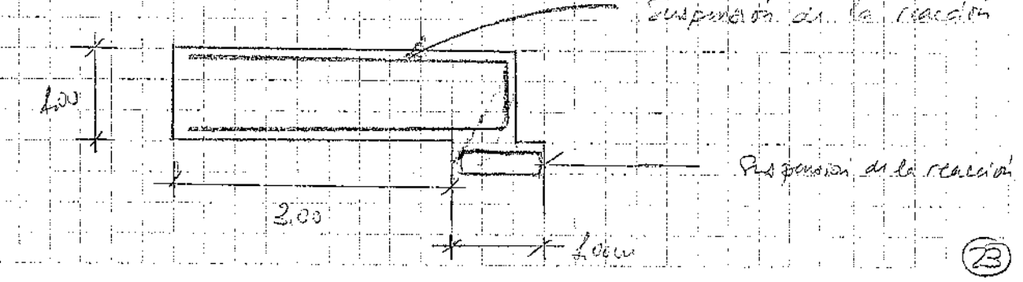
$R_{max} = 20{,}13$ t/m = 201,3 KN/m ≈ 205 KN/m

$R_d = 1{,}5 \times 205 = 307{,}5$ KN/m

$A_s \geq \frac{R_d}{f_{yd}} = \frac{307{,}5 \text{ KN/m}}{1{,}25 \text{ KN/cm}^2} = 7{,}7$ cm²/m

como el pilar central no soluciona con toda la flexión de cálculo suponemos, según dice la armadura trabajando a flexión alternada

como el viento que la reacción de la cubierta sobre el muro de carga el valor del muro de carga es válido por suponer el cálculo...



(23)

ARMADURAS A DISPONER

Tramo en voladizo

- Armadura longitudinal dispuesta: 20 ϕ25 (2 capas 10 ϕ25/capa)
- Armadura necesaria: -flexión 30 ϕ25 (OK!)
- Armadura transversal dispuesta: 1c ϕ25 a 0,25 (29,772 cm²/m)
- Armadura transversal necesaria:
  - Cortante: 15,72 cm²/m
  - Cortante: 7,70 cm²/m
  - 23,42 cm²/m (OK!)

Tramo apoyado en la cubierta

- Armadura longitudinal dispuesta: 30 ϕ25
- Armadura necesaria: -flexión 30 ϕ25 (OK!)
- Armadura transversal dispuesta: 1c ϕ25 a 0,25 (29,772 cm²/m)
- Armadura transversal necesaria:
  - Cortante: 21,42 cm²/m (OK!)

Armadura de flexión transversal de cálculo Ver pág. (24)

$A_s \geq 3{,}796$ cm²/m

Con la armadura de cálculo tiene en la cara superior 19,63 cm²

quedan $19{,}63 \times 2/3 = 13{,}1$ A_s 7,96 cm²/m para voladizo

Hacen $A_s/L = \frac{21{,}42}{2} = 10{,}71$ cm²/m $\leq$ cubren (OK!)

(24)

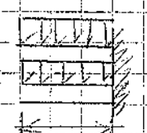
FLEXIÓN TRANSVERSAL

Tramo: peso propio $g_1 = 25$ KN/m

s/c construcción $q = 1$ KN/m

$q_d = 1{,}35 \cdot 25 + 1{,}50 \cdot 1{,}0 = 35{,}25$ KN/m

esquema estático:



$M_d = \frac{q_d \cdot e^2}{2} = \frac{35{,}25 \cdot 2^2}{2} = 158{,}62$ KN·m/m

$A_s \geq 3{,}84$ cm²/m en la cara superior

↑

cumplimiento mecánico: $r = 0{,}02 = \frac{2{,}02}{2} = 0{,}04$ m

Se cubre con el margen que hay sobre la armadura de cortante (de cortante horizontal)

Cortantes $V_d = 25{,}2 \cdot \frac{2}{3} = 105{,}75$ KN/m

Armadura en tracción: $A_s = 24{,}545$ cm²/m

$A_{s,min} = 0{,}0$ cm²/m

No hace falta armadura de cortante

ARMADURA DE LA REACCIÓN DE TRACCIÓN

$T_d = \frac{F}{2} = \frac{2606{,}2}{2} = 3909$ KN

Se toma $T_d = 4000$ KN en 2,00m → 200 cKN/m

Esta armadura está en la losa de cubierta y no interesa una fisuración excesiva de modo que se sigue trabajando a tracciones bajas (para controlar la fisuración)

Se dimensiona a ½ del límite elástico en ELU

$A_s \geq \frac{T_d}{\frac{2}{3} f_{yd}} = \frac{4000 \cdot 10^{-3}\ MN}{\frac{2}{3} \cdot 400\ MPa} = 150$ cm²

Hay que hacer saltar parte de las bielas en bisagra de pared a pared → se dispone esa área de acero con

$\phi 25 \rightarrow 21\ \phi 25$ (19 ø 32) en 3,0m

(Hay exceso de armado)

Longitud de solape de los $\phi 25$

$l_{bI} = k \cdot 25^2 = 93{,}75$ cm = 1,0m

$l_0 = 2 \cdot l_b = 2$ m (Se toman 2,50m)

↑

Solapando a tresbolillo

$T_{d1} = 2010$ KN/m

armadura de anclaje: $A_s \geq \frac{2{,}0\ MN}{400\ MPa} = 50$ cm²/m

$A_s \geq 50$ cm²/m $A_{s+flex} \geq 50 + 21{,}42 = 71{,}42$ cm²/m →

4 ramas ø20 c 0,12 = 66

Teniendo en cuenta la flexión transversal 2 ramas ø25 c/ 0,12 = 82

Caso Tunis — 10-Dic-2003

EMPUJE AL VACIO DE LA ARMADURA

Rotura del frente en el tramo de pruebas

2 Vasos (capas) de algo inseguro

Armadura en tracción:

20 Ø32 $A_s = 147.27\ cm^2$

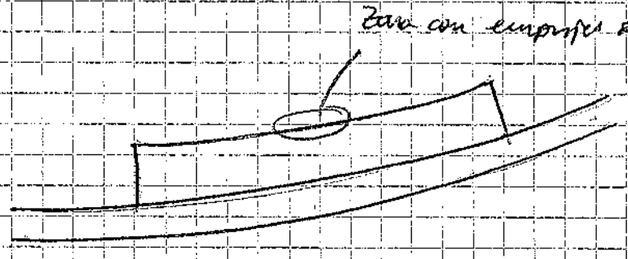
$T = A_s \cdot f_{yd} = 147.2310^{-4} \cdot 500 = 7363\ kN$

Carga al vacío

$q = \frac{T}{R} = \frac{7.363}{400\ m} = 0.0184\ MN/m$

$M \cdot A = \frac{q}{f_{yd}} = \frac{0.0184\ MN/m}{400\ MPa} = 0460\ cm^2/m$

En cuba de cabeza en el imagen que le han dado de armadura transversal necesaria

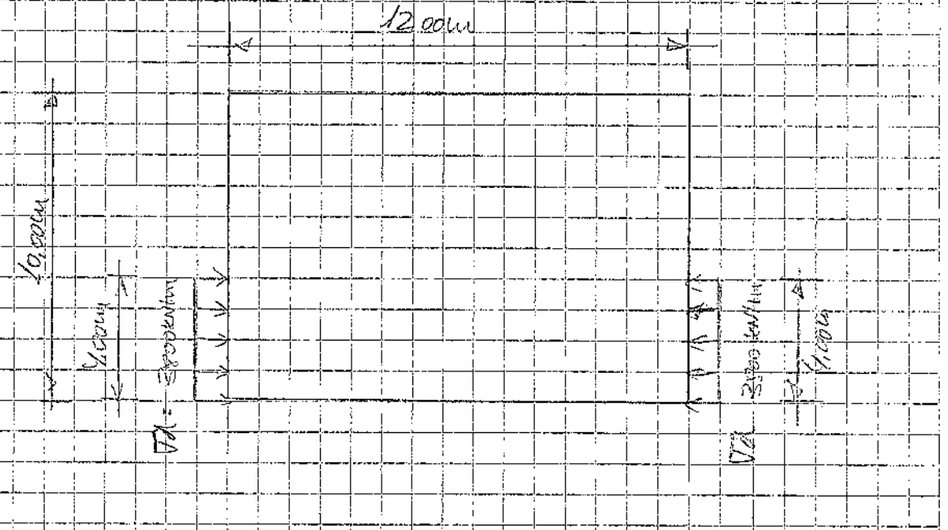


25

Caso Tunis — 1-Dic-2003

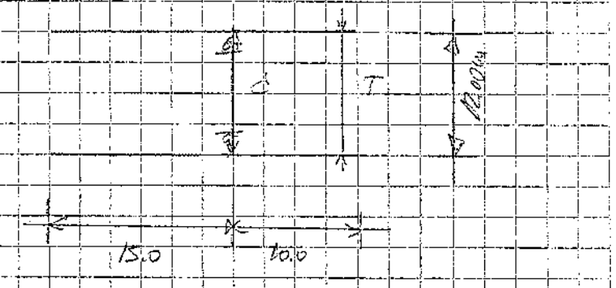
REGULARIZACIÓN DE TENSIONES EN LA CUBIERTA

SECCIÓN A:



Las cargas sobre la losa de cubierta generan esfuerzos tangentes de tracción

Las tracciones que aparecen son de compatibilidad y NO de equilibrio. Se reparten de tal manera que en cada viga en la viga del lado opuesto y no se transmite por la cubierta, sino que la estabilidad estructural del conjunto sólo requiere de la existencia de una pantalla entre ambas vigas.



26

Con Tapa

A-DA- 2002

Como la cubierta grande cuenta de 4 vigas principales en la dirección x y 4 vigas secundarias en la dirección y, la losa tendrá dos direcciones de armado principal, por lo que se diseñará como una losa armada en dos direcciones. Para el cálculo de los momentos flectores se utilizará el método de los coeficientes, para lo cual se requiere conocer la relación de aspecto de la losa, que es la relación entre la luz corta y la luz larga. Como la losa es de 12m x 12m, la relación de aspecto es 1, por lo que se trata de una losa cuadrada.

Las losas armadas en dos direcciones están sometidas a momentos flectores en ambas direcciones, por lo que se requiere calcular el momento flector en la dirección x y el momento flector en la dirección y. Para ello se utilizan los coeficientes de momento flector que dependen de la relación de aspecto y de las condiciones de apoyo de la losa. En este caso, la losa está apoyada en todo su perímetro, por lo que se utilizan los coeficientes de momento flector para losas apoyadas en todo su perímetro.

El peso propio de la losa se calcula multiplicando el espesor de la losa por el peso específico del concreto armado. Para una losa de 0.20 m de espesor y un peso específico del concreto armado de 24 kN/m³, el peso propio de la losa es de 4.8 kN/m².

La sobrecarga de uso se calcula según la norma NSR-10, que establece un valor de 5.0 kN/m² para cubiertas accesibles para mantenimiento. La sobrecarga de uso se multiplica por un factor de mayoración de 1.6 para obtener la carga última de diseño.

El momento flector último en la dirección x se calcula multiplicando el coeficiente de momento flector por la carga última de diseño y por el cuadrado de la luz corta. El momento flector último en la dirección y se calcula de manera similar, pero utilizando el coeficiente de momento flector correspondiente a la dirección y.

Una vez calculados los momentos flectores últimos en ambas direcciones, se procede a calcular el acero de refuerzo necesario para resistir dichos momentos. Para ello se utiliza el método de diseño por resistencia última, que consiste en igualar el momento flector último con el momento resistente de la sección de concreto armado.

El acero de refuerzo se distribuye en dos capas, una en la dirección x y otra en la dirección y, con el fin de resistir los momentos flectores en ambas direcciones. La cuantía mínima de acero de refuerzo se calcula según la norma NSR-10, que establece un valor mínimo del 0.18% del área de la sección de concreto.

Finalmente, se verifica que la losa cumpla con los requisitos de deflexión y fisuración establecidos en la norma NSR-10. Para ello se utilizan los métodos de cálculo de deflexiones y de control de fisuración, que consisten en comparar los valores obtenidos con los valores límite establecidos en la norma.

En conclusión, el diseño de la losa armada en dos direcciones de la cubierta grande cuenta de 4 vigas principales en la dirección x y 4 vigas secundarias en la dirección y, requiere el cálculo de los momentos flectores en ambas direcciones, el cálculo del acero de refuerzo necesario para resistir dichos momentos, y la verificación del cumplimiento de los requisitos de deflexión y fisuración establecidos en la norma NSR-10.

* Las reacciones normales de tracción son iguales a 2-2 ton.

* $\overline{VL}$ = 2022 es la reacción de compresión máxima

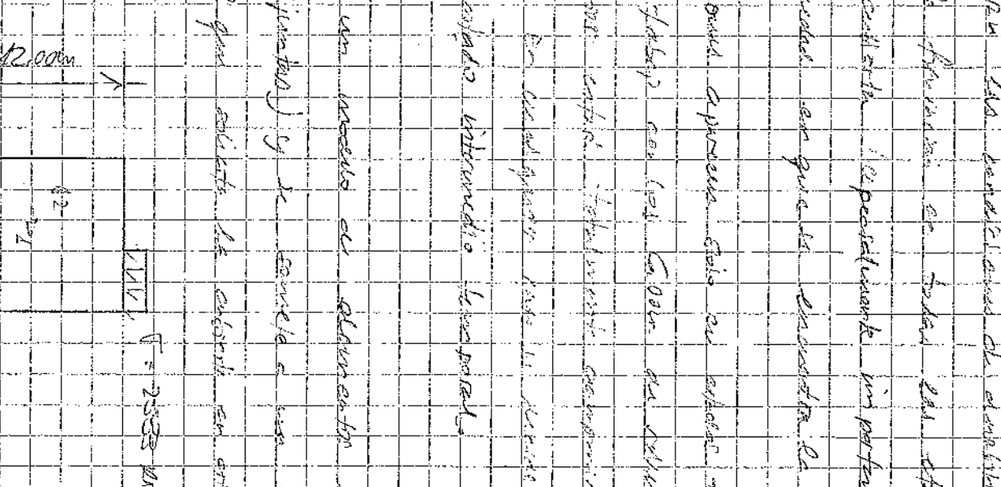
$\overline{VL}$ = 2522 Kgm

Reacción normal en valor absoluto.

12.00m

12.00m

$\frac{M}{1000} = \frac{12.33}{1000}$

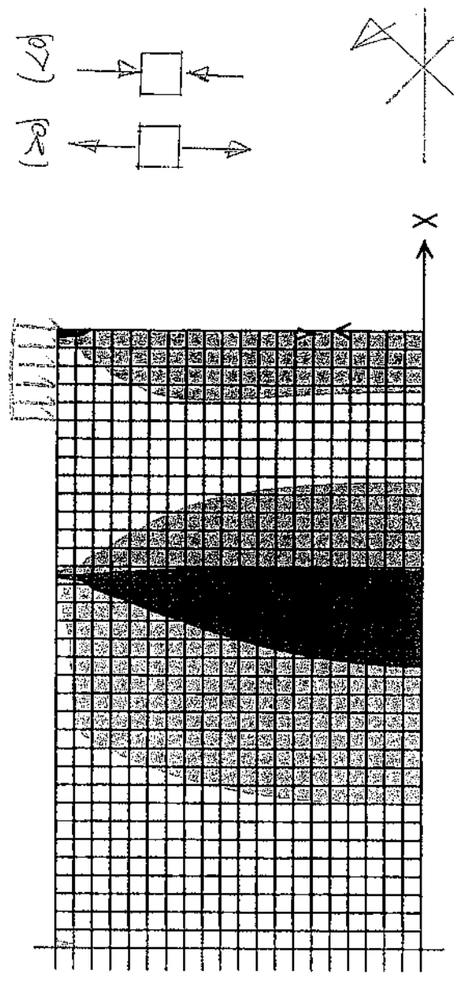


SAP2000

-105. -70. -35. 0. 35. 70. 105. 140. 175. [KN/m²]

SAP2000 v6.11 - File:LOSA MEF - Stress S11 Diagram (CARGAS) - KN-m Units

52



SAP2000 v6.11 - File:LOSA MEF - Stress S22 Diagram (CARGAS) - KN-m Units

SAP2000

Can Jusic 1-Dic-2003

Las tensiones de compresión máximas son

$\sigma_{compr} = 1268$ todas tensiones aplicadas en los extremos

Hormigón

Tensión máxima aplicada en cálculo

$\sigma_d = 15\ 2522 = 2800\ kN/m^2$ (Valor recomendable)

Tensión en compresión máxima

$\sigma_{comp.d} = 1,26 \times 3800 = 4788\ kN/m^2$ (= 4,8 MPa)

Tensión de tracción máxima

$\sigma_{td} = 0,20 \cdot 4788 = 957,6\ kN/m^2$

$\sigma_{td} \leq 1000\ kN/m^2 = 1,0\ MPa$

En 1,00 m ancho y 1,60 de canto que tiene la losa

$T_d = 1,00\ MN/m$

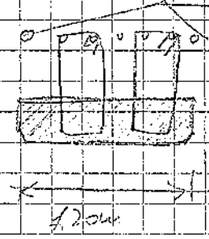
$$A_s \geq \frac{T_d}{\frac{2}{3} f_{yd}} = \frac{1,00}{\frac{2}{3} 4200} = 375\ cm^2/m$$

En cada cara de la losa de cubierta debe disponerse

$A_s = 18,75\ cm^2/m$

En la cara inferior está claro que se cubre.

En la cara superior debe disponerse: 7Φ20 por metro en los 2,5 primeros metros de la parte frontal de la losa de cubierta



7Φ20 por módulo de anchura

1/2 vuelo

* las tensiones normales de tracción en sentido 1-1 son:

  * σ_t = 24% de las tensiones de compresión máximas (en una zona muy localizada)

luego

- Tensión de diseño máxima aplicada $\overline{T}d = 1 \cdot 2533 = 2700\ KN/m^2$
- Tensión de compresión máxima $\overline{T}comp,d = 4788\ KN/m^2$
- Tensión de tracción máxima

$\overline{T}_t d = 0,24 \times 4788 = 1149,12\ KN/m^2 = 1150\ KN/m^2$

$h = 1,00 \rightarrow \sigma_{t,d} = 1150\ KN/m$

con l_m de anclaje = $T_d = 1150\ KN/m$ (Valor de diseño)

$T_d = 1,15\ MN/m$

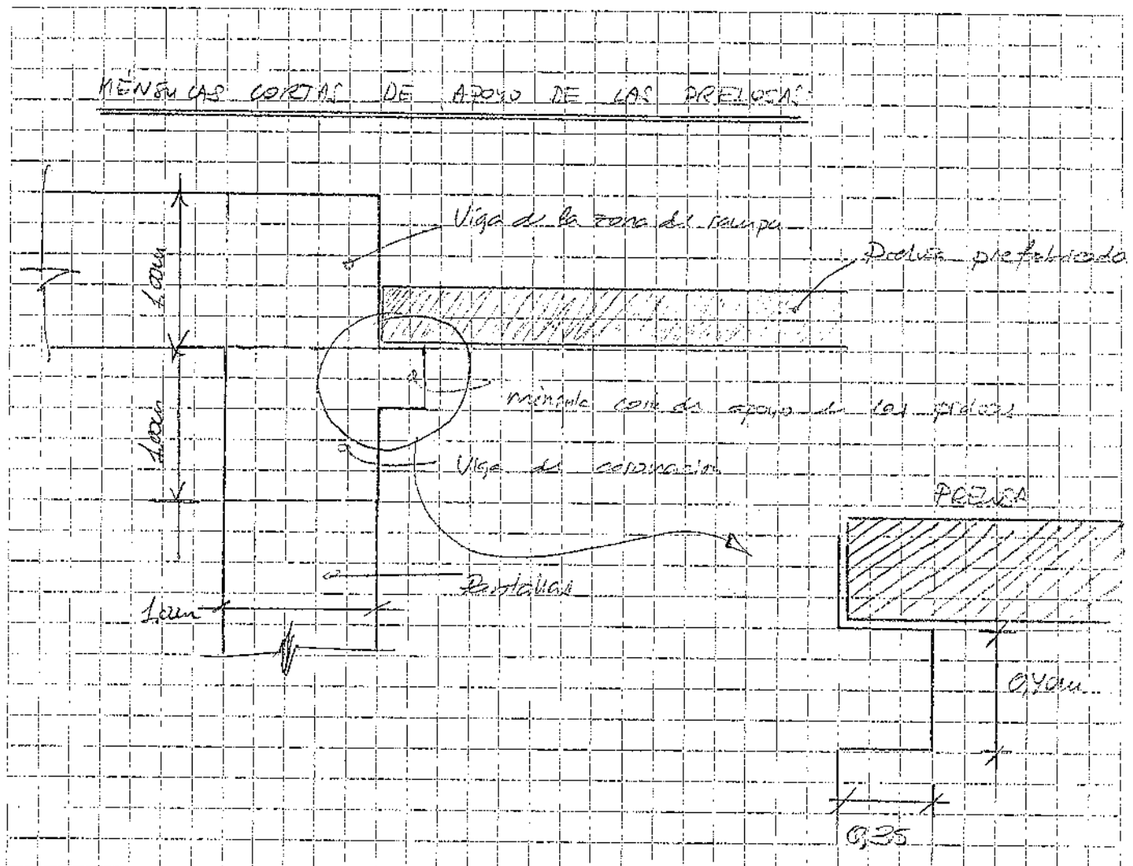
$A_s \geq \frac{T_d}{\frac{2}{3} f_{yd}} = \frac{1,15}{\frac{2}{3} 400} = 43,125\ cm^2/m$ en ambas caras

→ 21,56 cm^2/m en cada cara

→ 2 disposiciones horizontales → 2 armas

1 horquilla Φ16 a 0,15 ▭ en la zona de anclaje de la viga

MÉNSULAS CORTAS DE APOYO DE LAS PRELOSAS



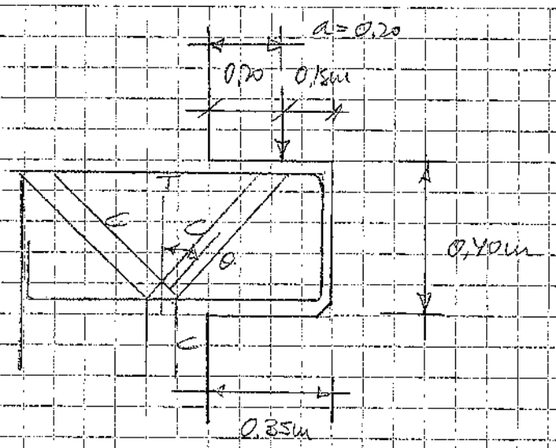
ACCIONES (No se tiene en cuenta la pequeña reducción de carga)

Cortante máximo en el extremo de la prelosa en compresión

V_d = 201,06 KN/m ← valor de diseño

Dimensionamiento como ménsula corta 0,40 m × 0,15 m

(ACI)



$\cot g\,\theta = 1{,}40$ — a hormigonar manualmente

el canto de la mensula corta debe cumplir

$$d \geq \frac{a}{0{,}85}\cot g\,\theta$$

$$d \geq \frac{0{,}20}{0{,}85}\,1{,}40 = 0{,}33\,m$$

como se tiene $d = 0{,}40\,m$ se cumple esta demanda esta condición Si fuera $\theta = \operatorname{arc\,cotg}\left(\frac{0{,}15 - a}{h}\right)^{-1} \operatorname{arc\,cotg}\left(\frac{10 \cdot 0{,}40}{0{,}20}\right)^{-1}$

$\operatorname{arc\,cotg}(1{,}2)^{-1} = 39{,}8°$

: Armadura principal

$T_{1d} = F_{vd} \cdot \operatorname{tg}\theta$

$\operatorname{tg}\theta = 0{,}8333$ | $T_{1d} = 705\ kN/m \cdot 0{,}833 = 170{,}83\ kN/m$

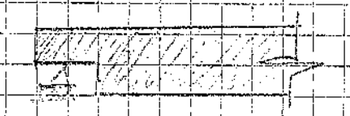
$\cot g\,\theta = 1{,}20$ |

$T_{1d} = 170{,}83\ kN/m = 0{,}171\ kN/m$

$$A_s \geq \frac{T_{1d}}{f_{yd}} = \frac{0{,}171\ kN/m}{400\ MPa} = 4{,}271\ cm^2/m$$

Se dispone $1\,\phi 16\,a\,0{,}25 \rightarrow (8{,}044\ cm^2/m)$ ✱

b) Debe tenerse en cuenta que para la estructura en cercha también se requiere la armadura corta (aunque la cercha no esté sometida a esfuerzo cortante)



- Cercos horizontales

$T_{2d} = 0{,}20 \cdot F_{vd} = 0{,}20 \cdot 205 = 41\ kN/m$

$T_{2d} = 0{,}041\ kN/cm$

$$A_s \geq \frac{T_{2d}}{f_{yd}} = \frac{0{,}041\ kN/cm}{400\ MPa} = 1{,}025\ cm^2/m$$

Esta armadura es muy pequeña y se debe con el criterio de armadura mínima

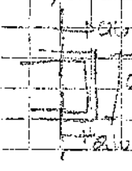
Si aparece una pequeña fracción en el centro, como no está en contacto con el exterior no será parte peligrosa del estado de corrosión que lo que sucede con la armadura que atraviesa todo el muro

Andaje $\phi 16$ en posición de adherencia mala

$l_{b\,req} = 44 \cdot 1{,}6^2 = 53{,}76\ cm$ ← Valor reducido por A_{ef}/A_{nec}

Si anda a partir del ϕ medio de aplicación de la carga

→ Se dispone una longitud mayor en todo el ancho del muro H_0



OK!

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CONTRABÓVEDA DEL TRAMO DE PRUEBAS.

RECÁLCULO.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 29 de septiembre de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL: CONTRABÓVEDA

RECÁLCULO

1. RESUMEN DE LA REUNIÓN DEL 15 DE SEPTIEMBRE DE 2004.

Tras la reunión mantenida el día 15 de septiembre de 2004 en las instalaciones de la obra, a la que asistieron:

- Por parte de la Dirección de Obra: D. Alfredo Alba (G.I.F.)
- Por parte de la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra: D. Ángel García, D. José Serna y Dña. Esther Porras (ESTEYCO-CICSA-ICYFSA U.T.E.)
- Por parte del Contratista: D. Joaquín Roura y D. Antonio Llamosas (Can Tunis U.T.E. FCC Construcción-COMSA)
- Por parte de la Asistencia Técnica al Contratista: D. Ángel C. Aparicio, D. Gonzalo Ramos y D. Tomás Polo (Bridge Technologies)

y en la que se trataron las discrepancias en el cálculo y dimensionamiento de la contrabóveda del Tramo de Pruebas, se acuerda:

En cuanto al **análisis estructural** de la contrabóveda (finalmente se adopta un canto de 0.60m):

- El modelo de cálculo a emplear en el análisis estructural de la contrabóveda es el de arco con apoyos elásticos y no el de arco con apoyos infinitamente rígidos (Un apoyo infinitamente rígido acerca el comportamiento al de un arco teórico, prácticamente antifunicular de la subpresión de agua, con momentos flectores bajos y axiles altos. Con esta hipótesis los armados resultan ser muy favorables. Un apoyo elástico hace aumentar los momentos flectores y disminuye los axiles, resultando mayores cuantías de armado).
- La constante elástica de los muelles que simulan la rigidez del apoyo en las pantallas será de 180000 kN/m/m (obtenida según se detalla en el documento: "Nota de Cálculo de la Contrabóveda del Tramo de Pruebas" emitido por Bridge Technologies el 28 de julio de 2004).
- Se admite la existencia de una articulación en el contacto contrabóveda-pantallas.
- En el armado y dimensionamiento de la contrabóveda se contará, en el procedimiento P2 (excavación bajo cubierta con un nivel de puntales intermedios provisionales), con el efecto favorable de la totalidad de la reacción que las pantallas ejercen sobre la contrabóveda.

En cuanto al **armado** de la contrabóveda:

- Para el procedimiento constructivo P2 se admite la existencia de unos esfuerzos en la contrabóveda que quedan cubiertos con la disposición de la cuantía mínima a flexión para evitar fallo frágil tras la fisuración. Dicho armado implica la necesidad de tener en cuenta la totalidad de la reacción de las pantallas sobre la contrabóveda tras la retirada de los puntales provisionales.
- Para el procedimiento constructivo P3 (excavación por bataches contrapeados) el armado de la cara superior de la contrabóveda debe incrementarse respecto de la armadura de proyecto. Para los tramos excavados con este procedimiento constructivo se acepta el armado propuesto por Bridge Technologies en el documento: "Nota de Cálculo de la Contrabóveda del Tramo de Pruebas" del 28 de julio de 2004, cuya cuantía viene condicionada por la hipótesis de máximo flector negativo con axil concomitante.
- Se admite la obligación, según la actual Instrucción de Hormigón Estructural: EHE, Art. 64, de disponer ganchos estructurales que recojan los empujes al vacío de la armadura superior traccionada.

En cuanto a la **unión pantallas-contrabóveda**:

- Se admite la aptitud técnica de la solución de proyecto, a ratificar en base a un cálculo detallado, con una doble puntualización:
    - Para su correcto funcionamiento es necesaria la existencia de un axil mínimo que garantice la transmisión de rasante por rozamiento.
    - La armadura dispuesta en la junta supone un empotramiento en el contacto pantallas-contrabóveda. Este empotramiento genera unos esfuerzos que la armadura dispuesta es incapaz de absorber.
- Se admite la aptitud técnica de la solución propuesta por Bridge Technologies, con la que se asegura la transmisión del rasante en la junta con independencia del axil que en ella exista. La solución evita, además, la transmisión de esfuerzos a las pantallas. La independencia total del axil y la posibilidad de garantizar la trasmisión del rasante sin necesidad de hacer hipótesis sobre la profundidad de las fisuras y la superficie de contacto final (tras el giro de flexión) en la unión pantallas-contrabóveda se traduce en una mayor complejidad y coste de la solución, por lo que se plantea la búsqueda de una solución de compromiso.
- Se acuerda someter la decisión final a los resultados de un cálculo más detallado de la unión de las pantallas y la contrabóveda (en caso de optarse por la aplicación en algún tramo del "dado de apoyo" propuesto por Bridge Technologies se procederá a su optimización).

2. TRABAJOS REALIZADOS. POSTERIORES AL 15 DE SEPTIEMBRE DE 2004.

Se ha realizado la verificación y dimensionamiento de la contrabóveda, articulada en el contacto con las pantallas, para los tramos en que se aplica el procedimiento constructivo P2, contando con la totalidad del axil transmitido por las pantallas tras la retirada de puntales provisionales. La comprobación se centra en la hipótesis de máximo flector negativo en centro de luz con axil concomitante, en cuyo dimensionamiento se considera, con contribución favorable, la reacción de las pantallas sobre la contrabóveda (los resultados pueden consultarse con detalle en la nota de cálculo adjunta).

Se realizan varias comprobaciones en servicio y en estado límite último sobre las tensiones que se generan en la junta de unión entre las pantallas y la contrabóveda.

3. RESUMEN DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS.

3.1 ARMADO CONTRABÓVEDA.

Los esfuerzos que aparecen en la contrabóveda en la hipótesis de máximo flector negativo con axil concomitante, teniendo en cuenta la contribución de la reacción que las pantallas transmiten a la contrabóveda, se cubren con la cuantía mínima a flexión.

Para dicha hipótesis no se requiere disponer armadura transversal de cortante.

Los empujes al vacío de la armadura superior traccionada generan fuerzas de desviación muy reducidas, pero es necesaria la disposición de ganchos (EHE Art. 64), a unas separaciones máximas, que garanticen el correcto funcionamiento de dicha armadura. La armadura resultante vendrá determinada más por las separaciones máximas y los diámetros mínimos disponibles que por la cuantía necesaria.

3.2 DISEÑO DE LA UNIÓN PANTALLAS-CONTRABÓVEDA.

El estudio de la sección de transferencia conduce a los siguientes resultados:

Hipótesis	Axil [kN/m]	Cortante [kN/m]
Peso propio	-105	-82.5
Subpresión	741.6	605
Reacción pantallas	838	0 (*)
Valor característico:	**1474.6**	**522.5**
Valor de diseño (#):	**1845.4**	**825**

(*) En la hipótesis: (peso propio + máxima subpresión + axil de las pantallas) la contrabóveda despega del suelo (en servicio), por lo que la reacción de las pantallas sobre la contrabóveda no genera cortantes en la unión contrabóveda-pantallas.

(#) La hipótesis de cálculo corresponde a: 1.0·(g1) + 1.5·(Subpresión) + 1.0·(Reacción pantallas)

Axiles positivos corresponden a compresiones en la junta.
Cortantes positivos corresponden a fuerzas ascendentes

Se admite un momento flector nulo en la unión pantallas-contrabóveda.

Notación empleada:

- Nk: Axil característico considerado
- σck: Tensión normal media en la junta, en valor característico
- Nd: Axil de diseño considerado
- σcd: Tensión normal media en la junta, en valor de diseño
- Vk: Cortante característico considerado
- Vd: Cortante de diseño considerado
- A: Área en la que se admite que hay transmisión de cortantes
- μ: Coeficiente de rozamiento (μ=0.9 rugosidad alta; μ=0.6 rugosidad baja)
- τk: Esfuerzo rasante característico en la junta
- τd: Esfuerzo rasante de diseño en la junta
- τu: Esfuerzo rasante último de la sección (según EHE art. 47.2, la tensión máxima rasante en la superficie por la que debe transmitirse el rasante es τou<0.25·fcd, para un hormigón de 25MPa la limitación es: τou < 4.17MPa) No se ha considerado la resistencia a tracción del hormigón ni la existencia de armadura pasante en la junta.
- τu,k: Esfuerzo rasante resistente en valor característico (=μ·σck)

La sección íntegra es de 0.60m^2/m pero, en realidad, el giro de flexión entre pantallas y contrabóveda la hará disminuir. Por tanto la tensión tangencial solicitante y la tensión tangencial respuesta crecen al disminuir el área de contacto, existiendo, lógicamente, una limitación sobre la tensión rasante resistente, limitación impuesta por el aplastamiento del hormigón de la junta, permitiéndose un valor máximo de 4.17 MPa en ELU para un HA-25.

CASOS ANALIZADOS:

a) ANÁLISIS DETALLADO EN E.L.S. Y E.L.U. DEL ESTADO TENSIONAL DE LA JUNTA CONTRABÓVEDA-PANTALLAS. SOLUCIÓN DE PROYECTO.
(Contrabóveda empotrada en pantallas con ϕ12 a 0.15m)

ANÁLISIS EN SERVICIO.

En la unión contrabóveda-pantallas, para esfuerzos de servicio en la hipótesis de excavación interior del Falso Túnel siguiendo el procedimiento constructivo P2 y manteniendo la armadura definida en el Proyecto Original, se tiene una profundidad de fibra neutra de 0.213m y un tensión en las armaduras de 135 MPa, inferior a la tensión de plastificación del acero (ver nota de cálculo adjunta).

El rasante de servicio en la junta, de valor Vk=522.5 kN/m, genera unas tensiones tangenciales de 2.45 MPa.

E.L.S:

Nk =	1474.6 kN/m	1474.6 kN/m
σck =	6.92 MPa	6.92 MPa
Vk =	522.5 kN/m	522.5 kN/m
A =	0.213 m^2/m	0.213 m^2/m
μ =	0.90	0.60
τk =	2.45 MPa	2.45 MPa
τuk (*) =	6.23 MPa	4.15 MPa

(*) En la actual Instrucción de Hormigón Estructural EHE, no existe limitación alguna para la tensión tangencial máxima admisible en servicio. Sin embargo, por lógica, debería ser de valor inferior a la tensión tangencial última en E.L.U. (4.17 MPa para un hormigón HA-25).

ANÁLISIS EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.

Para acciones mayoradas (amplificación de axiles, momentos y rasantes en la unión pantallas-contrabóveda), la profundidad de la fibra neutra es de 0.147m (ver nota de cálculo adjunta) para el momento plástico que la sección es capaz de soportar bajo el axil de diseño (en estado límite último las armaduras están totalmente plastificadas, puesto que el momento último de la sección para el axil de diseño es muy inferior al momento de diseño).

El rasante de diseño en la junta, de valor Vd=825 kN/m, genera unas tensiones tangenciales de 5.61 MPa, que resultan ser un 34.5% superiores a la tensión rasante máxima por agotamiento del hormigón (0.25·fcd = 4.17 MPa para un hormigón HA-25)

E.L.U: (τd,media[MPa] = Vd[MN/m]/A[m])

Nd =	1845.4 kN/m	1845.4 kN/m
σcd =	12.55 MPa	12.55 MPa
Vd =	825 kN/m	825 kN/m
A =	0.147 m^2/m	0.147 m^2/m
μ =	0.90	0.60
τd =	5.61 MPa	5.61 MPa
τu =	4.17 MPa (*) 100% τu,máx	4.17 MPa (*) 100% τu,máx
Coef. Seg. adicional:	**γa = 0.74**	**γa = 0.74**

(*) El rasante último viene limitado por el menor de los siguientes valores:
τu = mín {μ·[fyd·As + Nd] ; 0.25·fcd} con fyd ≤ 400 MPa y μ=0.90 ó μ=0.6 en función de la rugosidad de la junta.
Las tensiones tangenciales máximas resistentes para coeficientes de rozamiento de 0.9 y 0.6 serían de 11.30 MPa y 7.53 MPa respectivamente, pero no pueden alcanzarse puesto que antes se produce el fallo del hormigón (0.25·fcd).

b) ANÁLISIS DETALLADO EN E.L.S. Y E.L.U. DEL ESTADO TENSIONAL DE LA JUNTA CONTRABÓVEDA-PANTALLAS. SOLUCIÓN SIN ARMADURA PASANTE.

ANÁLISIS EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.

Para acciones mayoradas (amplificación de axiles, momentos y rasantes en la unión pantallas-contrabóveda), la profundidad del bloque de compresiones con agotamiento del hormigón es de 0.118m para una junta sin armadura pasante (ver nota de cálculo adjunta).

El rasante de diseño en la junta, de valor Vd=825 kN/m, genera unas tensiones tangenciales de 6.99 MPa, que resultan ser un 68% superiores a la tensión rasante máxima por agotamiento del hormigón (0.25·fcd = 4.17 MPa para un hormigón HA-25)

E.L.U: (τd,media[MPa] = Vd[MN/m]/A[m])

Nd =	1845.4 kN/m	1845.4 kN/m
σcd =	15.64 MPa	15.64 MPa
Vd =	825 kN/m	825 kN/m
A =	0.118 m^2/m	0.118 m^2/m
μ =	0.90	0.60
τd =	6.99 MPa	6.99 MPa
τu =	4.17 MPa (*) 100% τu,máx	4.17 MPa (*) 100% τu,máx
Coef. Seg. adicional:	**γa = 0.60**	**γa = 0.60**

(*) Las tensiones tangenciales máximas resistentes para coeficientes de rozamiento de 0.9 y 0.6 serían de 14.08 MPa y 9.38 MPa respectivamente, pero no pueden alcanzarse puesto que antes se produce el fallo del hormigón.

4. CONCLUSIONES:

4.1 SECCIONES DE VANO CON CONTRABÓVEDA ARTICULADA.

- Con la armadura de proyecto, en la hipótesis de contrabóveda articulada en el apoyo con las pantallas y considerando el muelle horizontal en el apoyo, con la rigidez acordada, la sección centro luz tiene un coeficiente de seguridad adicional a flexión de 1.7, siempre y cuando el axil que se transmite a la contrabóveda al retirar los puntales definitivos (sólo en el procedimiento constructivo P2) valga los 828kN/m supuestos en el cálculo.

- En las mismas condiciones que en el caso anterior, las cuantías de armadura transversal necesarias por cortante son nulas.

- Aunque las fuerzas de empuje al vacío son pequeñas, deben cubrirse con armadura según el artículo 64 de la instrucción de Hormigón Estructural EHE. Se considera que, al menos, deben existir 3 planos por metro. Se estima peligrosa la no disposición de estas armaduras, ya que el estado de autotensión creado por la

retracción y temperatura produce tracciones,- en ambas direcciones-, en las caras superior e inferior de la contrabóveda, tracciones que, por si solas, pueden llegar agotar la resistencia a tracción del hormigón por lo que no debe confiarse a ésta la resistencia de los empujes al vacío.

4.2 SECCIÓN DE CONTACTO CONTRABÓVEDA-PANTALLAS.

- La sección de contacto bóveda-pantalla está siempre sometida a una resultante de compresión pero aparecen tracciones internas debidas a los momentos de empotramiento resultantes de los giros relativos entre pantallas y contrabóveda. Esto provoca que la superficie de contacto efectiva para la transmisión de rasantes sea inferior al canto total.
  La disposición de armaduras entre las caras en contacto implica siempre dotar a la sección de contacto pantalla-contrabóveda de una cierta capacidad de respuesta a flexión, por lo que:

  - Si se quiere asegurar el empotramiento contrabóveda-pantallas es necesario disponer unos 26 cm^2/m en la zona inferior de la junta.
  - Si se dispone la armadura definida en Proyecto, para el estado permanente en **E.L.S.** la armadura no plastifica y las tensiones tangenciales son inferiores a la tensión tangencial última ($\tau k < \tau u$)
  - Si se dispone la armadura definida en Proyecto, para el estado permanente en **E.L.U.** la armadura plastifica, no se alcanzan el momento de diseño de empotramiento con la pantalla y las tensiones tangenciales son superiores a la tensión tangencial última resistente ($\tau k > \tau u$).
  - La **no disposición de armadura** en la junta amplificaría los giros relativos de pantallas y contrabóveda, disminuyendo la superficie de contacto entre ambas y agravando el problema que se ha expuesto.

5. PROPUESTA.

- Existen dudas en el comportamiento real de la junta, motivadas por varias incertidumbres (rigidez de apoyos que marca el comportamiento del arco, reacción transmitida por las pantallas y giros relativos entre pantallas y contrabóveda) por lo que, de entre las soluciones estudiadas, la que parece ser más adecuada es la del dado superior de apoyo. Un diseño ajustado del mismo, según las hipótesis acordadas en la reunión, conduce a las armaduras que se detallan en el plano adjunto.

Fdo.: Ángel C. Aparicio Bengoechea
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 4141

Barcelona, a 29 de septiembre de 2004

Cam Nuris 7-Sept-2004

d) Máximo flector negativo con axil concomitante

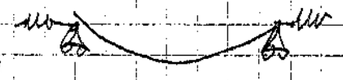
(Para el caso de procedimiento constructivo P2, con mayores reacciones en las pantallas sobre la contrabóveda)

Acciones:

- Subpresión máxima
- Reacción en pantallas de P2 Γ_k = 838,2 kN/m ← (Valor característico)
- g_1
- Peso global de la estructura ← no tiene efecto ya que hay contrabóveda

Determinación de esfuerzos pésimos (ELS)

Sumando las reacciones contra el terreno en las hipótesis anteriores resulta que todo el terreno está traccionado → No hay contacto

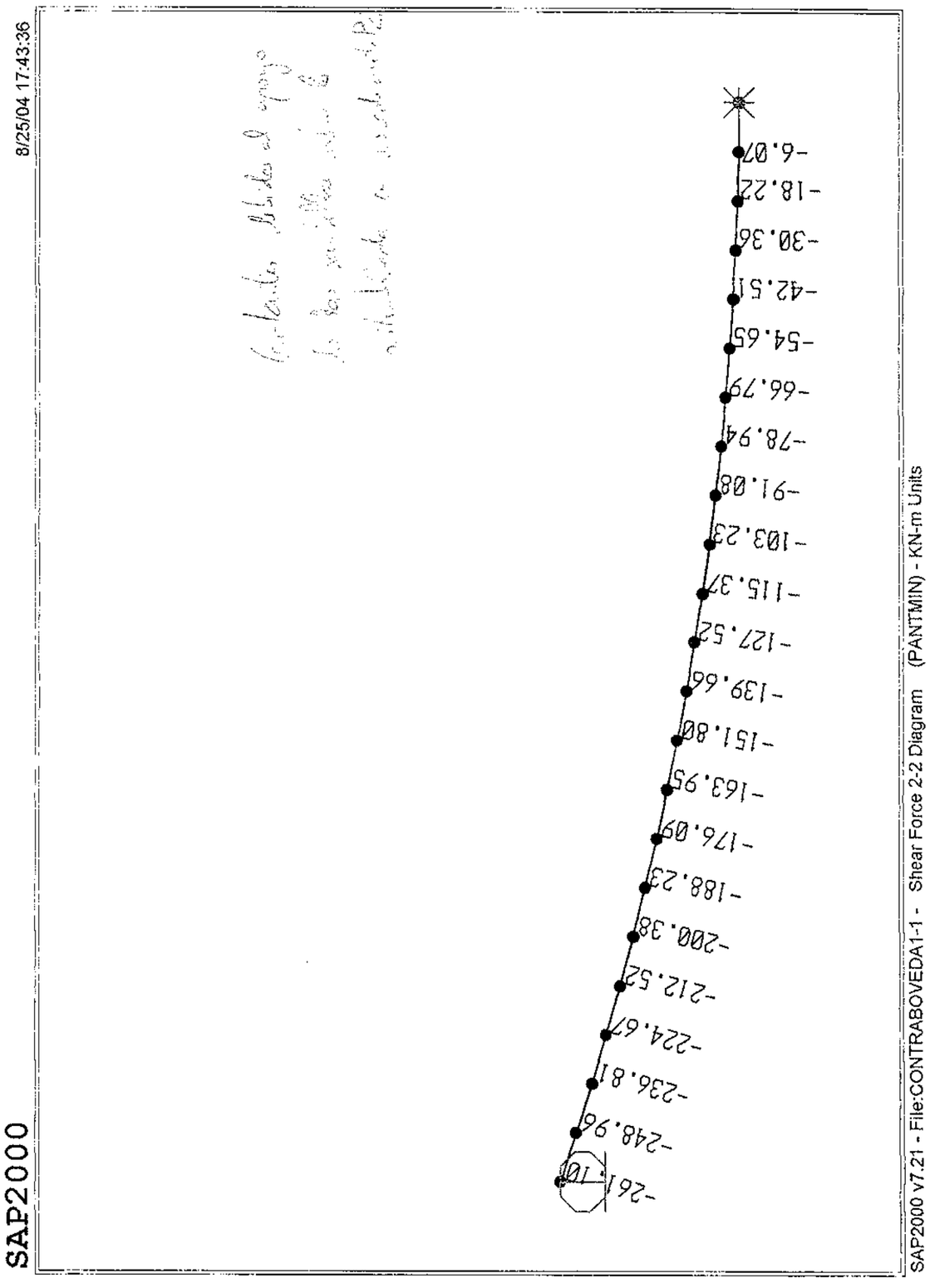


Archivo SAP: "CONTRABÓVEDA 1-1.SDB"

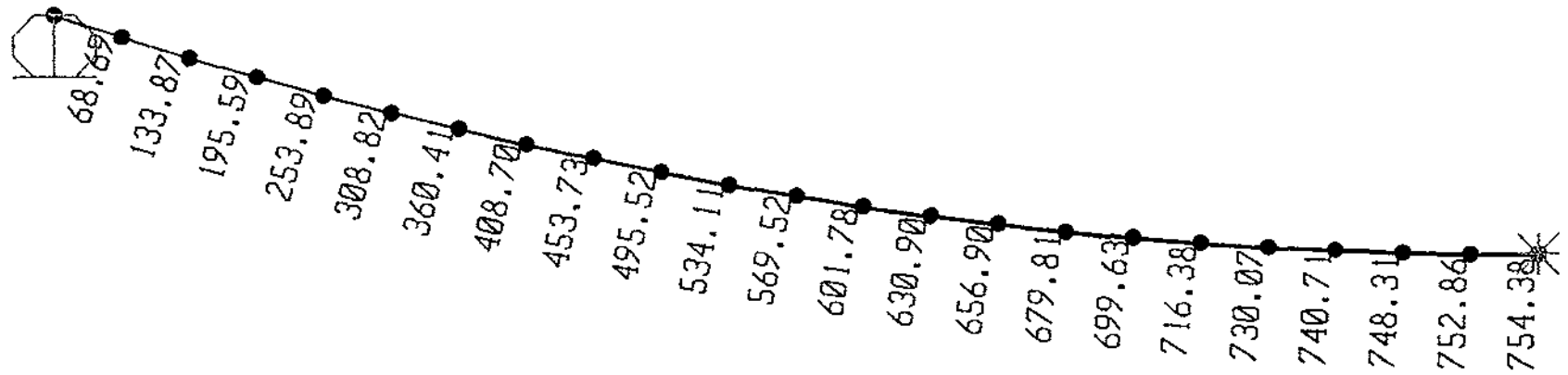
Combinación de acciones:

$1{,}00\, g_1 + 1{,}00 \cdot R_{pantallas} + 1{,}50$ Subpresión

NOTE BOOK

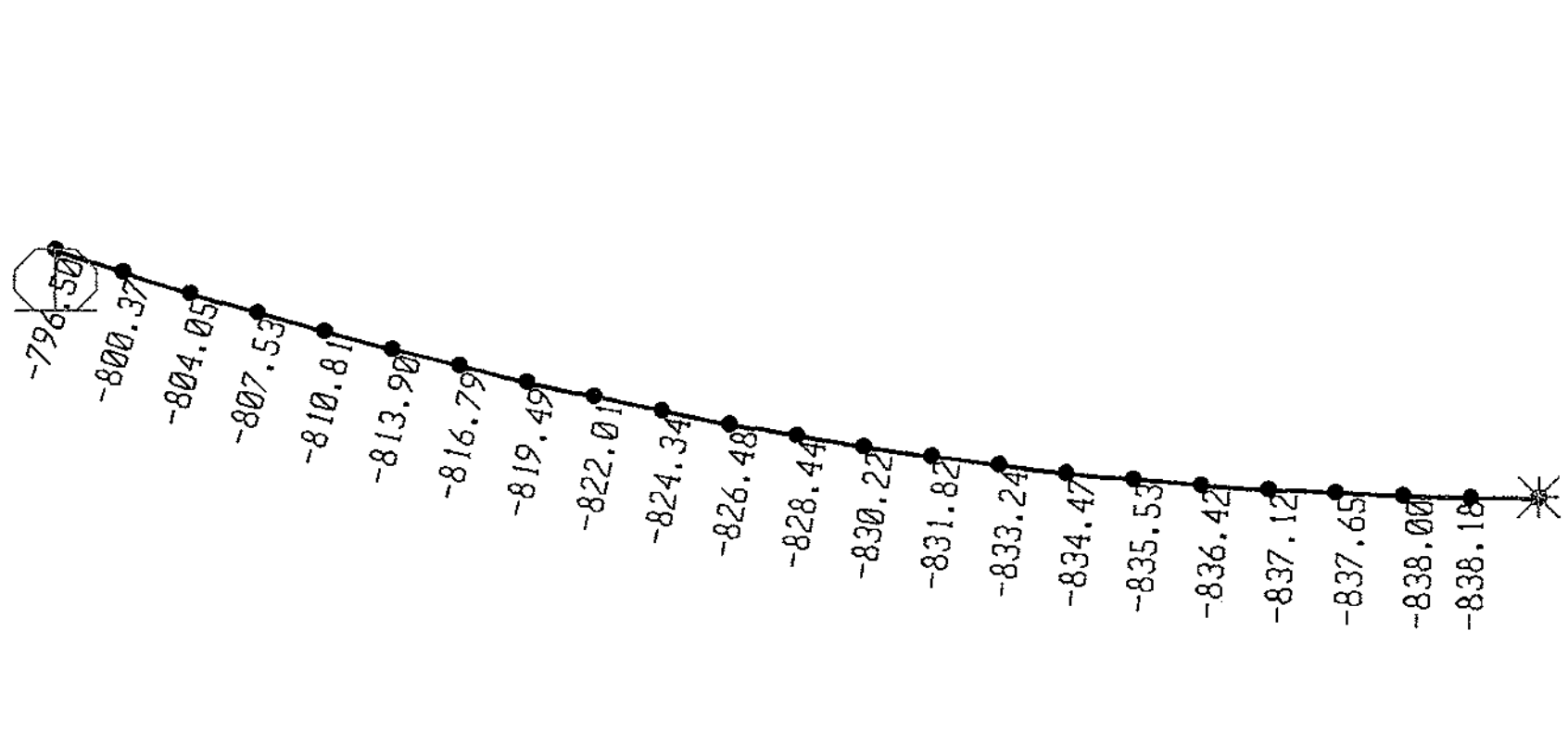


Momentos debidos al apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda en procedimiento P2



SAP2000 v7.21 - File:CONTRABOVEDA1-1 - Moment 3-3 Diagram (PANTMIN) - KN-m Units

Axiles debidos al apoyo de las pantallas sobre la contrabóveda en procedimiento P2



SAP2000 v7.21 - File:CONTRABOVEDA1-1 - Axial Force Diagram (PANTMIN) - KN-m Units

(MÁXIMOS FLECTORES NEGATIVOS)

CORTANTES

g1	subpresión	Reacción pantallas	COMBO
	-47.14	343.88	-261.10	207.58
	-45.27	328.49	-248.96	198.51
	-43.38	313.10	-236.81	189.46
	-41.15	297.72	-224.67	180.76
	-39.48	282.34	-212.52	171.51
	-37.49	266.96	-200.38	162.57
	-35.46	251.59	-188.23	153.70
	-33.42	236.22	-176.09	144.82
	-31.34	220.86	-163.95	136.00
	-29.25	205.50	-151.80	127.20
	-27.13	190.14	-139.66	118.42
	-25	174.78	-127.52	109.65
	-22.86	159.43	-115.37	100.93
	-20.68	144.09	-103.23	92.23
	-18.5	128.74	-91.08	83.53
	-16.312	113.40	-78.94	74.85
	-14.1	98.06	-66.79	66.20
	-11.89	82.72	-54.65	57.54
	-9.67	67.39	-42.51	48.91
	-7.45	52.06	-30.36	40.26
	-5.22	36.74	-18.22	31.67
	-2.99	21.41	-6.07	23.06
	0.76	-6.09	-1.91	-10.29
-538.92				207.58

(MÁXIMOS FLECTORES Y AXILES + CORTANTES CONCOMITANTES)

PROCEDIMIENTO P2

AXILES

FLECTORES

g1	subpresión	Reacción pantallas	COMBO
	0.00	0	0.00	0.00
	-86.66	11.91	0.00	68.69
	-166.9	23.27	-86.66	133.67
	-246.76	34.09	-166.9	195.59
	-320.31	44.35	-246.76	253.89
	-389.61	54.07	-320.31	308.82
	-454.69	63.24	-389.61	360.41
	-515.62	71.86	-454.69	408.70
	-572.43	79.93	-515.62	453.73
	-625.15	87.44	-572.43	495.52
	-673.84	94.40	-625.15	534.11
	-718.51	100.80	-673.84	569.52
	-758.2	106.65	-718.51	601.78
	-795.94	111.94	-758.2	630.90
	-828.75	116.68	-795.94	656.90
	-857.65	120.86	-828.75	679.81
	-882.65	124.48	-857.65	699.63
	-903.79	127.55	-882.65	716.38
	-921.06	130.06	-903.79	730.07
	-934.48	132.01	-921.06	740.71
	-944.07	133.41	-934.48	748.31
	-949.81	134.24	-944.07	752.86
	-951.69	134.54	-949.81	754.38

g1	subpresión	Reacción pantallas	COMBO
	-125.76	-893.19	-796.50	-2010.53
	-123.85	-888.3	-800.37	-2008.97
	-122.04	-883.66	-804.05	-2007.50
	-120.33	-879.28	-807.53	-2006.12
	-118.71	-875.14	-810.81	-2004.81
	-117.18	-871.24	-813.90	-2003.58
	-115.74	-867.59	-816.79	-2002.44
	-114.39	-864.18	-819.49	-2001.37
	-113.13	-861.01	-822.01	-2000.40
	-111.97	-858.07	-824.34	-1999.48
	-110.89	-855.37	-826.48	-1998.65
	-109.90	-852.89	-828.44	-1997.88
	-109.00	-850.65	-830.22	-1997.20
	-108.19	-848.63	-831.82	-1996.58
	-107.46	-846.85	-833.24	-1996.06
	-106.83	-845.28	-834.47	-1995.56
	-106.28	-843.95	-835.53	-1995.18
	-105.82	-842.83	-836.42	-1994.85
	-105.44	-841.95	-837.12	-1994.61
	-105.16	-841.28	-837.65	-1994.41
	-104.96	-840.83	-838.00	-1994.29
	-104.84	-840.61	-838.18	-1994.26
	-104.81	-840.61	-838.20	-1994.31
-1994.26				

Can Tunis 7-dpt-2004

Dimensionamiento a flexión

M_d = 538,92 kN·m/m

n_d = 1994,2 kN/m

$A_s \geq$ 6,72 cm²/m ← Se cubre con ϕ16 a 0,20

Armadura a disponer

Cara superior	1 ϕ16 a 0,20
Cara inferior	1 ϕ16 a 0,20

DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

V_d = 207,6 kN/m → $A_{sw} \geq$ 0 cm²/m

A_s = 10,055 cm²/m

n_d = 1994,3 kN/m

Armadura de cortante

Capacidad mecánica 1 ϕ16 a 0,20 U = 0,0874 MN

R = 17,0 m

Fuerza de desviación: $U_{desv} = \frac{U}{R} = \frac{0,0874\ MN}{17,0\ m} = 0,00514\ MN/m$

U_{desv} = 0,00514 MN/m → 0,129 cm²/m

→ Planos a 0,35 de 1 ganchos ϕ8 → $A_{s\,desv}$ = 1,436 cm²/m

OK!

NOTE BOOK

ESTUDIO EN SERVICIO:

M_k = 310,2 KN-m/m
M_k = 1139,4 KN/m
} e = 0,77 m

Si sale de medio central → hay tracciones.

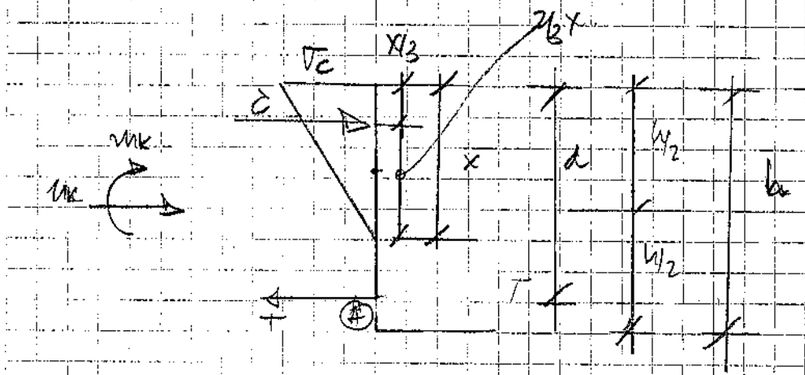
310,2 KN·m/m

Momento característico en las pantallas (PZ)

M_k = entre 1000 y 1400 KN·m/m (valores más comunes)

→ Esto reduce momentos del orden del 20% al 30% del momento que solicita las pantallas

Estado tensional y deformacional:



Incógnitas ∇_c; x; T → ε_c; x; ε_s (Suponiendo $\varepsilon_s < \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ → En la zona elástica)

$T = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s$

$\nabla_c = E_c \varepsilon_c$

Compatibilidad de deformaciones:

$$\frac{\varepsilon_s}{(d-x)} = \frac{\varepsilon_c}{x} \rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{(d-x)}{x}$$

Equilibrio de la sección

a) Fuerzas $\Sigma F = 0$

[1] $M_k = \frac{1}{2} \nabla_c x - T$ $\quad M_k = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c x - A_s E_s \varepsilon_s$

b) Momentos $\Sigma M_4 = 0$

[2] $M_k + M_k (d - h/2) = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c x (d - \frac{1}{3}x)$

[1]: $M_k = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c x - A_s E_s \varepsilon_s$

[2]: $M_k + M_k (d - h/2) = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c x (d - \frac{1}{3}x)$

$$M_k = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c x - A_s E_s \varepsilon_c \frac{d-x}{x} = \left(\frac{1}{2} E_c x - A_s E_s \frac{d-x}{x}\right) \varepsilon_c$$

$$= \left(\frac{E_c x^2 - 2 A_s E_s (d-x)}{2x}\right) \varepsilon_c$$

$$\rightarrow \varepsilon_c = \frac{2 M_k \cdot x}{E_c x^2 - 2 A_s E_s (d-x)} \left(\frac{[MN]}{[MN]}\right) \text{OK!}$$

$$\underbrace{\frac{M_k + N_k\left(d-\frac{h}{2}\right)}{K}}_{K} = \frac{1}{2}E_c\,\frac{2K_k x^2}{E_c x^2 - 2A_s E_s (d-x)}\left(d-\frac{1}{3}x\right)$$

$$K E_c x^2 - 2K A_s E_s (d-x) = N_k E_c x^2\left(d-\frac{1}{3}x\right)$$

$$K E_c x^2 - 2K A_s E_s d + 2K A_s E_s x = N_k E_c d x^2 - \frac{1}{3}N_k E_c x^3$$

$$\left(\frac{1}{3}N_k E_c\right)x^3 + \left(K E_c - N_k E_c d\right)x^2 + 2K A_s E_s x - 2K A_s E_s d = 0$$

Sustituyendo valores:

$E_c = 27\,264$ MPa — $M_k = 0{,}510$ MN·m/m

$E_s = 200\,000$ MPa — $N_k = 4{,}189$ MN/m — $K = 0{,}59475$

$A_s = 7{,}54\cdot10^{-4}$ m²/m — $d = 0{,}55$ m

$h/2 = 0{,}30$ m

$$10.351{,}2\,x^3 - 864{,}3\,x^2 + 179{,}3766\,x^2 - 99{,}657 = 0$$

$x = 0{,}213$ m → $\varepsilon_c = 4{,}281\cdot10^{-4}$ — $\sigma_c = 11{,}67$ MPa (OK)

$x = (a+bi)$ ✗

$x = (a-bi)$ ✗

No son soluciones reales

$\varepsilon_s = 6{,}79\cdot10^{-4} < \varepsilon_{sy} = 2{,}174\cdot10^{-3}$ MPa

La armadura no está plastificada en servicio

$\sigma_s = 135$ MPa

COMPROBACIÓN RASANTE (EN SERVICIO)

Espacio disponible: 0,213 m

$V_{k,\text{prefabricación}} = 605$ kN/m

$V_{k,\text{apuntalado}} = 0$ kN/m

$V_{k,g1} = -82{,}5$ kN/m

$V_{total} = 522{,}5$ kN/m

$A = 0{,}213\ m^2/m$ — $\tau_k = 2{,}45$ MPa $< 0{,}25 f_{cd} = 4{,}17$ MPa (OK)

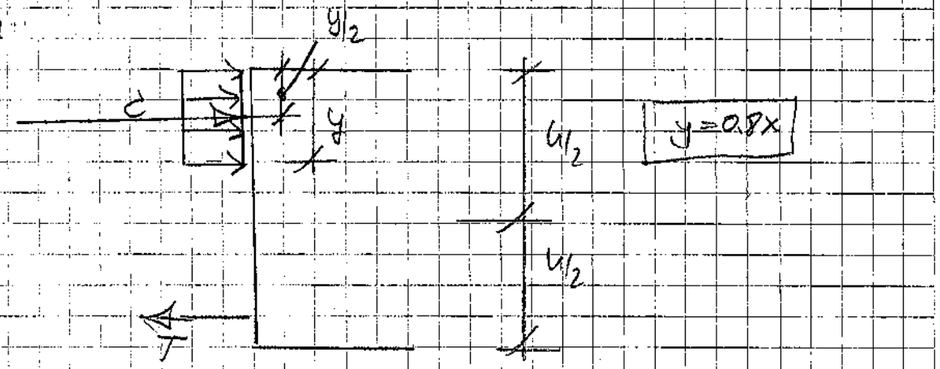
El limitación de EHE!!

Coeficiente de seguridad para mayoración de acciones.

$$\text{Cs Acciones} = \frac{4{,}17\ \text{MPa}}{2{,}45\ \text{MPa}} = 1{,}70 > 1{,}50 \quad \text{(OK!)}$$

El coeficiente de minoración de resistencias está tomado en cuenta con los 4,17 MPa del tensión rasante máxima

En EM



$M_d = 1339,06 \text{ KN·m/m}$

$M_d = 782,5 \text{ KN·m/m}$ ← Se considera el momento plástico que la sección es capaz de aportar por el axil correspondiente

Eq de fuerzas

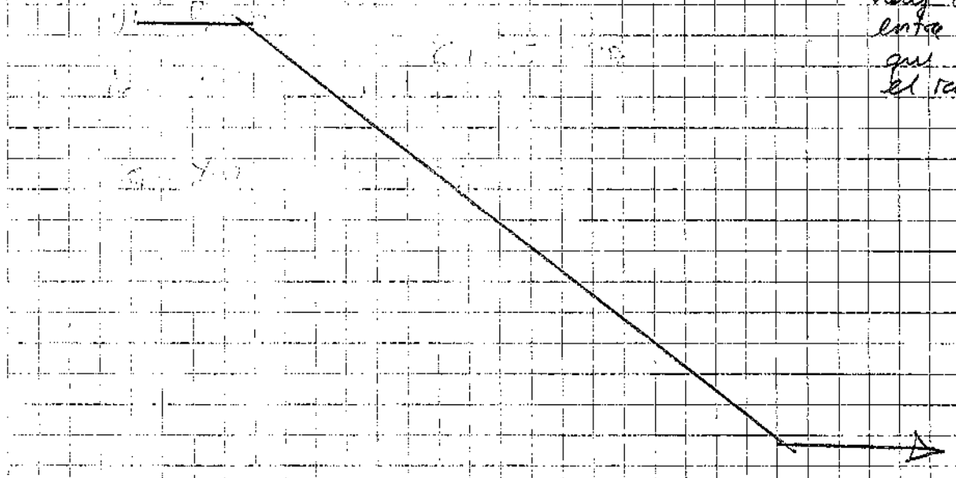
$T = A_s \cdot f_{yd}$ (Acero que está plastificado en EM)

$T = 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8 \text{ MPa} = 0,328 \text{ MN/m}$

$M_d = C - T \rightarrow 1,339 \text{ MN/m} = C - 0,328 \text{ M}$

$C = 1,667 \text{ MN/m} = 0,85 \, f_{cd} \, b \, y = 0,85 \cdot \frac{25}{1,50} \, y$

$y = 0,118 \text{ m} \rightarrow x = y/0,8 = \boxed{0,147 \text{ m}}$ ← Porción de canto en la que realmente hay contacto entre las mitades que garantiza el rasante



Equilibrio de momentos

$T = 0,328 \text{ MN/m}$

$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = 1,667 \text{ MN/m}$

$y = 0,118 \text{ m}; \; y/2 = 0,059 \text{ m}$

$M_u = C \left(h/2 - y/2 \right) + T \left(d - h/2 \right) =$

$= 1,667 \left(0,30 - 0,059 \right) + 0,328 \left(0,55 - 0,30 \right) = 0,484 \text{ MN·m/m}$

Momento plástico de empotramiento para ese axil

$M_{pl} = 484 \text{ KN·m/m}$ para $M_d = 1339,06 \text{ KN·m/m}$

RASANTE en EM

$V_d = 825 \text{ kN/m}$

$A_c = 0,147 \text{ m}^2/\text{m}$

$\tau_d = 5,61 \text{ MPa}$

$\tau_r \neq 0,25 f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{25}{1,50} = 4,17 \text{ MPa}$

NO CUMPLE !!

EN EM

En EM: Sin armadura pasante en la junta

$M_d = C = 985$ fed. b.y

$M_d = 1,339$ MN/m

$y = 0,0945$ m, $x = 0,118$ m

NOTE BOOK

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: CONTRABÓVEDA2
Fecha: 28/09/2004
Hora: 18:38:06

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

1 Datos

SECCIÓN DE PROYECTO
BAJO MOMENTO DE PLASTIFICACIÓN

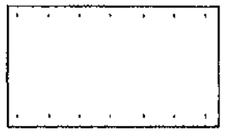
- Materiales

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 : CONTRABOVEDA2
b [m] = 1.05
h [m] = 0.60
r [m] = 0.050

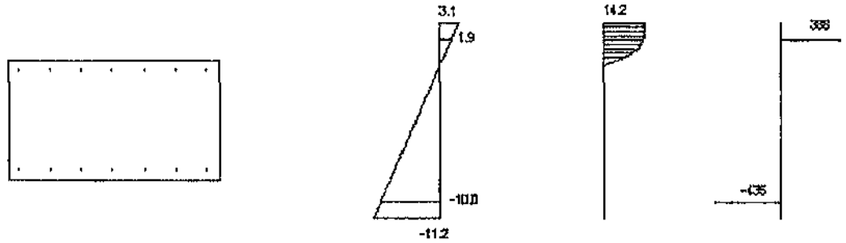
nº barras horizontales = 7
nº barras verticales = 2



2 Comprobación

ϕ [mm] = 12
Nd [kN] = 1406.013
Md [kN·m] = 508.2

Nu [kN] = 1496.5
Mu [kN·m] = 540.9
y = 1.06



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.131 ← Profundidad de fibra neutra

1/r [1/m]·1.E-3 = 23.9

εs ·1.E-3 = 3.1

εi ·1.E-3 = -11.2

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	1.9	-387.6
0.550	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: CONTRABÓVEDA2
Fecha: 28/09/2004
Hora: 18:39:20

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

1 Datos

SECCIÓN DE PROYECTO
BAJO MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO

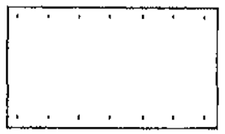
- Materiales

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 : CONTRABOVEDA2
b [m] = 1.05
h [m] = 0.60
r [m] = 0.050

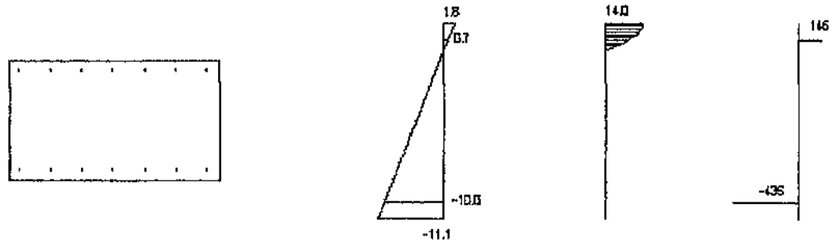
nº barras horizontales = 7
nº barras verticales = 2



2 Comprobación

ϕ [mm] = 12
Nd [kN] = 1406.013
Md [kN·m] = 821.625

Nu [kN] = 559.5
Mu [kN·m] = 326.9
γ = 0.40



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.084 ← Profundidad de la fibra neutra

1/r [1/m]·1.E-3 = 21.5

es ·1.E-3 = 1.8

ei ·1.E-3 = -11.1

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.7	-146.5
0.550	-10.0	434.8

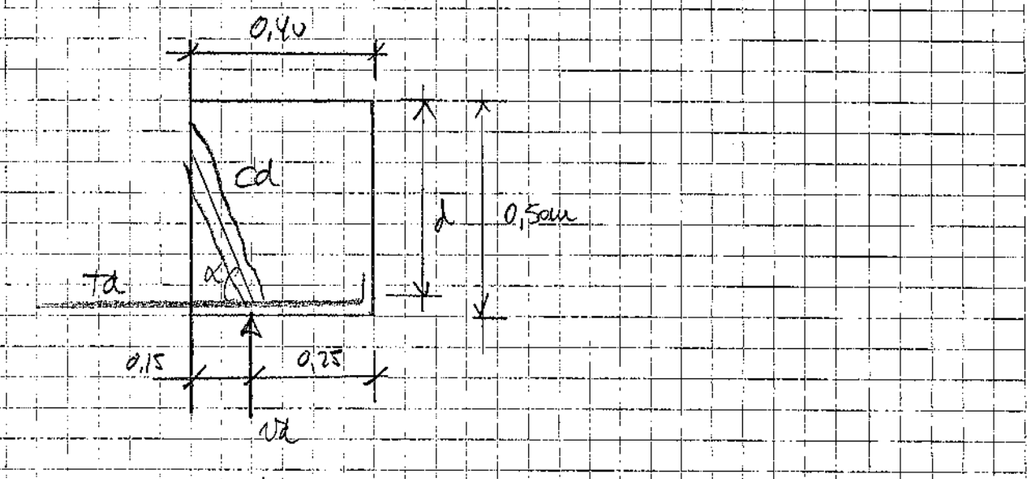
Can Tunis 28-Sept-04

OPTIMIZACIÓN DIADO DE ANCLAJE:

Cortante máximo: $\bar{V} = 605$ kN/m

$V_d = 1.50 \cdot 605 \text{ kN/m} = 907{,}5$ kN/m

a) Cálculo a flexión:



Se considera un brazo mecánico máximo $z = 0{,}9d$

$z = 0{,}9 \times 0{,}45 = 0{,}405$

$\alpha = \text{arctg} \frac{0{,}405}{0{,}15} = \text{arctg } 2{,}70$; $\alpha = 69{,}7°$

Armadura de flexión:

$V_d = C_d \cdot \text{sen}\alpha$
$T_d = C_d \cdot \cos\alpha$
$\Big\} \; T_d = V_d \cdot \text{cotg}\alpha$

$T_d = 0{,}910 \text{ MN/m} \times 0{,}3699 = 0{,}337$ MN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{0{,}337 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 8{,}415 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cuantía mínima $A_s \geq \frac{0{,}04 \cdot 6 \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}04 \cdot 100 \cdot 0{,}45 \cdot 25/1{,}5}{400}$

$A_s \geq 1{,}50 \text{ cm}^2/\text{m}$ (← Se adopta)

Armadura de cortante:

$$A_o \geq \frac{F_{rd}}{\mu f_{yd}} = \frac{v_d}{\mu f_{yd}} = \frac{0{,}91\ MN/m}{1{,}00 \cdot 400\ MPa} = 22{,}75\ cm^2/m$$

$\mu = 1{,}00$ coeficiente de rozamiento (~~6.0 mm~~)

Agotamiento por tensiones rasantes

$$\tau_d = \frac{F_{sd}}{b \cdot d} \leq 0{,}25 f_{cd} = 4{,}17\ MPa \text{ para un HA-25}$$

$$\tau_d = \frac{0{,}91\ MN/m}{1{,}00 m \cdot 0{,}40 m} = 2{,}275\ MPa \quad (OK!)$$

Fuerzas horizontales (Se considera el 20% del F_{sd})

$$F_h = 0{,}20 F_{sd} = 0{,}182\ MN/m \rightarrow A_h = \frac{F_h}{f_{yd}} = \frac{0{,}182\ MN/m}{400\ MPa} = 4{,}55\ cm^2/m$$

$A_a = A_o + A_h = 22{,}75 + 4{,}55 = 27{,}3\ cm^2/m$

$A_b = 1{,}5 A_f + A_h = 1{,}50 \cdot 8{,}415 + 4{,}55 = 17{,}173\ cm^2/m$

$A_a > A_b \rightarrow$

Armadura ppal $A_f = \frac{2}{3} A_o + A_h = \frac{2}{3} 22{,}75 + 4{,}55 = 19{,}72\ cm^2/m$ — $\phi 20\ a\ 0{,}15$

Armadura secundaria $A_2 = \frac{1}{3} A_o = \frac{1}{3} 22{,}75 = 7{,}583\ cm^2/m$ — $\phi 12\ a\ 0{,}15$

A_c total $= 19{,}72 + 7{,}583 = 27{,}3\ cm^2/m \geq \max\{A_a; A_b\}$ (OK!)

Cumple la condición

RASANTE EHE

i) canto mínimo necesario por resistencia del hormigón

$$\tau_{rd} \leq 0{,}25 f_{cd} = 0{,}25 \frac{25}{1{,}50} = 4{,}17\ MPa$$

$$v_d = 0{,}91\ MN/m$$

$$A \geq \frac{v_d}{\tau_{rd}} = \frac{0{,}91\ MN/m}{4{,}17\ MPa} = 0{,}218\ m^2/m \leftarrow \text{¡¡cumple!!}$$

ii) Resistencia a esfuerzo rasante de la junta

$$\tau_{rd} = \beta f_{ctd} + \frac{A_f}{S_D}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu \sigma_{cd} \leq 0{,}25 f_{cd}$$ (OK!) ($\sigma_{cd} \rightarrow 0$)

- $f_{ctd} = \frac{1}{1{,}50} 0{,}21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \frac{1}{1{,}50} 0{,}21 \sqrt[3]{25^2} = 1{,}197\ MPa$
- $\beta = 0{,}40$; $\mu = 0{,}90$
- $f_{yd} = 400\ MPa$
- $\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1{,}00$; $\cos\alpha = 0{,}00$
- $\rho = 0{,}50\ cm^2/m$

$$\tau_{rd} = \frac{v_d}{\phi} = \frac{0{,}91\ MN/m}{0{,}50 m} = 1{,}82\ MPa$$

Despejando $\frac{A_{sf}}{S} \geq (\tau_{rd} - \beta f_{ctd}) \frac{\rho}{\mu f_{yd}} =$

$$\frac{A_{sf}}{S} \geq (1{,}82 - 0{,}40 \cdot 1{,}197) \frac{0{,}5}{0{,}9 \cdot 400} = 18{,}63\ cm^2/m$$

Se cubre con la armadura dispuesta

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CONTRABÓVEDA DEL TRAMO DE PRUEBAS.

PROPUESTA.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 29 de octubre de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL: CONTRABÓVEDA

PROPUESTA

1.- INTRODUCCIÓN

A raíz de la reunión mantenida el día 15 de septiembre en las instalaciones de la obra se realizó, por nuestra parte, una verificación de la contrabóveda con los criterios que se aprobaron en dicha reunión. Esa verificación dio lugar a un informe, de fecha 29 de septiembre, sobre recálculo de la contrabóveda en el que se concluía la necesidad de ejecutar la solución con apoyo en ménsula corta.

Con fecha 14 de octubre, Esteyco emitió un informe en el que, tras haber tenido en cuenta las objeciones planteadas en nuestro informe anteriormente citado, reiteraba la validez de la solución de proyecto.

Además, la dirección de obra ha expresado su interés en disminuir el número de anclajes a ejecutar acudiendo, si ello fuera necesario, a anclajes especiales tipo Titan u otros.

El presente informe tiene por objeto plantear una nueva propuesta, que pretende ser de consenso, para dimensionar una contrabóveda que cumpla, a criterio de todas las partes, con los condicionantes técnicos planteados en este elemento.

2.- PROPUESTA

La solución de proyecto adolece, a nuestro entender, de un problema de transmisión del rasante en la cabeza comprimida de la contrabóveda. Dicho problema surge de la consideración del axil debido a las pantallas o no y de la posibilidad de existencia de giros relativos entre pantallas y contrabóveda, difíciles de controlar y cuantificar a largo plazo. Este problema se podría solventar aumentando la armadura de anclaje para, de esta forma, incrementar el bloque comprimido, hacer descender la fibra neutra y disminuir la tensión tangencial de contacto contrabóveda – pantalla. El incremento del canto de la contrabóveda a 0,70 m en esta zona de unión con la pantalla también colabora en el incremento de resistencia.

Siguiendo la sugerencia de la Dirección de Obra se podrían separar más los anclajes, sin sobrepasar los 30 cm por efecto de flexión local entre anclajes y ancho de fisura. Sin embargo es de descartar el empleo de anclajes especiales por dos motivos. Los anclajes tipo Titan son pasadores de acero liso mientras que el mecanismo que se está movilizando es de cortante-fricción por lo que es necesario acero corrugado. El empleo de anclajes pretensado no es posible al no poderse anclar convenientemente las barras en el metro de espesor de pantallas, además del efecto de flexión entre barras antes comentado.

Por todo ello la solución propuesta es la ejecución de la contrabóveda con 0,70 m de canto en su zona de unión con la pantalla. Las armaduras a disponer, ancladas a la pantalla con resinas epoxy serían: Ø 16 cada 30 cm en cara superior y Ø 25 cada 30 cm en cara inferior. Con ello se aseguraría una profundidad de la fibra neutra de 18 cm con el axil mínimo permitiendo la transmisión del rasante.

Esta solución conlleva la fisuración de la cara inferior de la contrabóveda en su unión con la pantalla. Además, la separación entre anclajes, que permite la disminución de su número, agravará esa fisuración. La presencia de agua y el contacto de ésta con las armaduras, así como su posible circulación al interior del túnel son prácticamente seguras. Dado que la integridad de la contrabóveda y, en consecuencia del túnel, dependerán a largo plazo de la durabilidad de estas armaduras de anclaje consideramos imprescindibles que las barras que materializan el anclaje sean de acero inoxidable tipo 416.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 4141

Barcelona, a 29 de octubre de 2004

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CONTRABÓVEDA DEL TRAMO DE PRUEBAS.

PROPUESTA.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 19 de noviembre de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL: CONTRABÓVEDA

PROPUESTA

1.- ANTECEDENTES.

Una vez aceptada por parte de la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra la propuesta de conexión contrabóveda-pantallas, presentadas en el documento: "Contrabóveda del Tramo de Pruebas. Propuesta", del 29 de octubre de 2004 y que, a criterio de todas las partes, es capaz de transmitir el esfuerzo rasante que entre los dos elementos aparece por acción de la subpresión (para el procedimiento constructivo P2), se procede a detallarla para su completa definición.

En resumen, la solución consensuada implica la materialización de la unión contrabóveda-pantallas dentro del canto de la propia contrabóveda y requiere de la utilización de acero inoxidable en la cara inferior de la conexión (para garantizar la durabilidad), así como del aumento del canto de la contrabóveda en arranques hasta los 70 cm.

Los requisitos mínimos que se exigen al acero inoxidable de la unión son:

- Diámetro de 25 mm
- Límite elástico 0,2 : >500 MPa
- Resistencia a la tracción: > 650 MPa
- Alargamiento en rotura: > 15%
- Corruga según UNE 36-067-94
- Calidad del acero según ASTM: AISI 316, AISI 316 L, AISI 316 LN
- Designación según EN 10088: X5CrNiMo17-12-2, X2CrNiMo17-12-2, X2CrNiMo17-13-3

La resina a emplear en el anclaje debe ser compatible con el acero inoxidable y debe anclar en una longitud inferior a 750 mm la capacidad mecánica total de las barras pasantes en la junta. La longitud de anclaje en el hormigón de la contrabóveda de determinará según los criterios de EHE.

En caso de usar la resina comercial HIT RE-500 de la casa HILTI, y según se deduce de los cálculos realizados por su Oficina Técnica (cuyo resumen y nota explicativa de aplicación de la resina acompañan a esta memoria), la longitud de anclaje en las pantallas de los corrugados de diámetro ϕ25, cuando su separación es de 0.30m, es de 550mm, con taladro de 30-32mm de diámetro.

NOTA DE CÁLCULO DE ANCLAJES
(HILTI)

PROCESO DE APLICACIÓN DE LAS RESINAS

Hilti Española, S.A. Av. Fuente de la Mora 2, EDIFICIO 1 - 28050 Madrid
Tel.: (91) 334 22 00- Fax: (91) 358 06 37

Estimado cliente,

El producto que se considera más adecuado para la aplicación que desea realizar es la resina inyectable de alta adherencia HIT RE-500.

En función del detalle constructivo facilitado por ustedes, le remito la información solicitada con respecto al anclaje de corrugados de acero B-500S con el objeto de conectar la contrabóveda de un túnel a una pantalla previamente ejecutada de hormigón armado de 25 N/mm^2 de resistencia característica, con la resina HIT RE-500. Se tiene en cuenta la posibilidad de que el hormigón de la pantalla esté húmedo

En principio la armadura prevista es una fila de ϕ25 c/30 cm en la cara superior, y de ϕ25 c/15 cm enla cara inferior. Las barras van ancladas a un muro pantalla de hormigón armado HA-25, en el cual, existen unas barras verticales 6ϕ25 p.m.l. que deben ser capaces de contribuir al cosido del supuesto plano de splitting que tendería a desarrollarse a lo largo del plano que contiene las barras. Por otro lado, el estado general de compresión en que se encuentra la pantalla debe contribuir a mejorar el anclaje de las barras corrugadas. En estas condiciones:

- Para una fila de **corrugados ϕ25** dispuestos en una pantalla de las características indicadas arriba, **separados 150 mm** entre sí, la longitud de anclaje necesaria con resina HIT RE-500 estimada para conseguir la plastificación del acero es de **60 cm.** El fallo viene condicionado por una condición de fisuración radial del hormigón *(splitting)* por lo que un mejor comportamiento de adherencia de la resina no mejoraría la longitud de anclaje. La armadura contribuye muy favorablemente en este caso a disminuir la longitud de anclaje, por coser posibles planos de splitting.
- Para una fila de **corrugados ϕ25** dispuestos en una pantalla de las características indicadas arriba, **separados 300 mm** entre sí, la longitud de anclaje necesaria con resina HIT RE-500 estimada para conseguir la plastificación del acero es de **55 cm.** El fallo viene condicionado por una condición de adherencia de la resina, por lo que la disposición de un mayor armado en la pantalla consiendo planos de splitting no permitiría mejorar la longitud de anclaje.

Hilti Española, S.A. Av. Fuente de la Mora 2, EDIFICIO 1 - 28050 Madrid
Tel.: (91) 334 22 00- Fax: (91) 358 06 37

El procedimiento de ejecución es el siguiente:

- Taladro efectuado a roto percusión con martillo combinado o con máquina de diamante y debidamente limpio. Si la separación entre ejes de barras es menor 5ϕ se considera que la barras están demasiado próximas entre sí como para efectuar los taladros a roto-percusión con martillo combinado. Los taladros ha roto-percusión dañan algo la parte de hormigón próxima al taladro, por lo que se recomienda para ellos una separación mínima entre barras de 5ϕ. En el caso particular que nos ocupa en principio es válido cualquiera de los dos procedimientos.
- La superficie de junta entre ambos hormigones debe ser rugosa para asegurar la correcta transmisión del cortante, y húmeda en el momento del vertido del hormigón. Se entiende que las barras trabajas fundamentalmente por un fenómeno de corte-fricción.
- Sólo se indican datos relativos a la armadura conectada con resina, entendiendo que en cada nudo se dispondrá el resto de la armadura necesaria para el correcto funcionamiento del conjunto y que ha de ser prevista por el autor del proyecto o dirección facultativa de la obra.

Se deben limpiar bien los agujeros y procurar que estén secos. Posteriormente, se inyecta la resina rellenando aproximandamente los 2/3 del taladro y se introducirá el corrugado con una ligera rotación para facilitar su correcta distribución por todo el redondo. Los consumos orientativos son los siguientes:

Corrugado	Broca	Profundidad	Consumo por taladro
ϕ25	30-32 mm	600 mm	230 cm^3

Para su completar esta información, incluimos una serie de datos que pueden ser de su interés.

- *El diámetro de taladro recomendado para corrugado ϕ25 es de 30-32 mm con resina HIT RE-500, bastante inferior al especificado normalmente para bs "mortero expansivos".*
    - La resina HIT RE-500 es una de las más adherentes del mercado, y no necesita un taladro tan grande como las demás para aumentar la superficie adherente y con ello la resistencia a extracción.
- *La resina HIT RE-500 se puede utilizar perfectamente incluso en taladros húmedos y/o efectuados con broca de diamante.*
    - Hay que tener en cuenta, que en una conexión a pantalla, dado que éstos se encuentran en contacto con el terreno, es muy posible que el hormigón esté húmedo, lo cual imposibilita el uso de determinados tipos de resina y morteros.

Hilti Española, S.A. Av. Fuente de la Mora 2, EDIFICIO 1 - 28050 Madrid
Tel.: (91) 334 22 00- Fax: (91) 358 06 37

- Por otro lado, es posible encontrar armadura durante la ejecución de los taladros a la pantalla, lo cual obliga, en caso de martillo neumático, a realizar varios intentos antes de dar con un taladro que no encuentre armadura. Esto hace que en ciertas ocasiones, sea preferible realizar los taladros con máquina de diamante, cortando la armadura (siempre que esto no suponga una reducción importante del coeficiente de seguridad). La resina HIT RE-500 es perféctamente válida en este tipo de taladros, mientras que otras resinas y morteros, sólo pueden ser utilizadas en taladro "rugoso".

- *La resina HIT RE-500 no precisa la realización de taladros inclinados, ya que el sistema de inyección HIT asegura un correcto relleno del taladro, lo cual facilita enormente la ejecución.*

  - En determinados tipos de morteros y resinas se considera necesario la ejecución de taladros inclinados. Esto es imprescindible en los morteros de vertido, ya que el taladro del relleno se realiza por gravedad, pero no es el caso de nuestras resinas del sistema HIT.
  - La realización de un taladro inclinado tiene otras particularidades: no existe posibilidad de rellenar los últimos centímetros de taladro y la inclinación genera un incremento de la resina a utilizar.

- *La dosificación de la resina HIT RE-500 siempre es la correcta, y no hay que realizar mezclados previos, lo cual reduce los tiempos de trabajo. Además, con el sistema de inyección "jumbo" de gran capacidad (1.400 cm^3), se pueden efectuar un gran número de rellenos de taladro sin cambiar de cartucho.*

  - El sistema de inyección HIT, mediante el aplicador correspondiente, suministra la cantidad necesaria de cada uno de los dos componentes de la resina, los cuales al pasar a través del mezclador, se combinan perfectamente. La ejecución es rápida, limpia y el cartucho es reciclable.
  - Por otro lado, gracias a la posibilidad de regular el volumen de inyección, se produce un ahorro de resina y una ejecución mucho más prescisa.

- *La resina HIT RE-500 posee un gran número de homologaciones que acreditan su utilización en fijaciones de corrugados a posteriori, y que se encuentran a su disposición. Asimismo disponemos de información técnica y homologaciones que permiten el diseño de conexiones frente al fuego.*

Para cualquier otra consulta, o si desean ampliar esta información, no duden en ponerte en contacto con la Oficina Técnica de Hilti Española.

Esperando haberle sido útiles quedamos a su disposición.

Luis Miguel Pombo Blanco
OFICINA TECNICA
HILTI ESPAÑOLA S.A.

Manual de Técnicas de Fijación.

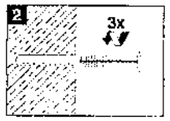
Armadura-Corrugados colocados a posteriori.

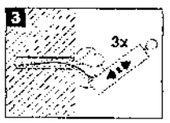
Ventajas:

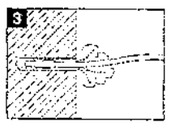
- Perfectamente testado, sistema de fácil apertura de cartuchos
- Fácil y rápida aplicación
- Amplio rango de dispensadores para utilizar según las necesidades
- Ideal para utilizar en coronaciones
- Reduce el desperdicio al utilizar un único paquete
- Adhesivo inodoro

Procedimiento de colocación:

- Los taladros deben hacerse con martillo rotopercutor o equipo de diamante.



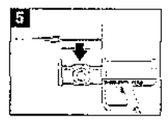


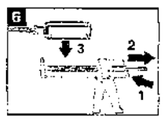


- Limpiar los taladros usando el cepillo
- Eliminar el polvo y el agua que quede en los taladros con el bombín de limpieza.
- Limpiar los taladros justo antes de colocar el corrugado
- El taladro no debe tener ni hielo ni aceite o grasa.

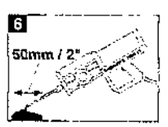
- Comprobar el soporte para un adecuado funcionamiento, daños, antes de insertar el cartucho.
- Para usar el cartucho de 330 o el jumbo debe estar a una temperatura de entre 5°C (40°F) y 40°C (105°F).

- Usar el mezclador HIT-RE-M. Comprobar que el mezclador está bien roscado. No manipular el mezclador en forma alguna.





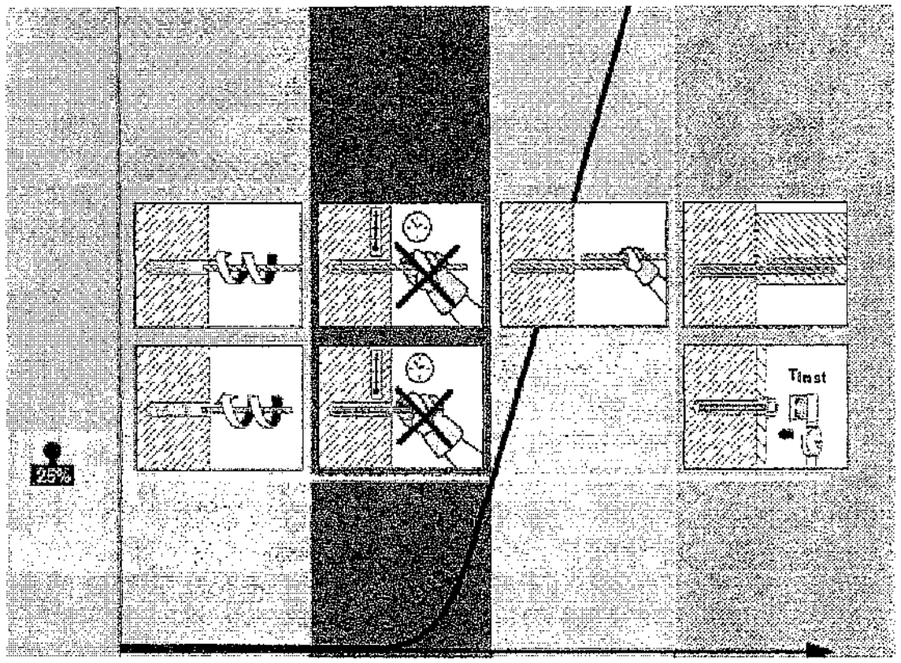
- Poner el cartucho dentro del aplicador.



- No se debe usar el adhesivo inicial que fluye del mezclador:
- - Cartucho 330 ml: desechar las primeras 2 emboladas de resina, por ejemplo inyectándolas en una bolsa vacía.
- - Cartucho jumbo 1100ml: desechar una tira de resina de aproximadamente 50mm (2").

- Presionar la palanca de retención(MD 2000 y BD 2000) después de haber llenado el taladro con el adhesivo. De este modo, se hará presión en el cartucho y dejará de salir resina del mezclador.

Armadura-Corrugados colocados a posteriori.



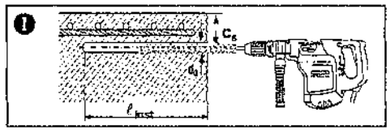
Temperatura Material base	Tiempo de trabajo $T_{trabajo}$ /tgel	Tiempo inicial de curado $T_{cure,inic}$	Tiempo de curado total $T_{cure,total}$
Inferior a 5°C/23°F	NO ESTA PERMITIDO SU USO		
-5°C/23°F	4 h	36 h	72 h
0°C/32°F	3 h	25 h	50 h
10°C/50°F	2 h	12 h	24 h
20°C/70°F	0.5 h	6 h	12 h
30°C/85°F	20 min	4 h	8 h
40°C/100°F	12 min	2 h	4 h

- El tiempo de trabajo, "$t_{trabajo}$ / t_{gel}", el tiempo inicial de fraguado, "$t_{cure,ini}$", y el tiempo total de curado, "$t_{cure,full}$", dependerán de la temperatura del material base(mìn. -5°C y max. 40°C), que debe observarse al colocar los corrugados.
- Durante $t_{trabajo}$ / t_{gel}, hay que inyectar el mortero adhesivo e introducir el corrugado. Durante este tiempo todavía pueden alinearse.
- No toque el corrugado hasta transcurrido $t_{cure,ini}$.
- Entre $t_{cure,ini}$ y $t_{cure,full}$ sólo podrá seguir trabajando con las barras de armado, colocando ferralla. En ese momento el adhesivo ha alcanzado aproximadamente un 25% de su capacidad de carga.
- Una vez transcurrido $t_{cure,full}$, los corrugados podrán someterse a las cargas previstas.

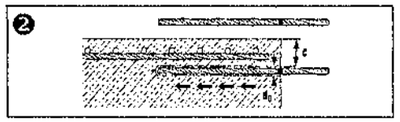
Manual de Técnicas de Fijación.

Armadura-Corrugados colocados a posteriori.

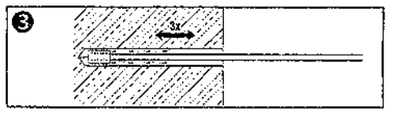
Procedimiento de ejecución para corrugados en taladros de gran profundidad



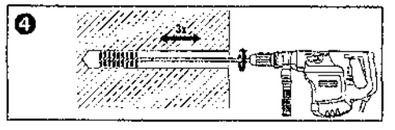
Determine la posición de la armadura existente.
Mantenga la distancia c al eje del plano de la armadura existente.
Mantenga el taladro alineado con el borde y con la armadura existente.



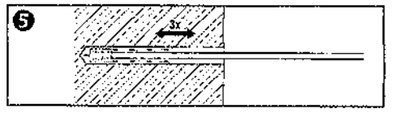
Marque la profundidad de empotramiento en la barra (l_{inst}) p.ej. con cinta.
Compruebe la profundidad (l_i) y que la barra entra fácilmente en el taladro.



Limpie el taladro con aire comprimido introduciendo el prolongador hasta el fondo (presión del aire ≥ 6 bar. o 90 psi).

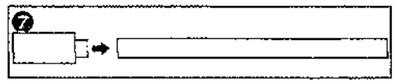


Limpie el taladro con el cepillo usando un prolongador de según la profundidad del mismo

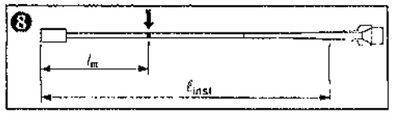


Limpie con aire comprimido.

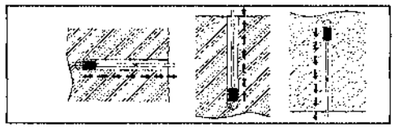
Use prolongador según la profundidad del taladro.



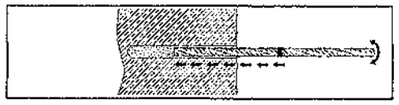
Ponga el pistón de repulsión en la boquilla del mezclador.



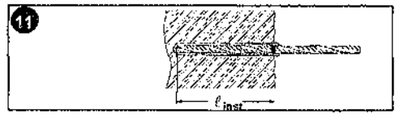
Marque la profundidad de inyección (l_m) en el prolongador.



Inyecte el mortero desde el fondo del orificio evitando la formació de bolsas de aire.



Inserte la barra en el taladro con un continuo movimiento rotator



Control de colocación:
- Sale mortero del taladro.
- La marca de colocación es visible en la superficie del hormigón.

Máxima profundidad de empotramiento recomendada para cada aplicador

max l_{inst} [cm]			Mezclador	Prolongador del mezclador
MD2000 P3000	BD2000	P5000		
70	70		HIT-RE-M	HIT-EXT 9/1000
		200		HIT-EXT 16/700

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

TÚNEL ARTIFICIAL: CONTRABÓVEDA
ESPECIFICACIONES ACERO INOXIDABLE

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 8 de noviembre de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL: CONTRABÓVEDA

ESPECIFICACIONES ACERO INOXIDABLE

El acero inoxidable que debe utilizarse para la solución adoptada en la contrabóveda debe cumplir:

- Diámetro de 25 mm
- Límite elástico 0,2 : >500 MPa
- Resistencia a la tracción: > 650 MPa
- Alargamiento en rotura: > 15%
- Corruga según UNE 36-067-94
- Calidad del acero según ASTM: AISI 316, AISI 316 L, AISI 316 LN
- Designación según EN 10088: X5CrNiMo17-12-2, X2CrNiMo17-12-2, X2CrNiMo17-13-3

La resina de anclaje debe ser compatible con el acero inoxidable y debe anclar en una longitud inferior a 750 mm. La longitud de anclaje en el hormigón de la contrabóveda será de 1000 mm.

Fdo.: Gonzalo Ramos Schneider
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Col. núm.: 4141

Barcelona, a 8 de noviembre de 2004

ridges
Technologies

Rosal i Marcó 56, 1º 1
Tel/fax: 932020424

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

Tramo de prueba PK 706+680 a PK 706+980

Puntales del
Tramo de Prueba.

Barcelona 3 de diciembre de 2003

ridges
Technologies

Daniel i Mateu Sa. U.
Tel/fax: 932030474

NOTA DE CÁLCULO:

Cau Trans 27-NOV-2023

DIMENSIONAMIENTO PUNTALES

Cau Trans 27-NOV-2023

PUNTALES

Dimensionamiento de los puntales

Se dimensiona el puntal por el axil máximo posible en cualquiera de los procedimientos constructivos en que se utilicen puntales provisionales

El procedimiento constructivo pésimo resulta ser el P2, con la descripción que de él se hizo en la nota de cálculo

Acciones:

Las acciones consideradas en el puntal son:

* Peso propio del puntal g_1
* Del tramo soportado por las pantallas

Posteriormente se comprobarán las hipótesis mínimas y el modo en que las cargas de las pantallas se pasan hacia la manera más suave posible de modo que la entrada en carga de las pantallas sea gradual

A verificar

- + Flexión + Cortante
- + Pandeo
- + Pandeo lateral cordón comprimido

2ª TANTEO:

con N = 220 Tn/m

Pandeo 1 pantal cada 2,5 m → N = 550 Tn

N = 5500 kN

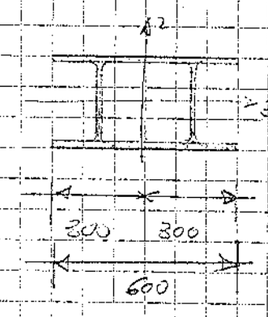
$5500 \cdot 10^3$ N

Tensión admisible a 150 N/mm² ⇒ $A_s \geq \frac{5500 \cdot 10^3 \text{ N}}{150 \text{ N/mm}^2} = 36.667 \text{ mm}^2$

$= 367 \text{ cm}^2$

con 2 perfiles conocidos HEB

2 × HEB 400



Se supone unión total entre ambos perfiles metálicos

$A_{total} = 2 \times 198 = 396 \text{ cm}^2$

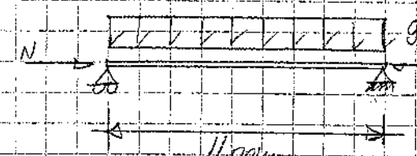
$I_{zz} = 2 \times 57680 = 115360 \text{ cm}^4$

$I_{yy} = 2 \times 10820 + 2 \cdot 198 \cdot [15]^2 = 21640 + 89100 = 110740 \text{ cm}^4$

$W_{pl\,zz} = 2 \times [2 \cdot 5 \times] = 6480 \text{ cm}^3$

$W_{pl\,yy} = 2 \times [198 + 150] = 5940 \text{ cm}^3$

Esquema estático:



Acciones: (valores característicos)

- + Peso propio:

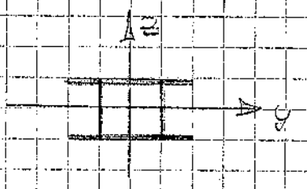
$A = 396 \text{ cm}^2$

$g_1 = A \cdot \gamma = 396 \text{ cm}^2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{cm}^2 \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 = 3,1086 \text{ kN/m}$

- + Axil de compresión

N = 5500 kN / pantal

Propiedades mecánicas:



$l = 11,00 \text{ m}$

$l_0 = L.C. = 1,0 \cdot 11,00 = 11,00 \text{ m} \rightarrow$ en la pandeo

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{115360}{396}} = 17,07 \text{ cm}$

$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{110740}{396}} = 16,722 \text{ cm}$

Esbeltez mecánica:

$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{1100}{17,07} = 64,45$ (OK valor razonable)

$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{1100}{16,72} = 65,78$ (OK valor razonable)

Can Tunis

27-NOV-2002

COMPROBACIONES

a) Clasificación de la sección: Acero f_y 275 N/mm²

a1) almas sometidas a flexión compuesta

$\varepsilon = 1,0$

a clase 1 si $d/t_w \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ ← tengo que a 20,5

a fines $d/t_w = \frac{297}{12,5} = 22,07$

despejando, el límite clase 1 si $\alpha \leq 1,45$ (> 1,0)

es decir, para todo α

a2) Elementos comunes en alas

es clase 1 si $b/t_f \leq 33\varepsilon = 33$

Si tiene $b/t_f = \frac{109,5}{24} = 4,56 < 33$ — es clase 1

$b = (300 - 3\times 27)/3 = 109,5$ mm

a3) Alas en voladizo

es clase 1 si $c/t_f \leq 10\varepsilon = 10$

$c/t_f = \frac{150}{24} = 6,25 < 10$ — es clase 1

TODA LA SECCIÓN ES EFICAZ

b) PANDEO:

$\lambda_E = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1 \cdot \pi\sqrt{\frac{2,1\cdot 10^5 \text{ N/mm}^2}{275 \text{ N/mm}^2}} = 93,91$

Esbeltez de Euler

Esbelteces adimensionales:

- $\lambda_{yy} = 64,45$ → Curva de pandeo (b)

$\bar{\lambda}_{yy} = \frac{\lambda_{yy}}{\lambda_E} = \frac{64,45}{93,91} = 0,686$

Curva de pandeo (b)

Coeficiente de imperfección: $\alpha = 0,34$

$\phi_y = 0,5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right] =$

$0,5\left[1 + 0,34(0,686 - 0,2) + 0,686^2\right] = 0,813$

$\chi_y = \frac{1}{\phi + \left[\phi^2 - \bar{\lambda}^2\right]^{1/2}} = \frac{1}{0,813 + \left[0,813^2 - 0,686^2\right]^{1/2}} = 0,791$

Coeficiente de reducción $\chi = 0,791$

- $\lambda_{zz} = 65,78$ — curva de pandeo b

$\bar{\lambda}_{zz} = \frac{\lambda_{zz}}{\lambda_E} = \frac{65,78}{93,91} = 0,700$

Curva de pandeo (b)

Coeficiente de imperfección $\alpha = 0,34$

$\phi_z = 0,5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right] =$

$= 0,5\left[1 + 0,34(0,700 - 0,2) + 0,700^2\right] = 0,820$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0.820 + [0.820^2 - 0.70^2]^{1/2}} = 0.724$$

Coeficiente de reducción $\chi = 0.724$

d) PANDEO LATERAL

No hay arriostramiento lateral luego hay posibilidad de pandeo lateral

Como es sección cerrada no hay peligro de pandeo lateral luego sin comprobación se deja

d) VERIFICACIONES

Elemento comprimido y flectado clase 1

$q_{1,d} = 1,35 \cdot 2,11 \text{ kN/m} = 4,20 \text{ kN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{q_{1,d} \cdot l^2}{8} = \frac{4,20 \cdot 11^2}{8} = 63,525 \text{ kN·m} = M_{y,Sd}$$

$N_{Sd} = 1,50 \cdot 5500 = 8250 \text{ kN}$

comprobación $M_{z,Sd} = 0$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{ply} f_y/\gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{plz} f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

(2)

β_{My} Coeficiente de equivalencia correspondiente al pandeo por flexión $\beta_{My} = 1,2$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right] \quad \mu_y = 0,90$$

$$\mu_y = 0,686 (2 \cdot 1,20 - 4) + \left[\frac{6480 - 2^2 \frac{57680}{40^2/2}}{2 + \frac{57680}{40^2/2}}\right]$$

$$= -0,9604 + 0,1234 = -0,837 \rightarrow \boxed{\mu_y = -0,837}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{0,723 \cdot 8250 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,791 \cdot 29600 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2} = 1,958$$

No es muy adecuado, lo $k_y \geq 1,5$

como $k_y \leq 1,5$ se toma $k_y = 1,50$

Se ha obtenido $k_y \geq 1,5$ — CON AXILES ANORMALMENTE ALTOS EL MOMENTO

Sustituyendo valores:

$$\frac{8250 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,791 \cdot 29600 \text{ mm}^2 \cdot 235/1,1} + \frac{1,5 \cdot 63,525 \text{ N mm}}{6480000 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ N/mm}^2/1,1} =$$

$$= 1,243 + 6,883 \cdot 10^{-7} = 1,243 >> 1 \rightarrow \text{Hay que iterar.}$$

Muy poca influencia del momento

(1)

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB500

ACERO fy = 275 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	50 cm	h =	50 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	239 cm2	At =	478 cm2
Iy-y =	107200 cm4	Iy-y =	214400 cm4
Iz-z =	12620 cm4	Iz-z =	132790 cm4
Sy-y =	2410 cm3		
		Wpl,y-y =	9640 cm3
		Wpl,z-z =	7170 cm3
		W el,y-y =	8576.000 cm3
		W el,z-z =	4426.333 cm3
		i y-y =	21.179 cm
		i z-z =	16.667 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	11.00 m
Beta =	1.00
Lo =	11.00 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:				Coeficiente de reducción:	
landa y-y =	51.939	**landa y-y =**	0.598	fi y =	0.747	chi y =	0.838
landa z-z =	65.997	**landa z-z =**	0.760	fi z =	0.684	chi z =	0.749
landa E =	86.815					chi min =	0.749

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	5.066 kN/m
Axil:	Nd =	8250 kN
Momento:	Md =	76.62 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

nu y =	-0.714	
Ky =	1.534	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	0.922	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	172.594 N/mm2
	69.04 % del límite elástico

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB450

ACERO fy = 275 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	45 cm	h =	45 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	218 cm2	At =	436 cm2
Iy-y =	79890 cm4	Iy-y =	159780 cm4
Iz-z =	11720 cm4	Iz-z =	121540 cm4
Sy-y =	1990 cm3		
		Wpl,y-y =	7960 cm3
		Wpl,z-z =	6540 cm3
		W el,y-y =	7101.333 cm3
		W el,z-z =	4051.333 cm3
		i y-y =	19.143 cm
		i z-z =	16.696 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	11.00 m
Beta =	1.00
Lo =	11.00 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:				Coeficiente de reducción:	
landa y-y =	57.461	**landa y-y =**	0.662	fi y =	0.798	chi y =	0.805
landa z-z =	65.883	**landa z-z =**	0.759	fi z =	0.883	chi z =	0.749
landa E =	86.815					chi min =	0.749

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	4.621 kN/m
Axil:	Nd =	8250 kN
Momento:	Md =	69.89 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

COMPROBACIÓN:

nu y =	-0.806	
Ky =	1.689	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =		

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	189.220 N/mm2
	75.69 % del límite elástico

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB400

ACERO fy = 355 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	40 cm	h =	40 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	198 cm2	At =	396 cm2
Iy-y =	57680 cm4	Iy-y =	115360 cm4
Iz-z =	10820 cm4	Iz-z =	110740 cm4
Sy-y =	1620 cm3		
		Wpl,y-y =	6480 cm3
		Wpl,z-z =	5940 cm3
		W el,y-y =	5768.000 cm3
		W el,z-z =	3691.333 cm3
		i y-y =	17.068 cm
		i z-z =	16.723 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L = 11.00 m
Beta = 1.00
Lo = 11.00 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:		Coeficiente de reducción:			
landa y-y =	64.448	**landa y-y =**	0.843	fi y =	0.965	chi y =	0.697
landa z-z =	65.779	**landa z-z =**	0.861	fi z =	0.983	chi z =	0.686
landa E =	76.409					chi min =	0.686

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	4.197	kN/m
Axil:	Nd =	8250	kN
Momento:	Md =	63.47	kN·m
Coef. eq. mom.		1.30	

COMPROBACIÓN:

nu y =	-1.057	
Ky =	1.890	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =	0.941	

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox = 208.333 N/mm2

64.55 % del límite elástico

PUNTALES BIARTICULADOS

PERFILES: 2HEB360

ACERO fy = 355 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	36 cm	h =	36 cm
b=	30 cm	b =	60 cm
A=	181 cm2	At =	362 cm2
Iy-y =	43190 cm4	Iy-y =	86380 cm4
Iz-z =	10140 cm4	Iz-z =	101730 cm4
Sy-y =	1340 cm3		
		Wpl,y-y =	5360 cm3
		Wpl,z-z =	5430 cm3
		W el,y-y =	4798.889 cm3
		W el,z-z =	3391.000 cm3
		i y-y =	15.447 cm
		i z-z =	16.764 cm

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L = 11.00 m
Beta = 1.00
Lo = 11.00 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:		Coeficiente de reducción:			
landa y-y =	71.210	**landa y-y =**	0.932	fi y =	1.059	chi y =	0.641
landa z-z =	65.618	**landa z-z =**	0.859	fi z =	0.981	chi z =	0.688
landa E =	76.409					chi min =	0.641

CURVA DE PANDEO : b Coeficiente de imp = 0.34

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	3.836	kN/m
Axil:	Nd =	8250	kN
Momento:	Md =	58.02	kN·m
Coef. eq. mom.		1.30	

COMPROBACIÓN:

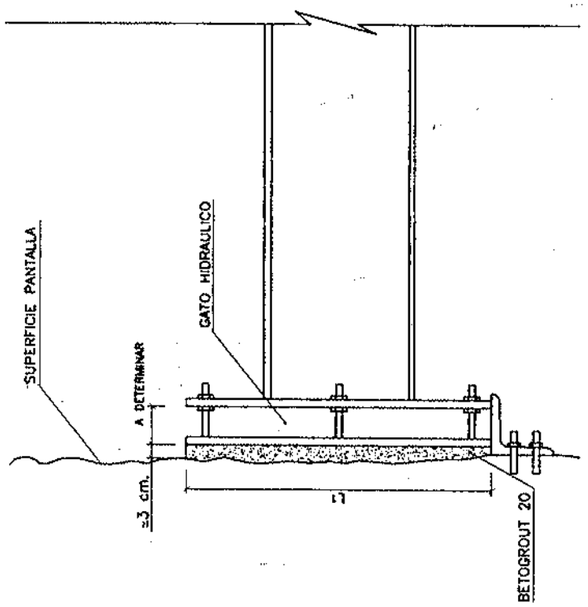
nu y =	-1.188	
Ky =	2.190	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =		

SIN PANDEO:

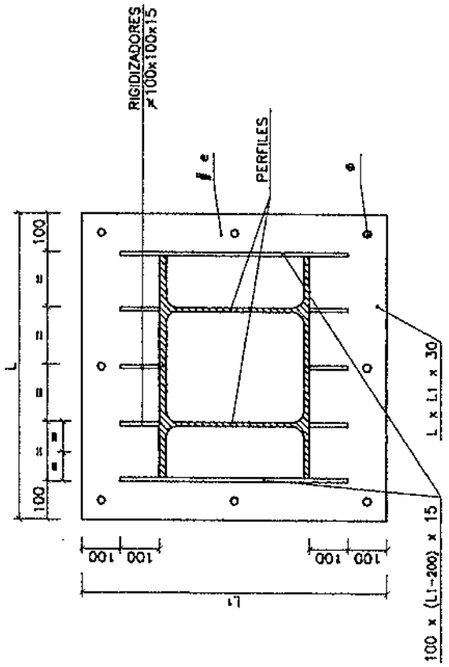
Tensión de trabajo aprox = 227.901 N/mm2

70.62 % del límite elástico

PROPUESTA UTE (26-Nov-2003)



PERFIL TRANSVERSAL DE PUNTAL



PLACA DE ANCLAJE DE PUNTAL

(8)

FCC CONSTRUCCION, S.A.

U.T.E. CAN TUNIS

COMSA Empresa Constructora

N.I.F. G-83479673
Telf. 93 264 15 20
Fax: 93 263 39 86

UNION TEMPORAL DE EMPRESAS LEY 18/82

A: GONZALO RAMOS / TOMAS POLO		
De: ANTONIO PALOMO		
Copia a:		
Fecha: 26/11/2003	Nº Pág.: 1 + 1	Nº FAX: 93 203 04 74

Siguiendo instrucciones de Ignacio Gómez os envío fax con los datos de los gatos planos que nos ha facilitado CTT STRONGHOLD.

Para cualquier aclaración comentarlo con Ignacio.

Os envío por correo electrónico el croquis de colocación de puntales y el plano de bataches actualizado.

Un salude

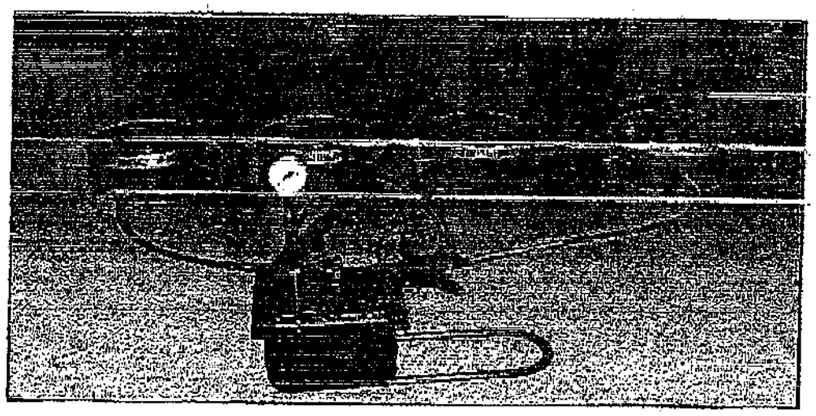
Antonio Palomo

Domicilio Social: Calle Acanto nº 22-6ª. 28045 - MADRID. Tl. 91 - 385 90 00
Domicilio de obra: C/Feixa Llarga s/n 08907 Hospitalet de Llobregat (Barcelona)

(9)

GATOS PLANOS

Los gatos planos STRONGHOLD tipo ZE son de accionamiento hidráulico, sus dimensiones se adaptan fácilmente a las necesidades de la obra, son fabricados con una altura reducida, con aceros especiales y un alto coeficiente de seguridad.
Son gatos de simple efecto sin retorno y presión de trabajo moderada, su asiento requiere una placa de reparto, se suministran con aro roscado de ajuste lo cual permite fijar el vástago durante largos periodos de tiempo y rótula de asiento que absorbe diferencias de paralelismo; para operaciones de corta duración CTT-STRONGHOLD ofrece modelos alternativos más simples y económicos (solicitar catálogo específico).
Los gatos se accionan con bombas hidráulicas manuales o eléctricas de alta presión, cuando la instalación lo requiera CTT-STRONGHOLD puede suministrar los accesorios necesarios para montar una instalación hidráulica sincronizada de todos los gatos conectada a una misma central.



GATOS PLANOS CON ANILLO ROSCADO DE FIJACION Y ROTULA

ZE 805	315	50	63	360	208	200	109	97	250	5	
ZE 806	50	80	100	450	258	250	116	60	290	8	
ZE 807	80	125	160	560	321	315	176	105	360	15	
ZE 808	100	160	200	710	406	400	195	130	455	28	
ZE 809	125	200	250	900	515	500	194	182	570	45	
ZE 810	160	250	315	1120	640	630	205	250	710	83	
ZE 812	200	315	400	1400	800	800	222	332	900	160	
ZE 814	225	355	450	1600	915	900	228	392	1020	215	
ZE 816	250	400	500	1800	1030	1000	257	464	1140	285	
ZE 818	315	500	630	2240	1280	1250	330	581	1420	450	
ZE 820	400	630	800	2800	1600	1600	405	800	1780	760	
ZE 824	500	800	1000	3550	2032	2000	457	1016	2260	1400	

CARRERA (1) mm

* Las presiones adecuadas según las condiciones de montaje son:
- 160 bar = Cuando el gato se apoya en hormigón y existe peligro de descortezamientos en la zona de apoyo.
- 250 bar = Si el gato se apoya directo en una superficie de hormigón convenientemente reforzada.
- 315 bar = Cuando el gato se apoye en una base de acero o hormigón. Si el espacio es reducido deberán existir placas de reparto.
- 400 bar = Aprovechando al límite las posibilidades del gato, en los tipos que admiten esta presión.

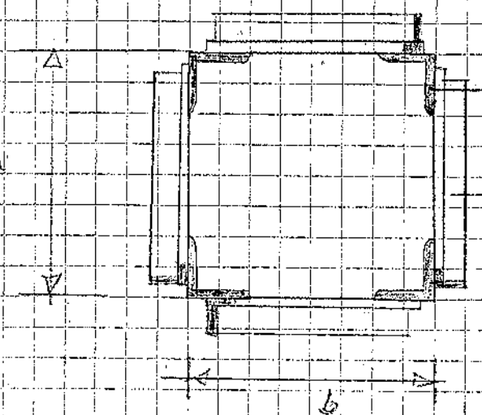
(1) Peso sin placa distribuidora de presión.
(2) Peso de una placa distribuidora de presión.

SOLICITAR CATALOGO ESPECIFICO

Cas Tunis — 27-Nov-2003

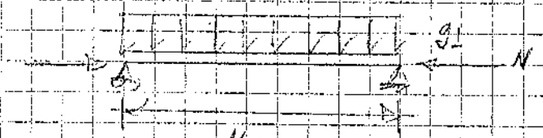
Solución EN CELOSÍA

4 L 200 × 24



PERFIL ARMADO

Idealización estática



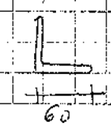
Acciones

- Peso propio
- 4 angulares + celosía lateral
- Celosía lateral aproximadamente

$4 \cdot [(1100/mm(h,b)] \cdot max(h,b) \cdot (1+0.2)] \cdot$ Angulo lateral

los angulares laterales se forman 60×10

por compatibilidad soldaduras



PUNTALES BIARTICULADOS EN CELOSÍA:

PERFILES: ANGULARES 200x24

ACERO fy = 355 N/mm2

PROPIEDADES MECÁNICAS

Para un perfil:		Para 2 perfiles:	
h=	50 cm	h =	50 cm
b=	50 cm	b =	50 cm
A=	90.6 cm2	At =	362.4 cm2
c =	5.84 cm	Iy-y =	146359.069 cm4
Iy-y =	3330 cm4	Iz-z =	146359.069 cm4
		Wpl,y-y =	6943.584 cm3
		Wpl,z-z =	6943.584 cm3
		W el,y-y =	5854.363 cm3
		W el,z-z =	5854.363 cm3
		i y-y =	20.096 cm
		i z-z =	20.096 cm

ACCIONES:

Peso propio:	g1d =	16.336 kN/m
Axil:	Nd =	8250 kN
Momento:	Md =	247.08 kN·m
Coef. eq. mom.		1.30

ESQUEMA ESTÁTICO Y PANDEO

L =	11.00 m
Beta =	1.00
Lo =	11.00 m

ESBELTECES:		ESBELTECES ADIMENSIONALES:		Coeficiente de reducción:			
landa y-y =	54.736	**landa y-y =**	0.716	fi y =	0.844	chi y =	0.774
landa z-z =	54.736	**landa z-z =**	0.716	fi z =	0.844	chi z =	0.774
landa E =	76.409					chi min =	0.774

CURVA DE PANDEO : c Coeficiente de imp = 0.34

COMPROBACIÓN:

nu y =	-0.817	
Ky =	1.676	no > 1.500
K y =	1.500	
Valor de comparación =		0.911

SIN PANDEO:

Tensión de trabajo aprox =	227.649 N/mm2	
	70.54 % del límite elástico	

Cons. Tunnel 27-NOV-2003

COMPROBACIÓN DE PUESTA EN CARGA

$N_d = 2250$ KN

$M_d \neq 0$

Longitud máxima: 0.20m

Sección: ⌀ D Esquema estático: R=0.7

$A = \frac{\pi D^2}{4}$

$I = \frac{1}{4}\pi R^4 = \frac{1}{16}\pi D^4$

$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{\frac{\frac{1}{16}\pi D^4}{\frac{1}{4}\pi D^2}} = \sqrt{\frac{1}{4}D^2} = \frac{D}{2}$

Longitud $\ell = 0.30$

Long. de pandeo $L_0 = \beta \cdot \ell = 0.70 \cdot 0.30 = 0.21$m

Esbeltez $\lambda = \frac{0.21}{D_1} = \frac{0.12}{D}$

$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = 92.9\varepsilon$ ← Esbeltez de Euler dependiendo del tipo de acero

Soldadura de imperfección $\alpha = 0.49$

$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$

$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \lambda^2]^{1/2}}$

Comprobación

(B)

Cons. Tunnel 27-NOV-2003

Comprobación c/ Eurocódigo

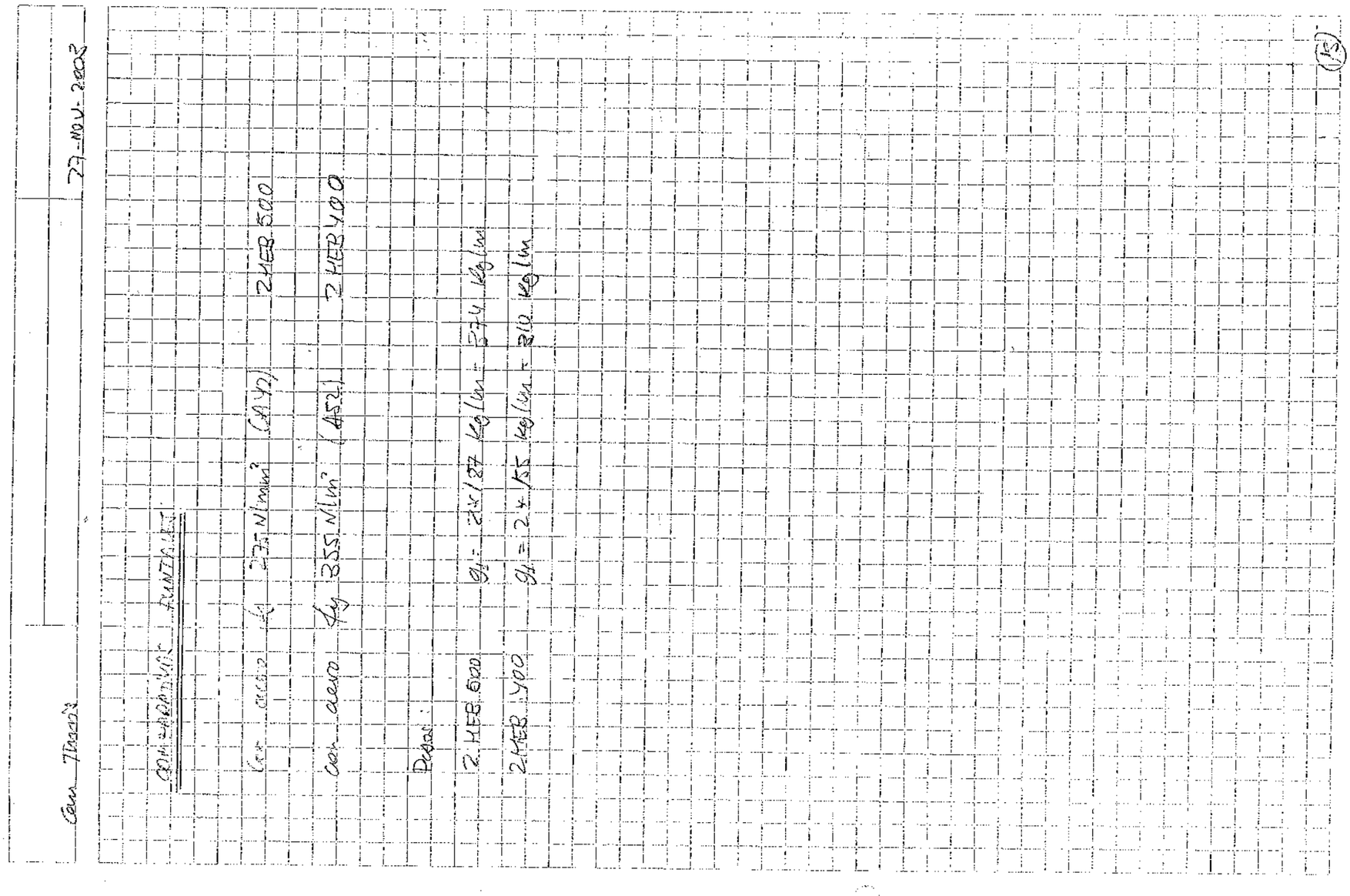
a) Cortante ← VERIFICAR SI HAY REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN POR EL ESFUERZO CORTANTE.

b) Axil

$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$

El 1º en funciones de los ϕ180 (ver página siguiente)

(M)



ACERO fy= 355 Esb. Euler: 76.40932429 Epsilon = 0.813616513

Curva de pandeo: c
Coeficiente de imperfeccción: 0.49

Luz = 0.3 m
Beta : 0.7
Luz pandeo = 0.21 m

Axil de diseño: 8250 kN

Diámetro [mm]	Área: [mm2]	Inercia: [mm4]	Módulo elás. [mm3]	Radio de giro i [mm]	Esbeltez:	fi	chi	Valor Comp.
50	1963.5	1227187.5	49087.5	25	0.008	0.453	1.000	13.01929222
55	2375.8	1796725.2	65335.5	27.5	0.008	0.453	1.000	10.75974564
60	2827.4	2544696.0	84823.2	30	0.007	0.453	1.000	9.041175156
65	3318.3	3504970.2	107845.2	32.5	0.006	0.453	1.000	7.703723209
70	3848.5	4714363.5	134696.1	35	0.006	0.452	1.000	6.642496033
75	4417.9	6212636.7	165670.3	37.5	0.006	0.452	1.000	5.7863521
80	5026.6	8042496.0	201062.4	40	0.005	0.452	1.000	5.085661025
85	5674.5	10249592.7	241166.9	42.5	0.005	0.452	1.000	4.504945406
90	6361.7	12882523.5	286278.3	45	0.005	0.452	1.000	4.018300069
95	7088.2	15992830.2	336691.2	47.5	0.004	0.452	1.000	3.60645214
100	7854.0	19635000.0	392700.0	50	0.004	0.452	1.000	3.254823056
105	8659.0	23866465.2	454599.3	52.5	0.004	0.452	1.000	2.952220459
110	9503.3	28747603.5	522683.7	55	0.004	0.452	1.000	2.68993641
115	10386.9	34341737.7	597247.6	57.5	0.004	0.452	1.000	2.461113842
120	11309.8	40715136.0	678585.6	60	0.004	0.452	1.000	2.260293789
125	12271.9	47937011.7	766992.2	62.5	0.003	0.452	1.000	2.083086756
130	13273.3	56079523.5	862761.9	65	0.003	0.452	1.000	1.925930802
135	14313.9	65217775.2	966189.3	67.5	0.003	0.452	1.000	1.785911142
140	15393.8	75429816.0	1077568.8	70	0.003	0.452	1.000	1.660624008
145	16513.0	86796640.2	1197195.0	72.5	0.003	0.452	1.000	1.548072797
150	17671.5	99402187.5	1325362.5	75	0.003	0.452	1.000	1.446588025
155	18869.2	113333342.7	1462365.7	77.5	0.003	0.452	1.000	1.35476506
160	20106.2	128679936.0	1608499.2	80	0.003	0.452	1.000	1.271415256
165	21382.5	145534742.7	1764057.5	82.5	0.003	0.452	1.000	1.195527293
170	22698.1	163993483.5	1929335.1	85	0.002	0.452	1.000	1.126236352
175	24052.9	184154824.2	2104626.6	87.5	0.002	0.452	1.000	1.062799365
180	25447.0	206120376.0	2290226.4	90	0.002	0.452	1.000	1.004575017
185	26880.3	229994695.2	2486429.1	92.5	0.002	0.452	1.000	0.951007467
190	28352.9	255885283.5	2693529.3	95	0.002	0.452	1.000	0.901613035
195	29864.8	283902587.7	2911821.4	97.5	0.002	0.452	1.000	0.855969245
200	31416.0	314160000.0	314160	100	0.002		1.000	0.813705764

Montantes HEB 400

V_d = 1,35 A γ $\frac{h}{2}$ =

V_d = 1,35 · 2 × 1'18 m² 78,5 kN/m³ $\frac{11}{2}$ = 28,08 kN

en todos seguro (placas de base, etc) se toman V_d = 25 kN

Hay dos almas (de cada HEB e = 13,5 mm)

Comprobación $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$V_{pl,Rd} = A_v \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$

A_v = 2 × [13100 − 2·300 · 24 + (135 + 2 × 27) 24] = 7020 × 2

A_v = 14040 mm²

Caso real $V_{pl,Rd}$ = 2516,03 kN ≫ V_{sd}

→ No hay pandeo alguno por cortante

Interacción flector cortante

$V_{sd} \leq 50\%\ V_{pl,Rd}$ → No hay reducción de la resistencia de la sección por esfuerzo cortante

CONEXIÓN CON LA PLACA BASE

Mediante pernos trabajando a cortadura

Cortante de diseño

V_d = 25 kN

Hay 4 pernos → 6,25 kN/perno

Resistencia a cortadura de 1 perno:

$B_u = A \cdot k_2 \cdot f_t$

Tornillos calidad 5.6 → $k_2 f_t$ = 280 N/mm²

con la rosca

$A \geq \frac{V_d}{k_2 f_t} = \frac{6,25\ kN/perno}{280\ N/mm^2} = 22,32\ mm^2$

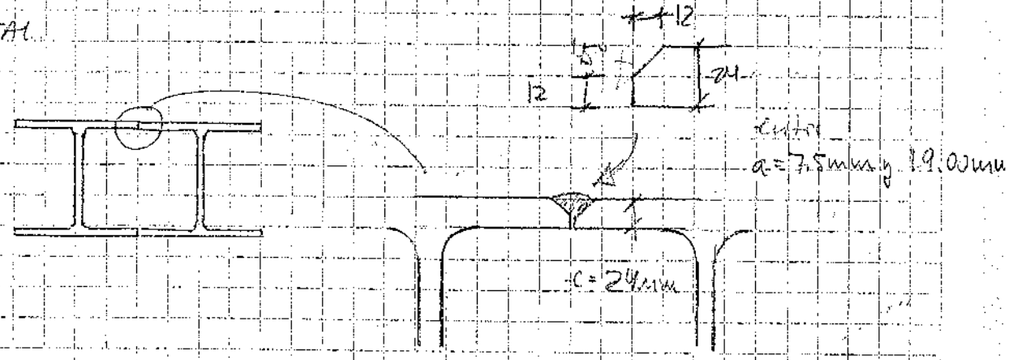
Tornillos Φ 22 mm

4 TR22 5.6

Aguantan el peso propio del conjunto

Can Tunis 4-DIC-2003

SOLDADURAS ENTRE PERFILES LAMINADOS PARA CONFORMAR EL PUNTAL



Cálculo según EC-3 art 5.9.4 Piezas compuestas por elementos previstos

Se trata de piezas comprimidas formadas por perfiles en contacto.

Deben estar unidos por soldaduras a una distancia no mayor que 15 i_{min}

$i_{min} = 7,27 cm$

Con lo cual la distancia máxima entre cordones debe ser de

$15 \cdot 7,27 = 109,05 cm \approx 1,00 m$

La unión debe dimensionarse para un esfuerzo rasante entre perfiles igual al cortante V_d

Para V_d se toma el 25% del esfuerzo axil

$N_d = 1250 KN$

$V_d = \frac{2,5}{100} \cdot 1250 = 206,28 KN$

(18)

Can Tunis 4-DIC-2003

Se colocarán soldaduras de 20cm con 100cm entre soldaduras consecutivas

$a = 1,00 m$

Rasante $\frac{0,25 V_d \cdot a}{l_{cordón}} = \frac{0,25 \cdot 206,28 KN \cdot 1,00 m}{0,0725 m} = 709,4 KN$

$E = 709,4 KN$

A favor del lado seguro 750KN

Hipótesis: Tracción con soldaduras laterales

$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau^2 + \tau_a^2)} = \sqrt{2\tau^2} = \sqrt{2}\tau \leq \sigma_u$

$\tau = \frac{T}{a \cdot l}$

$l = 200 mm$
$a = ?$
$F = 750000 N$

Sustituyendo valores $\frac{F}{0,75 \cdot a \cdot l} \leq \tau_u = 275 N/mm^2$

con la cual $\rightarrow$ a = 18,18 mm y alto

este espesor de garganta no es compatible con los espesores de los chapas $\rightarrow$

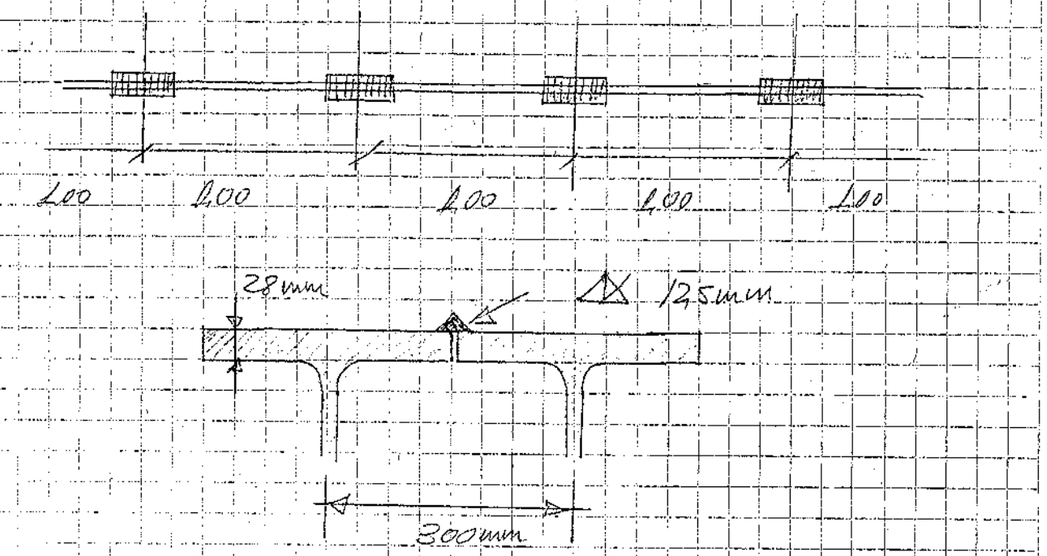
Si tomamos mayores longitudes de cordones $\rightarrow$ 0,30m

$\rightarrow$ a = 12,12mm $\rightarrow$ 12,5mm

(19)

Can Tunis 4-Dic-2003

Esquema de soldeo:



Can Tunis 4-Dic-2003

MODELO MEF PARA PLACA DE TESTA Comprobación de tensiones

Axil en EM 8250kN

Espesores de chapas

alas HEB700 e=29mm

almas HEB700 e=13,5mm

Placa Testa e=50mm

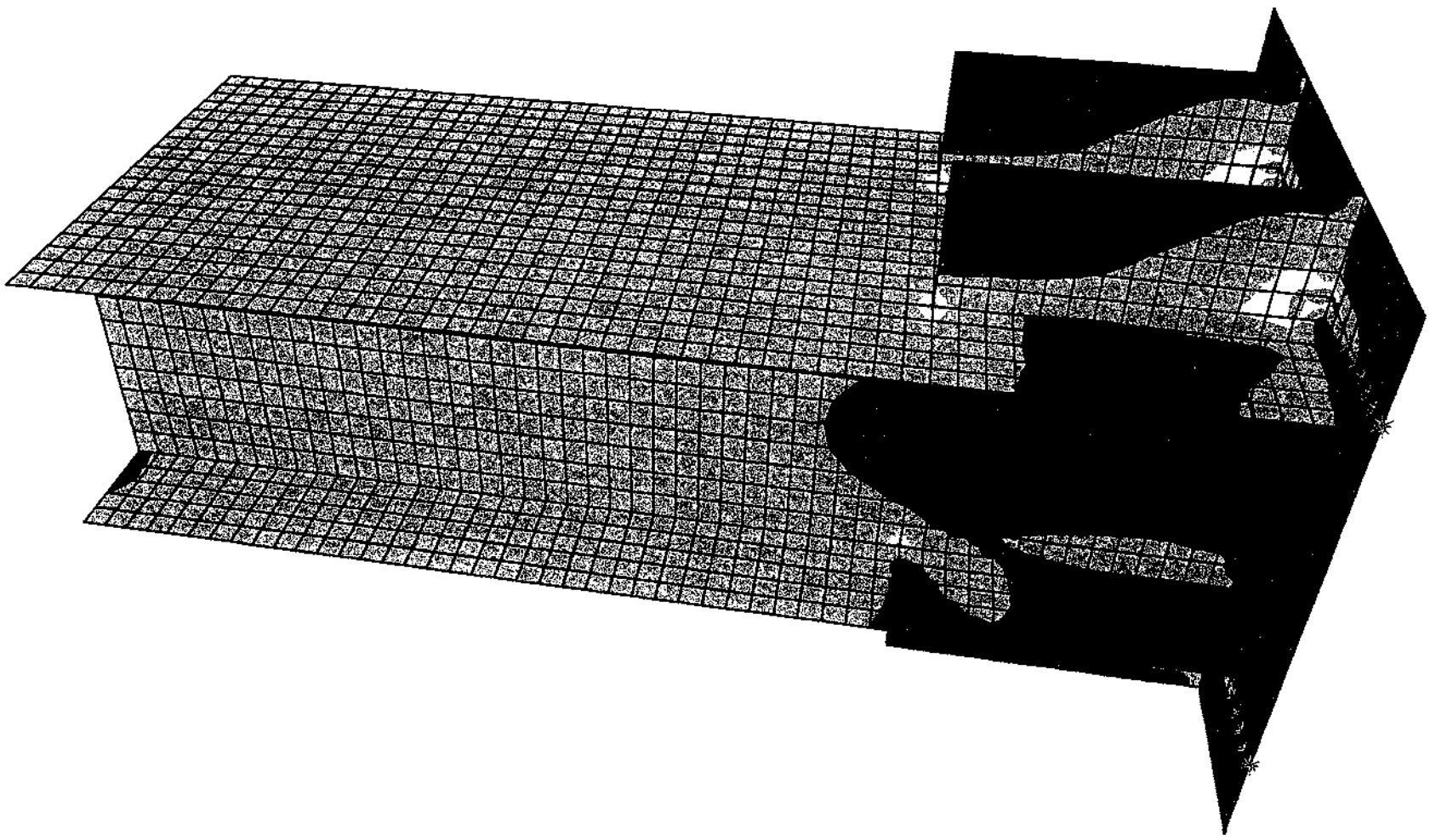
Condiciones de apoyo

Del lado sano en el eje de las vigas

→ a 275mm del eje

Restan tensiones admisibles en todos los elementos

No hemos encontrado ninguna siguiente

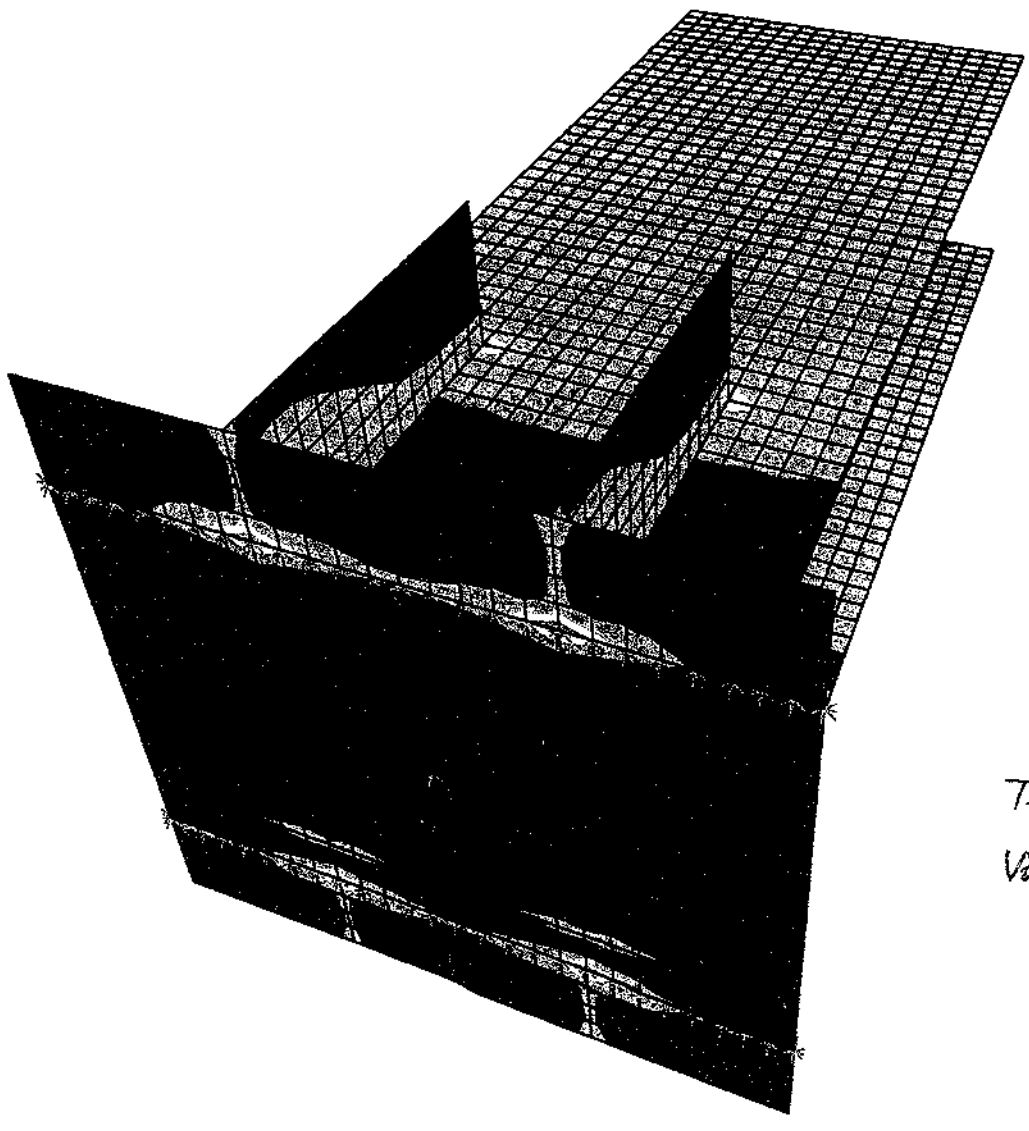


Tensiones de Comparación de Von Mises

$[10^{-3} kN/mm^2]$

60. 120. 180. 240. 300. 360. 420. 480. 540. E-3

SAP2000 v6.11 - File:PLACA_TESTA - Stress SVM Diagram (CARGA) - KN-mm Units



Tensiones de comparación de Von Mises.

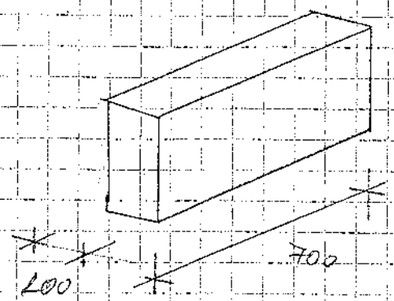
$[10^{-3} kN/mm^2]$

60. 120. 180. 240. 300. 360. 420. 480. 540. E-3

SAP2000 v6.11 - File:PLACA_TESTA - Stress SVM Diagram (CARGA) - KN-mm Units

Cam Tunis 4-Dic-2002

COMPROBACION DE LOS TACOS DE CALCE



un cado Taco $\frac{825,0}{2} = 412,5$ kN

$\sigma = \frac{412,5\ 10^3 N}{700 \cdot 100\ mm^2} = 58,93\ N/mm^2$

Tensión media baja

Teniendo en cuenta la máxima excentricidad posible en la rasca $e_0 = 50$ mm

$N = 412,5$ kN

$M = 412,5$ kN $0,05$ m $= 206,25$ kN.m

$A = 700 \cdot 100 = 70.000\ mm^2$

$I = \frac{1}{12} 700 \cdot 100^3 = 57.833.333,3\ mm^4$

$i = \sqrt{I/A} = 28,87$ mm

Soldadura

$l = 225$ mm

$l_0 = 2 \cdot 225$ mm $= 450$ mm ← como mínimo

Cam Tunis 4-Dic-2002

Soldadura $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{470}{28,27} = 16,22$ ← muy baja!!!

$\lambda = 16,22$

$\lambda_e = \pi \sqrt{E/f_y} = \pi \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{355}} = 76,409$

$\bar{\lambda} = \frac{16,22}{76,409} = 0,213$ ← Esbeltez reducida

Coeficiente de imperfección $\alpha = 0,49$ (curva de pandeo c)

$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

$= 0,5 [1 + 0,49 (0,213 - 0,2) + 0,213^2] = 0,526$

$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0,526 + [0,526^2 - 0,213^2]^{1/2}} = 0,9933$

Aun tomando $K = 1,5$ ← Máxima amplificación posible del flector

$W_{pl} = 25 \times 2 \cdot 700 \cdot 50 \cdot 75 = 1750.000\ mm^3$

Comprobación

$\frac{N_{sd}}{\chi A f_y / \gamma} + \frac{K \cdot M}{W_{pl} f_y / \gamma} = \frac{412,5\ 10^3}{0,9933 \cdot 70 \cdot 10^2 \cdot 235 / 1,1} + \frac{1,5 \cdot 206,25\ 10^3 10^{+3}}{1750000 \cdot 235 / 1,1} =$

$= 0,278 + 0,0551 = 0,3332 \leq 1$ — cumple (OK!)

El gato tiene 200 mm de espesor ⊗

* Espesor del gato 200mm (No hace falta placa distribuidora de presión)

* El émbolo debe estar salido 35mm en el momento del centro en carga.

El peso total para el gato 200
+35
235mm

Placa de testa e= 50mm

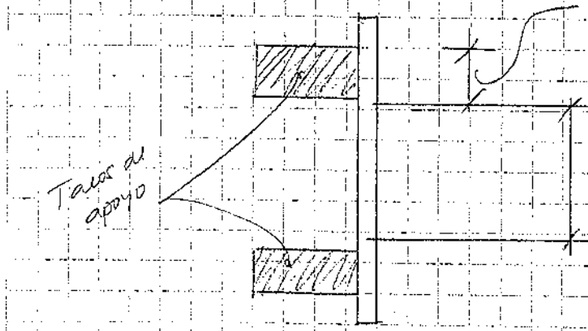
Placa de base e= 50mm

Placa de Testa:

Vuelo máximo: 125mm (tomando HEB400)

→ la rigidez es $e \geq \frac{\sqrt{}}{5} = \frac{125}{5} = 25mm$

con e = 50mm es rígida



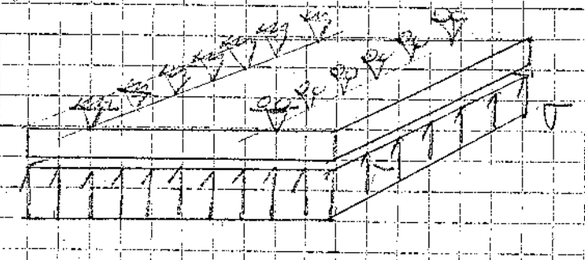
Placa de Base:

N= 7250 kN

A= 0,75 · 0,75 = 0,5265 m²

$\sigma = \frac{7250}{0,5265} = 14,67 MPa < 15 MPa$

Esquema:



Esquema: presión uniformemente distribuida

$M_{max} = \frac{15 N/mm^2 \cdot 0,55^2 m^2}{8} = 567,19 kN \cdot m/m$

del todo equivalente

Tensión máxima

Modelo en elementos finitos SAP

Cam. Tunnel

4-DIC-2003

Suponiendo placa totalmente rígida.

Pilar con 6120 kN

$$E_c = 9500\sqrt[3]{f_{ck}} = 9500\sqrt[3]{35+2} = 29728,9\ MPa$$

$A = 30 \times 30 = 900\ mm^2$

$$K_H = \frac{E_c \cdot A}{\ell} = \frac{29728,9 \cdot 900}{9} = 2972892\ kN/m$$

$$K_H = \frac{F}{\delta} = \frac{K_H \cdot \delta}{tg\ \varphi}$$

Se aplica a todas las hipótesis por igual

Cargas

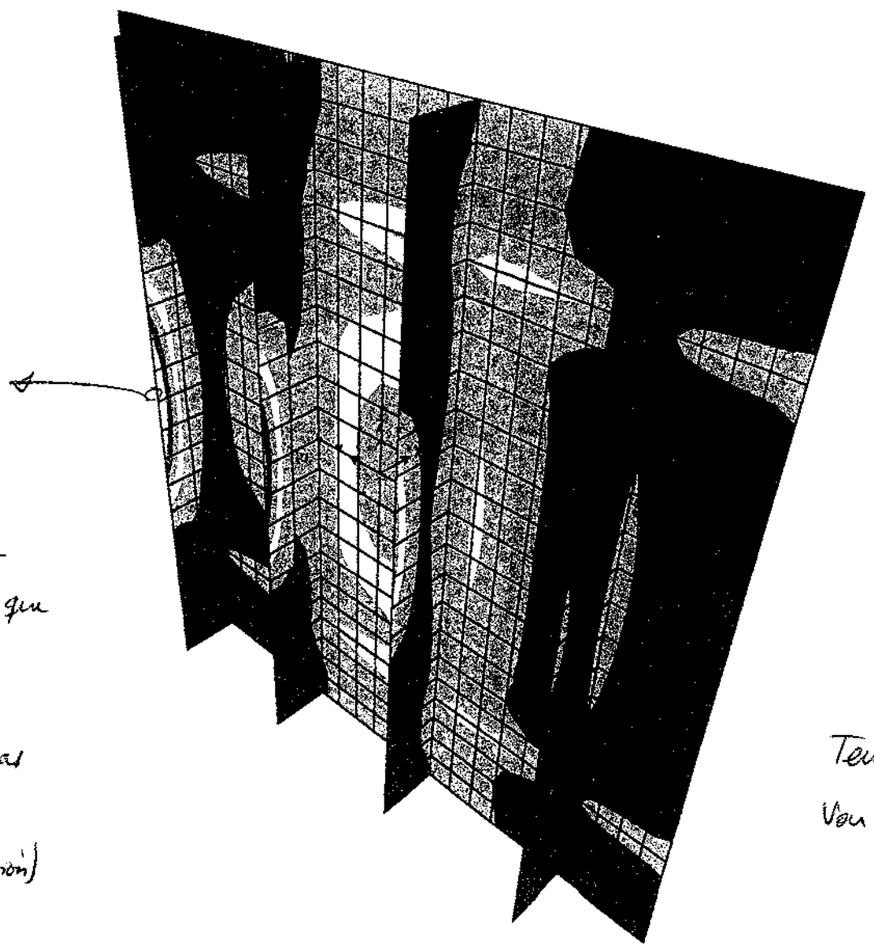
$N_d = 8250\ kN$

En cada lado hay dos apoyos: $\frac{8250}{2} = 4125\ kN$

$$\frac{4125}{25} = 165\ kN/mudo$$

Nº mudos en 25 metros

Se disponen 4 cartelas de 10mm en la fijación en la viga de la placa de apoyo



$\sigma_{max} = 385 N/mm^2$ en compresión, no es preocupante dado el margen de seguridad que se tiene sobre el puntal y sobre la forma de introducir las acciones. (Además es en compresión)

Tensiones de Compresión de Von Mises.

$[10^{-3}\ KN/mm^2]$

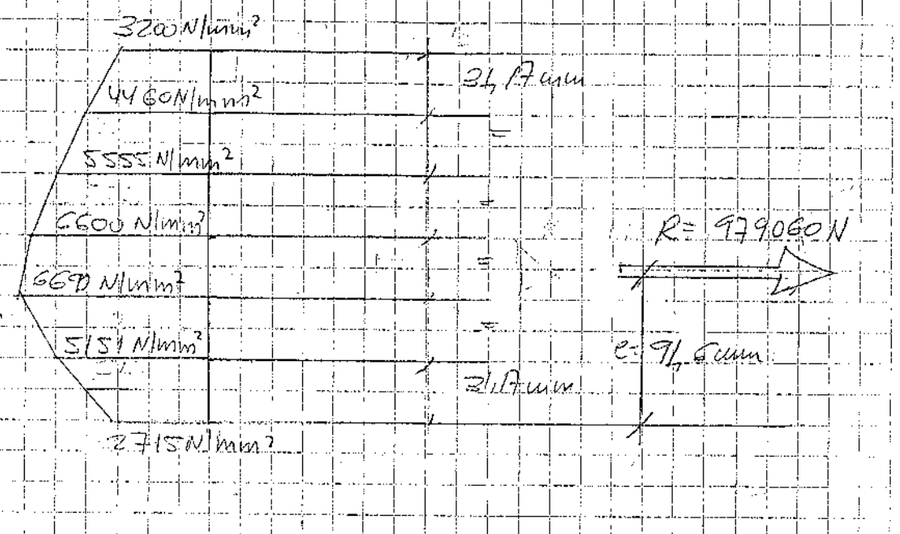
40. 80. 120. 160. 200. 240. 280. 320. 360. E-3

SAP2000 v6.11 - File:PLACA_BASE - Stress SVM Diagram (CARGA) - KN-mm Units

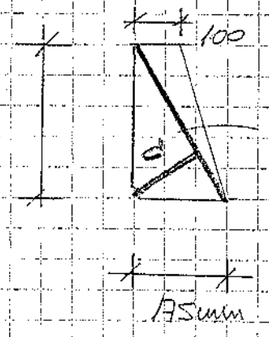
diciembre 10,2003 17:25

CARTELAS

Carga introducida en las cartelas



Comprobación de la estabilidad en las cartelas



d= 161,5 mm

Longitud diagonal

Esbeltez adimensional $\bar{\lambda} = \frac{2,53\,d}{t\,\varepsilon}$

$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{21.105}{355}} = 76,41$

$\bar{\lambda} = \frac{2,53 \cdot 161,5}{25 \cdot 76,41} = 0,2139$

Coeficiente

$C_E = 0,14\bar{\lambda}^2 - 1,07\bar{\lambda}^2 + 2,2 = 0,14 \cdot 0,2139^2 - 1,07 \cdot 0,2139 + 2,2$

$C_E = 2,078$

Momento plástico en la línea diagonal

$M_p = \frac{c^2 t}{4} f_y = \frac{161,5^2 \cdot 25}{4} \cdot 235 = 38.208.804,7$ N·mm

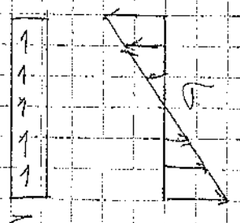
Momento crítico por abolladura

$M_{cr} = C_E M_{pl} = 79586900$ N·mm

$R_c = 87.681.896$ N·mm $\quad C_r = 0,90$

Teniendo en cuenta que la comprobación es muy del lado seguro, pues que el apoyo real no es puntual y a la modelado puntual, segun que el coeficiente de seguridad resultante de 1,00 y es válido.

Soldadura

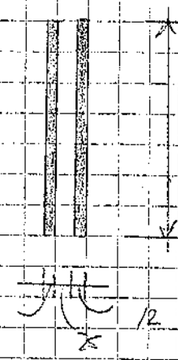


M= 87.681.896 N·mm

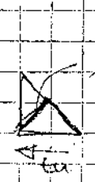
V= 979.060 N

S-DS2-2003

Soldaduras



$\Delta\Delta$ 12 mm



$$t_u = \frac{M \cdot \frac{420}{2}}{2 \times \frac{1}{12} \times 12 \times 420^3} = 127,1 \text{ N/mm}^2$$

En el plano de garganta

$$\bar{\tau} = -\frac{t_u}{\sqrt{2}} = -89,87 \text{ N/mm}^2$$

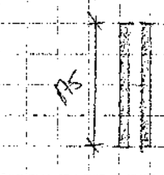
$$\sigma_u = \frac{t_u}{\sqrt{2}} = 89,87 \text{ N/mm}^2$$

$$t_a = \sigma_a = \frac{V}{2al} = \frac{979\,060}{2 \cdot 12 \cdot 420} = 97,13 \text{ N/mm}^2$$

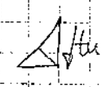
$$\sigma_{eq} = \sqrt{\bar{\tau}^2 + 1,8\,(\sigma_u^2 + \sigma_a^2)} = \sqrt{39597,5} = 198,99 < f_y$$

OK!

En la soldadura rigidizador - placa de testa



$$t_u = \frac{V}{A} = \frac{979\,060}{2 \times 12 \times 175} = 232,11 \text{ N/mm}^2$$



En el plano de garganta $|\bar{\tau}| = |\sigma_u| = \frac{t_u}{\sqrt{2}} = 164,83 \text{ N/mm}^2$

Tensión de comparación $\sigma_{eq} = 275,81 \leq f_y/\gamma_{M1} = 355/1,1 = 322,73 \text{ N/mm}^2$

(OK!)

(37)

DESCARGA DE PUNTALES

Cau Tunis 4-Dic-2002

DESCARGA DE PUNTALES

Movimientos máximos previstos en la retirada de los puntales.

Se rehacen los cálculos con las rigideces de los puntales corregidas

$A_{puntal} = 497\ cm^2$ ← 2 UNE 500

cada 2,50m

$A = 199{,}2\ cm^2/m$

$R = \frac{AE}{\ell} = \frac{199{,}2\ cm^2/m \cdot 2{,}1\cdot 10^5\ MPa}{6{,}00m} = 669{,}2\ MN/m$

luz a eje

$K = 669200\ kN/m = 66920\ Tn/m$ (Los puntales es más rígido que el considerado en el cálculo original)

Cargas máximas en los puntales

Proc. constr.	Nmax
P2H	117,18 Tn/m
P2HH	112,42 Tn/m
P2P5	102,41 Tn/m ← Puntal a la z=-4,00m
P2P6	86,90 Tn/m ← Puntal a la z=-5,00m
P2P7	73,98 Tn/m ← Puntal a la z=-6,00m
P4	79,09 Tn/m ← en el puntal inferior

Cau Tunis 4-Dic-2002

Movimientos máximos previstos en cada pantalla

Procedimiento	δ (mm) con puntal	δ (mm) sin puntal	Movimiento (mm)
P2H	16.188	21.767	5,579
P2HH	13.742	19.101	5,359
P2P5	12.689	18,370	5,721
P2P6	15.719	20,034	4,285
P2P7	20,851	23,470	2,619

Procedimiento		δ (mm) con puntal	δ (mm) sin puntal	Movimiento (mm)
P4/P26 ⊛	z=-4,00	8,662	11,539	2,619
	z=-6,00	10.858	14,346	3,493

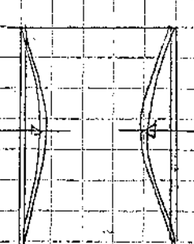
⊛ Calculado con las antiguas presiones de agua

En el procedimiento constructivo P2 el movimiento medio de las pantallas (con puntal provisional a la cota z=-5,00m) es

$\delta_{medio} = 5{,}553$ mm en cada pantalla

$\delta_{max\ prevista}$: 5,721 mm

$\delta_{min\ prevista}$ 5,359 mm



El desplazamiento total es el doble del movimiento de una pantalla

Acortamiento elástico de los pantalls (Ubicado en el PK3 400)

Al descomprimir los pantalls se produce un acortamiento de los mismos.

Tensión de trabajo

en procedimiento constructivo P2 (apoyo)

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{1200\,kN/m \times 25\,m}{276\,cm^2} \cdot \frac{3000\,kN}{396\,cm^2} = 75,76\ N/mm^2$$

Esta tensión aparecerá en ELS 75,76 N/mm²

Según el proceso de descarga esta tensión puede variar entre

75,76 N/mm² y

15 + 75,76 = 113,64 N/mm² (Si descarga en fase del 50% aproximadamente

→ Acortamiento de los pantalls

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \qquad E = 21 \cdot 10^5\ N/mm^2$$

$$\Delta l = \varepsilon \cdot l = \varepsilon \cdot 10,50\,m$$

aprox

Acortamiento máximo previsto $\Delta l_{max} = 5,682\,mm$

Acortamiento mínimo previsto $\Delta l_{min} = 3,788\,mm$

Con lo cual

El movimiento máximo previsto es de

$$\Delta l = \underbrace{5,682\,mm}_{pantalla} + 2 \times \underbrace{5,724\,mm}_{pantalla} = 17,124\,mm$$

El movimiento mínimo previsto es de

$$\Delta l = \underbrace{3,788\,mm}_{pantalla} + 2 \times \underbrace{5,359\,mm}_{pantalla} = 14,506\,mm$$

Luego debe dejarse un recorrido mínimo del gato en descarga de 17,124 mm

Del lado seguro y cubriendo la posibilidad de tener mayores movimientos que los previstos en el cálculo teórico se dejará espacio para tener un recorrido del gato en descarga de 35 mm (Tensión queda cargas para dar carga el recorrido máximo del gato considerado es de 40 mm)

Debido a las dimensiones geométricas en la geometría de las pantallas se deja margen suficiente entre la longitud teórica (margen a cubrir con relleno de Grout)

Se dejan 10 cm a cada lado como margen a cubrir con Grout en caso de que las pantallas a diseño hacia el exterior, el espesor de grout sea algo mayor.

Cam Tarus

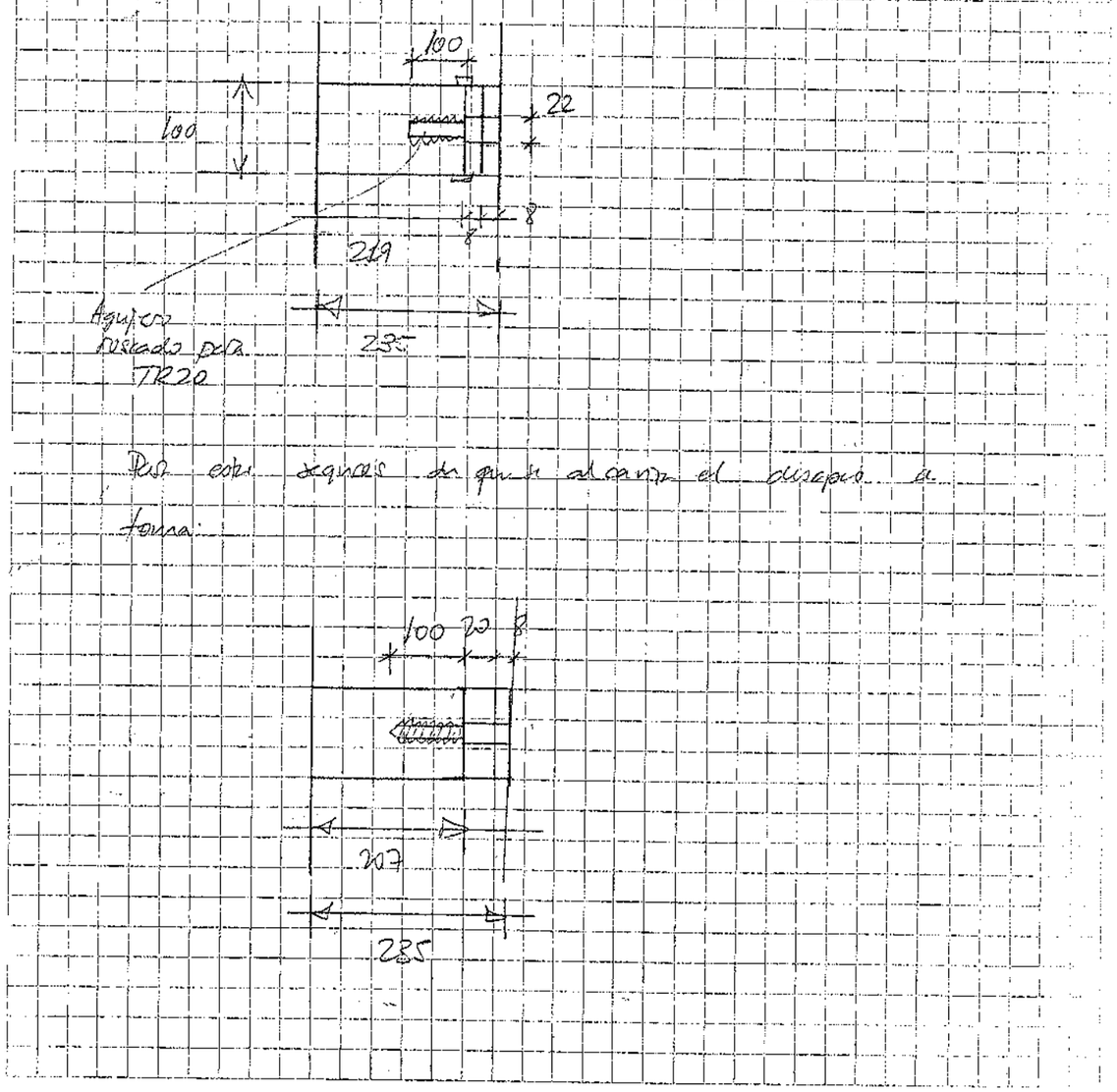
5-DIC-2002

MOVIMIENTO MEDIO PREVISTO EN LA DESCARGA DEL PUNTAL

$$\Delta\ell = \frac{\text{APLI + LIBRE}}{2} \cdot K_{DS} = 16{,}00\,mm$$

Se considera un movimiento medio de 16,00 mm

Se realiza el proceso de disparo en 2 fases — los 16 mm a descargar proceden de las con 2 chapas de e=8,00 mm cada una



Pasa con agujeros de que se alcanza el disparo de forma:

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

CARTELAS DE SOPORTE DE LOS PUNTALES.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 18 de febrero de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
SOPORTES DE LOS PUNTALES PROVISIONALES.

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. ANTECEDENTES.

En la excavación interior del falso túnel de Can Tunis se han planteado diversos procedimientos constructivos. En algunos de ellos se emplean puntales provisionales que permiten contener esfuerzos y movimientos en fases intermedias. Estos puntales cuentan con dos terminales claramente diferenciados, uno de ellos es totalmente pasivo y su única función es apoyar y distribuir el axil en la pantalla. El otro terminal es activo y permite la introducción de un gato para producir una descarga progresiva de los puntales.

La definición estructural de los puntales puede encontrarse en el documento: PUNTALES DEL TRAMO DE PRUEBA, del 3 de diciembre de 2003, que puede hacerse extensivo a los puntales empleados a lo largo del todo el Falso Túnel.

Se trata aquí del soporte de dichos puntales a base de unas cartelas ancladas en las pantallas, cuya definición puede encontrarse en el apartado "Planos" de este documento. El principio de funcionamiento planteado consiste en soportar el momento que introduce la reacción del puntal con una barra traccionada anclada a las pantallas y una apoyo comprimido de las cartelas sobre el hormigón de las pantallas. Los rasantes deben ser soportados por las barras de anclaje, despreciándose, del lado seguro, el rozamiento que aparecerá en el apoyo comprimido de la cartela contra la pantalla.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

En base al peso del puntal con todos sus elementos (placas de base, palcas de testa, cartelas, presillas y soldaduras) se calcula la reacción máxima que debe soportar cada uno de los soportes del puntal. Es para esta reacción máxima para la que se dimensionan las cartelas.

Para las comprobaciones se realizan hipótesis de máxima excentricidad de las reacciones, tanto para el apoyo activo, como para el apoyo pasivo. Las verificaciones y dimensionamiento de las cartelas puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

3. NORMATIVA CONSIDERADA.

Para la verificación y dimensionamiento de las cartelas de soporte de los puntales, así como de las barras de acero de armarm, se han seguido las especificaciones del Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero (EC-3)

4. CRITERIOS DE CÁLCULO.

4.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de las cartelas han sido las reacciones que el puntal transmite sobre ellas, con los rasantes y flectores que dicha reacción provoca.

4.2 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Acero estructural S235 (o superior)
- Aceros de armar: B500S

Niveles de control:

- Ejecución: intenso

Fdo: Gonzalo Ramos
Dr. Ing. de Caminos
Col. nº 10511

Barcelona, a 17 de marzo de 2004

— SOPORTE DE PUNTAL —

ACCIONES

Peso propio del puntal:

* 2 HEB 400 L= 10,415m

$I = 2 \times 19720cm^4 = 39440cm^4$

$V = A \cdot L = 296 \cdot 10^{-4} \cdot 10,415 = 0,415m^3$

$g_1 = V \cdot \gamma = 0,415m^3 \times 78,5 kN/m^3 = 32,38 kN$

* Placas Teska $0,75 \times 0,75 \times 0,05 = 0,028m^3$
* Tacos de apoyo $(2 \times 0,70 \times 0,10 + 0,45 \times 0,10) \times 0,235 = 0,042m^3$
* Placa base $0,75 \times 0,75 \times 0,10 = 0,056m^3$

Total... $0,130m^3$

$g_2 = V \cdot \gamma = 0,130 \cdot 78,5 = 10,205 kN$

Reacción máxima en el apoyo

$R_{max} = \frac{32,6}{2} + 10,21 = 26,50 kN$ /apoyo

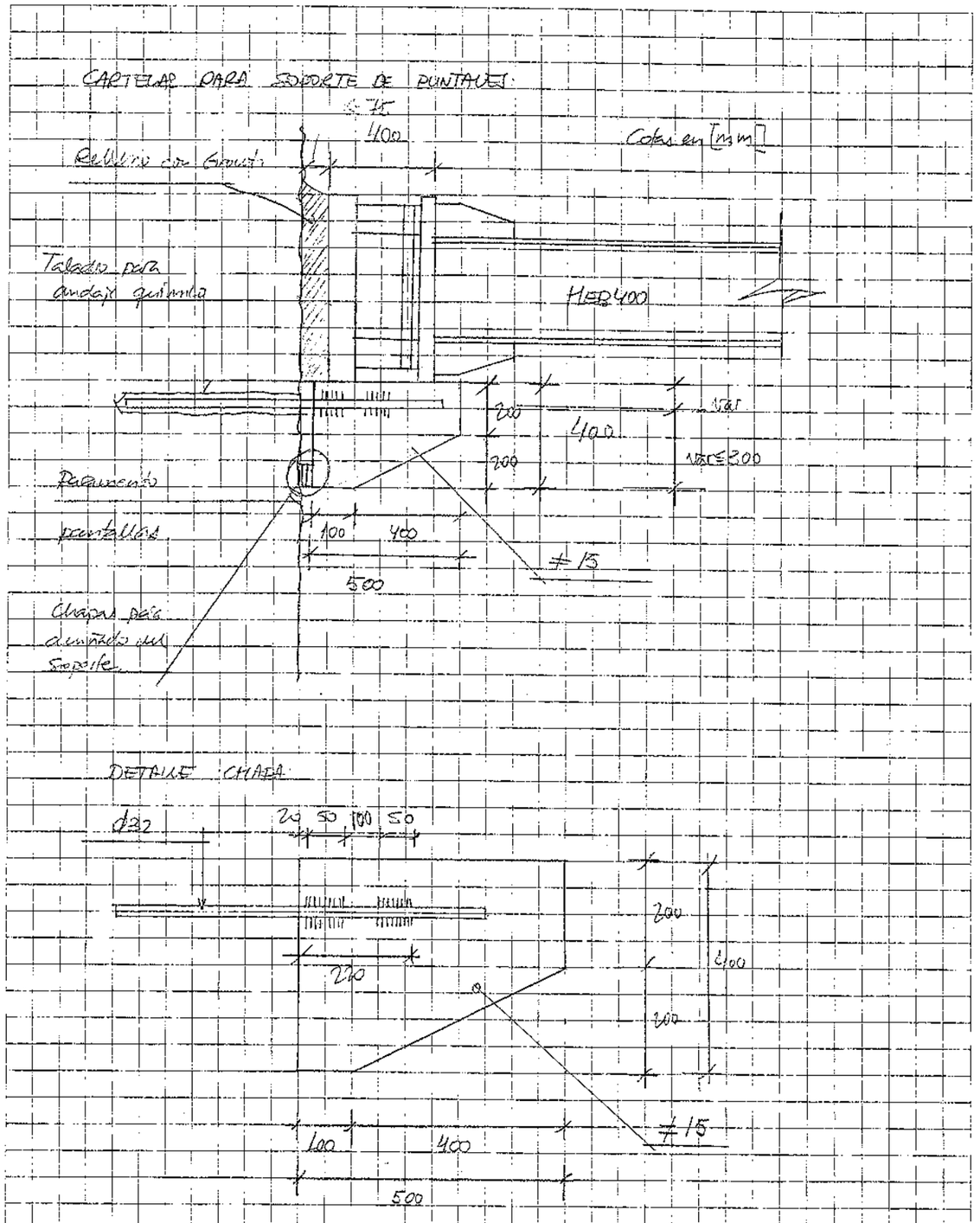
Si aumento un 10% para tener en cuenta el peso de rigidizadores + soldadura

$R_{máx} = 1,10 \times 26,50 = 29,05 kN$ /apoyo

$F_{ed} = 1,35 \times 29,05 = 39,22 kN$ /apoyo

Tomando 3 carteles por apoyo: $R_d = 13,1 kN$/cartela

CARTELAS PARA SOPORTE DE PUNTAL



Garganta de soldadura

Por compatibilidad con la chapa $a \leq 10,0mm$; $a \geq 5,00mm$

Por compatibilidad con la barra $a \geq 0,2\phi = 0,2 \cdot 32 = 9,6mm$

Se toma cordón de soldadura de $a = 7,0mm$

EXCENTRICIDAD DE LA PERFORACIÓN:

Holgura 7,5cm (Tedosa) a cada lado

Recubrimiento geométrico 7,5cm

Desplazamiento máximo frontal: D = 7,50cm = 1cm (Ver art. de parámetros característicos)

La excentricidad es temporal cuando el pantalón está retirado la excentricidad es máxima

I) EN MONTAJE

CON EL ARMADO ACTIVO "CERRADO"

Suponiendo que el empotramiento de cabezas en hormigón sano se encuentra a nivel de las armaduras — la distancia es 7,5cm de recubrimiento $C_{d1} = 7,5 + \frac{10,0}{2} = 12,5cm$ (en el centro de la placa base)

Reacción máxima en un extremo del pantalón:

$R_{max} = 29,05$ KN / apoyo ← en valor característico

$R_d = 1,25 \times 29,05 = 39,22$ KN / apoyo

Disponiendo 3 carteles por apoyo

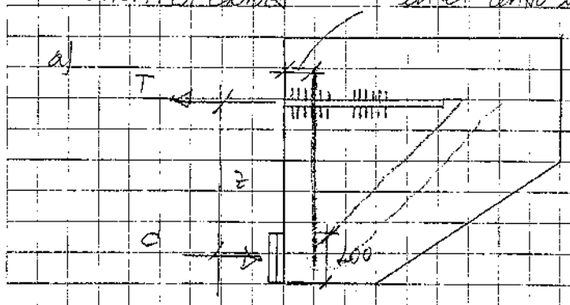
$R_d = \frac{39,22}{3} = 13,07$ KN / cartela

Rasante: 13,1 KN / cartela

Momento: 13,1 KN × 0,27m = 3,537 KN·m / cartela

NOTE BOOK

VERIFICA CORTE en el centro de la 1ª cabeza de 45cm



$z = 300 - 50 = 250$

$z \geq 2,50$

$z_{min} = 2,50$ cm

$M_d = 3,537$ KN·m ; $z = 0,25$m

$T = C = \frac{M_d}{z} = \frac{3,537}{0,25} = 14,15$ KN

* $C_d = 14,15$ KN

$A \geq 0,10 \times 0,015 = 0,0015 m^2$

$\sigma_d = 9,43$ MPa ← un valor de diseño OK! Comprueba mínimos en cabezas

* $T_d = 14,15$ KN ← trabaja en cabeza perpendicular al eje principal

b) VERIFICACIÓN BARRAS: Φ32 $A = 804,2 mm^2$

- $V_d = 13,1$ KN

$V_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{1,10} + 804,2 \frac{500}{\sqrt{3}} \frac{1}{1,10} = 211,05$ KN

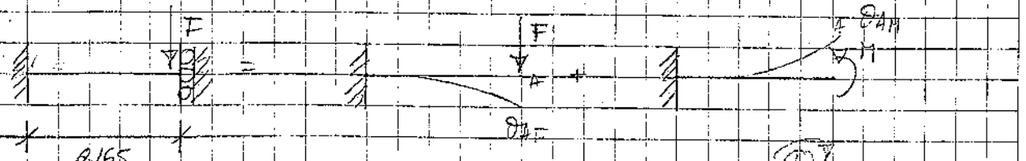
$V_d \ll V_{pl,Rd}$ → OK!

$V_d < 0,5\, V_{pl,Rd}$ → No hay reducción en la capacidad a flexión por acción del cortante

- M_d

0,165 m ← del lado mayor para el empotramiento en el hormigón sano

NOTE BOOK



Condición de compatibilidad $\theta_{AF} + \theta_{AM} = 0$

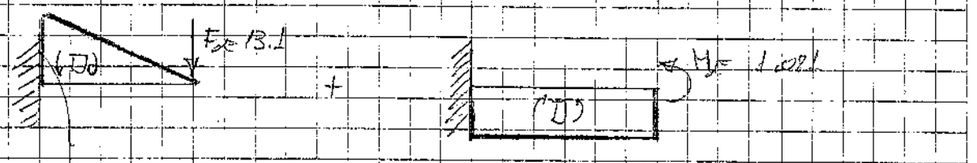
$\theta_{AF} = \frac{Fl^2}{2EI}$; $\theta_{AM} = \frac{-Ml}{EI}$

Luego

$$\frac{Fl^2}{2EI} + \frac{-Ml}{EI} = 0$$

Momento de compatibilidad $M = \frac{Fl}{2} = \frac{13,1 * 0,165}{2} = 1,081$

Ley de momentos flectores de cálculo:

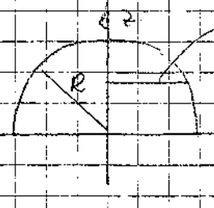


Ley resultante:

COMPROBACIÓN A FLEXIÓN DEL PERFIL

$M_{pl,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$W_{pl,Rd} = 2 S_y$



$S_y = \int_0^R z \, dA = \int_0^R z \sqrt{R^2 - z^2} \, dz = 1365,3 \text{ mm}^3$ (R = 16 mm)

$W_{pl,y} = 2 S_y = 2 * 1365,3 = 7720,6 \text{ mm}^3$

$M_{pl,Rd} = W_{pl,Rd} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 7720,6 \text{ mm}^3 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{1}{1,10} = 4241 \text{ kN·m}$

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 7304,2 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{1}{1,10} = 3655,5 \text{ kN}$

COMPROBACIÓN BARRA:

$M_d = 4,081 \text{ kN·m}$ $M_{pl,Rd} = 4241 \text{ kN·m}$

$N_d = 14,15 \text{ kN}$ $N_{pl,Rd} = 3655,5 \text{ kN}$

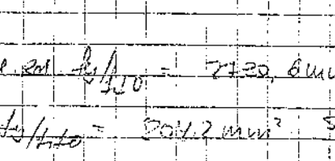
Condición:

$$\frac{N_d}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_d}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{14,15}{3655,5} + \frac{4,081}{4241} = 0,910 < 1 \quad (\text{OK})$$

COMPROBACIÓN CARTELA:



$c = 255 \text{ mm}$; $\lambda_E = 77 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,91$

$$\bar{\lambda} = \frac{2,5 c}{t \lambda_E} = \frac{2,5 \cdot 255}{15 \cdot 93,91} = 0,452$$

$c_0 = 0,14 \bar{\lambda}^2 - 1,07 \bar{\lambda} + 2,30$

$c_0 = 0,14 \cdot 0,452^2 - 1,07 \cdot 0,452 + 2,30 = 1,837$

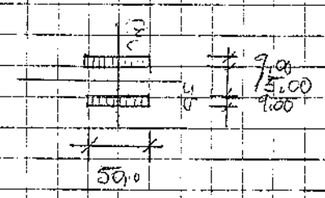
$$M_p = \frac{c^2 t}{4} f_y = \frac{255^2 \cdot 15}{4} \cdot \frac{235}{1,1} = 52,09 \text{ kN·m}$$

$M_a = c_0 M_p = 1,837 \cdot 52,09 = 75,817 \text{ kN·m}$

$Q \cdot e = 14,15 \text{ kN} * 0,30 \text{ m} = 4,245 \text{ kN·m}$

Como $M_a \geq Q \cdot e$ ← No hay problemas de abolladura en la cartela

COMPROBACIÓN SOLDADURAS



$A = 2 \times 9 \times 50 = 900\ mm^2$

$I_y = 2 \times 400\ mm^2 \left(\frac{15+9}{2}\right)^2 + 2 \times \frac{1}{12} 50^3 \times 9 = 3027700\ mm^4$

Acciones: $V_a = 8,1\ kN$

$T_a = 14,15\ kN$

$M_d = 1,081\ kN\,m$

$\sigma_{max} = \frac{M_d}{I} y = \frac{1,081\ kN\,m}{3027700\ mm^4} 25mm = 89,28\ N/mm^2$

$\tau_{Va} = \frac{V_d}{A} = \frac{13,1\ kN}{900mm^2} = 14,56\ N/mm^2$

$\tau_{Ta} = \tau_{max} \tau_{Va} = 89,28 + 14,56 = 103,84\ N/mm^2$

$\tau_{Ta} = \frac{T_a}{A} = \frac{14,15\ kN}{900mm^2} = 15,72\ N/mm^2$

$\sigma_{Ta} = \tau_{Ta} = \frac{n}{\sqrt{2}} = \frac{103,84\ N/mm^2}{\sqrt{2}} = 73,42\ N/mm^2$

$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_n^2 + 1\tau (\tau_a^2 + \tau_a^2)} = 124,65\ kN/mm^2 < \sigma_n$ (OK)

III EN ACTUACIÓN DEL GATO

Con el apoyo central abierto

El puntal está centrado pero el gato ha expandido el puntal de la placa base

$e_{placa\ base} = 70 + 50 + \frac{350}{2} = 295\ mm$ $R_{placa\ base} = 10,705\ kN$

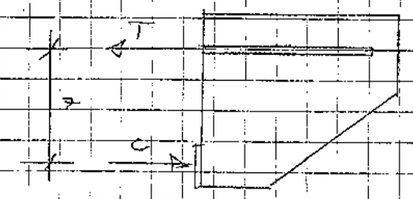
$e_{puntal} = 70 + 50 + 350 + \frac{50}{2} = 495\ mm$ $R_{puntal} = 16,20\ kN$

El momento introducido es:

$M = 0,295 \times 10,705 + 0,495 \times 16,20 = 11,019\ kN\,m$

Descontando la caída por apoyo $M = 6,173\ kN\,m$

COMPROBACIÓN ADORMIAJES



$T = C = \frac{M_d}{z} = \frac{6,17}{0,25} = 24,69\ kN$

* Tensión máxima de compresión en el hormigón (valor de diseño)

$\sigma_{máx} = \frac{C}{A} = \frac{24,69}{0,00k} = 16,46\ MPa$

* Anclaje de las barras que debe garantizar $T_d = 25\ kN$

VERIFICACIÓN BARRAS MÁS TRACCIONADAS

$\frac{25}{\cancel{35}\ 55} + \frac{1,081}{1,341} = 0,939 \leq 1$ (OK)

Con Tunis 18-Mar-2004

COMPROBACIÓN SOLDADURAS

Sdo cuadrado $\tau_a = \frac{25\,kN}{900\,mm^2} = 27{,}78\,N/mm^2$

$\tau_{ad} = 178{,}38\,N/mm^2 \ll \tau_n$ ← OK!

NOTE BOOK

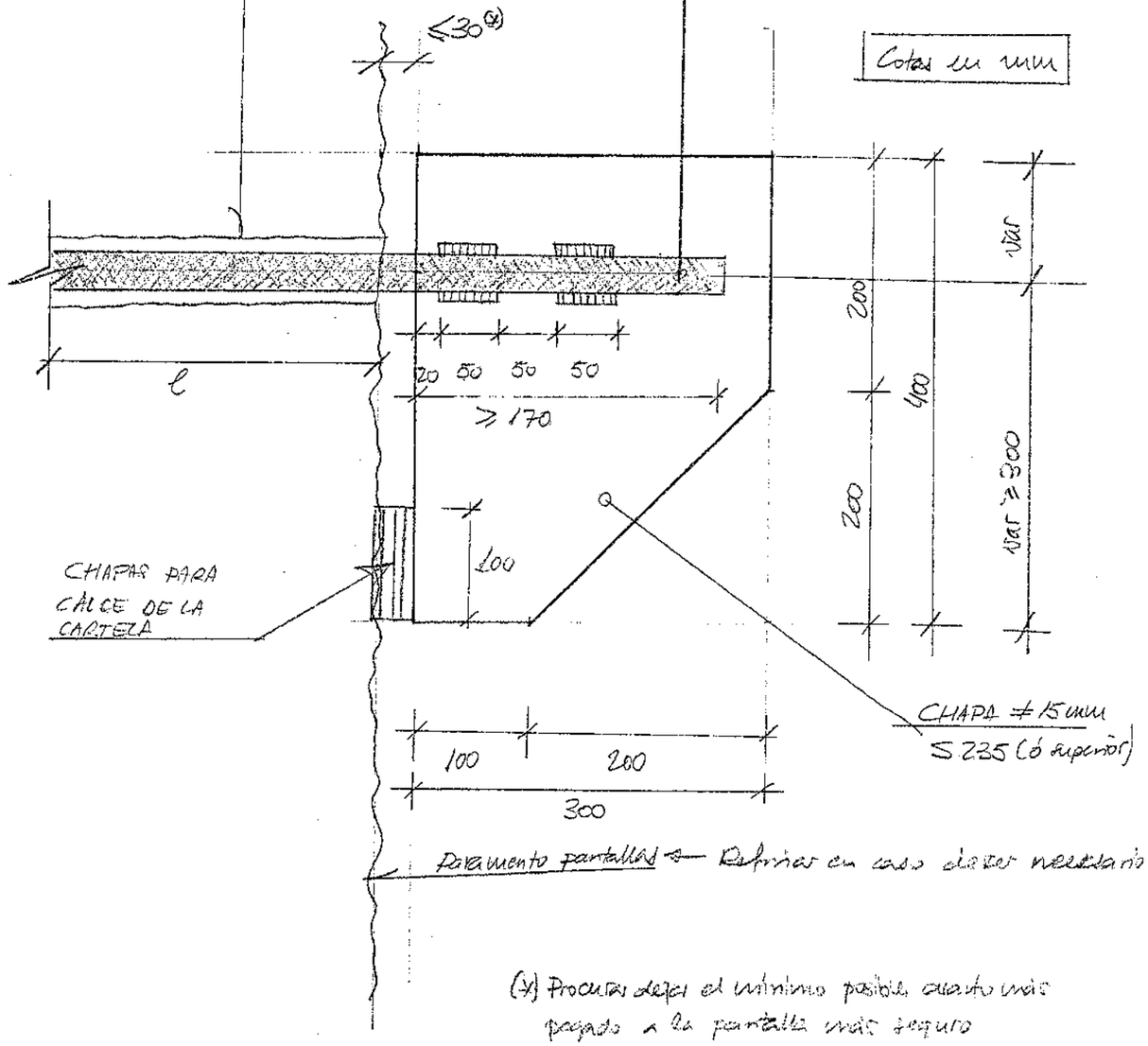
3 CARTELAS POR APOYO DE PUNTAL

TALADRO PARA ANCLAJE QUÍMICO

1Ø32 por cartela.

≤30 (*)

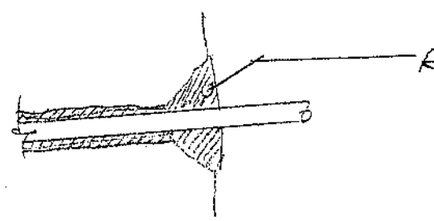
Cotas en mm



(*) Procurar dejar el mínimo posible cuanto más pegado a la pantalla más seguro

* REACCIÓN DE TIRO A ANCLAR CON EL Ø32 $R \geq 20\,kN$

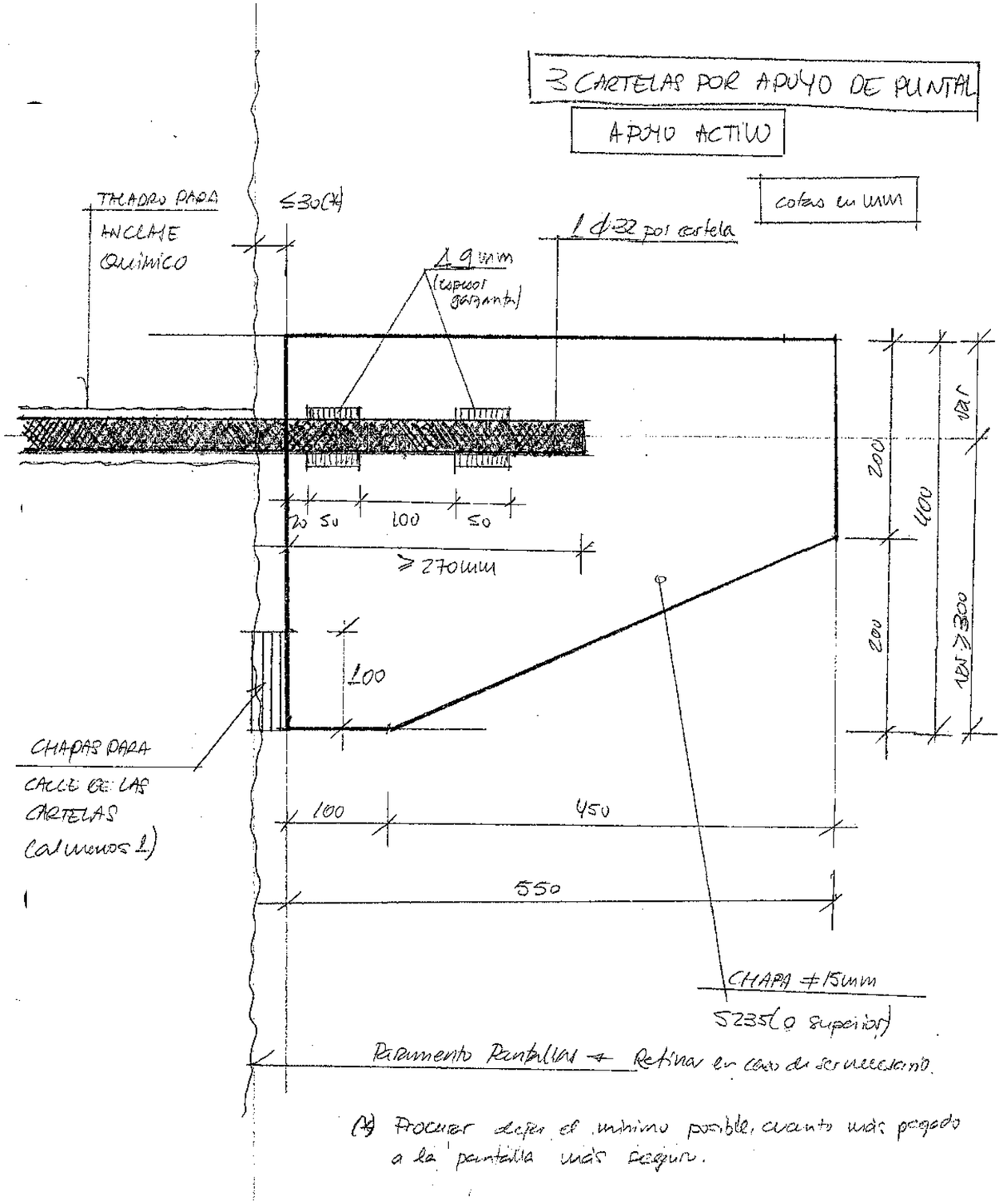
* EN CASO DE SALTAR EL RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN AL TALADRAR DEBE REPONERSE CON LA MISMA RESINA QUE EL ANCLAJE QUÍMICO)



3 CARTELAS POR APOYO DE PUNTAL

APOYO ACTIVO

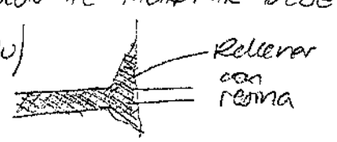
cotas en mm



(A) Procurar dejar el mínimo posible, cuanto más pegado a la pantalla más seguro.

* REACCIÓN A ANCLAR CON EL Φ32: R≥ 30 KN

* I CASO DE SALTAR EL RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN AL TALADRAR DEBE REPONERSE (CON LA MISMA RESINA DEL ANCLAJE QUÍMICO)



CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

VERIFICACIÓN CONTRABÓVEDA FRENTE A UN DESAPAEO TEMPRANO DE LOS PUNTALES.

TRAMO DE PRUEBAS.

PK: 706+660 a 706+990

ESTEYCO - CICSA - ICYFS
U. T. E.
Registro de ENTRADA
Nº Reg. 1814
Fecha 17/03/05
CAN TUNIS - O - CT - C - 0010

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 28 de febrero de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
TRAMO DE PRUEBAS.

VERIFICACIÓN CONTRABÓVEDA FRENTE A UN DESAPAEO TEMPRANO DE LOS PUNTALES.

1. ANTECEDENTES.

Se pretende evaluar la resistencia característica mínima que debe tener el hormigón de la Contrabóveda para poder retirar los puntales provisionales en el Tramo de Pruebas del Falso Túnel de Can Tunis.

La idea es retirar los puntales pero mantener el bombeo de aguas entre pantallas, de modo que en las únicas acciones sobre la Contrabóveda durante esta fase de construcción serán:

- Peso Propio.
- Reacciones transmitidas por las pantallas tras la retirada de puntales provisionales.
- Sobrecarga de construcción sobre la contrabóveda (10 kN/m^2)

Las verificaciones corresponden a un estado de construcción muy delimitado y **sólo** se prevé la actuación de las acciones anteriormente descritas.

El bombeo de agua sólo se finalizará una vez se hayan alcanzado los 25 MPa de resistencia característica en el hormigón de la Contrabóveda, por lo que la subpresión y el resto de acciones sobre la misma actuarán según las hipótesis que se contemplaron originalmente el diseño de la Contrabóveda.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Se ha realizado un recálculo completo de la contrabóveda con las acciones antes mencionadas y con los parámetros resistentes y deformacionales correspondientes a hormigones de diferentes resistencias características (el problema real es un único hormigón pero sometido a carga a diferentes edades, y por lo tanto con diferentes resistencias características)

1.- En primer lugar se ha acotado la influencia del módulo de deformación longitudinal en la obtención de esfuerzos en la contrabóveda, resultando ligeramente pésima la hipótesis en que se considera el módulo de deformación longitudinal correspondiente al hormigón de 25 MPa de resistencia característica. Dada la escasa diferencia en lo relativo a este parámetro y que el análisis con el módulo de deformación mayor es ligeramente desfavorable, se utiliza este valor para la obtención de esfuerzos, independientemente de la resistencia característica con la que después se verificará la seguridad estructural.

2.- Se han obtenido los esfuerzos sobre las diferentes secciones de la contrabóveda (momentos flectores, axiles y cortantes en las secciones de contrabóveda y rasantes en la junta contrabóveda-pantallas)

3.- Se han obtenido las resistencias últimas a flexocompresión, cortante y rasante para diferentes resistencias características del hormigón (entre los 10 y los 25 MPa, con incrementos de 2.5MPa).

4.- Se ha verificado la abertura de fisura.

Se ha realizado una estimación de la edad que debería tener el hormigón para cada una de las resistencias características consideradas a partir de la formulación del Código Modelo y de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE, pero la decisión final se someterá a los resultados de ensayos sobre probetas cilíndricas a diferentes edades.

Todos los cálculos desarrollados pueden consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a este Documento.

3. DATOS DE PARTIDA.

3.1 PARÁMETROS DEL TERRENO.

Se han considerado un Coeficiente de Balasto vertical Kb = 2000 Tn/m^3 para el terreno bajo la contrabóveda, tal y como se consideró en el dimensionamiento original.

3.2 NIVEL FREÁTICO.

No se considera la acción de la subpresión en esta etapa del procedimiento constructivo, puesto que se mantiene el achique de aguas hasta que el hormigón haya alcanzado, como mínimo, los 25 MPa de resistencia característica.

3.3 NORMATIVA CONSIDERADA.

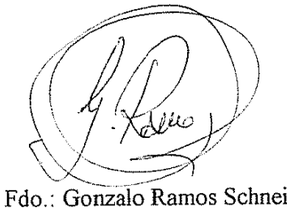
Para la verificación y dimensionamiento de las secciones de hormigón armado se han seguido las especificaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE. Dado que se trata de un estado temporal, se admite la posibilidad considerar como estructural un hormigón de menos de 25 MPa de resistencia característica.

4. CONCLUSIONES.

Las verificaciones que se detallan en este documento se han realizado bajo las hipótesis de Peso Propio, Reacción transmitida por las Pantallas tras la retirada de los puntales provisionales y Sobrecarga de Construcción sobre la Contrabóveda.

La resistencia característica mínima que debe tener el hormigón de la Contrabóveda para resistir con seguridad la acción de la retirada de los puntales provisionales en el Tramo de Pruebas del Falso Túnel de Can Tunis es de 15 MPa. En ese caso la abertura de fisura es de 0,27 mm < 0,30 mm correspondiente a ambiente IIa, pero superior a 0,1 mm de ambiente Qb.

Para finalizar el achique de aguas entre pantallas y permitir la acción del resto de cargas sobre la Contrabóveda no contempladas en esta verificación, se deberá esperar a que la resistencia característica alcance los 25 MPa.



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

Barcelona, a 28 de febrero de 2005

CONTRABÓVEDA:

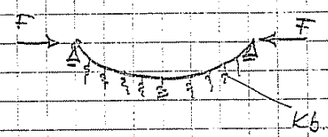
Determinación de la resistencia necesaria para poder retirar puntales provisionales

Verificaciones:

→ Resistencia

→ deformabilidad

En estas condiciones no se fractura el arranque de aguas las contrabóvedas sólo están sometidas a la reacción que le transmiten las pantallas tras la retirada de puntales provisionales



F: Fuerza transmitida por las pantallas

Kb = Rigidez del terreno

Corresponde a la hipótesis de máximo flector positivo con axil concomitante

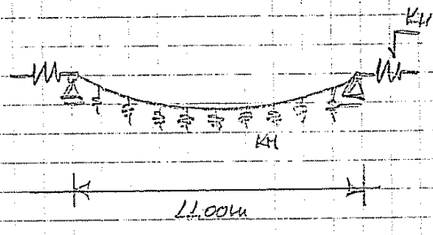
Acciones a considerar en esta comprobación (Ver Nota de Cálculo de la contrabóveda del Túnel-04)

→ Peso propio

→ Máxima reacción en las pantallas (Tramo de prueba)

→ Posible sobrecarga de construcción (10kN/m² sobre contrabóveda)

MODELO DE CÁLCULO:



Tan sólo la influencia en este eje

Kh = 180000 kN/m

(Ver Nota de cálculo de la contrabóveda de julio de 2004)

No hay problemas de inestabilidad por la forma de trabajo!

NOTE BOOK

* Rigidez de los muelles que simulan el contacto con el terreno:

Kn = Kb A Kb: Coeficiente de Balasto

Kb = 2000 Tn/m³ = 20.000 kN/m³

A = 0,25 m²/m (discretización cada 0,25m)

⇒ Kn = Kb · A = 20000 kN/m³ 0,25 m²/m = 5000 kN/m/m

Kn = 5000 kN/m/m

* Máxima reacción transmitida por las pantallas

Fmáx = 135 Tn/m = 1350 kN/m

↑ Tramo de Prueba, máximo de procedimientos constructivos P2 y P3

I) DETERMINACIÓN DEL ESQUEMA ESTÁTICO:

Reacciones contra el terreno bajo las diferentes hipótesis

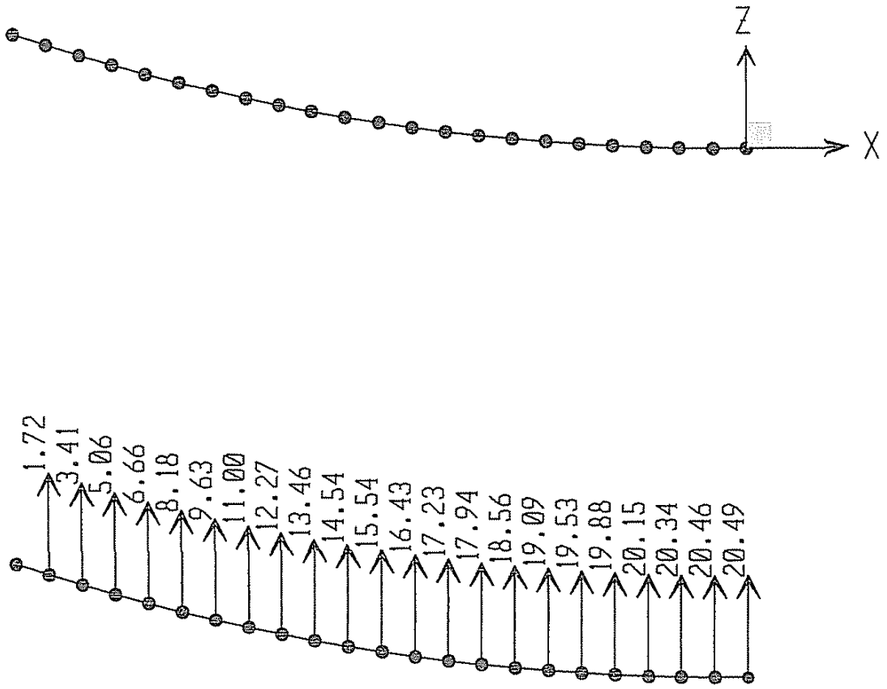
- Peso propio
- Sobrecarga
- Reacción de las pantallas

Archivo SAP | CONTRABOVEDAT.SDB

Para las acciones anteriores y sus diferentes combinaciones el terreno está totalmente comprimido (Ver hojas adjuntas)

NOTE BOOK

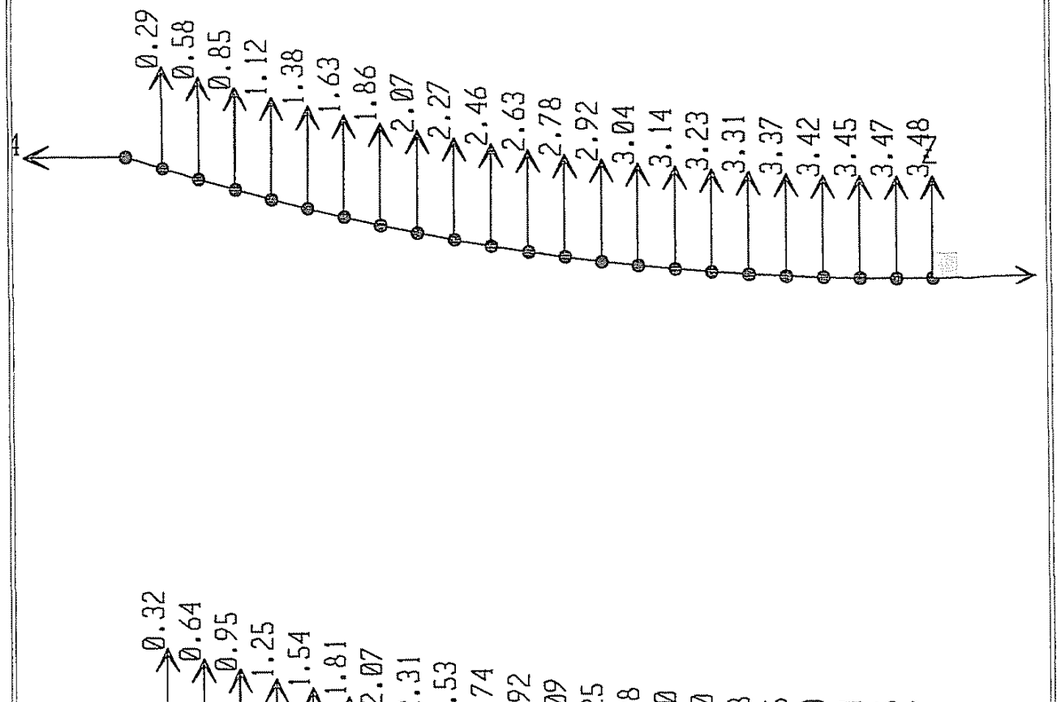
SAP2000 2/24/05 9:42:42

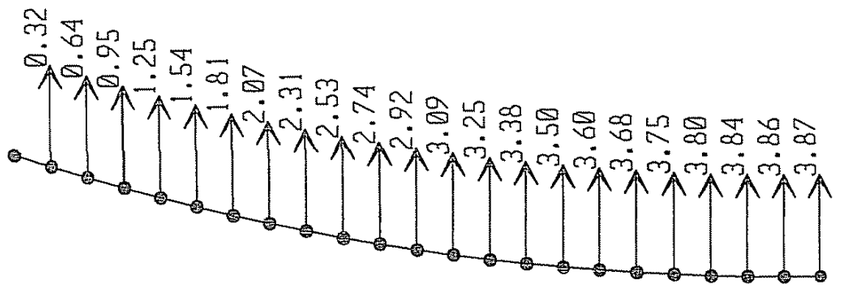


Reacciones contra el terreno bajo la acción de la carga transmitida por las pantallas

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Spring Reactions (REACPANT) - KN, m, C Units

SAP2000 2/24/05 9:44:49



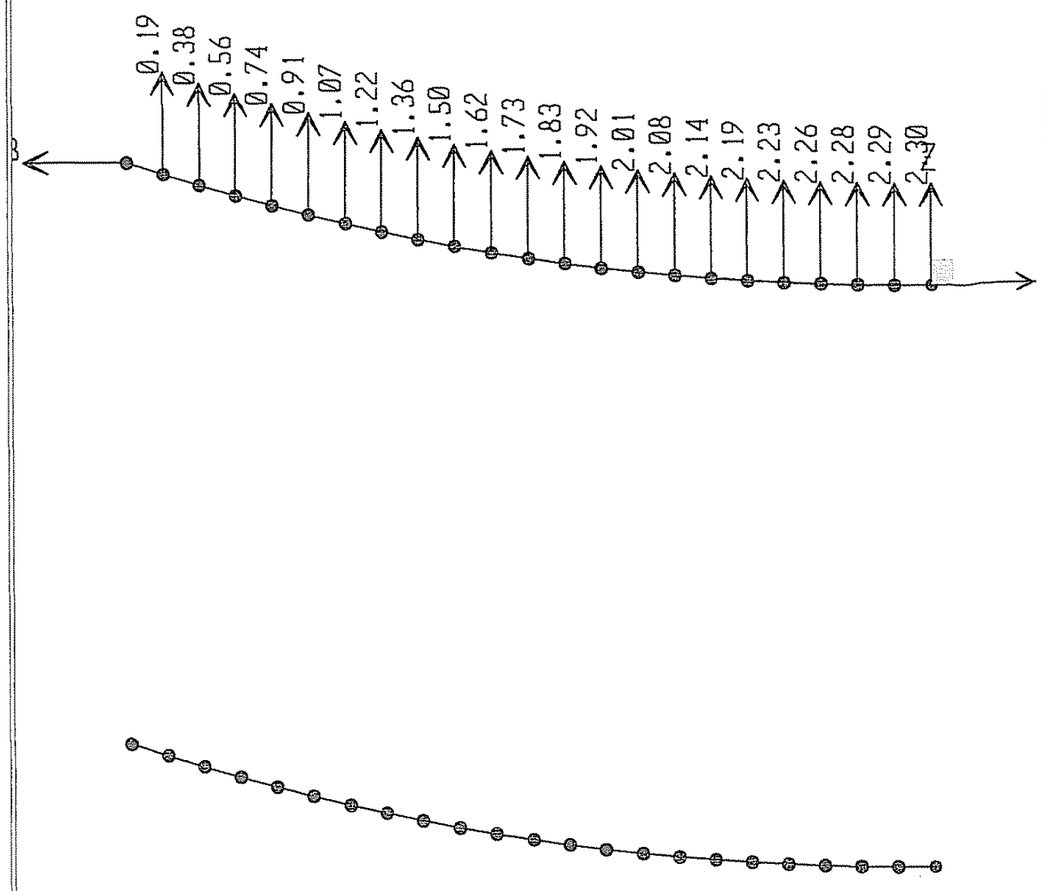


Reacciones sobre el terreno debidas al peso propio

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Spring Reactions (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

2/24/05 9:45:10



Reacciones sobre el terreno debidas a la acción de la sobrecarga sobre la contrabóveda.

SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Spring Reactions (SC) - KN, m, C Units

Can Tunis

24-Feb-05

Influencia del módulo de deformación del hormigón (EHE)

Módulo de deformación longitudinal para "j" días de edad

$E_j = 8500 \sqrt[3]{f_{cmj}}$ $\quad \sigma_c \leq 0{,}45\, f_{cj}$ ← limitación en servicio

$f_{cmj} = f_{cj} + 8\,MPa$

Código Modelo: $f_{cm}(t) = f_{cm,28}\, e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$

$s = 0{,}25$ cementos usuales

$s = 0{,}20$ cementos de endurecimiento rápido

a) análisis con $E_{c,2dias}$: 22975 MPa ← 7 días

b) análisis con $E_{c,28dias}$: 27264 MPa ← 28 días

Se comparan bajo la acción de la reacción transmitida por las pantallas.

Las diferencias en cuanto a esfuerzos son:

→ Los flectores son mayores con Ec,28 que con Ec,7 (lógico, la estructura es más rígida a flexión)

→ Los axiles son prácticamente coincidentes

→ Los cortantes son mayores con Ec,28 que con Ec,7

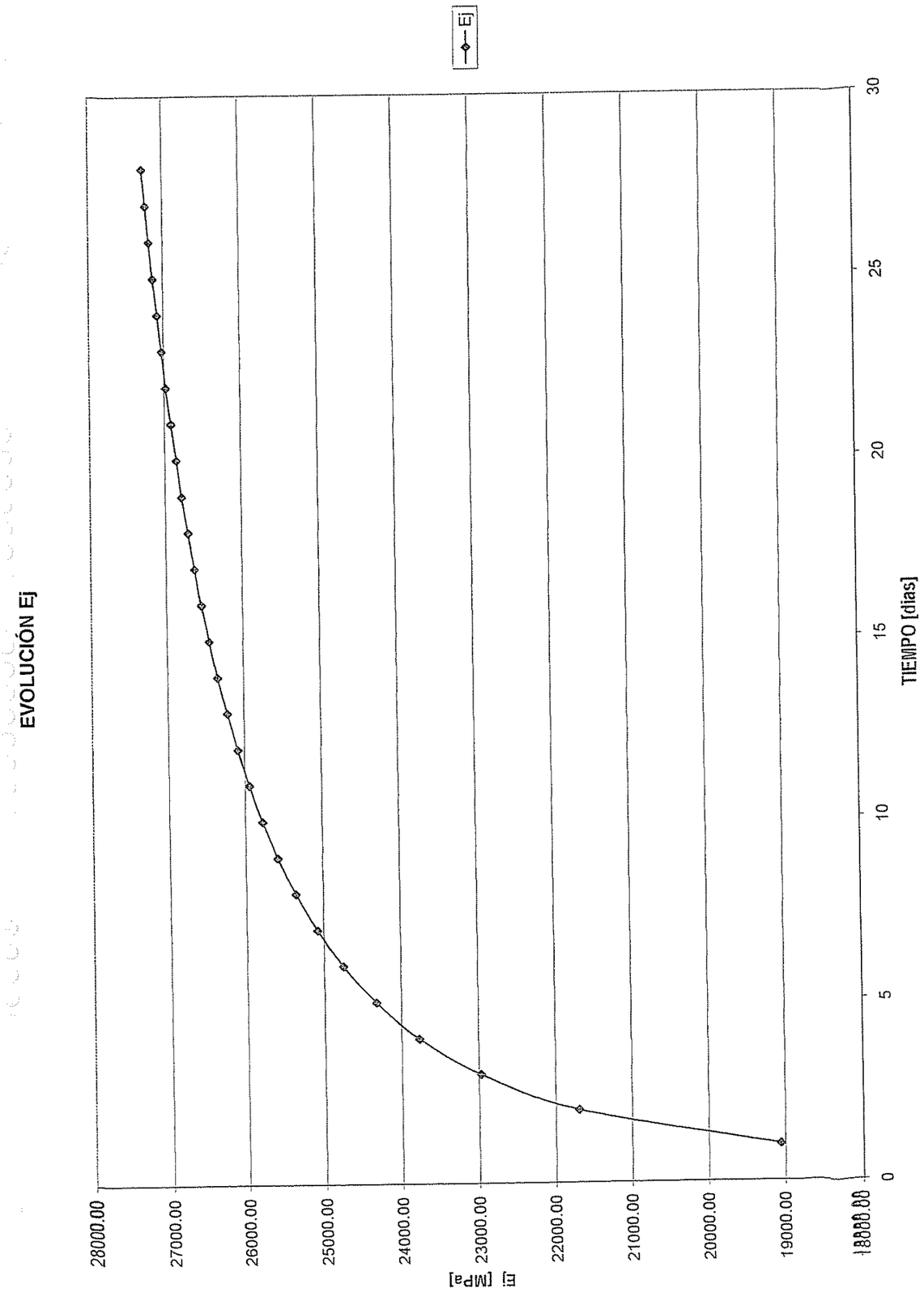
→ Del lado seguro el análisis estructural se hará con Ec,28 y las comprobaciones se harán con Ec,7

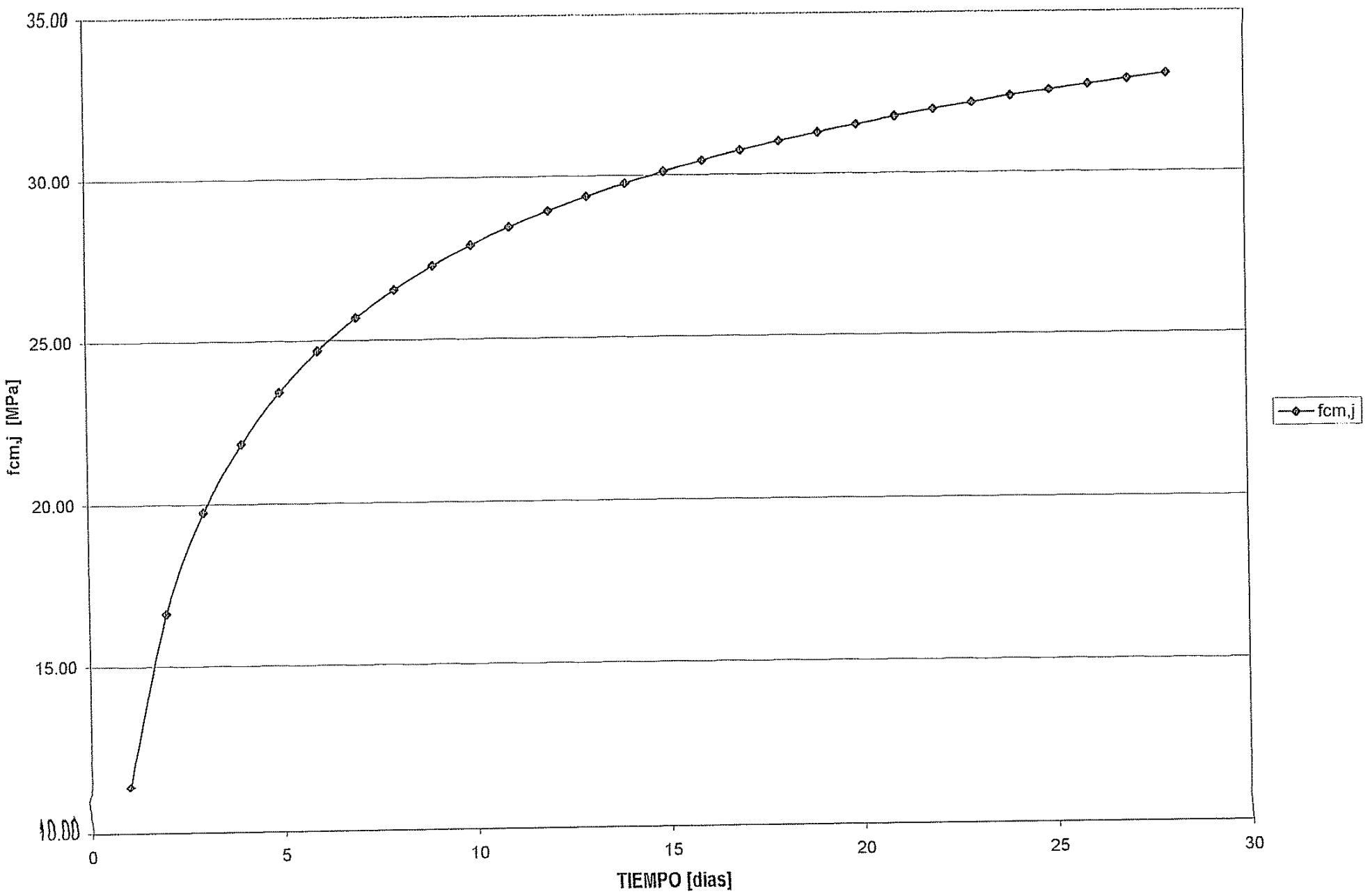
NOTE BOOK

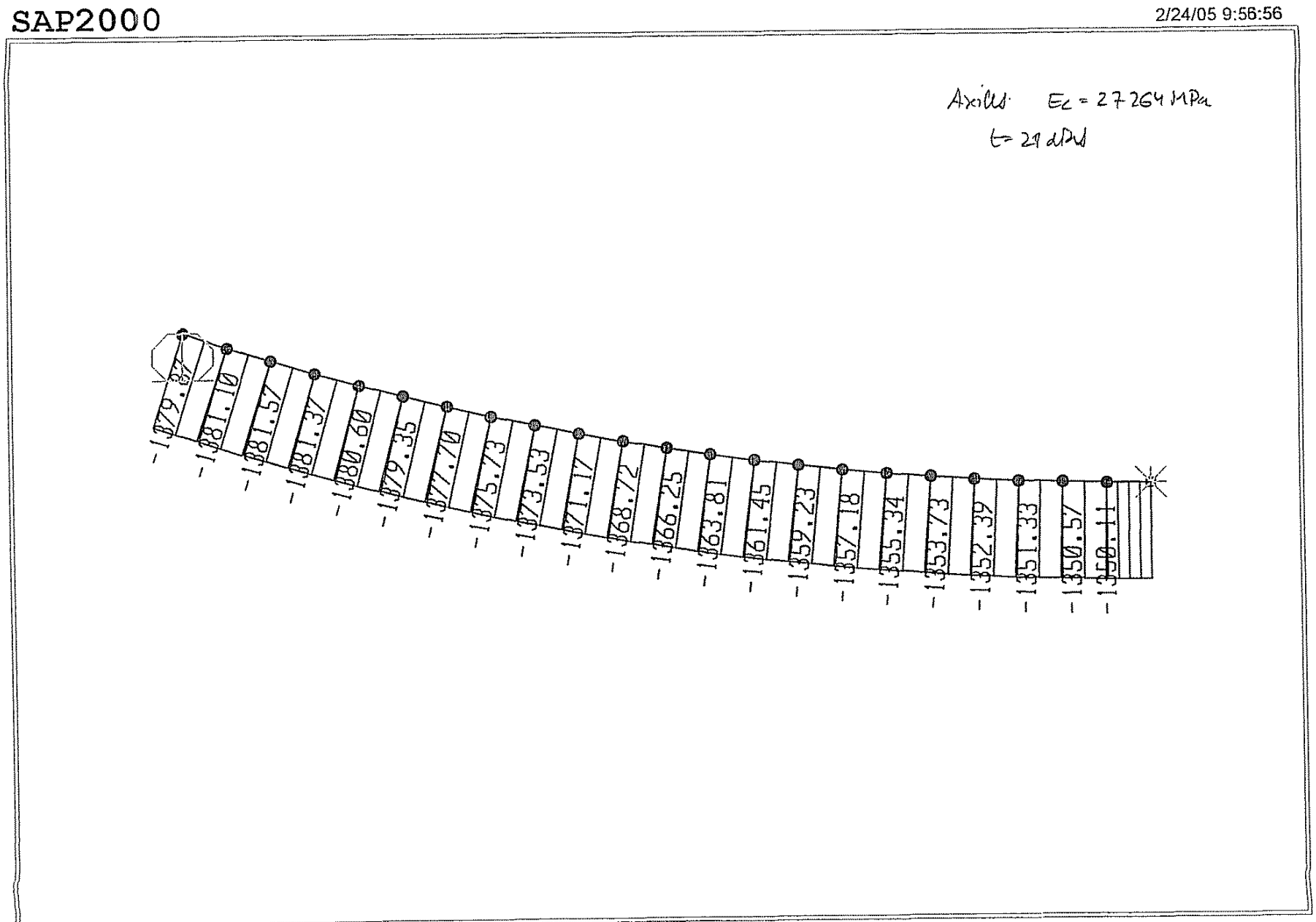
EVOLUCIÓN DE LA RESISTENECIA DEL HORMIGÓN EN PROBETA CILÍNDRICA
Y DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

fck= 25 MPa
fcm= 33 MPa
s= 0.25

t [días] =	fcm,j [MPa]	Ej [MPa]
1	11.29	19066.70
2	16.63	21695.33
3	19.74	22972.88
4	21.87	23769.96
5	23.45	24329.74
6	24.69	24751.38
7	25.70	25084.13
8	26.54	25355.60
9	27.26	25582.69
10	27.89	25776.38
11	28.44	25944.20
12	28.92	26091.46
13	29.36	26222.09
14	29.75	26339.00
15	30.11	26444.47
16	30.44	26540.25
17	30.74	26627.75
18	31.02	26708.11
19	31.28	26782.25
20	31.52	26850.94
21	31.75	26914.82
22	31.96	26974.43
23	32.16	27030.23
24	32.35	27082.61
25	32.52	27131.90
26	32.69	27178.41
27	32.85	27222.38
28	33.00	27264.04



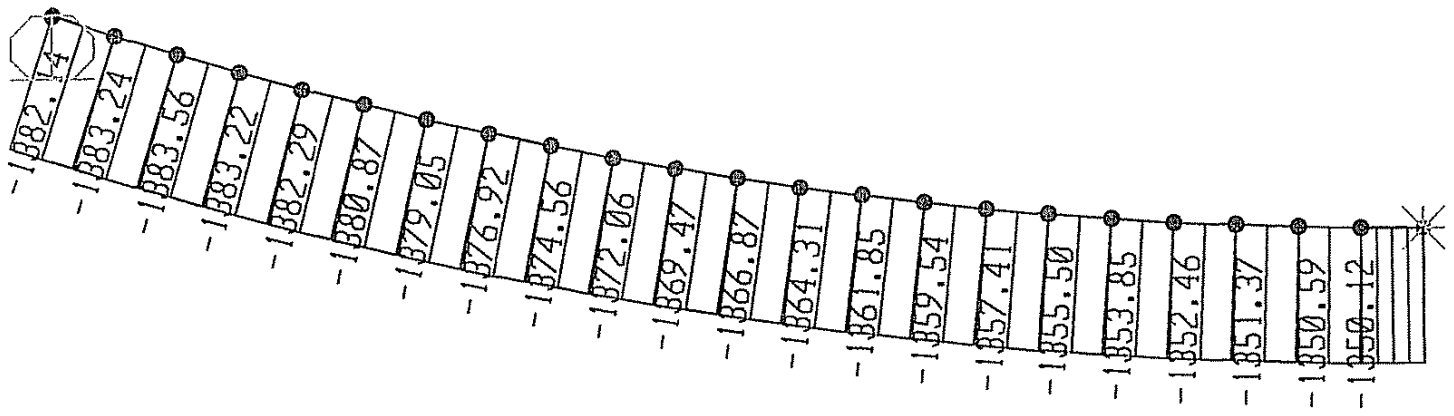

EVOLUCIÓN fcm,j
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
fcm,j [MPa]
0
5
10
15
20
25
30
TIEMPO [dias]
fcm,j


SAP2000
2/24/05 9:56:56
Axils Ec = 27264 MPa
t = 29 días
-1379.82
-1381.10
-1381.57
-1381.37
-1380.60
-1379.35
-1377.70
-1375.73
-1373.53
-1371.17
-1368.72
-1366.25
-1363.81
-1361.45
-1359.23
-1357.18
-1355.34
-1353.73
-1352.39
-1351.33
-1350.57
-1350.11
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Axial Force Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

SAP2000 2/24/05 9:55:28

Axiles: $E_c = 22\,975$ MPa

$t = 3{,}0d12$

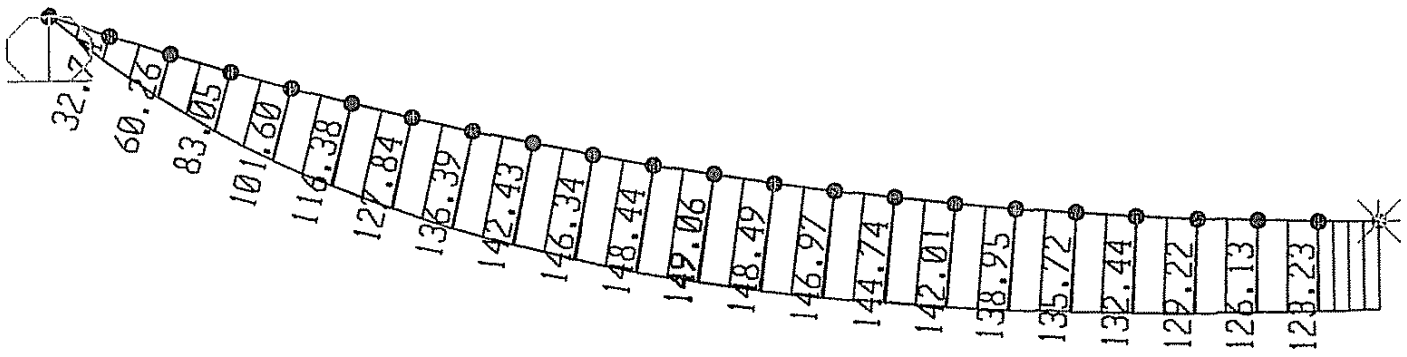


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Axial Force Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

SAP2000 2/24/05 9:51:40

Momentos flectores com $E = 27\,264$ MPa

$t = 28d12$



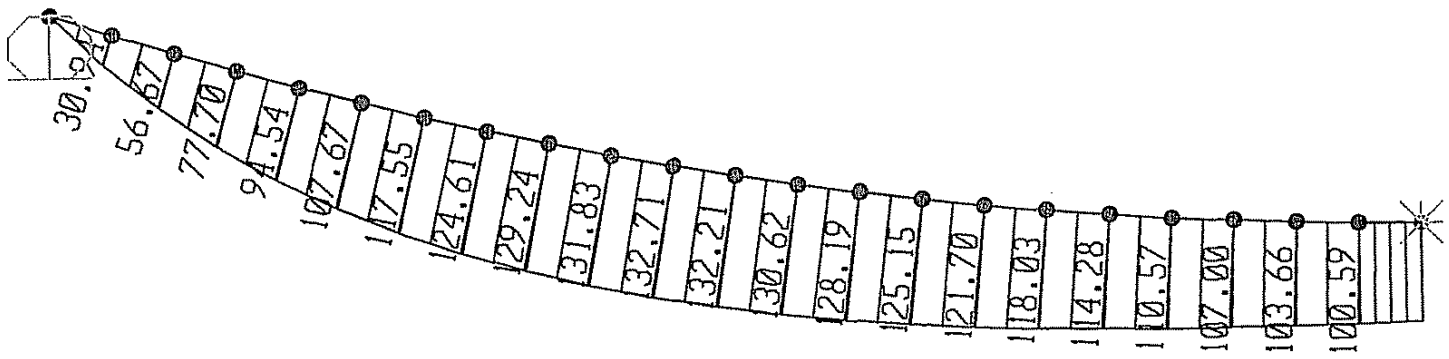
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Moment 3-3 Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

SAP2000

2/24/05 9:54:58

Momentos flectores E_c = 22975 MPa

t = 3 días



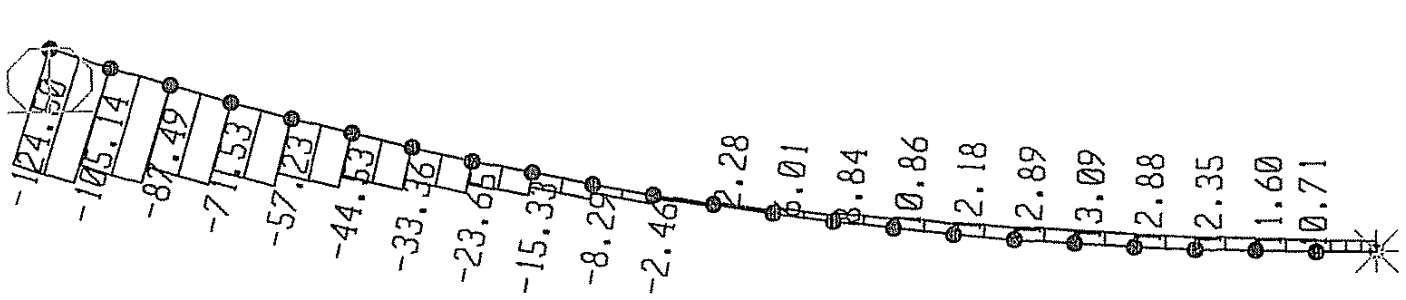
SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Moment 3-3 Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

SAP2000

2/24/05 9:58:41

Esfuerzos cortantes E_c = 27 264

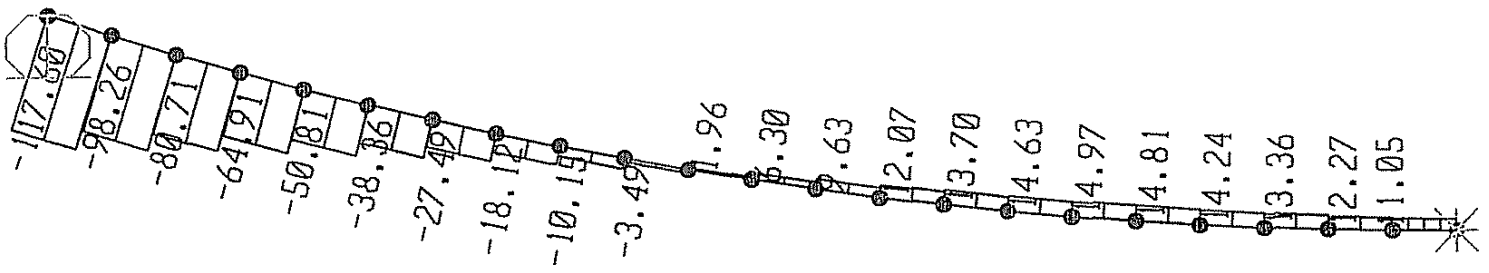
t = 28 días



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Shear Force 2-2 Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

Esfuerzos cortantes Ec = 22975 MPa

t = 3,10 dM



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Shear Force 2-2 Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

COMBO: 1,35 g1 + 1,50 R.pantallas + 1,50 · Sc

CONTRABOVEDA DE CANTO 0,60m

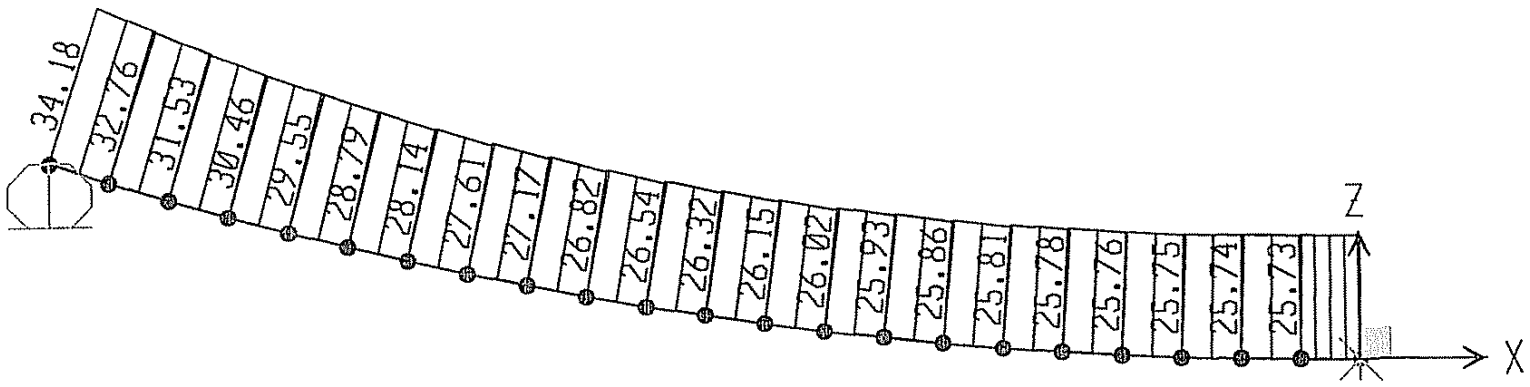
MAXIMO AXIL Y FLECTORES + CORTANTES CONCOMITANTES

AXILES				FLECTORES				CORTANTES			
g1	Reacción Pantallas	sc	COMBO	g1	Reacción Pantallas	sc	COMBO	g1	Reacción Pantallas	sc	COMBO
34.18	-1379.87	22.43	-1990.02	0.00	0	0.00	0.00	-24.03	-124.50	-13.91	-240.06
32.76	-1381.1	21.53	-1995.13	5.83	32.75	3.35	62.02	-20.68	-105.14	-12.04	-203.69
31.53	-1381.57	20.74	-1998.68	10.75	60.28	6.19	114.22	-17.63	-87.49	-10.33	-170.53
30.46	-1381.37	20.06	-2000.84	14.86	83.08	8.57	157.54	-14.85	-71.53	-8.77	-140.50
29.55	-1380.6	19.48	-2001.79	18.22	101.65	10.53	192.87	-12.35	-57.23	-7.37	-113.57
28.79	-1379.35	18.99	-2001.67	20.93	116.44	12.12	221.10	-10.13	-44.53	-6.11	-89.64
28.14	-1377.7	18.57	-2000.71	23.06	127.9	13.38	243.05	-8.16	-33.36	-5	-68.56
27.61	-1375.73	18.23	-1998.98	24.67	136.46	14.35	259.52	-6.45	-23.65	-4.03	-50.23
27.17	-1373.53	17.95	-1996.69	25.84	142.51	15.07	271.25	-4.97	-15.33	-3.48	-34.92
26.82	-1371.17	17.72	-1993.97	26.63	146.41	15.57	278.92	-3.71	-8.29	-2.46	-21.13
26.54	-1368.25	17.53	-1990.25	27.09	148.52	15.88	283.17	-2.65	-2.46	-1.85	-10.04
26.32	-1366.25	17.39	-1987.76	27.40	149.14	16.04	284.76	0	2.28	-1.35	1.40
26.15	-1363.81	17.27	-1984.51	27.29	148.57	16.11	283.86	1.96	6.01	1.12	13.34
26.02	-1361.45	17.19	-1981.26	27.07	147.05	15.99	281.10	2.65	8.84	1.53	19.13
25.93	-1359.23	17.12	-1978.16	26.74	144.82	15.84	277.09	3.19	10.86	1.86	23.39
25.86	-1357.18	17.07	-1975.25	26.31	142.09	15.62	272.08	3.58	12.18	2.1	26.25
25.81	-1355.34	17.04	-1972.61	25.81	139.03	15.36	266.43	3.86	12.89	2.39	28.13
25.78	-1353.73	17.02	-1970.26	25.27	135.8	15.08	260.43	4.02	13.09	2.46	28.75
25.76	-1352.39	17	-1968.31	24.72	132.52	14.77	254.31	4.1	12.88	2.49	28.59
25.75	-1351.33	16.99	-1966.75	24.16	129.29	14.46	248.24	4.11	12.35	2.498	27.82
25.74	-1350.57	16.98	-1965.64	23.61	126.2	14.15	242.40	4.06	11.60	2.46	26.57
25.73	-1350.11	16.98	-1964.96	23.08	123.3	13.85	236.88	3.98	0.71	2.42	10.07
25.73	-1350.1	16.98	-1964.94	23.08	123.3	13.85	236.88	3.87	0.71	2.42	9.92
			-2001.79				284.76				-240.06

SAP2000

2/24/05 10:48:48

Axiles bajo la acción del peso propio.

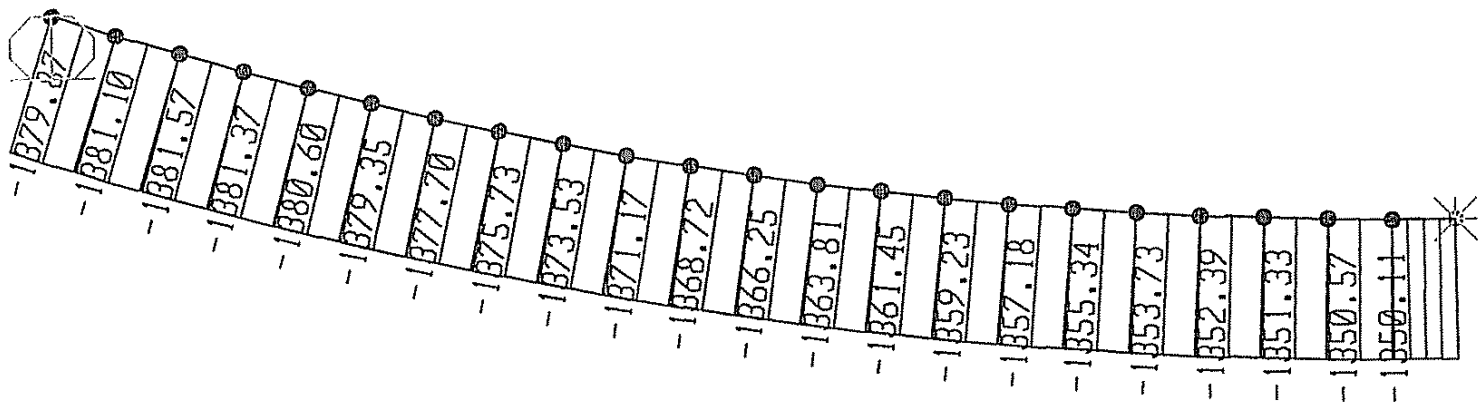


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Axial Force Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000

2/24/05 10:13:59

Axiles bajo la reacción transmitida por las pantallas

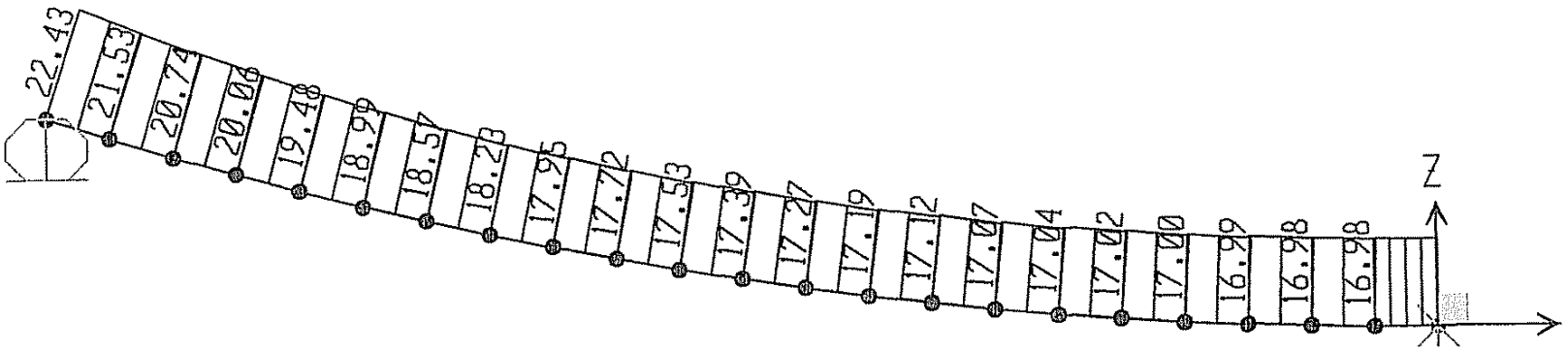


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Axial Force Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

SAP2000

2/24/05 10:14:44

axiles bajo la acción de la s/c. de construcción sobre la contrabóveda

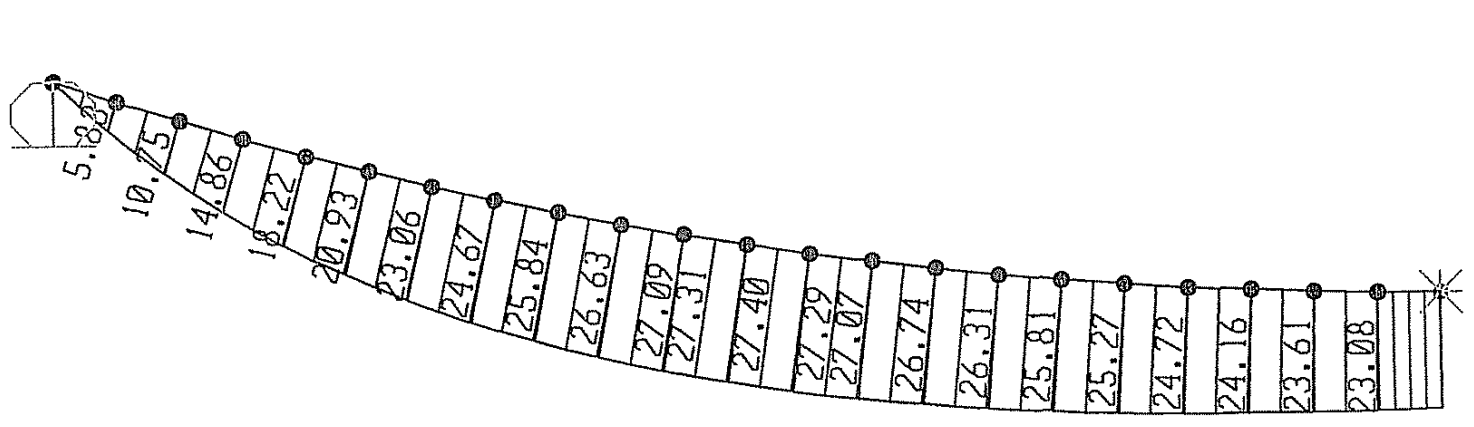


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Axial Force Diagram (SC) - KN, m, C Units

SAP2000

2/24/05 10:10:39

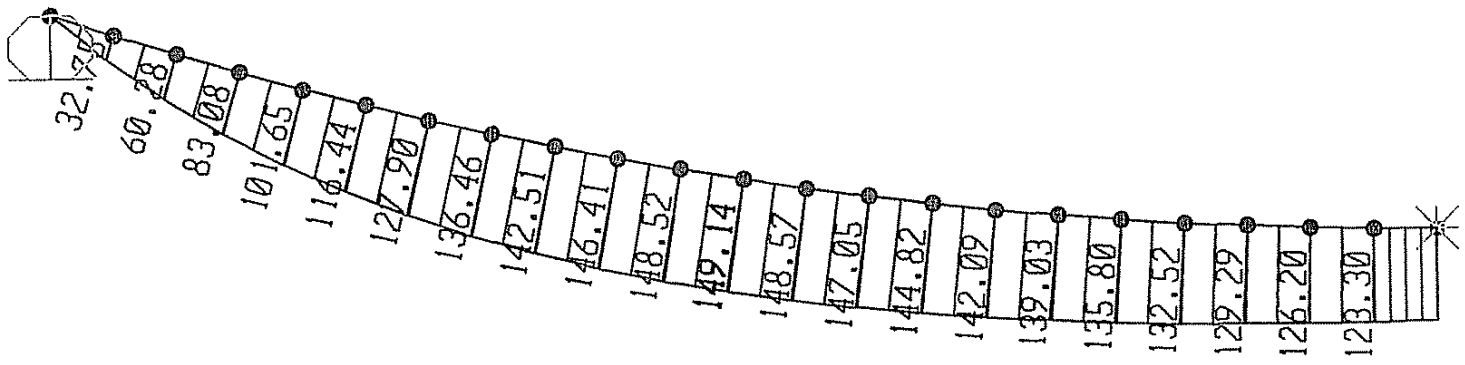
Momentos flectores bajo la acción del peso propio.



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Moment 3-3 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

SAP2000 2/24/05 10:12:01

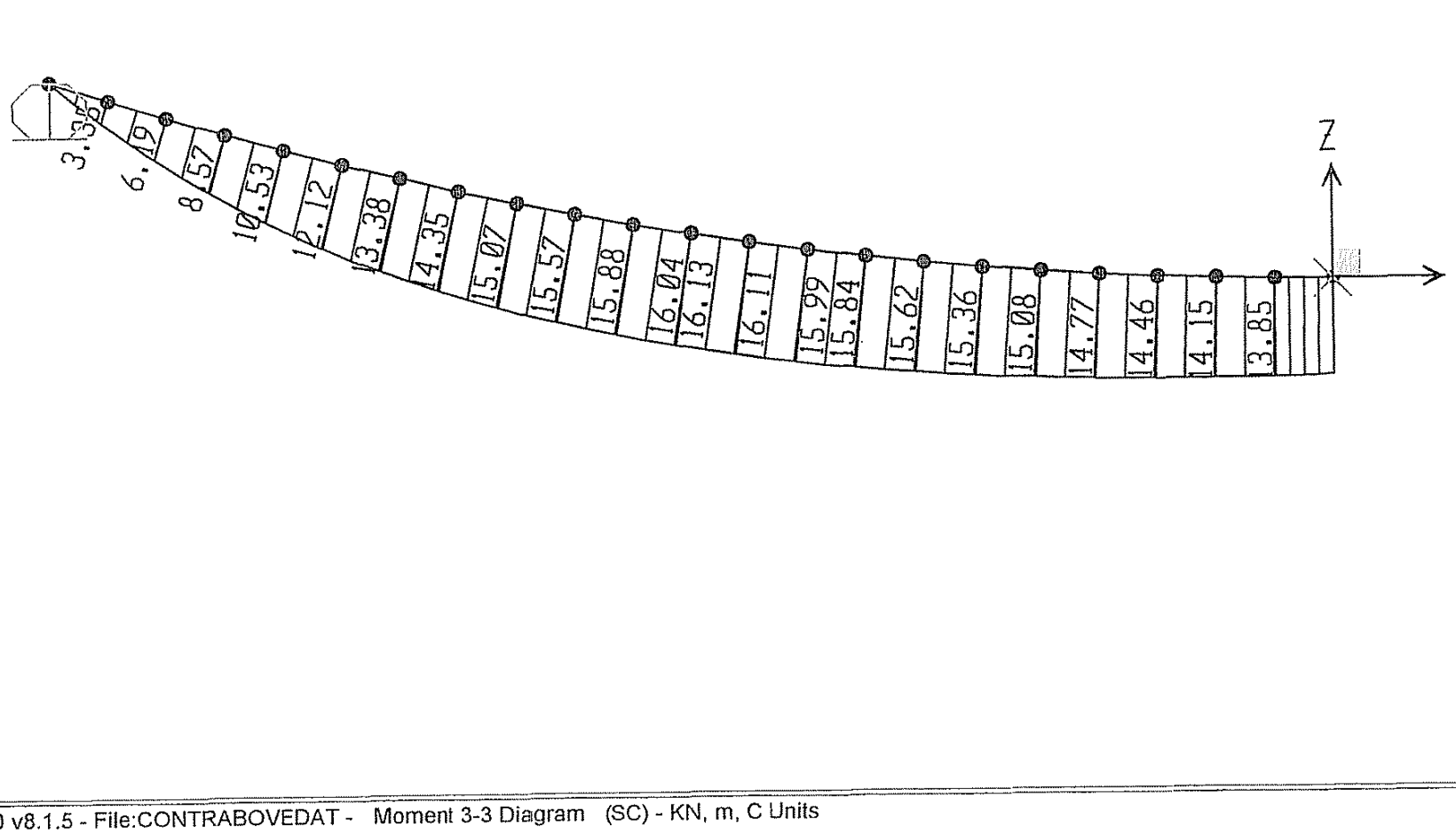
Momentos flectores bajo la reacción transmitida por las pantallas.



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Moment 3-3 Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units

SAP2000 2/24/05 10:12:17

Momentos flectores bajo la acción de la sobrecarga de construcción sobre la contrabóveda.

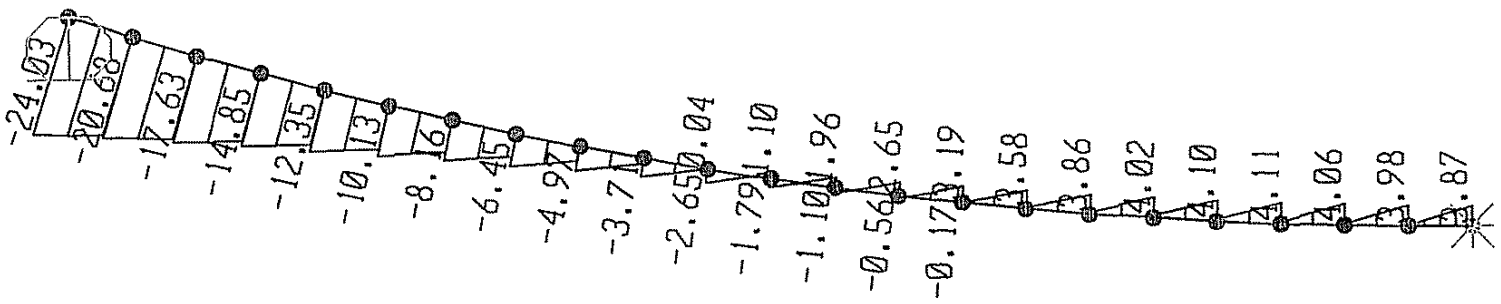


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Moment 3-3 Diagram (SC) - KN, m, C Units

SAP2000

2/24/05 10:19:39

Esfuerzos cortantes bajo la acción del peso propio

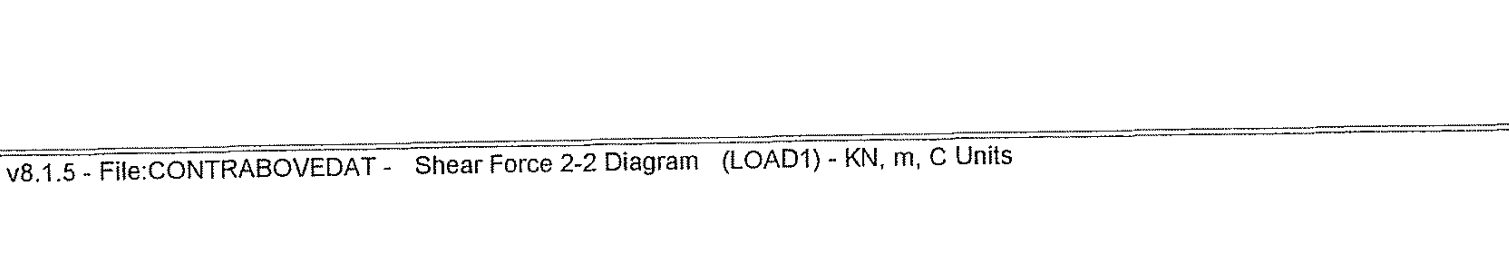


SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Shear Force 2-2 Diagram (LOAD1) - KN, m, C Units

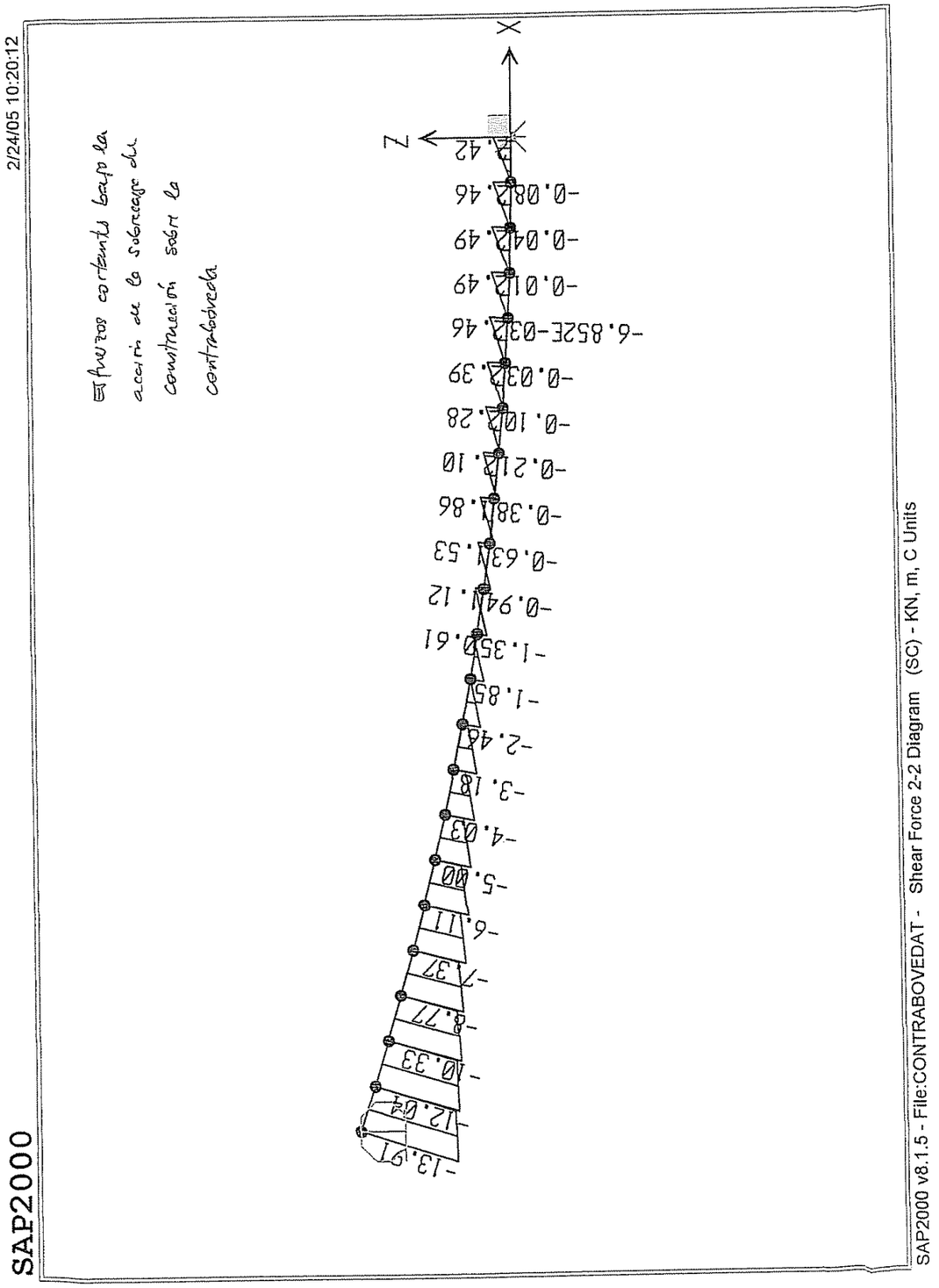
SAP2000

2/24/05 10:19:48

Esfuerzos cortantes bajo la acción de la reacción de las puntallas sobre la contrabóveda



SAP2000 v8.1.5 - File:CONTRABOVEDAT - Shear Force 2-2 Diagram (REACPANT) - KN, m, C Units



Can Tunis

ZU-FC6-05

COMBINACIÓN PESIMA:

COMB: 1,35 gi + 1,50 P pantallas + 1,50 SC ← A flexión y cortante

a) Flexión:

Md = 285 KN.m/m

Nd = 1990 KN/m

Cálculo central en la sección:

como $e > a/6 \rightarrow$ hay tracciones en la sección

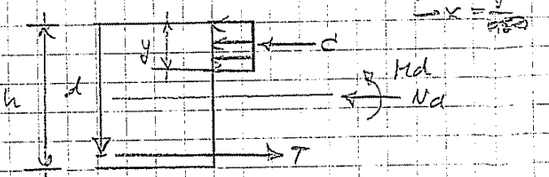
El acero en tracción no está plastificado ($x > 0,625d$)

Falla por el hormigón en compresión ($-\varepsilon_c = 0,0035$)

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x}\,3,5\cdot10^{-3} \rightarrow \sigma_s = E_s\cdot\varepsilon_s = 700\,\frac{d-x}{x} \qquad \sigma_s = 700\,\frac{d-x}{x}$$

$y = 0,8x \rightarrow x = \frac{y}{0,80}$

Equilibrio de la sección:



$\Sigma F_0 = 0 \qquad C = 0,85\,f_{cd}\cdot b\cdot y = \mu_0\,\frac{y}{d} \qquad (\mu_0 = 0,85\,f_{cd}\cdot b\cdot d)$

$T = A_s\cdot\sigma_s$

Equilibrio

$C = T = Nd$

$\mu_0\,\frac{y}{d} = A_s\,\sigma_s = Nd \rightarrow$ Sólo si $\varepsilon_s < \varepsilon_y$

Sustituyendo valores: $\mu_0\,\frac{y}{d} = A_s\,700\,\frac{d-0,80-y}{y} = Nd$

$$\frac{\mu_0}{d}\,y^2 + 700\,A_s\,y - 560\,A_s\,d = Nd\,y$$

NOTE BOOK

$$\frac{u_0}{d}y^2 + \overbrace{(700\,A_s - Nd)}^{T'}y - 560\,A_s\,d = 0 \rightarrow \frac{u_0}{d}y^2 + T'y - 560\,f_{yd}\,A_s\,d = 0$$

$$y = \frac{-T' \pm \sqrt{T'^2 + 4\frac{u_0}{d}\,560\,A_s\,d}}{\frac{2u_0}{d}} = \frac{-T' \pm \sqrt{T'^2 + 4\,u_0\,560\,A_s}}{\frac{2u_0}{d}}$$

Momento último:

$$M_u = T\left(d - \frac{h}{2}\right) + C\left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2}\right)$$

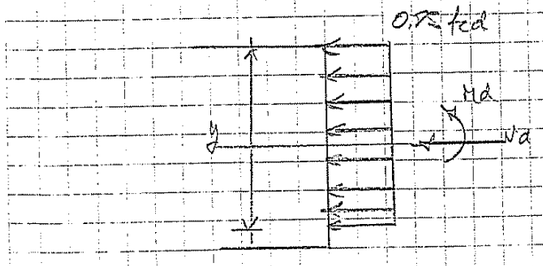
Sustituyendo valores:

$$M_u = T\left(d - \frac{h}{2}\right) + 0.85\,f_{cd}\,b\,y\left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2}\right)$$

$$M_u = T\left(d - \frac{h}{2}\right) + u_0\,\frac{y}{d}\left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2}\right)$$

Si está totalmente comprimida: $(d' \le x \le h)$

Equilibrio de la sección:



$$\Sigma F = 0 \rightarrow 0.85\,f_{cd}\,b\,y = Nd$$

$$y = \frac{Nd}{0.85\,f_{cd}\,b}$$

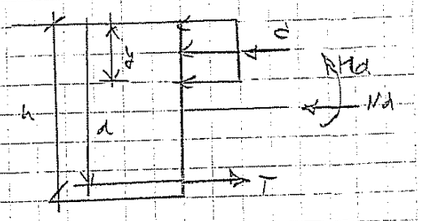
$$\Sigma M = 0 \rightarrow 0.85\,f_{cd}\,b\,y\left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2}\right) = M_u$$

$$M_u = u_0\,\frac{y}{d}\left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2}\right)$$

Si se alcanza el límite elástico en la armadura traccionada

$$T = A_s\,f_{yd}$$

Equilibrio de la sección:



$$\Sigma F = 0 \rightarrow C - T = Nd$$

$$0.85\,f_{cd}\,b\,y - A_s\,f_{yd} = Nd$$

$$u_0\,\frac{y}{d} - A_s\,f_{yd} = Nd$$

despejando $y = \frac{d}{u_0}\left(Nd + A_s\,f_{yd}\right)$

MOMENTOS ÚLTIMOS EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

h=	0.6 m			Nd=	1990 kN
b=	1 m				
d=	0.54 m				
As=	10.055 cm2	T'=	-1.28615		
fyk=	500 MPa	y límite =	0.27 m		

fck	Uo [MPa]	y [m] =	x [m] =	x [%d] =	σ s [MPa] =	T [MN] =	Mu [kN·m/m]
10	3.060	0.371	0.464	0.860	114.148	0.115	240.570746
12.5	3.825	0.317	0.396	0.734	253.966	0.255	317.78866
15	4.590	0.279	0.349	0.647	382.469	0.385	380.782009
17.5	5.355	0.245	0.306	0.567	434.783	0.437	431.223153
20	6.120	0.230	0.288	0.533	434.783	0.437	482.40776
22.5	6.885	0.190	0.238	0.441	434.783	0.437	497.230695
25	7.650	0.171	0.214	0.397	434.783	0.437	520.333336

MOMENTOS ÚLTIMOS EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

h=	0.6 m			Nd=	0 kN
b=	1 m				
d=	0.54 m				
As=	10.055 cm2	T'=	0.70385		
fyk=	500 MPa	y límite =	0.27 m		

fck	Uo [MPa]	y [m] =	x [m] =	x [%d] =	σ s [MPa] =	T [MN] =	Mu [kN·m/m]
10	3.060	0.077	0.096	0.179	434.783	0.437	114.393475
12.5	3.825	0.163	0.204	0.378	434.783	0.437	252.747254
15	4.590	0.152	0.190	0.352	434.783	0.437	289.778127 ← Acero plastificado
17.5	5.355	0.044	0.055	0.102	434.783	0.437	121.620741
20	6.120	0.136	0.170	0.314	434.783	0.437	357.063808
22.5	6.885	0.129	0.162	0.299	434.783	0.437	388.03973
25	7.650	0.031	0.039	0.071	434.783	0.437	124.511648

Cap. Tunis

27-Feb-05

(5) Determinte (Toneladas del concreto a el concreto útil)

Vol = 703,69 Ton/m

Wc = 1990 Kg/m

Conociendo el área del axil y de la armadura.

$\rightarrow A_s = \frac{A_s}{b \cdot d} = 2402$

$\rightarrow$ Van = [0,10 ξ (100 ρe · fck)$^{1/3}$ − 0,15 σ'cd] bo d ρ = el bary armadura

Tomamos β = Be − β = 4,0

Armadura Transversal Mínima

Asw = 2 ganchos ϕ 8 a $\left(0,20 \cdot \frac{d}{2} = 0,27\right)$ − Asw = 7,17 cm²/m

$V_{su} = z \cdot \frac{Asw}{s} \cdot f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \leq A_{w1} \cdot f_{yd} = 2 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$

NOTE BOOK

CORTANTES ÚLTIMOS

h=	0.6 m	A=	0.6 m2	Nd=	1990 kN
b=	1 m				
d=	0.54 m	ξ =	1.60858062		
As=	10.055 cm2	ρ l=	0.00186204		
fyt,k	400 MPa				

fck	Vcu [kN] =
10	396.887175
12.5	406.789309
15	415.444921
17.5	423.184918
20	430.218716
22.5	436.688237
25	442.694624

CORTANTES ÚLTIMOS

h=	0.6 m	A=	0.6 m2	Nd=	0 kN
b=	1 m				
d=	0.54 m	ξ =	1.60858062		
As=	10.055 cm2	ρ l=	0.00186204		
Aα=	7.17 cm2/m				
fyt,k	400 MPa				

fck	Vcu [kN] =	Vsu [kN] =	V total [kN] =
10	128.24	139.38	267.62
12.5	138.14	139.38	277.52
15	146.79	139.38	286.18
17.5	154.53	139.38	293.92
20	161.57	139.38	300.95
22.5	168.04	139.38	307.42
25	174.04	139.38	313.43

ESTADO LIMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
MURO DE SALTO 706+640 MITAD SUPERIOR

INERCIA FISURADA:

Datos de los materiales:

fck=	15	MPa
n=	8,274	
fct,m=	1,825	MPa
Es=	2,00E+05	MPa

Datos de la sección:

Ancho=	1	m		
Canto=	0,6	m		
As1=	10,053	cm2/m	ro1=	0,00106947
As2=	10,053	cm2/m	ro2=	0,00106947
d=	0,94	m		
d'=	0,06	m		
c=	0,03	m		
s=	0,2	m		
fi=	16	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0,121	m
X=	0,113	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0,006192948	m4
Iint=	0,018	m4

porcentaje= 34,41 %

ESFUERZOS:

mk= 192,58 kN·m

Sigma s=	212,670	MPa
m fis=	109,480	kN·m
Sigma sr=	120,900	MPa
k1=	0,125	
k2=	1	
As=	10,053	cm2
Ac, ef=	0,15	m2

Epsilon sm= 0,000719695

sm=	219,37	mm
wk=	0,27	mm

ABERTURA DE FISURA
08/03/2005

ESTADO LIMITE DE FISURACIÓN EN LAS SECCIONES DE CUBIERTA
MURO DE SALTO 706+640 MITAD SUPERIOR

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=	0,6	m		
As1=	10,053	cm2/m	ro1=	0,00106947
As2=	10,053	cm2/m	ro2=	0,00106947
d=	0,94	m		
d'=	0,06	m		
c=	0,03	m		
s=	0,2	m		
fi=	16	mm		

Profunddidad fibra neutra:

X/d=	0,114	m
X=	0,108	m

Inercia Fisurada:

Ifis=	0,005541714	m4
Iint=	0,018	m4
porcentaje=	30,79	%

ESFUERZOS:

mk=	192,58	kN·m
Sigma s=	212,200	MPa
m fis=	153,898	kN·m
Sigma sr=	169,577	MPa
k1=	0,125	
k2=	1	
As=	10,053	cm2
Ac, ef=	0,15	m2

Epsilon sm= 0,000424399

sm=	219,37	mm
wk=	0,16	mm

ABERTURA DE FISURA
08/03/2005

Cálculos Tramo Cruce Colector Depurbaix

PK. 707 + 990.71 a 707 + 031.74

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LA CUBIERTA Y VERIFICACIÓN DE LAS PANTALLAS DEL TRAMO DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX.
PK: 706+990 a 707+030
PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS P2 y P3

Bridge
Technologies

REF: BT0307

Barcelona 12 de febrero de 2004

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata del cruce del túnel ferroviario de Can Tunis con un colector de aguas pluviales, en el PK 707+020 de la traza, aproximadamente. No se introducen cambios en la geometría de la estructura respecto de la sección definida para el tramo de pruebas y únicamente se introducen unos cambios en el procedimiento constructivo para agilizar el cruce con el colector, y minimizar el tiempo que éste permanece abierto, disminuyendo así el riesgo de inundación.

El cambio en el procedimiento constructivo es mínimo en cuanto a su influencia en el dimensionamiento de las pantallas. Consiste en evitar la excavación en voladizo de las pantallas y, de este modo, ejecutar la losa de cubierta sobre un terreno tratado con un encofrado apoyado directamente sobre él. Posteriormente toda la excavación se realiza en mina, siguiendo las mismas pautas que se definían en los procedimientos constructivos P2 y P3 del tramo de prueba y recuperándose el encofrado. Este cambio conlleva el resituar la viga de atado a la cota de la losa de cubierta.

El colector de Depurbaix se demolerá parcialmente en la zona afectada procediéndose, tras el cierre de la cubierta, a su reposición. Los trabajos a realizar para reponer el colector son objeto de un informe independiente.

En el tramo inmediato a éste, la traza del Túnel debe cruzar la carretera de la Feixa Llarga. Este cruce se realiza por tramos con desvíos del tráfico, de manera que no se llega a cortar nunca la carretera, En dicho cruce y con la finalidad de agilizar la ejecución y adaptarse a la escasez de terreno disponible para las sucesivas maniobras de desvío del tráfico y los diferentes servicios afectados, se plantea una losa de cubierta a una cota 3.0 m superior a la cubierta del cruce con el colector del Depurbaix. Es necesario, por tanto, salvar el desnivel entre ambas cotas de cubierta mediante un muro

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

frontal que cierre el hueco que se genera. Este muro se ejecuta a la vez que la cubierta sobre la que descansará el colector del Depurbaix y después de ejecutadas las pantallas que cruzan bajo la Feixa Llarga. Este muro está empotrado en la cubierta y simplemente apoyado en las pantallas de Feixa Llarga. Para que la junta sea estanca deberá disponerse, entre muro y pantallas de la Feixa Llarga, una junta hidroexpansiva.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Los trabajos realizados han consistido en:

En primer lugar, la verificación del dimensionamiento de las pantallas frente a las pequeñas modificaciones en los procedimientos constructivos a emplear (P2 y P3). Se elimina la fase de voladizo inicial y se cuenta con la cubierta ejecutada en todas las fases de excavación interior del Túnel.

En segundo lugar se ha dimensionado una cubierta que, por estar ejecutada sobre el terreno, no requiere de una sección transversal evolutiva (no se emplean prelosas).

Dimensionamiento del muro entre las cubiertas de la zona de Feixa Llarga y zona Depurbaix.

3. CRITERIOS DE CÁLCULO.

3.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de la estructura han sido:

- El peso propio.
- Las cargas permanentes.
- La acción de las tierras: Pesos y empujes.
- La acción del agua: Pesos de agua, subpresiones y empujes.
- La acción del colector de Depurbaix
- Posible sobrecarga en el terraplén adyacente a la estructura.

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:

i. 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

ii. 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

iii. 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

3.2 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.

3.3 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 las mismas leyes de presión de agua 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.

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

3.4 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón en losas de cimentación y en alzados: HA-25, (para diferentes ambientes)
- Hormigón de limpieza y nivelación: HM-15
- Aceros de armar: B500S

Coeficientes de seguridad (ELU), situaciones permanentes:

- Peso propio y Cargas Permanentes: γ =1.35 o γ = 1.00
- Cargas Permanentes de valor no constante (Tierras): γ =1.50 ó γ =1.00
- Tren de Cargas: γ =1.50
- Acción del agua del NF: γ =1.50
- Coeficiente de combinación ψ = 0.60

Niveles de control:

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

3.5 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

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.

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 de cada uno de los procedimientos constructivos planteados.

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Los procedimientos constructivos para los que se ha dimensionado las pantallas corresponden con los procedimientos P2 y P3 desarrollados para el tramo de pruebas modificados en el aspecto, antes señalado, de construcción de cubierta directamente sobre el terreno eliminándose, por tanto, la fase de excavación con pantallas en voladizo. Se ha verificado que los esfuerzos obtenidos con esta modificación son inferiores a los que aparecen para dichos procedimientos en el tramo de prueba. Por tanto, la armadura a disponer es la correspondiente a los procedimientos P2 y P3 desarrollados para el tramo de prueba.

Sí se ha modificado la viga de atado, al situarse a la cota de la cubierta, y la propia cubierta al no presentar evolución de su sección transversal.

5. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Para el análisis de la losa de cubierta se ha utilizado el SAP2000. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, 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 10 de febrero de 2004

Cas Tunnel 26-Enero-2004

CRUCE COLECTOR VAL DEL DOLF (COEDURRAIX, CUASA)

Corresponde a los PK's 709 al 725.

Cota del terreno natural a z=+6.00 (por encima del colector)

Cota de la cara superior del colector en el cruce con la traza z=+5.65m

→ DIMENSIONAMIENTO DE LA CUBIERTA

— La cubierta va hacer independiente (no la) usando el terreno como encofrado

→ VERIFICACIÓN DE LAS PANTALLAS

En esta parte calcularemos mediante hojas de cálculo el valor inicial, Tabla de excavación estimada y las dimensiones finales ejecutadas de cubierta.

Cas Tunnel 22 Enero 2004

CUBIERTA

Se diferencian 3 zonas — Zona del colector

— Zona del talud de tierras

— Zona de la rasante

Para tener en cuenta el efecto de borde del muro que permite el salto de cota de la cubierta se analiza con un empotrado plano.

MATERIALES

Hormigón H-25

f_{ck} = 25MPa

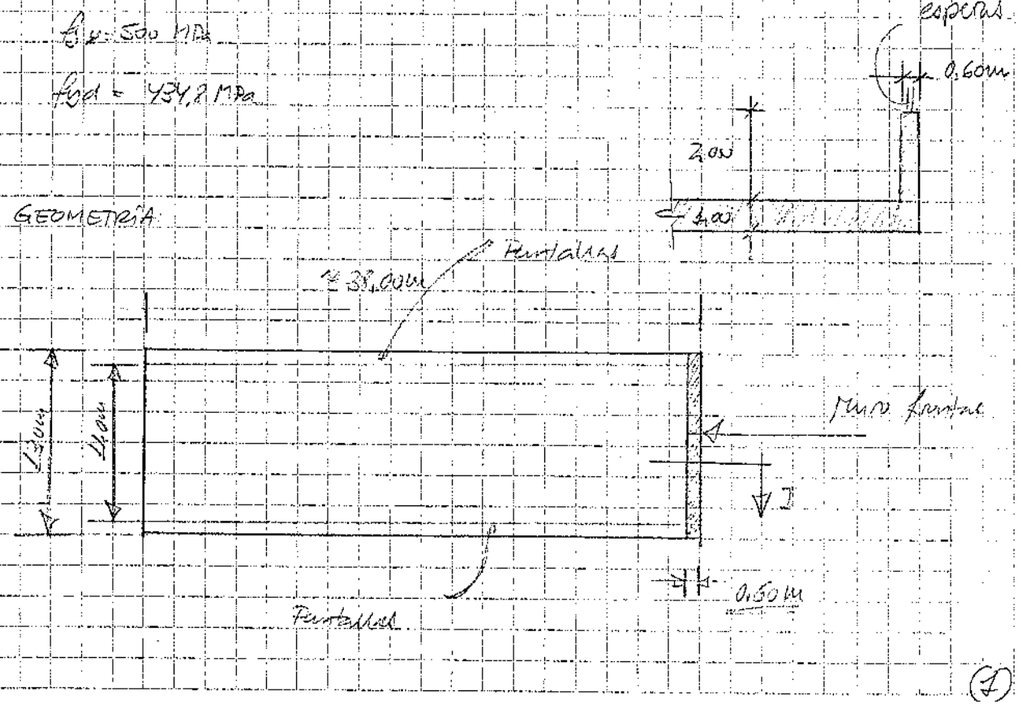
$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 8500 \cdot \sqrt[3]{25+8} = 27264,04$ MPa

Acero B500c

f_y = 500 MPa

f_{yd} = 434,8 MPa

GEOMETRÍA



Cam Tunis 28-Enero-2004

DISCRETIZACIÓN:

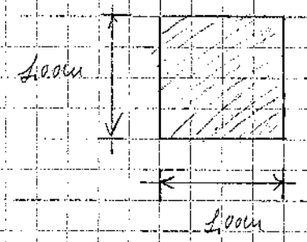
luz de calculo de la losa: $l = 12.00 m$

longitud segun el eje del tubo final $l = 32.00 m$ aprox

El un poco indistinto a la longitud segun el eje, a partir de una determinada distancia ya no se notará la influencia del muro lateral

Discretización cada 1.00m → PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS BARRAS

BARRAS DE LA LOSA DE CUBIERTA:



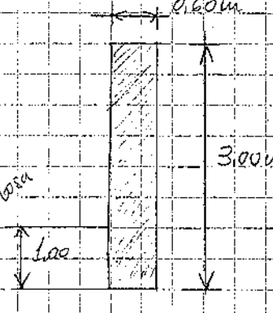
$A = 1.00 m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 1.00 \cdot 1.00^3 = 0.0833 m^4$

$I_{22} = I_{33} = 0.0833 m^4$

$J = \frac{1}{2} I_{33} = \frac{1}{2} 0.0833 = 0.04167 m^4$

MURO LATERAL



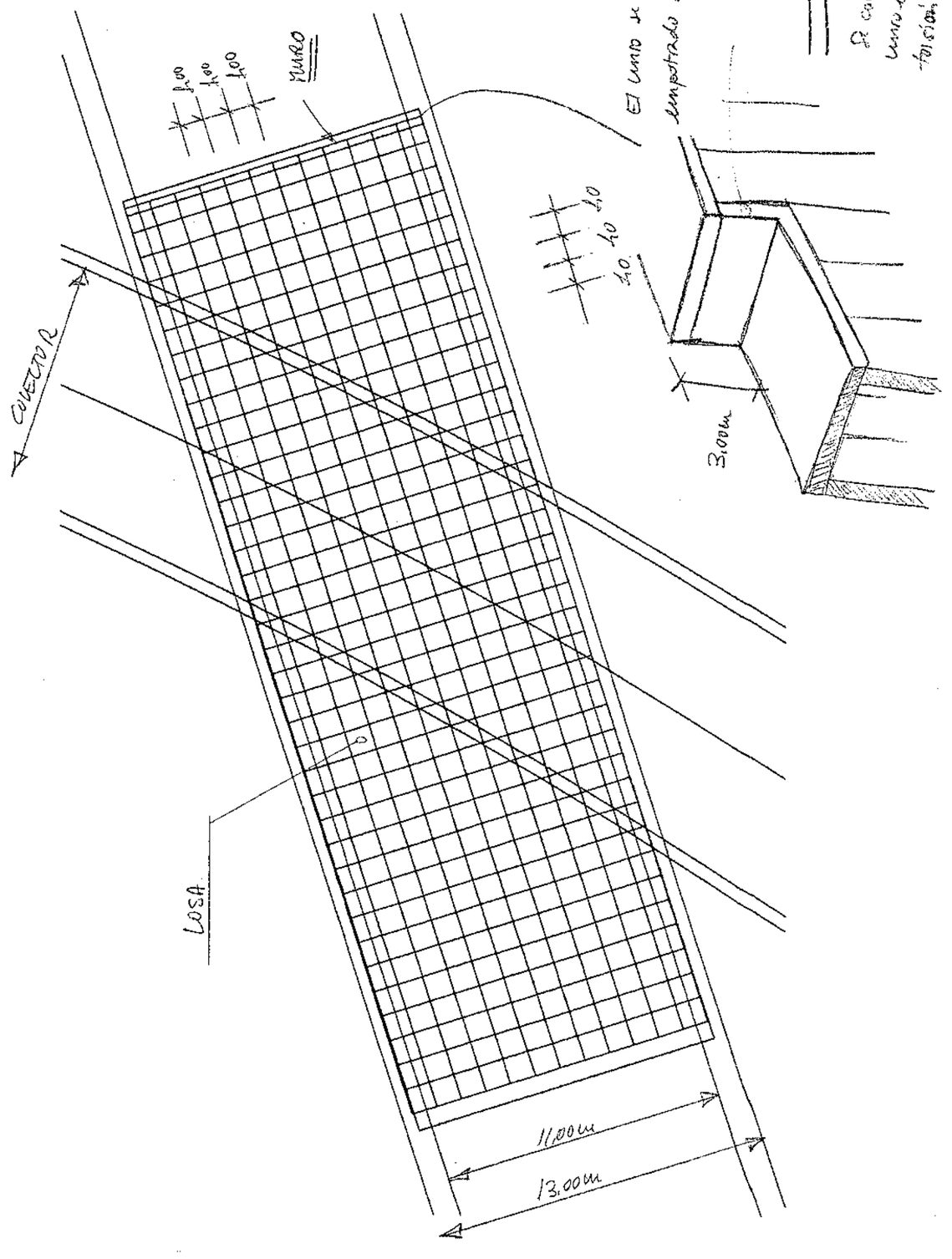
$A = 1.80 m^2$

$I_{33} = \frac{1}{12} 0.60 \cdot 3.00^3 = 1.35 m^4$

$I_{22} = \frac{1}{12} 3.00 \cdot 0.60^3 = 0.054 m^4$

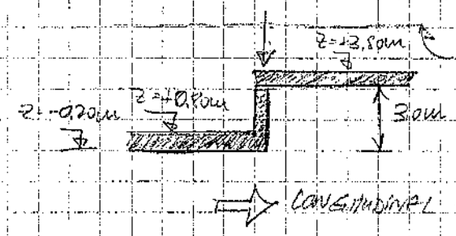
$J = 0.291 \cdot 3.0 \cdot 0.6^3 = 0.1886 m^4$

$b/c = 5.00 \rightarrow \beta = 0.291$



ACCIONES: → Archivo "EMPOTRADO_SAP.CDB"

* Peso propio g_1 ✓
* Relleno de tierras $h = 6{,}00$ m ✓
* Peso del coleto: { vacío / Servicio = lleno de agua
* Empuje de tierras sobre el muro ✓
* Sc de uso en el relleno $q = 10$ kN/m² en superficie
* Acción de la cubierta de la zona adyacente sobre el muro



⇒ CONSIDERAR EL FALSO TÚNEL

---

* PESO PROPIO Generado automáticamente, se aplica en las barras transversales

* RELLENO DE TIERRAS

$h = 6{,}00$ m

$\gamma = 20$ kN/m³ (Tanto seco como sumergido + agua)

$q = 120$ kN/m²

Se aplica en las barras transversales

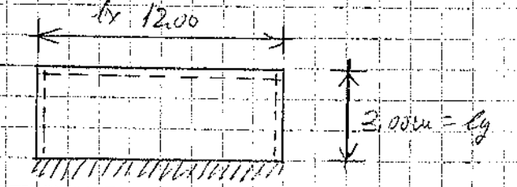
En el muro-viga la altura de tierras es de

$h = 6{,}00 - 3{,}80 = 2{,}20$ m

$q = 2{,}20 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 \times 0{,}60 \text{ m} = 26{,}4$ kN/m

* EMPUJE TIERRAS SOBRE EL MURO

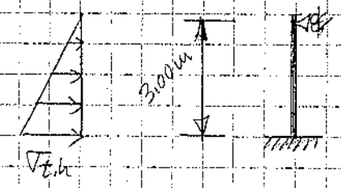
Esquema estático



$bx/by = \frac{12}{3} = 4{,}0$

$by/bx = 0{,}25$

En el centro — Muy cercano al comportamiento como ménsula



Se dimensiona para el empuje al reposo

$h = 3{,}00$ m

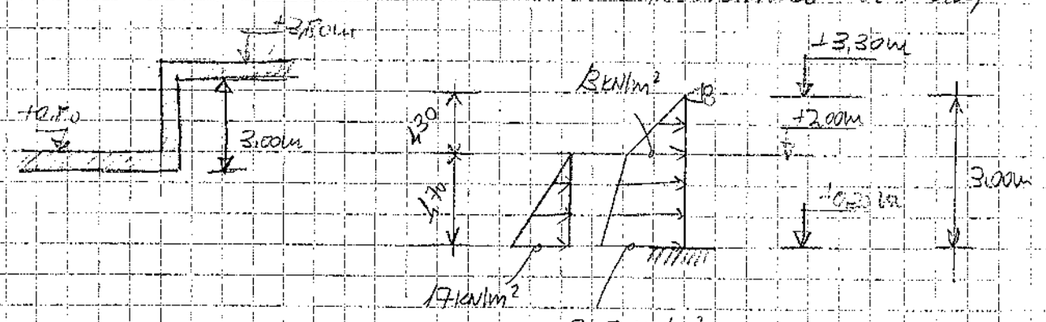
$K_0 = 0{,}50$

$E_0 = 0{,}50 \cdot 3{,}00 \cdot 20 = 20$ kN/m² = p

Momento de empotramiento $M_B = \frac{-pl^2}{15}$

$M_B = \frac{20 \cdot 3^2}{15} = 18$ kN·m/m

En caso de estar el N.F. a la cota máxima (z = +2,00)



Momento de empotramiento con tierras sumergidas

$$M_{agua} = \frac{\gamma b^2}{120\ l^2}\left(20\ell^2 - 15\ell\ 17 + 3\cdot 17^2\right)$$

$$M_{agua} = \frac{17\cdot 17}{120\cdot 3^2}\left(20\cdot 3^2 - 15\cdot 17\cdot 3{,}0 + 3\cdot 17^2\right) = 3{,}00\ \text{KN·m/m}$$

$$M_{tierras} = \frac{+12\cdot 12^2}{6}\left(1 - \frac{3\cdot 12^2}{5\cdot 3{,}0^2}\right) + \frac{13\cdot 215 + 05\cdot 17}{7\cdot 2{,}0^2}\left(3{,}00 + 2{,}15 - \frac{1{,}7^2}{4\cdot 05}\right)$$

$$+ \frac{8{,}5\cdot 17^2}{120\cdot 3{,}0^2}\left(20\cdot 3{,}0^2 - 15\cdot 17\cdot 3{,}0 + 3\cdot 17^2\right) =$$

$$= 3{,}249 + 9{,}648 + 2{,}551 = 15{,}449\ \text{KN·m/m}$$

Total: $M_{emp} = 18{,}449$ KN·m/m

(Obtenido respecto del empuje de las tierras secas $\varepsilon = 25°$)

Dado la pequeña diferencia, se desprecia → se toman las mismas acciones con y sin agua

* SC DE UNIF. EN EL RELLENO

$q = 10$ KN/m²

6 ud → $q = 10$ KN/m en las barras transversales.

* ACCIÓN DE LA CUBIERTA DE LA GRAPA ADYACENTE

Para determinar la reacción en la cubierta sobre la viga, se supone el mismo modelo para obteniendo la carga en la hoja al frente tipo

Las acciones en la cubierta sobre la grapa serán

* Peso propio → generado automáticamente
* Relleno de tierras → $h = 2{,}00$ m
* Agua → EL NF no puede subir hasta esta cota
* Sc en el relleno: $q = 10$ KN/m²

En la 1ª grapa adyacente al muro no hay tráfico

Archivo → EMPARRILLADO_SAP_ART_SUB.4

Combinación para obtener la reacción máxima (Valor de diseño)

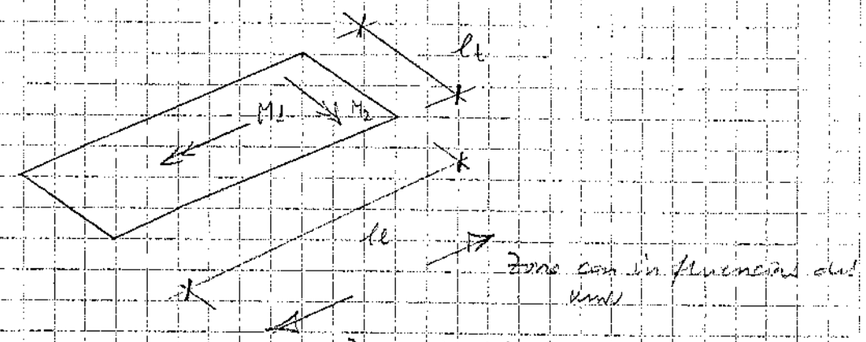
$$COMB1 = 1{,}35 g_1 + \underbrace{1{,}50\left(\frac{2{,}00}{6{,}00}\right)}_{0{,}50}\ T_{tierras}^{total} + 1{,}50\ Sc$$

$q = 251{,}92$ KN/m → es el máximo previsto

Se aplica en toda la longitud del muro (del lado seguro las cargas reales transmitidas serán menores)

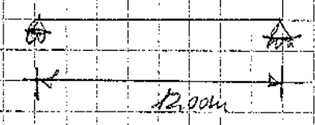
$q = 250$ KN/m

DIMENSIONAMIENTO EN ELU DE LA CUBIERTA



Flexión transversal:

Bajo en la influencia del muro de borde hay flexión muy similar a la flexión cilíndrica → Se dimensiona en hipótesis de deformación plana



acciones + Peso propio $g_1 = 1,00 m^2/m \times 25 kN/m^3 = 25 kN/m$

+ Peso de tierras $g_2 = 100 kN/m$

+ Sc de uso $sc = q = 10 kN/m$

$q_d = 1,35 \times 25 + 1,50 \times 100 + 1,50 \times 10 = 228,75 kN/m$

$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{228,75 \cdot 12^2}{8} = 4117,5 kN\,m/m$

Dimensionamiento con programa BASIC

Recubrimiento mecánico: $r = 0,0835 m$ (Recubrimiento geométrico 3cm)

$A_s \geq 135 cm^2/m \rightarrow$ 28 Φ25 p.m.l en 2 capas de 14 Φ25 p.m.l

→ Φ25 c/ 0,715m

Agrupando de 2 en 2 → 2 capas de 7 grupos 2 Φ25/m

0,092m → Hay suficiente espacio entre barras

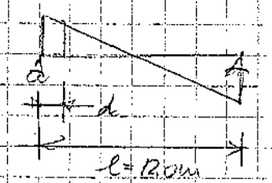
0,142m

Dimensionado en ELU CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil. Caso de un apoyo, del lado seguro

$V_d = q_d \left(\frac{l}{2} - d \right) = 228,75 \left(\frac{12}{2} - 0,9165 \right) = 1162,85 kN/m$

$d = h - r_{recubrimiento\ mecánico} = 1,00 - 0,0835 = 0,9165 m$



$V_d = 1162,85 kN/m$

$A_s = 28 Φ25 p.m.l \rightarrow A_s = 137,452 cm^2/m$

$r = 0,0835 m$

Dimensionamiento con programas BASIC

$A_{st} = 22,06 cm^2/m/m$

Se disponen 2 planos de armadura cada metro

$A_{st} = 11,02 cm^2/m$ en cada plano

→ 1c Φ12 a 0,20

Obs 1 Tomando 1 sola capa de armadura $A_s = 68,726 cm^2/m$

$A_{st} = 21,79 cm^2/m$ → Si se dispone la armadura en 2 planos

$A_t/t = 12,395\ cm^2/m \rightarrow$ 1c φ12a 0,15

Ds 2: Doble reducción de la cuantía en flexión

Volando último con 1 capa de 14 φ 25 pint

$A_s = 68,726\ cm^2/m$

$U = T = A_s \cdot f_{yd} = 68,726\ cm^2 \cdot 434,8\ MPa = 2988\ kN$

Bloque de compresiones $C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,2209 m$

$x = y/0,8 = 0,2637 m$ ($x = 0,288 d \rightarrow$ Agotamiento dúctil/ dominio 3a

$z = d - y/2 \quad 1 - 0,0835 - \frac{0,2209}{2} = 0,81105 m$

$M_{Rd} = z \cdot C = 0,81105 \cdot 2988 = 2423\ MN.m/m$

$M_{Rd} = 2423,4\ kN.m/m$

$M(x) = \frac{qdl}{2} x - \frac{qd \cdot x^2}{2}$

$M(x) = \frac{228,75 \cdot l}{2} x - \frac{228,75\ x^2}{2} = 1572,5x - 114,38x^2$

$\rightarrow 2423,4 - 1572,5x - 114,38x^2 = 0 \rightarrow x = 2,1514 m$

A partir de ese punto anclaje + decalaje

$l_{b,I,\phi 25} = 15 \cdot 2,5 = 93,75\ cm$ } total = 185 cm

$d = 0,9165 m$

Hay que llevar las barras hasta 2,5 M - 1,85 = 0,35 m

desde la sección diferencia — se llevan hasta el final

Cortante último en cercos 2C φ10 a 220 /m

$A_t/t = 15,7\ cm^2/m/m$

- $V_{Su} = z \cdot \sin\alpha \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \leq A_t \cdot f_{yd}$

$z = 0,811 m$

$\alpha = 90° \rightarrow \sin\alpha = 1;\ \cot g\alpha = 0$

$\theta = 45° \rightarrow \cot g\theta = 1$

Sustituyendo valores $V_{Su} = 0,811 \cdot 1 \cdot (1) \cdot 15,7 \cdot 10^{-4} \cdot 400 = 0,5093\ MN/m$

$V_{Su} = 509,3\ kN/m$

- $V_{Cu} = [0,10 \cdot \xi \cdot (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,15 \sigma_{cd}] b_0 \cdot d \cdot \beta$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{916}} = 1,467$

$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{68,726\ cm^2}{100 \cdot 91,6} = 0,0075$

$b_0 = 100\ cm$

$d = 0,916 m$

$\beta = 1 \leftarrow \theta = \theta_e = 45°$

Sustituyendo valores:

$V_{Cu} = [0,10 \cdot 1,467 \cdot (100 \cdot 0,0075 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 100 \cdot 0,916 \cdot 1$

$V_{Cu} = 0,357\ MN/m$

Con lo cual $V_{u2} = V_{Cu} + V_{Su} = 357 + 509,3 = 866,3\ kN/m$

Si tiene $V_d = 866,3\ kN/m$ a 3,75 m de la cubierta.

Desviación en la última biela del cortante

$T_d = 228.75 \cdot \frac{12}{2} = 1372.5$ kN/m ← en el eje de apoyo del lado izquierdo

45° → T_d

$T_d = C = 1372.5$ kN/m

$A_s \geq T_d / f_{yd} = \frac{1,372.5}{400} = 34.31$ cm²/m (Se cubre sobradamente con la armadura dispuesta)

ARMADO TRANSVERSAL

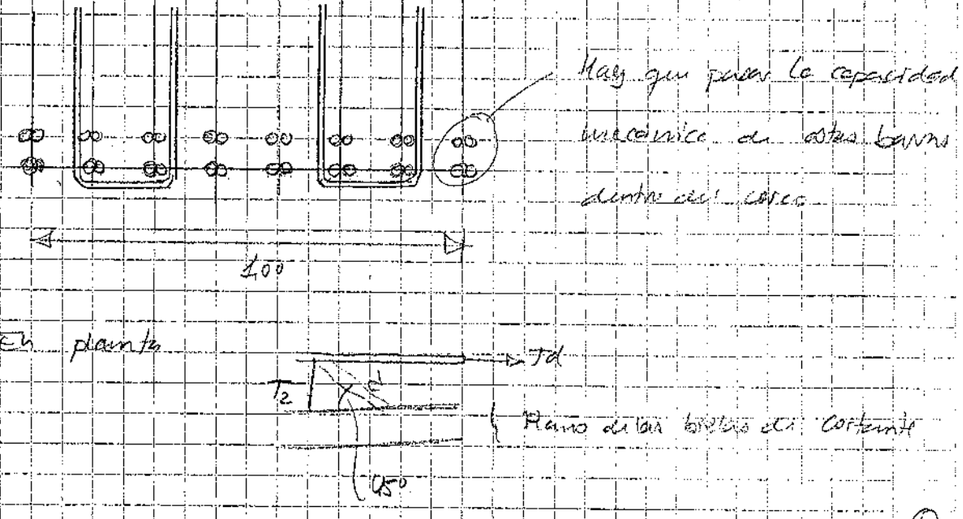
- Cuantía mínima geométrica EHE (losa)

$\omega \geq 1.8 \%_0$

$A_c = 100$ cm²/m → $A_s \geq 18.0$ cm²/m

$A_s \geq 9.00$ cm²/m en cada cara → Φ16 c/20.

- Losdo a rasante en la armadura frente a los cortantes



Capacidad mecánica a tranvumbi

$A_s = 2 \times 2 \Phi 25$; $f_d = 2.2 + 4.909 \cdot 10^{-4} \cdot 424.8 = 0.854$ MN

Espacio para la transmisión (distancia con ley de momentos monotona) $l = 6.00$ m

→ Rasante: $S_d = 0.854$ MN / 6.00 m

$S_d = 0.142$ MN/m

$A_p \geq \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{0.142 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 3,558$ cm²/m

↑ Se cubre con la cuantía mínima geométrica

agotamiento de la biela comprimida

$S_{u1} = 0.5 f_{cd} \cdot b_o$

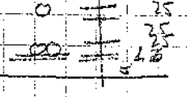
Se toma b_o 00 ∓ 3+1/2 / 2.5 / 3+1/2 = 129 cm = 0.109 m

$b_o = 0.109$ m

$S_{u1} = 0.5 \frac{25}{1.5} \cdot 0.109 = 0.9083$ MN/m — Se cumple $S_d \leq S_{u1}$ OK!

REDUCCIONES DE ARMADURA TRANSVERSAL

(1ª) $A_s = 14\phi25 + 7\phi25$



$r = 7{,}52\,cm$

A falta recubrimiento mecánico $r = 0{,}08\,m$

Momento último con $A_s = 103{,}09\,cm^2/m$

$U = T_d = A_s \cdot f_{yd} = 103{,}09 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}8 = 4{,}482\,MN$

$C = 0{,}85\, f_{cd}\, b\, y \rightarrow y = 0{,}316\,m \quad (x = y/0{,}8 = 0{,}395\,m)$

$x = 0{,}429\,d \leftarrow$ Falla dúctil, con la armadura plastificada

$z = d - y/2 = 1{,}00 - 0{,}08 - \frac{0{,}316}{2} = 0{,}762\,m$

$M_u = C \cdot z = 4{,}482 \cdot 0{,}762 = 3{,}415\,MN\,m/m$

con lo cual $M_u = 3415\,kN\,m/m$

para la combinación COMB1 = $1{,}35\,g_1 + 1{,}50\,g_2 + 1{,}50\,sc$

COMB2 = $1{,}35\,g_1 + 1{,}50\,g_2 + 1{,}50\,sc$ ← Reacción sobre ① mismo.

[① El que pasa más cerca del eje del muro mediante que 11 cm]

Se tiene $M_{sd} < 3415\,kN/m$ entre el eje del muro y los 6,00 m

(13)

(2ª) $A_s = 14\phi25$

$r = 0{,}06\,m \leftarrow$ Recubrimiento mecánico

Momento último con $A_s = 68{,}726\,cm^2/m$

$U = T = A_s \cdot f_{yd} = 68{,}726 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}8 = 2{,}988\,MN/m$

$C = 0{,}85\, f_{cd}\, b\, y \rightarrow y = 0{,}2109\,m \rightarrow (x = 0{,}264\,m \leftarrow$ Dúctil)

$z = d - y/2 = 1{,}00 - 0{,}06 - \frac{0{,}2109}{2} = 0{,}94 - 0{,}1055\,m = 0{,}835\,m$

$M_u = C \cdot z = 2{,}988\,MN/m \cdot 0{,}835\,m = 2{,}494\,MN\,m/m$

$M_u = 2494\,kN\,m/m$

Si tiene $M_{sd} < 2494\,kN\,m/m$ entre el eje del muro y los

(2ª) $A_s = 14\phi25 + 11\phi25 = 25\phi25 = 122{,}73\,cm^2/m$

Se tiene recubrimiento mecánico de $0{,}03 + 0{,}016 + 0{,}0345 = 8\,cm$

$r = 0{,}080\,m$

Momento último con $A_s = 122{,}73\,cm^2/m$

$T = U = A_s \cdot f_{yd} = 122{,}73 \cdot 10^{-4} \cdot 434{,}8 = 5{,}336\,MN/m$

$C = 0{,}85\, f_{cd}\, b\, y \rightarrow y = 0{,}377\,m \quad (x = 0{,}471\,m = 0{,}512\,d)$

$z = d - y/2 = 1 - 0{,}080 - \frac{0{,}377}{2} = 0{,}731\,m$

$M_u = 2 \cdot T = 5{,}336 \times 0{,}731\,m$

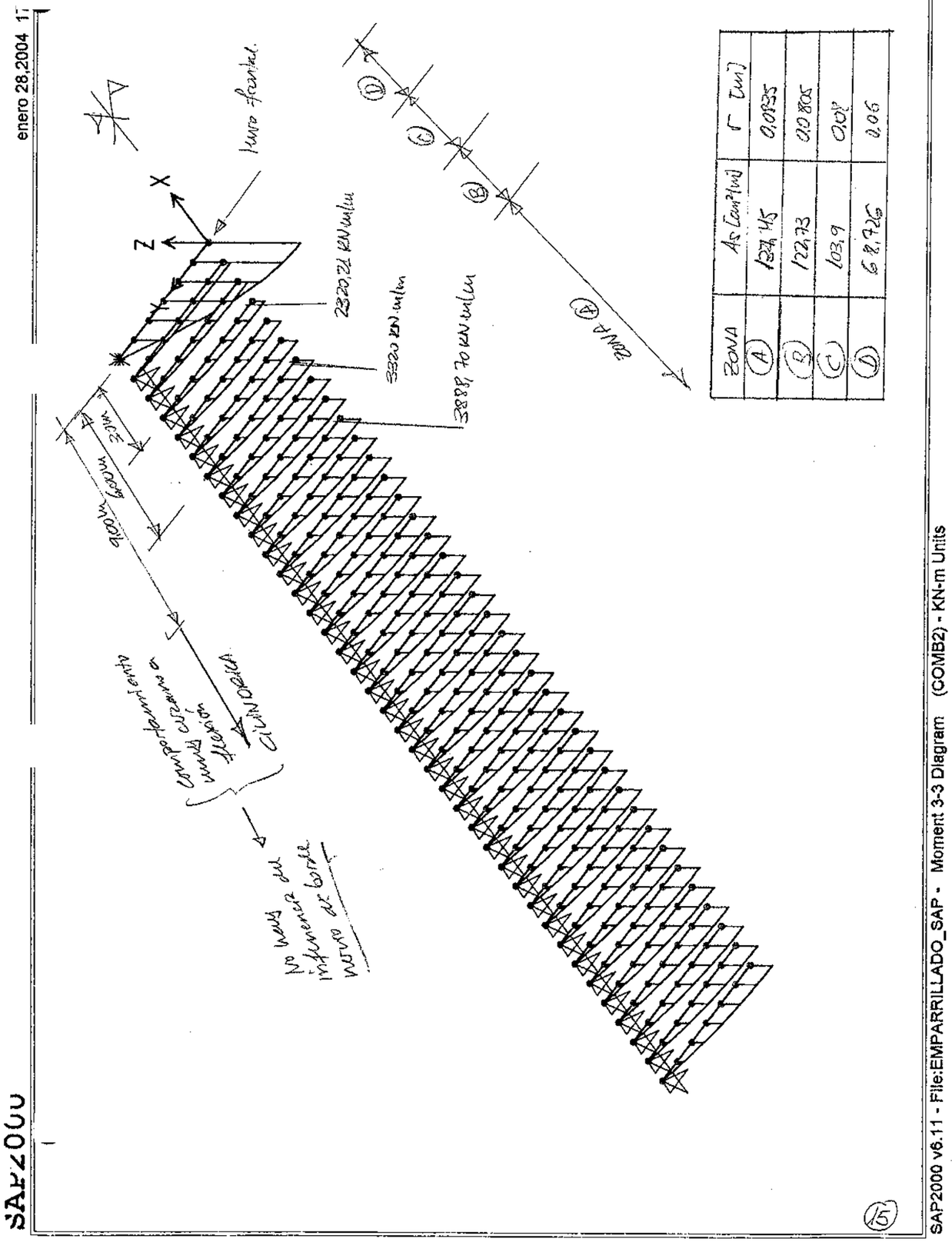
$M_u = 3{,}9\,MN\,m/m$

$M_u = 3900\,kN\,m/m$

↑ Dúctil debemos ya fallo con armadura plastificada

Si tiene $M_{sd} = 3888{,}70\,kN\,m/m$ entre el eje del muro y los 9,00 m

(14)



Ceus Tussis 28-Enero-2004

VERIFICACIÓN EN CORTANTE:

Zona (B)

ν_d ← a 1 canto útil (en eje de apoyo / en cara seguro)

ν_d = 1116,71 kN/m

armadura en tracción A_s = 122,73 cm²/m

r = 0,0705

$A_{t/L}$ = 21,08 cm²/m/m

→ 2 planos → 10,54 cm²/m/plano

→ cubre con 1c Φ12a 0,20

Tomando el cortante a 3,75m en ℄ de la cabeza

ν_d = 835,61 kN/m

$A_{t/L}$ = 12,49 cm²/m/m

→ 6,245 cm²/m/ en cada plano de armadura

→ cubre con 1c Φ10a 0,20

ZONA (C)

ν_d = 986,54 kN/m ← a 1 canto útil en eje de apoyo

A_s = 103,9 cm²/m

r = 0,08m

$A_{t/L}$ = 17,72 cm²/m/m

→ $A_{t/L}$ = 8,86 cm²/m/plano ← → cubre con 1c Φ12a 0,20

Tomando el cortante a 3,75m en ℄ de la cabeza

ν_d = 728,35 kN/m

$A_{t/L}$ = 9,93 cm²/m

Cam Tunis 28-Enero-2004

A_{tlt} = 4,965 cm²/m / plano — FALTA VER CORTANTE LONGITUDINALES

Se cubre con 1cΦ8a0,20

ZONA ⑥

v_d = 711,69 KN/m

A_s = 68,726 cm²/m | A_{tlt} = 10,655 cm²/m/m

r = 0,06

Cuando rinde 2 planos de armadura

A_{tlt} = 5,328 cm²/m / plano

Se cubre con 1cΦ10a0,20 en todo el ancho de la losa

Considerando el cortante a 3,75m del ℄ de la losa

v_d = 515,48 KN/m | A_{tlt} = 4,759 cm²/m/m

A_s = 68,726 cm²/m

r = 0,06

en cada plano de armadura A_{tlt} = 2,38 cm²/m

Se cubre con 1cΦ8a0,20 — FALTA VER CORTANTE LONGITUDINALES

⑰

Cam Tunis 27-Enero-2004

Flexión Compatibilidad

Cuantía mínima geométrica losas ⌀⌀

w ≥ 1,8‰ → A_s ≥ 9,0 cm²/m en cada cara

Se cubre con Φ16a0,20

Momento último con Φ16 a 0,20 — 0,25 / 0,20

A_s = 10,055 cm²/m

$U = T = A_s f_{yd}$ = 10,055 10^{-4} m²/m · 434,8 MPa = 0,4373 MN/m

$C = T = 0,85 f_{cd} b y$ → y = 0,0309m (k = 0,039m = 3,9cm)

Falla muy dúctil

$z = d - y/2$ = 1,00 − 0,038 − 0,0309/2 = 0,946 − 0,0309/2

z = 0,9261 m

M_{ui} = 0,9261 × 0,4372 = 0,404 MN m/m

M_{ui} = 404 KNm/m

a) Máximos momentos positivos:

Carga: 1,35 g + 1,50 g terreno + 1,50 ε ± 1,00 (Ver hoja de la cubeta adyacente) — No se considera

M_{ud} = 859,6 KNm/m

r = 0,0585 m

A_s ≥ 22,54 cm²/m → Se cubre con Φ25 a 0,20

Deben disponerse los refuerzos (hasta Φ25 a 0,20) en ↑ Ver hoja siguiente

⑱

NOTE BOOK

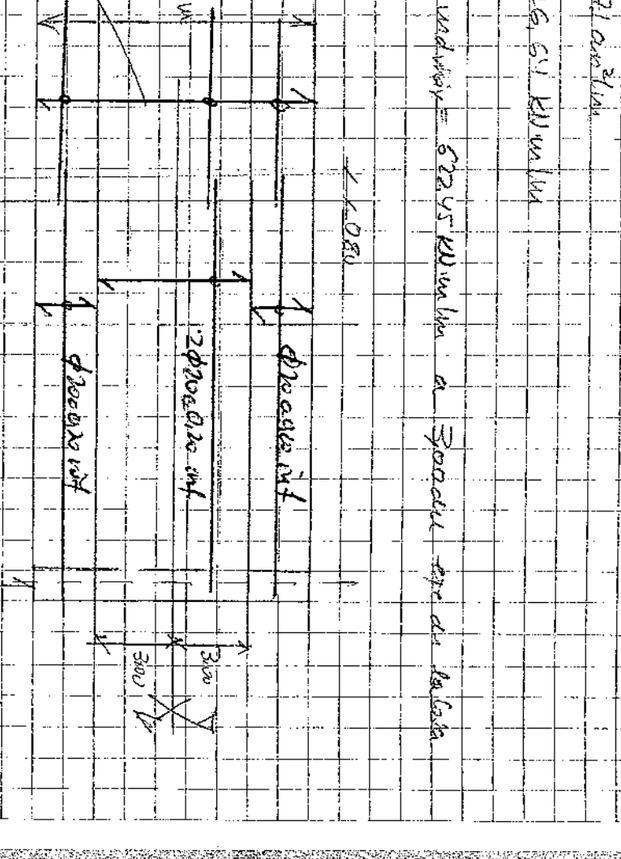
Casa Tunal — 29-ENERO-2004

Combinación Mayorada 1.2D + 1.6L

As = 1537 cm²/m

Mmax = 626,61 KN-m/m

Sistema resistente = 622,45 KN-m/m a 30cm de la losa



No Φ16 = 500 cm / 20 = 1,5 = 40 cm

Separación del refuerzo = 20 cm

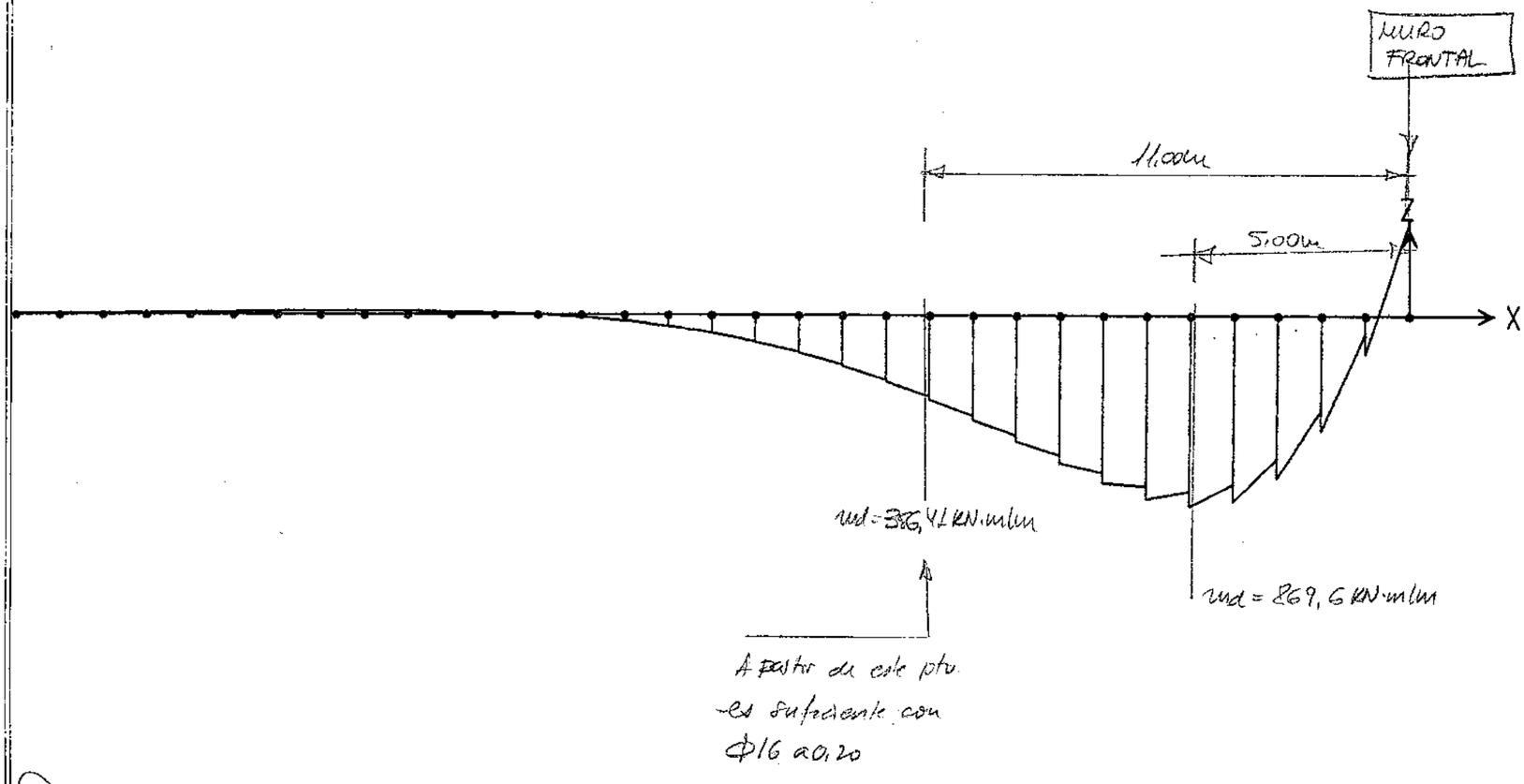
Area Φ16 = 2,54 cm²/m

3,557 cm²/m ← Reforzado

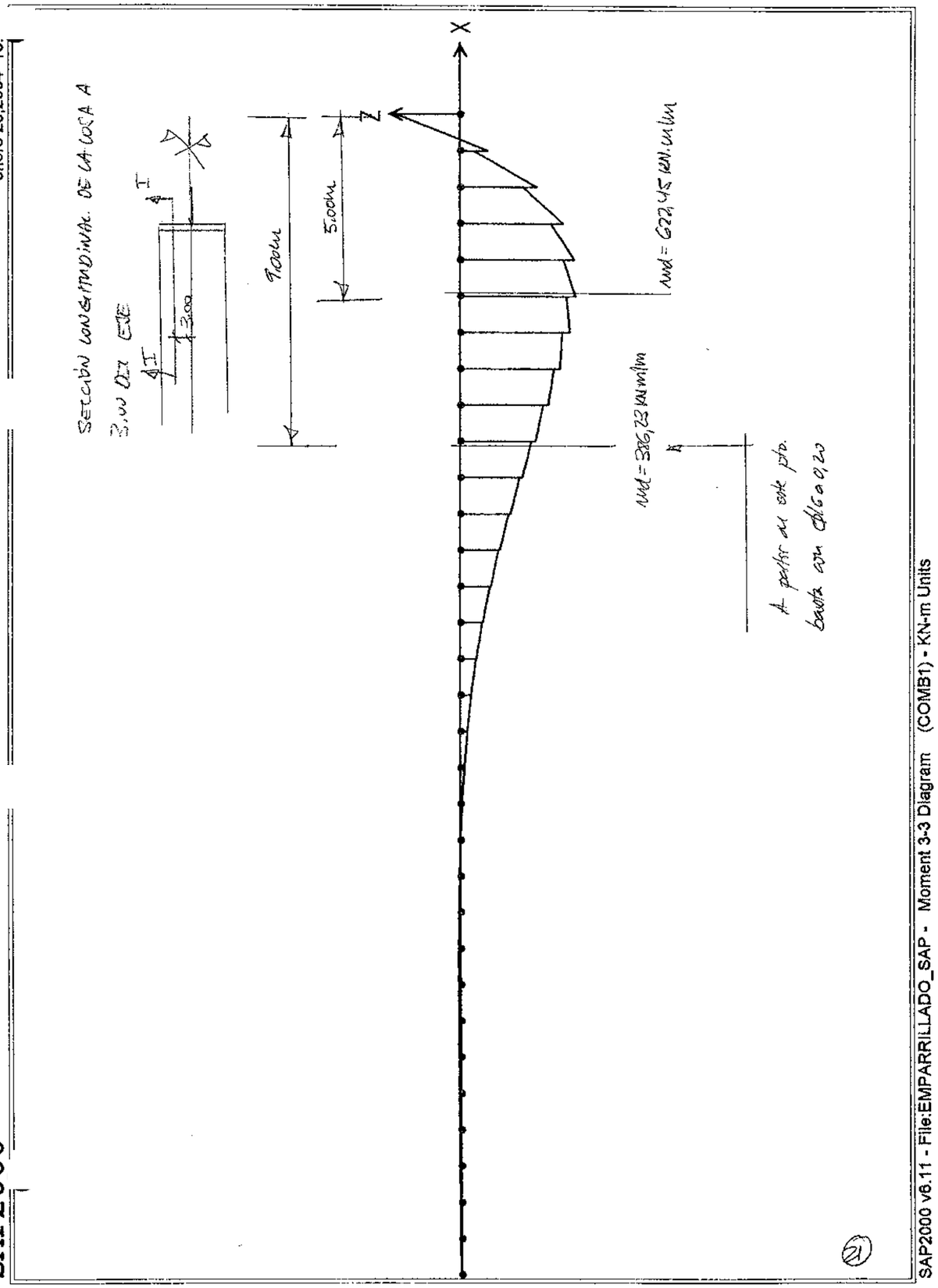
26,098 cm²/m

1 Φ16 a 0,20 = 2,54 cm²/m

SECCIÓN LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA CUBIERTA.



(2a)



Can Tunis 22-Enero-2004

CORTANTE:

Hay cortante en las dos direcciones, si no consideramos la contribución del hormigón en ambas direcciones a cortante del todo seguro se supera en cortante longitudinal (esta simplificación de que todo cortante lo toman las bielas de hormigón y la contribución a cortante del hormigón ahora lo toman las armaduras longitudinales en ambas direcciones) + el cortante sólo con la contribución de la armadura transversal

$$V_{sd} = 2 \cdot A_d/s \left(\cot\theta + \cot\beta\right) \leq A_d \cdot f_{yd}$$

$\beta = 0,3006 \leftarrow$ es el mínimo brazo mecánico en ambas direcciones

$V_{cu} = 0,706\ A_d \cdot f_{yd}$

Por zonas de armadura transversal y de cortante

ZONA (A) y (B) $V_d = 70,84$ kN/m

$A_d \geq 2,51\ cm^2/m/m$ → 1,255 cm²/m en cada plano de hierros

a añadir a la armadura dispuesta

En la zona central ↗

a 3,75 m del ϵ_1 $V_d = 49,65$ kN/m

$A_d \geq 1,76\ cm^2/m/m$

Como se dispone la armadura en 2 planos → 0,88 cm²/m en cada plano → Se cubre con la armadura dispuesta y la pequeña contribución del hormigón que falta por considerar

22

En zona (D)

Tomando el cortante a L cara útil (del lado izquierdo o tomando el cortante a L cara útil del eje del muro)

$$Vd = \frac{607,90 + 447,92}{2} = 527,91 \text{ kN/m}$$

Brazo mecánico en zona (D) $z = 0,835 m$

con lo cual $Ad \geq 15,21 \text{ cm}^2/m/m$

como se dispone la armadura en 2 planos → 7,90 cm²/m en cada plano, a añadir a la armadura de cortante mínima en ambas transversal

$A_{s\,total} = 2,37 + 7,90 = 10,27 \text{ cm}^2/m$

↑ Se cubre con Ø12 c/0,20 (11,31 cm²/m/m)

a partir de los 3,00 m → $Vd = \frac{504,71 + 337,72}{2} = 421,90 \text{ kN/m}$

con lo cual $Ad = 10,53 \text{ cm}^2/m/m$

como hay dos planos de armadura → en cada plano $Ad = 5,26 \text{ cm}^2/m$

$A_{s\,plano} = 5,328 + 5,26 = 10,59 \text{ cm}^2/m$

↑ También se cubre con Ø12 c/ 0,20

Zona (C)

$$Vd = \frac{309,60 + 194,31}{2} = 251,995 \text{ kN/m}$$

Brazo mecánico $z = 0,762 m$

$As \geq 8,07 \text{ cm}^2/m/m$

Disponiendo la armadura en 2 planos → 4,13 cm²/m

$A_{s\,total} = 4,965 + 4,13 = 9,095 \text{ cm}^2/m$

a 3,00 m de L de la cubierta

$$Vd = \frac{218,39 + 127,44}{2} = 172,92 \text{ kN/m}$$

$z = 0,762 m$

$As \geq 5,67 \text{ cm}^2/m/m$

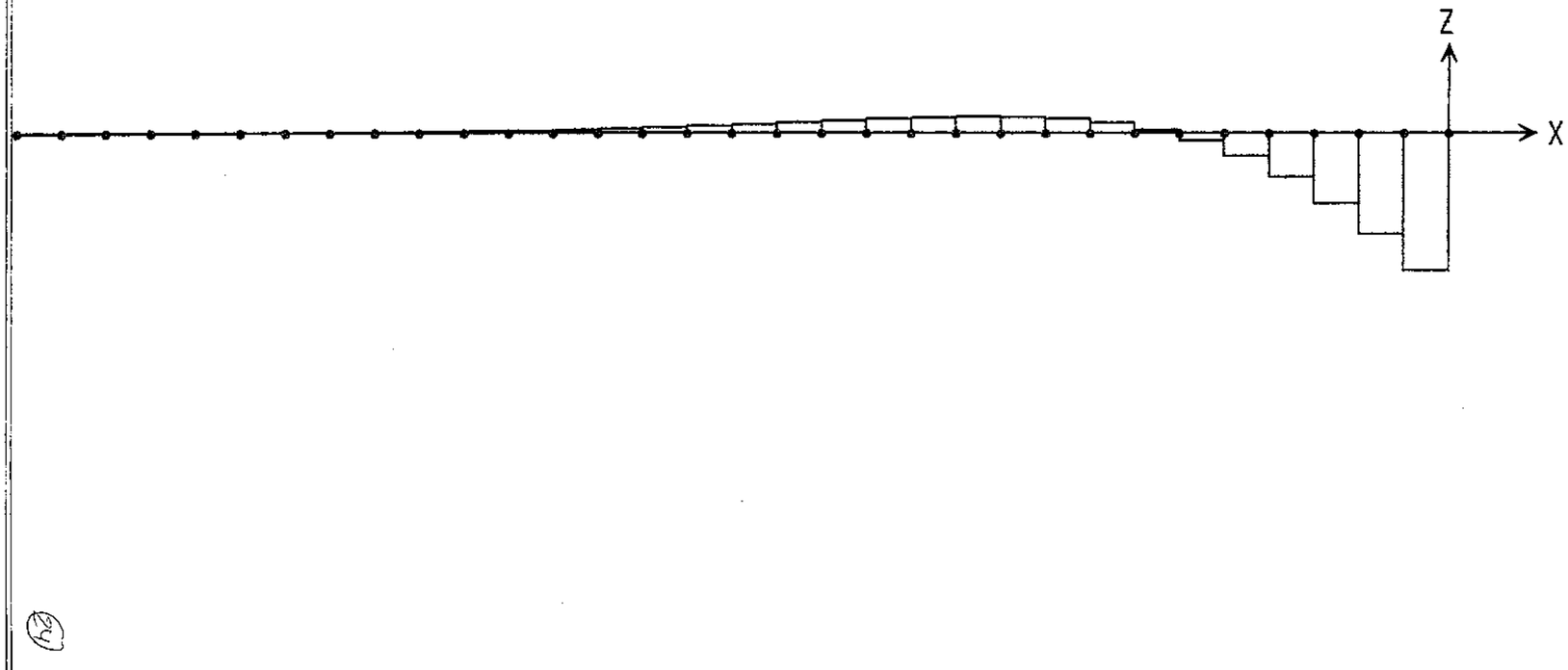
Disponiendo la armadura en 2 planos → 2,85 cm²/m/plano

$A_{s\,total} = 2,26 + 2,83 = 11,67 \text{ cm}^2/m$ → Se cubre con Ø12 c/0,20

Teniendo en cuenta la pequeña contribución del hormigón.

SECCIÓN LONGITUDINAL

Distribución de cortantes longitudinales



Cesar Torres 29-ENE-2004

b) Mediante integración numérica

$\Delta x = 0.25\,m$

$\Delta A_1 = 0.25 \times 0.20 = 0.05\,m^2$

$\Delta A_2 = 0.25 \times 0.55 = 0.1375\,m^2$

$\Delta A_3 = 0.25 \times 0.75 = 0.1875\,m^2$

$\Delta A_4 = 0.25 \times 0.95 = 0.2375\,m^2$

$\Delta A_5 = 0.25 \times 1.15 = 0.2875\,m^2$

$\Delta A_6 = 0.25 \times 1.35 = 0.3375\,m^2$

$\Delta A_7 = 0.25 \times 1.55 = 0.3875\,m^2$

$\Delta A_8 = 0.25 \times 1.75 = 0.4375\,m^2$

$\Delta A_9 = 0.25 \times 1.95 = 0.4875\,m^2$

$\Delta A_{10} = 0.25 \times 2.15 = 0.5375\,m^2$

$\Delta A_{11} = 0.25 \times 2.35 = 0.5875\,m^2$

$\Delta A_{12} = 0.25 \times 2.55 = 0.6375\,m^2$

$\Delta A_{13} = 0.25 \times 2.75 = 0.6875\,m^2$

$\Delta A_{14} = 0.25 \times

Can Tunis 4-Feb-2004

CUADRO RESUMEN DE ARMADURAS TRANSVERSALES

ZONAS (A) y (B) · extremos (desde eje de apoyo y 3,75m del tramo)

A/L = 11,02 + 0,89 = 11,91 cm²/m en cada plano

Se dispone 1c Φ16 c/20 A/L = 24,11 cm²/m

· Central (de 3,75m del Φ hasta el Φ)

A/L = 7,85 + 1,255 = 9,105 cm²/m en cada plano

Se dispone 1c Φ12 c/20 A/L = 11,21 cm²/m

ZONA (D) · extremos (desde el eje de apoyo y 3,75m del Φ)

A/L = 8,220 + 2,30 = 10,505 cm²/m en cada plano

Se dispone 1c Φ16 c/20 A/L = 20,11 cm²/m

· Central (de 3,75m del Φ hasta Φ)

A/L = 7,28 + 3,90 = 10,28 cm²/m en cada plano

Se dispone 1c Φ12 c/20 A/L = 11,31 cm²/m

ZONA (C) · Extremos (1 diam)

A/L = 8,86 + 2,83 = 11,69 cm²/m en cada plano

Se dispone 1c Φ16 c/20 → A/L = 20,11 cm²/m

· Central (1 diam)

A/L = 4,965 + 4,13 = 9,095 cm²/m en cada plano

Se dispone 1c Φ12 c/20 → A/L = 11,31 cm²/m

NOTE BOOK

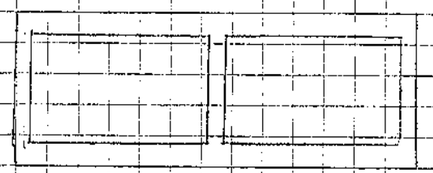
Can Tunis 30-Enero-2004

COMPROBACIÓN DEL CRUCE CON EL COLECTOR

Las cargas aplicadas sobre la cubierta por el colector, con estando este lleno, son mayores que las cargas recomendadas, luego la sección que existe de cubierta sería válida, pero comprobamos las hileras de voladizos y las de cada lado que deben comprobarse.

EVALUACIÓN DE CARGAS:

PESO PROPIO DEL COLECTOR (VER SECCIÓN ADJUNTA)



Ø por los hastiales

+ uniformemente repartido

Losa voladizo: e = 0,50m g_1 = 0,50 × 25 kN/m³ = 12,5 kN/m² ✓

Losa superior e = 0,60m g_1 = 0,60 × 25 kN/m² = 15 kN/m²

Reacciones: R_e = 2,375 · 15,535 = R0,09 kN/m

Si toma así como aproximación → R_e — 5,35m — $2R_i$ — 5,35m — R_e

R_i = 1,25 · 15,535 = 100,313 kN/m

Pesos hastiales

Laterales e = 0,40m; h = 3,000m ⇒ g_1 = 30 kN/m

Central e = 0,30; h = 3,000m ⇒ g_1 = 22,5 kN/m

NOTE BOOK

ACUAS:

El agua actua uniformemente repartida:

$h = 5.00m$

$g_w = 5.00m \cdot 10\ KN/m^3 = 50\ KN/m^2$ ✓

DOS DE TIERRAS:

$h = 1.00m$ en todo frente.

Se consideran 1,0m de tierras por encima y 1,00m de firme por debajo

- El 1,0m de tierra bajo el colector → $g = 20\ KN/m^2$ ✓
- El 1,00m de tierra sobre el colector → las cargas bajan por los hastiales

$Re = 0,575 \cdot 20 \cdot 5,35 = 40,05\ KN/m$ ✓

$Ri = 1,75 \cdot 20 \cdot 5,35 = 83,75\ KN/m$ ✓

SE EN EL TERRENO:

$g = 10\ KN/m^2$

$R = 0,375 \cdot 10 \cdot 5,35 = 20,063\ KN/m$ ✓

$Ri = 1,75 \cdot 10 \cdot 5,35 = 66,89\ KN/m$ ✓

Al trasmitir las reacciones en el esquema estático no se tienen en cuenta los movimientos de empotramiento en los extremos → ← ↺ lineas de reacción debido en el hastial derecho superior a la real por lado seguro

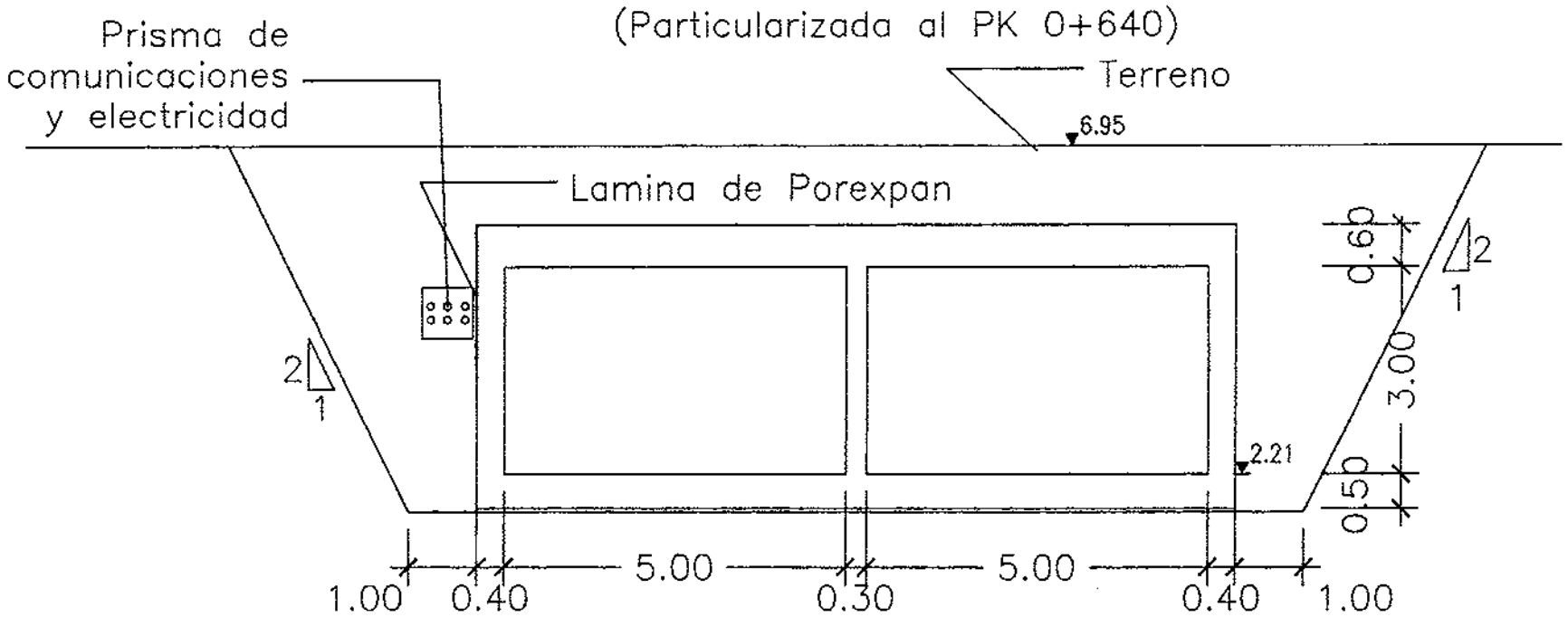
Se aplican las cargas del colector, las que bajan por los hastiales, en los vanos del empotramiento

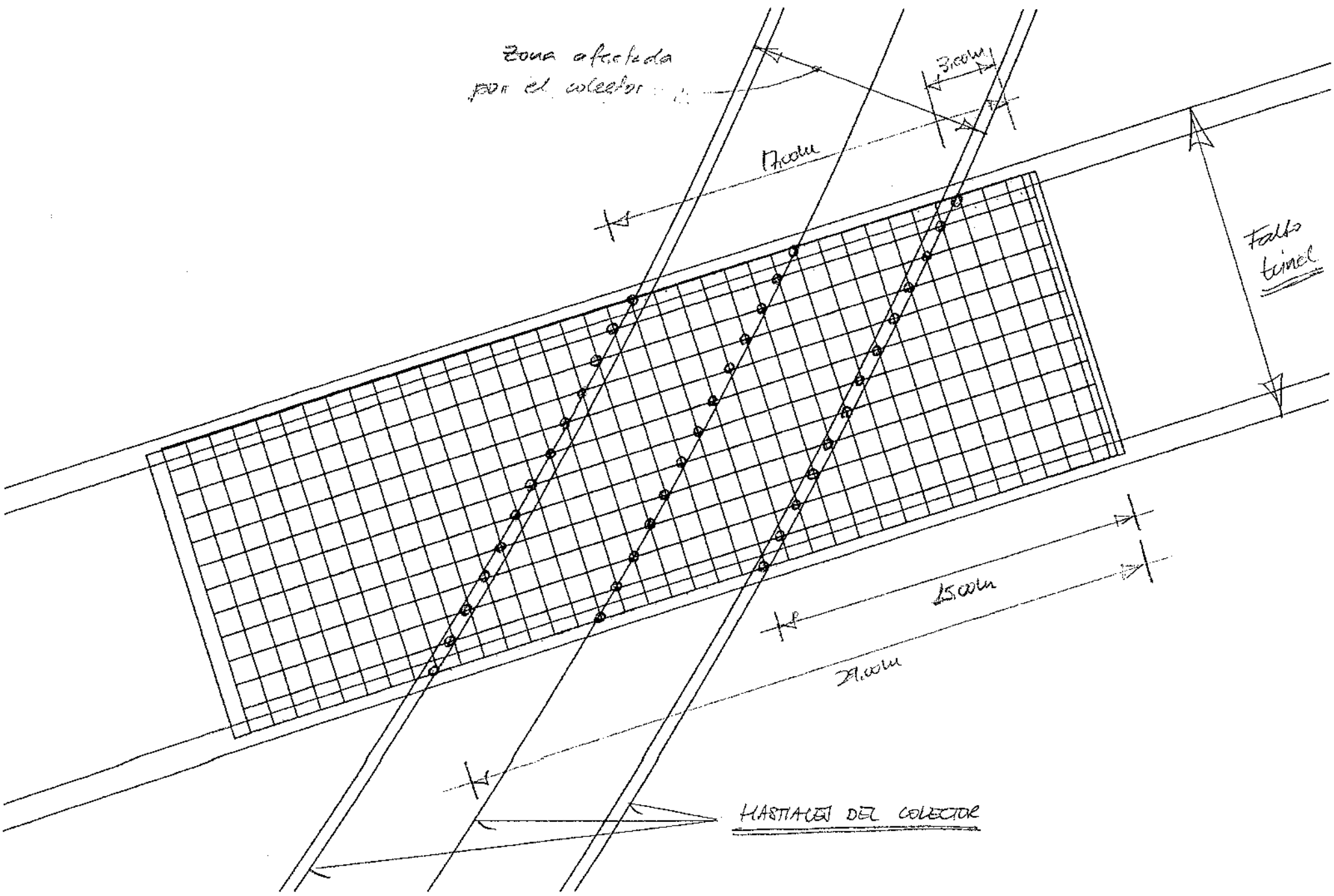
$l = l \cdot \sqrt{2} = 1,414m$

Se aplican en los nudos marcados en el esquema adjunto

SECCION TIPO 5

(Particularizada al PK 0+640)



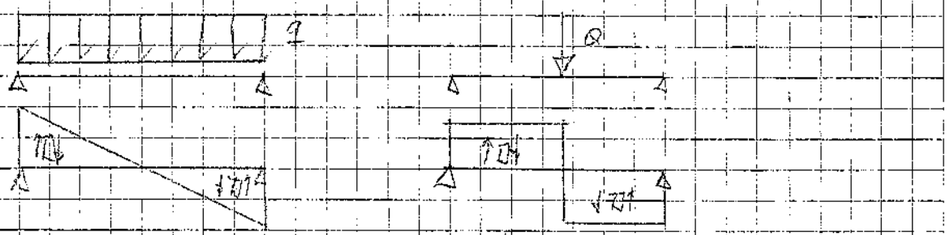


La combinación pésima para los cortantes es la que supone la actuación en todas las cargas

Total: 1,25 g_k + 1,50 biomq + 1,35 g_k adicional = 1,35 + 1,50 tierra

El principio no hay inconveniente en el paso de agua, pero por ser un estudio de cargas pésimas podría darse el caso hipotético de que todas las cargas actuaran a la vez

Las cargas totales transmitidas por el colector son inferiores para cortante de forma que cada colector aplicando a cada hilera pésimas por los cortantes



Ley de cortantes

Ley de cortantes

Los cortantes en la zona central pueden ser menores que los

Dados los cortantes producidos por las cargas puntuales — Es necesario aumentar la armadura transversal en la viga

CORTANTES ULTIMOS

I un primer fuste ha visto la posibilidad de aumentar que el agua para los cortantes hagan trabajar

los cortantes ultimos que se pueden soportar con la armadura dispuesta son → (N)

Zona B:	a ≤ a 3.60 del eje	a 3.60 al borde
A_c =	172.725 cm²/m	172.725
A_{sl} =	15.7 cm²/m/m	22.62 cm²/m/m
V_{au} =	434.01 KN/m	434.01 KN/m
V_{su} =	519.70 KN/m	748.8 KN/m
V_{2u} =	952.78 KN/m	1182.85 KN/m

(a toma $z = 0.9d - 0.9(1.a - 0.025) = 0.22$ m

$d = 0.245$ m

Zona C	a ≤ a 3.60 del eje	a 3.60 al borde
A_c =	107.997 cm²/m	107.997 cm²/m
A_{sl} =	22.62 cm²/m	22.62 cm²/m
V_{au} =	416.11 KN/m	416.11 KN/m
V_{su} =	749.2 KN/m	749.2 KN/m
V_{2u} =	1165.26 KN/m	1165.26 KN/m

a toma $z = 0.9d = 0.9(1.a - 0.04) = 0.22$ m

$d = 0.22$ m

A) Estos cortantes ultimos estan calculados con el 1º tanto de armadura transversal 1 c Φ12 c a 20 en los extremos y 1 c Φ12 c a 20 en el centro → la armadura transversal no es mas que ampliar

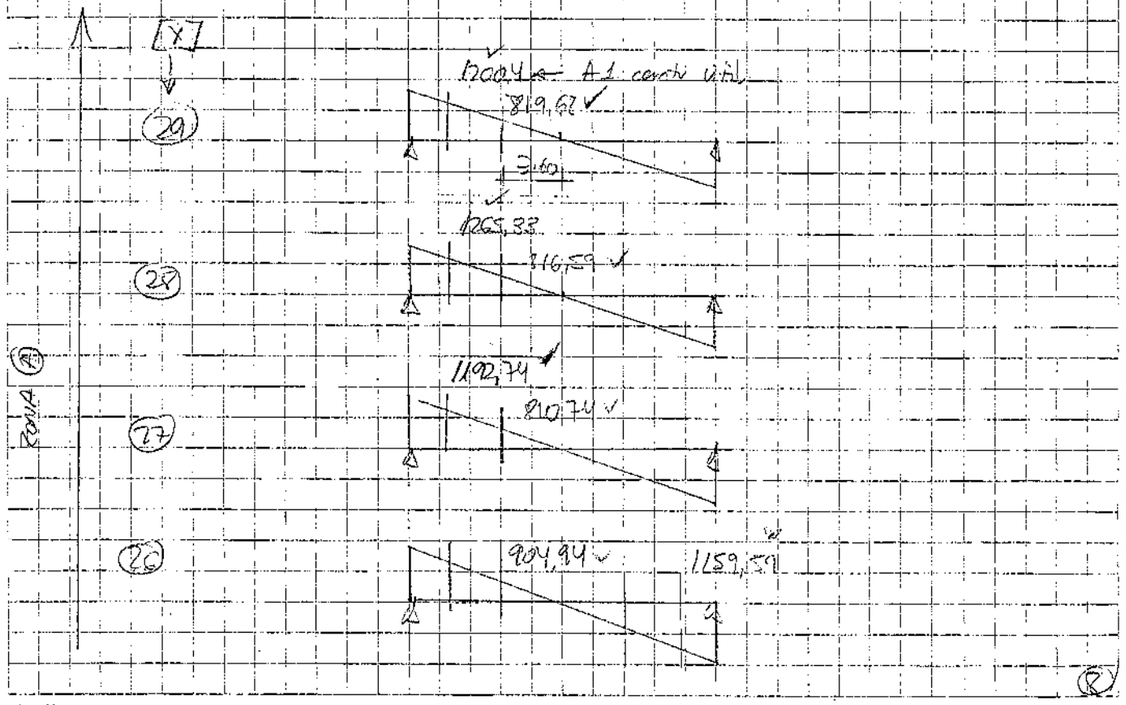
ZONA A	acc ⌀ a 3,50 m del eje	a 2,90 al borde
As	83,452 cm²/m	137,457 cm²/m
Att	15,7 cm²/m/m	22,62 cm²/m/m
Vau =	450 KN/m	450 KN/m
Vcu =	518 KN/m	746,5 KN/m
Vu2 =	968 KN/m	1196,37 KN/m

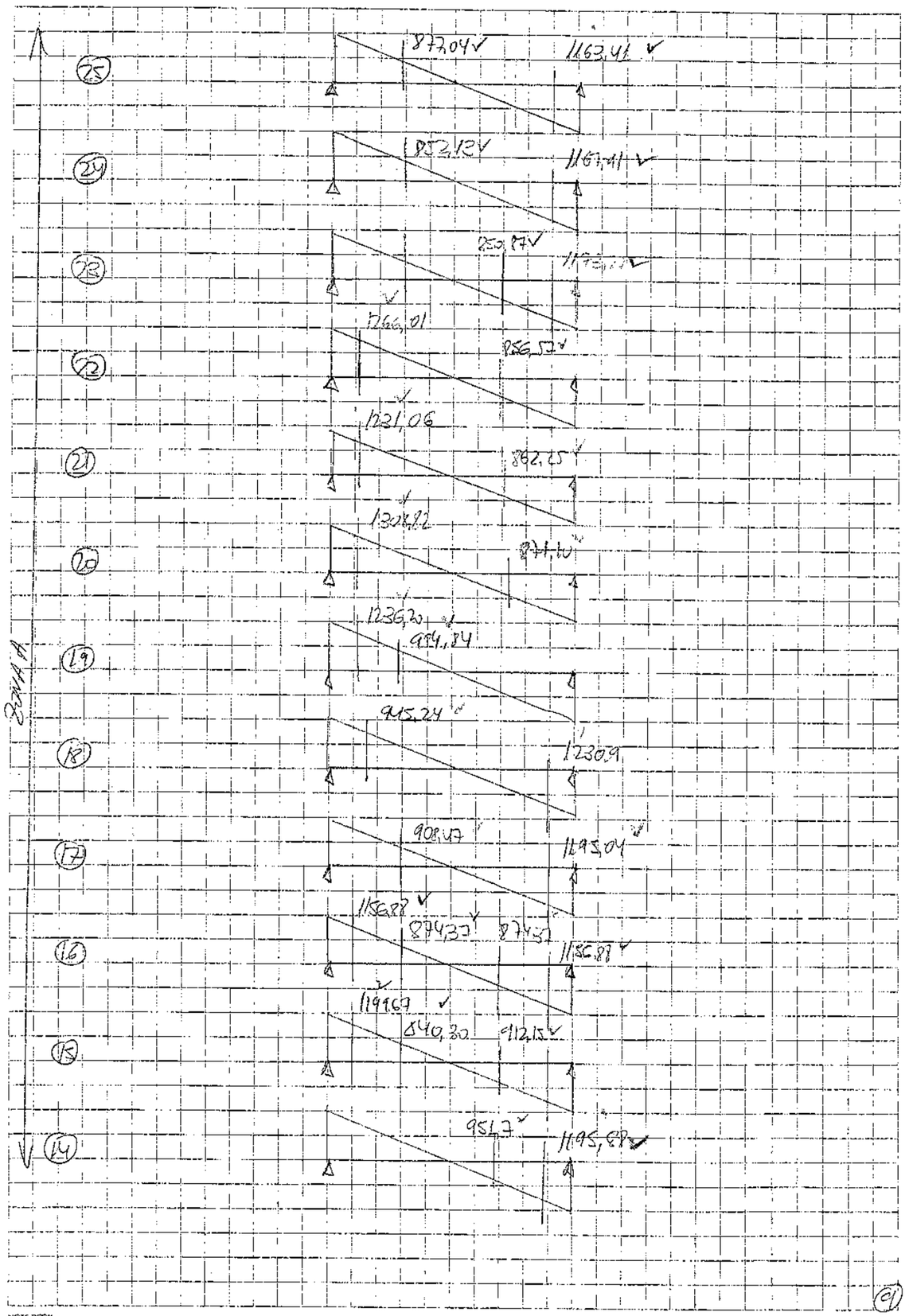
Σ Horno z = 0,9d - 0,9 (1,5 - 0,025) = 0,855m

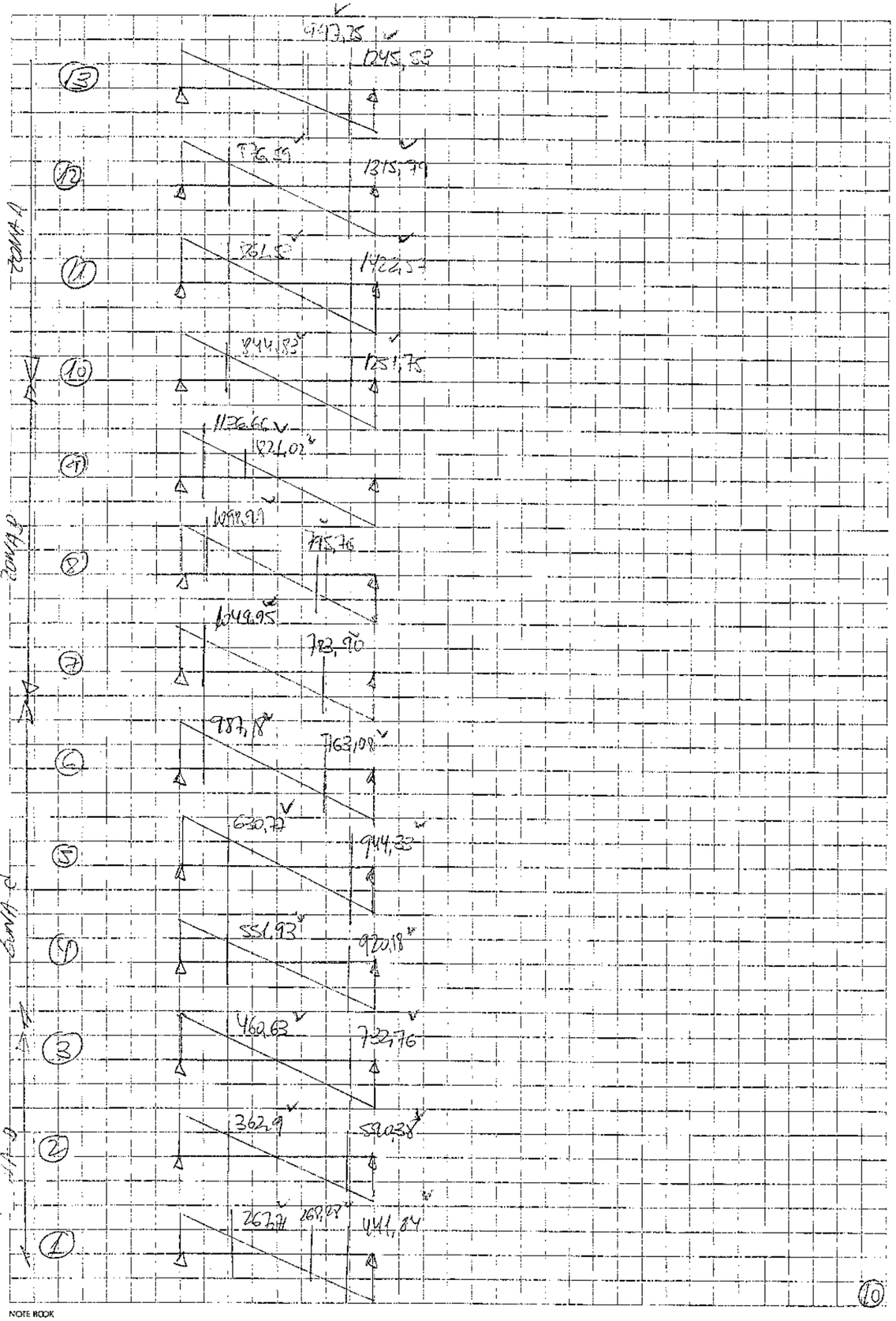
d = 0,916 5m

ENVOLVENTE DE CORTANTES:

Por decalaje a [X] metros del eje







Teniendo en cuenta el arce con el calcular y las cortantes longitudinales

Por zonas de armadura transversal y su cantidad

Zona (A) y (C) V_d: 192,11 kN/m [z = 0,799m]

$A_d \geq 6,446\ cm^2/m/m$ ← 5½ Ø8

Zona central

Como se dispone en 2 planos → $A_d \geq 3,223\ cm^2/m/plano$

Hay dispuesto $11,31\ cm^2/m$ — quedan: $11,31 - 3,223 = 8,087\ cm^2/m$

$A_{t/L} = 8,087\ cm^2/m$ /plano

Zona extremo

V_d: 169,41 kN/m

$A_d \geq 5,999\ cm^2/m$ ← 5½ Ø8

Como se dispone en 2 planos — $A_d \geq 3,00\ cm^2/m$ /plano

Hay dispuesto: $20,11\ cm^2/m$ /plano — quedan $20,11 - 3,00 = 17,11\ cm^2/m$

$A_{t/L} = 17,11\ cm^2/m$ /plano

ZONA (C) [z = 0,762m]

Zona central

$V_d = 199,55$ kN/m

$A_d \geq 6,55\ cm^2/m/m$

Como se dispone en 2 planos — $A_d \geq 3,27\ cm^2/m$ /plano

Hay dispuesto: $11,31\ cm^2/m$ — quedan $11,31 - 3,27 = 8,04\ cm^2/m$ /plano

$A_{t/L} = 8,04\ cm^2/m$ /plano

Zona extremo

$V_d = 147,4$ kN/m

$A_d \geq 4,836\ cm^2/m/m$

Como se dispone en 2 planos — $A_d \geq 2,42\ cm^2/m$ /plano

Hay dispuesto: $20,11\ cm^2/m$ — quedan: $20,11 - 2,42 = 17,69\ cm^2/m$ /plano

$A_{t/L} = 17,69\ cm^2/m$

ZONA (D) $\overline{d_2} = 0,935 m$

Zona central

Vd ⇒ Tomando el distant a l'eixa viga del eje en apoyo directo (con todo seguro)

$Vd = \frac{617,77 + 454,64}{2} = 524,71 \ kN/m$

$A_d \geq 16,01 \ cm^2/m/m$

Como se disponen en 2 planos ⟶ $A_d \geq 8,005 \ cm^2/m/plano$

Hay dispuesto $11,31 \ cm^2/m$ ⟶ quedan $11,31 - 8,005 = 3,305 \ cm^2/m/plano$

$A_{tt} = 3,305 \ cm^2/m/plano$

Zona diferida

$Vd = \frac{511,37 + 336,85}{2} = 424,11 \ kN/m$

$A_d \geq 12,997 \ cm^2/m/m$

Como se disponen en 2 planos ⟶ $A_d \geq 6,50 \ cm^2/m/plano$

Hay dispuesto $7,811 \ cm^2/m$ ⟶ quedan $7,811 - 6,50 = 1,261 \ cm^2/m$

$A_{tt} = 1,261 \ cm^2/m/plano$

CORTANTES ÚLTIMOS

Los cortantes últimos que pueden soportar todas las envolventes disponibles son:

ZONA A:	$d_2 \geq 3,60 m$ del eje	$d_2 < 3,60$ del borde
$A_t =$	$137,452 \ cm^2/m$	$137,452 cm^2/m$
$A_{tt} =$	$16,174 \ cm^2/m/m$	$34,22 \ cm^2/m/m$
$V_{cu} =$	$450,0 \ kN/m$	$450 \ kN/m$
$V_{su} =$	$538,6 \ kN/m$	$1429,1 \ kN/m$
$V_{u2} =$	$983,69 \ kN/m$	$1579,1 \ kN/m$

Se toma $z = 0,9d = 0,9(1 - 0,0325) = 0,925 m$

$d = 0,965 m$

ZONA B:	$d_2 \geq 3,60 m$ del eje	$d_2 < 3,60 m$ del borde
$A_t =$	$122,725 \ cm^2/m$	$122,725 \ cm^2/m$
$A_{tt} =$	$16,174 \ cm^2/m/m$	$34,22 \ cm^2/m/m$
$V_{cu} =$	$434,4 \ kN/m$	$434,4 \ kN/m$
$V_{su} =$	$535,4 \ kN/m$	$1132,8 \ kN/m$
$V_{u2} =$	$969,47 \ kN/m$	$1566,83 \ kN/m$

Se toma $z = 0,9d = 0,9(1 - 0,0905) = 0,927 m$

$d = 0,969 m$

Obs: Los cortantes últimos así obtenidos con este todo seguro se han rotado la parcela en armadura que corresponde al distant longitudinal (calculado tiene en cuenta el solapamiento) y se han sumado en la zona más desfavorable para el solapamiento. No son del todo conservadores

ZONA C	d_1 a 3.60m de eje	d_1 a 3.60 del borde
A_s	67.99 cm²/m	107.99 cm²/m
$A_{s,min}$	16.00 cm²/m/m	25.40 cm²/m/m
V_{d1} =	416.2 kN/m	416.2 kN/m
V_{d2} =	532.6 kN/m	1174.2 kN/m
V_{d2} =	949.66 kN/m	1587.87 kN/m

2 hipótesis $d = 0.9d = 0.9(l - 0.05) = 0.828m$

$d = 0.92m$

ZONA D	d_2 a 3.60m	d_2 del borde
A_s	68.726 cm²/m	89.726 cm²/m
$A_{s,min}$	16.81 cm²/m	27.22 cm²/m
V_{d1} =	361.7 kN/m	361.8 kN/m
V_{d2} =	222.7 kN/m	921.1 kN/m
V_{d2} =	585.51 kN/m	1282.95 kN/m

2 hipótesis $d = 0.9d = 0.9(l - 0.05) = 0.846m$

$d = 0.94m$

ESTABILIDAD GLOBAL DE LA CARRETERA

En cuanto a la estabilidad global de la carretera, la losa de la vaga apoyada por un extremo en el estribo y en el pendiente y cogida en la cabeza del otro estribo, podría ser la parte de la carretera más crítica. Para la estabilidad global hay que comprobar el deslizamiento y vuelco de la carretera en el lado de la avenida mencionada.

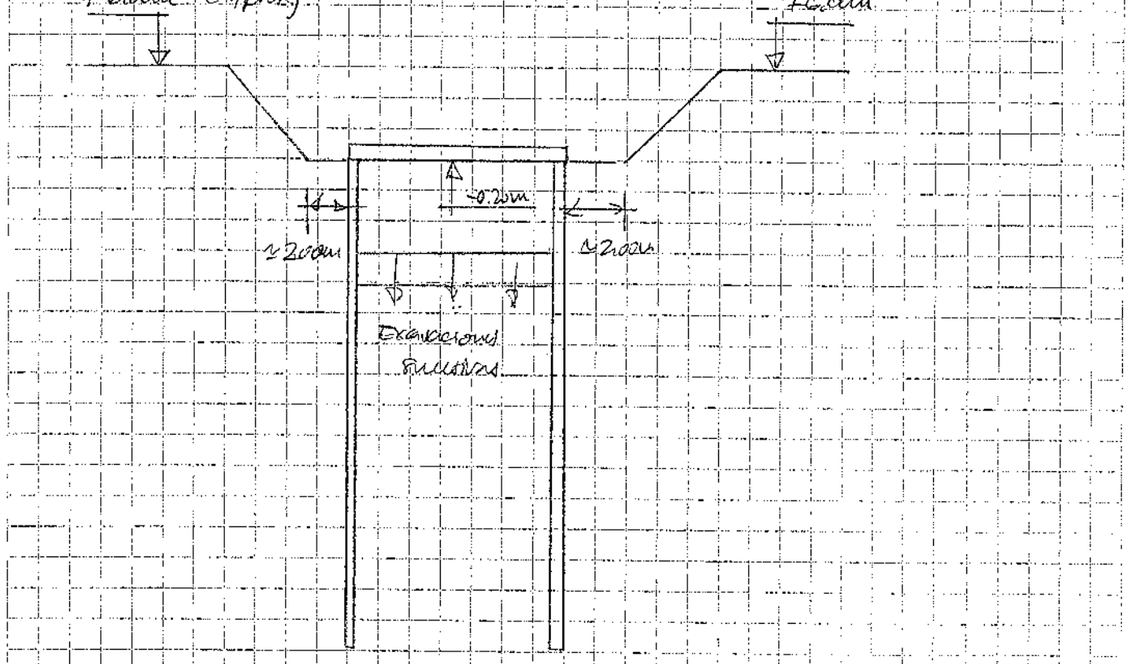
Todas las comprobaciones de seguridad realizadas en la carretera del tramo de prueba

Can Tunis 27-ENERO-2004

VERIFICACIÓN PANTALLAS PK= 707+000

Se relacionan los calados de los procedimientos constructivos P2 y P2 para el caso en que la ejecución de la embestida prima a toda excavación (No hay excavación sin validación)

Las presiones de agua consideradas son las mismas que se consideraron en el tramo de pruebas ⇒ EL ESQUEMA DE ACUÍFERO DEL AGUA INTERIOR ES SIMILAR AL EMPLEADO EN EL TRAMO DE PRUEBAS



①

Can Tunis 27-ENERO-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2 COLECTOR DERIVACIÓN

PRESIONES DE AGUA E/J. CARRERA CON ACUÍFERO TOTAL ANTES DE TODA EXCAVACIÓN

Procedimiento constructivo P2 con las presiones de agua consideradas por J. Carca pero con acuífero previo a toda excavación

FASES Acrónimo "P2COLRV"

FASE 1: Acuífero total hasta estado definitivo

FASE 2 Ejecución de embestida

FASE 3: Excavación interior hasta cota Z=-6.00m

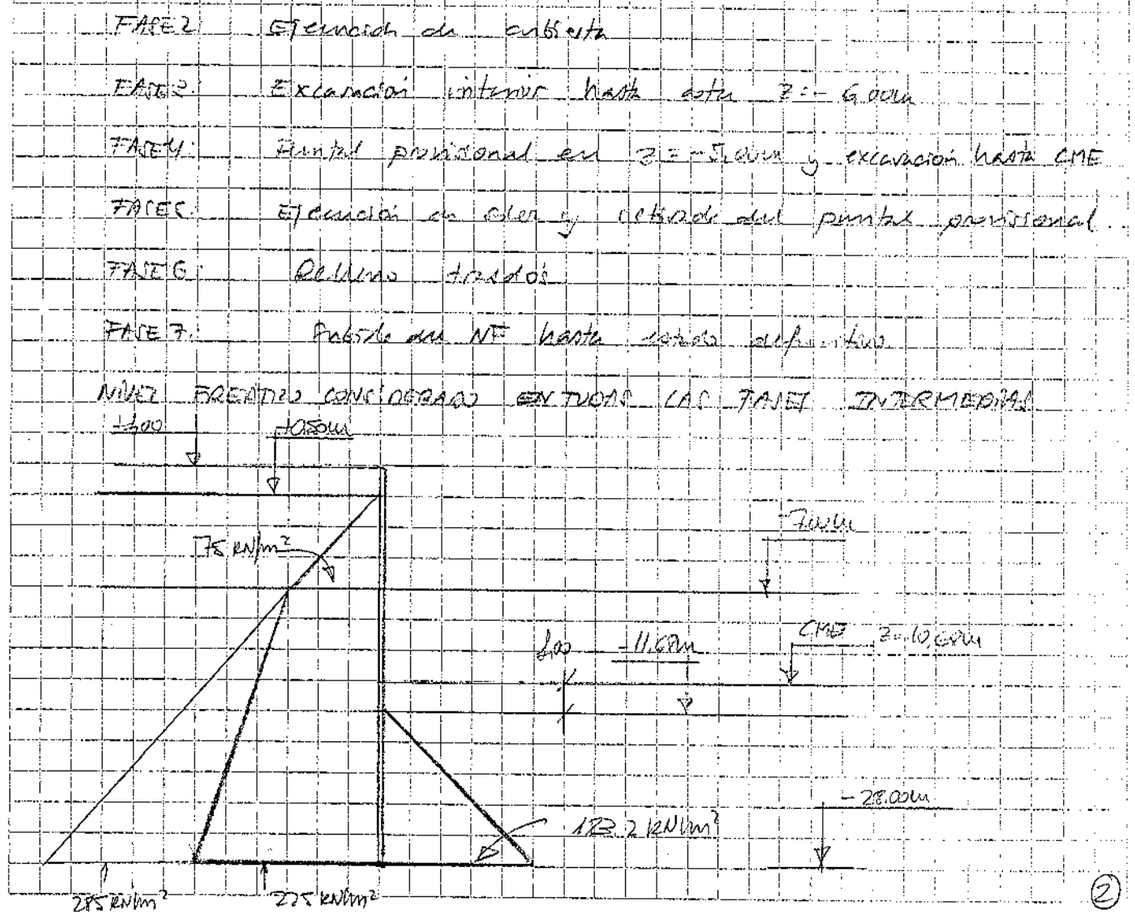
FASE 4: Puntal provisional en Z=-5.00m y excavación hasta CME

FASE 5: Ejecución de losa y retirada del puntal provisional

FASE 6: Relleno trasdós

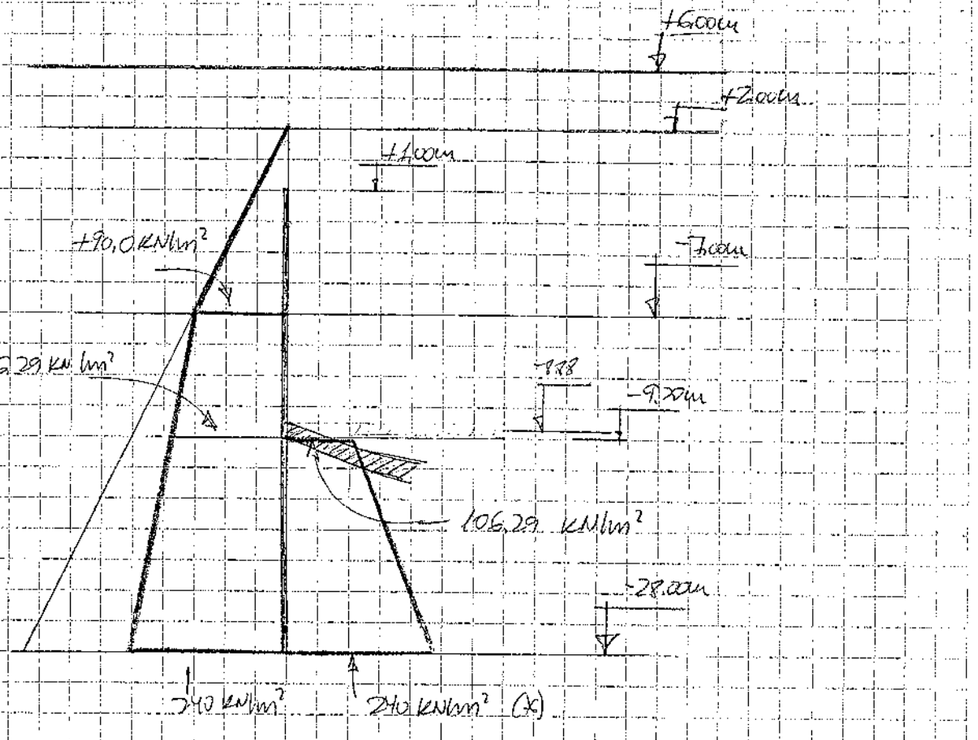
FASE 7: Puesta en NT hasta estado definitivo

NIVEL FREÁTICO CONSIDERADO EN TODAS LAS FASES INTERMEDIAS



②

En estado definitivo (Cuando ya no hay flujo de traslado a viviendas por haber finalizado el drenaje)



(*) Teniendo en cuenta el flujo de agua entre acuífero superior y acuífero inferior

RIGIDECES DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS

1) Pantallas ET

H-25 $E = 8500\sqrt[3]{f_{cm}} = 8500\sqrt[3]{25+8} = 27264,04$ MPa

$E = 2726,404$ Tn/m²

$ET = 1,0^3 \cdot 2726,4 \cdot 10^6 \frac{1}{12}$ Tn.m²

2) Zublets

$K = \frac{EA}{L}$

$A = 1,00 \cdot 1,00$ m²/m

$E = 2,726 \cdot 10^6$ Tn/m² $K = \frac{2726 \cdot 10^6 \cdot 1,00}{6,00} = 454400$ Tn/m

$L = 6,00$ m

3) Puntales provisionales

Hay 2 HEB 400 cada 2,50m II 2HEB400

$A = 295,6$ cm²

$E = 2,1 \cdot 10^6$ Kg/cm² $K = \frac{2,1 \cdot 10^3 \text{ Tn/cm}^2 \cdot 295,6 \text{ cm}^2}{5,50} = 15147,3$ Tn/por metro

$L = 5,50$ m

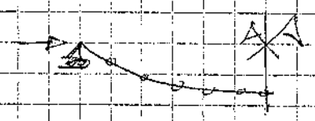
Teniendo un puntal cada 2,50m

$K = 60592,91$ Tn/m

Can Tunis 27-Enero-2004

Y Solera

Se discretiza la solera en un modelo de barras con un coeficiente de balasto del terreno de 1000 Tn/m³ y se obtiene una rigidez de



K= 130000 Tn/m

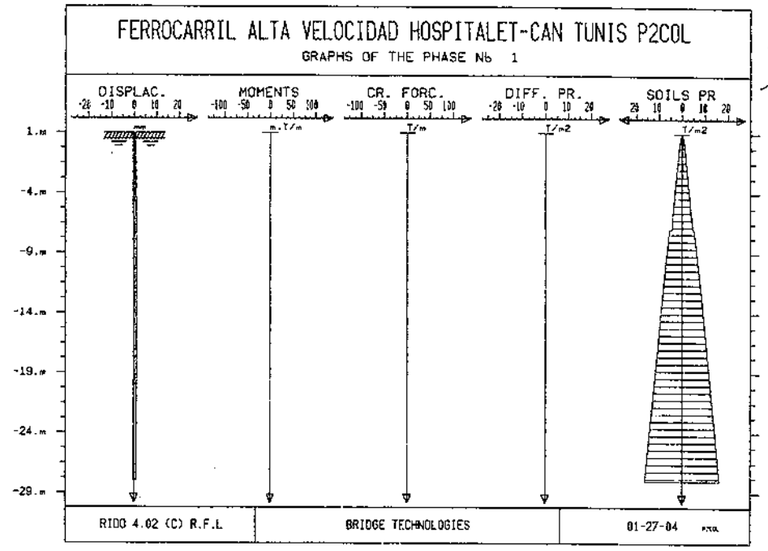
Nota: Se tiene en cuenta la fluencia disminuyendo las rigideces de los elementos de hormigón por 0.66


```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2COL  *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -5.00 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* CORRESPONDE A LA ZONA DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX
* SE EJECUTA LA CUBIERTA ANTES DE TODA EXCAVACION
1.0
-28 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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) 1.0
EXC(2) 1.0
SUB(1,1) 1.0 0.0 14.0 1.0
SUB(1,1) 1.0 14.0 15.0 2.0
SUB(1,1) 1.0 15.0 16.0 4.0
SUB(1,1) 1.0 16.0 17.0 6.0
SUB(1,1) 1.0 17.0 18.0 8.0
SUB(1,1) 1.0 18.0 19.0 10.0
SUB(1,1) 1.0 19.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -6.00
STR 0.3 1.0 0.0 0.0 454400.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -5.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.0 1.0 0.0 0.0 60500.0
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 5: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 0.0 0.0 35.0 13.0
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
```

```
STR(0,3)
STR 0.30 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

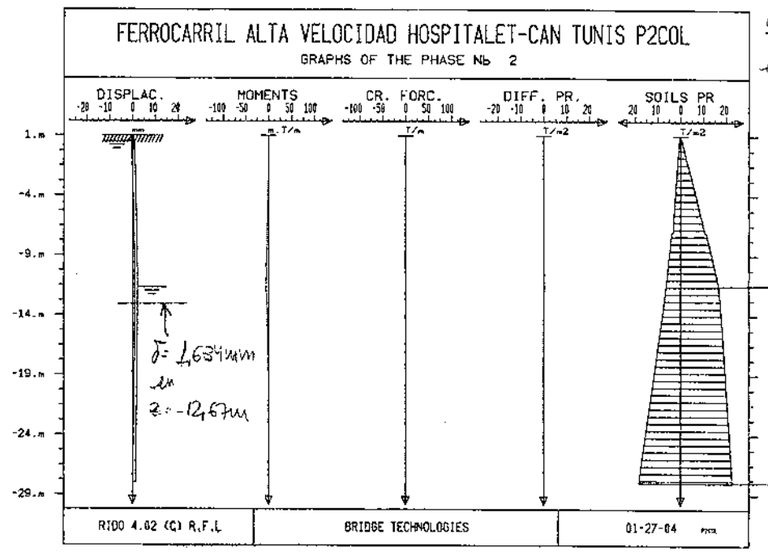
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DEL COLECTOR DEL VALL DEL POBLE (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN)

ESTADO PREVIO:



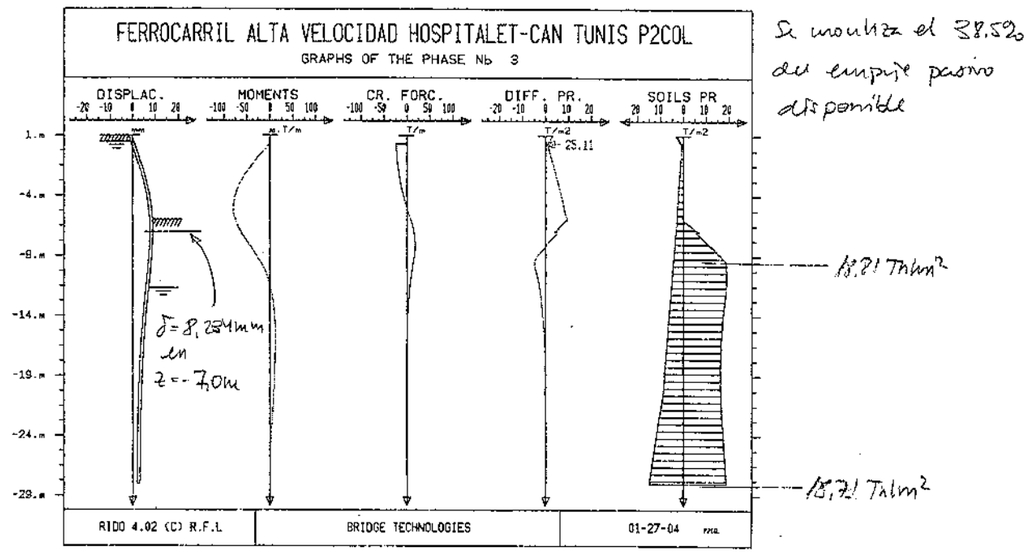
Se moviliza el 20,9% del empuje pasivo disponible

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



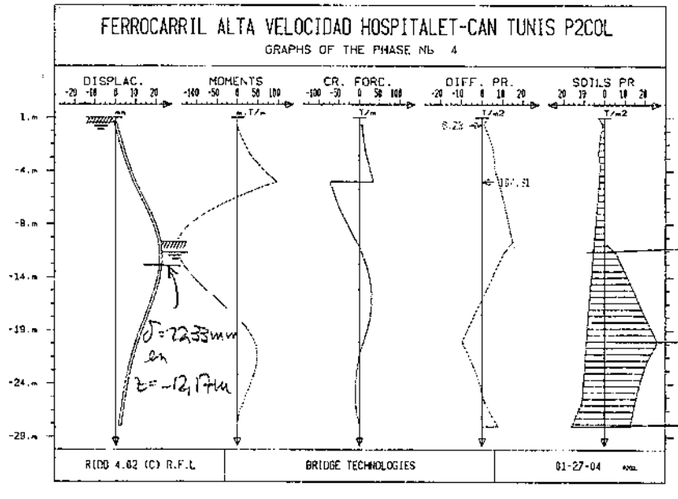
Se moviliza el 22,1% del empuje pasivo disponible

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.0m:



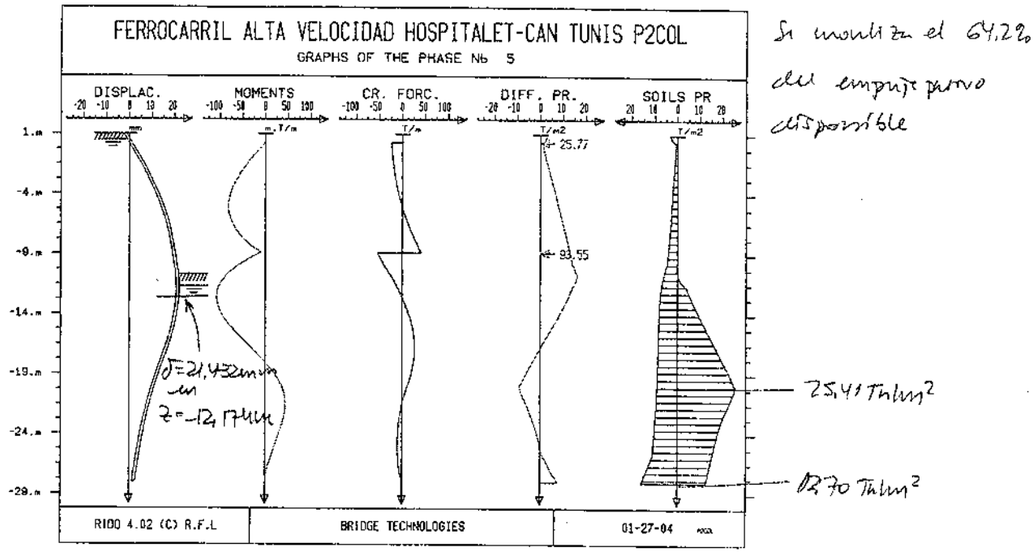
Se moviliza el 38.5% del empuje pasivo disponible

PUNTAL EN Z=-5.0m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



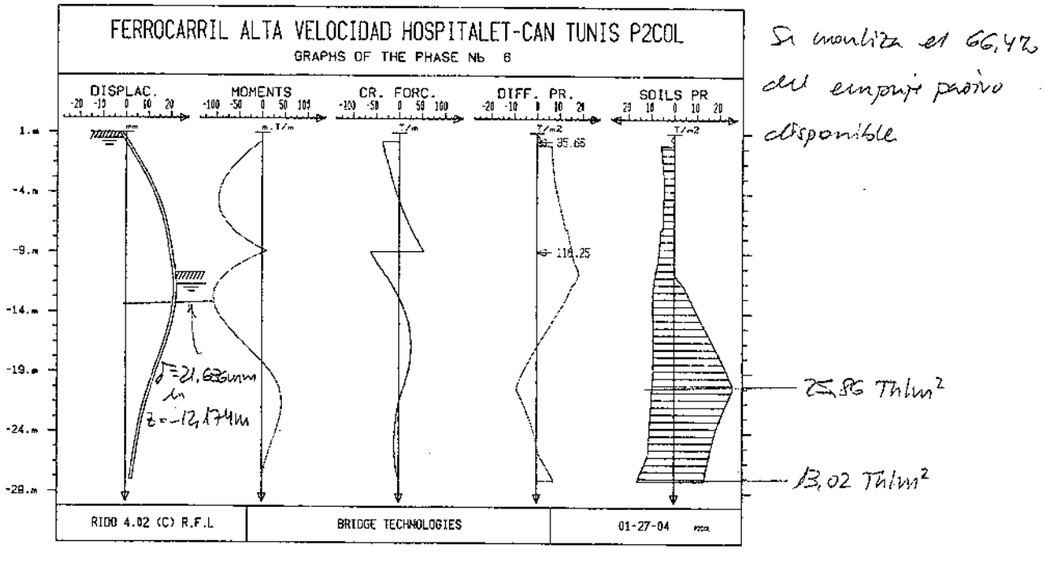
Se moviliza el 66.6% del empuje pasivo disponible

EJECUCIÓN SOLRERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



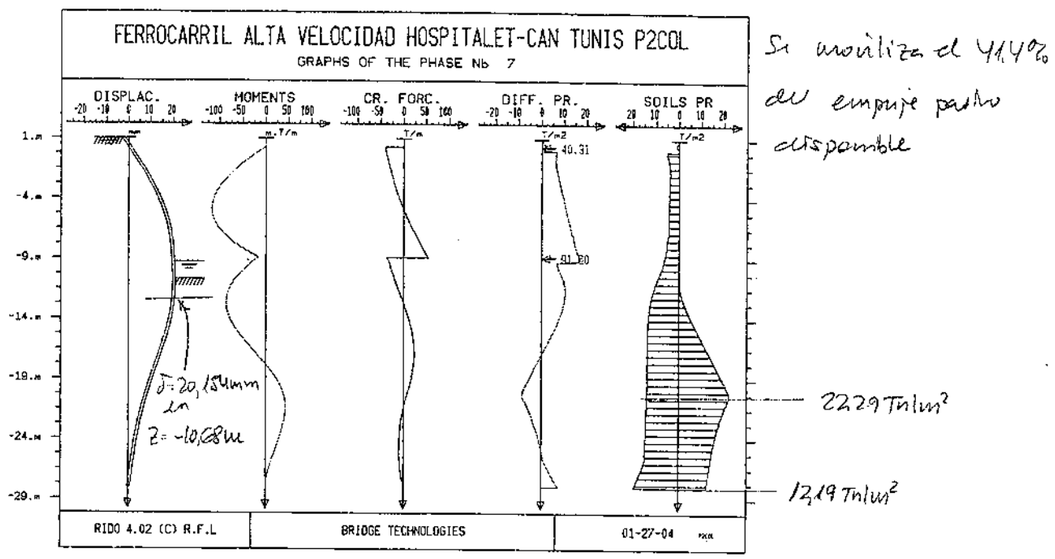
Se moviliza el 64.2% del empuje pasivo disponible

RELLENO EN EL TRASDÓS:

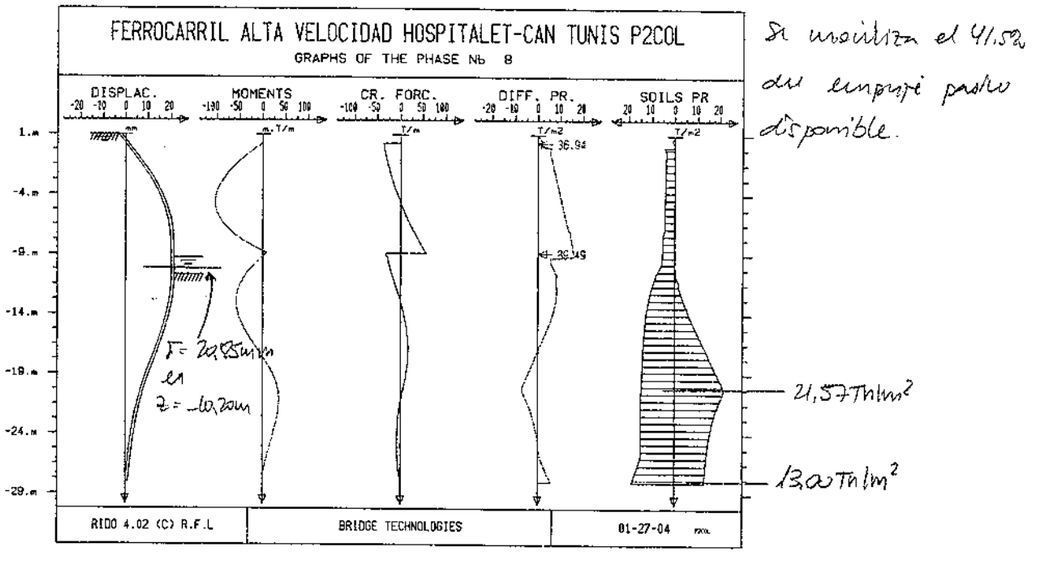


Se moviliza el 66,4% del empuje pasivo disponible

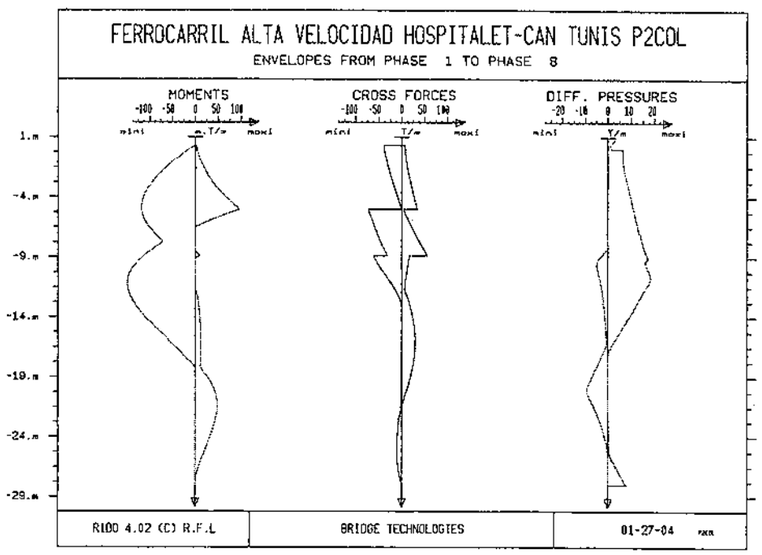
SUBIDA DEL N.F:



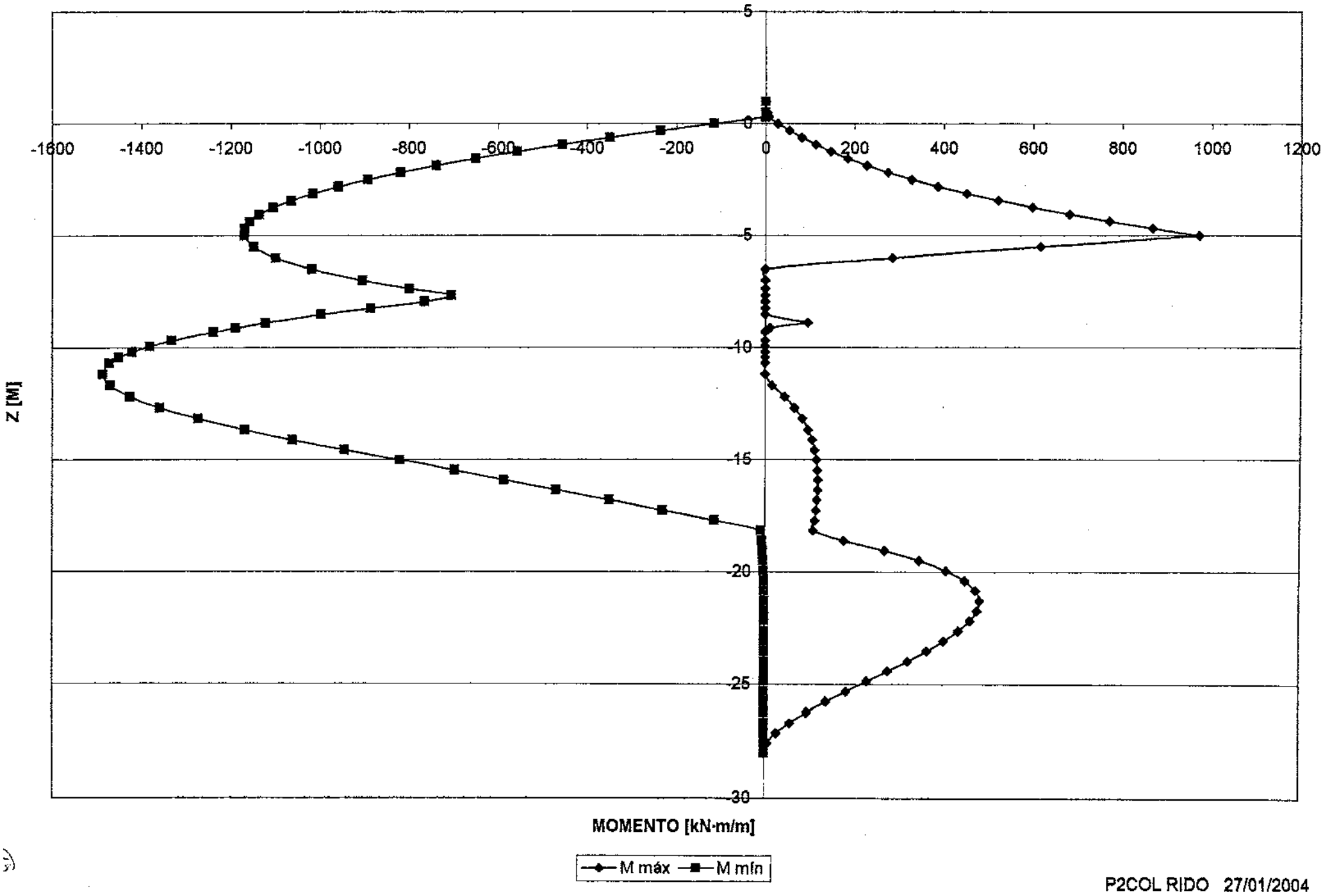
FLUENCIA:



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:

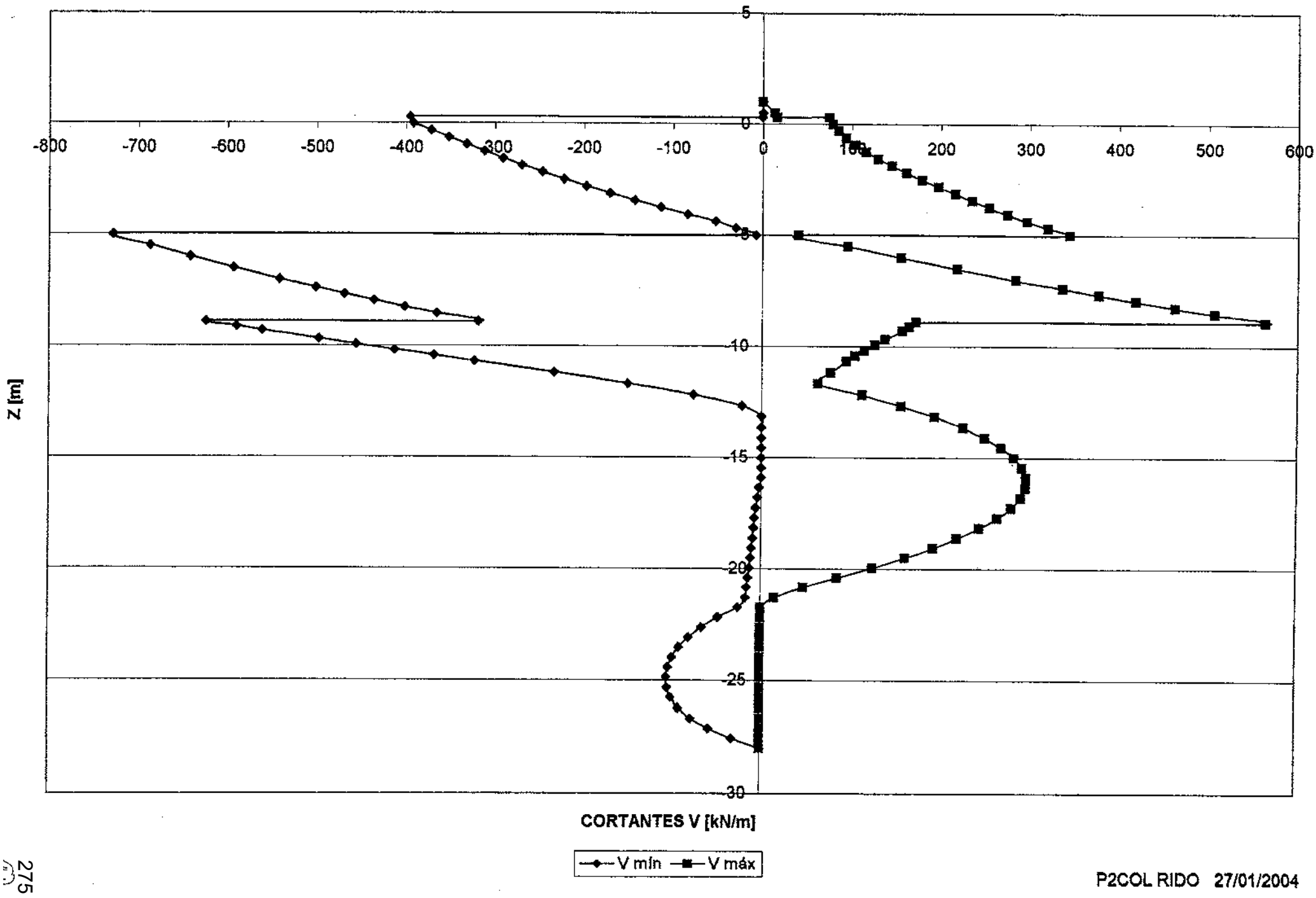


ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



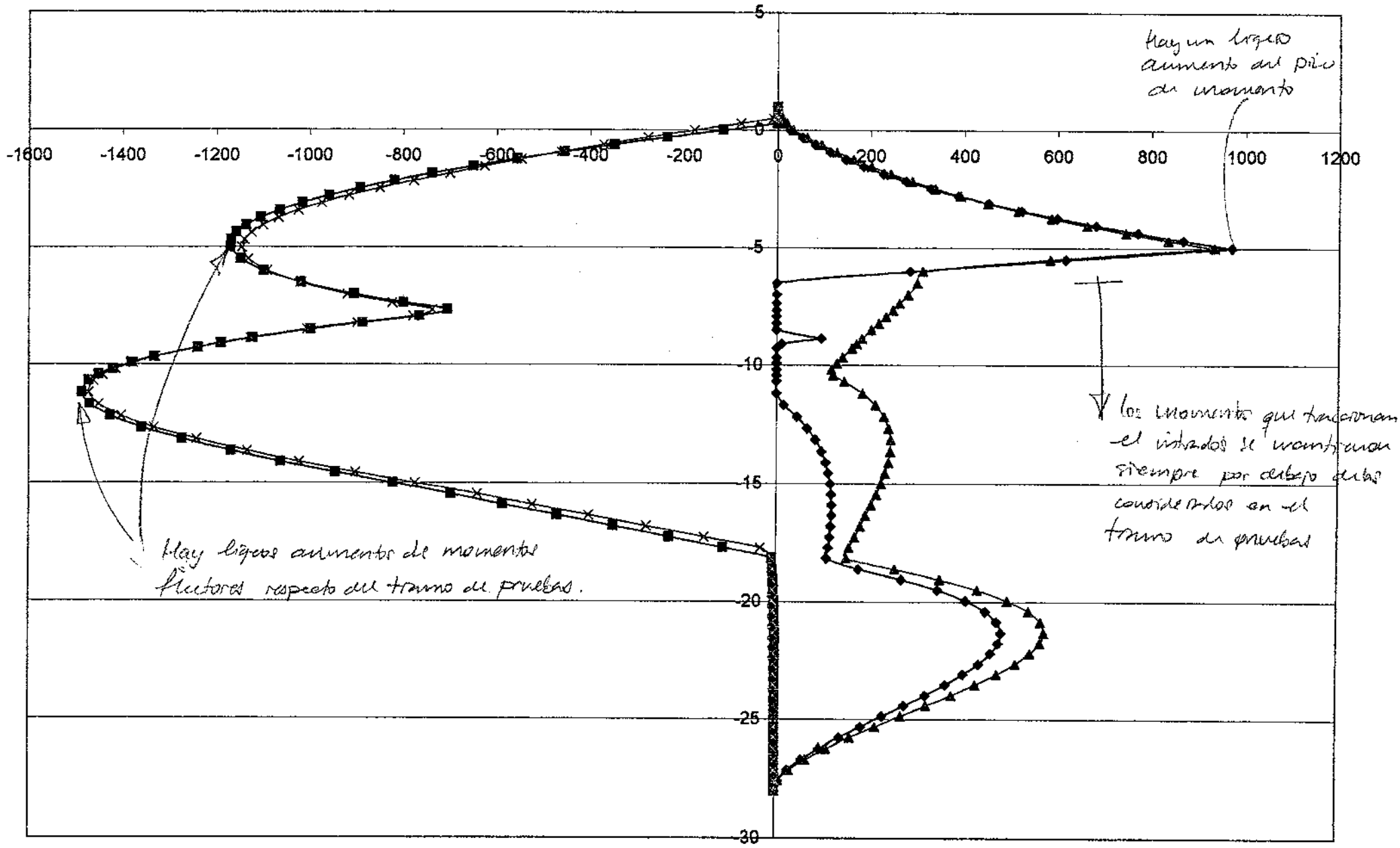
P2COL RIDO 27/01/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



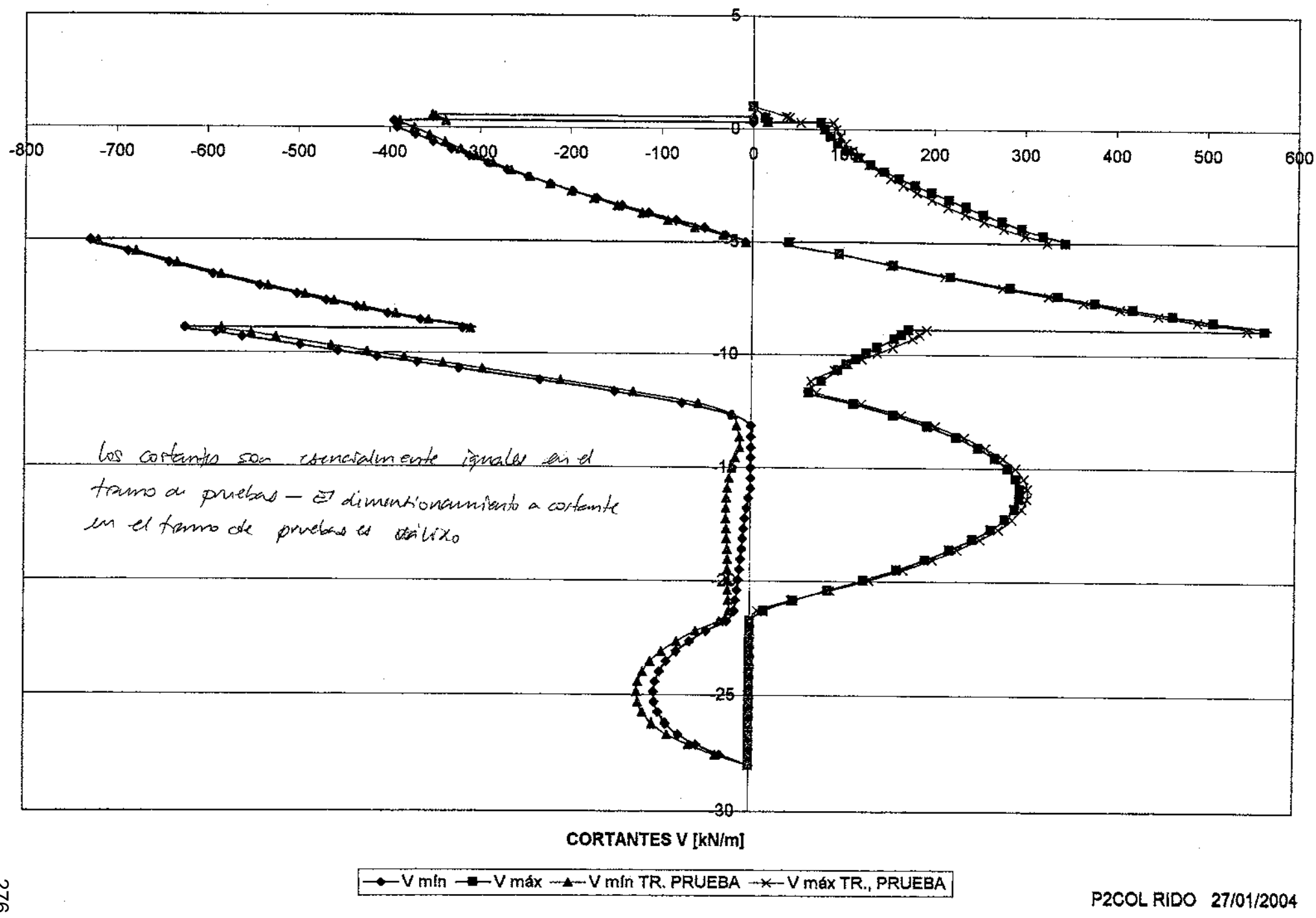
P2COL RIDO 27/01/2004

ENV ENTE DE MOMENTOS FLECTORES



P2COL RIDO 27/01/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES ← COMPARACIÓN CON TRAMO DE PRUEBAS



P2COL RIDO 27/01/2004

Cam Tunis 27-ENERO-2004

NOTAS DE ARMADO

Armadura de intradós

- Me = 14874 KN.m/m en el pico inferior

Md = 1,5 Me = 1,50 . 14874 = 2230,86 KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

(Recubrimiento mecánico r = 0,13m)

As = 69,9 cm²/m

En 1 batacho de 5,0m As = 347 cm²

Hay dispuesto 31 Φ25 + 25 Φ32 → 353,75 cm² (OK!)

Se cubre la armadura necesaria con la armadura dispuesta

- MR = 1169,5 KN.m/m en el pico superior

Md = 1,5 MR = 1,50 . 1169,5 = 1754,25 KN.m/m

As = 52,82 cm²/m

En un batacho de 5,00m → As = 264,1 cm²

Hay dispuestos 24 Φ25 + 31 Φ25 → 55 Φ25

As = 269,995 cm² (OK!)

Cam Tunis 27-ENERO-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2 COLECTOR "DEPURBAIX"

PRESENCIA DE AGUA E/J. CABECERA

CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE

TODA EXCAVACIÓN

Procedimiento constructivo P2 con las presencias de agua definidas por J. Cano pero con achique previo a toda excavación

FASE1 Achique P2 col1.BAD y P2 col2.BAD

FASE1 Achique total hasta cota de formativo durante construcción

FASE2 Ejecución cabeza y excavación hasta -1,60m

FASE3 Ejecución de contrabóveda por batachos centrepeados

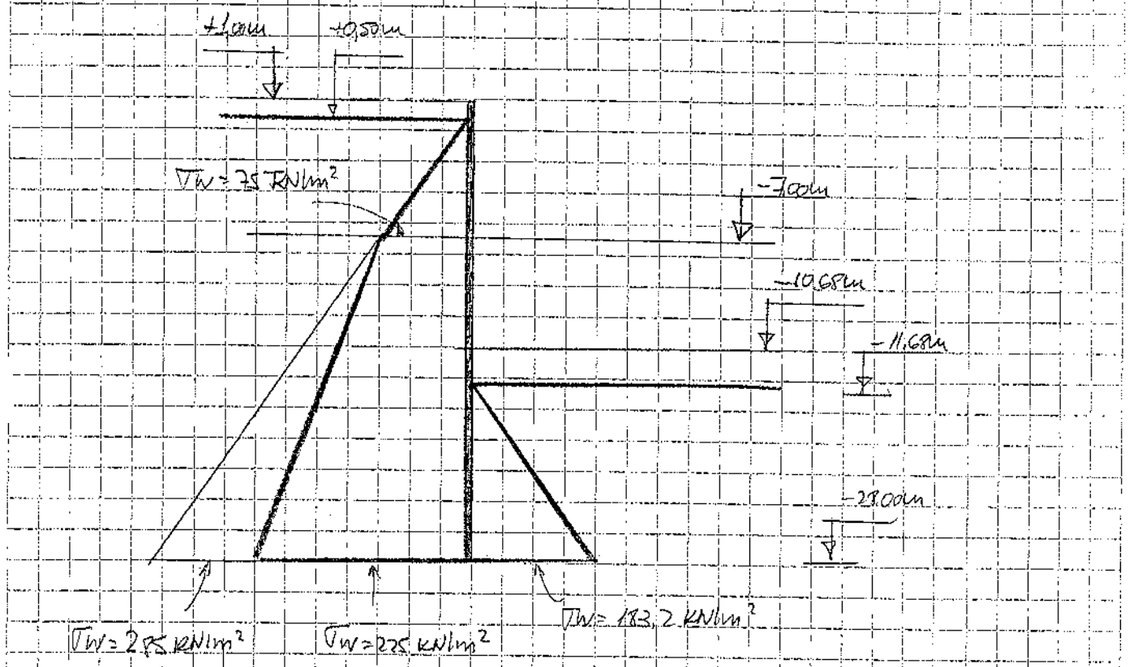
FASE4 Rellenos de terreno natural (Último tramo)

FASE5 Subida de NF hasta cota de diseño

Hipótesis de cálculo para modelización del procedimiento constructivo P2 — Ver nota de cálculo del Procedimiento Constructivo P2 con presencia de agua s/ Jesús Cañez (de Oct de 2003)

Como el achique de agua se prevé a toda excavación, en todas las etapas intermedias del proceso constructivo se hacen con unas leyes de presión de agua

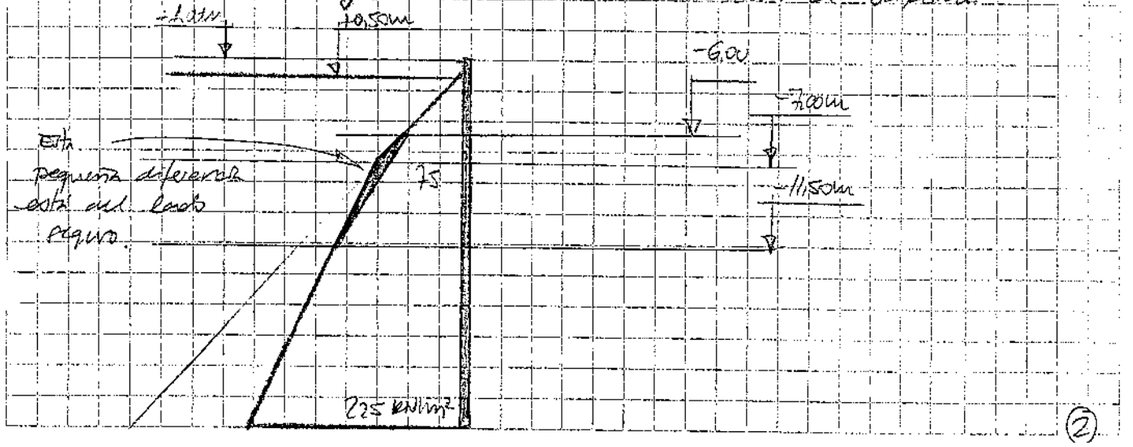
Leyes de presiones de agua a considerar:



1er SUPUESTO "PSCOL 1 RID"

Por la forma en que actúa RID hay que mayorar la presión de agua, que se ha multiplicado x2 el aumento con respecto de tensiones.

Presiones de agua en el momento de excavar el bataclak.



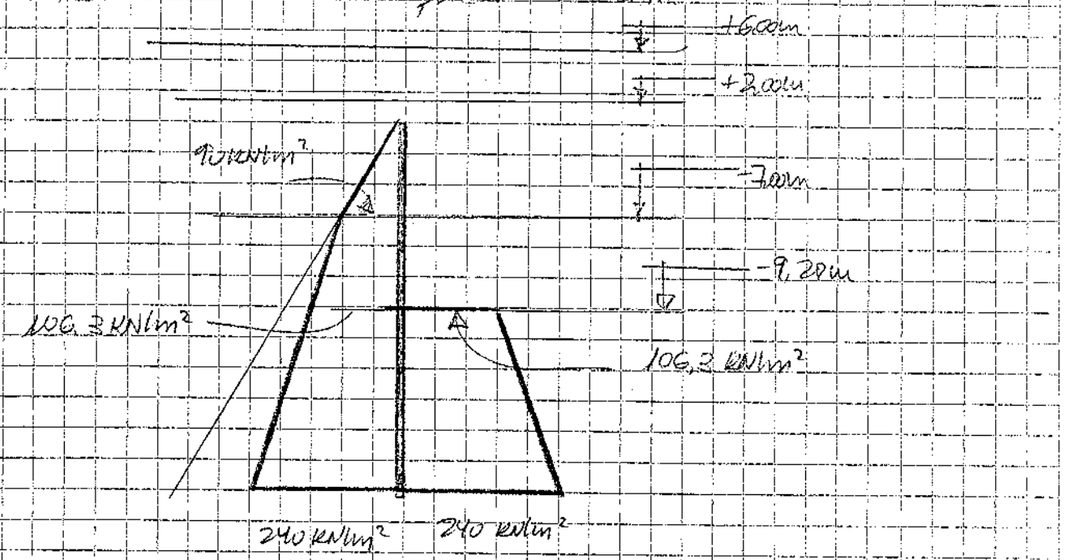
Presión de agua a retirar

(Se aplica el coeficiente de seguridad de las acciones del agua a 1.00, de modo que queda:

$\frac{150}{1,50} \cdot 2,4\left(1-\frac{1}{3}\right) = 160$ OK!

Se baja un poco el coeficiente de seguridad en esta fase del proceso constructivo.

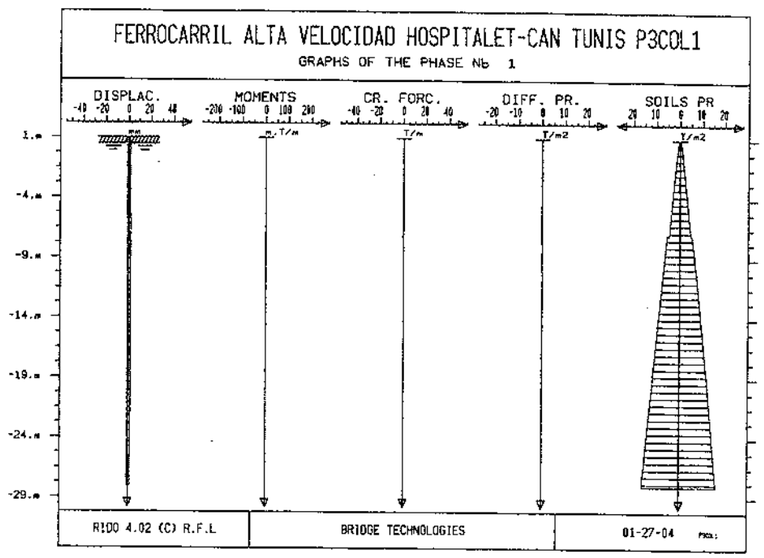
En estado definitivo, tras la entrada en servicio se produce una subida del NF hasta la cota +2,00m, adoptándose un trazado envolvente como el que se muestra.



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P3COL1  *100L *
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3. SUPUESTO #1 DE ACCIONES
* EN LAS PANTALLAS. NUEVAS PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERAS
* DRENAJE COMPLETO ANTES DE TODA EXCAVACION
* CORRESPONDE A LA ZONA DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX
* SE EJECUTA LA CUBIERTA ANTES DE TODA EXCAVACION
1.0
-28 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* RELLENOS ANTROPICOS Y LIMOS QUE SE EXCAVAN INICIALMENTE
1.0    2.0 1.0 0.3333 0.5000 3.0000 0.0 30.0 0.00 0 1000
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0   2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33.0 0.33 0 2500
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28.0 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 0.33 0 2000
EXC(1) 1
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 14 1
SUB(1,1) 1 14 15 2
SUB(1,1) 1 15 16 4
SUB(1,1) 1 16 17 6
SUB(1,1) 1 17 18 8
SUB(1,1) 1 18 19 10
SUB(1,1) 1 19 35 11
CAL
* ETAPA 1 : ACHIQUE DEL AGUA ENTRE PANTALLAS. DEFINICION DE LAS
* LEYES DE PRESIONES EN TRASDOS E INTRADOS
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2 EJECUCION DE CUBIERTA Y EXACAVACION HASTA Z=-8.68m
STR 0.30 1 0 0 454400.0
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 3 EXCAVACION INTERMEDIA
* MODELIZACION 1 DEL EFECTO EXCAVACION POR BATACHES
COE -6.00 -11.5 2 0.5
ELA(1) -6.00 -11.5 0.5 0.5
ELA(2) -6.00 -11.5 0.5 0.5
LOA -6.00 -11.5 -6.5*2/3 -10.71*2/3
CAL
* ETAPA 4 EXCAVACION TOTAL CON SOLERA POR BATACHES SIN RELLENO
TRASDOS
* EN ESTA FASE DE EXCAVACION SE CUENTA CON PARTE DE LA SOLERA
EJECUTADA
* SE DISPONE SOLO LA MITAD DE LA RIGIDEZ PROPIA DE LA SOLERA.
EXC(2) -10.68
STR -8.88 2 0 0 130000
CAL
* ETAPA 5 RELLENO TRASDOS
STR(0,2)
STR -8.88 1 0 0 130000
SUB(1) 1 0 35 11
CAL
* ETAPA 6 SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2,1) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.30 1 0 0 0.66*454400.0
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

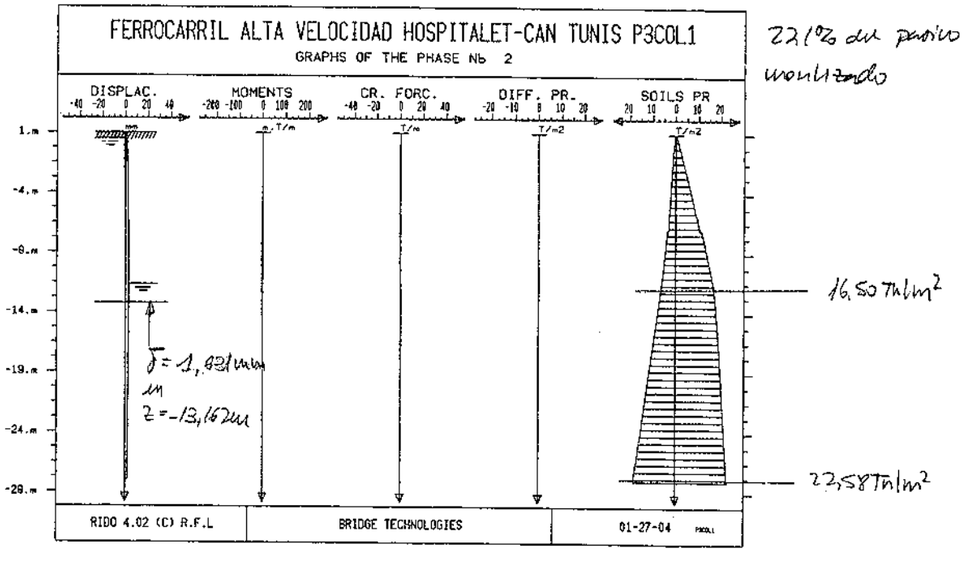
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3: MODELIZACIÓN #1 DEL EFECTO DE LA EXCAVACIÓN POR BATACHES (PRESIONES DE AGUA S/ J. CARRERA Y CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN)

ESTADO PREVIO:



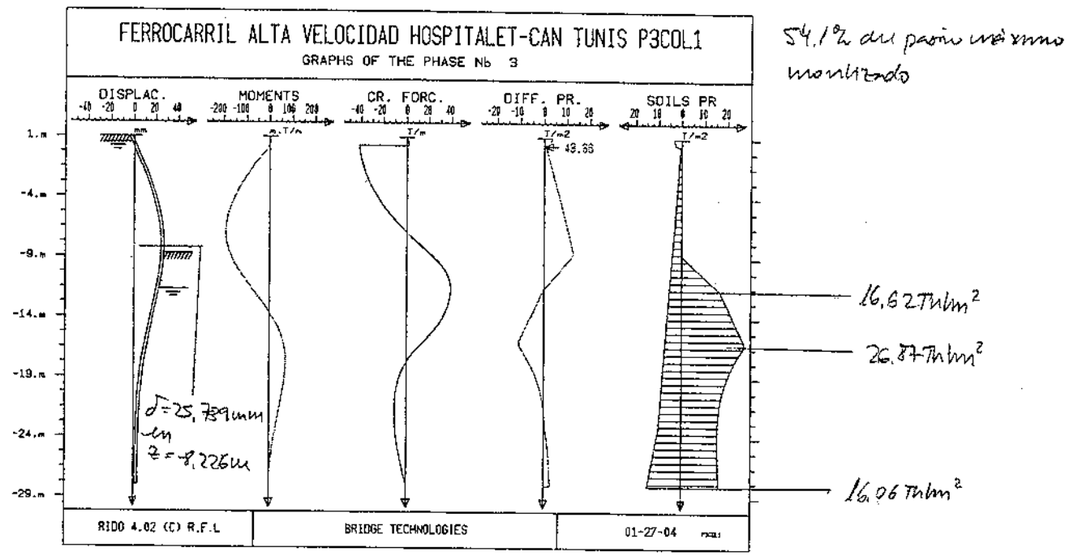
20,3% del pasivo máximo movilizado

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



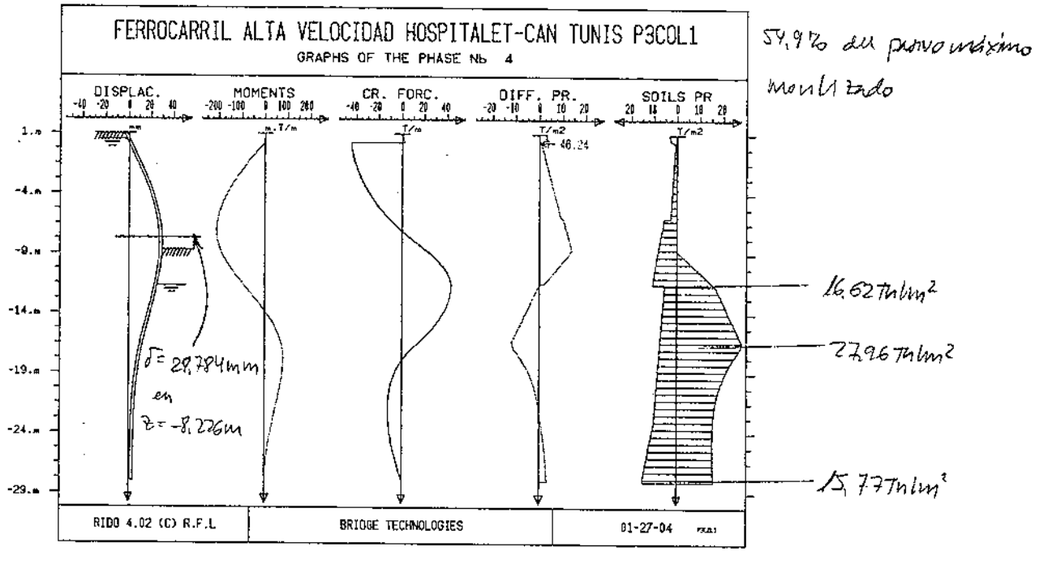
22,1% del pasivo máximo movilizado

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m:



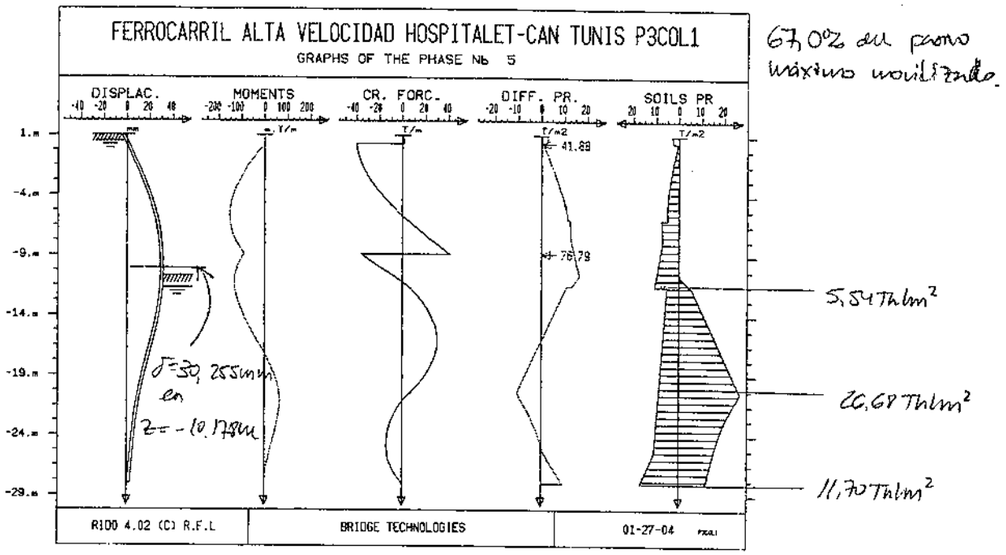
54,1% del pasivo máximo movilizado

MODELIZACIÓN #1 DE LA EXCAVACIÓN POR BATACHES- EXCAVACIÓN INTERMEDIA:



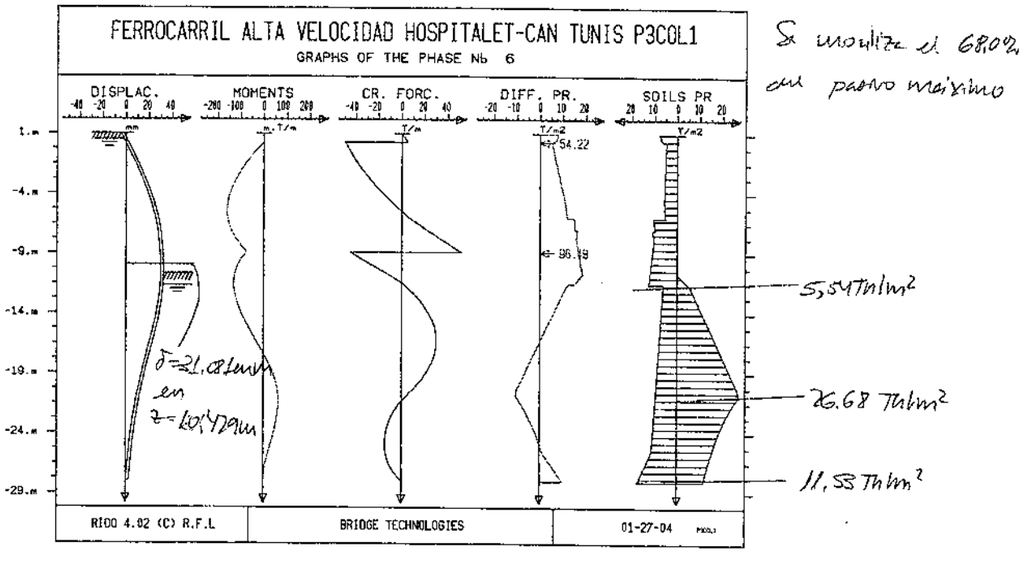
57,9% del pasivo máximo movilizado

EXCAVACIÓN HASTA COTA DEFINITIVA:



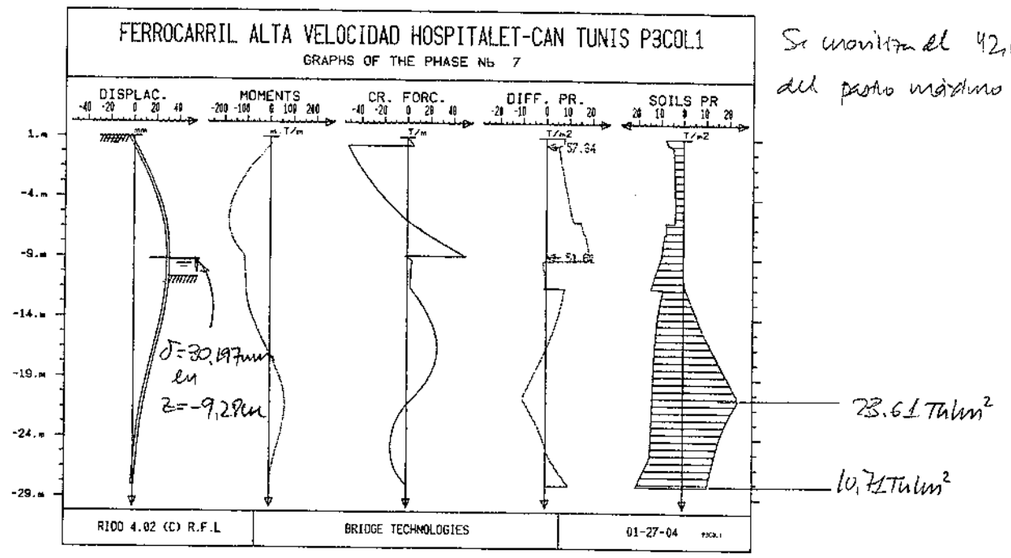
67,0% del paso máximo movilizado.

RELLENO TRASDÓS:



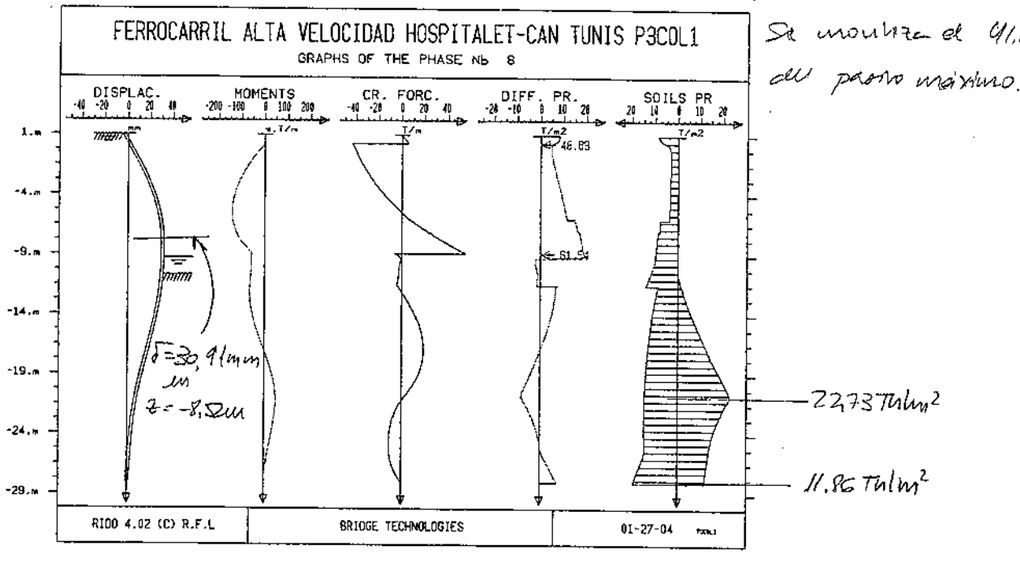
Se moviliza el 68,0% del paso máximo

SUBIDA DEL N.F:



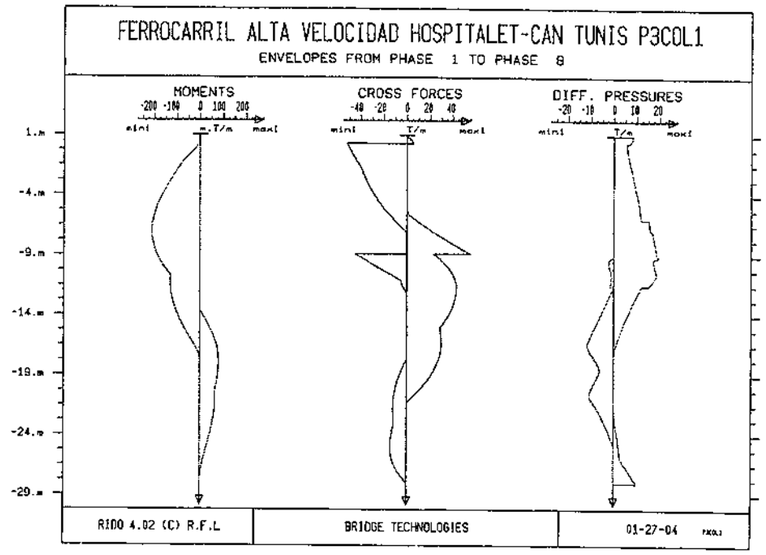
Se moviliza el 42,1% del paso máximo

FLUENCIA:



Se moviliza el 41,6% del paso máximo.

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



Can Tunis 27-Enero-2004

2º Supuesto "P3 COL2 RD4"

Se mantienen los empujes y se minora la resistencia pasiva del terreno

Se modifica la resistencia en el intrados $Kp' = \frac{1}{2} Kp$

Cot. -8,68 - 11,00 y 0,5

Todas las variables quedan igual salvo el empuje pasivo máximo en la zona afectada que se minora por 0,5

El 0,5 sólo afecta al coeficiente de empuje pasivo

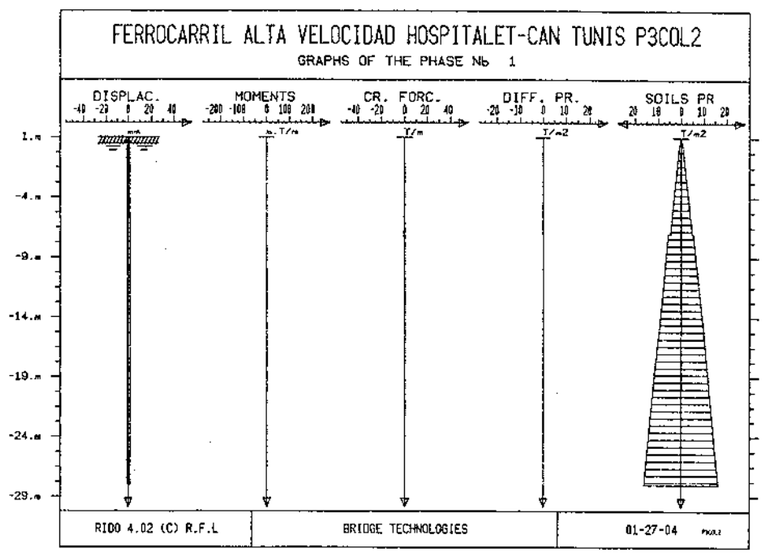
$Kp' = 1,0 * 0,5 * Kp = 0,5\ Kp$ → Se minora la resistencia pasiva del terreno

Se minora esta resistencia durante la excavación del intrados → Una comprobación muy del lado segura

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P3COL2 *100L *
* PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3. SUPUESTO #2 DE ACCIONES
* EN LAS PANTALLAS. NUEVAS PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERAS
* DRENAJE COMPLETO ANTES DE TODA EXCAVACION
* CORRESPONDE A LA ZONA DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX
* SE EJECUTA LA CUBIERTA ANTES DE TODA EXCAVACION
1.0
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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
EXC(2) 1
SUB(1,1) 1 0 14 1
SUB(1,1) 1 14 15 2
SUB(1,1) 1 15 16 4
SUB(1,1) 1 16 17 6
SUB(1,1) 1 17 18 8
SUB(1,1) 1 18 19 10
SUB(1,1) 1 19 35 11
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DEL AGUA ENTRE PANTALLAS. DEFINICION DE LAS
* LEYES DE PRESIONES EN TRASDOS E INTRADOS.
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2 EJECUCION DE CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA Z=-8.68m
* MODELIZACION 2 DEL EFECTO DE EXCAVACION POR BATACHES.
STR 0.30 1 0 0 454400
COE -8.68 -11.5 1 0.5
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 3 EXCAVACION INTERMEDIA DEL BATACHE
* EN ESTA FASE DE EXCAVACION SE CUENTA CON PARTE DE LA SOLERA
EJECUTADA
STR -8.88 2 0 0 130000
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 4 RELLENO TRASDOS
STR(0,2)
STR -8.88 1 0 0 130000
SUB(1) 1 0 35 11
CAL
* ETAPA 5 SUBIDA NF EN ESTADO DEFINITIVO.
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2,1) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 6 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.30 1 0 0 0.66*454400.0
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000.0
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

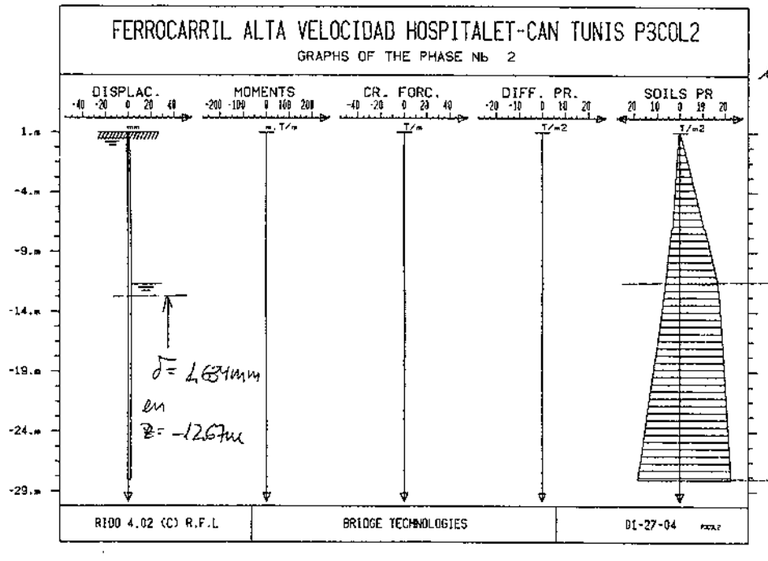
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P3: MODELIZACIÓN #2 DEL EFECTO DE LA EXCAVACIÓN POR BATACHES (PRESIONES DE AGUA S/ J. CARRERA Y CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN)

ESTADO PREVIO:



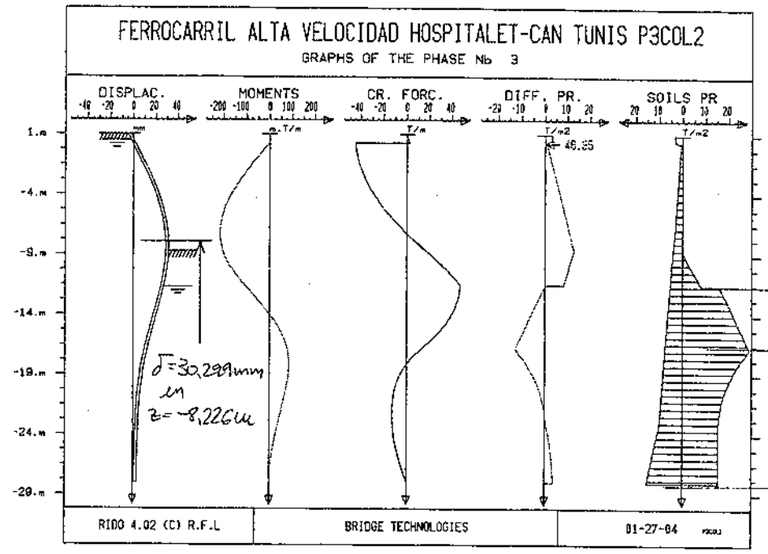
Se moviliza el 20,3% del empuje pasivo máximo

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



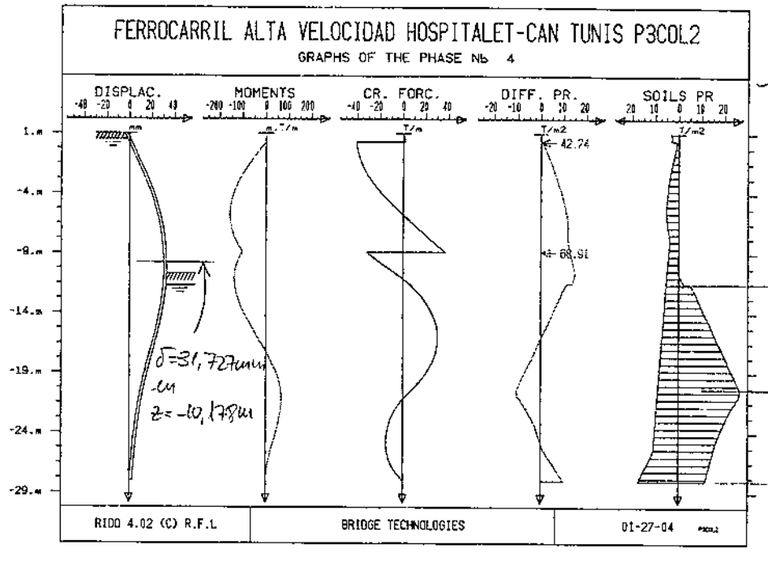
Se moviliza el 22,1% del empuje pasivo máximo

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m.
MODELIZACIÓN DEL EFECTO #2 DE LA EXCAVACIÓN POR BATACHES:



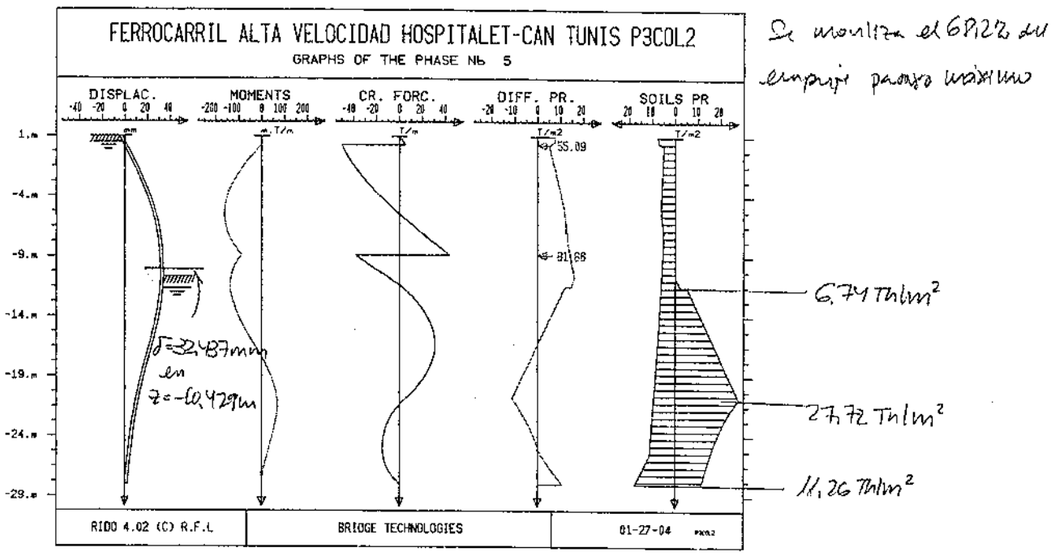
Se moviliza el 54,7% del empuje pasivo máximo

EXCAVACIÓN HASTA COTA DEFINITIVA:

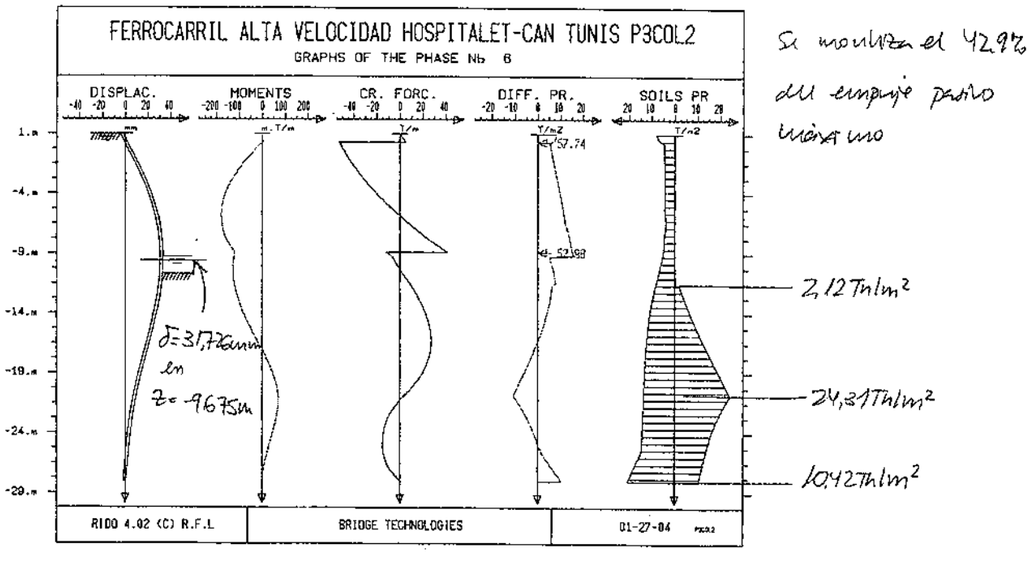


Se moviliza el 67,2% del empuje pasivo máximo

RELLENO EN EL TRASDÓS:

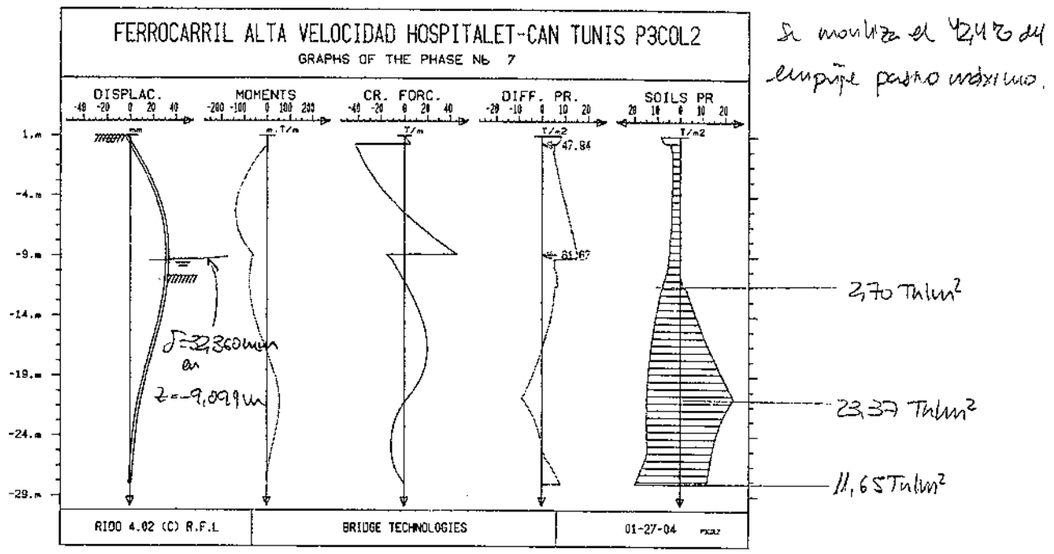


SUBIDA DEL N.F:

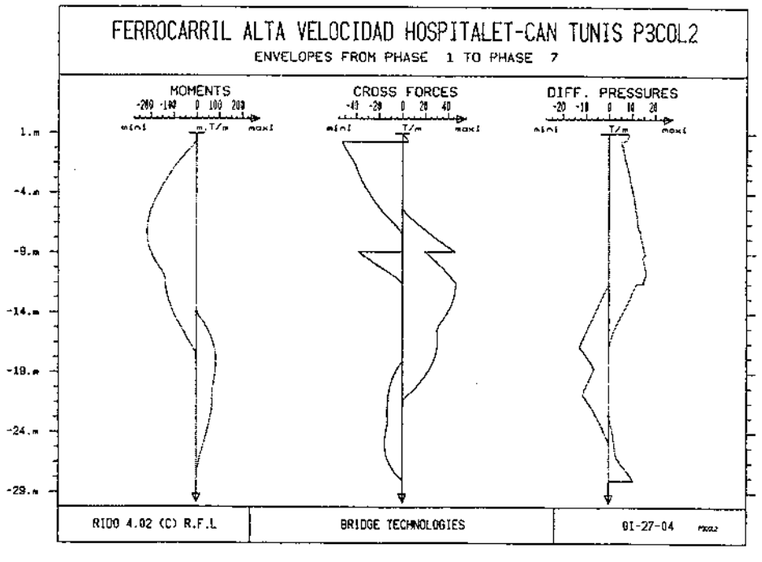


(16)

FLUENCIA:

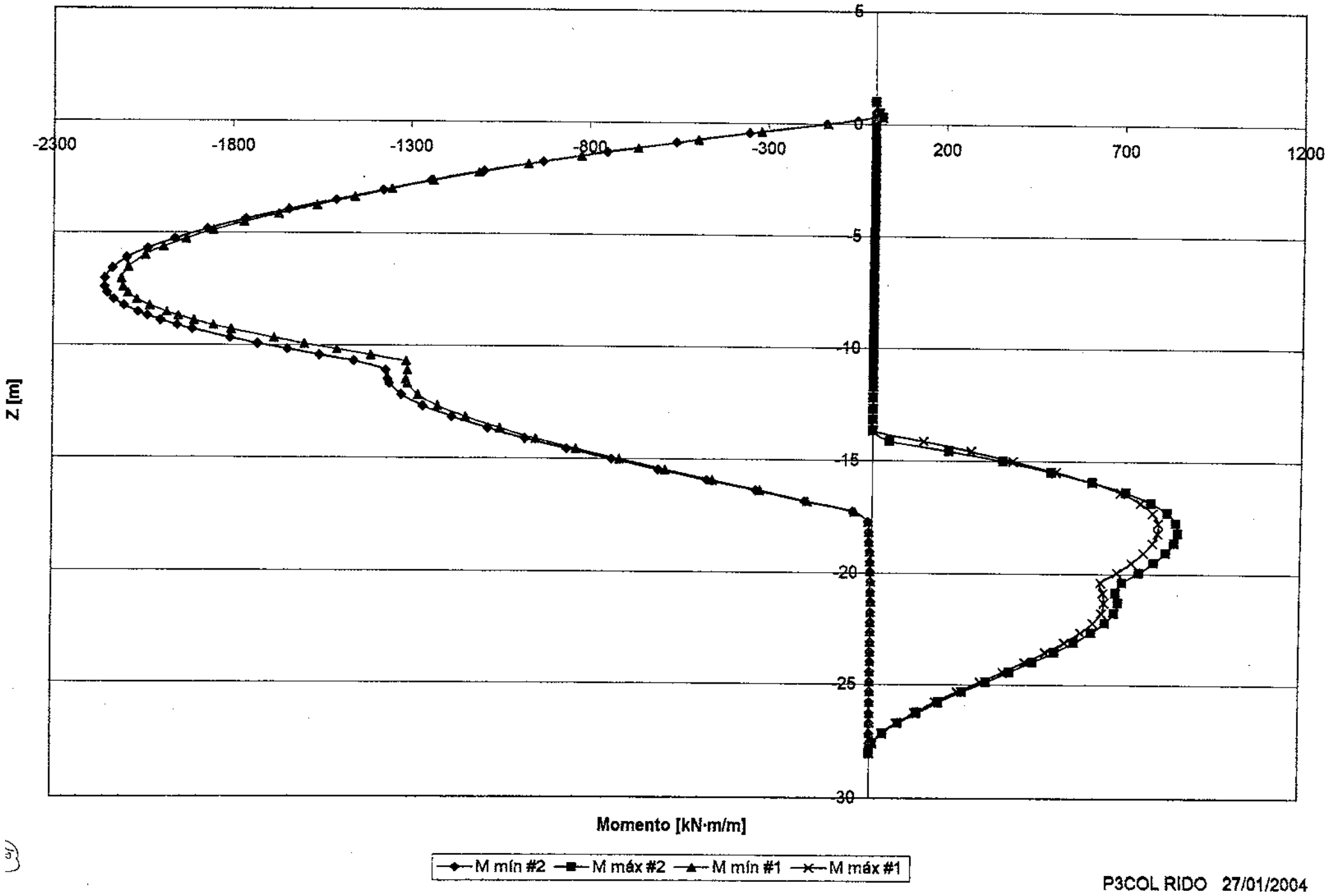


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:



(17)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



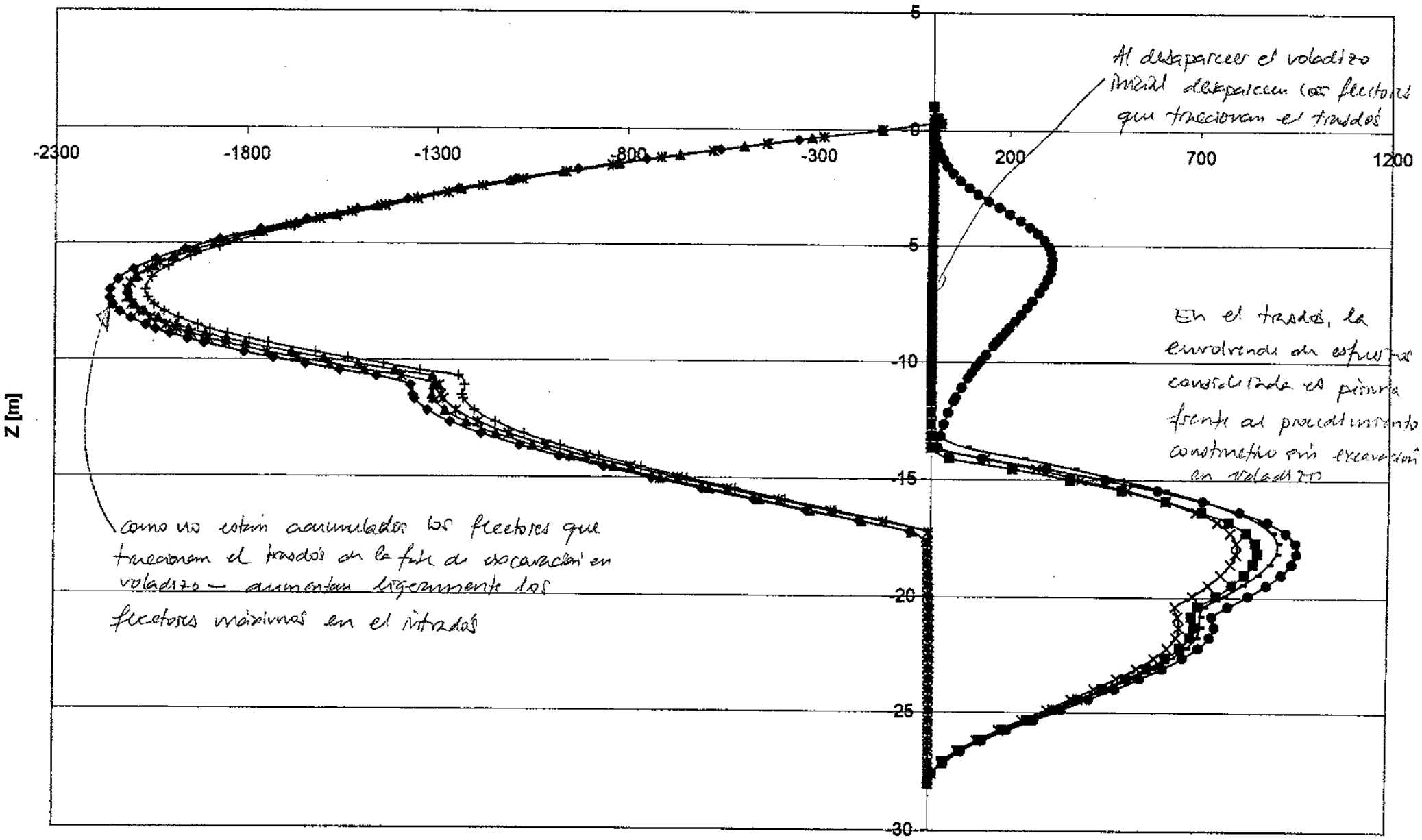
P3COL RIDO 27/01/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

P3COL RIDO 27/01/2004

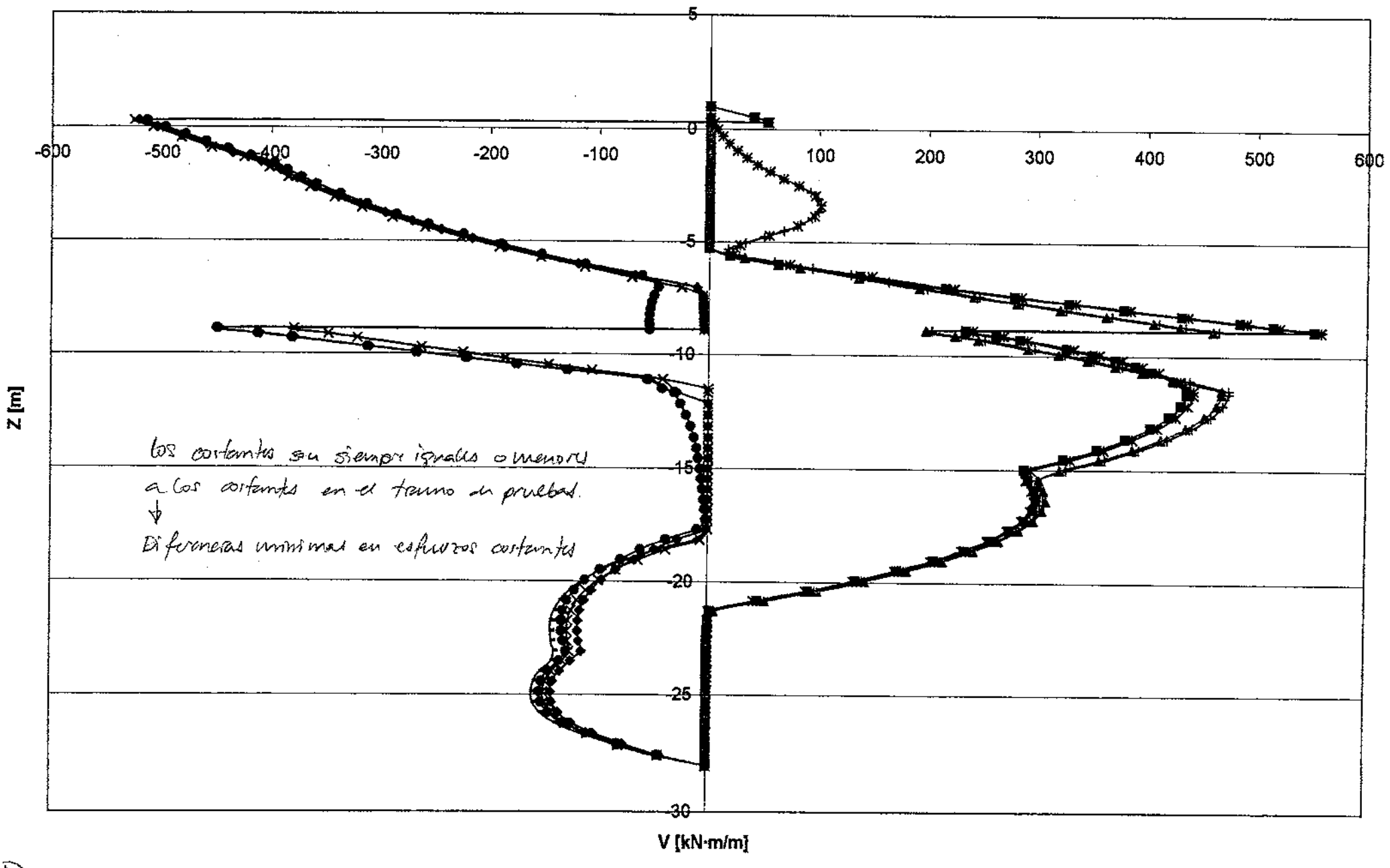
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

COMPARACIÓN CON LA ENVOLVENTE DE FLECTORES EN TRAMO DE PRUEBAS.



P3COL RIDO
27/01/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES COMPARACIÓN CON LA ENVOLVENTE DEL TRAMO DE PRUEBA



P3COL RIDO
27/01/2004

Nuevo momento de diseño:

Pico de momento M_d = 2578,81 kN·m/m

(Si hubiese redistribuido M_d = 2112,5 kN·m/m)

M_d = 1,50 · 2157,21 = 3236,72 kN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC (recubrimiento mecánico r = 0,14 m)

1 Cabeza con 2 capas

$A_s \geq 109{,}29\ cm^2/m$

En un bataché de 5 cm → $A_s \geq 546{,}5\ cm^2$

Armadura dispuesta en el intradós: 17+15+36 = 68 Φ32

A_s = 68 · 8,042 = 546,86 cm^2

Luego con la armadura más puesta es suficiente

En el trasdós en la parte superior ya hay dispuesta cuantía mínima → No hay posibilidad de reducir la armadura

MURO FRONTAL l = 12,00 m h = 3,00 m $l/h = h/3 = 4{,}0 > 2{,}0$ → Comportamiento como viga

M_d = 1717,5 kN·m

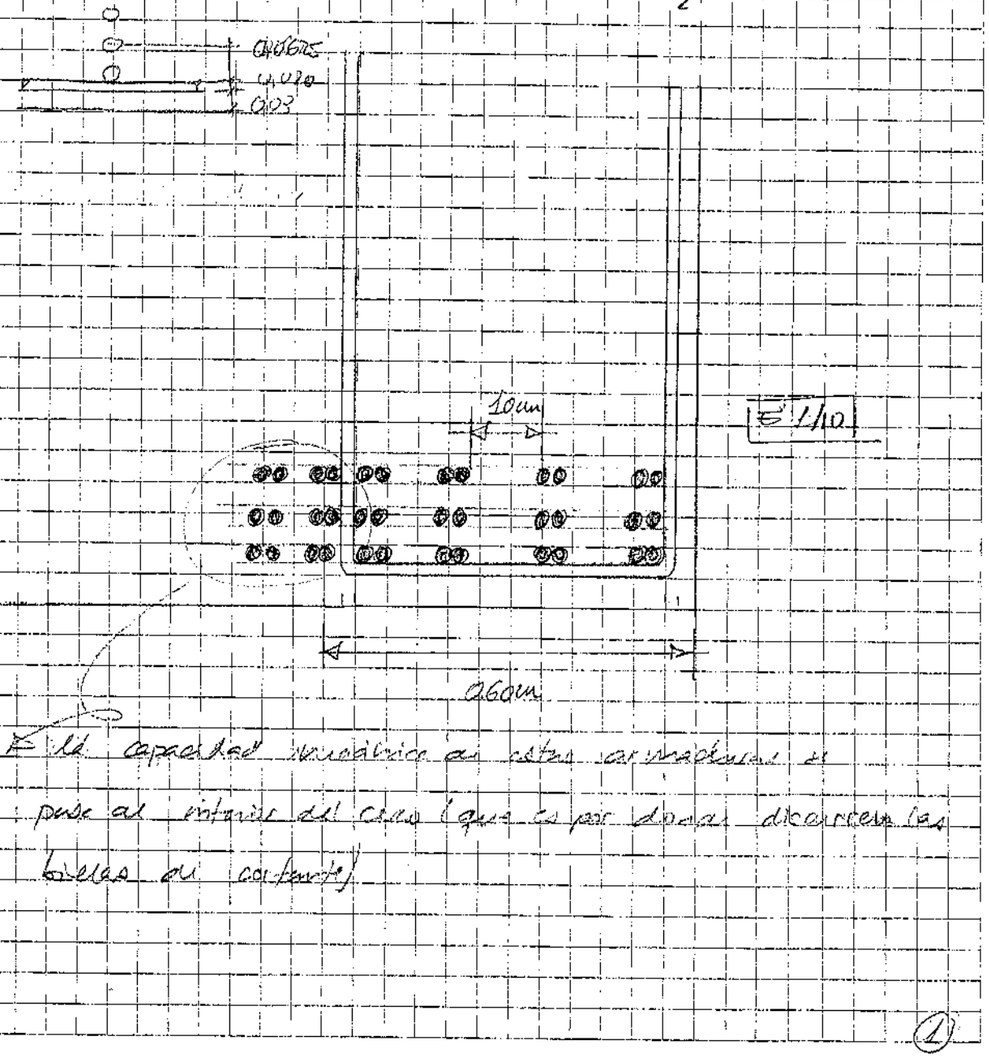
para la combinación Comb2 = 1,35 g_1 + 1,50 Tierras + 1,50 Reacción cubierta + 1,50 · 0,50 Sobrecarga Superficial

+ 1,50 Sc

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_s \geq 165{,}2\ cm^2$ ← Φ34Φ25 → 3 capas de 12 Φ25/capa

Recubrimiento mecánico: $0{,}02 + 0{,}020 + 0{,}025 + \frac{0{,}025}{2} = 0{,}1125$



E la capacidad mecánica de esta armadura es pese al interior del cono (que es por donde discurren las bielas de cortante)

NOTE BOOK

Cam Tunel 22-Dic-2004

17 Φ25 $A_s = 17 \cdot 4,909 = 58,908\ cm^2$

$V_d = T_d = A_s \cdot f_{yd} = 58,908 \cdot 10^{-4} \cdot 434,8 = 2,561\ MN$

Debe transmitirse esta capacidad mecánica en 6,00m (distancia entre puntos entre los cuales la ley de flechores es monotona)

Rasante $S_d = \frac{2,561\ MN}{6,00m} = 0,426\ MN/m$

$A_p \geq \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{0,426\ MN/m}{400\ MPa} = 10,67\ cm^2/m$

Se cubre con Φ 16 c/0,20 (10,05 cm^2/m) un poquito es suficiente con la armadura existente de la losa

ESFUERZO CORTANTE

Tomando el cortante a 1 canto útil del apoyo (del lado izquierdo se toma el cortante a 2,90m del eje del apoyo)

$V_d = 2972,52\ kN$

armadura en tracción $4\Phi = 24\Phi25$ $A = 117,82\ cm^2/m$

$r = 0,1175m$

$A_{st} = 73,25\ cm^2/m \rightarrow$ 1c Φ20 a 0,20 + 1c Φ16 a 0,15

Agotamiento bielas obtenemos $S_{u1} = 0,5 f_{cd} h_0$

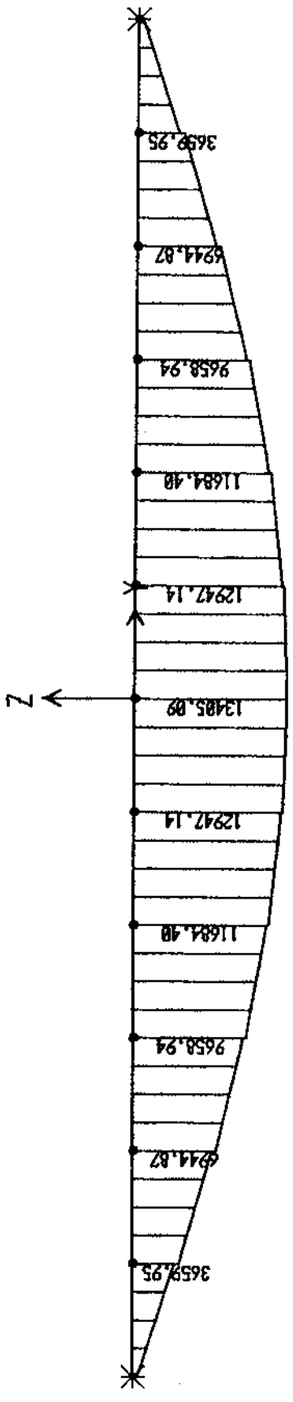
$S_{u1} = 0,50 \frac{25}{1,50} \frac{0,20}{apox} = 1,667\ MN/m > S_d$ → no hay problemas de agotamiento de la biela comprimida

→ se toma el doble para el espesor de la biela

NOTE BOOK

enero 29,2004 10:23

LEY DE FLECTORES EN MURO FRONTAL



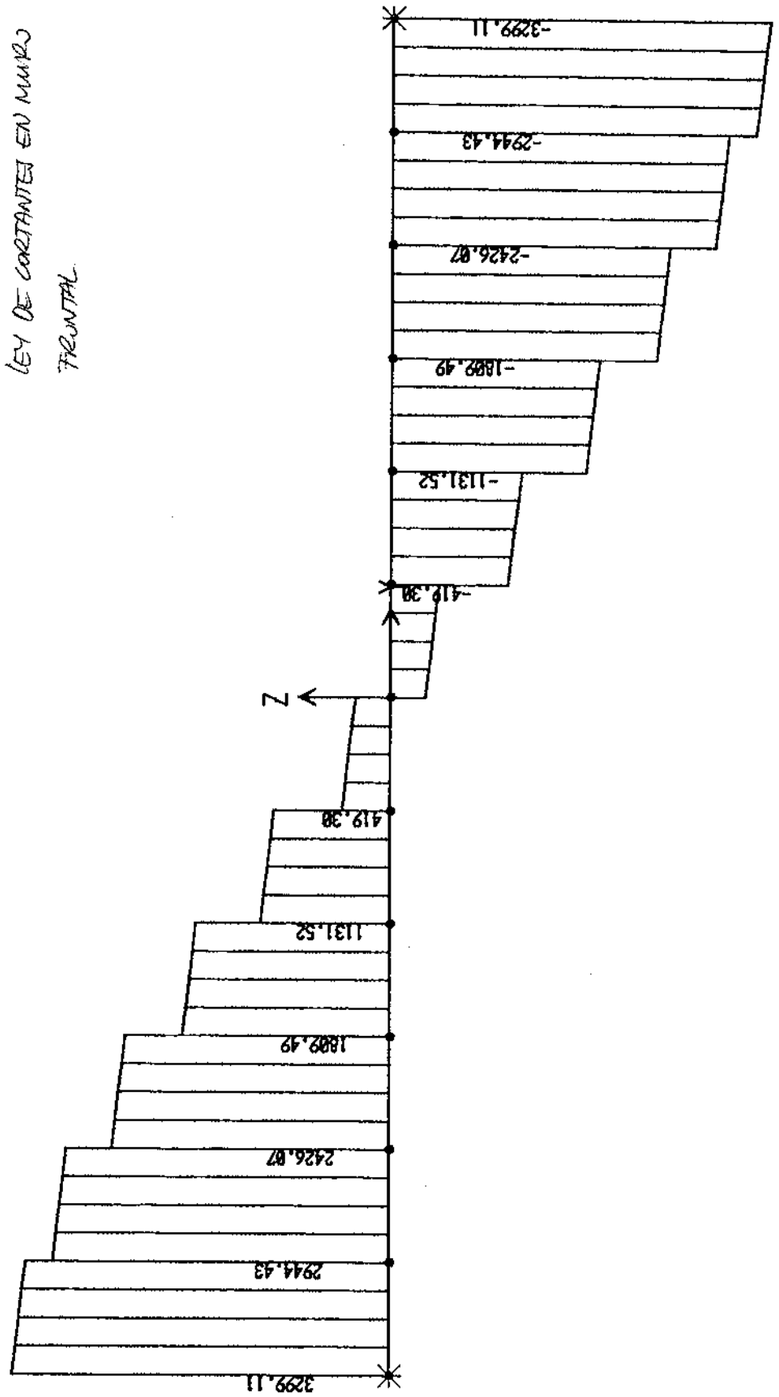
SAP2000 v6.11 - File:EMPARRILLADO_SAP - Moment 3-3 Diagram (COMB1) - KN-m Units

SAP2000

enero 29,2004 11

LEY DE CORTANTES EN MUROS

FRONTAL



SAP2000

SAP2000 v6.11 - File:EMPARRILLADO_SAP - Shear Force 2-2 Diagram (COMB1) - KN-m Units

(4)

Can Jumis 29-Enero-2004

Tomando el cortante a 4,00 m del eje de apoyo

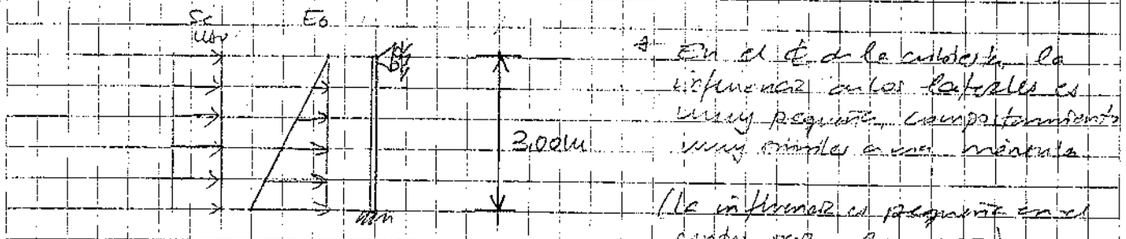
V_d = 1412,83 KN/m

armadura en fracción A_s = 24,075 A_c = 117,82 cm²/m

r = 0,1175 m

$A_{s/L}$ = 8,27 cm²/m → 1 c Φ 12 a 0,20

FLEXIÓN DEL MURO



En el E. de la cubeta, la influencia entre tabiques es muy pequeña, comportamiento muy similar a una losa

(Se influencia el pequeño en el centro para l_y/l_x < 0,5)

$$M_k = \frac{5 \cdot 3,0^2}{8} + \frac{30 \cdot 3,0^2}{15} = 23,625 \text{ KN.m/m}$$

$M_d = 1,5\ M_k = 35,44$ KN.m/m

Armado recomendado con programas BASIC r = 0,0425 m

$A_s \geq 1,47$ cm²/m → Muy bajo

No es limitante → Se opta en las dos caras

CORTANTES DE MURO:

$$V_k = \frac{9}{6}(5+2,5) - \frac{23,625}{3} = 37,5 - 7,875 = 29,625 \text{ KN/m}$$

Dimensionamiento con Programas BASIC ; A_s = 15,7 cm²/m

$A_{s/L} \geq 0$ → No hace falta armadura de cortante

(4)

NOTE BOOK

Cam Tomm 29-Enero-2004

SUPERVISIÓN DE LA APLICACIÓN DE LA LOSA:

Cortante máximo en longitudinal V_d = 607 KN/m

Cortante máximo en transversal V_d = 562,92 KN/m

Cortante de diseño: $A_c = \frac{V_d}{\phi f_{cd}} = \frac{0,607\ MN/m}{400\ MPa}$

$A_c \geq 15,2\ cm^2/m$

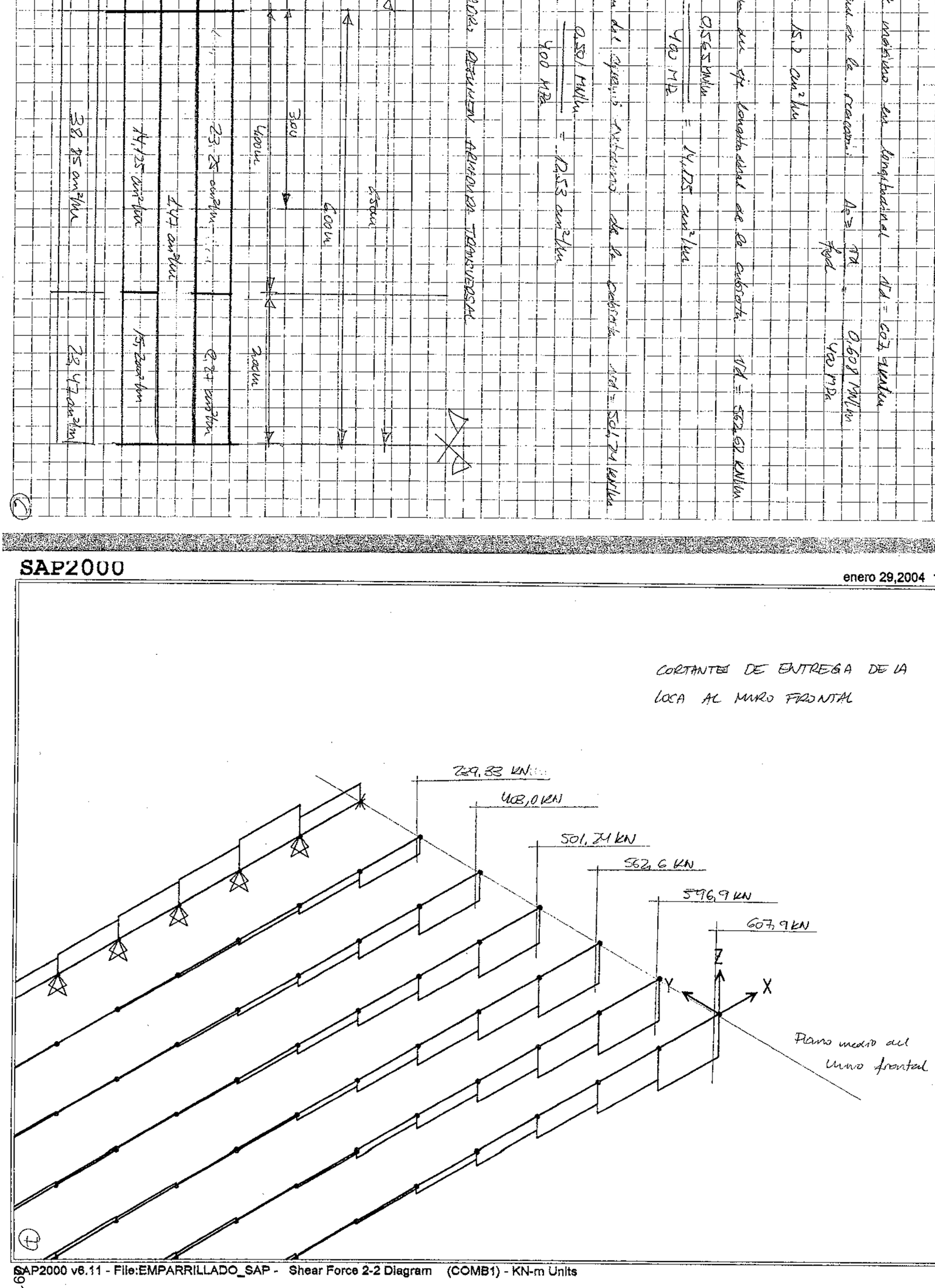
Asumiendo un recubrimiento de 2,5 cm hasta el centro de gravedad del refuerzo:

$A_c = \frac{0,5625\ MN/m}{400\ MPa} = 14,05\ cm^2/m$

Para 3,00 m del apoyo: $A_s = \frac{Q_{550}\ MN/m}{400\ MPa} = 12,53\ cm^2/m$

CALCULO REFUERZO ARMADURA TRANSVERSAL

Corbank				
Losa		23,25 cm²/m		8,24 cm²/m
Terreno Firme		14,25 cm²/m		7,47 cm²/m
Cuneiforme		14,25 cm²/m		15,2 cm²/m
TOTAL	38,75 cm²/m		23,47 cm²/m	



CORTANTES DE ENTREGA DE LA LOSA AL MURO FRONTAL

$A_{s/t}$ = 38,85 cm²/m ← La cubre con 1c Φ20 a 0,25

$A_{s/t}$ = 23,47 cm²/m ← La cubre con 1c Φ20 a 0,25 m

Cuantía mínima geométrica ETH

Como muro $w \geq 3{,}2‰$

A_c = 0,6 m²/m → $A_c \geq 19{,}2$ cm²/m

S. dispone 9,6 cm²/m en cada cara

c/ cubre con Φ16 a 0,20

Armadura de anclaje de la última hiela de cortante

V_d = 2975 kN = Cortante a 1 canto útil de

Tomando hiela a 45°

$A_c = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{2.975 \text{ MN}}{434{,}8 \text{ MPa}} = 68{,}42 \text{ cm}^2$ → La llevan hasta el final

2 capas de Ø25

El resto se extiende hasta completar la reacción total en base

falta dibujo

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO LOSA/MURO

M_d = 45,75 kN·m/m

Dimensionamiento con pasadores Φ16

h = 0,60 m r = 0,04 m

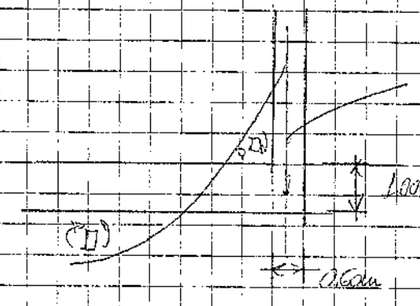
A_s = 20,46 cm²/m ← a anclar en la cara exterior

Cubre anclando en la cara del lado tierra del muro frontal

Total	39,85 + 20,46	23,47 + 20,46
Total..	59,31	43,93 [cm²/m]

$A_{s/t}$ = 59,31 → La cubre con 2c Φ20 a 0,20

$A_{s/t}$ = 43,93 → La cubre con 1c Φ20 a 0,15



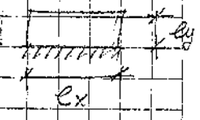
El momento debe transmitirse al muro frontal.

Ver hoja siguiente para la distribución de estos momentos flectores entre losa y muro

MOMENTOS FLECTORES DE EJE VERTICAL EN EL MURO

Jiménez Montoya pg 550

Se toma el caso de $l_y/l_x = 0,5$ del lado seguro



$m_{xy} = 0,001\ q\ l_y^2\ 10$ → Carga triangular

$m_x = 0,001\ q\ l_y^2\ 15$ → Carga uniforme

$m_{xy} = 0,001\ 2,00^2\ (10 + 30 + 15) = 3,75$ kN m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

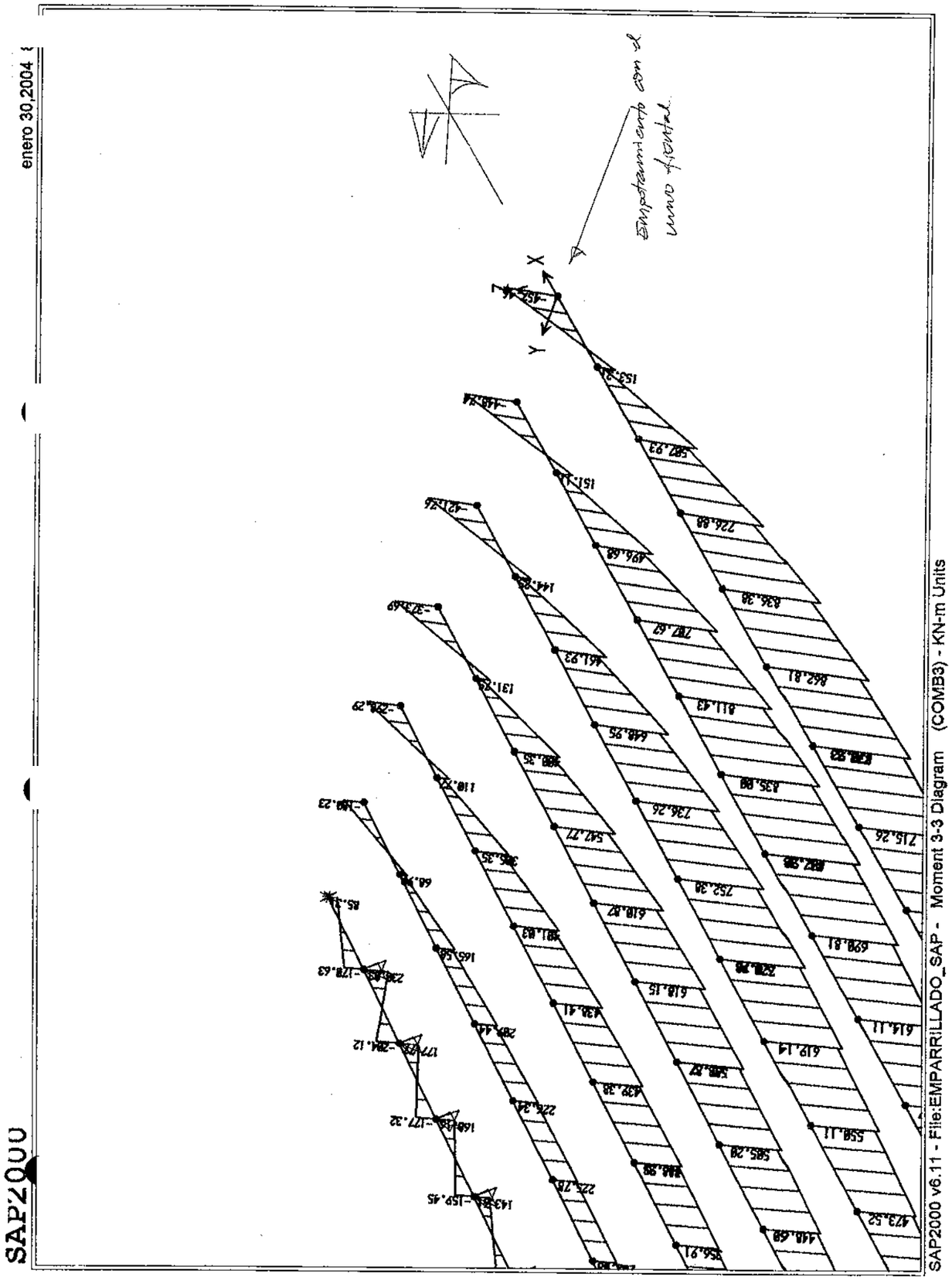
$A_c \geq 0,14\ cm^2/m$ ← se cumple sobradamente en la cuantía geométrica mínima

Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04\ 0,6\ \frac{25/1,5}{500/1,5} = 0,6\ cm^2/m$$

También es menor que la cuantía geométrica mínima

(0,16 a 0,20 — 5 = 10,05 cm²/m)



Viga de cimentación

Ahora actúa como viga de cimentación toda la cabeza — Tiene unos cantos en el plano

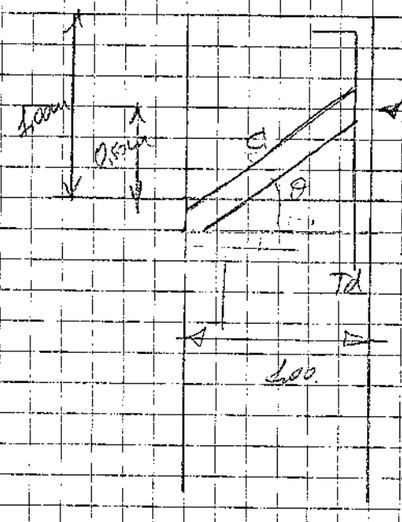
Esfuerzos — Utilizamos hoja de cálculo de la pantalla y tomamos en la puesta de hormigonado

Por lo demás se actúa con cuantía mínima

Máxima reacción de la pantalla sobre la cabeza

$M_d = 900$ kN/m

Se supone aplicada en el centro de la viga de cimentación



$R_d = 900$ kN/m

→ Una biela de compresión de pared tomando un

$\theta = \arctg \frac{0,60}{0,90} = 33,69°$

$T_d = R_d \cdot tg\theta$

$T_d = R_d \, tg\, 33,69 = 600$ kN/m

$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{C,6 \text{ kN/m}}{400 \text{ MPa}} = 0,0015 \text{ m}^2/\text{m}$ $A_s \geq 15,0$ cm²/m

→ Se arman con 1c Φ12 c/25

Armadura en espera en las pantallas

Debe ser superior a $4\Phi25$ /m ó a

$A_{s,2} = 15 \rightarrow$ En 1 metro se anclan distribuyendo

$8,82 \cdot \frac{100}{450} = 5,36 \text{ cm}^2/\text{m}$

Hay que haber $2\Phi32$ /m

En cualquier caso, tanto para P1 como para P2 hay más armadura de la requerida

En P2 hay $24+21\ \Phi25 = 55\Phi25 \rightarrow 11\Phi25$ pml OK!

En P3 hay $17+36\ \Phi32 = 53\Phi32 \rightarrow 10,6\Phi32$ pml OK!

Cualquier de la reacción $V_d = 900$ kN/m

$V_d = 0,9$ MN/m

$A_s \geq \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{0,9 \text{ MN/m}}{400 \text{ MPa}} = 22,5 \text{ cm}^2/\text{m}$

Contando con la rama del cΦ25

$A_s = 19,635$ cm²/m

Faltan $22,5 - 19,636 = 2,9$ cm²/m

Se añade 1 ganchos $\Phi10$ c/0,25 ($12,56$ cm²/m)

Can Tunis 29-Enero 2004

RASANTE EN LA JTA

$\tau_{rd} = \frac{0.9 MN/m}{1.00m} = 0.9 MN/m^2 = 0.9 MPa$

Limitación por falta de adherencia $0.25 f_{ctd} = 0.17 MPa$

Se cumple en pilotines

Armadura necesaria →

$\tau_{rd} = P f_{ctd} + \frac{A_t}{S_p} f_{yd} (\mu \sigma_{nd} + \alpha \sigma_{cd}) + \mu \sigma_{cd} \leq 0.4 f_{cd}$

Superficie rugosa → $P = 0.40$

$\mu = 0.90$

$f_{ctd} = \frac{1}{1.5} 0.21 \sqrt[3]{f_{ck}} = 1.197 MPa$

Despejando

$\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{1}{f_{yd} \mu \sigma_{nd}} (0.9 - P f_{ctd})$

Sustituyendo valores

$\frac{A_{st}}{S_p} \geq \frac{1}{400 \cdot 0.9 \cdot 1.0} (0.9 - 0.4 \times 1.197) = 11.7 cm^2/m/m$

En 1 metro de ancho hay que disponer $11.7 cm^2$

Se cubre con la armadura de intradós (con la armadura transversal)

NOTE BOOK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LA CUBIERTA DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DEL DEPURBAIX EN EL CRUCE CON EL FALSO TÚNEL FERROVIARIO DE CAN TUNIS

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 17 de febrero de 2004

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

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

REPOSICIÓN COLECTOR DEL DEPURBAIX

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura presentada tiene las siguientes características y funciones:

Se trata de un colector materializado mediante un cajón bicelular de dimensiones interiores de 2 x (5,0 x 3,0) m ejecutado con hormigón HA-25 y espesores de hastiales laterales de 40 cm, hastial central de 30 cm y solera y cubierta de 50 cm.

El cruce de dicho colector con el túnel a cielo abierto exige su demolición parcial y posterior reconstrucción. Esta memoria, y la nota de cálculo que la acompaña, se circunscribe tan sólo a esta actuación, existiendo un documento análogo para la ejecución de las pantallas, cubierta y solera del túnel por debajo del colector.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Los trabajos realizados han consistido en:

Dimensionamiento de la cubierta del colector. Dicha cubierta, dado que se trata de una reposición del colector no puede ejecutarse sobre un encofrado convencional interior al mismo, pues éste no sería recuperable. Por tanto, se ha optado por una solución con prelosas prefabricadas utilizando idéntica geometría en planta que las del túnel.

Criterios de empalme de la armadura longitudinal del colector existente con la armadura del tramo a reponer.

En ningún caso se ha recalculado ni la solera ni los hastiales del colector. Dado que es una obra reciente, las acciones y criterios de dimensionamiento marcadas por las normativas no han variado y los esfuerzos que transmite la cubierta son idénticos, o incluso menores como es el caso del momento de empotramiento en hastiales, al caso de construcción monolítica. Por tanto, se ha respetado escrupulosamente el armado original de todos los elementos excepto de la cubierta.

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

3. CRITERIOS DE CÁLCULO.

3.1 ACCIONES.

Las acciones consideradas para el dimensionamiento y verificación de la cubierta han sido:

- El peso propio.
- Las cargas permanentes.
- Peso de las tierras sobre la cubierta (1 m, densidad seca: 2.0Tn/m^3).
- Posible sobrecarga en superficie de 10 kN/m^2.

3.2 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, por tanto el nivel freático no puede afectar a la cubierta que se sitúa, en su cara inferior, a la cota +5,20.

3.3 MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se han considerado las siguientes características para los materiales:

- Hormigón en cubierta: HA-25/P/20/IIa
- Aceros de armar: B500S

Coeficientes de seguridad (ELU), situaciones permanentes:

- Peso propio y Cargas Permanentes: γ =1,35 o γ = 1,00
- Cargas Permanentes de valor no constante (Tierras): γ =1,50 ó γ =1,00
- Sobrecarga en superficie: γ =1,50

Niveles de control:

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

3.4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

Se ha tenido en cuenta el procedimiento constructivo evolutivo, dimensionando las prelosas para los esfuerzos pésimos considerando sus dos estados:

i. sólo prelosa frente a peso propio del hormigón
ii. i + prelosas más hormigón in situ frente a peso de tierras y sobrecarga.

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo que se propone es el siguiente:

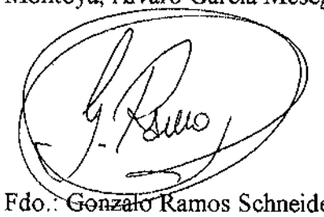
a. Demolición del colector existente según las siguientes fases:
   i) Demolición de la losa de cubierta del colector, esta demolición debe realizarse lo más perpendicular posible al eje del cajón y debe intentarse que las barras de armado longitudinales sobresalgan lo más posible del plano de corte. Antes de proceder a esta fase es necesario haber ejecutado las obras previstas de cara a absorber posibles avenidas durante el corte.
   ii) Demolición de hastiales y losa inferior de la cubierta y manteniendo una separación mínima de 1.5m a la cara exterior de las pantallas.
   iii) Demolición del primer medio metro (0.5m) superior de los hastiales para conexión de armaduras (en aquellas secciones en las que se dejen hastiales del cajón existente)
b. Excavación hasta plataforma de trabajo para las pantallas.
c. Ejecución de las pantallas del túnel y de la cubierta encofrada directamente sobre el terreno. Impermeabilización de la cubierta del túnel.
d. Extensión de aproximadamente 90 cm de zahorra artificial y compactación.
e. Hormigonado de 10 cm para limpieza y nivelación.
f. Armado de la solera del colector con idéntica disposición de armaduras que en el proyecto original. Solape de las armaduras longitudinales y transversales a las existentes. En función de cómo se consiguió demoler el colector el solape puede ser convencional o mediante soldadura (ver detalles en planos). Encofrado y hormigonado.
g. Ejecución de hastiales. Solapo con armadura existente por prolongación o por soldadura. En aquellos hastiales que se aprovechan se hormigonará sólo el tramo previamente demolido.
h. Colocación de prelosas.
i. Armado de capa de compresión y hormigonado.
j. Impermeabilización y soterramiento del colector.

Todo el procedimiento constructivo planteado puede consultarse en los planos adjuntos a esta memoria.

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

5. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

Para el análisis de la losa de cubierta se ha utilizado el SAP2000. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, 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 17 de febrero de 2004

— REPORCIÓ DEL COL·LECTOR —

Com que el talt del col·lector, en la seva perpendicular a l'eix d'aquest només intercepten barres longitudinals, o sigui, armadura de repartiment → són comprimides $\phi 12$ a 0'15

Quan es tracti de construir les barres hauran de solapar-se entre la vella → el solapament per a soldadura (en dues cares) queden definides a continuació.

▷ Longitud bàsica d'ancoratge HA-25 ⇒ $m = 15$ (E.H.P.-93)

Perfils I → $l_{bc} = m\phi^2 = 15 \cdot 1'2 = 21'6$ cm $\oint \frac{500}{10} 1'2 = \underline{30}$ cm

Perfils II → $l_{bc} = 1'4 m\phi^2 = 30'24 \oint \frac{500}{14} 1'2 = \underline{42'9}$ cm

▷ Longitud neta d'ancoratge $\beta = 1$ (Prolongació recta)

$$l_{bneta} = l_b \beta \frac{A_s}{A_{real}}$$

⇒ Perfils I → $l_{bneta} = 40$ cm

Perfils II → $l_{bneta} = 50$ cm

▷ Longitud solapament

$l_s = \alpha l_{bneta}$

tenim barra de $\phi 12$ separades 15 cm ⇒ separació $> 10\phi$

però considerem que totes les barres poden estar traccionades

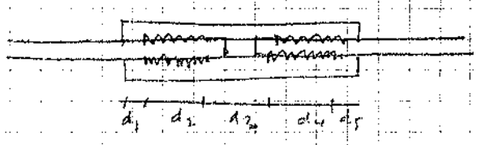
⇒ >50 % de les barres solapades a tracció ⇒ $\alpha = 1'4$

⇒ Perfils I → $l_s = 1'4 \cdot 40 = 56$ ⇒ passem 60 cm

Perfils II → $l_s = 1'4 \cdot 50 = 70$ ⇒ passem 75 cm

▷ soldadures

a)



$d_1 = 10$ mm

$d_2 = 5\phi = 6$ cm

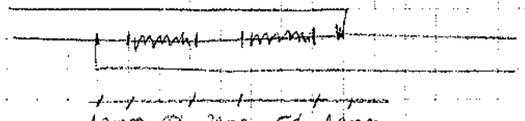
$d_3 = 2\phi = 2'4$ cm

$d_4 = 5\phi = 6$ cm

$d_5 = 10$ mm

cordó de soldadura ⇒ $0'3\phi = 0'36$ cm

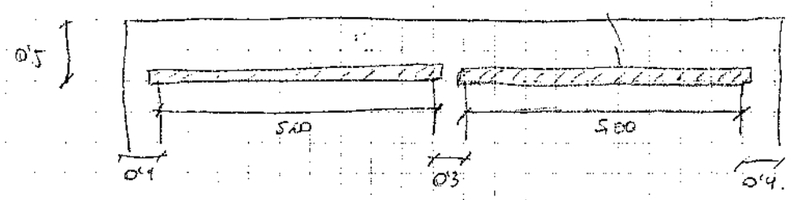
b)



$5\phi = 6$ cm

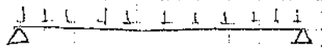
cordó $0'3\phi$ ⇒ 2'6 cm

— DIMENSIONAMENT DE LA LLOSA PREFABRICADA —



1.- MUNTATGE

La llosa prefabricada ha d'aguantar, durant muntatge, el seu pes propi més una $q = 1$ kN/m



$q = 1$ kN

$P = 0'15 \cdot 25$ kN/m^3 $= 12'5$ kN/m

→ $q_T = 13'5$ kN/m $\cdot 1'35 = 18'25$ kN/m

$M_d = \frac{pl^2}{8} = \frac{20'25 \cdot 5^2}{8} = 63'27$ kN·m

$M_{pp} = \frac{12'5 \cdot 5'3^2}{8} = 43'89$ kN·m

2 – Cas Feran l'envolvent dels dues hipòtesis

① 5'3 5'3

② 5'3 5'3

a) ACCIONS

- pp → manera aproximada aplicarem el mateix contell que el calaix original. $d = 0'5$, $\gamma = 25$ kN/m³

- Q → només hi ha terra, i és molt superficial. Per aquest cas aplicarem una $h_t = 1$ m $\gamma = 20$ kN/m³.

- Sobr → $q = 10$ kN/m²

b) ESQUEMA ESTAT / ESFORÇOS

① pp = 12'5 kN/m

cp = 20 kN/m

q = 10 kN/m

a) 1)

2) Sc

1) 0'078 pl² 0'078 pl²

pp	cp	Sc
$M_d^+ = 24'58$ kN·m	$M_d^+ = 39'326$ kN·m	$M_d^+ = 19'603$ kN·m
$M_d^- = 43'89$ kN·m	$M_d^- = 70'275$ kN·m	$M_d^- = 35'112$ kN·m

2) 0'063 pl² 0'096 pl²

Sc → $M_d^+ = 26'97$ kN·m $M_d^- = 17'696$ kN·m

② a) M^- M^+ M^- en $M^- = \frac{pl^2}{12}$ $M^+ = \frac{pl^2}{14}$

pp $M_d^- = 29'26$ kNm $M_d^+ = 14'63$ kN·m

cp $M_d^- = 46'82$ kNm $M_d^+ = 23'41$ kNm

Sc $M_d^- = 25'141$ kNm $M_d^+ = 11'730$ kNm

b) 1 2 3

cp $M_{d_1}^+ = 29'15$ kNm $M_{d_2}^+ = 15'21$ kNm $M_{d_3}^- = -11'7$ kNm.

ENVOLVENT ESFORÇOS.

- Màxim moment positiu

$M_d^+ = (M_{pp_{max}} + M_{cp_{max}})1'35 + M_{Sc} \cdot 1'5 = (43'89 + 39'326)1'35 + 19'603 \cdot 1'5 = 152'18$ kNm

- Màx moment negatiu

a) $M_d^- = 1'35(M_{pp} + M_{cp}) + 1'5\ M_{Sc} = 1'35(29'26 + 46'82) + 1'5 \cdot 29'45 =$

$= 146'483$ kN·m

b) $M_d^- = 1'35(43'89 + 70'275) + 1'5(35'112) = 206'92$ kN·m

La prellosa ha d'aguantar en construcció un moment de $M_c = \frac{18'125 \cdot 5^2}{8} = 57'03$ kNm.

⇒ Haurà de ser una prellosa de 15 cm

A partir de P-15/4 la prellosa aguantarà el mt en ∅.

Usarem doncs les dades de la prellosa 15+20 (que és la normal de les que disposem) i si compleix, complirà 15+35 (que és el que normalment posem).

El $M_d^+ = 152'8$ kN·m ⟶ El compleixen totes.

El $M_d^- = 206'72$ ⟶ P-15-6 amb 6∅16 a la llosa superior.

Si calculem d=0'15 $M_d = 206'72$ $A_s = 11'17$ cm².

6∅16 ⟶ 12'064 cm² (ok!) ○ ∅20 a 0'10

TALLANT

Pf ⟶ 41'35 kN

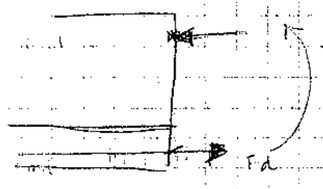
Sf ⟶ 66'17 kN

Sc ⟶ 33'08 kN

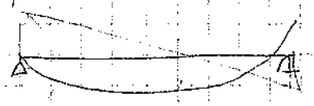
$V_d = 1'35(41'35 + 66'17) + 1'5 \cdot 33'08 = 194'772$ kN

El $V_{ud} = 239'6 > V_d$ (ok)

RASANT



No hauig sumir construcció

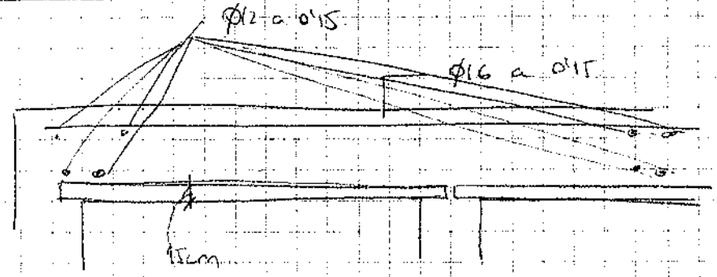


$M_d = 126'73$

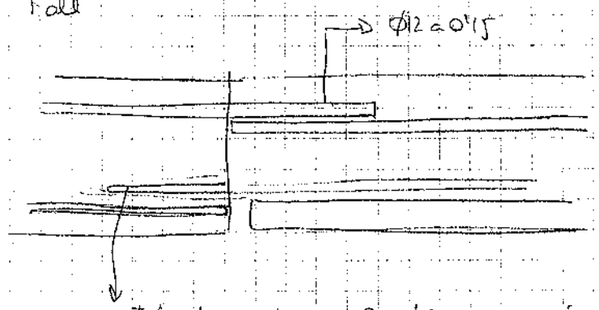
$T_d = 316$

$S_d = \frac{316}{\sigma r} = \frac{316}{2'5} = 126'4$ kN (ok)

ESQUEMA



En hall



Quadre llosa:

Múltim prellosa sola (mt) = 57'03 kN·m

En sorera ⟶ $M_u^+ = 152'2$ kN·m

$M_u^- = 206'72$ kN·m

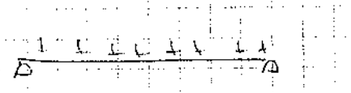
$V_{ud} = 194'772$ kN

$S_d = 126'4$ kN

DIMENSIONAMENT LLOSA PREFABRICADA IN SITU.

1_ Muntatge

La llosa prefabricada in situ haurà d'aguantar igualment el pes del formigó fresc i $g = 1\ kN/m$.

$\Rightarrow$  $q_t = 12'5\ kN/m \cdot 1'35 = 16'875\ kN/m$.

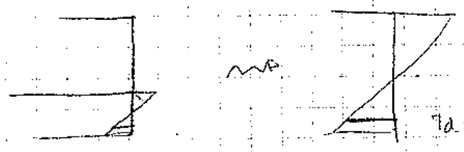
$M_d = \frac{16'875 \cdot 5'13^2}{8} = 63'99\ kN \cdot m$

Recobriment $\rightarrow$ $c_{nn} = 25$. $\phi_m = 10\ mm$

$\Rightarrow$ $r_{cc} = 25mm$ passem $r = 40\ mm$

2_ Amb aquestes condicions surt una A_{min} a la llosa per construcció de $A_s = 10'20\ cm^2$.

Hem de comprovar l'estat tensional en servei ja que en aquesta la construcció evolutiva al estat tensional final de la llosa completa



$f_{yd}^* = f_{yd} - f_{ysem}$

$T_d = A_s \cdot f_{yd}^*$

$M_{servei} = \frac{13'5 \cdot 5'3^2}{8} = 49'4\ kN \cdot m$

3_ Estat límit últim

Segons els mateixos que abans.

$M_d^+ = 152'8\ kN \cdot m$

$M_d^- = 206'72\ kN \cdot m$

$\rightarrow$ En aquestes condicions

Surt una armadura mínima a llosa en compressió de $A_{s_1} = 10'20\ cm^2$, decidim posar una $A_s = 16\ cm^2$

Al comprovar la tensió en servei la tensió a la armadura

$f_{sem} = 207\ MPa \Rightarrow f_{yd}^* = 434'78 - 207 = 227'78\ MPa$

$\rightarrow$ Amb aquesta tensió última comprovem la llosa total

$\Rightarrow$ $A_{s\,nec} = 14'97\ cm^2$ que és en cobrint amb l'armadura disposada (no necessitem armadura de compressió')

la compressió també surt favorable posant $A_s = 15'5\ cm^2$

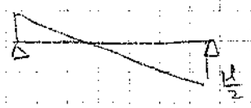
($\phi 20$ a $0'20$)

COMPROVACIÓ DE TALLANT

Segons els càlculs anteriors (EW)

$V_d = 1'35(41'35 + 66'17) + 1'5 \cdot 33'07 = 194'72\ kN$.

En construcció



$M_s = \frac{13'5 \cdot 5'3}{2} = 35'775$

$V_d = 1'35 \cdot 35'775 = 48'29\ kN$

$\Rightarrow$ A la vall no es necessita armadura a tallant, considerant $A_s = 15'5\ cm^2$ $\rightarrow$ $A_{tll} = \phi$

A la llosa $V_d = 194'97$ $\rightarrow$ $A_s = 15'5\ cm^2$ $\rightarrow$ $d = 0'5$.

$\rightarrow$ Necessitem $A_{tll} = 2'65\ cm^2/ml$

passem armadura de tallant que en col·loca la de repart, l'amb

RASANT

condició $\quad V_{rd} \leq \beta\, f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s\,p}\, f_{yk,d}\,(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) + \mu\, \sigma_{cd} \geq 0{,}25\, f_{cd}$

$f_{ct,k} = 0{,}21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0{,}21 \sqrt[3]{25^2} = 1{,}79$ MPa

$f_{ct,d} = \frac{1{,}79}{1{,}5} = 1{,}2$ MPa

A_{st} = secció barres d'acer que cosen la junta de moment

$A_{st,ll} = 2{,}65\ cm^2/ml$

s = separació entre dos barres $= 0{,}3$ m

p = superfície de contacte per m de long.

$f_{yk,d} = 400$ N/mm²

$\alpha = 90°$ $\qquad \beta = 0{,}2$ (superfície baixa, bandeja repuntat)

$f_{cd} = 25$ MPa

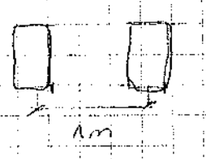
S'ha de comprovar per comptar l'armadura de cost.

$$\frac{A_{st}}{s\,p} \geq \frac{0{,}38}{f_{yk,d}}$$

$$V_{rd} = \frac{V_d}{\gamma_2} = \frac{195\ kN}{1{,}046} = 424\ kN$$

condició $\rightarrow$ $V_{rd} = 0{,}424 \leq 0{,}837$ MPa $\Rightarrow$ compleix rasant.

$A_{st} = 5\ cm^2 \rightarrow$ 10 barres $\phi 8$.



$\rightarrow$ 2 branques en metre lineal de $\phi 8$ a $0{,}40$ (OK!)

$\Rightarrow$ No! posem $\phi 10$ per poder fixar un cèrcol per cada mòdul (d = 1'2 m $\Rightarrow$ 6 cm² necessitem)

– FONDACIÓ –

El moment de servei és: $M_E = 1{,}1(M_{pp} + M_{cp}) + 1\, M_L =$

$= 43{,}79 + 34{,}325 + 26{,}97 = 110{,}186$ kNm

$f_{ck} = 25$ MPa

$b = 1$ m $\qquad$ cantell $= 0{,}5$ m $\qquad$ recob. $= 0{,}04$

$\phi 20$ a $0{,}20$

$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8\varepsilon_1} \rightarrow$ en flexió simple $k_1 = 0{,}125$.

$k_2 = 1$

$h_{ef} =$ [illegible] $\frac{h}{4} = \frac{0{,}5}{4} = 0{,}125$

$0{,}20\text{m} = 3 \leq 15\phi = 15 \cdot 0{,}02 = 0{,}3$

$\Rightarrow \quad \varepsilon_{sm} = 4{,}516 \times 10^{-5}$

$\beta = 1{,}7$

$r_m = 200{,}65$ mm

$w_k = 0{,}02$ mm $\leq w_{max} = 0{,}3$ (OK!)

Armadures mínimes Geom

P-500-S $\rightarrow$ Llosa $\Rightarrow A_{mn} = 18\,\%_{00}\, A_c$

$\Rightarrow \quad A_{mn} = \frac{1{,}8}{1000} \cdot 50.000 = 9\ cm^2$

$\rightarrow$ A repartir en les dues cares $\rightarrow A_{s\,rec} = 4{,}5\ cm^2 \Rightarrow \phi 12 = 0{,}20$.

Com a natura ductil

$$A_s \geq 0{,}04\, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04 \cdot 50.000 \cdot \frac{16{,}666}{434{,}78} = 7{,}66\ cm^2$$

a la cara de flexió hem disposat $\phi 20$ ($15\ cm^2$) OK!

Desviación a la última biela de cortante

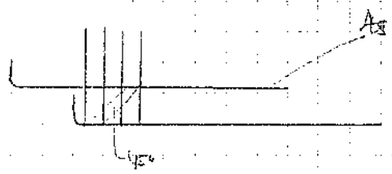
$V_{d\,max} = 194,77$ kN/m

$A_s = \frac{V_d}{f_{yd}} = 4,875 cm^2/m$ — Se cubre con 6 ϕ12 por metro

en 1,20m → $A_s \geq 5,85 cm^2/1,20m$ → 6 ϕ12 por modulo

Se disponen 7 ϕ12 por módulo

Longitud de anclaje ϕ12 $l_{bI,\phi12} = 50$ cm



$U = 6,60 \cdot 10^{-4} \cdot f_{yd} = 0,287$ MN/m

$A_H \geq \frac{U}{f_{yd}} = \frac{0,287 MN/m}{400 MPa} = 7,17 cm^2/m$

Longitud necesaria para transmitir la capacidad mecánica de una barra de ala

Hay dispuestos 10,06 cm²/m en 1,20m

Son necesarios 6,00 cm²/m (Resumen)

Sobran $4,06 cm^2/m$ — Hacen falta $\frac{7,17 cm^2/m}{4,06 cm^2/cm/m} = \frac{1,75 cm}{1}$

a partir de este punto

anclaje de los ϕ12

En total $1,75 + 0,50 + 0,275 = 2,525$m Se toman 2,50m

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

ADENDA A LA NOTA DE CÁLCULO DE LA CUBIERTA DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DEL DEPURBAIX EN EL CRUCE CON EL FALSO TÚNEL FERROVIARIO DE CAN TUNIS

ESTEYCO - CICSA - ICYFSA
U. T. E.
Registro de... ENTRADA
Nº Reg.... 375
Fecha... 27-02-04
CAN TUNIS-D-CT-C-02310.

Bridge Technologies

Barcelona 25 de febrero de 2004

REF: BT0307

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

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

REPOSICIÓN COLECTOR DEL DEPURBAIX
ADENDA

ANTECEDENTES.

Para el cruce del Falso Túnel ferroviario de Can Tunis es necesaria la demolición y posterior reposición del colector del Depurbaix. A estas tareas se dedica el Documento: NOTA DE CÁLCULO DE LA CUBIERTA DE LA REPOSICIÓN DEL COLECTOR DEL DEPURBAIX EN EL CRUCE CON EL FALSO TÚNEL FERROVIARIO DE CAN TUNIS, del 17 de febrero de 2004.

La Propiedad de la Estructura objeto del trabajo pide la verificación y, en su caso refuerzo, del armado planteado anteriormente para que la cubierta del colector sea capaz de soportar 2.0m de tierras y la sobrecargas de uso definida en la Instrucción de Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera: IAP

Todas las hipótesis de cálculo (salvo las acciones sobre la cubierta), así como los métodos empleados, siguen las mismas pautas que se definen en el Documento original anteriormente mencionado.

A esta memoria se adjuntan los planos con los refuerzos necesarios para las nuevas cargas consideradas.

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

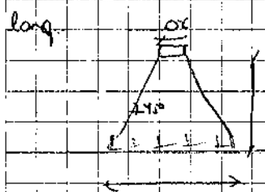
Barcelona, a 25 de febrero de 2004

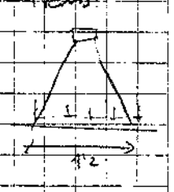
MODELITZACIÓ: $h_t = 2m$

Farem servir les càrregues de l'e. TAP.

$q = 4$ kN/m²

$Q = 600$ kN/ml → Hem agafat que $h_t = 1m$ per la càrrega permanent però per passar de la llarga de la separata amb el cas comptem $h_t = 0'5$ m (aplicat més menys)





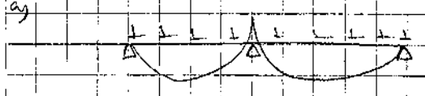
→ $q = \frac{100}{1'6} \cdot 1 = 62'5$ kN

Ho aplicarem com a càrrega repartida en 1'2 m de vida $q_k = 52'08333$ kN/m

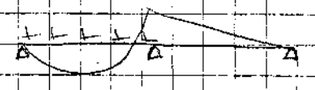
ESCORÇO:

$q = 4$ kN/m²

a)

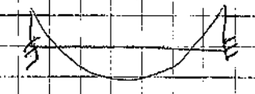


$M_d^+ = 78'652$ kN·m $M_d^- = 14'045$ kN·m

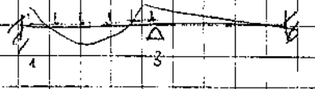


$M_d^+ = 10'788$ kN·m $M_d^- = 7'074$ kN·m

b)

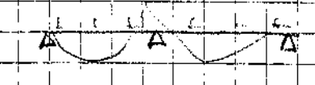


$M_d^- = 7'364$ kN·m $M_d^+ = 4'68$ kN·m

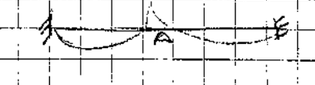


$M_{d_1}^- = 1'66$ kN·m $M_{d_2}^+ = 6'084$ $M_{d_3}^- = 4'58$ kN·m

$h_t = 2m$ $\gamma_t = 20$ kN/m → $q = 40$ kN/m

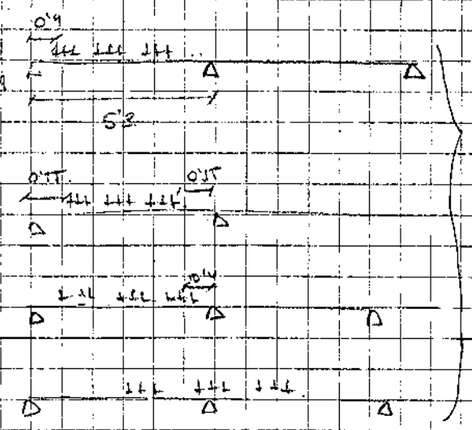


$M_d^+ = 78'652$ $M_d^- = 140'45$ kN·m



$M_d^- = 97'64$ kN·m $M_d^+ = 46'92$ kN·m

Q →



Envolvent →

$M_d^+ = 110'57$ kN·m

$M_d^- = -34'72$ kN·m

El mateix amb

$M_{d_1}^- = 120'08$ kN·m $M_{d_2}^+ = 63'32$ $M_{d_3}^- = -55'15$

ENVOLVENTA DE LA SUMA D'ESFORÇOS:

→ Màx moments positius

$M_{d_2}^+ = 1'35(M_{cp} + M_{pp}) + 1'5 M_{sc} = 1'35(24'38 + 78'652) + 1'5(10'788 + 10'59) =$

$= 321'4$ kN·m

$M_{d_3}^- = 1'35(M_{cp} + M_{pp}) + 1'5(M_{sc}) = 1'35(48'87 + 146'45) + 1'5(14'045 + 9'122) = 376'736$

$M_{d_1}^- = 1'35(29'26 + 98'64) + 1'5(1'66 + 120'08) = 368'52$ kN·m

→ En negatius

→ $M_d^- = 376'95$ kN·m → $A_s = 20'65$ cm²

(ϕ25 a 0'20) → $A_s = 24$ cm²

DIMENSIONAMENT VIGA PR. JUNTA

1.- Bunlaipe

La viga prefabricada haurà d'aguantar, com en l'altre cas, el pes propi del forjat + sobrecàrrega $q = 1\ kN/m^2$

$\Rightarrow M_d = 83'99\ kN\cdot m$

Recobriment $\rightarrow$ $c_{nom} = 25\ mm$ $\quad A_m = 40\ mm$

$\Rightarrow$ $c_c = 35\ mm$ $\quad \phi_{estrib} = 6\ mm$ $\quad r = 40\ mm$

Amb aquestes condicions exc. mín $A_{s,min} = 10'20\ cm^2$ a la pallissa

2.- Hem de comprovar l'estat tensional en servei ja que una càrrega la construcció evolutiva de l'estat tensional final de la viga completa

$f^*_{yd} = f_{yd} = f_{ck,red}$

$M_{serv} = \frac{13'5 \cdot 5'2^2}{8} = 47'14\ kN\cdot m$

3.- Estat límit últim

$\Rightarrow M_{d^+} = 37'14\ kN\cdot m$

$M_{d^-} = 37'75\ kN\cdot m$

En la viga surt una armadura mínima de $A_s = 10'20\ cm^2$

pensa tenim de posar $25\ cm^2$

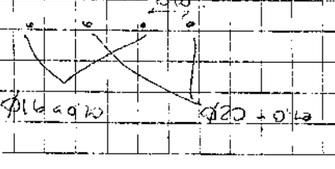
$\Rightarrow$ Fabricació en servei la tensió en les armadures $f_{sd} = 135'57\ MPa$

$f^*_{yd} = 434'78 - 135'57 = 299'21\ MPa$

$\rightarrow$ A la viga total (amb f^*_{yd}) $A_{s,nec} = 24'76\ cm^2$

(No ha fallat armadura de compressió).

$\Rightarrow$ $\phi 6 + \phi 20$ alternats $s = 0'20$ $\rightarrow A_s = 25'76\ cm^2$



Comprovació tallant

$pp \rightarrow 41'35\ kN$

$cp \rightarrow 132'34\ kN$

$sc\ q = 4\ kN/m^2 \rightarrow 18'23\ kN$

$Q \rightarrow 112'54\ kN$

$V_d = 1'35(41'35 + 132'34) + 1'5(18'23 + 112'54) = 423'14\ kN$

En construcció $V_1 = \frac{18'5 \cdot 5'2}{2} = 35'77\ kN$

$V_d = 1'35 \cdot 35'77 = 48'29\ kN$

La pallissa no necessita armadura a tallant $\rightarrow A_s = 25\ cm^2$ $d = 0'5$

$\Rightarrow A_{st} = \emptyset$

La viga total $\rightarrow V_d = 423'14 \rightarrow A_s = 25\ cm^2 \rightarrow d = 0'5$

$A_{st} = 14'74\ cm^2/ml$

Posem armadura de tallant que surti bé en el recorregut

$\rightarrow$ 2 c $\phi 10$ a $0'20 \rightarrow A_{st} = 15\ cm^2/ml$

pels tenim mòduls de $1'2\ m$

$\Rightarrow A_{st} = 13'7\ cm^2$ /mòdul

Podem posar 3c $\phi 8$ a $0'15 \rightarrow A_{st} = 13'096\ cm^2$

RASANT

CONDICIÓ $V_{rd} \leq \beta \cdot f_{cvd} + \frac{A_{sl}}{sp} \cdot f_{yd} \cdot (\mu_{senoid} + \cos\alpha) \cdot \mu \leq 0'25 f_{cd}$

$f_{cvd} = 0'2^3 / 1^2 = 0'2^3 / 1^2 = 1'179$ MPa

$f_{cvd} = \frac{1'179}{1'15} = 1'12$ MPa

A_{sl} = secció barra que creua la junta → $A_{sl} = 18 cm^2$

s = separació entre les barres = 0'15

P = sup de contacte = 1

$f_{yd} = 400$ N/mm²

$\alpha = 90°$ $f_{cd} = 25$ MPa $\beta = 0'4$

Per compleix l'armadura de tall:

$\frac{A_{sl}}{sp} \geq \frac{0'38}{f_{yd}}$ → $0'012 > 9'5 \times 10^{-4}$ OK!

$\tau_{rd} = \frac{V_d}{Iz} = \frac{919'8 \text{ kN/m}^2}{} = 0'92$ MPa

Condició $0'92 \leq 2'19$ MPa → compleix (cert!)

FISSURACIÓ

El moment de servei és $M_k = (M_{ei} + M_{cp}) = M_{sc} \Rightarrow$

$M_k^+ = 2'158 + 78'65) + 10'78 + 140'13 = 224'59$ kNm

$M_k^- = 43'19 + 140'45 + 14'04 + 71'27 = 269'605$ kNm

$f_{ct} = 25$ MPa $b = 1$ m $d = 0'45$ $\phi = 0'04$ m

$k_1 = 0'125$ $k_2 = 1$

Acer $s = 0'20 \leq 15\phi = 15 \cdot 0'01 = 0'375$

$s = 0'40 \leq 15\phi = 15 \cdot 0'016 = 0'24$ $0'15/4 = 0'15$

$\varepsilon_{sm} = 1'12$ kN/4 $s_m = 160$ mm $w_k = 0'03$ mm $\leq w_{max} = 0'3$ (ok)

Resistència de la última biela de tallant

$V_{dmax} = 423'14$ kN

$A_s \geq \frac{423'14}{f_{yd}} = 10'5$ cm²/ml

en 1'2m → $A_s \geq 12'69$ cm²/ml → disposem 7 ϕ16 reconduit

($A_s = 14'074$)

Longitud d'ancoratge ϕ16 $l_{b,\phi16} = 60$ cm

$A_s = 7 \phi 16 / 1'2m = 14'074$ cm²

$u = 14'074 \times 10^{-4} / f_{yd} = 0'0162$ mm²/ml

$A_{sw} \geq \frac{u}{f_{yd}} = \frac{0'0162}{400} = 1'53$ cm²

Longitud necessària per transmetre la capacitat creadora a una barra a l'altra.

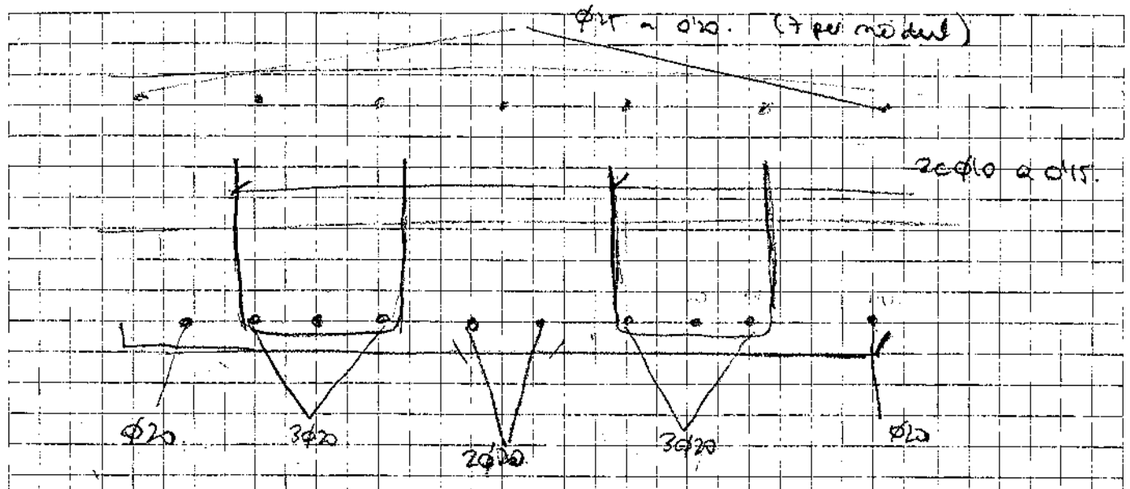
ϕ bon interior 18 cm²

bin necessari: 6 cm²/m (cert)

Sobren $18-6 = 12$ cm² → fan falta $\frac{1'23}{12} = 1'23$ m

→ a partir de aquest punt → ancoratge ϕ16

$1'23 + 0'6 + 0'23 = 2'18$ → Agafem 2'5 m



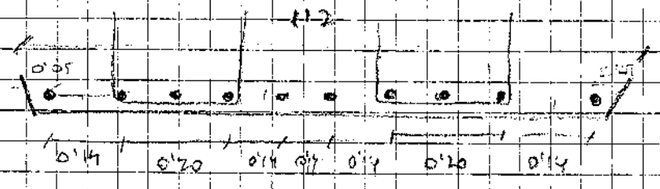
→ 4 barres - (cΦ10) A_{eq} = 19'3 cm²

o 2cΦ12 a Ø25

Necessiem A_s = 24'76 cm² x 1'2 m → 29'712 cm²

posem 6Φ20 dins dels cercols → 18'85 cm²

cus lliscn 10'86 cm² → 4Φ20 fora dels cercols



↳ Amb aquesta separació no hi ha problemes de fissuració

w_k = 0'07 mm < 0'3 (ok!)

NOTE BCDK

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

ADENDA:
NOTA DE CÁLCULO DE LAS PANTALLAS DEL TRAMO DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX.
PK: 706+990 a 707+030
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 17 de marzo de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. ANTECEDENTES.

El armado de las pantallas para el tramo de cruce con el colector del Depurbaix se planteaba originalmente con la envolvente de los procedimientos constructivos P2 y P3. En el dimensionamiento y verificación inicial de este tramo del falso túnel se incluía la comprobación de las pantallas frente a las ligeras modificaciones introducidas en los procedimientos constructivos P2 y P3 y se confirmaba que el armado propuesto para el tramo de pruebas era también satisfactorio en este tramo.

Finalmente se toma la decisión de excavar el tramo de cruce con el colector del Depurbaix con el procedimiento constructivo P2 (con una fila de puntales intermedios provisionales a la cota –5.00), por lo que el armado se ajusta a este procedimiento constructivo.

Todos los criterios de cálculo, datos de origen, comprobaciones y verificaciones realizadas en el Documento: NOTA DE CÁLCULO DE LA CUBIERTA Y VERIFICACIÓN DE LAS PANTALLAS DEL TRAMO DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX. PK: 706+990 a 707+030 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS P2 y P3, del 12 de febrero de 2004, son válidas para este ajuste de armado.

2. TRABAJOS REALIZADOS.

Los trabajos realizados han consistido en la verificación de la obtención de esfuerzos y movimientos en las pantallas frente al cambio que el procedimiento constructivo P2 sufre al emplearse en esta zona. Se elimina el voladizo inicial y se cuenta con la cubierta ejecutada en todas las fases de excavación interior del Falso Túnel.

Para los esfuerzos en las pantallas obtenidos para este procedimiento constructivo se realiza el dimensionamiento que aquí se presenta.

Se presenta a continuación la descripción del procedimiento constructivo P2:

Procedimiento constructivo P2:

- Preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+1.00m
- Ejecución de las pantallas desde la cota z=+1.00m hasta la cota z=–28.0m
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota z=-0.20m y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta, que actúa como viga de atado.
- Reposición de colector y terreno sobre la losa de cubierta.
- Excavación interior del Falso Túnel en mina hasta la cota z=-6.00m.
- Apuntalamiento provisional a la cota z=-5.00m.
- Excavación hasta C.M.E: z=-10.68
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

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

Barcelona, a 17 de marzo de 2004

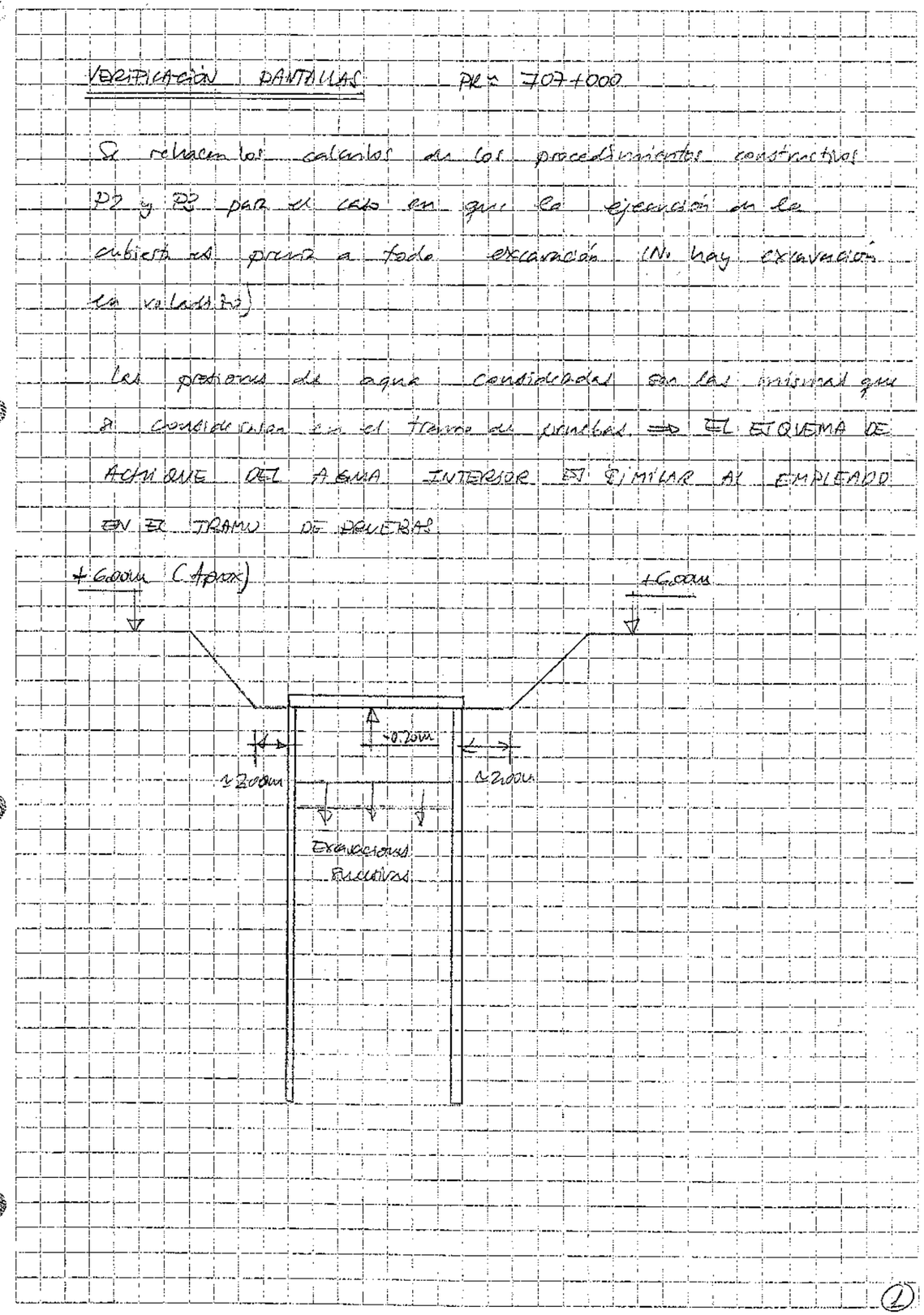
NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 27-ENE-2004

VERIFICACIÓN PANTALLAS PK= 707+000

Se rehacen los calculos de los procedimientos constructivos D2 y D3 para el caso en que la ejecución en la cubierta es previa a toda excavación (No hay excavación en la vaguada D2)

Las presiones de agua consideradas en las mismas que se consideraron en el tramo de pruebas ⇒ EL ESQUEMA DE ACUIFERO DEL AGUA INTERIOR ES SIMILAR AL EMPLEADO EN EL TRAMO DE PRUEBAS



Can Tunis — 27-ENE-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P2 COLECTOR DERURBAIX

PRESUNET DE AGUA S/J. CARRERA CON ACHIQUE TOTAL ANTES DE TODA EXCAVACIÓN.

Procedimiento constructivo P2 con las presiones de agua definidas por J. Carrera para con achique previo a toda excavación

FASE 1: Archivo "P2COL.RW"

FASE 1: Achiquetear hasta estado definitivo

FASE 2: Excavación en cabeza

FASE 3: Excavación interior hasta cota Z = -6.00m

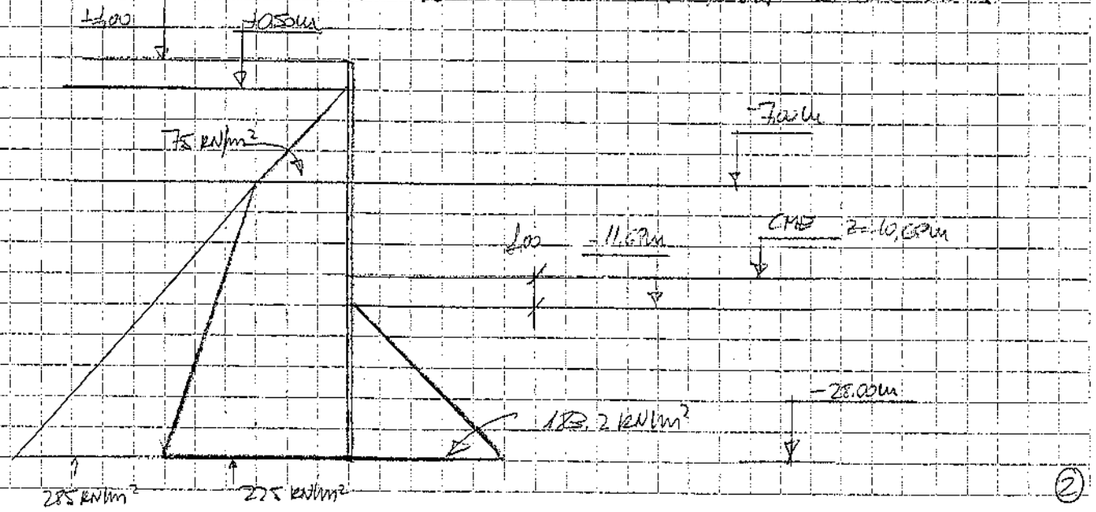
FASE 4: Puntal provisional en Z = -5.00m y excavación hasta CME

FASE 5: Ejecución de losa y retirada del puntal provisional

FASE 6: Relleno trasdós

FASE 7: Subida del NF hasta estado definitivo

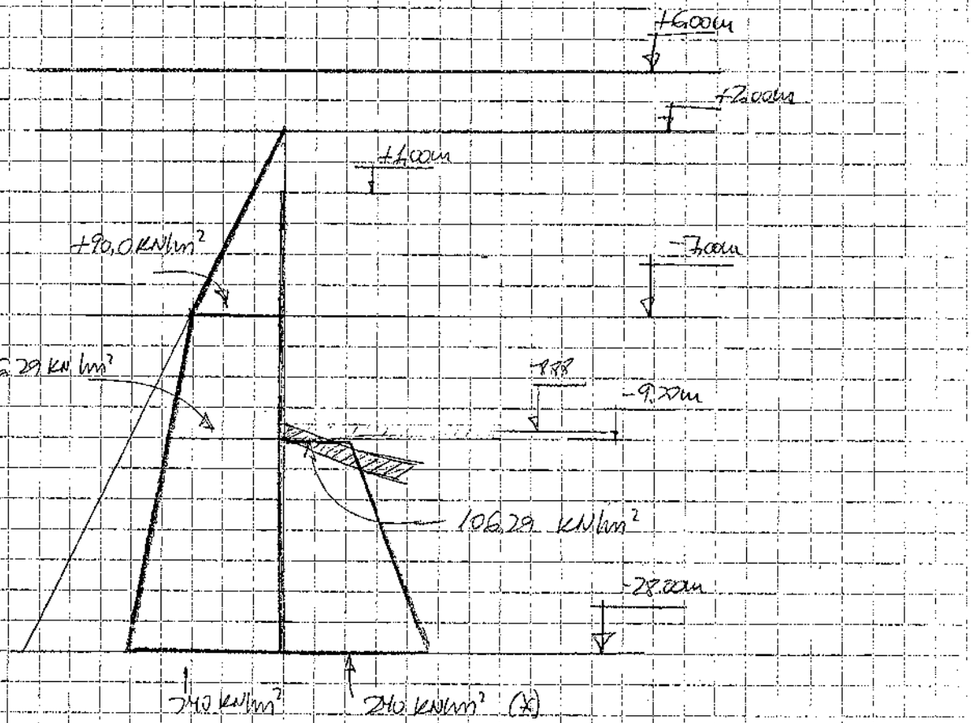
NIVEL FREÁTICO CONSIDERADO EN TODAS LAS FASES INTERMEDIAS



②

Can Tunis — 27-DIC-2004

En estado definitivo (Cuando ya no hay flujo de trasdós a intradós por haber finalizado el drenaje)



(*) Teniendo en cuenta el flujo de agua entre acuífero superior y acuífero inferior

③

RIGIDECES DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS

1) Pantallas ET

H-X $E = 8500\sqrt[3]{f_{cm}} = 8500\sqrt[3]{25+8} = 27264,04$ MPa

$E = 2,726\ 10^6$ Tn/m²

$ET = L_0^2 \times 2,726\ 10^6 \frac{t}{12}$ Tn/m²

2) Zuletas

$K = \frac{EA}{L}$

$A = 1,00 m^2/m$

$E = 2,726\ 10^6$ Tn/m² $\quad K = \frac{2,726\ 10^6 \cdot 1,00}{6,00} = 454400$ Tn/m

$L = 6,00m$

3) Puntales provisionales

Hay 2 HEB 400 cada 2,50m II 2HEB400

$A = 395,6 cm^2$

$E = 2,1\ 10^6$ Kg/cm² $\quad K = \frac{2,1\ 10^3 Tn/cm^2 \cdot 395,6 cm^2}{5,50} = 151047,3$ Tn/puntal

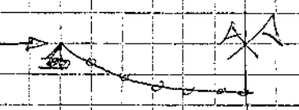
$L = 5,50m$

Poniendo un puntal cada 2,50m

$K = 60418,91$ Tn/m

4) Solera

Se discretiza la solera en un modulo de 1,00m con un coeficiente de balasto del terreno de 1000 Tn/m³ y se obtiene una rigidez de



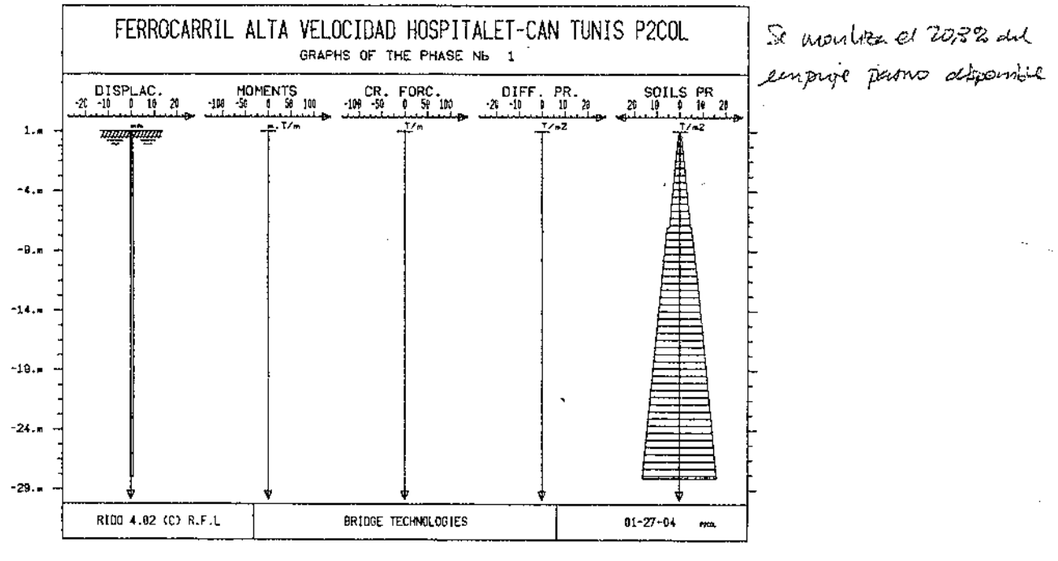
$K = 130000$ Tn/m

Nos a tenido en cuenta el fisuracion disminuyendo las rigideces de los elementos de hormigon por 0,66

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P2COL  *100L *
* PROCESO CONSTRUCTIVO P2 CON PUNTAL PROVISIONAL A LA COTA
* -5.00 m. CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* CORRESPONDE A LA ZONA DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX
* SE EJECUTA LA CUBIERTA ANTES DE TODA EXCAVACION
1.0
-28 1.0^3*2.726E6/12
6.0
* 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 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) 1.0
EXC(2) 1.0
SUB(1,1) 1.0 0.0 14.0 1.0
SUB(1,1) 1.0 14.0 15.0 2.0
SUB(1,1) 1.0 15.0 16.0 4.0
SUB(1,1) 1.0 16.0 17.0 6.0
SUB(1,1) 1.0 17.0 18.0 8.0
SUB(1,1) 1.0 18.0 19.0 10.0
SUB(1,1) 1.0 19.0 35.0 11.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION CUBIERTA Y EXCAVACION HASTA -6.00
STR 0.3 1.0 0.0 0.0 454400.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 3: PUNTAL EN -5.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.0 1.0 0.0 0.0 60500.0
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 4: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 130000.0
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 5: RELLENO DEL TRASDOS
SUB(1) 0.0 0.0 35.0 13.0
CAL
* ETAPA 6: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 7 FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 0.30 1.0 0.0 0.0 0.66*454400
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

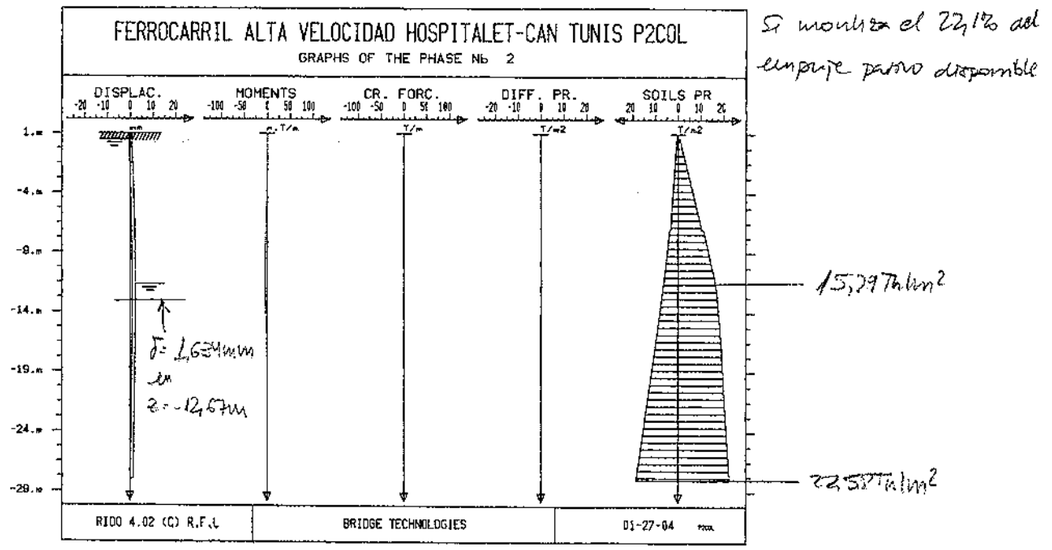
PROCESO CONSTRUCTIVO P2 EN LA ZONA DEL COLECTOR DEL VALL DEL POBLE (PRESIONES DE AGUA S/ JESÚS CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN)

ESTADO PREVIO:



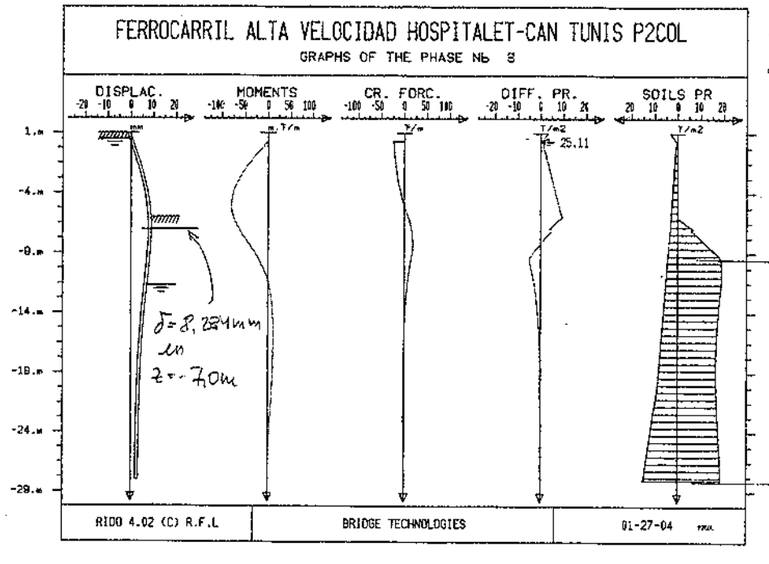
Se moviliza el 20,3% del empuje pasivo disponible

ACHIQUE HASTA ESTADO DEFINITIVO DURANTE CONSTRUCCIÓN:



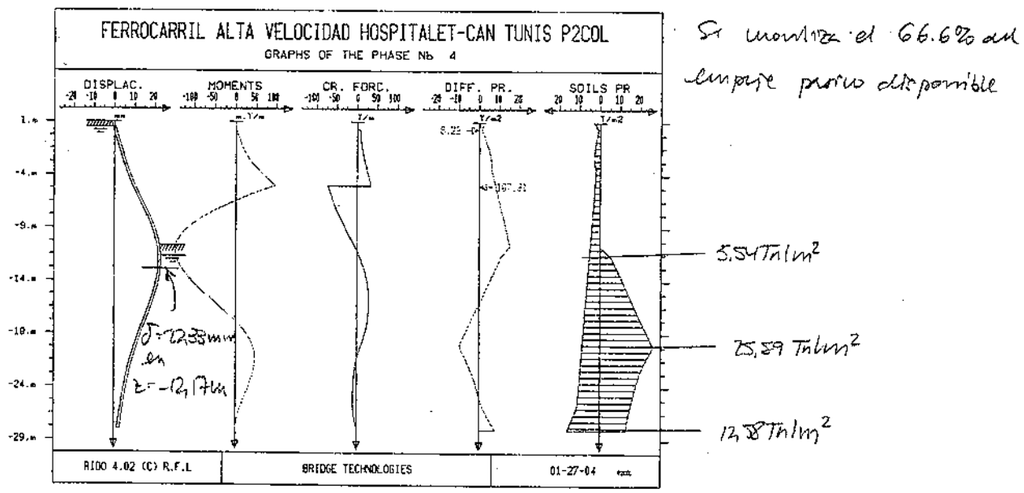
Se moviliza el 22,1% del empuje pasivo disponible

EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-6.0m:



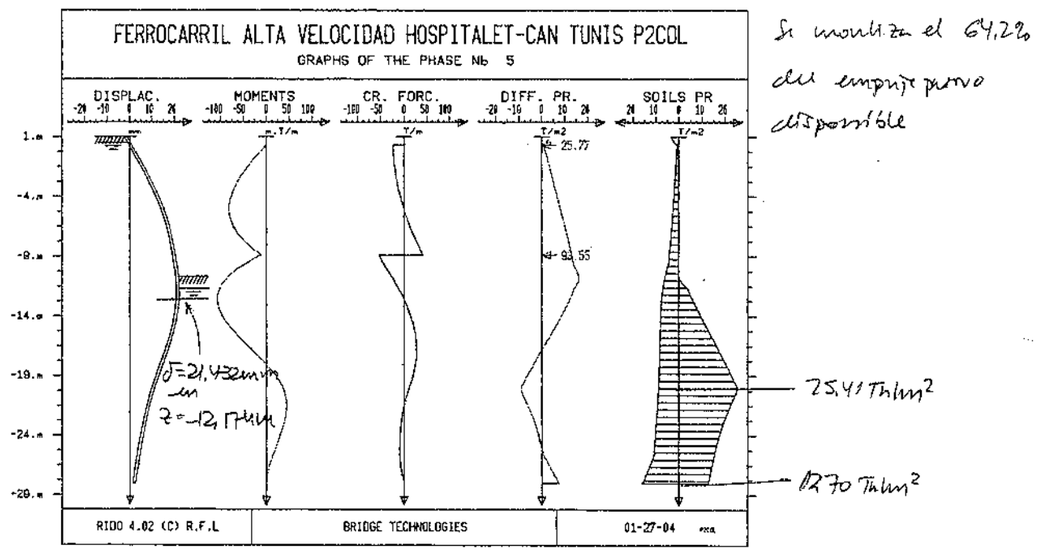
Se moviliza el 38.5% del empuje pasivo disponible

PUNTAL EN Z=-5.0m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E:



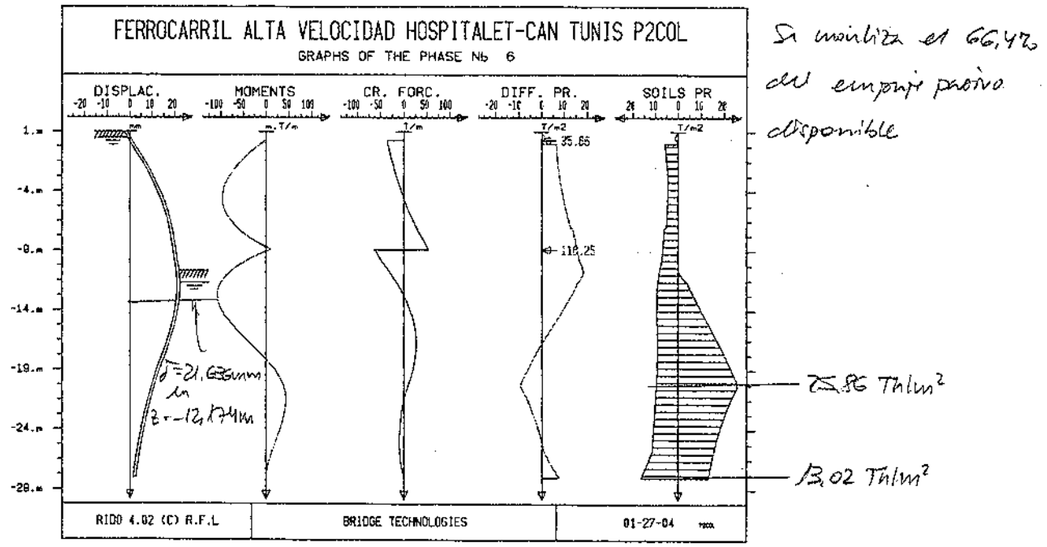
Se moviliza el 66.6% del empuje pasivo disponible

EJECUCIÓN SOLRERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL:



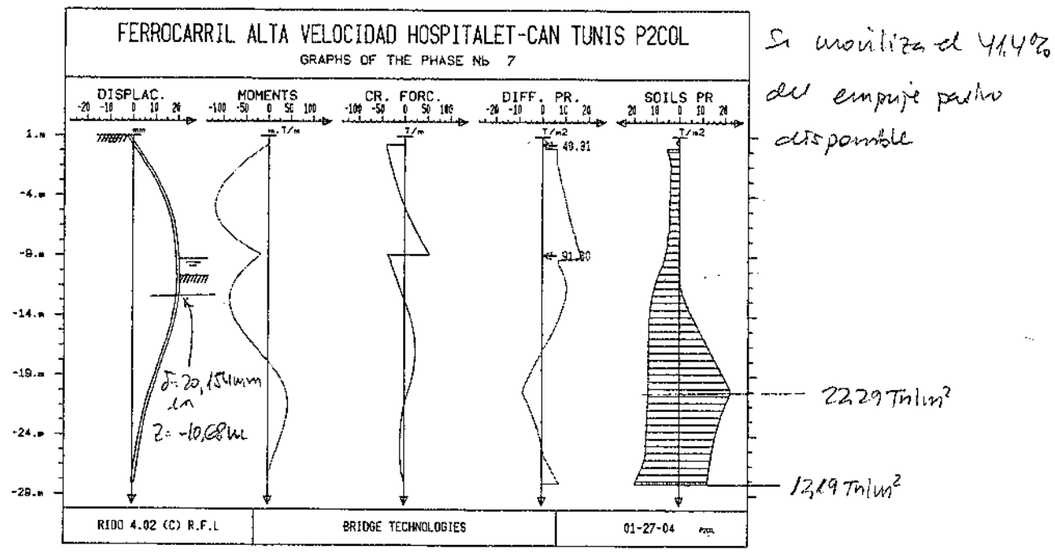
Se moviliza el 64,2% del empuje pasivo disponible

RELLENO EN EL TRASDÓS:



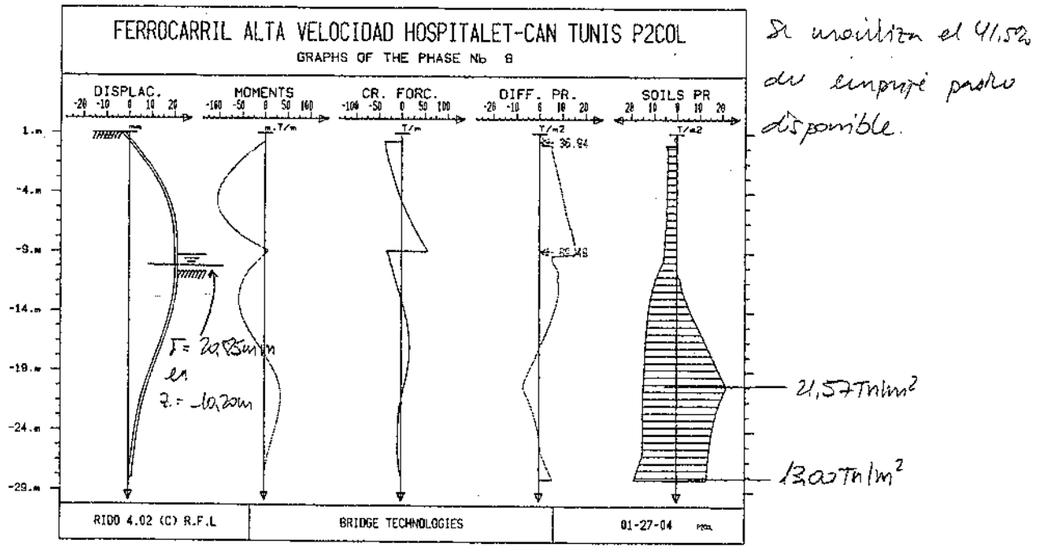
Se moviliza el 66,4% del empuje pasivo disponible

SUBIDA DEL N.F:



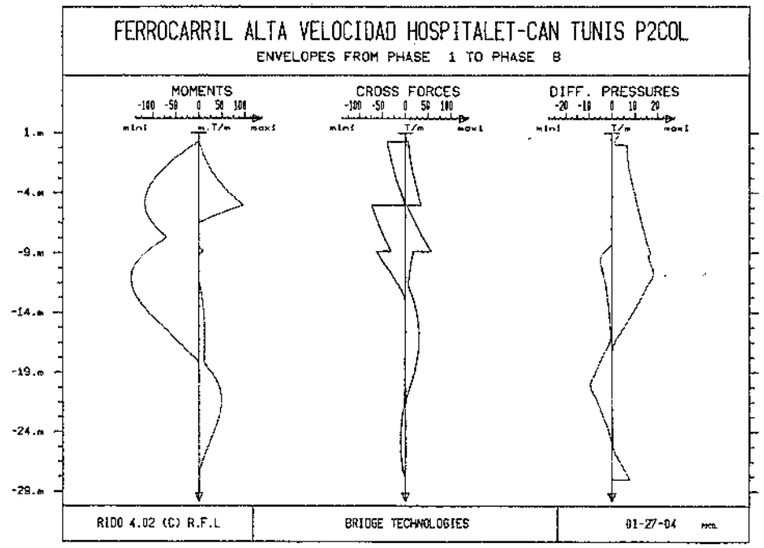
Se moviliza el 41,4% del empuje pasivo disponible

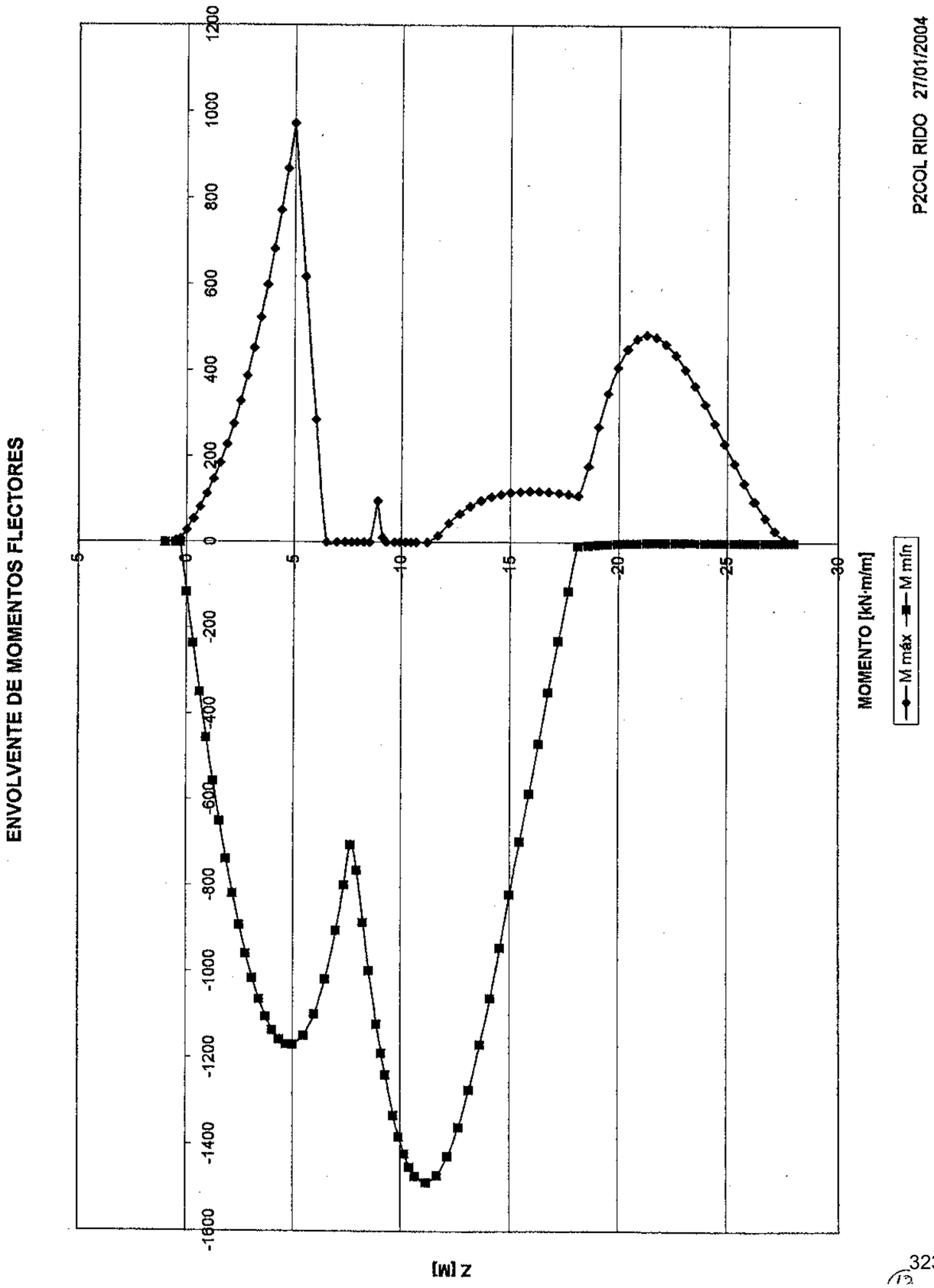
FLUENCIA:



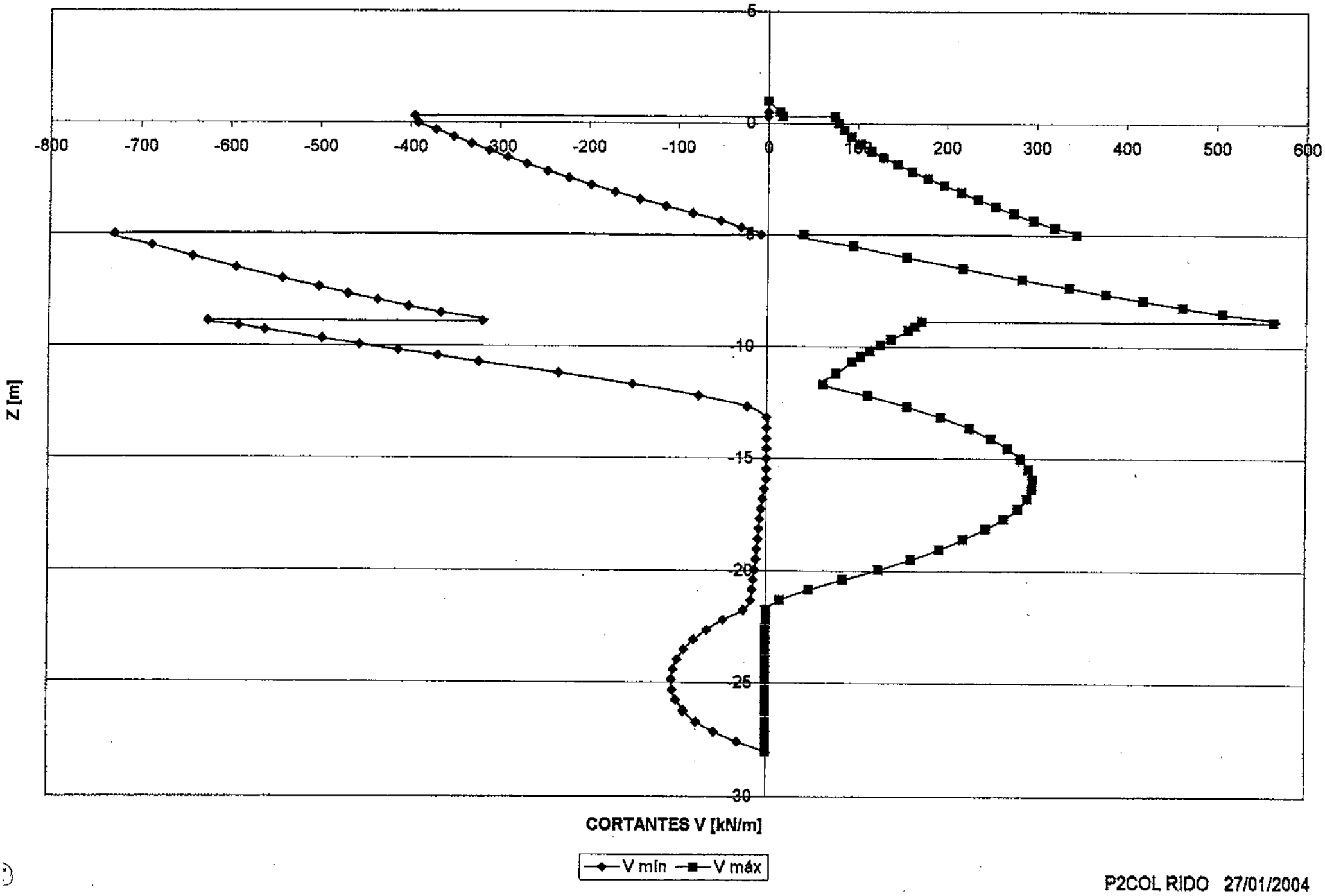
Se moviliza el 41,5% del empuje pasivo disponible.

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES DEL TERRENO:





ENVOLVENTE DE CORTANTES

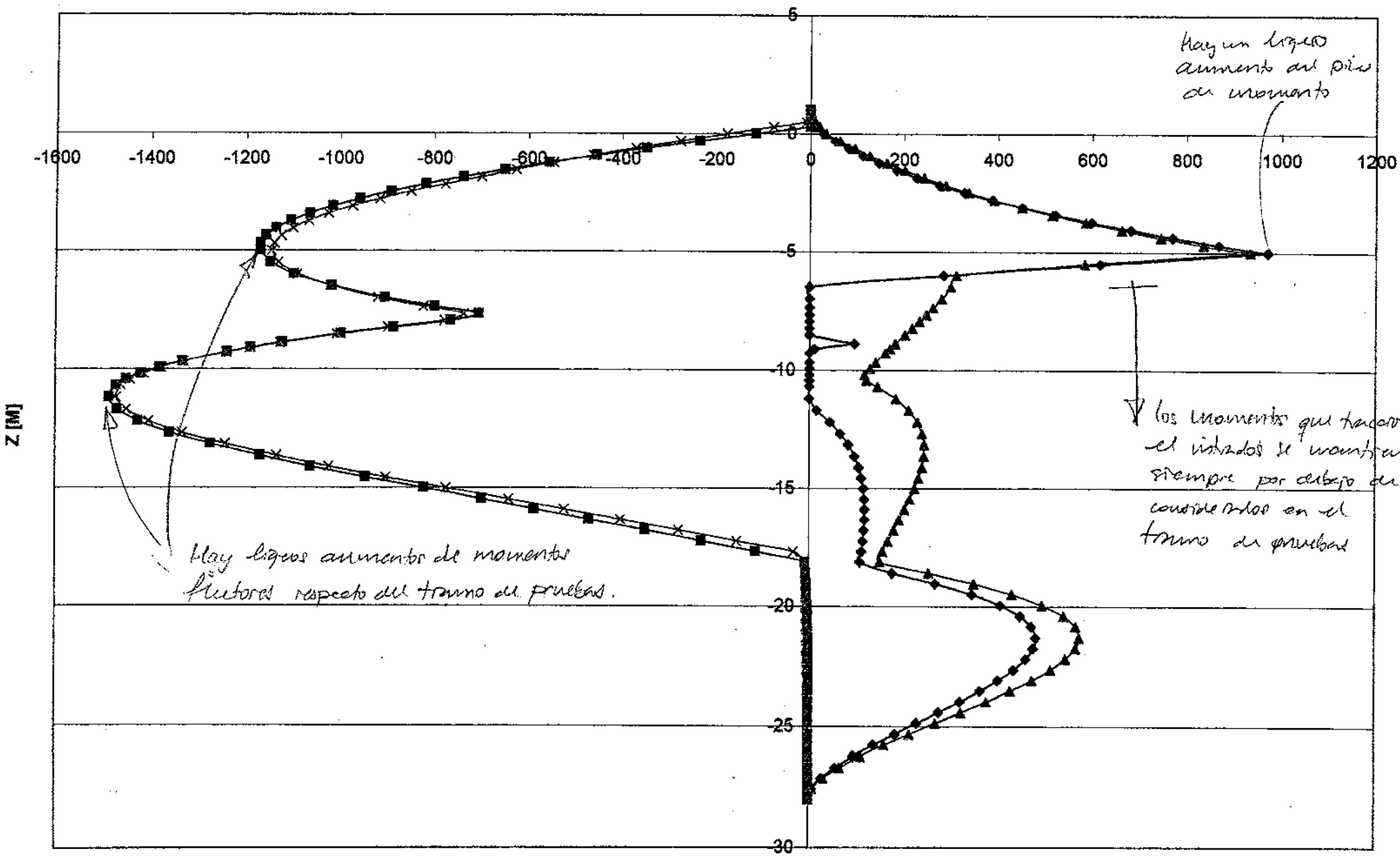


CORTANTES V [kN/m]

V mín — V máx

P2COL RIDO 27/01/2004

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

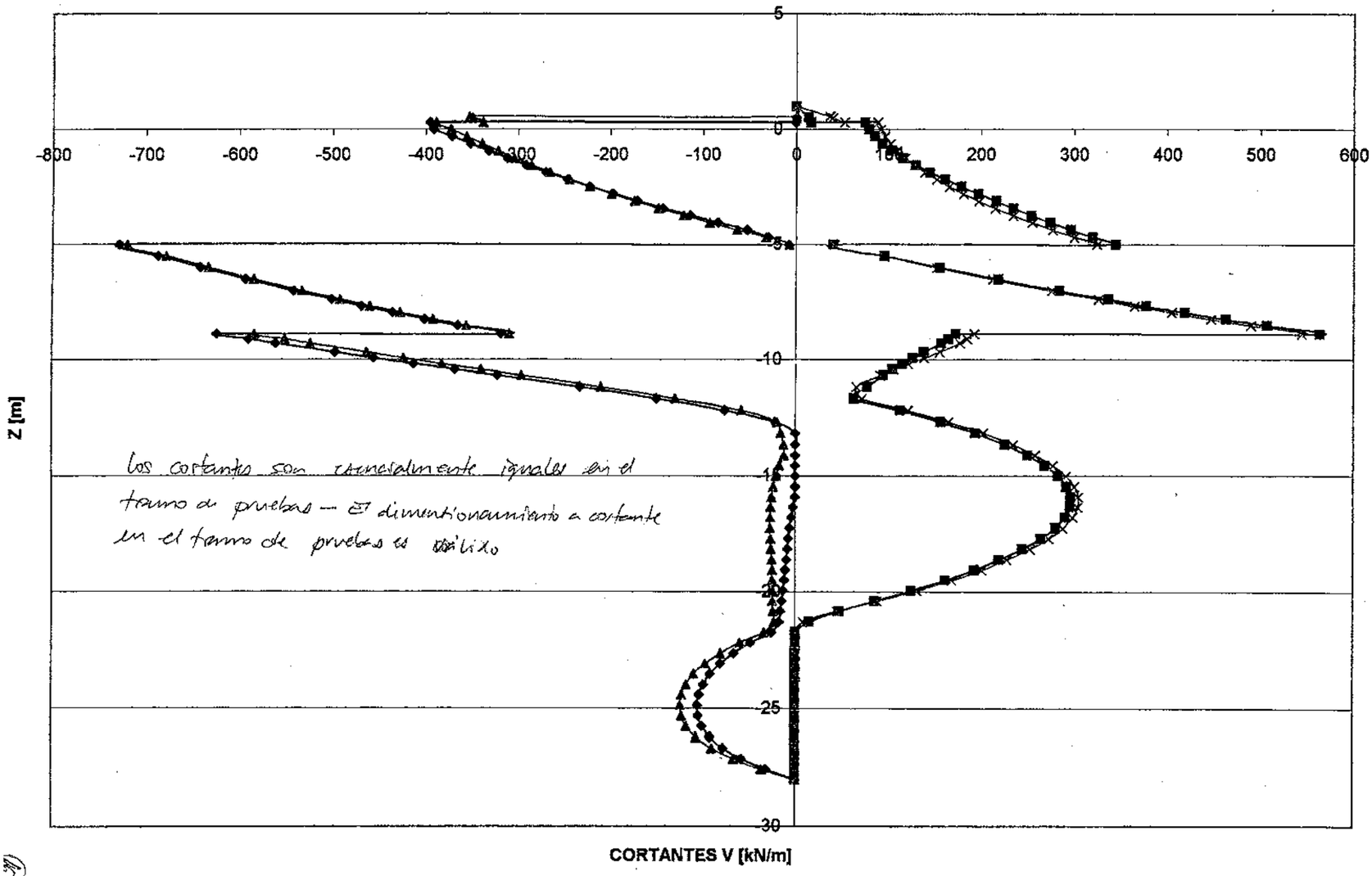


MOMENTO [kN·m/m]

M máx — M mín — M máx TR. PRUEBA — M mín TR. PRUEBA

P2COL RIDO 27/01/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES ← REALIZAR CON TRAMO DE PRUEBAS



P2COL RIDO 27/01/2004

Cesar Tunnis

77-ENERO-2004

MUTHAR DE ARMADO

Armadura con patrones

- Mk = 1477,24 kN.m/m en el pico inferior
  Md = 1,5 Mk = 2,50 · 1477,24 = 2330,86 kN.m/m

Dimensionamiento con programa ENASIC

(Resultados recomendados: q13m)

As = 69,8 cm²/m

En 1 batache de 50cm As = 34,9 cm²

Hay disponible 31 Φ25 + 2 Φ32 → 33,23 cm² (OK!)

Se cabe la biseladora suficiente con la armadura dispuesta

a Mk = 1169,5 kN.m/m con el pico superior

Md = 1,5 Mk = 1,50 · 1169,5 = 1754,25 kN.m/m

As = 52,12 cm²/m

En un batache en 5,00cm → As = 26,1 cm²

Hay disponible 24 Φ25 + 3 Φ25 → 35 Φ25

As = 769,995 cm² (OK!)

NOTAS DE ARMADO — ZONA DE CRUCE CON EL OTRO BAIX —

INTRADOS

• Pico de momento $m_{uk} = 1487,24$ kN·m/m

$m_{ud} = 2230,86$ kN·m/m

Dimensionamiento con programas BAEL

2 capas de armadura — Recubrimiento mínimo $r = 0,15$ m

$A_s \geq 72,76$ cm²/m

En 5,0 m — $A_s \geq 363,8$ cm²/banda → 30 Ø25 + 30 Ø32

• Cuantía mínima EHE

Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 100 \frac{25/1,5}{500/1,15} = 15,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se dispone 20 Ø25 como mínimo

• Momento último con 20 Ø25

$A_s = 19,635$ cm²/m ($r = 0,11$ m)

$m_u = 734,13$ kN·m/m

En valor característico $m_{uk} = 489,42$ kN·m/m

Se tiene $m_{uk} \leq 485$ kN·m/m para $z \leq -16,50$ m, a partir de este pto anclaje + decalage de los Ø25

$l_{b\,Ø25} = 1,00$ m

$d = 1,00$ m

— Las barras deben llegar hasta: $-16,5 - 1,0 - 1,0 - 0,50 = -19,00$ m (anclaje por prolongamiento l_b, d, ε)

• Momento último con 30 Ø25

$A_s = 29,454$ cm²/m ($r = 0,11$)

$m_u = 1088,9$ kN·m/m

En valores característicos $m_{uk} = 727,7$ kN·m/m

— Se tiene $m_{uk} \leq 720$ kN·m/m para $z \leq -15,50$ m, a partir de este pto — anclaje + decalage de los Ø32

Las barras deben llegar hasta $-15,50 - 1,50 - 1,00 - 0,50 = -18,5$ m

Las barras deben llegar hasta $z = -12,50$ m

— Se tiene $m_{uk} \leq 720$ kN·m/m para $z \geq -1,50$ m, a partir de este pto anclaje + decalage del refuerzo

• 2º pico de momento: $m_{uk} = 1170$ kN·m/m

$m_d = 1755$ kN·m/m

Dimensionamiento con programas BAEL ($r = 0,15$ m)

$A_s \geq 55,98$ cm²/m

En 5,0 m — $A_s \geq 279,9$ cm² → 30 Ø25 + 30 Ø25

• Momento última con 30 + 30 Ø25

$A_s = 57,902$ cm²/m ($r = 0,15$ m)

$m_u = 1945,58$ kN·m/m

En valor característico $m_{uk} = 1297,05$ kN·m/m

Se tiene $m_{uk} \leq 1295$ kN·m/m para $z \geq -9,30$ m, a partir de este pto anclaje + decalage de los Ø32

Los Ø32 deben llegar hasta $-9,30 + 1,50 + 1,00 + 0,50 = -6,30$ m

Se cuenta el solape en el "valle" de momentos del intrados

TRASDOS

- Pico de momento $m_{Rd} = 975$ KN m/m

$m_{sd} = 146.25$ KN m/m

Dimensionamiento con programa BA-90 $d = 0.15$ m

$A_s \geq 45.64$ cm²/m →

En 5.0m → $A_s = 228.2$ cm²/m → 30 Φ25 + 20 Φ25 ó

20 Φ25 + 20 Φ32

- Cuantía mínima: 2xΦ25

$m_{Rd} = 730$ KN m/m

En valor característico $m_{Rk} = 487$ KN m/m

Si freine $m_{sk} \leq 485$ KN m/m para $z \leq -6.00$ m

Si alternan los 20 Φ25 comidos de arriba a abajo

- Refuerzo de los Φ32 debe llegar a:

Si freine $m_{sk} \leq 485$ KN m/m para $z \geq -3.00$

a partir de este pto. anclaje + decalaje de los Φ32 →

→ deben llevar hasta $-3.00 - 1.50 - 4.00 - 0.50 = -9.00$

Si freine $m_{sk} \leq 485$ KN m/m para $z \leq -6.00$ m

a partir de este pto. anclaje + decalaje de los Φ32 →

→ deben llevar hasta $-6.00 - 1.50 - 4.00 - 0.50 = -12.00$ m

Si disponen desde +2.00 hasta −11.00m

Si freine $v_{sk} \leq 375$ KN/m para $z \leq -10.50$ m y $z \geq -4.50$ m

EN RUNZONAMIENTO ELU:

Máximas cargas en los puntales: $v_d = 10.70$ KN/m

$N_d = 1.50 \cdot 10.70$ KN/m $\cdot 2.50$ m $= 40.12.5$ KN $= 4020$ KN

Fuerza máxima de punzonamiento

$\frac{F_{sd} \cdot e_f}{u_0 \cdot d} \leq f_{td}$ $f_{td} = 5.00$ MPa $= 0.33 f_{cd}$

Placa de apoyo de 0.75×0.75 → $u_0 = 4 \times 0.75 = 3.00$ m

$d = 0.85$ m + el lado seguro

con lo cual

$\frac{F_{sd} \cdot e_f}{u_0 \cdot d} = \frac{4.020 \text{ MN}}{3.00 \cdot 0.85 \text{ m}^2} = 1.576 < 5.00$ MPa (OK)

LOSA CON ARMADURA DE PUNZONAMIENTO $\tau_{sd} = \tau_{rd}$; $A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s}$

No hace falta armadura de punzonamiento cuando

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

$d = 0.85$ m (con lado seguro)

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

$F_{sd,ef} = 4.02$ MN

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

$A_{sx} = 2\Phi 20$ a 0.15 $A_{sx} = 41.89$ cm²/m → $\rho_x = 0.004189$

$A_{sy} = 20\Phi 25 + 25\Phi 32 + 30\Phi 25 = A_{sy} = 406.79$ cm²/ancho → $\rho_y = 0.008176$

$\rho_e = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.005835$

CORTANTES

- Pico de cortante $V_K = 728,5$ kN/m

  $V_d = 1092,7$ kN/m

  Armadura longitudinal superior: 22 Ø25

  $A_s = 19,635$ cm²/m

  Dimensionamiento en zapatas DM2

  $f_{cd} = 28,94$ cm²/m/m

  En 5,0m → $A_d \geq 144,7$ cm²/m

  Tomando planos a 0,15 $A_d \geq 21,705$ cm²/m

  Tomando 2 barras por plano $A_s \geq 27,13$ cm²/barra → Ø20

  Tomando el cortante a 1 canto útil se reduce mucho la cuantía necesaria a cortante

- Con armadura transversal de 8 ramas Ø16 a 0,15

  $A_d = 107,25$ cm²/m en 5,0m

  $A_d = 21,451$ cm²/m/m

  cortante último $V_u = 882,9$ kN/m

  En valores característicos $V_{uk} = 588,6$ kN/m

  Si tiene $V_d \leq 585$ kN/m para $z \leq -9,50$ y $z \geq -4,50$

- Con armadura transversal de 2 ramas Ø12 a 0,15

  $A_d = 60,32$ cm²/m en 5,0m

  $A_d = 12,064$ cm²/m/m

  cortante último $V_u = 595,64$ kN/m

  En valor característico $V_{uk} = 397,09$ kN/m

$C_E = \sqrt{C_x \cdot C_y} = 0,003294$

$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,45 \cdot (100 \cdot 0,003294 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 10,9 \cdot 0,85 \cdot 1 = 2,779$ MN

$\Rightarrow V_{sd} = V_d - V_{cu} = V_{ed} - V_{cu} = 4,02 - 2,779 = 1,242$ MN

$V_{sd} = z \cdot \sin\alpha \cdot (\cot g\,\alpha - \cot g\,\beta) \cdot A_w \cdot f_{yd}$

$A_w \geq \frac{V_{sd}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1,242 \text{ MN}}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 400 \text{ MPa}} = 40,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

a) Tomando $s = 0,15$m → En cada plano debi haber 6,086 cm²

Hay 4 ramas por frame → $A_s \geq 1,522$ cm²/barra

Se cubre con la armadura propuesta

b) Tomando $s = 0,6$m → En cada plano debi haber: 24,34 cm²

Tomando barras a 0,15m en 5,0m entran 40 barras → 0,609 cm²/barra/m

Se cubre con la armadura propuesta

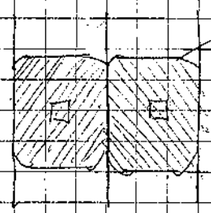
Sustituyendo valores

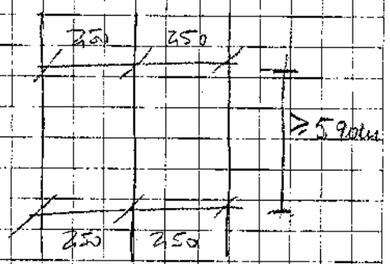
$\bar{\tau}_{rd} = \phi 12\ 1{,}485\ (100\ 0{,}005835\ 25)^{1/3} = 0{,}4354\ MPa$

Luego para no necesitar armadura de punzonamiento el perímetro debe ser de

$$u_1 \geq \frac{F_{d,ef}}{\bar{\tau}_{rd}\, d} = \frac{4{,}02}{0{,}4354 \cdot 0{,}85} = 10{,}9\ m$$

El perímetro crítico es de 8,72m → Hace falta armadura de punzonamiento





Obs: Al juntar las dos superficies de contacto se crea una viga, y el mismo resistente es el del cortante vertical de la pantalla. El cizallamiento de cortante está garantizado con la armadura de punta (cuando se desapuntale se hará refuerzo de punzonamiento y en ese el calculo que aquí se realiza)

Dimensionamiento tomando $b_0 = 10{,}9m$

$F_{sd} = 4{,}02\ MN$

$\xi = 1{,}485$

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

$A_{sy} = 20\ \phi 25 \doteq 20\phi 32 \quad A_{sy} = 259{,}07\ cm^2/batadu$

$A_{sy} = 51{,}804\ cm^2/m \quad \rho_y = 0{,}005178$

(Contando solo con las armaduras transversales)

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

COMPROBACIONES ADICIONALES PARA LA CUBIERTA DE CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX.

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 8 de julio de 2004

COMPROBACIONES ADICIONALES DE LA CUBIERTA DEL CRUCE CON EL COLECTOR DEL DEPURBAIX.

1) CAMBIO EN LA DENSIDAD DEL RELLENO ENTRE LOSA DE CUBIERTA Y COLECTOR.

En el espacio entre la cara superior de la cubierta del Falso Túnel de Can Tunis y la cara inferior de la losa de cimentación del colector de aguas pluviales del Depurbaix, se supuso un relleno de 1.00m de espesor (del lado seguro) a base de tierras, cuya densidad se estimó en 20 kN/m^3. El relleno final a realizar, de unos 90cm, se hará a base de un material de densidad 23 kN/m^3.

En esta Nota Técnica adicional a la Nota de Cálculo del tramo correspondiente se analiza la influencia del incremento de densidad de dicho material de relleno.

La acción global considerada en las secciones de cubierta bajo el colector es de 155.91 kN/m2, mientras que si se considera un relleno a base de material de mayor densidad, la acción global sobre la cubierta es de 156.96 kN/m2. El cambio de densidad supone un incremento de la acción global de un 0.7%, que es perfectamente aceptable sin necesidad de realizar modificaciones de armado.

Los márgenes de seguridad se amplían al pasar de centímetros cuadrados de armadura necesaria a barras de calibres comerciales, por lo que el incremento de la acción queda compensado (total o parcialmente) por el incremento de sección de acero que resulta de armar la losa., de modo que la diferencia de coeficiente de seguridad de la estructura es despreciable. Los coeficientes de seguridad adicionales que resultan al pasar de cm^2 de armadura necesarios a número de barras pueden consultarse en la nota de calculo adjunta a esta memoria.

CONCLUSIÓN.

- No es necesario realizar ninguna modificación en la armadura principal de la cubierta por el cambio de densidad del material de relleno bajo el colector.

2) CAMBIO DE LA ALTURA DE TIERRAS EN EL DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE SALTO ENTRE TRAMOS DE CUBIERTA.

Al final del tramo de cruce con el Colector de aguas pluviales del Depurbaix se produce un cambio en la cota e cubierta que permite el cruce de la traza del Falso Túnel con la carretera de la Feixa Llarga. En dicho salto se dispone un muro que cierra el hueco entre cubiertas.

Dicho muro se ve sometido a la acción de dos tipo de esfuerzos, en función de su origen:

- Los esfuerzos que le transmiten las cubiertas adyacentes, para las que supone un nervio de mayor rigidez que concentra esfuerzos.
- Los esfuerzos que le producen los empujes de tierras y agua que el muro debe contener para cerrar el hueco entre cubiertas.

De entre ellos, los realmente determinantes son los primeros, puesto que los empujes de tierras y agua generan esfuerzos realmente reducidos dada la escasa luz libre del muro. Además, dado que no se trataba de un dimensionamiento limitante, la evaluación de esfuerzos se hizo de manera muy conservadora.

Al dimensionar dicho muro se produjo un error en la estimación de la altura de tierras considerada.

Se ha revisado el cálculo y, dadas las reducidas dimensiones del muro en cuestión, los esfuerzos a los que se ve sometido siguen siendo bajos, y los incrementos de armadura necesaria que resultan de tales incrementos estaban ya cubiertos con el margen de armado dispuesto. El detalle de la nueva comprobación puede consultarse en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

CONCLUSIÓN.

- No es necesario realizar ninguna modificación en la armadura del muro de salto entre cubiertas

MODIFICACIÓN ARMADO DE LA CUBIERTA DEL CRUCE CON EL COLECTOR DE AGUAS PLUVIALES DEL DEPURBAIX

ANTECEDENTES.

En el dimensionamiento de la cubierta de cruce con el colector del Depurbaix se tiene en cuenta una zonificación del armado como consecuencia de la existencia de un nervio de borde, cuya mayor rigidez a flexión libera a los tramos de la losa más cercanos, siendo prácticamente nula su influencia a partir de los 9.0m de separación.

El dimensionamiento de la cubierta se realizó en un doble cálculo:

- En primer lugar se supuso la no existencia del colector. Dicha hipótesis se traduce en un aumento de las cargas verticales sobre la cubierta, sólo posible en caso de un posible colapso de la estructura del colector. Esta hipótesis, conservadora es la que empleó para la verificación y dimensionamiento de la losa de cubierta.
- En segundo lugar, dado que todas las cargas que gravitan sobre la losa de cubierta del colector, incluido su peso propio, se canalizan en sentido descendente por las almas de dicha estructura, las leyes de cortantes pueden verse ligeramente modificadas, por lo que se realiza una comprobación adicional, que por no ser excesivamente limitante, se realiza del lado seguro sin tener en cuenta el pequeño reparto que permite la losa de cimentación y el relleno entre colector y cubierta.

Los momentos flectores longitudinales y transversales que aparecen en la losa quedan cubiertos con la armadura dispuesta, si bien, en algunos tramos no se alcanza la cuantía mínima mecánica para evitar fallo frágil tras la fisuración. Dado que los momentos flectores longitudinales podrían llegar a ser la causa principal de fisuración de la losa y, aunque no existan a lo largo de la vida útil de la estructura momentos solicitantes de tal magnitud, se decide ampliar el armado longitudinal de la cubierta (en sentido longitudinal al túnel) y disponer Φ20 a 0.20 en las posiciones 7 y 10, según la numeración de los planos 2.9.3.15, salvo en las posiciones 7 en las que ya había definido un armado de 2Φ20 a 0.20, en las proximidades del muro de cambio de cota de la cubierta.

Las modificaciones pertinentes se recogen el la colección de planos adjunta a esta memoria.

CONCLUSIONES:

- Se modifica el armado transversal de la losa de cubierta del tramo del Falso Túnel bajo el colector del Depurbaix según los planos adjuntos a esta memoria.

Fdo. Ángel C. Aparicio Bengoechea
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Nº colegiado 4141

Barcelona, a 8 de julio de 2004

COMPROBACIONES ADICIONALES:

Cubierta bajo cruce DERRIBAIX

Se considera 1,0m de altura de tierra

$q_t = 1,0 \cdot 20 kN/m^3 = 20 kN/m^2$

El relleno se ha realizado con 90 cm de zahorras, cuya densidad es mayor y alcanza los $23 Tn/m^3$

$q_t = 0,90 \cdot 23 kN/m^3 = 20,7 kN/m^2$

COMPROBACIONES:

a) Flexión:

A_s disp = 157,452 cm^2/m tramo A

m_u = 4177,92 kN·m/m
m_d = 4117,5 kN·m/m
} $C_{SA} = 1,015$

A_s disp = 122,725 cm^2/m tramo B (r = 0,08 m)

m_u = 3904,0 kN·m/m
m_d = 3888,70 kN·m/m
} $C_{SA} = 1,004$

A_s disp = 107,997 cm^2/m tramo C (r = 0,05)

m_u = 3541,85 kN·m/m
m_d = 3320 kN·m/m
} $C_{SA} = 1,067$

A_s disp = 68,726 cm^2/m tramo D (r = 0,06)

m_u = 2494 kN·m/m
m_d = 2270,21 kN·m/m
} $C_{SA} = 1,075$

b) Cortantes

A_s disp = pasos a 0,20 en 2 c Φ16 $A_s = 40,72 cm^2/m/m$

$A_s = 40,72 cm^2/m/m$

La máxima armadura necesaria es de ⊥ al eje longitudinal del túnel

Los cortantes máximos transversales que pueden soportar con esta armadura son:

Zona A: 1579,2 kN/m
Zona B: 1566,83 kN/m
Zona C: 1587,97 kN/m
Zona D: 1282,95 kN/m

} Descontemos la porción de cortante resistente aportada para los cortantes longitudinales

Los cortantes máximos de diseño (transversales) son siempre inferiores a los cortantes resistidos, en todos los tramos de armado.

INCREMENTO QUE SUPONE EL CAMBIO DE DENSIDAD

Respecto del global de carga considerada

Originalmente considerado

- g_1 = 25 kN/m
- $g_{colector}$ = $15,5\ m^2 \cdot 25\ kN/m^3$ = $387,75\ kN/m^2$ → en 11,1m

  $g_{colector}$ = 34,93 kN/m
- $q_{tierras}$ = 20 kN/m^2 bajo colector
- $q_{tierras}$ = 20 kN/m^2 sobre colector
- Sc terraplen = 10 kN/m^2

---

q_d = 1,35(25 + 34,93) + 1,50(20 + 20 + 10) = 155,9 kN/m

Si deben considerarse

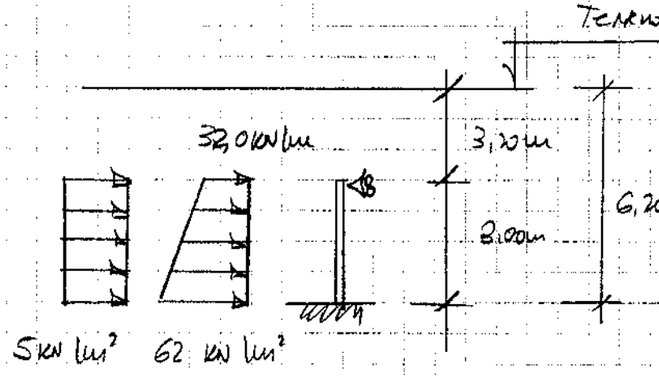
q_d = 1,35(25 + 34,93) + 1,50(20,7 + 20 + 10) = 156,96 kN/m

ε = 1,007 → **0,7%** Si sobre con las cuantías adicionales de armadura dispuesta.

Tanto a flexión como a cortante

El cambio global de la carga de diseño es solo del 0,7%, que es perfectamente asumible

FLEXIÓN EN EL MURO:



(*) Muy del lado seguro.

Sentido Ed

Se supone empuje al reposo de K_o = 0,50

$$M_K = \frac{5 \cdot 3,0^2}{8} + \frac{32 \cdot 3,0^2}{8} + \frac{30 \cdot 3,0^2}{15} = 59,63\ kN \cdot m/m$$

M_d = 1,5 M_K = 89,44 kN·m/m

Dimensionamiento con programa BAST (r = 0,0425 m) (h = 0,60 m)

$A_s \geq 250\ cm^2/m$ ← Si sobre de sobra con el margen sobre armadura dispuesta

Cuantía mínima EHE (flexión rectangular)

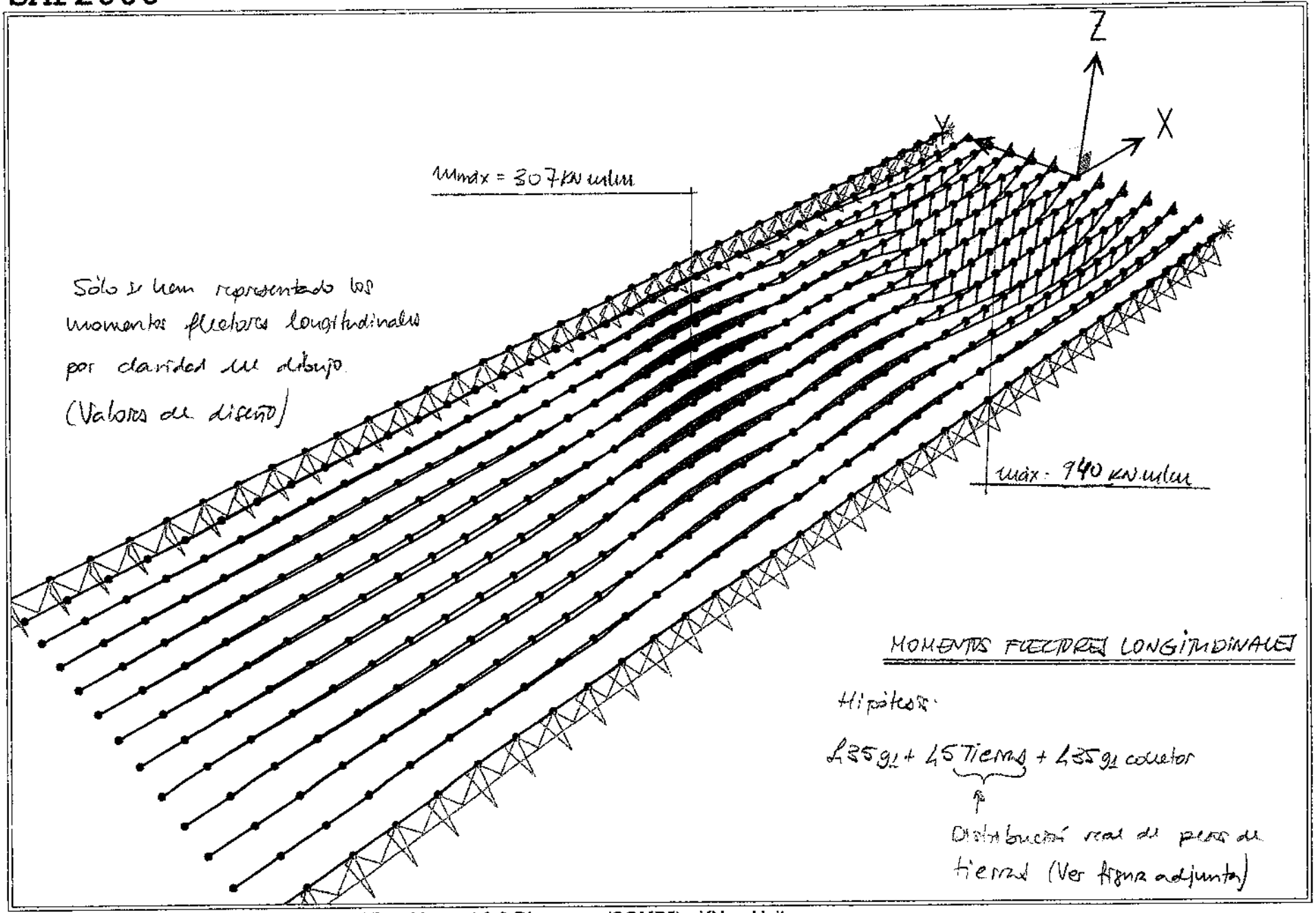
$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

A_c = 40 cm^2/cm

$f_{cd} = 25/1,5$ MPa; $f_{yd} = 500/1,15$ MPa → $A_s \geq 15,33\ cm^2/m$

SAI _ 000

7/7/04 18:36:33



MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES

Hipótesis:

1,35 g_L + 1,5 T_tierra + 1,35 g_L colector

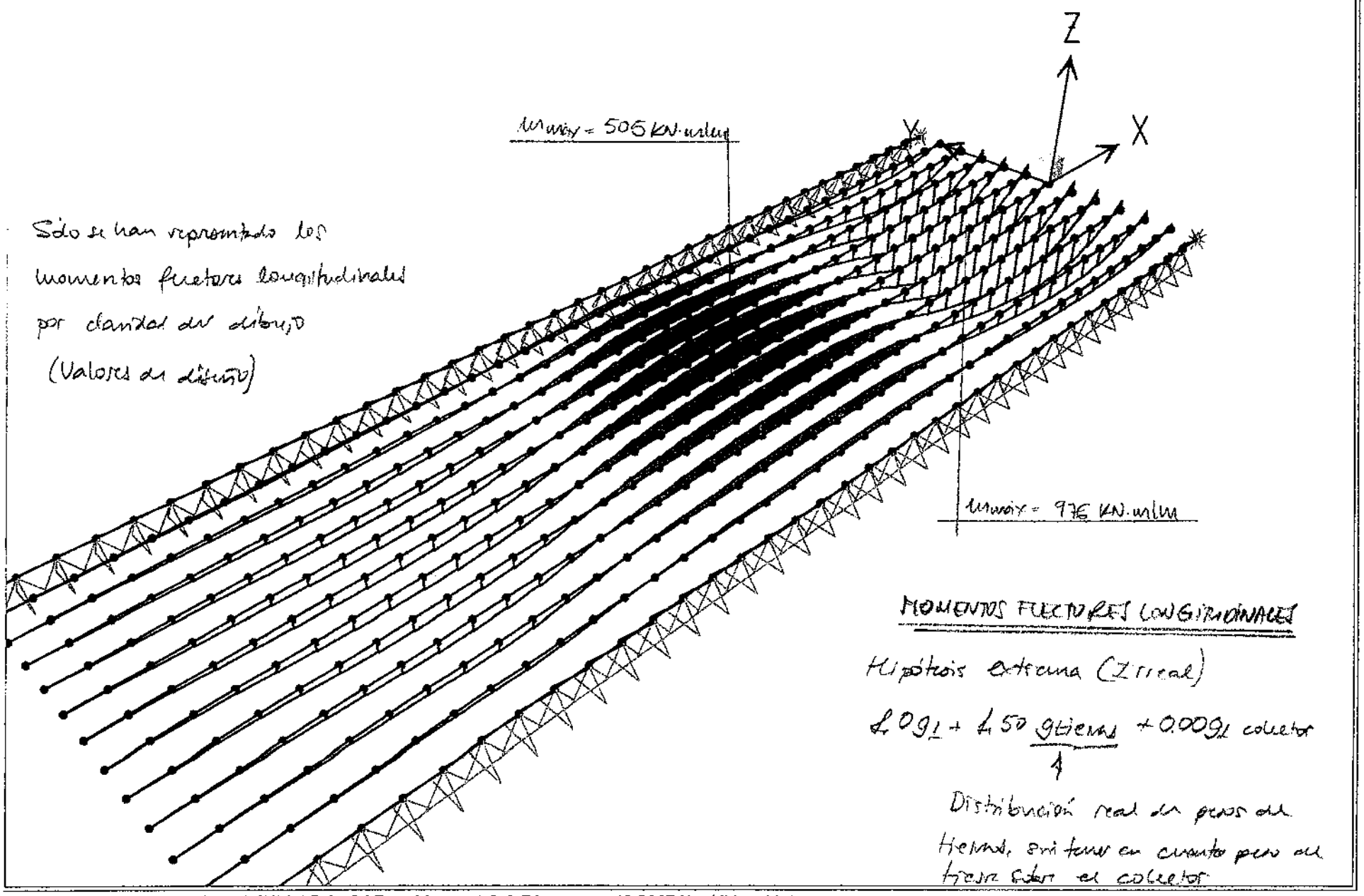
↑

Distribución real de pesos de tierra (Ver figura adjunta)

SAP2000 v7.21 - File:EMPARRILLADO_SAP - Moment 3-3 Diagram (COMB5) - KN-m Units

SAP2000

7/7/04 18:32:36



MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES

Hipótesis extrema (Z real)

1,0 g_L + 1,50 g_tierra + 0,00 g_L colector

↑

Distribución real de pesos de tierra, sin tener en cuenta peso de hoja sobre el colector

SAP2000 v7.21 - File:EMPARRILLADO_SAP - Moment 3-3 Diagram (COMB6) - KN-m Units

Casa Tunis 7-julio-2004

Dimensionamiento con programas BASIC

HIPOTESIS #1: 2,85 g/L + 1,50 Sobrec. (real) + 2,00 g/L adicional

a) Momento máximo positivo en la proximidad del nudo de apoyo

M_d máx = 930 KN·m/m

h = 1,00m; b = 1,00m ← cinchada por 1m de longitud

r = 0,06 ← recubrimiento mecánico armadura transversal

$A_s \geq$ 24,19 cm²/m ← se cubre con los 2Φ20 a 0,20 dispuestos.
(21,42 cm²/m)

b) Momento máximo negativo

M_d máx = 307 KN·m/m

$A_s \geq$ 7,74 cm²/m ← se cubre con Φ16 a 0,20 (10,06 cm²/m)

HIPOTESIS #2 (Muy desfavorable) 2,00 g/L + 1,50 g sobrec.
(Sin tener en cuenta el peso propio del cajeton)

a) Momento máximo positivo en la proximidad del nudo de apoyo

M_d máx = 976 KN·m/m

$A_s \geq$ 25,46 cm²/m ← se cubre con los 2Φ20 a 0,20 dispuestos

b) Momento máximo negativo

M_d máx = 505 KN·m/m

$A_s \geq$ 12,70 cm²/m ← se cubre con Φ20 a 0,20 (15,71 cm²/m)

Cálculos Cruce Feixa Llarga

PK. 707 + 031.74 a 707 + 141.44

CAN TUNIS U.T.E.

FCC CONSTRUCCION

COMSA Empresa Constructora

GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias

AVE HOSPITALET - CAN TUNIS

NOTA DE CÁLCULO DE LAS PANTALLAS DEL TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA. PK: 706+990 a 707+140 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS P5 y P6

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 10 de febrero de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PANTALLAS.

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 carretera de la Feixa Llarga y una serie de servicios, entre los PK's 706+990 y 707+140 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la carretera 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.

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 3.0m superior a la cubierta inmediatamente anterior (la de cruce con el colector del DEPURBAIX). Este salto de cota permite reponer el terreno natural con mayor celeridad y hace disminuir mucho los taludes de excavación o terraplenado en las diferentes fases, ganando así el espacio necesario. El gálibo interior 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", sin prelosas, 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.

Este cambio en la geometría de la sección transversal implica una redefinición de los procedimientos constructivos a emplear y, en consecuencia, una evaluación de la influencia que éstos tienen en la verificación y dimensionamiento de las pantallas.

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.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel cruza con la carretera de la Feixa Llarga, con una línea de Menta, con una línea eléctrica de media tensión soterrada, un conducto de Gas Natural, una línea de Telefónica subterránea y una tubería de Aguas de Barcelona. Todos estos servicios y sus desvíos se describen en los croquis adjuntos.

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 las mismas leyes de presión de agua 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.

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.

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.

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 de cada uno de los procedimientos constructivos planteados.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean dos procedimientos constructivos para la ejecución del falso túnel en el cruce con la carretera de la Feixa Llarga.

En ambos casos se parte de la misma situación inicial, con la cubierta ejecutada directamente sobre el terreno tratado y, en ambos casos, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

Los procesos constructivos planteados reciben los nombres P5 y P6, y su descripción es la siguiente (Puede consultarse un esquema de ambos procedimientos constructivos en el apartado "PLANOS" de este documento):

Procedimiento constructivo P5:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+3.80m
- Ejecución de las pantallas desde la cota z=+3.80m hasta la cota z=-28.0m
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota z=-2.80m y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.

- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Excavación interior del Falso Túnel en mina hasta la cota z=-6.00m.
- Apuntalamiento provisional a la cota z=-5.50m.
- Excavación hasta C.M.E: z=-10.68
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

Procedimiento constructivo P6:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+3.80m
- Ejecución de las pantallas desde la cota z=+3.80m hasta la cota z=–28.0m
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota z=-2.80m y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Excavación interior del Falso Túnel en mina hasta la cota z=-6.00m.
- Apuntalamiento provisional a la cota z=-2.00m.
- Excavación hasta z=-8.68
- Excavación hasta C.M.E. y ejecución de contrabóveda por bataches contraapeados. (como en el procedimiento constructivo P3 del tramo de pruebas)
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

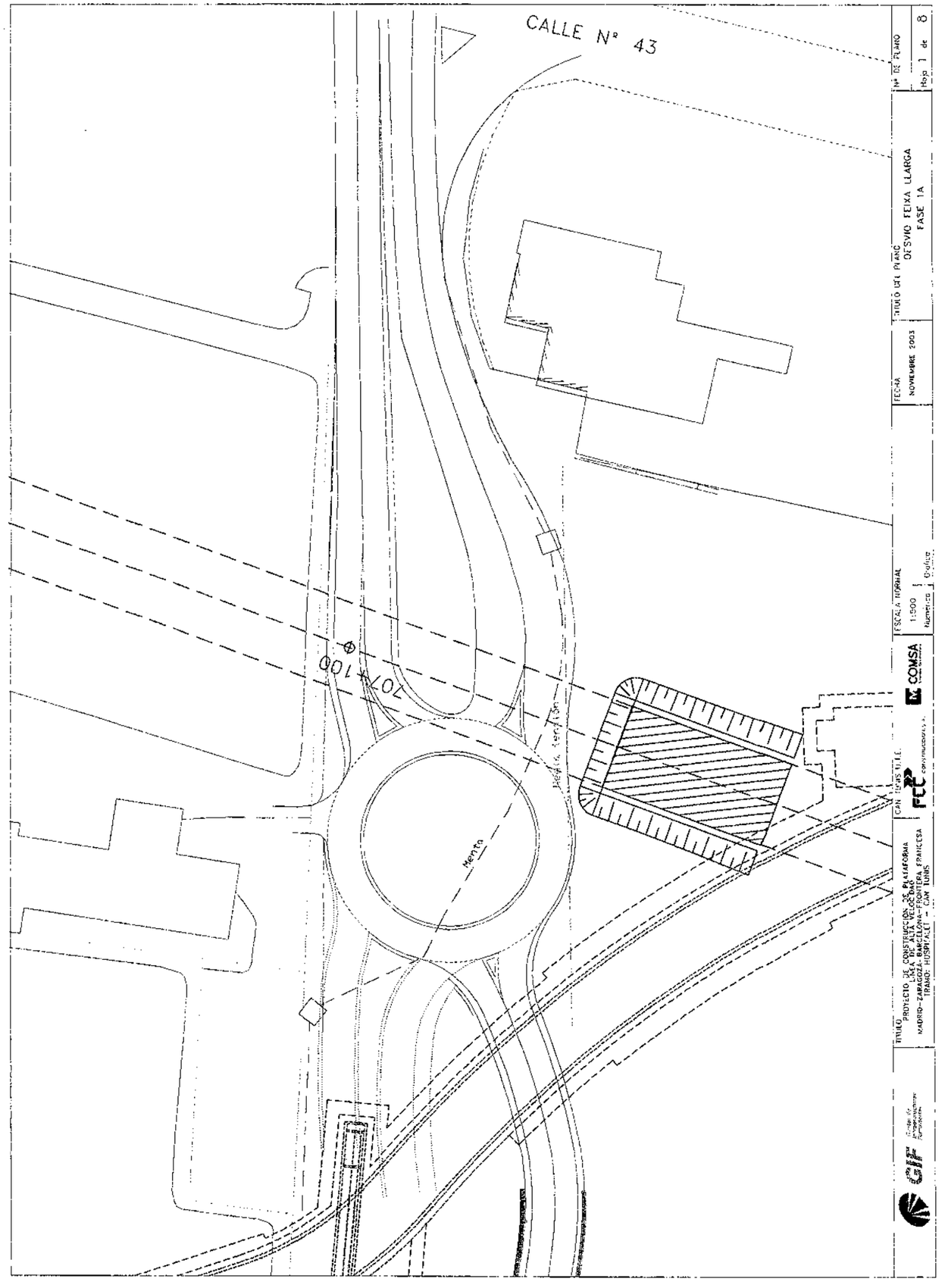
Para cada uno de los procedimientos constructivos descritos se realiza una verificación y dimensionamiento de las pantallas (verificación de tensiones en el terreno y fracción del empuje pasivo máximo movilizado, control de movimientos teóricos y dimensionamiento de las pantallas frente a los estados últimos de flexión y cortante), que puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a esta memoria.

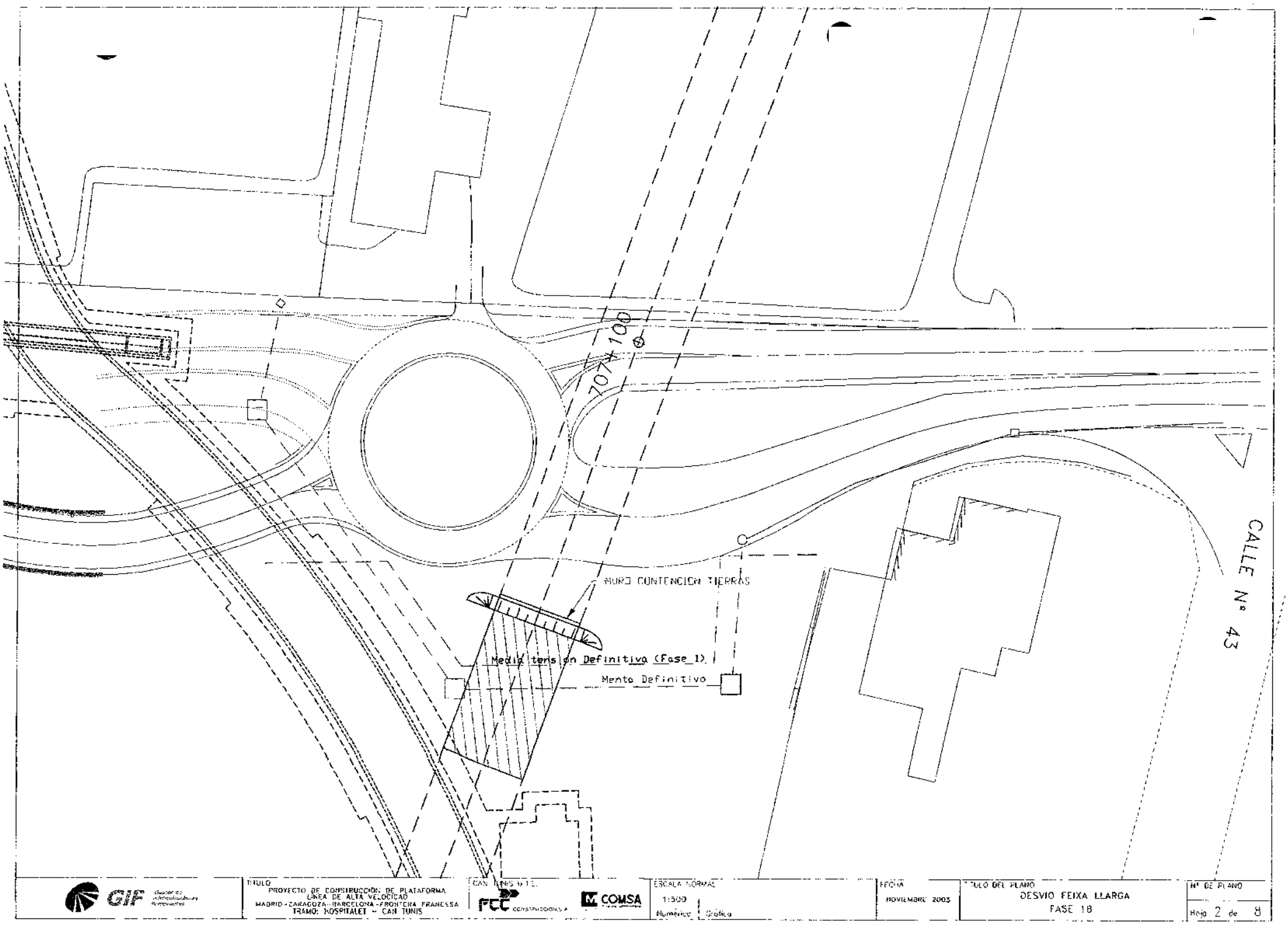
El armado final de las pantallas corresponde a la envolvente de armado de P5 y P6, de modo que es posible la excavación interior del Falso Túnel según ambos procedimientos constructivos.

6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

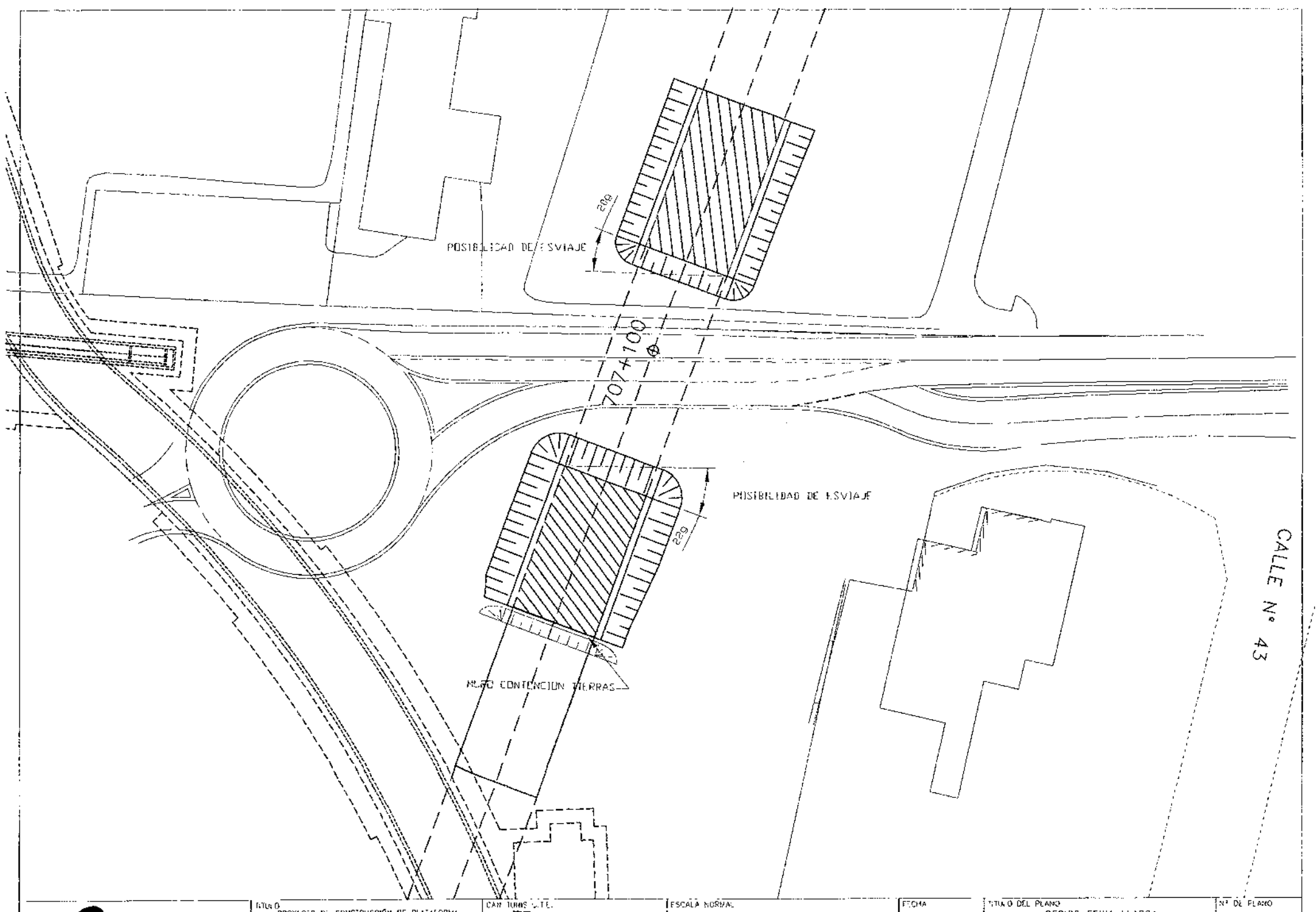
El análisis estructural de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0. Los programas de dimensionamiento de armaduras han sido desarrollados por los autores de esta Memoria, están escritos en BASIC y están basados en el libro HORMIGÓN ARMADO de Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García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

Barcelona, a 10 de febrero de 2004





GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET - CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico / Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 1B	Nº DE PLANO Hoja 2 de 8



GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET - CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico / Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 2A	Nº DE PLANO Hoja 3 de 8

POSIBILIDAD DE ESVIAJE

30g

Media tensión

707+100

POSIBILIDAD DE ESVIAJE

MURO CONTENCION TIERRAS

22g

MURO CONTENCION TIERRAS

CALLE Nº 43

GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico / Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 2B	Nº DE PLANO Hoja 4 de 8

POSIBILIDAD DE ESVIAJE

Media tensión definitivo (Fase 3)

MURO CONTENCION TIERRAS

707+100

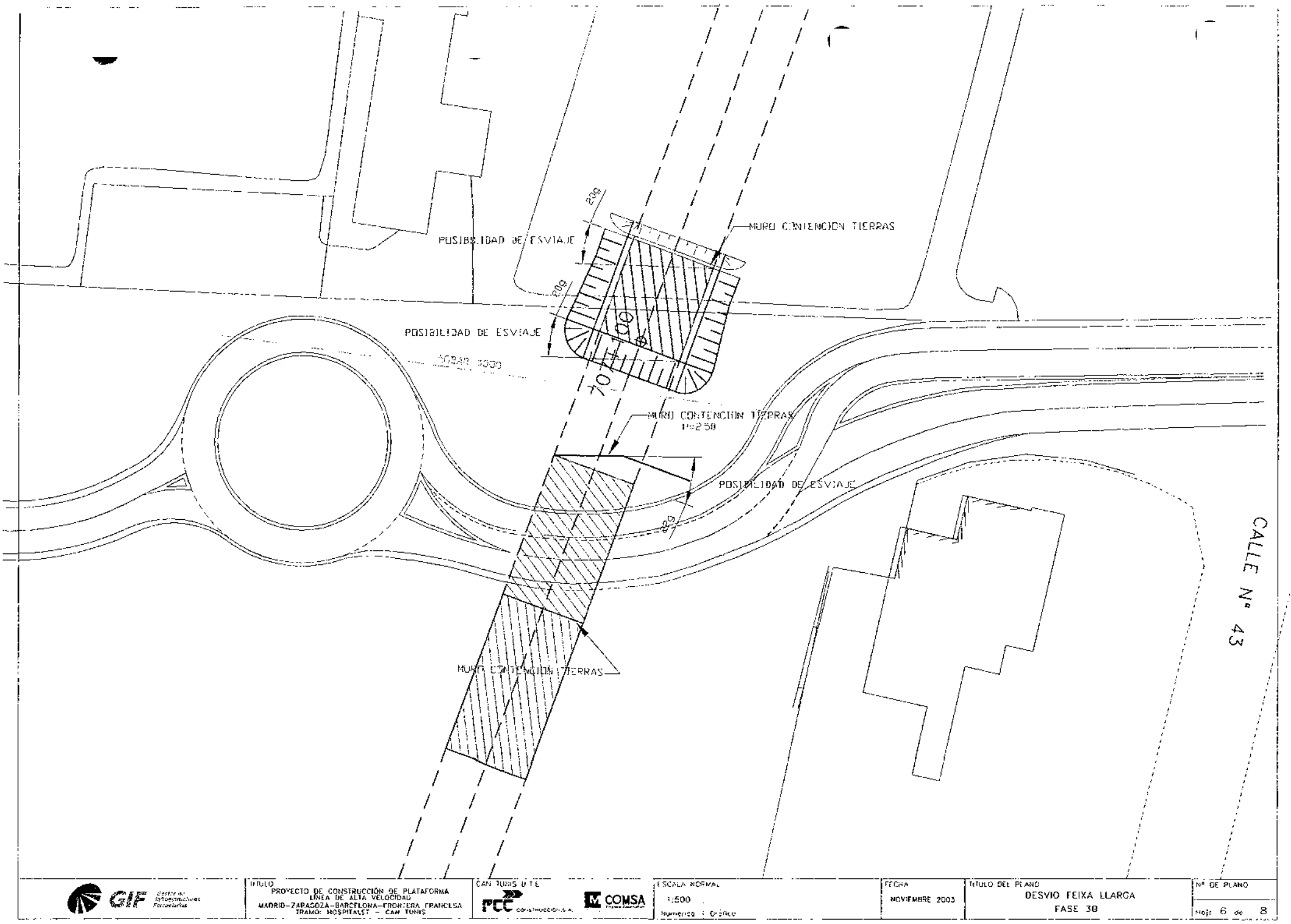
MURO CONTENCION TIERRAS

POSIBILIDAD DE ESVIAJE

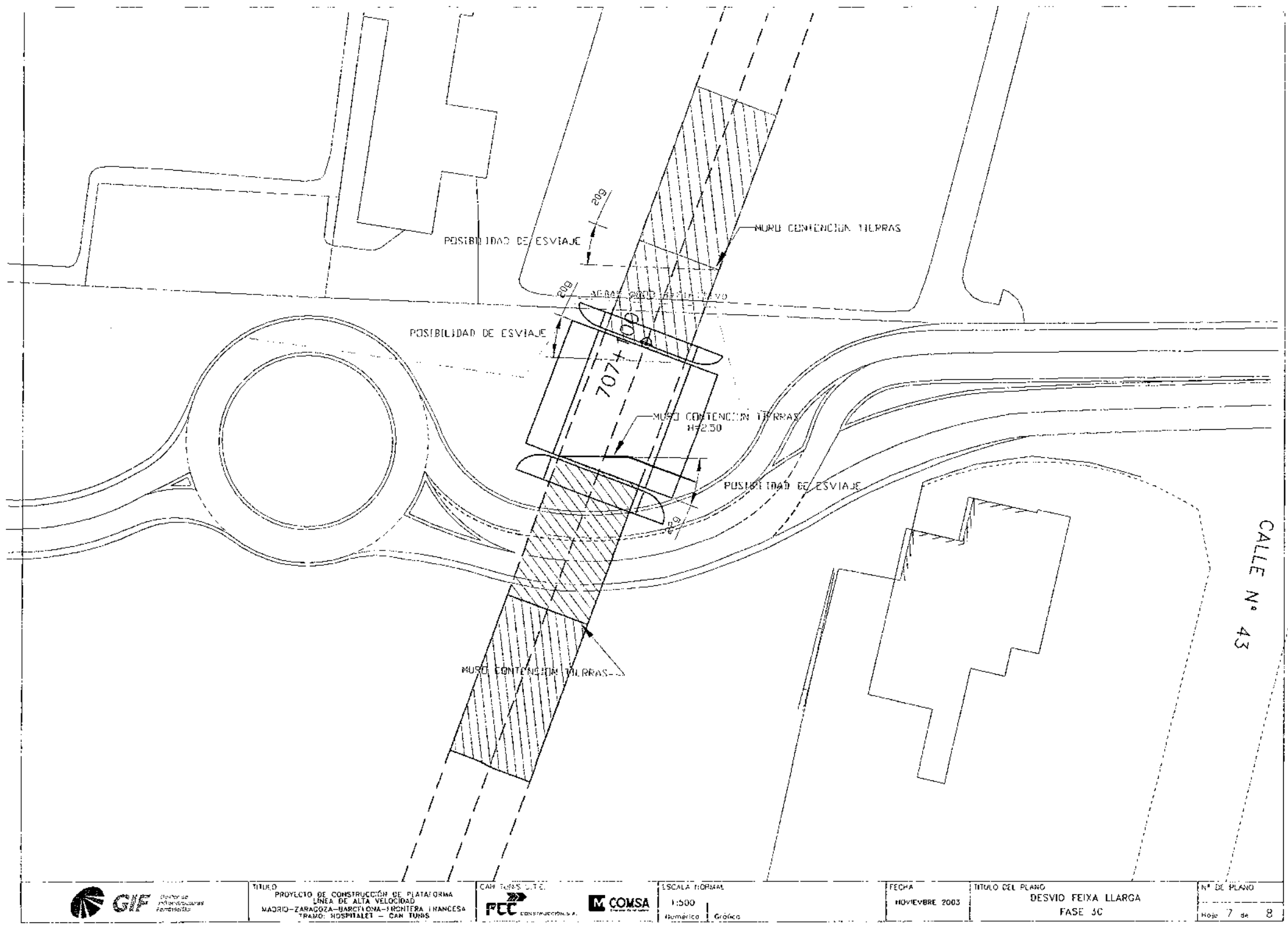
MURO CONTENCION TIERRAS

CALLE Nº 43

GIF	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico / Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja 5 de 8

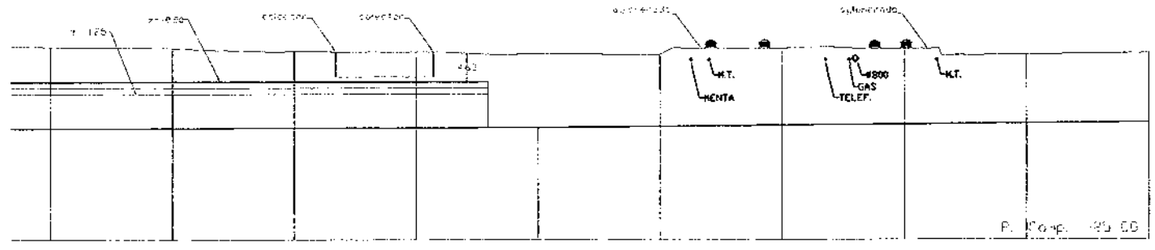


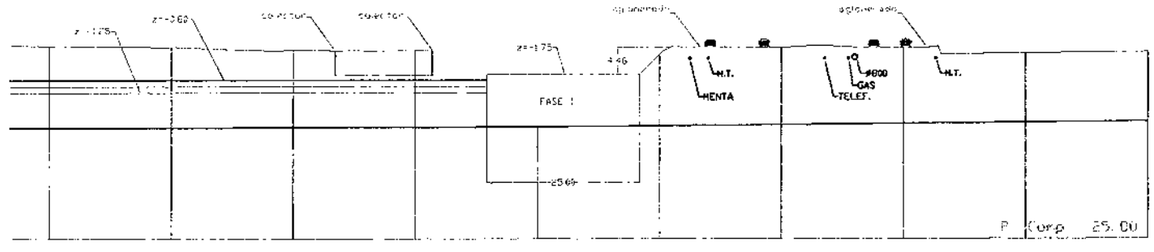
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico / Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 3B	Nº DE PLANO Hoja 6 de 8

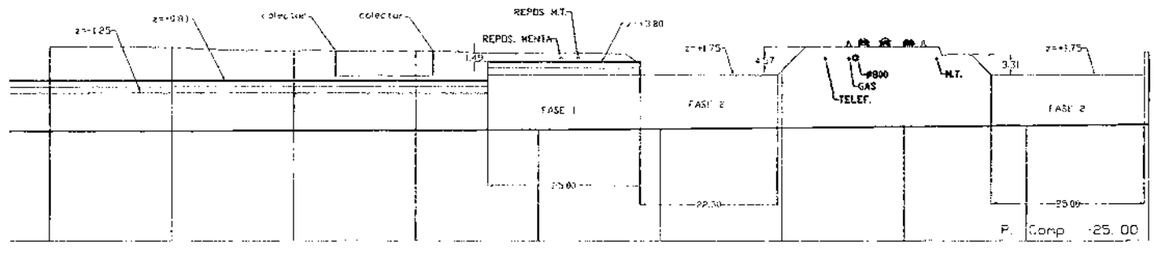


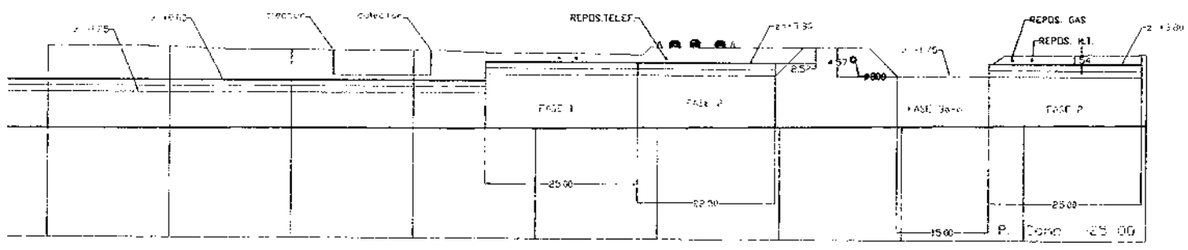
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. FCC CONSTRUCCION S.A. COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico / Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 3C	Nº DE PLANO Hoja 7 de 8

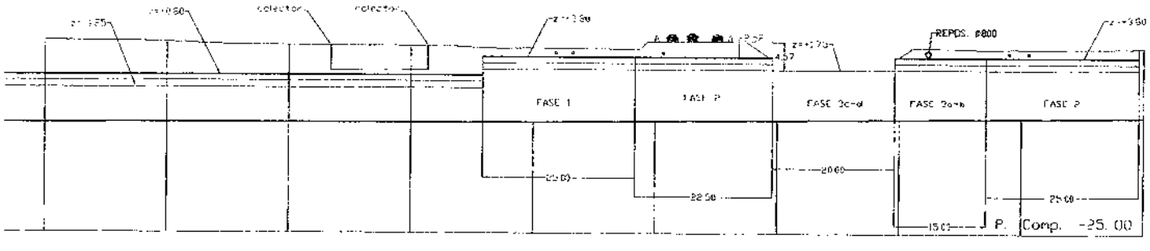
LOS PERFILES LONGITUDINALES SE DEFINEN PARA EL EJE DE TRAZA,
NO CONSIDERANDOSE EN NINGUN CASO POSIBLES ESVIAJES

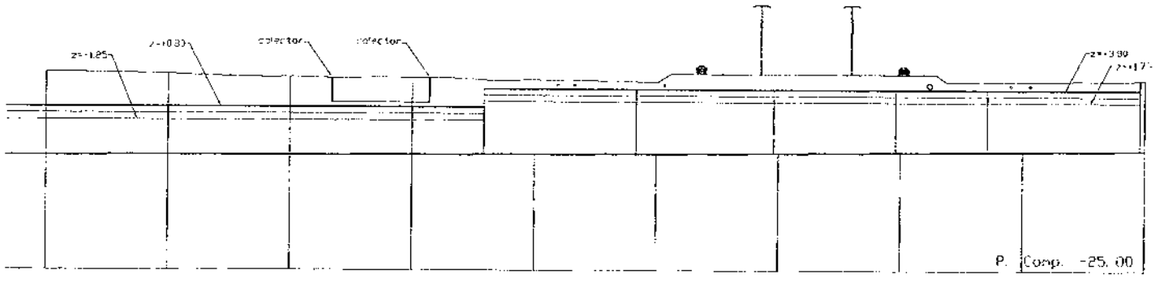












NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 6-Febrero-2004

- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PS-

PARA CRUCE CON LA PEIXA LARGA

PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERA

CON ACHIQUE TOTAL PREVIO A TODA

EXCAVACIÓN

NOTE BOOK

Con Tunis 4-Feb-2024

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 PARA CRUCE CON CARRETERA DE LA FERIA VIEJA.

Se monitorizan las presiones de agua debidas por la carga, y dado que no se cambian las cotas del pie de las pantallas, no habrá problemas de estanqueidad.

FASES DEL PROCESO DE EJECUCIÓN:

Teniendo en cuenta que 1º se ejecutan las pantallas del cruce con la Feria Viejo y después las del cruce con el Calvario, Plataforma de trabajo a la cota +3,80m

FASE 1: Ejecución pantallas de la Feria Viejo

FASE 2: Inundación de agua entre pantallas hasta cota +3,80m (Presión Variable) bombeo en construcción

FASE 3: Ejecución de la solución

FASE 4: Drenaje y relleno hasta cota definitiva z = 6,50m

FASE 5: Excavación en seco hasta z = -6,00m

FASE 6: Apuntalamiento provisional a la cota z = -5,00m

FASE 7: Excavación hasta cimentación

FASE 8: Ejecución de losa en contratierra

FASE 9: Retirada de puntales provisionales

FASE 10: Fin del bombeo de agua

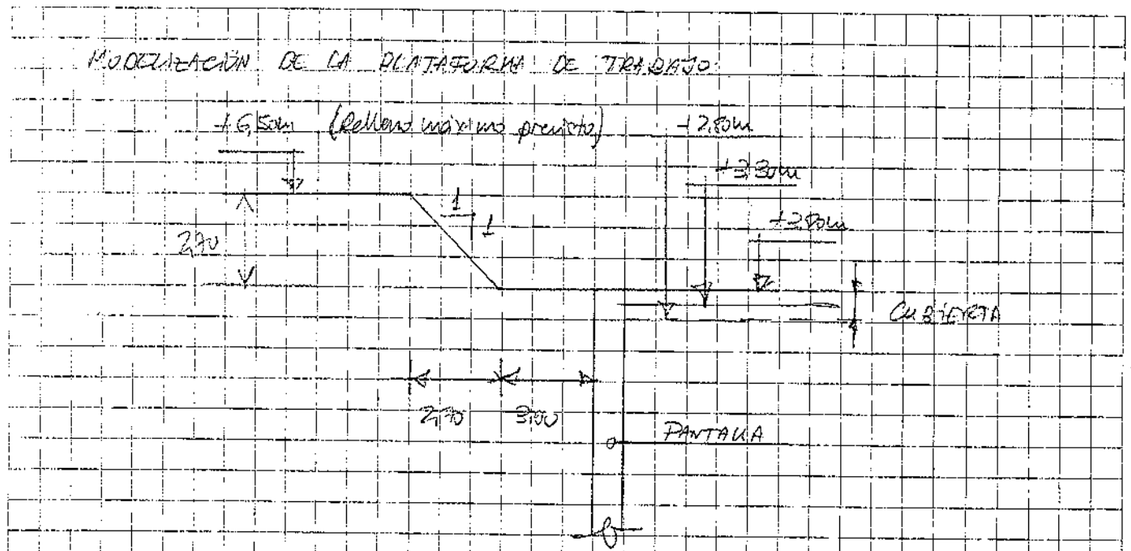
FASE 11: Efectos diferidos en hormigón

→ Se calcula con Plaxis 2D — Archivo [P5 HK R10]

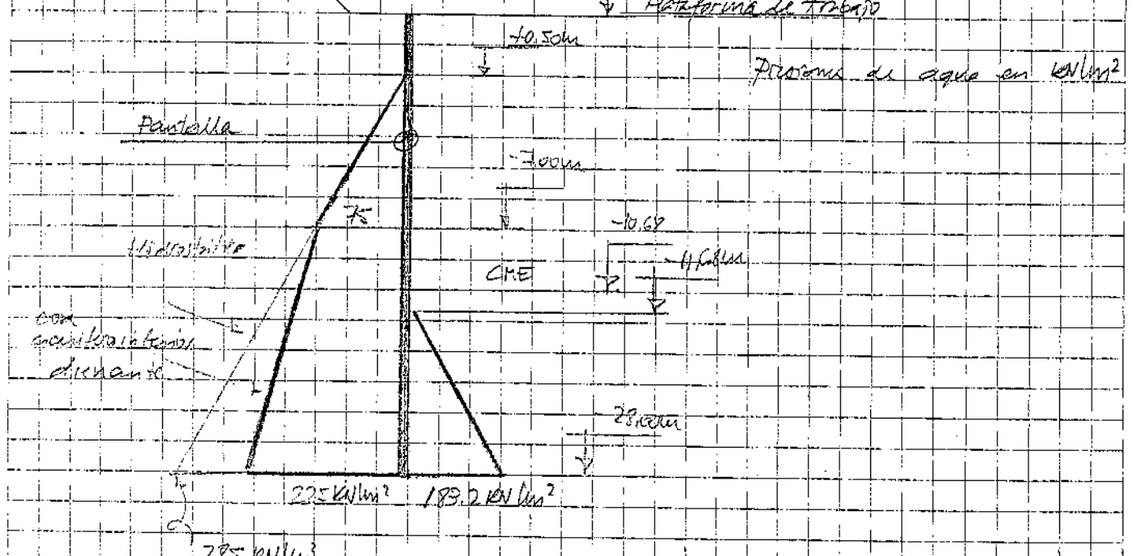
NOTE BOOK

Con Tunis 4-Febrero-2024

MODELIZACIÓN DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO:



PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR LA CARRERA



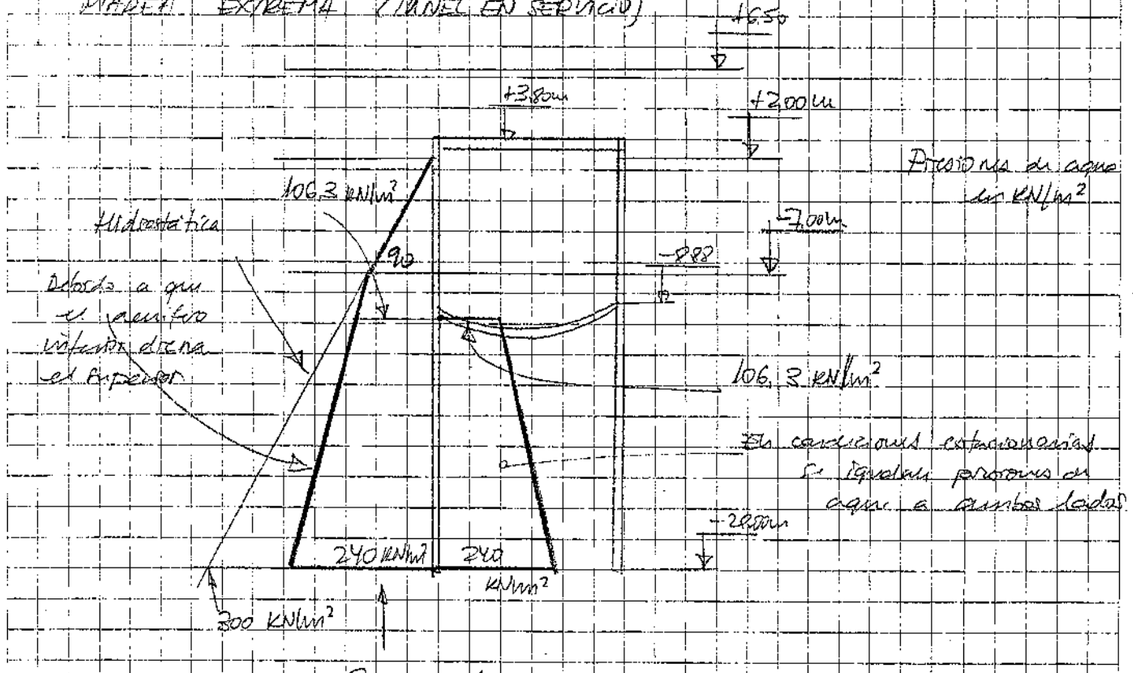
MATERIALES

Hormigón fck = 25

$E = 8500\sqrt[3]{f_{cm}} = 8500\sqrt[3]{25+8} = 27264,04\ MPa = 2726404,2\ T/m^2$

NOTE BOOK

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE AVENIDA DE NT POR CARRERA DE MAREA EXTREMA (TÚNEL EN SERVICIO)



RIGIDEZ CUBIERTA

$h = 1.00m$

$A = 1.00 m^2/m$

$K = \frac{EA}{\ell} = \frac{27726.404\ MPa \cdot 1.00 m^2/m}{6.00m} = 454.400\ Tn/m^2/m$

RIGIDEZ PUNTALES

$A = 2 \times 198\ cm^2 = 396\ cm^2$

$K = \frac{EA}{\ell}$

$E = 2.1 \cdot 10^5\ MPa$; $\ell = 5.50m$; $K = \frac{2.1 \cdot 10^5\ 396 \cdot 10^{-4}\ m^2}{5.50} = 1512\ MN/m$

Poniendo un puntal cada 2.50m → $K = 60480\ Tn/m/m$

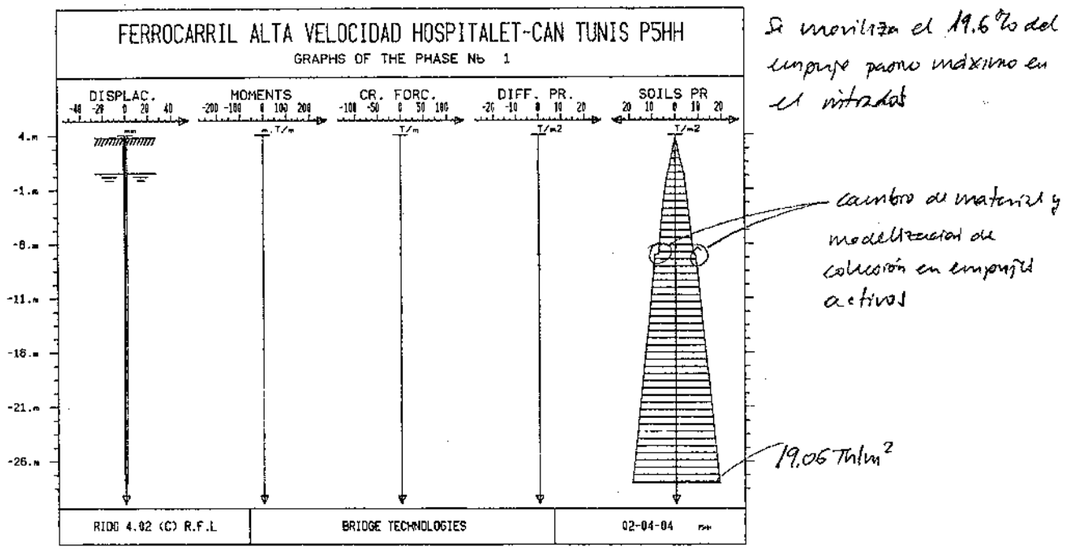
RIGIDEZ SOLERA

$K = 50\,000\ Tn/m/m$ ← Hay un modelo que combina la contabóveda con su apoyo en el terreno y que ha servido para la evaluación de su rigidez (ver procedimientos constructivos anteriores)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P5HH  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
3.8
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* 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) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1,1) 1 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400
CAL
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL EN -5.5 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.5 1.0 0.0 0.0 60480
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1 0 0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA CERRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN.

FASE 0: EXCAVACIÓN INICAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO

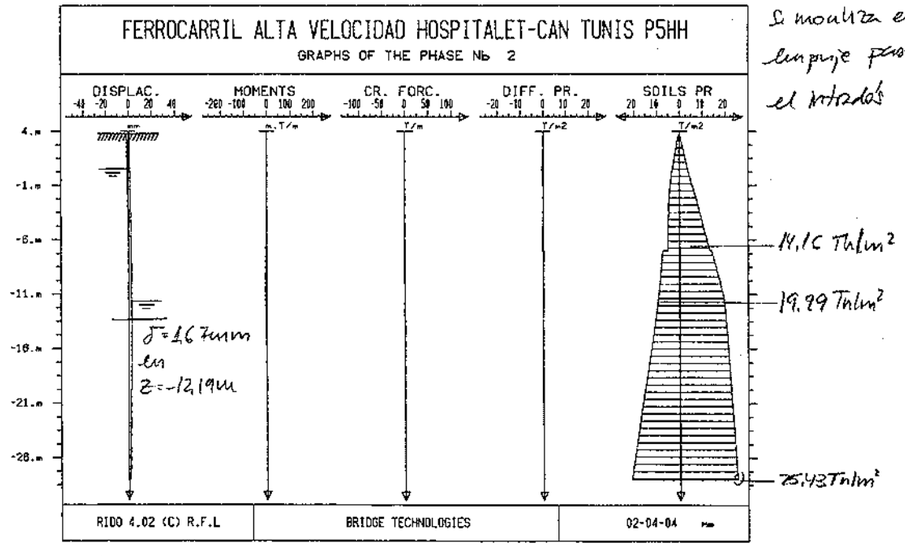


Se moviliza el 19.6% del empuje pasivo máximo en el intradós

cambio de material y modelización de colisión en empujes activos

19,06 Tn/m²

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



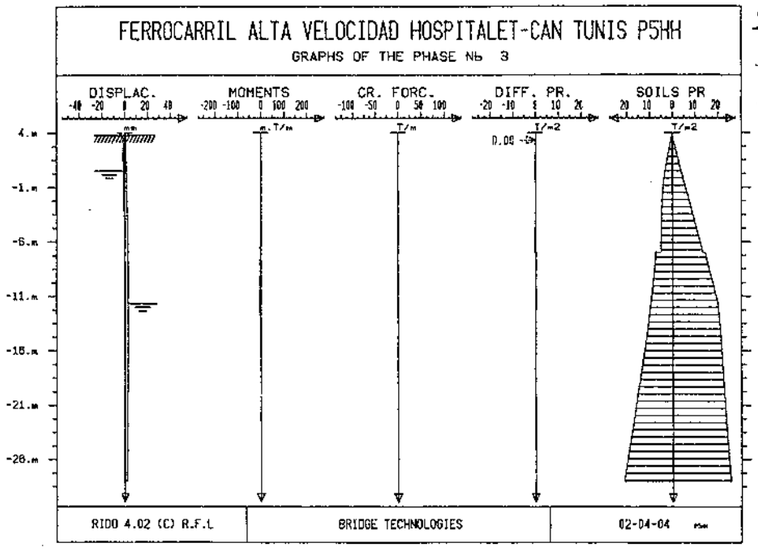
Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

14,1C Tn/m²

19,99 Tn/m²

25,43 Tn/m²

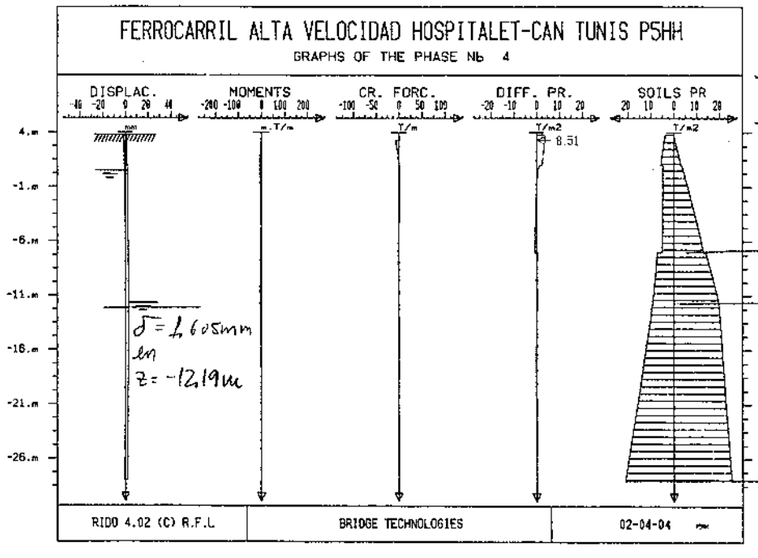
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

Idem anterior. Sólo aparece la cubierta, no hay cambios en deformadas ni presiones sobre el terreno

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



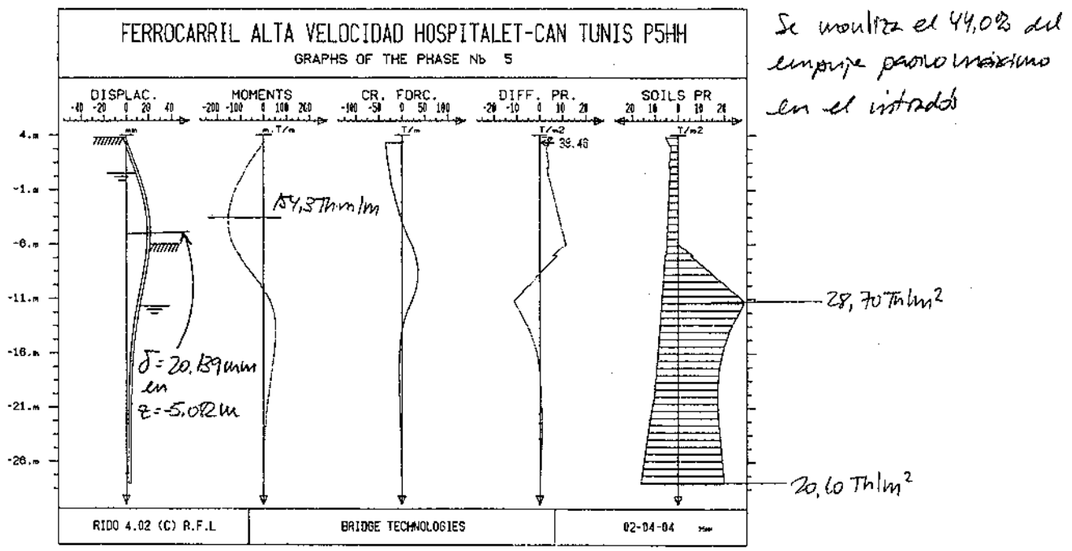
Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

14,17 Tn/m²

19,63 Tn/m²

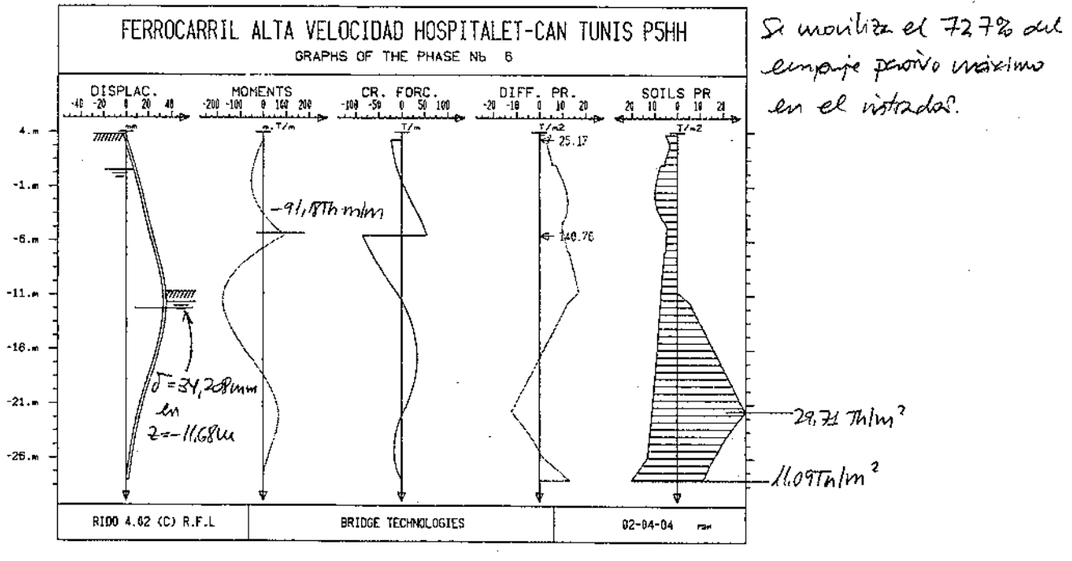
25,37 Tn/m²

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA INTERMEDIA
Z=-6.0m



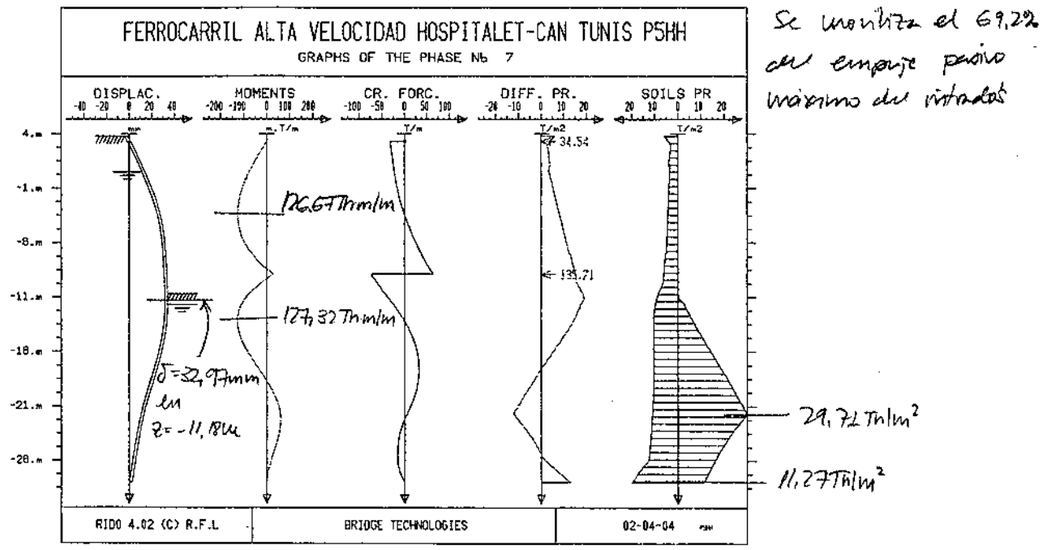
Se moviliza el 44,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: PUNTAL PROVISIONALE N Z=-5.5m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



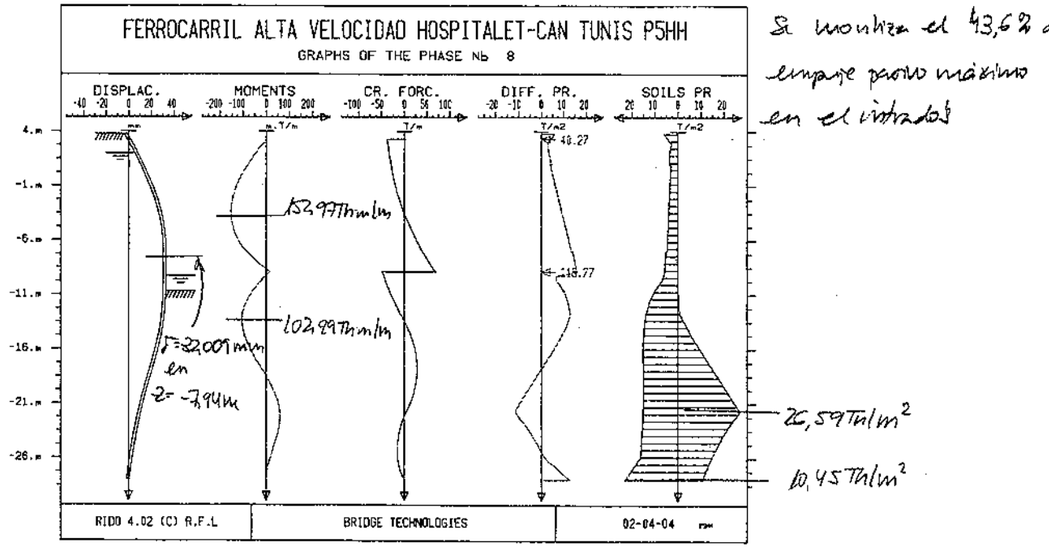
Se moviliza el 72,7% del empuje pasivo máximo en el intradós.

FASE 6: EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



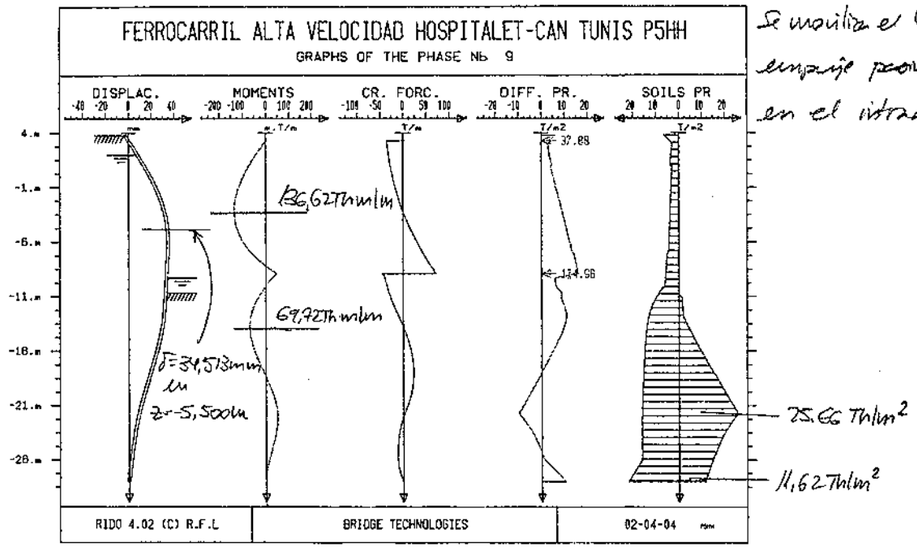
Se moviliza el 69,2% del empuje pasivo máximo del intradós

FASE 7: SUBIDA DEL NIVEL FREÁTICO HASTA COTA DE CARERRA MÁXIMA DE MAREA.



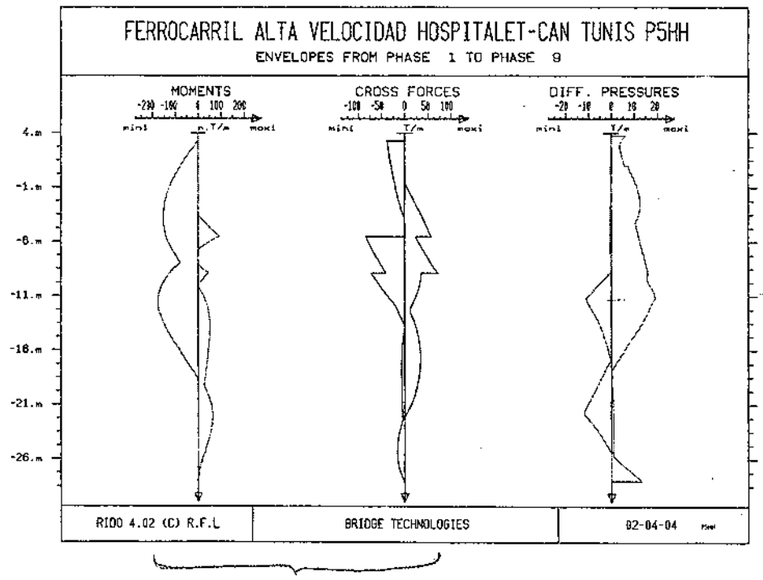
Se moviliza el 43,6% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 8: FLUENCIA

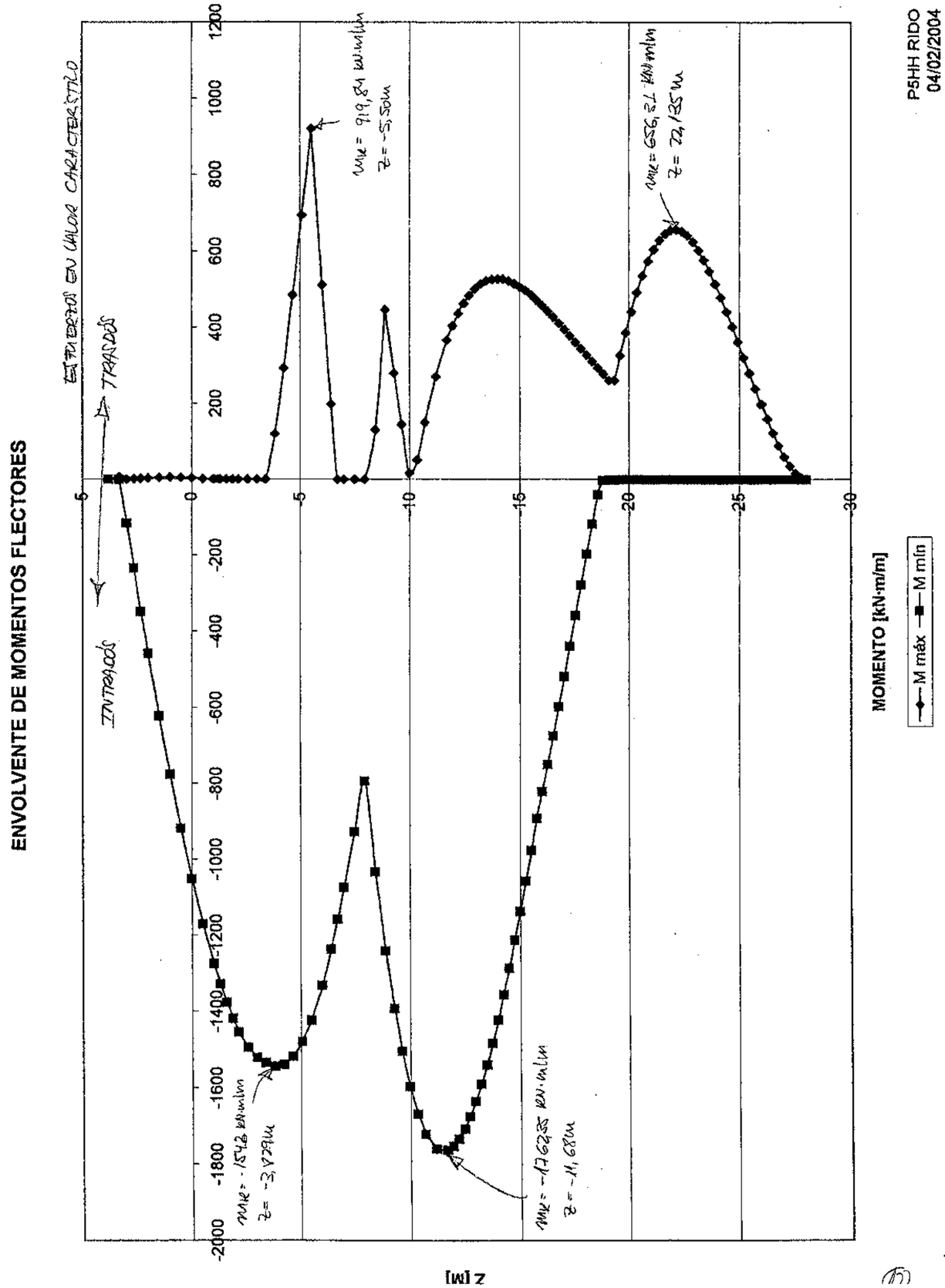


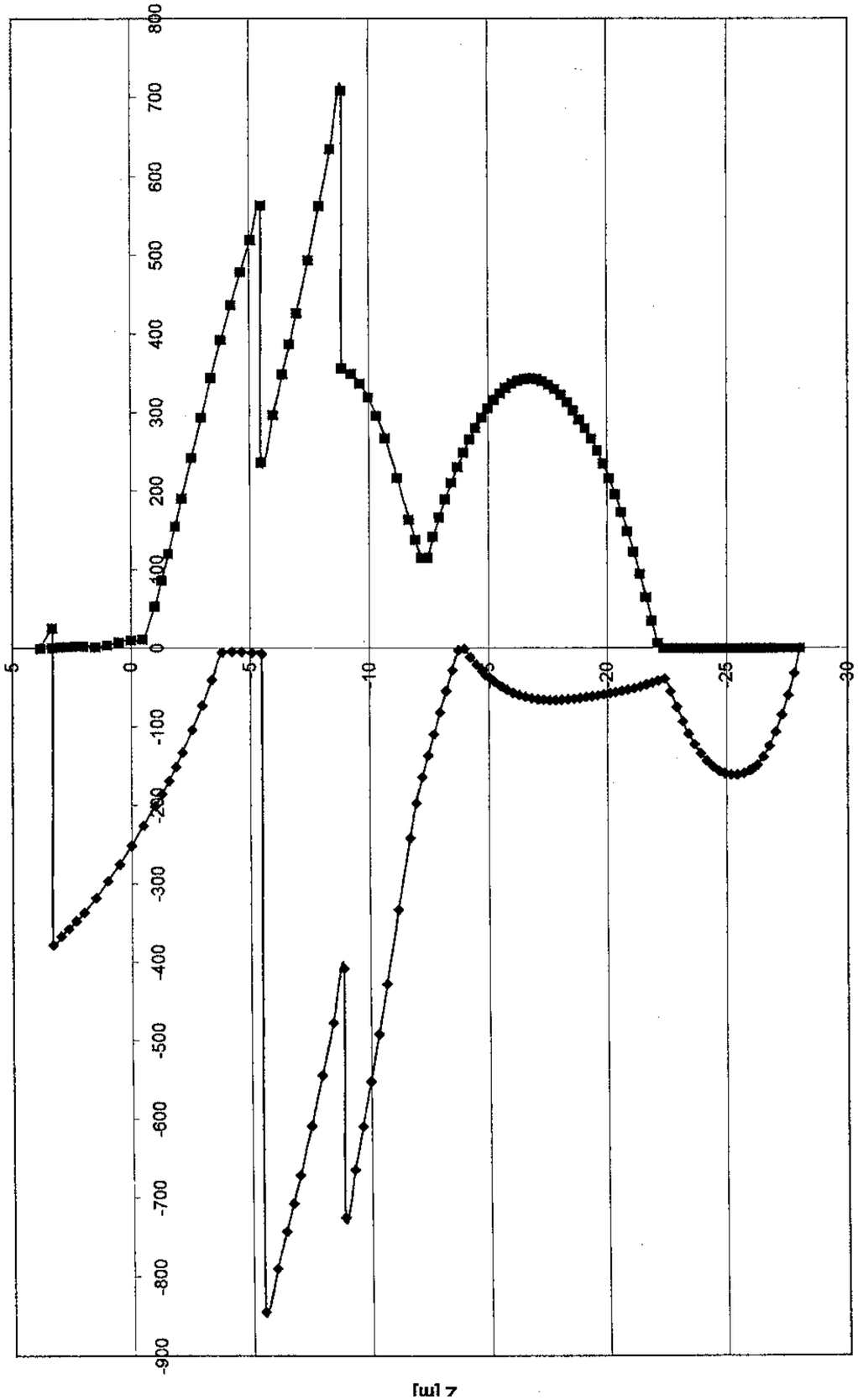
Se moviliza el 42,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE EL TERRENO



VER HOJAS EXCEL. (páginas siguientes)





Con Tunas

4-Febrero-2004

NOTAS DE ARMADO

INTRADÓS

- Pico de momento: M_{MAX} = 1765 kN.m/m

  M_d = 2647,5 kN.m/m

  Dimensionamiento con programas BASIC

  Cumplimiento mínimo: □=0,7m ← (3 capas Ø32 + alterno en 3ª capa)

  $A_s \geq$ 90,38 cm²/m

  En todo el batache A_s = 451,9 cm²/m ← 5 Ø32 /batache

  Caben en 2 capas — Bajo un pico el cumplimiento mínimo

- 2º pico de momento M_{MAX} = 1543,0 kN.m/m

  M_d = 2314,5 kN.m/m

  Dimensionamiento con programas BASIC

  Cumplimiento mínimo: □=0,7 ← (3 capas Ø32)

  A_s = 78,75 cm²/m

  En todo el batache $A_s \geq$ 393,75 cm²/m ← 22 Ø32 + 32 Ø25

- Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

  $A_s \geq 0,04\, A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 100 \cdot \frac{25/1,5}{500/1,15} = 15,33$ cm²/m

  En todo el batache $A_s \geq$ 76,7 cm²/m ← 10 Ø32 ó

  16 Ø25

NOTE BOOK

1ª redistribución de armado (por abajo)

Momento último de 20 ϕ25

$A_s = 20 \cdot 4,909 = 98,18 \text{ cm}^2/\text{bataduz} \rightarrow A_s = 19,64 \text{ cm}^2/\text{m}$

$U = A_s f_{yd} = 19,64 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \cdot 434,8 \text{ MPa} = 0,8538 \text{ MN/m}$

$c = U \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \rightarrow y = 0,0603 \text{ m}$ $(\lambda = y/0,80 = 0,0753 \text{ m} = 0,084d)$

$d = 1,00 - 0,10 = 0,90 \text{ m}$ Muy dúctil

$z = d - y_2 = 0,910 - \frac{0,0603}{2} = 0,8699 \text{ m}$

$m_u = z \cdot U = 0,852 \cdot 0,8538 = 0,7332,1 \text{ MN·m/m}$

$m_u = 742,82 \text{ kN·m/m}$

En valor característico $m_{u,k} = \frac{m_u}{1,53} = 488,441 \text{ kN·m/m}$

Si tiene $m_{u,k} = 480 \text{ kN·m/m}$ a la cota $-13,00$ m

A partir de este pto → anclaje + decalaje + Cuq. posicionamiento

$l_{b\,\phi32,I} = 15 \cdot 3,2 = 153,6 \text{ cm}$ → total = 1,504 m + 0,50 = 2,00 m

$d = 0,90$

$\varepsilon = 0,50$

Los ϕ32 deben llegar hasta la cota $-13,0 - 3,00 = -20,0$ m

Momento último con 20 ϕ25 + 20 ϕ32

$A_s = 339,44 \text{ cm}^2/\text{bataduz}$

$A_s = 67,89 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se toma $r = 0,131$ m → $m_u = 2257,63 \text{ kN·m/m}$ ($k = 0,13 d$ + dúctil)

En valor característico $m_{u,k} = 1505,1 \text{ kN·m/m}$

Se tiene $m_{u,k} = 1500 \text{ kN·m/m}$ en $z = -8,50$ m. A partir de este pto hay que anclar los ϕ32

$l_{b\,\phi32} = d + \varepsilon$ → anclaje + decalaje + error posicionamiento

total 3,00 m

Los ϕ32 deben llegar hasta $z = -13,50 - 3,00 = -16,50$ m

Los ϕ32 deben llegar hasta $z = -16,50$ m

Comprobación de solape de 1 ϕ25 (H1-K)

$A_{s\,\phi25} = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75 \text{ cm}^2$ $l_{b,\phi25} = 1,00$ m

$l_0 = \beta \cdot l_{b,\phi25} = 2 \cdot 1,00 = 2,00$ m

barras traccionadas o traccionadas

Hacer ambas

Momento último con 32 ϕ32 $A_s = 257,34 \text{ cm}^2/\text{bataduz}$

$A_s = 51,47 \text{ cm}^2/\text{m}$

Recubrimiento $r = 0,11$ m

$m_u = 1314,98 \text{ kN·m/m}$

En valor característico $m_{u,k} = 1209,99 \text{ kN·m/m}$

Se tiene $m_{u,k} = 1200 \text{ kN·m/m}$ para $z = -0,5$ m

A partir de este pto anclaje + decalaje + cuq. posicionamiento ϕ25

Las barras deben llegar hasta $-0,5 - 1,0 - 1,00 - 0,5 = -3,00$ m

→ Las barras llegan hasta la cota $+3,00$ m

TRASDOS

- Pico de momento $m_{sd} = 919,9$ kN·m/m ≈ 920 kN·m/m

$m_{Rd} = 1380$ kN·m/m

recubrimiento mecánico: $r = 0,06 + 0,1$ m (1 capa ϕ32)

Dimensionamiento con programa BA02

$A_s \geq 40,01$ cm²/m

En todo el trasdós $A_s = 200,05$ cm² ← 25 ϕ32

- Reducciones de armadura

Usamos 1/2 bras de 30 ϕ25 $A_s = 147,27$ cm²/bateda

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_{Rd} = 1094,71$ kN·m/m

En valor característico $m_{Rd,k} = 729,81$ kN·m/m

Si cubren el pico de momento

Si tiene $m_{sd} < 720$ kN·m/m a partir de $z = -5,10$ m y

$z \leq -6,00$ m

a partir de este pto → anclaje y empalme en las barras ϕ32

(en total 3,00 m)

Si llevan las barras hasta $z = -5,00 + 3,00 = -2,00$ m

Si llevan hasta la cota $z = 0,00$ m

ELU CORTANTE

- $V_{Ed,max} = 744,3$ kN/m

$V_{Rd} = 1266,45$ kN/m

Dimensionamiento con programa BA01

recubrimiento mecánico $r = 0,13$ m (r es el máximo)

$A_s = 30\ \phi32$ ← es la armadura mínima en esta zona

$A_s = 48,252$ cm²/m

$A_{tt} = 30,996$ cm²/m ← En 1 cm $(r = 31,0$ cm²/m/m

En 5,0 m de ancho → $A_{tt} = 155,00$ cm²/m

con 8 ramas ϕ20 en dianas a 0,15 → OK $A_{tt} = 167,57$ cm²

+ 1 r ϕ20 perimetral

- $V_{Rd} = 563,23$ kN/m

$V_{Sd} = 845$ kN/m

Dimensionamiento programa BASIC ($r = 0,13$)

$A_s = 30\ \phi25$ $A_s = 147,27$ cm²/bateda $A_s = 29,45$ cm²/m

$A_{tt} = 19,14$ cm²/m/m

En todo el bateado: 95,7 cm²/m

Tomamos 8 ramas ϕ16 a 0,15 → $A_{tt} = 107,75$ cm²/m OK

- $V_{Rd} = 343,56$ kN/m

$V_{Sd} = 515,34$ kN/m

$A_s = 20\ \phi25$ → $A_s = 98,17$ cm²/bateda $A_s = 19,63$ cm²/m

→ $A_{tt} = 9,46$ cm²/m/m → cubre el bateado $A_{tt} = 47,3$ cm²/m OK

Tomamos 10 ramas ϕ12 a 0,15 → $60,32$ cm²/m OK

Can Tunis 5-Feb-2004

PUNZONAMIENTO EHE

Procedimiento constructivo P5 (Mayores cargas en los puntales)

P5HH Nk puntal = 1407,6 KN/m

P6HH Nk puntal = 88,0 KN/m

P624HH Nk puntal = 79,2 KN/m

Nd = 1407,6 KN/m × 1,50 × 2,50m = 5278,5 ≈ 5300 KN

Superficie de reparto del puntal 0,75×0,75 m²

A = 0,5625 m²

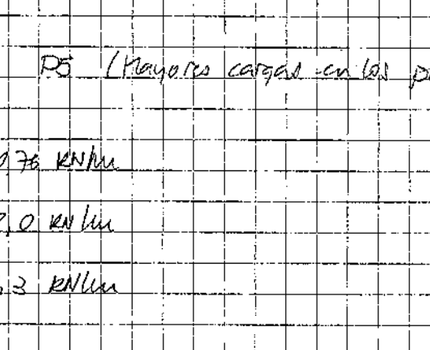
$\sigma_d = \frac{550\ KN}{0,5625\ m^2} = 942,22\ KN/m^2$ — $\sigma_d = 0,94\ MPa$

$\sigma_d = 9,42\ Kg/cm^2$

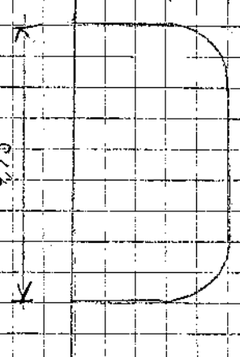
La tensión sobre el hormigón es baja !!!

Punzonamiento EHE

d = 1,00 - 0,15 = 0,85m



Perimetro crítico



u = 2(1,60 + 0,95) + 3,624 = 8,734 m

total

Can Tunis

$\sigma_{sd} = \frac{F_{sd,d}}{u_1 \cdot d} = \frac{5300\ KN}{8,72 \cdot 0,85} = 714\ KN/m^2$

$\sigma_{sd} = 0,714\ MPa$

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

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

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y}$

en 3m a cada lado del apoyo

$A_{sy} = 129,17\ cm^2/m \rightarrow \rho_x = 0,0129$

$A_{sy} = 2\phi 20\ c/0,15 = 41,89\ cm^2/m$ $\rho_y = 0,00419$

$\rho_l = 0,00736$

$f_{ck} = 25\ MPa$

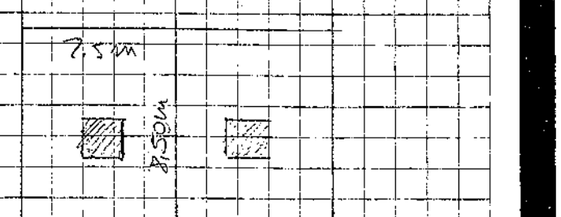
Sustituyendo valores

$\sigma_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00736 \cdot 25)^{1/3} = 0,4743\ MPa$

$\sigma_{sd} > \sigma_{rd}$ — Hace falta armadura de punzonamiento

No se necesita armadura de punzonamiento cuando

$d_1 = \frac{5,200}{0,4 \cdot 0,85} = 18,31\ m$



→ Acero con 10 m de altura

Comprobación

$A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s}$

$b_o - u_1 = 15{,}00\,cm$

$V_{cu} = [0{,}10 \cdot \xi\,(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0{,}15 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_o \cdot d \cdot \beta$ (σcd → 0)

$\xi = 1{,}425$

$\rho_l = 0{,}00726$

$f_{ck} = 25$

$b_o = 13{,}5\,cm$

$d = 0{,}25$

$\beta = 1{,}06$

sin tracciones valores

$V_{cu} = 2{,}823\,MN$

$V_{su} \geq V_{sd} - V_{cu} = 5{,}2 - 2{,}823 = 2{,}467\,MN$

$A_d \geq \frac{V_{su}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{2{,}467}{0{,}85 \cdot 400} = 72{,}56\,cm^2/m$

$s = \frac{4{,}5}{9} = 0{,}5\,m$

en cada plano: $72{,}56\,cm^2/m \times 0{,}5\,m = 36{,}28\,cm^2/plano$

En X_i m hay $\frac{6{,}5}{0{,}5} = 13$ planos

Con 13 ramas Φ16 hay $114{,}67\,cm^2/plano$ OK!

$\ldots$ se cubre cómodamente

Si se toma $s = 0{,}15$ — en cada plano $A_{sw} \geq 10{,}85\,cm^2$

En este caso no tiene sentido aumentar el porque el perímetro en este sentido aumenta en el mismo

con 8 ramas Φ20 — 4 ramas Φ12 por lamas hay $124{,}57\,cm^2/plano$

— Si cumple

-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P6-

PARA CRUCE CON LA PEÍXA LARGA

PRESIONES DE AGUA S/ JEMS CARRERA

CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PG PARA CRUCE CON CARRETERA DE LA FERIA VIEJA

Se mantienen las presiones de agua definidas por J. Calvo y, dada que no hay cambio en la cota de pie de pantalla, no hay problemas de filtraciones.

FASES DEL PROCESO DE EJECUCIÓN:

Teniendo en cuenta que primero se ejecutan las pantallas del cruce con la Feria Vieja y después las del cruce con el colector

Plataforma de trabajo a la cota z = +3,80m

FASE 1: Ejecución pantallas

FASE 2: Aplicación de agua entre pantallas

FASE 3: Ejecución de la cobertura

FASE 4: Demolición y relleno hasta cota de fundación z = +6,50m

FASE 5: Excavación en minero hasta z = -6,00m

FASE 6: Apuntalamiento provisional a la cota z = -2,00m y excavación hasta -9,60m

FASE 7: Excavación hasta cota y ejecución de la contrabóveda por bataches alternados z = Fases 7 y 7' en el archivo de entrada de datos

FASE 8: Retirada de puntales provisionales

FASE 9: Fin de colmatación de agua + subida NF hasta z = +2,00

FASE 10: Efectos diferidos hormigón

— Se calcula con RIDO — Archivo P61HH.RD | Los dos comparten el cálculo cada uno en su

P62HH.RD | carpeta

(1)

Con presión del agua, cargas en el trasdós y reflejos de cubierta, pantalla y contrabóveda, ver nivel de cálculo del procedimiento constructivo PS

Si modifican los dos supuestos de la excavación por bataches, amplia explicación detallada puede encontrarse en la Nota del Cálculo del Procedimiento constructivo PG

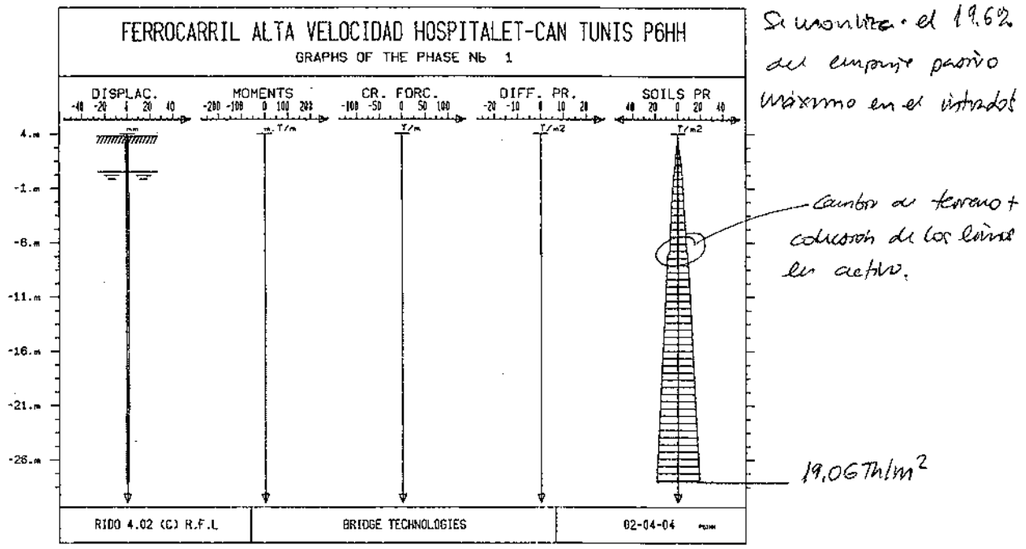
(2)

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P6HH  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P6 PARA CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* PRIMER SUPUESTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
3.8
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* 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) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1,1) 1 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400
CAL
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL EN -2.0m Y EXCAVACION HASTA COTA Z=-8.68m
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 60480
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION INTERMEDIA
* MODELIZACION 1 DEL EFECTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
COE -6.00 -11.5 2 0.5
ELA(1) -6.00 -11.5 0.5 0.5
ELA(2) -6.00 -11.5 0.5 0.5
LOA -6.00 -11.5 -6.5*2/3 -10.71*2/3
CAL
* ETAPA 7: EXCAVACION TOTAL CON SOLERA POR BATACHES
* EN ESTA FASE DE LA EXCAVACION SE CUENTA CON PARTE DE LA SOLERA
EJECUTADA
* SE DISPONE SOLO DE LA MITAD DE LA RIGIDEZ PROPIA DE LA SOLERA
EXC(2) -10.68
STR -8.88 2.0 0.0 0.0 130000
CAL
* ETAPA 8: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR(0,3)
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P6 PARA EL CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN.

2º Supuesto de modelización

FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO

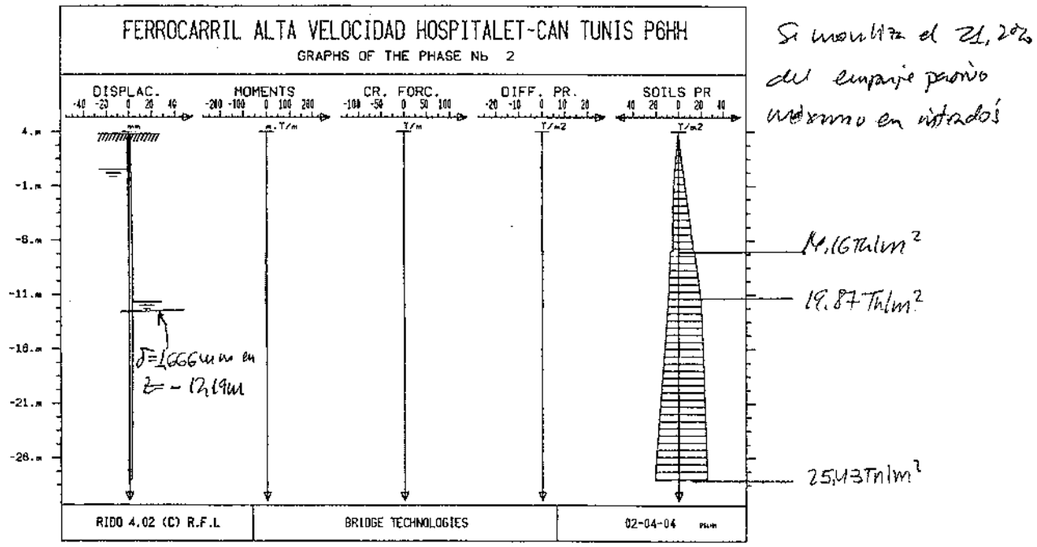


Se moviliza el 19,6% del empuje pasivo máximo en el intradós

Cambio de terreno + colocación de los lienzos en activo.

19,06 Th/m²

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



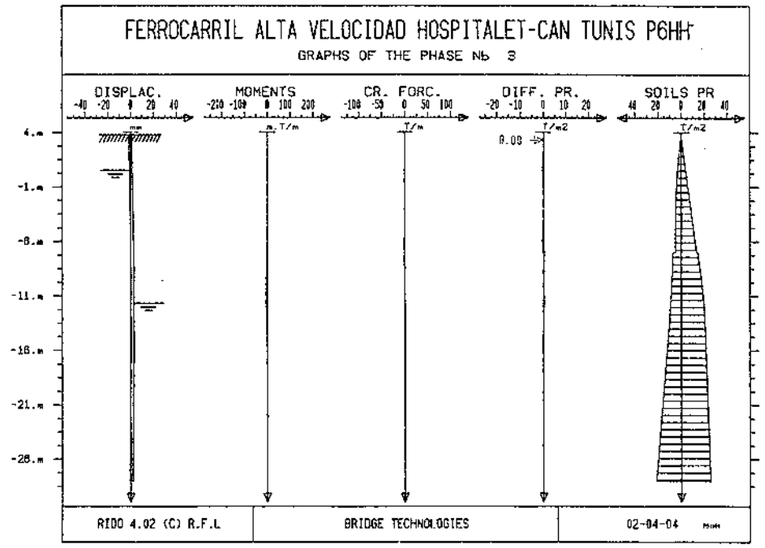
Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en intradós

11,16 Th/m²

19,87 Th/m²

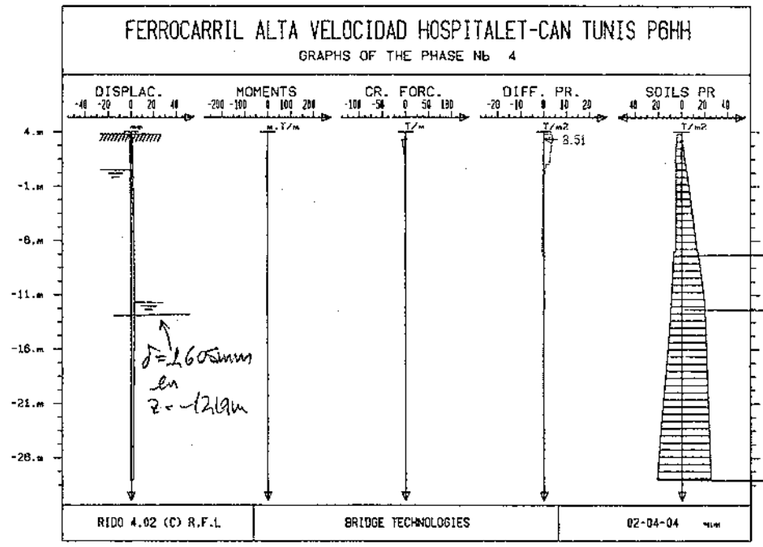
25,43 Th/m²

FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



Idem anterior. Sólo aparece la cubierta, no hay cambios en deformadas ni presiones sobre el terreno

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



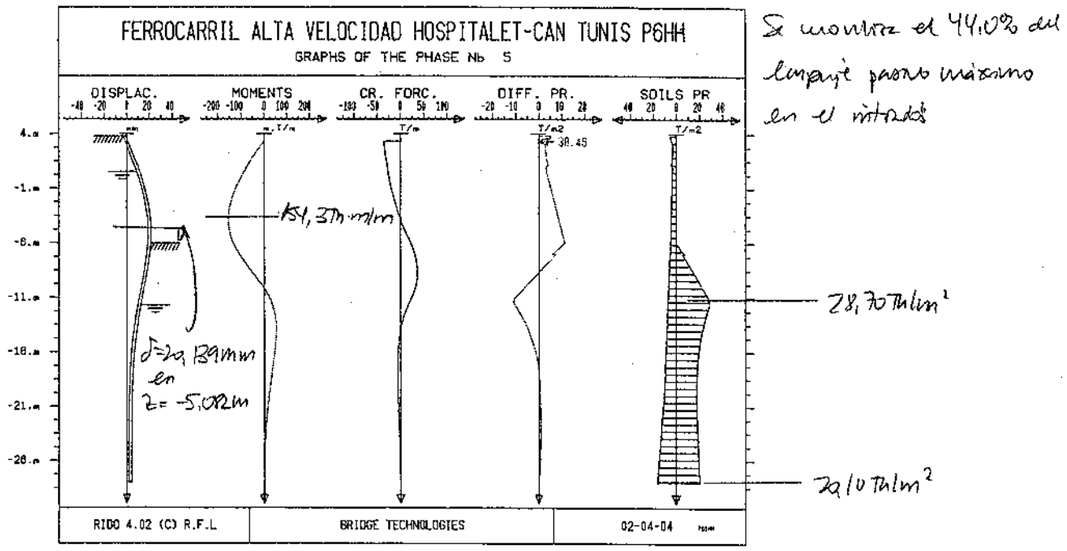
Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

14,17 Th/m²

19,63 Th/m²

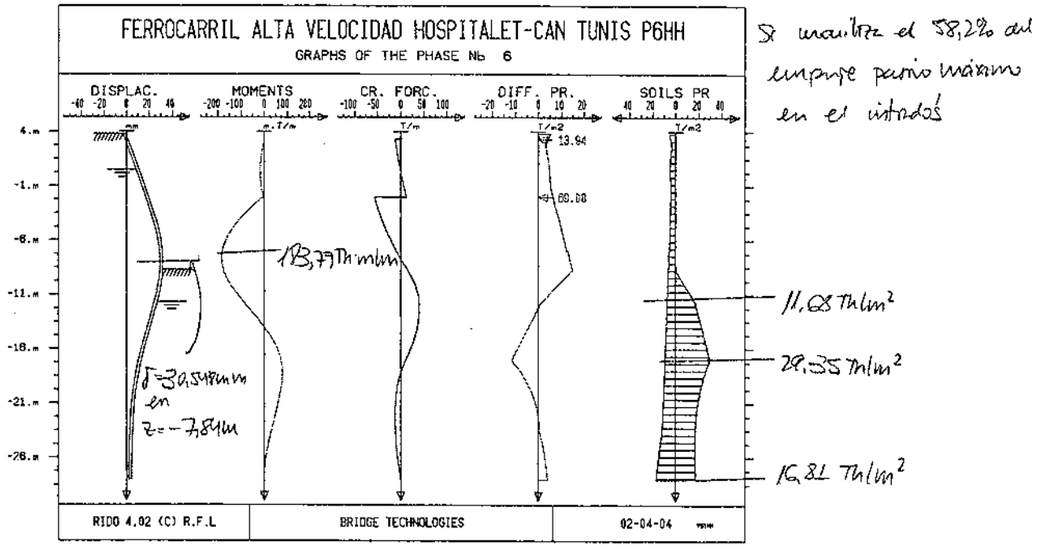
25,37 Th/m²

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA Z=-6.0m



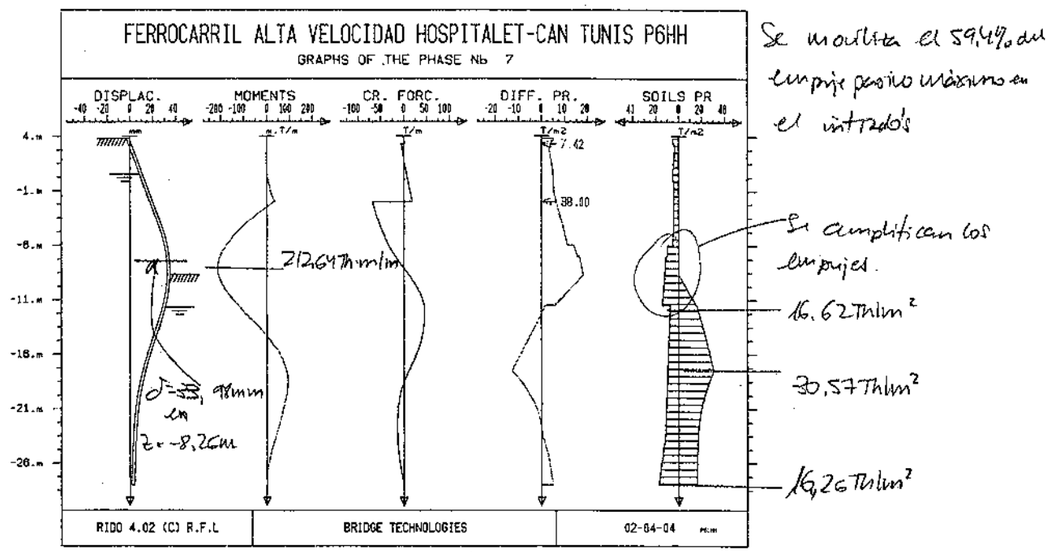
Se moviliza el 44,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: PUNTALES PROVISIONALES A LA COTA Z=-2.0m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m



Se moviliza el 58,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

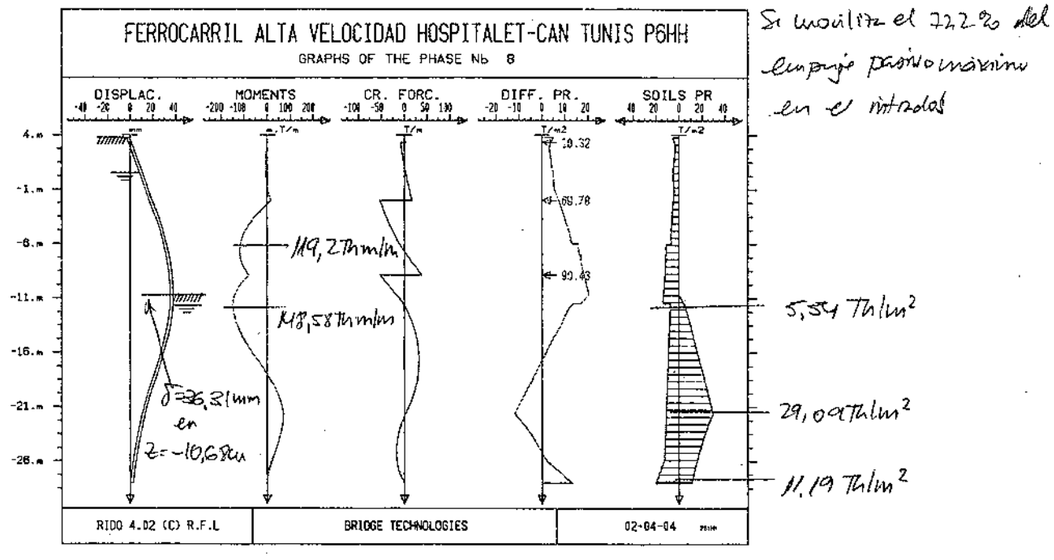
FASE 6: MODELIZACIÓN #1 DEL EFECTO DE EXCAVACIÓN POR BATACHES



Se moviliza el 59,4% del empuje pasivo máximo en el intradós

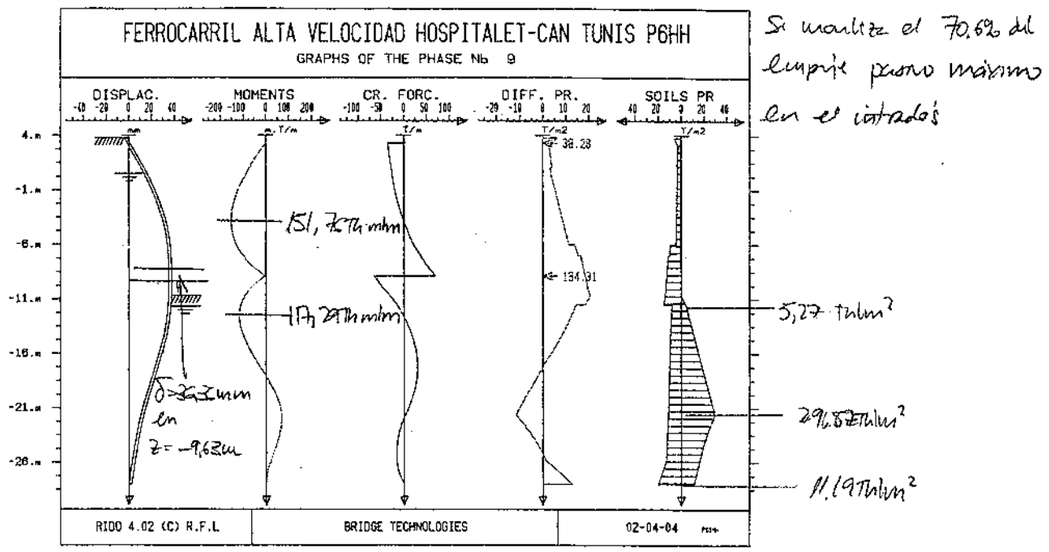
Se amplifican los empujes.

FASE 7: EXCAVACIÓN HASTA C.M.E. Y EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA POR BATACHES CONTRAAPEADOS



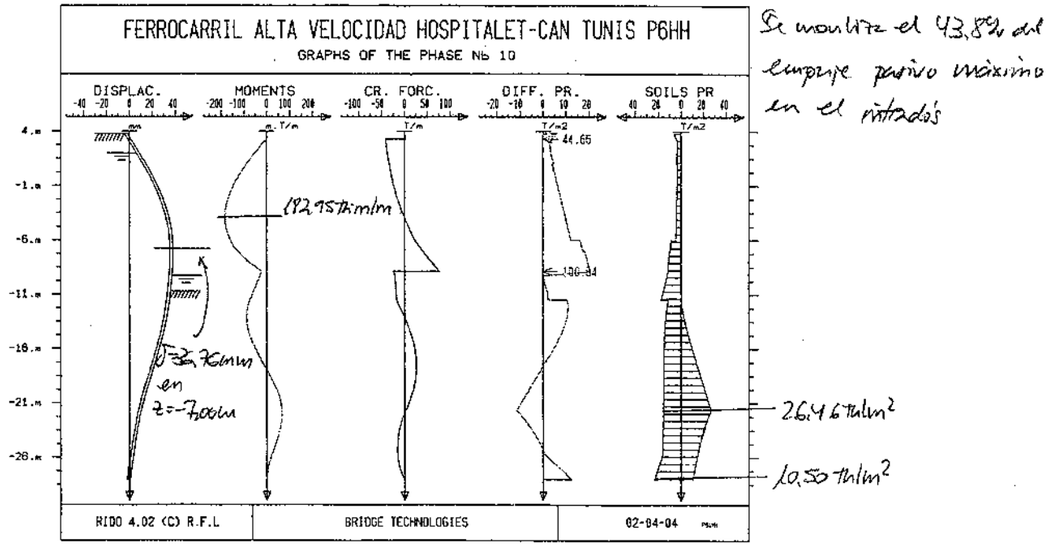
Se moviliza el 72,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 8: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



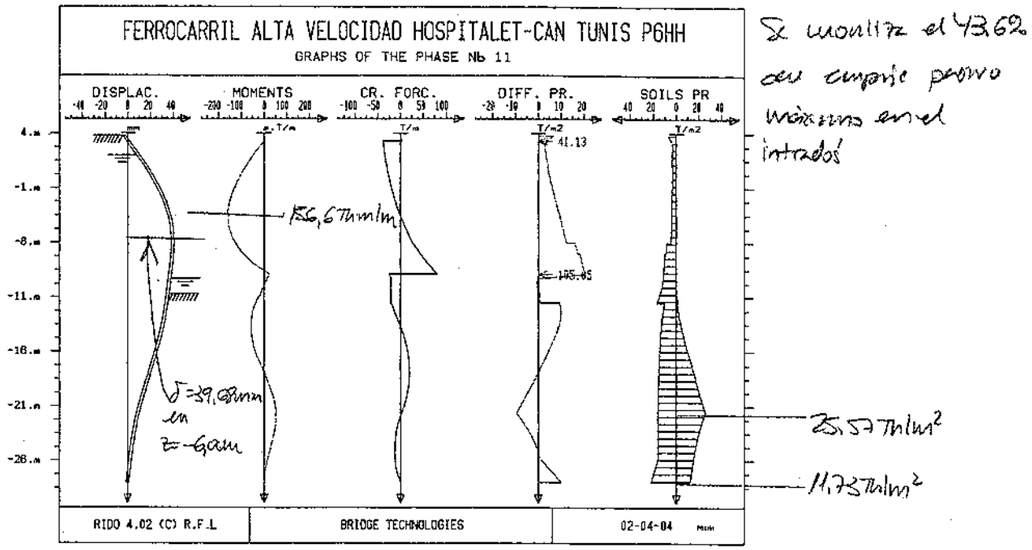
Se moviliza el 70,6% del empuje pasivo máximo en el intrados

FASE 9: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA MÁXIMA DE MAREA



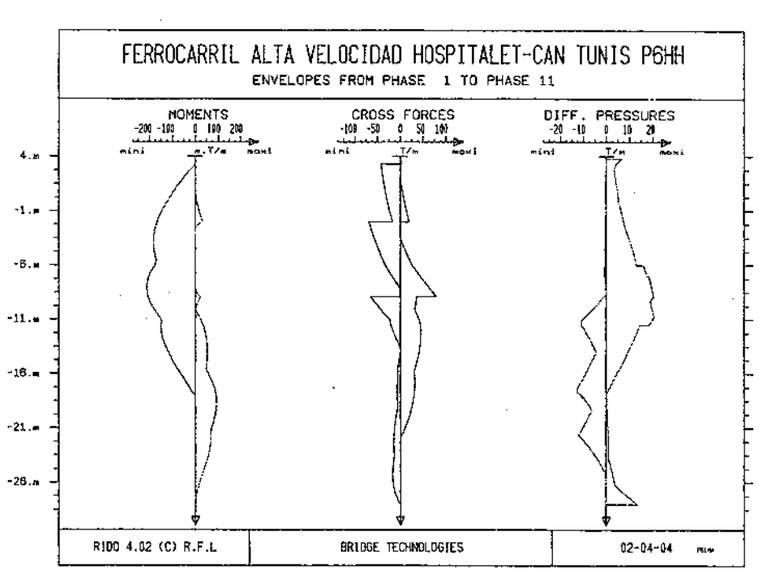
Se moviliza el 43,89% del empuje pasivo máximo en el intrados

FASE 10: FLUENCIA



Se moviliza el 43,62% del empuje pasivo máximo en el intrados

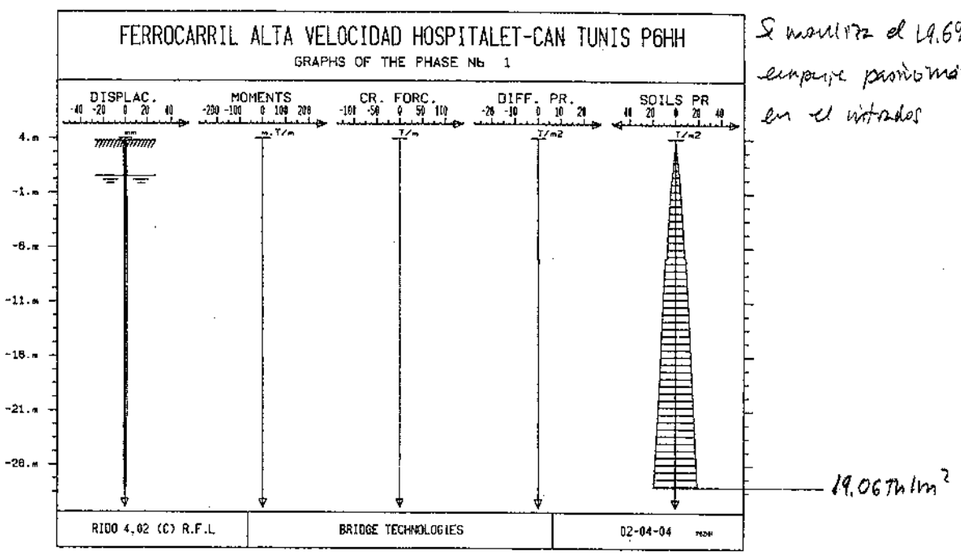
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y RESULTANTES DE PRESIONES



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P6HH  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P6 PARA CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* SEGUNDO SUPUESTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
3.8
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* 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) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1,1) 1 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400
CAL
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL EN -2.0m Y EXCAVACION HASTA COTA Z=-8.68m
* MODELIZACION 2 DEL EFECTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 60480
COE -8.68 -11.5 1 0.5
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION TOTAL CON SOLERA POR BATACHES
* EN ESTA FASE DE LA EXCAVACION SE CUENTA CON PARTE DE LA SOLERA
EJECUTADA
* SE DISPONE SOLO DE LA MITAD DE LA RIGIDEZ PROPIA DE LA SOLERA
EXC(2) -10.68
STR -8.88 2.0 0.0 0.0 130000
CAL
* ETAPA 8: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR(0,3)
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

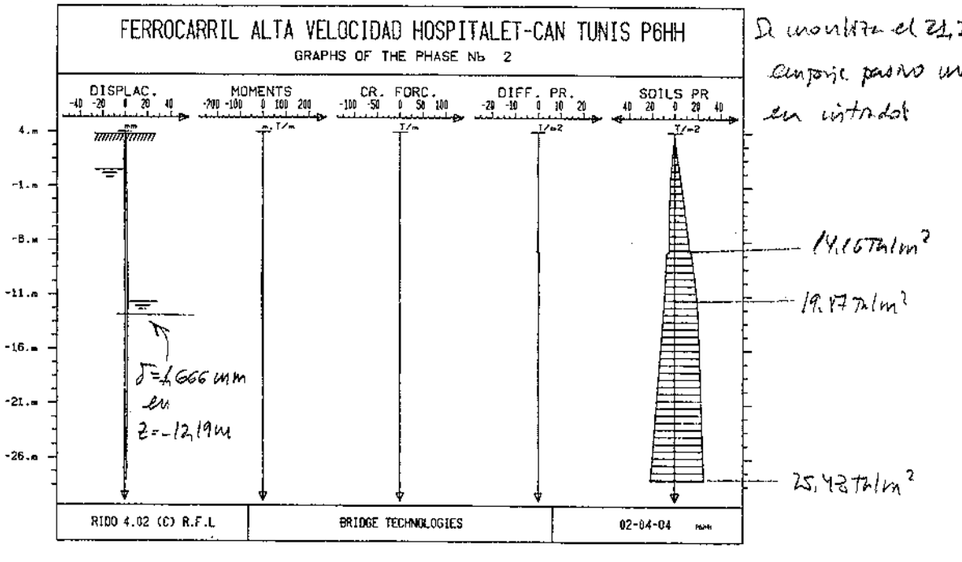
SEGUNDO SUPUESTO DE EXCAVACIÓN

FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



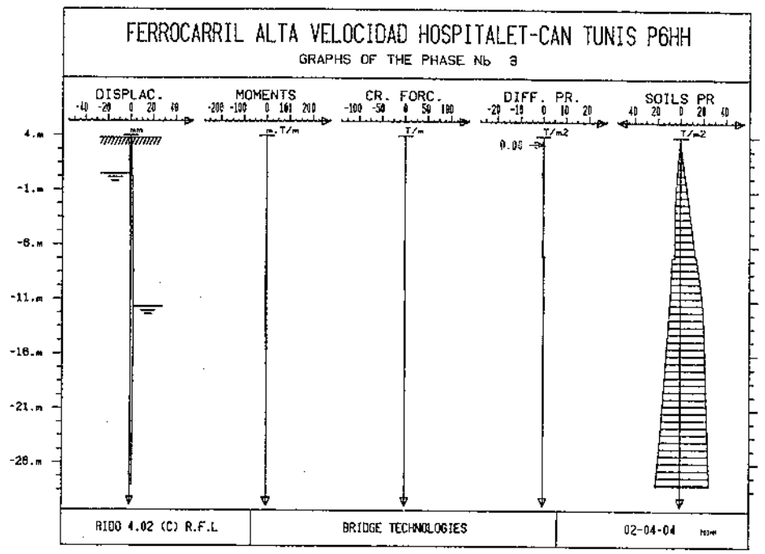
Se moviliza el 49,6% del empuje pasivo máximo en el intrados

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



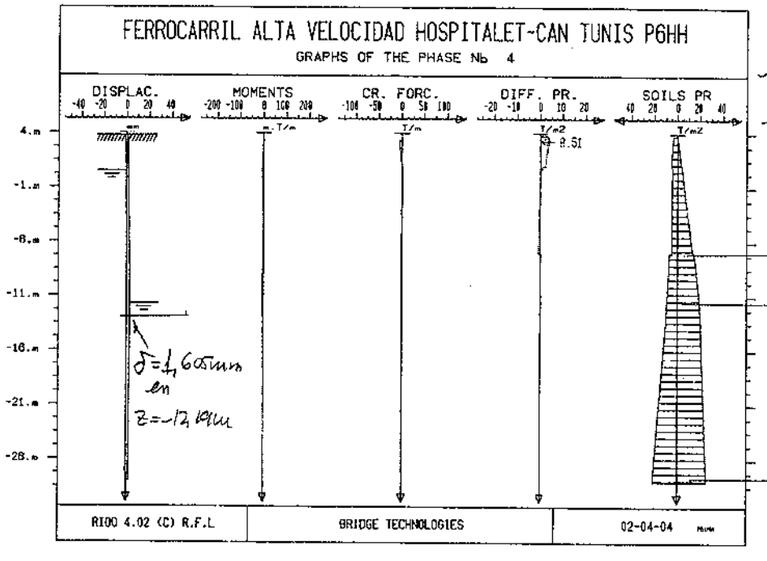
Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en intrados

FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



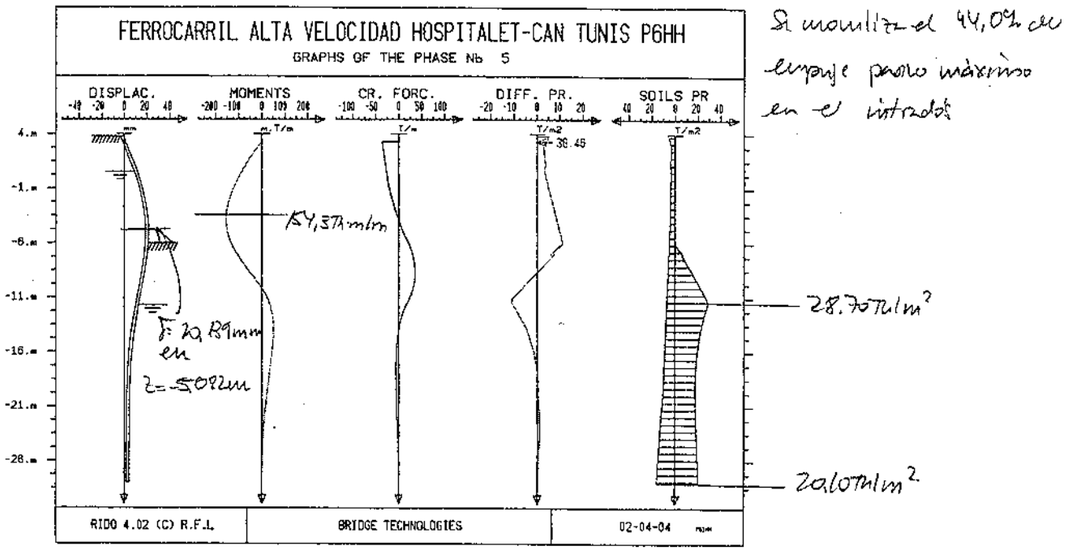
Idem anterior. Solo aparece la cubierta, no hay cambios en deformadas ni en las presiones sobre el terreno

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



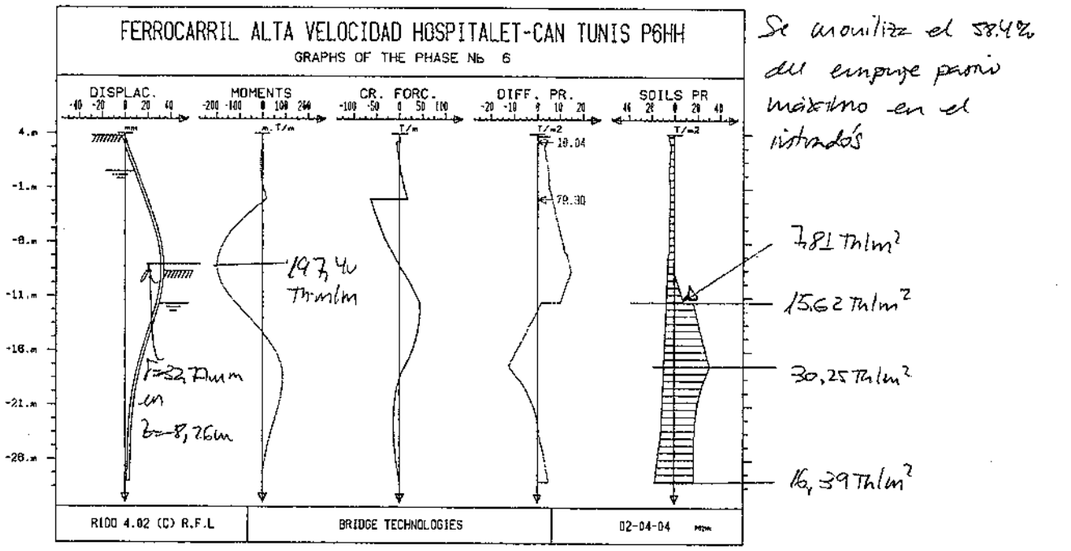
Se moviliza el 26,2% del empuje pasivo máximo en el intrados

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA Z=-6.0m



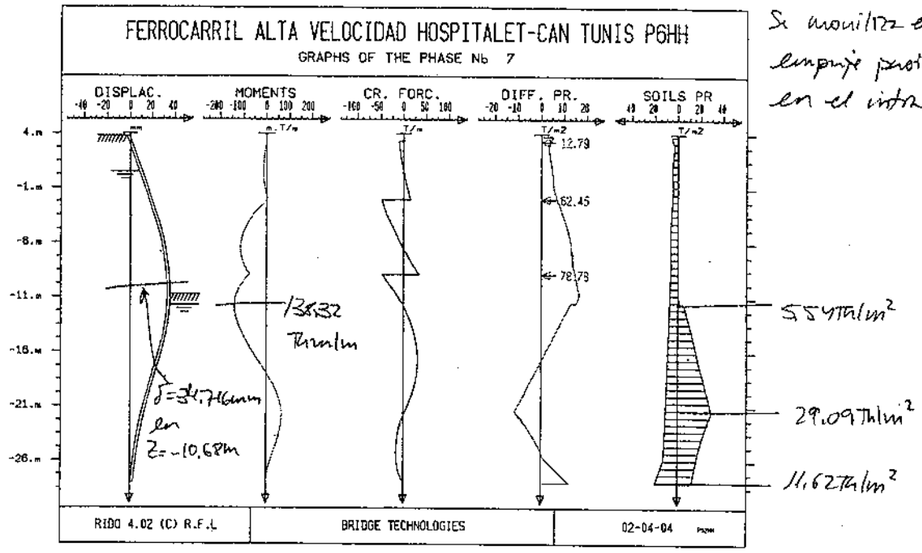
Se moviliza el 44,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: PUNTALES PROVISIONALES A LA COTA Z=-2.0m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m. MODELIZACIÓN #2 DEL EFECTO DE LA EXCAVACIÓN POR BATACHES



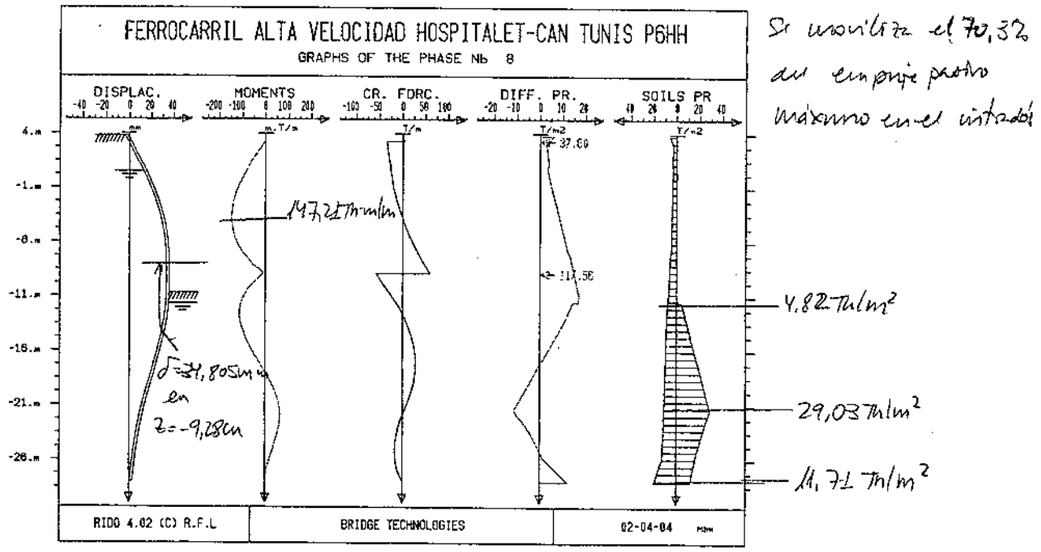
Se moviliza el 58,4% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 6: EXCAVACIÓN HASTA C.M.E. Y EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA POR BATACHES CONTRAAPEADOS



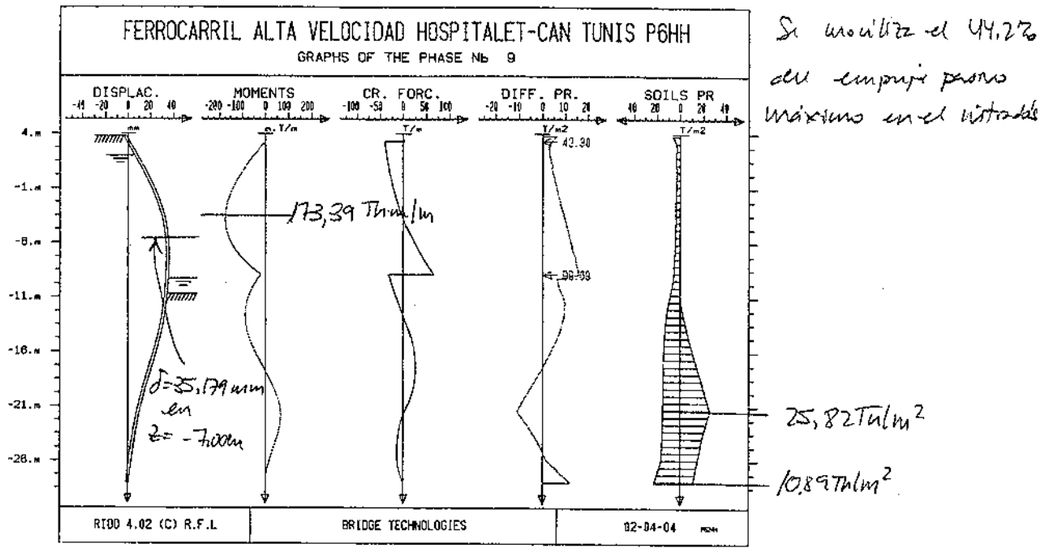
Se moviliza el 71,1% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



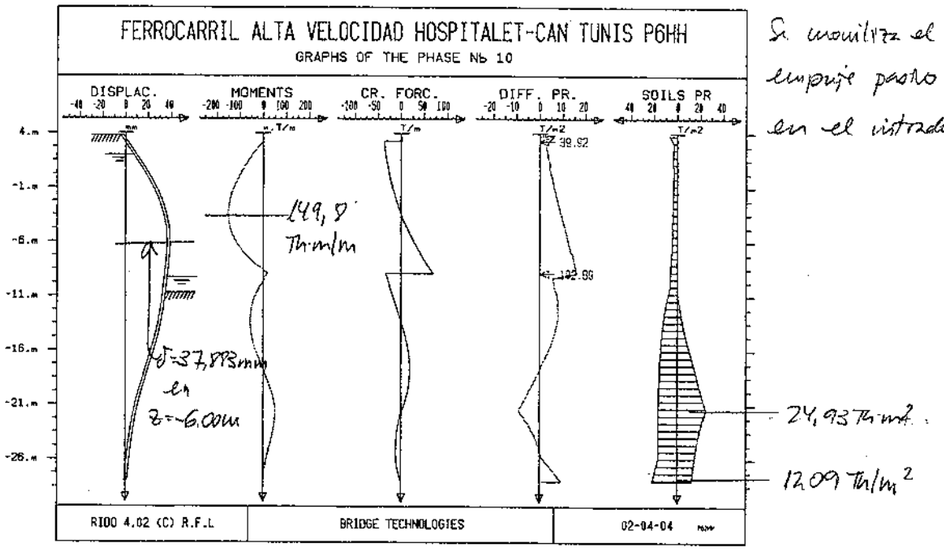
Se moviliza el 70,3% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 8: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA MÁXIMA DE MAREA



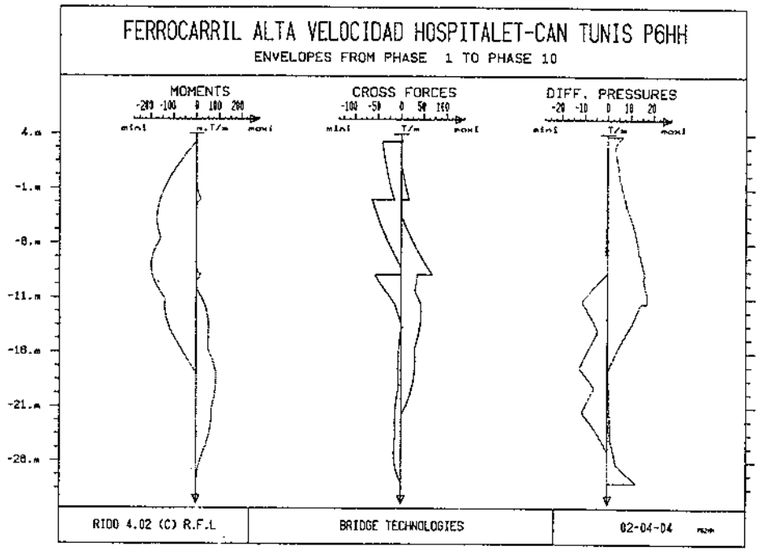
Se moviliza el 44,2% del empuje pasivo máximo en el intrados

FASE 9: FLUENCIA

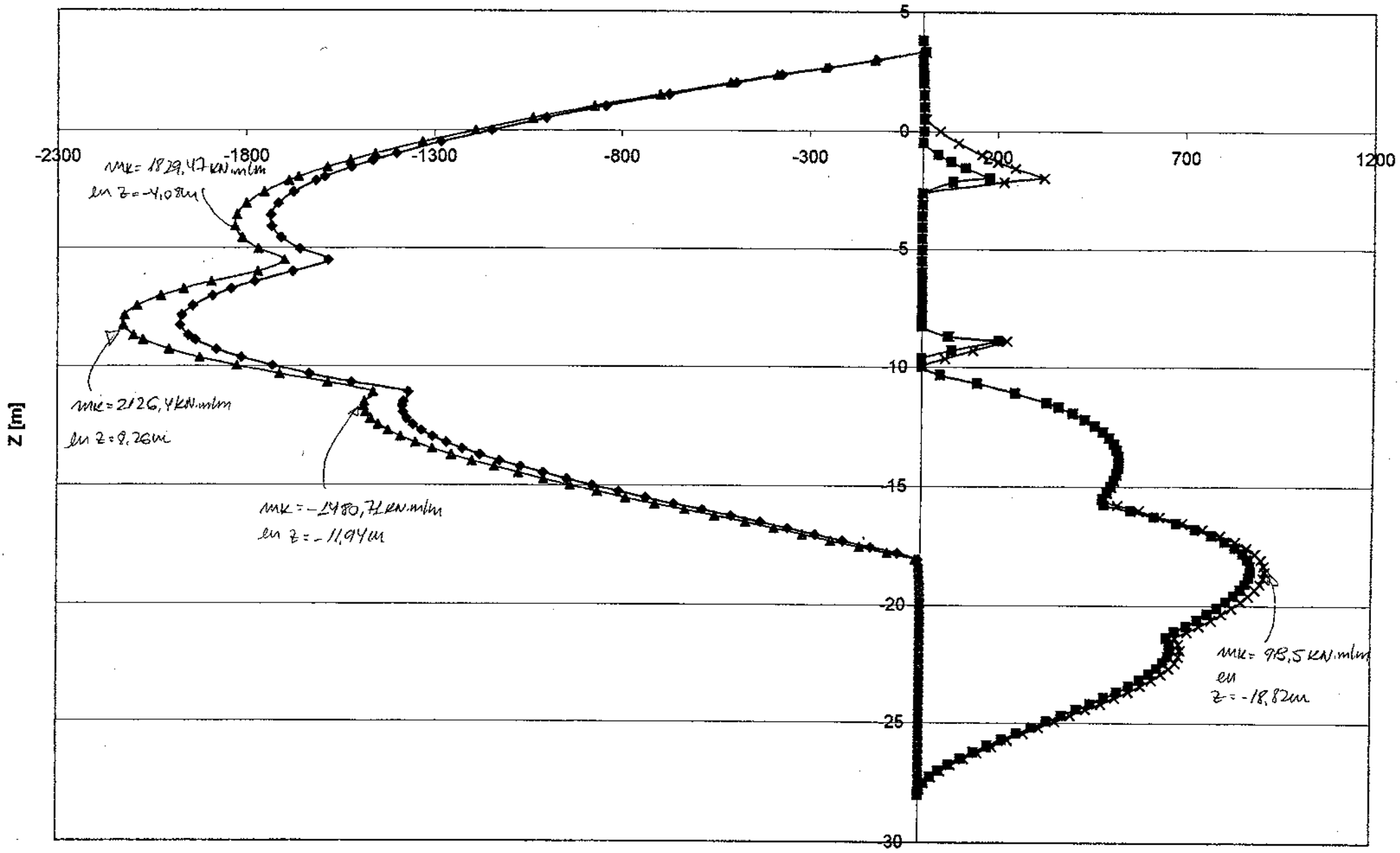


Se moviliza el 49,0% del empuje pasivo máximo en el intrados

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y RESULTANTES DE PRESIONES

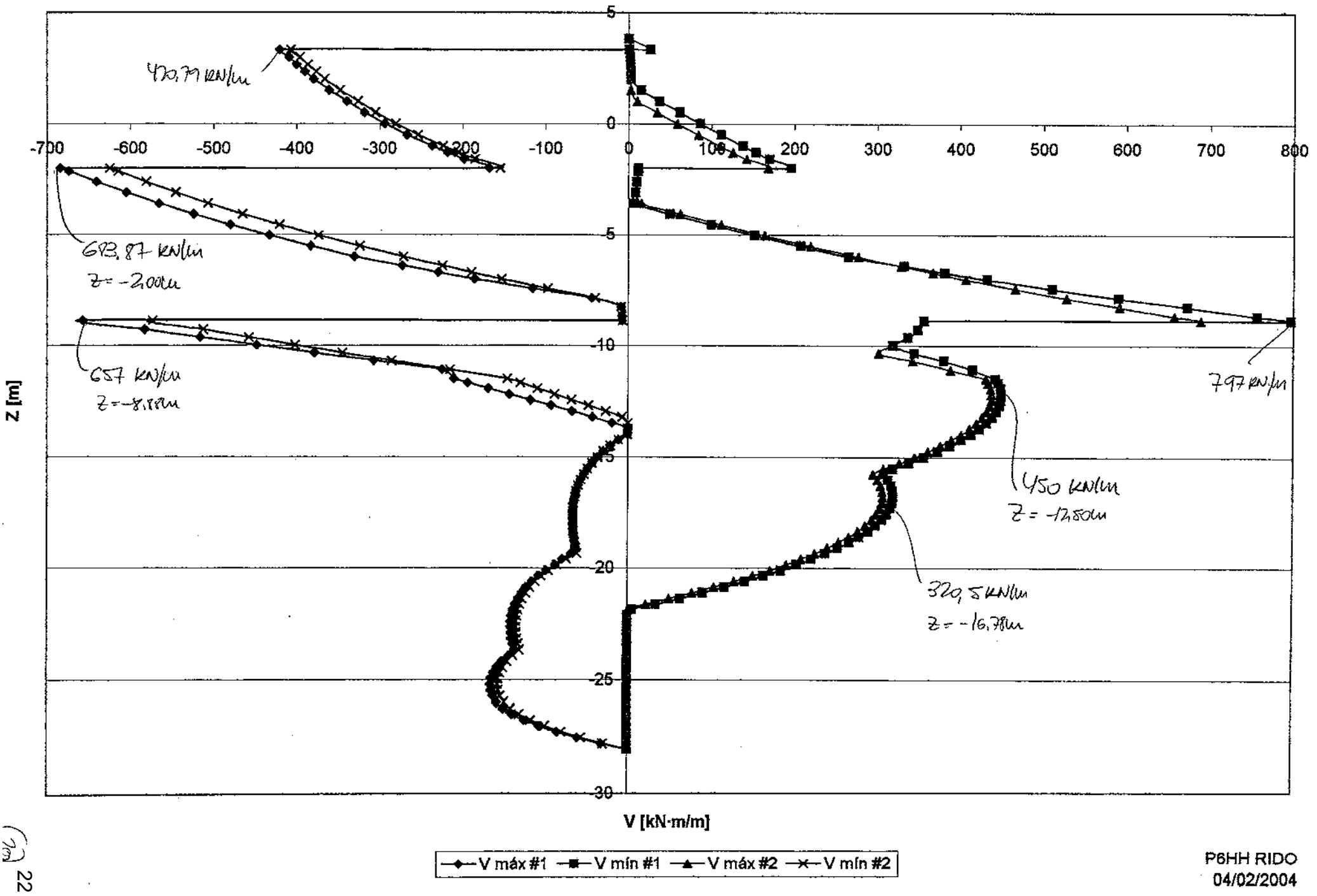


ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



P6HH RIDO
04/02/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



P6HH RIDO
04/02/2004

NOTA: DE ARMADO.

Tr-02/05

- Pico de momento: $m_{uk} = 2126.5$ KN.m/m

$m_{ud} = 3189$ KN.m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

recubrimiento nominal $r = 0.15$m ⇒ (2 capas Φ32)

$A_s \geq 109.6$ cm²/m

En todo el batache → $A_s = 548.0$ cm² → 68 Φ32

- Momento último con 36 Φ32 $A_s = 289.51$ cm²/batache

$A_s = 57.90$ cm²/m

$m_u = 1916.2$ KN.m/m

en valor característico $m_{uk} = 1277.5$ KN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 1275$ KN.m/m en $z \geq 0$ m y $z \leq -13.75$m

- Momento último con 20Φ25 $A_s = 98.17$cm²/batache

$A_s = 19.64$ cm²/m ; $r = 0.11$m

$m_u = 734.28$ KN.m/m

En valor característico $m_{uk} = 490$ KN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 490$ KN.m/m para $z \leq -16.50$m (A partir de

este pto — anclaje + decalaje + (una pericimentación bajada) — 2.00m

En el extremo debe llegar hasta −19.50m

- momento último con 36 Φ25 + 32 Φ32

$A_s = 434.27$ cm²/batache → $A_s = 86.21$ cm²/m (r = 0.15m)

$m_u = 2705.5$ KN.m/m

en valor característico $m_{uk} = 1804$ KN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 1800$ KN.m/m a partir de $z \leq +10.00$ m

a partir de este pto hacer falta que funcionen todas las Φ32

(6 x Φ32 deben llegar hasta −16.3 = −12.00m — Si llevan Horiz. −14.00 por

- momento último con 32 Φ25 + 36 Φ32

$A_s = 446.76$cm²/batache → $A_s = 89.32$ cm²/m (r = 0.15m)

$m_u = 2769.76$ KN.m/m

en valor característico $m_{uk} = 1845.84$KN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 1840$ KN.m/m para $z \geq -6.00$m

A partir de este pto — anclaje + decalaje en las barras del Φ32

las barras deben llegar hasta −6.00 + 3.00 = −3.00m

(llegan hasta −3.50m + Si de pie barandas)

- momento último con 36 Φ32 $A_s = 289.512$ cm²/batache

$A_s = 57.90$ cm²/m (r = 0.11m)

$m_u = 2015.10$ KN.m/m

$m_{uk} = 1340$ KN.m/m

Si tiene $m_{uk} \leq 1340$ KN.m/m para $z \geq -9.50$m

A partir de este pto anclaje y decalaje de las Φ25

(6 Φ25 = 1.00m; d = 1.00; error posicionamiento 0.50 — total 2.50m

las barras deben llegar hasta −9.50+2.50+2.00m

→ Se llevan las barras hasta arriba para garantizar anclaje en

la última hoda de cortante

TRASDOS

- Cuantía mínima: por cuenta rotura frágil tras la fisuración

$A_s \geq 15,33\ cm^2/m$ — $79,7\ cm^2$ batache

Se disponen 20 ϕ25

resumen último con 20ϕ25 $A_s = 98,18\ cm^2/batache$

$A_s = 19,636\ cm^2/m$ ($l_i = 0,11m$)

$m_{Rd} = 754,28\ kN.m/m$

En valor característico $m_{Rk} = 489,52\ kN.m/m$

Se tiene $m_{Rk} \geq 480\ kN.m/m$ para $z \geq -13,50\ m$

A partir de este pto hace falta refuerzo

- Momento pico $m_{sk} = 917\ kN.m/m$

$m_{Sd} = 1375,5\ kN.m/m$

Dimensionamiento con programa BASD ($l_i = 0,15m$)

$A_s \geq 41,0\ cm^2/m$

En todo el batache $A_s \geq 208,1\ cm^2/batache \rightarrow$ 4ϕ25 ó

20ϕ25 + 1ϕ32

Se disponen 4ϕ25

Tomando 20 ϕ25 como base $m_{Rd} = 1033,2\ kN.m/m$

En valor característico $m_{Rk} = 688,13\ kN.m/m$

Se tiene $m_{Rk} \geq 680\ kN.m/m$ para $-16,5 \geq z \geq -23,00m$

A partir de este punto — cimbra + descabezado con pantallones

Las barras dobladas llegan hasta $-25,5m$

Longitud total: $11,50m$ — Se toman barras de $17,00m$

NOTE BOOK

ELU CORTANTE

- $V_{max} = 797,13\ kN/m$; $A_s = 98,17\ cm^2/batache$ → $A_s = 19,64\ cm^2/m$

$V_d = 1196\ kN/m$

Dimensionamiento con programa BASD ($l_i = 0,15m$) — Comprobamos una cámara

$A_{tt} \geq 82,20\ cm^2/m/m$

En todo el batache → $16\ cm^2/m$

Se cubre con planos a 0,15 cm 8 ramas ϕ20 (F2)

Se cubre con armaduras desde $z = -6,00$ hasta $z = -11,00m$

- $V_k = 450\ kN/m/m$; $A_s = 29,45\ cm^2/m$

$V_d = 675\ kN/m/m$

Cas. con $A_s = 19,64\ cm^2/m$ $A_{tt} = 15,05\ cm^2/m/m$

→ $A_{tt} = 14,03\ cm^2/m/m$ → Se cubre con 8 ramas ϕ16 a 0,15

→ En todo el batache $A_{tt} = 70,15\ cm^2/m$

→ Se cubre con 8 ramas ϕ16 a 0,15

- $V_k = 320\ kN/m/m$; $A_s = 29,45\ cm^2/m$

$V_d = 480\ kN/m/m$

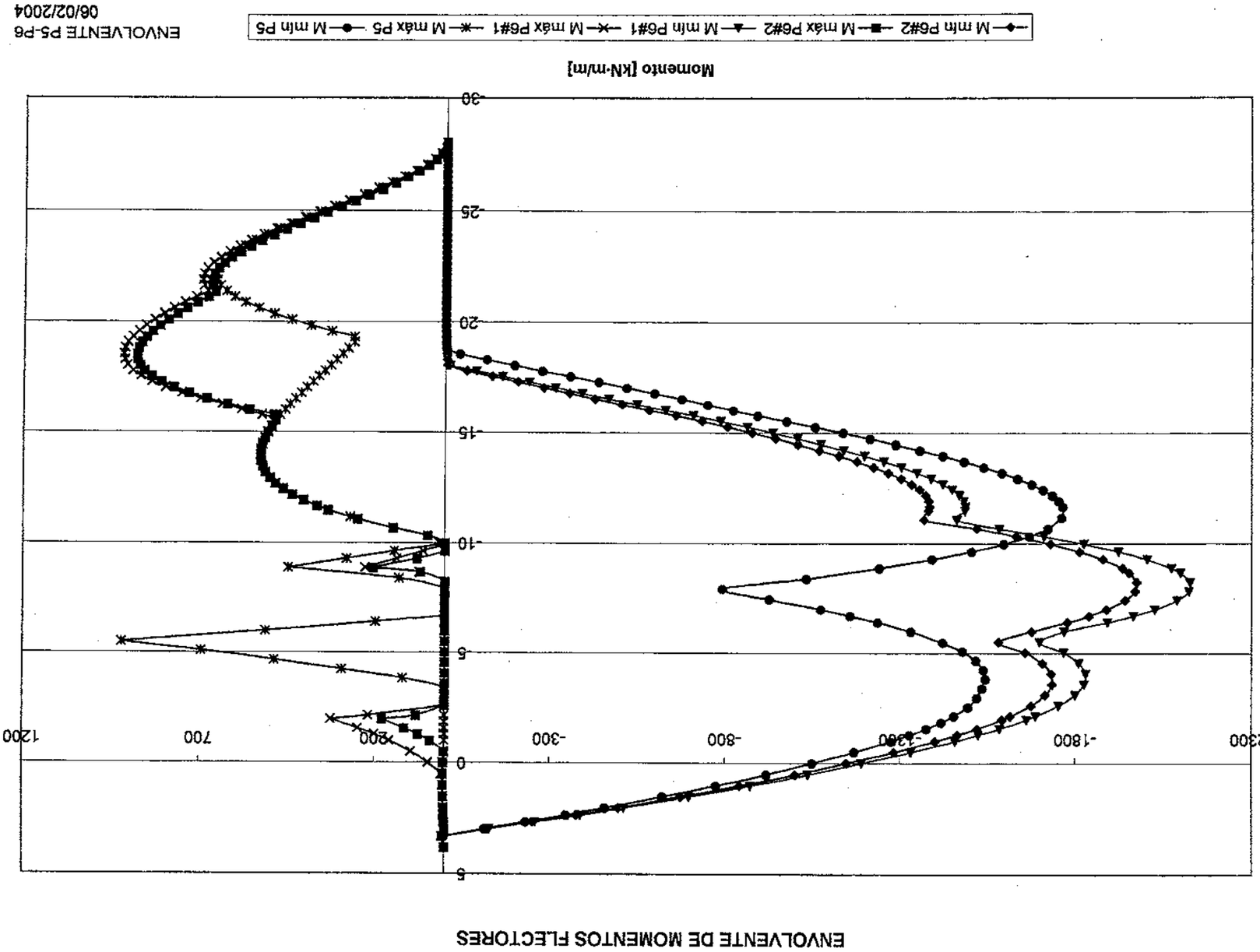
→ $A_{tt} = 7,66\ cm^2/m/m$

— En todo el batache $A_{tt} = 38,3\ cm^2/m$

Se cubre con 8 ramas ϕ12 a 0,15

NOTE BOOK

ENVOLVENTE P5-P6
06/02/2004



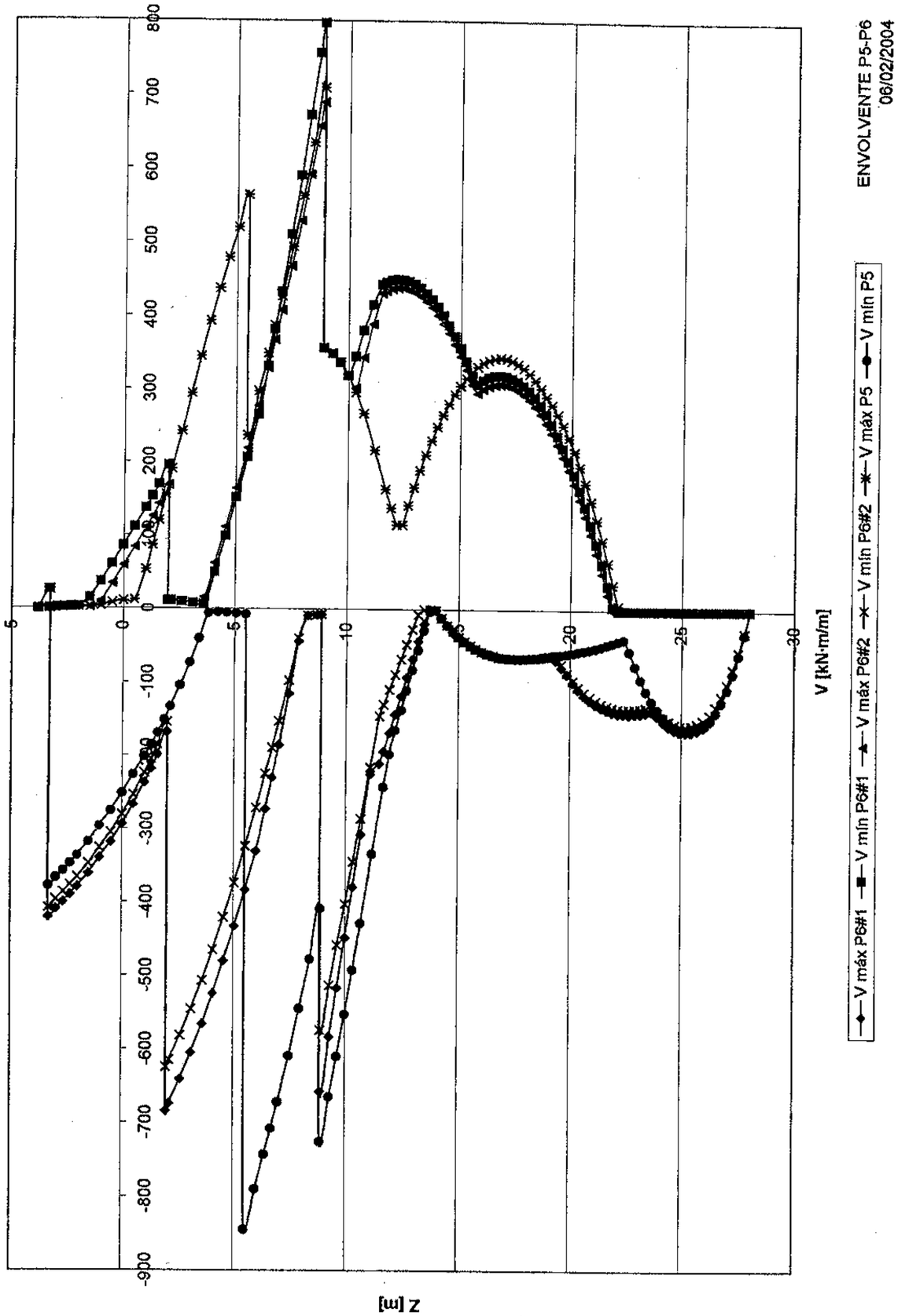
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

Cam Tunnel

6-Feb-2004

ENVOLVENTE DE 25 Y 26 PARA EL CAMPO CON LA CARRETERA DE LA PEÑA LARGA

NOTE BOOK



Can Tunis

6-Feb-2004

-ENVOLVENTE P5 y P6-

NOTAS DE ARMADO:

INTRADÓS:

- Pico de momento $M_{MAX} = 2126,5$ KN·m/m

$M_d = 3190$ KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

Recubrimiento mecánico $r = 0,15$ $1\phi 32$ c/ 20cm

$A_s \geq 109,6$ cm²/m

En todas las bataches $A_s \geq 5480$ cm² → 67 $\phi 32$

- Arranque mínimo 20ϕ25 — 8 disponen 25ϕ25 para poder subir

Momento último con 25ϕ25 las barras

$A_s = 122,73$ cm² / batache

$A_s = 24,545$ cm²/m ; $r = 0,11$m

$M_{ult} = 909,62$ KN·m/m

En valor característico $M_{k,a} = 606,4$ KN·m/m

Si toma $M_k \leq 606$ KN·m/m para $z \leq -16,75$m la parte de esta pta anclaje + solape de 60 ϕ32

$L_{b,\phi 32} = 1,8$m — Total: 16,75 + 1,80 + 0,5 = 19,05m

cota pavimentación

Las barras deben llegar a -19,75m Si hacen llegar hasta z = -19,50m

- Momento último con 34Φ32 + 36 Φ25

  A_s = 450,152 cm²

  A_s = 90,281 cm²/m (r = 0,15 m)

  m_u = 7865 kN·m/m

  $m_{u,k}$ = 1857,7 kN·m/m

  Si tiene m_k = 1950 kN·m/m para z = 10,00 m — A partir de este pto — anclaje + decalaje de las Φ32

- Del pto hacia arriba se final que P6 — pues entran el mismo armado

- Momento última con 36 Φ20 A_s = 289,512 cm²

  A_s = 57,90 cm²/m (r = 0,11 m)

  m_u = 2015,0 kN·m/m

  En valor característico $m_{u,k}$ = 1243,2 kN·m/m

  Si tiene m_k = 1340 kN·m/m para z = 6,50 m

  A partir de este pto anclaje + decalaje de refuerzo, es Φ25 = Lanc + Lbut + 450 = 250 — Se llevan las barras hasta arriba.

- Momento último con 26Φ32 + 52Φ25 (r = 0,15 m)

  A_s = 446,6 cm² ~~Detalle~~

  A_s = 89,32 cm²/m

  m_u = 2924,1 kN·m/m

  En valor característico $m_{u,k}$ = 1949,0 kN·m/m

  Si tiene m_k = 1440 kN·m/m para z = -6,00, a partir de este pto — anclaje + decalaje de las Φ32 — Dalum Lugar hasta -6,00 + 3,00 = -3,00 — llegan hasta -3,50 m — Si da por bueno

NOTE BOOK

MOVIMIENTOS REGISTRADOS EN LOS PUNTALES EN PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS P5 Y P6 PARA CRUCE CON LA CARRETERA DE LA PEÑA LARGA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 y P6

Procedimiento	δ [mm] con puntal	δ [mm] sin puntal	Movimiento [mm]
P5 HH	22,405	29,673	7,268
P6 HH (#1)	18,104	25,505	7,401
P6 HH (#2)	18,043	24,607	6,564

(#1) y (#2) Supuestos de cálculo #1 y #2

ACORTAMIENTO ELÁSTICO DE PUNTALES

Tensión de trabajo en el procedimiento constructivo P5 y P6 (Se toma el máximo de ambos)

F = 140,76 Tn/m × 2,18 m = 351,90 m → F = 3120 kN/puntal

$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{3120\ kN}{396\ cm^2} = 78,79\ N/mm^2$

Según el proceso de descarga, esta tensión puede variar entre

78,79 N/mm² y 118,20 N/mm² (Si la descarga en fase del 50% aproximadamente)

Acortamiento de los puntales:

$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{118,20\ N/mm^2}{21 \cdot 10^3\ N/mm^2} + 5,629 \cdot 10^{-4}$ (0,56 mm/m)

NOTE BOOK

Can Tunis 9-Feb-2024

Acortamiento máximo previsto $\Delta l = \varepsilon \cdot l$

$\Delta l = 5,529 \cdot 10^{-4} \cdot 10,50\ m = 5,91\ mm$ $\boxed{\Delta l = 5,9\ mm}$

Con lo cual, el movimiento máximo previsto es de:

$\Delta l = \underbrace{5,91}_{\text{puntal}} + \underbrace{2 \times 7,401}_{\text{puntales}} = 20,712\ mm$

Luego cada apoyo tiene un recorrido máximo del gato en descarga de 20,712 mm.

Hay disponible 27 mm (+35,2%)

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 CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA. PK: 707+030 a 707+140 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS P5 y P6

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 12 de febrero de 2004

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.

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 carretera de la Feixa Llarga y una serie de servicios, entre los PK's 707+030 y 707+140 de la traza, aproximadamente.

El cruce con la carretera 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.

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 3.0m superior a la cubierta inmediatamente anterior (la de cruce con el colector del DEPURBAIX). Este salto de cota permite reponer el terreno natural con mayor celeridad y hace disminuir mucho los taludes de excavación o terraplenado en las diferentes fases, ganando así el espacio necesario. El gálibo interior 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", sin prelosas, 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.

Este cambio en la geometría de la sección transversal implica una redefinición de los procedimientos constructivos a emplear y, en consecuencia, una evaluación de la influencia que éstos tienen en la verificación y dimensionamiento de las pantallas. El cambio de la losa de cubierta de prelosa prefabricada + losa de compresión "in situ" a losa completamente "in situ" modifica el diseño de la misma.

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 los dos procedimientos constructivos planteados, así como una envolvente de ambos, y los planos de la losa de cubierta. En los planos de las pantallas se incluyen los esquemas que definen los dos procedimientos constructivos.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 ESTRUCTURAS Y SERVICIOS EXISTENTES.

La traza del Falso Túnel cruza con la carretera de la Feixa Llarga, con una línea de Menta, con una línea eléctrica de media tensión soterrada, un conducto de Gas Natural, una línea de Telefónica subterránea y una tubería de Aguas de Barcelona. 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 las mismas leyes de presión de agua 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.

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 previsión de desvíos no contemplados a priori.

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. 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 se presentan a modo de resumen en la nota de cálculo de cada uno de los procedimientos constructivos planteados.

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. Los emparrillados planos se han destinado a evaluar la influencia de muros extremos en los cambios de altura de la cubierta (que actúan como vigas de mayor rigidez y tienen influencia en la distribución de esfuerzos), y a estudiar la

distribución de esfuerzos en los bordes libres de las losas esviadas que aparecen en las diferentes fases del procedimientos constructivo.

Se prevé la posible disposición de muros en los extremos de las losas, en las diferentes fases, que permitan contener tierras y disminuir el espacio perdido con derrames de tierra. Los flectores que estos muros introducen en la losa se han tenido en cuenta en el dimensionamiento de la misma.

Estos muros se ejecutarán con un desarrollo longitudinal discreto, de modo que unas juntas verticales de separación entre tramos les impiden funcionar como viga y actuar como punto rígido para la cubierta. Anulando la capacidad a flexión del muro se evita la introducción de esquemas estáticos en la losa que requieran disposiciones especificas de armado (armado frente a momentos negativos, cuelgue de reacciones de cortante, etc.)

Los muros tienen carácter temporal y, aunque no se prevé su demolición, tampoco se presta especial atención a su durabilidad, por lo que sólo se garantiza su seguridad estructural.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean dos procedimientos constructivos para la ejecución del falso túnel en el cruce con la carretera de la Feixa Llarga.

En ambos casos se parte de la misma situación inicial, con la cubierta ejecutada directamente sobre el terreno tratado y, en ambos casos, toda la excavación del interior del Falso Túnel se realiza en mina, eliminando la excavación a cielo abierto.

Los procesos constructivos planteados reciben los nombres P5 y P6, y su descripción es la siguiente (Puede consultarse un esquema de ambos procedimientos constructivos en el apartado "PLANOS" de este documento):

Procedimiento constructivo P5:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+3.80m
- Ejecución de las pantallas desde la cota z=+3.80m hasta la cota z=–28.0m
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota z=-2.80m y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Excavación interior del Falso Túnel en mina hasta la cota z=-6.00m.
- Apuntalamiento provisional a la cota z=-5.50m.
- Excavación hasta C.M.E: z=-10.68
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

Procedimiento constructivo P6:

- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+3.80m
- Ejecución de las pantallas desde la cota z=+3.80m hasta la cota z=–28.0m
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota z=-2.80m y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Excavación interior del Falso Túnel en mina hasta la cota z=-6.00m.
- Apuntalamiento provisional a la cota z=-2.00m.
- Excavación hasta z=-8.68
- Excavación hasta C.M.E. y ejecución de contrabóveda por bataches contraapeados. (como en el procedimiento constructivo P3 del tramo de pruebas)
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

Para cada uno de los procedimientos constructivos descritos 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.

El armado final de las pantallas corresponde a la envolvente de armado de P5 y P6, de modo que es posible la excavación interior del Falso Túnel según ambos procedimientos constructivos.

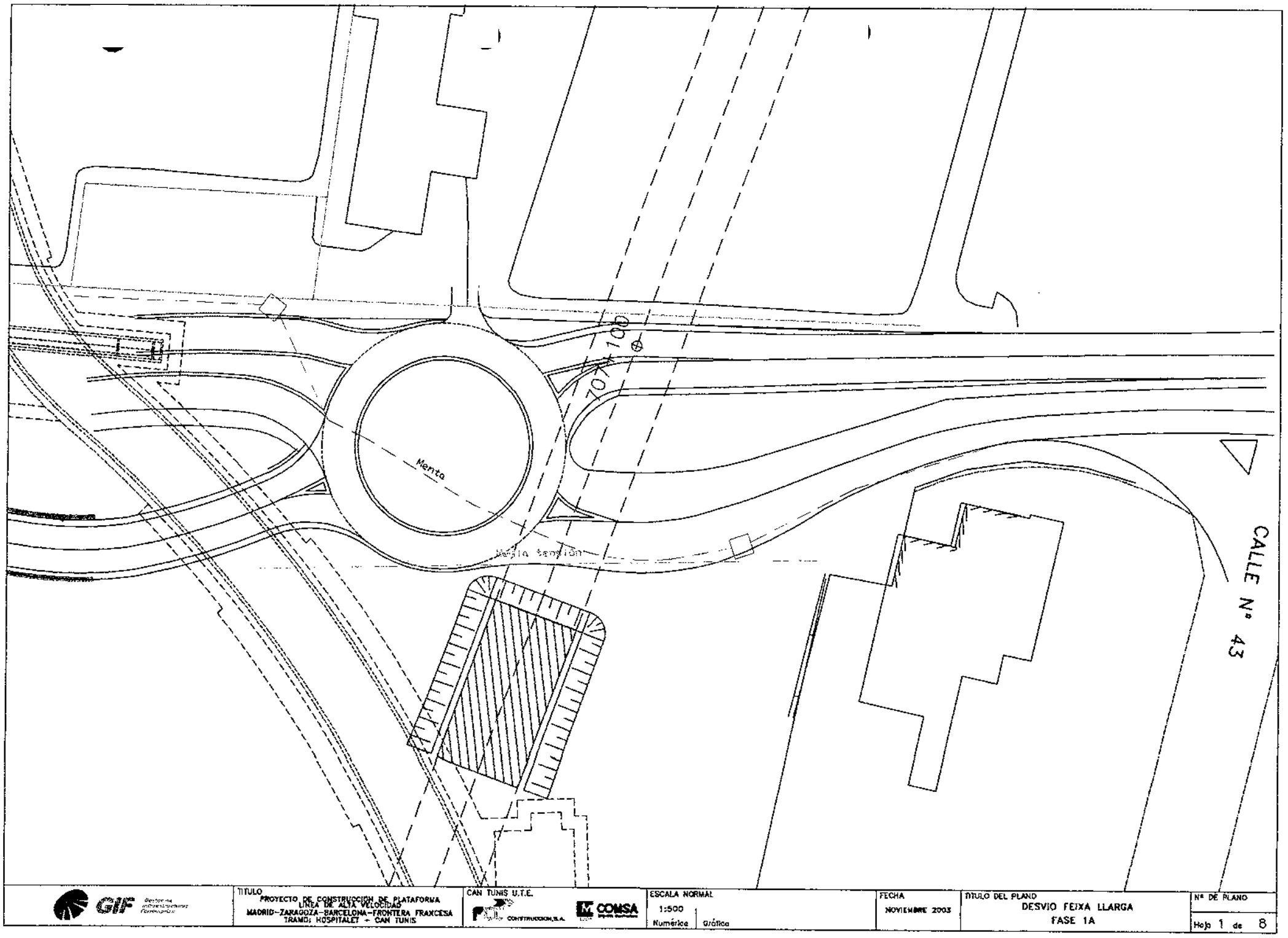
6. SISTEMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.

El análisis de las pantallas se ha realizado con el programa comercial RIDO 4.0.

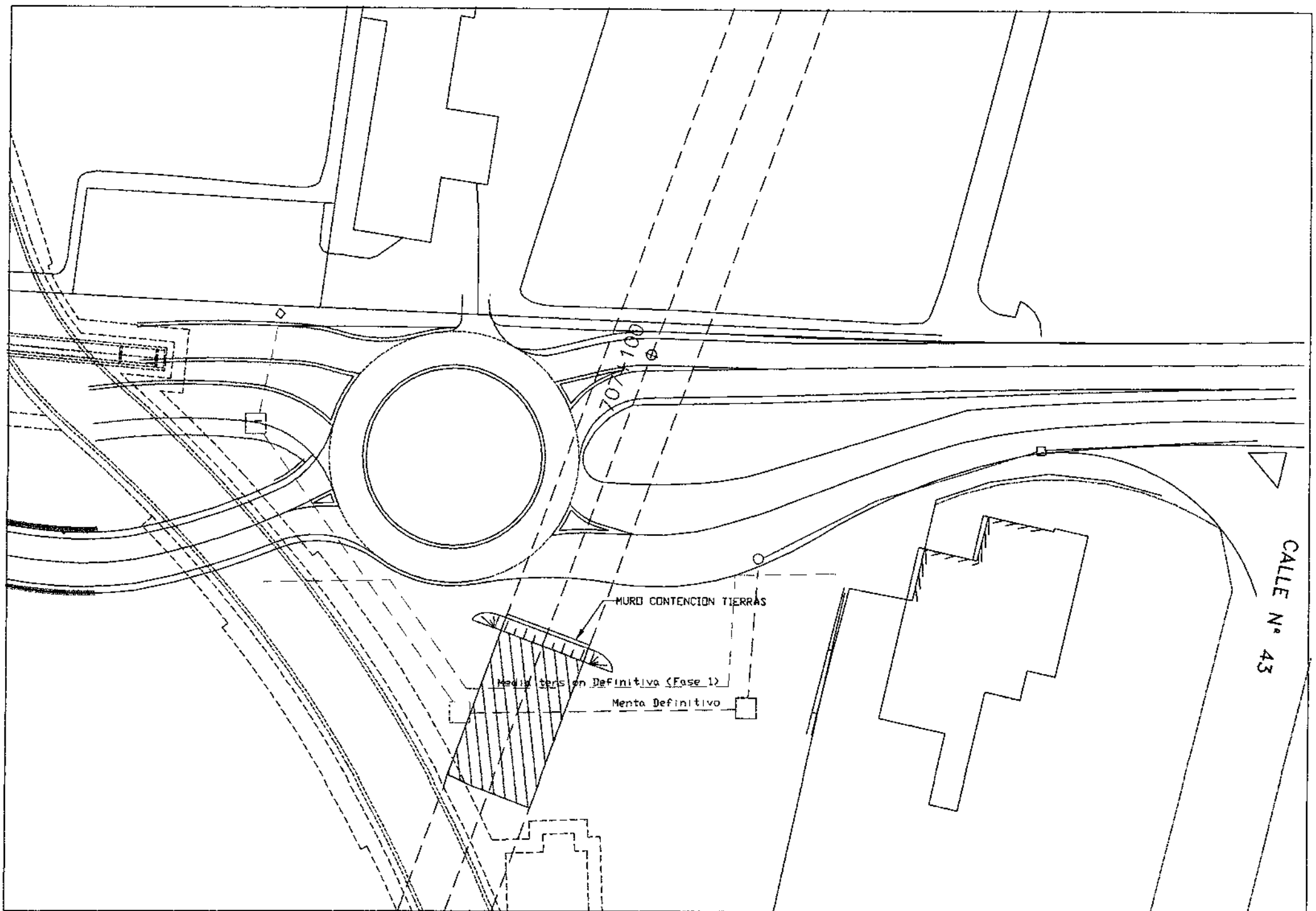
El análisis estructural de las losa de cubierta se ha realizado con el programa comercial SAP2000

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.

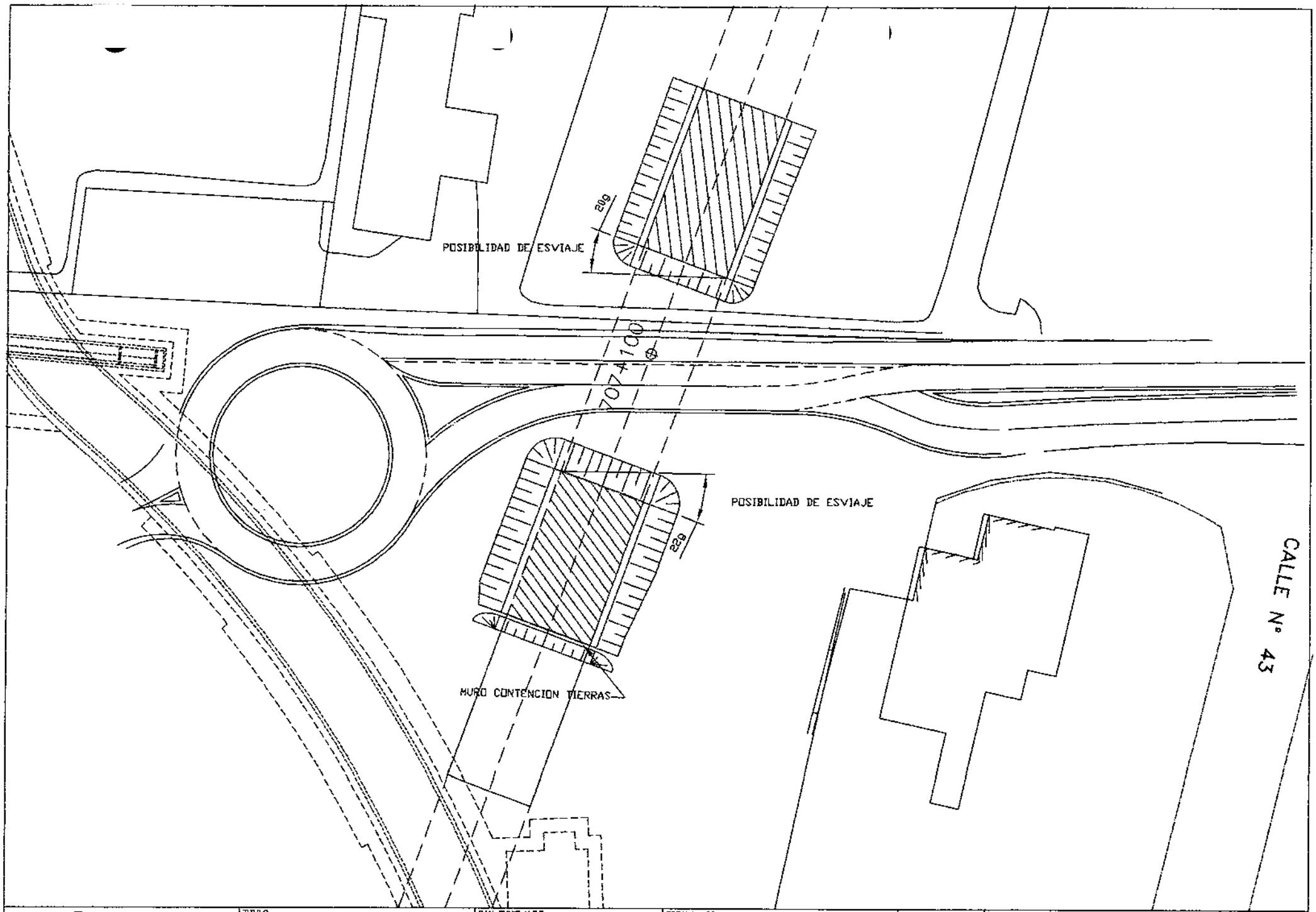
Barcelona, a 12 de febrero de 2004



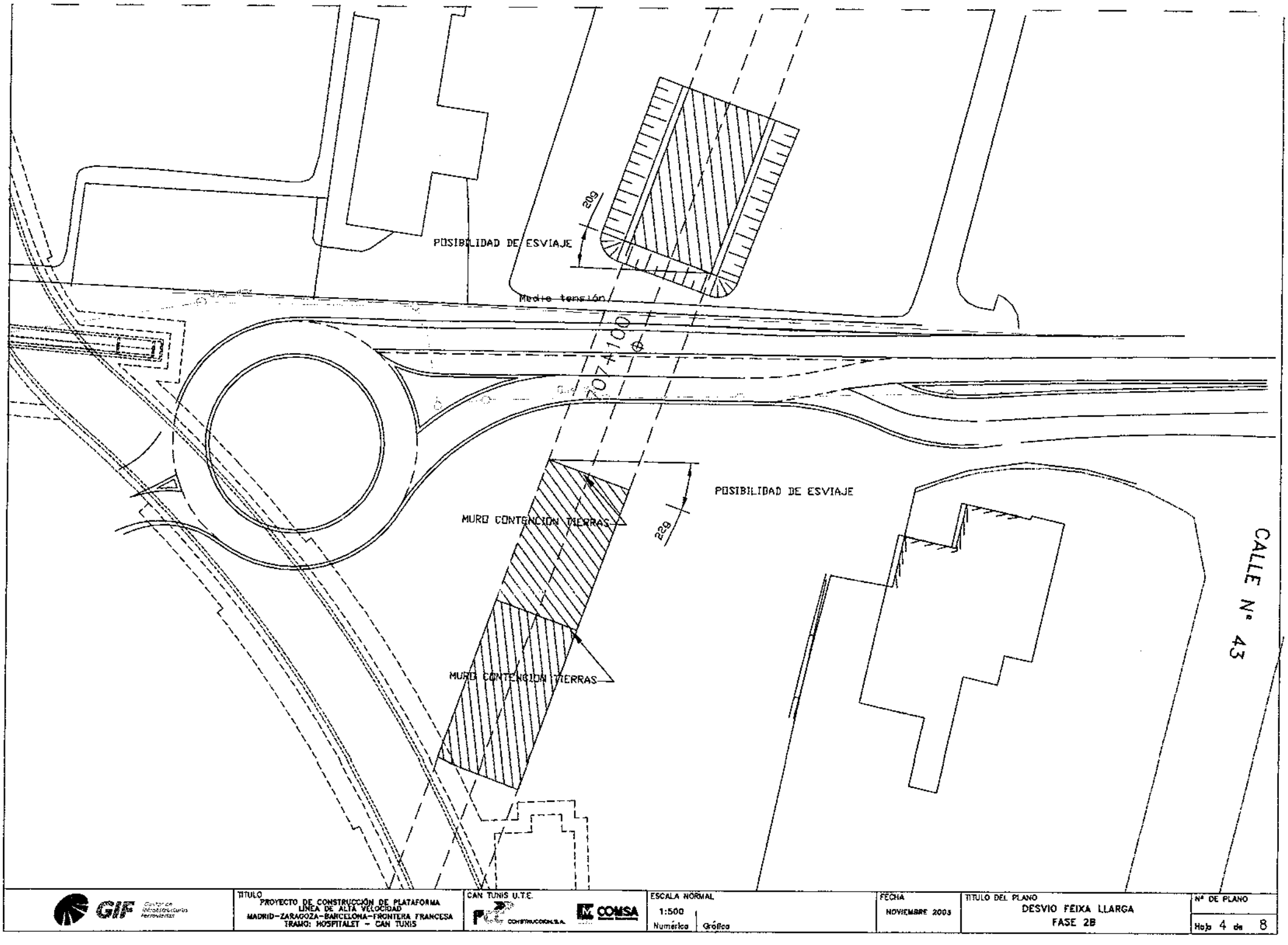
GIF	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCION DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA CONSTRUCCION, S.A.	ESCALA NORMAL 1:500 Numérica | Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 1A	Nº DE PLANO Hoja 1 de 8



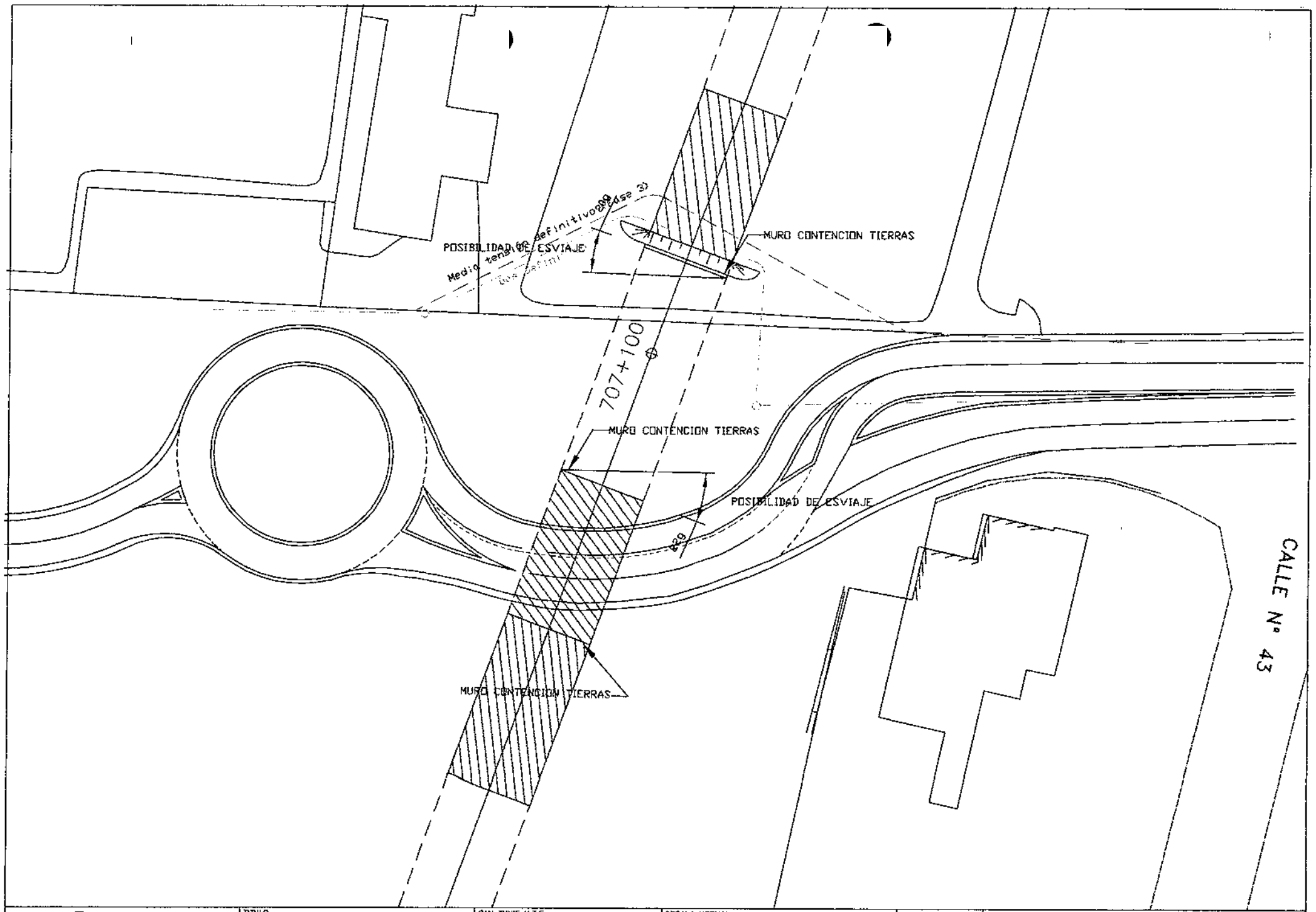
GIF	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LINEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA CONSTRUCCION, S.A.	ESCALA NORMAL 1:500 Numérica | Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 1B	Nº DE PLANO Hoja 2 de 8



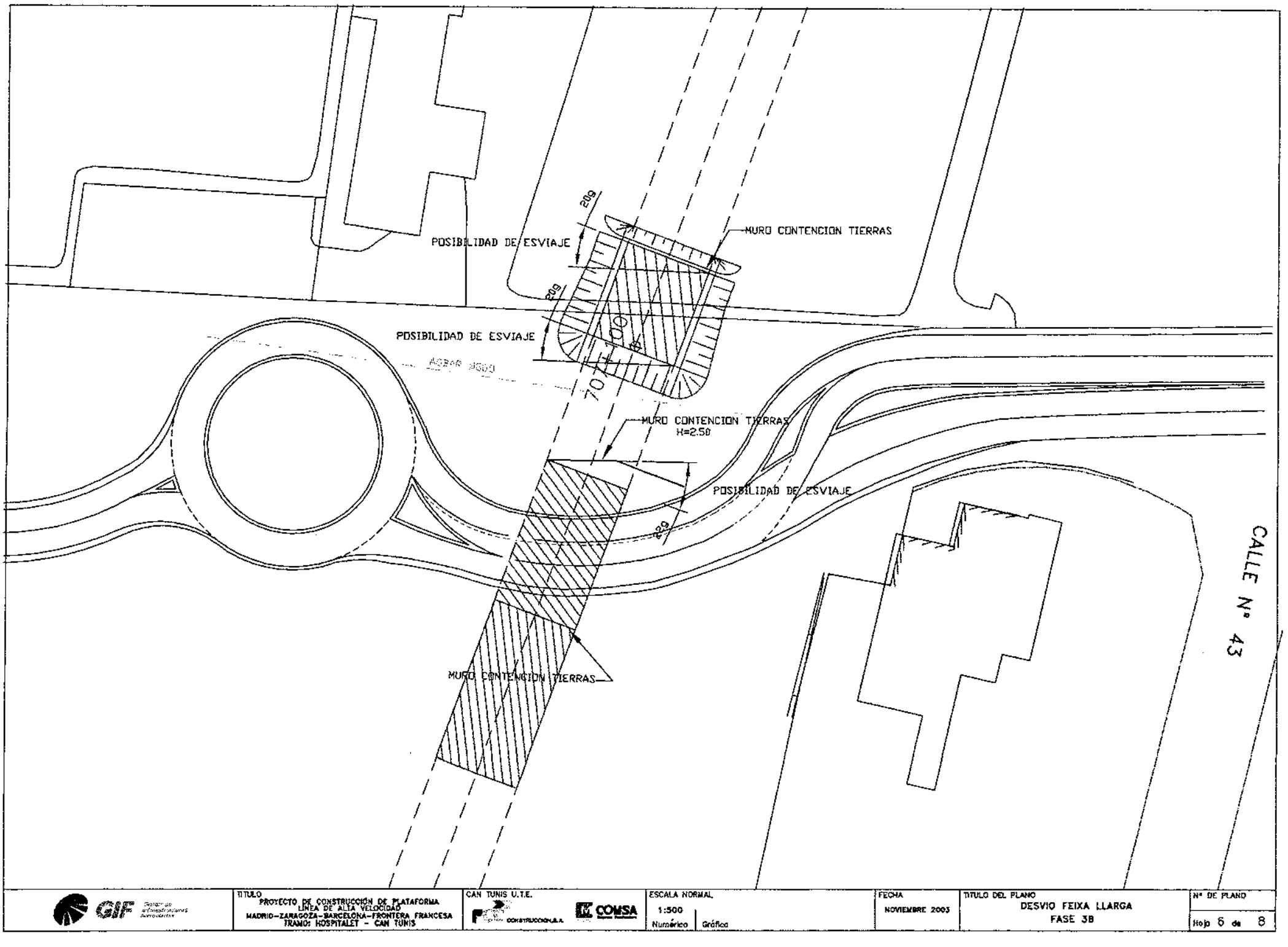
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA CONSTRUCCIÓN, S.A.	ESCALA NORMAL 1:500 Numérica | Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 2A	Nº DE PLANO Hoja 3 de 8



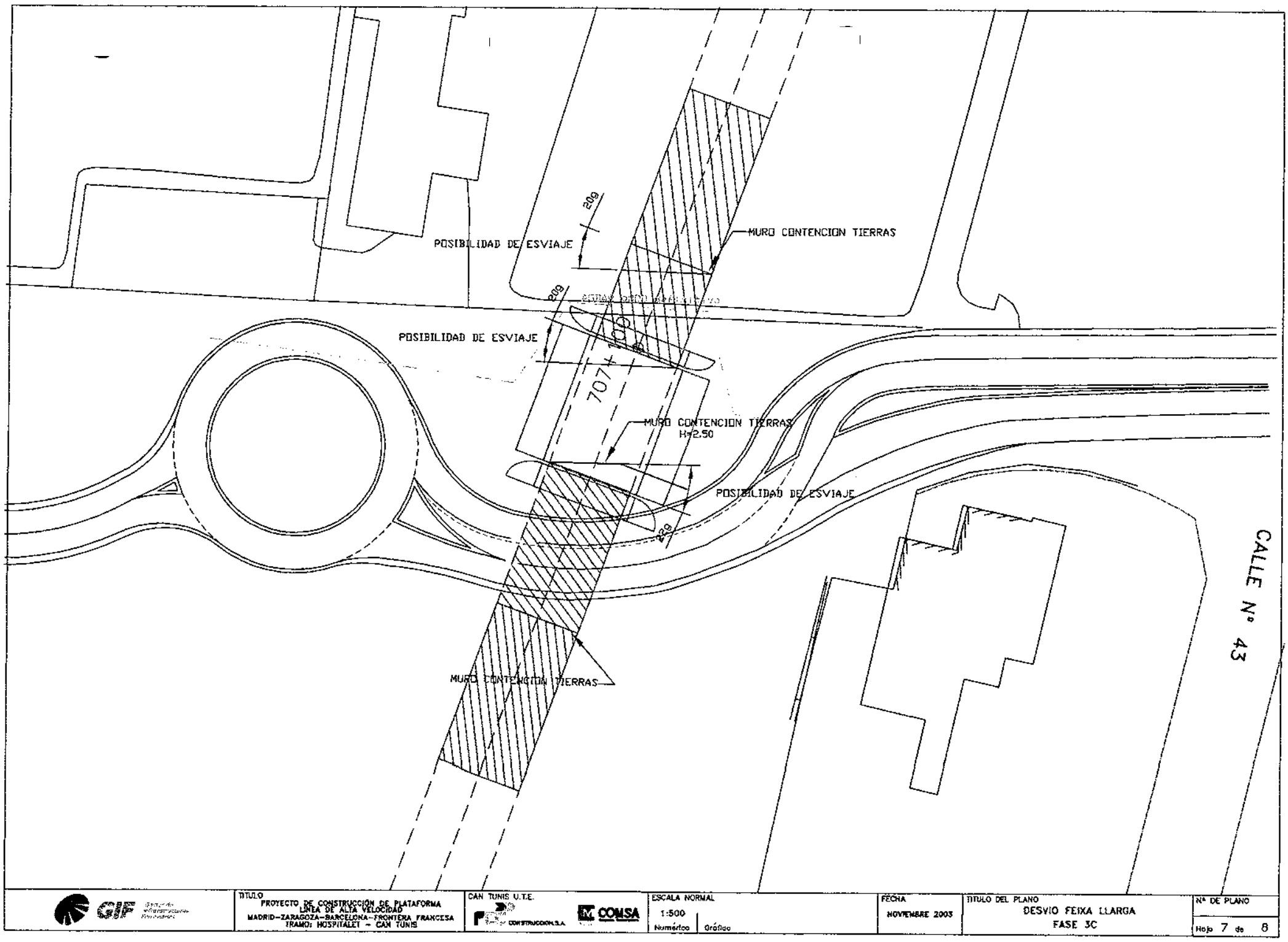
GIF Gestor de Infraestructuras Ferroviarias	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA CONSTRUCCIÓN, S.A.	ESCALA NORMAL 1:500 Numérica | Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 2B	Nº DE PLANO Hoja 4 de 8



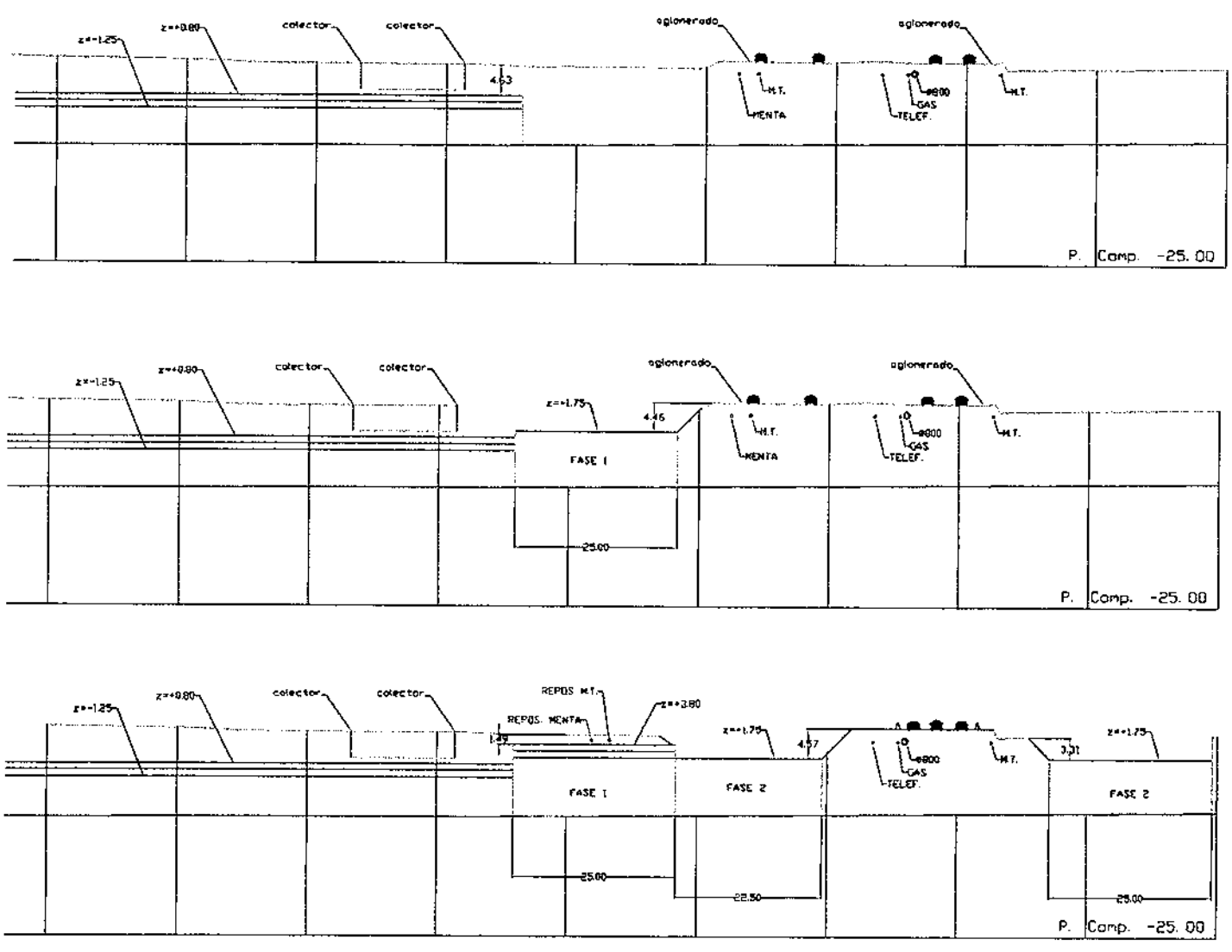
GIF	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico | Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 3A	Nº DE PLANO Hoja 5 de 8

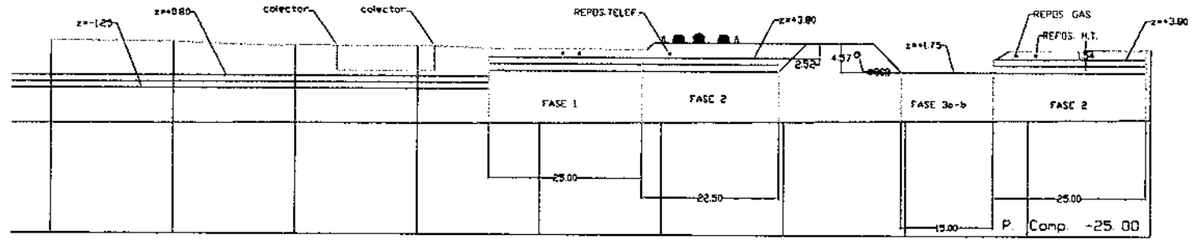


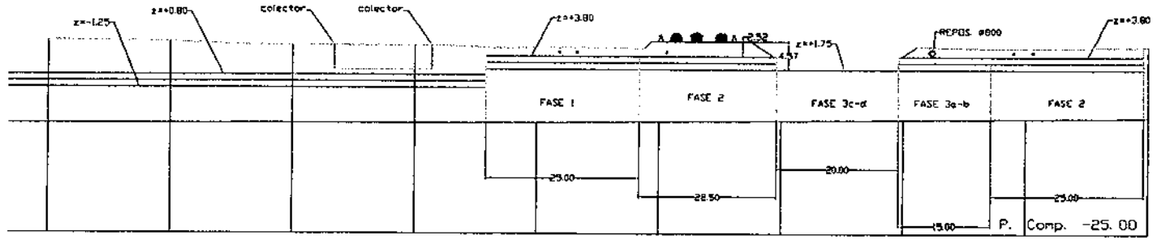
GIF	TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: HOSPITALET – CAN TUNIS	CAN TUNIS U.T.E. COMSA	ESCALA NORMAL 1:500 Numérico | Gráfico	FECHA NOVIEMBRE 2003	TITULO DEL PLANO DESVIO FEIXA LLARGA FASE 3B	Nº DE PLANO Hoja 6 de 8

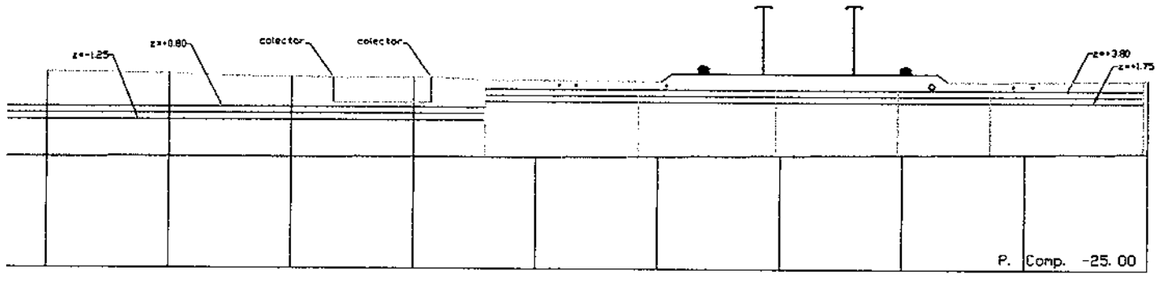


LOS PERFILES LONGITUDINALES SE DEFINEN POR EJE DE TRAZA,
NO CONSIDERANDOSE EN NINGUN CASO POSIBLES ESVIAJES









NOTA DE CÁLCULO

Cau Tunnel 6-Febrero-2004

- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PS -

PARA CRUCE CON LA PEIXA LLARGA

PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERA

CON ACTUACIONE TOTAL PREVIO A TODA

EXCAVACIÓN

NOTE BOOK

Cau Tunnel 4-Feb-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PS PARA CRUCE CON CARRETERA DE LA PEIXA LLARGA:

Se mantienen las presiones de agua definidas por J. Carrera y, dado que no se cambian las cotas de pie de las pantallas, no habrá problemas de estanqueidad

FASES DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN:

Teniendo en cuenta que 1º se ejecutan las pantallas del cruce con la Peixa Llarga y después las del cruce con el colector. Plataforma de trabajo a la cota +3,70m

FASE 1: Ejecución pantallas de la Peixa Llarga

FASE 2: Recarga de agua entre pantallas hasta estado inicial de construcción

Pendiente Vandellós

FASE 3: Ejecución de la solera

FASE 4: Relleno de gravas y tolvas hasta cota definitiva z=6,50m

FASE 5: Excavación en trinchera hasta z=6,00m

FASE 6: Apuntalamiento provisional a la cota z=5,00m

FASE 7: Excavación hasta cota

FASE 8: Ejecución de losa en contrabóveda

FASE 9: Retirada de puntales provisionales

FASE 10: Fin del recargue de agua

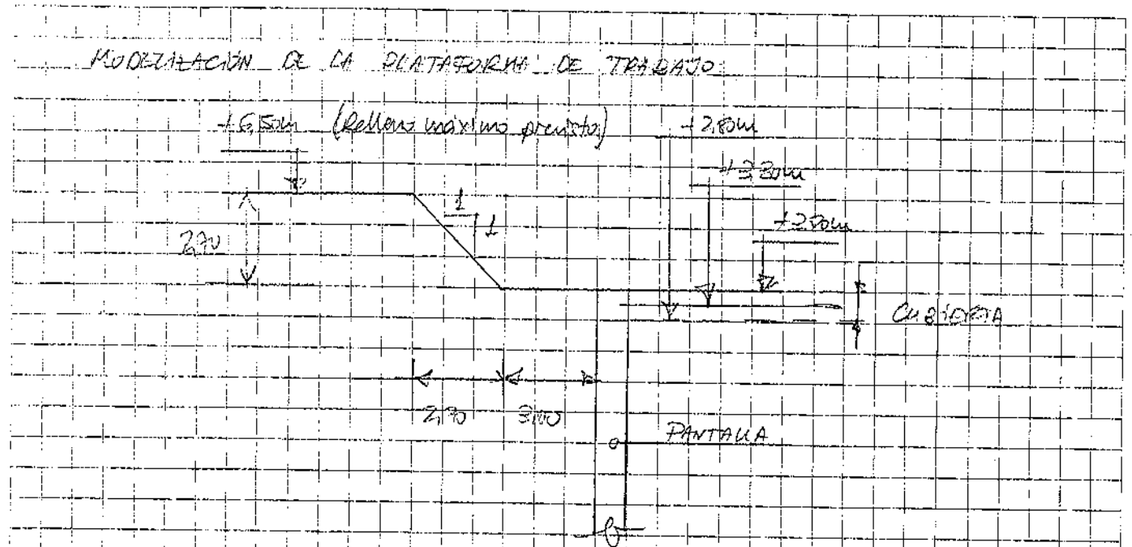
FASE 11: Efectos diferidos en hormigón

→ Ir a cálculo en RIDAO — Archivo [PS HH. RIO]

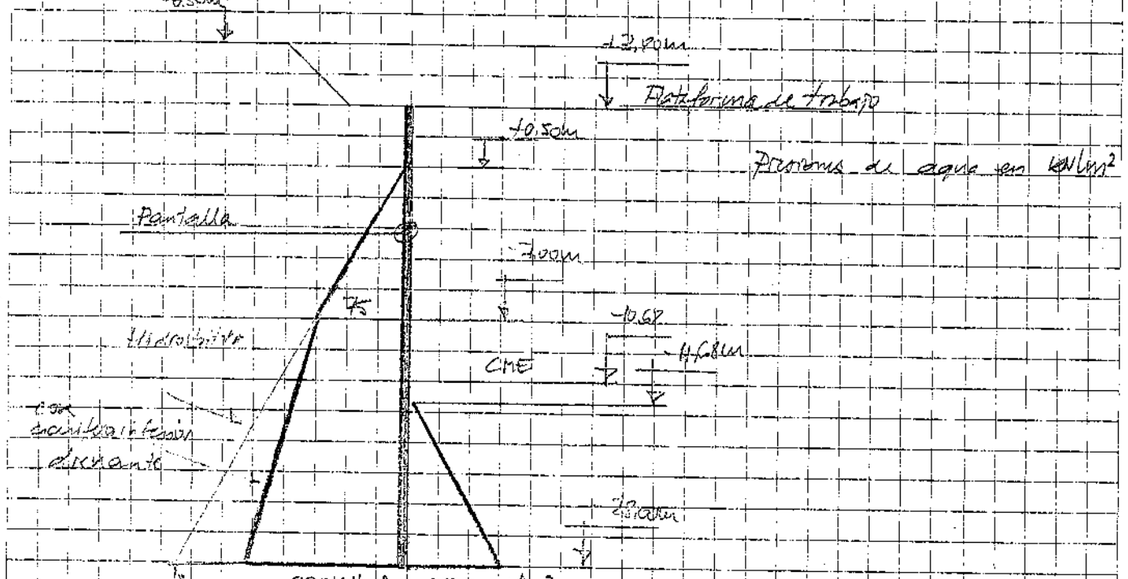
(1)

NOTE BOOK

MODELIZACIÓN DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO



PRESIONES DE AGUA UNIMOS POR V CARRERA

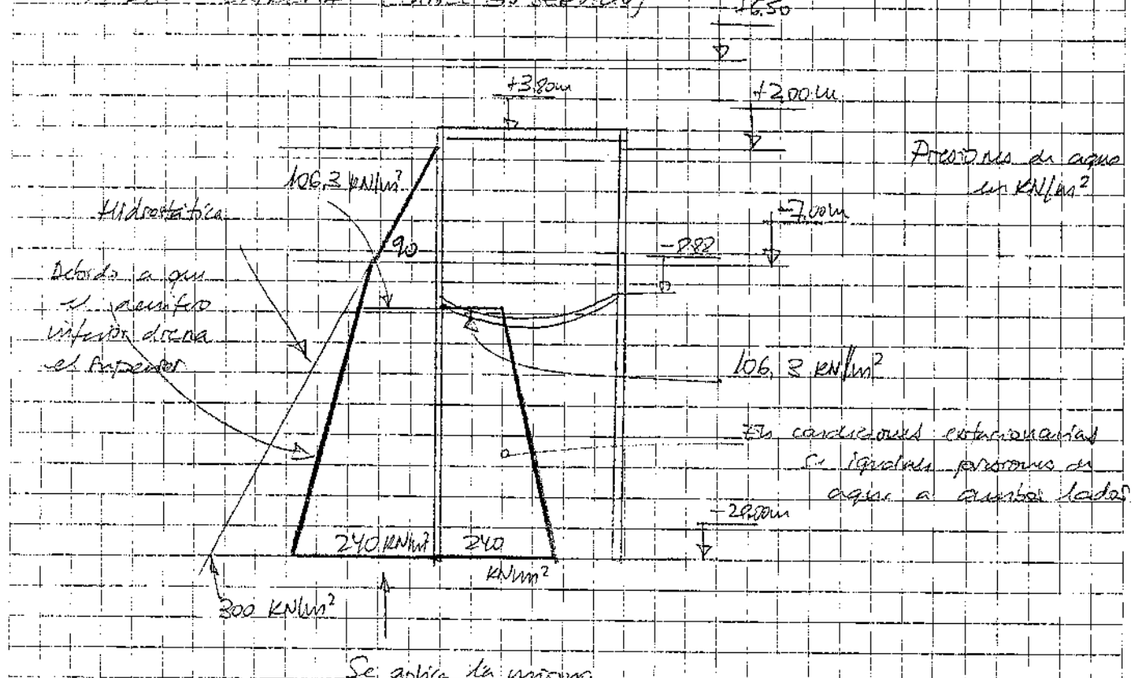


MATERIALES

Hormigón $f_{ck} = 25$

$E = 8500\sqrt[3]{f_{cm}} \quad 8500\sqrt[3]{25+8} = 27264,04\ MPa = 2726404,2\ Tn/m^2$

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE AVERÍA DE UT POR CARRERA DE MADEJ FORMA TÚNEL EN SERVICIO



Se aplica la misma carga de presiones de agua

Can Tunis 4 Febrero 2004

RIGIDEZ CUBIERTA

h = 1,00m

A = 1,00m²/m

$K = \frac{EA}{L} = \frac{27264,04\ MPa \cdot 1,00m^2/m}{6,00m} = 454400\ Tn/m^2/m$

RIGIDEZ PUNTALES

A = 2 x 198 cm² = 396 cm²

$K = \frac{EA}{L}$

E = 2,1 10⁵ MPa $K = \frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 396 \cdot 10^{-4}\ m^2}{5,50} = 1512\ MN/m$

l = 5,50m

Poniendo un puntal cada 2,50m → K = 60450 Tn/m/m

RIGIDEZ SOLERA

K = 130 000 Tn/m/m → Hay un modelo que mezcla la contabilidad con el apoyo en el terreno y que ha servido para la validación de su rigidez (ver procedimientos constructivos anteriores)

4

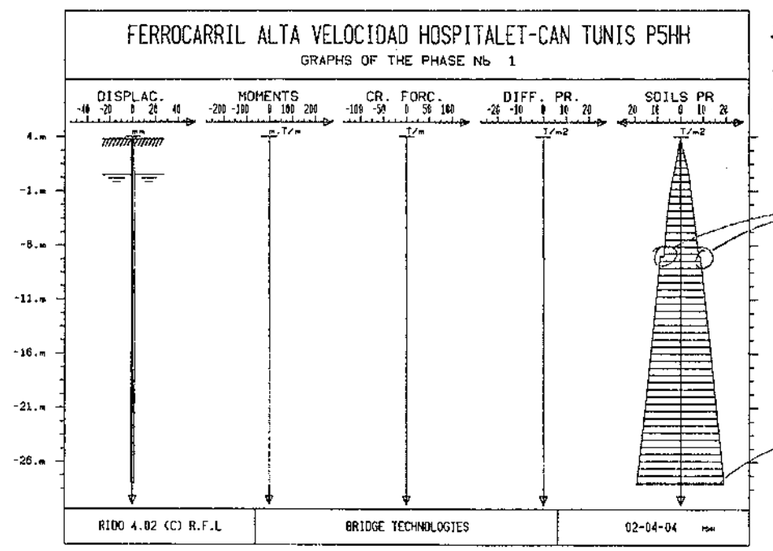
NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P5HH  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
3.8
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* 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) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1,1) 1 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400
CAL
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL EN -5.5 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.5 1.0 0.0 0.0 60480
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1 0 0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400
```

```
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN.

FASE 0: EXCAVACIÓN INICAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO

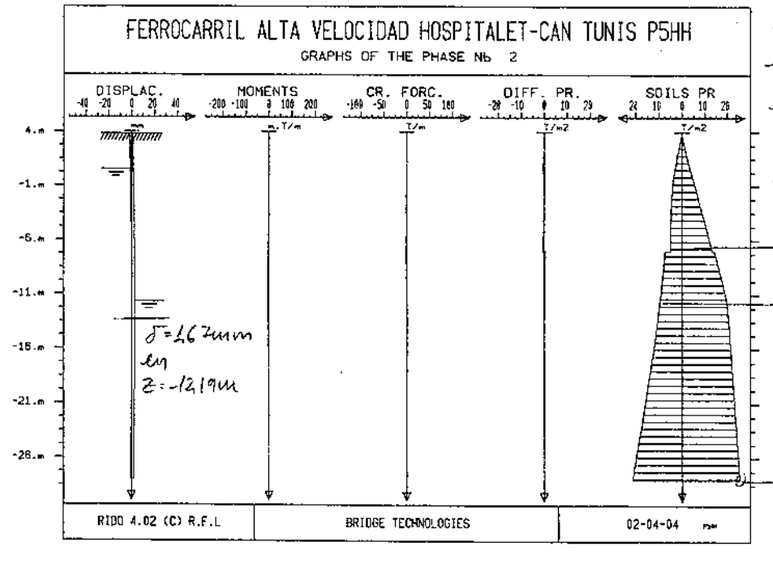


Se moviliza el 19.6% del empuje pasivo máximo en el trasdós

cambio de material y modelización de colisión en empujes activos

19.06 Tn/m²

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



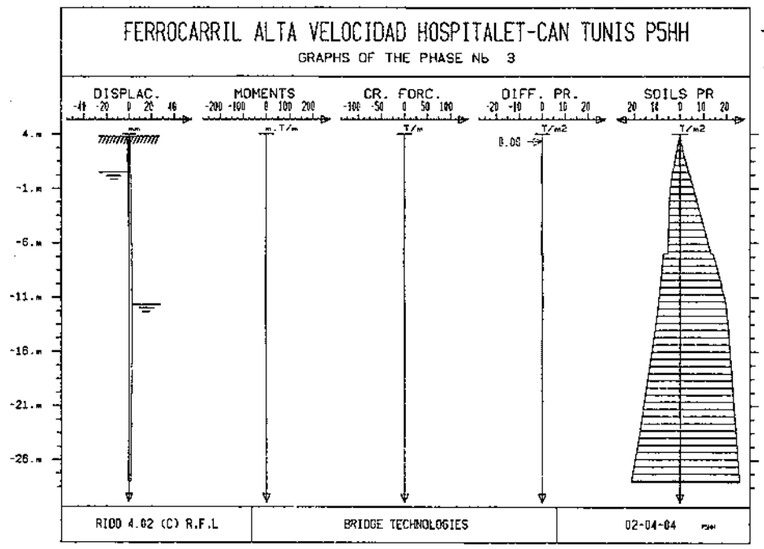
Se moviliza el 21.2% del empuje pasivo máximo en el trasdós

14.16 Tn/m²

19.99 Tn/m²

25.42 Tn/m²

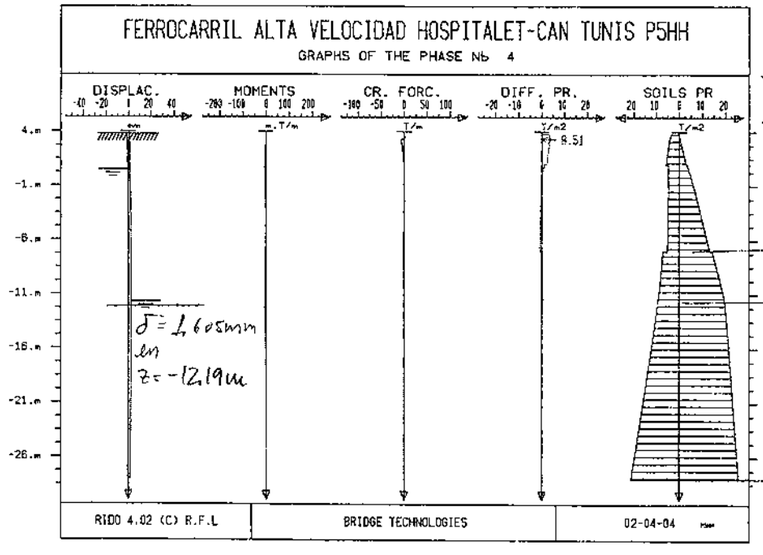
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



Se moviliza el 21,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

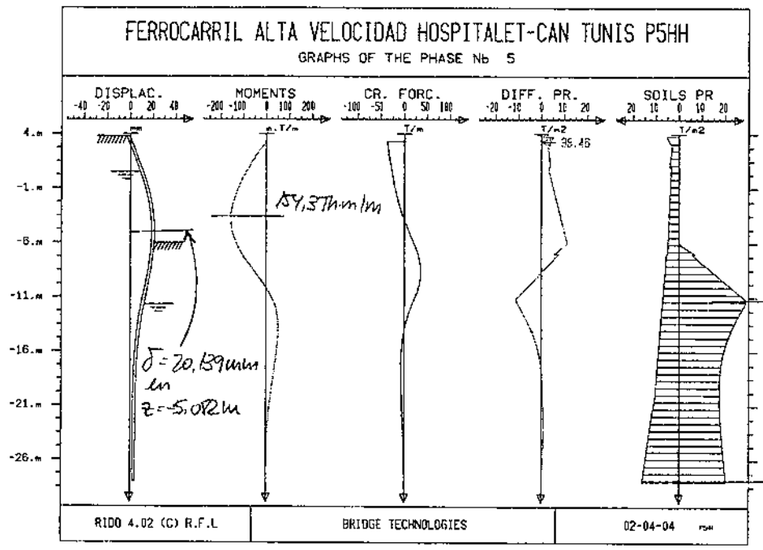
Idem anterior. Solo aparece la cubierta, no hay cambios en deformadas ni presiones sobre el terreno

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



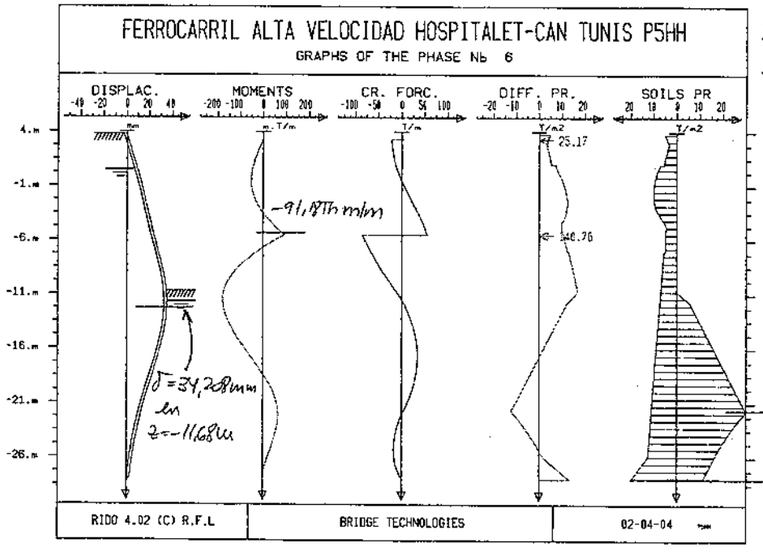
Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA INTERMEDIA Z=-6.0m



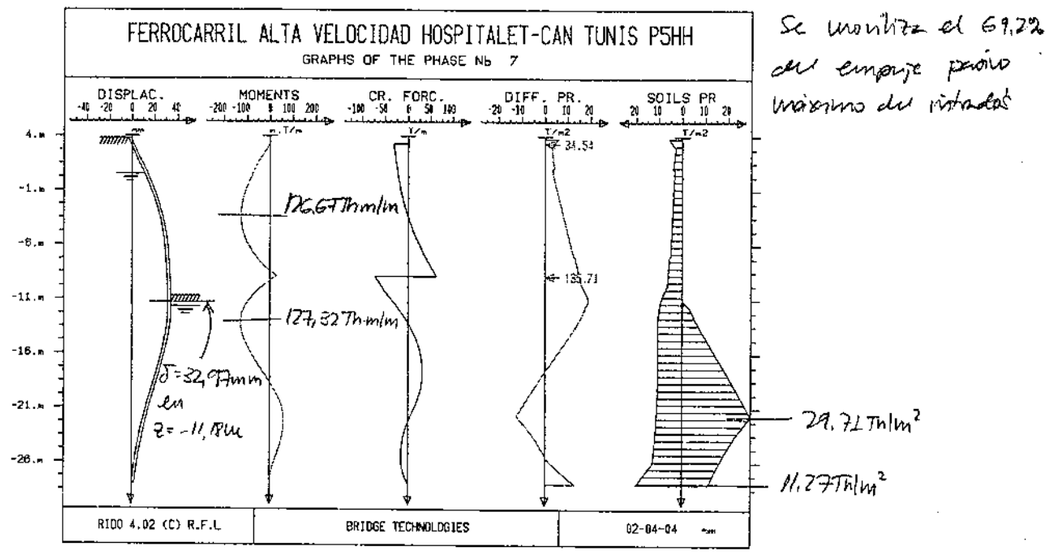
Se moviliza el 44,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: PUNTAL PROVISIONALE N Z=-5.5m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



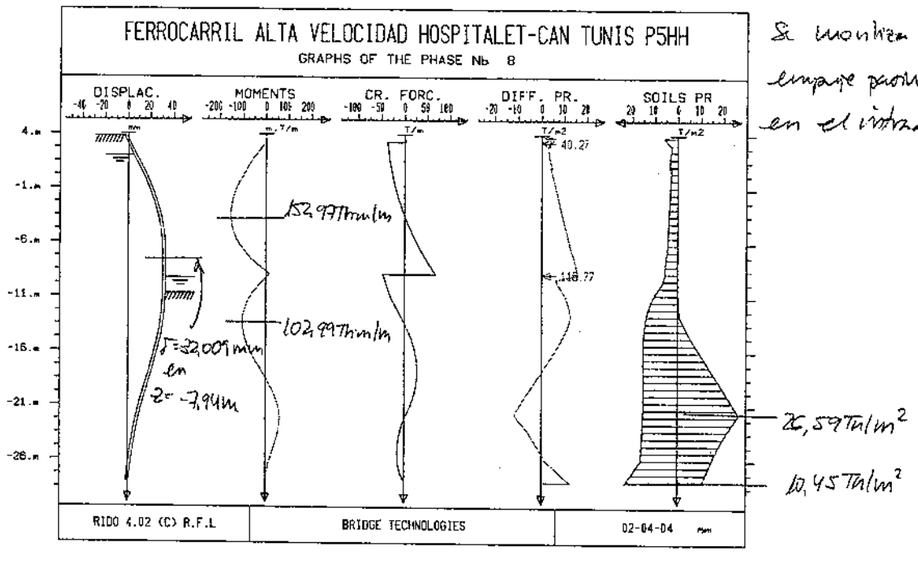
Se moviliza el 72,7% del empuje pasivo máximo en el intradós.

FASE 6: EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



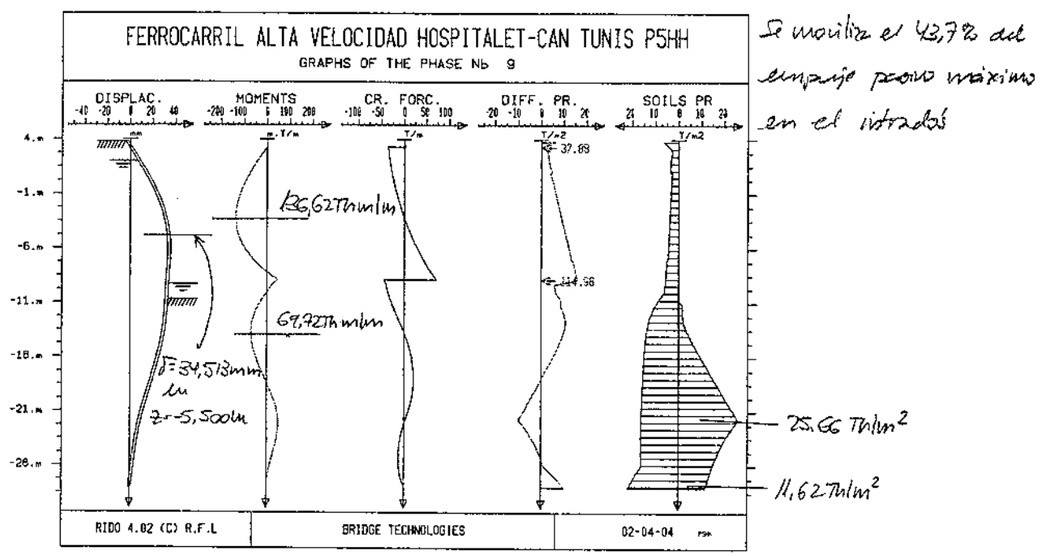
Se moviliza el 69,7% del empuje pasivo máximo del trasdós

FASE 7: SUBIDA DEL NIVEL FREÁTICO HASTA COTA DE CARERRA MÁXIMA DE MAREA.



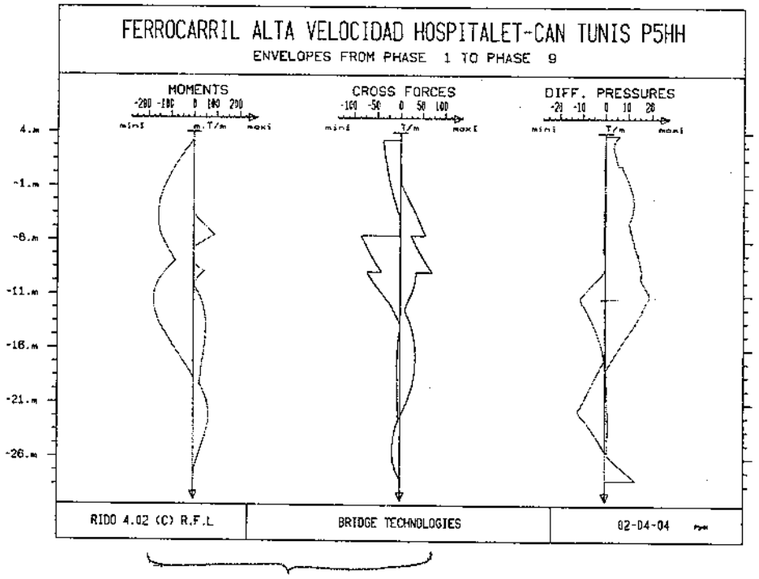
Se moviliza el 43,6% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 8: FLUENCIA



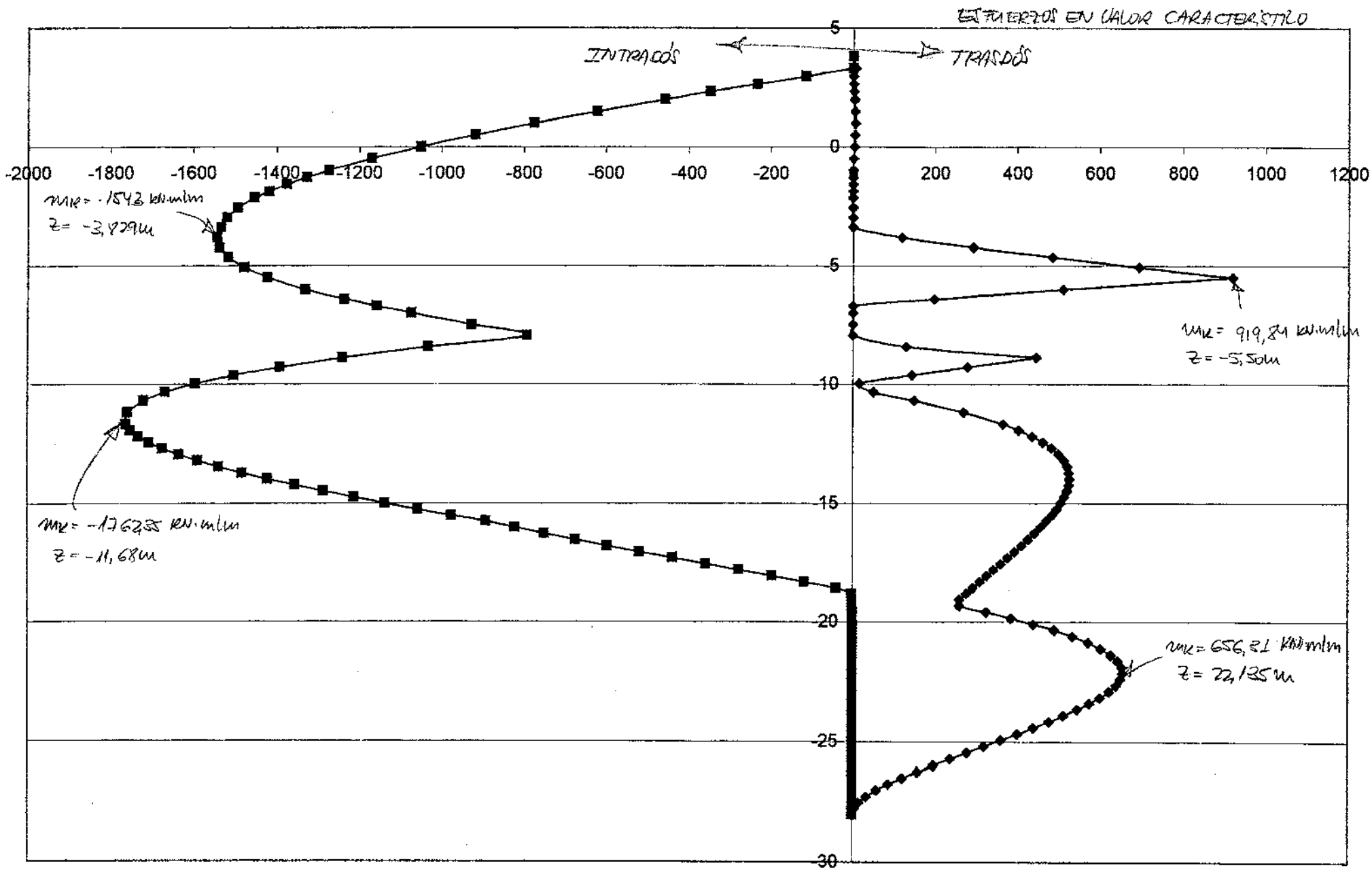
Se moviliza el 43,7% del empuje pasivo máximo en el trasdós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE EL TERRENO



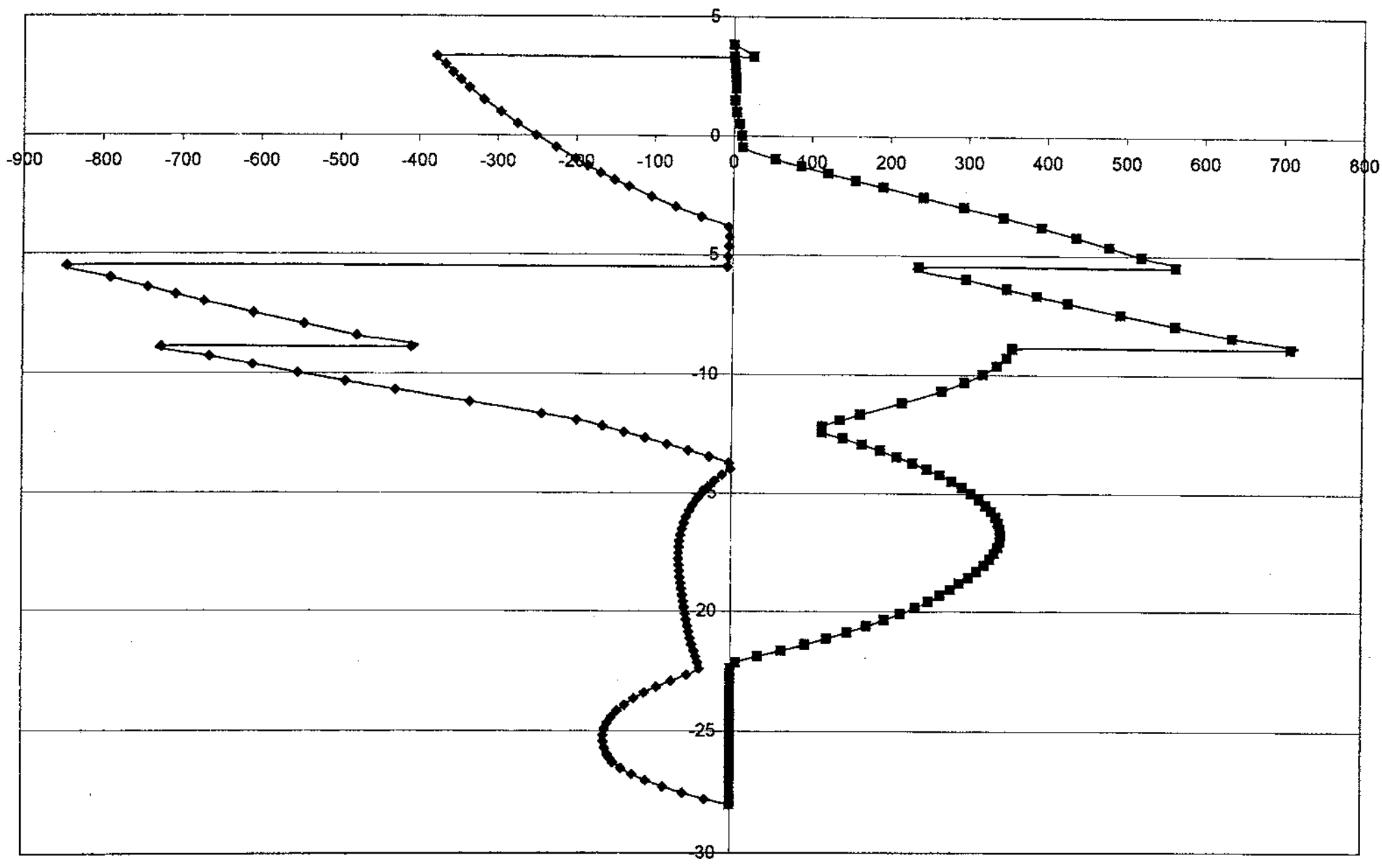
VER HOJAS EXCEL. (páginas siguientes)

ENVOLVI E DE MOMENTOS FLECTORES



P5HH RIDO
04/02/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES



P5HH RIDO
04/02/2004

NOTAS DE ARMADO

INTRADÓS

- Pto. de momento $M_{MR} = 1765$ KN.m/m

$M_d = 2647,5$ KN.m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

recubrimiento mecánico $\square = 0,17$ m ← (2 capas Ø32 + alarno en 3ª capa)

$A_s \geq 90,38$ cm²/m

En todo el batadu $A_s = 451,9$ cm²/m ← 5 Ø32/batadu

Caben en 2 capas — Bajo un poco el recubrimiento mecánico

- 2º pto. de momento $M_{MR} = 1543,0$ KN.m/m

$M_d = 2314,5$ KN.m/m

Dimensionamiento con programas BASIC

recubrimiento mecánico: $\square = 0,17$ ← (3 capas Ø32)

$A_s \geq 78,45$ cm²/m

En todo el batadu $A_s \geq 392,25$ cm²/m ← 4 Ø32 + 2 Ø25

- Cuantía mínima para evitar rotura frágil tras la fisuración

$A_s \geq 0,04\ A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \geq 0,04\ 1,00 \frac{25/1,5}{500/1,15} = 15,33$ cm²/m

En todo el batadu $A_s \geq 76,7$ cm²/m ← 10 Ø32 ó

16 Ø25

(M)

1ª reducción de armado (por abajo)

Momento último de 20 Ø25

$A_s = 20 \times 4,909 = 98,18$ cm²/batadu — $A_s = 19,64$ cm²/m

$U = A_s \frac{f_{yd}}{b} = 1964 \cdot 10^{-4}$ m²/m $\times 434,8$ MPa $= 0,8538$ MN/m

$d = U \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$ — $y = 0,0603$ m ($x = y/0,80 = 0,075$ m $= 0,08$ U)

$d = 1,00 - 0,10 = 0,90$ m

Mom. último

$z = d - \frac{y}{2} = 0,90 - \frac{0,0603}{2} = 0,8699$ m

$M_{Rd} = z \cdot U = 0,857 \times 0,8538 = 0,2327$ MNm/m

$M_{Rd} = 742,82$ KNm/m

En valor característico $M_{Rk} = \frac{M_{Rd}}{1,50} = 488,44$ KN.m/m

Se toma $M_R = 480$ KN.m/m a la cota $-17,00$ m.

A partir de esta pto. — anclaje + decalaje. Cota posicionamiento:

$l_{b\,\phi32,I} = 15 \cdot 3,2 = 153,6$ cm

total = 1,50 + 1,00 + 0,50 = 3,00 m

$d = 0,90$

$\delta = 0,50$

Los Ø32 dan vuelta hasta la cota $-17,0 - 3,00 = -20,0$ m

Momento último con 20 Ø25 + 30 Ø32

$A_s = 339,44$ cm²/batadu

$A_s = 67,89$ cm²/m

Se toma $\square = 0,121$ m — $M_{Rd} = 2257,62$ KN.m/m ($K = 0,231$ ← doble)

En valor característico $M_{MR} = 1505,1$ KN.m/m

(K)

Se tiene $m_k = 1500$ kN·m/m en $z = -8,50$m. A partir de este pto hay que anclar las Ø32

$l_{bas} + d + c$ ← anclaje + decalaje + error posicionamiento

total 3,00m

Las Ø32 deben llegar hasta $z = -13,50 - 3,00 = -16,50$m

Las Ø32 deben llegar hasta $z = -16,50$m

Longitud de solape de 1 Ø25 (HA-25)

$l_{b,Ø25} = 15 \cdot 2,5^2 = 93,75$ kN/cm² $\quad l_{b,Ø25} = 1,00$m

$l_0 = \beta \cdot l_{b,Ø25} = 2 \cdot 1,00 = 2,00$m

bases trabajando a tracción

Hacer anclar

momento último con 32 Ø 32 $\quad A_s = 257,24$ cm²/barra

$A_s = 51,47$ cm²/m

Recubrimiento $r = 9,11$ cm

$m_u = 1514,97$ kN·m/m

el valor característico $m_{u,k} = 1209,99$ kN·m/m

Si hacen $m_k \leq 1200$ kN·m/m para $z = -0,5$m

a partir de este pto anclaje + decalaje + casi recubrimiento Ø25

Las barras deben llegar hasta $-0,5 + 1,0 + 1,00 + 0,5 = 2,00$

= Las barras llegan hasta la cota +2,00m

TRASDÓS

- Pico de momento: $m_{UK} = 919,9$ kN·m/m = 920 kN·m/m

$m_d = 1370$ kN·m/m

Recubrimiento mecánico: $r = 0,06 + 0,11$m (1ª capa Ø32)

Dimensionamiento con programa PASI:

$A_s = 40,01$ cm²/m

En todo el trasdós $A_s = 220,05$ cm² ← 25 Ø32

- Reducciones de armadura

Mantener 4 barras de 30 Ø25 $\quad A_s = 147,27$ cm²/barra

$A_s = 29,454$ cm²/m

$m_u = 1094,71$ kN·m/m

En valor característico $m_{u,k} = 729,81$ kN·m/m

Se cubren el resto de momento

Se tiene $m_k \leq 720$ kN·m/m a partir de $z = -5,10$m y

$z \leq -6,00$m

a partir de este pto anclaje y decalaje anclar barras Ø32

(Control Boomy)

Se llevan las barras hasta $z = -5,20 + 3,00 = -2,20$m

Se llevan hasta la cota $z = 0,00$m

EXU CORTANTE

- $\tau_{k,max}$ = 944,2 kN/m²

τ_d = 1266,45 kN/m²

Dimensionamiento con programa RAO

recubrimiento mecánico r = 0,13m (en el máximo)

A_s = 30 Φ25 es la armadura mínima en esta zona

A = 48,252 cm²/m

A/t = 30,996 cm²/m ⇒ en 1,0m (= 31,0 cm²/m/m

Φ 5,0 m de ambos — A/t = 155,00 cm²/m

con 8 ramas Φ16 en planos ⇒ 0,15 = OK A/t = 167,57cm²

+ 1c Φ25 paramental

τ_R = 563,23 kN/m²

τ_d = 845 kN/m²

Dimensionamiento programa BASIC (r = 0,13)

A_s = 30 Φ25 A_s = 147,27 cm²/bateda A_s = 29,45 cm²/m

A/t = 19,14 cm²/m/m

En bordes de bateda: 95,7 cm²/m/m

Tanteando 8 ramas Φ16 a 0,15 — A/t = 107,75 cm²/m/m OK!

- τ_R = 2413,56 kN/m²

τ_d = 515,61 kN/m²

A_s = 20 Φ25 — A_s = 98,17 cm²/bateda A = 19,626 cm²/m

⟶ A/t 9,46 cm²/m/m — entre ej bateda A/t = 147,3 cm²/m/m

Tanteando 12 ramas Φ12 a 0,15 ⇒ 60,32 cm²/m/m OK!

(A)

NOTE BOOK

DIMENSIONAMIENTO ETE

Procedimiento constructivo P5 (Mayores cargas en los puntales)

P5HH $N_{k,puntal}$ = 1407,6 kN/m

P6HH $N_{k,puntal}$ = 881,0 kN/m

P62HH $N_{k,puntal}$ = 793 kN/m

N_d = 1407,6 kN/m × 1,50 × 2,50m = 5272,5 ≈ 5300 kN

Superficie de reparto del puntal 0,75×0,75 m²

A = 0,5625 m²

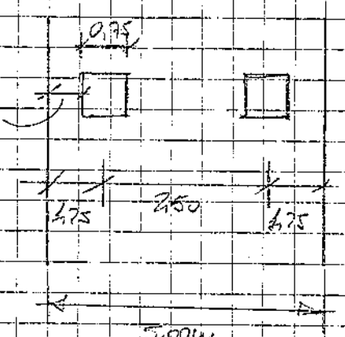
σ_R = 5300 kN / 0,5625 m² = 9422,22 kN/m² — σ_d = 3,94 MPa

σ_d = 9,42 kg/cm²

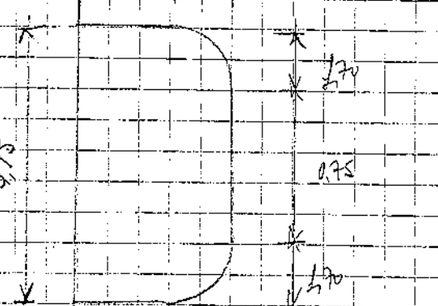
La tensión sobre el hormigón es baja !!!

Punzonamiento ETE

d = 1,00 − 0,15 = 0,85m



Perímetro crítico



u = 2π(1,60+0,95) + 1,624 = 8,734 m

total

(1)

NOTE BOOK

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{d,d}}{u_1 \cdot d} = \frac{5200\ kN}{8,2 \cdot 0,85} = 714\ kN/m^2$$

$\tau_{Sd} = 0,714\ MPa$

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

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

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y}$

en 3d. a través del cabezal

$A_{sy} = 129,17\ cm^2/ml \rightarrow \rho_x = 0,0129$

$A_{sy} = 2\ \phi 20\ c/15 = 41,89\ cm^2/m \quad \rho_y = 0,00419$

cuantía total $\rho_l = 0,00726$

$f_{ck} = 25\ MPa$

Sustituyendo valores

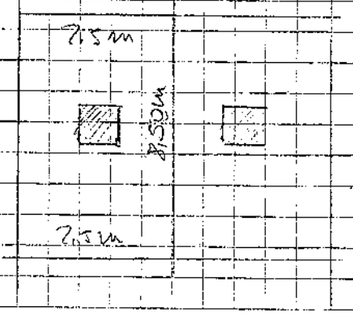
$\tau_{rd} = 0,12 \cdot 1,485 \cdot (100 \cdot 0,00726 \cdot 25)^{1/3} = 0,473\ MPa$

$\tau_{Sd} \geq \tau_{rd}$ — Hace falta armadura de punzonamiento

No se necesita armadura de punzonamiento cuando

$u = \frac{5200}{0,47 \cdot 0,85} = 13,2\ m$

→ Debe ser 10 m de altura



Comprobación:

$V_{Rd} = \frac{k \cdot u}{\xi}$

k_0 $u_1 = 15,00\ m$

$V_{Rd} = [0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \tau_{cd}] \cdot k_0 \cdot d \cdot \beta$

$\xi = 1,485$

$\rho_l = 0,00726$

$f_{ck} = 25$

$k_0 = 13,5\ m$

$d = 0,85$

$\beta = 1,0$

} Sustituyendo valores

$V_{Rd} = 2,833\ MN$

$V_{Sd} = V_{Rd} - V_{cu} = 5,2 - 2,833 = 2,367\ MN$

$A_{sr} \geq \frac{V_{sd}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{2,367}{2 \cdot 0,85 \cdot 400} = 72,56\ cm^2/m$

$s = \frac{4,5}{9} = 0,5\ m$

en cada plano: $72,56\ cm^2/m \times 0,5\ m = 36,28\ cm^2/plano$

En 2,5 m hay $\frac{2,5}{0,5} = 5$ planos

Con cercos $\phi 16$ hay $114,67\ cm^2/plano$ (OK!)

→ Se cubre adecuadamente

Si se toma $s = 0,5$ → en cada plano $A_{sw} \geq 10,29\ cm^2$

En este caso no hace falta cumplir el perímetro en este sentido bastaría con colocar con 2 cercos $\phi 20$ → 4 ramas $\phi 20$ por punta hay $12,57\ cm^2/plano$

→ Sí cumple

Cau Tunis 6 Febrero-2004

-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PG-

PARA CRUCE CON LA FEIXA LLARGA

PRESIONES DE AGUA S/ JESUS CARRERA

CON ACTUACIÓN PREVIO A TODA EXCAVACIÓN

Cau Tunis 4-Fb-2004

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PG PARA CRUCE CON CARACTERÍSTICAS DE LA FEIXA LLARGA

Se mantienen las presiones de agua definidas para J. Carrera, dado que no hay cambios en la cota de pie de pantalla, ni hay problemas de filtramiento.

FASES DEL PROCESO DE EJECUCIÓN

Teniendo en cuenta que se ejecutan las pantallas del cruce con la Feixa Llarga y después las del cruce con el colector

Plataforma de trabajo a la cota z = +3,20m

FASE 1: Ejecución pantallas

FASE 2: Achique de agua entre pantallas

FASE 3: Ejecución de la subcota

FASE 4: Clavo de fondeig y relleno hasta cota de fondeig z = +0,50m

FASE 5: Excavación en marina hasta z = -6,00m

FASE 6: Apuntalamiento provisional a la cota z = -2,00m y excavación hasta -7,60m

FASE 7: Excavación hasta CME y ejecución de la contrabóveda por bataches contrapeados = Fases 7 y 7' en el orden de avance de cada

FASE 8: Retirada de puntales provisionales

FASE 9: Fin del achique de agua + subida NT hasta z = +2,00

FASE 10: Efecto diferidos hormigón

→ Se calcula con R.D.D. — Archivo PG1 M.M. DD / PG2 M.M. RD (Los dos empezando de cálculo como en P2)

Can Tunis U-76-2004

Se procede al agua, capas en el trasdós y rigidez de cubierta, puntal y contrabóveda. Vol. de cálculo en el procedimiento constructivo P5

Se modelizan las dos suposiciones de la excavación por bataches. Una explicación detallada puede encontrarse en la Nota de Cálculo del Procedimiento constructivo P5

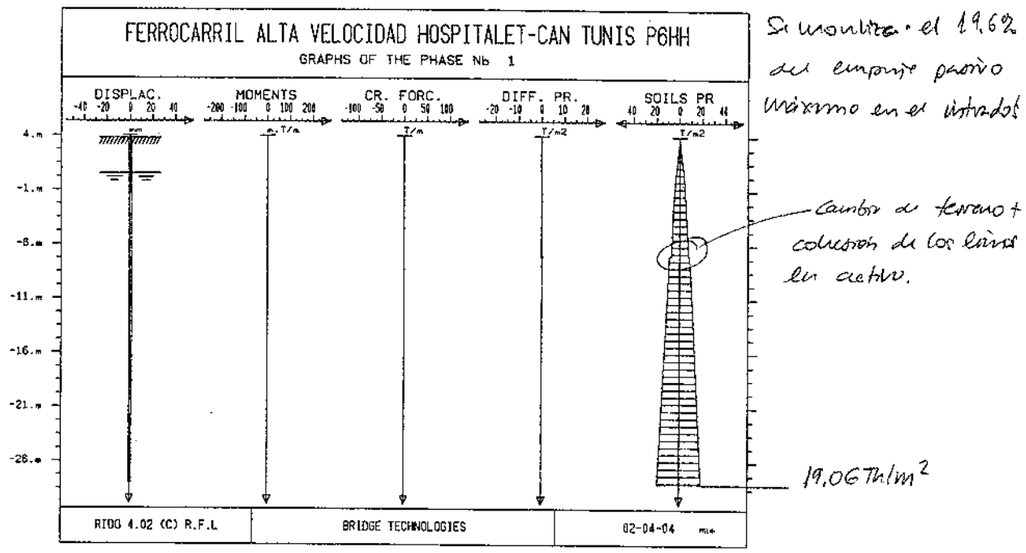

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P6HH  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P6 PARA CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* PRIMER SUPUESTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
3.8
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* 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) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1,1) 1 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400
CAL
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL EN -2.0m Y EXCAVACION HASTA COTA Z=-8.68m
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 60480
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION INTERMEDIA
* MODELIZACION 1 DEL EFECTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
COE -6.00 -11.5 2 0.5
ELA(1) -6.00 -11.5 0.5 0.5
ELA(2) -6.00 -11.5 0.5 0.5
LOA -6.00 -11.5 -6.5*2/3 -10.71*2/3
CAL
* ETAPA 7: EXCAVACION TOTAL CON SOLERA POR BATACHES
* EN ESTA FASE DE LA EXCAVACION SE CUENTA CON PARTE DE LA SOLERA
EJECUTADA
* SE DISPONE SOLO DE LA MITAD DE LA RIGIDEZ PROPIA DE LA SOLERA
EXC(2) -10.68
STR -8.88 2.0 0.0 0.0 130000
CAL
* ETAPA 8: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
```

```
STR(0,3)
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

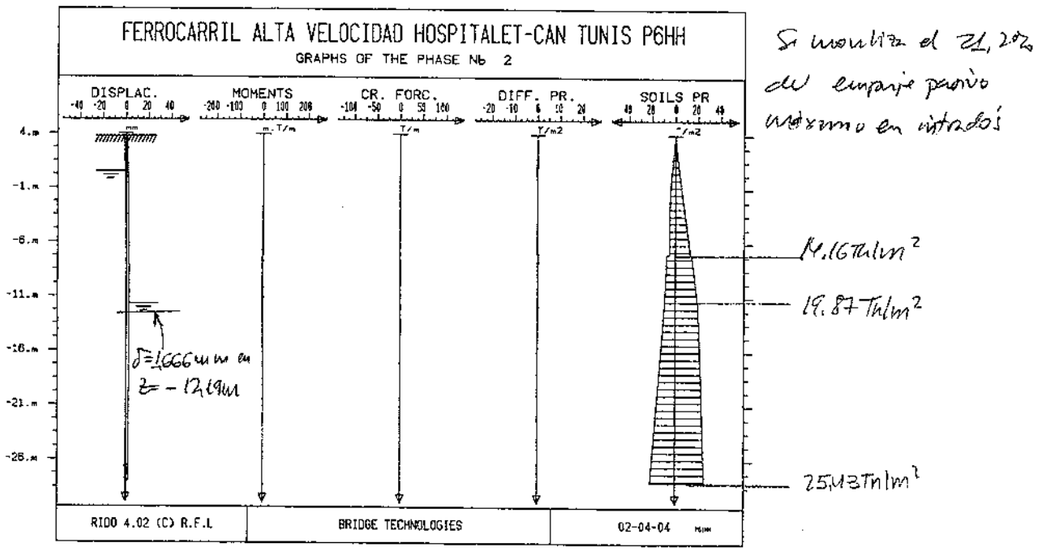
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P6 PARA EL CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN.

2º SUBTRAMO DE MODELIZACIÓN

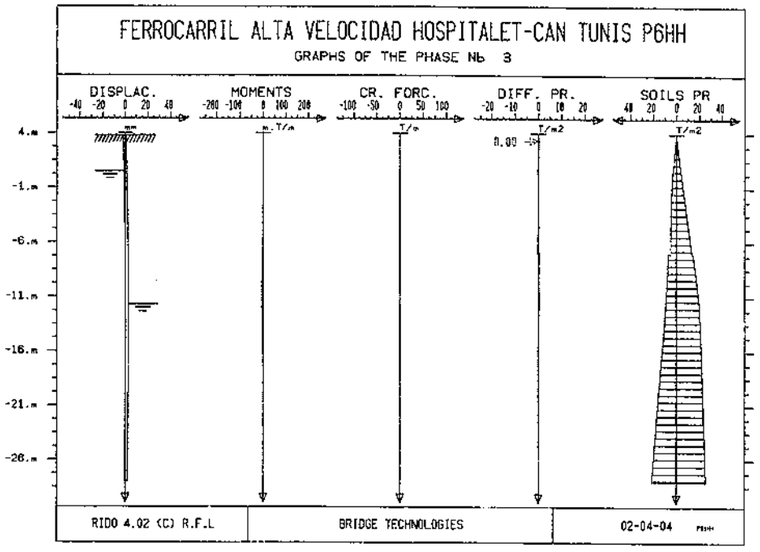
FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN

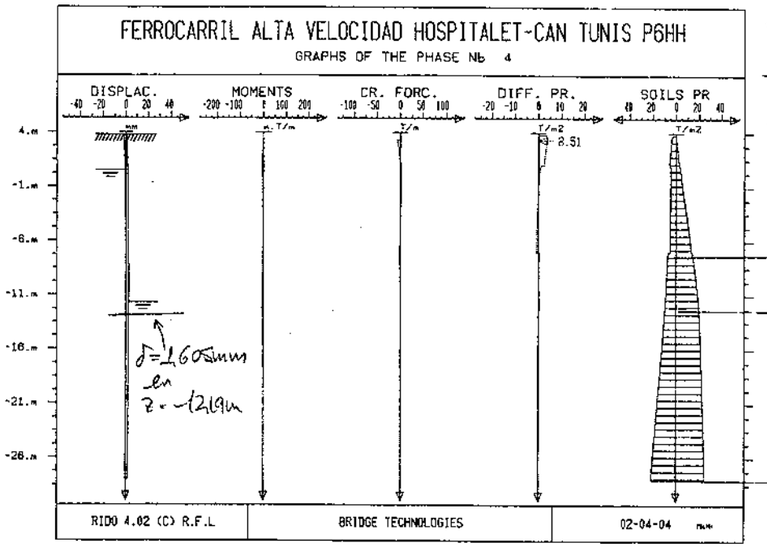


FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



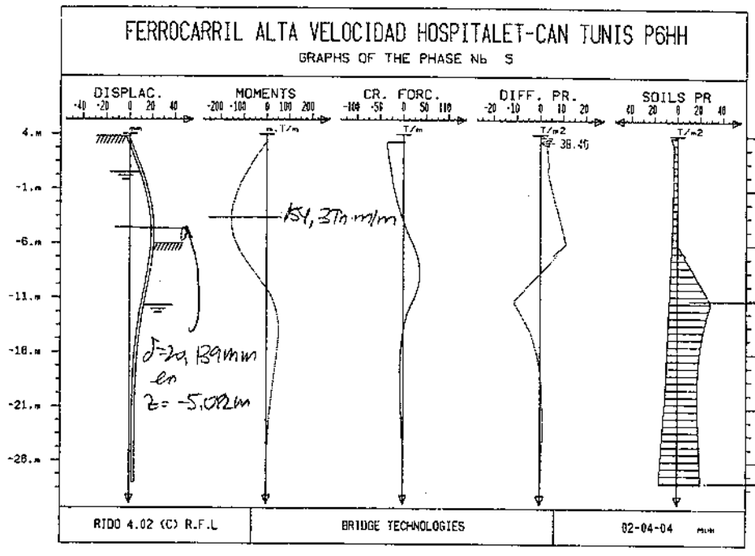
Idem anterior. Sólo aparece la cubierta, no hay cambios en deformadas ni presiones sobre el terreno

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



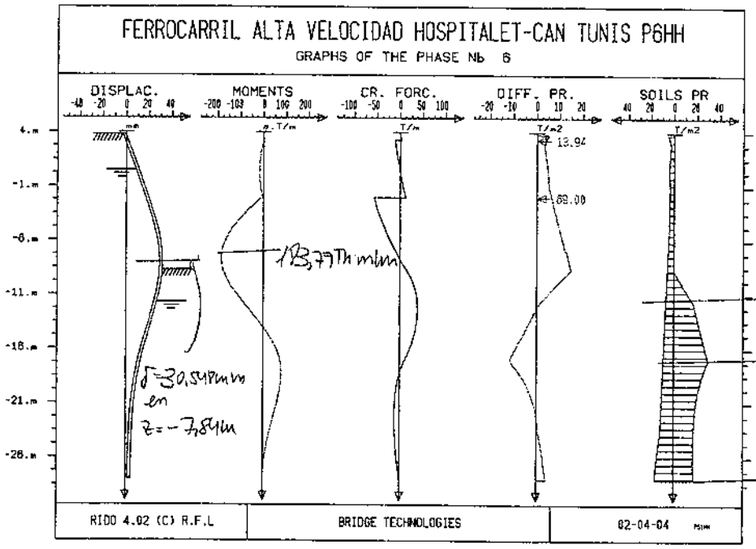
Se moviliza el 21,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA Z=-6.0m



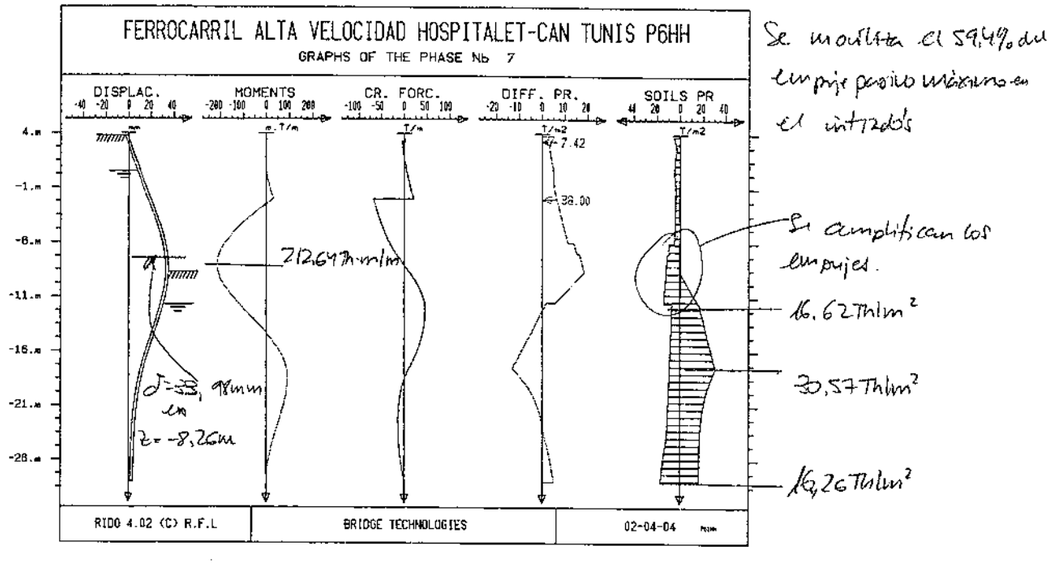
Se moviliza el 44,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: PUNTALES PROVISIONALES A LA COTA Z=-2.0m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m

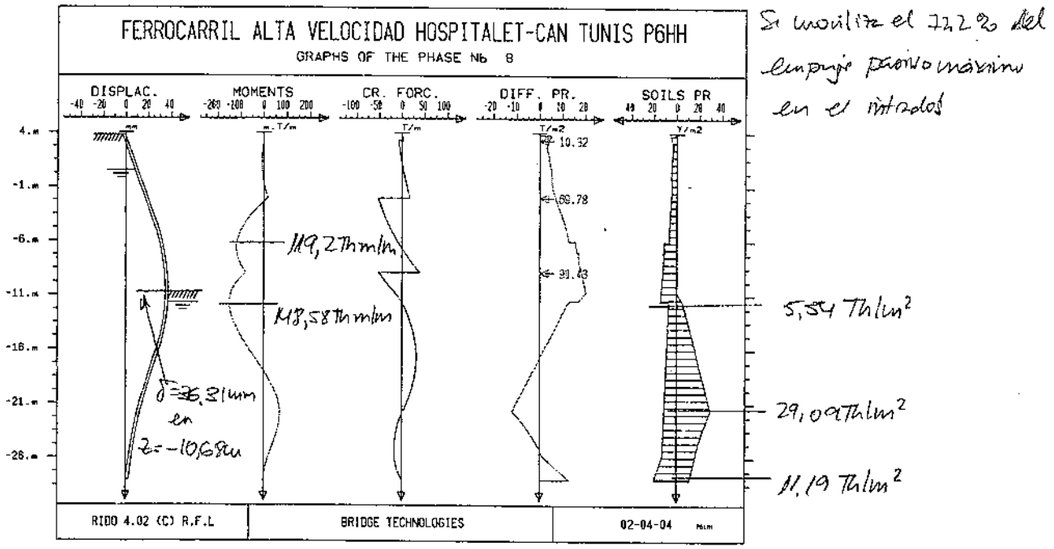


Se moviliza el 58,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

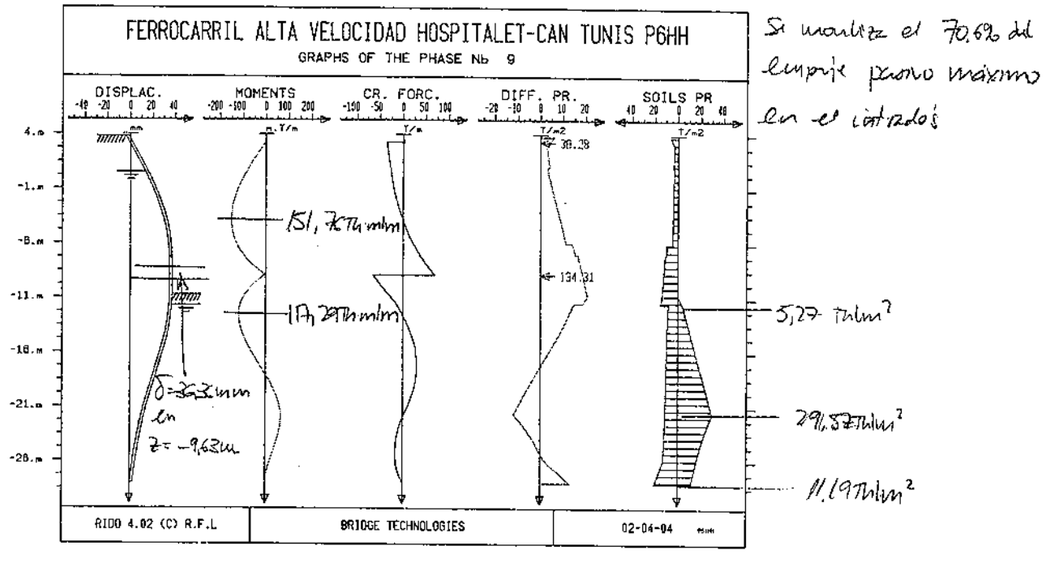
FASE 6: MODELIZACIÓN #1 DEL EFECTO DE EXCAVACIÓN POR BATACHES



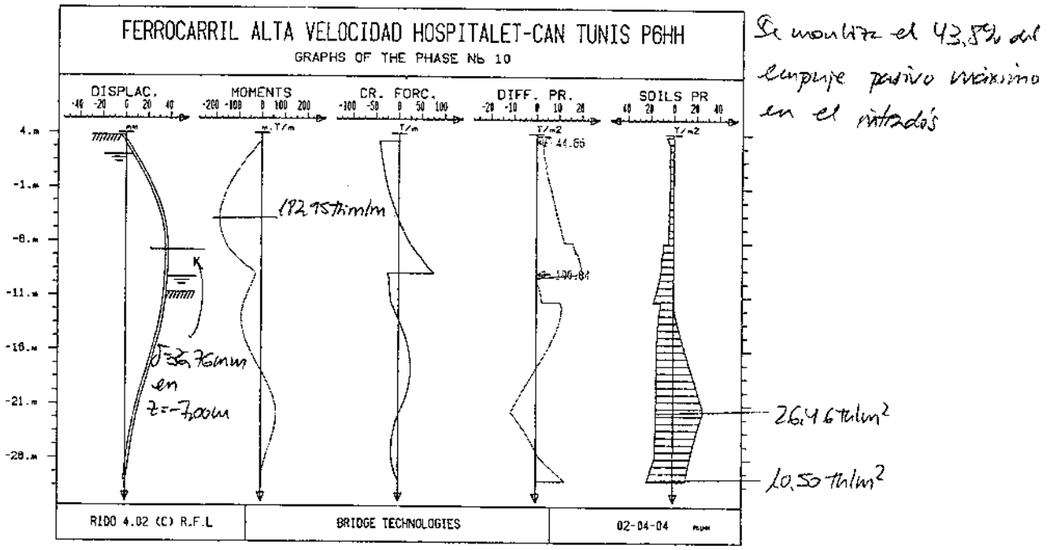
FASE 7: EXCAVACIÓN HASTA C.M.E. Y EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA POR BATACHES CONTRAAPEADOS



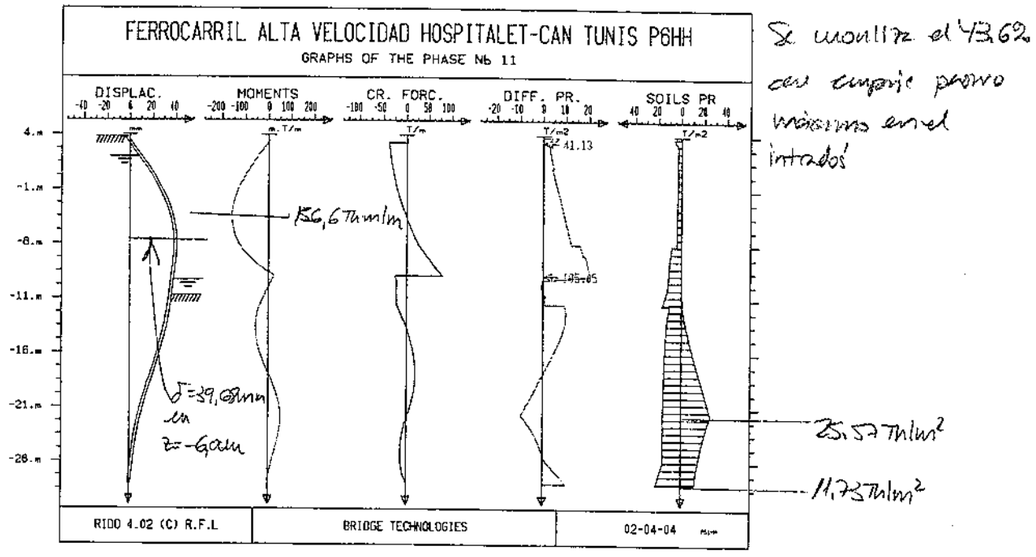
FASE 8: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



FASE 9: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA MÁXIMA DE MAREA

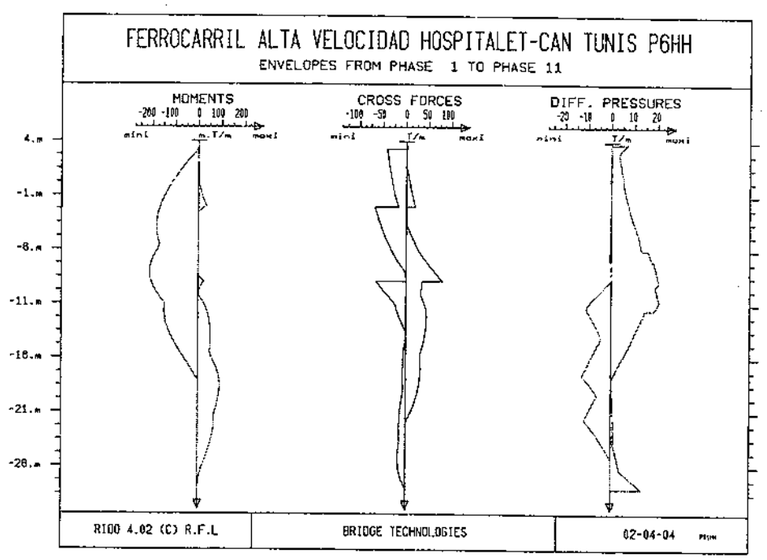


FASE 10: FLUENCIA



Se moviliza el 43.62 con empuje pasivo máximo en el trasdós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y RESULTANTES DE PRESIONES

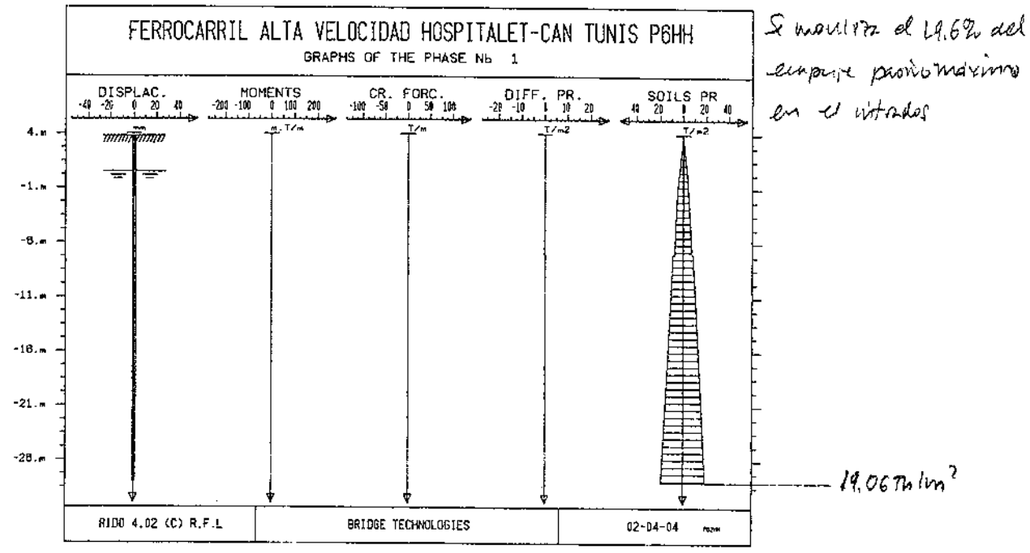



```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P6HH  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P6 PARA CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* SEGUNDO SUPUESTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
3.8
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* 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) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1,1) 1 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 1 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 1 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 1 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 1 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -7.0 7.5
WAT(1) -28.0 22.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 18.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400
CAL
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL EN -2.0m Y EXCAVACION HASTA COTA Z=-8.68m
* MODELIZACION 2 DEL EFECTO DE LA EXCAVACION POR BATACHES
STR -2.0 1.0 0.0 0.0 60480
COE -8.68 -11.5 1 0.5
EXC(2) -8.68
CAL
* ETAPA 6: EXCAVACION TOTAL CON SOLERA POR BATACHES
* EN ESTA FASE DE LA EXCAVACION SE CUENTA CON PARTE DE LA SOLERA
EJECUTADA
* SE DISPONE SOLO DE LA MITAD DE LA RIGIDEZ PROPIA DE LA SOLERA
EXC(2) -10.68
STR -8.88 2.0 0.0 0.0 130000
CAL
* ETAPA 8: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR(0,3)
STR -8.88 1.0 0.0 0.0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
```

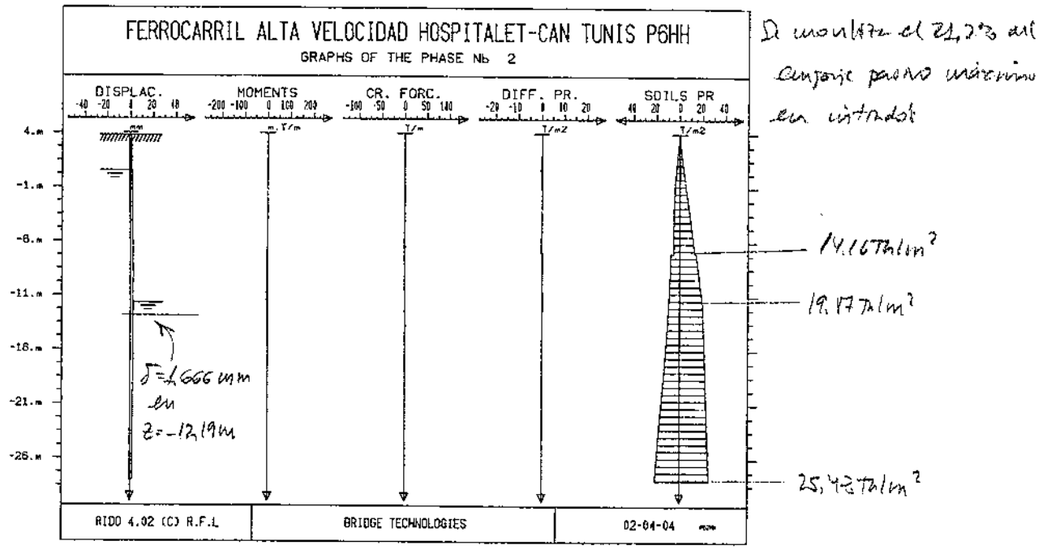
```
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -7.0 9.0
WAT(1) -28.0 24.0
WAT(2) -9.28 0 10.63
WAT(2) -28.0 24.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,4)
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

SEGUNDO SUPUESTO DE EXCAVACIÓN

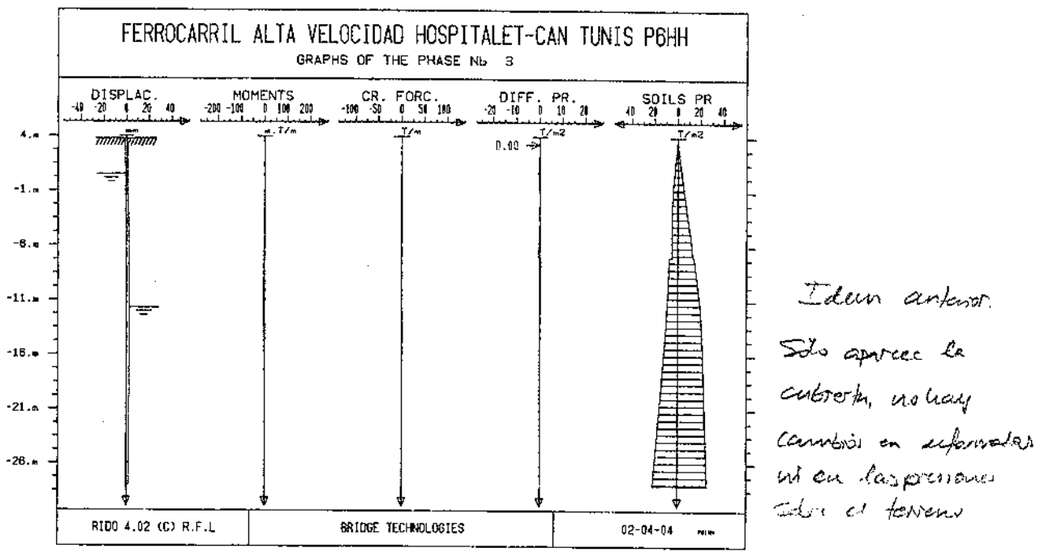
FASE 0: EXCAVACIÓN INICIAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN

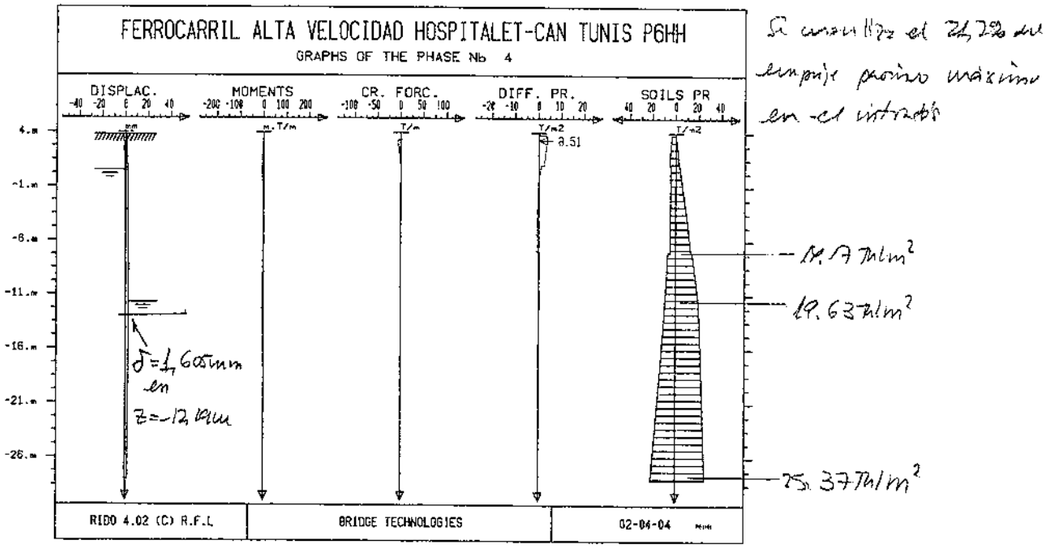


FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



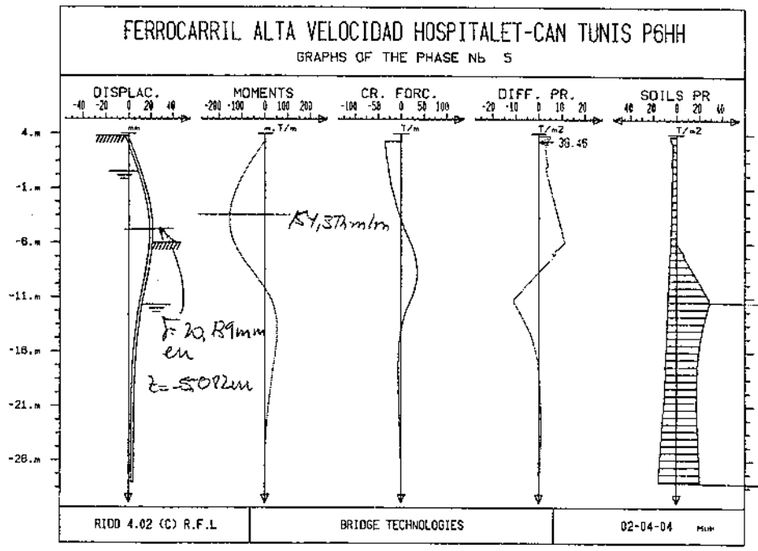
Idem anterior. Sólo aparece la cubierta, no hay cambios en deformadas ni en las presiones sobre el terreno

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



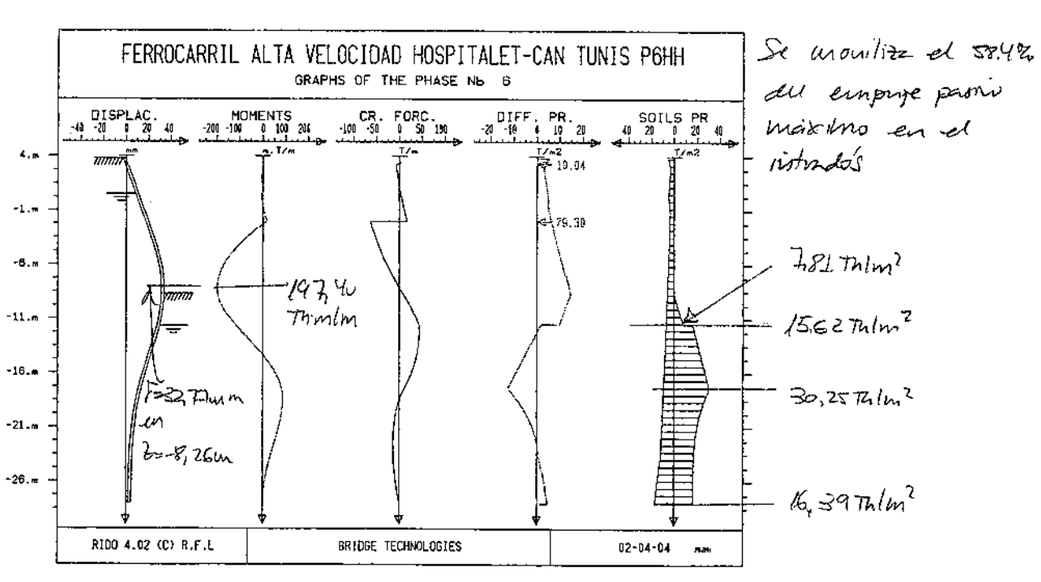
Se moviliza el 24,2% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA Z=-6.0m



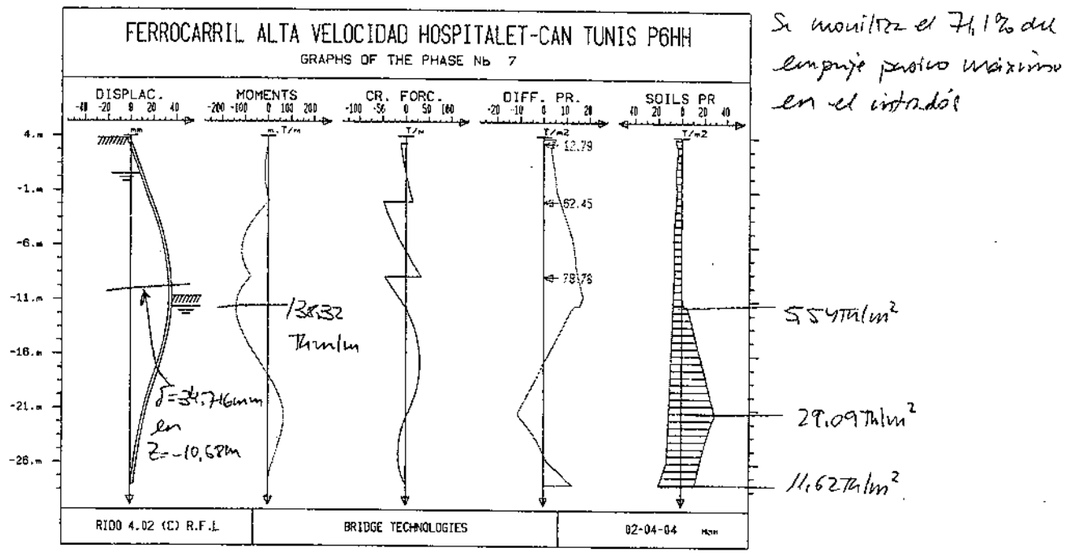
Se moviliza el 44,0% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 5: PUNTALES PROVISIONALES A LA COTA Z=-2.0m Y EXCAVACIÓN HASTA Z=-8.68m. MODELIZACIÓN #2 DEL EFECTO DE LA EXCAVACIÓN POR BATACHES



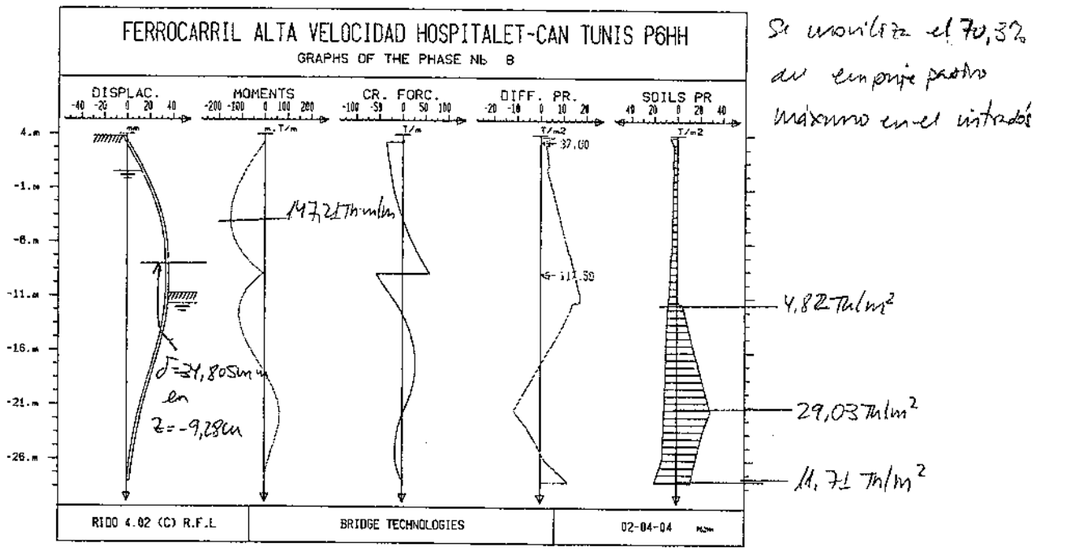
Se moviliza el 58.4% del empuje pasivo máximo en el trasdós

FASE 6: EXCAVACIÓN HASTA C.M.E. Y EJECUCIÓN DE CONTRABÓVEDA POR BATACHES CONTRAAPEADOS



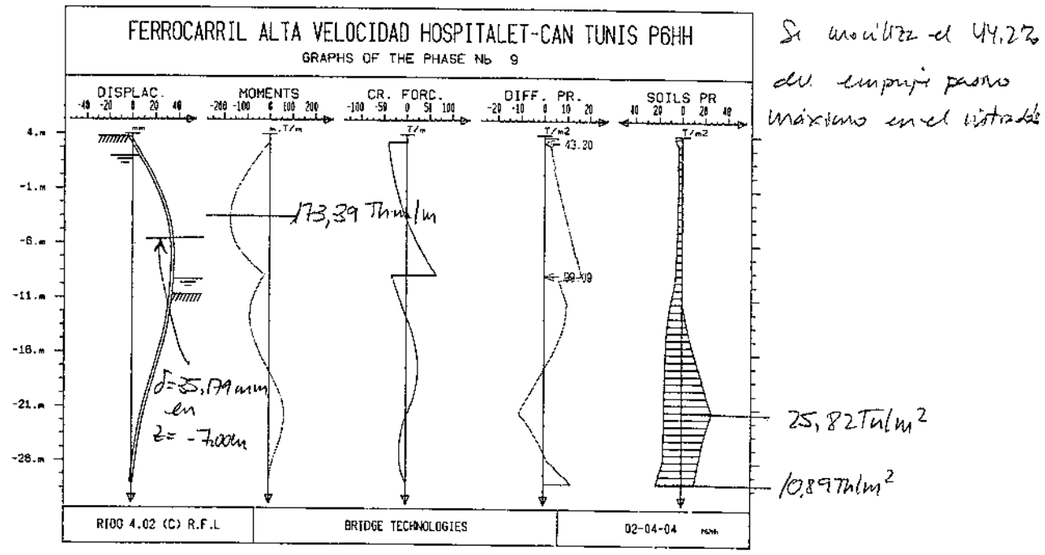
Se moviliza el 71,1% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



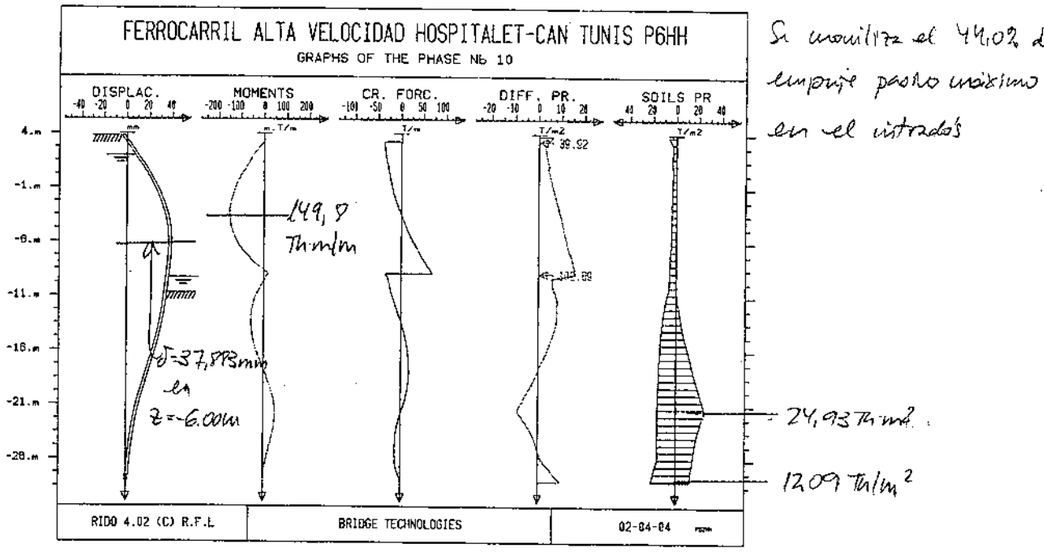
Se moviliza el 70,3% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 8: SUBIDA DEL NF HASTA COTA DE CARRERA MÁXIMA DE MAREA



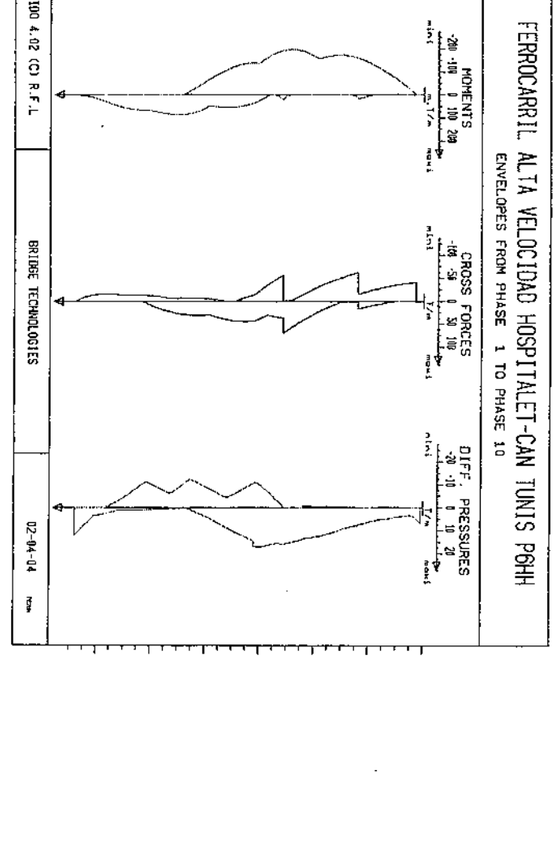
Se moviliza el 44,2% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 9: FLUENCIA

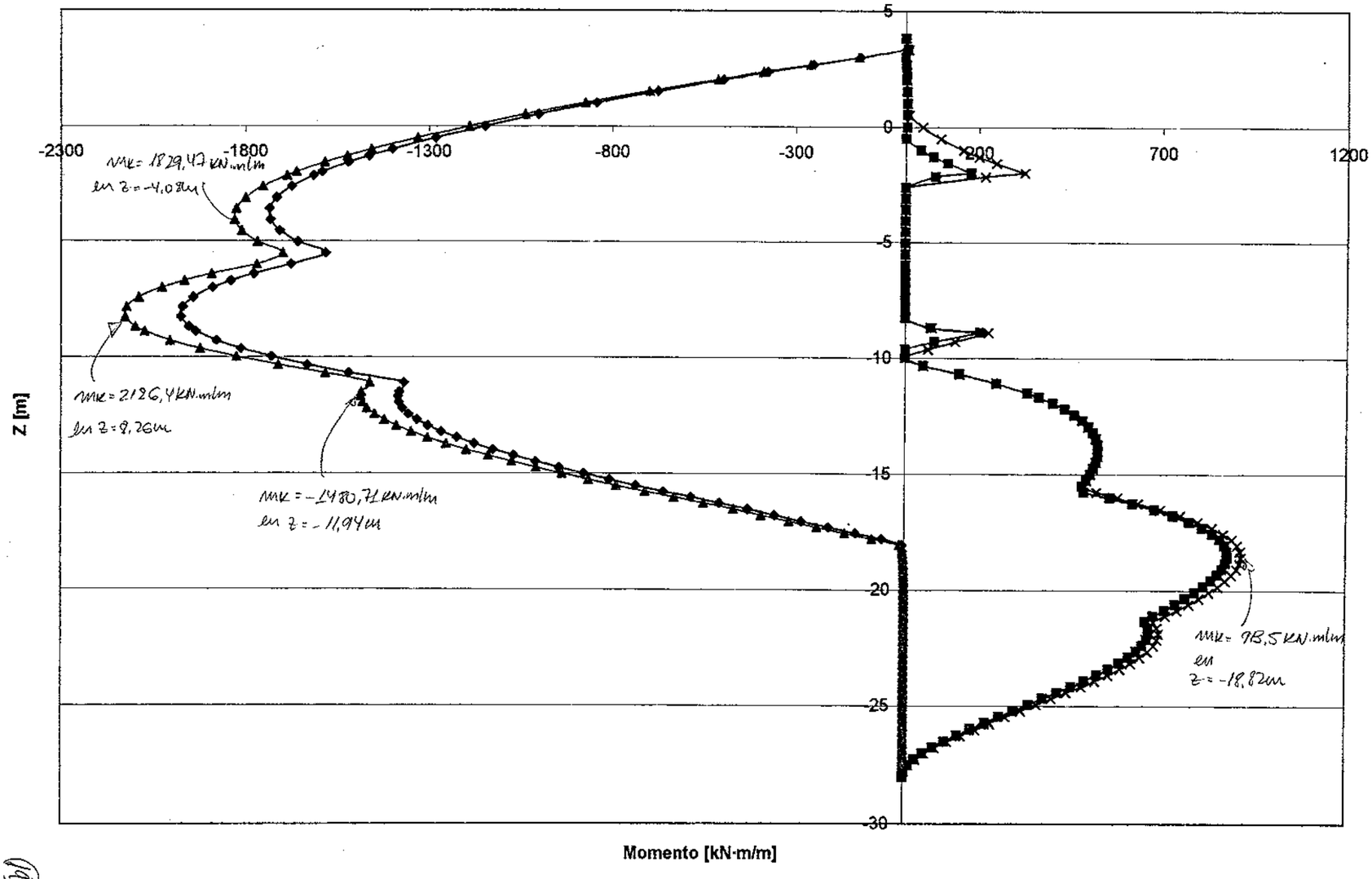


Se moviliza el 44,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y RESULTANTES DE PRESIONES

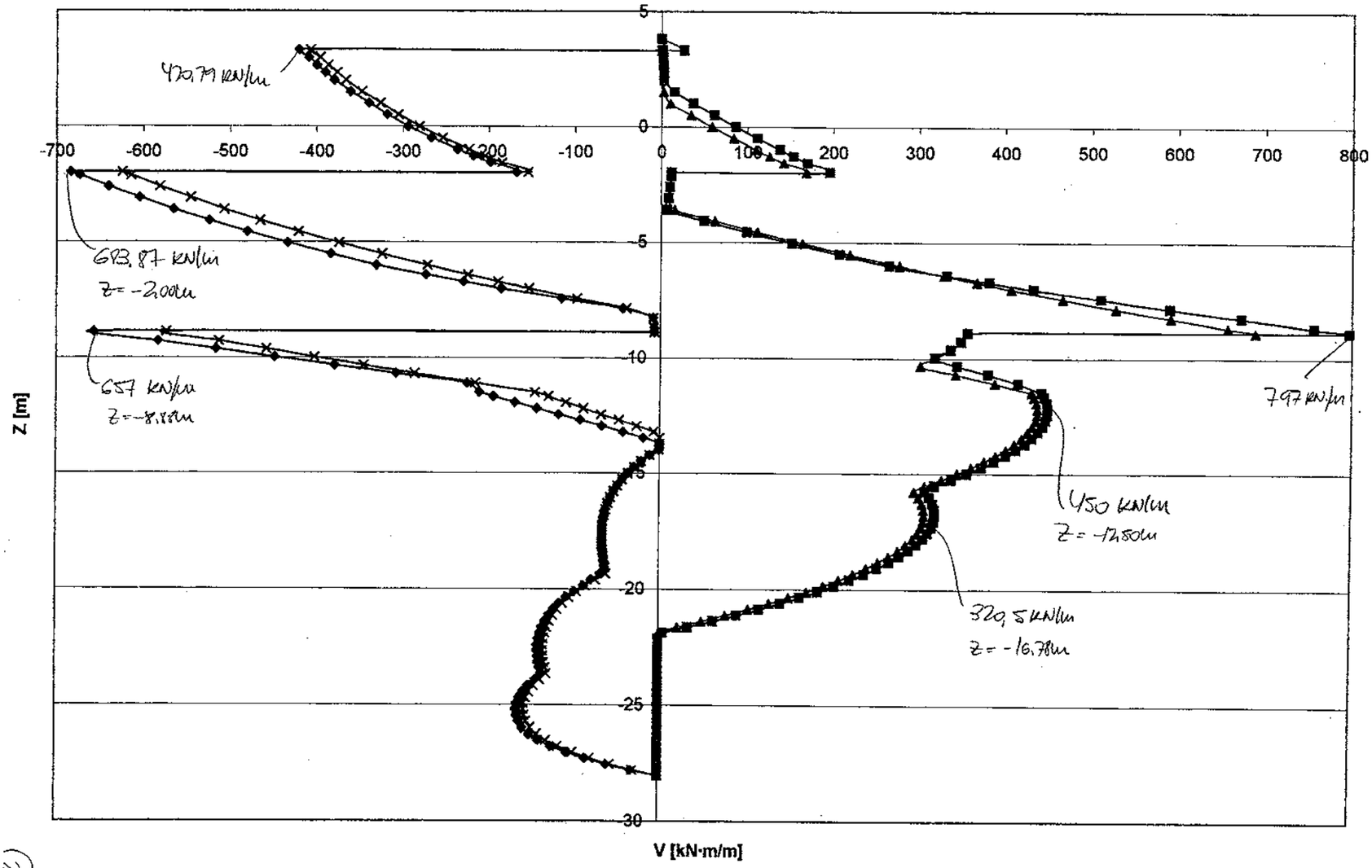


ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



P6HH RIDO
04/02/2004

E)LVENTE DE CORTANTES



P6HH RIDO
04/02/2004

Cam Ranch — 5-Feb-2004

NOTA: Se desprecia

- Pilar es suficiente → $V_{Rd} = 2126{,}5$ kN·m/m

$V_{Sd} = 1789$ kN·m/m

Despreciando momentos con polígonos pasa

recalculando excentricidad: $e = 0{,}15$ m ← (2 capas Ø32)

$A_s \geq 109{,}8$ cm²/m

En todo el betón → $A_s \geq 5490$ cm² → 60 Ø32

- Momento último con 2c Ø32 $A_s = 2094{,}8$ cm² (bottom)

$V_{Rd} = 1916{,}2$ kN·m/m

$A_s = 5780$ cm²/m

Ver valor característico $V_{máx} = 1277{,}5$ kN·m/m

$\sum$ Fext máx = 1275 kN·m/m con $Z = 0{,}4$ m y $Z = -13{,}7$ m

- Momento último con 20Ø 25 $A_s = 9817$ cm² (bottom)

$A_s = 1964$ cm²/m

$V_{Rd} = 7374{,}2$ kN·m/m

En valor característico $V_{máx} = 1490$ kN·m/m

$\sum$ Fext máx = 1490 kN·m/m para $Z = -16{,}25$ m (1 punto de

Calculo para — arcilla de Londres con $\phi = 30°$ y $c = 0$ kg/cm²

E_s = módulo elástico = 1/3 E_{cm}

- Armando ultimo con 36 ϕ25 + 32 ϕ32

As = 424,07 cm²/batache → As = 86,21 cm²/m (r = 0,15 m)

mu = 2705,5 KN·m/m

en valor característico mu,k = 1804 KN·m/m

Si tiene mu ≤ 1800 KN·m/m a partir de z ≤ -19,00 m

a partir de este pto hace falta que funcionen todos los ϕ32

los 32ϕ32 deben llegar hasta +6.00 - 13.00 m — Si llevan hasta -14,00 por seguridad de longitud de anclaje

- Armando ultimo con 32 ϕ25 + 36 ϕ32

As = 446,26 cm²/batache — As = 89,32 cm²/m (r = 0,15 m)

mu = 2768,76 KN·m/m

En valor característico mu,k = 1845,84 KN·m/m

Si tiene mu ≤ 1790 KN·m/m para z ≥ -6,00 m

A partir de este pto — anclaje + decalaje de las barras del ϕ32

Las barras deben llegar hasta -6,00 + 3,00 = -3,00 m

(llegan hasta -3,50 m + la de pol bruno)

- Armando ultimo con 36 ϕ32 As = 289,512 cm²/batache

Ac = 57,90 cm²/m (r = 0,11 m)

mu = 2015,0 KN·m/m

mu,k = 1340 KN·m/m

Si tiene mu ≤ 1340 KN·m/m para z ≥ -0,50 m

A partir de este pto anclaje y decalaje con los ϕ25

6,ϕ25 = 1,00 m; d = 1,02; Error procesamiento 0,50 — total 2,50 m

Las barras deben llevar hasta -0,50 + 2,50 = 2,00 m

→ Se llevan las barras hasta arriba - para garantizar disponer en la última hilada de cortante

NOTE BOOK

TRAMOS

- Cuantía mínima por cada cara del lado de tracción

As ≥ 15,32 cm²/m → 76,7 cm² batache

Se disponen 20 ϕ25

armando ultimo con 20ϕ25 As = 97,18 cm²/batache

Ac = 19,436 cm²/m (r = 0,11 m)

mu = 2754,28 KN·m/m

En valor característico mu,k = 1789,52 KN·m/m

Si tiene mu ≤ 1780 KN·m/m para z ≥ -13,50 m

A partir de este pto hace falta refuerzo

- Momento pico mu = 919 KN·m/m

md = 1375,5 KN·m/m

Armado con pasadores ϕ25 (r = 0,15 m)

As = 41,67 cm²/m

En todo el batache As ≥ 208,1 cm²/batache → 43 ϕ25 ó

30 ϕ25 + 14 ϕ32

Se disponen 43 ϕ25

Armado: 30 ϕ25 dobles barras mu = 1033,2 KN·m/m

En valor característico mu,k = 688,13 KN·m/m

Si tiene mu,k 680 KN·m/m para -16,5 ≥ z ≥ -23,00 m

A partir de este punto — anclaje + decalaje + con pasadores

Las barras dobles llevan deben llegar hasta -23,5 m

Longitud total 11,50 m — Se toman barras de 12 m

NOTE BOOK

ELU CORTANTE

· V_{max} = 797,13 kN/m ; A_s = 19,15 cm²/batache — A_s = 19,64 cm²/m

V_d = 1196 kN/m

Dimensionamiento con programa BARÍ (r = 0,05 m) → Recubrimiento mecánico

$A_{t/t}$ = 82,20 cm²/m/m

En todo el batache → 16,1 cm²/m

Se cubre con planos a 0,15 cm 8 ramas Φ20 (32)

Se cubre esta ordenanza desde z = -1,00 hasta z = -11,00 m

· V_d = 450 kN/m/m ; A_s = 29,45 cm²/m

V_d = 675 kN/m/m

→ $A_{t/t}$ = 14,03 cm²/m/m — Cos: con A_s = 19,64 cm²/m $A_{t/t}$ = 15,05 cm²/m/m → Se cubre con 8 ramas Φ16 a 0,15

→ En todo el batache $A_{t/t}$ = 20,15 cm²/m

→ Se cubre con 8 ramas Φ16 a 0,15

· V_d = 320 kN/m/m ; A_s = 29,45 cm²/m

V_d = 480 kN/m/m

→ $A_{t/t}$ = 7,66 cm²/m/m

→ En todo el batache $A_{t/t}$ = 20,3 cm²/m

Se cubre con 8 ramas Φ12 a 0,15

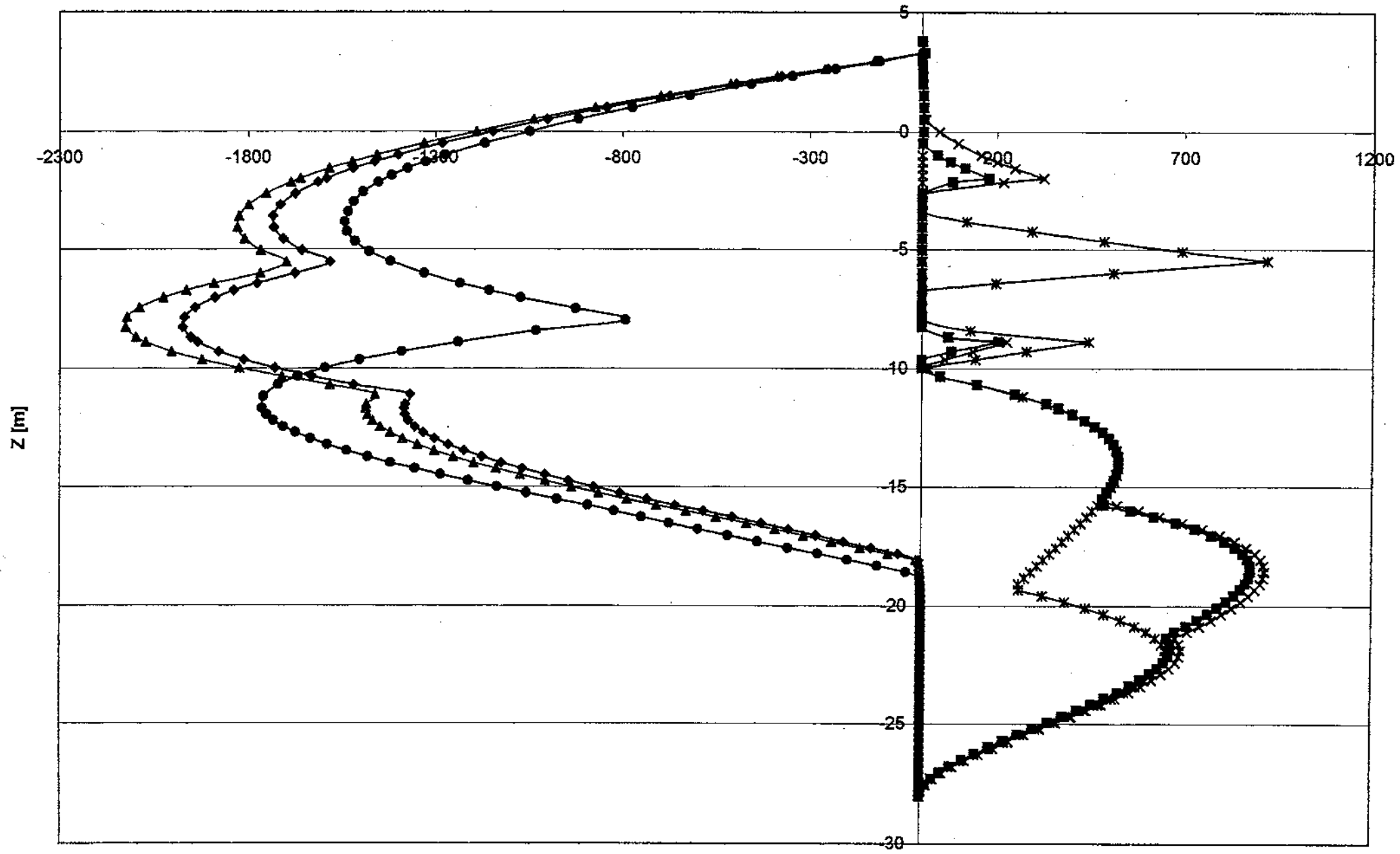
(24)

NOTE BOOK

ENVOLVENTE DE ~~AS~~ y PG PARA EL CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA

NOTE BOOK

ENVOL ITE DE MOMENTOS FLECTORES



ENVOLVENTE P5-P6
06/02/2004

ENVOLVENTE DE CORTANTES

ENVOLVENTE P5-P6
06/02/2004

-EN VOLVENTE PS y PG-

NOTAS DE ARMADO

INTRADOS

- Pico de momento $m_{NK} = 2126,5$ KN·m/m

$m_d = 3190$ KN·m/m

Dimensionamiento con programas BASE

Recubrimiento mecánico $r = 0,15$ (2 capas Ø32)

$A_s \geq 109,6$ cm²/m

En todo el batache $A_s \geq 5490,0$ cm² → 60 Ø32

- Armado mínimo 20 Ø25 — Se disponen 25 Ø25 para poder subir

Momento último con 25 Ø25 las barras

$A_s = 122,73$ cm² / batache

$A_s = 24,545$ cm²/m ; $r = 0,11$ m

$m_{UN} = 909,62$ KN·m/m

En valor característico $m_{K,UK} = 600,4$ KN·m/m

Se tiene $m_K \leq 606$ KN·m/m para $z \leq -16,75$ m (a partir de este pto anclaje + decalaje de 60 Ø32

$l_{b,Ø32} = 1,8$ m — Total: $1,50 + 11,00 + 0,50_{\text{error apuntamiento}} = 13,00$ m

Las barras deben llegar a -19,75 m. Se hacen llegar hasta $z = -19,50$ m

- Momento último con 34 Ø32 + 36 Ø25

$A_s = 450,152$ cm²

$A = 90,151$ cm²/m (r = 0,15 m)

$m_{UN} = 2786,5$ KN·m/m

$m_{UN,K} = 1857,7$ KN·m/m

Se tiene $m_K = 1850$ KN·m/m para $z \leq -10,00$ m — A partir de este pto = anclaje + decalaje de las Ø32

- Del pie hasta arriba se tiene que PG = Pared exterior del mismo armado

- Momento último con 36 Ø32 $A_s = 289,512$ cm²

$A_s = 57,90$ cm²/m (r = 0,11 m)

$m_{UN} = 2015,0$ KN·m/m

En valor característico $m_{UN,K} = 1343,3$ KN·m/m

Se tiene $m_K = 1340$ KN·m/m para $z = -9,50$ m

A partir de este pto anclaje + decalaje del refuerzo, de las Ø25 — $l_{anc} + l_{bot} + 0,50 = 25$ — Se llevan las barras hasta arriba

- Momento último con 26 Ø32 + 32 Ø25 (r = 0,15 m)

$A_s = 446,6$ cm² ← Batache

$A_s = 89,32$ cm²/m

$m_{UN} = 2924,14$ KN·m/m

En valor característico $m_{UN,K} = 1949,0$ KN·m/m

Se tiene $m_K = 1940$ KN·m/m para $z = -6,00$ m a partir de este pto — anclaje + decalaje de las Ø32 — Deben llegar hasta $-6,00 + 3,00 = -3,00$ — llegan hasta -3,50 m — Se da por bueno

Can Tunis 6-Feb-2004

TRASDÓS

- Cuantía mínima para evitar cortar fácil fase de fisuración

$A_s \geq 15,33 cm^2/m \rightarrow 76,7 cm^2/batada$

Se disponen 25 ϕ25 corridos en toda la altura.

Momento último con 25ϕ25

A_s: 122,73 cm^2 ; A_c = 214,545 cm^2/m Recubrimiento mecánico r = 9,11cm

m_d = 909,62 KN·m/m

En valor característico $m_{d,K}$ = 606,41 KN·m/m

Se tiene m_{adm} = 600 KN·m/m para $z \leq -23,50m$

para $-16,0 \leq z \leq -6,00m$

para $z \geq -4,50m$

A partir de estas ptos son necesarios los refuerzos.

- Bajo fase el pantal m_K = 719,71 KN·m/m

m_d = 1380 KN·m/m

Dimensionamiento con programa BASIC

$A_c \geq 4229 cm^2/m$

A_c = 211,45 cm^2 / batada → 20 ϕ25 + 2 ϕ25 ó 30 ϕ20

Se disponen 20 ϕ32

- Bajo en fondo Losa C.H.E m_K = 720 KN·m/m (Igual que el pilo superior)

→ Se disponen 30 ϕ32 corridos en toda la altura salvo en el tramo superior, a partir de $-4,50 + 2,50 = -2,00m$

NOTE BOOK

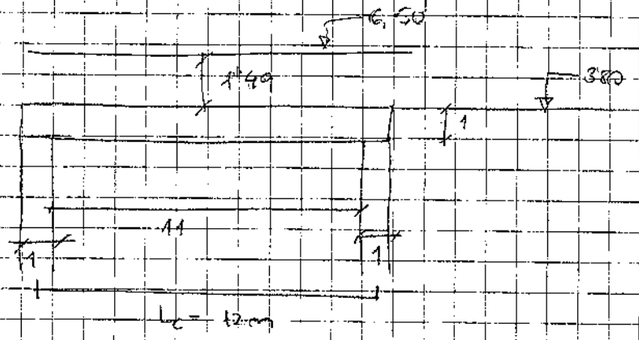
Can Tunis 11-Febrero-2004

CUBIERTA DEL TRAMO DE GRUCE CON LA CARRETERA DE LA PEÍXA LARGA

NOTE BOOK

COBERTES DEL DESVIAMENT DE LA FEIXA LLARGA

Consisteix a vuit trams de coberta del tipus tipus, diferent de les zones d'execució.



DIMENSIONAMENT DE LA COBERTA

- La coberta es fara mitjançant un atir feut servir el terreny com a encofrat

MATERIALS

Formigó H-25

f_{ck} = 25 MPa

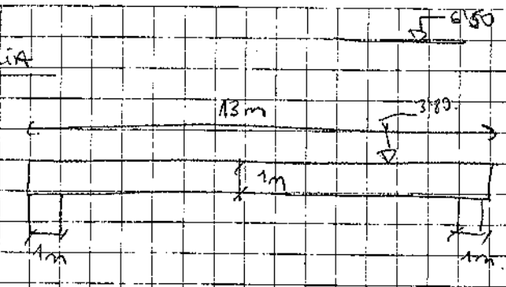
$E_c = 8500\sqrt[3]{f_{cm}} = 8500\sqrt[3]{28+8} = 27264'04$ MPa

Acer B-500-S

f_{yk} = 500 MPa

f_{yd} = 434'8 MPa

GEOMETRIA



En la coberta la flexió és molt similar a la flexió alimentada

⇒ dimensionarem sota hipòtesis de deformació plana, la flexió transversal, donat, la calcularem per metre lineal

Accions → pes propi g_1 = 1 m²/m × 25 kN/m³ = 25 kN/m

→ pes del terra g_2

γ = 20 kN/m³

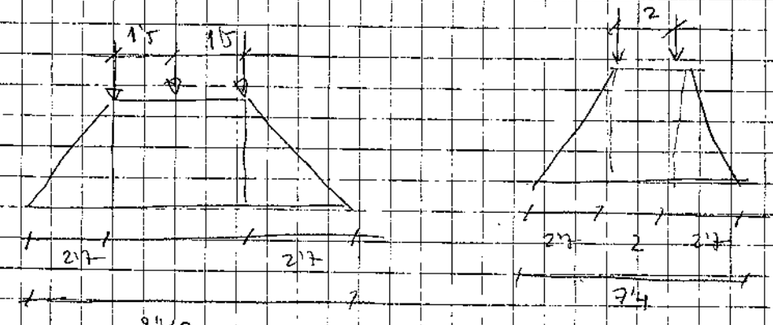
h = 2'7 m

g_2 = 54 kN/m

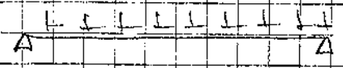
* Sobrecàrrega IAP (tandem tren de vehicles)

q = 4 kN/m²

Q = 600 kN



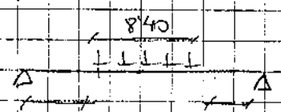
A_{total} = 8'40 × 7'40 = 62'16 m² ⇒ $Q_q = \frac{600}{62'16} = 9'65$ kN/m²



$q_d = 1'35 \cdot 25 + 1'5 \cdot 5'4 + 1'5 \cdot 4 = 120'75$ kN/m

$m_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{120'75 \cdot 12^2}{8} = 2173'5$ kN.m

El màxim moment s'obtindrà situant el camió en centre de llum:

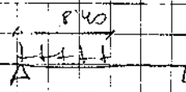


$q = 9'65$ kN/m²

$M_d = 137'22$ kN.m $1'5 = 205'83$ kN.m

$\Rightarrow M_{d\,tot} = 2379'33$ kN.m $\rightarrow A_s = 66'71$ cm²

El màx tallant



$q = 9'65$ kN/m²

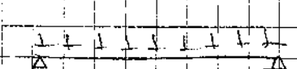
$V_d = 1'5 \cdot 52'69$ kN $= 79'035$ kN

$V_{d_t} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{120'75 \cdot 12}{2} = 724'5$ kN

$\Rightarrow V_d = 803'535$ kN

$\rightarrow A_{sw} = 13'47$ cm²/ml

Com que la càrrega distribuïda del camió $q < 10$ kN/m² per estar de la banda de la separació ha calcularem tot.



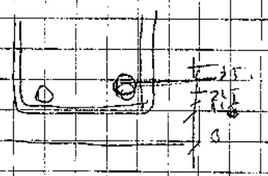
amb q la hipòtesi que $q = 10$ kN/m² distribuïda al llarg de tota la biga

$q_d = 1'35 \cdot 25 + 1'50 \cdot 10 + 1'5 \cdot 4 + 1'5 \cdot 4 = 135'75$

$\Rightarrow M_d = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{135'75 \cdot 12^2}{8} = 2443'5$ kN.m/m

Dimensionament amb el programa BASIC

Recobriment mecànic $r = 0'0835$ (Recub. aparent 3 cm)



$A_s \geq 72$ cm²/m

$15\phi 25$ /ml

$\Rightarrow$ Es proposen els esperons de 2 en 2 $\Rightarrow$

$\phi 25$ cada 13 cm per cm

Dimensionament ELU tallant

Aquest es realitza a 1 cantell útil (a l'eix del reforçament del costat capat)

$V_d = q_1 \left(\frac{1}{2} - d\right) = 135'75 \left(\frac{12}{2} - 0'4165\right) = 757'96$ kN/m

$d = h - r_{recub} = 1{,}00 - 0'0835$

$V_d = 757'96$ kN/m

$A_s = 15\phi 25$ /ml $\rightarrow A_s = 73'63$ cm²

Dim en Basic

$A_{sw} = 12'27$ cm²/ml

$r = 0'0835$

Si disposen 2 plans d'armadura cada metre

→ $A_{s,eff} = 6'137\pi\ cm^2$ en cada pla

⇒ Ac φ10 a 0'20

Despreciem la última biela a l'extrem

$T_d = 135'75 \cdot \frac{12}{2} = 814'5\ kN/m$ → en l'eix de recolzament,

de la banda de la repartida

$T_d = T_1 = 814'5\ kN/m$

$A_s \geq T_d / f_{yd} = \frac{0'814}{400} = 20'36\ cm^2/m$

(Es col·locaria sobredimensionat amb l'armadura [c] disposada).

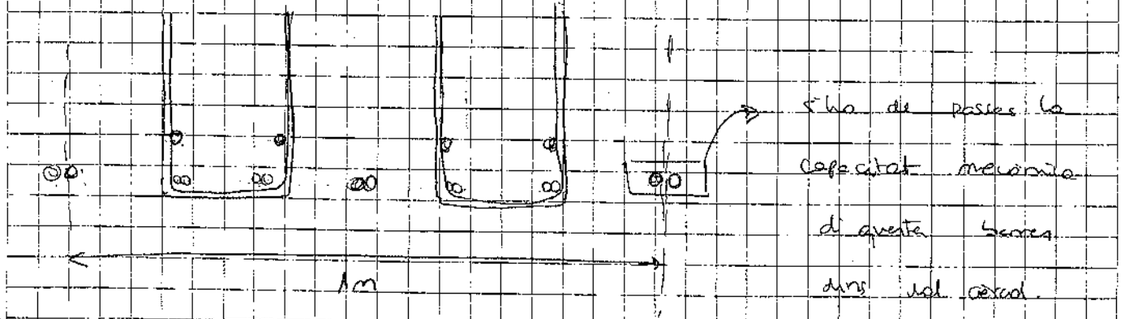
ARMADURA TRANSVERSAL

- Quantia mínima de l'EHE (com a llosa)

$w \geq 1'8\ ‰$

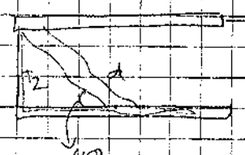
$A_c = 1\ m^2/m \rightarrow A_s \geq 18\ cm^2/m$

$A_s \geq 9\ cm^2/m$ en cada cara → φ16 a 0'20



5 ho de passes la capacitat mecànica d'aquesta biela dins del cercol.

En planta



Capacitat mecànica a tranmetre

$A_s = 2\ \phi 25$ → $T_d = 2 \times 4'909 \times 10^{-4} \cdot 434'78 = 0'4268\ MN$

Espai per on la transmissió (distància amb la llei de moment màxima) $l = 6{,}00\ m$

→ Recorrent $S_d = 0'4268 / 6{,}00\ m =$

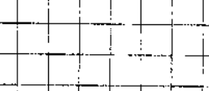
$S_d = 0'071\ MN/m$

$A_f \geq \frac{S_d}{f_{yd}} = \frac{0'071}{400} = 1'778\ cm^2/m$ → Es col·loca amb la quantia mínima

Espaiament de la biela comprimida

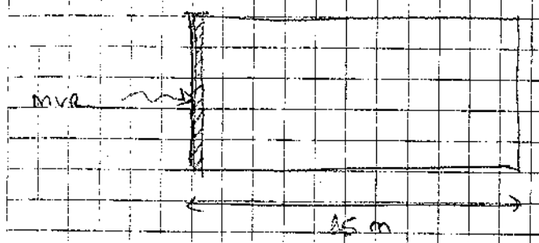
$S_L = 0'5 \cdot l_{bd} \cdot h_o$

5 l'aprox $h_o = 0'109\ m$



$S_L = 0'5 \cdot \frac{25}{15} \cdot 0'109 = 0'0983\ m/m \rightarrow$ $S_d \leq S_L$ OK!

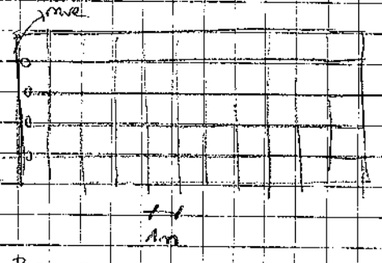
EFECTE DEL REVOLTAMENT DE LA COBERTA AL MVR



Farem un encastellat per veure l'efecte del mur i fins on arriba...

1) Geometria

Farem un encastellat amb bandes de 1m de longitud



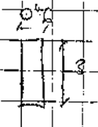
→ Posarem el mur al final

i articularem les bandes, que està recolzada a ell

Bandes

⇒ $A = 1\,m^2$ $I_x = I_y = 0'08333\ m^4$ $J = 0'0417\ m^4$

MVR



$A = 1'8$ $I_x = 1'35\ m^4$ $I_y = 0'054\ m^4$

2) ACCIONS

i) pes propi: $\gamma = 27\ kN/m^3$ → automàtic en el SAP

ii) pes de la teulada → $5'4\ kN/m = cp$

iii) SC → $q = 4\ kN/m$

$Q = 50\ kN/m$ (banda recolzada) → $q + Q = 14\ kN/m$

3) DIMENSIONAMENT

↘ Lat flexió transversal de la biga, dominem-la a manera que els aportem a la zona del mur, però pel la banda de la esquerra la deurem igual

↘ El tallant dominem al apropar-se al mur però aprenem tallant longitudinal ⇒

A 1m del mur

→ $V_{d\,trans} = 317'32\ kN$

$V_{d\,long} = 105'63\ kN$ } Seccio prou recolz.

Indrin el màxim $V_{d\,long}$ (a 1m de la transversal) = 300'66 kN

màx $V_{d\,trans} = 434'52\ kN$ (a 2m del mur)

⇒ $V_{d\,tot} = 741'18\ kN < V_{rd\,cela} = 757\ kN$

(i aquests fins a és molt segur, no es donen al mateix lloc, ajunts tallants màxims!)

⇒ Armadura a tallant disposada és SUFICIENT (OK!)

↘ Flexió longitudinal

marcarem és la flexió longitudinal que aprenem la cobana amb armadura disposada $\phi 16$ a 0'20 → $A_s = 10'07\ cm^2$

En la barra de centre de llum (transversal) la flexió longitudinal és màxima

$M_d = 568'74$ KN·m

→ Programa BASIC → $A_{s,nec} = 14'8$ cm² > $10'05$ cm²

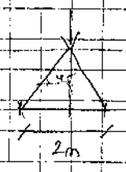
⇒ NO en tenim prou amb la quantia mínima!

En la zona pròxima al mur haurem de posar $\phi 20$ a $0'20$ → Fins a 3 m de la pantalla

PAS del model de la compactadora:

$Q = 20$ T/m $= 200$ KN

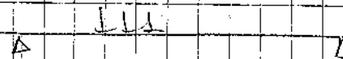
Suposem que quan la la pantalla passada hi ha 1 m de terra.



$A_{carga} = 2 \times 2 = 4$ m²

$\Rightarrow q_Q = \frac{200}{4} = 50$ KN/m²

→ Pig.



⇒ Comporten → $pp = 25$ KN/m

$cp = 1 \times 20$ KN/m² $= 20$ KN/m

$q_Q = 50$ KN/m² en 2 m → $50 \times 1'5 = 75$ KN/m

$q = 68'75$ KN/m

$M_{d max} << M_{d cota}$ contenc $M_d = 153,00$ KN·m/m

Pas aproximat al centre de llum

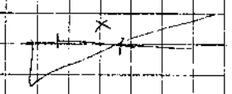
A partir de quan podem reduir l'armadura de tallant

$A_s = 15\phi 25 \rightarrow A_s = 73'63$ cm²

$r = 0'0835$

Si volem $A_{t/d} = \phi 8$ a $0'20 \Rightarrow A_{t/d} = 10'07$ cm²

$\Rightarrow V_d = 600$ KN (aprox)



→ a dista a que d del recobriment

$x = \frac{600}{733'96}(6 - 0'4165) = 4'40$ m

$\Rightarrow d = 6 - x = 1'55$ m

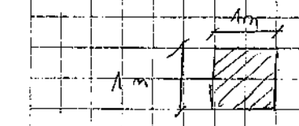
→ A partir de 1'2m del recobriment posem $\phi 8$ a $0'20$

DISCRETITZACIÓ

Llum de càlcul de la biga: $L = 12.60$ m

Longitudinal → $L = 25$ m

DISCRETITZEM: Propietats mecàniques de la barra



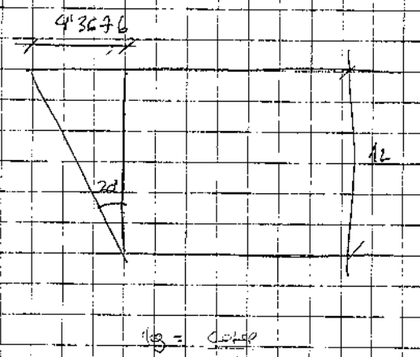
Barra de la biga de la coberta

$A = 1\,m^2$

$I_x = 0'0833\ m^4$

$I_y = 0'0833\ m^4$

$J = 0'1666\ m^4$



$tg = \frac{cateto}{cateto}$

$\sqrt{65}$

$\sqrt{180}$

ACCIONS → AMB "ENGRAELLAT"

* Pes propi g_A
* Roda de terres $h = 2'1$

$g = 54$ kN/m

$g = 20$ kN/m²

* Sc repart. a la A2

$q = 4$ kN/m²

$Q = 600$ kN a cadascú $A = 3'40 \times 7'40 = 62'16$ m²

$\Rightarrow q_Q = \frac{600}{62} = 9'65$ kN/m²

$\Rightarrow$ Aplicarem una Sc total de $Sq = 14$ kN/m² (repartida)

FASE LLARGA

Roda terra:

S'ha de tenir en compte que a la biga li afecta el tall diedre enviada (≠ terres dinàmica) i pot tenir un mur com a tope de base → farem un engraellat pla

MATERIALS

Formigó H-25

$f_{ck} = 25$ MPa

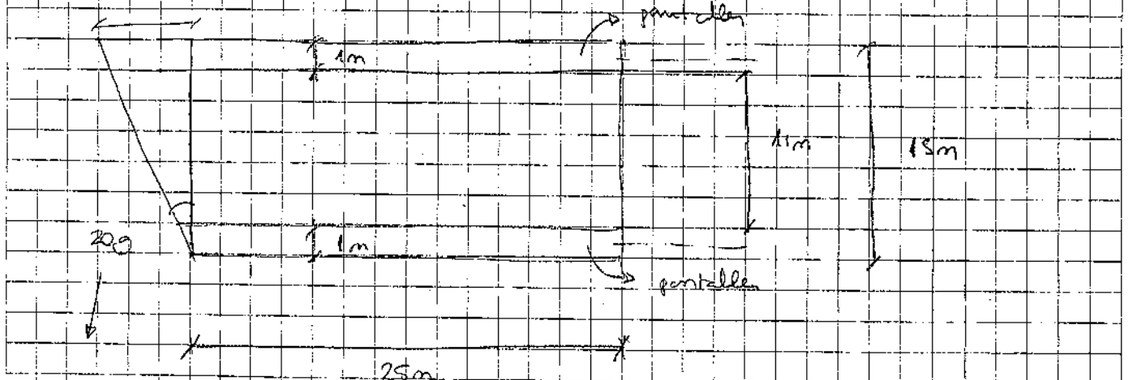
$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 8500 \sqrt[3]{25+8} = 27'264$ MPa

ACER B-500-S

$f_{yk} = 500$ MPa

$f_{yd} = 4348$ MPa

GEOMETRIA



ó 22 g

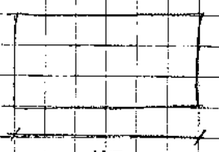
en la biga apoiada (2)

$\Rightarrow$ Farem 20° d'entrada

DISCRETITZACIÓ 2

El nervi de l'eix exterior és igual que el nervi interior

a) nervi



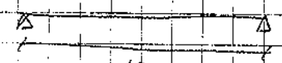
$A = 1'5$

$I_x = 0'125$

$I_y = 0'28125$

$J = 0'27$

En flexió cilíndrica



Tram $q_d = 1'35 \cdot 25 + 1'5 \cdot 10 + 1'5 \cdot 4 + 1'5 \cdot 5 + 1'5 \cdot 5 = 135'75$

$\Rightarrow M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{135'75 \cdot 12^2}{8} = 2443'5$ kN·m/m

$\Rightarrow A_s = 72 cm^2/m$ l $\rightarrow$ 15Ø25

$\Rightarrow V_d = q_d \left(\frac{l}{2} - d\right) = 135'75 \cdot \left(\frac{12}{2} - 0'46\right) = 757'96$ kN

$\Rightarrow A_{s,tr} = 12'27 cm^2/m$ l $\rightarrow$ 2cØ10 per m en pl. a 0'20

En l'encapçalat

A mesura que ens apropem a la biga exterior la flexió transversal disminueix molt poc $\Rightarrow M_d = 2050$ kN·m $\Rightarrow$ Armarem amb el moment de càlcul de la flexió cilíndrica

Flexió longitudinal

→ Tram on $M_{d_{max}} = 114'95$ kN·m a 4'5m de l'eix

PER A CENTRAL

→ $M_{d_{max}} = 245'83$ kN·m → reforçament amb el nervi

La coberta amb φlé a 0'20? $A_{s,min} = 10'07 cm^2$

En el cas de $M_d = 114'95 \rightarrow A_s = 2'98 cm^2$ ⇒ Coberta amb la mínima!

$M_d = 245'83 \rightarrow A_s = 6'27 cm^2$

TALLANT

El tallant en les bigues transversals disminueix al apropar-nos a l'eix exterior per aquest motiu el tallant longitudinal, la suma dels dos ha de ser menor que el tallant de càlcul (flexió cilíndrica) o altrament reforçarem

B.1 $\Rightarrow V_{d_{trans}} + V_{d_{long}} = 738 + 1'67 = 749'71 < 757$ kN $= V_{d_{cil}}$

B.x $\Rightarrow V_{trans} + V_{d_{long}} = 678'42 + 53'76 = 732'18$ (OK!)

B.x $\Rightarrow$ " " $= 505'87 + 232'30 = 738'17$ (OK!)

→ No hi ha cap suma de tallant que doni superior a la calculada per flexió cilíndrica

— ESFORÇOS I DIMENSIONAMENT DEL MURO —

Dimensionarem pel màxim moment de dreta:

$M_d = 3484'63$ kNm

Aquest moment és en una banda de 1'5 x 1 m

$A_s = 101'96$ cm² → 22 ϕ 25

en grups de 2 → 11 grups de 2ϕ25 → sep: 0'14 cm

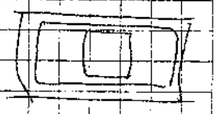
màxim tallant de dreta:

$V_d = 1210'25$ kN

→ $A_{sw} = 20'96$ cm²/ml

ct posem 2 cercols /m → ϕ12 a pl a 0'20 (22'4 cm²/cm)

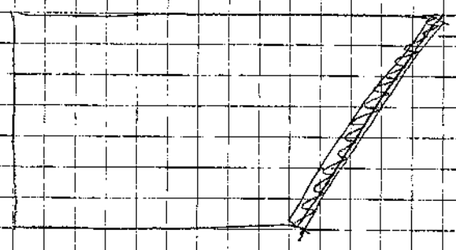
ct posem 3 cercols → ϕ10 a pl a 0'20



Està solicitada a flexió, però és flexió en compatibilitat, no flexió en equilibri — no és necessària dimensionament específica

NOTE BOOK

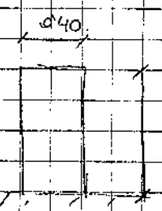
En la zona alarda



Mur, que es donarà una rigidesa al nivell d'un replaçament elàstic

Per evitar la rigidesa parcem juntes cada 3 m de manera que ja no treballi a flexió en sentit longitudinal

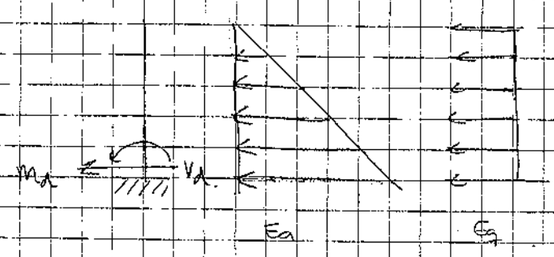
Calculem el mur:



ACCIONS

$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot z$ $K_a = 0'33$ $\gamma = 20$ kN/m³

$E_{aq} = K_a \cdot q$ $q = 14$ kN/m² (sepam en càlculs interns)



$V_A = \frac{1}{2}(0'33 \cdot 20 \cdot 2'5)\,2'5 + 0'33 \cdot 14 \cdot 2'5 = 20'625 + 11'55 = 32'175$ kN · 1'5 =

$M_A = \left[20'625\left(\frac{2'5}{3}\right) + 11'55\left(\frac{2'5}{2}\right)\right] 1'5 = 32'625 \cdot 1'5 = 47'4375$ kNm

NOTE BOOK

Amb aquests esforços:

Flexió → $A_s = 3'01\ cm^2/ml$.

Tallant → $A_{tll} = \phi$

Armadures mínimes:

Flexió → $A_s = 0'04 \cdot 40 \cdot 100 \cdot \frac{25}{1'5 \cdot 500} = 6'18\ cm^2$ → $\phi 16$ a $0'20$

Com a mur (cortina) → $A_{s\,min} = \frac{0'9}{500} \cdot 40 \cdot 100 = 3'6\ cm^2$

Com a mur horitzontal → $A_{s\,min} = \frac{3'2}{500} \cdot 40 \cdot 100 = 12'8\ cm^2$.

→ Preveiem en les dues cares, i com que tenim junts cada 3 m

→ la resistència → $A_{s\,min/cara} = 3'2\ cm^2$

→ Provarem de reduir el gruix del mur → $d = 0'30$

Armadures necessàries → Flexió → $A_s = 4'25\ cm^2$

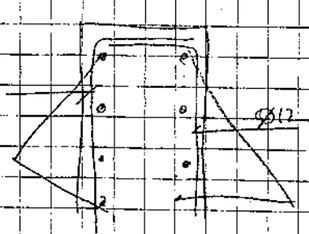
→ Tallant → $A_{tll} = \phi$

→ Armadures mínimes.

$A_s = 0'04 \cdot 30 \cdot 100 \cdot \frac{25 \cdot 1'15}{1'5 \cdot 500} = 4'6\ cm^2$ → $\phi 12$ a $0'20$

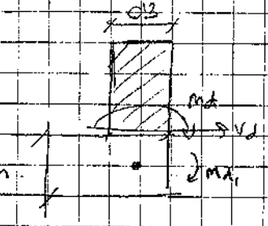
→ Posem $\phi 12$ a $0'20$ d'armat vertical

i $\phi 10$ a $0'20$ d'armat horitzontal



Què passa amb les cobertes? Afecta el moment i el tallant que estem introduint?

Afegirem al model del SAP els moments i tallants que provenen de l'empenta del mur, així com el seu pes propi:



$\Rightarrow$ $M_{d_1} = M_{d1} \cdot V_d \cdot 0'5 = 47'6375 + 1'5 \cdot 32'375 \cdot 0'5$

$M_{d_1} = 71'5687\ 5\ kN\,m/ml$

$P_{Pmur} = 2'5 \cdot 0'3 \cdot 25\ kN/m^3 = 18'75\ kN/m$

Però ja li hem posat les terres. Només li traurem la diferència.

→ $P_{Pmur} = 25 \cdot 0'3 \cdot (20 + 25) = 3'75\ kN/m$

(Al fer la combinació de càrregues no majorem les accions del mur, ja les hem majorat aquí!).

DIMENSIONAMENT

FLEXIÓ TRANSVERSAL

- Precisament no es veu afectada per les accions del mur → Amb l'armadura de flexió obtinguda hi ha gairebé prou que tot es $M_d < M_{d\,max}$ calculada

FLEXIÓ LONGITUDINAL

- Augmenta el moment negatiu de la biga en contacte amb el mur (mur)

$M_d = 31'14\ kN\,m$ → $A_s = 7'71\ cm^2$.

→ Ja col·locarem amb l'armadura mínima $\phi 16$ a $0'20$

TALLANTS

Mirarem el tallants en les dues direccions, i la seva ha de ser menor que la cantonada, si no haurem d'afegir armat.

En la biga central (més)

$V_d = V_{dy} = 298'45$ kN
$V_{dT} = 483'44$ kN
$\Rightarrow V_d = 781'89$ kN > $V_{d\text{biaxial}}$

$\Rightarrow A_s = 73'63 \rightarrow A_{s,eff} = 12'94$ cm²/ml

Hem dispostat 2c Φ10 a 0'20 per metre $\rightarrow A_{s,eff} = 15'71$ cm²/ml

$\Rightarrow$ Cobrim amb l'armadura disposada (OK!)

NERVI

Màxim moment de disseny:

$M_d = 3568'21$ kN·m $\rightarrow A_{s,nec} = 104'78$ cm²

Tenim disposats 22Φ25 que comporten una $A_s = 107'99$ cm²

$\Rightarrow$ Ja cobrim amb l'armadura disposada

Màxim tallant de disseny:

$V_d = 1274$ kN $\rightarrow A_{s,eff} = 22'59$ cm²

ARMADURA DE CORTANTE EN LA VIGA DE BORDE

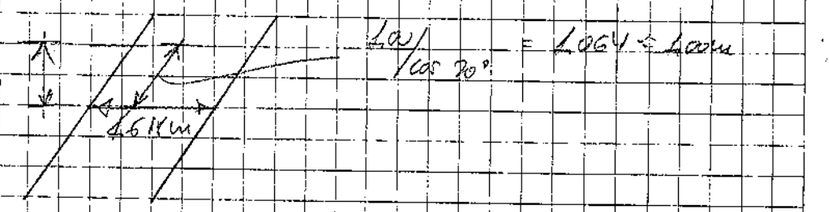
$A_{t/t} = 22'59$ cm²/m en 1'50 m de ancho

Armadura de cortante en flexión transversal $A_{t/t} = 12'27$ cm²/m/m

En 1'50 del nervio el borde en proyección es 1'618 m

Luego la armadura en cortante total a disponer es:

$A_{t/t} = \text{nervio} \downarrow 22'59 + 12'27 \cdot 1'618/\cos 20° \downarrow \text{borde} = 22'59$ cm²/m



Armadura a anclar en la reacción de la losa en la viga de borde:

$V_d = 288'71$ kN/m

$\rightarrow A_{t/t} \geq 7'24$ cm²/m — en proyección sobre el eje de la viga

$A_t \geq 7'67$ cm²/m

Usar la armadura transversal total es:

$22'59 + 7'67 = 30'26$ cm²/m

Dispondrem 2 ramas $\rightarrow$ 1c Φ20 a 0'2m ($A_{t/t} = 31'42$ cm²/m)

Ja va sobrada la armadura necessària

Disposem 4 ramas $\rightarrow$ 2c Φ16 a 0'25m ($A_{t/t} = 32'176$ cm²/m)

- Anclaje de 1 grupo de 2Ø25 — Solapo de grupos de 2Ø25

  $l_{b,I,\emptyset25} = 0{,}95\,m$

  grupos de 2 barras $l_b = 1{,}3 \times 0{,}95 = 1{,}25\,m$

  Solapo (Barras trabajando a tracción) $l_s = 2 \times 1{,}25 = 2{,}50\,m$

- Solapo Ø16 en posición II

  $l_{b,II,\emptyset16} = 0{,}60\,m$

  Longitud de solapo (Barras trabajando a tracción) → $l_s = 1{,}20\,m$

ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN:

Hipótesis axil de compresión en predimensionado estructuras P5 y P6

$N_{máx} = 40{,}27\,T/ml$ para P5 (No hay tracciones)

$N_{máx} = 44{,}6\,T/ml$ para P6 (No hay tracciones)

Q comprueba para el máximo.

$N_{máx} = 44{,}6\,kN/ml$

$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 100 \cdot 100^3 = 0{,}0833\,cm^4$

$A = 10\,m^2/ml$

$i_c = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0{,}0833}{1}} = 0{,}2887\,m$

Hipótesis: $l_0 = \beta \cdot l = 1{,}00 \cdot 12{,}00 = 12{,}00\,m$ → $\beta = 1$ (Intraslacional)

$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{12{,}0}{0{,}2887} = 41{,}57$

Como hay λ tg $35 \leq \lambda \leq 100$ → hay que comprobar frente a pandeo y puede usarse el método simplificado del EHE

Excentricidad adicional

$e_a = (1 + 0{,}12\beta)(E_y + \varepsilon) \frac{h + 20 \cdot e_c}{h + 10 \cdot e_c} \frac{l_0^2}{50\,i}$

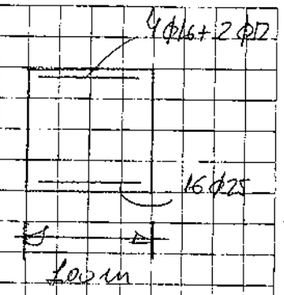
$l_0 = 12{,}00\,m$

$i_c = 0{,}2887\,m$

$h = 1{,}00\,m$

$\varepsilon = 0{,}0045$

β Factor de armado $\beta = \frac{(d-d')^2}{4 i^2}$



$d = 0,94m$

$d' = 0,06m$

$A_s = 88,85 cm^2/m$

$I_s = 78,544 (0,94-0,5)^2 + 10,206 (0,5-0,06)^2$

$I = 0,00172 m^4$

$i = \sqrt{I/A} = 0,44$

con lo cual $\beta = \frac{(0,94-0,06)^2}{4\ 0,44^2} = 1,00$

Excentricidad $e_t = 0,6\ e_2 + 0,4 e_1 \neq 0,4 e_2$ ($e_2 > 0$)

Axil de cálculo $nd = 1,50 \times 450 KN/m = 675 KN/m$

Momento de cálculo $md = 2445 KN \cdot m/m$

$e_2 = \frac{md}{nd} = \frac{2445}{675} = 3,622 m$

con lo cual $e_e = 0,6 \times 3,622 = 2,173 m$

Excentricidad adicional

$e_a = (1+0,12 \times 1,00)(0,002174 + 0,0045) \frac{1+20 \times 2,173}{1+10 \times 2,173} \frac{l_f^2}{50 \cdot 0,2887}$

$e_a = 0,1459 m$

con lo cual $e_{tot} = e_e + e_a = 2,173 + 0,1459 = 2,319 m \neq e_2 = 3,622 m$

con lo cual $nd = 675 KN/m$

$md = nd \cdot e_{tot} = 2445 KN \cdot m/m$

$A_s \geq 64,06 cm^2/m \leftarrow$ la cubre con la armadura dispuesta

NOTE BOOK (2)

Tramo b $nd = 450 KN/m$

$e_2 = \frac{md}{nd} = \frac{2445}{450} = 5,43 m$

$e_e = 0,6 + e_2 = 3,26 m$

$e_a = (1+0,12 \times 1,00)(0,002174 + 0,0045) \frac{1+20 \times 3,26}{1+10 \times 3,26} \frac{l_f^2}{50 \cdot 0,2887} = 0,1459 m$

$e_{tot} = e_e + e_a = 3,26 + 0,1459 = 3,407 m \neq e_2 = 5,43 m$

$nd = 450 KN/m$

$md = nd \cdot e_{tot} = 5,43 \times 450 = 2445 KN \cdot m/m$

$A_s \geq 65,92 cm^2/m \leftarrow$ la cubre con la armadura dispuesta

NOTE BOOK (3)

MOVIMIENTOS PREVISTOS EN LOS ANILLOS EN PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS P5 Y P6 PARA CRUCE CON LA CARRETERA DE LA PEIXA LLARGA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 y P6

Procedimiento	δ[mm] con puntal	δ[mm] sin puntal	Movimiento [mm]
P5 HH	22,405	29,673	7,268
P6 HH (#1)	18,164	25,565	7,401
P6 HH (#2)	18,043	24,607	6,564

(#1) y (#2) Supuestos de cálculo #1 y #2

ACORTAMIENTO ELÁSTICO DE DUNTALES

Tramo de trabajo en el procedimiento constructivo P5 y P6 (de 'con' el máximo de ambos)

$F = 140,76\ Tn/m \times 2,25m = 351,07\ Tn \approx 3120\ KN/puntal$

$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{3120\ KN}{396\ cm^2} = 78,79\ N/mm^2$

Según el proceso de descarga, este tensión puede variar entre

$78,79\ N/mm^2$ y $118,20\ N/mm^2$ (el 2º descarga en torno del 50% aproximadamente)

Acortamiento de los puntales:

$\epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{118,20\ N/mm^2}{21 \cdot 10^3\ N/mm^2} = 5,629 \cdot 10^{-4}$ (0,56 mm/m)

Acortamiento máximo previsto $\Delta l = \varepsilon \cdot l$

$\Delta l = 5,629 \cdot 10^{-4} \cdot 10,50\ m = 5,91\ mm$ **$\Delta l = 5,9$ mm**

Con lo cual, el movimiento máximo previsto es de:

$\Delta l = \underbrace{5,91}_{puntal} + \underbrace{2 \times 7,401}_{pantallas} = 20,712\ mm$

Luego dicho dique un recorrido máximo del gato en descarga de 20,712 mm.

Hay disponible 28 mm (+35,2%)

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 CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.

ADENDA

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 19 de febrero de 2004

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

MEMORIA

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PANTALLAS.

ADENDA A LA NOTA DE CÁLCULO DE FECHA 12 DE FEBRERO DE 2004

MEMORIA DE CÁLCULO.

1. ANTECEDENTES

Las pantallas necesarias para el cruce del túnel con la carretera de la Feixa Llarga fueron calculadas suponiendo que el acuífero inferior es drenante, tal como se había acordado para la zona del tramo de pruebas. Por ello, las presiones de agua consideradas en la nota de cálculo de fecha 12 de febrero de 2004 eran idénticas a las del tramo de prueba.

A petición de la asistencia técnica a la Dirección de Obra se ha realizado un recálculo de dichas pantallas con unas presiones de agua de tipo hidrostático a ambos lados (trasdós e intradós) no suponiéndose una reducción de presión debido al flujo hacia el acuífero inferior ni tampoco un flujo entre trasdós e intradós.

Esta adenda a la nota de cálculo antes citada incluye la verificación de las pantallas en esta hipótesis.

2. DATOS DE PARTIDA.

2.1 TERRENO.

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

i. 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

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

   - 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

ii. 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

iii. 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

2.2 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 las siguientes leyes de presiones:

a) Trasdós. Hidrostática desde cota +0.5 hasta cota –28. No se considera flujo hacia acuífero inferior.

b) Intradós. Hidrostática desde cota –8.88 hasta cota –28. No se considera flujo hacia acuífero inferior.

Para la **acción del agua en servicio** se han considerado las siguientes leyes de presiones:

c) Trasdós. Hidrostática desde cota +2.0 hasta cota –28. No se considera flujo hacia acuífero inferior.

d) Intradós. Igual presión de agua que en el trasdós entre la cota –8.88 y –28. En el resto no existe presión de agua.

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.

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.

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

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

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 de cada uno de los procedimientos constructivos planteados.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se plantean un procedimiento constructivo para la ejecución del falso túnel en el cruce con la carretera de la Feixa Llarga.

Se parte de la situación inicial, con la 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 proceso constructivo planteado recibe el nombre de P5, y su descripción es la siguiente:

Procedimiento constructivo P5:

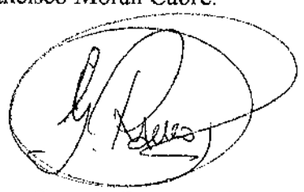
- Desvío de tráfico y servicios (cuando corresponda) y preparación de la plataforma de trabajo a la cota z=+3.80m
- Ejecución de las pantallas desde la cota z=+3.80m hasta la cota z=–28.0m
- Drenaje entre pantallas hasta alcanzar el estado de presiones de agua definido para las fases de construcción.
- Descabezado de las pantallas hasta la cota z=-2.80m y tratamiento del terreno entre pantallas para poder actuar como encofrado de la losa de cubierta.
- Ejecución de la cubierta.
- Reposición de servicios y terreno sobre la losa de cubierta (cuando corresponda).
- Excavación interior del Falso Túnel en mina hasta la cota z=-6.00m.
- Apuntalamiento provisional a la cota z=-5.50m.
- Excavación hasta C.M.E: z=-10.68
- Relleno de zahorras y ejecución de la contrabóveda.
- Retirada de puntales provisionales.
- Fin del drenaje entre pantallas.

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

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 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 19 de febrero de 2004

Bridge
Technologies
Teléfono y Fax : 93 203 04 74

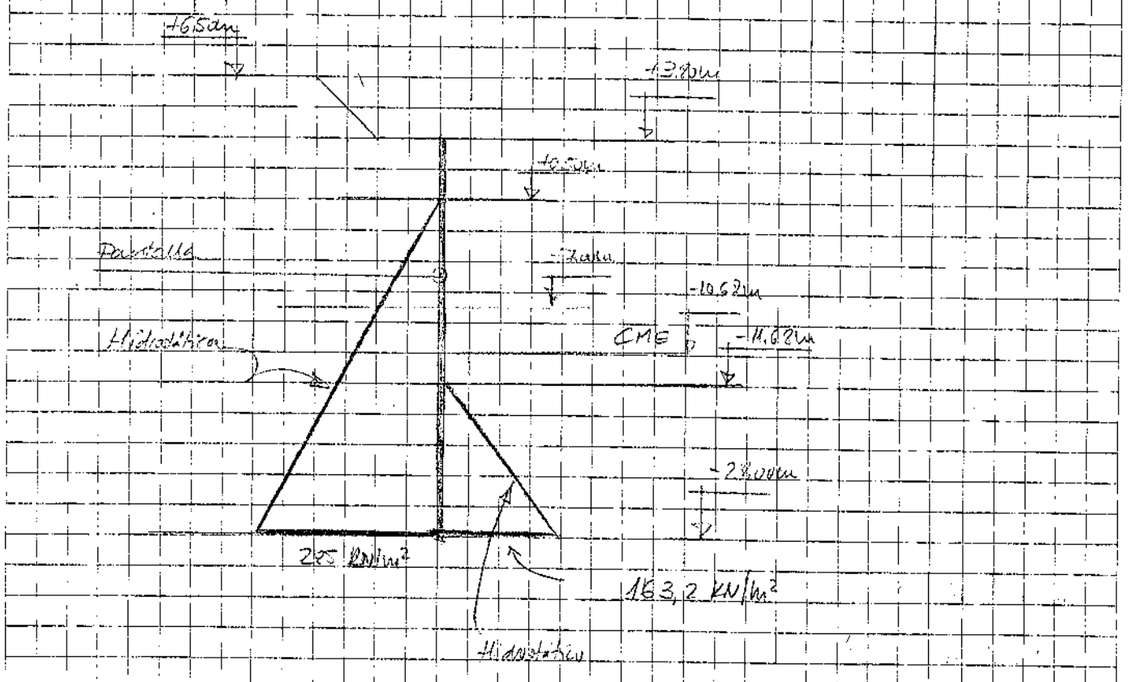
NOTA DE CÁLCULO

CASO DE NO TENER MATERIAL LIGANTE DAR LOS LLAVES

Se tienen presentes hidrodinámicas de agua en el trasdós pero hay luego de cada vez solo hacen un acuífero alternante

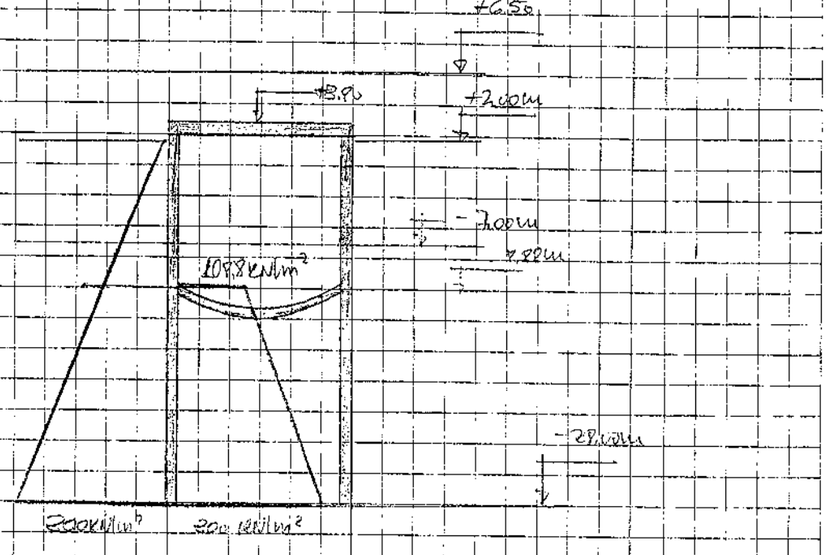
Se estudia el procedimiento constructivo P5 con pilotes hidrostáticas y colgar sobre pantallas para a toda excavación

PRESIONES DE AGUA CONSIDERADAS:



En condiciones hidrostáticas no hay flujo de agua

PRESIONES DE AGUA EN CASO DE SUBIDA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTERNA (TUNEL EN SERVICIO)

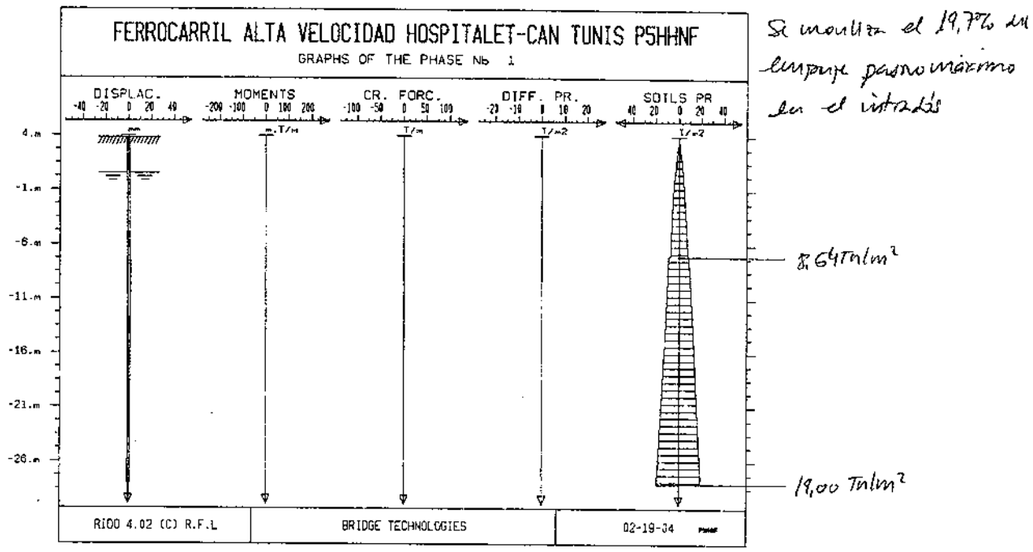


ARCHIVO Rio2: P5HMNT.RIO ← Para cambiar un fichero

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P5HHNF  *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON PRESIONES DE AGUA HIDROSTATICAS, SE CONSIDERA EL
* ACUIFERO INFERIOR NO DRENANTE. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA
* PREVIAMENTE A TODA EXCAVACION.
3.8
-28.0 1.0^3*2.726E6/12
6.5
* 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) 3.8
EXC(2) 3.8
SUB(1,1) 3.8 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 3.8 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 3.8 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 3.8 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 3.8 6.0 35.0 7.0
CAL
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0
WAT(1) -28.0 28.5
WAT(2) -11.68 0.0
WAT(2) -28.0 16.32
CAL
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400
CAL
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0
CAL
* ETAPA 5: PUNTAL EN -5.5 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -5.5 1.0 0.0 0.0 60480
EXC(2) -10.68
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -8.88 1 0 0 130000
STR(0,2)
CAL
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0
WAT(1) -28.0 30.0
WAT(2) -8.88 0 10.88
WAT(2) -28.0 30.0
CAL
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12
STR(0,1)
STR(0,3)
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400
STR -8.88 1 0 0 0.66*130000
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

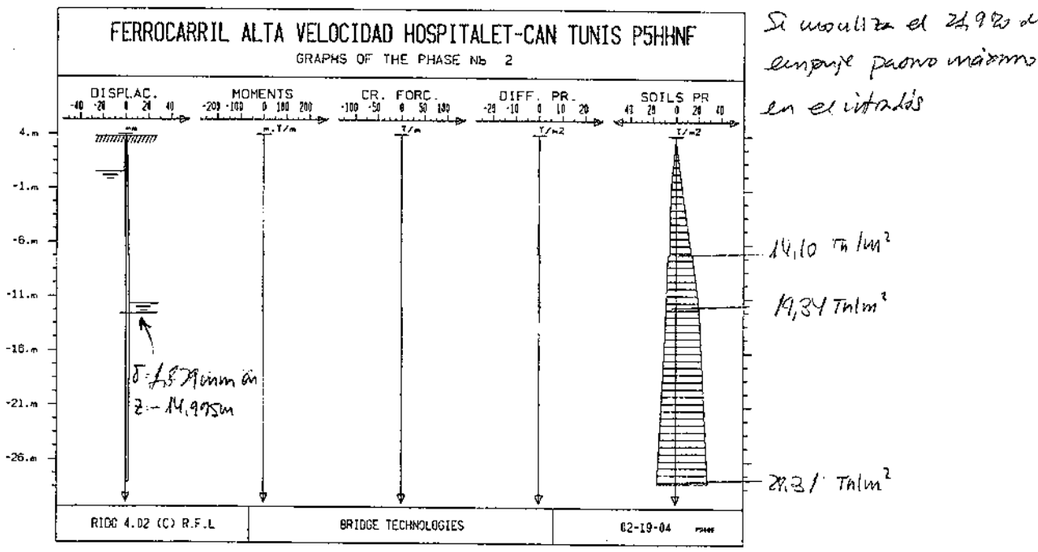
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA CERRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PRESIONES DE AGUA HIDROSTÁTICAS (ACUÍFERO INFERIOR NO DRENANTE), CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN.

FASE 0: EXCAVACIÓN INICAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



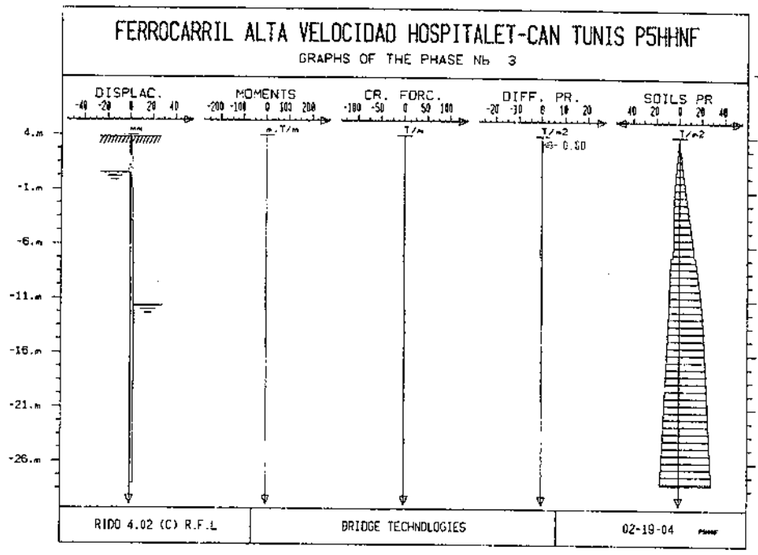
Se moviliza el 19,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



Se moviliza el 21,9% del empuje pasivo máximo en el intradós

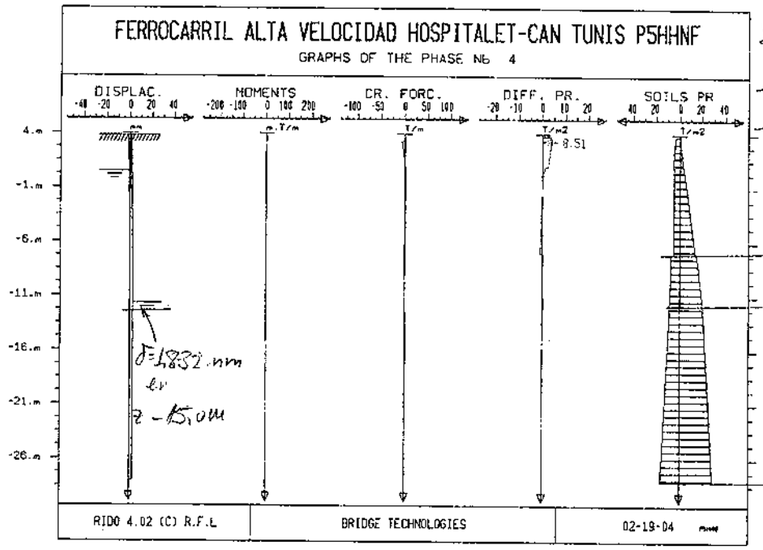
FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



Se moviliza el 21,9% del empuje pasivo máximo en el intradós

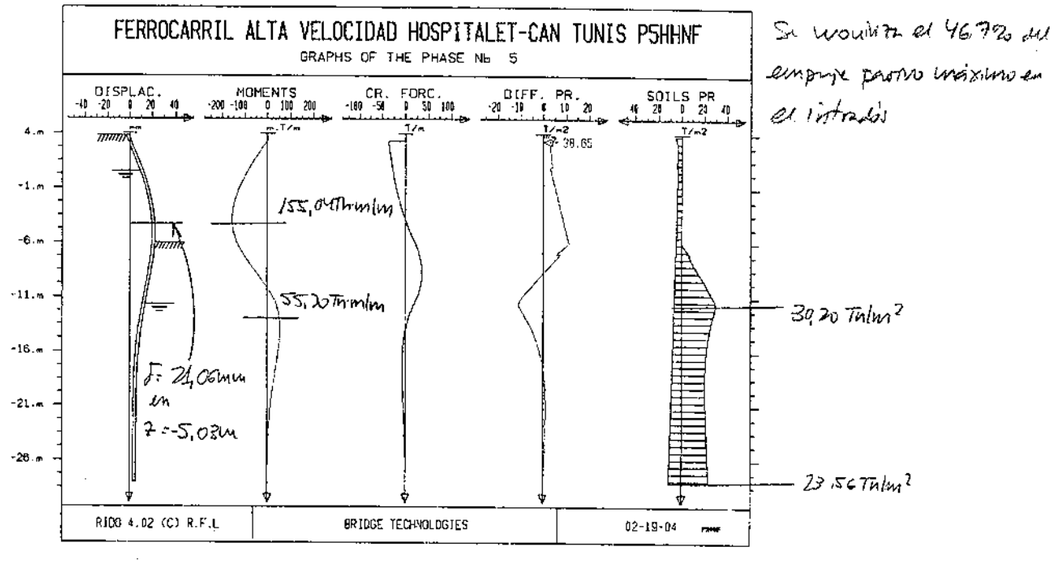
Idem anterior, solo aparece la cubierta, no hay más actuaciones

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



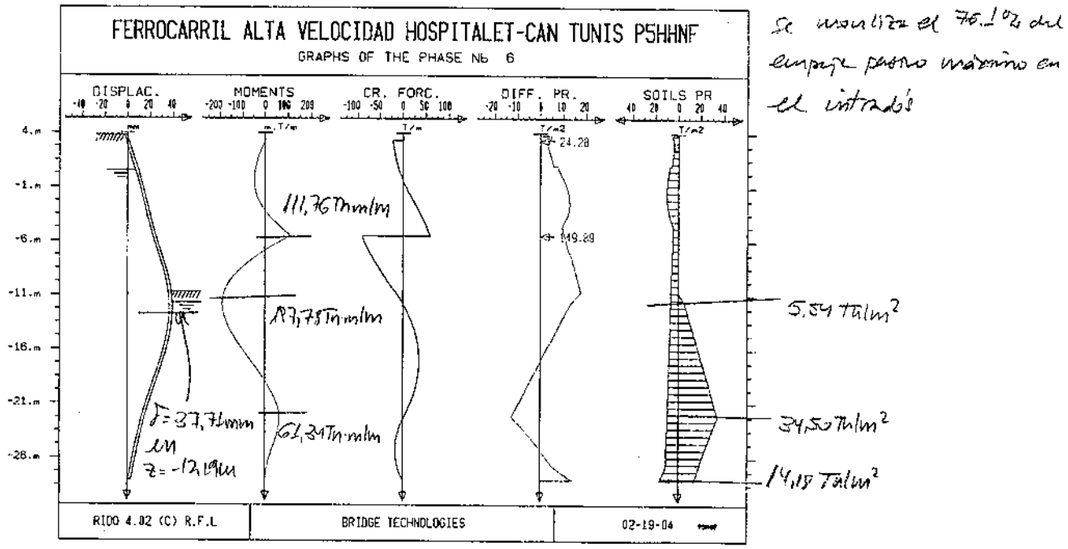
Se moviliza el 22,0% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA INTERMEDIA Z=-6.0m



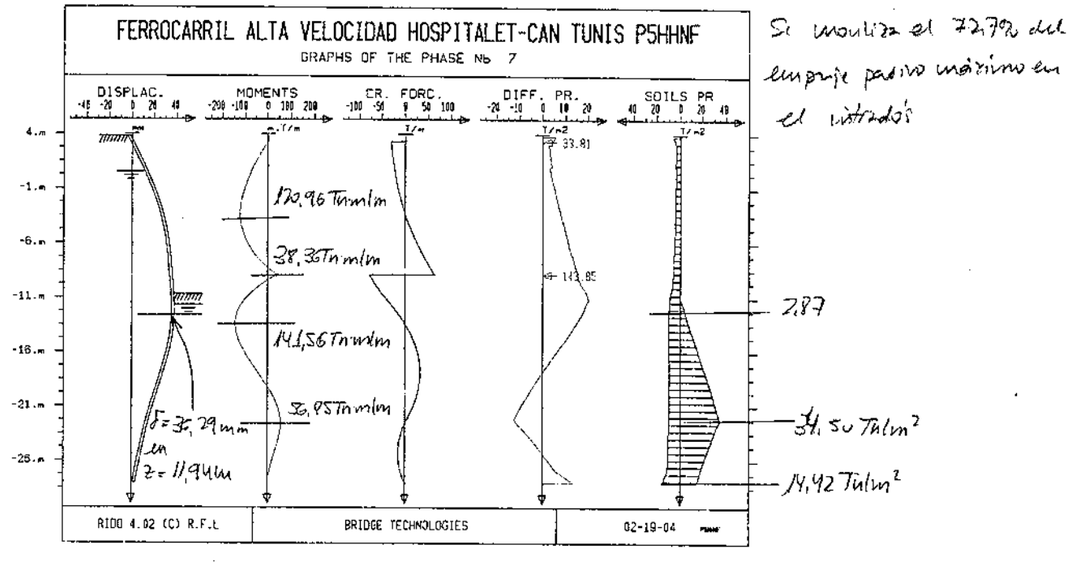
Se moviliza el 46,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 5: PUNTAL PROVISIONALE N Z=-5.5m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



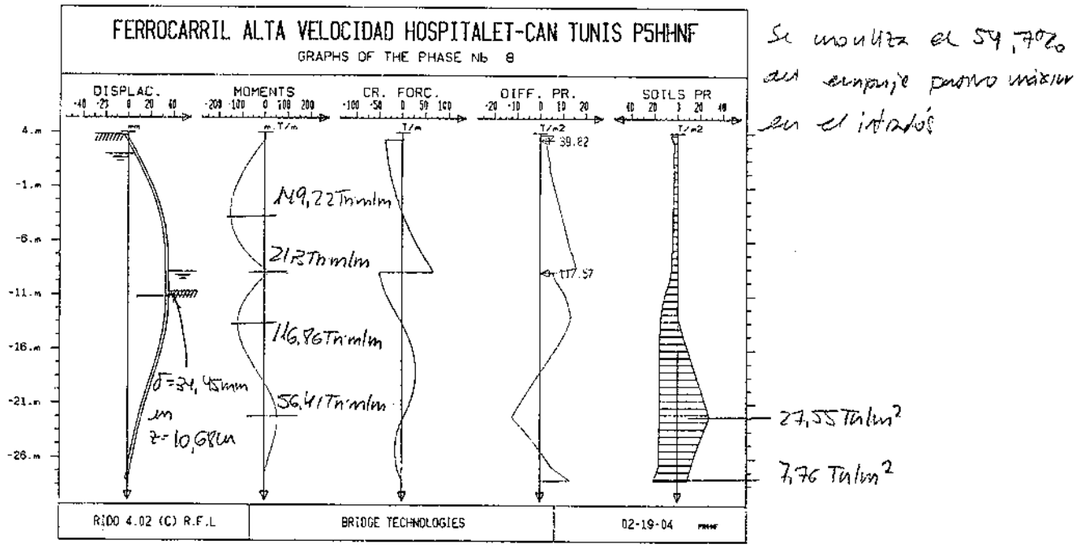
Se moviliza el 76,1% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 6: EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



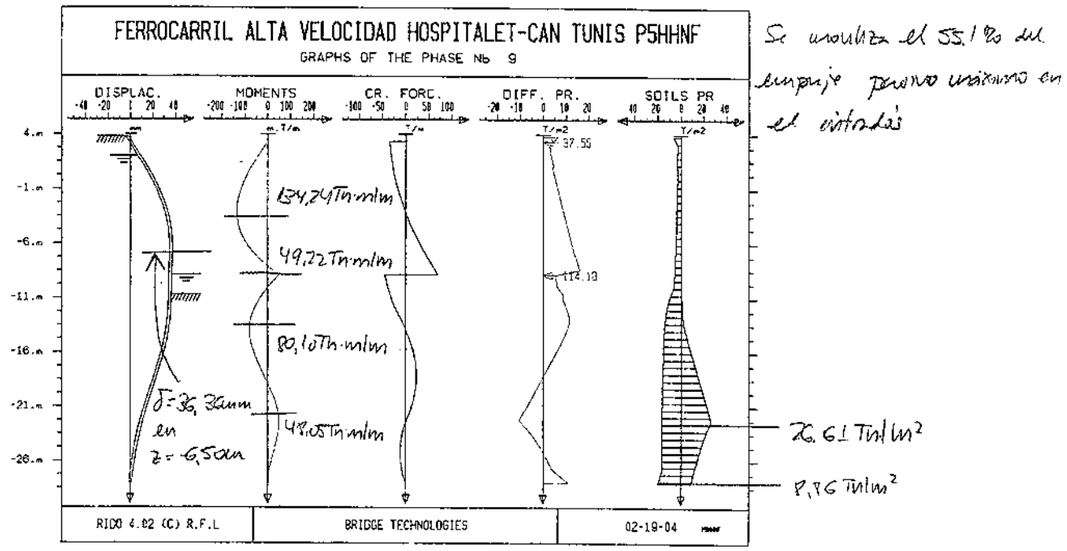
Se moviliza el 72,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 7: SUBIDA DEL NIVEL FREÁTICO HASTA COTA DE CARERRA MÁXIMA DE MAREA.



Se moviliza el 54,7% del empuje pasivo máximo en el intradós

FASE 8: FLUENCIA



Se moviliza el 55,1% del empuje pasivo máximo en el estrado

$\delta = 35,32mm$ en $z = -6,50m$

124,24 Tn·m/m

49,22 Tn·m/m

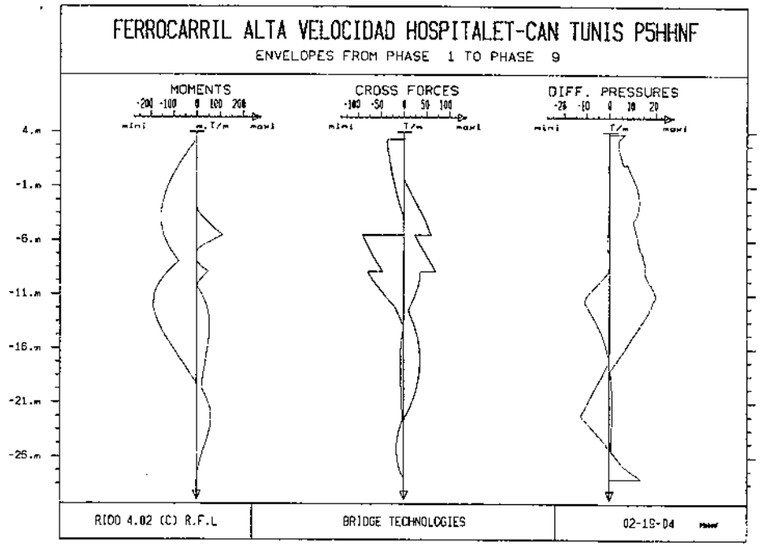
80,10 Tn·m/m

48,05 Tn·m/m

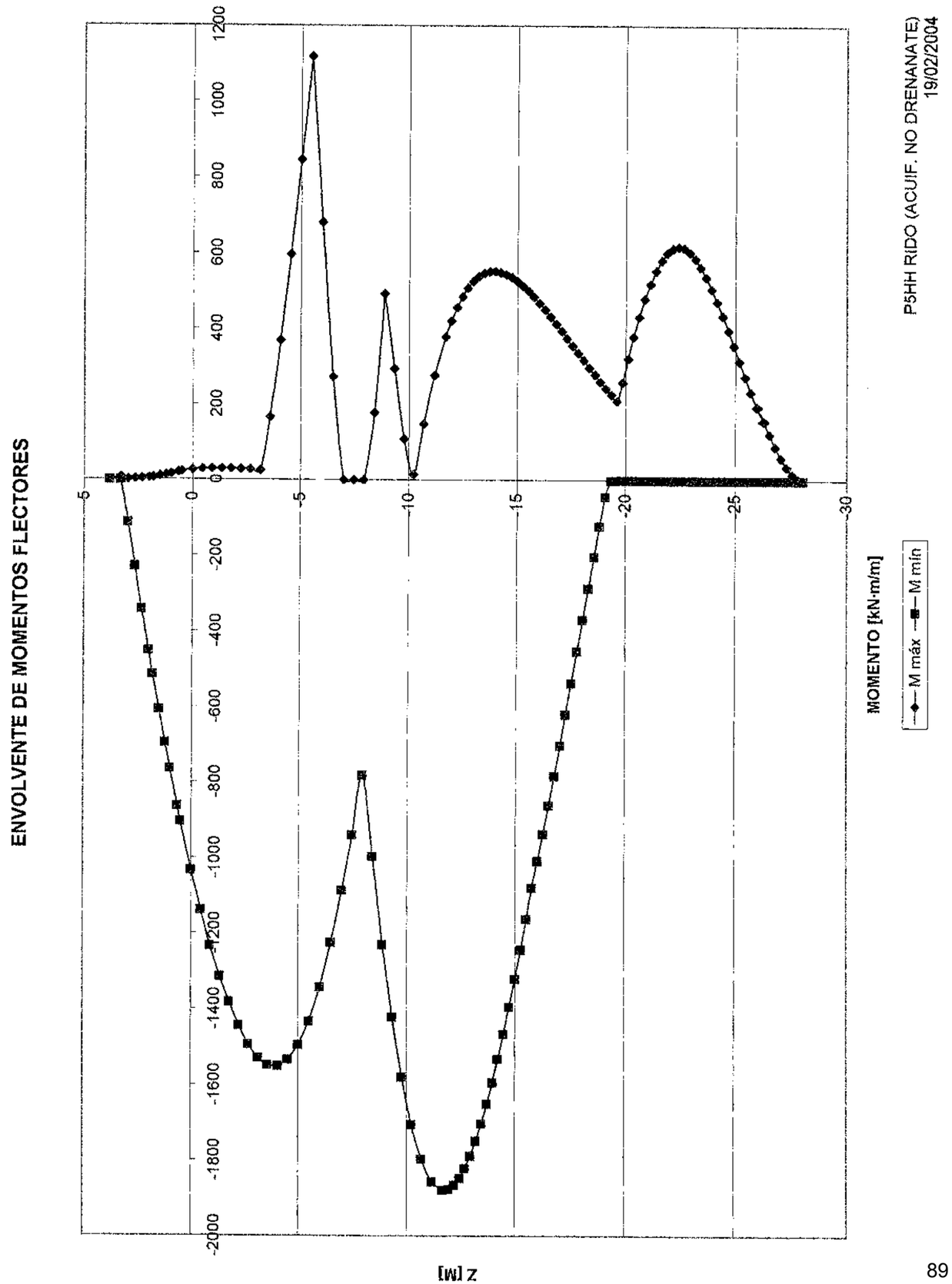
26,61 Tn/m²

8,86 Tn/m²

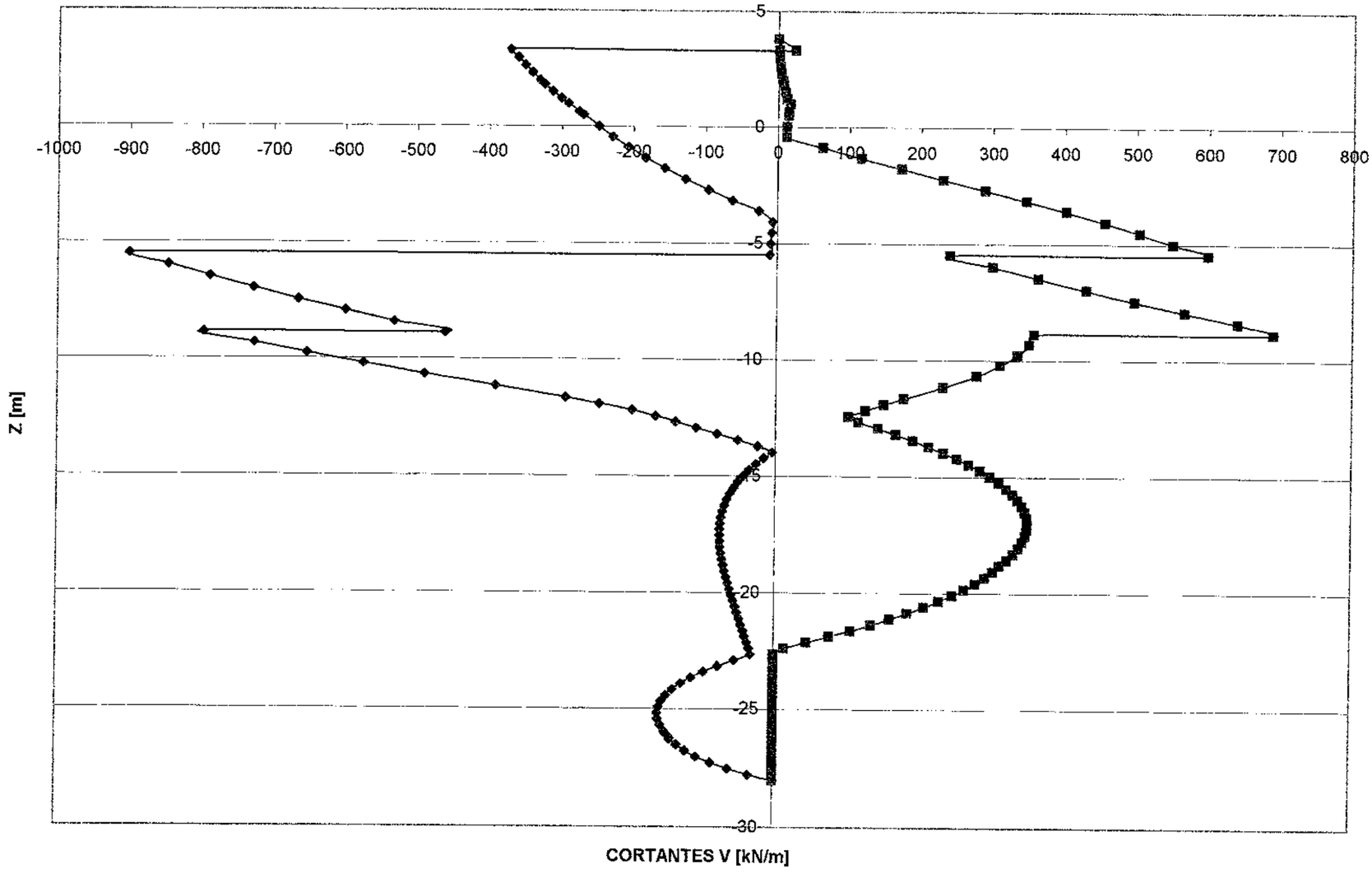
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE EL TERRENO



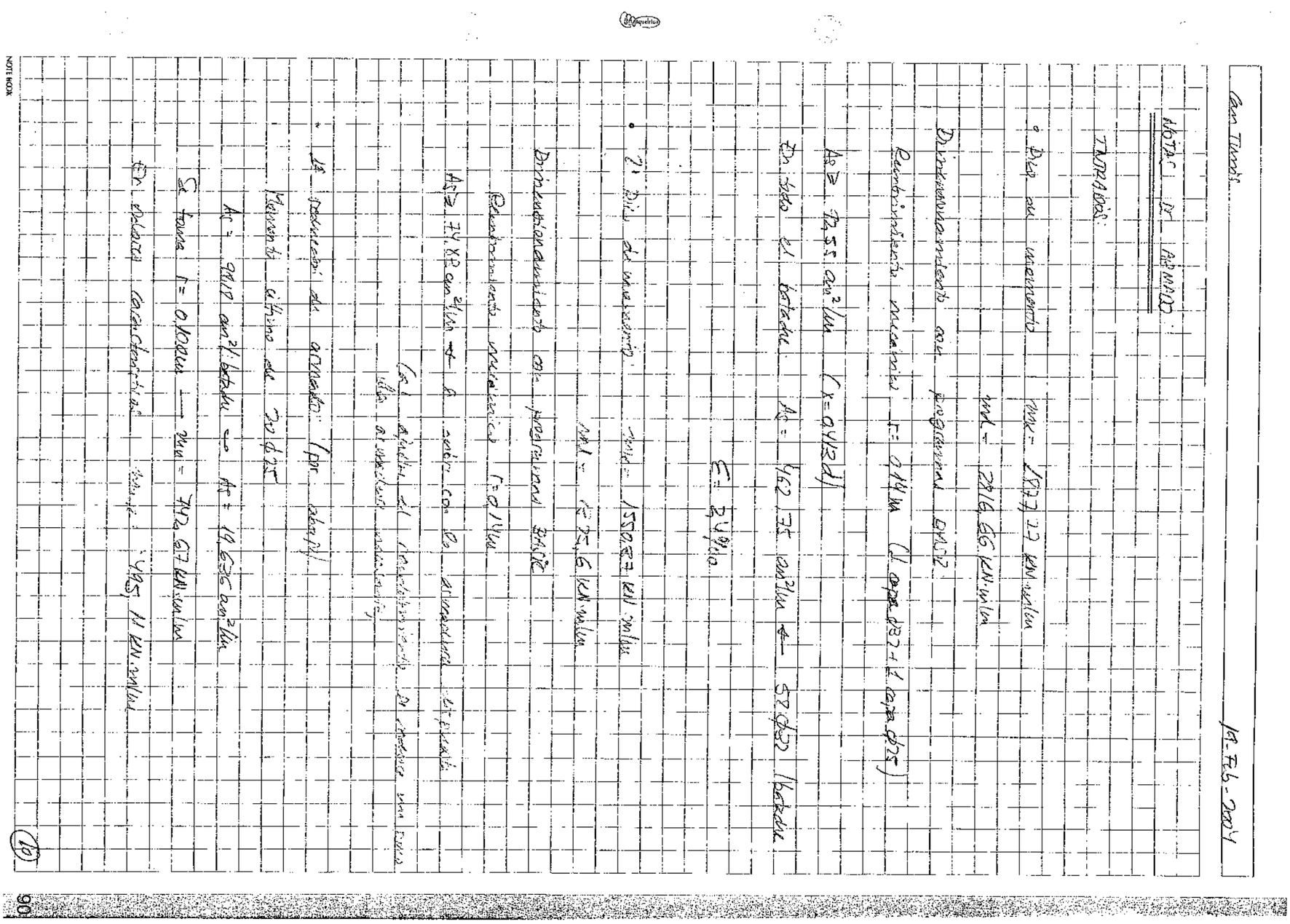
VER HOJA DE EXCEL ADJUNTA



E OLVENTE DE CORTANTES



P5HH RIDO (ACUIF. NO DRENANATE)
19/02/2004



Si tiene $m_k \leq 495$ KN·m/m a partir de $z \leq -12,80$ m

a partir de este pto anclaje + ducalaje de los Ø32

$l_{bd} = 1,5a + l_{a,eq} + 0,5 = 1,5 + 1,20 + 0,5 = 3,20$ m

Las barras deben llegar hasta $-12,8 + 3,00 = -15,80$ m

Se dejan en $-20,0$ m

- Momento último con 20Ø25 + 20 Ø32

$A_s = 259,44$ cm²/batacha — $A_s = 64,89$ cm²/m

$r = 0,12$ m ← Recubrimiento mecánico

$m_u = 775,92$ KN·m/m

En valor característico $m_{u,k} = 1505,1$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 1505$ KN·m/m para $z \leq -14,50$ m, a partir de

este pto — anclaje + ducalaje de los Ø32 — total 3,0 m

Las barras deben llegar hasta $-14,50 - 3,00 = -17,50$ m

- Hacer arriba:

momento último con 32 Ø32

$A_s = 257,34$ cm²/batacha

$A_s = 51,47$ cm²/m

$r = 0,11$ m

$m_u = 1814,98$ KN·m/m

En valor característico $m_{u,k} = 1709,79$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 1760$ KN·m/m para $z \geq -0,50$ m

a partir de este pto anclaje + ducalaje de las barras Ø25

Las barras deben llegar hasta

$-0,50 + \frac{1,0 a}{a} + \frac{1,20}{l} + \frac{0,5 v}{\text{canal pasacables}} = -12,00$ — OK!

NOTE BOOK

Momento último con 32 Ø32 + 30 Ø25

$A_s = 404,61$ cm²/batacha $A_s = 80,92$ cm²/m ; $r = 0,11$ m

$m_u = 2588,91$ KN·m/m

En valor característico $m_{u,k} = 1775,94$ KN·m/m

Si tiene $m_u \leq 1775,94$ KN·m/m para $z \geq 16,23$ m

a partir de este pto anclaje + ducalaje de los Ø32, en total 3,0 m

Las barras deben llegar hasta $z = -16,23 - 3,00 = -19,23$ m

Si llevan hasta $z = -21,0$ m

Hacer falta un paquete adicional de la zona inferior

Se disponen 5Ø20 ($A_s = 15,71$ cm²/batacha)

$A_s = 3,142$ cm²/m

Desde las cotas $-3,00$ hasta la cota $-23,0$ m

→ Comprobaciones

Momento último de 20Ø25 + 5Ø32

$A_s = 134,35$ cm²/batacha — $A_s = 27,68$ cm²/m ($r = 0,13$ m)

$m_u = 995,95$ KN·m/m

En valor característico $m_{u,k} = 863,97$ KN·m/m

Si tiene $m_k \leq 590$ KN·m/m para $z \leq -17,15$ m, a partir de

este pto — anclaje y ducalaje de los Ø32

Las barras deben llegar hasta $-17,15 + 3,00 = -20,15$ m

Las barras llegan hasta $-20,0$ m (los 15 cm se pueden

tener en cuenta parte del canto útil que se llega tener

en todo momento trabajando el canal total)

OJO: en $z = -17,15$ los 5 Ø32 están perfectamente anclados

NOTE BOOK

Momento último con 20Ø25 + 20Ø32 + 5Ø32

A_s = 379,65 cm²/batada

A_s = 75,93 cm²/m (r = 0,13 m recubrimiento mecánico)

m_{ud} = 748 KN·m/m

El valor característico $m_{u,k}$ = 1660 KN·m/m

Si tiene m_k < 1600 KN·m/m por z < -13,72 m a partir de este punto — anclaje recto Ø32 — las barras salen hacia z = -13,72 - 3,00 = -16,72 m

Las barras llegan hasta -16,50 m las 12,02 cm en exc. son ancladas trasdosadas en dirección gravedad de fluidos y las vaciadas a cielo abierto. El recubrimiento mecánico es de unos 13 cm. ok

TRASDÓS

- Pico de momento: m_k = 1176 KN·m/m

m_d = 1676,4 KN·m/m

recubrimiento mecánico r = 0,11 m (1 capa Ø32)

Dimensionamiento con programa BIAXI:

$A_s \geq$ 43,93 cm²/m

En todo el batache → 244,65 cm² → 30 Ø32

Ya hay 1 disponible 30 Ø32 → una capa llega hasta arriba en el trasdós

- Reducción de armadura

momento último con 30Ø25 A_s = 147,27 cm²/batada

A_s = 29,454 cm²/m

m_d = 1094,7 KN·m/m (r = 0,10 m)

El valor característico $m_{u,k}$ = 729,8 KN·m/m

Si tiene m_k < 730 KN·m/m por z = -4,75 m a partir de este pie anclaje + decalaje de las Ø32 — Las barras llegan hasta -4,75-3,00 = -7,75 m, como llegan hasta z = 0,00 — no hay problemas

Si tiene m_k < 730 KN·m/m por z = -6,00 m a partir de este pie anclaje y decalaje de las Ø32 las barras acaban llegan hasta -6,00 - 3,00 = -9,00 m, como llegan hasta z = +14,00 m no hay problemas

ELU CORTANTE

- $V_{Ed\,max}$ = 900,37 kN/m

V_d = 1250,72 kN/m

Dimensionamiento con programa BASIC (1=d/2)

A_s = 20 ϕ32 cada uno ⟶ A_s = 241,76 cm²/batada

A_s = 48,352 cm²/m

$A_{s1}/b_w \geq$ 38,68 cm²/m/m

En 5,0m ⟶ 168,9 cm²/m

con 8 ramas ϕ12 en planos a 0,15 s. buen 167,57 cm²/m

Tomando en cuenta que el cortante corresponde a un apoyo y que podría tomarse el cortante a 1 canto útil, o sea por bueno

- V_d = 599,50 kN/m ← en z = 5,50m

V_d = 899,27 kN/m

Dimensionamiento con programa BASIC $A_{s1}/b_w \geq$ 19,31 cm²/m/m

en toda el batada $A_{s1} \geq$ 96,55 cm²/m

con 8 ramas ϕ16 en planos a 0,15 s. buen 107,25 cm²/m

Q. sobra con la armadura propuesta

- V_d = 351,04 kN/m en el pico inferior

V_d = 526,56 kN/m

armadura de fusión 30 ϕ25 A_s = 147,7 cm²/batada

A_s = 29,545 cm²/m

A_{s1} = 893 cm²/m/m

Q sobra con la armadura propuesta (72,45 cm²/m/m) OK

PUNZONAMIENTO:

Axil máximo en el punto con las mayores presiones de agua

N = 149,89 Tn/m = 1499 kN/m

N_d = 1499 × 2,50 m × 1,50 / γ_q = 5621,25 kN (Aumento del 6%)

Punzonamiento ELTE

d = 1,00 − 0,15 = 0,85m

Perímetro crítico u_1 = 8,734 m (Ver Notas de cálculo anteriores)

σ_{cd} = 5625 / (2,75 · 0,85) = 756,2 kN/m²

σ_{cd} = 0,756 MPa

τ_{rd} = 0,12 ξ (100 · ρℓ · f_{ck})^1/3

ξ = 1 + √(200/d) = 1 + √(200/850) = 1,485

ρℓ = √(ρx · ρy)

A_{sx} = 2 ϕ20 a 0,15 A_{sx} = 41,89 cm²/m ρx = 0,004189

A_{sy} = 30 ϕ32 + 30 ϕ32 + 30 ϕ25 = 629,79 cm²/batada

A_{sy} = 125,96 cm²/m ← ρy = 0,0126

ρℓ = √(ρx ρy) = 0,007264

Sustituyendo valores

τ_{rd} = 0,12 · 1,485 · (100 · 0,007264 · 25)^1/3 = 0,470 MPa

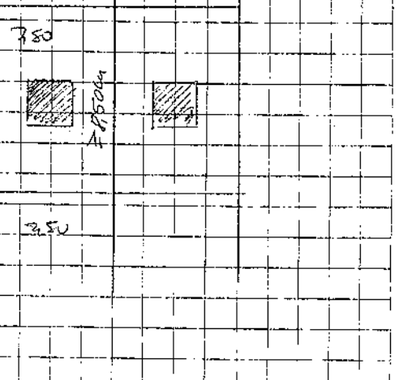
Como $\tau_{cd} > \tau_{rd}$ ⟶ Hace falta armadura de punzonamiento

Cam Tunis 19-Feb-2004

No se necesita armadura de punzonamiento cuando

$$V_{Ed} \geq \frac{5625}{0,47 \cdot 0,85} = 14,0 \text{ MN}$$

como se tienen 10,0 m de altura + los 2x2,5 totales ya se cubre el primero mucho



Comprobación $A_{sw} \geq \frac{A_{sw}}{s}$

$b_o = V_{Ed} = 5,00 \text{ cm}$

$V_{Rd} = [C_{Rd,c} \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} - 0,15 \sigma_{cd}] b_w d \quad \theta^0$

$\xi = 1,485$ $b_w = 15,00 \text{ cm}$ Sustituyendo valores:

$\theta = 0,007264$ $d = 0,85 \text{ m}$ $V_{Rd} = 4,977 \text{ MN}$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $B = 1,00$

$V_{Ed} \geq V_d - V_{Rd} = 5,621 - 4,977 = 0,644 \text{ MN}$

$V_{Ed} = z \cdot sen\alpha (\cot g\alpha + \cot g\theta) A_{sw} f_{yd}$

$$A_{sw} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot sen\alpha (\cot g\alpha + \cot g\theta) f_{yd}} = \frac{0,644}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 400} = 21,05 \text{ cm}^2$$

- Tomando $s = 0,50 \text{ cm}$ → en cada plano $10,525 \text{ cm}^2$
- en 10 cm hay → 67 planos $\cdot 0,15$ Considerando $\phi 20$ → $\nu 10,514 \text{ cm}^2$

Hay margen mas que suficiente

- Tomando $s = 0,45 \text{ cm}$ → en cada plano $= 7,16 \text{ cm}^2$

Hay 4 ramas $\phi 20$ → $12,57 \text{ cm}^2$ (Hay margen suficiente)

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 TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PK: 707+030 a 707+141

PANTALLAS.

ADENDA -2-

Bridge Technologies

REF: BT0307

Barcelona 17 de marzo de 2005

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

TÚNEL ARTIFICIAL:
CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FEIXA LLARGA.
PANTALLAS.

DESDE P.K: 707+030 HASTA P.K: 707+141.11

ADENDA –2-

1. ANTECEDENTES.

El tramo de cruce del Falso Túnel de Can Tunis con la Carretera de la Feixa Llarga se resuelve a base de desvíos sucesivos que evitan tener que interrumpir el tráfico en dicha carretera y en una serie de servicios que van paralelos a ella (Ver Nota de Cálculo: "Cruce Feixa Llarga P.K. 706+990 a 707+140. Procedimientos Constructivos P5 y P6" de 10 de febrero de 2004).

Para la excavación interior del Falso Túnel es necesario el empleo de un nivel de puntales provisionales a media altura que permiten contener movimientos y reducir esfuerzos sobre las pantallas en etapas de construcción. Inicialmente se dispuso este nivel de puntales a la cota z=-5.5m.

El diseño de este tramo se realizó en base al trazado en alzado original de Proyecto.

La experiencia en la excavación de otros tramos recomienda aumentar ligeramente el espacio entre los puntales provisionales y la cota de máxima excavación (C.M.E.) para facilitar las labores de excavación y posterior ejecución de la contrabóveda. Si a esta circunstancia se suma el cambio de trazado en alzado (que en estas zonas implica una cota de máxima de excavación más somera) el espacio disponible entre puntales provisionales y C.M.E. resulta insuficiente.

El cambio en la C.M.E. permite plantearse la posibilidad de modificación de la cota del nivel de puntales provisionales para poder aumentar la altura disponible bajo los mismos.

2. ESTADO ACTUAL

Actualmente se ha completado la ejecución de la práctica totalidad del Tramo de Cruce del Falso Túnel de Can Tunis con la Carretera de la Feixa Llarga (pantallas y cubierta).

3. TRABAJOS REALIZADOS.

El diseño del tramo se realizó en base a la sección más limitante del mismo, que resulta ser la sección inicial en el PK: 707+030 (excavación interior máxima).

A medida que aumenta el PK dentro del tramo la excavación interior disminuye y las condiciones para la verificación y dimensionamiento de las pantallas se hacen menos restrictivas. El cambio simultaneo en la C.M.E. permite disponer de un cierto margen para mover ligeramente la cota de los puntales provisionales.

Se recalculan por completo las secciones Inicial y Final del tramo de Cruce con la Carretera de la Feixa Llarga, en los PK's: 707+030 y 707+141.11 respectivamente, teniendo en cuenta las nuevas cotas de los puntales (Ver nuevas cotas de puntales en el apartado Planos de este Documento).

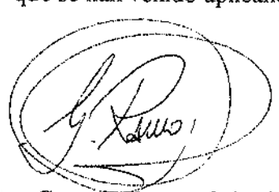
Se realizan las verificaciones correspondientes a las nuevas condiciones, así como las comprobaciones estructurales sobre el armado de las pantallas. El recálculo de las pantalla puede consultarse con detalle en la Nota de Cálculo adjunta a este documento, pero se resumen a continuación los principales resultados del mismo:

- El cambio en las cotas de los puntales provisionales durante la excavación interior del Falso Túnel supone una modificación en las leyes de esfuerzos (momentos flectores y esfuerzos cortantes) y en las cargas de los puntales respecto de las originalmente consideradas para el diseño del tramo.
- Con el cambio de cota en puntales que se ha considerado el armado dispuesto en las pantallas sigue siendo válido, no siendo necesario ningún refuerzo adicional *(*)*.
- Las cargas en los puntales disminuyen ligeramente respecto de la situación original.
- Disminuye ligeramente el empuje pasivo máximo movilizado en el intradós de las pantallas durante la excavación interior del Falso Túnel.

Nota (*): En la Sección Inicial del tramo existe una zona, muy localizada (ver Nota de Cálculo), en la que el coeficiente de seguridad de las acciones baja de 1.50 a 1.42. El incremento del momento de diseño respecto del momento último es sólo del 6% y corresponde a una etapa de construcción, por lo que es aceptable (en servicio el momento resistente siempre supera al momento de diseño en todas las secciones).

4. CONCLUSIONES.

- Con las nuevas cotas de puntales provisionales, el diseño de las pantallas del tramo de Cruce con la Carretera de la Feixa Llarga sigue siendo válido, según los criterios que se han venido aplicando en el Falso Túnel de Can Tunis.



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

Barcelona, a 17 de marzo de 2005

NOTA DE CÁLCULO

Can Tunis 15-MAR-05

TRAMO DE CRUCE CON LA CARRETERA DE LA FÒIA-LLARGA

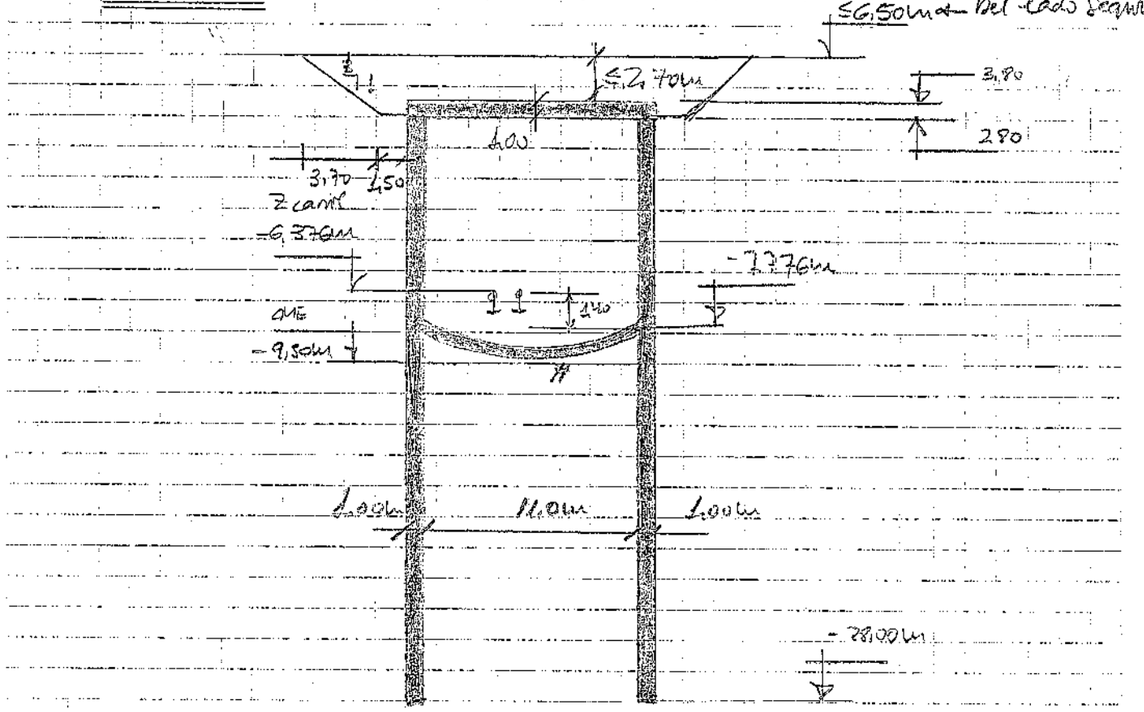
MODIFICACIÓN EN LA COTA DE LOS PUNTALES PROVISIONALES

Se dispone el puntal provisional a $z = -4,50m$

→ Recalculo de esfuerzos (se comprueba la sección inicial, la más desfavorable)

SECCIÓN INICIAL

Geometría: 707+035 a 707+141,44



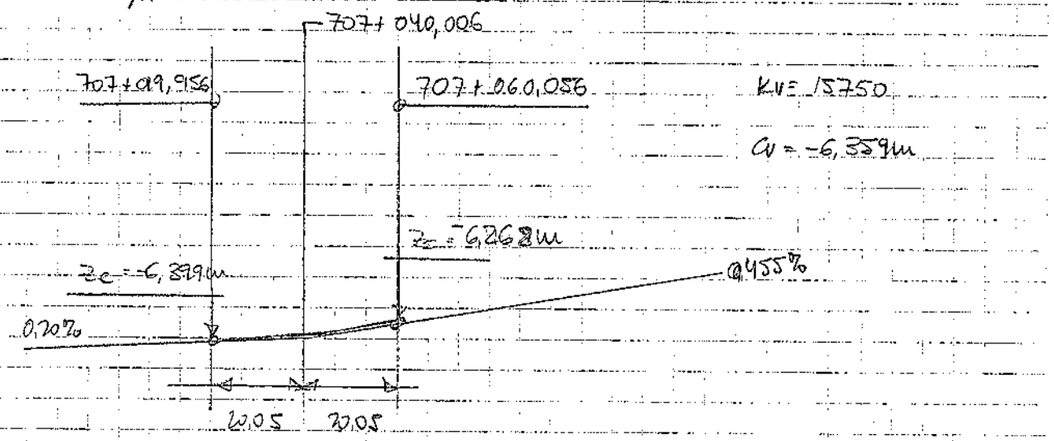
la sección limitante es la inicial por tener mayor profundidad de excavación

Archivo Ring: PSHHM.RIN

Archivo original PSHHM.RIO

PUNTAL PROVISIONAL EN $z = -4,50m$

Replanteo en alzado en el tramo de cruce con la cantera de la Feixa Llarga



$$Z(PK) = Zc + \frac{0,20}{100}(\Delta PK) + \frac{(\Delta PK)^2}{2Kv}$$

En 707+030 ... Zcant = -6,276m

Zcant = -6,275m

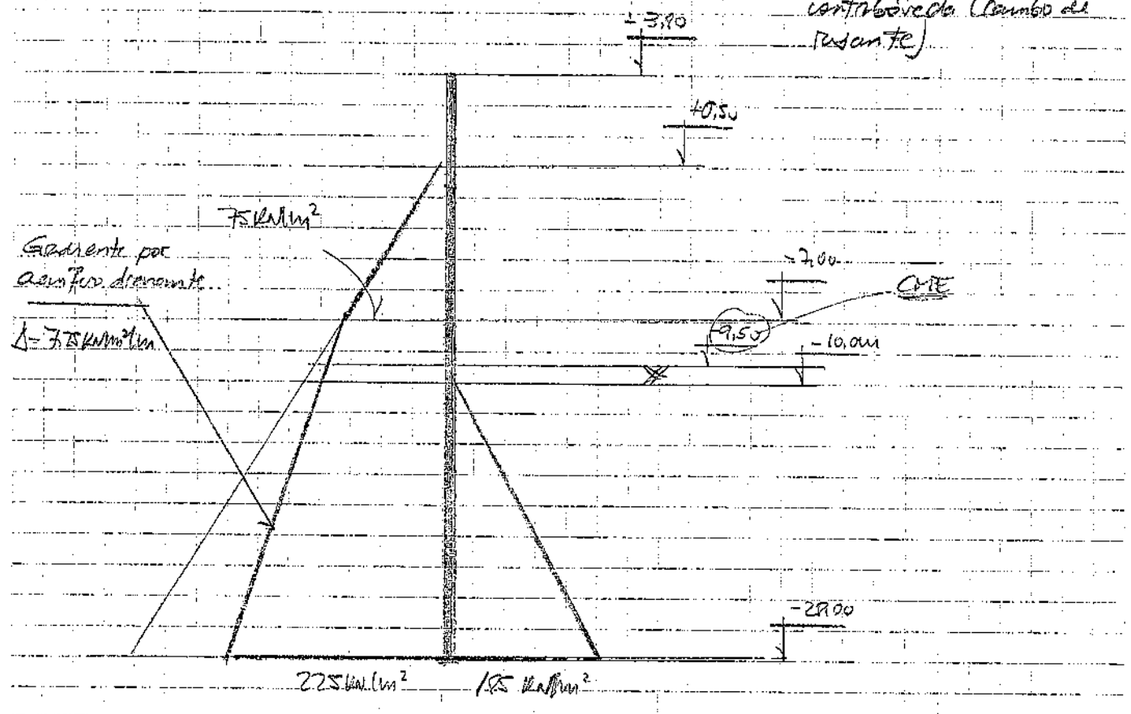
CME = Zcant - 3,10m = -9,475 m ≈ -9,50m

Contrabiveda e = 0,60m

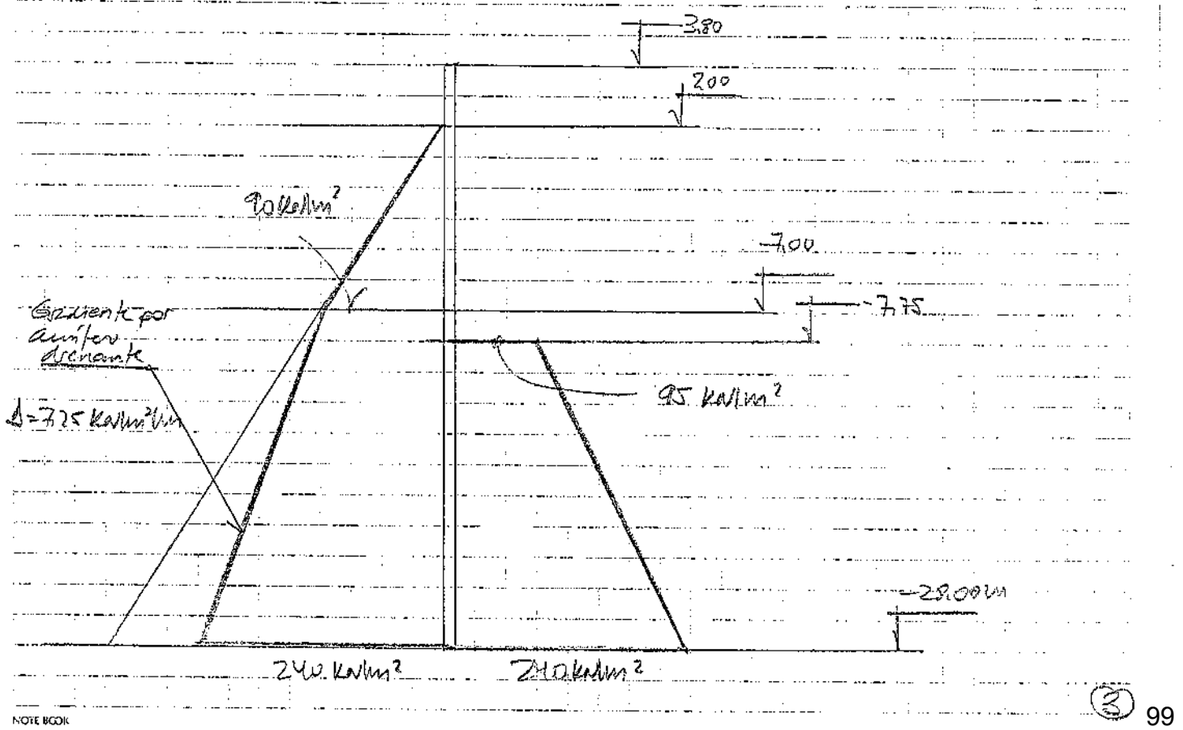
En 707+141,44 Zcant = -5,897m

CME = Zcant - 3,10 = -5,897 - 3,10 = -8,997 ≈ -9,00m

Pressions de aigua (Fdem a les considerades originalment) (canviant cota del contrabiveda Canvio de pendent)

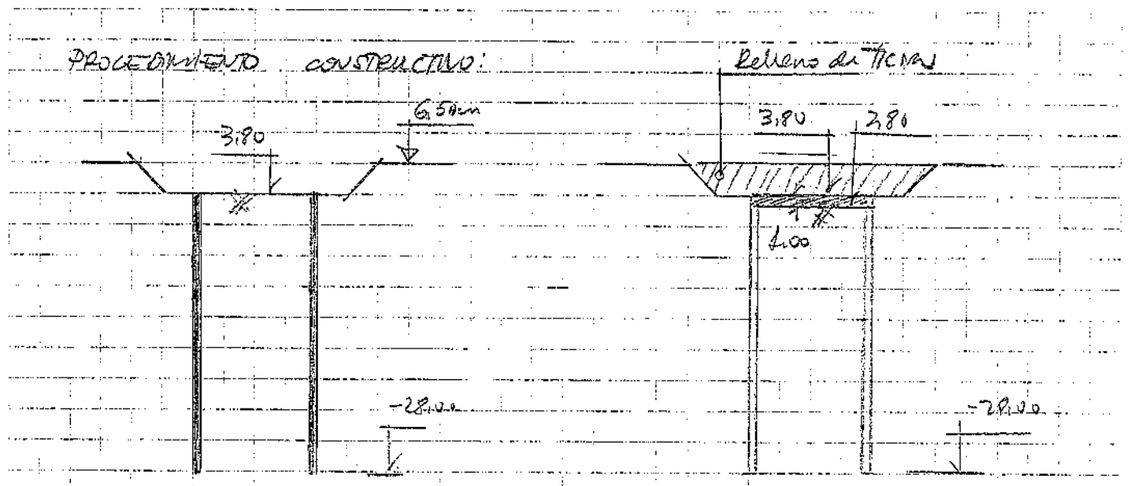


EN SERVEI SUBIDA MÀXIMA DEL NF PER CAUDAL DE MANEA EXTREMA

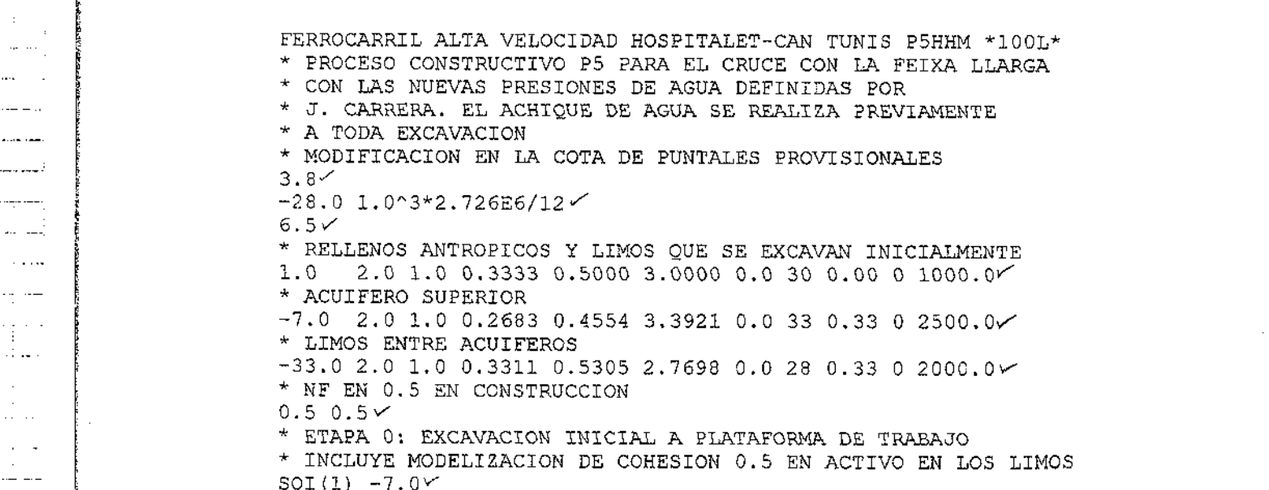


Can Tunis 15-Mar-05

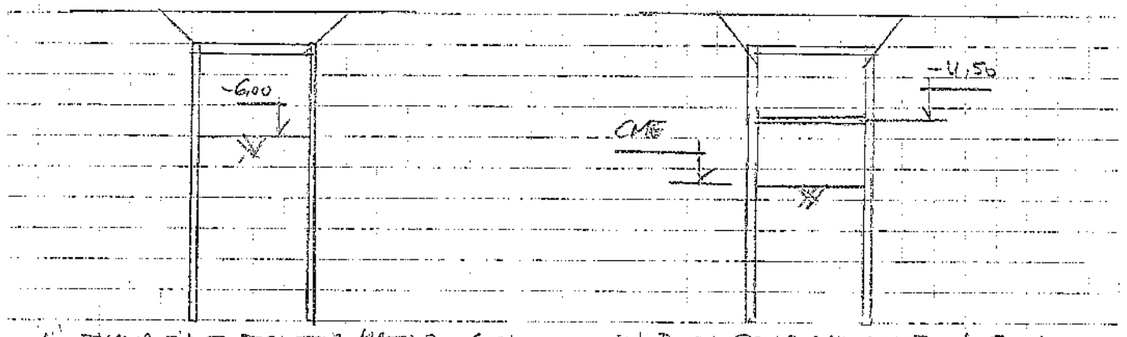
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



i) EJECUCIÓN PANTALLAS Y ATIRANTE DE 1 CAMA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN.

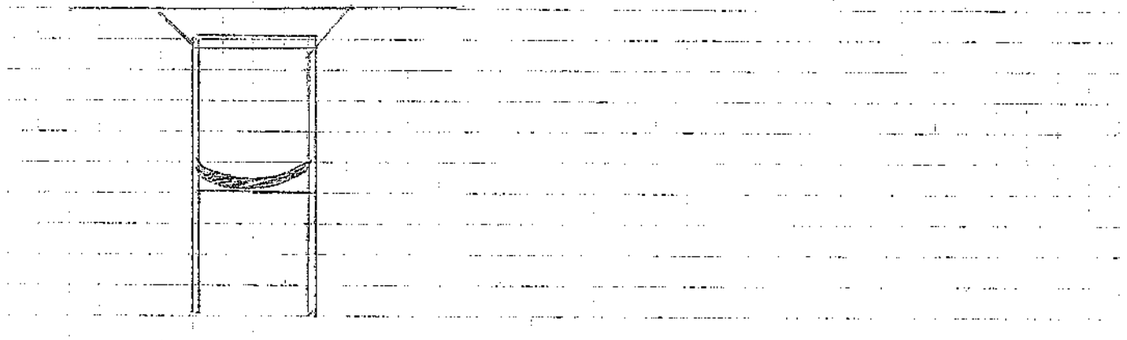


ii) EJECUCIÓN LOSA DE CUBIERTA Y RELLENO HASTA RECUPERACIÓN DEL TERRENO



iii) EXCAVACIÓN INTERIORES HASTA Z=-6.00 m.

iv) PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.50 Y EXCAVACIÓN HASTA CME



v) EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

NOTE BOOK

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P5HHM *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION
* MODIFICACION EN LA COTA DE PUNTALES PROVISIONALES
3.8✓
-28.0 1.0^3*2.726E6/12✓
6.5✓
* 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 1000.0✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500.0✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000.0✓
* 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 2000.0 ✓
EXC(1) 3.8 ✓
EXC(2) 3.8 ✓
SUB(1,1) 3.8 0.0 3.0 1.0
SUB(1,1) 3.8 3.0 4.0 2.0
SUB(1,1) 3.8 4.0 5.0 4.0
SUB(1,1) 3.8 5.0 6.0 6.0
SUB(1,1) 3.8 6.0 35.0 7.0
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -28.0 22.5✓
WAT(2) -10.0 0.0✓
WAT(2) -28.0 18.5✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00
CAL✓
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-6.0
EXC(2) -6.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL EN -4.5 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -4.5 1.0 0.0 0.0 60480
EXC(2) -9.5
CAL
* ETAPA 6: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.8 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
STR(0,2)
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -28.0 24.0✓
WAT(2) -7.75 0 9.5✓
WAT(2) -28.0 24.0✓
CAL ✓
* ETAPA 8: FLUENCIA
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,3)✓
```

Relleno en trasdosds

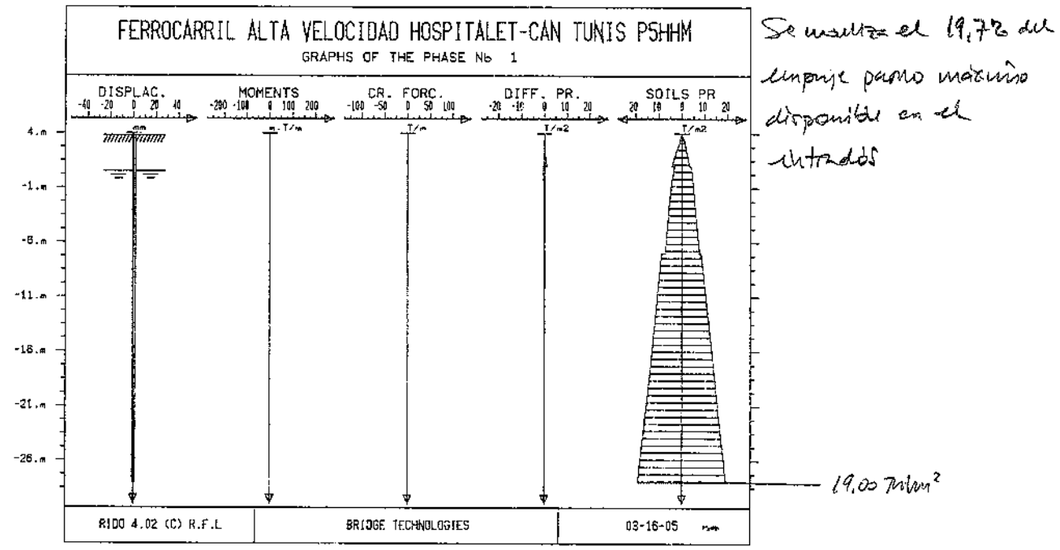
Quitthup a las cargas anteriores

Puntal provisional en Z=-4,50m

```
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400 ✓
STR -7.8 1 0 0 0.66*130000 ✓
CAL
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA CERRETERA DE LA FEIXA LLARGA. MODIFICACIÓN COTA DE PUNTALES PROVSIONALES.
PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN.

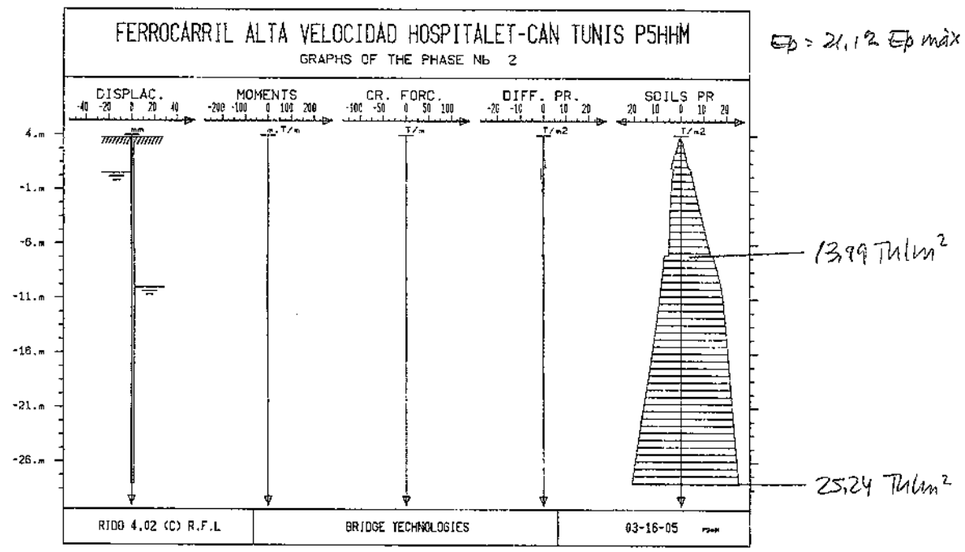
FASE 0: EXCAVACIÓN INICAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



Se maltza el 19,7% del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

19,00 Tn/m²

FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN

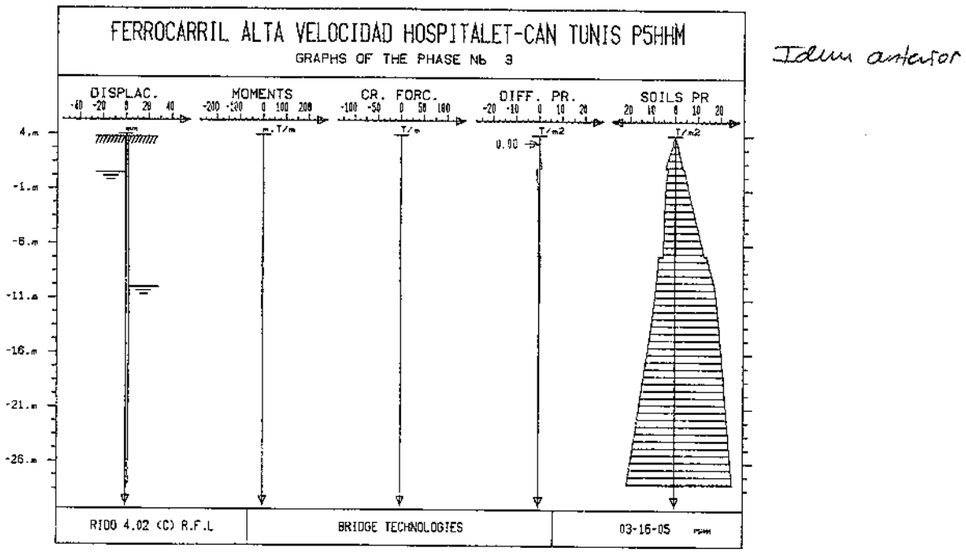


Ep = 21,1% Ep máx

13,99 Tn/m²

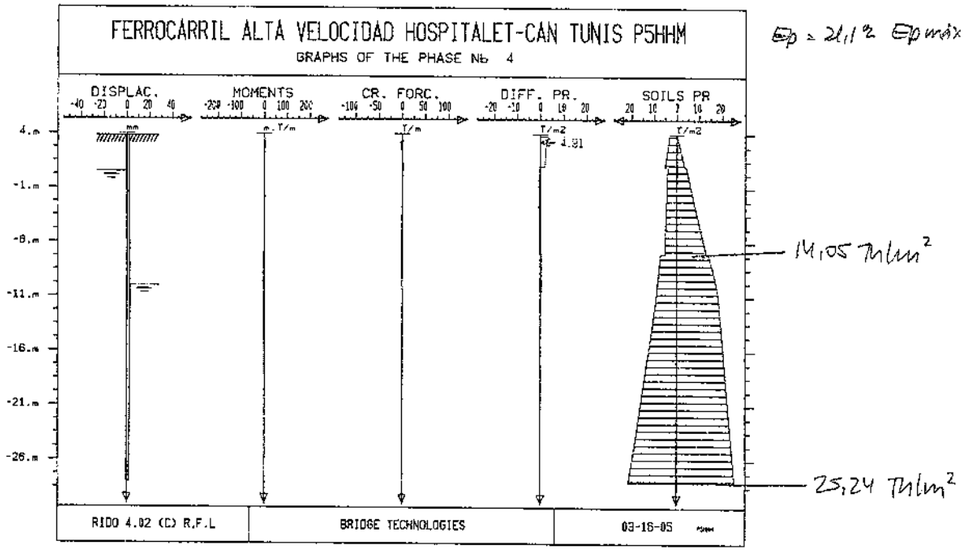
25,24 Tn/m²

FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA



Idem anterior

FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)

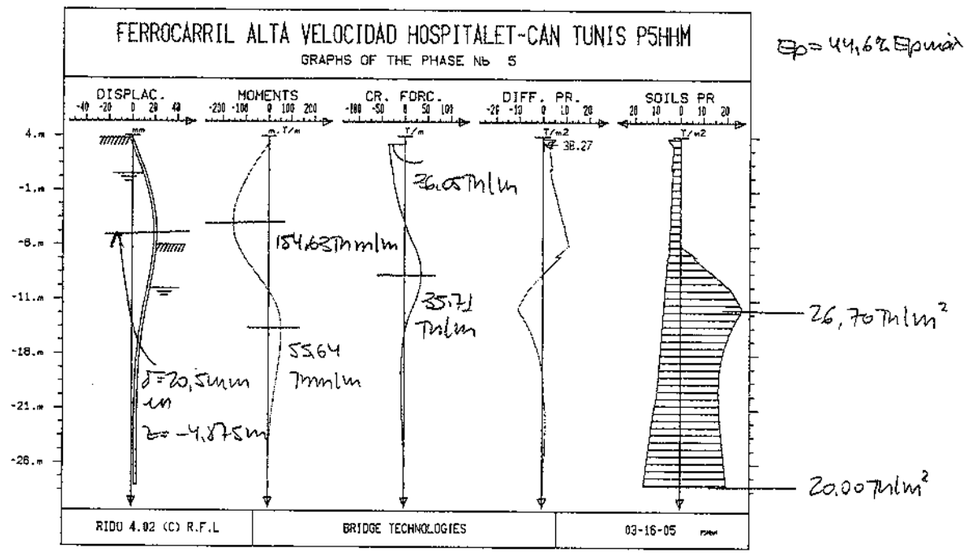


Ep = 21,1 % Ep máx

14,05 Tn/m²

25,24 Tn/m²

FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA INTERMEDIA Z=-6.0m

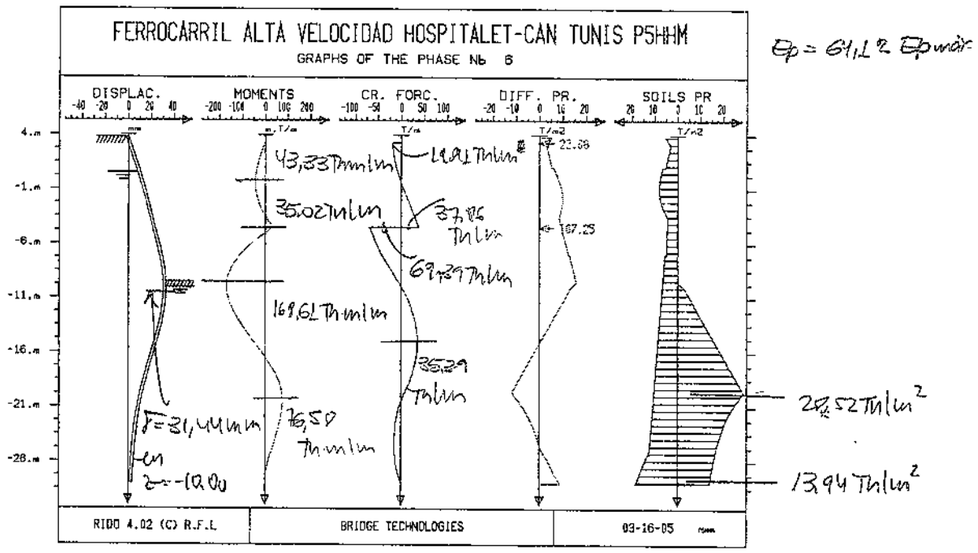


Ep = 44,6 % Epmáx

26,70 Tn/m²

20,00 Tn/m²

FASE 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.5m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.



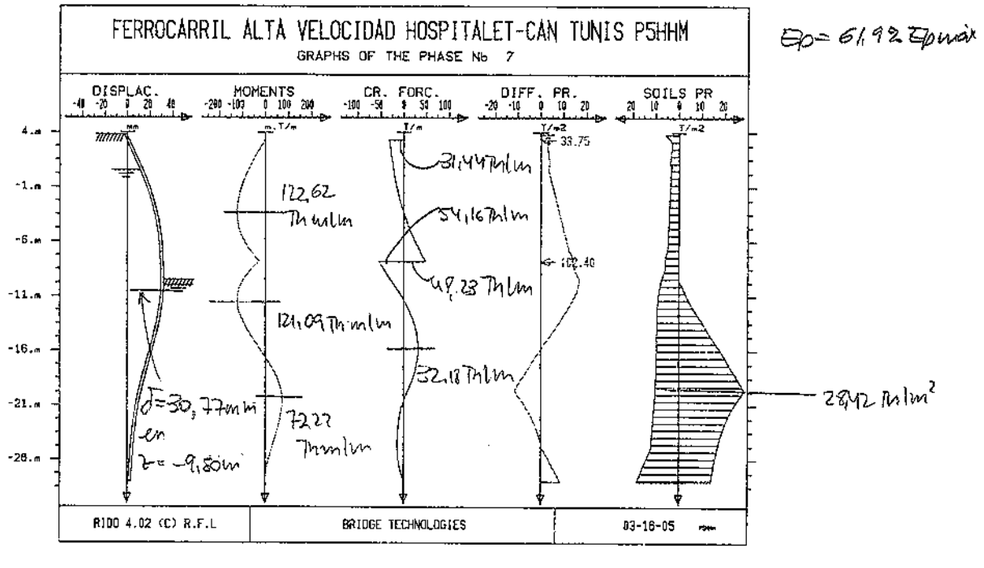
Ep = 64,1 % Epmáx

25,52 Tn/m²

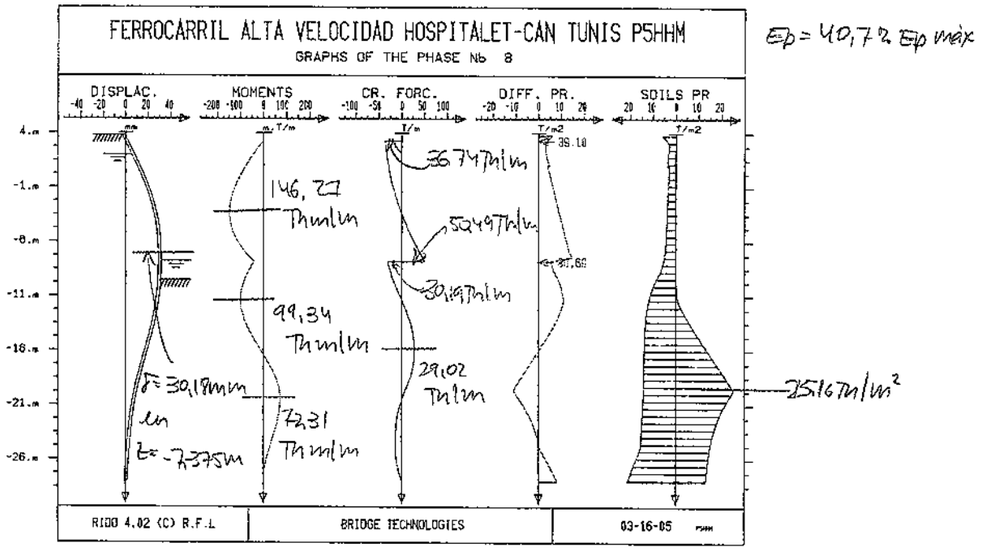
13,94 Tn/m²

Los Ep de carga máxima de los puntales respecto de la originalmente considerada

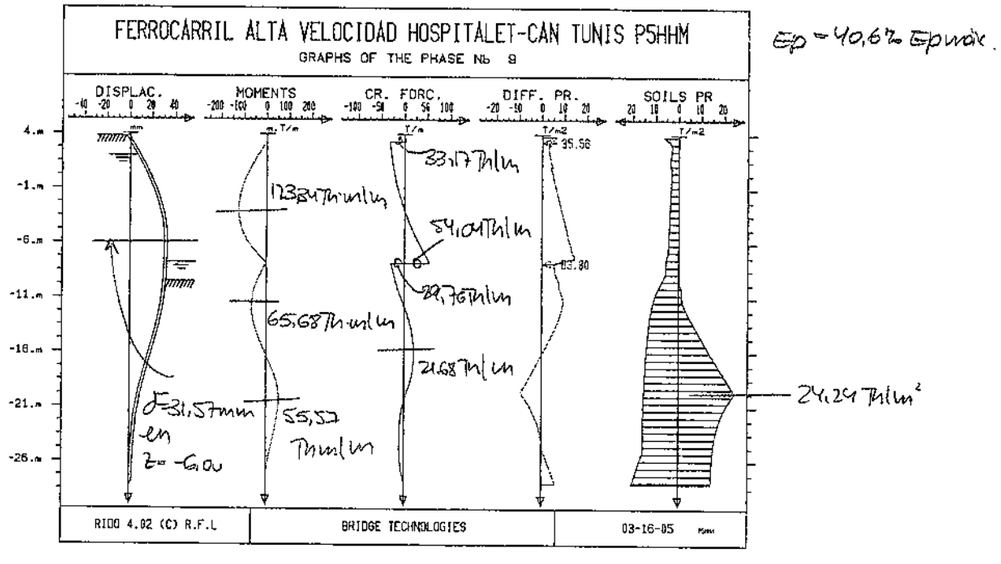
FASE 6: EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



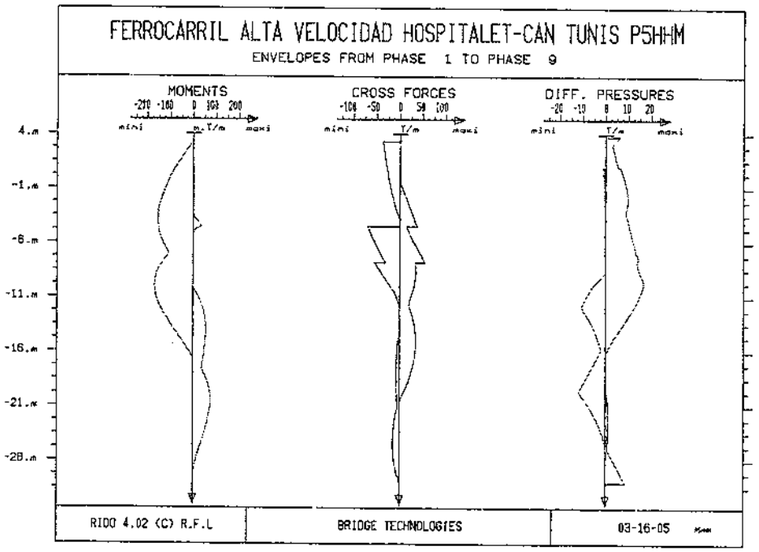
FASE 7: SUBIDA DEL NIVEL FREÁTICO HASTA COTA DE CARERRA MÁXIMA DE MAREA.



FASE 8: FLUENCIA

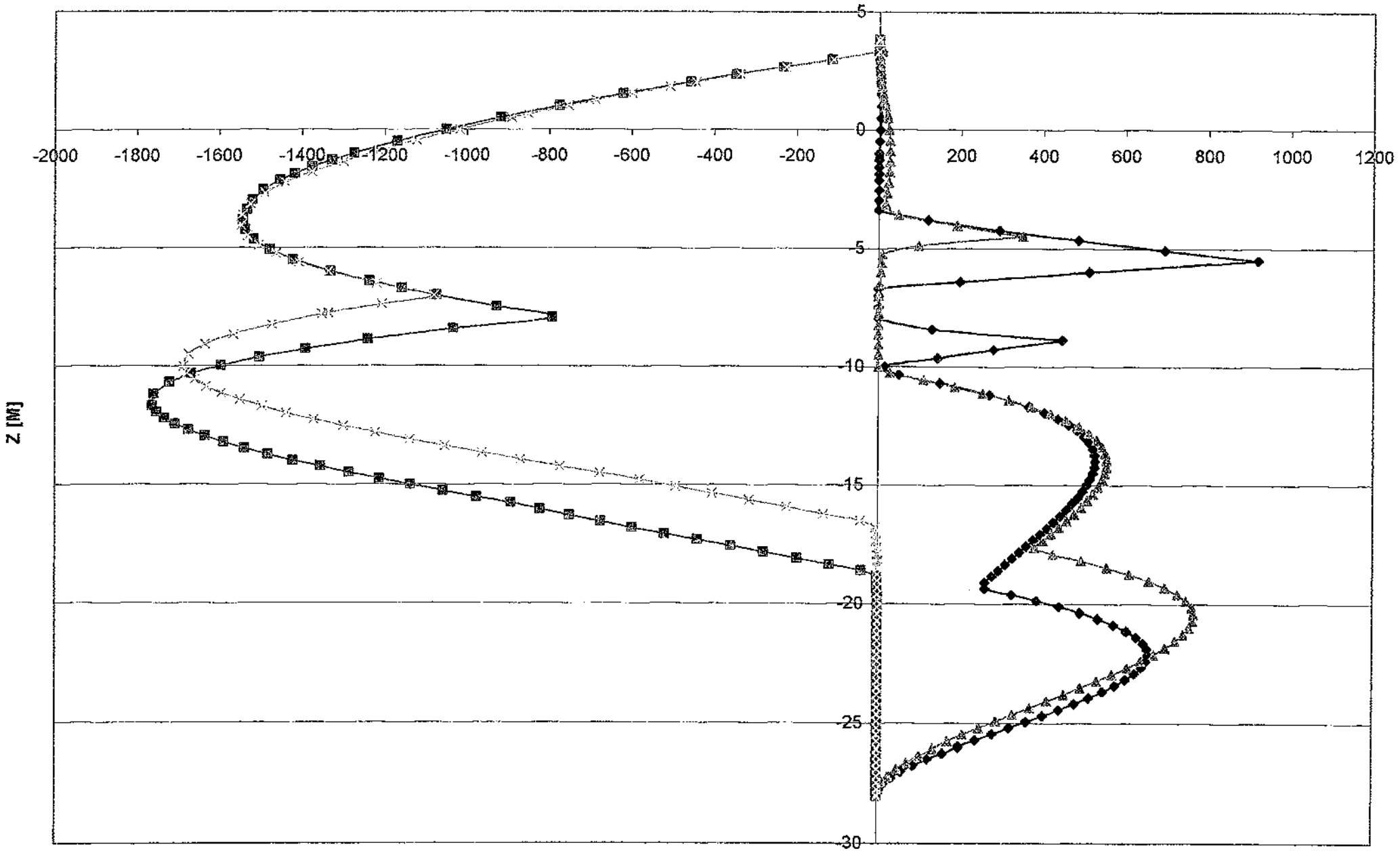


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE EL TERRENO



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



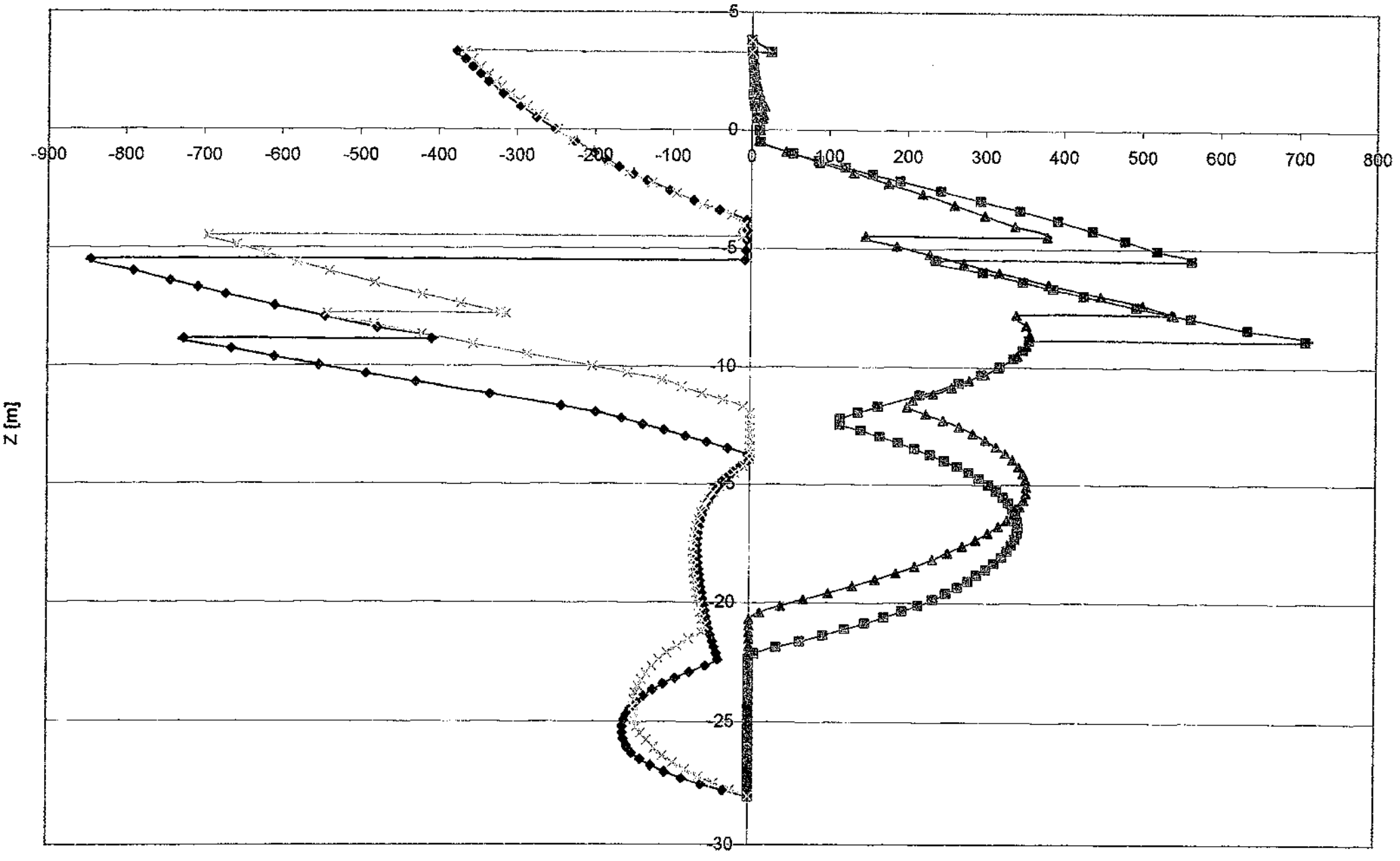
MOMENTO [kN·m/m]

M máx — M mín — M máx CAMBIO Z PUNTAL — M mín CAMBIO Z PUNTAL

(12)

P5HH RIDO M
16/03/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín — V máx — V máx CAMBIO Z PUNTAL — V mín CAMBIO Z PUNTAL

(104)

P5HH RIDO M
16/03/2005

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL: (Respecto de los planos 2.9.3.16.

FLEXIÓN 11 Febrero de 2005

TRAMO 1:

- Momento último con 6Φ32

As = 48,252 cm²/m → mu = 1711,87 KN.m/m; mu.k = 1141,25 KN.m/m

Si dispone de los 6Φ32 alternando anclados entre

z = -3,00 y z = -11,00m

- Momento último con 6Φ25

As = 29,454 cm²/m → mu = 1081,9 KN.m/m; mu.k = 721,3 KN.m/m

INTRADOS:

- Momento última con 4Φ25 pml

As = 19,636 cm²/m ; mu = 734,13 KN.m/m; mu.k = 489,42 KN.m/m

- Momento último con 4Φ25 + 6Φ32

As = 67,89 cm²/m; mu = 2201,54 KN.m/m; mu.k = 1467,7 KN.m/m

- Momento último con (6+6,4) Φ32

As = 99,72 cm²/m; mu = 3021,94 KN.m/m; mu.k = 2014,63 KN.m/m

- Momento último con (6Φ25 + 6,4Φ32)

As = 79,923 cm²/m; mu = 2553,91 KN.m/m; mu.k = 1702,54 KN.m/m

- Momento último con 6,4Φ32

As = 51,469 cm²/m; mu = 1814,95 KN.m/m; mu.k = 1209,97 KN.m/m

(VER HOJA ADJUNTA) ①

NOTE BOOK

- CORTANTES

- Cortante último con Pilares Φ20 cada 5100m (Separados a 0,15)

Ad = 33,51 cm²/m/m

As = 6Φ32 (como mínimo) As = 48,252 cm²/m

Vu = 1285,45 KN/m; Vu.k = 924 KN/m

- Cortante último con cercos Φ16

Ad = 21,45 cm²/m/m

As = 6Φ25 (como mínimo) = 29,454 cm²/m

Vu = 952,60 KN/m; Vu.k = 685,1 KN/m

- Cortante último con cercos Φ12

Ad = 12,064 cm²/m/m

As = 6Φ25 (como mínimo) = 29,454 cm²/m

Vu = 651,91 KN/m; Vu.k = 484,60 KN/m

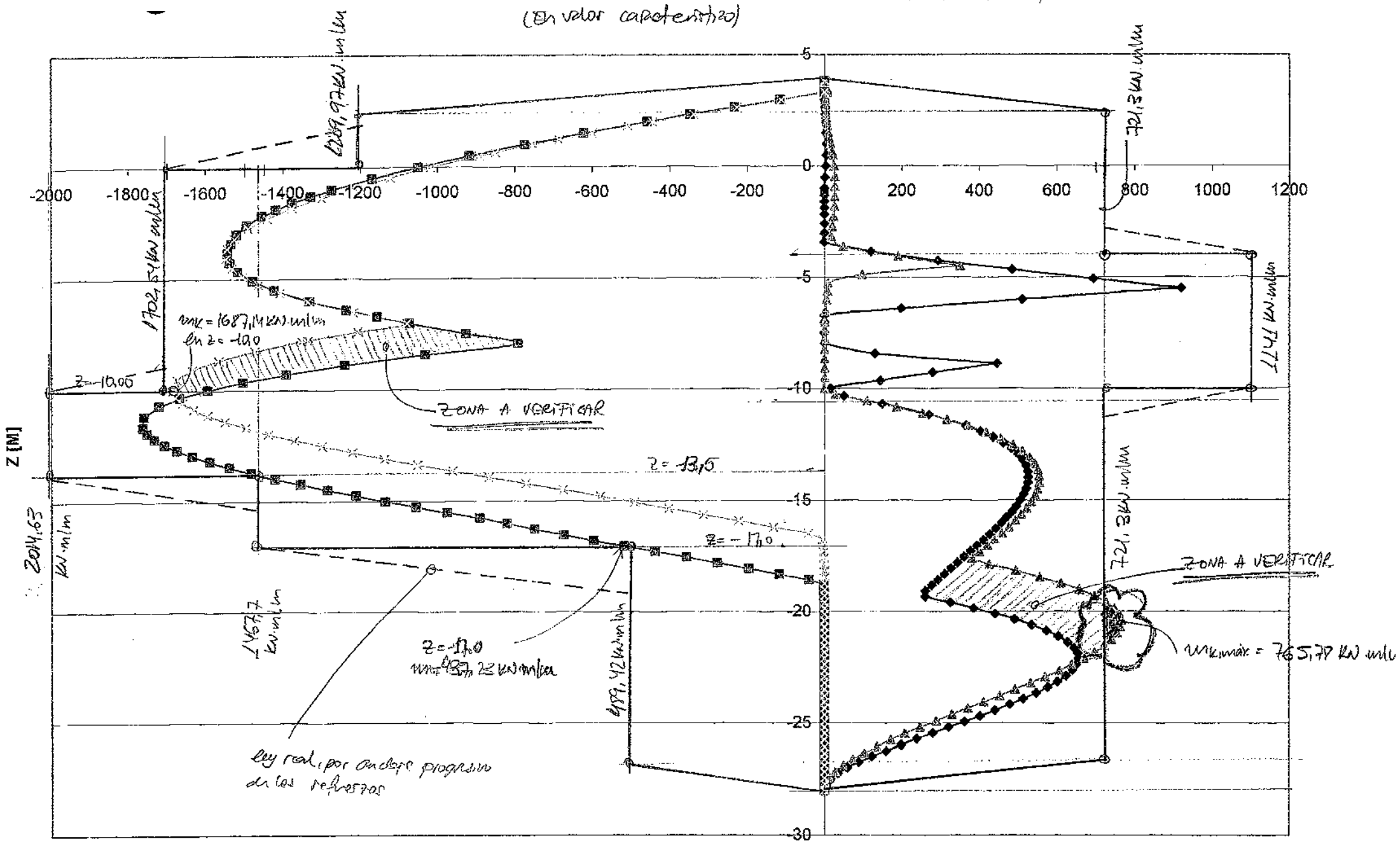
(VER HOJA ADJUNTA)

② 105

NOTE BOOK

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES

(En valor característico) SECCIÓN INICIAL



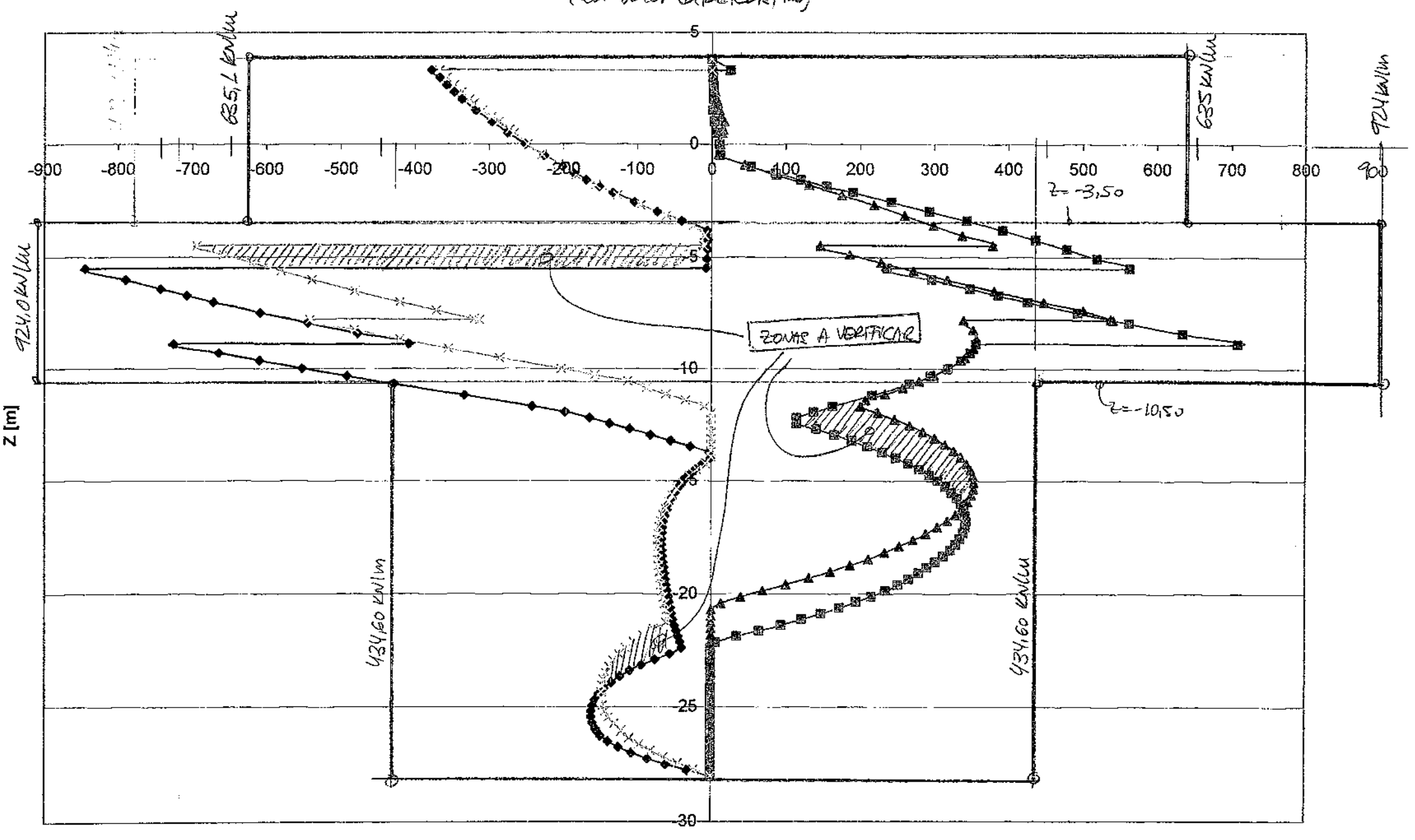
MOMENTO [kN·m/m]

M máx — M mín — M máx CAMBIO Z PUNTAL — M mín CAMBIO Z PUNTAL

P5HH RIDO M
16/03/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES

(en valor característico) Sección INICIAL

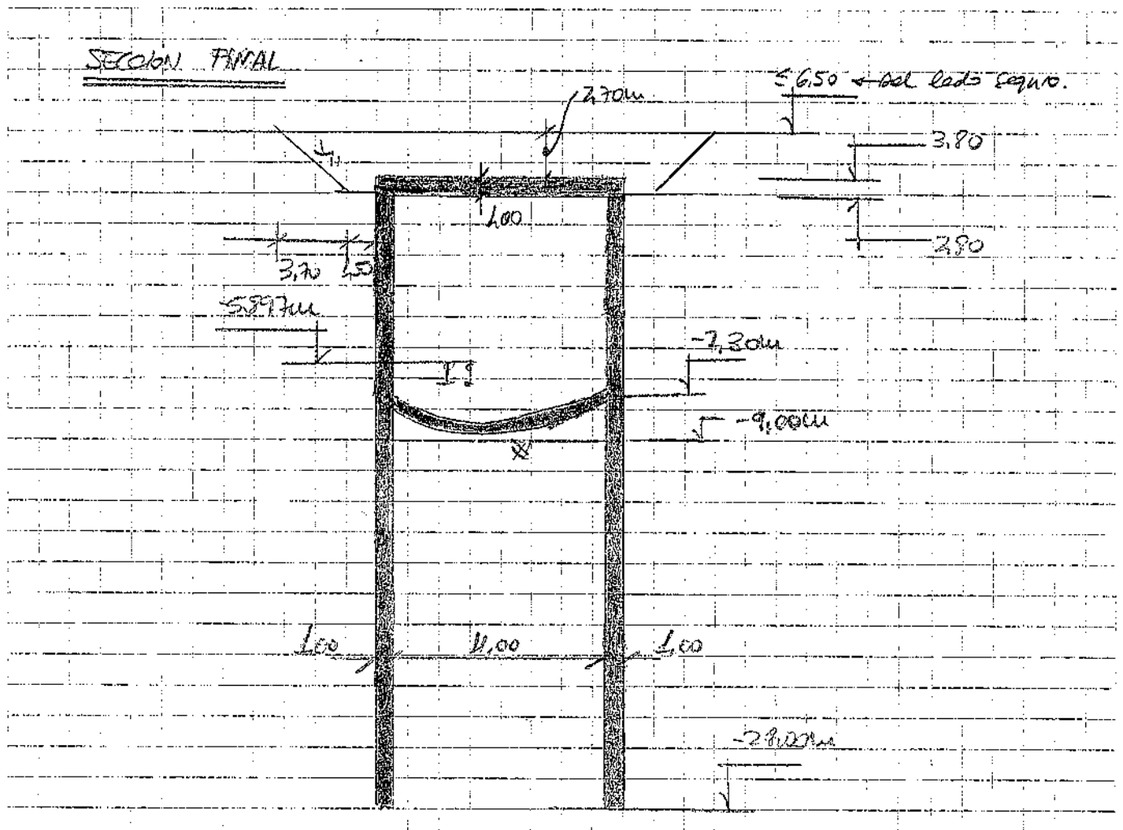


CORTANTES V [kN/m]

V mín — V máx — V máx CAMBIO Z PUNTAL — V mín CAMBIO Z PUNTAL

P5HH RIDO M
16/03/2005

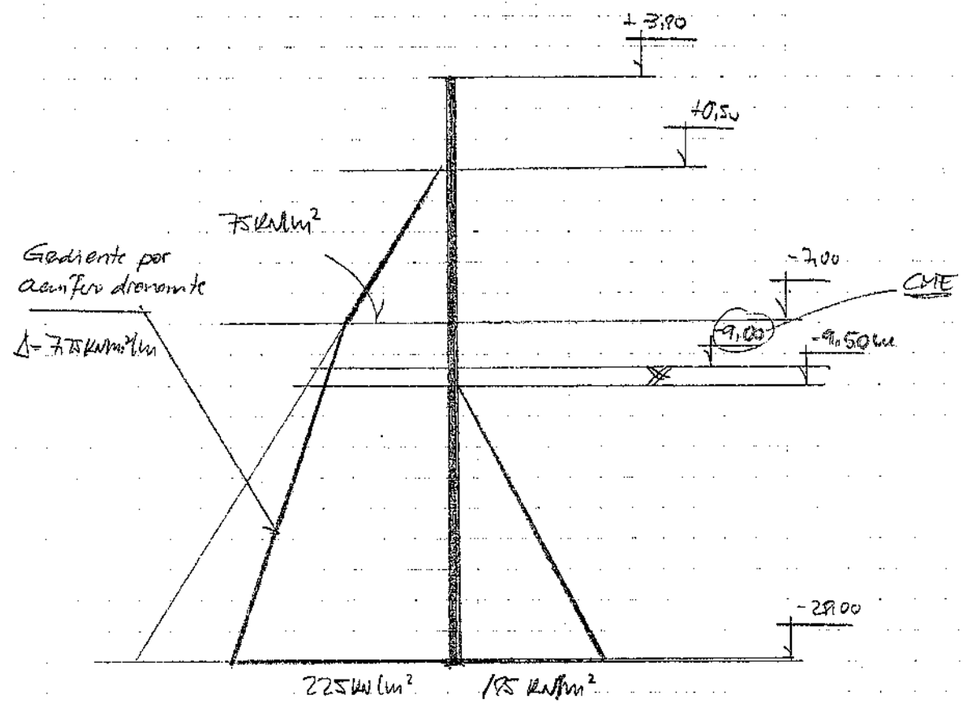
SECCION FINAL



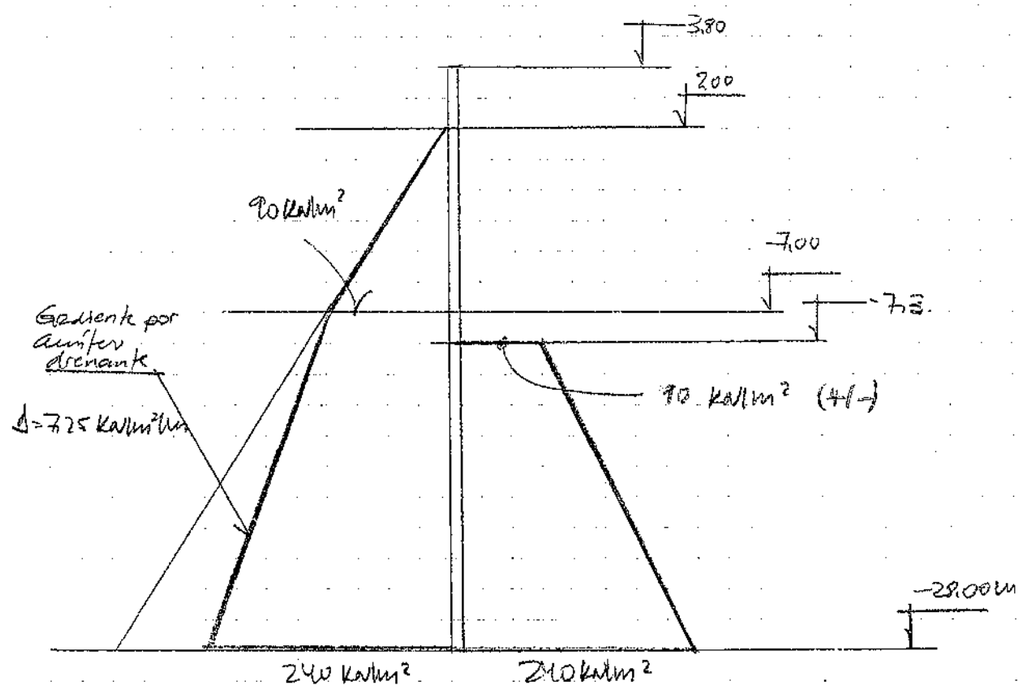
Archivo Q10a | PSHUM2.010

PUNTAL PROVISIONAL EN
Z = -4,00tm

Presiones de agua

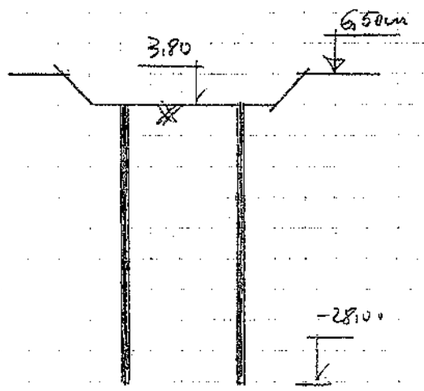


EN SERVICIO. SUBIDA MÁXIMA DEL NF POR CARRERA DE MAREA EXTREMA.

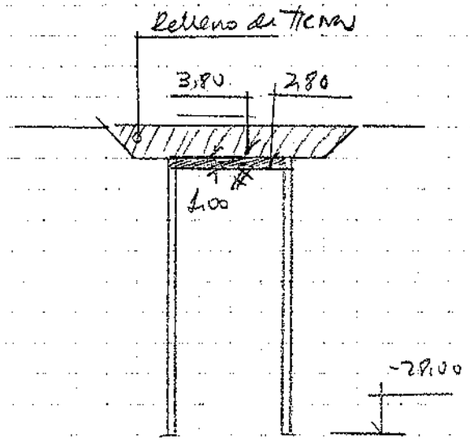


Can Tunis 15-Mar-05

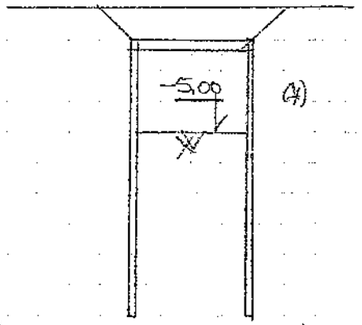
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:



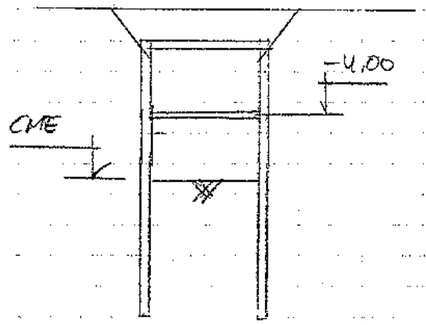
i) EJECUCIÓN PANTALLAS Y RELLENO DE AGUA ENTRE PANTALLAS HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN.



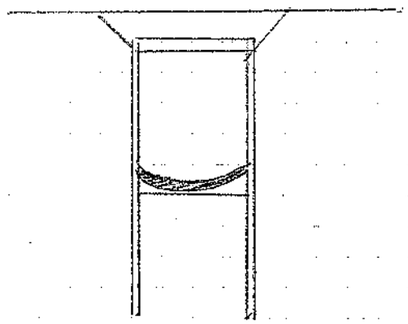
ii) EJECUCIÓN LOSA DE CUBIERTA Y RELLENO HASTA RESTITUCIÓN DEL TERRENO



iii) EXCAVACIÓN INTERMEDIA HASTA Z=-6.00 m



iv) PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.50 Y EXCAVACIÓN HASTA CME.



v) EJECUCIÓN CONTRABÓVEDA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL

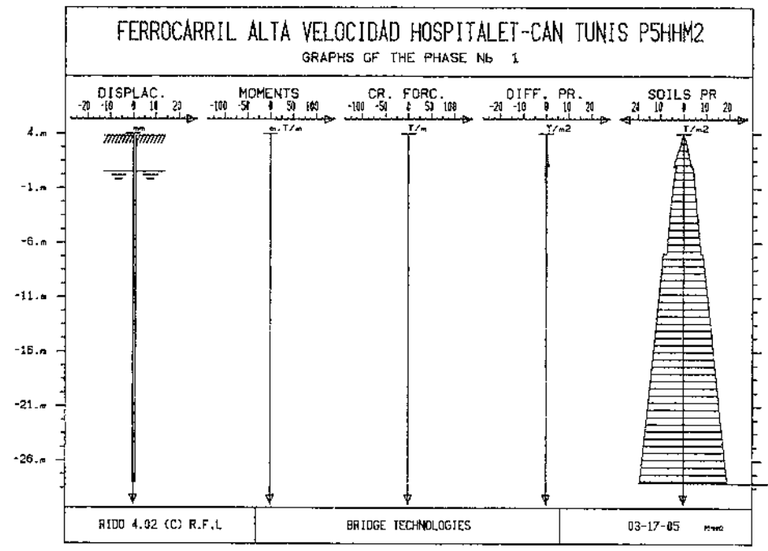
(4) Del entramo Feixa - Colector la 1ª excavación es hasta Z= -4.50 m.

```
FERROCARRIL ALTA VELOCIDAD HOSPITALET-CAN TUNIS P5HHM2 *100L*
* PROCESO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA FEIXA LLARGA
* CON LAS NUEVAS PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR
* J. CARRERA. EL ACHIQUE DE AGUA SE REALIZA PREVIAMENTE
* A TODA EXCAVACION. SECION FINAL.
* MODIFICACION EN LA COTA DE PUNTALES PROVISIONALES
3.8✓
-28.0 1.0^3*2.726E6/12✓
6.5✓
* 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 1000.0✓
* ACUIFERO SUPERIOR
-7.0  2.0 1.0 0.2683 0.4554 3.3921 0.0 33 0.33 0 2500.0✓
* LIMOS ENTRE ACUIFEROS
-33.0 2.0 1.0 0.3311 0.5305 2.7698 0.0 28 0.33 0 2000.0✓
* 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 2000.0✓
EXC(1) 3.8✓
EXC(2) 3.8✓
SUB(1,1) 3.8 0.0 3.0 1.0✓
SUB(1,1) 3.8 3.0 4.0 2.0✓
SUB(1,1) 3.8 4.0 5.0 4.0✓
SUB(1,1) 3.8 5.0 6.0 6.0✓
SUB(1,1) 3.8 6.0 35.0 7.0✓
CAL✓
* ETAPA 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA COTA MAXIMA
WAT(1) 0.5 0.0✓
WAT(1) -7.0 7.5✓
WAT(1) -28.0 22.5✓
WAT(2) -9.5 0.0✓
WAT(2) -28.0 18.5✓
CAL✓
* ETAPA 2: EJECUCION DE CUBIERTA
STR 3.30 1.0 0.0 0.0 454400.0✓
CAL✓
* ETAPA 3: RELLENO DE TIERRAS EN TRASDOS HASTA COTA DEFINITIVA
SUB(1) 3.8 0.0 35.0 7.00✓ ← Sustituye a las cargas anteriores
CAL✓
* ETAPA 4: EXCAVACION HASTA Z=-5.0
EXC(2) -5.0✓
CAL✓
* ETAPA 5: PUNTAL EN -4.0 Y EXCAVACION HASTA COTA FINAL
STR -4.0 1.0 0.0 0.0 60480.0✓
EXC(2) -9.0✓
CAL✓
* ETAPA 6: EJECUCION DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL
STR -7.3 1.0 0.0 0.0 130000.0✓
STR(0,2)✓ ← Retirada del puntal
CAL✓
* ETAPA 7: SUBIDA NF EN TRASDOS
WAT(1) 2.0 0✓
WAT(1) -7.0 9.0✓
WAT(1) -28.0 24.0✓
WAT(2) -7.30 0 9.0✓
WAT(2) -28.0 24.0✓
CAL✓
* ETAPA 8: FLUENCIA✓
INE(1) 0.66*1.0^3*2.726E6/12✓
STR(0,1)✓
STR(0,3)✓
```

```
STR 3.30 1 0 0 0.66*454400 ✓
STR -7.3 1 0 0 0.66*130000 ✓
CAL ✓
END
STA
EVP
STOP
```

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO P5 PARA EL CRUCE CON LA CERRETERA DE LA FEIXA LLARGA. MODIFICACIÓN COTA DE PUNTALES PROVSIONALES. SECCIÓN FINAL.
PRESIONES DE AGUA DEFINIDAS POR J. CARRERA, CON ACHIQUE PREVIO A TODA EXCAVACIÓN.

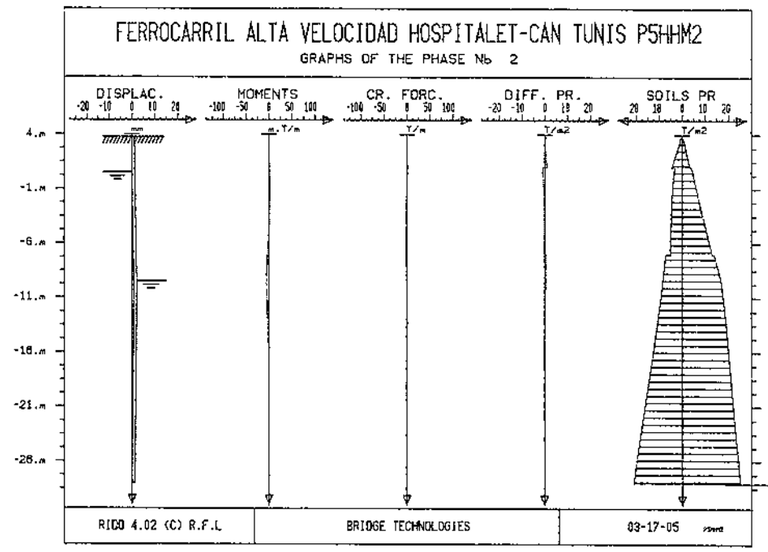
FASE 0: EXCAVACIÓN INICAL HASTA PLATAFORMA DE TRABAJO



Se moviliza el 19,7 % del empuje pasivo máximo disponible en el trasdós

19,06 T/m²

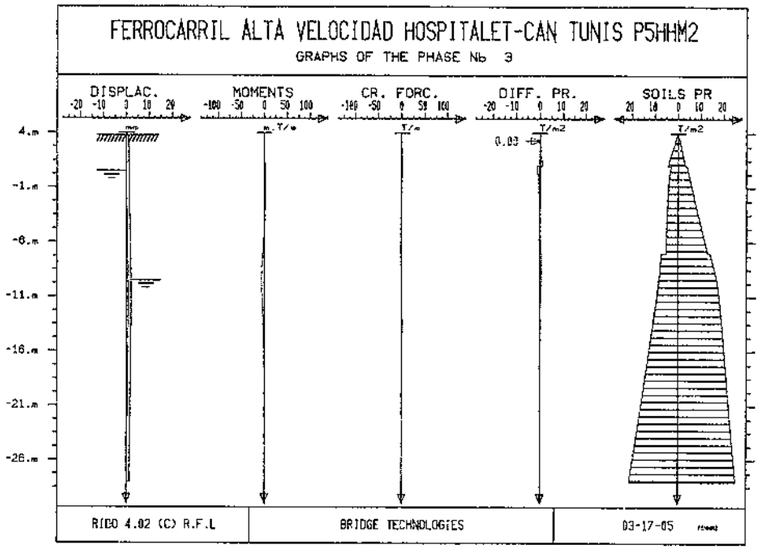
FASE 1: ACHIQUE DE AGUA HASTA ESTADO DE CONSTRUCCIÓN



Ep = 21,0% Ep máx

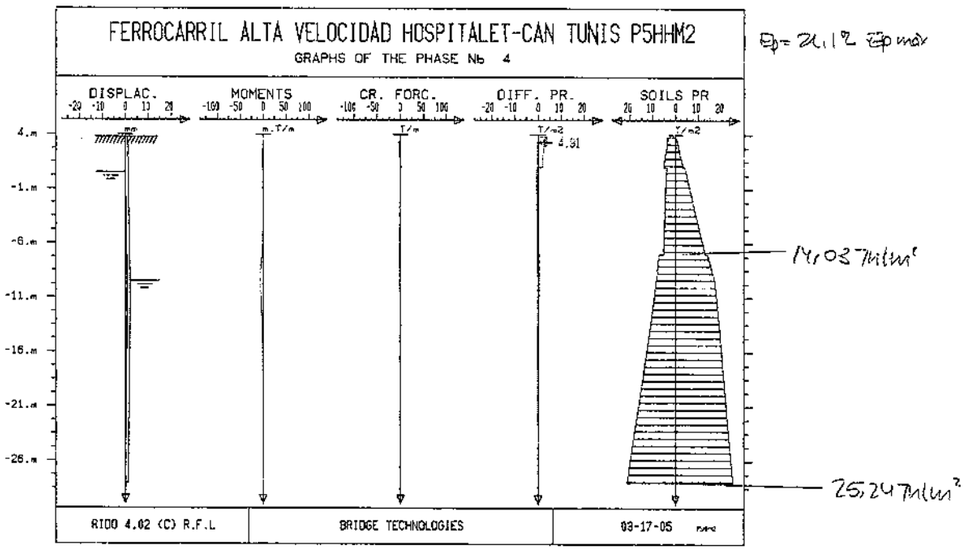
25,24 T/m²

FASE 2: EJECUCIÓN DE LA CUBIERTA

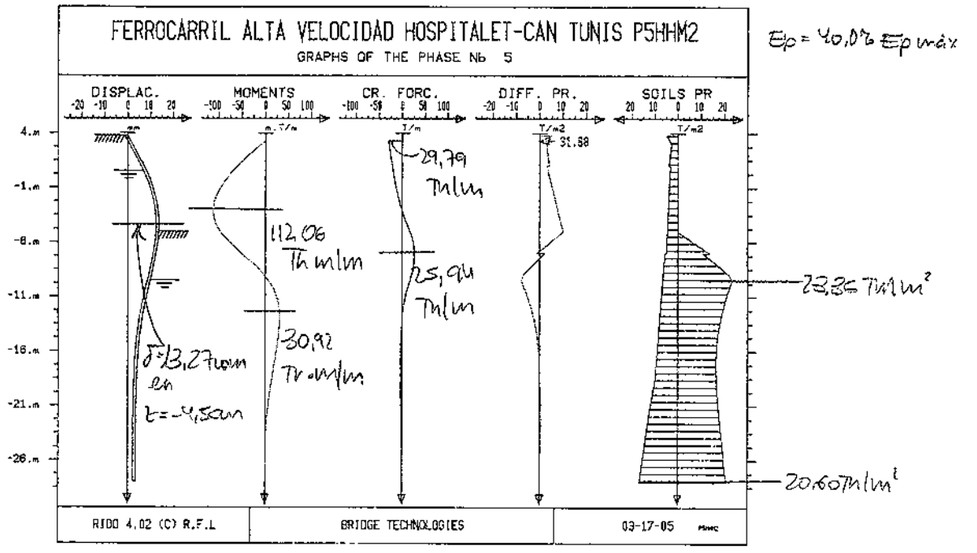


Idem anterior

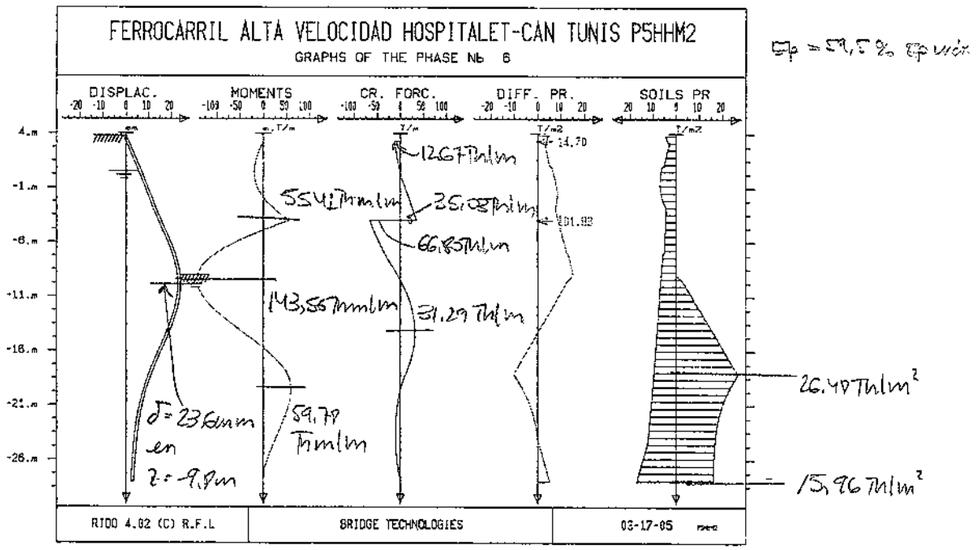
FASE 3: RELLENO DE TIERRAS HASTA COTA DEFINITIVA (PARA REPOSICIÓN DE SERVICIOS Y VIAS DE TRÁFICO)



FASE 4: EXCAVACIÓN INTERIOR EN MINA HASTA LA COTA INTERMEDIA Z=-5.0m

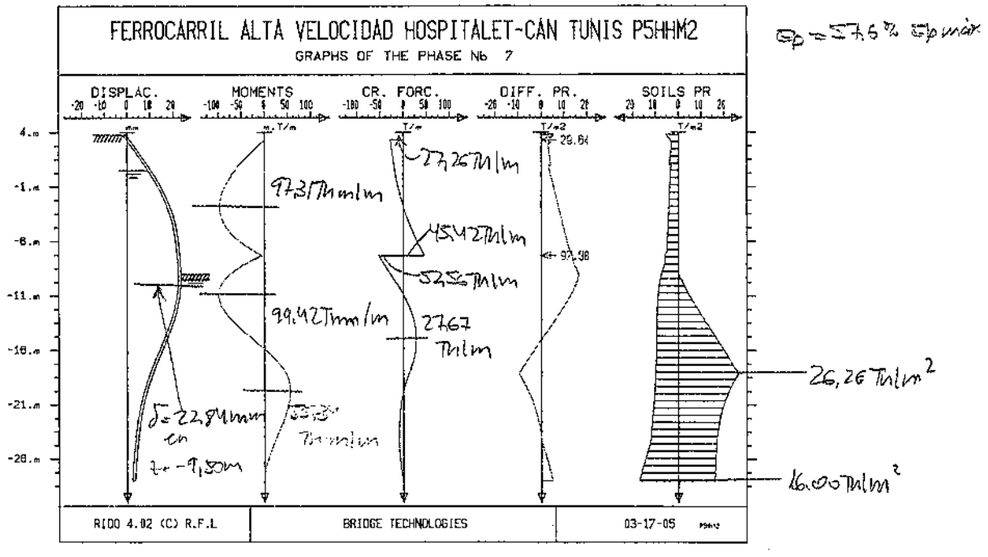


FASE 5: PUNTAL PROVISIONAL EN Z=-4.0m Y EXCAVACIÓN HASTA C.M.E.

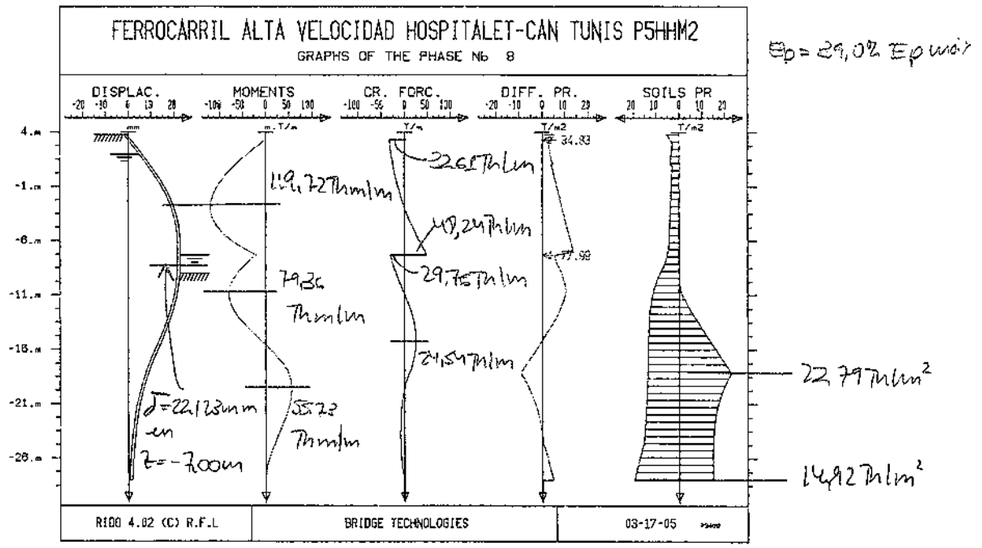


Obs: Ep la carga máxima de los puntales respecto de la originalmente considerada

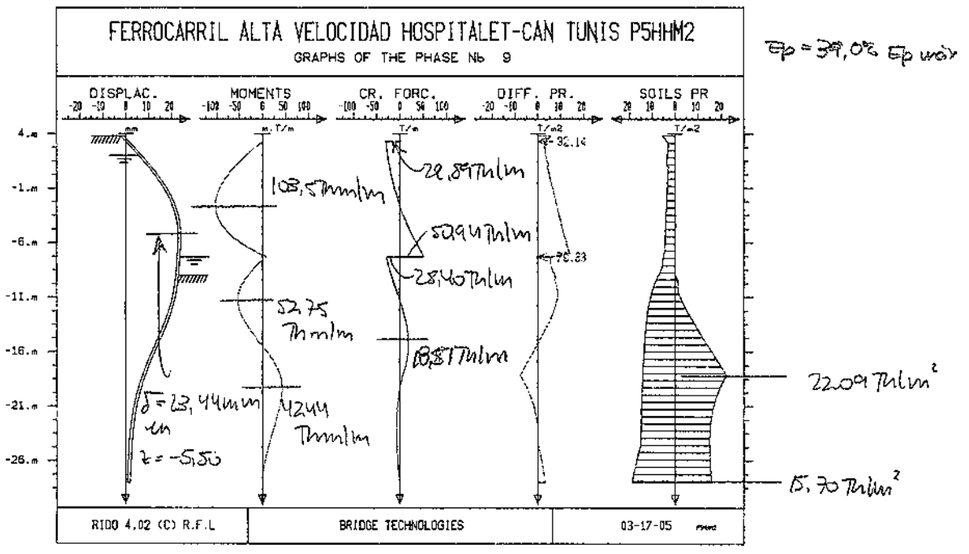
FASE 6: EJECUCIÓN DE SOLERA Y RETIRADA DEL PUNTAL PROVISIONAL



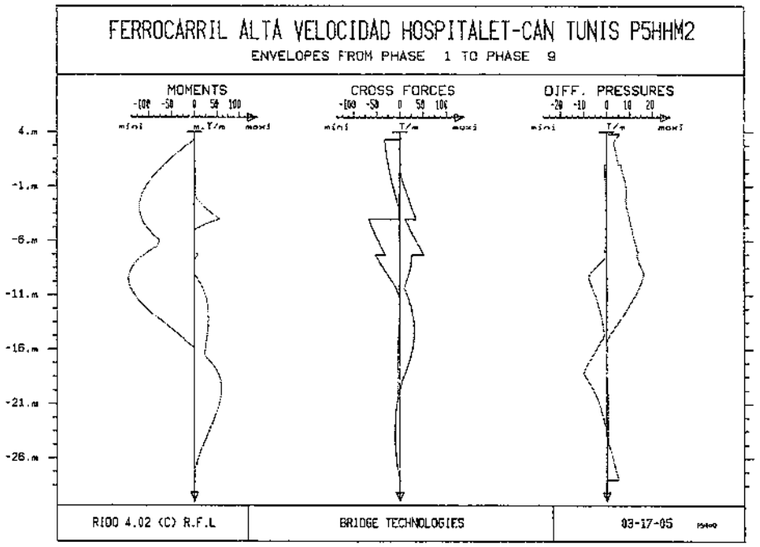
FASE 7: SUBIDA DEL NIVEL FREÁTICO HASTA COTA DE CARERRA MÁXIMA DE MAREA.



FASE 8: FLUENCIA

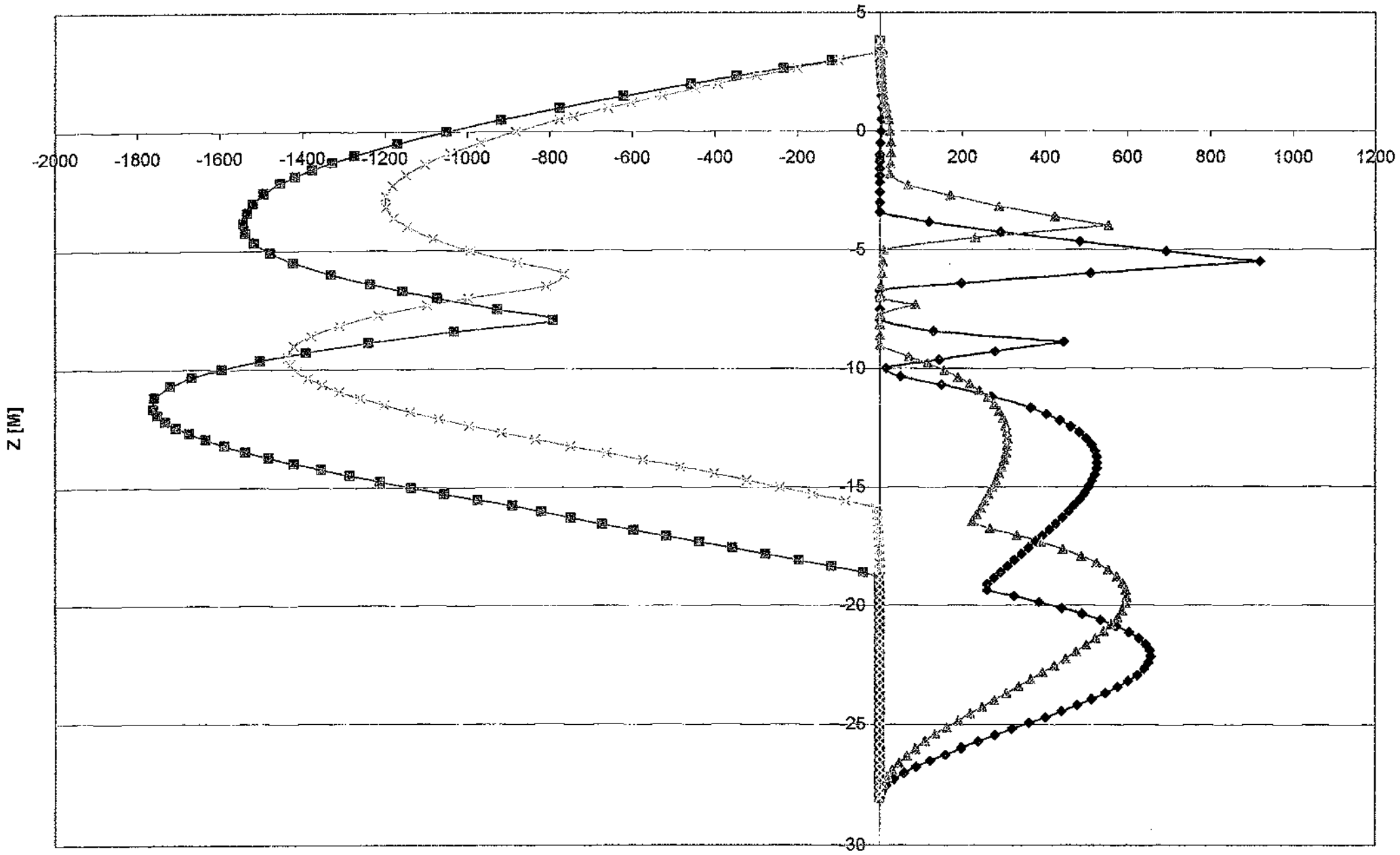


ENVOLVENTE DE ESFUERZOS Y PRESIONES SOBRE EL TERRENO



(VER HOJAS EXCEL ADJUNTAS)

ENVOLV[illegible]TE DE MOMENTOS FLECTORES

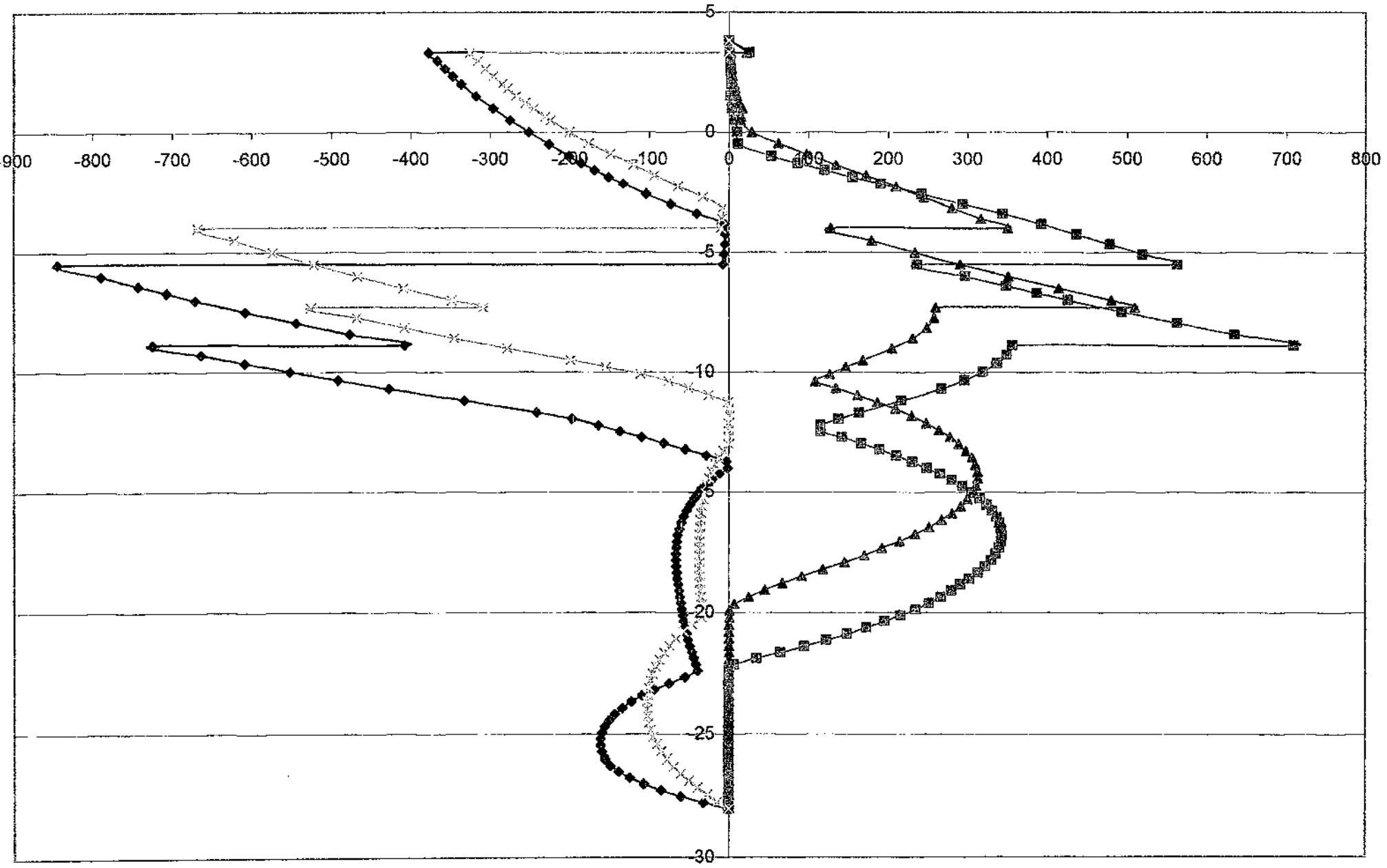


MOMENTO [kN·m/m]

M máx — M mín — M máx CAMBIO Z PUNTAL — M mín CAMBIO Z PUNTAL

P5HH RIDO M
16/03/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES



CORTANTES V [kN/m]

V mín — V máx — V máx CAMBIO Z PUNTAL — V mín CAMBIO Z PUNTAL

P5HH RIDO M
16/03/2005

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL: (Respecto de los planos 2.9.3.16. de Febrero de 2005

FLEXIÓN

TRASDÓS:

- Momento último con 6Φ32

A_s = 48,252 cm²/m → m_u = 1711,87 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 1142,25 KN·m/m

Se disponen los 6Φ32 efectivamente anclados entre

z = -3,00 y z = -11,0m

- Momento último con 6Φ25

A_s = 29,454 cm²/m → m_u = 1081,9 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 721,2 KN·m/m

INTRADÓS:

- Momento último con 4Φ25 pml

A_s = 19,636 cm²/m ; m_u = 734,15 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 489,42 KN·m/m

- Momento último con 4Φ25 + 6Φ32

A_s = 67,89 cm²/m; m_u = 2201,54 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 1467,7 KN·m/m

- Momento último con (6 + 6,4) Φ32

A_s = 99,72 cm²/m; m_u = 3021,94 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 2014,63 KN·m/m

- Momento último con (6Φ25 + 6,4Φ32)

A_s = 70,923 cm²/m; m_u = 2553,81 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 1702,54 KN·m/m

- Momento último con 6,4Φ32

A_s = 51,469 cm²/m; m_u = 1814,95 KN·m/m; $m_{u,k}$ = 1209,97 KN·m/m

(VER HOJA ADJUNTA)

- CORTANTE

- Cortante último con Drenes Φ20 cada 5100m (Separados a 0,15)

A_d = 33,51 cm²/m/m

A_s = 6Φ32 (como mínimo) A_s = 48,252 cm²/m

V_u = 1886,45 KN/m; $V_{u,k}$ = 924 KN/m

- Cortante último con cercos Φ16

A_d = 21,45 cm²/m/m

A_s = 6Φ25 (como mínimo) = 29,454 cm²/m

V_u = 952,60 KN/m; $V_{u,k}$ = 635,1 KN/m

- Cortante último con cercos Φ12

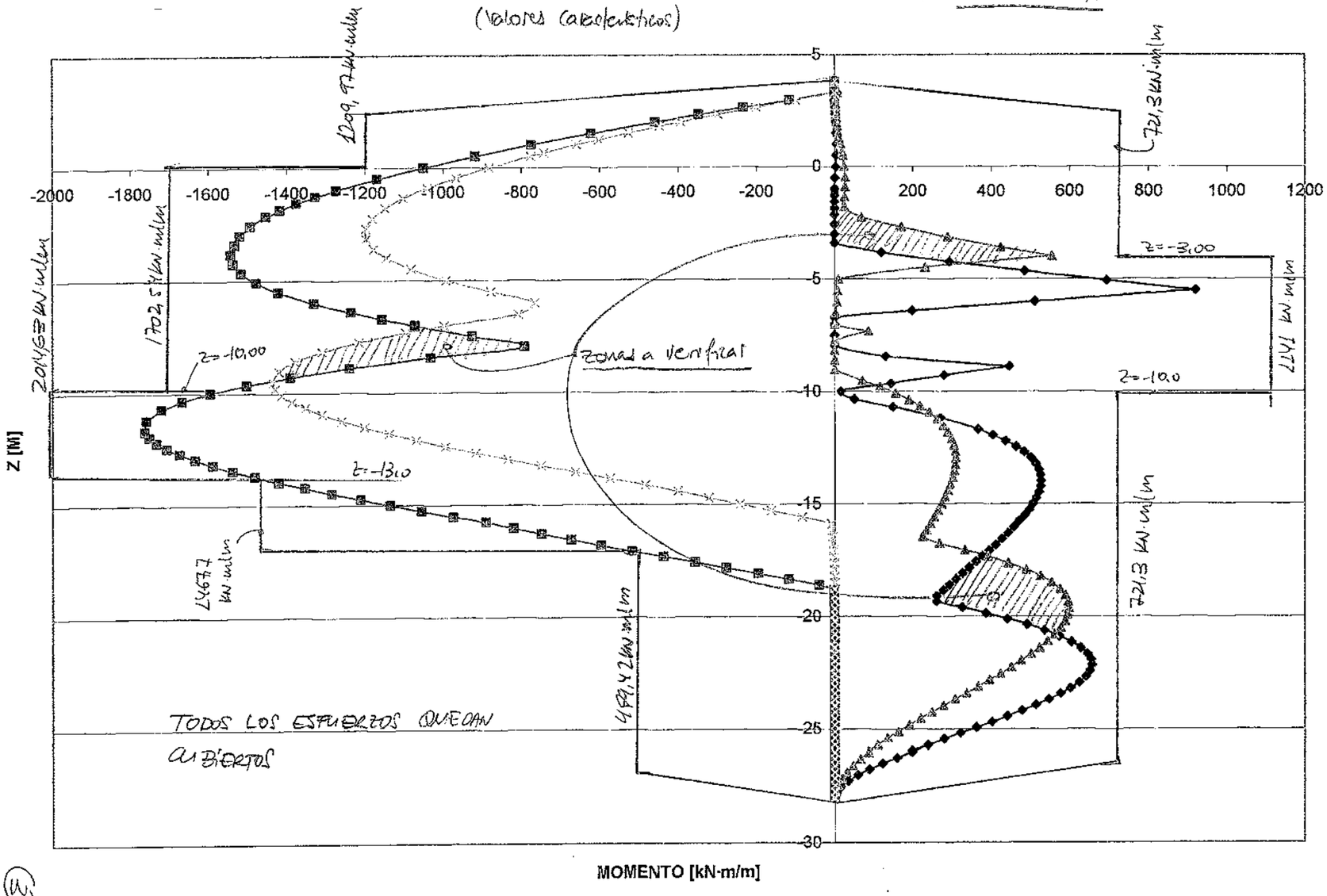
A_d = 12,064 cm²/m/m

A_s = 6Φ25 (como mínimo) = 29,454 cm²/m

V_u = 651,9 KN/m; $V_{u,k}$ = 434,60 KN/m

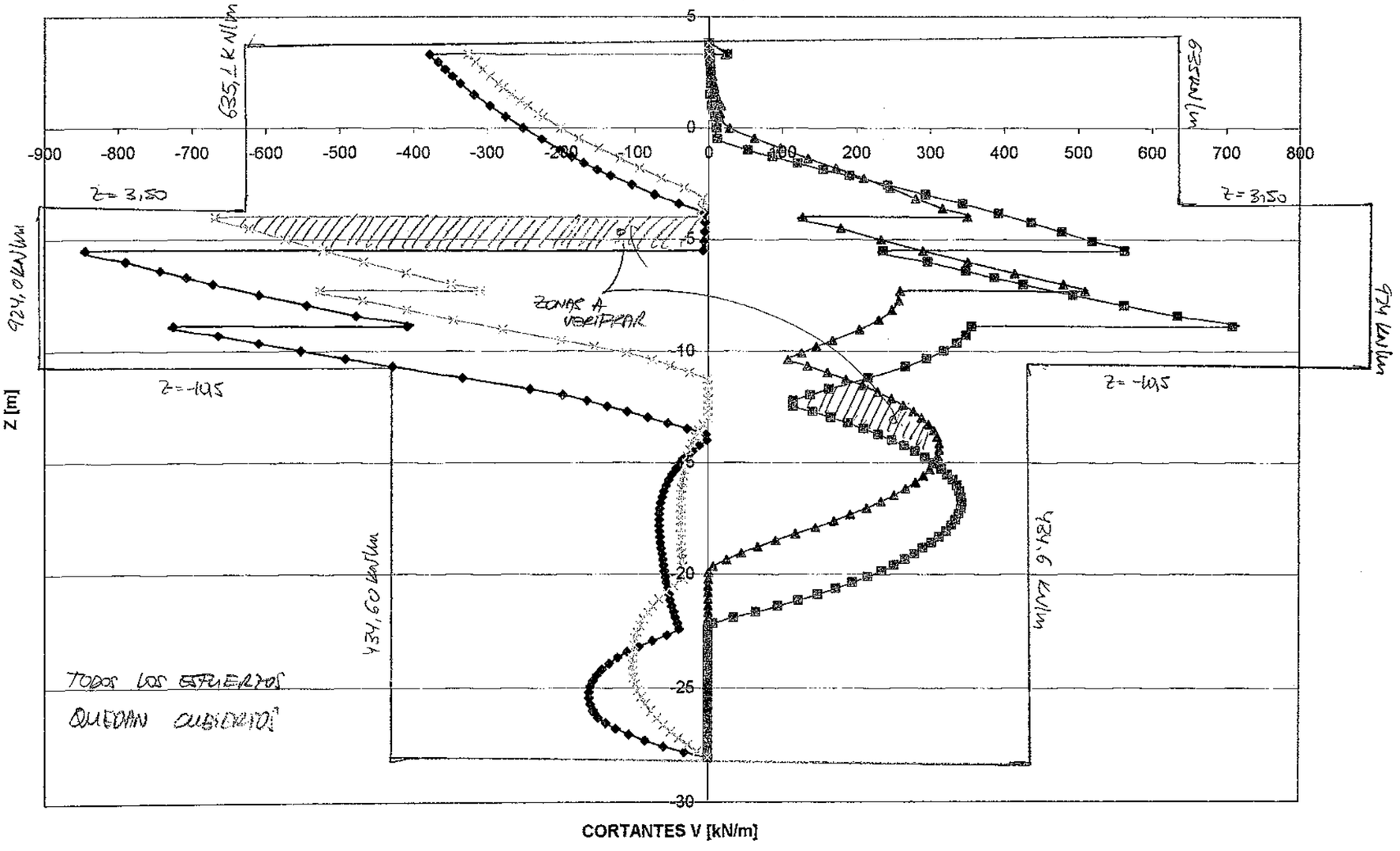
(VER HOJA ADJUNTA)

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES (Valores característicos) SECCIÓN FINAL



P5HH RIDO M
16/03/2005

ENVOLVENTE DE CORTANTES (Valores característicos) SECCIÓN FINAL



P5HH RIDO M
16/03/2005