ANEJO Nº 6. ESTRUCTURAS

4. Cálculos

APÉNDICE 41 - SUBESTACIÓN ELÉCTRICA

APÉNDICE 41 - SUBESTACIÓN ELÉCTRICA.

ÍNDICE

1.- ESTRUCTURA.

1.01.- INFORME DE CÁLCULO

1.02.- NOTA TÉCNICA ACLARATORIA

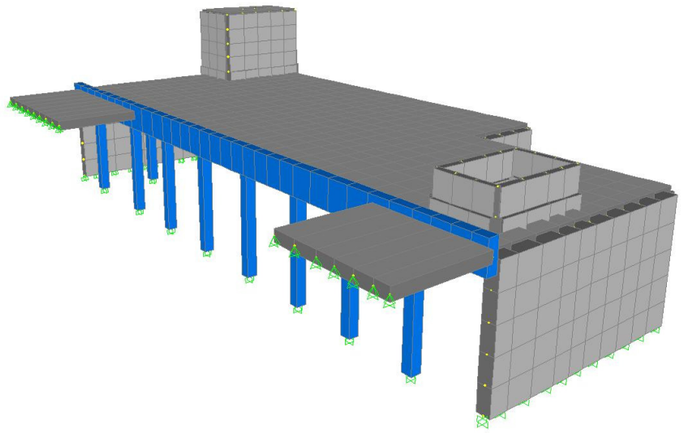
1.03.- APROBACIÓN INOCSA

2.- RED DE TIERRAS.

2.01.- CÁLCULO RED DE TIERRAS

2.02.- APROBACIÓN - MEMORANDO

PROYECTO: 817 AVE SAGRERA-TRINIDAD
CÁLCULO DE LA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA



Revisión	Fecha	Concepto modificado
0	25/06/2009	-
1	15/09/2009	Cambio de cimentación superficial a cimentación profunda
2	16/11/2009	Revisión cimentación profunda por cambio sondeos

1. MEMORIA

1.1. ANTECEDENTES

1.2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

1.3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

1.4. MÉTODO DE CÁLCULO

1.5. NORMATIVA APLICADA

1.6. MATERIALES

1.7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

1.8. ACCIONES

1.9. RESULTADOS

1.10. CONCLUSIONES

2. PLANOS

3. ANEJOS DE CÁLCULO

3.1. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

3.2. CÁLCULO DE ACCESOS

3.3. CÁLCULO DE LA CUBIERTA SUPERIOR

3.4. CÁLCULO DE LA JÁCENA Y MÉNSULA CORTA

3.5. CÁLCULO DEL MURO PERIMETRAL DE ESPESOR 60 CM

3.6. CÁLCULO DE LOS PILARES 50X50 CM

3.7. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

3.7.1. VIGA RIOSTRA

3.7.2. ENCEPADO MURO INTERMEDIO CENTRADO

3.7.3. ENCEPADO MURO INTERMEDIO EXCÉNTRICO

3.7.4. ENCEPADO MURO PERIMETRAL X

3.7.5. ENCEPADO MURO PERIMETRAL Y DERECHO

3.7.6. ENCEPADO MURO PERIMETRAL Y IZQUIERDO

3.7.7. ENCEPADO PILARES

3.7.8. COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

1.MEMORIA

1.1. ANTECEDENTES

Referencia: 817_AVE SAGRERA
Fecha: Septiembre 2009
Nombre de la obra: Subestación eléctrica

Objeto del presente informe es exponer el proceso de cálculo y dimensionamiento de la estructura de la subestación eléctrica, dentro de las obras que configuran el tramo de la línea de alta velocidad ferroviaria entre la estación de la Sagrera i el nus de la Trinitat (Barcelona).

Con este informe y los anejos adjuntos se pretende dar respuesta a las observaciones efectuadas por la dirección de obra en el informe "*Revisión de cálculo de la subestación eléctrica rev-01"* con fecha 6 de octubre de 2009.

1.2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

La subestación eléctrica de se trata de dos recintos rectangulares anexos: uno de superficie 34.7x11m y otro de 24x5m. La subestación propiamente dicha corresponde al recinto grande, mientras que el recinto pequeño se dispone para recibir la galería de "feeders" (ver figura 1). La altura libre mínima es de 5m que juntamente con los 80cm de suelo técnico da una altura total de 5.8m.

Para la cubierta se ha propuesto una losa de hormigón armado de canto 60cm constante en toda la superficie.

La estructura vertical consiste en muros de contención de tierras de canto 60cm para la parte de la subestación que quedarán contra el terreno en fase final, para la parte que da que da vial segregado se han dispuesto un pórtico con pilares de 0.5x0.5m unidos en cabeza por una jácena de 1.4m de canto. La función de esta jácena es doble, por un lado sujeta la cubierta de la subestación y por el otro, resulta un apoyo para la losa que cubre el espacio que hay entre la subestación y el vial segregado (acceso a la subestación), para hacer efectivo este apoyo se ha diseñado una ménsula corta unida a la jácena (ver figura 2).

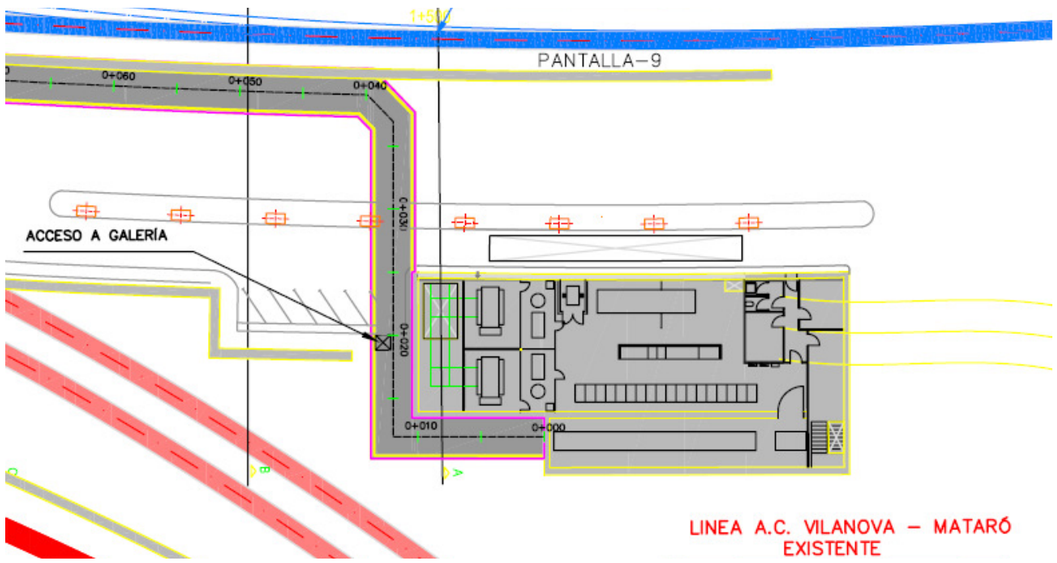


Figura 1: Planta general y ubicación de la subestación eléctrica

La cimentación se ha resuelto mediante una cimentación profunda con pilotes de díametro 65 y con dos longitudes diferentes de 12m y 16m. En general, se trata de encepados continuos con una doble línea de pilotes centrados en el eje de los muros, a excepción de los muros adyacentes a la galería eléctrica cuya presencia ha obligado a diseñar encepados excéntricos.

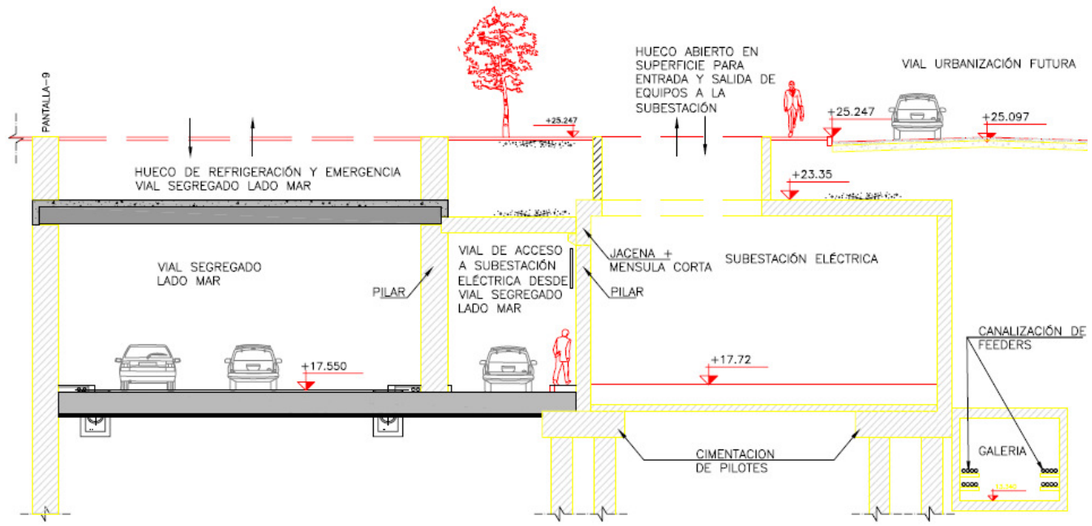


Figura 2: Sección de la subestación eléctrica

1.3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Para el empuje lateral sobre los muros se ha considerado un terreno de relleno con los siguientes parámetros:

- φ =28º ko=0.5 coeficiente de empuje en reposo

Para el cálculo de la cimentación profunda se ha considerado la estratigrafía proporcionada por el sondeo S-10 de proyecto original con sus correspondientes parámetros geotécnicos también de proyecto original. Se ha considerado el sondeo S-10 por ser el sondeo más cercano a la zona y por recoger litologías procedentes de los depósitos de Riera d'Horta.

Litología S-10	Cotas
1) Relleno	De +22.00m hasta +19.40m
2) Qb1	De +19.40m hasta +16.00m
3) Qr2	De +16.00m hasta 10.00m
4) Qc	De +10.00m hasta +2.00m
5) Pq	De +2.00m hasta -4.60m
5) Gr	De -4.60m hasta -8.90m

Litología	Cimentación profunda		Cimentación superficial qadmisible (kp/cm²)	
	qfuste (t/m²)	qpunta (t/m²)	granular	cohesivo
GR	4.30	370.4		
P	3.16	40.3		
Pa	4.30	370.4		
PQ	4.00	370.4		
Qa (granular)	3.17	222.2	2.81	-
Qa (cohesivo)	2.80	32.7	-	2.40
Qb1	1.20	16.4	-	1.11
Qb2	2.55	143.5	2.34	-
Qb3	1.25	16.4		
Qb4	3.85	233.4		
Qc(1)	2.53	117.1	2.34	1.63
Qr2(2)	1.72	87.0		
Qr3	3.80	157.2	1.87	0.51

Litología	γ_d (t/m³)	γ_{ap} (t/m³)	W_{nat} (%)	Q_u (Kg/cm²)	C' (Kg/cm²)	ϕ' (°)	E (Kg/cm²)	ν	Kh (t/m³)	Kv (t/m³)
Sustrato										
GR		2.10			0.10	38.0	500	0.30	15000	10000-Gran
P	1.70	2.05	21.8	3.80	0.35	25.5	400	0.30	6000	6000 - Coh
Pa	1.78	2.05	10.7	0.60	0.10	35.0	400	0.30	12000	9000 - Gran
Depósitos Cuaternarios										
PQ	1.97	2.20	12.2	1.10	0.10	38.0	250	0.35	7500	9000 - Gran
Qa (gran)	1.83	2.15	17.2	2.80	0.30	29.0	150	0.35	2250	4000 – Coh
Qa (coh)	1.92	2.15	13.4	1.40	0.15	33.0	150	0.35	4500	4000 - Gran
Qb1	1.80	2.10	16.8	1.40	0.15	28.0	70	0.35	1050	2500 – Coh
Qb2	1.96	2.15	10.7	0.50	0.00	34.0	150	0.35	4500	3000 – Gran
Qb3	1.72	2.10	22.2	1.40	0.15	29.5	100	0.35	1500	2500 – Coh
Qb4	2.03	2.15	12.3	0.50	0.00	37.5	290	0.35	8700	7000 – Gran
Qc	1.91	2.15	11.9	1.90	0.05	32.5	170	0.35	3800	4000 – Gran
Qr2	1.77	2.10	15.7	0.60	0.05	32.5	80	0.35	1600	3000
Qr3	2.01	2.20	9.8	0.80	0.00	35.0	180	0.35	5400	6000 – Gran
Recubrimientos										
RA		2.00			0.00	28.0	50	0.35	1500	1500 – Gran

Tablas con los parámetros geotécnicos de las diferentes unidades litológicas obtenidas del proyecto original

1.4. MÉTODO DE CÁLCULO

Se ha realizado un modelo de elementos finitos con el programa SAP de la subestación eléctrica para la obtención de los esfuerzos de dimensionamiento. Las losas de cubierta, muros se han modelizado con elementos lámina (shells), mientras que los pilares y la jácena se han modelizado con elementos barra (frames) Con los esfuerzos anteriormente citados se ha diseñado las secciones de hormigón armado con el prontuario informático de la EHE. Para el cálculo de la cimentación profunda con pilotes se ha empotrado los arranques de los pilares y los muros (figura 4) a fin de obtener los esfuerzos de dimensionado. Con estos valores y mediante hojas de cálculo de elaboración propia se han dimensionado los encepados y los pilotes correspondientes.

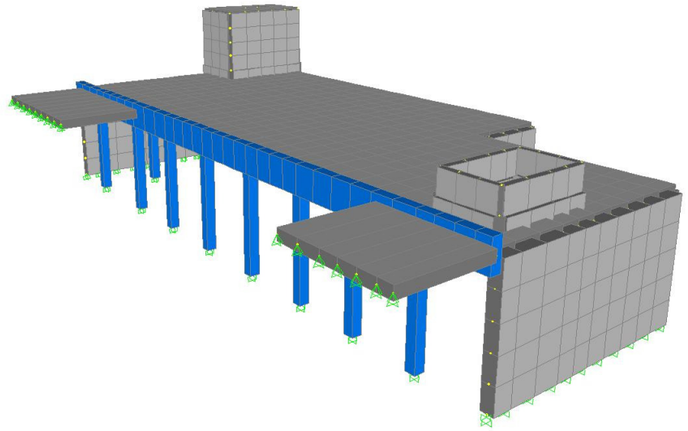


Figura 3: Modelo d'elementos finitos SAPde la subestación eléctrica.

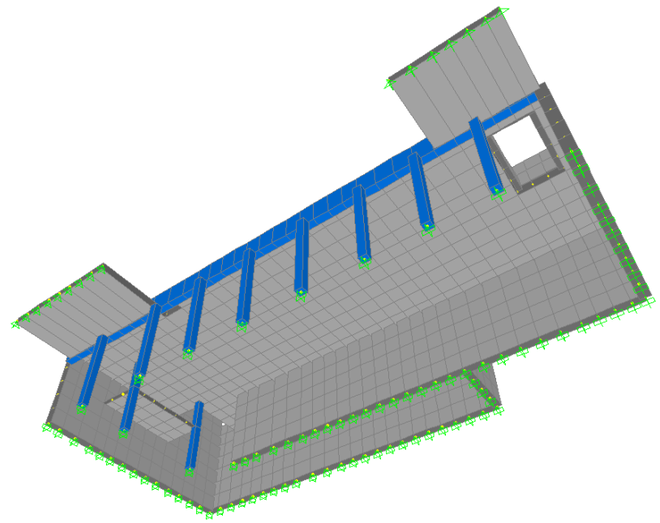


Figura 4: Condiciones de apoyo (empotramiento) de muros y pilares

1.5. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-98. Código técnico de la Edificación CTE.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-98, Eurocódigos 0 1, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP Norma de construcción sismorresistente NCSE-02

1.6. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón en pantallas.....HA-30 (fck=30 N/mm²)

Acero corrugado:

Acero en las pantallas.....B 500 S (fyk=500 N/mm²)

Para la comprobación de la fisuración se ha considerado un ambiente tipo IIa tanto para la parte interior de la subestación colector, como la parte en se encuentra en contacto con el terreno. En ambos casos se ha dispuesto de un recubrimiento nominal de 35mm. Para los encepados y los pilotes se ha considerado un recubrimiento nominal de 50mm y 70mm respectivamente.

1.7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes……...1.35

1.8. ACCIONES

Como acciones actuantes sobre la estructura se ha considerado el peso propio de la misma, la sobrecarga provocada por la rodadura y el empuje lateral del terreno, los valores de los cuales se muestran a continuación:

PP Peso propio de la estructura de hormigón γ hormigón = 25kN/m^3

Q Peso muerto de las instalaciones. 3kN/m^2 en la cubierta y 10kN/m^2 en la losa de cimentación

F1
donde : γt·ht = 40kN/m² carga de tierra en la losa superior
ht = 2.0m altura de tierra en la losa superior
γt= 20kN/m³ peso unitario tierra

donde : γt· Ko·z empuje lateral de la tierra
Ko=0.50 coeficiente de empuje a reposo
γt= 20kN/m³ peso unitario tierra
z= profundidad

F2 20kN/m² carga de tráfico repartida en la losa superior: Para el valor de esta carga se ha repartido el tren de cargas de la IAP (6x100kN) en una superficie de 42m^2 (superficie que resulta de repartir la carga a 45º desde el punto de aplicación hasta una profundidad de 2m) dando lugar a una carga de 14.3kn/m^2. A esta carga le sumamos 4kN/m^2 obteniendo una carga total de 18.3kN/m^2 que ha sido redondeada a 20kN/m²

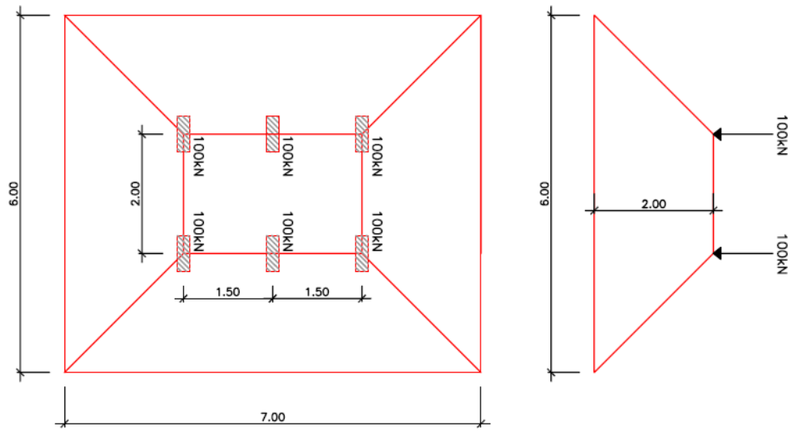


Figura 5: Superficie de reparto considerada del tren de cargas de la IAP.

donde : Ko·F2 = 5kN/m^2 empuje lateral tierra debido al tráfico rodado
Ko=0.50 coeficiente de empuje a reposo
F2=10kN/m²

F3
donde : Ko·F3 = 15kN/m^2 empuje lateral tierra debido al tráfico ferroviario
Ko=0.50 coeficiente de empuje a reposo
F2=30kN/m²

Vx, Vy 0.8kN/m^2 y 0.6kN/m^2 Carga de viento de presión y de succión respectivamente

A criterio del proyectista, dadas las dimensiones del edificio (<40m) y teniendo en cuenta que la estructura se encuentra enterrada no se ha considerado efectos térmicos en el cálculo de la estructura.

Según el apartado 1.2.3 de la NCSE-02 en las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí y con una aceleración sísmica básica inferior a 0.08g no es necesario considerar el efecto del sismo en el cálculo de la estructura.

Combinaciones:

ELU

CPQF1 = 1.35 · (PP + Q) + 1.5 · F1
CPQF1F2 = 1.35 · (PP + Q) + 1.5 · (F1+F2)
CPQF1F3 = 1.35 · (PP + Q) + 1.5 · (F1+F3)
CPQF1F2F3 = 1.0 · (pp+ qt) +1.5 · (F1+F2+F3)
CPQF1Vx = 1.35 · (PP + Q) + 1.5 · (F1+Vx)
CPQF1Vy = 1.35 · (PP + Q) + 1.5 · (F1+Vy)

ELE (combinación característica)

DPQF1 = 1.0 · (PP + Q) + 1.0 · F1
DPQF1F2 = 1.0 · (PP + Q) + 1.0 · (F1+F2)
DPQF1F3 = 1.0 · (PP + Q) + 1.0 · (F1+F3)
DPQF1F2F3 = 1.0 · (PP+ Q) +1.0 · (F1+F2+F3)
DPQF1Vx = 1.0 · (PP + Q) + 1.0 · (F1+Vx)
DPQF1Vy = 1.0 · (PP + Q) + 1.0 · (F1+Vy)

1.9. RESULTADOS

En este apartado se exponen a modo indicativo los resultados obtenidos del modelo de elementos finitos SAP. Para ver los valores de dimensionado considerados en el diseño de la estructura consultar el apartado Anejo de cálculo.

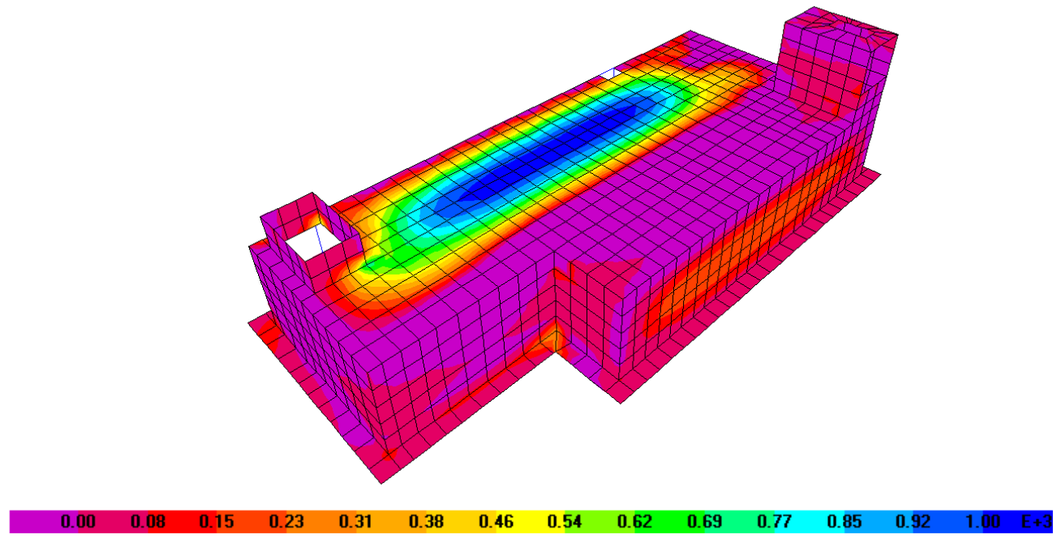


Figura 6: Diagrama de momentos flectores mayorados Md22+ en kNm

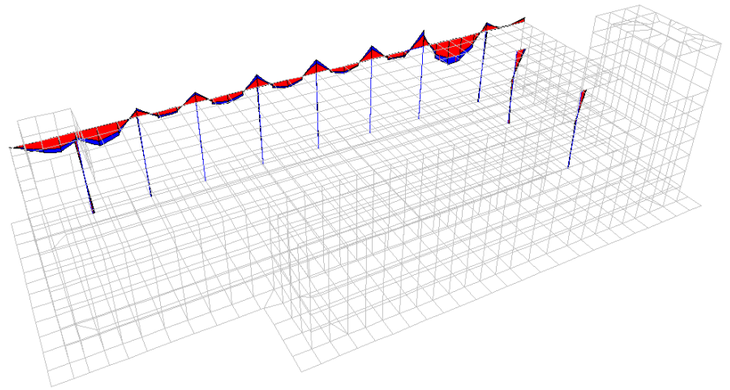


Figura 7: Diagrama de momentos flectores mayorados Md33

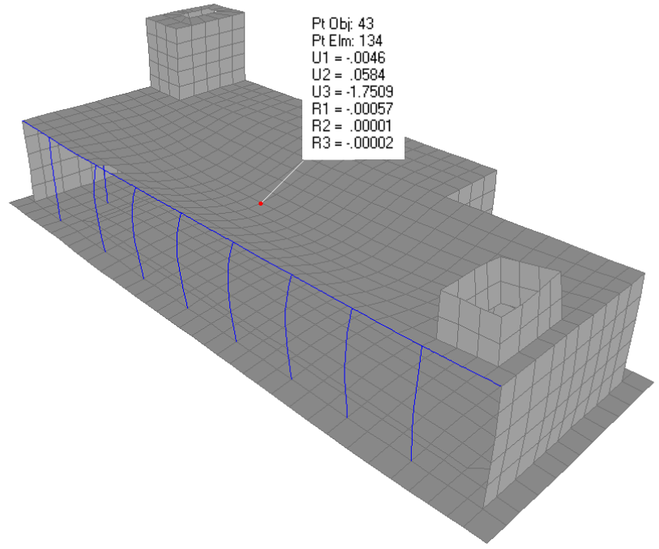


Figura 8: Flecha instantánea de la cubierta en centro luz δmax = 1.75cm.

1.10. CONCLUSIONES

Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de la estructura propuesta para la subestación eléctrica.

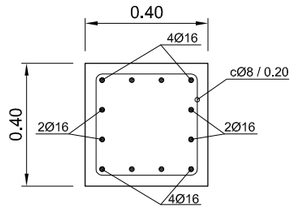
En los anejos se muestran los cálculos realizados.

Jose Mª Velasco

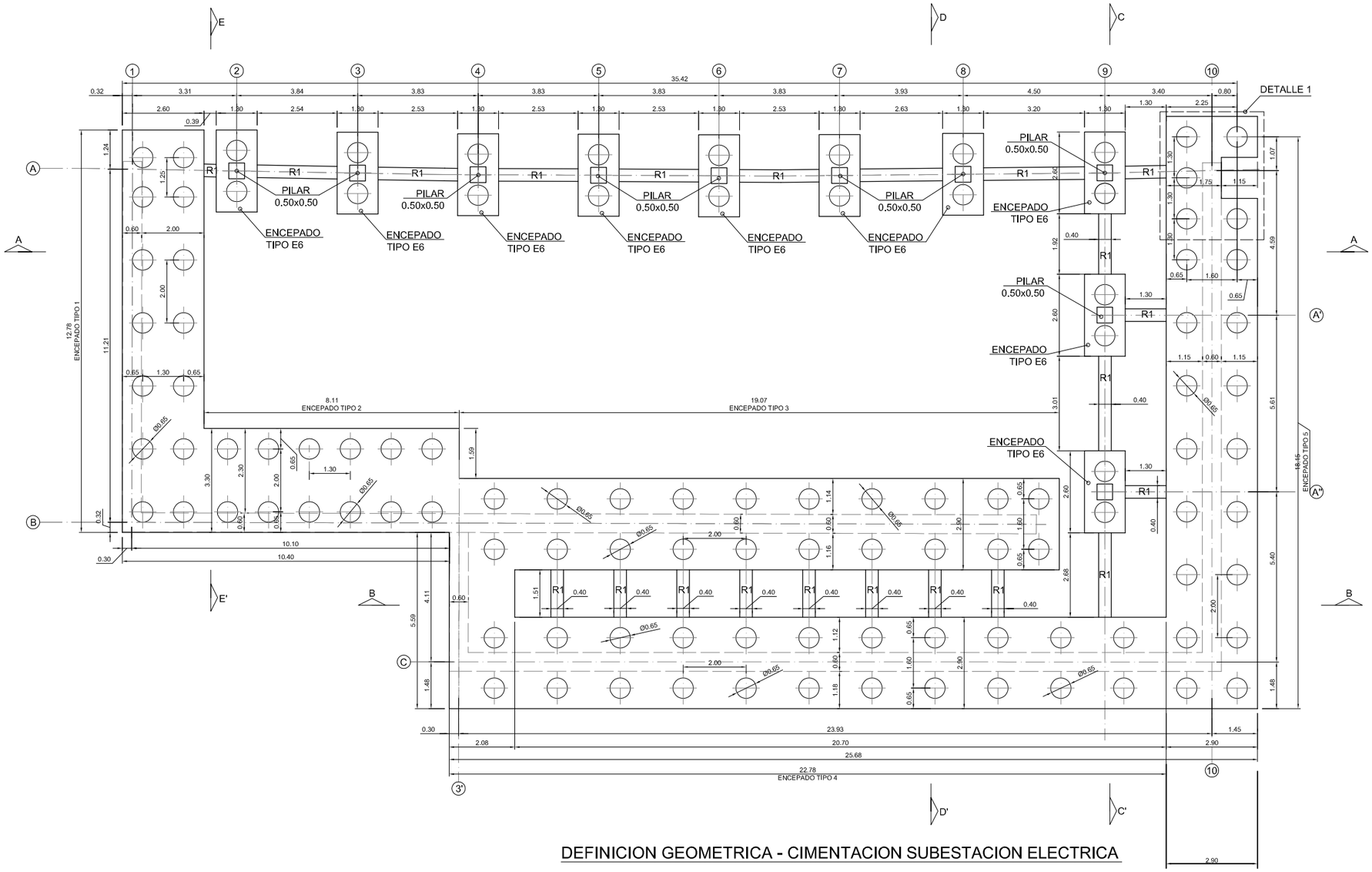
Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Septiembre de 2009

2.PLANOS

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



RIOSTRA R1
GEOMETRÍA Y ARMADO
ESCALA: 1/20



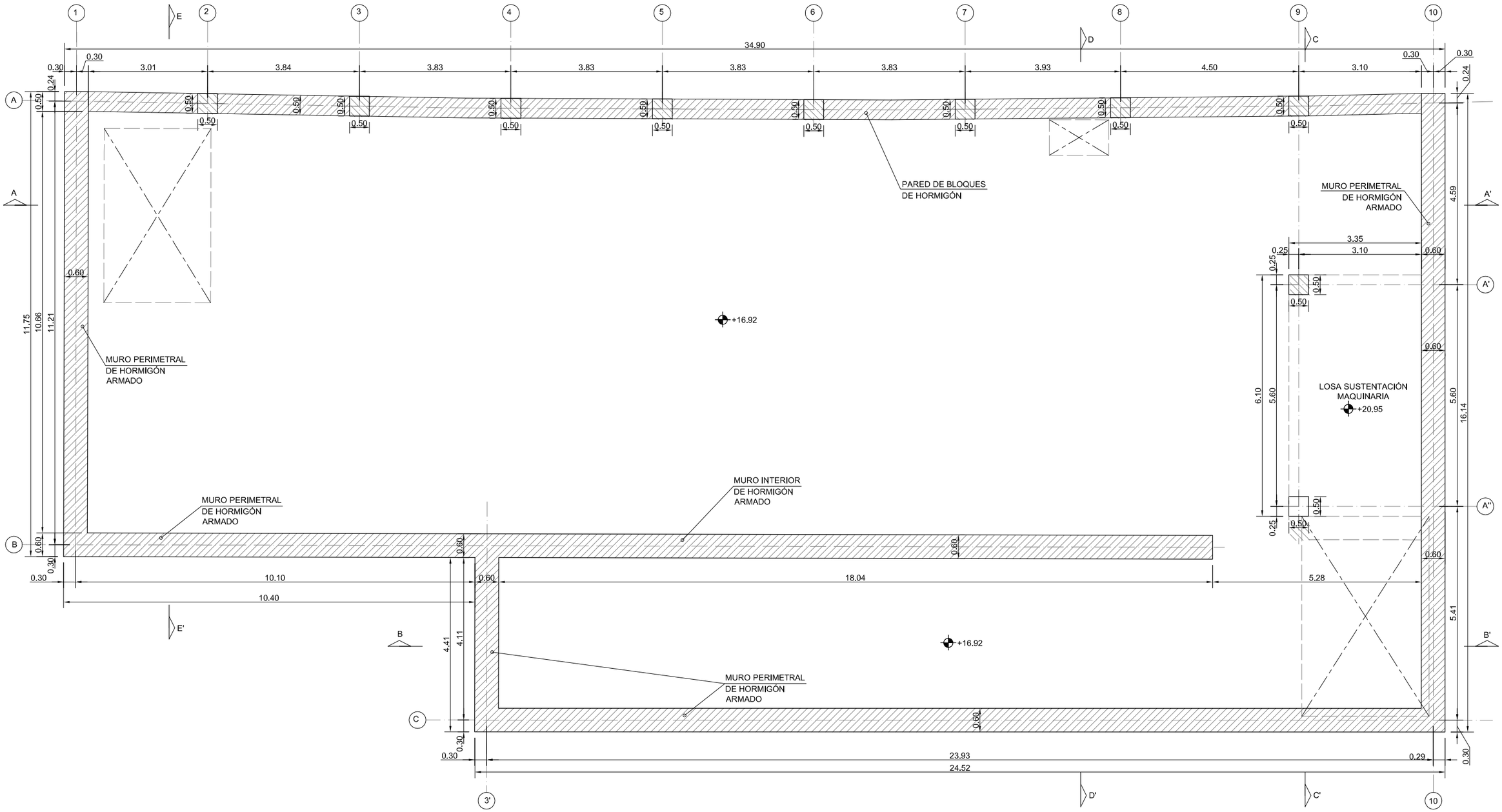
DEFINICION GEOMETRICA - CIMENTACION SUBESTACION ELECTRICA

REVISIÓN Nº	FECHA ELABORACIÓN	CONCEPTO MODIFICADO

SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA 1:150 Numérica / Gráfica 0 1.5m 3m	FECHA NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO SUBESTACIÓN ELÉCTRICA CIMENTACIÓN – DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y DETALLES	Nº DE PLANO – Hoja 1 de 13

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



DEFINICION GEOMETRICA - PLANTA SUBESTACION ELECTRICA

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR
ISOLUX CORSÁN
CORSÁN-CORVIAM

ESCALA
1:100
Numérica
Gráfica
0 1.00 m 2.00 m

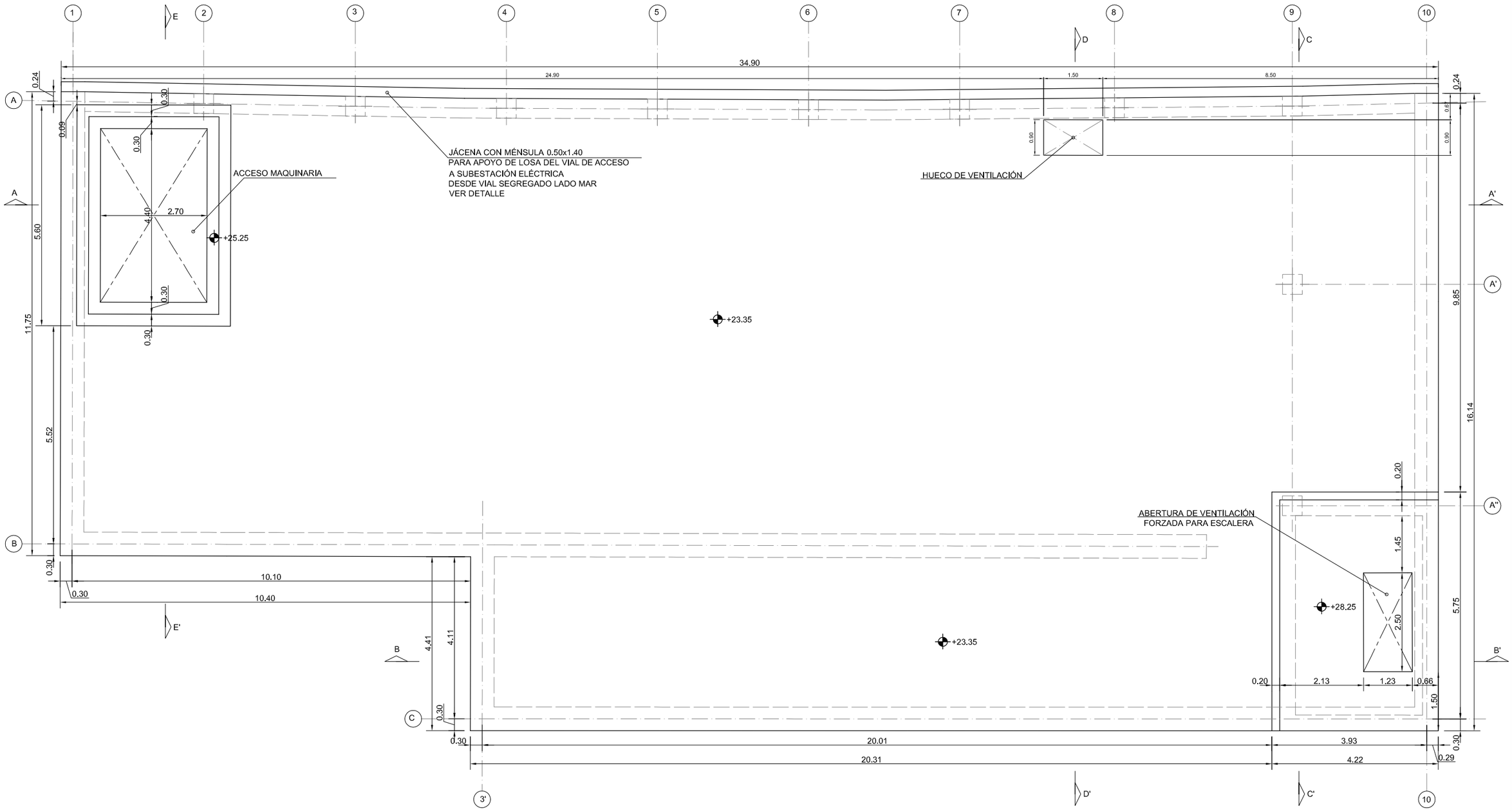
FECHA
NOVIEMBRE 2009

TÍTULO DEL PLANO
SUBESTACIÓN ELÉCTRICA
PLANTA – DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Nº DE PLANO
–
Hoja 2 de 13

8191

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



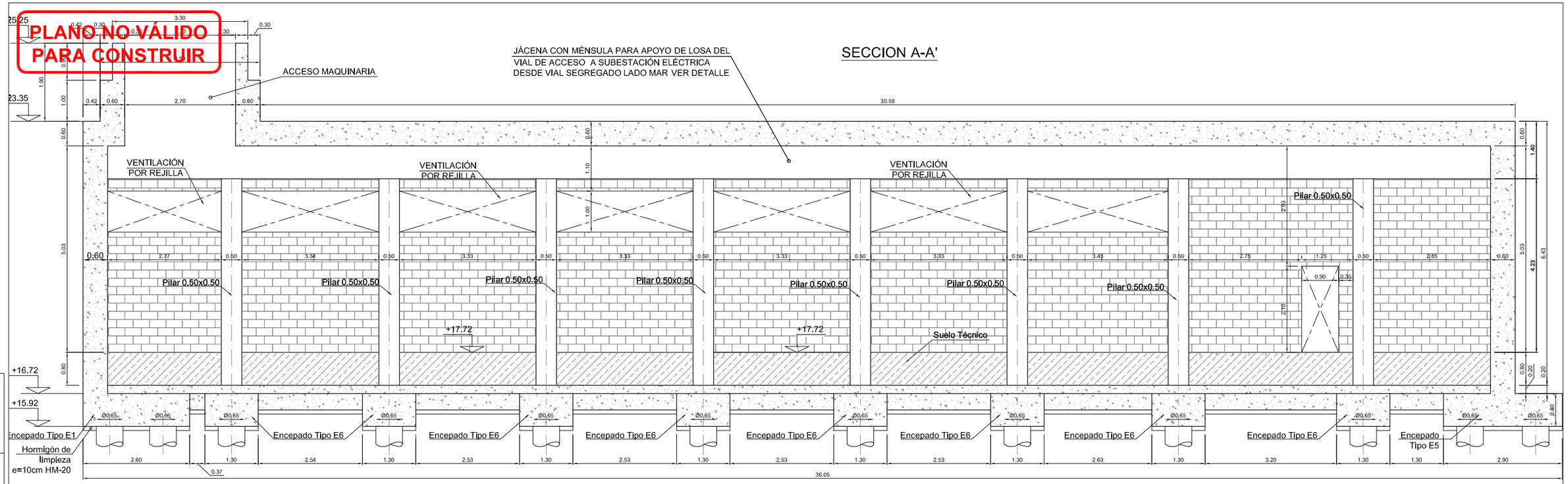
DEFINICION GEOMETRICA - CUBIERTA SUBESTACION ELECTRICA

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA 1:100 Numérica / Gráfica 0 1.00 m 2.00 m	FECHA NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO SUBESTACIÓN ELÉCTRICA CUBIERTA – DEFINICIÓN GEOMÉTRICA	Nº DE PLANO – Hoja 3 de 13

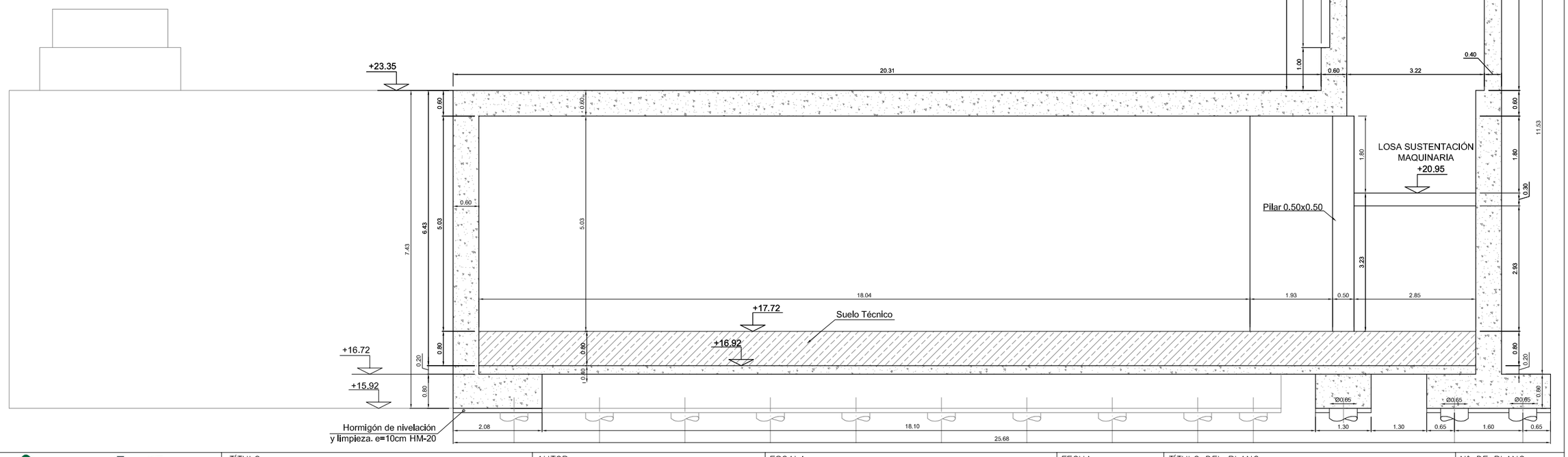
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR

SECCION A-A'



NOTA: Se comprobarán las condiciones del terreno y en caso necesario se sanerá el terreno sustituyendolo con materiales debidamente compactados. Cota de excavación aproximada +16.00

SECCION B-B'



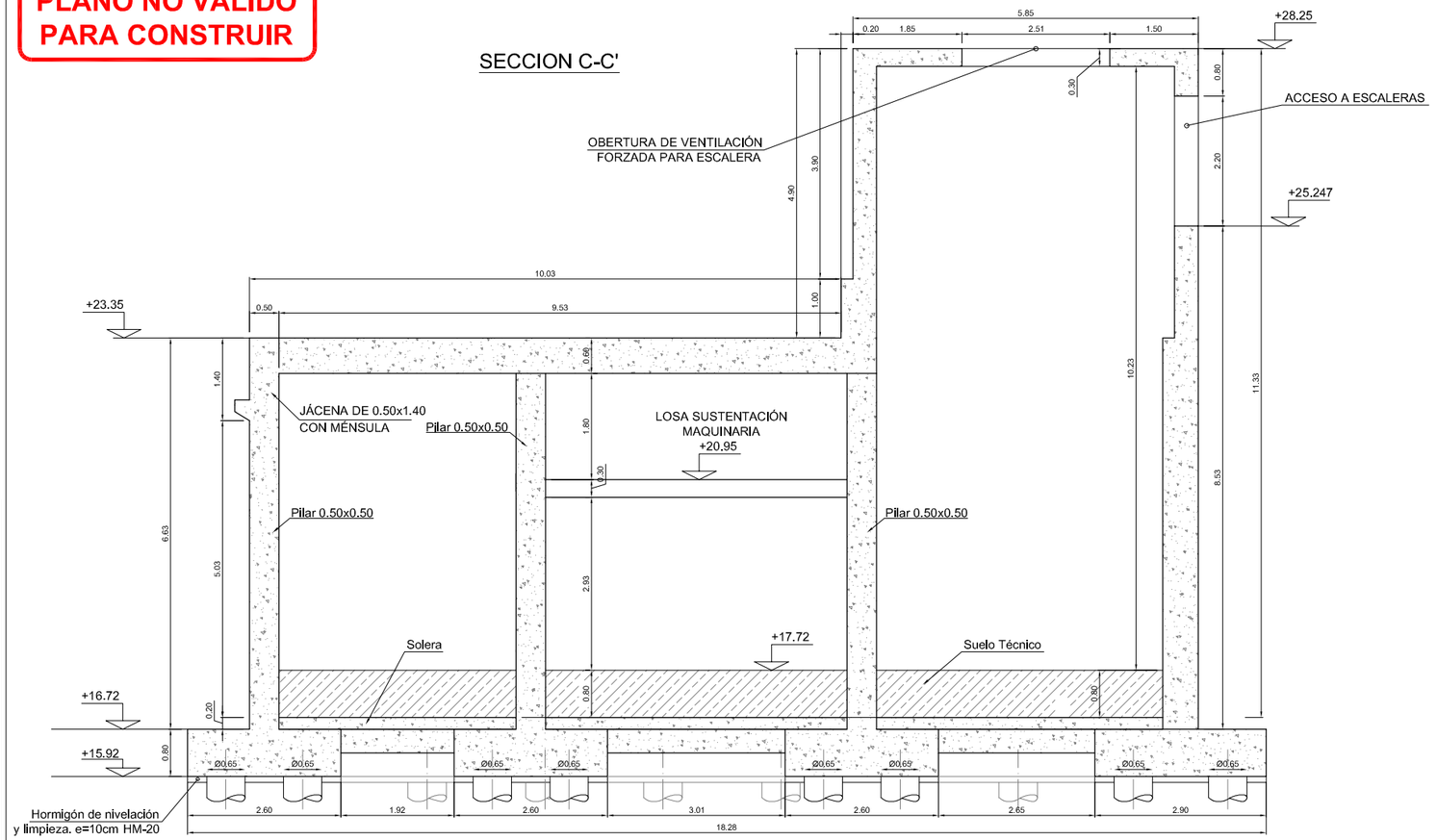
REVISIÓN Nº | FECHA ELABORACIÓN | CONCEPTO MODIFICADO

SUSTITUYE AL PLANO Nº

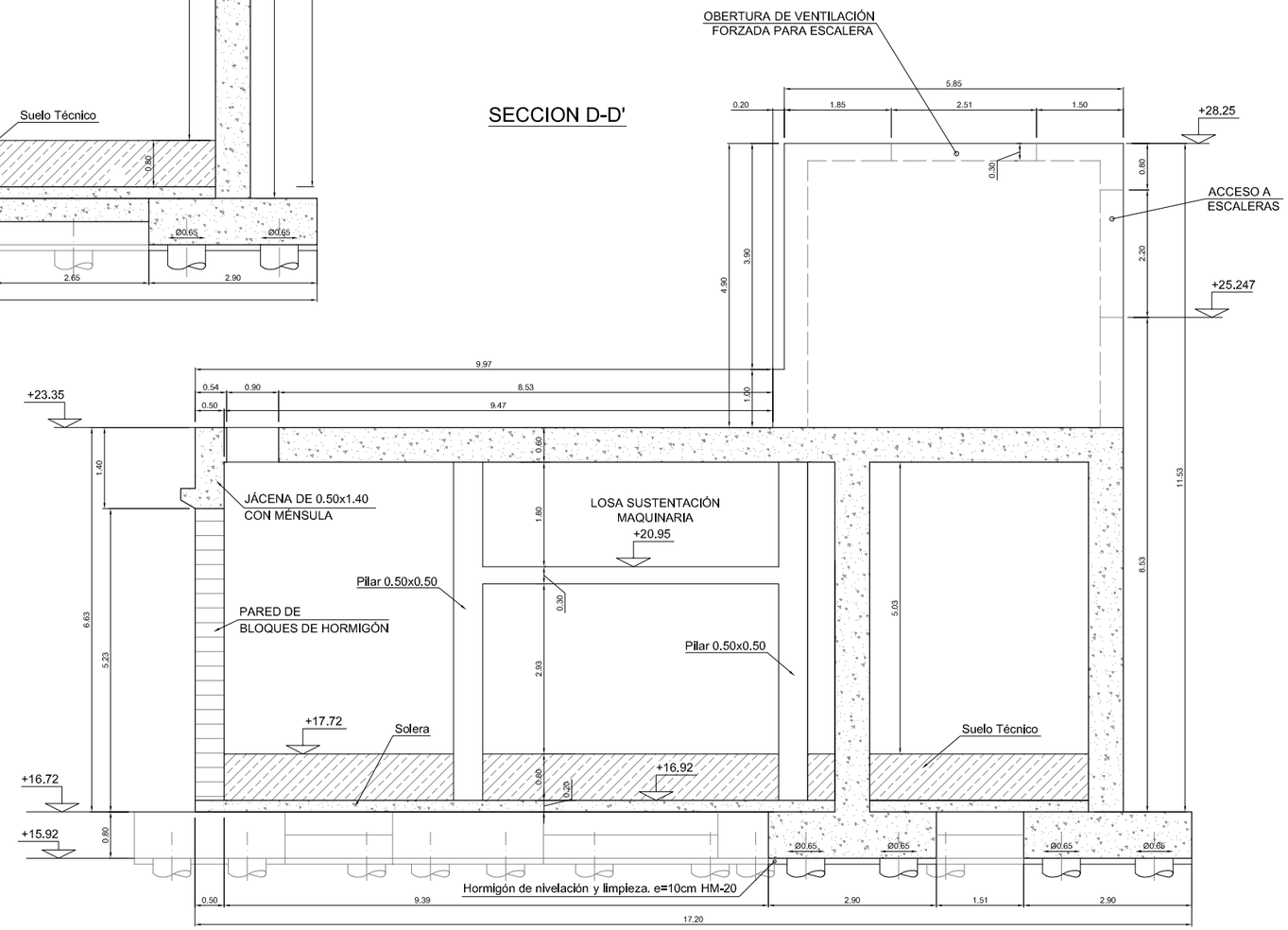
adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA: 1:100 Numérica / Gráfica 0 1.00 m 2.00 m	FECHA: NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO: SUBESTACIÓN ELÉCTRICA SECCIONES A–A' Y B–B'	Nº DE PLANO: – Hoja 4 de 13

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR

SECCION C-C'



SECCION D-D'



NOTA: Se comprobarán las condiciones del terreno y en caso necesario se sanerá el terreno sustituyendolo con materlales debidamente compactados.
Cota de excavación aproximada +16.00

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR
ISOLUX CORSÁN
CORSÁN-CORVIAM

ESCALA
1:100
Numérica | Gráfica
0 1.00 m 2.00 m

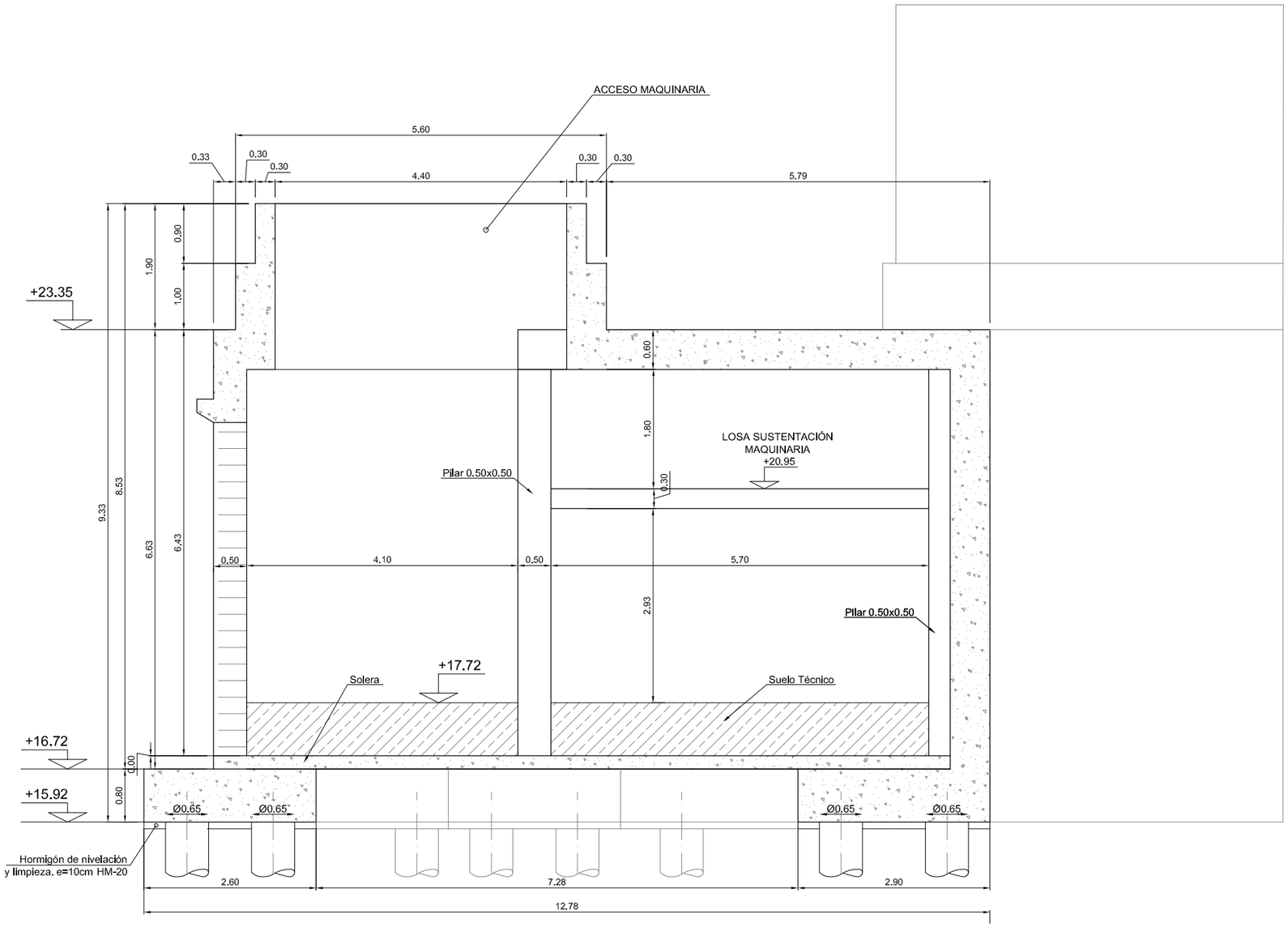
FECHA
NOVIEMBRE 2009

TÍTULO DEL PLANO
SUBESTACIÓN ELÉCTRICA
SECCIONES C–C' Y D–D'

Nº DE PLANO
–
Hoja 5 de 13

8194

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



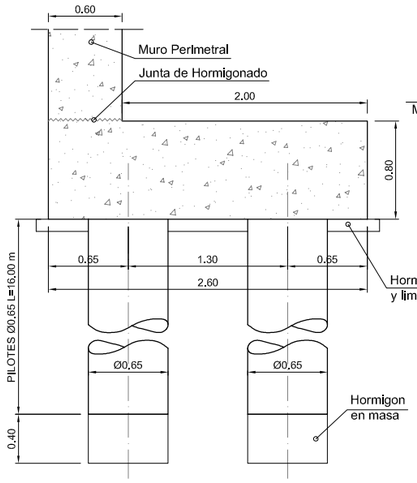
SECCION E-E'

NOTA: Se comprobarán las condiciones del terreno y en caso necesario se sanerá el terreno sustituyendolo con materiales debidamente compactados. Cota de excavación aproximada +16.00

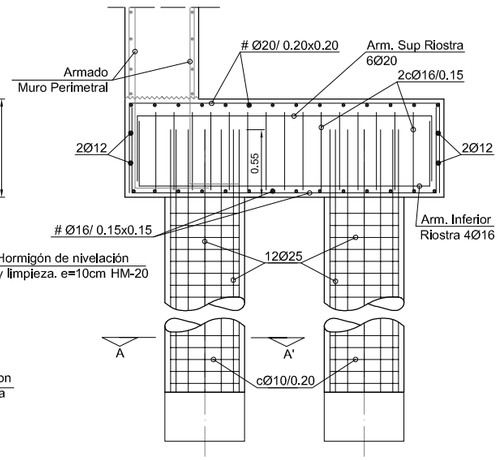
REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA: 1:75 Numérica / Gráfica; 0 7.5m 15.00 m	FECHA: NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO: SUBESTACIÓN ELÉCTRICA SECCIONES E–E'	Nº DE PLANO: – Hoja 6 de 13

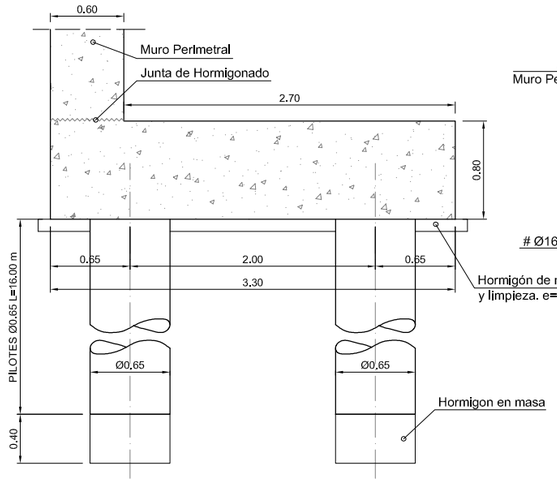
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



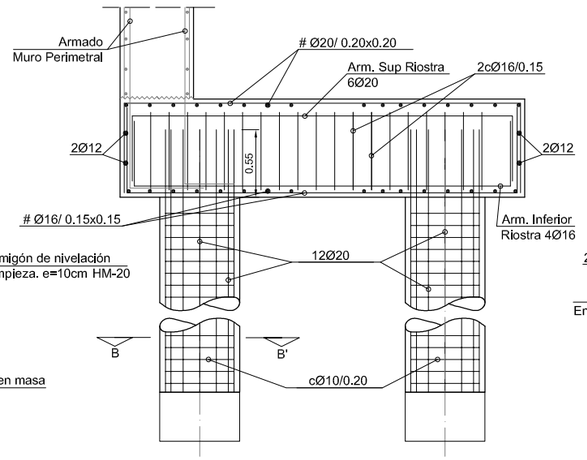
GEOMETRÍA ENCEPADO TIPO 1
ESCALA: 1/50



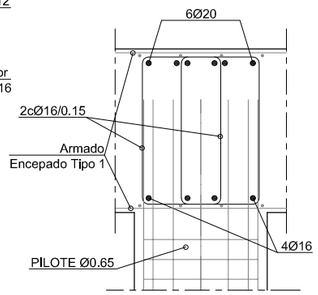
ARMADO ENCEPADO TIPO 1
ESCALA: 1/50



GEOMETRÍA ENCEPADO TIPO 2
ESCALA: 1/50



ARMADO ENCEPADO TIPO 2
ESCALA: 1/50



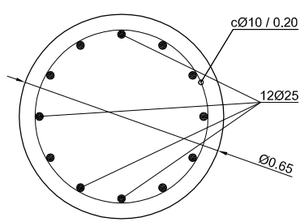
DETALLE RIOSTRA ENCEPADO TIPO 1
ESCALA: 1/30

GEOMETRÍA ENCEPADO TIPO 3
ESCALA: 1/50

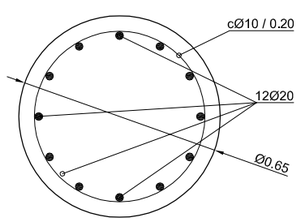
ARMADO ENCEPADO TIPO 3
ESCALA: 1/50

GEOMETRÍA ENCEPADO TIPO 4
ESCALA: 1/50

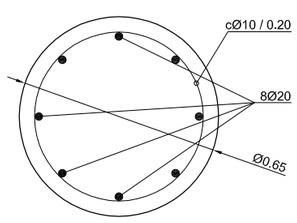
ARMADO ENCEPADO TIPO 4
ESCALA: 1/50



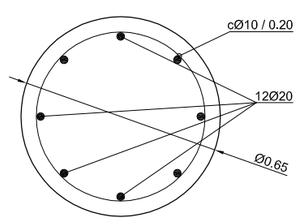
SECCIÓN A-A'. ARMADO PILOTE ENCEPADO TIPO 1
ESCALA: 1/20



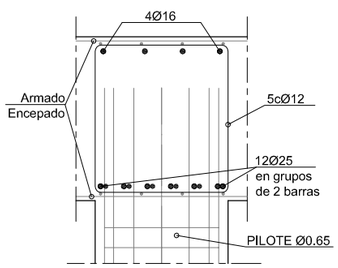
SECCIÓN B-B'. ARMADO PILOTE ENCEPADO TIPO 2
ESCALA: 1/20



SECCIÓN C-C'. ARMADO PILOTE ENCEPADO TIPO 3
ESCALA: 1/20



SECCIÓN D-D'. ARMADO PILOTE ENCEPADO TIPO 4
ESCALA: 1/20



DETALLE RIOSTRA ENCEPADO TIPO 3
ESCALA: 1/30

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - PILARES, MUROS HA Y ENCEPADOS									
MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL		CARACTERISTICAS				CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
PILARES	Estadístico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
MUROS HA/LOSA CUBIERTA	Estadístico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
ENCEPADOS	Estadístico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
PILOTES	Estadístico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno pilotes	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						
Exposicion/Ambiente	Terreno protegido u hormigon de limpieza		IIa Terreno		IIa terreno pilotes		IIa		IIIa
Recubrimientos nominales(mm.)	Ver Exposicion/Ambiente		50		70		35		45

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ..

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR
ISOLUX CORSÁN
CORSÁN-CORVIAM

ESCALA
VARIAS
Numérica | Gráfica

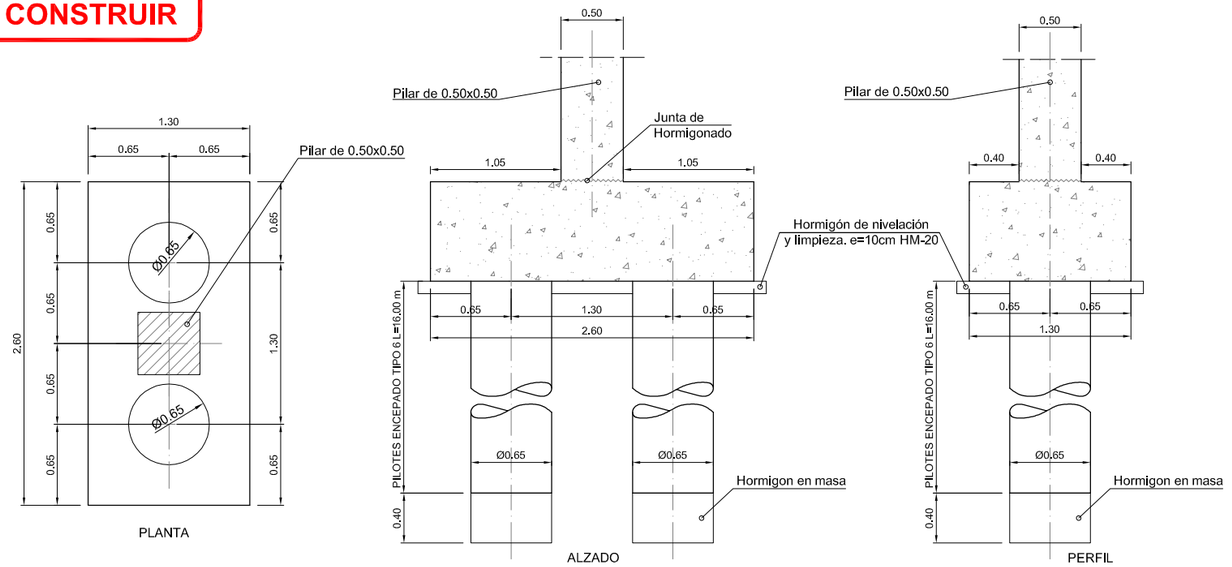
FECHA
NOVIEMBRE 2009

TÍTULO DEL PLANO
SUBESTACIÓN ELÉCTRICA
CIMENTACIÓN – GEOMÉTRIA Y ARMADO
ENCEPADOS

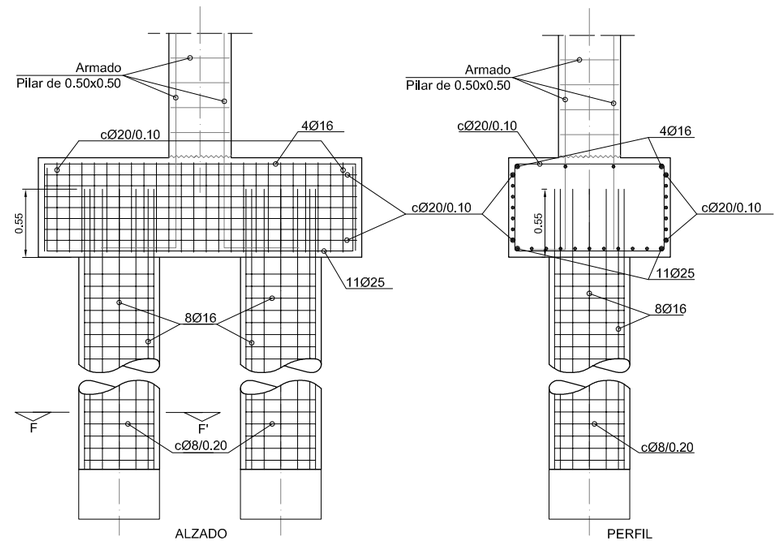
Nº DE PLANO
–
Hoja 7 de 13

8196

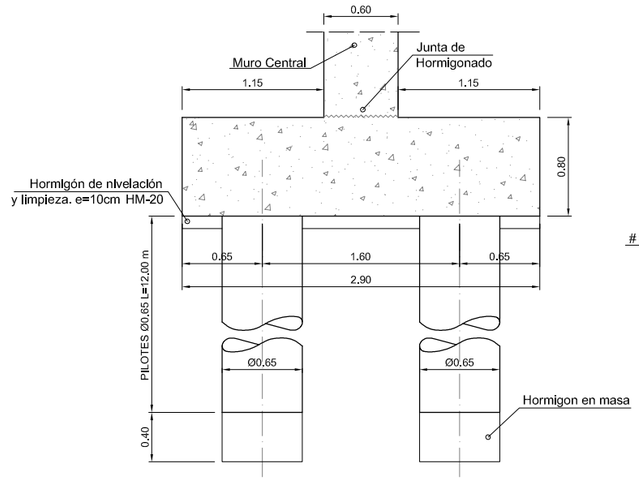
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



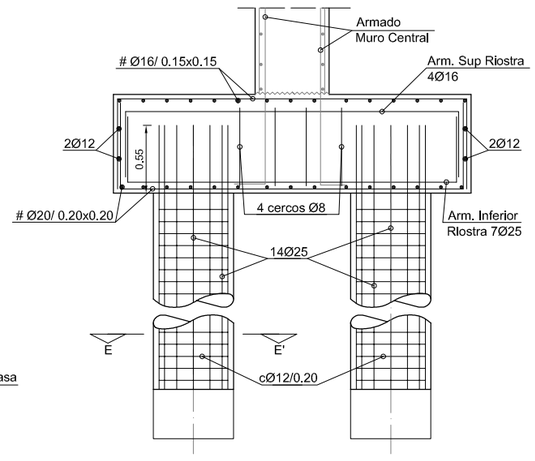
GEOMETRÍA ENCEPADO TIPO 6
ESCALA: 1/50



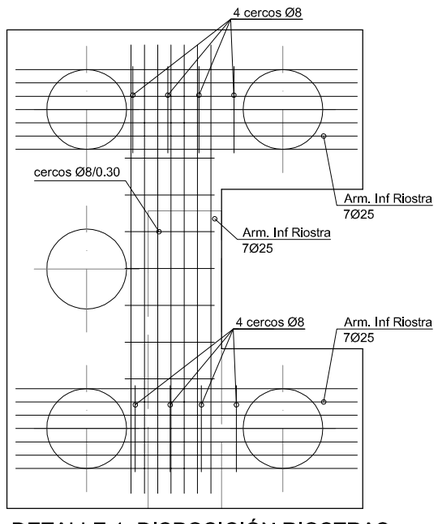
ARMADO ENCEPADO TIPO 6
ESCALA: 1/50



GEOMETRÍA ENCEPADO TIPO 5
ESCALA: 1/50



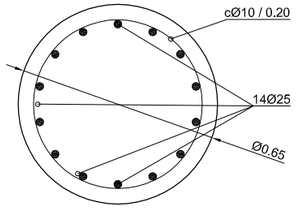
ARMADO ENCEPADO TIPO 5
ESCALA: 1/50



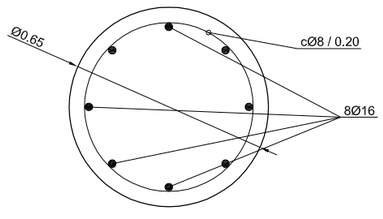
DETALLE 1: DISPOSICIÓN RIOSTRAS
ESCALA: 1/50

CUADRO DE SOLAPO Y ANCLAJES				
HA-30	Solapo (Ls) (m)		Anclaje (Lb) (m)	
Ø	Lsl	Lsll	Lbl	Lbll
8	0.40	0.57	0.15	0.29
10	0.50	0.71	0.20	0.36
12	0.60	0.86	0.25	0.43
16	0.80	1.14	0.40	0.57
20	1.04	1.46	0.52	0.73
25	1.63	2.27	0.81	1.14

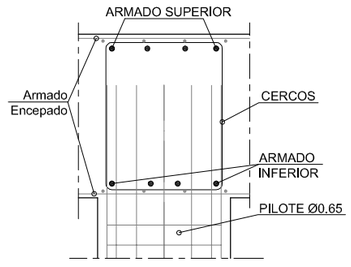
NOTA: Tabla de longitudes de Solapo y Anclajes para armaduras Pasivas



SECCIÓN E-E'. ARMADO PILOTE ENCEPADO TIPO 5
ESCALA: 1/30



SECCIÓN F-F'. ARMADO PILOTE ENCEPADO TIPO 6
ESCALA: 1/20



DETALLE TIPO RIOSTRA ENCEPADOS
ESCALA: 1/30

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - PILARES, MUROS HA Y ENCEPADOS										
MATERIALES	HORMIGON						ACERO			
	CONTROL		CARACTERISTICAS				CONTROL		CARACT.	
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	
PILARES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
MUROS HA/LOSA CUBIERTA	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
ENCEPADOS	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
PILOTES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno pilotes	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 / γ_G = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE							
Exposicion/Ambiente	Terreno protegido u hormigon de limpieza		IIa Terreno		IIa terreno pilotes		IIa		IIIa	
Recubrimientos nominales(mm.)	Ver Exposicion/Ambiente		50		70		35		45	

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR: ISOLUX CORSÁN / CORSÁN-CORVIAM

ESCALA: VARIAS (Numérica / Gráfica)

FECHA: NOVIEMBRE 2009

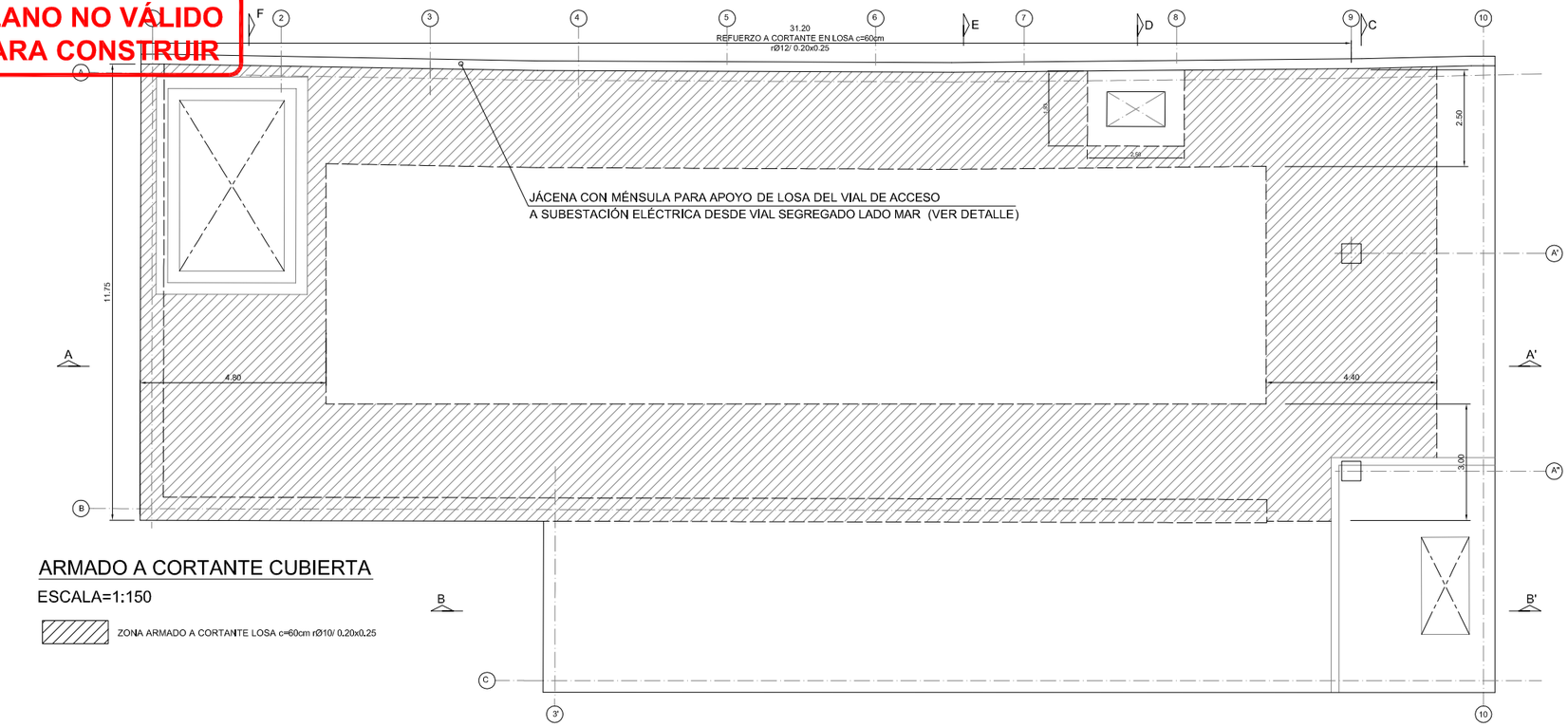
TÍTULO DEL PLANO: SUBESTACIÓN ELÉCTRICA
CIMENTACIÓN–GEOMETRÍA Y ARMADO
ENCEPADOS

Nº DE PLANO: –

Hoja 8 de 13

8197

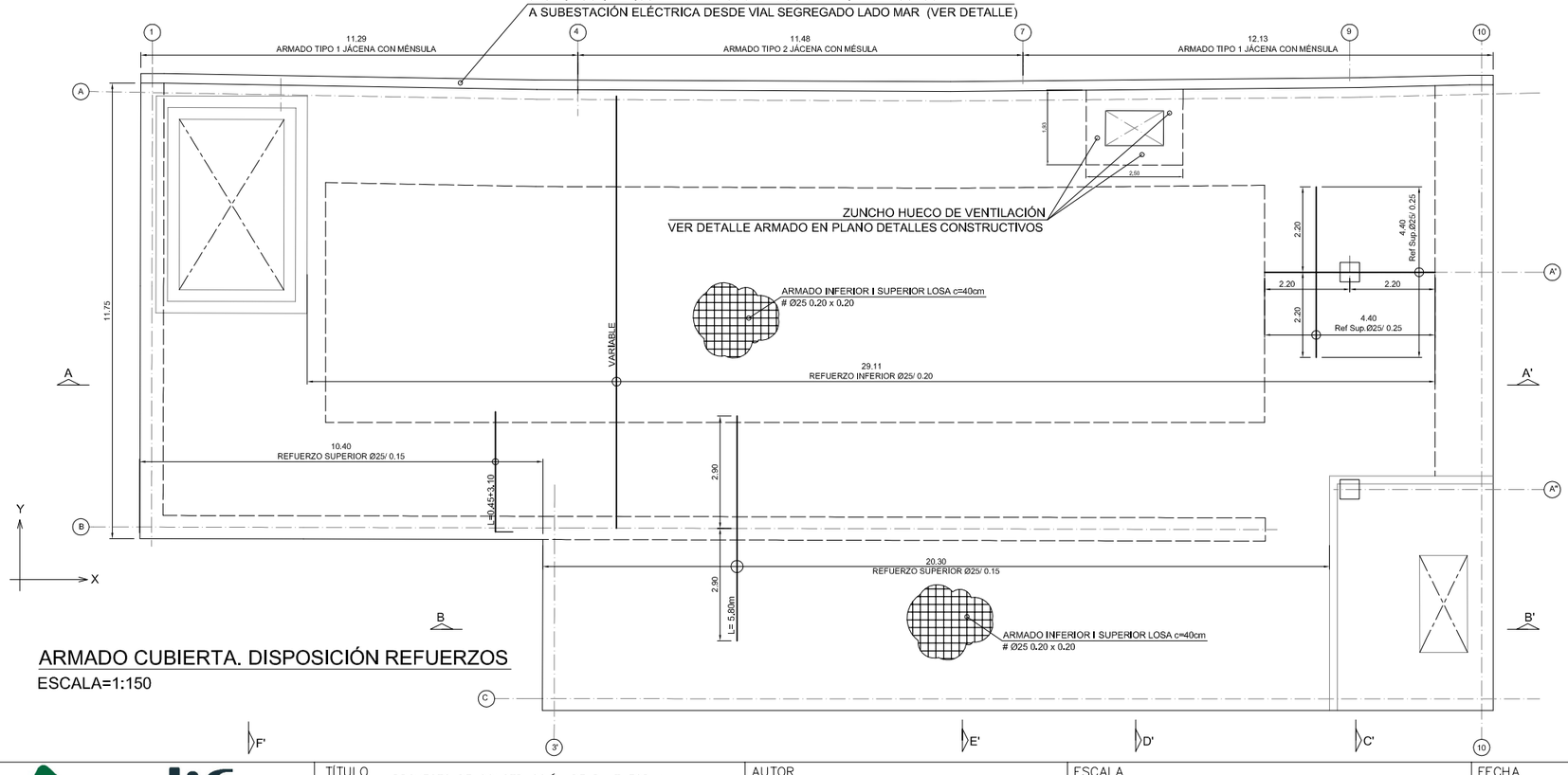
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



ARMADO A CORTANTE CUBIERTA

ESCALA=1:150

ZONA ARMADO A CORTANTE LOSA c=60cm rØ10/ 0.20x0.25



ARMADO CUBIERTA. DISPOSICIÓN REFUERZOS

ESCALA=1:150

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - PILARES, MUROS HA Y ENCEPADOS

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
PILARES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
MUROS HA/LOSA CUBIERTA	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
ENCEPADOS	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
PILOTES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno pilotes	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	Terreno protegido u hormigon de limpieza	IIa Terreno	IIa terreno pilotes	IIa	IIIa
Recubrimientos nominales(mm.)	Ver Exposicion/Ambiente	50	70	35	45

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

CUADRO DE SOLAPO Y ANCLAJES

HA-30	Solapo (Ls) (m)		Anclaje (Lb) (m)	
Ø	Lsi	Lsii	Lbi	Lbii
8	0.40	0.57	0.15	0.29
10	0.50	0.71	0.20	0.36
12	0.60	0.86	0.25	0.43
16	0.80	1.14	0.40	0.57
20	1.04	1.46	0.52	0.73
25	1.63	2.27	0.81	1.14

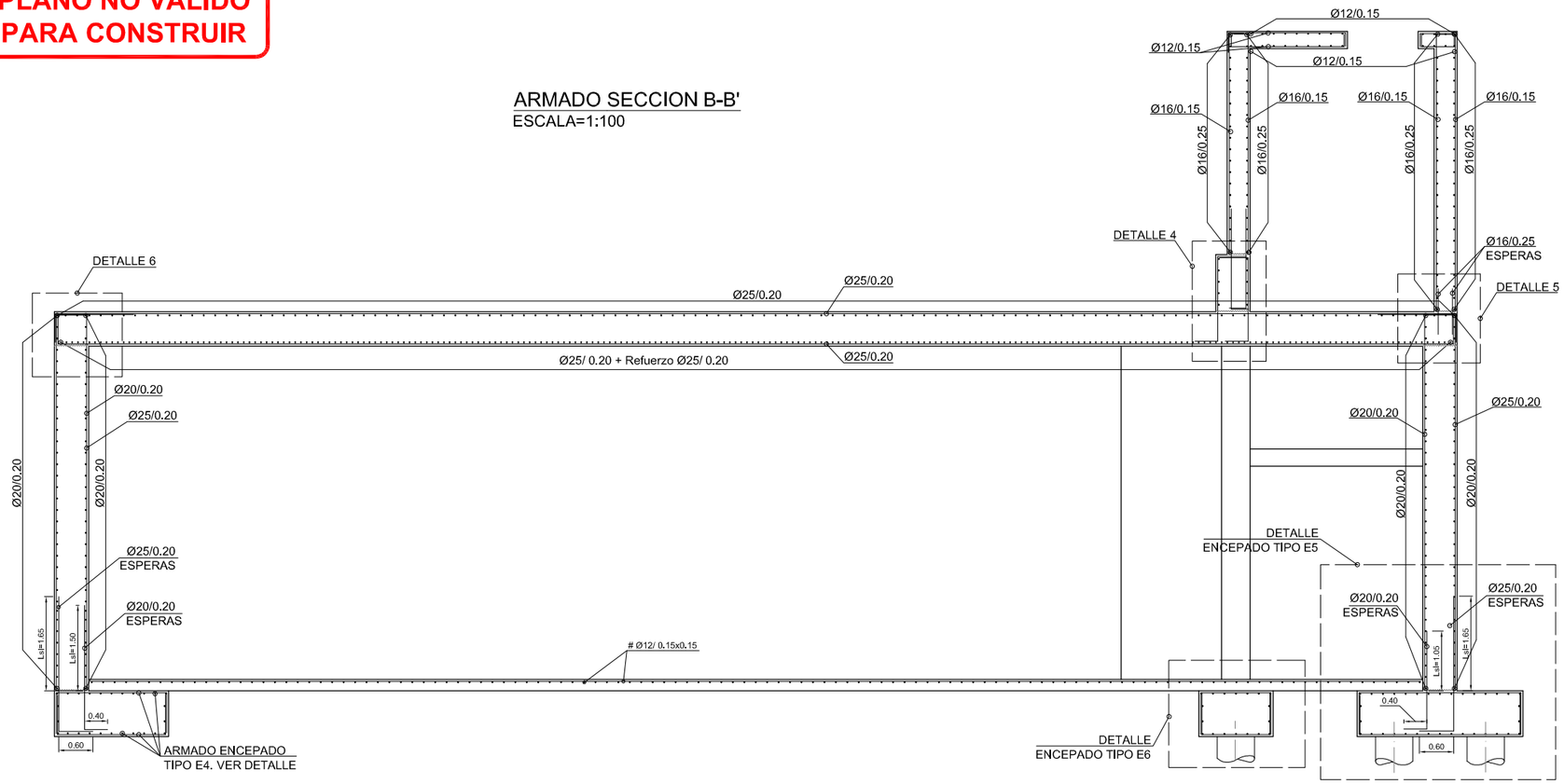
NOTA: Tabla de longitudes de Solapo y Anclajes para armaduras Pasivas

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA VARIAS Numérica Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO SUBESTACIÓN ELÉCTRICA CUBIERTA – ARMADO Y DETALLES Nº DE PLANO – Hoja 9 de 13

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR

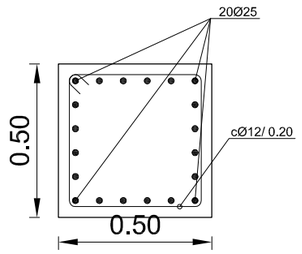
ARMADO SECCION B-B'
ESCALA=1:100



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - PILARES, MUROS HA Y ENCEPADOS										
MATERIALES	HORMIGON						ACERO			
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.	
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	
PILARES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
MUROS HA/LOSA CUBIERTA	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
ENCEPADOS	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
PILOTES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno pilotes	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE							
Exposicion/Ambiente	Terreno protegido u hormigon de limpieza		IIa Terreno		IIa terreno pilotes		IIa		IIIa	
Recubrimientos nominales(mm.)	Ver Exposicion/Ambiente		50		70		35		45	

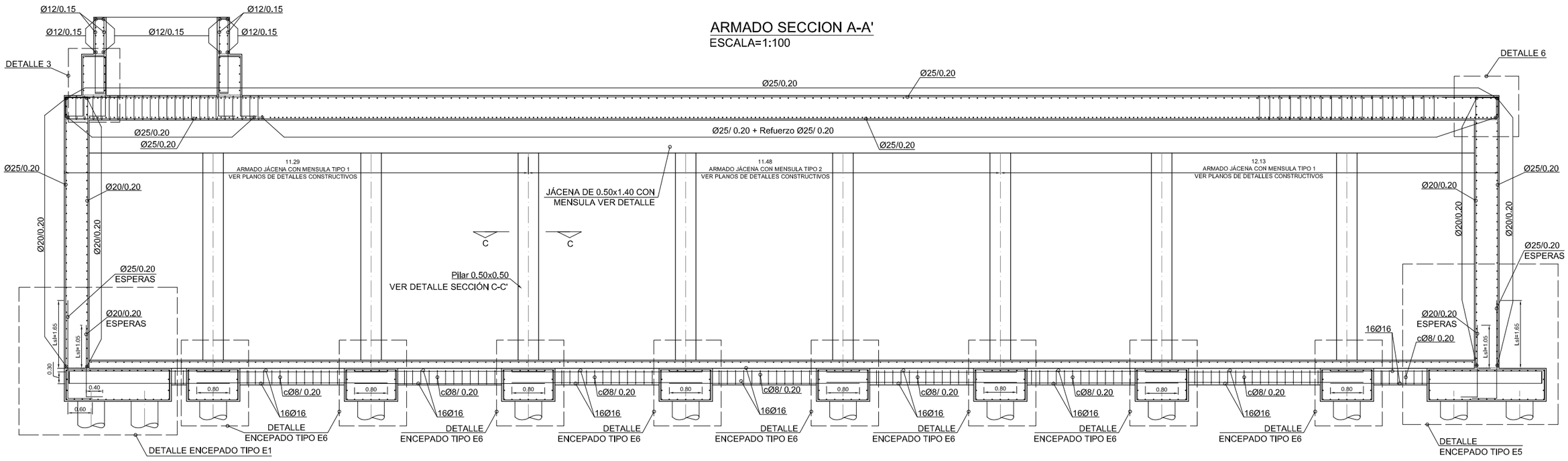
NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...



SECCIÓN C-C'
DETALLE ARMADO PILAR 0.50x0.50
ESCALA: 1/20

ARMADO SECCION A-A'
ESCALA=1:100

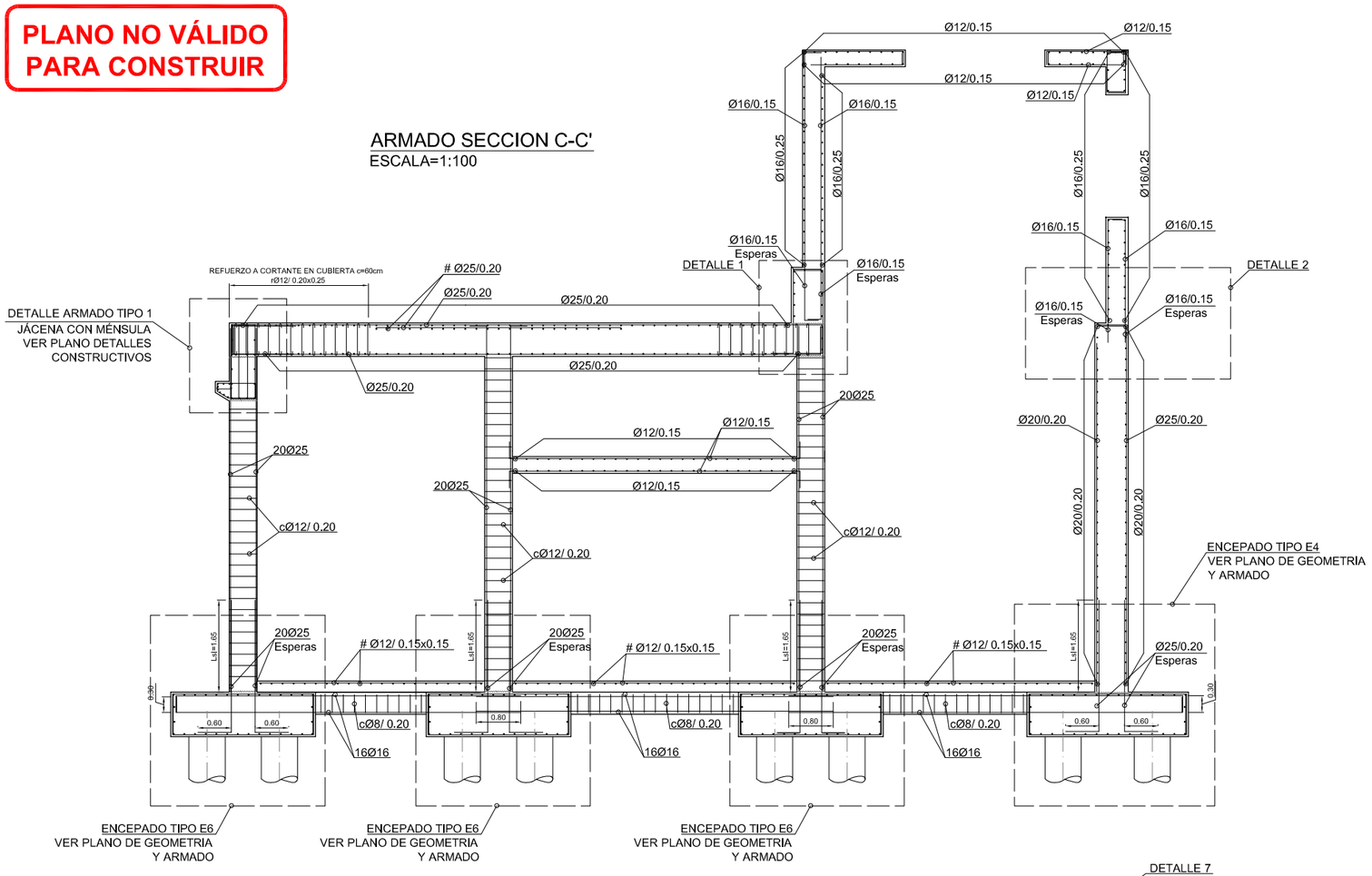


adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA VARIAS Numérica Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO SUBESTACIÓN ELÉCTRICA ARMADO SECCIONES A–A' Y B–B'	Nº DE PLANO – Hoja 10 de 13

REVISIÓN Nº | FECHA ELABORACIÓN | CONCEPTO MODIFICADO | SUSTITUYE AL PLANO Nº

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR

ARMADO SECCION C-C'
ESCALA=1:100

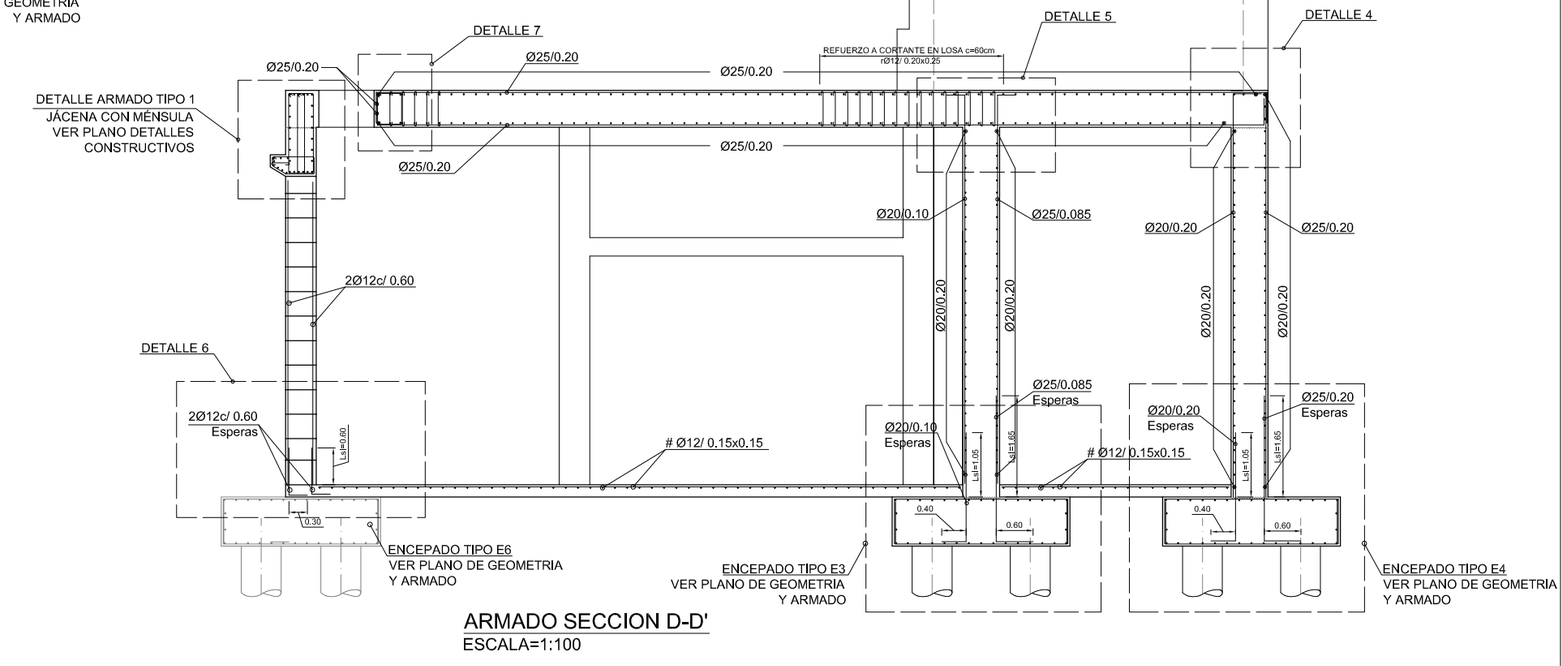


CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - PILARES, MUROS HA Y ENCEPADOS									
MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL		CARACTERISTICAS				CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
PILARES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
MUROS HA/LOSA CUBIERTA	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
ENCEPADOS	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
PILOTES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno pilotes	Normal	γ_s = 1,15	B-500S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 / γ_Q = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						
Exposicion/Ambiente	Terreno protegido u hormigon de limpieza		IIa Terreno		IIa terreno pilotes		IIa		IIIa
Recubrimientos nominales(mm.)	Ver Exposicion/Ambiente		50		70		35		45

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

ARMADO SECCION D-D'
ESCALA=1:100

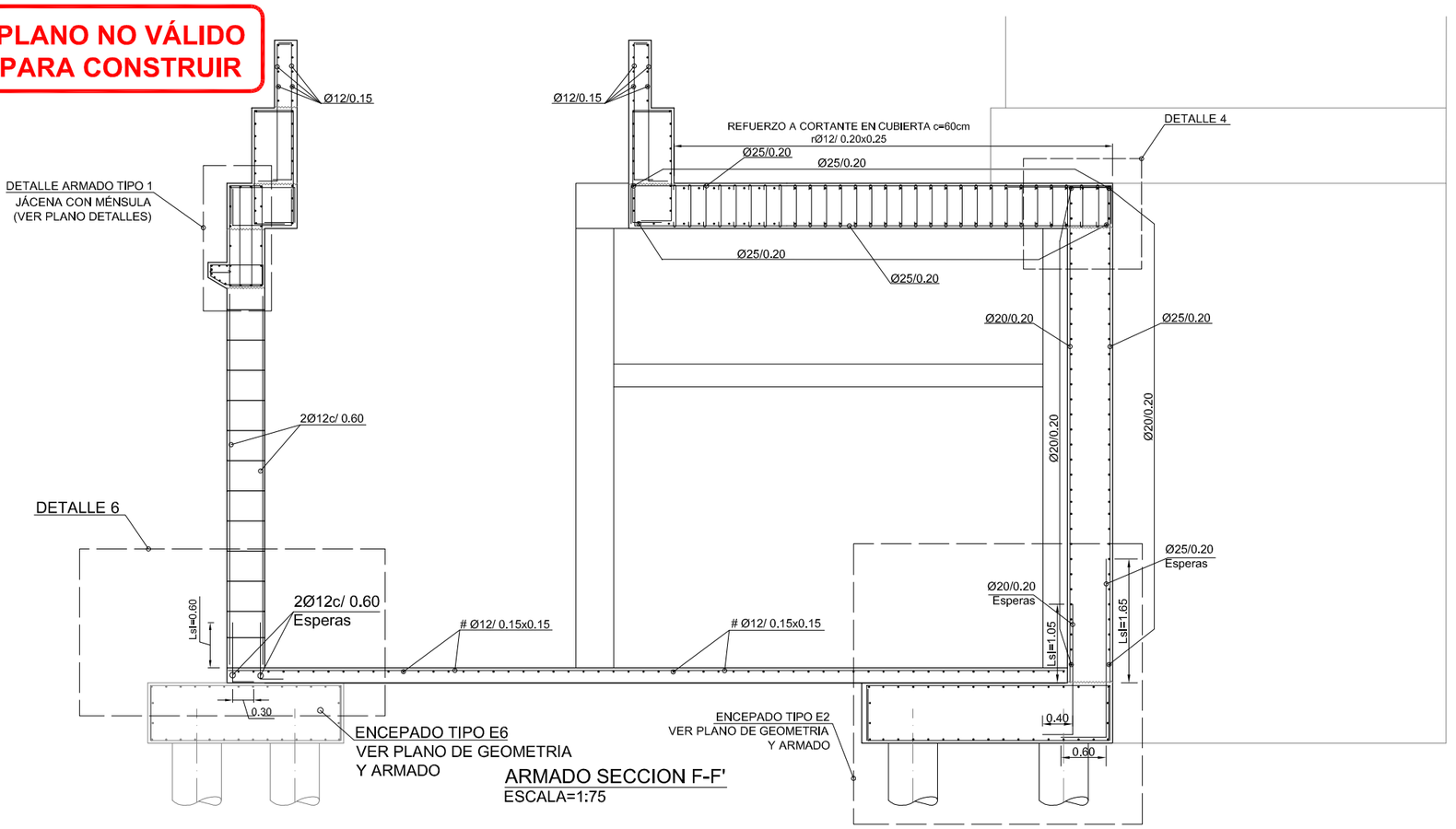


adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA VARIAS Numérica / Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO SUBESTACIÓN ELÉCTRICA ARMADO SECCIONES C–C' Y D–D'	Nº DE PLANO – Hoja 11 de 13

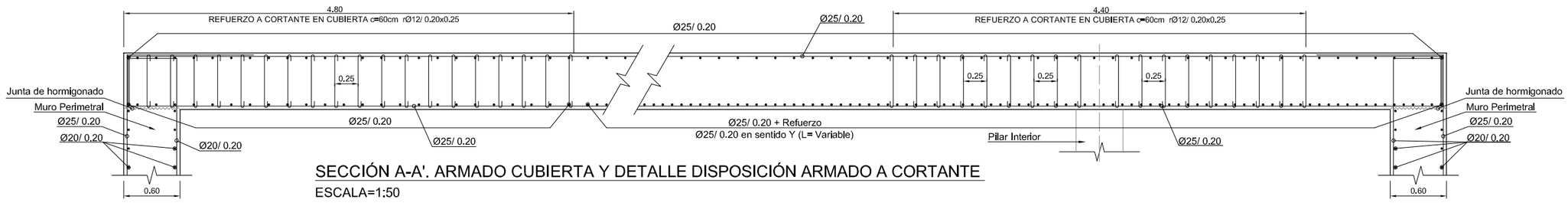
REVISIÓN Nº	FECHA ELABORACIÓN	CONCEPTO MODIFICADO	SUSTITUYE AL PLANO Nº

8200

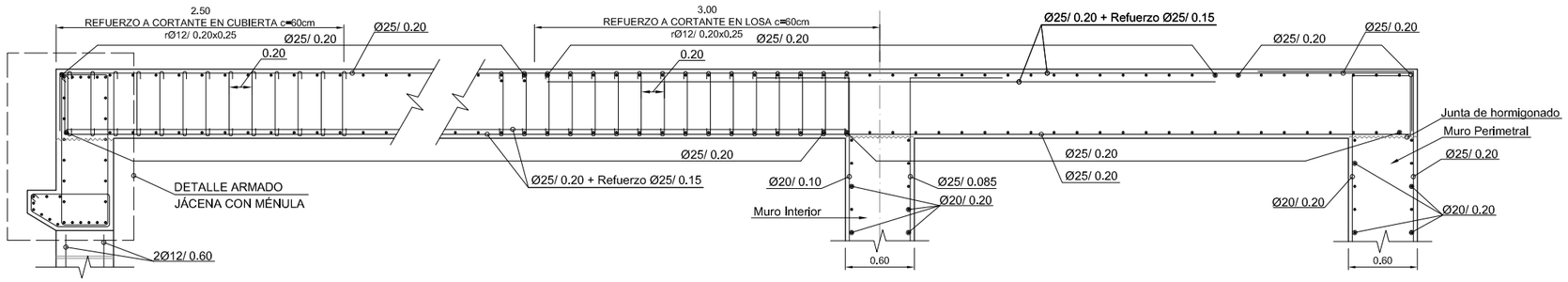
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



ARMADO SECCION F-F'
ESCALA=1:75



SECCIÓN A-A'. ARMADO CUBIERTA Y DETALLE DISPOSICIÓN ARMADO A CORTANTE
ESCALA=1:50



SECCIÓN E-E'. ARMADO CUBIERTA Y DETALLE DISPOSICIÓN ARMADO A CORTANTE
ESCALA=1:50

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - PILARES, MUROS HA Y ENCEPADOS										
MATERIALES	HORMIGON						ACERO			
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.	
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	
PILARES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
MUROS HA/LOSA CUBIERTA	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
ENCEPADOS	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
PILOTES	Estadistico	γ_c = 1,50	HA-30	Blanda (5-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno pilotes	Normal	γ_s = 1,15	B-500S	
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 γ_G = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE							
Exposicion/Ambiente	Terreno protegido u hormigon de limpieza			IIa Terreno		IIa terreno pilotes	IIa		IIIa	
Recubrimientos nominales(mm.)	Ver Exposicion/Ambiente			50		70	35		45	

NOTAS

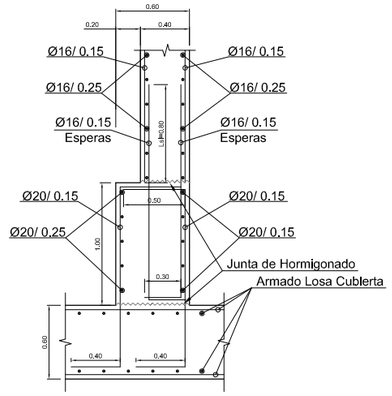
-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ..

REVISIÓN Nº
CONCEPTO MODIFICADO
FECHA ELABORACIÓN
SUSTITUYE AL PLANO Nº

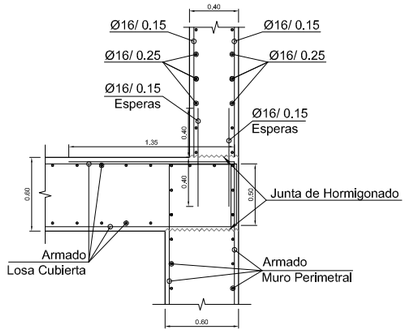
adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA VARIAS Numérica Gráfica	FECHA NOVIEMBRE 2009	TÍTULO DEL PLANO SUBESTACIÓN ELÉCTRICA ARMADO SECCIONES	Nº DE PLANO – Hoja 12 de 13

8201

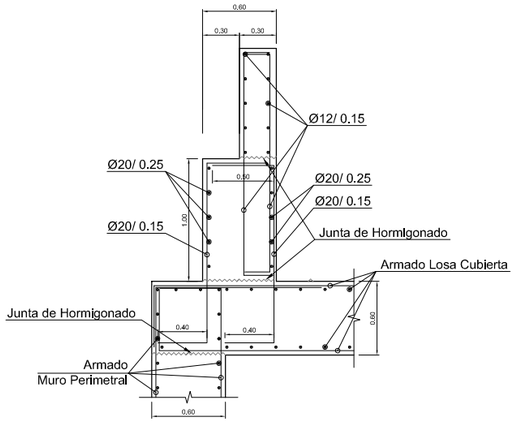
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



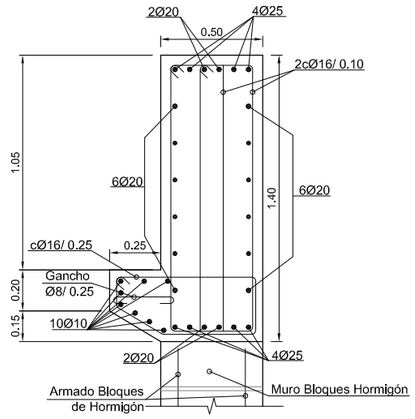
DETALLE 1
ESCALA: 1/50



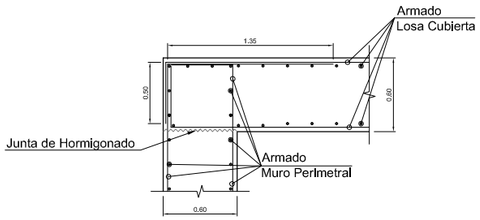
DETALLE 2
ESCALA: 1/50



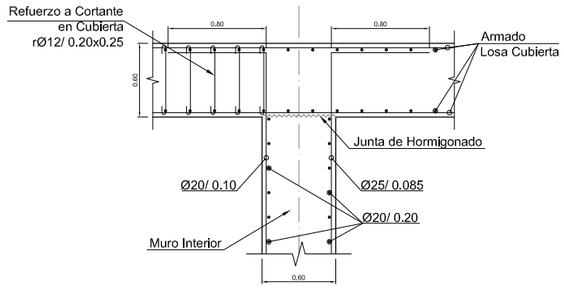
DETALLE 3
ESCALA: 1/50



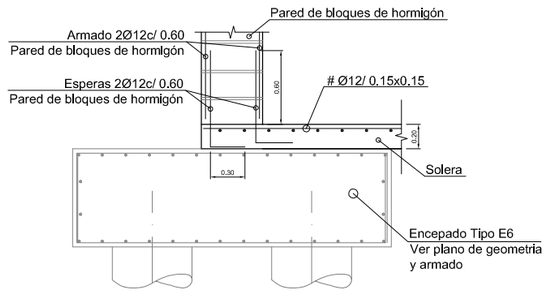
DETALLE ARMADO TIPO 1
JÁCENA CON MÉNSULA
ESCALA: 1/30



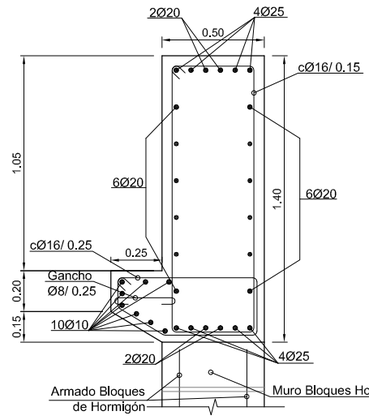
DETALLE 4
ESCALA: 1/50



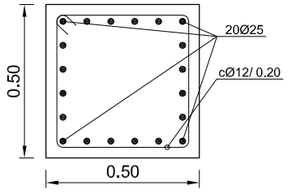
DETALLE 5
ESCALA: 1/50



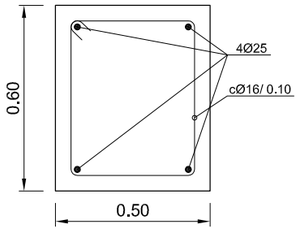
DETALLE 6
ESCALA: 1/50



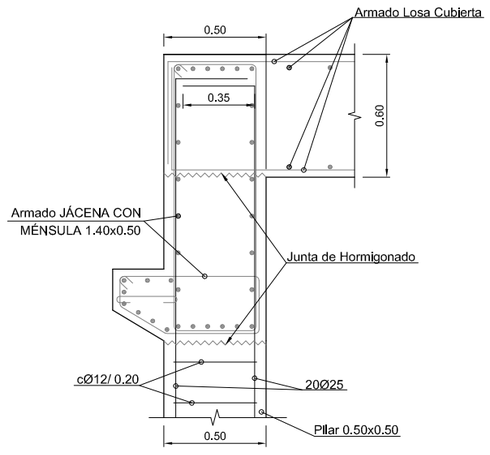
DETALLE ARMADO TIPO 2
JÁCENA CON MÉNSULA
ESCALA: 1/30



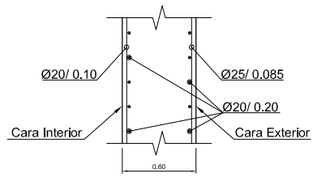
SECCIÓN A-A'
DETALLE ARMADO PILAR 0.50x0.50
ESCALA: 1/20



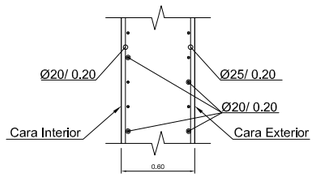
DETALLE 7: ARMADO ZUNCHO
HUECO DE VENTILACIÓN
ESCALA: 1/20



DETALLE ENTREGA ARMADURA PILAR
A JÁCENA CON MÉNSULA 1.40x0.50
ESCALA: 1/30



DETALLE ARMADO
MURO INTERIOR
ESCALA: 1/50



DETALLE ARMADO
MUROS PERIMETRALES
ESCALA: 1/50

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - PILARES, MUROS HA Y ENCEPADOS

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
PILARES	Estadistico	γ_c = 1.50	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1.15	B-500S
MUROS HA/LOSA CUBIERTA	Estadistico	γ_c = 1.50	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1.15	B-500S
ENCEPADOS	Estadistico	γ_c = 1.50	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno	Normal	γ_s = 1.15	B-500S
PILOTES	Estadistico	γ_c = 1.50	HA-30	Blanda (8-9 cm.)	20 mm.	IIa terreno pilotes	Normal	γ_s = 1.15	B-500S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	Terreno protegido u hormigon de limpieza	IIa Terreno	IIa terreno pilotes	IIa	IIIa
Recubrimientos nominales(mm.)	Ver Exposicion/Ambiente	50	70	35	45

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

REVISIÓN Nº | FECHA ELABORACIÓN | CONCEPTO MODIFICADO | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR: ISOLUX CORSÁN / CORSÁN-CORVIAM

ESCALA: VARIAS (Numérica / Gráfica)

FECHA: NOVIEMBRE 2009

TÍTULO DEL PLANO: SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DETALLES CONSTRUCTIVOS

Nº DE PLANO: –

Hoja 13 de 13

8202

3.ANEJOS DE CÁLCULO

3.1. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

3.1.1. VALORES DE DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA (PARTE SUPERIOR CUBIERTA, HASTIALES Y PILARES)

A continuación se exponen una serie de diagramas donde se puede observar la concentración de esfuerzos en el modelo de elementos finitos SAP. A su vez, se relacionan los valores de dichos esfuerzos obtenidos y utilizados para el dimensionamiento de la estructura.

3.1.1.1. Losa superior de cubierta

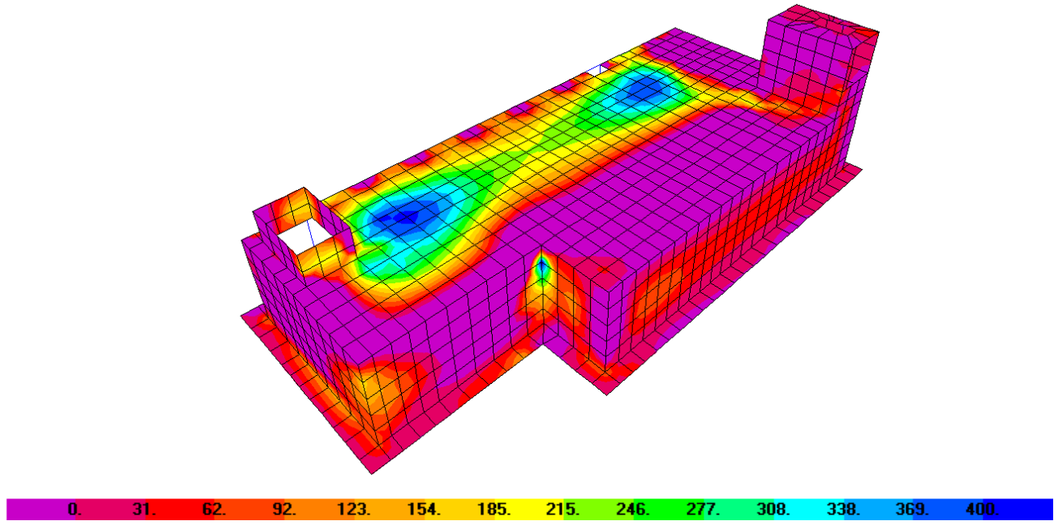


Figura 1: Diagrama de momentos flectores mayorados Md11+ en kNm

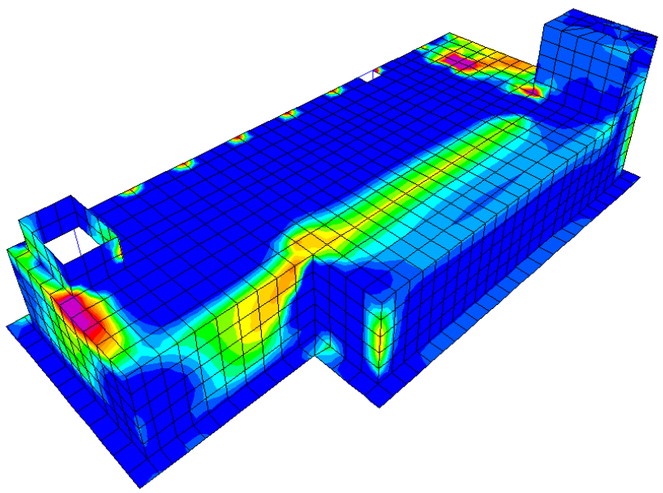


Figura 2: Diagrama de momentos flectores mayorados Md11- en kNm

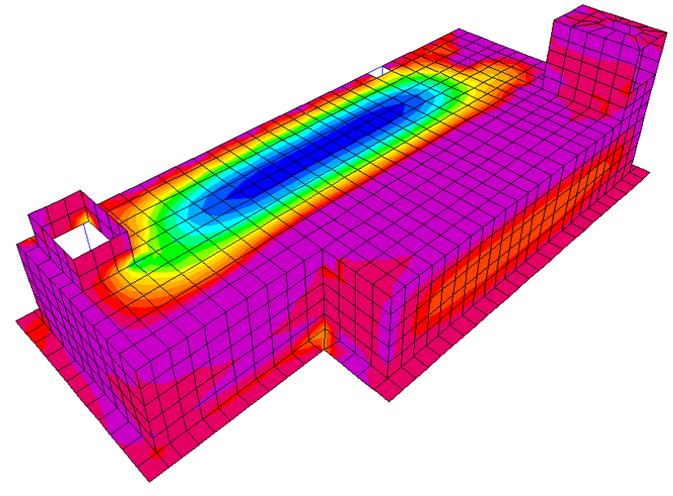


Figura 3: Diagrama de momentos flectores mayorados Md22+ en kNm

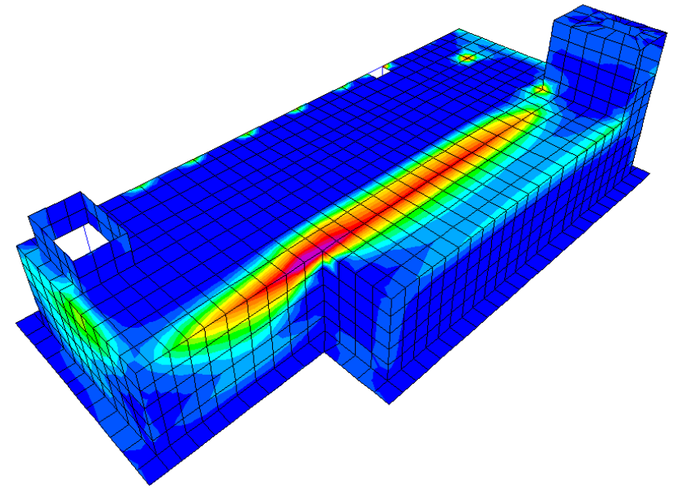


Figura 4: Diagrama de momentos flectores mayorados Md22- en kNm

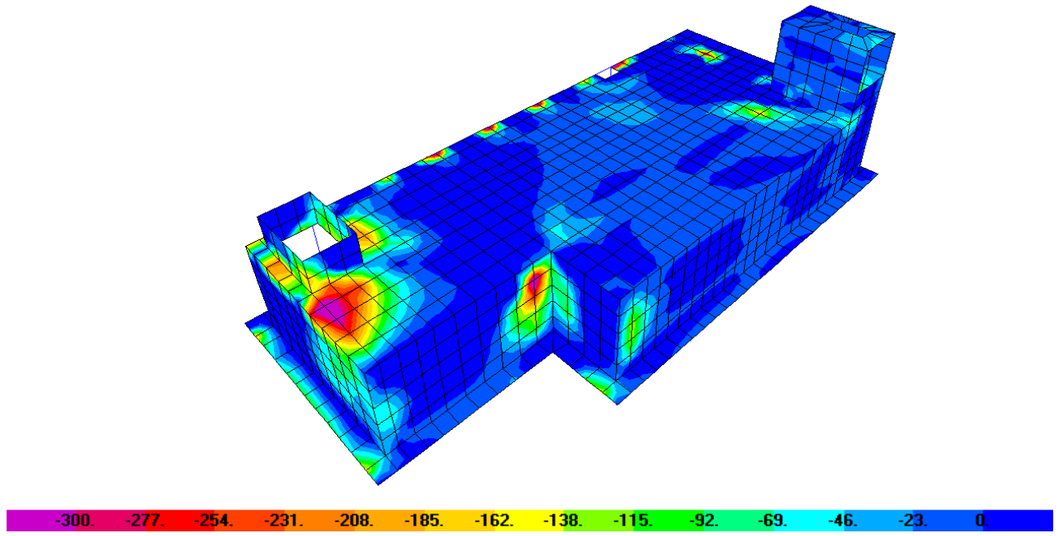


Figura 5: Diagrama de cortantes mayorados Vd13 en kN

Md11+ = 390kN·m
Md11- = 420kN·m
Md22+ = 1030kN·m
Md22- = 1100kN·m
Vd = 600kN

Mk11+ = 270kN·m
Mk11- = 290kN·m
Mk22+ = 700kN·m
Mk22- = -800kN·m

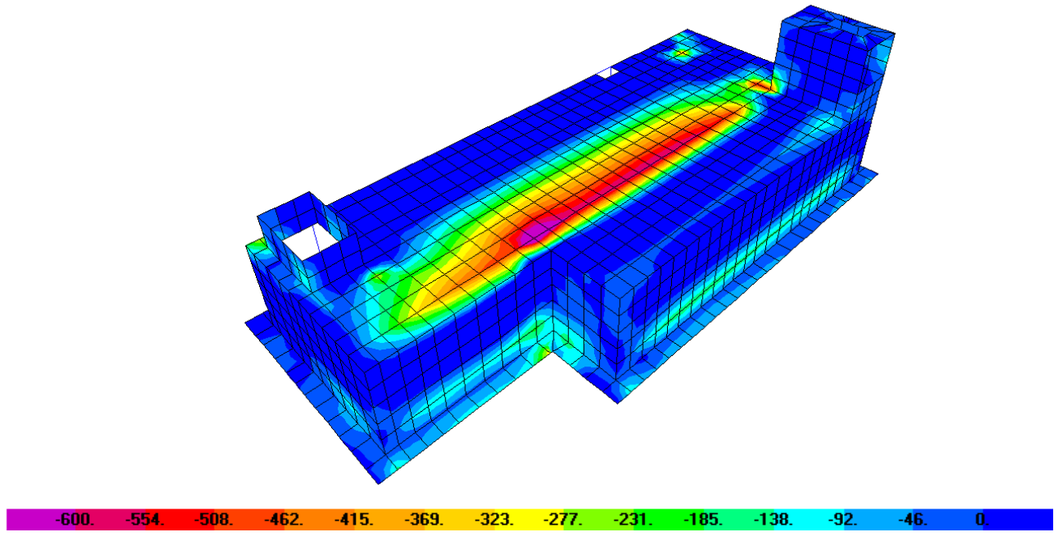


Figura 6: Diagrama de cortantes mayorados Vd23 en kN

Valores de dimensionamiento.

3.1.1.2. Muros

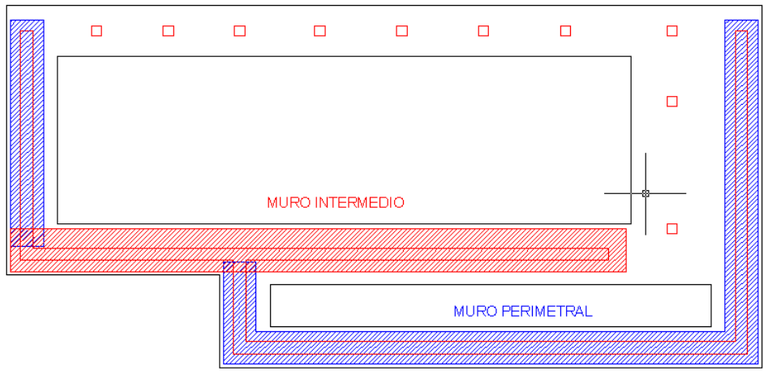


Figura 7: esquema indicativo en planta de la subestación eléctrica

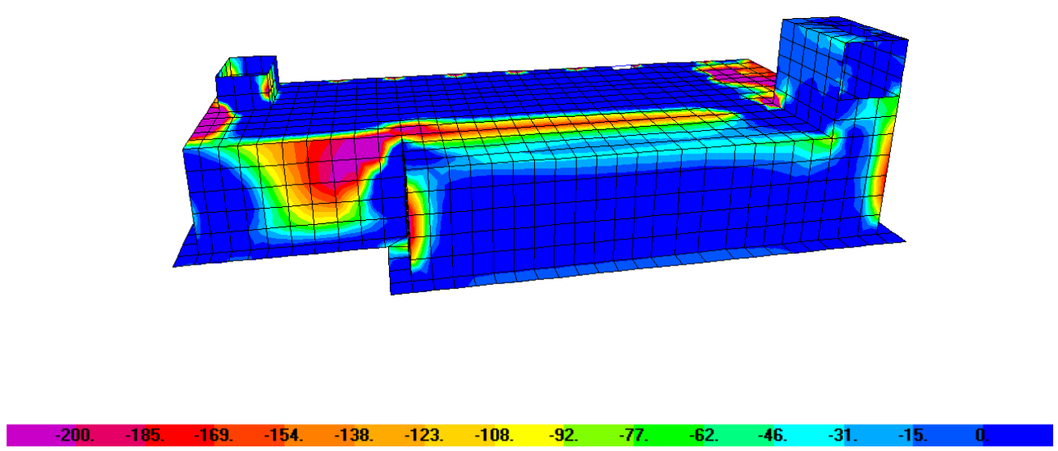


Figura 8: Diagrama de momentos flectores mayorados Md11- en kNm

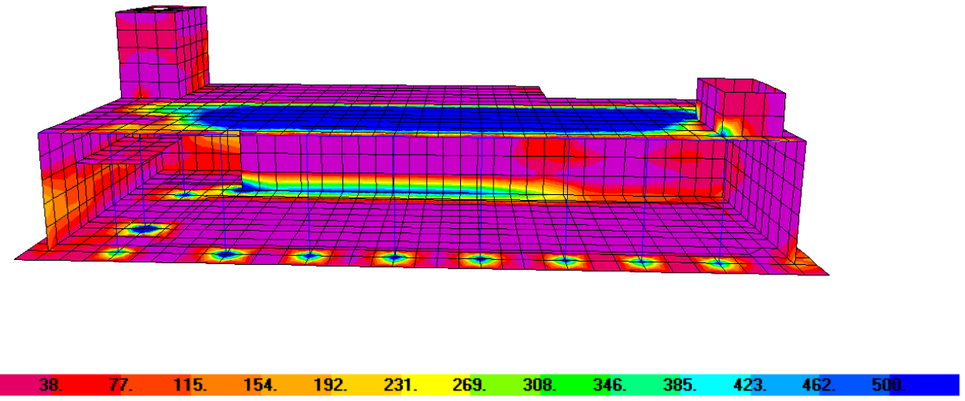


Figura 9: Diagrama de momentos flectores mayorados Md22+ (muro interior) en kNm

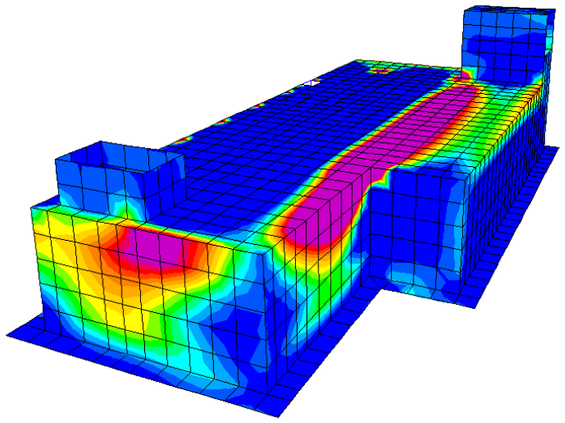


Figura 10: Diagrama de momentos flectores mayorados Md22- (muro perimetral) en kNm

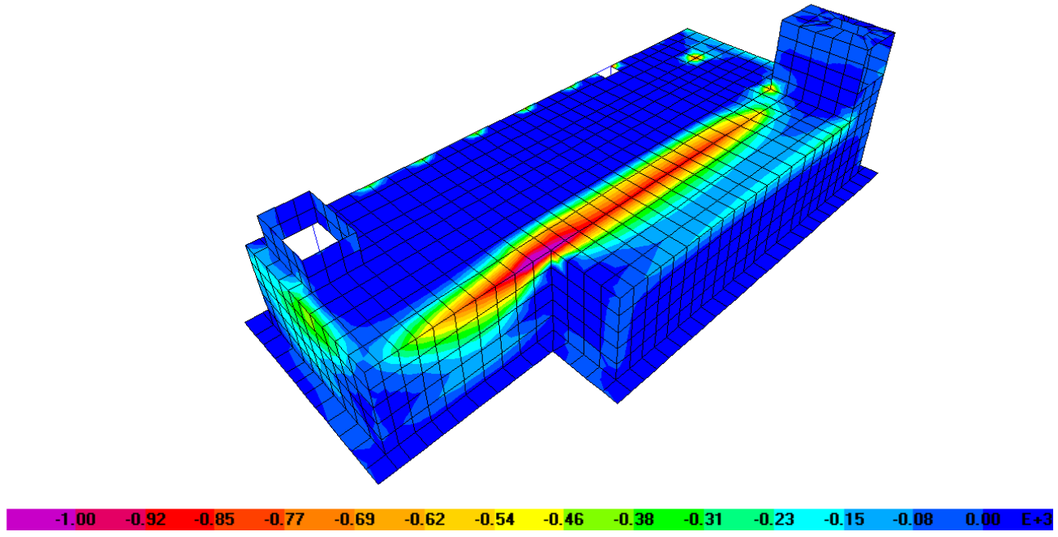


Figura 11: Diagrama de momentos flectores mayorados Md22- (muro interior) en kNm

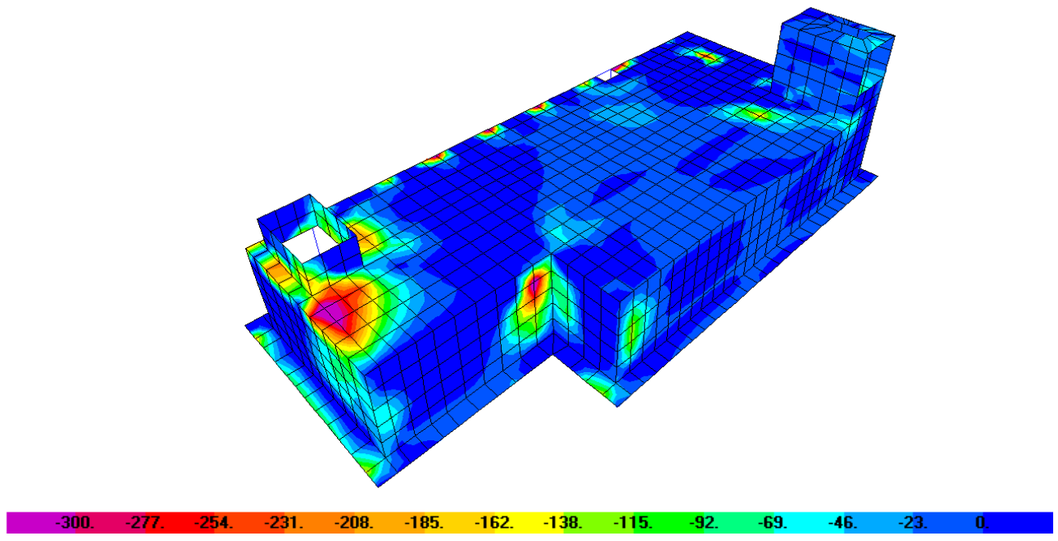


Figura 12: Diagrama de cortantes mayorados Vd13 en kN

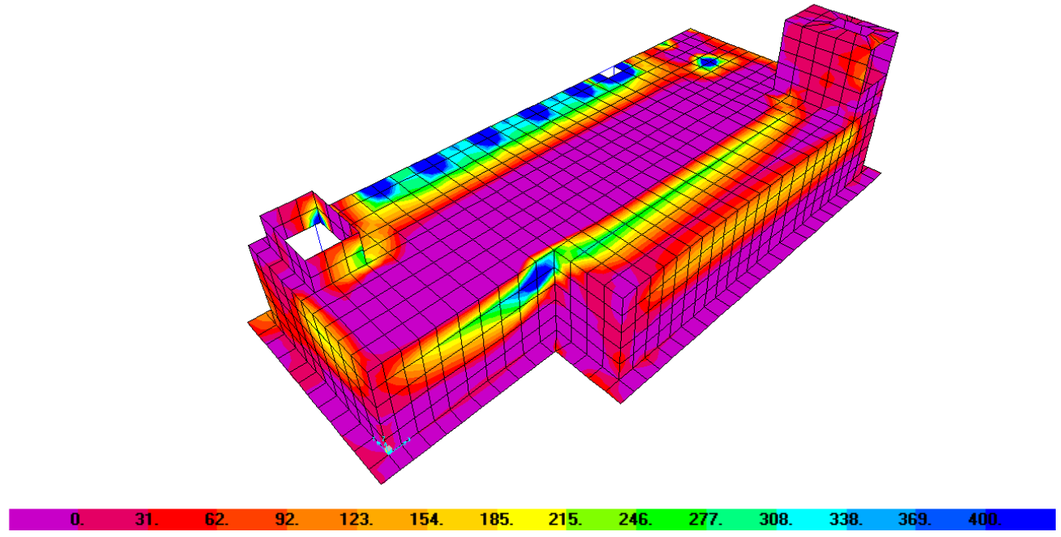


Figura 13: Diagrama de cortantes mayorados Vd23 en kN

Valores de dimensionamiento.

Muro intermedio

Md11+ = 300kN·m	Mk11+ = 200kN·m
Md11- = 200kN·m	Mk11- = 140kN·m
Md22+ = 600kN·m	Mk22+ = 450kN·m
Md22- = 1100kN·m	Mk22- = 800kN·m
Vd = 500kN	

Muro perimetral

Md11+ = 300kN·m	Mk11+ = 200kN·m
Md11- = 200kN·m	Mk11- = 140kN·m
Md22+ = 250kN·m	Mk22+ = 180kN·m
Md22- = 420kN·m	Mk22- = 290kN·m
Vd = 200kN	

3.1.1.3. Pilares y jácena

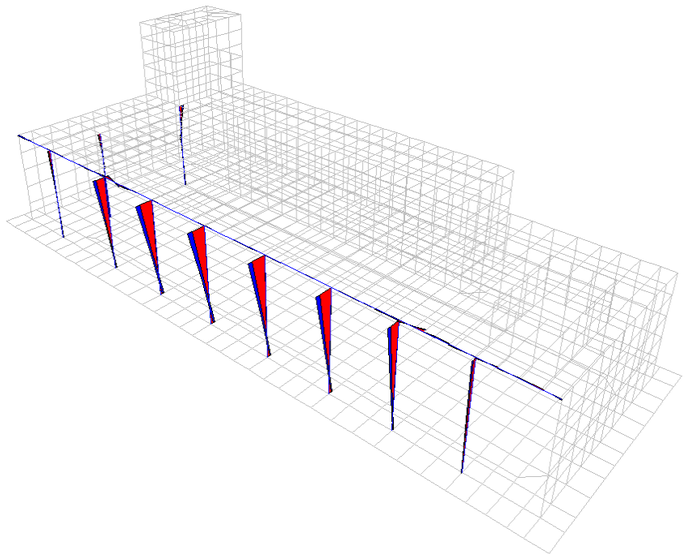


Figura 14: Diagrama de momentos flectores mayorados Md22

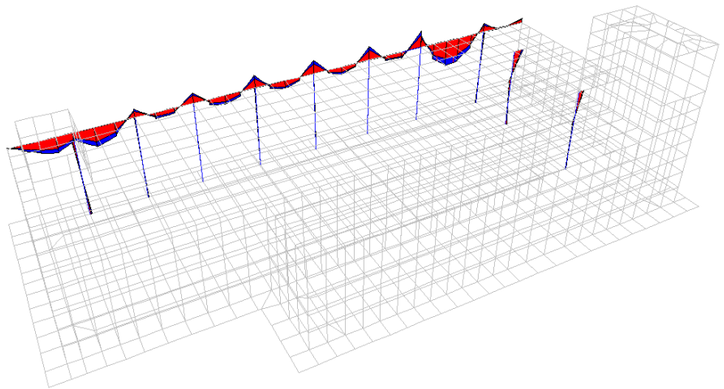


Figura 15: Diagrama de momentos flectores mayorados Md33

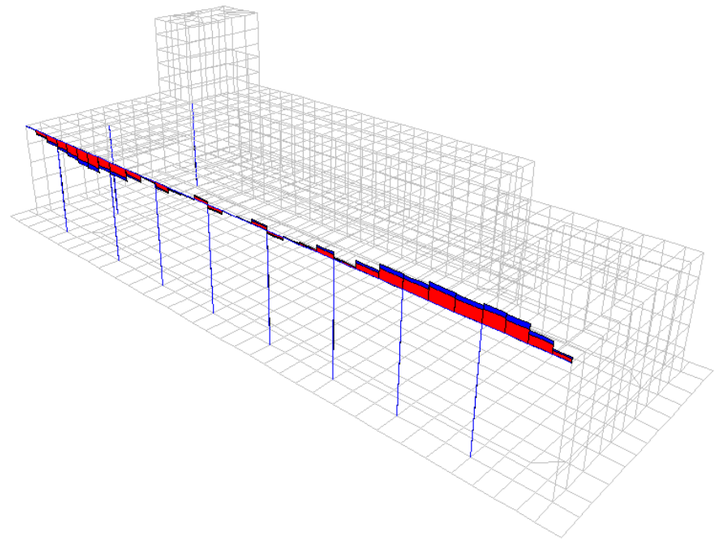


Figura 16: Diagrama de momentos torsores mayorados Mt

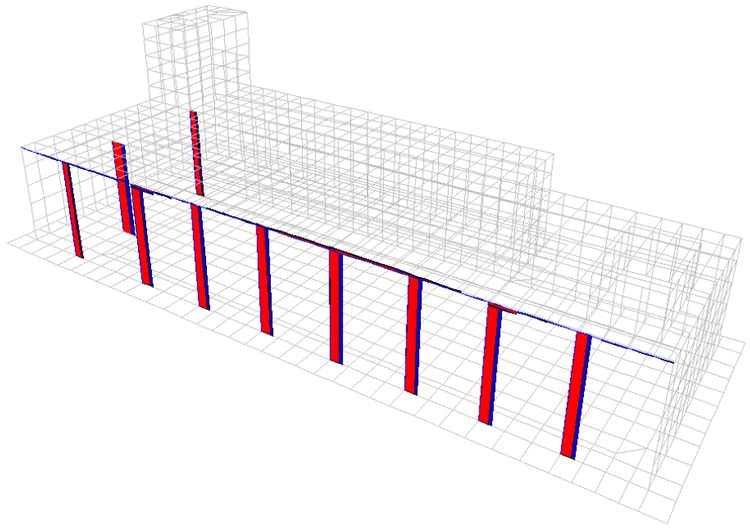


Figura 17: Diagrama de axiles mayorados Nd en kN

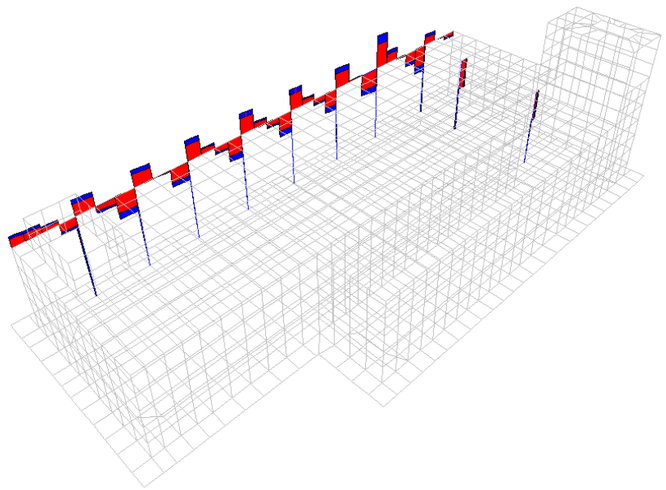


Figura 18: Diagrama de cortantes mayorados Vd en kN

Valores de dimensionamiento.

Pilar interior

Md33 = 320kN·m
Md22 = 90kN·m
Nd = 3258kN
Vd2 = 167kN
Vd3 = 50kN

Mk33 = 220kN·m
Mk22 = 60kN·m
Nk = 2250kN

Pilar de borde

Md33 = 0kN·m
Md22 = 592kN·m
Nd = 2158kN
Vd2 = 0kN
Vd3 = 157kN

Mk33 = 0kN·m
Mk22 = 410kN·m
Nk = 1490kN

Jácena

Md33 = 592kN·m
Md22 = 0kN·m
Mtorsor = 445kN·m
Vd = 840kN

Mk33 = 410kN·m
Mk22 = 0kN·m

3.1.2. VALORES DE DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA (CIMENTACIÓN PROFUNDA)

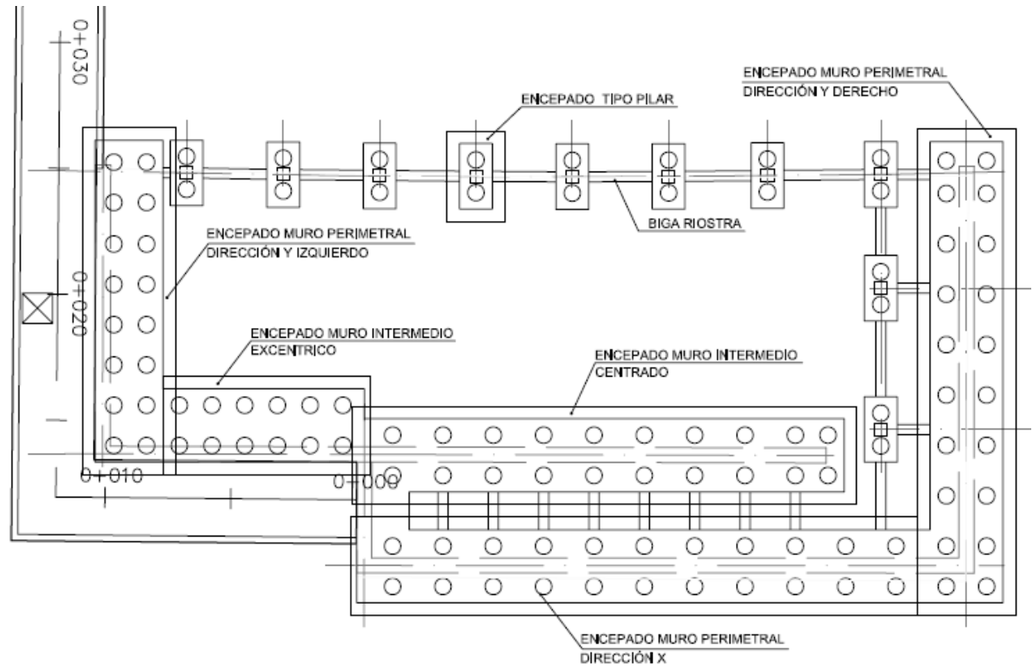


Figura 19: esquema indicativo en planta de la cimentación profunda

2.1 Encepado muro perimetral dirección Y izquierdo

Salida SAP de los esfuerzos en el arranque del muro.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
81	DPQF1VX	Combination	5.135	-64.266	223.588	3.6188	19.3866	2.2641
81	DPQF1	Combination	5.136	-64.26	223.587	3.6184	19.395	2.2651
81	DPQF1VY	Combination	5.136	-64.262	223.6	3.6186	19.3982	2.2656
81	DPQF1F3	Combination	5.595	-71.472	245.148	4.0237	20.0968	2.3764
81	DPQF1F2	Combination	6.161	-76.167	264.455	4.3467	24.5823	2.8361
81	DPQF1F2F3	Combination	6.62	-83.378	286.016	4.752	25.284	2.9474
101	DPQF1F3	Combination	-128.241	-60.633	67.951	6.8748	-65.8916	0.0089
101	DPQF1F2F3	Combination	-124.118	-53.659	98.161	6.2131	-55.6766	0.011
101	DPQF1VX	Combination	-101.103	-37.791	106.95	4.3947	-44.3635	0.0079
101	DPQF1	Combination	-101.088	-37.823	107.143	4.396	-44.3413	0.0079
101	DPQF1VY	Combination	-101.086	-37.832	107.166	4.3967	-44.3376	0.0079

101	DPQF1F2	Combination	-96.965	-30.849	137.353	3.7342	-34.1263	0.01
104	DPQF1F3	Combination	56.265	-86.747	347.906	6.6173	96.8807	0.0004813
104	DPQF1VX	Combination	58.016	-69.215	337.472	5.0641	100.4101	0.0001055
104	DPQF1	Combination	58.023	-69.19	337.444	5.0621	100.4317	0.0001058
104	DPQF1VY	Combination	58.025	-69.191	337.44	5.0622	100.4391	0.0001063
104	DPQF1F2F3	Combination	75.876	-95.495	415.343	7.0838	131.5619	0.0002423
104	DPQF1F2	Combination	77.634	-77.938	404.881	5.5286	135.1129	-0.0001331
108	DPQF1F3	Combination	14.469	-69.213	285.354	5.9881	55.1822	0.0209
108	DPQF1VX	Combination	26.294	-50.32	280.286	4.3271	71.1868	0.0205
108	DPQF1	Combination	26.299	-50.308	280.255	4.3259	71.2042	0.0205
108	DPQF1VY	Combination	26.3	-50.312	280.246	4.3263	71.2098	0.0205
108	DPQF1F2F3	Combination	35.444	-71.67	341.423	6.179	94.2878	0.0275
108	DPQF1F2	Combination	47.274	-52.765	336.324	4.5169	110.3098	0.0271
113	DPQF1VX	Combination	38.219	-74.045	395.838	5.7236	65.4218	-0.015
113	DPQF1	Combination	38.228	-74.023	395.845	5.7215	65.4448	-0.015
113	DPQF1VY	Combination	38.231	-74.021	395.865	5.7214	65.4533	-0.015
113	DPQF1F3	Combination	39.202	-86.124	423.956	6.9002	66.5786	-0.0149
113	DPQF1F2	Combination	48.886	-86.312	470.046	6.4957	84.3511	-0.02
113	DPQF1F2F3	Combination	49.86	-98.414	498.156	7.6745	85.4848	-0.02
270	DPQF1F3	Combination	-67.068	-69.98	277.85	6.6446	1.948	0.0045
270	DPQF1F2F3	Combination	-46.075	-69.564	332.206	6.7951	42.4842	0.0049
270	DPQF1VX	Combination	-39.571	-48.258	275.466	4.7592	30.2855	0.0033
270	DPQF1	Combination	-39.567	-48.252	275.45	4.7584	30.3027	0.0033
270	DPQF1VY	Combination	-39.565	-48.258	275.442	4.7588	30.3079	0.0033
270	DPQF1F2	Combination	-18.574	-47.836	329.806	4.9089	70.8389	0.0037
290	DPQF1F3	Combination	-148.061	-63.157	231.865	5.7779	-57.9355	0.0094
290	DPQF1F2F3	Combination	-131.933	-58.676	277.012	5.4639	-24.975	0.0111
290	DPQF1VX	Combination	-108.739	-40.228	234.437	3.758	-22.3982	0.0079
290	DPQF1	Combination	-108.735	-40.232	234.456	3.7578	-22.3828	0.0079
290	DPQF1VY	Combination	-108.734	-40.239	234.454	3.7583	-22.3785	0.0079
290	DPQF1F2	Combination	-92.608	-35.751	279.602	3.4438	10.5778	0.0096
292	DPQF1F3	Combination	-162.24	-62.037	171.107	6.1474	-82.0275	0.0076
292	DPQF1F2F3	Combination	-153.032	-54.961	205.531	5.6603	-60.9205	0.0088
292	DPQF1VX	Combination	-125.204	-38.003	182.073	3.9427	-49.8123	0.0062
292	DPQF1	Combination	-125.201	-38.017	182.149	3.9429	-49.7973	0.0062
292	DPQF1VY	Combination	-125.2	-38.025	182.155	3.9434	-49.7938	0.0062
292	DPQF1F2	Combination	-115.993	-30.942	216.573	3.4558	-28.6902	0.0075
298	DPQF1F3	Combination	40.673	-70.692	278.4	6.8793	76.507	0.0164
298	DPQF1VX	Combination	45.24	-54.576	271.913	5.4275	83.9549	0.0159
298	DPQF1	Combination	45.245	-54.559	271.882	5.4261	83.972	0.0159
298	DPQF1VY	Combination	45.247	-54.561	271.875	5.4264	83.9776	0.0159
298	DPQF1F2F3	Combination	59.245	-76.332	333.07	7.5511	110.2235	0.021
298	DPQF1F2	Combination	63.817	-60.2	326.552	6.098	117.6885	0.0205
300	DPQF1VX	Combination	60.421	-95.802	409.282	9.3093	100.855	-0.0068
300	DPQF1	Combination	60.43	-95.771	409.271	9.3073	100.8818	-0.0068
300	DPQF1VY	Combination	60.434	-95.77	409.279	9.3075	100.8914	-0.0068
300	DPQF1F3	Combination	60.562	-113.623	427.823	10.8354	100.3459	-0.0062
300	DPQF1F2	Combination	78.86	-111.493	489.007	11.0158	132.5279	-0.0088
300	DPQF1F2F3	Combination	78.992	-129.345	507.559	12.5439	131.992	-0.0082

Valores de dimensionado

TABLE: Joint Reactions

	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
axil max	300	DPQF1F2F3	Combination	78.992	-129.345	507.559	12.5439	131.992	-0.0082
Rh max	292	DPQF1F3	Combination	-162.24	-62.037	171.107	6.1474	-82.0275	0.0076
M min	292	DPQF1F3	Combination	-162.24	-62.037	171.107	6.1474	-82.0275	0.0076

3.1.2.2. Encepado muro perimetral dirección Y derecho

Salida SAP de los esfuerzos en el arranque del muro.

82	DPQF1VX	Combination	75.572	-45.817	181.965	1.9219	59.289	8.9724
82	DPQF1	Combination	75.581	-45.711	181.728	1.9153	59.3104	8.9757
82	DPQF1VY	Combination	75.585	-45.88	182.191	1.9251	59.3167	8.9767
82	DPQF1F3	Combination	75.604	-52.467	204.042	2.2919	58.9791	8.9371
82	DPQF1F2	Combination	81.609	-53.372	212.886	2.2071	61.9773	9.4913
82	DPQF1F2F3	Combination	81.632	-60.128	235.2	2.5837	61.646	9.4527
89	DPQF1F3	Combination	199.373	-73.341	266.896	6.7681	172.8409	0.0000113
89	DPQF1VY	Combination	200.741	-47.507	262.748	4.6008	175.1864	0.00001097
89	DPQF1	Combination	200.784	-47.069	261.996	4.5577	175.2528	0.00001087
89	DPQF1VX	Combination	201.023	-47.429	265.087	4.5907	175.5422	0.00001127
89	DPQF1F2F3	Combination	211.423	-66.755	303.066	6.4976	182.6849	0.00001405
89	DPQF1F2	Combination	212.834	-40.482	298.166	4.2873	185.0968	0.00001362
102	DPQF1F3	Combination	194.791	-78.538	292.329	6.4133	159.6339	0.4675
102	DPQF1VY	Combination	195.338	-54.356	287.925	4.4338	160.3889	0.4741
102	DPQF1	Combination	195.376	-53.787	286.874	4.3859	160.4572	0.4739
102	DPQF1VX	Combination	195.57	-54.441	289.847	4.4371	160.6976	0.4741
102	DPQF1F2F3	Combination	203.937	-74.133	342.668	6.0619	163.0515	0.567
102	DPQF1F2	Combination	204.522	-49.382	337.213	4.0345	163.8747	0.5733
103	DPQF1F3	Combination	156.496	-69.489	294.028	5.9468	104.0767	-0.3254
103	DPQF1VY	Combination	156.858	-54.405	283.487	4.6424	105.1991	-0.3206
103	DPQF1	Combination	156.869	-53.858	283.005	4.5981	105.2145	-0.3204

103	DPQF1VX	Combination	156.894	-54.342	283.45	4.6354	105.2324	-0.3201
103	DPQF1F2F3	Combination	158.577	-77.102	353.771	6.6067	95.7394	-0.4019
103	DPQF1F2	Combination	158.95	-61.47	342.748	5.258	96.8772	-0.397
109	DPQF1F2F3	Combination	141.16	-79.587	315.144	6.9462	82.6339	-0.027
109	DPQF1F2	Combination	141.382	-62.824	308.748	5.4738	83.2748	-0.0239
109	DPQF1F3	Combination	142.457	-73.248	258.03	6.3728	94.0392	-0.0221
109	DPQF1VY	Combination	142.661	-57.105	252.279	4.952	94.6491	-0.0191
109	DPQF1	Combination	142.679	-56.485	251.634	4.9004	94.6801	-0.019
109	DPQF1VX	Combination	142.727	-57.177	252.532	4.9543	94.7432	-0.0189
112	DPQF1F3	Combination	176.535	-60.633	366.851	5.6582	131.1609	0.005
112	DPQF1VX	Combination	176.928	-50.579	336.975	4.6994	132.1776	0.0056
112	DPQF1	Combination	176.945	-50.325	336.675	4.68	132.2181	0.0056
112	DPQF1VY	Combination	176.95	-50.664	337.276	4.709	132.2268	0.0056
112	DPQF1F2F3	Combination	185.322	-68.478	428.263	6.3518	133.1759	0.0065
112	DPQF1F2	Combination	185.732	-58.17	398.087	5.3735	134.2332	0.0071
159	DPQF1F3	Combination	182.974	-63.909	202.816	5.6965	159.6774	0.00002419
159	DPQF1VY	Combination	185.599	-38.282	201.332	3.5206	164.2864	0.00002407
159	DPQF1	Combination	185.639	-38.002	201.177	3.492	164.3347	0.0000239
159	DPQF1VX	Combination	185.86	-38.046	203.814	3.4976	164.5948	0.00002438
159	DPQF1F2F3	Combination	196.338	-55.64	219.724	5.1143	173.4805	0.00003125
159	DPQF1F2	Combination	199.003	-29.733	218.085	2.9098	178.1378	0.00003096
160	DPQF1F3	Combination	155.977	-70.146	132.591	6.7964	125.9197	-7.338E-06
160	DPQF1VY	Combination	160.799	-43.097	136.556	4.4546	132.68	-6.898E-06
160	DPQF1	Combination	160.821	-42.853	137.139	4.426	132.7068	-6.824E-06
160	DPQF1VX	Combination	160.968	-42.737	139.202	4.4204	132.8758	-6.891E-06
160	DPQF1F2F3	Combination	169.587	-63.036	131.2	6.436	139.6569	-9.332E-06
160	DPQF1F2	Combination	174.431	-35.743	135.748	4.0657	146.4439	-8.817E-06
161	DPQF1F3	Combination	99.876	-73.085	22.082	8.1613	68.9912	0.00001945
161	DPQF1	Combination	105.072	-46.11	42.33	5.4599	74.8559	0.0000192
161	DPQF1VY	Combination	105.073	-46.395	40.888	5.496	74.8502	0.00001937
161	DPQF1VX	Combination	105.086	-46.012	43.861	5.4586	74.8798	0.00001959
161	DPQF1F2F3	Combination	109.426	-68.261	3.271	7.8937	77.8331	0.00002746
161	DPQF1F2	Combination	114.622	-41.286	23.518	5.1924	83.6979	0.0000272
168	DPQF1VY	Combination	176.079	-62.434	279.074	5.7792	134.2562	0.0345
168	DPQF1F3	Combination	176.091	-83.894	282.388	7.6319	134.3929	0.0338
168	DPQF1	Combination	176.111	-61.762	278.031	5.7184	134.3179	0.0344
168	DPQF1VX	Combination	176.244	-62.619	280.441	5.7915	134.4892	0.0344
168	DPQF1F2F3	Combination	181.229	-84.401	338.906	7.8785	131.231	0.0395
168	DPQF1F2	Combination	181.249	-62.269	334.549	5.965	131.156	0.0401
169	DPQF1VY	Combination	164.324	-66.028	276.938	5.4543	119.4475	-0.0099
169	DPQF1	Combination	164.356	-65.308	275.985	5.3954	119.5009	-0.0099
169	DPQF1VX	Combination	164.452	-66.221	277.88	5.4659	119.6258	-0.0098
169	DPQF1F3	Combination	164.725	-86.032	279.974	7.1538	119.6416	-0.0119
169	DPQF1F2	Combination	165.181	-68.552	336.868	5.6543	111.29	-0.0081
169	DPQF1F2F3	Combination	165.55	-89.275	340.857	7.4127	111.4307	-0.0101
170	DPQF1F2	Combination	153.985	-69.843	334.916	6.0726	97.4152	0.0033
170	DPQF1F2F3	Combination	154.001	-88.471	339.993	7.6412	97.1394	0.0015
170	DPQF1VY	Combination	155.581	-64.795	273.504	5.5941	108.6768	0.0003755
170	DPQF1	Combination	155.606	-64.087	272.684	5.534	108.7192	0.0004418
170	DPQF1F3	Combination	155.623	-82.714	277.76	7.1026	108.4433	-0.0013
170	DPQF1VX	Combination	155.674	-64.958	274.066	5.6054	108.8112	0.0005739
171	DPQF1F3	Combination	188.111	-76.779	366.699	6.6878	132.3568	-0.0026
171	DPQF1VY	Combination	188.643	-61.289	347.575	5.2548	133.7563	-0.0013
171	DPQF1	Combination	188.648	-60.745	347.058	5.2081	133.7606	-0.0013
171	DPQF1VX	Combination	188.654	-61.182	347.408	5.2439	133.7454	-0.0013
171	DPQF1F2F3	Combination	193.177	-85.509	435.188	7.3666	127.7531	-0.0024
171	DPQF1F2	Combination	193.714	-69.475	415.546	5.887	129.1568	-0.0012
175	DPQF1F3	Combination	131.06	-63.309	239.112	5.6429	84.7412	-0.002
175	DPQF1VY	Combination	131.275	-49.371	232.459	4.3657	85.5373	0.0003523
175	DPQF1	Combination	131.288	-48.843	231.968	4.3193	85.5586	0.0004397
175	DPQF1VX	Combination	131.322	-49.374	232.532	4.3643	85.5966	0.0004461
175	DPQF1F2F3	Combination	131.453	-69.432	290.44	6.1347	75.2667	0.0037
175	DPQF1F2	Combination	131.681	-54.965	283.296	4.8112	76.0841	0.0061

Valores de dimensionado

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
axil max	171	DPQF1F2F3	Combination	193.177	-85.509	435.188	7.3666	127.7531	-0.0024
M min	82	DPQF1F3	Combination	75.604	-52.467	204.042	2.2919	58.9791	8.9371
Rh max	89	DPQF1F2	Combination	212.834	-40.482	298.166	4.2873	185.0968	0.00001362

3.1.2.3. Encepado muro perimetral dirección X

Salida SAP de los esfuerzos en el arranque del muro.

21	DPQF1VX	Combination	-12.653	-201.151	141.69	203.9761	-1.3871	0.000637
21	DPQF1VY	Combination	-12.505	-201.161	141.74	204.0068	-1.3746	0.000642
21	DPQF1	Combination	-12.471	-201.156	141.757	203.9909	-1.3716	0.0006467
21	DPQF1F3	Combination	-20.735	-251.554	146.94	258.8648	-2.1483	0.0001703
21	DPQF1F2	Combination	-11.182	-204.558	155.325	211.7181	-1.3175	0.0011
21	DPQF1F2F3	Combination	-19.446	-254.956	160.508	266.592	-2.0942	0.000599
23	DPQF1VX	Combination	-12.24	-203.554	155.477	208.9737	-1.2304	0.0014

23	DPQF1VY	Combination	-12.082	-203.565	155.544	209.0078	-1.217	0.0014	61	DPQF1VY	Combination	-6.126	-89.133	-81.21	67.7953	-1.8041	-0.01
23	DPQF1	Combination	-12.044	-203.559	155.554	208.9903	-1.2136	0.0014	61	DPQF1VX	Combination	-6.253	-89.12	-81.131	67.7736	-1.8157	-0.01
23	DPQF1F3	Combination	-19.794	-254.404	164.42	264.8851	-1.9258	0.0011	61	DPQF1	Combination	-6.121	-89.124	-81.08	67.7824	-1.803	-0.01
23	DPQF1F2	Combination	-11.519	-207.413	170.947	217.4558	-1.1963	0.0019	62	DPQF1VX	Combination	57.61	-199.055	206.045	191.8515	4.8004	0.0072
23	DPQF1F2F3	Combination	-19.268	-258.258	179.812	273.3507	-1.9084	0.0016	62	DPQF1VY	Combination	58.121	-199.043	206.347	191.8708	4.8441	0.0072
25	DPQF1VX	Combination	-9.79	-203.124	162.334	209.3896	-0.948	0.0019	62	DPQF1	Combination	58.29	-199.026	206.57	191.8191	4.8573	0.0072
25	DPQF1VY	Combination	-9.618	-203.135	162.415	209.4271	-0.9334	0.0019	62	DPQF1F3	Combination	58.828	-251.373	210.424	248.9343	4.9308	0.0087
25	DPQF1	Combination	-9.577	-203.129	162.423	209.4079	-0.9298	0.0019	62	DPQF1F2	Combination	69.253	-199.106	235.115	192.8625	5.7657	0.0082
25	DPQF1F3	Combination	-16.64	-253.726	173.324	265.2596	-1.5631	0.0018	62	DPQF1F2F3	Combination	69.791	-251.453	238.969	249.9777	5.8393	0.0096
25	DPQF1F2	Combination	-9.132	-207.128	178.466	218.1093	-0.9088	0.0025	64	DPQF1VX	Combination	37.5	-245.929	210.817	247.9976	2.9995	0.0061
25	DPQF1F2F3	Combination	-16.196	-257.725	189.367	273.9611	-1.5422	0.0024	64	DPQF1VY	Combination	37.936	-245.965	211.013	248.0945	3.0344	0.0061
27	DPQF1VX	Combination	-0.005508	-200.501	165.627	206.1353	-0.0156	0.0033	64	DPQF1	Combination	38.031	-245.952	211.072	248.0531	3.0417	0.0061
27	DPQF1VY	Combination	0.203	-200.515	165.729	206.1815	0.0023	0.0033	64	DPQF1F3	Combination	36.456	-307.802	221.703	315.8971	2.9344	0.0073
27	DPQF1	Combination	0.251	-200.508	165.739	206.159	0.0064	0.0034	64	DPQF1F2	Combination	46.776	-249.574	234.376	256.101	3.7325	0.007
27	DPQF1F3	Combination	-5	-250.41	177.64	261.2536	-0.4472	0.0037	64	DPQF1F2F3	Combination	45.201	-311.424	245.007	323.945	3.6251	0.0081
27	DPQF1F2	Combination	2.006	-204.344	181.831	214.5604	0.1543	0.004	78	DPQF1VX	Combination	55.818	-191.326	217.418	176.1259	4.7215	0.004
27	DPQF1F2F3	Combination	-3.246	-254.246	193.732	269.6549	-0.2994	0.0044	78	DPQF1VY	Combination	56.273	-191.267	217.603	176.0704	4.7614	0.0039
29	DPQF1VX	Combination	6.347	-199.51	165.361	204.4321	0.5444	0.0042	78	DPQF1	Combination	56.519	-191.254	218.099	176.0179	4.7804	0.004
29	DPQF1VY	Combination	6.58	-199.528	165.472	204.4852	0.5643	0.0042	78	DPQF1F3	Combination	56.974	-243.655	218.164	232.8121	4.8422	0.0051
29	DPQF1	Combination	6.632	-199.521	165.486	204.4607	0.5687	0.0042	78	DPQF1F2	Combination	64.879	-189.442	248.522	173.196	5.5043	0.0042
29	DPQF1F3	Combination	2.4	-249.23	176.992	259.2662	0.2112	0.0048	78	DPQF1F2F3	Combination	65.335	-241.843	248.587	229.9902	5.5661	0.0053
29	DPQF1F2	Combination	9.445	-203.214	181.629	212.5689	0.8072	0.0049	80	DPQF1F3	Combination	51.35	-236.678	209.58	220.1914	4.8727	-0.004
29	DPQF1F2F3	Combination	5.213	-252.923	193.134	267.3743	0.4497	0.0055	80	DPQF1VY	Combination	50.779	-185.126	211.344	164.8651	4.7731	-0.0016
31	DPQF1VX	Combination	13.267	-198.759	165.159	202.8676	1.1412	0.0047	80	DPQF1VX	Combination	50.373	-185.195	211.382	164.9396	4.7316	-0.0014
31	DPQF1VY	Combination	13.528	-198.781	165.279	202.9294	1.1637	0.0048	80	DPQF1	Combination	51.055	-185.116	212.05	164.8148	4.794	-0.0015
31	DPQF1	Combination	13.585	-198.773	165.299	202.9028	1.1685	0.0048	80	DPQF1F2F3	Combination	57.088	-234.144	237.012	215.9794	5.4792	-0.0044
31	DPQF1F3	Combination	10.362	-248.373	176.086	257.5016	0.9001	0.0056	80	DPQF1F2	Combination	56.794	-182.582	239.481	160.6028	5.4004	-0.0019
31	DPQF1F2	Combination	17.604	-202.309	181.742	210.6625	1.5093	0.0055	84	DPQF1F2F3	Combination	56.203	-88.01	-169.264	27.9753	21.5216	0.5391
31	DPQF1F2F3	Combination	14.381	-251.908	192.53	265.2613	1.2409	0.0063	84	DPQF1F3	Combination	51.802	-87.569	-140.159	28.4772	19.352	0.5933
57	DPQF1F3	Combination	-16.983	-212.342	67.069	203.5758	-2.1793	-0.0024	84	DPQF1F2	Combination	55.277	-62.358	-117.612	19.5336	22.3763	0.1433
57	DPQF1F2F3	Combination	-12.669	-213.731	70.712	207.7631	-1.9086	-0.0026	84	DPQF1VY	Combination	50.942	-62.285	-90.78	20.11	20.2061	0.2046
57	DPQF1VY	Combination	-8.56	-170.045	77.086	159.7295	-1.312	-0.0017	84	DPQF1	Combination	50.876	-61.917	-88.506	20.0355	20.2067	0.1975
57	DPQF1VX	Combination	-8.694	-170.039	77.086	159.7072	-1.3232	-0.0017	84	DPQF1VX	Combination	50.546	-61.763	-87.227	20.0272	20.1466	0.2037
57	DPQF1	Combination	-8.539	-170.042	77.132	159.7176	-1.3098	-0.0017	85	DPQF1F3	Combination	-66.195	-122.507	-359.511	34.4873	-20.4892	-1.5307
57	DPQF1F2	Combination	-4.226	-171.431	80.776	163.9049	-1.0391	-0.0019	85	DPQF1F2F3	Combination	-66.649	-97.916	-350.287	30.5842	-20.4924	-1.1506
59	DPQF1F2F3	Combination	-10.239	-170.82	-10.422	153.5084	-2.0775	-0.0069	85	DPQF1VY	Combination	-49.83	-69.97	-220.991	22.5409	-15.7461	-0.7983
59	DPQF1F3	Combination	-15.524	-171.012	-6.133	151.9515	-2.5301	-0.0055	85	DPQF1VX	Combination	-49.895	-69.865	-220.853	22.5201	-15.7613	-0.7946
59	DPQF1F2	Combination	-2.271	-136.757	15.301	119.8123	-1.0355	-0.0061	85	DPQF1	Combination	-49.811	-69.914	-220.766	22.5299	-15.7426	-0.7975
59	DPQF1VY	Combination	-7.571	-136.952	19.514	118.2664	-1.4898	-0.0048	85	DPQF1F2	Combination	-50.264	-45.323	-211.542	18.6268	-15.7458	-0.4174
59	DPQF1VX	Combination	-7.701	-136.948	19.548	118.247	-1.5004	-0.0048	90	DPQF1VX	Combination	62.099	-244.783	235.054	240.5052	5.0592	0.0068
59	DPQF1	Combination	-7.556	-136.949	19.59	118.2553	-1.488	-0.0048	90	DPQF1VY	Combination	62.683	-244.794	235.37	240.5706	5.1067	0.0068
61	DPQF1F2F3	Combination	-7.099	-111.298	-151.908	88.7558	-2.3867	-0.0139	90	DPQF1	Combination	62.842	-244.775	235.536	240.5142	5.1189	0.0069
61	DPQF1F3	Combination	-8.817	-114.943	-143.525	90.5958	-2.5377	-0.0109	90	DPQF1F3	Combination	63.047	-307.866	242.328	309.5257	5.1691	0.0082
61	DPQF1F2	Combination	-4.403	-85.48	-89.462	65.9424	-1.652	-0.013	90	DPQF1F2	Combination	75.555	-246.277	266.208	244.5132	6.1412	0.0077

90	DPQF1F2F3	Combination	75.761	-309.368	273	313.5246	6.1914	0.009
92	DPQF1F2F3	Combination	26.932	-130.638	18.93	88.5524	3.9444	0.000009659
92	DPQF1F3	Combination	27.792	-133.419	30.851	92.132	3.8399	0.000009483
92	DPQF1F2	Combination	29.713	-99.295	45.512	61.2734	4.0342	0.000008498
92	DPQF1VY	Combination	30.331	-102.127	55.577	64.9331	3.9115	0.000008314
92	DPQF1	Combination	30.573	-102.077	57.433	64.8531	3.9298	0.000008322
92	DPQF1VX	Combination	30.129	-102.046	57.759	64.8646	3.8836	0.000008333
94	DPQF1F3	Combination	37.993	-201.181	143.121	162.7282	4.1734	9.218E-07
94	DPQF1F2F3	Combination	37.574	-197.655	150.494	157.3604	4.3168	0.000001026
94	DPQF1VY	Combination	38.22	-156.131	154.364	118.2668	4.0509	8.233E-07
94	DPQF1VX	Combination	37.938	-156.15	155.518	118.2826	4.0151	8.228E-07
94	DPQF1	Combination	38.52	-156.121	155.782	118.2103	4.0715	8.195E-07
94	DPQF1F2	Combination	38.101	-152.596	163.155	112.8425	4.2149	9.233E-07
100	DPQF1VX	Combination	55.163	-267.62	241.064	266.8524	4.0987	0.0073
100	DPQF1VY	Combination	55.726	-267.65	241.342	266.9511	4.1416	0.0073
100	DPQF1	Combination	55.858	-267.633	241.453	266.8983	4.1509	0.0073
100	DPQF1F3	Combination	55.352	-335.606	250.968	341.3401	4.1409	0.0087
100	DPQF1F2	Combination	67.797	-270.603	270.533	273.7875	5.0267	0.0084
100	DPQF1F2F3	Combination	67.291	-338.576	280.047	348.2293	5.0167	0.0098
107	DPQF1F3	Combination	42.491	-230.201	191.365	204.0341	3.8691	-0.0028
107	DPQF1VY	Combination	42.343	-179.51	196.677	151.0019	3.8273	0.0018
107	DPQF1VX	Combination	42.021	-179.569	197.138	151.0679	3.796	0.0018
107	DPQF1	Combination	42.65	-179.502	197.697	150.951	3.8506	0.0019
107	DPQF1F2F3	Combination	44.613	-227.023	212.045	198.7964	4.1476	-0.0022
107	DPQF1F2	Combination	44.772	-176.324	218.377	145.7133	4.1291	0.0025
117	DPQF1VX	Combination	60.064	-195.673	214.375	184.5964	5.2933	0.0043
117	DPQF1VY	Combination	60.57	-195.636	214.662	184.5765	5.3392	0.0042
117	DPQF1	Combination	60.78	-195.62	214.999	184.5231	5.3556	0.0043
117	DPQF1F3	Combination	61.357	-248.174	217.108	241.6717	5.4355	0.0052
117	DPQF1F2	Combination	71.291	-194.693	245.425	183.5126	6.2983	0.0045
117	DPQF1F2F3	Combination	71.869	-247.247	247.534	240.6611	6.3782	0.0054
272	DPQF1F3	Combination	-19.331	-238.173	115.397	239.0933	-2.1842	-0.0005228
272	DPQF1VX	Combination	-10.979	-190.451	116.149	188.0683	-1.3529	0.0000856
272	DPQF1VY	Combination	-10.84	-190.459	116.177	188.0949	-1.3412	0.00008928
272	DPQF1	Combination	-10.812	-190.455	116.205	188.0811	-1.3386	0.00009383
272	DPQF1F2F3	Combination	-16.594	-240.715	125.151	245.3587	-2.0079	-0.0001781
272	DPQF1F2	Combination	-8.075	-192.998	125.958	194.3464	-1.1622	0.0004385
283	DPQF1VX	Combination	-5.534	-201.799	165.059	207.9655	-0.5235	0.0027
283	DPQF1VY	Combination	-5.346	-201.811	165.152	208.0067	-0.5073	0.0027
283	DPQF1	Combination	-5.301	-201.805	165.16	207.9859	-0.5035	0.0027
283	DPQF1F3	Combination	-11.519	-252.014	176.946	263.4606	-1.0507	0.0028
283	DPQF1F2	Combination	-4.381	-205.763	181.302	216.6139	-0.4306	0.0033
283	DPQF1F2F3	Combination	-10.598	-255.973	193.088	272.0885	-0.9778	0.0034
284	DPQF1VX	Combination	24.001	-222.692	186.822	226.1446	1.9039	0.0057
284	DPQF1VY	Combination	24.34	-222.723	186.975	226.225	1.9314	0.0057
284	DPQF1	Combination	24.412	-222.713	187.01	226.1919	1.9371	0.0057
284	DPQF1F3	Combination	21.961	-278.438	197.981	287.4254	1.7442	0.0068
284	DPQF1F2	Combination	30.546	-226.425	206.415	234.3491	2.4195	0.0066
284	DPQF1F2F3	Combination	28.094	-282.15	217.386	295.5825	2.2267	0.0076

Valores de dimensionado

TABLE: Joint Reactions

	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
axil max	100	DPQF1F2F3	Combination	67.291	-338.576	280.047	348.2293	5.0167	0.0098
M min	85	DPQF1F2	Combination	-50.264	-45.323	-211.542	18.6268	-15.7458	-0.4174
Rh max	100	DPQF1F2F3	Combination	67.291	-338.576	280.047	348.2293	5.0167	0.0098

3.1.2.4. Encepado muro intermedio excéntrico

Salida SAP de los esfuerzos en el arranque del muro.

88	DPQF1F2	Combination	-32.058	-33.993	16.882	8.782	-11.4823	-0.2526
88	DPQF1	Combination	-40.304	-39.285	-17.221	9.7903	-14.6969	-0.1555
88	DPQF1VY	Combination	-40.292	-39.287	-17.184	9.7907	-14.6939	-0.1559
88	DPQF1VX	Combination	-40.385	-39.289	-17.526	9.7911	-14.7176	-0.1536
88	DPQF1F2F3	Combination	-53.826	-55.711	-66.03	13.2385	-19.1325	-0.2314
88	DPQF1F3	Combination	-62.072	-61.003	-100.134	14.2467	-22.3471	-0.1343
110	DPQF1F2	Combination	5.144	-96.62	357.625	-0.2034	-0.6057	-0.022
110	DPQF1	Combination	-10.602	-119.743	290.216	42.6607	-1.7361	-0.0178
110	DPQF1VX	Combination	-10.772	-119.742	290.143	42.6607	-1.7508	-0.0179
110	DPQF1VY	Combination	-10.577	-119.743	290.227	42.6628	-1.734	-0.0178
110	DPQF1F2F3	Combination	-16.854	-145.457	357.935	50.3808	-2.5835	-0.0244
110	DPQF1F3	Combination	-32.6	-168.58	290.527	93.2449	-3.7139	-0.0203
115	DPQF1F2	Combination	-1.407	-56.064	80.057	22.9591	-1.0616	-0.0155
115	DPQF1	Combination	-12.635	-57.375	56.35	26.9252	-2.0831	-0.0122
115	DPQF1VY	Combination	-12.621	-57.375	56.373	26.9256	-2.0817	-0.0122
115	DPQF1VX	Combination	-12.73	-57.378	56.169	26.9282	-2.093	-0.0122
115	DPQF1F2F3	Combination	-17.206	-70.976	43.516	34.5797	-2.8625	-0.017
115	DPQF1F3	Combination	-28.434	-72.287	19.809	38.5457	-3.8839	-0.0137
128	DPQF1F2	Combination	1.328	-90.082	168.265	35.0982	-0.8674	-0.0202
128	DPQF1	Combination	-13.728	-94.919	136.213	46.9055	-2.0709	-0.0163
128	DPQF1VY	Combination	-13.71	-94.919	136.23	46.9063	-2.0692	-0.0163
128	DPQF1VX	Combination	-13.85	-94.921	136.081	46.9078	-2.0822	-0.0163

128	DPQF1F2F3	Combination	-19.499	-116.407	150.641	58.7657	-2.9268	-0.0225
128	DPQF1F3	Combination	-34.555	-121.244	118.589	70.5731	-4.1302	-0.0185
130	DPQF1F2	Combination	5.12	-97.112	239.587	27.2462	-0.3572	-0.0194
130	DPQF1	Combination	-10.015	-108.573	195.531	50.5935	-1.5469	-0.0158
130	DPQF1VX	Combination	-10.149	-108.573	195.441	50.5944	-1.5592	-0.0159
130	DPQF1VY	Combination	-9.996	-108.573	195.543	50.5948	-1.5451	-0.0158
130	DPQF1F2F3	Combination	-15.237	-132.831	233.04	62.3093	-2.2724	-0.0219
130	DPQF1F3	Combination	-30.372	-144.292	188.984	85.6565	-3.4621	-0.0183
132	DPQF1F2	Combination	3.089	-81.551	494.94	-45.8344	-0.8567	-0.02
132	DPQF1F2F3	Combination	-20.158	-141.461	502.3	17.961	-2.8577	-0.0221
132	DPQF1VX	Combination	-12.851	-118.172	399.433	19.1482	-1.9303	-0.0161
132	DPQF1	Combination	-12.643	-118.173	399.496	19.1489	-1.9128	-0.0161
132	DPQF1VY	Combination	-12.61	-118.174	399.508	19.1519	-1.91	-0.0161
132	DPQF1F3	Combination	-35.89	-178.082	406.856	82.9443	-3.9138	-0.0182
134	DPQF1F2	Combination	-0.125	-67.913	582.554	-74.834	-0.9838	-0.0179
134	DPQF1F2F3	Combination	-21.946	-128.362	595.705	-10.0606	-2.8561	-0.0196
134	DPQF1VX	Combination	-14.289	-108.413	467.957	-1.7512	-1.9381	-0.0144
134	DPQF1	Combination	-14.062	-108.414	468.014	-1.7499	-1.9192	-0.0144
134	DPQF1VY	Combination	-14.024	-108.414	468.03	-1.7462	-1.9161	-0.0144
134	DPQF1F3	Combination	-35.884	-168.863	481.164	63.0235	-3.7914	-0.0161
138	DPQF1F2	Combination	-16.514	-101.606	775.189	14.1185	-2.2425	0.0033
138	DPQF1VX	Combination	-24.878	-109.333	627.789	35.805	-2.8367	0.0021
138	DPQF1	Combination	-24.605	-109.336	627.894	35.8108	-2.8126	0.0021
138	DPQF1VY	Combination	-24.551	-109.342	627.966	35.8207	-2.808	0.0021
138	DPQF1F2F3	Combination	-33.413	-134.719	816.898	44.1326	-3.8425	0.0028
138	DPQF1F3	Combination	-41.505	-142.449	669.604	65.8248	-4.4126	0.0016
140	DPQF1F2	Combination	-8.989	-107.547	723.187	-20.0799	-1.2589	-0.0134
140	DPQF1VX	Combination	-20.429	-126.494	578.958	24.6208	-2.1432	-0.0104
140	DPQF1	Combination	-20.169	-126.493	579.039	24.6231	-2.1221	-0.0104
140	DPQF1VY	Combination	-20.12	-126.494	579.081	24.6289	-2.1184	-0.0104
140	DPQF1F2F3	Combination	-28.716	-153.495	748.148	26.2751	-3.0253	-0.014
140	DPQF1F3	Combination	-39.896	-172.441	604	70.9782	-3.8885	-0.011
285	DPQF1F2	Combination	-3.631	-85.038	659.099	-62.3405	-1.1632	-0.0209
285	DPQF1F2F3	Combination	-24.323	-141.036	677.513	-3.3073	-2.9386	-0.0221
285	DPQF1VX	Combination	-16.46	-117.911	527.836	3.2455	-2.0325	-0.0162
285	DPQF1	Combination	-16.215	-117.912	527.899	3.2472	-2.0121	-0.0162
285	DPQF1VY	Combination	-16.172	-117.912	527.926	3.2515	-2.0086	-0.0162
285	DPQF1F3	Combination	-36.907	-173.909	546.313	62.2804	-3.7876	-0.0174

Valores de dimensionado

TABLE: Joint Reactions

	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
axil max	138	DPQF1F2F3	Combination	-33.413	-134.719	816.898	44.1326	-3.8425	0.0028
M min	134	DPQF1F2	Combination	-0.125	-67.913	582.554	-74.834	-0.9838	-0.0179
Rh max	132	DPQF1F3	Combination	-35.89	-178.082	406.856	82.9443	-3.9138	-0.0182

3.1.2.5 Encepado muro intermedio centrado

Salida SAP de los esfuerzos en el arranque del muro.

87	DPQF1F3	Combination	-80.56	-185.334	1056.814	49.0233	-21.2355	-0.8853
87	DPQF1F2F3	Combination	-64.283	-166.313	1239.636	39.1196	-19.4864	-0.7281
87	DPQF1VY	Combination	-49.546	-127.473	948.736	29.5869	-15.0046	-0.5416
87	DPQF1	Combination	-49.589	-127.419	948.582	29.5698	-15.0108	-0.5421
87	DPQF1VX	Combination	-49.874	-127.369	948.389	29.5554	-15.0546	-0.5454
87	DPQF1F2	Combination	-33.313	-108.398	1131.403	19.6661	-13.2618	-0.3849
125	DPQF1F3	Combination	-16.812	79.811	934.388	-135.394	0.0731	0.0214
125	DPQF1VY	Combination	-14.907	80.873	941.848	-139.6802	0.2054	0.0187
125	DPQF1VX	Combination	-16.1	80.884	941.084	-139.7399	0.0834	0.0187
125	DPQF1	Combination	-15.045	80.885	941.808	-139.7215	0.1912	0.0187
125	DPQF1F2F3	Combination	-22.479	108.277	1232.008	-186.4928	-0.0097	0.0245
125	DPQF1F2	Combination	-20.712	109.351	1239.428	-190.8202	0.1084	0.0218
126	DPQF1VX	Combination	-89.765	21.717	447.101	-50.0647	-2.6331	-5.8375
126	DPQF1	Combination	-89.444	21.724	446.641	-50.0663	-2.5964	-5.838
126	DPQF1VY	Combination	-89.394	21.726	446.531	-50.0543	-2.5914	-5.8367
126	DPQF1F3	Combination	-88.93	21.866	441.914	-48.7771	-2.5939	-5.7002
126	DPQF1F2	Combination	-119.107	29.037	593.533	-68.1735	-3.5036	-7.9406
126	DPQF1F2F3	Combination	-118.593	29.178	588.806	-66.8844	-3.5011	-7.8029
286	DPQF1F3	Combination	-29.78	58.584	692.055	-105.1574	-2.5651	-0.0104
286	DPQF1VY	Combination	-14.071	59.161	681.423	-108.8657	-1.2874	-0.0078
286	DPQF1	Combination	-14.113	59.165	681.384	-108.8805	-1.2911	-0.0078
286	DPQF1VX	Combination	-14.424	59.17	681.271	-108.8957	-1.3179	-0.0078
286	DPQF1F2F3	Combination	-22.451	79.219	888.828	-145.3114	-2.0321	-0.011
286	DPQF1F2	Combination	-6.784	79.799	878.157	-149.0345	-0.7581	-0.0084
287	DPQF1F3	Combination	-12.334	77.313	701.682	-132.9068	-1.0661	0.0067
287	DPQF1VY	Combination	-6.148	78.154	700.211	-136.8819	-0.5506	0.0061
287	DPQF1	Combination	-6.218	78.161	700.169	-136.905	-0.5566	0.0061
287	DPQF1VX	Combination	-6.669	78.171	699.986	-136.932	-0.5949	0.0061

287	DPQF1F2F3	Combination	-11.818	104.682	912.297	-182.832	-1.0448	0.0081	744	DPQF1F3	Combination	-20.946	80.212	701.784	-134.2153	-1.795	-0.0011
287	DPQF1F2	Combination	-5.702	105.53	910.784	-186.8303	-0.5353	0.0074	744	DPQF1VY	Combination	-10.935	80.996	697.537	-138.1087	-0.9694	-0.0002347
288	DPQF1F3	Combination	2.568	79.901	791.518	-139.9532	-0.1142	0.0175	744	DPQF1	Combination	-10.991	81.003	697.499	-138.128	-0.9743	-0.0002271
288	DPQF1VY	Combination	5.3	80.763	792.746	-144.1216	0.0995	0.015	744	DPQF1VX	Combination	-11.365	81.01	697.358	-138.1495	-1.0064	-0.0002324
288	DPQF1	Combination	5.185	80.774	792.681	-144.1563	0.0905	0.015	744	DPQF1F2F3	Combination	-18.25	108.492	909.22	-184.4806	-1.6065	-0.0005753
288	DPQF1VX	Combination	4.399	80.783	792.273	-144.1888	0.0305	0.0149	744	DPQF1F2	Combination	-8.295	109.282	904.936	-188.3933	-0.7857	0.0002627
288	DPQF1F2F3	Combination	3.154	108.176	1032.659	-192.5026	-0.1912	0.02	745	DPQF1F3	Combination	-16.361	79.392	701.698	-134.6315	-1.4027	0.003
288	DPQF1F2	Combination	5.772	109.048	1033.822	-196.7057	0.0135	0.0175	745	DPQF1VY	Combination	-8.478	80.217	699.136	-138.5843	-0.7458	0.0031
289	DPQF1F3	Combination	-0.437	86.693	992.175	-153.0639	-0.8166	0.0205	745	DPQF1	Combination	-8.541	80.224	699.097	-138.6056	-0.7513	0.0031
289	DPQF1VY	Combination	1.996	87.738	997.422	-157.8274	-0.6604	0.0177	745	DPQF1VX	Combination	-8.951	80.233	698.937	-138.6299	-0.7866	0.0031
289	DPQF1	Combination	1.847	87.752	997.344	-157.8728	-0.6709	0.0177	745	DPQF1F2F3	Combination	-14.941	107.447	911.078	-185.113	-1.3067	0.004
289	DPQF1VX	Combination	0.729	87.756	996.548	-157.9019	-0.7456	0.0177	745	DPQF1F2	Combination	-7.121	108.279	908.477	-189.0871	-0.6552	0.004
289	DPQF1F2F3	Combination	-1.037	117.49	1301.791	-210.7428	-1.1717	0.0236	746	DPQF1F3	Combination	-8.701	75.665	701.501	-131.1252	-0.7223	0.01
289	DPQF1F2	Combination	1.246	118.548	1306.96	-215.5517	-1.026	0.0208	746	DPQF1VY	Combination	-3.847	76.504	700.774	-135.0841	-0.3162	0.0087
739	DPQF1F3	Combination	-58.31	64.939	783.19	-106.7714	-6.2662	0.0289	746	DPQF1	Combination	-3.925	76.512	700.728	-135.1091	-0.3229	0.0087
739	DPQF1VX	Combination	-58.127	65.671	791.293	-109.9817	-6.259	0.026	746	DPQF1VX	Combination	-4.424	76.522	700.517	-135.1381	-0.366	0.0087
739	DPQF1VY	Combination	-57.548	65.671	791.339	-109.9464	-6.2202	0.026	746	DPQF1F2F3	Combination	-8.749	102.472	912.879	-180.4292	-0.7348	0.0116
739	DPQF1	Combination	-57.617	65.679	791.399	-109.9766	-6.2253	0.0261	746	DPQF1F2	Combination	-3.972	103.32	912.106	-184.4131	-0.3355	0.0103
739	DPQF1F2F3	Combination	-77.208	87.951	1039.035	-146.8359	-8.3452	0.0341	747	DPQF1F3	Combination	-5.392	74.5	701.309	-129.5749	-0.5131	0.013
739	DPQF1F2	Combination	-76.514	88.69	1047.244	-150.0411	-8.3042	0.0312	747	DPQF1VY	Combination	-1.575	75.324	701.152	-133.4804	-0.196	0.0112
740	DPQF1F3	Combination	-50.056	-24.405	663.21	11.4779	-4.9428	-0.0203	747	DPQF1	Combination	-1.66	75.333	701.103	-133.5074	-0.2032	0.0112
740	DPQF1F2F3	Combination	-29.897	-22.95	811.654	4.1967	-3.2629	-0.0223	747	DPQF1VX	Combination	-2.213	75.343	700.857	-133.5375	-0.2495	0.0112
740	DPQF1VY	Combination	-20.486	-17.387	621.374	2.8962	-2.2583	-0.016	747	DPQF1F2F3	Combination	-5.708	100.893	913.259	-178.2907	-0.5711	0.015
740	DPQF1	Combination	-20.511	-17.379	621.304	2.8839	-2.2607	-0.016	747	DPQF1F2	Combination	-1.977	101.726	913.053	-182.2232	-0.2612	0.0132
740	DPQF1VX	Combination	-20.75	-17.368	621.196	2.8714	-2.2828	-0.016	748	DPQF1F3	Combination	-1.653	73.288	701.353	-127.7308	-0.067	0.0153
740	DPQF1F2	Combination	-0.351	-15.924	769.748	-4.3974	-0.5807	-0.0179	748	DPQF1VY	Combination	1.379	74.085	701.731	-131.551	0.1851	0.013
741	DPQF1F3	Combination	-37.804	8.026	671.429	-28.2441	-3.0527	-0.019	748	DPQF1	Combination	1.286	74.095	701.678	-131.5799	0.1768	0.013
741	DPQF1VY	Combination	-14.073	9.637	646.094	-33.3235	-1.2388	-0.0148	748	DPQF1VX	Combination	0.665	74.104	701.389	-131.6102	0.1223	0.013
741	DPQF1	Combination	-14.104	9.641	646.042	-33.3349	-1.2416	-0.0148	748	DPQF1F2F3	Combination	-1.751	99.234	913.976	-175.717	-0.0702	0.0175
741	DPQF1VX	Combination	-14.365	9.646	645.941	-33.3464	-1.2641	-0.0148	748	DPQF1F2	Combination	1.188	100.041	914.301	-179.5662	0.1736	0.0152
741	DPQF1F2F3	Combination	-22.058	12.891	843.393	-44.1488	-1.9354	-0.0207	749	DPQF1F3	Combination	8.849	84.036	887.785	-148.4773	1.2674	0.0181
741	DPQF1F2	Combination	1.642	14.505	818.007	-49.2395	-0.1242	-0.0166	749	DPQF1VY	Combination	11.434	84.966	890.418	-152.9529	1.4599	0.0154
742	DPQF1F3	Combination	-33.601	33.668	679.497	-69.8935	-3.1195	-0.0153	749	DPQF1	Combination	11.294	84.979	890.342	-152.9933	1.4475	0.0154
742	DPQF1VY	Combination	-14.22	34.23	663.255	-73.7652	-1.5015	-0.012	749	DPQF1VX	Combination	10.28	84.986	889.759	-153.026	1.3583	0.0154
742	DPQF1	Combination	-14.256	34.233	663.213	-73.7777	-1.5047	-0.012	749	DPQF1F2F3	Combination	11.087	113.795	1160.555	-204.2747	1.5766	0.0205
742	DPQF1VX	Combination	-14.539	34.237	663.108	-73.7901	-1.5294	-0.012	749	DPQF1F2	Combination	13.532	114.738	1163.111	-208.7907	1.7567	0.0178
742	DPQF1F2F3	Combination	-22.543	45.791	865.473	-98.2873	-2.3119	-0.0167									
742	DPQF1F2	Combination	-3.197	46.356	849.188	-102.1714	-0.6972	-0.0133									
743	DPQF1F3	Combination	-25.799	75.196	701.747	-126.8072	-2.2736	-0.0058									
743	DPQF1VY	Combination	-13.116	75.896	694.91	-130.6145	-1.224	-0.0041									
743	DPQF1	Combination	-13.165	75.901	694.872	-130.6317	-1.2283	-0.0041									
743	DPQF1VX	Combination	-13.508	75.907	694.747	-130.6502	-1.2578	-0.0041									
743	DPQF1F2F3	Combination	-21.202	101.656	906.082	-174.4448	-1.9493	-0.0059									
743	DPQF1F2	Combination	-8.569	102.361	899.208	-178.2693	-0.904	-0.0042									

Valores de dimensionado

TABLE: Joint Reactions

	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
axil max	289	DPQF1F2	Combination	1.246	118.548	1306.96	-215.5517	-1.026	0.0208
Rh max	87	DPQF1F3	Combination	-80.56	-185.334	1056.814	49.0233	-21.2355	-0.8853

3.1.2.6. Encepado pilares

Salida SAP de los esfuerzos en el arranque de los pilares.

13	DPQF1F2F3	Combination	-0.14	-100.859	1511.859	192.2487	-0.7441	0.3527
13	DPQF1F2	Combination	-0.039	-100.18	1510.549	190.4356	-0.4589	0.2949
13	DPQF1F3	Combination	-0.164	-75.554	1152.694	144.4683	-0.7144	0.3099
13	DPQF1VY	Combination	-0.062	-74.88	1151.398	142.6661	-0.4245	0.2519
13	DPQF1	Combination	-0.063	-74.876	1151.385	142.6551	-0.4292	0.2521
13	DPQF1VX	Combination	-0.069	-74.868	1151.339	142.6347	-0.4448	0.2525
14	DPQF1F2F3	Combination	-0.491	-105.301	1520.763	201.0827	-1.2685	0.1394
14	DPQF1F2	Combination	-0.445	-104.56	1519.4	199.0835	-1.1349	0.1277
14	DPQF1F3	Combination	-0.374	-78.915	1159.268	151.1997	-0.9758	0.1122
14	DPQF1VY	Combination	-0.327	-78.177	1157.908	149.2081	-0.8369	0.1002
14	DPQF1	Combination	-0.328	-78.174	1157.905	149.2005	-0.8423	0.1005
14	DPQF1VX	Combination	-0.334	-78.171	1157.902	149.1902	-0.8582	0.1012
15	DPQF1F2F3	Combination	0.174	-105.113	1515.597	200.8271	0.1901	-0.0468
15	DPQF1F2	Combination	0.162	-104.498	1515.244	199.0784	0.1632	-0.0226
15	DPQF1F3	Combination	0.16	-78.681	1154.038	150.8179	0.2195	-0.0567
15	DPQF1VY	Combination	0.15	-78.067	1153.684	149.0745	0.1976	-0.0328
15	DPQF1	Combination	0.148	-78.066	1153.685	149.0692	0.1925	-0.0325
15	DPQF1VX	Combination	0.143	-78.064	1153.69	149.0634	0.1782	-0.0318
16	DPQF1F2	Combination	-0.508	-78.94	1391.692	150.1908	-0.9023	-0.6551
16	DPQF1F2F3	Combination	-0.446	-78.926	1389.735	150.5142	-0.7231	-0.8203
16	DPQF1VY	Combination	-0.359	-58.983	1062.609	112.4205	-0.5962	-0.5849
16	DPQF1	Combination	-0.36	-58.982	1062.61	112.4194	-0.5999	-0.5844
16	DPQF1VX	Combination	-0.364	-58.982	1062.612	112.4197	-0.6097	-0.5835
16	DPQF1F3	Combination	-0.298	-58.968	1060.653	112.7429	-0.4207	-0.7496
86	DPQF1F2F3	Combination	0.98	-100.133	1416.102	191.1591	1.9096	-0.2894
86	DPQF1F2	Combination	0.926	-99.82	1417.237	190.0606	1.7633	-0.2289
86	DPQF1F3	Combination	0.781	-74.82	1078.841	143.2589	1.5654	-0.2681
86	DPQF1VY	Combination	0.729	-74.508	1079.977	142.1636	1.4237	-0.2079
86	DPQF1	Combination	0.727	-74.507	1079.976	142.1604	1.4191	-0.2075
86	DPQF1VX	Combination	0.723	-74.506	1079.977	142.1578	1.4069	-0.2069
98	DPQF1F2F3	Combination	3.219	-74.995	1783.037	142.0547	5.7396	0.488
98	DPQF1F2	Combination	3.322	-74.68	1782.828	141.2387	6.0265	0.3958
98	DPQF1F3	Combination	2.281	-55.992	1347.397	106.2651	4.0152	0.4508
98	DPQF1VY	Combination	2.385	-55.682	1347.182	105.4605	4.3045	0.3594
98	DPQF1	Combination	2.384	-55.677	1347.188	105.449	4.3021	0.3586
98	DPQF1VX	Combination	2.381	-55.665	1347.2	105.4214	4.292	0.3568
111	DPQF1F2	Combination	4.229	-37.203	1302.134	71.0023	7.8925	-0.4315
111	DPQF1F2F3	Combination	4.234	-36.963	1303.727	70.6952	7.9536	-0.493
111	DPQF1VY	Combination	3.198	-27.974	999.086	53.4689	5.9955	-0.3577
111	DPQF1	Combination	3.197	-27.974	999.089	53.4688	5.9928	-0.3578
111	DPQF1VX	Combination	3.195	-27.974	999.101	53.4694	5.9857	-0.3582
111	DPQF1F3	Combination	3.201	-27.734	1000.682	53.1617	6.0539	-0.4193
119	DPQF1F2F3	Combination	-8.402	-14.171	1314.072	27.2954	-16.0161	0.0825
119	DPQF1F2	Combination	-8.325	-14.035	1313.25	26.9054	-15.7682	0.0766
119	DPQF1F3	Combination	-6.325	-10.5	985.079	20.3441	-12.0982	0.0759
119	DPQF1VY	Combination	-6.247	-10.366	984.23	19.96	-11.848	0.0702
119	DPQF1	Combination	-6.248	-10.363	984.257	19.954	-11.8503	0.07
119	DPQF1VX	Combination	-6.251	-10.36	984.373	19.9466	-11.8595	0.0687
106	DPQF1VX	Combination	12.504	-4.54	910.215	7.2259	17.9599	-0.3393
106	DPQF1F3	Combination	12.534	-4.383	912.311	7.4395	18.0617	-0.2639
106	DPQF1	Combination	12.462	-4.509	920.866	7.1853	17.9081	-0.3379
106	DPQF1VY	Combination	12.441	-4.507	923.1	7.1879	17.8784	-0.3377
106	DPQF1F2F3	Combination	13.431	-2.852	1212.963	6.1537	18.3216	-0.3558
106	DPQF1F2	Combination	13.359	-2.978	1221.519	5.8995	18.1679	-0.4297
137	DPQF1VX	Combination	11.827	-3.805	1669.749	8.0669	12.4343	1.7279
137	DPQF1	Combination	11.816	-3.773	1670.322	8.0238	12.4232	1.7285
137	DPQF1VY	Combination	11.812	-3.772	1670.534	8.0265	12.4172	1.7282
137	DPQF1F3	Combination	11.653	-3.997	1672.057	8.6534	12.0392	1.7757
137	DPQF1F2	Combination	12.746	-7.901	2269.13	13.4919	11.4472	2.165
137	DPQF1F2F3	Combination	12.583	-8.125	2270.865	14.1214	11.0632	2.2122

Valores de dimensionado

TABLE: Joint Reactions

	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
axil max	137	DPQF1F2F3	Combination	12.583	-8.125	2270.865	14.1214	11.0632	2.2122
M max	14	DPQF1F2F3	Combination	-0.491	-105.301	1520.763	201.0827	-1.2685	0.1394
Rh max	14	DPQF1F2F3	Combination	-0.491	-105.301	1520.763	201.0827	-1.2685	0.1394

3.1.3. ESTUDIO DE LAS DEFORMACIONES

A continuación se exponen un diagrama con la deformada de la estructura, donde se indica el valor de la flecha instantánea obtenida.

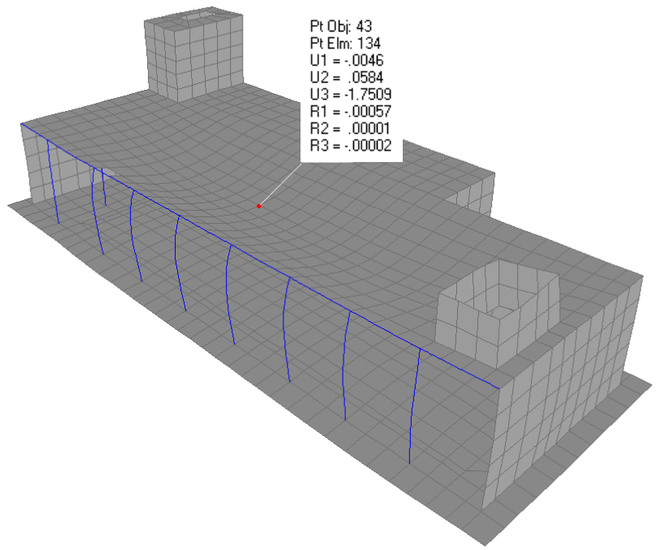


Figura 20: Flecha instantánea de la cubierta en centro luz δmax = 1.75cm.

Estudio de las deformaciones diferidas según la EHE

$\delta_{inst} := 1.75cm$ flecha instantánea obtenida del modelo SAP

$A_s := 24.54cm^2$ Área a compresión en centro luz por metro lineal (5ϕ25)

$b_o := 100cm$ Ancho de la sección de referencia considerada

$d := 55cm$ Canto útil de la sección de referencia considerada

$\rho := \frac{A_s}{b_o \cdot d}$ Cuantía geométrica de la armadura de compresión

$\xi := 2$ Coeficiente de duración de la carga

$\lambda := \frac{\xi}{1 + 50\rho}$

$\delta_{dif} := \lambda \cdot \delta_{inst}$ $\delta_{dif} = 2.862cm$ Flecha diferida

$Luz := 1100cm$ Luz máxima de la cubierta

$Relacion := \frac{Luz}{\delta_{dif}}$ $Relacion = 384.4$ La relación luz / flecha se considera razonable para la funcionalidad general de la estructura

3.2. CÁLCULO DE ACCESOS

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 29/05/2009
Hora: 13:41:46

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

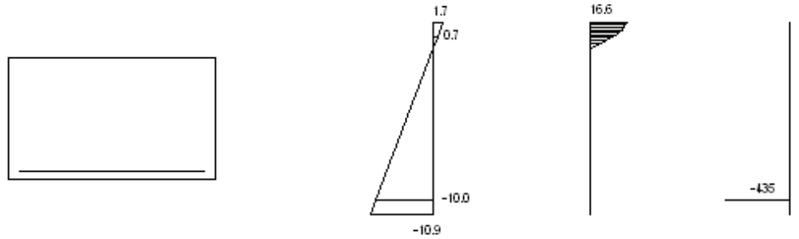
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```

2 Comprobación

```
At [cm²]  = 18.8
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 429.8
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.080
1/r  [1/m]·1.E-3  = 21.0
εs ·1.E-3         = 1.7
εi ·1.E-3         = -10.9
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	0.7	0.0
0.555	18.8	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 29/05/2009
Hora: 14:13:48

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

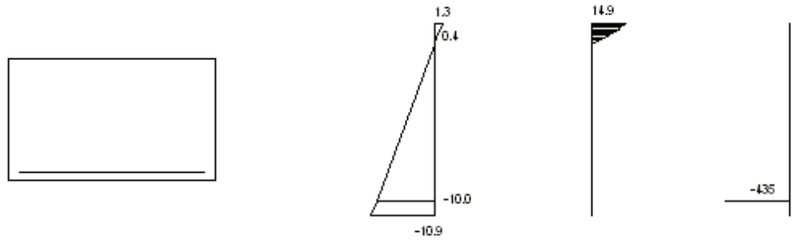
- Sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045

2 Comprobación

At [cm²] = 12.6
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 291.6



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.064
1/r [1/m]·1.E-3 = 20.3
εs ·1.E-3 = 1.3
εi ·1.E-3 = -10.9

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	0.4	0.0
0.555	12.6	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 29/05/2009
Hora: 14:16:35

Comprobación de secciones a flexión simple

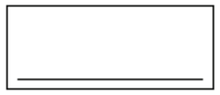
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

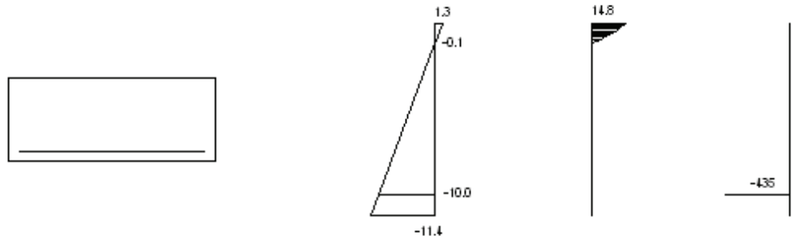
- Sección

```
Sección : LOSA_0.4
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.40
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 8.0
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 118.5
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.041
1/r  [1/m]·1.E-3  = 31.8
εs ·1.E-3         = 1.3
εi ·1.E-3         = -11.4
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	-0.1	0.0
0.355	8.0	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 29/05/2009
Hora: 14:18:28

Comprobación de secciones a flexión simple

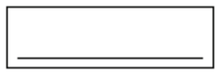
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

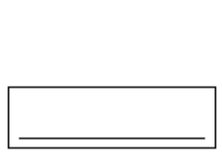
- Sección

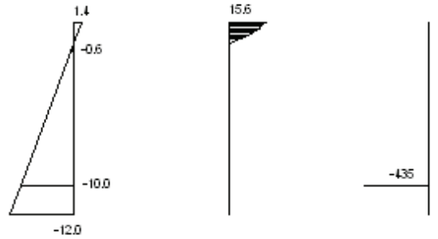
```
Sección : LOSA_0.3
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.30
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 6.8
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 72.0
```





Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.032
1/r [1/m]·1.E-3 = 44.8
εs ·1.E-3         = 1.4
εi ·1.E-3         = -12.0
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	-0.6	0.0
0.255	6.8	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 29/05/2009
Hora: 13:39:34

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

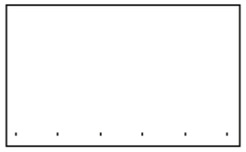
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	6	45.0

As [cm²] = 18.8
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 230

Separación media entre fisuras sm [mm] = 187.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.79
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 189.5
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 235.2
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.25

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 29/05/2009
Hora: 14:12:47

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20

capa	nº barras	Separación [mm]
1	4	45.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

Mk [kN·m] = 130

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 16/06/2009
Hora: 9:12:52

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

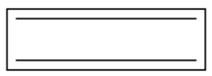
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.3
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.30
```



2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 5
Nd [kN]     = 0.0
Vu [kN]     = 144.4
```

3.3. CÁLCULO DE LA CUBIERTA SUPERIOR

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 05/06/2009
Hora: 21:14:38

Cálculo a punzonamiento

1 Datos

- Materiales losa

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

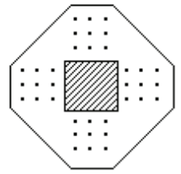
- Datos geométricos

Tipo de pilar : Pilar rectangular interior
c1 [m] = 0.5
c2 [m] = 0.5
Canto útil de la losa d [m] = 0.55

- Armado losa

ρl en zona critica de punzonamiento [·1.E-3] = 8
ρl en zona exterior a la armadura de punzonamiento [·1.E-3] = 8.0

Esquema de armado



- Perímetros de cálculo

d [m] = 0.55
Perímetro de comprobación u0 [m] = 2.00
Perímetro crítico u1 [m] = 8.91
Perímetro exterior a la armadura de punzonamiento un,ef [m] = 14.45
β = 1.15

2 Dimensionamiento

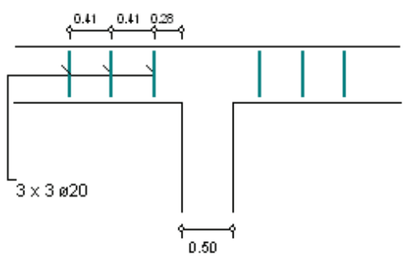
Esfuerzo de cálculo en el perímetro crítico Fsd [kN] = 3258
Esfuerzo de cálculo eficaz en el perímetro crítico Fsd,ef [kN] = 3746.7
Esfuerzo de cálculo en el perímetro exterior a la armadura de punzonamiento [kN] = 3258.0
Ángulo de las ramas α [°] = 90.0

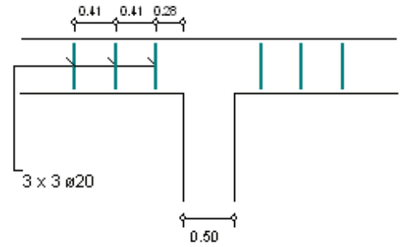
Tensión media en el perímetro crítico τsd [MPa] = 0.76
Tensión media en el perímetro exterior a la armadura de dimensionamiento τsd [MPa] = 0.52

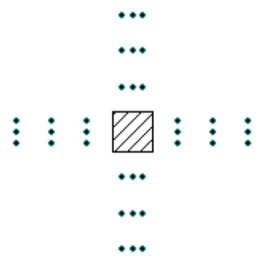
En la zona exterior a la armadura propuesta no se precisa disponer armadura.

Asw_estricta [cm²]= 100.9

ϕ [mm]	número de ramas	capas por grupo	Asw [cm²]	Vsu [kN]	Vsu+Vcu [kN]
12	-----	-----	-----	-----	-----
14	-----	-----	-----	-----	-----
16	-----	-----	-----	-----	-----
20	36	3x3	113.1	1809.8	3942.1


0.41
0.41
0.28
3 x 3 ø20
0.50


0.41
0.41
0.28
3 x 3 ø20
0.50



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 17:43:39

Comprobación de secciones a flexión simple

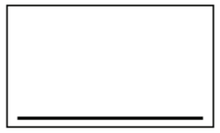
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

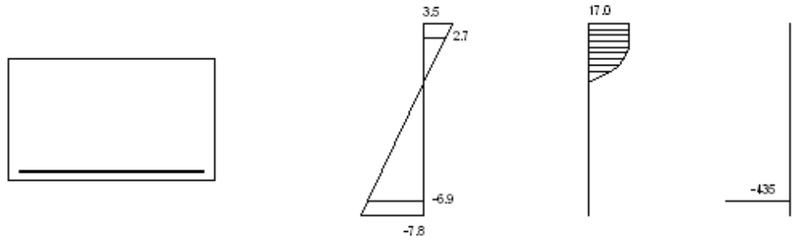
- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 58.9
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 1223.0
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.186
1/r  [1/m]·1.E-3  = 18.8
εs ·1.E-3         = 3.5
εi ·1.E-3         = -7.8
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	2.7	0.0
0.555	58.9	-6.9	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 14:19:13

Comprobación de secciones a flexión simple

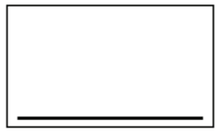
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

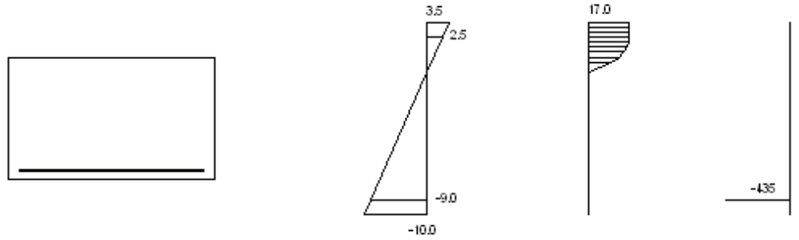
- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 49.1
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 1047.0
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.155
1/r  [1/m]·1.E-3  = 22.5
εs ·1.E-3         = 3.5
εi ·1.E-3         = -10.0
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	2.5	0.0
0.555	49.1	-9.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 14:26:04

Comprobación de secciones a flexión simple

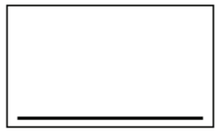
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

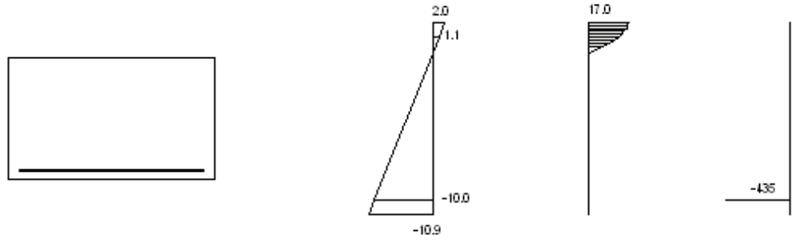
- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 24.5
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 553.7
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.094
1/r [1/m]·1.E-3 = 21.6
εs ·1.E-3         = 2.0
εi ·1.E-3         = -10.9
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	1.1	0.0
0.555	24.5	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 17:42:21

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

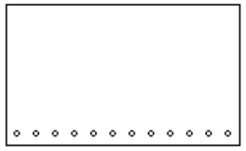
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	n° barras	Separación [mm]
1	12	47.5

As [cm²] = 58.9
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 800

Separación media entre fisuras sm [mm] = 119.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.33
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 71.8
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 275.0
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.27

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 14:16:45

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

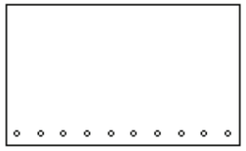
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	n° barras	Separación [mm]
1	10	47.5

As [cm²] = 49.1
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 700

Separación media entre fisuras sm [mm] = 129.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.37
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 83.1
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 286.3
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 13:35:15

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

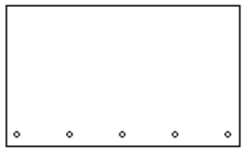
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	n° barras	Separación [mm]
1	5	47.5

As [cm²] = 24.5
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 290

Separación media entre fisuras sm [mm] = 193.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.91
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 150.0
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 230.8
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 16:53:53

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

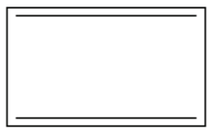
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.60
```



2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 4
Nd [kN]     = 0.0
Vu [kN]     = 245.8
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 12/06/2009
Hora: 9:51:04

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

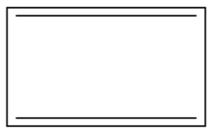
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.60
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.20
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 22.6
ρ [·1.E-3]        = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN]   = 3360.0
Vu2 [kN]   = 657.2
Vcu [kN]   = 204.8
Vsu [kN]   = 452.4
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 657.2
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 12/06/2009
Hora: 9:54:54

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

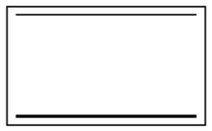
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.60
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.20
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 22.6
ρ [·1.E-3]        = 8

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN]   = 3360.0
Vu2 [kN]   = 710.5
Vcu [kN]   = 258.1
Vsu [kN]   = 452.4
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 710.5
```

3.4. CÁLCULO DE LA JÁCENA Y MÉNSULA CORTA

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/06/2009
Hora: 13:33:16

Cálculo de secciones rectangulares a torsion

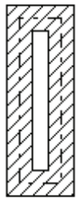
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : BIGA_0.5
b0 [m] = 0.50
h [m] = 1.40



2 Comprobación

he [m] = 0.184
Ae [m²] = 0.384
ue [m] = 3.064
θ [°] = 45.0
α = 1.20

- Armadura longitudinal

ϕ [mm] = 20
Número de barras = 16
Área [cm] = 50.27

- Armadura transversal

ϕ [mm] = 10
Número de estribos = 2
Separación [m] = 0.1
Área [cm²/m] = 15.71

Esfuerzo de agotamiento de las bielas Tu1 [kN·m] = 508.7
Esfuerzo de agotamiento de la armadura transversal Tu2 [kN·m] = 482.6
Esfuerzo de agotamiento de la armadura longitudinal Tu3 [kN·m] = 504.0
Resistencia a torsión Tu [kN·m] = 482.6

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/06/2009
Hora: 13:39:57

Cálculo de secciones rectangulares a torsion

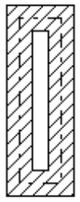
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : BIGA_0.5
b0 [m] = 0.50
h [m] = 1.40



2 Comprobación

he [m] = 0.184
Ae [m²] = 0.384
ue [m] = 3.064
θ [°] = 45.0
α = 1.20

- Armadura longitudinal

ϕ [mm] = 20
Número de barras = 6
Área [cm] = 18.85

- Armadura transversal

ϕ [mm] = 8
Número de estribos = 2
Separación [m] = 0.15
Área [cm²/m] = 6.70

Esfuerzo de agotamiento de las bielas Tu1 [kN·m] = 508.7
Esfuerzo de agotamiento de la armadura transversal Tu2 [kN·m] = 205.8
Esfuerzo de agotamiento de la armadura longitudinal Tu3 [kN·m] = 189.0
Resistencia a torsión Tu [kN·m] = 189.0

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/06/2009
Hora: 13:58:51

Comprobación de secciones a flexión simple

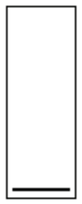
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

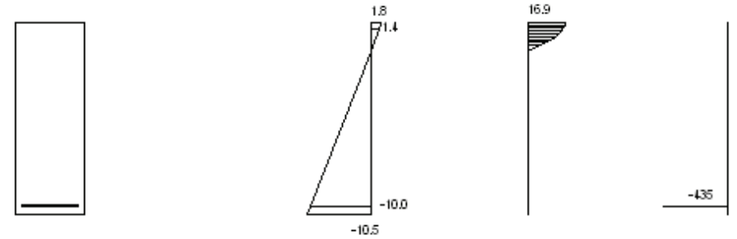
- Sección

```
Sección : BIGA_0.5
b  [m] = 0.50
h  [m] = 1.40
ri [m] = 0.065
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 25.9
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 1416.6
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.208
1/r  [1/m]·1.E-3  = 8.8
εs ·1.E-3         = 1.8
εi ·1.E-3         = -10.5
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	1.4	0.0
1.335	25.9	-10.0	434.8

COMPROBACIÓN MÉNSULA

Caracteristicas materiales

$f_{yd} := 400 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de calculo del acero

$f_{ck} := 30 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.5}$

$f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del hormigón

$\theta := 40deg$

$\tan(\theta) = 0.839$

$\cot(\theta) = 1.192$ ménsula hormigonada monolíticamente con el soporte cotg(θ)=1.4

Geometría ménsula

$a := 15cm$ longitud entre la linea de acción de la carga vertical y la cara del soporte

$d := 31cm$ canto util de la ménsula

Cargas

$F1_{vd} := 250kN$ carga vertical por metro lineal de ménsula

$F1_{hd} := \frac{F1_{vd}}{10}$ $F1_{hd} = 25\,kN$ carga horizontal por metro lineal de ménsula

Comprobación geometría ménsula

$dmin := \frac{a}{0.85} \cdot \cot(\theta)$ $dmin = 21.031\,cm$ canto util mínimo

comprueba_mensula_1 := if(dmin < d, "cumple" , "no cumple")

comprueba_mensula_1 = "cumple"

Comprobación armado principal (Art.63.2.1.1 EHE)

$As1 := \frac{F1_{vd} \cdot \tan(\theta) + F1_{hd}}{f_{yd}}$

$As1 = 5.869\,cm^2$ armadura minima principal en tracción por metro lineal de ménsula

$n := 4$ Número de barras de acero

$\phi := 16mm$ Diámetro de la barra de acero

$As_{total} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$ $As_{total} = 8.042\,cm^2$

comprueba_mensula_2 := if(As1 < As_{total}, "cumple" , "no cumple")

comprueba_mensula_2 = "cumple"

Armadura principal: ϕ16 a 25cm Distribución de la armadura principal

Comprobación bielas - Hormigón (Art.63.2.1.1 EHE)

$c1 := 15cm$ $d1 := 100cm$ dimensiones del apoyo en la ménsula

$f_{2cd} := 0.7 \cdot f_{cd}$ $f_{2cd} = 14 \frac{N}{mm^2}$

$\sigma c1max := \frac{F1_{vd}}{d1 \cdot c1 \cdot \cos(\theta)}$ $\sigma c1max = 2.176 \frac{N}{mm^2}$

comprueba_mensula_3 := if(σc1max < f_{2cd}, "cumple" , "no cumple")

comprueba_mensula_3 = "cumple"

Comprobación armado distribuido (Art.63.2.1.1 EHE)

$Ase := \frac{0.2 \cdot F1_{vd}}{f_{yd}}$ $Ase = 1.25\,cm^2$ ramas horizontales uniformemente distribuidas

$n := 4$ Número de barras de acero

$\phi := 8mm$ Diámetro de la barra de acero

$As_{total} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$ $As_{total} = 2.011\,cm^2$

comprueba_mensula_4 := if(Ase < As_{total}, "cumple" , "no cumple")

comprueba_mensula_4 = "cumple"

Comprobación dimensiones apoyo (Art.59.1.3.8.2 EHE)

$Lv := 4000 \cdot mm$ luz libre entre caras de los eslementos soporte en mm

$a2 := 15 \cdot mm$ distancia considerada inefectiva desde el extremo externo del elemento soporte

$a3 := 15mm$ distancia considerada inefectiva desde el extremo externo del elemento apoyado

$\Delta a_3 := \frac{Lv}{2500}$ $\Delta a_3 = 1.6\,mm$ tolerancias admisibles

$$\Delta a_2 := \text{if}\left(\frac{Lv}{1200} + 5\cdot mm < 10\cdot mm, 10mm, \frac{Lv}{1200} + 5\cdot mm\right)$$

$$\Delta a_2 = 10\,mm$$

$$a_{tot} := c1 + a2 + a3 + \sqrt{\Delta a_2^{\,2} + \Delta a_3^{\,2}}$$

$$a_{tot} = 19.013\,cm$$ dimensión total apoyo

Comprobación fisuración jacena sección 1.4x0.5m

Características de materiales

$E_s := 206000 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} := 30$

$n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.1$ $fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$

Geometría de la sección

$H := 140 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$ Dimensiones de la sección de hormigón

$c := 3.5 \cdot cm$ recubrimiento nominal

$tb := 2$ $\phi b := 20mm$ + $t2 := 4$ $\phi := 25mm$ Armadura traccionada: nº barras a distancia "d" desde el borde comprimido

$d_2 := 135 \cdot cm$ canto util

$Aa_2 = 25.92\,cm^2$ tot armadura capa

$San(x) = n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot (x - d_i) \right]$

$Snc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot Bn(y)\, dy$ Bn(y):ancho viga variable entre B y bo en función de "y"

$Snc(x) + San(x) = 0$ $xn = 28.06\,cm$ distancia del eje neutro hasta el borde superior

$Ab := \int_0^H Bn(y)\, dy$ $Ab = 0.7\,m^2$ area bruta hormigón

$yc := \frac{Snc(H)}{Ab}$ $yc = 0.7\,m$ distancia entre el centro sección bruta y el canto superior

$Jb := \int_0^H (yc - y)^2 \cdot Bn(y)\, dy$ $Jb = 0.11\,m^4$ inercia bruta

$A_{id} := Ab + n \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 0.72\,m^2$ area homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[Ab \cdot \frac{H}{2} + n \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 71.67\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección ideal y el canto superior

$Jid := \int_0^H \left(h_{id} - y \right)^2 \cdot Bn(y)\, dy + Ja\left(h_{id} \right)$ inercia homogeneizada

$Jid = 12191256.07\,cm^4$

$Wid_s := \frac{Jid}{h_{id}}$ $Wid_s = 0.17\,m^3$ modulo resistencia borde superior

$Wid_i := \frac{Jid}{H - h_{id}}$ $Wid_i = 0.18\,m^3$ modulo resistencia borde inferior

$Jf := Jc(xn) + Ja(xn)$ $Jf = 0.025\ m^4$ inercia fisurada

$M_f := f_{ctm} \cdot Wid_i$ $M_f = 516.75\,kN \cdot m$ momento de fisuración

Acciones de cálculo

$Mk := 650 \cdot kN \cdot m$ momento de fisuración

$\sigma sr := n \cdot \frac{M_f}{Jf} \cdot \left(d_2 - xn \right)$ $\sigma sr = 158.68 \frac{N}{mm^2}$ tensión en las armaduras en el istante de fisuración del hormigón

$\sigma cmax := Mk \cdot \frac{xn}{Jf}$ $\sigma cmax = 7.37 \frac{N}{mm^2}$ compresión máxima hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{\left| xn - d_i \right|}{xn}$ $\sigma s_2 = 199.6 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00039$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 8cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff := 0.11m^2$

$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2}$ $s_m = 139.05\,mm$

$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2} \right)^2 \right]$ $\varepsilon_{sm} = 0.00066$

$\beta f := 1.7$

$w_k := \beta f \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.16\,mm$ Abertura de fisura

$w_{max} := 0.3mm$ Abertura de fisura máxima para ambiente IIa

$Comprobación_fisuración := if\left(w_k < w_{max}, "cumple", "no\ cumple" \right)$

$Comprobación_fisuración = "cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/06/2009
Hora: 14:04:04

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : BIGA_0.5
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 1.40
```

2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.15
ϕ [mm]            = 8
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 6.7
ρ [·1.E-3]        = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 4050.0
Vu2 [kN]   = 541.1
Vcu [kN]   = 214.0
Vsu [kN]   = 327.1
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 541.1
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/06/2009
Hora: 14:05:09

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : BIGA_0.5
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 1.40
```

2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.10
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 15.7
ρ [·1.E-3]        = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 4050.0
Vu2 [kN]   = 980.6
Vcu [kN]   = 214.0
Vsu [kN]   = 766.5
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 980.6
```

3.5. CÁLCULO DEL MURO PERIMETRAL DE ESPESOR 60 CM

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 17:43:39

Comprobación de secciones a flexión simple

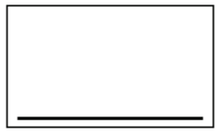
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

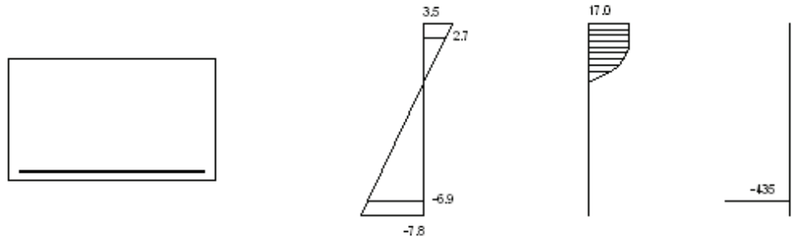
- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 58.9
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 1223.0
```




```
Plano de deformación de agotamiento

x    [m]          = 0.186
1/r  [1/m]·1.E-3  = 18.8
εs ·1.E-3         = 3.5
εi ·1.E-3         = -7.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad     Armadura        Deformación     Tensión
   [m]           [cm²]            ·1.E-3         [MPa]
  0.045            0.0             2.7           0.0
  0.555           58.9            -6.9           434.8
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 05/06/2009
Hora: 20:06:37

Comprobación de secciones a flexión simple

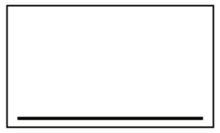
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

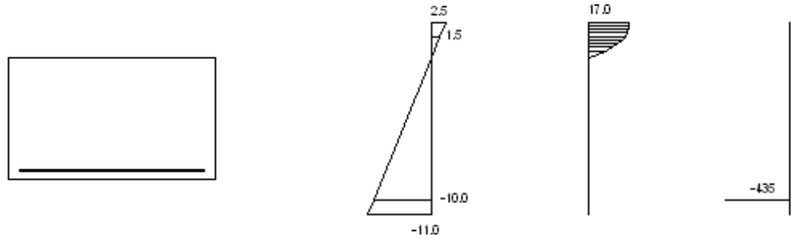
- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 31.4
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 699.5
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.110
1/r  [1/m]·1.E-3  = 22.4
εs ·1.E-3         = 2.5
εi ·1.E-3         = -11.0
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	1.5	0.0
0.555	31.4	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 14:26:04

Comprobación de secciones a flexión simple

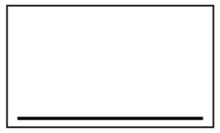
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

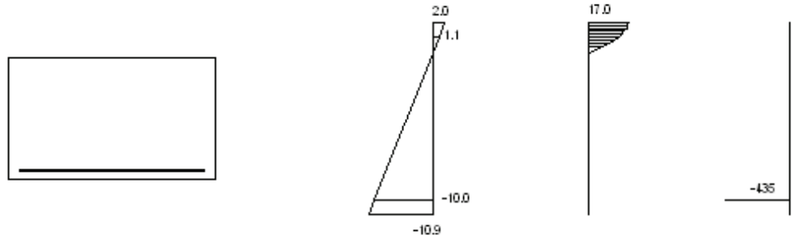
- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 24.5
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 553.7
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.094
1/r [1/m]·1.E-3 = 21.6
εs ·1.E-3         = 2.0
εi ·1.E-3         = -10.9
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	1.1	0.0
0.555	24.5	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 12:26:36

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

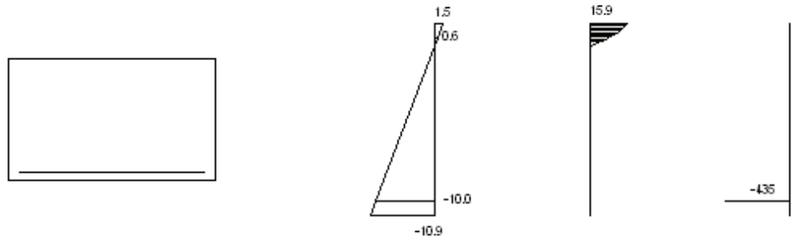
- Sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045

2 Comprobación

At [cm²] = 15.7
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 361.4



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.072
1/r [1/m]·1.E-3 = 20.7
εs ·1.E-3 = 1.5
εi ·1.E-3 = -10.9

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	0.6	0.0
0.555	15.7	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 27/05/2009
Hora: 17:42:21

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

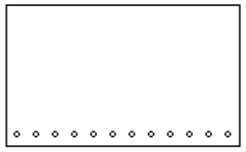
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	12	47.5

As [cm²] = 58.9
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 800

Separación media entre fisuras sm [mm] = 119.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.33
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 71.8
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 275.0
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.27

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 05/06/2009
Hora: 20:05:07

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

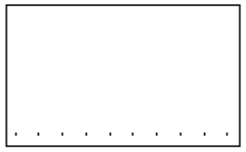
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	10	45.0

As [cm²] = 31.4
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 450

Separación media entre fisuras sm [mm] = 138.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.28
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 120.5
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 281.0
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 13:35:15

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

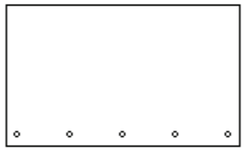
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 25



capa	nº barras	Separación [mm]
1	5	47.5

As [cm²] = 24.5
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 290

Separación media entre fisuras sm [mm] = 193.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.91
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 150.0
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 230.8
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 12:24:19

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20

capa	nº barras	Separación [mm]
1	5	45.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

Mk [kN·m] = 180

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 13:48:43

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

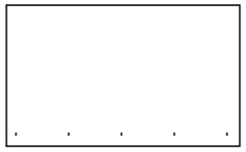
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA_0.6
b [m] = 1.00
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	5	45.0

As [cm²] = 15.7
Ac,ef [cm²] = 1500.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 200

Separación media entre fisuras sm [mm] = 212.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.71
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 223.8
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 244.1
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.25

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 12:58:20

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

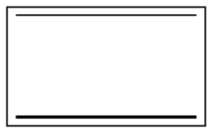
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.60
```



2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 11
Nd [kN]     = 0.0
Vu [kN]     = 344.4
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 05/06/2009
Hora: 20:13:09

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

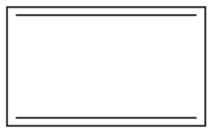
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.60
```



2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 4
Nd [kN]     = 0.0
Vu [kN]     = 245.8
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 12:33:10

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

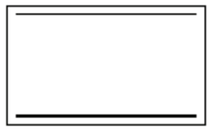
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.6
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.60
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 15.7
ρ [·1.E-3]        = 11

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
Vu1 [kN]  = 3360.0
Vu2 [kN]  = 601.1
Vcu [kN]  = 287.0
Vsu [kN]  = 314.2
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]   = 601.1
```

3.6. CÁLCULO DE LOS PILARES 50X50 CM

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 28/05/2009
Hora: 18:15:13

Cálculo de soportes a pandeo

1 Datos

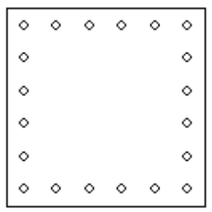
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : PILAR_0.5M
b [m] = 0.50
h [m] = 0.50
r [m] = 0.045

n° barras horizontales = 6
n° barras verticales = 6



- Estructura

Tipo : Intraslacional
L [m] = 5.7

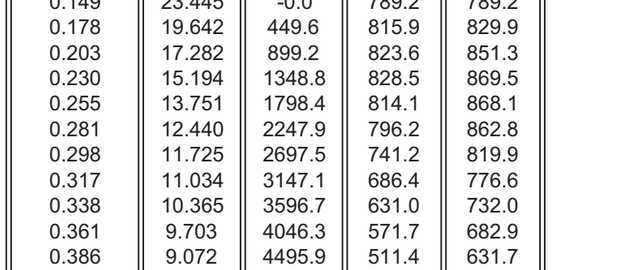
Vinculación de los extremos del soporte :
Vinculación extremo superior de pilar : Apoyo
Vinculación extremo inferior de pilar : Empotramiento

2 Diagrama

ϕ [mm] = 25

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mxu [kN·m]	M0 [kN·m]
0.149	23.445	-0.0	789.2	789.2
0.178	19.642	449.6	815.9	829.9
0.203	17.282	899.2	823.6	851.3
0.230	15.194	1348.8	828.5	869.5
0.255	13.751	1798.4	814.1	868.1
0.281	12.440	2247.9	796.2	862.8
0.298	11.725	2697.5	741.2	819.9
0.317	11.034	3147.1	686.4	776.6
0.338	10.365	3596.7	631.0	732.0
0.361	9.703	4046.3	571.7	682.9
0.386	9.072	4495.9	511.4	631.7
0.413	8.474	4945.5	449.3	577.8
0.442	7.911	5395.1	384.7	520.1
0.474	7.383	5844.7	317.1	457.5
0.511	6.751	6294.2	243.8	386.7
0.571	5.601	6743.8	164.7	306.2
0.677	4.320	7193.4	89.4	225.7
2.341	0.940	8092.6	0.0	55.1
-9999.000	0.000	8092.6	0.0	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	2385.0	332.0	1.71

- Parámetros de esbeltez

Longitud de pandeo l0 [m] = 3.99

Esbeltez mecánica λ = 28

ΨA = ∞

ΨB = 0.00

α = 0.70

- Parámetros de cálculo del método aproximado

ic [m] = 0.1443

is [m] = 0.1690

ε = 0.0039

εy = 0.0022

β = 1.47

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 28/05/2009
Hora: 18:13:16

Cálculo de soportes a pandeo

1 Datos

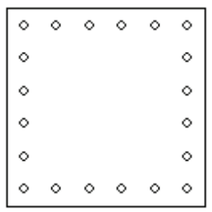
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : PILAR_0.5M
b [m] = 0.50
h [m] = 0.50
r [m] = 0.045

n° barras horizontales = 6
n° barras verticales = 6



- Estructura

Tipo : Intraslacional
L [m] = 5.7

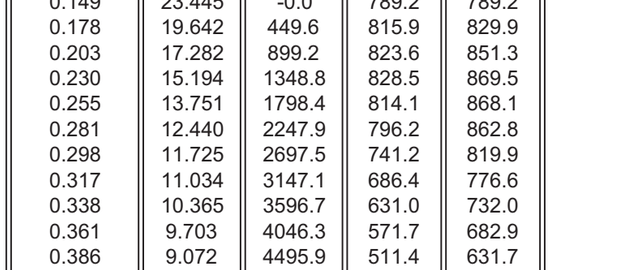
Vinculación de los extremos del soporte :
Vinculación extremo superior de pilar : Apoyo
Vinculación extremo inferior de pilar : Empotramiento

2 Diagrama

ϕ [mm] = 25

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mxu [kN·m]	M0 [kN·m]
0.149	23.445	-0.0	789.2	789.2
0.178	19.642	449.6	815.9	829.9
0.203	17.282	899.2	823.6	851.3
0.230	15.194	1348.8	828.5	869.5
0.255	13.751	1798.4	814.1	868.1
0.281	12.440	2247.9	796.2	862.8
0.298	11.725	2697.5	741.2	819.9
0.317	11.034	3147.1	686.4	776.6
0.338	10.365	3596.7	631.0	732.0
0.361	9.703	4046.3	571.7	682.9
0.386	9.072	4495.9	511.4	631.7
0.413	8.474	4945.5	449.3	577.8
0.442	7.911	5395.1	384.7	520.1
0.474	7.383	5844.7	317.1	457.5
0.511	6.751	6294.2	243.8	386.7
0.571	5.601	6743.8	164.7	306.2
0.677	4.320	7193.4	89.4	225.7
2.341	0.940	8092.6	0.0	55.1
-9999.000	0.000	8092.6	0.0	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	3258.0	332.0	1.45

- Parámetros de esbeltez

Longitud de pandeo l0 [m] = 3.99

Esbeltez mecánica λ = 28

ΨA = ∞

ΨB = 0.00

α = 0.70

- Parámetros de cálculo del método aproximado

ic [m] = 0.1443

is [m] = 0.1690

ε = 0.0039

εy = 0.0022

β = 1.47

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 28/05/2009
Hora: 18:07:51

Cálculo de soportes a pandeo

1 Datos

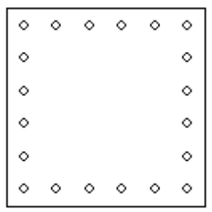
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : PILAR_0.5M
b [m] = 0.50
h [m] = 0.50
r [m] = 0.045

n° barras horizontales = 6
n° barras verticales = 6



- Estructura

Tipo : Intraslacional
L [m] = 5.7

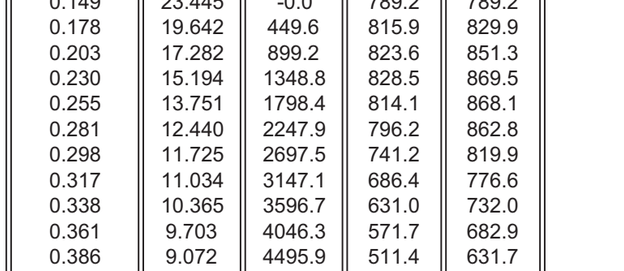
Vinculación de los extremos del soporte :
Vinculación extremo superior de pilar : Apoyo
Vinculación extremo inferior de pilar : Empotramiento

2 Diagrama

ϕ [mm] = 25

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mxu [kN·m]	M0 [kN·m]
0.149	23.445	-0.0	789.2	789.2
0.178	19.642	449.6	815.9	829.9
0.203	17.282	899.2	823.6	851.3
0.230	15.194	1348.8	828.5	869.5
0.255	13.751	1798.4	814.1	868.1
0.281	12.440	2247.9	796.2	862.8
0.298	11.725	2697.5	741.2	819.9
0.317	11.034	3147.1	686.4	776.6
0.338	10.365	3596.7	631.0	732.0
0.361	9.703	4046.3	571.7	682.9
0.386	9.072	4495.9	511.4	631.7
0.413	8.474	4945.5	449.3	577.8
0.442	7.911	5395.1	384.7	520.1
0.474	7.383	5844.7	317.1	457.5
0.511	6.751	6294.2	243.8	386.7
0.571	5.601	6743.8	164.7	306.2
0.677	4.320	7193.4	89.4	225.7
2.341	0.940	8092.6	0.0	55.1
-9999.000	0.000	8092.6	0.0	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	1609.0	592.0	1.35

- Parámetros de esbeltez

Longitud de pandeo l0 [m] = 3.99

Esbeltez mecánica λ = 28

ΨA = ∞

ΨB = 0.00

α = 0.70

- Parámetros de cálculo del método aproximado

ic [m] = 0.1443

is [m] = 0.1690

ε = 0.0039

εy = 0.0022

β = 1.47

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 28/05/2009
Hora: 18:06:35

Cálculo de soportes a pandeo

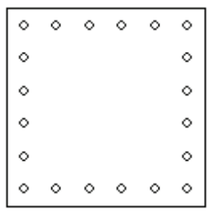
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Sección

```
Sección : PILAR_0.5M
b [m] = 0.50
h [m] = 0.50
r [m] = 0.045

n° barras horizontales = 6
n° barras verticales   = 6
```



- Estructura

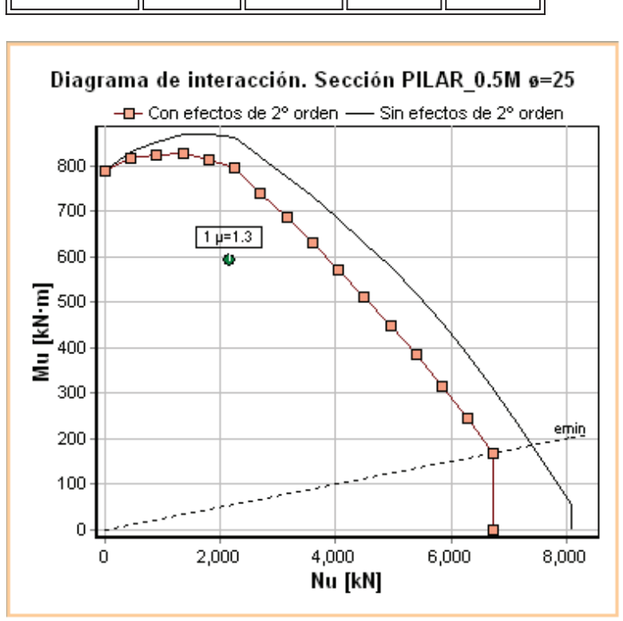
```
Tipo : Intraslacional
L [m] = 5.7

Vinculación de los extremos del soporte :
Vinculación extremo superior de pilar : Apoyo
Vinculación extremo inferior de pilar : Empotramiento
```

2 Diagrama

```
ϕ [mm] = 25
```

Resultados numéricos del diagrama de interacción

x [cm]	1/r [1/m] ·1.E-3	Nu [kN]	Mxu [kN·m]	M0 [kN·m]
0.149	23.445	-0.0	789.2	789.2
0.178	19.642	449.6	815.9	829.9
0.203	17.282	899.2	823.6	851.3
0.230	15.194	1348.8	828.5	869.5
0.255	13.751	1798.4	814.1	868.1
0.281	12.440	2247.9	796.2	862.8
0.298	11.725	2697.5	741.2	819.9
0.317	11.034	3147.1	686.4	776.6
0.338	10.365	3596.7	631.0	732.0
0.361	9.703	4046.3	571.7	682.9
0.386	9.072	4495.9	511.4	631.7
0.413	8.474	4945.5	449.3	577.8
0.442	7.911	5395.1	384.7	520.1
0.474	7.383	5844.7	317.1	457.5
0.511	6.751	6294.2	243.8	386.7
0.571	5.601	6743.8	164.7	306.2
0.677	4.320	7193.4	89.4	225.7
2.341	0.940	8092.6	0.0	55.1
-9999.000	0.000	8092.6	0.0	0.0



Coeficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Nd [kN]	Md [kN·m]	γ
1	2158.0	592.0	1.25

- Parámetros de esbeltez

Longitud de pandeo l0 [m] = 3.99

Esbeltez mecánica λ = 28

ΨA = ∞

ΨB = 0.00

α = 0.70

- Parámetros de cálculo del método aproximado

ic [m] = 0.1443

is [m] = 0.1690

ε = 0.0039

εy = 0.0022

β = 1.47

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 28/05/2009
Hora: 17:03:26

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

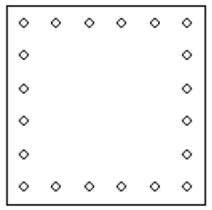
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILAR_0.5M
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 0.50
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 11.3
ρ [·1.E-3]        = 0

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
Vu1 [kN]   = 1380.0
Vu2 [kN]   = 185.5
Vcu [kN]   = 0.0
Vsu [kN]   = 185.5
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 185.5
```

3.7. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

3.7.1. VIGA RIOSTRA

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 06/08/2009
Hora: 12:03:11

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

1 Datos

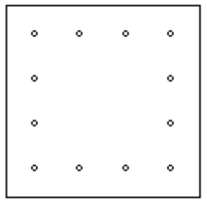
- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

Sección : BIGA-RIOSTRA
b [m] = 0.40
h [m] = 0.40
r [m] = 0.060

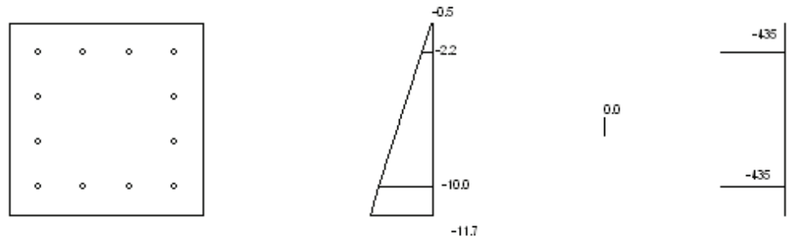
n° barras horizontales = 4
n° barras verticales = 4



2 Comprobación

ϕ [mm] = 16
Nd [kN] = -318
Md [kN·m] = 0

Nu [kN] = -1049.0
Mu [kN·m] = 0.0
γ = 3.30



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = -0.018
1/r [1/m]·1.E-3 = 28.0
εs ·1.E-3 = -0.5
εi ·1.E-3 = -11.7

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.060	-2.2	434.8
0.340	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 06/08/2009
Hora: 12:09:59

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

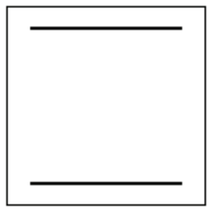
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : BIGA_RIOSTRA
b0  [m] = 0.40
h   [m] = 0.40
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 8
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 5.0
ρ [·1.E-3]        = 7

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN]   = 840.0
Vu2 [kN]   = 132.2
Vcu [kN]   = 67.8
Vsu [kN]   = 64.3
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 132.2
```

3.7.2. ENCEPADO MURO INTERMEDIO CENTRADO

3.7.2.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

3.7.2.2. PILOTE MURO INTERIOR CENTRADO

3.7.2.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

ARMADO ENCEPADO DE PILOTES CONTINUO SEGÚN EHE-08

Art.58.4.1.2.2. Encepados sobre varios pilotes

En el caso de las cimentaciones continuas sobre un encepado lineal, la armadura principal se situará perpendicularmente al muro, calculada con la ***expresión 1***, mientras que en la dirección paralela al muro, el encepado y el muro se calcurarán como viga (que en general será de gran canto **expresión 2**) soportada por los pilotes

$N_d := 2090 \cdot kN$ Axil de cálculo del pilote más cargado (carga de hundimiento del pilote mayorada)

$d := 0.73m$ Canto útil.-distancia entre la cara superior del encepado y las barras de la armadura inferior

$D_p := 0.65m$ Diametro del pilote =ancho de la banda principal

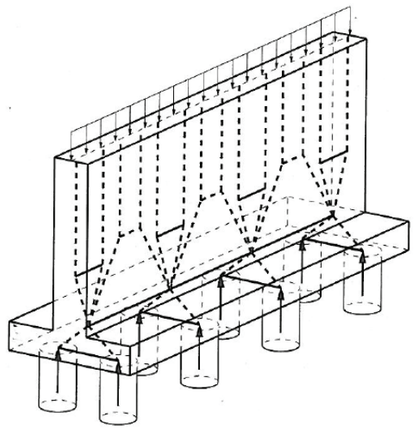
$h := 0.8 \cdot m$ Canto del encepado

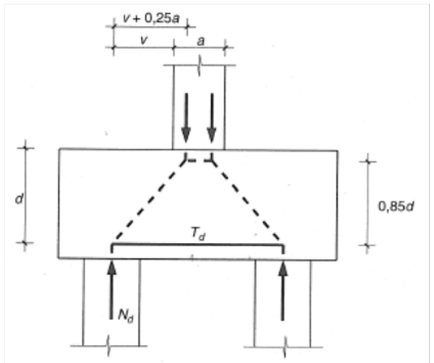
$a := 0.6m$ anchura del fuste del muro

$N_{muro} := 1526 \cdot kN$ Axil de cálculo del soporte

$v := 0.5m$ Vuelo distancia del eje de pilote a la cara del fuste del muro

$n := 3$ Número de pilotes





esquemas indicativos del encepado continuo

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.5$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma c}$ $f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

Acero: B-500S

$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma a}$ $f_{yd} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Armado transversal del encepado

Expresión 1

$T_d := \frac{N_d}{0.85d} \cdot (v + 0.25 \cdot a)$

$T_d = 2189.36\,kN$

$A_s := \frac{T_d}{f_{yd1}}$ con $f_{yd1} := 400 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 5473.41\,mm^2$ Armadura principal a colocar en una banda sobre los pilote

$$As(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$As(25mm, 12) = 5890.5\,mm^2$ Diametro y numero de barras a colocar como armadura principal

$A_{sh} := \frac{A_s \cdot m}{4 \cdot D_p}$ $A_{sh} = 2105.16\,mm^2$

$Amin := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m$ $Amin = 1472\,mm^2$

$$A_{sh} := \left| \begin{array}{ll} A_{sh} & \text{if } A_{sh} \geq Amin \\ Amin & \text{otherwise} \end{array} \right.$$

$A_{sh} = 2105.16\,mm^2$ Armadura secundaria horizontal a colocar por metro lineal en la cara inferior del encepado

$$Ash(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ash(20mm, 8) = 2513.28\,mm^2$ Diametro y Numero de barras a colocar por metro lineal como armadura secundaria horizontal

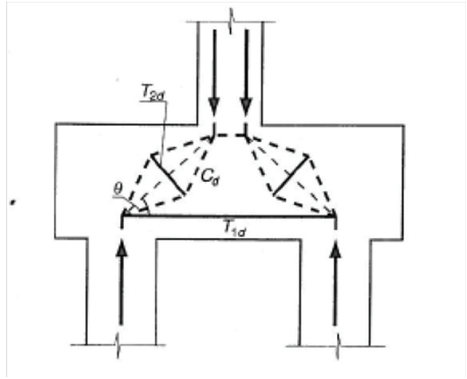
$A_{sv} := \frac{N_{muro}}{1.5 \cdot f_{yd1} \cdot n}$

$A_{sv} = 847.78\,mm^2$ Armadura secundaria vertical dispuesta en forma de cercos

$$Asv(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow 2n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Asv(12mm,5) = 1130.98\,mm^2$

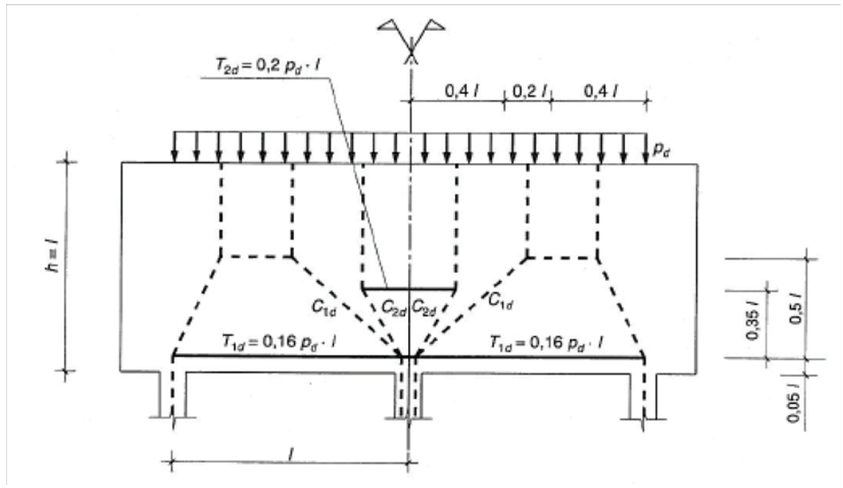
Diametro y numero de cercos a colocar como armadura secundaria vertical



Armadura secundaria vertical se dispone para absorver T_{2d}

Armado longitudinal del encepado

El armado longitudinal en la cara inferior del encepado vendrá dado por la **expresión 2**



$Pd := \frac{N_{muro}}{m}$ carga linealmente repartida a una altura h = l

$l := 2m$ distancia entre pilotes

$T_{1d} := 0.16 \cdot Pd \cdot l$ **expresión 2**

$T_{1d} = 488.32\,kN$

$A_s := \frac{T_{1d}}{f_{yd1}}$ con $f_{yd1} := 400 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 1220.8\,mm^2$

Armadura a colocar en la cara inferior del encepado para un ancho = a (espesor del fuste del muro)

$A_{sm} := \frac{A_s \cdot m}{a}$

$A_{sm} = 2034.67\,mm^2$

$Amin := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m$ $Amin = 1472\,mm^2$

$A_{sm} := \left| \begin{array}{l} A_{sm} \text{ if } A_{sm} \geq Amin \\ Amin \text{ otherwise} \end{array} \right.$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara inferior del encepado

$A_{sm} = 2034.67\,mm^2$

$Ash(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$

$Ash(20mm,8) = 2513.28\,mm^2$

Diametro y Numero de barras a colocar en la cara inferior del encepado por metro lineal

$A_{ss} := \frac{2.8 \cdot h \cdot 1m}{2 \cdot 1000}$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado. Quantía mínima geometrica para una sección viga de canto h

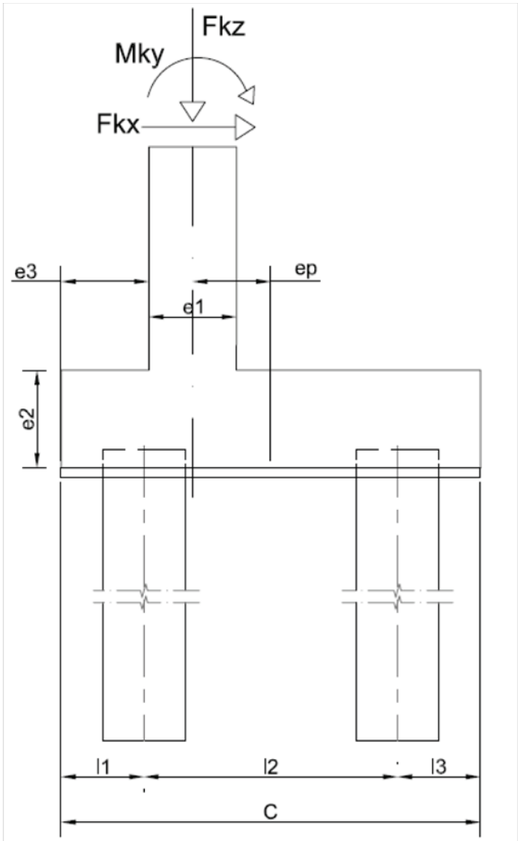
$A_{ss} = 1120\,mm^2$

$Ass(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$

$Ass(16mm,6) = 1206.37\,mm^2$

Diametro y numero de barras a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado.

Dimensionado encepado muro interior centrado: comprobación axil máximo



$F_{kx} := 0kN$

$F_{ky} := 100kN$

$F_{kz} := 1090kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 289 combinación DPQF1F2**

$M_{ky} := 180kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 0m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 1.15m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.6m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.90\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.32\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 58.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20\frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 0m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 0.00\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 100.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 1148.00\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = 180.00\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$ $Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 97.50\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 1338.67\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 899.92\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 97.50\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 1493 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento , separación entre pilotes de 2.5 Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

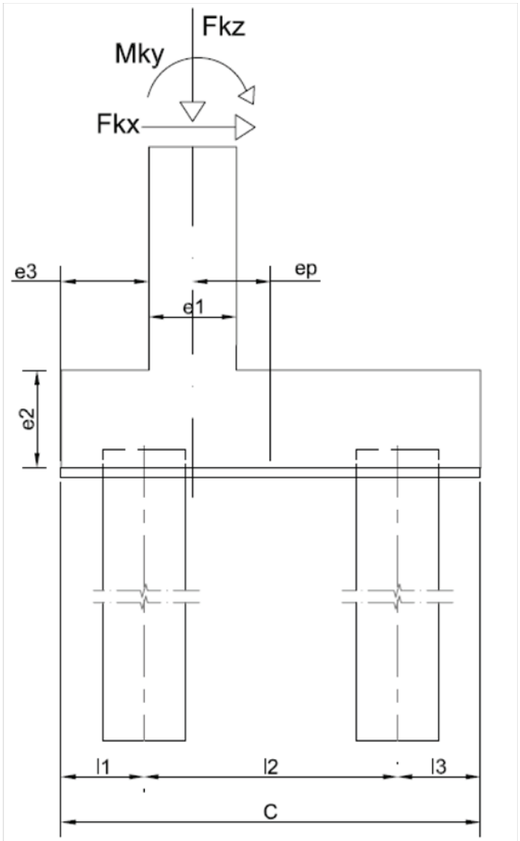
$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2.5 Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

Dimensionado encepado muro interior centrado: comprobación máxima reacción horizontal



$F_{kx} := 0kN$

$F_{ky} := 220kN$

$F_{kz} := 1056kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 87 combinación DPQF1F3**

$M_{ky} := 49kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 0m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 1.15m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.6m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.90\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.32\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 58.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20\frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 0m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 0.00\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 220.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 1114.00\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = 49.00\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i \right)^2 \right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i \right)^2 \right]}$$

$H_d := \frac{1}{2pl} \cdot Rh_{tot}$ Se reparte en 4 pilotes al estar el encepado unido con el encepado del muro perimetral dir x

$H_d = 107.25\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 1145.87\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 1026.43\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 107.25\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 1493 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento, separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if\left(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple" \right)$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque, separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if\left(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple" \right)$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

3.7.2.2. PILOTE MURO INTERIOR CENTRADO

DISEÑO DEL PILOTE PARA ENCEPADO DE MURO

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$fck := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.65 \quad fcd := \frac{fck}{\gamma c} \quad fcd = 18.18 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

$E_h := 29000 \frac{N}{mm^2}$ módulo de elasticidad del hormigón

$\gamma_h := 24 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario hormigón pilotes

Acero: B-500S

$fyk := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15 \quad fyd := \frac{fyk}{\gamma a} \quad fyd = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Geometría y propiedades mecánicas del pilote

$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad A_p = 0.3318\ m^2$ Área del pilote

$P_p := \pi \cdot D \quad P_p = 2.04\ m$ Perímetro del pilote

$Ip := \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad Ip = 0.01\ m^4$ Inercia del pilote

Características del terreno

Se ha calculado la rigidez transversal de las diferentes capas de terreno para el estudio de los esfuerzos momento flector y cortante generado en los pilotes por fuerzas horizontales y momento flectores actuantes en cabeza.

Para el estudio del pilote bajo fuerzas horizontales se ha utilizado la solución semianalítica propuesta por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera", aquí indicada con GCOC, Apartado 5.13.2.

Estrato 1: Qr2

$l_1 := 6m$ espesor estrato 1

$\phi_1 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 1

$\gamma t_1 := 21 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 1

$c_1 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 1

$nh_1 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC.Arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por encima del nivel freático

$l_2 := 5m$ espesor estrato 2

$\phi_2 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 2

$\gamma t_2 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 2

$c_2 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 2

$nh_2 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por debajo del nivel freático

$l_3 := 3m$ espesor estrato 3

$\phi_3 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 3

$\gamma t_3 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 3

$c_3 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 3

$nh_3 := 3 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por debajo del nivel freático

Estrato 3: PQ

$l_4 := 2m$ — espesor estrato 4

$\phi_4 := 38deg$ — ángulo de rozamiento estrato 4

$\gamma t_4 := 22 \frac{kN}{m^3}$ — peso unitario estrato 4

$c_4 := 10 \cdot \frac{kN}{m^2}$ — cohesión estrato 4

$nh_4 := 6 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ — Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena densa por debajo del nivel freático

$L_{tot} := \sum_i l_i$ $\quad L_{tot} = 16\ m$ — longitud total pilote

Determinación esfuerzo de flexión y cortante en el pilote

Para calcular el esfuerzo cortante máximo generado en el pilote por los esfuerzo de flexión, Mo, y corte, Ho, a nivel del terreno se utilizan los gráficos de la figura 5.17 del Apartado 5.13.2. de GCOC. Se calcularán, de manera independiente, los momentos flectores provocados por cada uno de los esfuerzos que actúan a nivel del terreno (Mo, Ho) y después se sumarán los diagramas correspondientes.

$Ck := 1145kN$ — Máximo axil (positivo si de compresión)

$Tk := 1026kN$ — Mínimo axil (negativo si de tracción)

$Hk_o := 107 \cdot kN$ $\quad Hk_o = 107\ kN$ — Reacción horizontal total

$Hd_o := Hk_o \cdot 1.4$ $\quad Hd_o = 149.8\ kN$ — Reacción horizontal total mayorada

$nhp := \frac{\sum_i (l_i \cdot nh_i)}{L_{tot}}$ $\quad nhp = 4750 \frac{kN}{m^3}$ — Coeficiente ponderado del terreno

$T := \left(\frac{E_h \cdot Ip}{nhp}\right)^{\frac{1}{5}}$ $\quad T = 2.22\ m$ — Longitud elástica del pilote

La longitud del pilote debe ser > $2.5 \cdot T = 5.54\ m$

$Comprobación_longitud_ponderada := if(L_{tot} > 2.5T, "cumple", "no cumple")$

$Comprobación_longitud_ponderada = "cumple"$

$$Zo := \begin{cases} \left(0.25 + 0.80 \cdot \ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right) \cdot T & \text{if } \left[\left(0.25 + 0.80 \cdot \ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right) \cdot T\right] \le 1.3 \cdot T \\ 1.3 \cdot T & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Zo = 2.88\ m$$

$Md_{max} := 0.64 \cdot Hd_o \cdot Zo$ $\quad Md_{max} = 276.25\ kN \cdot m$

$Hd_{max} := Hd_o$ $\quad Hd_{max} = 149.8\ kN$

$Cd := Ck \cdot 1.4$ $\quad Cd = 1603\ kN$

$Td := Tk \cdot 1.4$ $\quad Td = 1436.4\ kN$

Con estos esfuerzos se comprueba el armado del pilote según la EHE

Sección estructural resistente del pilote según la EHE

Según la EHE la comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte. Para el dimensionamiento de los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se utilizará un diámetro de cálculo $D_{calculo}$ que ha de cumplir las siguientes condiciones:

$D_{calculo} := 0.95 \cdot D$ $\quad D_{calculo} = 0.62\ m$ — Diámetro de cálculo para la comprobación de los esfuerzos axil y de momento flector

Para la comprobación a cortante se utilizará una sección rectangular ficticia con la siguientes dimensiones :

$rc := 8.25cm$ — Recubrimiento mecánico

$d := \frac{D}{2} + \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{D}{2} - rc\right)$ $\quad d = 0.48\ m$ — Canto útil de la sección rectangular ficticia

$b := 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{D}{2} - \frac{d}{4}\right)^2}$ $\quad b = 0.5\ m$ — Ancho sección rectangular ficticia

$Comp_D_{calculo} := if(D_{calculo} \ge D - 50mm \wedge D_{calculo} \le D - 20mm, "Cumple", "determinar D.calculo")$

$Comp_D_{calculo} = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:54:28

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

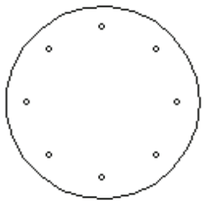
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

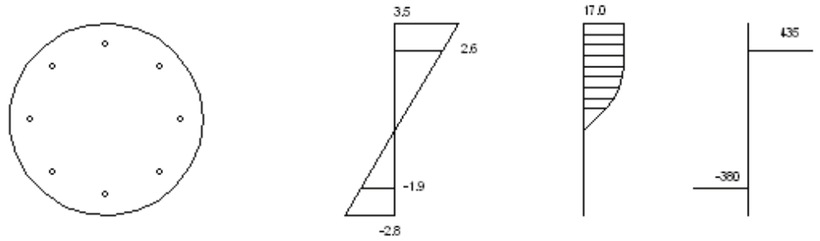
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 8



2 Comprobación

ϕ [mm] = 20
Nd [kN] = 1436
Md [kN·m] = 276

Nu [kN] = 2374.6
Mu [kN·m] = 456.4
γ = 1.65



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.346
1/r [1/m]·1.E-3 = 10.1
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -2.8

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.6	-434.8
0.533	-1.9	379.6

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:56:45

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

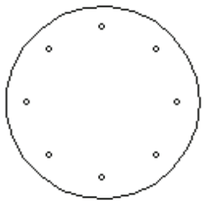
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

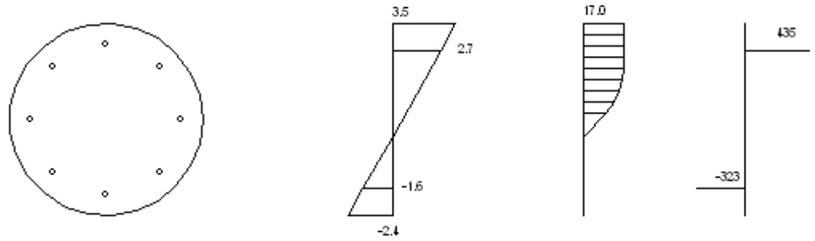
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 8



2 Comprobación

ϕ [mm] = 20
Nd [kN] = 1603
Md [kN·m] = 276

Nu [kN] = 2614.3
Mu [kN·m] = 450.1
γ = 1.63



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.365
1/r [1/m]·1.E-3 = 9.6
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -2.4

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.7	-434.8
0.533	-1.6	323.0

Comprobación fisuración a flexocompresión sección rectangular equivalente pilote

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.24$ factor de equivalencia hormigón acero

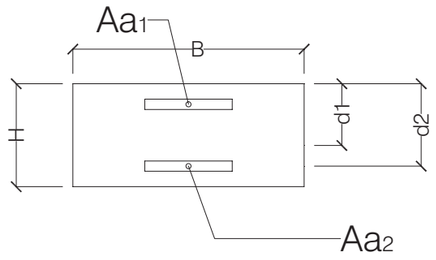
Geometría de la sección

$H := 51 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$

$c := 3 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 3 \cdot cm$

$d_2 := 48 \cdot cm$



$Aa_1 = 12.57\,cm^2$ 4Φ20 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 12.57\,cm^2$ 4Φ20 armadura lado traccionado

Cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := H \cdot B + (n - 1) \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2706.86\,cm^2$ Área homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[H \cdot B \cdot \frac{H}{2} + (n - 1) \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 25.5\,cm$ distancia entre el baricentro de la sec. ideal y el canto superior

$J_{id} := B \cdot \frac{H^3}{12} + B \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - h_{id} \right)^2 + (n - 1) \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - h_{id} \right)^2 \right]$

$J_{id} = 632124.38\,cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{H - h_{id}}$ $W_{id} = 24789.19\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

Acciones de cálculo

$Nsd = -1026 \cdot kN$ ("-" compresión) $Msd = 197 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}} \right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 165.76\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

$e1 = \frac{Msd}{Nsd}$ $e1 = -19.2\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$e_s = e1 - \frac{H}{2}$ $e_s = -44.7\,cm$ distancia entre el borde de la sección de hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$Sa(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot B \, dy$

$Ja(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \cdot d_i \right]$ $Jc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot y \cdot B \, dy$

$e1 + \frac{H}{2} = Ja(x) + Jc(x)$ $x = 29.58\,cm$ distancia entre el eje neutro y el canto superior

$\sigma cmax := \frac{Nsd}{Sa(x) + Sc(x)} \cdot x$ $\sigma cmax = -13.42 \frac{N}{mm^2}$ tensión max de compresión en el hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{x - d_i}{x}$ $\sigma s_1 = -87.32 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 60.52 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$Jn := B \cdot \frac{x^3}{3} + n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - x \right)^2 \right]$ $Jn = 526494.39\,cm^4$ inercia fisurada

$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn} \cdot \left(d_2 - x \right)$ $\sigma sr = 42 \frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura 2 debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00012$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 18.5 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff := 0.09m^2$

$$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2} \qquad s_m = 168.62\,mm$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2} \right)^2 \right] \qquad \varepsilon_{sm} = 0.00022$$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.06\,mm$

$w_{max} := 0.3mm$ Obertura de fisura máxima para un ambiente IIa

$Comprobacion_fisuración := if(w_{max} > w_k, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_fisuración = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:48:30

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

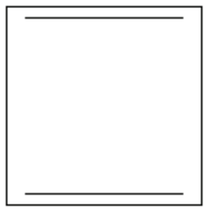
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILOTE_65_EQUI
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 0.51
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 7.9
ρ [·1.E-3]        = 5

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 1440.0
Vu2 [kN]   = 232.5
Vcu [kN]   = 97.4
Vsu [kN]   = 135.1
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 232.5
```

3.7.3. ENCEPADO MURO INTERMEDIO EXCÉNTRICO

3.7.3.1. ARMADO ENCEPADO

3.7.3.2. DIMENSIONADO ENCEPADO

3.7.3.3. PILOTE MURO INTERIOR EXCÉNTRICO

3.7.3.1. ARMADO ENCEPADO

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 07/08/2009
Hora: 10:41:51

Comprobación de secciones a flexión simple

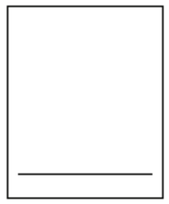
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

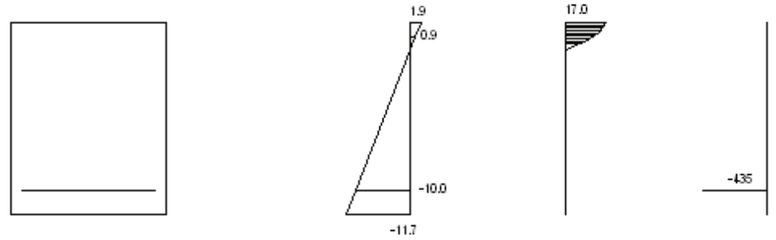
- Sección

```
Sección : BIGA_0.65
b  [m] = 0.65
h  [m] = 0.80
ri [m] = 0.100
rs [m] = 0.060
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 18.8
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 539.0
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.114
1/r  [1/m]·1.E-3  = 17.0
εs ·1.E-3         = 1.9
εi ·1.E-3         = -11.7
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.060	0.0	0.9	0.0
0.700	18.8	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 07/08/2009
Hora: 10:53:45

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

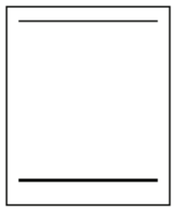
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : BIGA_0.65
b0  [m] = 0.65
h   [m] = 0.80
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.085
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 53.2
ρ [·1.E-3]        = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 2730.0
Vu2 [kN]   = 1501.0
Vcu [kN]   = 159.8
Vsu [kN]   = 1341.2
```

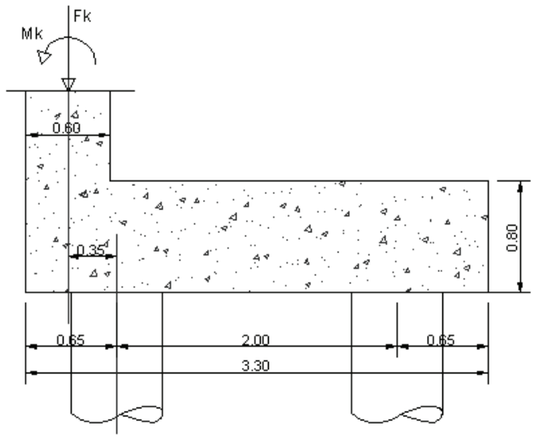
- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 1501.0
```

ARMADO ENCEPADO DE PILOTES CON MURO EXCENTRICO: muro interior excéntrico.

Armado principal del encepado

Para dimensionar el armado principal de este tipo de encepado se hace una analogía con una viga biapoyada donde los pilotes representan los apoyos tal y como se muestra en la figura siguiente.



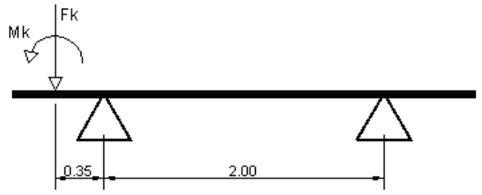
$Dp := 0.65m$ diametro pilote

separación **s** entre pilotes en el sentido longitudinal

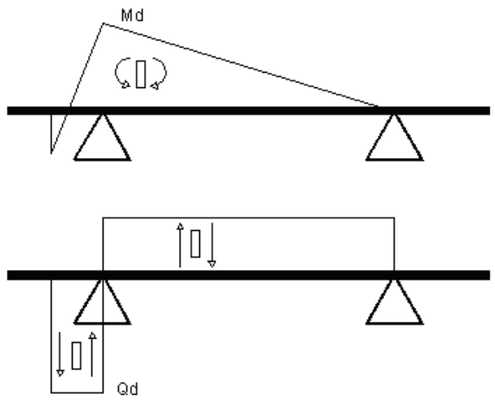
$s := 2 \cdot Dp$ $s = 1.3\ m$

$e := 0.35m$ brazo mecánico del axil

$h := 0.8m$ canto del encepado



Combinaciones a comprobar:



Axil máximo

$F_k := 817 \frac{kN}{m}$

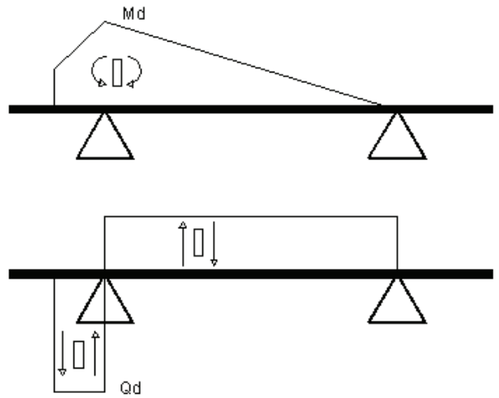
$M_k := 44kN \cdot \frac{m}{m}$

$Md := 1.4\left(F_k \cdot e - M_k\right) \cdot s$

$Md = 440.35\ kN \cdot m$

$Qd := 1.4 \cdot s \cdot F_k$

$Qd = 1486.94\ kN$



Màximo momento negativo

$F_k := 587 \frac{kN}{m}$

$M_k := -75kN \cdot \frac{m}{m}$

$Md := 1.4\left(F_k \cdot e - M_k\right) \cdot s$

$Md = 510.42\ kN \cdot m$

$Qd := 1.4 \cdot s \cdot F_k$

$Qd = 1068.34\ kN$

Esfuerzos de dimensionamiento:

$Md = 510.42\ kN \cdot m$

$Qd := 1487 \cdot kN$

con estos esfuerzos se dimensiona el armado principal con el proptuario informático de la EHE considerando una sección de hormigón resistente de 0.8x0.65m

Armado secundario del encepado

Armado cara superior del encepado

Hormigón: HA-30

$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma c := 1.5$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma c}$ $f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

Acero: B-500S

$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma a := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma a}$ $f_{yd} = 435 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

$Ass := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m$ $Ass = 1472\ mm^2$

$$Ass(d, n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ass(20mm, 5) = 1570.8\ mm^2$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara superior del encepado. Quantía mínima mecánica para una sección de canto h=0.8m

Armado cara inferior del encepado

$$A_{si} := \frac{2.8 \cdot h \cdot 1m}{2 \cdot 1000} \qquad A_{si} = 1120\,mm^2$$

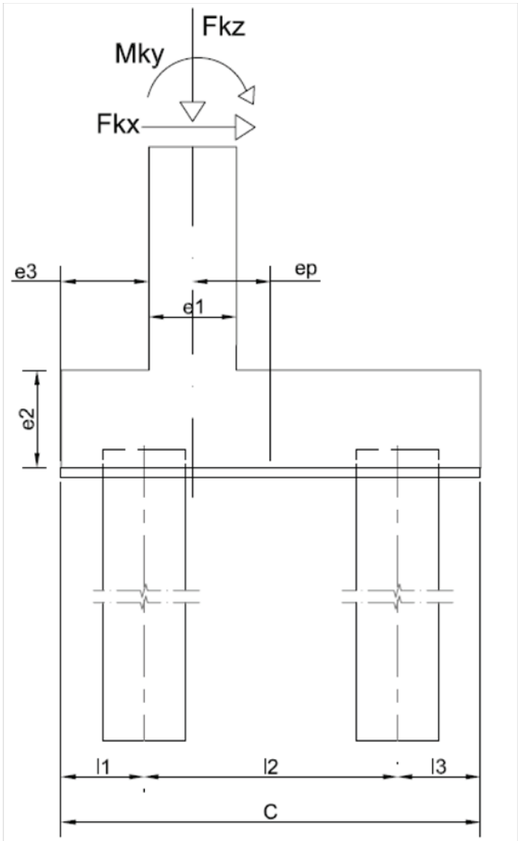
$$Asi(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$$Asi(16mm,6) = 1206.37\,mm^2$$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado. Quantía mínima geometrica para una sección viga de canto h=0.8m

3.7.3.2. DIMENSIONADO ENCEPADO

Dimensionado encepado muro interior excentrico: comprobación momento máx negativo



$F_{kx} := 0kN$

$F_{ky} := 68kN$

$F_{kz} := 582kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 134 combinación DPQF1F2**

$M_{ky} := -75kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 1.35m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 0m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 2m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 3.30\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25 \frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.64\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 66.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20 \frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 0.00\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 68.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 648.00\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = -860.70\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{2 \cdot Dp}$ $np = 0.77$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.54$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 1.00\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 1.00\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$ $Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 44.20\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 980.66\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = -138.26\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 44.20\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento , separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

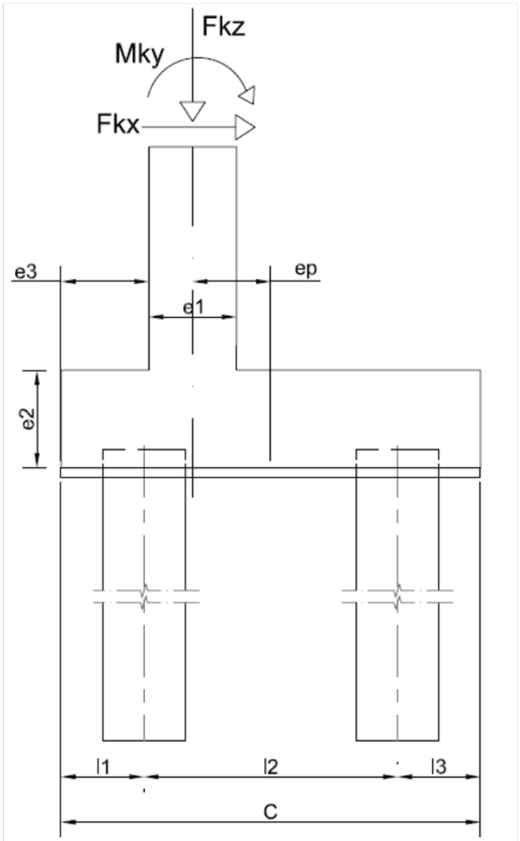
$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

Dimensionado encepado muro interior excéntrico: comprobación máx reacción horizontal



$F_{kx} := 0kN$

$F_{ky} := 178kN$

$F_{kz} := 407kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 132 combinación DPQF1F3**

$M_{ky} := 83kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 1.35m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 0m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 2m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 3.30\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.64\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 66.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20\frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 0.00\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 178.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 473.00\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2}\right)$ $M_{tot} = -466.45\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{2 \cdot Dp}$ $np = 0.77$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.54$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 1.00\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 1.00\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i\right)^2\right]}$ $Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i\right)^2\right]}$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 115.70\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 610.64\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 4.26\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 115.70\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento , separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if\left(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple"\right)$

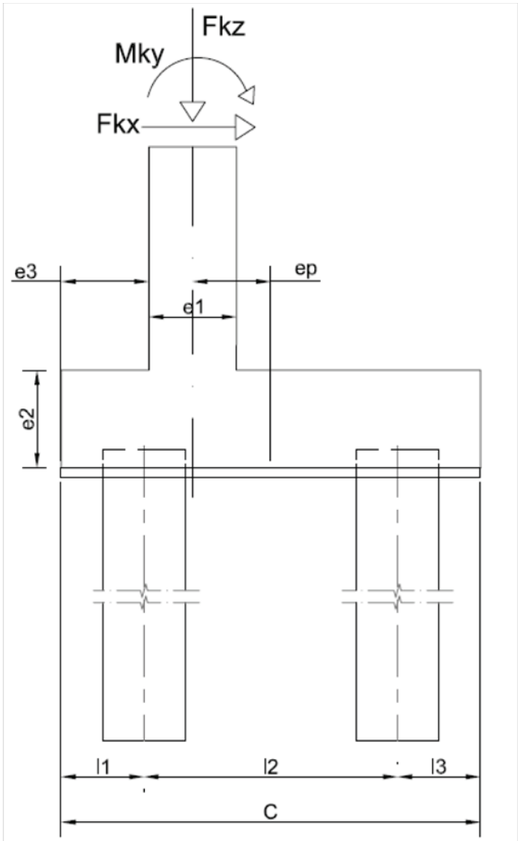
$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque.separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if\left(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

Dimensionado encepado muro interior excentrico: comprobación momento máx negativo



$F_{kx} := 0kN$

$F_{ky} := 68kN$

$F_{kz} := 582kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 134 combinación DPQF1F2**

$M_{ky} := -75kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 1.35m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 0m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 2m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 3.30\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25 \frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.64\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 66.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20 \frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 0.00\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 68.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 648.00\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = -860.70\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{2 \cdot Dp}$ $np = 0.77$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.54$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 1.00\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 1.00\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$ $Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 44.20\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 980.66\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = -138.26\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 44.20\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento , separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

3.7.3.3. PILOTE MURO INTERIOR EXCÉNTRICO

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 11/11/2009
Hora: 14:25:52

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

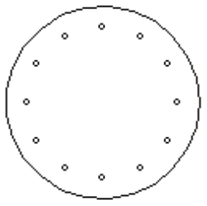
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

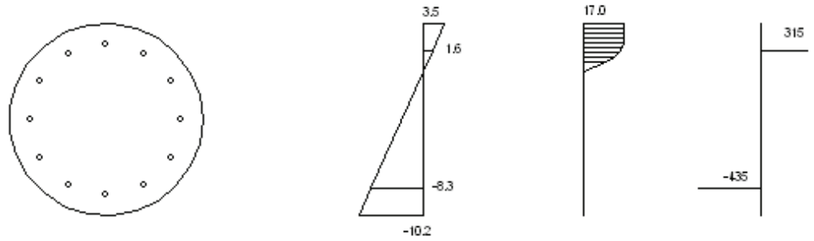
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 12



2 Comprobación

ϕ [mm] = 20
Nd [kN] = 5.6
Md [kN·m] = 300

Nu [kN] = 6.6
Mu [kN·m] = 352.9
γ = 1.18



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.158
1/r [1/m]·1.E-3 = 22.2
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -10.2

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	1.6	-314.5
0.533	-8.3	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 11/11/2009
Hora: 14:28:27

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

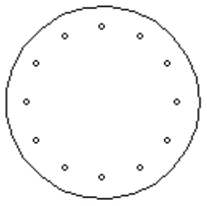
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

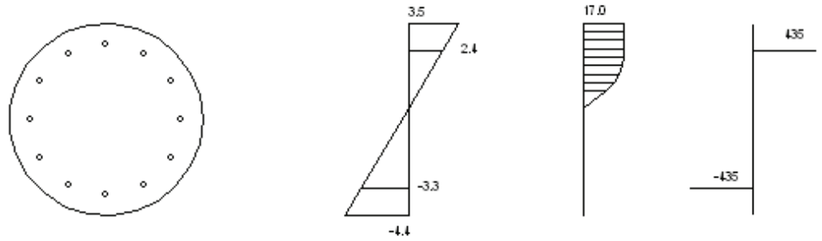
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 12



2 Comprobación

ϕ [mm] = 20
Nd [kN] = 854
Md [kN·m] = 300

Nu [kN] = 1465.3
Mu [kN·m] = 514.7
γ = 1.72



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.274
1/r [1/m]·1.E-3 = 12.8
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -4.4

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.4	-434.8
0.533	-3.3	434.8

Comprobación fisuración a flexocompresión sección rectangular equivalente pilote

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^{2}}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.24$ factor de equivalencia hormigón acero

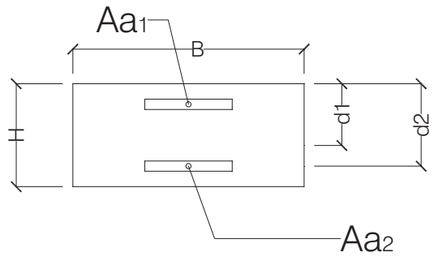
Geometría de la sección

$H := 51 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$

$c := 3 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 3 \cdot cm$

$d_2 := 48 \cdot cm$



$Aa_1 = 18.85\,cm^2$ 6Φ20 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 18.85\,cm^2$ 6Φ20 armadura lado traccionado

Cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := H \cdot B + (n - 1) \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2785.29\,cm^2$ Área homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[H \cdot B \cdot \frac{H}{2} + (n - 1) \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 25.5\,cm$ distancia entre el baricentro de la sec. ideal y el canto superior

$J_{id} := B \cdot \frac{H^3}{12} + B \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - h_{id} \right)^2 + (n - 1) \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - h_{id} \right)^2 \right]$

$J_{id} = 671830.32\,cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{H - h_{id}}$ $W_{id} = 26346.29\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

Acciones de cálculo

$Nsd = -4 \cdot kN$ ("-" compresión) $Msd = 214 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}} \right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 76.69\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

$e1 = \frac{Msd}{Nsd}$ $e1 = -5350\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$e_s = e1 - \frac{H}{2}$ $e_s = -5375.5\,cm$ distancia entre el borde de la sección de hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$Sa(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot B \, dy$

$Ja(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \cdot d_i \right]$ $Jc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot y \cdot B \, dy$

$e1 + \frac{H}{2} = Ja(x) + Jc(x)$ $x = 12.14\,cm$ distancia entre el eje neutro y el canto superior

$\sigma cmax := \frac{Nsd}{Sa(x) + Sc(x)} \cdot x$ $\sigma cmax = -11.96 \frac{N}{mm^2}$ tensión max de compresión en el hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{x - d_i}{x}$ $\sigma s_1 = -65.21 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 255.71 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$Jn := B \cdot \frac{x^3}{3} + n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - x \right)^2 \right]$ $Jn = 216749.61\,cm^4$ inercia fisurada

$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn} \cdot \left(d_2 - x \right)$ $\sigma sr = 91.87 \frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura 2 debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00049$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s_w := 12.5 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff = 0.09\,m^2$

$$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2} \qquad s_m = 132.75\,mm$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2} \right)^2 \right] \qquad \varepsilon_{sm} = 0.00114$$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.26\,mm$

$w_{max} := 0.3mm$ Obertura de fisura máxima para un ambiente IIa

$Comprobacion_fisuración := if(w_{max} > w_k, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_fisuración = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 11/11/2009
Hora: 16:33:56

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

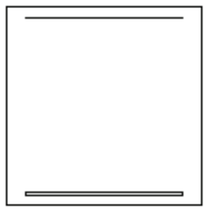
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILOTE_65_EQUI
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 0.51
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 7.9
ρ [·1.E-3]        = 8

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 1440.0
Vu2 [kN]   = 249.0
Vcu [kN]   = 113.9
Vsu [kN]   = 135.1
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 249.0
```

DISEÑO DEL PILOTE PARA ENCEPADO DE MURO

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$fck := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.65 \quad fcd := \frac{fck}{\gamma c} \quad fcd = 18.18 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

$E_h := 29000 \frac{N}{mm^2}$ módulo de elasticidad del hormigón

$\gamma_h := 24 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario hormigón pilotes

Acero: B-500S

$fyk := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15 \quad fyd := \frac{fyk}{\gamma a} \quad fyd = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Geometría y propiedades mecánicas del pilote

$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad A_p = 0.3318\ m^2$ Área del pilote

$P_p := \pi \cdot D \quad P_p = 2.04\ m$ Perímetro del pilote

$Ip := \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad Ip = 0.01\ m^4$ Inercia del pilote

Características del terreno

Se ha calculado la rigidez transversal de las diferentes capas de terreno para el estudio de los esfuerzos momento flector y cortante generado en los pilotes por fuerzas horizontales y momento flectores actuantes en cabeza.

Para el estudio del pilote bajo fuerzas horizontales se ha utilizado la solución semianalítica propuesta por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera", aquí indicada con GCOC, Apartado 5.13.2.

Estrato 1: Qr2

$l_1 := 6m$ espesor estrato 1

$\phi_1 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 1

$\gamma t_1 := 21 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 1

$c_1 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 1

$nh_1 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC.Arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por encima del nivel freático

$l_2 := 5m$ espesor estrato 2

$\phi_2 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 2

$\gamma t_2 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 2

$c_2 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 2

$nh_2 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por debajo del nivel freático

$l_3 := 3m$ espesor estrato 3

$\phi_3 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 3

$\gamma t_3 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 3

$c_3 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 3

$nh_3 := 3 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por debajo del nivel freático

Estrato 3: PQ

$l_4 := 2m$ — espesor estrato 4

$\phi_4 := 38deg$ — ángulo de rozamiento estrato 4

$\gamma t_4 := 22\frac{kN}{m^3}$ — peso unitario estrato 4

$c_4 := 10\cdot\frac{kN}{m^2}$ — cohesión estrato 4

$nh_4 := 6\frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ — Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena densa por debajo del nivel freático

$L_{tot} := \sum_i l_i$ $\quad L_{tot} = 16\ m$ — longitud total pilote

Determinación esfuerzo de flexión y cortante en el pilote

Para calcular el esfuerzo cortante máximo generado en el pilote por los esfuerzo de flexión, Mo, y corte, Ho, a nivel del terreno se utilizan los gráficos de la figura 5.17 del Apartado 5.13.2. de GCOC. Se calcularán, de manera independiente, los momentos flectores provocados por cada uno de los esfuerzos que actúan a nivel del terreno (Mo, Ho) y después se sumarán los diagramas correspondientes.

$Ck := 610kN$ — Máximo axil (positivo si de compresión)

$Tk := 4kN$ — Mínimo axil (negativo si de tracción)

$Hk_o := 116\cdot kN$ $\quad Hk_o = 116\ kN$ — Reacción horizontal total

$Hd_o := Hk_o\cdot 1.4$ $\quad Hd_o = 162.4\ kN$ — Reacción horizontal total mayorada

$nhp := \frac{\sum_i (l_i\cdot nh_i)}{L_{tot}}$ $\quad nhp = 4750\frac{kN}{m^3}$ — Coeficiente ponderado del terreno

$T := \left(\frac{E_h\cdot Ip}{nhp}\right)^{\frac{1}{5}}$ $\quad T = 2.22\ m$ — Longitud elástica del pilote

La longitud del pilote debe ser > $2.5\cdot T = 5.54\ m$

$Comprobación_longitud_ponderada := if(L_{tot} > 2.5T, "cumple", "no cumple")$

$Comprobación_longitud_ponderada = "cumple"$

$$Zo := \begin{cases} \left(0.25 + 0.80\cdot\ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right)\cdot T & \text{if } \left[\left(0.25 + 0.80\cdot\ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right)\cdot T\right] \le 1.3\cdot T \\ 1.3\cdot T & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Zo = 2.88\ m$$

$Md_{max} := 0.64\cdot Hd_o\cdot Zo$ $\quad Md_{max} = 299.48\ kN\cdot m$

$Hd_{max} := Hd_o$ $\quad Hd_{max} = 162.4\ kN$

$Cd := Ck\cdot 1.4$ $\quad Cd = 854\ kN$

$Td := Tk\cdot 1.4$ $\quad Td = 5.6\ kN$

Con estos esfuerzos se comprueba el armado del pilote según la EHE

Sección estructural resistente del pilote según la EHE

Según la EHE la comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte. Para el dimensionamiento de los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se utilizará un diámetro de cálculo $D_{calculo}$ que ha de cumplir las siguientes condiciones:

$D_{calculo} := 0.95\cdot D$ $\quad D_{calculo} = 0.62\ m$ — Diámetro de cálculo para la comprobación de los esfuerzos axil y de momento flector

Para la comprobación a cortante se utilizará una sección rectangular ficticia con la siguientes dimensiones :

$rc := 8.25cm$ — Recubrimiento mecánico

$d := \frac{D}{2} + \frac{2}{\pi}\cdot\left(\frac{D}{2} - rc\right)$ $\quad d = 0.48\ m$ — Canto útil de la sección rectangular ficticia

$b := 2\cdot\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{D}{2} - \frac{d}{4}\right)^2}$ $\quad b = 0.5\ m$ — Ancho sección rectangular ficticia

$Comp_D_{calculo} := if(D_{calculo} \ge D - 50mm \wedge D_{calculo} \le D - 20mm, "Cumple", "determinar D.calculo")$

$Comp_D_{calculo} = "Cumple"$

3.7.4. ENCEPADO MURO PERIMETRAL X

3.7.4.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

3.7.4.2. PILOTE ENCEPADO MURO PERIMETRAL X

3.7.4.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

ARMADO ENCEPADO DE PILOTES CONTINUO SEGÚN EHE-08

Art.58.4.1.2.2. Encepados sobre varios pilotes

En el caso de las cimentaciones continuas sobre un encepado lineal, la armadura principal se situará perpendicularmente al muro, calculada con la ***expresión 1***, mientras que en la dirección paralela al muro, el encepado y el muro se calcurarán como viga (que en general será de gran canto **expresión 2**) soportada por los pilotes

$N_d := 1082 \cdot kN$ Axil de cálculo del pilote más cargado (carga de hundimiento del pilote mayorada)

$d := 0.7m$ Canto útil.-distancia entre la cara superior del encepado y las barras de la armadura inferior

$D_p := 0.65m$ Diametro del pilote =ancho de la banda principal

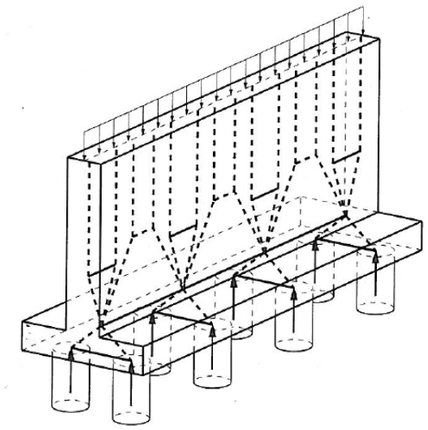
$h := 0.8 \cdot m$ Canto del encepado

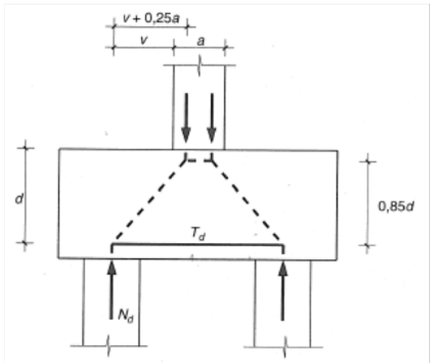
$a := 0.6m$ anchura del fuste del muro

$N_{muro} := 553 \cdot kN$ Axil de cálculo del soporte mayorado

$v := 0.5m$ Vuelo distancia del eje de pilote a la cara del fuste del muro

$n := 3$ Número de pilotes





esquemas indicativos del encepado continuo

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.5$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma c}$ $f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

Acero: B-500S

$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma a}$ $f_{yd} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Armado transversal del encepado

Expresión 1

$T_d := \frac{N_d}{0.85d} \cdot (v + 0.25 \cdot a)$

$T_d = 1182.02\,kN$

$A_s := \frac{T_d}{f_{yd1}}$ con $f_{yd1} := 400 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 2955.04\,mm^2$ Armadura principal a colocar en una banda sobre los pilote

$$As(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$As(25mm, 7) = 3436.13\,mm^2$ Diametro y numero de barras a colocar como armadura principal

$A_{sh} := \frac{A_s \cdot m}{4 \cdot D_p}$ $A_{sh} = 1136.55\,mm^2$

$Amin := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m$ $Amin = 1472\,mm^2$

$$A_{sh} := \left| \begin{array}{ll} A_{sh} & \text{if } A_{sh} \geq Amin \\ Amin & \text{otherwise} \end{array} \right.$$

$A_{sh} = 1472\,mm^2$ Armadura secundaria horizontal a colocar por metro lineal en la cara inferior del encepado

$$Ash(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ash(20mm, 5) = 1570.8\,mm^2$ Diametro y Numero de barras a colocar por metro lineal como armadura secundaria horizontal

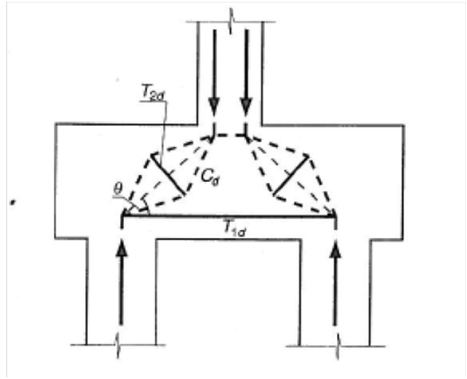
$A_{sv} := \frac{N_{muro}}{1.5 \cdot f_{yd1} \cdot n}$

$A_{sv} = 307.22\,mm^2$ Armadura secundaria vertical dispuesta en forma de cercos

$$Asv(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow 2n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Asv(8mm,4) = 402.12\,mm^2$

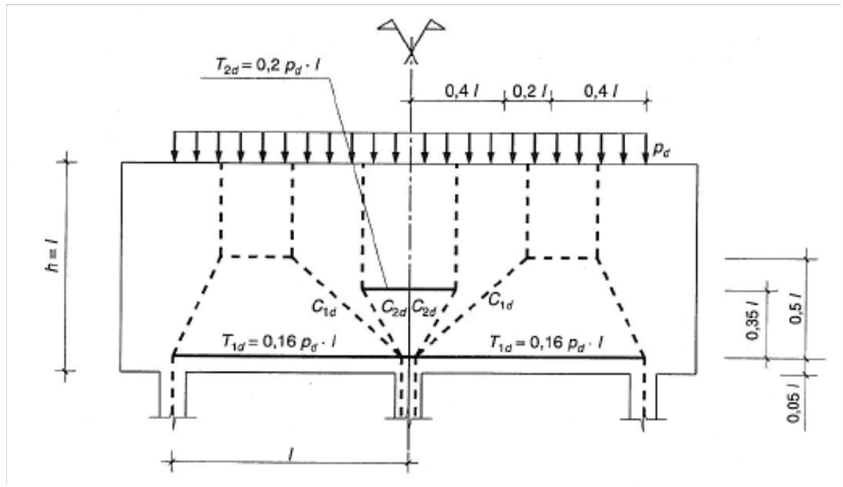
Diametro y numero de cercos a colocar como armadura secundaria vertical



Armadura secundaria vertical se dispone para absorver T_{2d}

Armado longitudinal del encepado

El armado longitudinal en la cara inferior del encepado vendrá dado por la **expresión 2**



$Pd := \frac{N_{muro}}{m}$ carga linealmente repartida a una altura h = l

$l := 2m$ distancia entre pilotes

$T_{1d} := 0.16 \cdot Pd \cdot l$ **expresión 2**

$T_{1d} = 176.96\,kN$

$A_s := \frac{T_{1d}}{f_{yd1}}$ con $f_{yd1} := 400 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 442.4\,mm^2$

Armadura a colocar en la cara inferior del encepado para un ancho = a (espesor del fuste del muro)

$A_{sm} := \frac{A_s \cdot m}{a}$

$A_{sm} = 737.33\,mm^2$

$Amin := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m$ $Amin = 1472\,mm^2$

$A_{sm} := \left| \begin{array}{ll} A_{sm} & \text{if } A_{sm} \geq Amin \\ Amin & \text{otherwise} \end{array} \right.$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara inferior del encepado

$A_{sm} = 1472\,mm^2$

$$Ash(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ash(20mm,5) = 1570.8\,mm^2$

Diametro y Numero de barras a colocar en la cara inferior del encepado por metro lineal

$A_{ss} := \frac{2.8 \cdot h \cdot 1m}{2 \cdot 1000}$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado. Quantía mínima geometrica para una sección viga de canto h

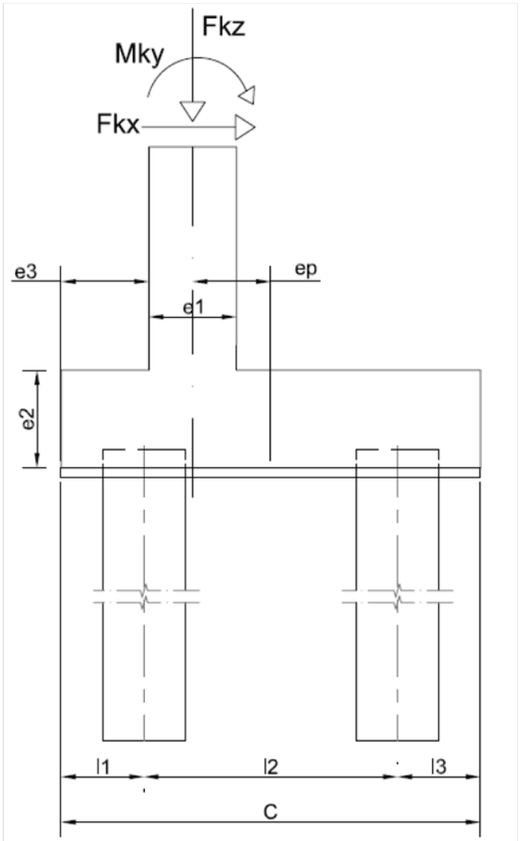
$A_{ss} = 1120\,mm^2$

$$Ass(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ass(16mm,6) = 1206.37\,mm^2$

Diametro y numero de barras a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado.

Dimensionado encepado muro perimetral dir X : comprobación axil maximo y máxima reacción horizontal



$F_{kx} := 0kN$

$F_{ky} := 220kN$

$F_{kz} := 230kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 100 combinación DPQF1F2F3**

$M_{ky} := 290kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 0m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 1.15m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.6m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.90\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25 \frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.32\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 58.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20 \frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 193.20\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 220.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 481.20\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = 120.95\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$$

$H_d := \frac{1}{2pl} \cdot Rh_{tot}$ Se reparte en 4 pilotes al estar el encepado unido con el encepado del muro interior

$H_d = 107.25\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 616.58\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 321.76\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 107.25\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 773 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento, separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

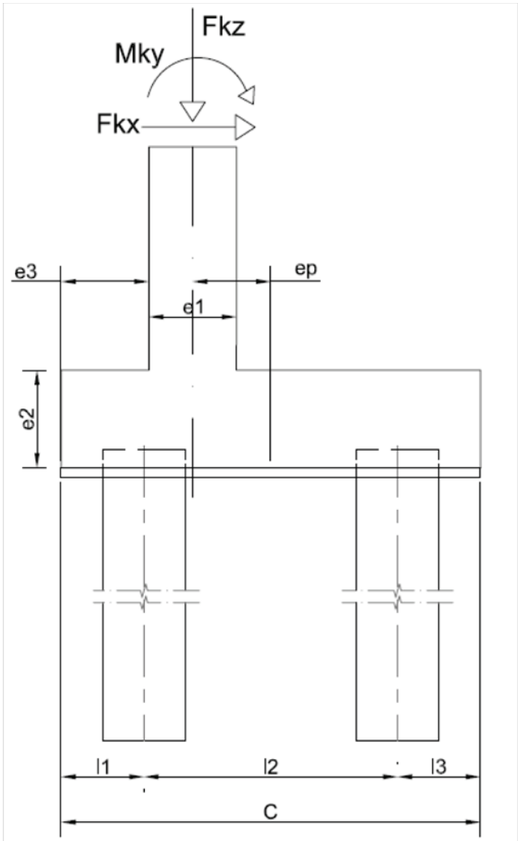
$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -310 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

Dimensionado encepado muro perimetral dir X: comprobación momento máximo negativo



$F_{kx} := 0kN$

$F_{ky} := 45kN$

$F_{kz} := 211kN$

$M_{ky} := 19kN \cdot m$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 85 combinación DPQF1F2**

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 0m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 1.15m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.6m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.90\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.32\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 58.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20\frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 193.20\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 45.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 462.20\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = -150.05\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$$

$H_d := \frac{1}{2pl} \cdot Rh_{tot}$ Se reparte en 4 pilotes al estar el encepado unido con el encepado del muro interior

$H_d = 21.94\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 633.52\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 267.77\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 21.94\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 773 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento , separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -310 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

3.7.4.2. PILOTE ENCEPADO MURO PERIMETRAL X

DISEÑO DEL PILOTE PARA ENCEPADO DE MURO

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$fck := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.65 \quad fcd := \frac{fck}{\gamma c} \quad fcd = 18.18 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

$E_h := 29000 \frac{N}{mm^2}$ módulo de elasticidad del hormigón

$\gamma_h := 24 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario hormigón pilotes

Acero: B-500S

$fyk := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15 \quad fyd := \frac{fyk}{\gamma a} \quad fyd = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Geometría y propiedades mecánicas del pilote

$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad A_p = 0.3318\ m^2$ Área del pilote

$P_p := \pi \cdot D \quad P_p = 2.04\ m$ Perímetro del pilote

$Ip := \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad Ip = 0.01\ m^4$ Inercia del pilote

Características del terreno

Se ha calculado la rigidez transversal de las diferentes capas de terreno para el estudio de los esfuerzos momento flector y cortante generado en los pilotes por fuerzas horizontales y momento flectores actuantes en cabeza.

Para el estudio del pilote bajo fuerzas horizontales se ha utilizado la solución semianalítica propuesta por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera", aquí indicada con GCOC, Apartado 5.13.2.

Estrato 1: Qr2

$l_1 := 6m$ espesor estrato 1

$\phi_1 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 1

$\gamma t_1 := 21 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 1

$c_1 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 1

$nh_1 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC.Arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por encima del nivel freático

$l_2 := 5m$ espesor estrato 2

$\phi_2 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 2

$\gamma t_2 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 2

$c_2 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 2

$nh_2 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por debajo del nivel freático

$l_3 := 1m$ espesor estrato 3

$\phi_3 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 3

$\gamma t_3 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 3

$c_3 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 3

$nh_3 := 3 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por debajo del nivel freático

$L_{tot} := \sum_i l_i$ $L_{tot} = 12\ m$ longitud total pilote

Determinación esfuerzo de flexión y cortante en el pilote

Para calcular el esfuerzo cortante máximo generado en el pilote por los esfuerzo de flexión, Mo, y corte, Ho, a nivel del terreno se utilizan los gráficos de la figura 5.17 del Apartado 5.13.2. de GCOC. Se calcularán, de manera independiente, los momentos flectores provocados por cada uno de los esfuerzos que actúan a nivel del terreno (Mo, Ho) y después se sumarán los diagramas correspondientes.

$Ck := 617kN$ Máximo axil (positivo si de compresión)

$Tk := 322kN$ Mínimo axil (negativo si de tracción)

$Hk_o := 107 \cdot kN$ $Hk_o = 107\ kN$ Reacción horizontal total

$Hd_o := Hk_o \cdot 1.4$ $Hd_o = 149.8\ kN$ Reacción horizontal total mayorada

$nhp := \frac{\sum_i \left(l_i \cdot nh_i\right)}{L_{tot}}$ $nhp = 4833.33\ \frac{kN}{m^3}$ Coeficiente ponderado del terreno

$T := \left(\frac{E_h \cdot Ip}{nhp}\right)^{\frac{1}{5}}$ $T = 2.21\ m$ Longitud elástica del pilote

La longitud del pilote debe ser > $2.5 \cdot T = 5.52\ m$

$Comprobación_longitud_ponderada := if\left(L_{tot} > 2.5T, "cumple", "no cumple"\right)$

$Comprobación_longitud_ponderada = "cumple"$

$$Zo := \begin{cases} \left(0.25 + 0.80 \cdot \ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right) \cdot T & \text{if } \left[\left(0.25 + 0.80 \cdot \ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right) \cdot T\right] \le 1.3 \cdot T \\ 1.3 \cdot T & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Zo = 2.87\ m$$

$Md_{max} := 0.64 \cdot Hd_o \cdot Zo$ $Md_{max} = 275.29\ kN \cdot m$

$Hd_{max} := Hd_o$ $Hd_{max} = 149.8\ kN$

$Cd := Ck \cdot 1.4$ $Cd = 863.8\ kN$

$Td := Tk \cdot 1.4$ $Td = 450.8\ kN$

Con estos esfuerzos se comprueba el armado del pilote según la EHE

Sección estructural resistente del pilote según la EHE

Según la EHE la comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte. Para el dimensionamiento de los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se utilizará un diámetro de cálculo $D_{calculo}$ que ha de cumplir las siguientes condiciones:

$D_{calculo} := 0.95 \cdot D$ $D_{calculo} = 0.62\ m$ Diámetro de cálculo para la comprobación de los esfuerzos axil y de momento flector

Para la comprobación a cortante se utilizará una sección rectangular ficticia con la siguientes dimensiones :

$rc := 8.25cm$ Recubrimiento mecánico

$d := \frac{D}{2} + \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{D}{2} - rc\right)$ $d = 0.48\ m$ Canto útil de la sección rectangular ficticia

$b := 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{D}{2} - \frac{d}{4}\right)^2}$ $b = 0.5\ m$ Ancho sección rectangular ficticia

$Comp_D_{calculo} := if\left(D_{calculo} \ge D - 50mm \wedge D_{calculo} \le D - 20mm, "Cumple", "determinar D.calculo"\right)$

$Comp_D_{calculo} = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:41:24

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

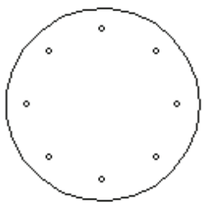
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

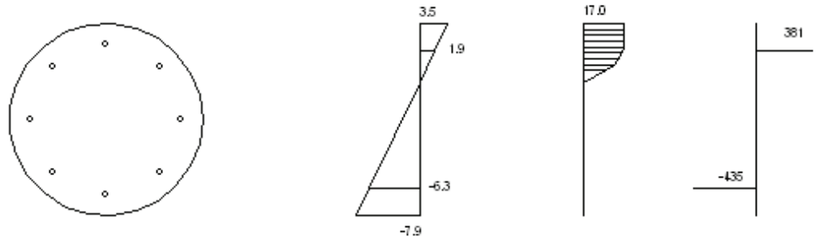
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 8



2 Comprobación

ϕ [mm] = 20
Nd [kN] = 451
Md [kN·m] = 275

Nu [kN] = 568.9
Mu [kN·m] = 346.9
γ = 1.26



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.191
1/r [1/m]·1.E-3 = 18.3
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -7.9

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	1.9	-381.2
0.533	-6.3	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:42:01

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

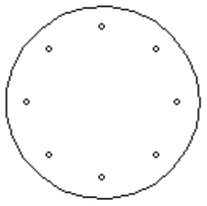
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

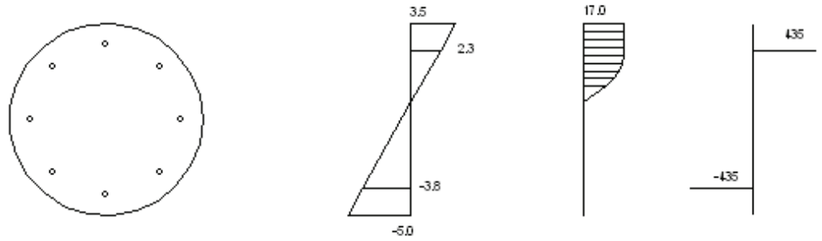
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 8



2 Comprobación

ϕ [mm] = 20
Nd [kN] = 864
Md [kN·m] = 275

Nu [kN] = 1323.0
Mu [kN·m] = 421.1
γ = 1.53



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.255
1/r [1/m]·1.E-3 = 13.7
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -5.0

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.3	-434.8
0.533	-3.8	434.8

Comprobación fisuración a flexocompresión sección rectangular equivalente pilote

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.24$ factor de equivalencia hormigón acero

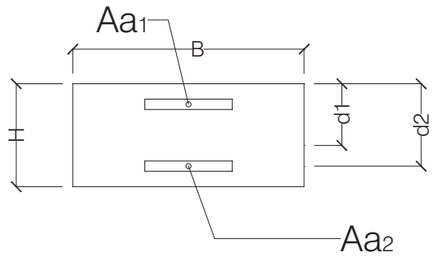
Geometría de la sección

$H := 51 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$

$c := 3 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 3 \cdot cm$

$d_2 := 48 \cdot cm$



$Aa_1 = 12.57\,cm^2$ 4Φ20 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 12.57\,cm^2$ 4Φ20 armadura lado traccionado

Cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := H \cdot B + (n - 1) \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2706.86\,cm^2$ Área homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[H \cdot B \cdot \frac{H}{2} + (n - 1) \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 25.5\,cm$ distancia entre el baricentro de la sec. ideal y el canto superior

$J_{id} := B \cdot \frac{H^3}{12} + B \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - h_{id} \right)^2 + (n - 1) \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - h_{id} \right)^2 \right]$

$J_{id} = 632124.38\,cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{H - h_{id}}$ $W_{id} = 24789.19\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

Acciones de cálculo

$Nsd = -322 \cdot kN$ ("-" compresión) $Msd = 197 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}} \right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 101.29\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

$e1 = \frac{Msd}{Nsd}$ $e1 = -61.18\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$e_s = e1 - \frac{H}{2}$ $e_s = -86.68\,cm$ distancia entre el borde de la sección de hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$Sa(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot B \, dy$

$Ja(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \cdot d_i \right]$ $Jc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot y \cdot B \, dy$

$e1 + \frac{H}{2} = Ja(x) + Jc(x)$ $x = 14.54\,cm$ distancia entre el eje neutro y el canto superior

$\sigma cmax := \frac{Nsd}{Sa(x) + Sc(x)} \cdot x$ $\sigma cmax = -14.23 \frac{N}{mm^2}$ tensión max de compresión en el hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{x - d_i}{x}$ $\sigma s_1 = -81.78 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 237.14 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$Jn := B \cdot \frac{x^3}{3} + n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - x \right)^2 \right]$ $Jn = 165224.96\,cm^4$ inercia fisurada

$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn} \cdot \left(d_2 - x \right)$ $\sigma sr = 148.54 \frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura 2 debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00045$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s_w := 18.5 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff = 0.09\,m^2$

$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2}$ $s_m = 168.62\,mm$

$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2}\right)^2\right]$ $\varepsilon_{sm} = 0.00091$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.26\,mm$

$w_{max} := 0.3mm$ Obertura de fisura máxima para un ambiente IIa

$Comprobacion_fisuración := if(w_{max} > w_k, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_fisuración = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:48:30

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

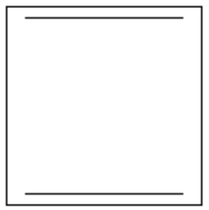
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILOTE_65_EQUI
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 0.51
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 7.9
ρ [·1.E-3]        = 5

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
Vu1 [kN]   = 1440.0
Vu2 [kN]   = 232.5
Vcu [kN]   = 97.4
Vsu [kN]   = 135.1
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 232.5
```

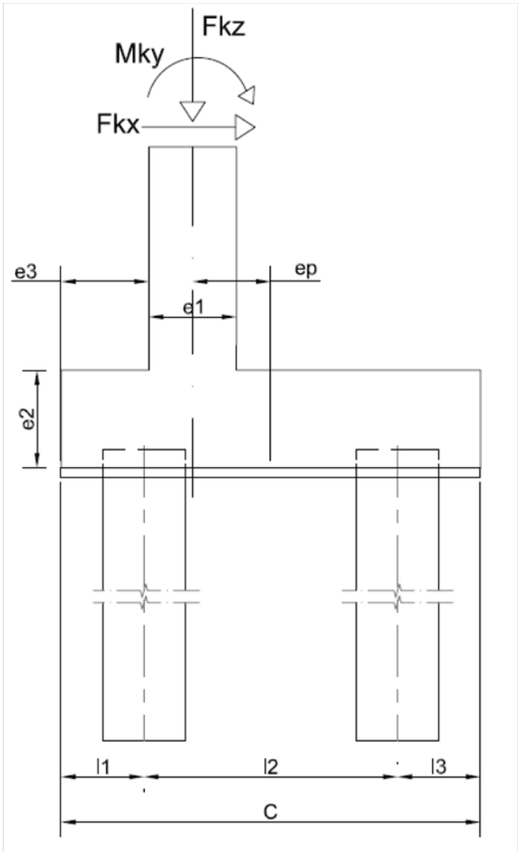
3.7.5. ENCEPADO MURO PERIMETRAL Y DERECHO

3.7.5.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

3.7.5.2. PILOTE MURO PERIMETRAL Y DERECHO

3.7.5.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

Dimensionado encepado muro perimetral dir Y derecho: comprobación momento maximo negativo



$F_{kx} := 50kN$

$F_{ky} := 0kN$

$F_{kz} := 204kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 82 combinación DPQF1F3**

$M_{ky} := 59kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 0m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 1.15m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.6m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.90\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.32\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 58.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20\frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 193.20\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 50.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 455.20\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2}\right)$ $M_{tot} = -110.05\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2\right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2\right]}$$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 48.75\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 577.94\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 309.70\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 48.75\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 773 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento, separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

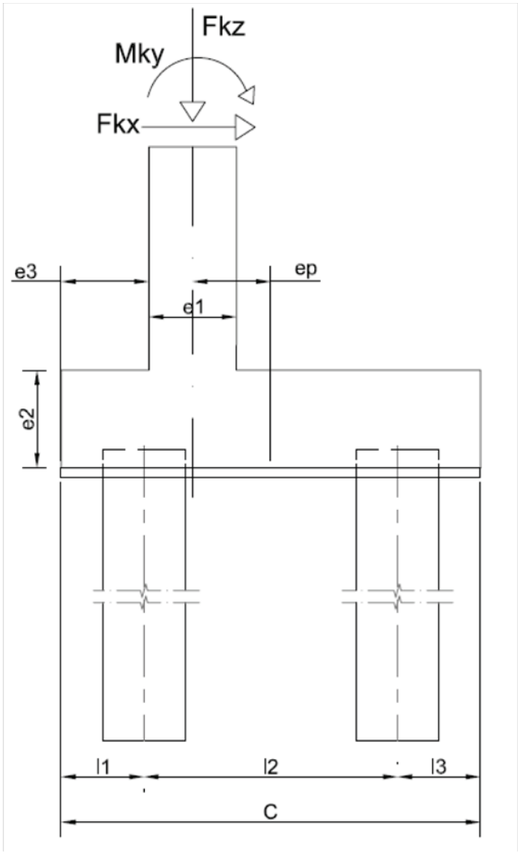
$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -310 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque.separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

Dimensionado encepado muro perimetral dir Y derecho: comprobación momento maximo negativo



$F_{kx} := 50kN$

$F_{ky} := 0kN$

$F_{kz} := 204kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 82 combinación DPQF1F3**

$M_{ky} := 59kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 0m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 1.15m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.6m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.90\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.32\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 58.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20\frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 193.20\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 50.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 455.20\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = -110.05\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 48.75\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 577.94\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 309.70\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 48.75\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 773 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento, separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

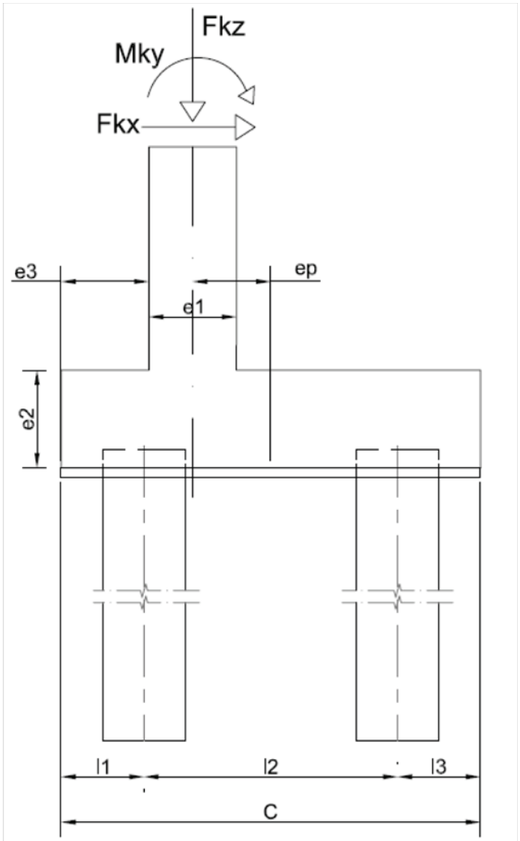
$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -310 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque.separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

Dimensionado encepado muro perimetral dir Y derecho: comprobación máxima reacción horizontal



$F_{kx} := 220kN$

$F_{ky} := 0kN$

$F_{kz} := 303kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 89 combinación DPQF1F2**

$M_{ky} := 185kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 0m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 1.15m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.6m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.90\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.32\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 58.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20\frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 193.20\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^{\ 2} + F_{ky}^{\ 2}}$ $Rh_{tot} = 220.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 554.20\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = 15.95\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.80\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i \right)^2 \right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i \right)^2 \right]}$$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 214.50\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 559.78\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = 520.91\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 214.50\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 773 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento, separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if\left(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -310 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2.5Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if\left(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

ARMADO ENCEPADO DE PILOTES CONTINUO SEGÚN EHE-08

Art.58.4.1.2.2. Encepados sobre varios pilotes

En el caso de las cimentaciones continuas sobre un encepado lineal, la armadura principal se situará perpendicularmente al muro, calculada con la ***expresión 1***, mientras que en la dirección paralela al muro, el encepado y el muro se calcurarán como viga (que en general será de gran canto **expresión 2**) soportada por los pilotes

$N_d := 1082 \cdot kN$ Axil de cálculo del pilote más cargado (carga de hundimiento del pilote mayorada)

$d := 0.7m$ Canto útil.-distancia entre la cara superior del encepado y las barras de la armadura inferior

$D_p := 0.65m$ Diametro del pilote =ancho de la banda principal

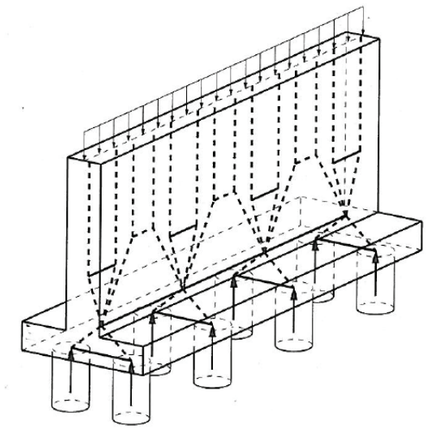
$h := 0.8 \cdot m$ Canto del encepado

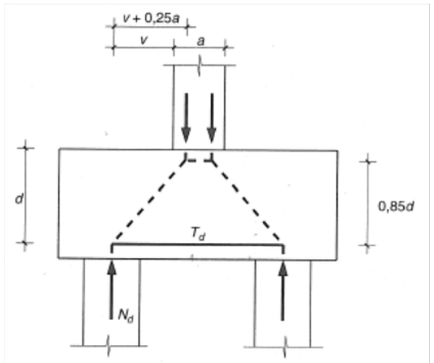
$a := 0.6m$ anchura del fuste del muro

$N_{muro} := 553 \cdot kN$ Axil de cálculo del soporte mayorado

$v := 0.5m$ Vuelo distancia del eje de pilote a la cara del fuste del muro

$n := 3$ Número de pilotes





esquemas indicativos del encepado continuo

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.5 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma c} \quad f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

Acero: B-500S

$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma a} \quad f_{yd} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Armado transversal del encepado

Expresión 1

$T_d := \frac{N_d}{0.85d} \cdot (v + 0.25 \cdot a)$

$T_d = 1182.02\,kN$

$A_s := \frac{T_d}{f_{yd1}}$ con $f_{yd1} := 400 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 2955.04\,mm^2$ Armadura principal a colocar en una banda sobre los pilote

$$As(d,n) := \begin{| A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end|$$

$As(25mm, 7) = 3436.13\,mm^2$ Diametro y numero de barras a colocar como armadura principal

$A_{sh} := \frac{A_s \cdot m}{4 \cdot D_p} \quad A_{sh} = 1136.55\,mm^2$

$Amin := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m \quad Amin = 1472\,mm^2$

$$A_{sh} := \begin{| A_{sh} \text{ if } A_{sh} \geq Amin \\ Amin \text{ otherwise} \end|$$

$A_{sh} = 1472\,mm^2$ Armadura secundaria horizontal a colocar por metro lineal en la cara inferior del encepado

$$Ash(d,n) := \begin{| A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end|$$

$Ash(20mm, 5) = 1570.8\,mm^2$ Diametro y Numero de barras a colocar por metro lineal como armadura secundaria horizontal

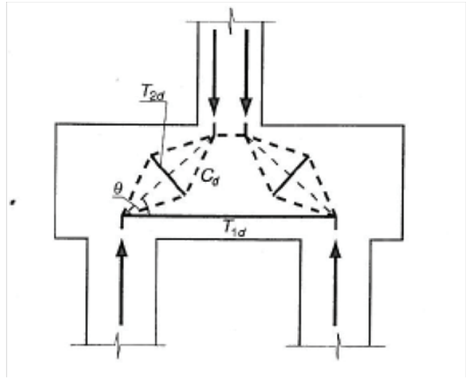
$A_{sv} := \frac{N_{muro}}{1.5 \cdot f_{yd1} \cdot n}$

$A_{sv} = 307.22\,mm^2$ Armadura secundaria vertical dispuesta en forma de cercos

$$Asv(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow 2n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Asv(8mm,4) = 402.12\,mm^2$

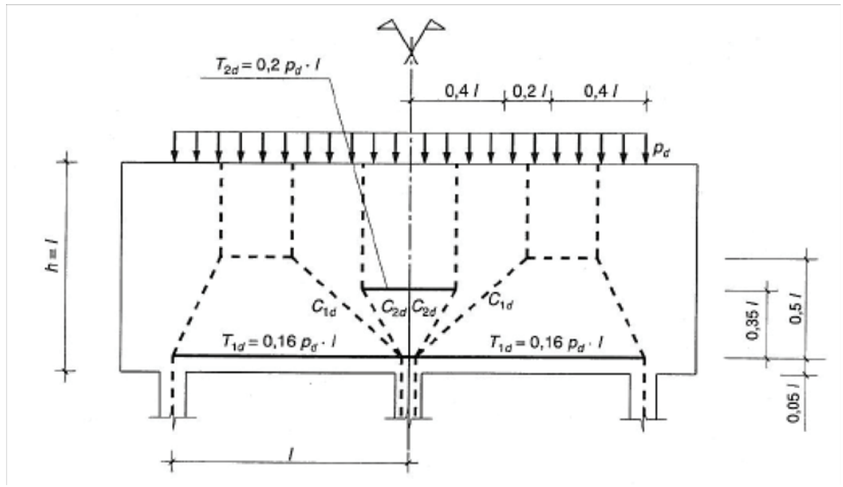
Diametro y numero de cercos a colocar como armadura secundaria vertical



Armadura secundaria vertical se dispone para absorver T_{2d}

Armado longitudinal del encepado

El armado longitudinal en la cara inferior del encepado vendrá dado por la **expresión 2**



$Pd := \frac{N_{muro}}{m}$ carga linealmente repartida a una altura h = l

$l := 2m$ distancia entre pilotes

$T_{1d} := 0.16 \cdot Pd \cdot l$ **expresión 2**

$T_{1d} = 176.96\,kN$

$A_s := \frac{T_{1d}}{f_{yd1}}$ con $f_{yd1} := 400 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 442.4\,mm^2$

Armadura a colocar en la cara inferior del encepado para un ancho = a (espesor del fuste del muro)

$A_{sm} := \frac{A_s \cdot m}{a}$

$A_{sm} = 737.33\,mm^2$

$Amin := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m$ $Amin = 1472\,mm^2$

$A_{sm} := \left| \begin{array}{l} A_{sm} \text{ if } A_{sm} \geq Amin \\ Amin \text{ otherwise} \end{array} \right.$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara inferior del encepado

$A_{sm} = 1472\,mm^2$

$$Ash(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ash(20mm,5) = 1570.8\,mm^2$

Diametro y Numero de barras a colocar en la cara inferior del encepado por metro lineal

$A_{ss} := \frac{2.8 \cdot h \cdot 1m}{2 \cdot 1000}$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado. Quantía mínima geometrica para una sección viga de canto h

$A_{ss} = 1120\,mm^2$

$$Ass(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ass(16mm,6) = 1206.37\,mm^2$

Diametro y numero de barras a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado.

3.7.5.2. PILOTE MURO PERIMETRAL Y DERECHO

DISEÑO DEL PILOTE PARA ENCEPADO DE MURO

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$fck := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.65 \quad fcd := \frac{fck}{\gamma c} \quad fcd = 18.18 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

$E_h := 29000 \frac{N}{mm^2}$ módulo de elasticidad del hormigón

$\gamma_h := 24 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario hormigón pilotes

Acero: B-500S

$fyk := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15 \quad fyd := \frac{fyk}{\gamma a} \quad fyd = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Geometría y propiedades mecánicas del pilote

$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad A_p = 0.3318\ m^2$ Área del pilote

$P_p := \pi \cdot D \quad P_p = 2.04\ m$ Perímetro del pilote

$Ip := \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad Ip = 0.01\ m^4$ Inercia del pilote

Características del terreno

Se ha calculado la rigidez transversal de las diferentes capas de terreno para el estudio de los esfuerzos momento flector y cortante generado en los pilotes por fuerzas horizontales y momento flectores actuantes en cabeza.

Para el estudio del pilote bajo fuerzas horizontales se ha utilizado la solución semianalítica propuesta por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera", aquí indicada con GCOC, Apartado 5.13.2.

Estrato 1: Qr2

$l_1 := 6m$ espesor estrato 1

$\phi_1 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 1

$\gamma t_1 := 21 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 1

$c_1 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 1

$nh_1 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC.Arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por encima del nivel freático

$l_2 := 5m$ espesor estrato 2

$\phi_2 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 2

$\gamma t_2 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 2

$c_2 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 2

$nh_2 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por debajo del nivel freático

$l_3 := 1m$ espesor estrato 3

$\phi_3 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 3

$\gamma t_3 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 3

$c_3 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 3

$nh_3 := 3 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por debajo del nivel freático

$L_{tot} := \sum_i l_i$ $L_{tot} = 12\ m$ longitud total pilote

Determinación esfuerzo de flexión y cortante en el pilote

Para calcular el esfuerzo cortante máximo generado en el pilote por los esfuerzo de flexión, Mo, y corte, Ho, a nivel del terreno se utilizan los gráficos de la figura 5.17 del Apartado 5.13.2. de GCOC. Se calcularán, de manera independiente, los momentos flectores provocados por cada uno de los esfuerzos que actúan a nivel del terreno (Mo, Ho) y después se sumarán los diagramas correspondientes.

$Ck := 560kN$ Máximo axil (positivo si de compresión)

$Tk := 520kN$ Mínimo axil (negativo si de tracción)

$Hk_o := 215 \cdot kN$ $Hk_o = 215\ kN$ Reacción horizontal total

$Hd_o := Hk_o \cdot 1.4$ $Hd_o = 301\ kN$ Reacción horizontal total mayorada

$nhp := \frac{\sum_i \left(l_i \cdot nh_i\right)}{L_{tot}}$ $nhp = 4833.33\ \frac{kN}{m^3}$ Coeficiente ponderado del terreno

$T := \left(\frac{E_h \cdot Ip}{nhp}\right)^{\frac{1}{5}}$ $T = 2.21\ m$ Longitud elástica del pilote

La longitud del pilote debe ser > $2.5 \cdot T = 5.52\ m$

$Comprobación_longitud_ponderada := if\left(L_{tot} > 2.5T, "cumple", "no cumple"\right)$

$Comprobación_longitud_ponderada = "cumple"$

$$Zo := \begin{cases} \left(0.25 + 0.80 \cdot \ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right) \cdot T & \text{if } \left[\left(0.25 + 0.80 \cdot \ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right) \cdot T\right] \le 1.3 \cdot T \\ 1.3 \cdot T & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Zo = 2.87\ m$$

$Md_{max} := 0.64 \cdot Hd_o \cdot Zo$ $Md_{max} = 553.15\ kN \cdot m$

$Hd_{max} := Hd_o$ $Hd_{max} = 301\ kN$

$Cd := Ck \cdot 1.4$ $Cd = 784\ kN$

$Td := Tk \cdot 1.4$ $Td = 728\ kN$

Con estos esfuerzos se comprueba el armado del pilote según la EHE

Sección estructural resistente del pilote según la EHE

Según la EHE la comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte. Para el dimensionamiento de los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se utilizará un diámetro de cálculo $D_{calculo}$ que ha de cumplir las siguientes condiciones:

$D_{calculo} := 0.95 \cdot D$ $D_{calculo} = 0.62\ m$ Diámetro de cálculo para la comprobación de los esfuerzos axil y de momento flector

Para la comprobación a cortante se utilizará una sección rectangular ficticia con la siguientes dimensiones :

$rc := 8.25cm$ Recubrimiento mecánico

$d := \frac{D}{2} + \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{D}{2} - rc\right)$ $d = 0.48\ m$ Canto útil de la sección rectangular ficticia

$b := 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{D}{2} - \frac{d}{4}\right)^2}$ $b = 0.5\ m$ Ancho sección rectangular ficticia

$Comp_D_{calculo} := if\left(D_{calculo} \ge D - 50mm \wedge D_{calculo} \le D - 20mm, "Cumple", "determinar D.calculo"\right)$

$Comp_D_{calculo} = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 17:53:03

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

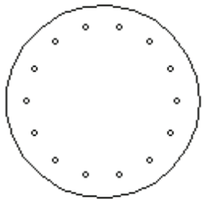
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

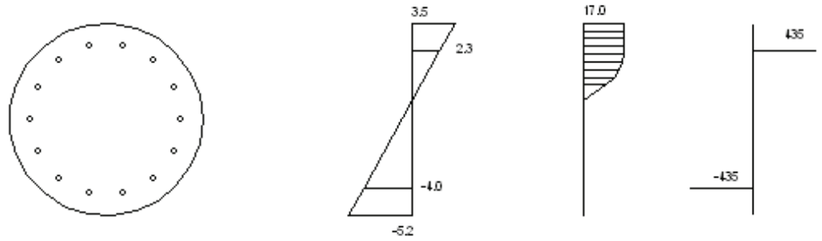
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 14



2 Comprobación

ϕ [mm] = 25
Nd [kN] = 728
Md [kN·m] = 553

Nu [kN] = 890.0
Mu [kN·m] = 676.1
γ = 1.22



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.248
1/r [1/m]·1.E-3 = 14.1
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -5.2

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.3	-434.8
0.533	-4.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 17:53:52

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

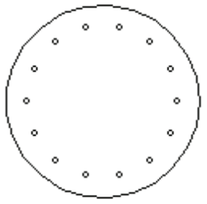
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

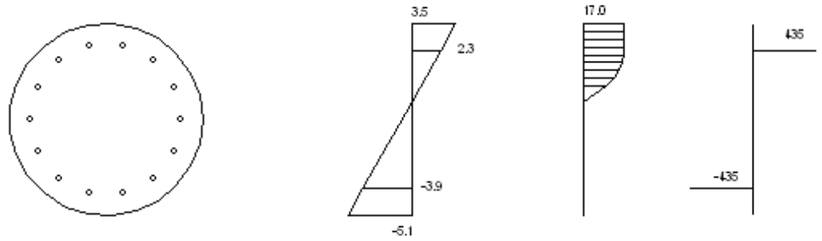
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 14



2 Comprobación

ϕ [mm] = 25
Nd [kN] = 784
Md [kN·m] = 553

Nu [kN] = 968.0
Mu [kN·m] = 682.8
γ = 1.23



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.254
1/r [1/m]·1.E-3 = 13.8
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -5.1

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.3	-434.8
0.533	-3.9	434.8

Comprobación fisuración a flexocompresión sección rectangular equivalente pilote

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.24$ factor de equivalencia hormigón acero

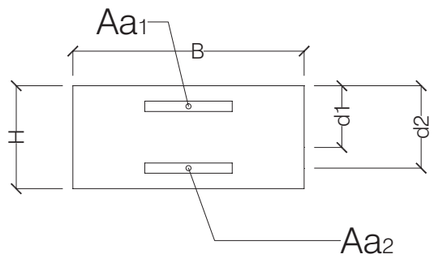
Geometría de la sección

$H := 51 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$

$c := 3 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 3 \cdot cm$

$d_2 := 48 \cdot cm$



$Aa_1 = 34.36\,cm^2$ 7Φ25 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 34.36\,cm^2$ 7Φ25 armadura lado traccionado

Cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := H \cdot B + (n - 1) \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2978.92\,cm^2$ Área homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[H \cdot B \cdot \frac{H}{2} + (n - 1) \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 25.5\,cm$ distancia entre el baricentro de la sec. ideal y el canto superior

$J_{id} := B \cdot \frac{H^3}{12} + B \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - h_{id} \right)^2 + (n - 1) \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - h_{id} \right)^2 \right]$

$J_{id} = 769854.36\,cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{H - h_{id}}$ $W_{id} = 30190.37\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

Acciones de cálculo

$Nsd = -520 \cdot kN$ ("-" compresión) $Msd = 395 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}} \right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 140.15\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

$e1 = \frac{Msd}{Nsd}$ $e1 = -75.96\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$e_s = e1 - \frac{H}{2}$ $e_s = -101.46\,cm$ distancia entre el borde de la sección de hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$Sa(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot B\, dy$

$Ja(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \cdot d_i \right]$ $Jc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot y \cdot B\, dy$

$e1 + \frac{H}{2} = Ja(x) + Jc(x)$ $x = 18.84\,cm$ distancia entre el eje neutro y el canto superior

$\sigma cmax := \frac{Nsd}{Sa(x) + Sc(x)} \cdot x$ $\sigma cmax = -17.62 \frac{N}{mm^2}$ tensión max de compresión en el hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{x - d_i}{x}$ $\sigma s_1 = -107.25 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 197.39 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$Jn := B \cdot \frac{x^3}{3} + n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - x \right)^2 \right]$ $Jn = 385481.07\,cm^4$ inercia fisurada

$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn} \cdot \left(d_2 - x \right)$ $\sigma sr = 76.76 \frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura 2 debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00038$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 10 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff := 0.109 m^2$

$$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2} \qquad s_m = 119.65\,mm$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2} \right)^2 \right] \qquad \varepsilon_{sm} = 0.00087$$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.18\,mm$

$w_{max} := 0.3mm$ Obertura de fisura máxima para un ambiente IIa

$Comprobacion_fisuración := if(w_{max} > w_k, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_fisuración = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/11/2009
Hora: 17:58:53

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

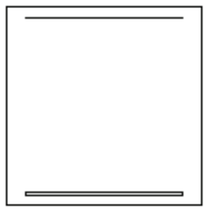
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILOTE_65_EQUI
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 0.51
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 11.3
ρ [·1.E-3]        = 14

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 1440.0
Vu2 [kN]   = 331.8
Vcu [kN]   = 137.3
Vsu [kN]   = 194.5
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 331.8
```

3.7.6. ENCEPADO MURO PERIMETRAL Y IZQUIERDO

3.7.6.1. ARMADO ENCEPADO

3.7.6.2. DIMENSIONADO ENCEPADO

3.7.6.3. PILOTE MURO PERIMETRAL Y IZQUIERDO

3.7.6.1. ARMADO ENCEPADO

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 07/08/2009
Hora: 10:41:51

Comprobación de secciones a flexión simple

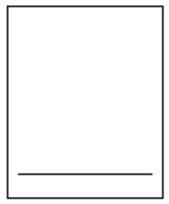
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

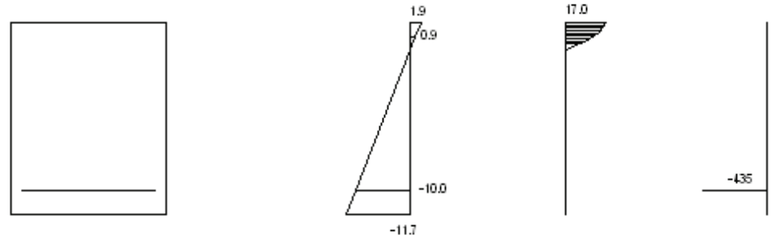
- Sección

```
Sección : BIGA_0.65
b  [m] = 0.65
h  [m] = 0.80
ri [m] = 0.100
rs [m] = 0.060
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 18.8
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 539.0
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.114
1/r  [1/m]·1.E-3  = 17.0
εs ·1.E-3         = 1.9
εi ·1.E-3         = -11.7
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.060	0.0	0.9	0.0
0.700	18.8	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 07/08/2009
Hora: 10:53:45

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

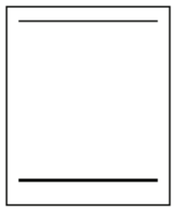
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : BIGA_0.65
b0  [m] = 0.65
h   [m] = 0.80
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.085
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 53.2
ρ [·1.E-3]        = 4

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 2730.0
Vu2 [kN]   = 1501.0
Vcu [kN]   = 159.8
Vsu [kN]   = 1341.2
```

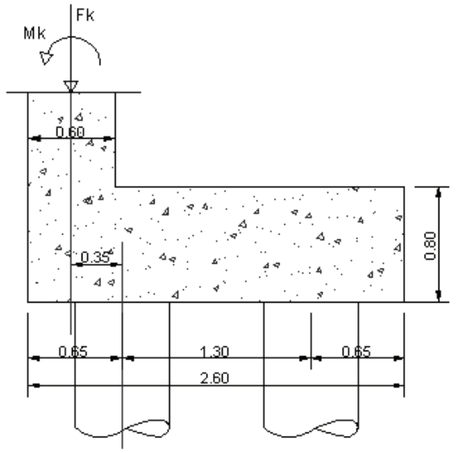
- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 1501.0
```

ARMADO ENCEPADO DE PILOTES CON MURO EXCENTRICO: muro perimetral dir y izquierdo.

Armado principal del encepado

Para dimensionar el armado principal de este tipo de encepado se hace una analogía con una viga biapoyada donde los pilotes representan los apoyos tal y como se muestra en la figura siguiente.



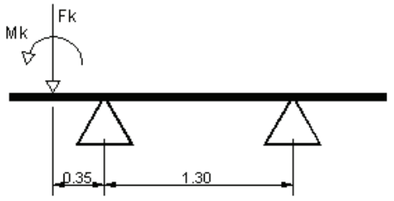
$Dp := 0.65m$ diametro pilote

separación **s** entre pilotes en el sentido longitudinal

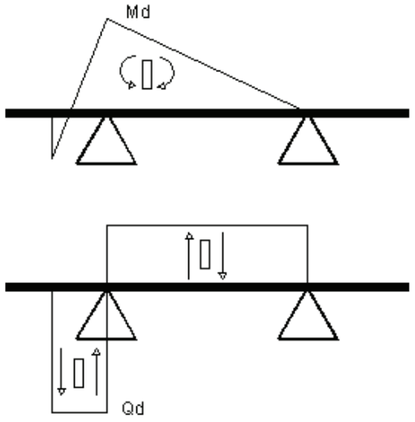
$s := 3 \cdot Dp$ $s = 2\ m$

$e := 0.35m$ brazo mecánico del axil

$h := 0.8m$ canto del encepado



Combinaciones a comprobar:



Axil máximo

$F_k := 461 \frac{kN}{m}$

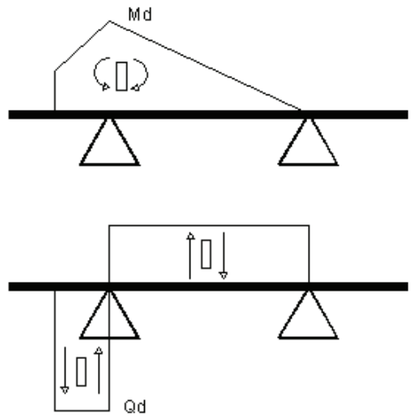
$M_k := 120kN \cdot \frac{m}{m}$

$Md := 1.4\left(F_k \cdot e - M_k\right) \cdot s$

$Md = 112.89\,kN \cdot m$

$Qd := 1.4 \cdot s \cdot F_k$

$Qd = 1258.53\,kN$



Màximo momento negativo

$F_k := 171 \frac{kN}{m}$

$M_k := -82kN \cdot \frac{m}{m}$

$Md := 1.4\left(F_k \cdot e - M_k\right) \cdot s$

$Md = 387.25\,kN \cdot m$

$Qd := 1.4 \cdot s \cdot F_k$

$Qd = 466.83\,kN$

Esfuerzos de dimensionamiento:

$Md = 387.25\,kN \cdot m$

$Qd := 1258.53 \cdot kN$

con estos esfuerzos se dimensiona el armado principal con el proptuario informático de la EHE considerando una sección de hormigón resistente de 0.8x0.65m

Armado secundario del encepado

Armado cara superior del encepado

Hormigón: HA-30

$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma c := 1.5$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma c}$ $f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

Acero: B-500S

$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma a := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma a}$ $f_{yd} = 435 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

$Ass := 0.04 \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} 1m$ $Ass = 1472\,mm^2$

$$Ass(d, n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$Ass(20mm, 5) = 1570.8\,mm^2$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara superior del encepado. Quantía mínima mecánica para una sección de canto h=0.8m

Armado cara inferior del encepado

$$A_{si} := \frac{2.8 \cdot h \cdot 1m}{2 \cdot 1000} \qquad A_{si} = 1120\,mm^2$$

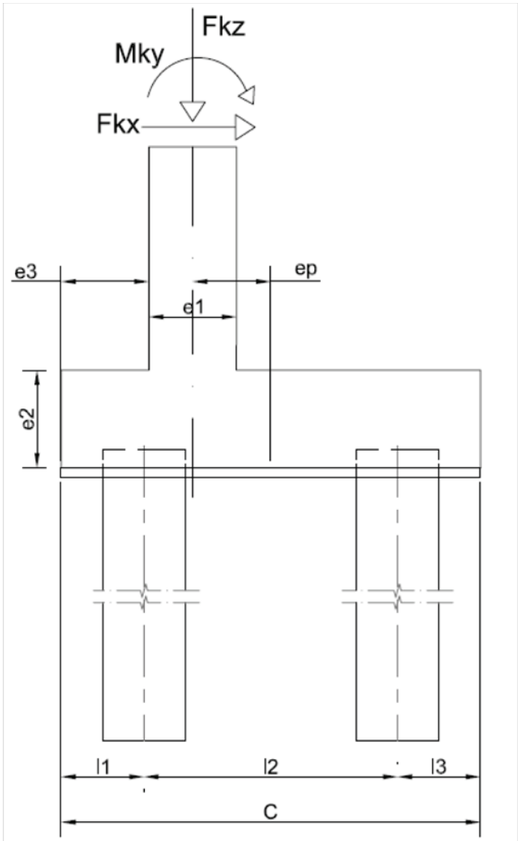
$$Asi(d,n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$$

$$Asi(16mm,6) = 1206.37\,mm^2$$

Armadura a colocar por metro lineal en la cara superior y lateral del encepado. Quantía mínima geometrica para una sección viga de canto h=0.8m

3.7.6.2. DIMENSIONADO ENCEPADO

Dimensionado encepado muro izquierdo dir Y: comprobación momento máximo negativo y máxima reacción horizontal



$F_{kx} := 162kN$

$F_{ky} := 0kN$

$F_{kz} := 171kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 292 combinación DPQF1F3**

$M_{ky} := -82kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 1.16m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 0m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.3m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.60\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25 \frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.08\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 52.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20 \frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 0.00\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^{\ 2} + F_{ky}^{\ 2}}$ $Rh_{tot} = 162.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 223.00\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = -280.36\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.65\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.65\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i \right)^2 \right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i \left(d_i \right)^2 \right]}$$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 157.95\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 637.97\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = -203.11\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 157.95\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento, separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if\left(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple"\right)$

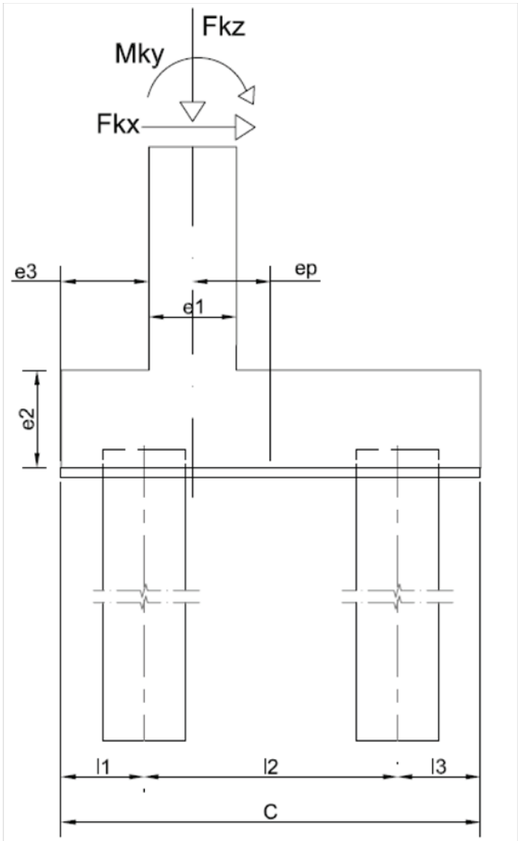
$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if\left(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

Dimensionado encepado muro izquierdo dir Y: comprobación momento máximo negativo y máxima reacción horizontal



$F_{kx} := 162kN$

$F_{ky} := 0kN$

$F_{kz} := 171kN$

Esfuerzos en la base del muro por metro lineal **Joint 292 combinación DPQF1F3**

$M_{ky} := -82kN \cdot m$

$Dp := 0.65m$ diametro pilote

$ep := 1.16m$

$e_1 := 0.60m$

$e_2 := 0.8m$

$e_3 := 0m$

$l_1 := Dp$

$l_2 := 1.3m$

$l_3 := Dp$

$c := \sum_r l_r$ $c = 2.60\ m$

$b := 1.00m$ profundidad considerada

$\gamma_h := 25 \frac{kN}{m^3}$ $V_c := b \cdot c \cdot e_2$ $V_c = 2.08\ m^3$ $P_c := \gamma_h \cdot V_c$ $P_c = 52.00\ kN$ peso encepado

$\gamma_{tierras} := 20 \frac{kN}{m^3}$ $h_{tierras} := 8.4m$

$P_t := e_3 \cdot \gamma_{tierras} \cdot h_{tierras} \cdot b$ $P_t = 0.00\ kN$ peso de la columna de tierras sobre el encepado

Esfuerzos en el centro del encepado sin mayorar.

$Rh_{tot} := \sqrt{F_{kx}^2 + F_{ky}^2}$ $Rh_{tot} = 162.00\ kN$ Cortante total

$Rv_{tot} := F_{kz} + P_c + P_t$ $Rv_{tot} = 223.00\ kN$ Carga vertical total

$M_{tot} := M_{ky} - F_{kz} \cdot ep - P_t \cdot \left(ep + \frac{e_1 + e_3}{2} \right)$ $M_{tot} = -280.36\ kN \cdot m$ Momento total

Distribución de pilotes

$np := \frac{1m}{3 \cdot Dp}$ $np = 0.51$ numero de pilote por linea por ml

$pl := np \cdot 2$ $pl = 1.03$ numero total pilotes en función de b

$d_1 := \frac{c}{2} - l_1$ $d_1 = 0.65\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

$d_2 := d_1$ $d_2 = 0.65\ m$ distancia entre cada fila de pilotes y el centro de la zapata

Fuerzas en pilotes para las acciones sin mayorar (ELS):

$$Cd := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{|M_{tot}| \cdot d_1}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]} \qquad Td := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{|M_{tot}| \cdot d_2}{np \cdot \left[\sum_i (d_i)^2 \right]}$$

$H_d := \frac{1}{pl} \cdot Rh_{tot}$ $H_d = 157.95\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

Acciones sobre los pilotes más solicitados

$Cd = 637.97\ kN$ compresión en el pilote más lejano, lado vuelco

$Td = -203.11\ kN$ compresión o tracción en el pilote más lejano lado opuesto al vuelco

$H_d = 157.95\ kN$ Fuerza horizontal en cada pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento, separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if(Q_h > Cd, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$ Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque. separación entre pilotes de 2Φ.

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if(Q_a < Td, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

3.7.6.3. PILOTE MURO PERIMETRAL Y IZQUIERDO

DISEÑO DEL PILOTE PARA ENCEPADO DE MURO

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$fck := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.65 \quad fcd := \frac{fck}{\gamma c} \quad fcd = 18.18 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

$E_h := 29000 \frac{N}{mm^2}$ módulo de elasticidad del hormigón

$\gamma_h := 24 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario hormigón pilotes

Acero: B-500S

$fyk := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15 \quad fyd := \frac{fyk}{\gamma a} \quad fyd = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Geometría y propiedades mecánicas del pilote

$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad A_p = 0.3318\ m^2$ Área del pilote

$P_p := \pi \cdot D \quad P_p = 2.04\ m$ Perímetro del pilote

$Ip := \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad Ip = 0.01\ m^4$ Inercia del pilote

Características del terreno

Se ha calculado la rigidez transversal de las diferentes capas de terreno para el estudio de los esfuerzos momento flector y cortante generado en los pilotes por fuerzas horizontales y momento flectores actuantes en cabeza.

Para el estudio del pilote bajo fuerzas horizontales se ha utilizado la solución semianalítica propuesta por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera", aquí indicada con GCOC, Apartado 5.13.2.

Estrato 1: Qr2

$l_1 := 6m$ espesor estrato 1

$\phi_1 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 1

$\gamma t_1 := 21 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 1

$c_1 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 1

$nh_1 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC.Arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por encima del nivel freático

$l_2 := 5m$ espesor estrato 2

$\phi_2 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 2

$\gamma t_2 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 2

$c_2 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 2

$nh_2 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por debajo del nivel freático

$l_3 := 3m$ espesor estrato 3

$\phi_3 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 3

$\gamma t_3 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 3

$c_3 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 3

$nh_3 := 3 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por debajo del nivel freático

Estrato 3: PQ

$l_4 := 2m$ — espesor estrato 4

$\phi_4 := 38deg$ — ángulo de rozamiento estrato 4

$\gamma t_4 := 22\frac{kN}{m^3}$ — peso unitario estrato 4

$c_4 := 10\cdot\frac{kN}{m^2}$ — cohesión estrato 4

$nh_4 := 6\frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ — Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena densa por debajo del nivel freático

$L_{tot} := \sum_i l_i$ $\quad L_{tot} = 16\ m$ — longitud total pilote

Determinación esfuerzo de flexión y cortante en el pilote

Para calcular el esfuerzo cortante máximo generado en el pilote por los esfuerzo de flexión, Mo, y corte, Ho, a nivel del terreno se utilizan los gráficos de la figura 5.17 del Apartado 5.13.2. de GCOC. Se calcularán, de manera independiente, los momentos flectores provocados por cada uno de los esfuerzos que actúan a nivel del terreno (Mo, Ho) y después se sumarán los diagramas correspondientes.

$Ck := 638kN$ — Máximo axil (positivo si de compresión)

$Tk := -203kN$ — Mínimo axil (negativo si de tracción)

$Hk_o := 158\cdot kN$ $\quad Hk_o = 158\ kN$ — Reacción horizontal total

$Hd_o := Hk_o\cdot 1.4$ $\quad Hd_o = 221.2\ kN$ — Reacción horizontal total mayorada

$nhp := \frac{\sum_i (l_i\cdot nh_i)}{L_{tot}}$ $\quad nhp = 4750\frac{kN}{m^3}$ — Coeficiente ponderado del terreno

$T := \left(\frac{E_h\cdot Ip}{nhp}\right)^{\frac{1}{5}}$ $\quad T = 2.22\ m$ — Longitud elástica del pilote

La longitud del pilote debe ser > $2.5\cdot T = 5.54\ m$

$Comprobación_longitud_ponderada := if(L_{tot} > 2.5T, "cumple", "no cumple")$

$Comprobación_longitud_ponderada = "cumple"$

$Zo := \begin{cases} \left(0.25 + 0.80\cdot\ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right)\cdot T & \text{if } \left[\left(0.25 + 0.80\cdot\ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right)\cdot T\right] \le 1.3\cdot T \\ 1.3\cdot T & \text{otherwise} \end{cases}$ $\quad Zo = 2.88\ m$

$Md_{max} := 0.64\cdot Hd_o\cdot Zo$ $\quad Md_{max} = 407.92\ kN\cdot m$

$Hd_{max} := Hd_o$ $\quad Hd_{max} = 221.2\ kN$

$Cd := Ck\cdot 1.4$ $\quad Cd = 893.2\ kN$

$Td := Tk\cdot 1.4$ $\quad Td = -284.2\ kN$

Con estos esfuerzos se comprueba el armado del pilote según la EHE

Sección estructural resistente del pilote según la EHE

Según la EHE la comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte. Para el dimensionamiento de los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se utilizará un diámetro de cálculo $D_{calculo}$ que ha de cumplir las siguientes condiciones:

$D_{calculo} := 0.95\cdot D$ $\quad D_{calculo} = 0.62\ m$ — Diámetro de cálculo para la comprobación de los esfuerzos axil y de momento flector

Para la comprobación a cortante se utilizará una sección rectangular ficticia con la siguientes dimensiones :

$rc := 8.25cm$ — Recubrimiento mecánico

$d := \frac{D}{2} + \frac{2}{\pi}\cdot\left(\frac{D}{2} - rc\right)$ $\quad d = 0.48\ m$ — Canto útil de la sección rectangular ficticia

$b := 2\cdot\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{D}{2} - \frac{d}{4}\right)^2}$ $\quad b = 0.5\ m$ — Ancho sección rectangular ficticia

$Comp_D_{calculo} := if(D_{calculo} \ge D - 50mm \wedge D_{calculo} \le D - 20mm, "Cumple", "determinar D.calculo")$

$Comp_D_{calculo} = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 17:23:19

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

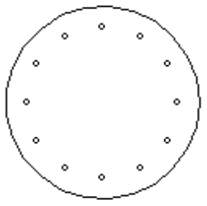
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

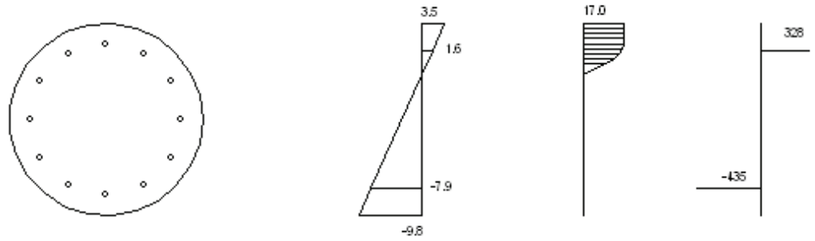
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 12



2 Comprobación

ϕ [mm] = 25
Nd [kN] = -284
Md [kN·m] = 408

Nu [kN] = -325.9
Mu [kN·m] = 468.2
γ = 1.15



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.164
1/r [1/m]·1.E-3 = 21.4
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -9.8

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	1.6	-328.2
0.533	-7.9	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 17:25:28

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

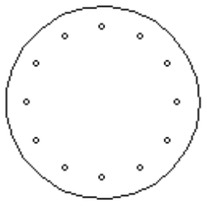
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

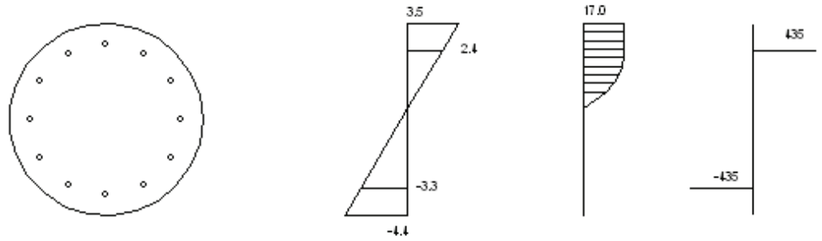
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 12



2 Comprobación

ϕ [mm] = 25
Nd [kN] = 893
Md [kN·m] = 408

Nu [kN] = 1409.6
Mu [kN·m] = 644.0
γ = 1.58



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.276
1/r [1/m]·1.E-3 = 12.7
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -4.4

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.4	-434.8
0.533	-3.3	434.8

Comprobación fisuración a flexocompresión sección rectangular equivalente pilote

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.24$ factor de equivalencia hormigón acero

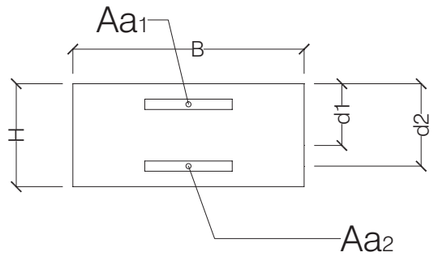
Geometría de la sección

$H := 51 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$

$c := 3 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 3 \cdot cm$

$d_2 := 48 \cdot cm$



$Aa_1 = 29.45\,cm^2$ 6Φ25 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 29.45\,cm^2$ 6Φ25 armadura lado traccionado

Cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := H \cdot B + (n - 1) \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2917.65\,cm^2$ Área homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[H \cdot B \cdot \frac{H}{2} + (n - 1) \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 25.5\,cm$ distancia entre el baricentro de la sec. ideal y el canto superior

$J_{id} := B \cdot \frac{H^3}{12} + B \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - h_{id} \right)^2 + (n - 1) \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - h_{id} \right)^2 \right]$

$J_{id} = 738834.09\,cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{H - h_{id}}$ $W_{id} = 28973.89\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

Acciones de cálculo

$Nsd = 203 \cdot kN$ ("-" compresión) $Msd = 291 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}} \right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 63.76\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

$e1 = \frac{Msd}{Nsd}$ $e1 = 143.35\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$e_s = e1 - \frac{H}{2}$ $e_s = 117.85\,cm$ distancia entre el borde de la sección de hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$Sa(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot B \, dy$

$Ja(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \cdot d_i \right]$ $Jc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot y \cdot B \, dy$

$e1 + \frac{H}{2} = Ja(x) + Jc(x)$ $x = 12.1\,cm$ distancia entre el eje neutro y el canto superior

$\sigma cmax := \frac{Nsd}{Sa(x) + Sc(x)} \cdot x$ $\sigma cmax = -11.96 \frac{N}{mm^2}$ tensión max de compresión en el hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{x - d_i}{x}$ $\sigma s_1 = -65.11 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 256.85 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$Jn := B \cdot \frac{x^3}{3} + n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - x \right)^2 \right]$ $Jn = 322056.16\,cm^4$ inercia fisurada

$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn} \cdot \left(d_2 - x \right)$ $\sigma sr = 51.47 \frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura 2 debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00049$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 12.5 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff := 0.109 m^2$

$$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2} \qquad s_m = 131.26\,mm$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2} \right)^2 \right] \qquad \varepsilon_{sm} = 0.0012$$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.27\,mm$

$w_{max} := 0.3mm$ Obertura de fisura máxima para un ambiente IIa

$Comprobacion_fisuración := if(w_{max} > w_k, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_fisuración = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/11/2009
Hora: 17:46:35

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

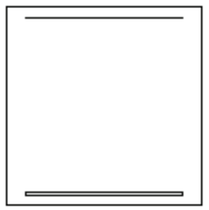
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILOTE_65_EQUI
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 0.51
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 7.9
ρ [·1.E-3]        = 12

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
Vu1 [kN]   = 1440.0
Vu2 [kN]   = 265.5
Vcu [kN]   = 130.4
Vsu [kN]   = 135.1
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 265.5
```

3.7.7. ENCEPADO PILARES

3.7.7.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

3.7.7.2. PILOTE ENCEPADO PILARES

3.7.7.1. DIMENSIONADO ENCEPADO

CÁLCULO TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS ENCEPADO 2 PILOTES PILARES DE BORDE: comprobación axil máximo

$a_1 := 1.3m$

$b_1 := 2.6m$

Dimensiones en planta del encepado

$d := 0.8m$

Canto del encepado

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $\gamma_t := 20\frac{kN}{m^3}$

Peso específico del hormigón y el terreno

$PP_e := a_1 \cdot b_1 \cdot d \cdot \gamma_h$ $PP_e = 67.6\,kN$

Peso propio del encepado

$pl := 2$

número de pilotes

$e_2 := 0 \cdot m$

excentricidad del pilar en la dirección 2

$e_3 := 0 \cdot m$

excentricidad del pilar en la dirección 3

$N := 1783kN$

$M_2 := 142kN \cdot m$

$M_3 := 0kN \cdot m$

$F_2 := 0kN$

$F_3 := 105kN$

Reacciones características sobre el encepado
Joint 98 DPQF1F2F3

$Rv_{tot} := N + PP_e$

Resultantes características sobre el encepado

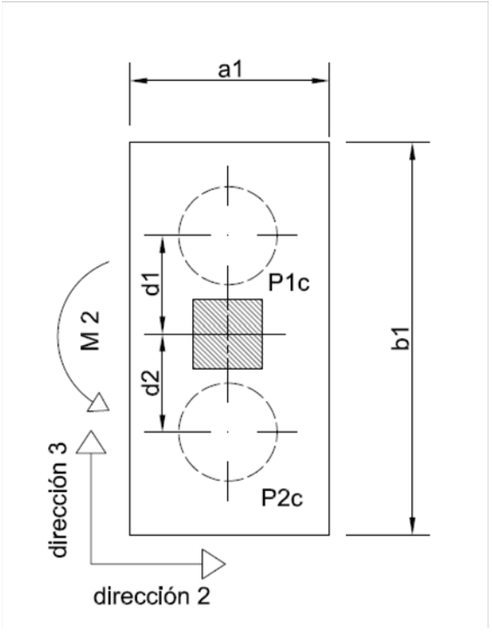
$M_{2tot} := M_2 + N \cdot e_3$

$M_{3tot} := M_3 + N \cdot e_2$

Distancia de cada alineación de pilotes al centro del encepado ver figura

$d_1 := 0.65m$

$d_2 := 0.65m$



Distribución de los esfuerzos a los pilotes

Bajo la hipótesis de encepado infinítamente rígido y pilotes articulados en cabeza

$$P1c := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{M_{2tot} \cdot d_1}{\frac{pl}{2} \cdot \left(d_1^{\,2} + d_2^{\,2}\right)}$$

$$P2c := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{M_{2tot} \cdot d_2}{\frac{pl}{2} \cdot \left(d_1^{\,2} + d_2^{\,2}\right)}$$

$H_{2c} := \frac{1}{pl} \cdot F_2$ $H_{3c} := \frac{1}{pl} \cdot F_3$

La fuerza horizontal se reparte por el número de pilotes al menospreciar el momento torsor T= 0kNm

Reacciones características sobre los pilotes

$P1c = 816.07\,kN$ $P2c = 1034.53\,kN$

$H_{2c} = 0\,kN$ $H_{3c} = 52.5\,kN$

Comprobación a hundimiento y arranque del pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$

Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento. distancia entre pilotes=2Φ

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if\left(Q_h > \max(P1c, P2c), "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$

Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque.distancia entre pilotes= 2Φ

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if\left(Q_a < \min(P1c, P2c), "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

CÁLCULO TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS A LOS PILOTES. ENCEPADO 2 PILOTES
PILAR INTERIOR: comprobación axil máximo

$a_1 := 1.3m$

$b_1 := 2.6m$

Dimensiones en planta del encepado

$d := 0.8m$

Canto del encepado

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $\gamma_t := 20\frac{kN}{m^3}$

Peso específico del hormigón y el terreno

$PP_e := a_1 \cdot b_1 \cdot d \cdot \gamma_h$ $PP_e = 67.6\,kN$

Peso propio del encepado

$pl := 2$

número de pilotes

$e_2 := 0 \cdot m$

excentricidad del pilar en la dirección 2

$e_3 := 0 \cdot m$

excentricidad del pilar en la dirección 3

$N := 2270kN$

$M_2 := 14kN \cdot m$

$M_3 := 0kN \cdot m$

$F_2 := 0kN$

$F_3 := 8kN$

Reacciones características sobre el encepado
Joint 137 DPQF1F2F3

$Rv_{tot} := N + PP_e$

$M_{2tot} := M_2 + N \cdot e_3$

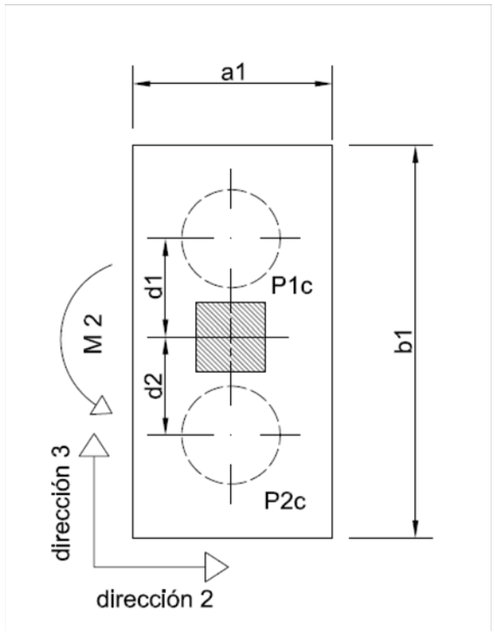
$M_{3tot} := M_3 + N \cdot e_2$

Resultantes características sobre el encepado

Distancia de cada alineación de pilotes al centro del encepado ver figura

$d_1 := 0.65m$

$d_2 := 0.65m$



Distribución de los esfuerzos a los pilotes

Bajo la hipótesis de encepado infinítamente rígido y pilotes articulados en cabeza

$$P1c := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{M_{2tot} \cdot d_1}{\frac{pl}{2} \cdot \left(d_1^{\,2} + d_2^{\,2}\right)}$$

$$P2c := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{M_{2tot} \cdot d_2}{\frac{pl}{2} \cdot \left(d_1^{\,2} + d_2^{\,2}\right)}$$

$H_{2c} := \frac{1}{pl} \cdot F_2$ $H_{3c} := \frac{1}{pl} \cdot F_3$

La fuerza horizontal se reparte por el número de pilotes al menospreciar el momento torsor T= 0kNm

Reacciones características sobre los pilotes

$P1c = 1158.03\,kN$ $P2c = 1179.57\,kN$

$H_{2c} = 0\,kN$ $H_{3c} = 4\,kN$

Comprobación a hundimiento y arranque del pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$

Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento. distancia entre pilotes=2Φ

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if\left(Q_h > \max(P1c, P2c), "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$

Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque.distancia entre pilotes=2Φ

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if\left(Q_a < \min(P1c, P2c), "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

CÁLCULO TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS A LOS PILOTES. ENCEPADO 2 PILOTES
PILAR DE BORDE: comprobación máxima reacción horizonal

$a_1 := 1.3m$

$b_1 := 2.6m$

Dimensiones en planta del encepado

$d := 0.8m$

Canto del encepado

$\gamma_h := 25\frac{kN}{m^3}$ $\gamma_t := 20\frac{kN}{m^3}$

Peso específico del hormigón y el terreno

$PP_e := a_1 \cdot b_1 \cdot d \cdot \gamma_h$ $PP_e = 67.6\,kN$

Peso propio del encepado

$pl := 2$

número de pilotes

$e_2 := 0 \cdot m$

excentricidad del pilar en la dirección 2

$e_3 := 0 \cdot m$

excentricidad del pilar en la dirección 3

$N := 1520kN$

$M_2 := 201kN \cdot m$

$M_3 := 0kN \cdot m$

$F_2 := 0kN$

$F_3 := 105kN$

Reacciones características sobre el encepado
Joint 14 DPQF1F2F3

$Rv_{tot} := N + PP_e$

$M_{2tot} := M_2 + N \cdot e_3$

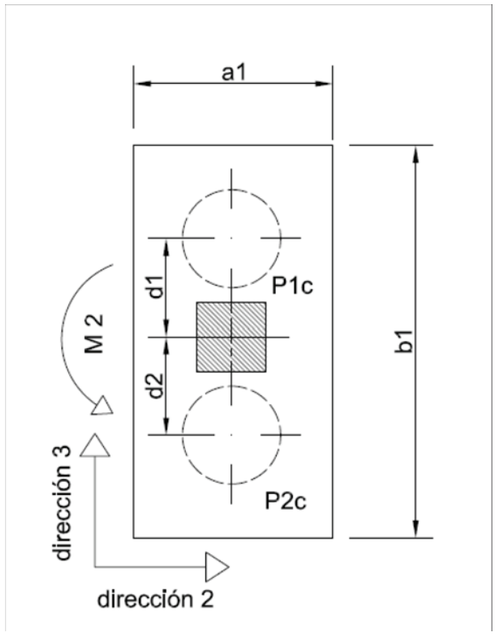
$M_{3tot} := M_3 + N \cdot e_2$

Resultantes características sobre el encepado

Distancia de cada alineación de pilotes al centro del encepado ver figura

$d_1 := 0.65m$

$d_2 := 0.65m$



Distribución de los esfuerzos a los pilotes

Bajo la hipótesis de encepado infinítamente rígido y pilotes articulados en cabeza

$$P1c := \frac{Rv_{tot}}{pl} - \frac{M_{2tot} \cdot d_1}{\frac{pl}{2} \cdot \left(d_1^{\,2} + d_2^{\,2}\right)}$$

$$P2c := \frac{Rv_{tot}}{pl} + \frac{M_{2tot} \cdot d_2}{\frac{pl}{2} \cdot \left(d_1^{\,2} + d_2^{\,2}\right)}$$

$H_{2c} := \frac{1}{pl} \cdot F_2$ $H_{3c} := \frac{1}{pl} \cdot F_3$

La fuerza horizontal se reparte por el número de pilotes al menospreciar el momento torsor T= 0kNm

Reacciones características sobre los pilotes

$P1c = 639.18\,kN$ $P2c = 948.42\,kN$

$H_{2c} = 0\,kN$ $H_{3c} = 52.5\,kN$

Comprobación a hundimiento y arranque del pilote

$Q_h := 1268 \cdot kN$

Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su hundimiento. distancia entre pilotes = 2Φ

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 := if\left(Q_h > \max(P1c, P2c), "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_hundimiento_hipótesis1 = "Cumple"$

$Q_a := -468 \cdot kN$

Carga que aplicada a la cabeza del pilote produce su arranque.distancia entre pilotes = 2Φ

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 := if\left(Q_a < \min(P1c, P2c), "Cumple", "No_Cumple"\right)$

$Comprobacion_arranque_hipótesis2 = "Cumple"$

ARMADO ENCEPADO DE 2 PILOTES SEGÚN EHE-08

Art.58.4.1.2.1. Encepados sobre dos pilotes

En el caso del encepado de dos pilotes, la armadura principal necesaria para resisitir la tracción Td vendrà dada por la ***expresión 1***

$N_d := 1775 \cdot kN$ Axil de cálculo del pilote más cargado (carga de hundimiento del pilote mayorada)

$d := 0.73m$ Canto útil.-distancia entre la cara superior del encepado y las barras de la armadura inferior

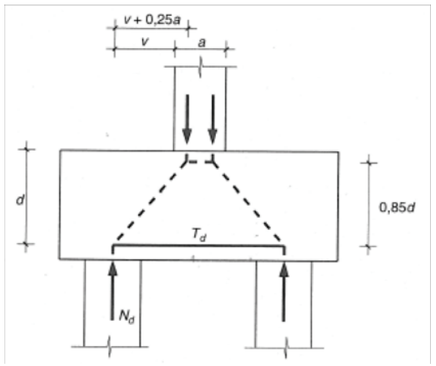
$h := 0.8 \cdot m$ Canto del encepado

$a := 0.5m$ anchura del pilar

$v := 0.4m$ Vuelo distancia del eje de pilote a la cara del fuste del muro

$a := 1.3m$

$b := 2.6m$ dimensiones del encepado



esquema indicativo del encepado de 2 pilotes

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.5$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma c}$ $f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

Acero: B-500S

$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma a}$ $f_{yd} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Armado principal del encepado

$T_d := \frac{N_d}{0.85d} \cdot (v + 0.25 \cdot a)$ ***Expresión 1***

$T_d = 2073.93\ kN$

$A_s := \frac{T_d}{f_{yd1}}$ con $f_{yd1} := 400 \frac{N}{mm^2}$

$A_s = 5184.83\ mm^2$ Armadura principal a colocar en la cara inferior del encepado

$As(d, n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$

$As(25mm, 11) = 5399.63\ mm^2$ Diametro y numero de barras a colocar como armadura principal

Armado secundario del encepado

$A_{ls} := \frac{A_s}{10}$ $A_{ls} = 518.48\ mm^2$ Armadura longitudinal a colocar en la cara superior del encepado

$Als(d, n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$

$Als(16mm, 4) = 804.25\ mm^2$ Diametro y Numero de barras a colocar en la cara superior del encepado como armadura longitudinal secundaria

$Avs := 0.004 \cdot a \cdot b$ $Avs = 13520\ mm^2$ Armadura vertical secundaria a colocar en forma de cercos

$Avs(d, n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow 2n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$

$Avs(20mm, 25) = 15708\ mm^2$ Diametro y Numero de cercos verticales a colocar

$Ahs := 0.004 \cdot \frac{h}{2} \cdot b$ $Ahs = 4160\ mm^2$ Armadura horizontal secundaria a colocar en forma de cercos

$Ahs(d, n) := \left| \begin{array}{l} A_1 \leftarrow 3.1416 \cdot \frac{d^2}{4} \\ A_s \leftarrow 2n \cdot A_1 \\ A_s \end{array} \right.$

$Ahs(20mm, 7) = 4398.24\ mm^2$ Diametro y Numero de cercos horizontales a colocar

3.7.7.2. PILOTE ENCEPADO PILARES

DISEÑO DEL PILOTE PARA ENCEPADO DE MURO

Características de los materiales

Hormigón: HA-30

$fck := 30 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma c := 1.65 \quad fcd := \frac{fck}{\gamma c} \quad fcd = 18.18 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo hormigón

$E_h := 29000 \frac{N}{mm^2}$ módulo de elasticidad del hormigón

$\gamma_h := 24 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario hormigón pilotes

Acero: B-500S

$fyk := 500 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma a := 1.15 \quad fyd := \frac{fyk}{\gamma a} \quad fyd = 434.78 \frac{N}{mm^2}$ resistencia de cálculo del acero

Geometría y propiedades mecánicas del pilote

$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad A_p = 0.3318\ m^2$ Área del pilote

$P_p := \pi \cdot D \quad P_p = 2.04\ m$ Perímetro del pilote

$Ip := \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad Ip = 0.01\ m^4$ Inercia del pilote

Características del terreno

Se ha calculado la rigidez transversal de las diferentes capas de terreno para el estudio de los esfuerzos momento flector y cortante generado en los pilotes por fuerzas horizontales y momento flectores actuantes en cabeza.

Para el estudio del pilote bajo fuerzas horizontales se ha utilizado la solución semianalítica propuesta por la "Guía de cimentaciones en obras de carretera", aquí indicada con GCOC, Apartado 5.13.2.

Estrato 1: Qr2

$l_1 := 6m$ espesor estrato 1

$\phi_1 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 1

$\gamma t_1 := 21 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 1

$c_1 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 1

$nh_1 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC.Arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por encima del nivel freático

$l_2 := 5m$ espesor estrato 2

$\phi_2 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 2

$\gamma t_2 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 2

$c_2 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 2

$nh_2 := 5 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por encima del nivel freático

Estrato 2: Qc por debajo del nivel freático

$l_3 := 3m$ espesor estrato 3

$\phi_3 := 32.5deg$ ángulo de rozamiento estrato 3

$\gamma t_3 := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ peso unitario estrato 3

$c_3 := 5 \cdot \frac{kN}{m^2}$ cohesión estrato 3

$nh_3 := 3 \frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena media por debajo del nivel freático

Estrato 3: PQ

$l_4 := 2m$ — espesor estrato 4

$\phi_4 := 38deg$ — ángulo de rozamiento estrato 4

$\gamma t_4 := 22\frac{kN}{m^3}$ — peso unitario estrato 4

$c_4 := 10\cdot\frac{kN}{m^2}$ — cohesión estrato 4

$nh_4 := 6\frac{\frac{N}{mm^2}}{m}$ — Tabla 5.4. Apartado *5.13.1.2. Rigidez transversal* de la citada GCOC arena densa por debajo del nivel freático

$L_{tot} := \sum_i l_i$ $\quad L_{tot} = 16\ m$ — longitud total pilote

Determinación esfuerzo de flexión y cortante en el pilote

Para calcular el esfuerzo cortante máximo generado en el pilote por los esfuerzo de flexión, Mo, y corte, Ho, a nivel del terreno se utilizan los gráficos de la figura 5.17 del Apartado 5.13.2. de GCOC. Se calcularán, de manera independiente, los momentos flectores provocados por cada uno de los esfuerzos que actúan a nivel del terreno (Mo, Ho) y después se sumarán los diagramas correspondientes.

$Ck := 948kN$ — Máximo axil (positivo si de compresión)

$Tk := 640kN$ — Mínimo axil (negativo si de tracción)

$Hk_o := 53\cdot kN$ $\quad Hk_o = 53\ kN$ — Reacción horizontal total

$Hd_o := Hk_o\cdot 1.4$ $\quad Hd_o = 74.2\ kN$ — Reacción horizontal total mayorada

$nhp := \frac{\sum_i (l_i\cdot nh_i)}{L_{tot}}$ $\quad nhp = 4750\frac{kN}{m^3}$ — Coeficiente ponderado del terreno

$T := \left(\frac{E_h\cdot Ip}{nhp}\right)^{\frac{1}{5}}$ $\quad T = 2.22\ m$ — Longitud elástica del pilote

La longitud del pilote debe ser > $2.5\cdot T = 5.54\ m$

$Comprobación_longitud_ponderada := if(L_{tot} > 2.5T, "cumple", "no cumple")$

$Comprobación_longitud_ponderada = "cumple"$

$$Zo := \begin{cases} \left(0.25 + 0.80\cdot\ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right)\cdot T & \text{if } \left[\left(0.25 + 0.80\cdot\ln\left(\frac{L_{tot}}{T}\right)\right)\cdot T\right] \le 1.3\cdot T \\ 1.3\cdot T & \text{otherwise} \end{cases} \qquad Zo = 2.88\ m$$

$Md_{max} := 0.64\cdot Hd_o\cdot Zo$ $\quad Md_{max} = 136.83\ kN\cdot m$

$Hd_{max} := Hd_o$ $\quad Hd_{max} = 74.2\ kN$

$Cd := Ck\cdot 1.4$ $\quad Cd = 1327.2\ kN$

$Td := Tk\cdot 1.4$ $\quad Td = 896\ kN$

Con estos esfuerzos se comprueba el armado del pilote según la EHE

Sección estructural resistente del pilote según la EHE

Según la EHE la comprobación de un pilote es análoga a la de un soporte. Para el dimensionamiento de los pilotes hormigonados in situ, sin camisa de chapa, se utilizará un diámetro de cálculo $D_{calculo}$ que ha de cumplir las siguientes condiciones:

$D_{calculo} := 0.95\cdot D$ $\quad D_{calculo} = 0.62\ m$ — Diámetro de cálculo para la comprobación de los esfuerzos axil y de momento flector

Para la comprobación a cortante se utilizará una sección rectangular ficticia con la siguientes dimensiones :

$rc := 8.25cm$ — Recubrimiento mecánico

$d := \frac{D}{2} + \frac{2}{\pi}\cdot\left(\frac{D}{2} - rc\right)$ $\quad d = 0.48\ m$ — Canto útil de la sección rectangular ficticia

$b := 2\cdot\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{D}{2} - \frac{d}{4}\right)^2}$ $\quad b = 0.5\ m$ — Ancho sección rectangular ficticia

$Comp_D_{calculo} := if(D_{calculo} \ge D - 50mm \wedge D_{calculo} \le D - 20mm, "Cumple", "determinar D.calculo")$

$Comp_D_{calculo} = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:38:30

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

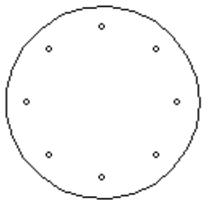
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

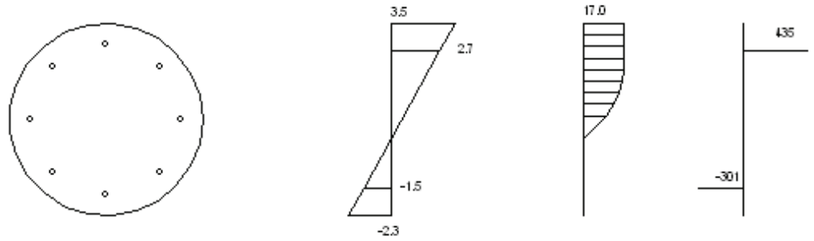
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 8



2 Comprobación

ϕ [mm] = 16
Nd [kN] = 896
Md [kN·m] = 137

Nu [kN] = 2619.3
Mu [kN·m] = 400.5
γ = 2.92



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.373
1/r [1/m]·1.E-3 = 9.4
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -2.3

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.7	-434.8
0.533	-1.5	300.9

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: SECCIONES HA
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:39:48

Cálculo de secciones a flexión compuesta recta

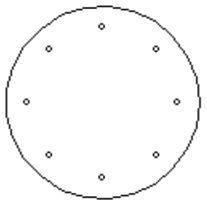
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

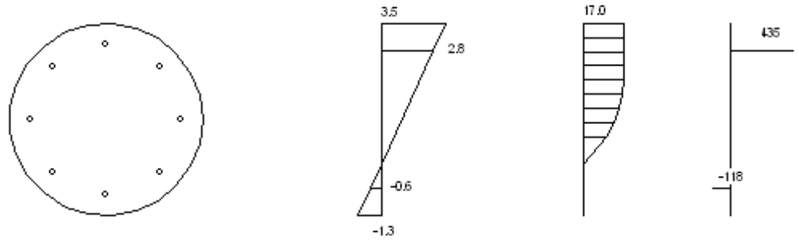
Sección : PILOTE_65
ϕ [m] = 0.62
r [m] = 0.067
n° barras = 8



2 Comprobación

ϕ [mm] = 16
Nd [kN] = 1327
Md [kN·m] = 137

Nu [kN] = 3454.1
Mu [kN·m] = 356.3
γ = 2.60



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.456
1/r [1/m]·1.E-3 = 7.7
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -1.3

Deformación y tensión de armaduras superior e inferior

Profundidad [m]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.087	2.8	-434.8
0.533	-0.6	118.4

Comprobación fisuración a flexocompresión sección rectangular equivalente pilote

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^{2}}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.24$ factor de equivalencia hormigón acero

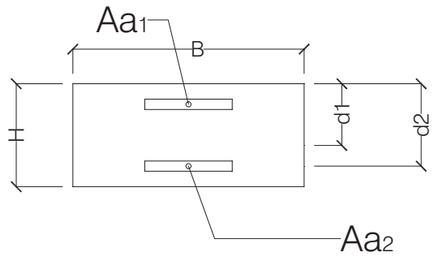
Geometría de la sección

$H := 51 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$

$c := 3 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 3 \cdot cm$

$d_2 := 48 \cdot cm$



$Aa_1 = 8.04\,cm^2$ 4Φ16 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 8.04\,cm^2$ 4Φ16 armadura lado traccionado

Cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := H \cdot B + (n - 1) \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2650.39\,cm^2$ Área homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[H \cdot B \cdot \frac{H}{2} + (n - 1) \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 25.5\,cm$ distancia entre el baricentro de la sec. ideal y el canto superior

$J_{id} := B \cdot \frac{H^3}{12} + B \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - h_{id} \right)^2 + (n - 1) \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - h_{id} \right)^2 \right]$

$J_{id} = 603536.1\,cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{H - h_{id}}$ $W_{id} = 23668.08\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

Acciones de cálculo

$Nsd = -640 \cdot kN$ ("-" compresión) $Msd = 98 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}} \right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 125.71\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

$e1 = \frac{Msd}{Nsd}$ $e1 = -15.31\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$e_s = e1 - \frac{H}{2}$ $e_s = -40.81\,cm$ distancia entre el borde de la sección de hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$Sa(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot B\,dy$

$Ja(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \cdot d_i \right]$ $Jc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot y \cdot B\,dy$

$e1 + \frac{H}{2} = Ja(x) + Jc(x)$ $x = 34.77\,cm$ distancia entre el eje neutro y el canto superior

$\sigma cmax := \frac{Nsd}{Sa(x) + Sc(x)} \cdot x$ $\sigma cmax = -7.11 \frac{N}{mm^2}$ tensión max de compresión en el hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{x - d_i}{x}$ $\sigma s_1 = -47.03 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 19.58 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$Jn := B \cdot \frac{x^3}{3} + n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - x \right)^2 \right]$ $Jn = 769757.24\,cm^4$ inercia fisurada

$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn} \cdot \left(d_2 - x \right)$ $\sigma sr = 15.64 \frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura 2 debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 3.7293 \times 10^{-5}$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s_w := 18.5 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff = 0.08\ m^2$

$$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2} \qquad s_m = 171.6\ mm$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2} \right)^2 \right] \qquad \varepsilon_{sm} = 0.00006$$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.02\ mm$

$w_{max} := 0.3mm$ Obertura de fisura máxima para un ambiente IIa

$Comprobacion_fisuración := if(w_{max} > w_k, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_fisuración = "Cumple"$

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817_AVE Sagrera: subestación electrica
Fecha: 10/11/2009
Hora: 18:37:31

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

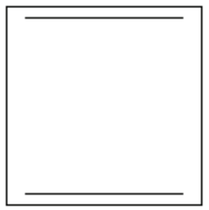
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILOTE_65_EQUI
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 0.51
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.2
ϕ [mm]            = 8
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 5.0
ρ [·1.E-3]        = 3

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
Vu1 [kN]   = 1440.0
Vu2 [kN]   = 168.6
Vcu [kN]   = 82.1
Vsu [kN]   = 86.5
```

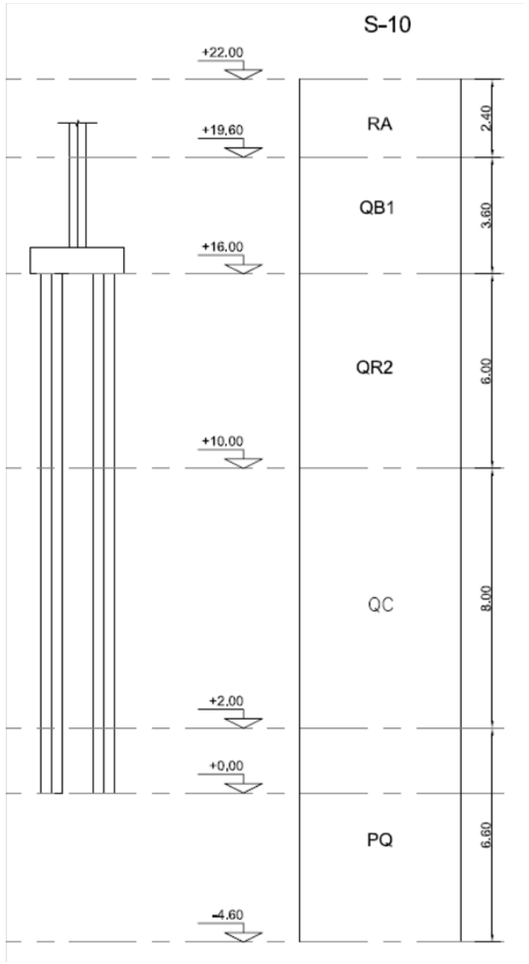
- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 168.6
```

3.7.8. COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO

CALCULO DE LA RESISTENCIA A HUNDIMIENTO PILOTES CON SONDEO S-10 (proyecto original)

Pilote de diametro 0.65 y longitud 16m cota +16.00 hasta +0.00



$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4}$ Área del pilote

$A_p = 0.3318m^2$

$P_p := \pi \cdot D$ Perímetro del pilote

$P_p = 2.04m$

$lc_1 := 6m$ longitud clava pantalla en Qr2

$lc_2 := 8m$ longitud clava en Qc

$lc_3 := 2m$ longitud de clava en PQ

$qfpd_1 := 17.2\frac{kN}{m^2}$ resistencia por fuste en Qr2*

$qfpd_2 := 25.3\frac{kN}{m^2}$ resistencia por fuste en Qc*

$qfpd_3 := 40\frac{kN}{m^2}$ resistencia por fuste en PQ*

$qpp_2 := 1171\frac{kN}{m^2}$ resistencia por punta en Qc*

$qpp_3 := 3704\frac{kN}{m^2}$ resistencia por punta en PQ*

* Valores de proyecto original

Valor resistencia por fuste del pilote:

$Rf := P_p \cdot \sum_i \left(qfpd_i \cdot lc_i\right)$ $Rf = 787.41kN$ resistencia por fuste del pilote

Valor resistencia por punta del pilote:

$lp := 6 \cdot D$ $lp = 3.9m$ longitud teorica zona pasiva

$lp_{Qc} := lp - lc_3$ $lp_{Qc} = 1.9\ m$ longitud de Qc en zona pasiva de punta

$Rp := A_p \cdot \left(\frac{qpp_2 \cdot lp_{Qc} + qpp_3 \cdot lc_3}{lp} + qpp_3 \right) \Big/ 2$ $Rp = 1024.36\ kN$ resistencia por punta del pilote mediada entre zona activa y zona pasiva

Valor resistencia a hundimiento del pilote:

$R_h := Rf + Rp$ $R_h = 1.812 \times 10^3\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote

Valor resistencia a arranque del pilote:

$R_A := Rf \cdot 0.7$ $R_A = 551.186\ kN$ resistencia a arranque del pilote

Valor del tope estructural

$TOPE := 4.5\frac{N}{mm^2} \cdot A_p$ $TOPE = 1493.238\ kN$

Efecto grupo según la CTE 5.3.4 Carga de hundimiento

$\eta_1 := 1$ $R_{h1} := \eta_1 \cdot R_h$ $R_{h1} = 1.812 \times 10^3\ kN$

$R_{H1} := \min\left(TOPE, R_{h1}\right)$ $R_{H1} = 1.493 \times 10^3\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote individual en grupo dist=3ϕ

$\eta_2 := 0.85$ $R_{h2} := \eta_2 \cdot R_h$ $R_{h2} = 1.54 \times 10^3\ kN$

$R_{H2} := \min\left(TOPE, R_{h2}\right)$ $R_{H2} = 1.493 \times 10^3\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote individual en grupo dist=2.5ϕ

$\eta_3 := 0.7$ $R_{h3} := \eta_3 \cdot R_h$ $R_{h3} = 1.268 \times 10^3\ kN$

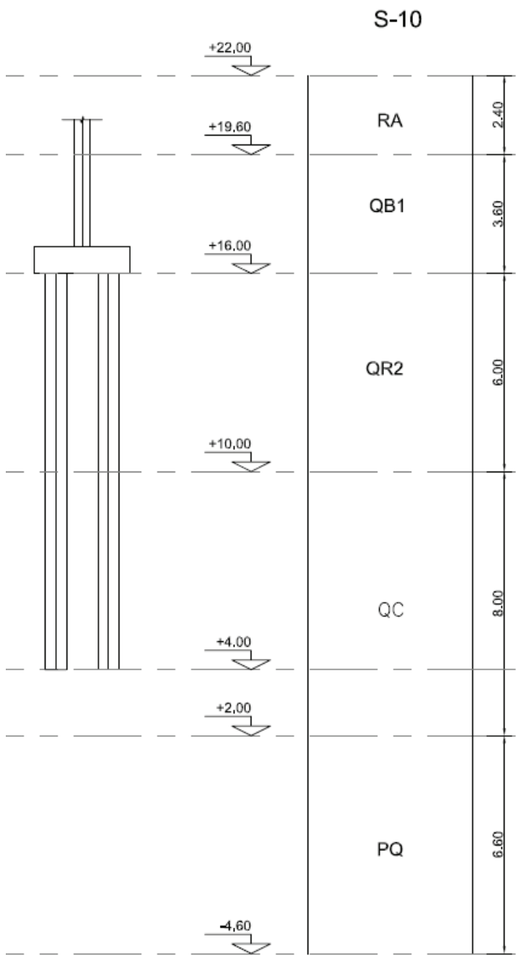
$R_{H3} := \min\left(TOPE, R_{h3}\right)$ $R_{H3} = 1.268 \times 10^3\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote individual en grupo dist=2ϕ

$\eta_1 := 1$ $R_{A1} := \eta_1 \cdot R_A$ $R_{A1} = 551.186\ kN$ resistencia a arranque del pilote individual en grupo dist=3ϕ

$\eta_2 := 0.85$ $R_{A2} := \eta_2 \cdot R_A$ $R_{A2} = 468.508\ kN$ resistencia a arranque del pilote individual en grupo dist=2.5ϕ

$\eta_3 := 0.7$ $R_{A3} := \eta_3 \cdot R_A$ $R_{A3} = 385.83\ kN$ resistencia a arranque del pilote individual en grupo dist=2ϕ

Pilote de diametro 0.65 y longitud 12m cota +16.00 hasta +4.00



$D := 0.65m$ diámetro del pilote

$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4}$ Área del pilote

$A_p = 0.3318\ m^2$

$P_p := \pi \cdot D$ Perímetro del pilote

$P_p = 2.04\ m$

$lc_1 := 6m$ longitud clava pantalla en Qr2

$lc_2 := 6m$ longitud clava en Qc

$lc_3 := 0m$ longitud de clava en PQ

$qfpd_1 := 17.2 \frac{kN}{m^2}$ resistencia por fuste en Qr2*

$qfpd_2 := 25.3 \frac{kN}{m^2}$ resistencia por fuste en Qc*

$qfpd_3 := 40 \frac{kN}{m^2}$ resistencia por fuste en PQ*

$qpp_2 := 1171 \frac{kN}{m^2}$ resistencia por punta en Qc*

$qpp_3 := 3704 \frac{kN}{m^2}$ resistencia por punta en PQ*

* Valores de proyecto original

Valor resistencia por fuste del pilote:

$Rf := P_p \cdot \sum_i \left(qfpd_i \cdot lc_i\right)$ $Rf = 520.72\ kN$ resistencia por fuste del pilote

Valor resistencia por punta del pilote:

$Rp := \left(qpp_2 \cdot A_p\right)$ $Rp = 388.57\ kN$ resistencia por punta del pilote

Valor resistencia a hundimiento del pilote:

$R_h := Rf + Rp$ $R_h = 909.293\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote

Valor resistencia a arranque del pilote:

$R_A := Rf \cdot 0.7$ $R_A = 364.503\ kN$ resistencia a arranque del pilote

Valor del tope estructural

$TOPE := 4.5 \frac{N}{mm^2} \cdot A_p$ $TOPE = 1493.238\ kN$

Efecto grupo según la CTE 5.3.4 Carga de hundimiento

$\eta_1 := 1$ $R_{h1} := \eta_1 \cdot R_h$ $R_{h1} = 909.293\ kN$

$R_{H1} := \min\left(TOPE, R_{h1}\right)$ $R_{H1} = 909.293\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote individual en grupo dist=3ϕ

$\eta_2 := 0.85$ $R_{h2} := \eta_2 \cdot R_h$ $R_{h2} = 772.899\ kN$

$R_{H2} := \min\left(TOPE, R_{h2}\right)$ $R_{H2} = 772.899\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote individual en grupo dist=2.5ϕ

$\eta_3 := 0.7$ $R_{h3} := \eta_3 \cdot R_h$ $R_{h3} = 636.505\ kN$

$R_{H3} := \min\left(TOPE, R_{h3}\right)$ $R_{H3} = 636.505\ kN$ resistencia a hundimiento del pilote individual en grupo dist=2ϕ

$\eta_1 := 1$ $R_{A1} := \eta_1 \cdot R_A$ $R_{A1} = 364.503\ kN$ resistencia a arranque del pilote individual en grupo dist=3ϕ

$\eta_2 := 0.85$ $R_{A2} := \eta_2 \cdot R_A$ $R_{A2} = 309.828\ kN$ resistencia a arranque del pilote individual en grupo dist=2.5ϕ

$\eta_3 := 0.7$ $R_{A3} := \eta_3 \cdot R_A$ $R_{A3} = 255.152\ kN$ resistencia a arranque del pilote individual en grupo dist=2ϕ

amatria
ingeniería

PROYECTO: 817 AVE SAGRERA TRINIDAD

Nota aclaración sobre el informe "Revisión del cálculo de la subestación eléctrica-REV1"

Referencia: 817 AVE SAGRERA TRINIDAD
Fecha: NOVIEMBRE 2009
Nombre de la obra: AVE SAGRERA: subestación eléctrica

1. OBJETO DE LA NOTA

La nota tiene por objeto dar respuesta a las aclaraciones pedidas por la dirección de obra, INOCSA, en el informe "Revisión del cálculo de la subestación eléctrica-REV1" emitido el 6 de octubre del 2009.

2. ACLARACIONES REFERENTES A LA MEMORIA DE CÁLCULO

Seguidamente se detallan las aclaraciones pedidas:

1 *Como se ha mencionado con anterioridad, el sondeo utilizado en los cálculos no se considera el más apropiado ya que existe un sondeo del proyecto de construcción, S-10, situado en la zona donde se ubicará la subestación, que podría resultar más apropiado que el SCC-3 empleado en el informe, situado a más de 50 m; máxime en este caso, en que el terreno es tan diferente, no ya en cuanto a los espesores, sino en cuanto a las litologías, ya que la subestación se proyecta en los terrenos constituidos por los depósitos de la Riera D'Horta, que no se detectan en el sondeo SCC-3. Se insiste, por tanto, de nuevo en la necesidad de elaborar perfiles geológico-geotécnicos, que incluyan toda la información disponible, en los que habría quedado patente lo poco representativo que resulta el sondeo SCC-3 de los terrenos que se verán afectados por la subestación. En consecuencia se solicita aclaración al respecto, y en su caso, corrección de la estratigrafía considerada y recálculo de los elementos estructurales que dependen de ella.*

Se ha procedido a un recálcelo de la cimentación profunda de la subestación eléctrica considerando la estratigrafía del sondeo s-10 de proyecto original como sondeo más representativo de la zona donde se ubicará la subestación eléctrica. El cambio en la estratigrafía considerada ha implicado una revisión de la memoria, anejos de cálculo y planos que se adjuntan con la presente nota.

2 *Los recubrimientos descritos en la memoria no concuerdan con los recubrimientos dispuestos en la comprobación a flexión de los pilotes. En la memoria se habla de dejar 70 mm de recubrimiento nominal pero en los cálculos se ha dispuesto un recubrimiento mecánico de 60 mm. El recubrimiento nominal que se obtiene en el peor de los casos, teniendo en cuenta la reducción de sección considerada, es de 52.5 mm. Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, inclusión de los cálculos justificativos en la siguiente edición del documento.*

Tal i como se pueden ver en los anejos referentes al diseño estructural de los pilotes mediante el proptuario informático de la EHE el recubrimiento mecánico de la armadura longitudinal del pilote es de 6,75cm. Este recubrimiento mecánico corresponde al de la sección reducida de cálculo que estipula "*EHE-98 artículo 59.6 pilotes*" para pilotes hormigonados in situ. Si el diámetro real del pilote es de 65cm, su diámetro reducido para el cálculo según este artículo es de 62cm, es decir, que su recubrimiento mecánico real es de 6.75cm + 1.5cm = 8.25cm, este recubrimiento mecánico recoge los 7cm de recubrimiento nominal propios de elementos

hormigonados contra el terreno más la mitad del máximo diámetro dispuesto en la armadura longitudinal Φ25.

3 *Se han encontrado discrepancias entre el armado dispuesto en planos y el necesario según los cálculos para los encepados Tipo1 y Tipo 5, siendo ligeramente inferiores los dispuestos en planos. Se solicita aclaración al respecto y en su caso, corrección en los planos en la siguiente edición del documento.*

Se ha procedido a una revisión de los anejos de cálculo y los planos corrigiendo dichas discrepancias

4 *Para la comprobación en ELS de fisuración de los pilotes se ha considerado en los cálculos una sección equivalente rectangular. Se considera que dicha simplificación no es correcta ya que no se tienen en cuenta las características mecánicas de la sección circular y tampoco se considera de forma correcta la distancia entre las barras longitudinales. Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, inclusión de los cálculos justificativos en la siguiente edición del documento.*

Para la comprobación de la fisuración en los pilotes se ha estudiado un caso concreto con las dos metodologías de cálculo a fin de comparar los resultados obtenidos (ver anejo de cálculo adjunto):

método1: comprobación de la fisuración del pilote mediante la sección rectangular equivalente: se ha adoptada del lado de la seguridad la hipótesis que la mitad de la armadura se encuentra traccionada y la otra mitad comprimida.

metodo2: comprobación de la fisuración mediante el estudio de la tensión de las armaduras traccionadas en la sección circular.

A continuación se adjunta una tabla comparativa con los parámetros mecánicos de la sección resistente de un método y el otro y la apertura de fisura obtenida:

Método sección rectangular equivalente	**Método del estudio de la tensión de las armaduras traccionadas**
Area homogeneizada **Aid =2918cm^2**	Area homogeneizada **Aid =3244cm^2**
Inercia homogeneizada **Jid = 738834cm^4**	Inercia homogeneizada **Jid = 757021cm^4**
Modulo resistente **Wid =28974cm^3**	Modulo resistente **Wid =25234cm^3**
Tensión de la armadura traccionada **σs2=256.9N/mm^2**	Tensión de la armadura traccionada **σsm=198N/mm^2**
Inercia fisurada **Jn = 322056cm^4**	Inercia fisurada **Jn = 240105cm^4**
Tensión de la armadura de la sección fisurada **σsr = 51.5N/mm^2**	Tensión de la armadura de la sección fisurada **σsr = 38.8N/mm^2**
Apertura de fisura **Wk = 0.27mm**	Apertura de fisura **Wk = 0.25mm**

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Se concluye que el método de la sección rectangular equivalente es más conservador obteniendo una apertura de fisura mayor y por lo tanto válido para comprobar la fisuración en los pilotes.

3. ACLARACIONES REFERENTES A LOS PLANOS

5 *Tal como se ha mencionado en el apartado anterior, existen discrepancias entre el armado dispuesto en planos y el necesario por cálculo para los encepados Tipo 1 y Tipo 6. Se solicita aclaración al respecto y en su caso, corrección en los planos en la siguiente edición del documento.*

Se ha procedido a una revisión de los anejos de cálculo y los planos corrigiendo dichas discrepancias

6 *Se echa en falta en los planos una tabla de recubrimientos mínimos a utilizar en la ejecución de los elementos estructurales. Se solicita la inclusión de este dato en los planos en la siguiente edición del documento.*

En los planos hay un cuadro de materiales donde se especifica según el elemento estructural y el ambiente de exposición, los recubrimientos nominales mínimos a disponer.

4. CONCLUSIONES

- Se ha procedido a una revisión del cálculo de la cimentación pilotada de la subestación eléctrica por cambio en la estratigrafía considerada.
- Se han corregido la memoria, los anejos y los planos pertinentes.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Noviembre de 2009

Comprobación fisuración a flexocompresión sección rectangular equivalente pilote

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 29000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.24$ factor de equivalencia hormigón acero

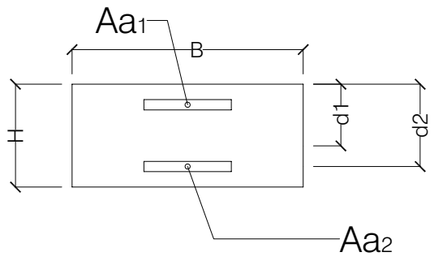
Geometría de la sección

$H := 51 \cdot cm$ $B := 50 \cdot cm$

$c := 3 \cdot cm$ recubrimiento

$d_1 := 3 \cdot cm$

$d_2 := 48 \cdot cm$



$Aa_1 = 29.45\,cm^2$ 6Φ25 armadura lado comprimido

$Aa_2 = 29.45\,cm^2$ 6Φ25 armadura lado traccionado

Cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := H \cdot B + (n - 1) \cdot \sum_i Aa_i$ $A_{id} = 2917.65\,cm^2$ Área homogeneizada

$h_{id} := \frac{1}{A_{id}} \cdot \left[H \cdot B \cdot \frac{H}{2} + (n - 1) \cdot \sum_i \left(Aa_i \cdot d_i \right) \right]$

$h_{id} = 25.5\,cm$ distancia entre el baricentro de la sec. ideal y el canto superior

$J_{id} := B \cdot \frac{H^3}{12} + B \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - h_{id} \right)^2 + (n - 1) \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - h_{id} \right)^2 \right]$

$J_{id} = 738834.09\,cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{H - h_{id}}$ $W_{id} = 28973.89\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

Acciones de cálculo

$Nsd = 203 \cdot kN$ ("-" compresión) $Msd = 291 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}} \right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 63.76\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

$e1 = \frac{Msd}{Nsd}$ $e1 = 143.35\,cm$ distancia entre el baricentro de la sección hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$e_s = e1 - \frac{H}{2}$ $e_s = 117.85\,cm$ distancia entre el borde de la sección de hormigón y el punto de aplicación de la resultante

$Sa(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \right]$ $Sc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot B \, dy$

$Ja(x) := n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(x - d_i \right) \cdot d_i \right]$ $Jc(x) = \int_0^x (x - y) \cdot y \cdot B \, dy$

$e1 + \frac{H}{2} = Ja(x) + Jc(x)$ $x = 12.1\,cm$ distancia entre el eje neutro y el canto superior

$\sigma cmax := \frac{Nsd}{Sa(x) + Sc(x)} \cdot x$ $\sigma cmax = -11.96 \frac{N}{mm^2}$ tensión max de compresión en el hormigón

$\sigma s_i := n \cdot \sigma cmax \cdot \frac{x - d_i}{x}$ $\sigma s_1 = -65.11 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 1

$\sigma s_2 = 256.85 \frac{N}{mm^2}$ tensión de la armadura 2

$Jn := B \cdot \frac{x^3}{3} + n \cdot \sum_i \left[Aa_i \cdot \left(d_i - x \right)^2 \right]$ $Jn = 322056.16\,cm^4$ inercia fisurada

$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn} \cdot \left(d_2 - x \right)$ $\sigma sr = 51.47 \frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura 2 debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma s_2}{E_s}$ $\varepsilon_{smin} = 0.00049$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 12.5 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$Aceff := 0.109 m^2$

$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2}$ $s_m = 131.26\,mm$

$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma s_2}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma s_2} \right)^2 \right]$ $\varepsilon_{sm} = 0.0012$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.27\,mm$

$w_{max} := 0.3mm$ Obertura de fisura máxima para un ambiente IIa

$Comprobacion_fisuración := if(w_{max} > w_k, "Cumple", "No_Cumple")$

$Comprobacion_fisuración = "Cumple"$

Comprobación sección circular ELS-fisuración

Para el cálculo de las tensiones en el acero se ha utilizado el programa "Prontuario Gelfi" considerando la influencia de toda la armadura.

Características de materiales

$f_{ck} := 30$ resistencia caracteristica a compresión del hormigón

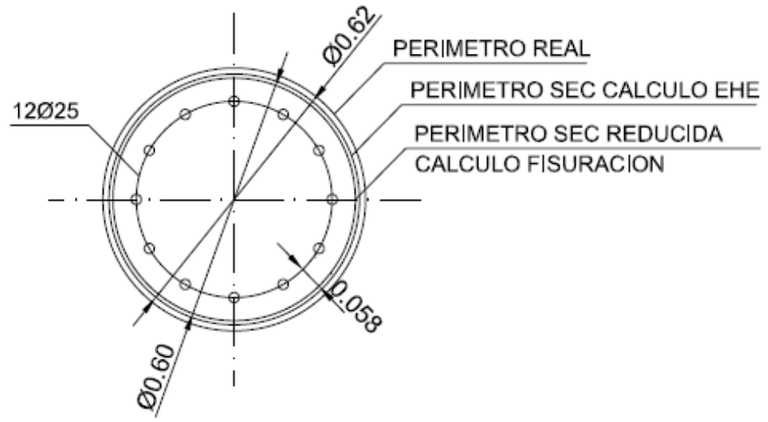
$fctm := 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

$f_{ctm} := fctm \cdot \frac{N}{mm^2}$ $f_{ctm} = 2.9 \frac{N}{mm^2}$ resistencia media a tracción del hormigón

$E_s := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$E_c := 27000 \frac{N}{mm^2}$ $n := \frac{E_s}{E_c}$ $n = 7.78$ factor de equivalencia hormigón acero

Geometría de la sección reducida*



$D_{real} := 65cm$ diametro real del pilote

$D_{cal} := 0.95 \cdot D_{real}$ $D_{cal} = 62\,cm$ diametro de calculo segun EHE

$c := 4.5 \cdot cm$ recubrimiento teorico considerado para el estudio de la fisuración

$D := 60cm$ diametro de calculo de la sección reducida

$c_{mec} := c + \frac{\phi}{2}$ $c_{mec} = 5.75\,cm$ recubrimiento mecánico de la sección reducida

nota*: Dado que el recubrimiento **c es muy peyorativo para la comprobación de la fisuración se considera una seccion reducida de la sección de calculo que estipula la EHE

cálculo de características de resistencia en fase I

$A_{id} := 3244cm^2$ Área homogeneizada

$J_{id} := 757021cm^4$ Inercia homogeneizada

$W_{id} := \frac{J_{id}}{\frac{D}{2}}$ $W_{id} = 25234.03\,cm^3$ Modulo resistente de la sección ideal

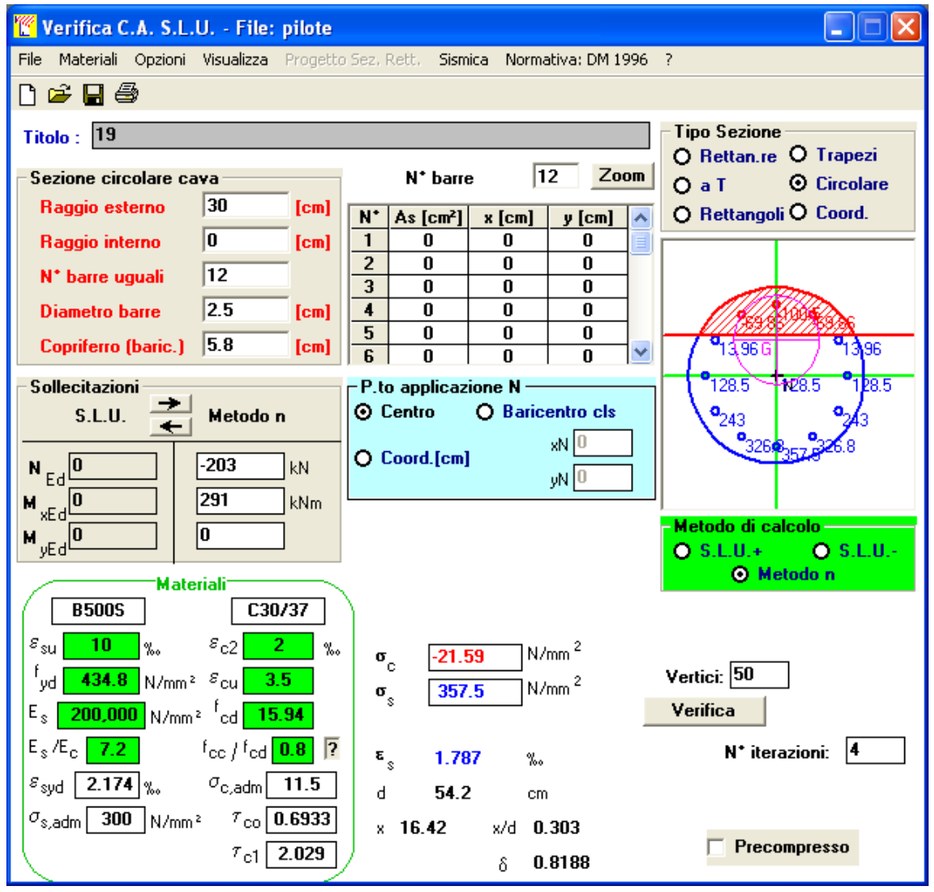
Acciones de cálculo

$Nsd = 203 \cdot kN$ ("-" compresión*) $Msd = 291 \cdot kN \cdot m$ comb I

Comprobación en fase II por la comb I :

$Mcrm = \left(f_{ctm} - \frac{Nsd}{A_{id}}\right) \cdot W_{id}$ $Mcrm = 57.3\,kN \cdot m$ momento medio de fisuración

Nota*: en el programa gelfi el signo - significa tracción



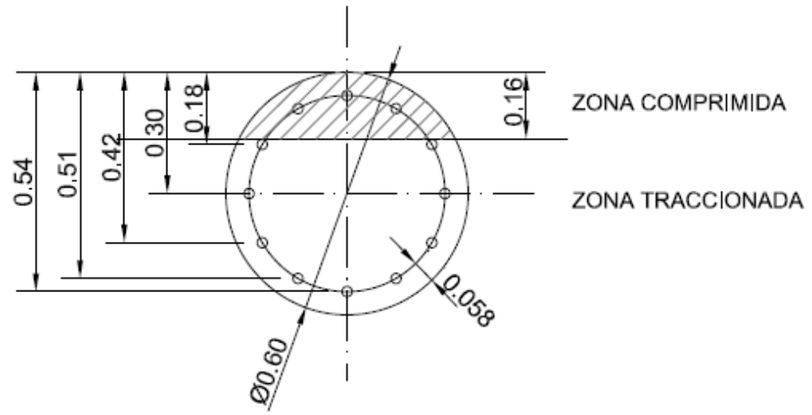
$x := 16.42cm$ Eje neutro desde el borde comprimido

$Jn := 240105cm^4$ Inercia fisurada

$t2 := 9$ numero barras traccionadas

$\phi := 25 \cdot mm$ diametro armadura longitudinal

$Aa_2 = 44.18\,cm^2$ Area total de armadura en estudio



$r := 9$ Num de barras traccionadas situadas a una distancia **d** del borde comprimido

$d_1 := 18cm$ $d_2 := 18cm$ $d_3 := 30cm$ distancia de las barras al borde comprimido

$d_4 := 30cm$ $d_5 := 42cm$ $d_6 := 42cm$

$d_7 := 51cm$ $d_8 := 51cm$ $d_9 := 54cm$

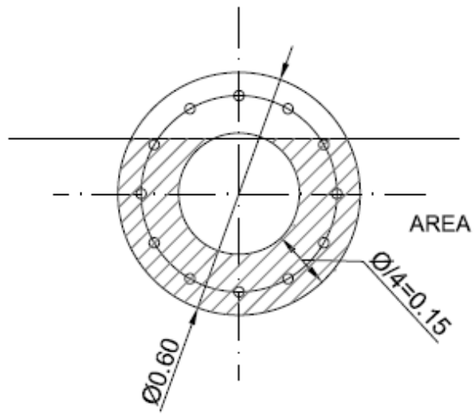
$\sigma sr := n \cdot \frac{Mcrm}{Jn \cdot r} \cdot \left[\sum_i \left(d_i - x\right)\right]$ $\sigma sr = 38.82\,\frac{N}{mm^2}$ tensión en la armadura debida a las acciones que producen una tensión igual a fctm

$\sigma s_1 := 14 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma s_2 := 14 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma s_3 := 128.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ tensiones en las barras traccionadas según su posición

$\sigma s_4 := 128.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma s_5 := 243 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma s_6 := 243 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\sigma s_7 := 326.8 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma s_8 := 326.8 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\sigma s_9 := 357.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$

$\sigma sm := \frac{1}{r} \cdot \left(\sum_i \sigma s_i\right)$ $\sigma sm = 198.01\,\frac{N}{mm^2}$ tensión media en la armadura traccionada



AREA EFICAZ Aceff $A_{ceff} := 0.15m^2$

$k1 := 0.125$ $k2 := 0.5$ $s := 12.5 \cdot cm$ distancia media entre barras longitudinales

$$s_m := 2c + 0.2s + 0.4k1 \cdot \frac{\phi \cdot Aceff}{Aa_2} \qquad s_m = 157.44\,mm$$

$$\varepsilon_{smin} := 0.4 \cdot \frac{\sigma sm}{E_s} \qquad \varepsilon_{smin} = 0.00038$$

$$\varepsilon_{sm} := \begin{cases} \frac{\sigma sm}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma sm}\right)^2\right] & \text{if } \frac{\sigma sm}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma sm}\right)^2\right] > \varepsilon_{smin} \\ \varepsilon_{smin} & \text{if } \frac{\sigma sm}{E_s} \cdot \left[1 - k2 \cdot \left(\frac{\sigma sr}{\sigma sm}\right)^2\right] < \varepsilon_{smin} \end{cases} \qquad \varepsilon_{sm} = 0.00092$$

$\beta := 1.7$

$w_k := \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_m$ $w_k = 0.25\,mm$

Ambiente de exposición IIa $w_{max} := 0.3mm$

$fisuracion := if(w_k < w_{max}, "cumple" , "no cumple"")$

fisuracion = "cumple"

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V. MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA. TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD. SECTOR SAGRERA

REVISIÓN DEL CÁLCULO DE LA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA – REV02

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos al "Cálculo de la subestación eléctrica" en su revisión 02 recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA, ANTECEDENTES Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación recibida con información sobre el cálculo de la subestación eléctrica, a saber:

- Documento titulado "PROYECTO: 817 AVE-SAGRERA TRINIDAD. CÁLCULO DE LA SUBESTACIÓN ELECTRICA" en su revisión 02 con fecha de 16 de noviembre del 2009, recibido en el archivo "Informe de cálculo_rev2.pdf".

- Documento titulado Nota aclaración sobre el informe "Revisión del cálculo de la subestación eléctrica-REV1" con fecha de noviembre del 2009. recibido en el archivo: "Nota aclaración INOCSA subestación electrica.pdf".

La documentación citada es emitida por Corsán-Corviam Construcción S.A (Grupo Isolux – Corsán) como empresa adjudicataria de las obras y aporta la información relativa a la subestación eléctrica con la que se pretende justificar su validez estructural y dar definición suficiente para su ejecución.

En el presente informe se realiza una revisión de las correcciones realizadas en el desarrollo de los cálculos presentados como justificación de la validez estructural de la propuesta y de las modificaciones recogidas en los planos con los que se pretende su definición para proceder a su ejecución.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Revisada la documentación recibida, se puede decir que:

- El documento "Nota aclaración…" recoge las aclaraciones a las observaciones realizadas en los informes de supervisión previos, resultando de forma general satisfactorias y coherentes con la nueva versión de los documentos en estudio.

- En la nueva versión de los documentos en estudio (Revisión 02 del "PROYECTO: 817 AVE-SAGRERA TRINIDAD. CÁLCULO DE LA SUBESTACIÓN ELECTRICA") se recogen las correcciones / modificaciones sobre los esquemas de armado según las aclaraciones recibidas y, de forma general, se definen de forma suficiente los cuestación eléctrica en estudio cuya validez estructural queda justificada en los cálculos adjuntos.

Por tanto, la validez estructural de la subestación eléctrica recogido en el documento se considera suficientemente justificada con la documentación recibida, por lo que no se encuentra impedimento para comenzar su ejecución conforme a su definición en los planos adjuntos a la documentación analizada.

Madrid, 24 de noviembre de 2009

INOCSA Ingeniería

1. CÁLCULO DE LA POTENCIA DE CORTOCIRCUITO DE LA SUBESTACIÓN DE LA SAGRERA.

1.1 Cálculo de potencia de cortocircuito en barras de 25 kV.

Se parte del valor de potencia de cortocircuito, según el proyecto funcional de RENFE para una línea de 25kV es de 500 MW.

Aplicando las directrices de VDE 0102 tomamos en tanteo previo los siguientes parámetros de la red:

Zd = V^2 / Pcc
Zi = Zd
Z_0 = 3,5 x Zd

$$Zd = \frac{(25 \cdot 10^3)^2}{500 \cdot 10^6} = 1{,}25\Omega$$

Zi=Zd= 1,25 Ω

Zo = 3,5 * 2,18 = 4,375Ω

La intensidad máxima de defecto se producirá en el caso hipotético de que la resistencia de puesta a tierra sea cero. Dicha intensidad será:

$$3\,Id = \frac{3 * U}{\sqrt{3} * (Zd + Zi + Zo)}$$

$$3\,Id = \frac{3 * 25 * 10^3}{\sqrt{3} * (1{,}25 + 1{,}25 + 4{,}375)} = 6{,}297 kA$$

2. CÁLCULO DE MALLA DE TIERRAS

a) Normativa de referencia

Se van a considerar la "IEEE Guide for Safety in AC Substation Grounding. 2.000.", y el Reglamento sobre Condiciones Técnicas y Garantías de Seguridad en centrales Eléctricas, Subestaciones y Centros de Transformación, fundamentalmente su Instrucción Técnica Complementaria MIE-RAT 13.

b) Solución adoptada

Se plantea la instalación de una puesta a tierra con las siguientes características:

- Sección de cable conductor: 150 mm2 de Cu
- Diámetro de las picas de puesta a tierra: 18,3 mm
- Número de hilos: 37 cables de 16 m x 17 cables de 36 metros.
- Número de picas: 23 picas de 3 metros de longitud

A continuación se procede a la justificación de la solución adoptada mediante del desarrollo de los cálculos pertinentes.

c) Verificación de la sección del conductor

Teniendo en cuenta lo establecido en la Instrucción técnica complementaria MIE-RAT 13: "INSTALACIONES DE PUESTA A TIERRA", se considera una densidad de corriente máxima de 160 A/mm2 para conductores de cobre.

La malla de tierra se establecerá a 0,6 m. por debajo de la superficie del terreno

Consideramos que la intensidad de defecto fase-tierra es $3I_d$=6,297KA, según valores estimados en este nivel de tensión.

La densidad de corriente máxima admisible para el cable de cobre de puesta a tierra es, según el reglamento, 160 A/mm^2.

La sección mínima necesaria es:

$$S = I/D = 6300/160 = 40\ mm^2$$

La red de tierras se realizará con conductor de cobre desnudo de **150 mm^2** de sección cuyo diámetro es de 13,81 mm (equivalente a 0,01381 m).

d) Cálculo de tensiones de paso y contacto máximas admisibles en la malla

Los valores previstos en la MIE-RAT 13 son los siguientes:

Tensión de paso:

$$V_{mpa} = 10 \times (K/t^n) \times (1 + (6 \times \rho_s/1000))\ (v)$$

Tensión de contacto:

$$V_{mca} = (K/t^n) \times (1 + (1.5 \times \rho_s/1000))\ (v)$$

Donde:

t = duración de la falta en segundos.
K = 72 y n = 1 para tiempos inferiores a 0,9 segundos.
K = 78,5 y n = 0,18 para tiempos superiores a 0,9 segundos e inferiores a 3 segundos.
ρ_s = resistividad del hormigón que se considera igual a 3000 Ωm.

Estas ecuaciones responden a un planteamiento simplificado del circuito:

- Despreciando la resistencia de la piel y el calzado
- Suponiendo que la resistencia del cuerpo humano es de 1.000 ohmios
- Asimilando cada pie a un electrodo en forma de placa de 200 cm^2 de superficie ejerciendo sobre el suelo una fuerza mínima de 250 N.

Considerando como tiempo de duración del defecto 0,5 segundos, y que la resistividad de la capa superficial del terreno, es de ρs = 3.000 ohmios m (correspondiente a la capa superficial de hormigón de 90 cm de espesor) se obtiene:

Tensión de Paso:

V_{mpa} = 10 x 72/0,5 x (1 + (6 x 3000/1000)) = **27360 V**

Tensión de Contacto:

V_{mca} = 72/0,5 x (1 + (1.5 x 3000/1000)) = **792 V**

Estos son los valores máximos admisibles que se pueden dar en la instalación, y por tanto el diseño de la red debe cumplir con los mismos.

e) Comprobación de la tensión de paso y de contacto

- Cálculo de la máxima tensión de paso

La ecuación para calcular la máxima tensión de paso previsible en la malla es:

$$\mathbf{E_s = K_s \times K_i \times \rho_t \times I_g / L}$$

Donde:

I_g = Intensidad de falta a tierra (6297A)
L= longitud total del conductor enterrado (L=Lc+1,15 Lr, siendo Lc igual a la longitud del cable enterrado y Lr es el valor de la longitud de las picas total)
ρ_t = resistividad del terreno (150 ρ.m: Tierras arcillosas).
K_s = coeficiente que depende de la profundidad de la malla, la separación entre conductores y el número de éstos.
K_i = coeficiente de irregularidad que tiene en cuenta la desigual repartición de la corriente que fluye de la malla al terreno.

El valor de los coeficientes K_s y K_i se determinan con las siguientes fórmulas:

K_s = $(1 / \pi) \times ((2h)^{-1}+(D+h)^{-1}+(D)^{-1}x(1-0.5^{n-2}))$
K_i = (0,65 + 0,172 n)

Siendo:

h: profundidad de la malla (m)
D: Separación entre conductores paralelos (m)
n: max (na, nb), donde na es el número de conductores en sentido longitudinal y nb es el número de conductores en sentido transversal

Sustituyendo estos valores en las constantes:

D = 1 m
n = 37
h= 0,6 m
K_s = 0.7825
K_i = 7.02

por lo que:

E_s = 4044,03 V.

De acuerdo con los resultados anteriores, se comprueba que, la **máxima tensión de paso previsible (4044,03 V)** es inferior al valor de la **máxima admisible (27360 V)**.

- Cálculo de la máxima tensión de contacto

La ecuación para calcular la máxima tensión de contacto previsible en la malla es:

$$\mathbf{E_m = K_m \times K_i \times \rho_t \times I_g / L}$$

donde:

I_g = Intensidad de falta a tierra, (6297A)
L = longitud total del conductor enterrado (L=Lc+1,15 Lr, siendo Lc igual a la longitud del cable enterrado y Lr es el valor de la longitud de las picas total)
ρ =resistividad del terreno (150 Ω m).

Km =es un coeficiente que depende del diámetro del conductor, la profundidad de la malla, la separación entre conductores y el número de éstos.

Ki =coeficiente de irregularidad que tiene en cuenta la desigual repartición de la corriente que fluye de la malla al terreno.

El valor de los coeficientes K_m y K_i se determinan con las siguientes fórmulas:

Km =$(1/2\pi) * [\ln(D^2/(16xhxd)) + (D+2h)^2/(8Dd) - h/(4d))+(Kii/Kh)*Ln(8/(\pi(2n-1)))]$
Ki =(0,65 + 0,172 n)
Kh= $(1+h/h_0)^{0.5}$ donde h_0 es igual a 1metro

Siendo:

h: profundidad de la malla (m)
D: Separación entre conductores paralelos (m)
n $(na \cdot nb)^{0.5}$, donde na es el número de conductores en sentido longitudinal y nb es el número de conductores en sentido transversal
d: diámetro del conductor enterrado (0,01381 m)

D = 1 m
n = 25.07
h= 0,6 m
Kii=1

Sustituyendo valores se obtiene:

Km= 0.2164
Ki = 4.96

Por tanto la tensión de contacto vale:

Ec = **791,90 V**

De acuerdo con los resultados anteriores, se comprueba que, la **máxima tensión de contacto previsible (791,90 V)** es inferior al valor de la **máxima admisible (792 V)**.

En cualquier caso se comprobarán todos estos resultados a la realización de la subestación y se tomarán las medidas oportunas en caso de ser mayores a los valores máximos admisibles.

3. CONCLUSIÓN

La malla propuesta es la siguiente:

- Área de la malla: 576 m (36,3x16,5)
- Formada por una retícula de 1 x 1.
- Longitud mayor: 17 hilos de 36 m
- Longitud menor: 37 hilos de 16 m
- Conductores de Cu de 150 mm^2
- Profundidad de la malla; 0.6m por debajo de la losa de hormigón.

Alonso Ortega Crespo

De: David Gomez [david.gomez@inocsa.es]
Enviado el: martes, 30 de marzo de 2010 17:29
Para: Alonso Ortega Crespo; Jose Vicente Peñas Bermudez; Daniel Requena Romero
CC: 'Javier Marco'; 'Gloria Sánchez Rodríguez'
Asunto: RV: CORRECCIONES: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

De: José González [mailto:jose.gonzalez@inocsa.es]
Enviado el: martes, 30 de marzo de 2010 12:42
Para: David Gomez; 'Juan Facundo Ayuso Pagnacco'; 'Fernando Mesa'
CC: 'Javier Marco'; 'Gloria Sánchez Rodríguez'
Asunto: Re: CORRECCIONES: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

OK.
Los calculos y premisas recogidas en la normativa de referencia se cumplen en el actual informe de red de tierras.

Nota:
Seria conveniente tener en cuenta las consideraciones hechas en el capitulo "**15. Determination of maximum grid current**" de la norma de referencia, en particular del concepto de factor divisor de corriente de falta "Sf" para evitar sobredimensionar la malla de red de tierras.

Un saludo

> ----- Original Message -----
> **From:** David Gomez
> **To:** 'Jose gonzalez' ; 'Juan Facundo Ayuso Pagnacco' ; 'Fernando Mesa'
> **Cc:** 'Javier Marco' ; 'Gloria Sánchez Rodríguez'
> **Sent:** Tuesday, March 30, 2010 11:41 AM
> **Subject:** RV: CORRECCIONES: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

De: Miguel Abellan Alcaraz [mailto:mabellan@isoluxcorsan.com]
Enviado el: martes, 30 de marzo de 2010 10:47
Para: David Gomez; Gloria Sánchez Rodríguez
CC: Daniel Requena Romero; Carmen Rabadan Jimenez; Alonso Ortega Crespo; Jose Vicente Peñas Bermudez
Asunto: CORRECCIONES: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

Buenos días,
Adjunto informe de cálculo de la red de tierras para la subestación eléctrica con las correcciones indicadas desde Inocsa,
Un saludo

De: David Gomez [mailto:david.gomez@inocsa.es]
Enviado el: lunes, 29 de marzo de 2010 12:11
Para: Daniel Requena Romero; Alonso Ortega Crespo; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: 'Javier Marco'; 'Gloria Sánchez Rodríguez'
Asunto: RV: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

De: José González [mailto:jose.gonzalez@inocsa.es]
Enviado el: lunes, 29 de marzo de 2010 11:52

Para: David Gomez; 'Fernando Mesa'; 'Juan Facundo Ayuso Pagnacco'
CC: 'Javier Marco'; 'gloria sanchez'
Asunto: Re: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

Recibida revisión del informe de tierras según norma IEEE Std 80-2000 cabe mencionar las siguientes cuestiones:

- La maxima corriente de defecto a tierra se evalua a partir del valor **|3Io|** como se hacia correctamente en la versión previa del calculo de tierras presentado, cambiandose ahora el criterio a **Id**, valor 3 veces inferior al anterior, no estando este criterio contemplado en la norma de referencia.
- Empleando |3Io| como valor de calculo, la tension de contacto Ec no cumpliria al estar por encima de la maxima admisible.
- El resto de las formulaciones son correctas y conformes a la norma de referencia.

Se ruega una aclaración sobre el criterio seguido para el cálculo de la maxima corriente de defecto a tierra.

Un saludo

> ----- Original Message -----
> **From:** David Gomez
> **To:** 'Fernando Mesa' ; 'Juan Facundo Ayuso Pagnacco' ; 'Jose gonzalez'
> **Cc:** 'Javier Marco' ; 'gloria sanchez'
> **Sent:** Thursday, March 25, 2010 8:26 PM
> **Subject:** RV: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

De: Alonso Ortega Crespo [mailto:aortega@isoluxcorsan.com]
Enviado el: jueves, 25 de marzo de 2010 18:39
Para: David Gomez
CC: 'Francisco Javier Marco Ventura'; 'Gloria Sánchez Rodríguez'; Jose Vicente Peñas Bermudez
Asunto: RE: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

Adjunto las aclaraciones pedidas siguiendo la norma **IEEE Std 80-2000.**

De: David Gomez [mailto:david.gomez@inocsa.es]
Enviado el: lunes, 22 de marzo de 2010 16:50
Para: Alonso Ortega Crespo; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: 'Francisco Javier Marco Ventura'; 'Gloria Sánchez Rodríguez'
Asunto: RV: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

De: Juan Facundo Ayuso [mailto:facundo.ayuso@inocsa.es]
Enviado el: lunes, 22 de marzo de 2010 14:22
Para: 'David Gomez'
CC: 'Gloria Sánchez Rodríguez'; 'Fernando Mesa'
Asunto: RV: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

David,

Adjunto revisión del informe del asunto, que por cuestiones de tiempo lo envío en formato de correo, ya que me comentaste que tenían prisa por iniciar los trabajos.
Como verás hay varias cuestiones por corregir antes del inicio de los trabajos.
Cualquier duda al respecto hablamos.

Un saludo,

De: José González [mailto:jose.gonzalez@inocsa.es]
Enviado el: lunes, 22 de marzo de 2010 12:16
Para: facundo.ayuso@inocsa.es
CC: Fernando Mesa Ortega
Asunto: Re: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

Tras la revisión del informe remitido de tierras de la subestación eléctrica del sector Sagrera, hay que hacer mención a las siguientes cuestiones:

- La corriente de cortocircuito calculada para el lado de 25kV es de 11,54 kA y no 11547,00 kA como se ha apuntado, lo que se entiende como un mero error de transcripción en los decimales o en las unidades (kA donde debiera figurar A)
- Se recomienda seguir la norma **IEEE Std 80-2000** en lugar de la 80-1976 por encontrarse esta ultima desfasada con respecto a la anterior, que a su vez es una revisión de la 80-1986.
- La formula según MIE-RAT 13 para el cálculo de la tensión de paso emplea como numerador del primer termino 10K en lugar de K siendo esta formula por tanto incorrecta
- En el cálculo de la maxima tensión de paso previsible, la evaluación de la formula utilizada en el informa da un valor para Kp de **0,6485** en lugar de 0,487 como se indica en el informe, lo que daria una tensión de paso de **2826 V**, superior a la estimada como admisible. Adicionalmente, segun la norma antes mencionada IEEE Std 80-2000 el valor de longitud efectiva de conductor enterrado ha de corregirse por un factor de 0,75 lo que incrementaria aun mas el valor de tensión de paso previsible, elevandolo hasta **3768 V**
- En el cálculo de la máxima tensión de contacto previsible, empleando la formula referida en el informe para el cálculo de Km , se obtiene un valor de **0,27893** en lugar de 0,2108 lo que elevaria la tensión de contacto a **970 V** valor por encima de los 792 V considerados como admisibles.

En consecuencia, se recomienda la revisión de los cálculos del citado informe y corregir el diseño de malla elegido si fuese necesario.

Un saludo

----- Original Message -----
From: Juan Facundo Ayuso
To: 'José González'
Cc: 'David Gomez'
Sent: Thursday, March 18, 2010 9:01 AM
Subject: RV: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA. Sector Sagrera.

Jose,

Adjunto informe para revisión según conversación telefónica, copio en este correo a David Gomez, jefe del tramo Sagrera.

Un saludo,

De: David Gomez [mailto:david.gomez@inocsa.es]
Enviado el: jueves, 18 de marzo de 2010 8:54

Para: 'facundo ayuso'; 'Fernando Mesa Ortega'
CC: 'Francisco Javier Marco Ventura'; 'Gloria Sánchez Rodríguez'
Asunto: RV: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA

Saludos Facundo, tengo que enviar el informe para supervisión de la red de tierras de SE, y no sé quien debe de supervisarlo, por lo que te lo adjunto, y ya me comentas.

De: Miguel Abellan Alcaraz [mailto:mabellan@isoluxcorsan.com]
Enviado el: miércoles, 17 de marzo de 2010 19:37
Para: David Gomez; Gloria Sánchez Rodríguez
CC: Daniel Requena Romero; Jose Manuel Martin Martin; Alonso Ortega Crespo; Alexander Kaltzakorta Elorriaga
Asunto: INFORME RED DE TIERRAS SUBESTACIÓN ELÉCTRICA

Adjunto informe de cálculo de la red de tierras subestación eléctrica,
Un saludo,

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4952 (20100317) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4953 (20100317) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

David Gómez Santaella
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe de Sector
A.C.O. L.A.V. Madrid - Barcelona - F. Francesa
www.inocsa.es - david.gomez@inocsa.es
Tramo La Sagrera-Nudo Trinidad - C/ Sagrera, 111 Bajos. 08027 BARCELONA

Disclaimer suprimido para usuarios de Inocsa.

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4953 (20100317) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4953 (20100317) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

Juan Facundo Ayuso
Dirección de Construcción
C/ Quintana 2, 3ª planta
28008 Madrid
www.inocsa.es - facundo.ayuso@inocsa.es
Telf: (+34) 91 548 77 90 - Fax: (+34) 91 548 77 91 -

José González Villalba
INOCSA INGENIERIA S.L.
Dpto. de Expropiaciones, SSAA e Instalaciones
C/ Quintana, 2, 3ª planta, 28008 - Madrid
www.inocsa.es - jose.gonzalez@inocsa.es
Telf: (+34) 91 548 77 90 - Fax: (+34) 91 548 77 91

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4964 (20100322) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4964 (20100322) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4964 (20100322) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4965 (20100322) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Empresas

Internal Virus Database is out of date.
Checked by AVG - http://www.avg.com
Version: 8.0.173 / Virus Database: 270.6.20/1673 - Release Date: 15/09/2008 18:49

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4974 (20100325) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4974 (20100325) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

José González Villalba
INOCSA INGENIERIA S.L.
Dpto. de Expropiaciones, SSAA e Instalaciones
C/ Quintana, 2, 3ª planta, 28008 - Madrid
www.inocsa.es - jose.gonzalez@inocsa.es
Telf: (+34) 91 548 77 90 - Fax: (+34) 91 548 77 91

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4981 (20100329) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Empresas

Internal Virus Database is out of date.
Checked by AVG - http://www.avg.com
Version: 8.0.173 / Virus Database: 270.6.20/1673 - Release Date: 15/09/2008 18:49

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4983 (20100329) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4984 (20100330) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

José González Villalba
INOCSA INGENIERIA S.L.
Dpto. de Expropiaciones, SSAA e Instalaciones
C/ Quintana, 2, 3ª planta, 28008 - Madrid
www.inocsa.es - jose.gonzalez@inocsa.es
Telf: (+34) 91 548 77 90 - Fax: (+34) 91 548 77 91

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 4985 (20100330) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Empresas

Internal Virus Database is out of date.
Checked by AVG - http://www.avg.com
Version: 8.0.173 / Virus Database: 270.6.20/1673 - Release Date: 15/09/2008 18:49

APÉNDICE 42 - SOLERA TIPO 5

APÉNDICE 42 - SOLERA TIPO 5.

ÍNDICE

1.- INFORME DE CÁLCULO.

2.- APROBACIÓN - MEMORANDO.

CÁLCULO DE SOLERAS

APÉNDICE 06 - CÁLCULO DE SOLERAS

ÍNDICE

1.- OBJETO.

2.- DESCRIPCIÓN.

3.- BASES DE CÁLCULO.

3.1. NORMATIVA.

3.2. CONDICIONES AMBIENTALES

3.3. MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL.

3.4. GEOTECNIA.

3.5. CRITERIOS DE DISEÑO.

4.- MODELO DE CÁLCULO.

APÉNDICE 06 - CÁLCULO DE SOLERAS

1.- OBJETO.

El objeto del presente apéndice de cálculo el la definición de las soleras del proyecto "*LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA – NUDO DE LA TRINIDAD. Sector Sagrera*"

2.- DESCRIPCIÓN.

Se trata de una solera de 0.50 m de espesor sobre la que, en proyectos futuros, se apoya la vía en placa del ferrocarril.

En la esta fase únicamente se coloca solera en la zona por donde discurre el desvío y, por tanto, no es posible ejecutarla en la proyectos posteriores.

3.- BASES DE CÁLCULO.

3.1. NORMATIVA.

3.1.1. NORMATIVA DE CARÁCTER GENERAL.

- Documento Básico SE – Seguridad Estructural. Código Técnico de la Edificación (CTE).
- Instrucciones y recomendaciones para la redacción de proyectos de plataforma de ADIF.

3.1.2. NORMATIVA DE ACCIONES.

Normas de obligado cumplimiento.

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-98).
- Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril", correspondiente a la O.M de 25 de Junio de 1975. (IPF-75).
- Documento Básico SE-AE: Seguridad estructural - Acciones en la edificación. Código Técnico de la Edificación (CTE).
- NCSR-02: Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación.

Otros documentos de referencia.

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF). Marzo 2007.
- Eurocódigo 1 – Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras EC1.

3.1.3. NORMATIVA DE MATERIALES.

Normas de obligado cumplimiento.

- Instrucción de hormigón estructural. EHE:
- Documento Básico SE-A: Seguridad estructural - Acero. Código Técnico de la Edificación (CTE).

Otros documentos de referencia.

- Eurocódigo 2 – Proyecto de estructuras de hormigón EC2
- Código modelo CEB – FIP 1990 MC 90
- Eurocódigo 3 – Proyecto de estructuras de acero EC3
- Documento 0 Instrucción de Acero Estructural EAE.

3.1.4. NORMATIVA DE CIMENTACIÓN.

Normas de obligado cumplimiento:

- Documento Básico SE-C: Seguridad estructural - Cimientos. Código Técnico de la Edificación (CTE).

Otras normas o documentos de referencia:

- Geotecnia y Cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la

geotecnia. Jimenez Salas

- Guía de cimentaciones en obras de carretera. Ministerio de Fomento.
- ROM 05: Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias.
- Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Ministerio de Fomento.

3.2. CONDICIONES AMBIENTALES

- Precipitación media anual 640 mm
- Humedad relativa (media anual) 72 %
- Temperatura media anual 15.5 ºC
- Temperatura mínima en invierno, valor medio 4.4 ºC
- Días de nieve al año, medios 1.0 días / año
- Temperatura mínima absoluta registrada en los últimos 50 años -6.8 ºC
- Temperatura máxima absoluta registrada en los últimos 50 años 37.3 ºC

Datos obtenidos de la información estadística suministrada por el Instituto Nacional de Meteorología para la estación "Barcelona Aeropuerto del Prat", en los datos de efemérides meteorológicas (actualizadas a 30/09/06) y en la publicación "Guía resumida del clima en España (1971 – 2000)".

Condiciones de agresividad del medio

- Contenido en sulfatos en el suelo No se presenta.
- Agresividad del agua No agresiva.

3.3. MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL.

Elementos enterrados y de cimentación.

a) Tipo de ambiente

- Clase general de exposición Normal.
- Subclase de exposición Humedad alta
- Clase específica de exposición NInguna.
- Subclase de exposición -----
- Designación IIa

b) Condicionantes de durabilidad

- Máxima relación agua / cemento 0.60
- Mínimo contenido de cemento 275
- Resistencia mín. compatible con los requisitos de durabilidad 25 N/mm^2

c) Niveles de control

Se establece un nivel de control de ejecución INTENSO para los hormigones de la infraestructura. El nivel de control de los materiales se establece en NORMAL para el acero en armaduras y ESTADÍSTICO para el hormigón.

d) Características de los materiales

- Hormigón de regularización y limpieza HM-15
- Hormigón en pilotes y pantallas HA-25/F/20/IIa
- Resto de elementos enterrados y cimentación. HA-25/B/20/IIa
- Acero en armaduras B-500-S

Los recubrimientos nominales para las armaduras pasivas serán de 35 mm, salvo aquellos elementos hormigonados contra el terreno sin hormigón de limpieza, para los que serán de 75 mm.

Para pantallas se considera un recubrimiento nominal de 45 mm.

3.4. GEOTECNIA.

3.4.1. ESTATIGRAFÍA.

En el anejo de Geotecnia de este proyecto se definen los siguientes estratos:

Recubrimientos

- Unidad RA: Vertidos (en general, sin compactar)
- Unidad RU: Terraplenes, obras de tierra

Depósitos cuaternarios

- Piedemonte del Pla de Barcelona
  - Unidad PQ: Depósitos predominantemente granulares gruesos (cuaternario basal: Pretricicle)
  - Unidad Qa: limo-arcillas, arenas y gravas rojizas. Nivel de costra (Tricicle)
- Depósitos del Delta del Besos
  - Unidad Qb1: Llanura de inundación: sedimentos predominantemente finos
  - Unidad Qb2: Complejo detrítico superior: arenas y gravas predominantes
  - Unidad Qb3: Cuña intermedia: sedimentos limo-arcillosos o arenas finas
  - Unidad Qb4: Complejo detrítico inferior: sedimentos granulares gruesos
- Depósitos de ladera
  - Unidad Qc: Coluviones
- Depósitos de Riera
  - Unidad Qr2: Aluviales con predominio de finos y arenas
  - Unidad Qr3: Aluviales con predominio de gravas y arenas

Sustrato

- Sustrato paleozoico
  - Unidad GR: Suelo de alteración de granitoide (arenas y arenas arcillosas)
- Sustrato plioceno
  - Unidad P (Plioceno): Arcillas gris-verdes
  - Unidad Pa (Plioceno): Arenas y arenas con niveles de arcillas, verdes-ocres

3.4.2. PARÁMETROS PARA CÁLCULO DE CIMENTACIÓN.

Parámetros recomendados según capa estratigráfica:

Litología	γ_d *(t/m²)*	γ_{ap} *(t/m²)*	W_{nat} *(%)*	Q_u *(Kg/cm²)*	*C' (Kg/cm²)*	*ϕ' (º)*	*E (Kg/cm²)*	*ν*	*Kh (t/m³)*	*Kv (t/m³)*
Sustrato										
GR		2 10			0.10	38.0	500	0.30	15000	10000-Gran
P	1.70	2.05	21.8	3.80	0.35	25.5	400	0.30	6000	6000 - Coh
Pa	1.78	2.05	10.7	0.60	0.10	35.0	400	0.30	12000	9000 - Gran
Depósitos Cuaternarios										
PQ	1.97	2.20	12.2	1.10	0.10	38.0	250	0.35	7500	9000 - Gran
Qa (Coh)	1.83	2.15	17.2	2.80	0.30	29.0	150	0.35	2250	4000 – Coh
Qa (Gra)	1.92	2.15	13.4	1.40	0.15	33.0	150	0.35	4500	4000 - Gran
Qb1	1.80	2.10	16.8	1.40	0.15	28.0	70	0.35	1050	2500 – Coh
Qb2	1.96	2 15	10.7	0.50	0.00	34.0	150	0.35	4500	3000 – Gran
Qb3	1.72	2 10	22.2	1.40	0.15	29.5	100	0.35	1500	2500 – Coh
Qb4	2.03	2.15	12.3	0.50	0.00	37.5	290	0 35	8700	7000 – Gran
Qc	1.91	2.15	11.9	1.90	0.05	32.5	170	0.35	3800	4000 – Gran
Qr2	1.77	2.10	15.7	0.60	0.05	32.5	80	0.35	1800	3000
Qr3	2.01	2.20	9.8	0.80	0.00	35.0	180	0.35	5400	6000 – Gran
Recubrimientos										
RA		2.00			0.00	28.0	50	0.35	1500	1500 – Gran

Tabla I.- Parámetros recomendados.

Dada la dificultad para la determinación del coeficiente de balasto para las dimensiones reales de las cimentaciones se toma como referencia el coeficiente de balasto para placas de 0,30 x 0,30 m², K30. Dichos coeficientes de balasto deben convertirse a los correspondientes para las dimensiones reales de los apoyos de acuerdo con las siguientes expresiones:

- zapata cuadrada:

➢ $K = K_{30} \cdot \left(\frac{b + 0.30}{2 \cdot b} \right)^2$ para suelos granulares

➢ $K = K_{30} \cdot \left(\frac{0.30}{b} \right)$

donde "b" es el ancho de la zapata.

- zapata rectangular b x l

$$K = \frac{2}{3} \cdot K' \cdot \left(1 + \frac{b}{2l} \right)$$

Según el informe geotécnico se recomiendo la cimentación profunda para la estructura, pero también se dan los parámetros para cimentaciones superficiales en los casos bajo niveles de cargas.

La cimentación superficial únicamente se utilizará en muros de pequeña altura en esta fase.

	Cimentación profunda		*Cimentación superficial qadmisible (kp/cm²)*	
Litología	*qfuste (t/m²)*	*qpunta (t/m²)*	*granular*	*cohesivo*
GR	4 30	370 4		
P	3 16	40 3		
Pa	4 30	370 4		
PQ	4 00	370 4		
Qa (granular)	3 17	222 2	2 81	-
Qa (cohesivo)	2 80	32 7	-	2 40
Qb1	1 20	16 4	-	1 11
Qb2	2 55	143 5	2 34	-
Qb3	1 25	16 4		
Qb4	3 85	233 4		
Qc(1)	2 53	117 1	2 34	1 63
Qr2(2)	1 72	87 0		
Qr3	3 80	157 2	1 87	0 51

(1) Del lado de la seguridad puede tomarse una carga admisible de 1 5 kp/cm²
(2) Se considera que puede tomarse una carga admisible de 1 0 kp/cm²

Tabla II.- Recomendaciones de cimentación.

3.5. CRITERIOS DE DISEÑO.

3.5.1. CRITERIOS PARA ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U).

La determinación de esfuerzos se realizará mediante cálculos elástico – lineales, aplicando los criterios de diseño de resistencia de materiales y las simplificaciones habituales para estas tipologías.

En los elementos verticales, se tendrán en cuenta los criterios establecidos por la norma EHE sobre los efectos de segundo orden.

En la determinación de los esfuerzos de cálculo se tendrán en cuenta los

siguientes coeficientes de seguridad:

	Situación persistente o transitoria.		*Situación accidental.*	
Acción	***Efecto desfavorable***	***Efecto favorable***	***Efecto desfavorable***	***Efecto favorable***
Permanente	γ_G= 1.35	γ_G= 1.00	γ_G= 1.00	γ_G= 1.00
Permanente de valor no cte.	$\gamma_{G'}$= 1 35	$\gamma_{G'}$= 1.00	$\gamma_{G'}$= 1 00	$\gamma_{G'}$= 1 00
Reológica	γ_G = 1.50	$\gamma_{G'}$= 0.00	$\gamma_{G'}$= 1 00	$\gamma_{G'}$= 1.00
Empuje de tierras	$\gamma_{G'}$= 1.50	$\gamma_{G'}$= 1.00	γ_G= 1.00	γ_G= 1.00
Empuje de agua	$\gamma_{G'}$= 1.20	$\gamma_{G'}$= 0.90	γ_G = 1.00	$\gamma_{G'}$= 1.00
Variable	γ_Q= 1.50	γ_Q= 0.00	γ_Q= 1.00	γ_Q= 0.00
Accidental	---	---	γ_A= 1.00	γ_A= 1.00

Tabla III.- Coeficientes de acciones.

Para determinar la estabilidad de la estructura varían los coeficientes parciales de seguridad para el empuje de agua. En este caso:

- 1.05 acción desestabilizadora.
- 0.95 acción estabilizadora.

Adicionalmente, para la determinación de las combinaciones de cálculo se tendrán en cuenta los siguientes coeficientes:

Sobrecargas uso	***Coef. combin. Ψ_0***	***Coef. carga frecuente. Ψ_1***	***Coef. carga cuasiperm. Ψ_2***
Aceras y jardines	0.70	0.70	0.60
Calzadas y aparcam.	0.70	0.70	0.60
Tráfico ferroviario 1 vía	0.80	0.80	0.00
Tráfico ferroviario 2 vías	0.80	0.60	0.00
Tráfico ferroviario 3 vías	0.80	0.40	0.00
Tráfico viales	0.60	0.50	0.20

Otras acciones	***Coef. combin. Ψ_0***	***Coef. carga frecuente. Ψ_1***	***Coef. carga cuasiperm. Ψ_2***
Acción del terreno	0.70	0.70	0.70

Tabla IV.- Coeficientes de combinación.

En la comprobación de Estados Límite Último asegurará la condición:

$$R_d \geq S_d$$

Donde,

- R_d: valor de cálculo de la respuesta estructural
- S_d: valor de cálculo del efecto de las acciones

Se consideran las armaduras mínimas mecánicas y geométricas definidas en los artículos 42 y 44 de la EHE.

3.5.2. CRITERIOS PARA ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S).

Para el Estado Límite de Servicio se consideran, únicamente, las situaciones de proyecto persistentes y transitorias.

La rigidez de los elementos portantes se diseñará en función del elemento que soportan.

1) Ferrocarril:
   - Flecha instantánea bajo tren tipo inferior a L/600
   - Flecha diferida: L/400
2) Resto de elementos, bajo cargas cuasipermanentes, la flecha diferida sea menor a L/300.

En la determinación de las flechas de elementos de hormigón se tendrá en cuenta los efectos de la fisuración de acuerdo con los criterios establecidos en la norma EHE.

La fisuración admisible para cargas cuasipermanentes, de acuerdo con la normativa vigente EHE (Art 49), se fija en:

- 0,3 mm para el ambiente IIa
- 0,4 mm para el ambiente I

3.5.3. DEFINICIÓN DETALLADA DE CARGAS.

- Peso propio según dimensiones de losa con una densidad de 25 kN/m^3
- Carga muerta de vía en placa de 18.5 kN/m^2

- Carga muerta de instalaciones de 13 kN/m
- Carga muerta de carriles de 1.2 kN/m
- Sobrecarga de uso. Tren tipo A
- Sobrecarga de uso. Tren tipo B
- Sobrecarga de uso. Tren tipo UIC71
- Sobrecarga de uso. Tren tipo SW0
- Asiento local de la solera en una longitud de 10 m. Se reproduce simulando un coeficiente de balasto 10 veces menor que el coeficiente de balasto convencional.

3.5.4. COMBINACIONES DE CÁLCULO.

A continuación se definen las combinaciones en estado límite último y de servicio a considerar en el cálculo de cada elemento estructural. En los apéndices correspondientes se desarrollaran con mayor detalle para cada elemento estructural.

3.5.4.1. Estados límites últimos.

Situaciones persistentes o transitorias.

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{o,i}Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,i}$: valor representativo de cada acción permanente.
- $G^*_{k,i}$: valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$: valor representativo de la acción variable dominante.
- $\Psi_{0,i}\,Q_{k,i}$: valores de combinación de las acciones variable concomitantes con la acción variable dominante.

Situaciones accidentales.

1) Acción accidental sin sismo.

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_{A}A_{k}+\psi_{11}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,i}$ y $G^*_{k,i}$: valor representativo las acciones permanentes.
- $\Psi_{1,1}\,Q_{k,1}$: valor frecuente de la acción variable dominante.
- $\Psi_{2,i}\,Q_{k,i}$: valores cuasipermanentes de las acciones variable concomitantes con la acción variable dominante y accidental.
- A_K: Valor característico de la acción accidental.

2) Acción accidental de sismo.

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\gamma_{A}A_{E,k}+\psi_{2,1}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$$

Donde:

- $G_{k,i}$ y $G^*_{k,i}$: valor representativo las acciones permanentes.
- $\gamma_{Q,1}\Psi_{2,1}\,Q_{k,1}$: valor cuasipermante de la acción de sobrecarga de uso.
- $A_{E,K}$: Valor característico de la acción sísmica.

3.5.4.2. Estados límites de servicios.

Combinación frecuente.

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\psi_{11}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermante.

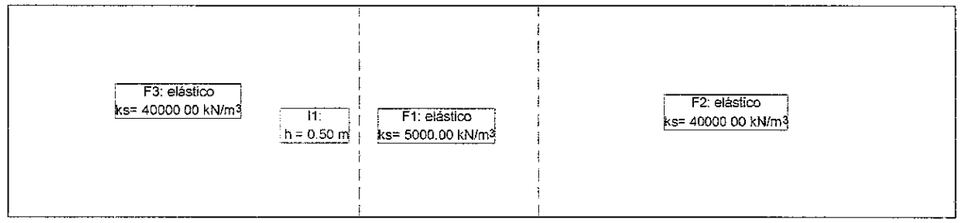
$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}G_{k,i}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}G^*_{k,j}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

4.- MODELO DE CÁLCULO.

Con el programa CEDRUS se modeliza la solera supuesta apoyada en un terreno con rigidez elástica.

ANEXO I - CÁLCULOS

ESTRUCTURA



DATOS de la ESTRUCTURA

MATERIALES

Id	Material	E [kN/mm²]	ρ [t/m³]	Clase de material	α [‰]	ν
1	Hormigón	30 00	2 50	H250	0 010	0.17
2	Acero para armaduras	210.00	8 00	AEH500	0.012	0.30

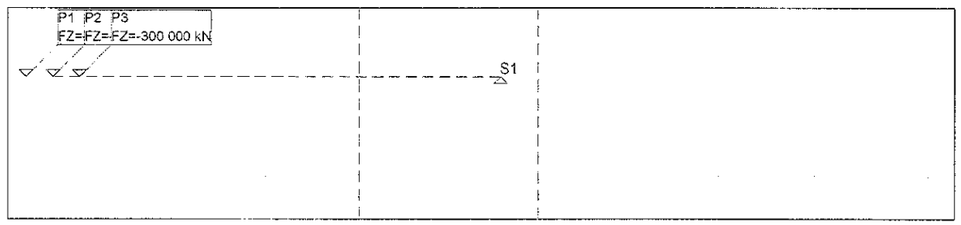
ETIQUETAS DE ATRIBUTOS DE MATERIALES: Isótropo

Id		Geometría Espesor de la losa [m]	Cota del canto sup [m]	f_E	Materiales Sólido	Armaduras
I1		0 50	0	1 000	Hormigón	Acero para

APOYO SUPERFICIAL

id	Typ NO lin.	Lagerung ks [kN/m³]
F1	No	5000 .00
F2	No	40000 .00
F3	No	40000 .00

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW1 : Tren A-via 1

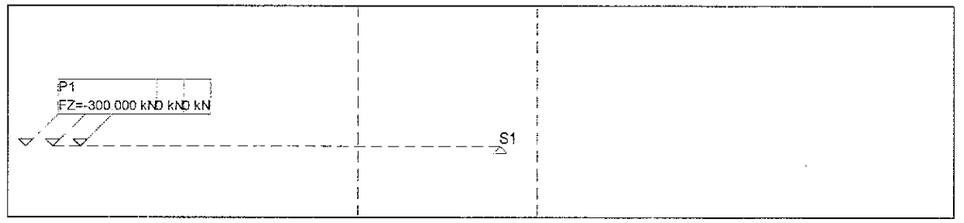


GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW1 : Tren A-via 1

Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento MX [kNm]	Momento MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	0 .50	7 .85		0	0	
P2	2 .00	7 .85		0	0	
P3	3.50	7 .85		0	0	

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW2 : Tren A-via 2

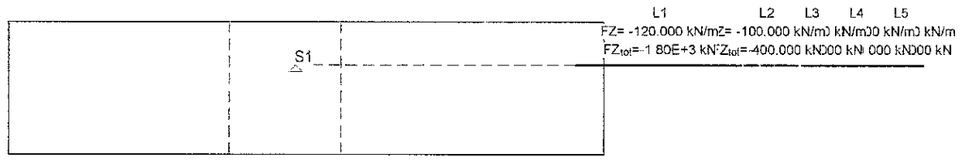


GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW2 : Tren A-via 2

Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Momento MX [kNm]	Momento MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	0.50	3 85		0	0	
P2	2 00	3.85		0	0	
P3	3.50	3.85		0	0	

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW3 : Tren B-via 1

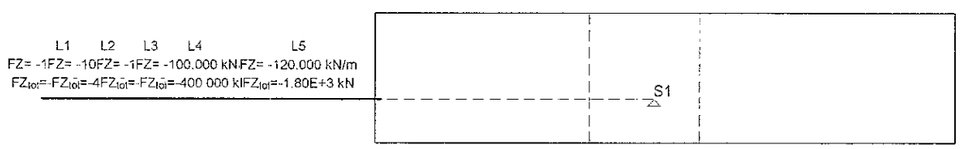


GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW3 : Tren B-via 1

Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Geometría	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]
I1	65 .00	7 .85			0	-120 .000
	50 .00	7 .85		2 .50	0	-120 .000
I2	69 .00	7 .85			0	-100 .000
	65 .00	7 .85		0	0	-100 .000
I3	73 .00	7 .85			0	-10 .000
	69 .00	7 .85		0	0	-10 .000
I4	77 .00	7 .85			0	-100 .000
	73 .00	7 .85		0	0	-100 .000
I5	81 .00	7 .85			0	-10 .000
	77 .00	7 .85		0	0	-10 .000

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW4 : Tren B-via 2

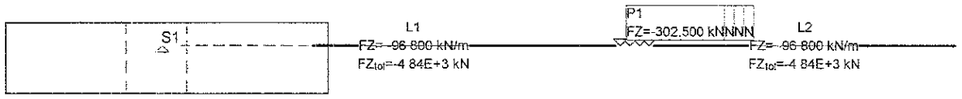


GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW4 : Tren B-via 2

Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]
I1	-31.00	3.85		0	-10.000
	-27.00	3.85	0	0	-10.000
I2	-27.00	3.85		0	-100.000
	-23.00	3.85	0	0	-100.000
I3	-23.00	3.85		0	-10.000
	-19.00	3.85	0	0	-10.000
I4	-19.00	3.85		0	-100.000
	-15.00	3.85	0	0	-100.000
I5	-15.00	3.85		0	-120.000
	0	3.85	0.50	0	-120.000

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW5 : UIC71-via 1



GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW5 : UIC71-via 1

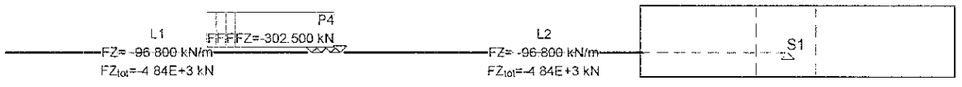
Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]
I1	100.00	7.85		0	-96.800
	50.00	7.85	2.50	0	-96.800
I2	106.40	7.85		0	-96.800
	156.40	7.85	0	0	-96.800

Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Momento MX [kNm]	Momento MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	100.80	7.85	0	0	
P2	102.40	7.85	0	0	
P3	104.00	7.85	0	0	
P4	105.60	7.85	0	0	

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW6 : UIC71-via 2



GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW6 : UIC71-via 2

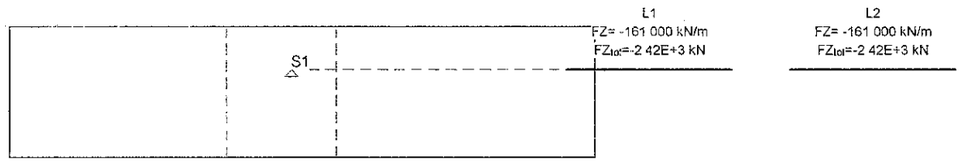
Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]
I1	-56.40	3.85		0	-96.800
	-106.40	3.85	0	0	-96.800
I2	-50.00	3.85		0	-96.800
	-0.00	3.85	0.50	0	-96.800

Carga puntual

ID	X [m]	Y [m]	Momento MX [kNm]	Momento MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	-55.60	3.85	0	0	
P2	-54.00	3.85	0	0	
P3	-52.40	3.85	0	0	
P4	-50.80	3.85	0	0	

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW7 : SW0-via 1

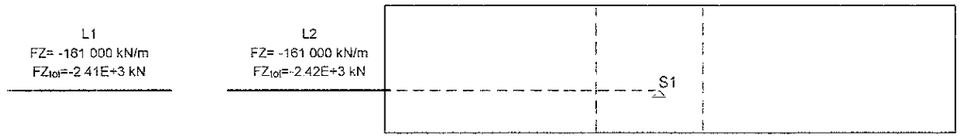


GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW7 : SW0-via 1

Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]
I1	65.00	7.85		0	-161.000
	50.00	7.85	2.50	0	-161.000
I2	85.30	7.85		0	-161.000
	70.30	7.85	0	0	-161.000

GENERADOR (CARGA MóVIL) GW8 : SW0-via 2

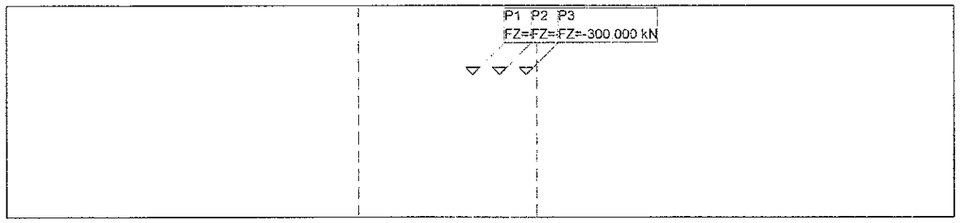


GENERADOR (CARGA MÓVIL) GW8 : SW0-vía 2

Carga lineal

ID	X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]
I1	-35.30	3.85		0	-161.000
	-20.30	3.85	0	0	-161.000
I2	-15.00	3.85		0	-161.000
	0	3.85	0.50	0	-161.000

HIPóTESIS DE CARGA GW1%1 : GW1 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW1%1 : GW1 - Posición 1

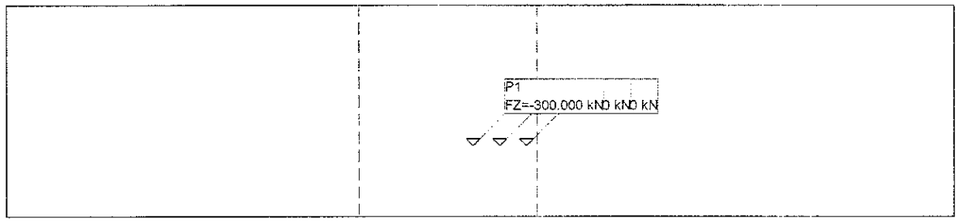
Carga puntual

ID	Geometría X [m]	Y [m]	Momento MX [kNm]	MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	25.50	7.85	0	0	-300.000
P2	27.00	7.85	0	0	-300.000
P3	28.50	7.85	0	0	-300.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-900.000

HIPóTESIS DE CARGA GW2%1 : GW2 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW2%1 : GW2 - Posición 1

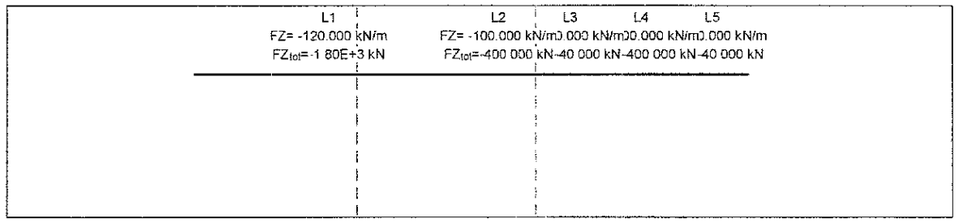
Carga puntual

ID	Geometría X [m]	Y [m]	Momento MX [kNm]	MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	25.50	3.85	0	0	-300.000
P2	27.00	3.85	0	0	-300.000
P3	28.50	3.85	0	0	-300.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-900.000

HIPóTESIS DE CARGA GW3%1 : GW3 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW3%1 : GW3 - Posición 1

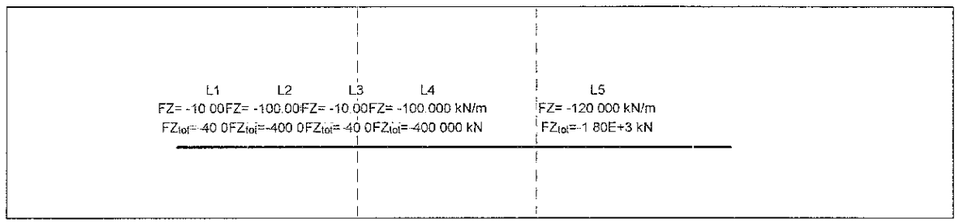
Carga lineal

ID	Geometría X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	25.00	7.85		0	-120.000	
	10.00	7.85	15.00	0	-120.000	-1800.000
I2	29.00	7.85		0	-100.000	
	25.00	7.85	4.00	0	-100.000	-400.000
I3	33.00	7.85		0	-10.000	
	29.00	7.85	4.00	0	-10.000	-40.000
I4	37.00	7.85		0	-100.000	
	33.00	7.85	4.00	0	-100.000	-400.000
I5	41.00	7.85		0	-10.000	
	37.00	7.85	4.00	0	-10.000	-40.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-2680.000

HIPóTESIS DE CARGA GW4%1 : GW4 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW4%1 : GW4 - Posición 1

Carga lineal

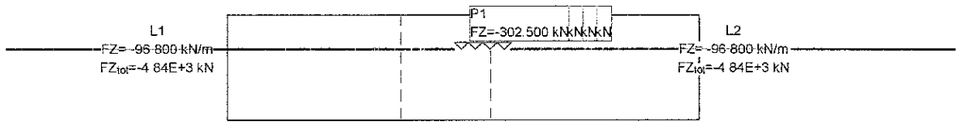
ID	Geometría X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	9.00	3.85		0	-10.000	
	13.00	3.85	4.00	0	-10.000	-40.000
I2	13.00	3.85		0	-100.000	
	17.00	3.85	4.00	0	-100.000	-400.000
I3	17.00	3.85		0	-10.000	
	21.00	3.85	4.00	0	-10.000	-40.000
I4	21.00	3.85		0	-100.000	
	25.00	3.85	4.00	0	-100.000	-400.000
I5	25.00	3.85		0	-120.000	

ID	Geometría X [m]	Geometría Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
	40.00	3.85	15.00	0	-120.000	-1800.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-2680.000

HIPóTESIS DE CARGA GW5%1 : GW5 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW5%1 : GW5 - Posición 1

Carga lineal

ID	Geometría X [m]	Geometría Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	25.00	7.85		0	-96.800	
	-25.00	7.85	25.50	0	-96.800	-185.193
I2	31.40	7.85		0	-96.800	
	81.40	7.85	21.10	0	-96.800	-531.551

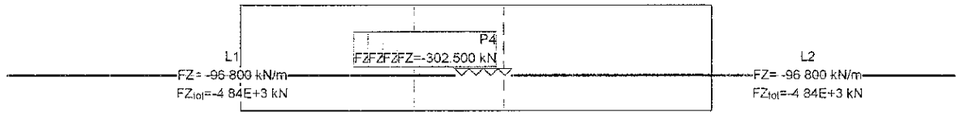
Carga puntual

ID	Geometría X [m]	Geometría Y [m]	Momento MX [kNm]	Momento MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	25.80	7.85	0	0	-302.500
P2	27.40	7.85	0	0	-302.500
P3	29.00	7.85	0	0	-302.500
P4	30.60	7.85	0	0	-302.500

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-1926.744

HIPóTESIS DE CARGA GW6%1 : GW6 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW6%1 : GW6 - Posición 1

Carga lineal

ID	Geometría X [m]	Geometría Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	23.60	3.85		0	-96.800	
	-26.40	3.85	24.10	0	-96.800	-146.482
I2	30.00	3.85		0	-96.800	
	80.00	3.85	22.50	0	-96.800	-761.506

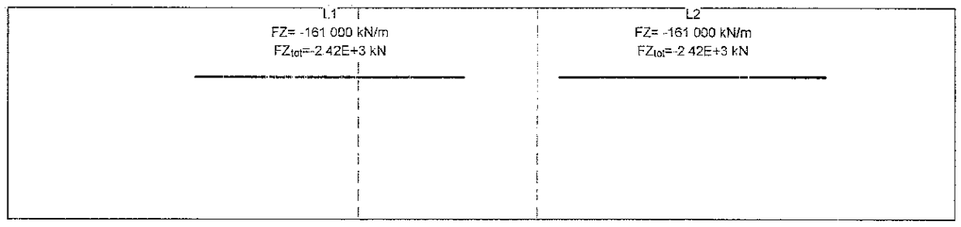
Carga puntual

ID	Geometría X [m]	Geometría Y [m]	Momento MX [kNm]	Momento MY [kNm]	Subtotal Carga Z [kN]
P1	24.40	3.85	0	0	-302.500
P2	26.00	3.85	0	0	-302.500
P3	27.60	3.85	0	0	-302.500
P4	29.20	3.85	0	0	-302.500

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-2117.988

HIPóTESIS DE CARGA GW7%1 : GW7 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW7%1 : GW7 - Posición 1

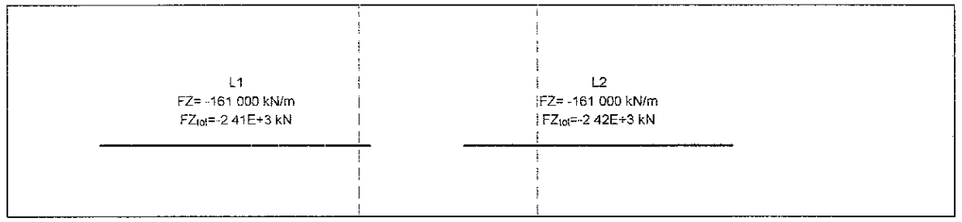
Carga lineal

ID	Geometría X [m]	Geometría Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	Carga FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	25.00	7.85		0	-161.000	
	10.00	7.85	15.00	0	-161.000	-2415.000
I2	45.30	7.85		0	-161.000	
	30.30	7.85	15.00	0	-161.000	-2415.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-4830.000

HIPóTESIS DE CARGA GW8%1 : GW8 - Posición 1



HIPÓTESIS DE CARGA GW8%1 : GW8 - Posición 1

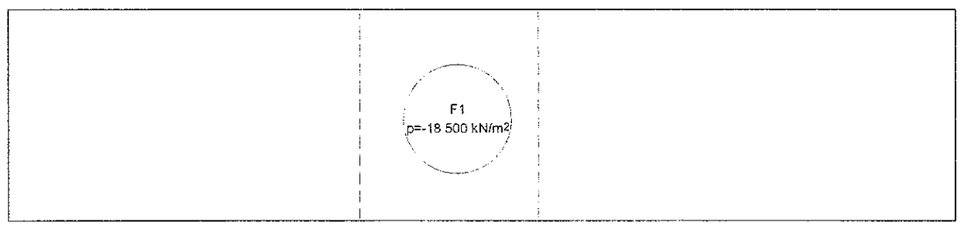
Carga lineal

ID	Geometría X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	4.70	3.85		0	-161.000	
	19.70	3.85	15.00	0	-161.000	-2415.000
I2	25.00	3.85		0	-161.000	
	40.00	3.85	15.00	0	-161.000	-2415.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-4830.000

HIPóTESIS DE CARGA HC : CM Vía en placa



HIPÓTESIS DE CARGA HC : CM Vía en placa

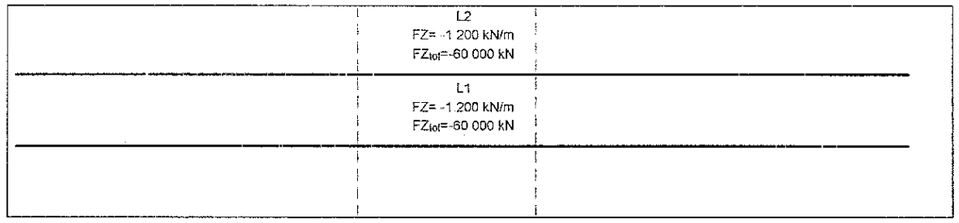
Carga repartida (Losa estructura)

ID	Volumen [m³]	Geometría Espesor [cm]	Area [m²]	Carga Valor [kN/m²]	Subtotal Carga Z [kN]
F1	312.70	50.0	625.40	-18.500	-11569.900

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-11569.900

HIPóTESIS DE CARGA HC1 : Carriles



HIPÓTESIS DE CARGA HC1 : Carriles

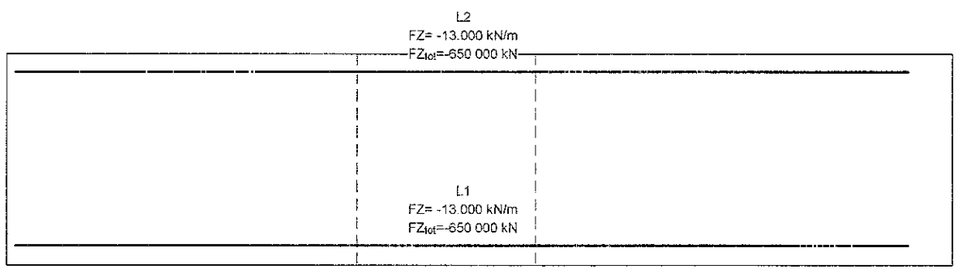
Carga lineal

ID	Geometría X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	0.00	3.85		0	-1.200	
	50.00	3.85	50.00	0	-1.200	-60.000
I2	0.00	7.85		0	-1.200	
	50.00	7.85	50.00	0	-1.200	-60.000

Suma Z

	Total Carga [kN]
Total	-120.000

HIPóTESIS DE CARGA HC2 : Conductos



HIPÓTESIS DE CARGA HC2 : Conductos

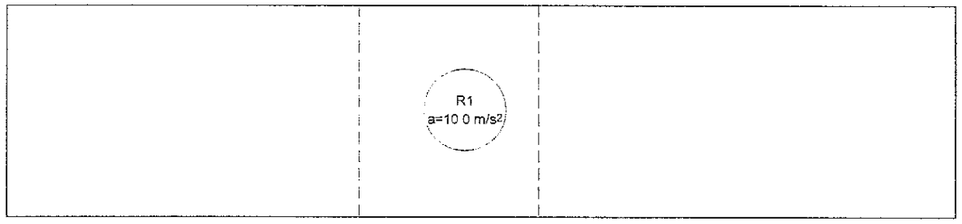
Carga lineal

ID	Geometría X [m]	Y [m]	Largo [m]	Carga MI [kNm/m]	FZ [kN/m]	Subtotal Carga Z [kN]
I1	0.00	1.00		0	-13.000	
	50.00	1.00	50.00	0	-13.000	-650.000
I2	-0.00	10.70		0	-13.000	
	50.00	10.70	50.00	0	-13.000	-650.000

Suma Z

		Total Carga [kN]
Total		-1300.000

HIPóTESIS DE CARGA PP : Peso propio



HIPÓTESIS DE CARGA PP : Peso propio

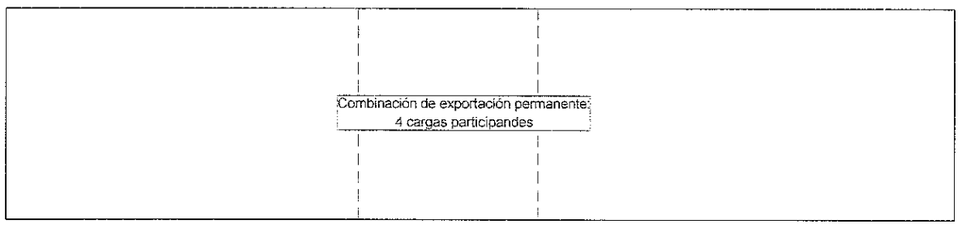
Peso propio (Losa estructura)

ID	Geometría Volumen [m³]	Espesor [cm]	Area [m²]	Carga Masa [t]	Subtotal Carga Z [kN]
R1	312.70	50.0	625 40	781.750	-7817.500

Suma Z

		Total Carga [kN]
Total		-7817.500

COMBINACIóN DE EXPORTACIóN !Exp-G : permanente



COMBINACIÓN DE EXPORTACIÓN !Exp-G : permanente

Combinación de exportación

Factor	ID	Hipótesis de carga Descripción
1 00	HC	CM Vía en placa
1 00	HC1	Carriles
1 00	HC2	Conductos
1.00	PP	Peso propio

Parámetros de análisis, Código: Spanish Code EH-91

ID	σ-ε-Diagrama c	s	p	a	Límites de deformación $\varepsilon_{cu,c}$ [‰]	$\varepsilon_{cu,b}$ [‰]	ε_{su} [‰]	Tens adm $\sigma_{s,adm}$ [N/mm²]	Factores de la resistencia γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_a [-]	α [-]	Otros valores ϕ [-]	P(t) [-]	κ
AP1	1/0	1	1	1				200 00	1 00	1.00	1.00	1 00	45 00	0	t=o	-
AP2	2/0	1	1	1	-2.0	-3 5	10 0		1 50	1 15	1.15	1 15	45 00	0	t=o	-
AP3	3/0	1	1	1	-2.0	-3.5	10.0		1 50	1.15	1.15	1.15	45.00	0	t=o	-

α : Inclinación de las bielas de compresión
ϕ : Coef. de fluencia
P(t) : Análysis STATIK-5; Prealargamiento en el tiempo (t=o) oú (t=oo) con pérdidas
κ : + = Análysis con coeficiente adherencia: κ_s=0 7 κ_i=0 9
ID : AP3: Cálculo nonlineal

Especificación de envolventes: !Servicio(permanente)

Descripción
Situación de diseño estándar: Estado de límite servicio combinación casi permanente
Parámetro de análisis: AP1

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acción 1
1	Peso propio	1	1
2	Carga útil general	1	0.6

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones
para el límite declaran la especificación !Servicio(permanente)

Acción	Alt	aditivo	exclusivo	Hipótesis de carga		Factor	Comb
Peso propio		permanente		PP	Peso propio	1.000	
		permanente		HC	CM Vía en placa	1.000	
		permanente		HC1	Carriles	1.000	
		permanente		HC2	Conductos	1.000	
Carga útil general		si es crítico	tampoco	GW1%1	GW1 - Posición 1	1.000	
			o	GW2%1	GW2 - Posición 1	1.000	
			o	GW3%1	GW3 - Posición 1	1.000	
			o	GW4%1	GW4 - Posición 1	1.000	
			o	GW5%1	GW5 - Posición 1	1.000	
			o	GW6%1	GW6 - Posición 1	1.000	
			o	GW8%1	GW8 - Posición 1	1.000	
			o	GW7%1	GW7 - Posición 1	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: !Servicio(frecuente)

Descripción
Situación de diseño estándar: Estado de límite servicio, combinación frecuente
Parámetro de análisis: AP1

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acción 1
1	Peso propio	1	1
2	Carga útil general	1	0.7

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para el límite declaran la especificación !Servicio(frecuente)

Acción	Alt	aditivo	exclusivo	Hipótesis de carga	Factor	Comb
Peso propio		permanente		PP Peso propio	1.000	
		permanente		HC CM Vía en placa	1.000	
		permanente		HC1 Carriles	1.000	
		permanente		HC2 Conductos	1.000	
Carga útil general		si es crítico	tampoco	GW1%1 GW1 - Posición 1	1.000	
			o	GW2%1 GW2 - Posición 1	1.000	
			o	GW3%1 GW3 - Posición 1	1.000	
			o	GW4%1 GW4 - Posición 1	1.000	
			o	GW5%1 GW5 - Posición 1	1.000	
			o	GW6%1 GW6 - Posición 1	1.000	
			o	GW8%1 GW8 - Posición 1	1.000	
			o	GW7%1 GW7 - Posición 1	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: !Servicio(ocasional)

Descripción
Situación de diseño estándar: Estado de límite servicio combinación ocasional
Parámetro de análisis: AP1

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acción 1
1	Peso propio	1	1
2	Carga útil general	1	1

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para el límite declaran la especificación !Servicio(ocasional)

Acción	Alt	aditivo	exclusivo	Hipótesis de carga	Factor	Comb
Peso propio		permanente		PP Peso propio	1.000	
		permanente		HC CM Vía en placa	1.000	
		permanente		HC1 Carriles	1.000	
		permanente		HC2 Conductos	1.000	
Carga útil general		si es crítico	tampoco	GW1%1 GW1 - Posición 1	1.000	
			o	GW2%1 GW2 - Posición 1	1.000	
			o	GW3%1 GW3 - Posición 1	1.000	
			o	GW4%1 GW4 - Posición 1	1.000	
			o	GW5%1 GW5 - Posición 1	1.000	
			o	GW6%1 GW6 - Posición 1	1.000	
			o	GW8%1 GW8 - Posición 1	1.000	
			o	GW7%1 GW7 - Posición 1	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: !Estado límite último

Descripción
Situación de diseño estándar: Estado de límite último tipo 2 (1B)
Parámetro de análisis: AP2

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acción 1	2
1	Peso propio	1	1.35	1
2	Carga útil general	1	1.5	1.5

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para el límite declaran la especificación !Estado límite último

Acción	Alt	aditivo	exclusivo	Hipótesis de carga	Factor	Comb
Peso propio		permanente		PP Peso propio	1.000	
		permanente		HC CM Vía en placa	1.000	
		permanente		HC1 Carriles	1.000	
		permanente		HC2 Conductos	1.000	
Carga útil general		si es crítico	tampoco	GW1%1 GW1 - Posición 1	1.000	
			o	GW2%1 GW2 - Posición 1	1.000	
			o	GW3%1 GW3 - Posición 1	1.000	
			o	GW4%1 GW4 - Posición 1	1.000	
			o	GW5%1 GW5 - Posición 1	1.000	
			o	GW6%1 GW6 - Posición 1	1.000	
			o	GW8%1 GW8 - Posición 1	1.000	
			o	GW7%1 GW7 - Posición 1	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: ELS

Descripción
Situación de diseño estándar: Estado de límite servicio combinación ocasional
Parámetro de análisis: AP1

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	Combinaciones de acción 1
1	Peso propio	1	1
2	Carga útil general	1	1

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones

para el límite declaran la especificación ELS

Acción	Alt	aditivo	exclusivo	Hipótesis de carga	Factor	Comb
Peso propio		permanente		PP Peso propio	1.000	
		permanente		HC CM Vía en placa	1.000	
		permanente		HC1 Carriles	1.000	
		permanente		HC2 Conductos	1.000	
Carga útil general		si es crítico	tampoco	GW1%1 GW1 - Posición 1	1.000	
			o	GW3%1 GW3 - Posición 1	1.000	
			o	GW5%1 GW5 - Posición 1	1.000	
			o	GW7%1 GW7 - Posición 1	1.000	
		p&lus donde crí	tampoco	GW2%1 GW2 - Posición 1	1.000	
			o	GW4%1 GW4 - Posición 1	1.000	
			o	GW6%1 GW6 - Posición 1	1.000	
			o	GW8%1 GW8 - Posición 1	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envolventes: ELU

Descripción
Situación de diseño estándar: Estado de límite último tipo 2 (1B)
Parámetro de análisis: AP2

Especificación de envolventes

No	Acción Nombre	Fac	1	2	Combinaciones de acción
1	Peso propio	1	1.35	1	
2	Carga útil general	1	1.5	1.5	

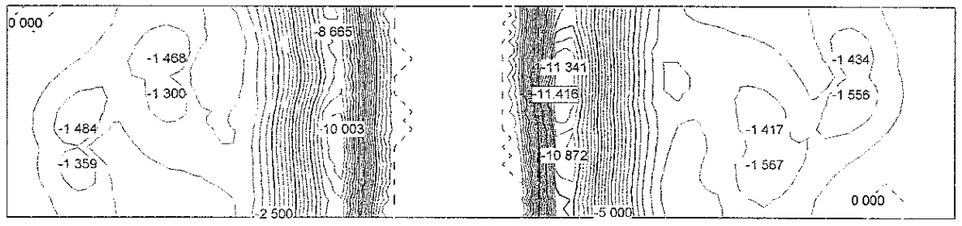
Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones
para el límite declaran la especificación ELU

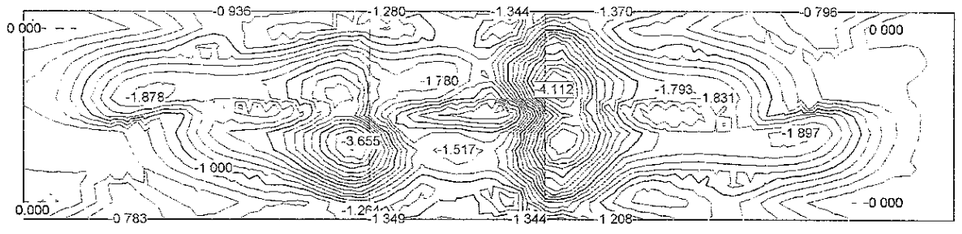
Acción	Alt	aditivo	exclusivo	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		permanente		PP Peso propio	1.000	
		permanente		HC CM Vía en placa	1.000	
		permanente		HC1 Carriles	1.000	
		permanente		HC2 Conductos	1.000	
Carga útil general		si es crítico	tampoco	GW1%1 GW1 - Posición 1	1.000	
			o	GW3%1 GW3 - Posición 1	1.000	
			o	GW5%1 GW5 - Posición 1	1.000	
			o	GW7%1 GW7 - Posición 1	1.000	
		p&lus donde cri	tampoco	GW2%1 GW2 - Posición 1	1.000	
			o	GW4%1 GW4 - Posición 1	1.000	
			o	GW6%1 GW6 - Posición 1	1.000	
			o	GW8%1 GW8 - Posición 1	1.000	

Alt : Superposición alternativa

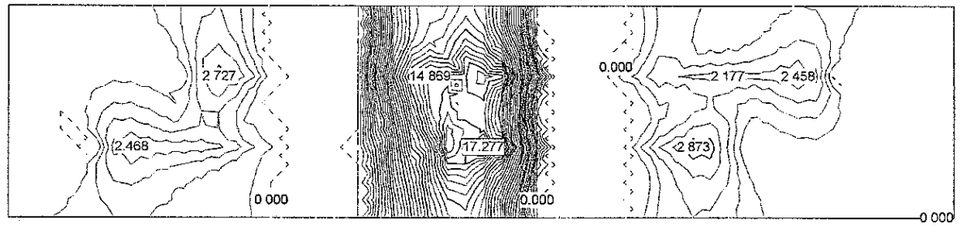
Secciones de armaduras a_{xt} Especificación: ELU/AP2:
Equidistancia: 0 500 cm²/m Línea de referencia: 0 000 cm²/m



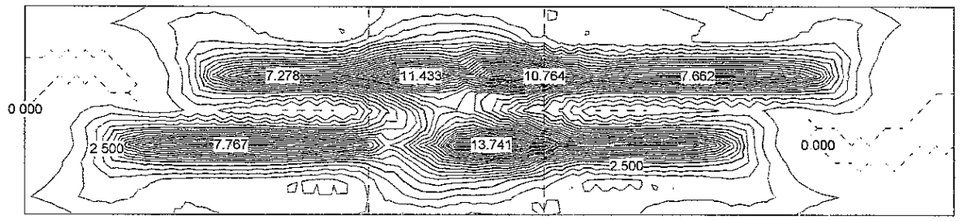
Secciones de armaduras a_{yl} Especificación: ELU/AP2:
Equidistancia: 0 200 cm²/m Línea de referencia: 0 000 cm²/m



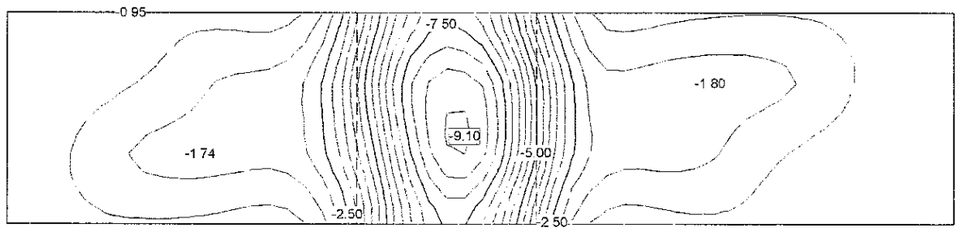
Secciones de armaduras a_{xb}, Especificación: ELU/AP2:
Equidistancia: 0 500 cm²/m Línea de referencia: 0 000 cm²/m



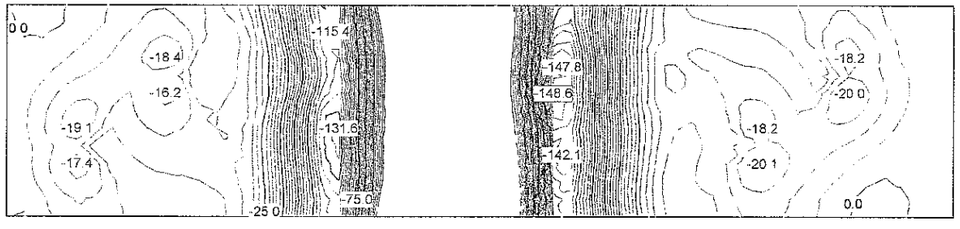
Secciones de armaduras a_{yb}, Especificación: ELU/AP2:
Equidistancia: 0 500 cm²/m Línea de referencia: 0 000 cm²/m



Envolvente de deformaciones: Mínima: Especificación de env : ELS
Equidistancia: 0 50 mm Línea de referencia: 0 00 mm

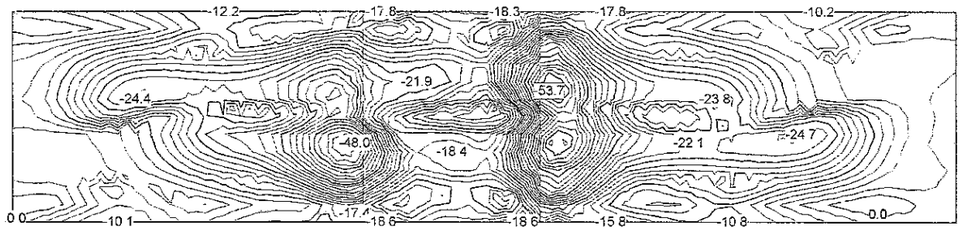


Momentos de dimensionamiento m_{axt}: Especificación de env : ELS
Equidistancia: 5 0 kN Línea de referencia: 0 0 kN

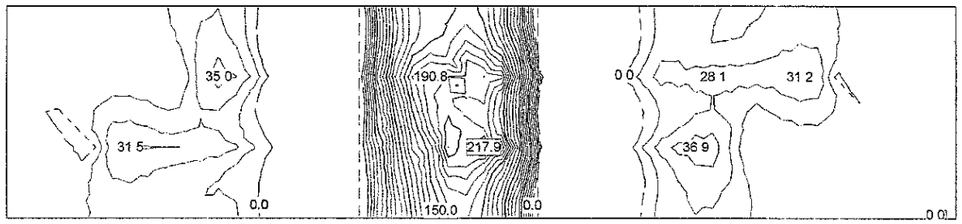


09 BACH DE RODA SOLERA		Página 17 17.05.07, 20:56
PROES S.A., 28020 Madrid	jcb	Cedrus-5 - Version 1.25

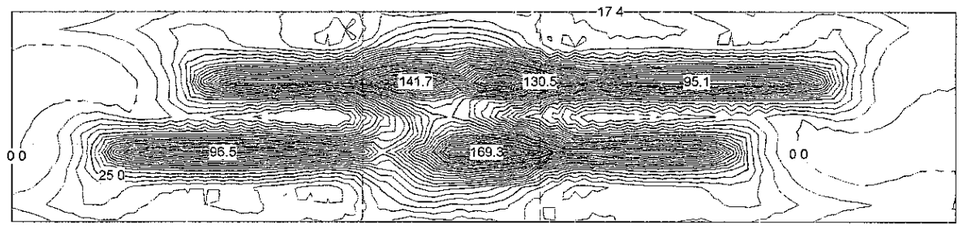
Momentos de dimensionamiento m_{ayl}: Especificación de env : ELS
Equidistancia: 2 0 kN Línea de referencia: 0 0 kN



Momentos de dimensionamiento m_{axb}: Especificación de env : ELS
Equidistancia: 10 0 kN Línea de referencia: 0 0 kN



Momentos de dimensionamiento m_{ayb}: Especificación de env : ELS
Equidistancia: 5 0 kN Línea de referencia: 0 0 kN



X:\2006\06097 L A V SECTOR SAGRERA\03 CALCULOS\02 PROYECTO CONSTRUCTIVO 1\09 BACH DE RODA\SOLERA C5P	Nr :

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: TAV SAGRERA - NUDO LA TRINIDAD
Fecha: 17/05/2007
Hora: 20:55:54

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25 00
fyk [MPa] = 500 00

- Ambiente

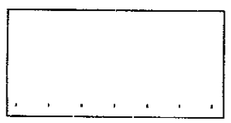
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : 100X50
b [m] = 1 00
h [m] = 0 50

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	7	50 0

As [cm²] = 22 0
Ac,ef [cm²] = 1250 0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 217

Separación media entre fisuras sm [mm] = 168 0

Deformación media de las armaduras εsm [·1 E-3] = 1 02

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 127 4

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 237 9

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0 29

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0 4	0 2
IIa, IIb, H	0 3	0 2
IIIa IIIb, IV, F	0 2	Decompresión
IIIc. Qa, Qb, Qc	0 1	

Miguel Abellan Alcaraz

De: Gloria Sánchez Rodríguez [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: miércoles, 26 de mayo de 2010 12:44
Para: Miguel Abellan Alcaraz
CC: Alonso Ortega Crespo; David Gómez Santaella; isaac calvo
Asunto: Re: ANEJOS DE CÁLCULO SOLERA TIPO 5

Hola Miguel:

Te cuento. He estado buscando en el anejo de estructuras del proyecto de accesos y sólo viene el cálculo de las soleras tipos 1, 2 y 3. He preguntado a Jaime Burón y me ha dicho que las soleras tipo 4 y tipo 5 son de una tipología que no suele incluirse en el cálculo (soleras apoyadas contra el terreno) mientras que los otros tres tipos tienen requerimientos especiales de cargas, tales como subpresión, por ejemplo, de ahí que si estén incluidasen el anejo de cálculo.

No obstante, en el proyecto del Sector Sagrera si que se incluyó el cálculo de las soleras siendo exactamente iguales que la solera tipo 5 (soleras contra el terreno, con carga ferroviaria y de 0.50 m de canto). Además el cálculo se hizo en situación de alternancia pésima de terrenos (situación más desfavorable) tomando coeficientes de balastos buenos y malos, por lo que puede que te sirva este cálculo para justificar la solera tipo 5.

Puedes encontrarlo en el anejo 11 de estructuras, tomo 6, pág 192/311. Espero que te sirva.

Un saludo.

----- Mensaje original -----
De: "Miguel Abellan Alcaraz" <mabellan@isoluxcorsan.com>
Para: "Gloria Sánchez Rodríguez" <gloria.sanchez@inocsa.es>
CC: "Alonso Ortega Crespo" <aortega@isoluxcorsan.com>
Enviados: Martes, 25 de Mayo 2010 16:25:32 GMT +01:00 Amsterdam / Berlín / Berna / Roma / Estocolmo / Viena
Asunto: ANEJOS DE CÁLCULO SOLERA TIPO 5

Buenas tardes,

De la solera tipo 5 que hemos ejecutado, nos faltarían los anejos de cálculo para el proyecto modificado, supongo que estarán en el proyecto de accesos, nos los envías en cuanto puedas?
Gracias,

Gloria Sánchez Rodríguez
Ingeniera de Caminos,Canales y Puertos.
Jefa Oficina Técnica Sagrera
LAV Madrid-Zaragoza-Barcelona-F.Francesa
www.inocsa.es - gloria.sanchez@inocsa.es
Telf: (+34) 93 352 97 52 - Fax: (+34) 93 351 97 37

SERVICIO DE CORREO ELECTRÓNICO DE INOCSA INGENIERÍA

ADVERTENCIA LEGAL

Le informamos, como destinatario de este mensaje, que el correo electrónico y las comunicaciones por medio de Internet no permiten asegurar ni garantizar la confidencialidad de los mensajes transmitidos, así como tampoco su integridad o su correcta recepción por lo que el emisor no asume responsabilidad alguna por tales circunstancias.

Si no consintiese en la utilización del correo electrónico o de las comunicaciones vía Internet le rogamos nos lo comunique y ponga en nuestro conocimiento de manera inmediata.

Este mensaje va dirigido, de manera exclusiva, a su destinatario y contiene información confidencial y sujeta al secreto profesional, cuya divulgación no está permitida por la ley. En caso de haber recibido este mensaje por error, le rogamos que, de forma inmediata, nos lo comunique mediante correo electrónico remitido a nuestra atención o a través del teléfono (+ 34) 91 548 77 90 y proceda a su eliminación así como a la de cualquier documento adjunto al mismo. Asimismo, le comunicamos que la distribución, copia o utilización de este mensaje, o de cualquier documento adjunto al mismo, cualquiera que fuera su finalidad, están prohibidas por la ley.

PRIVILEGED AND CONFIDENTIAL

We hereby inform you, as addressee of this message, that e-mail and Interne t do not guarantee the confidentiality, nor the completeness or proper reception of the messages sent and, thus, the sender does not assume any liability for those circumstances.

Should you not agree to the use of e-mail or to communications via Internet, you are kindly requested to notify us immediately.

This message is intended exclusively for the person to whom it is addressed and contains privileged and confidential information protected from disclosure by law. If you are not the addressee indicated in this message, you should immediately delete it and any attachments and notify the sender by reply e-mail or by phone (+ 34) 91 548 77 90. In such case, you are hereby notified that any dissemination, distribution, copying or use of this message or any attachments, for any purpose, is strictly prohibited by law.
---------- ----------

Respeta el medio ambiente. Antes de imprimir este e-mail, piensa si realmente es necesario imprimirlo.

Please, consider your environmental responsability: before printing this e-mail, ask yourself whether you need a hard copy!

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Empresas

APÉNDICE 43 - ESTUDIO DE PARALELISMO PANTALLAS P1-B Y P2 CON L4 DE METRO

APÉNDICE 43 - ESTUDIO PARALELISMO PANTALLAS P1-B Y P2 CON L4 DE METRO.

ÍNDICE

1.- ESTUDIO DE INFLUENCIA.

2.- PLAN DE AUSCULTACIÓN.

3.- NOTA TÉCNICA UPC.

ISOLUX-CORSAN

AVE - LA SAGRERA

ESTUDIO DE INFLUENCIA DE LA EJECUCIÓN DE PANTALLAS JUNTO A LOS TÚNELES DE METRO L4 Y L9 (REV. 1)

1.- OBJETO

2.- PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS

3.- DATOS GEOTÉCNICOS

4.- MODELIZACIÓN

5.- RESULTADOS

6.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

1.- OBJETO

Dentro de las obras en ejecución, asociadas a la construcción de la L.A.V. Barcelona-Francia, Sector La Sagrera, está prevista la construcción del nuevo "Pont del Treball".

El estribo del lado Oeste, así como las pilas del primer apoyo, se sitúan próximos a los túneles del metro de las líneas L4 y L9, ya existentes, como muestra la figura 1.

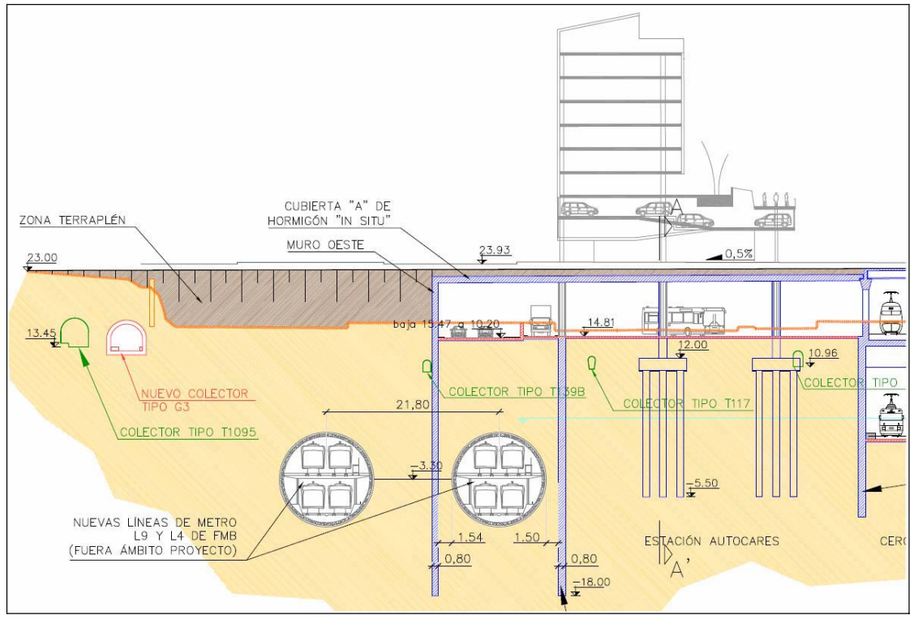


Figura 1 – Sección general

La figura 2 muestra los tramos de pantalla a construir, de 49,20 y 24 m, y su situación en planta respecto a los túneles del metro.

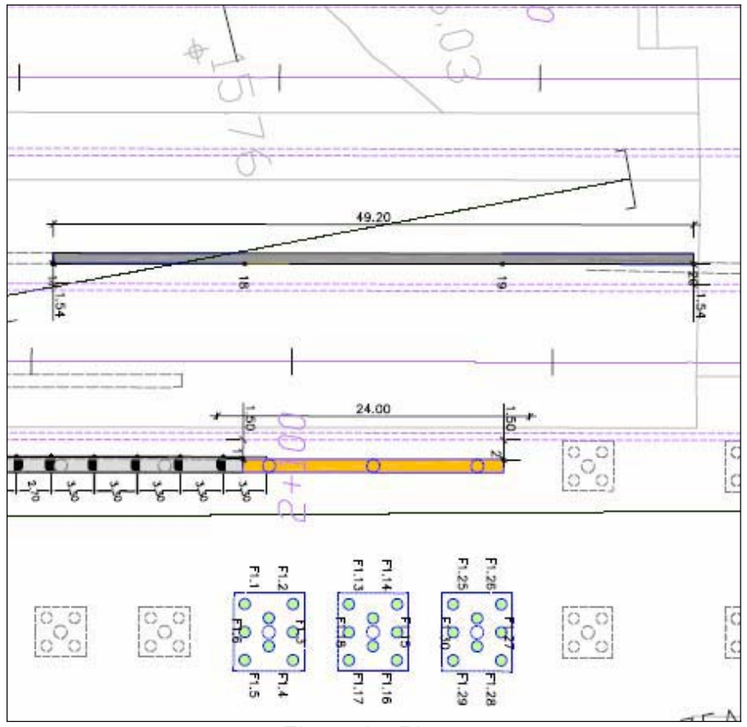


Figura 2 - Planta

Estas pantallas se ejecutarán por bataches de 4 m, tienen 1 m de espesor y se excavarán con lodos bentoníticos. Se inician aproximadamente a cota 15 y llegan hasta cota -18 m.

El objeto del presente informe es analizar el efecto que el proceso constructivo puede tener en los esfuerzos que soportan los túneles del metro.

No es objeto del presente informe valorar la situación de la obra terminada y pantallas en servicio.

Politécnica de Ingeniería y Arquitectura S.L.P.

2.- PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS

En una primera aproximación, del lado de la seguridad, analizamos el problema como bidimensional según el siguiente proceso:

- Cálculo de esfuerzos en las estructuras del metro en su situación actual.
- A partir de la situación actual, cálculo de esfuerzos al ejecutar la primera pantalla, supuesta toda la excavación de la misma llena de bentonita.
- Comprobación de variación de esfuerzos respecto a situación actual.

Repetiremos el proceso para la ejecución de la 2ª pantalla.

El nivel freático se encuentra a aproximadamente 10 m bajo la cota de ejecución de las pantallas, de 33 m de profundidad total. La bentonita utilizada como sostenimiento tiene una densidad de alrededor de 10 KN/m^3 y un comportamiento fluido, por lo que el sostenimiento introduce empujes horizontales que ayudan a estabilizar la excavación.

En fase de hormigonado, se hormigona ascendiendo desde el fondo, retirándose la bentonita por flotación.

La situación pésima se da con la bentonita ocupando toda la excavación, ya que estimando una velocidad de hormigonado de 3÷4 m/hora, las presiones máximas que ejerce el hormigón, calculadas con los criterios de la norma DIN, son de 80 KN/m^2, por lo que no son de esperar sobrepresiones producidas por el hormigonado.

El análisis 2D se realiza mediante un cálculo por elementos finitos bidimensional con el programa PLAXIS v.8.

La consideración de un modelo bidimensional queda del lado de la seguridad, porque es equivalente a suponer que se excava la pantalla en una longitud indefinida, en lugar de en un batache de 4 m únicamente.

En realidad, el túnel, de 12 m de diámetro, se comporta como un elemento estructural sumergido en un medio elástico, y redistribuye la perturbación local originada por la ejecución del batache, en un entorno de varios diámetros, por lo que este análisis es un techo superior que puede ser extremadamente conservador.

3.- DATOS GEOTÉCNICOS

Para el cálculo realizado se han tomado los datos del sondeo 3 del anexo geotécnico del proyecto, con los parámetros geotécnicos correspondientes (fuente UPC), que resumimos a continuación:

Sondeo 3 NF +4,00 Cota sondeo: 15,60

Techo (m)	Suelo (m)	Altura (m)	Tipo	Descripción	γ(ap) (t/m^3)	c' (Kp/cm^2)	f °	E (Kp/cm^2)	u
15,00	12,52	2,48	Qc	Arcilla limosa roja, muy consistente	2,15	0,05	32,5	170	0,35
12,52	10,30	2,22	Qa (cohesivo)	Arcilla con arena y algo de grava.	2,15	0,30	29,0	150	0,35
10,30	6,25	4,05	Qa (granular)	Arena con grava y matriz arcillosa	2,15	0,15	33,0	150	0,35
6,25	0,90	5,35	Qa (cohesivo)	Arcilla con arena y algo de grava.	2,15	0,30	29,0	150	0,35
0,90	-2,75	3,65	Qa (granular)	Arena con grava y matriz arcillosa	2,15	0,15	33,0	150	0,35
-2,75	-3,25	0,50	Qa (cohesivo)	Arcilla con arena y algo de grava.	2,15	0,30	29,0	150	0,35
-3,25	-10,10	6,85	Qa (granular)	Arena con grava y matriz arcillosa	2,15	0,15	33,0	150	0,35
-10,10	-11,75	1,65	Qa (cohesivo)	Arcilla con arena y algo de grava.	2,15	0,30	29,0	150	0,35
-11,75	-12,10	0,35	PQ	Arena con grava muy arcillosa, muy densa	2,20	0,10	38,0	250	0,35
-12,10	-30,00	17,90	Pa	Arena con grava muy arcillosa, densa	2,05	0,10	35,0	400	0,30

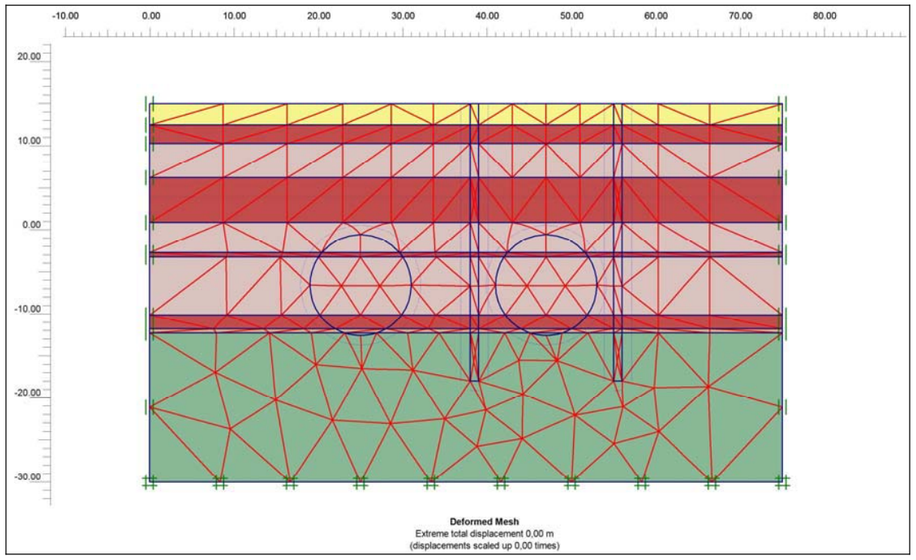


Figura 3 - Terreno

4.- MODELIZACIÓN

Se ha modelado el terreno según los estratos definidos en el cuadro anterior, adoptando para el criterio de plasticidad un comportamiento tipo Möhr-Coulomb.

Los túneles del metro se han introducido como túneles excavados, con sección circular y lámina de hormigón de aproximadamente 40 cm de espesor. Se ha supuesto una contracción del 2% para simular la inevitable relajación de tensiones producidas por la excavación del mismo.

En la interfase túnel/terreno se ha supuesto un coeficiente de rozamiento de 2/3 de φ.

Para modelar la excavación de las pantallas, hemos generado el recinto de la excavación prevista, sustituyendo el suelo original por un material con propiedades adecuadas para reflejar el comportamiento fluido de la bentonita:

$\gamma = 10\ KN/m^3$
$C = 5\ KN/m^2$
$\varphi = 5º$
$E = 2 \times 10^5\ N/m^2$
$\nu = 0,35$

Además en la interfase entre la bentonita y el terreno hemos simulado el deslizamiento aplicando una reducción de la resistencia del 90%.

Con el modelo formulado sobre las bases anteriores, hemos realizado el cálculo en las siguientes etapas:

Fase 0	Equilibrio general y tensiones iniciales
Fase 1	Construcción de los túneles con relajación
Fase 2	Ejecución de la 1ª pantalla
Fase 3	Ejecución de la 2ª pantalla
Fase 4	Ejecución de la 2ª pantalla con la 1ª hormigonada

5.- RESULTADOS

5.1.- Esfuerzos iniciales en los túneles

El cálculo de la fase 1 muestra un estado de esfuerzos, semejante en ambos túneles:

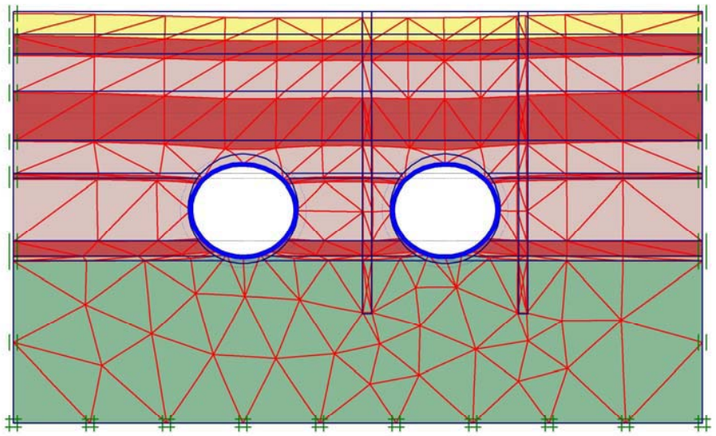


Figura 4 – Fase 1: Geometría

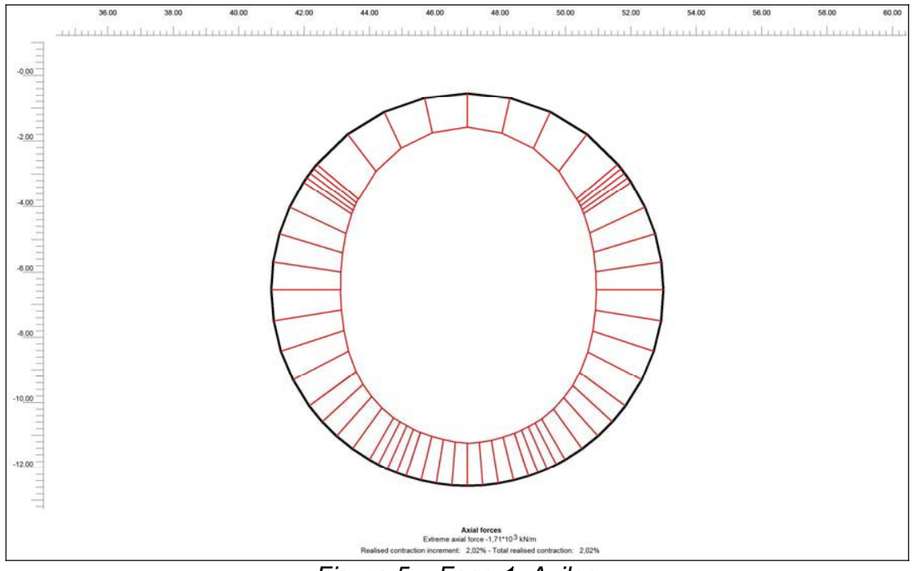


Figura 5 – Fase 1: Axiles

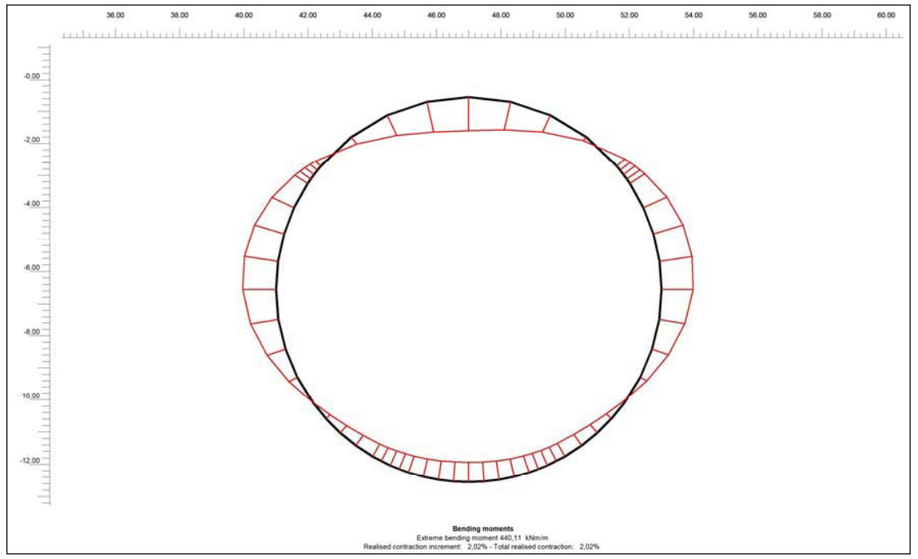


Figura 6 – Fase 1: Flectores

Con los siguientes esfuerzos máximos:

Compresiones	1,71 x 10^3	KN/m
Flexiones	440,11	KN x m/m

5.2.- Fase 2: Construcción de la primera pantalla (intermedia entre L4 y L9)

En la fase 2 analizamos los efectos de ejecución de la 2ª pantalla. Para obtener también desplazamientos relativos en la estructura, valoramos movimientos relativos a la fase 1.

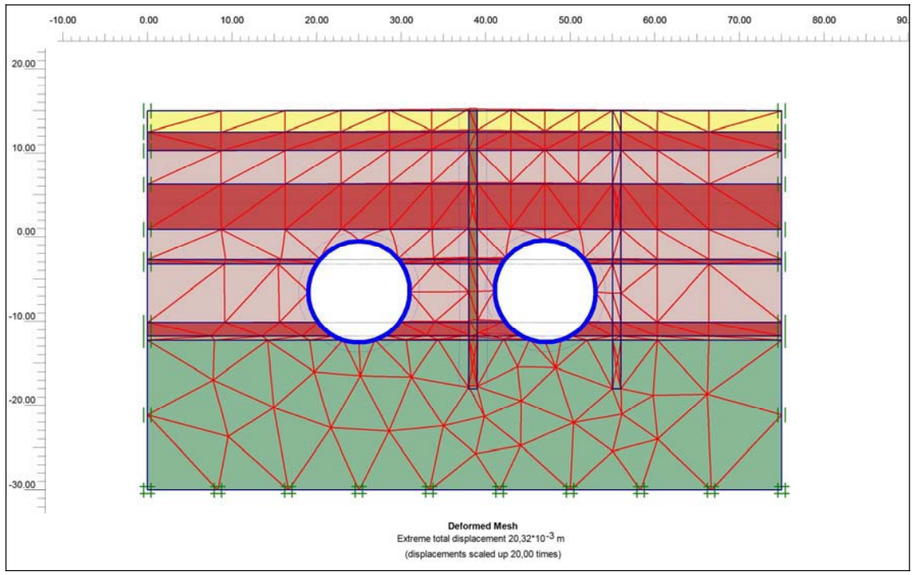


Figura 7 – Fase 2: Geometría

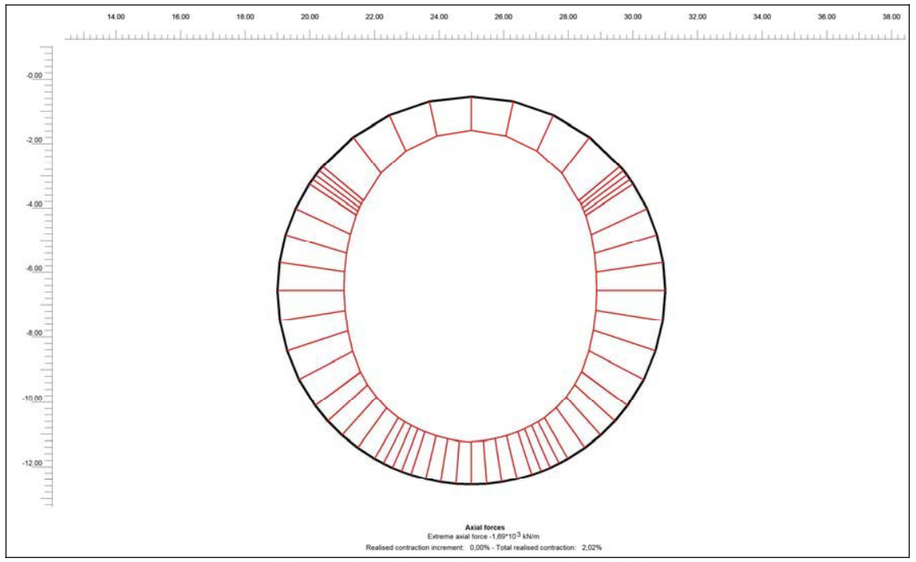


Figura 8 – Fase 2: Axiles túnel L4

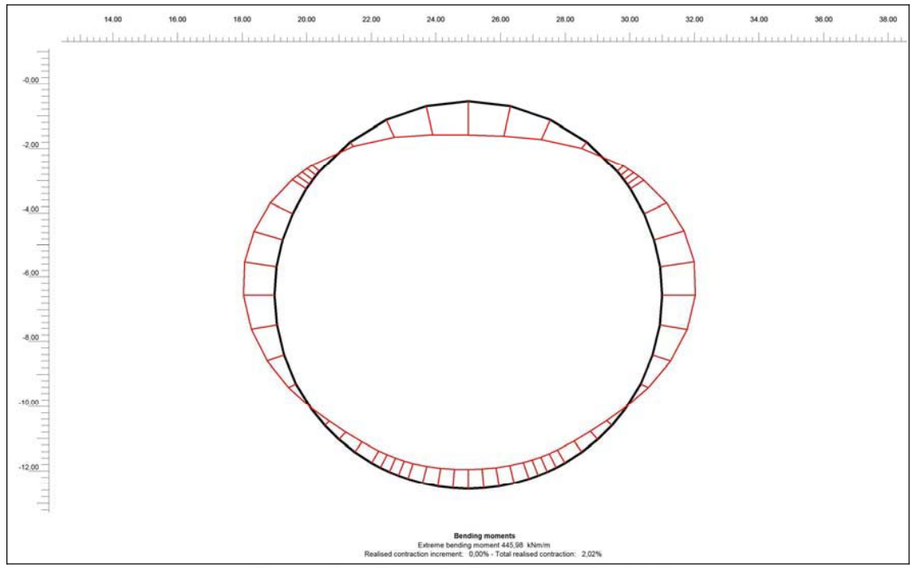


Figura 9 – Fase 2: Flectores túnel L4

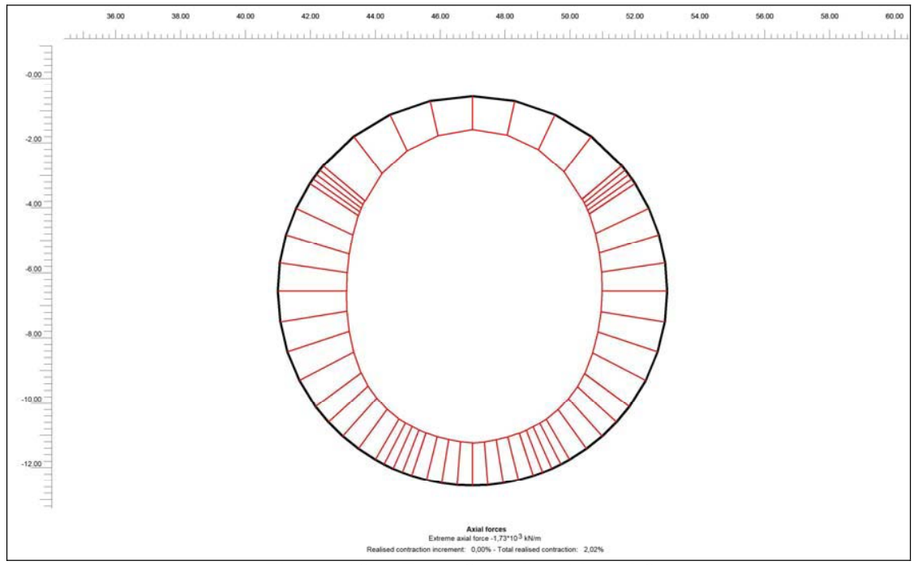


Figura 10 – Fase 2: Axiles túnel L9

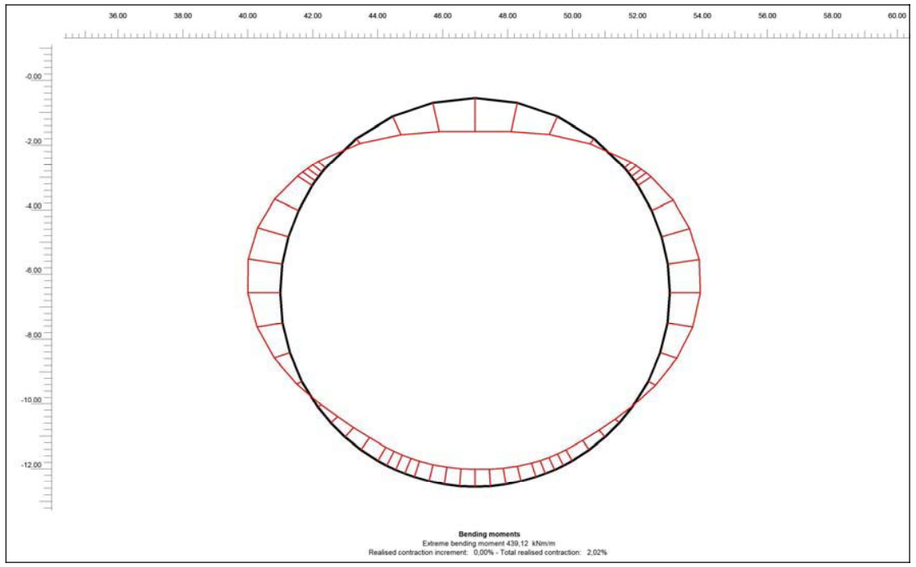


Figura 11 – Fase 2: Flectores túnel L9

Observamos que los movimientos máximos teóricos serían de 11 mm, y los esfuerzos:

	Axil (KN/m)	Flexión (KN x m/m)
Túnel L4	1,69 x 10^3	445,98
Túnel L9	1,73 x 10^3	439,12

5.3.- Fase 3: Excavación de la 2ª pantalla

Con el mismo criterio y procedimiento, obtenemos los siguientes resultados:

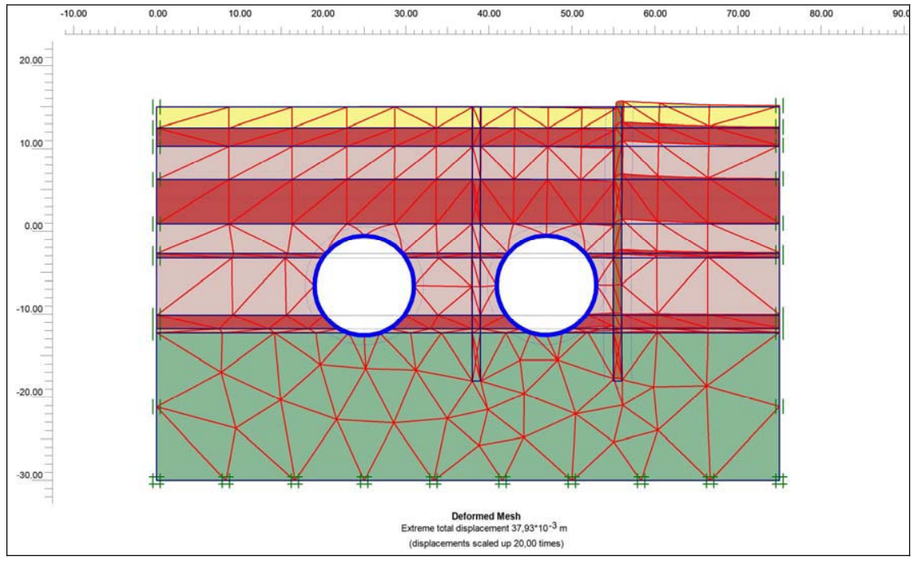


Figura 12 – Fase 3: Geometría

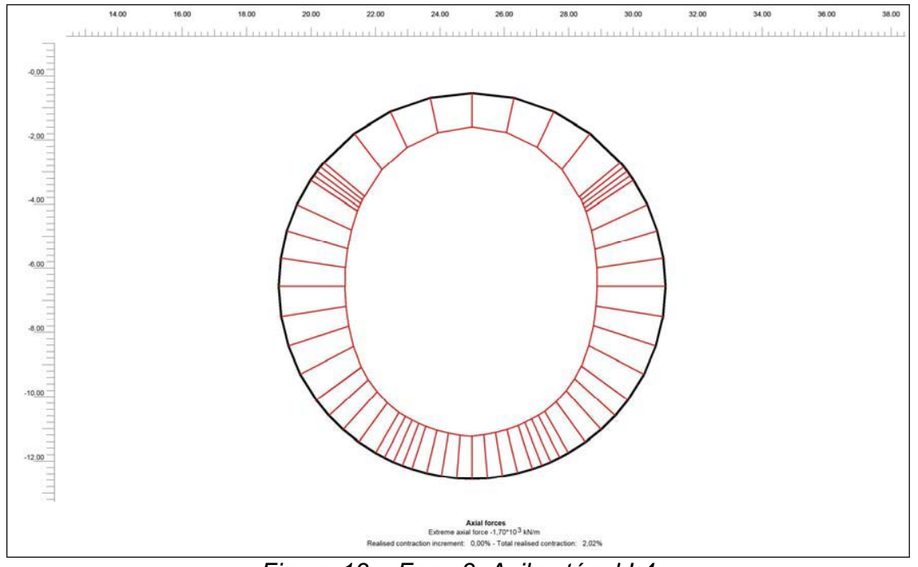


Figura 13 – Fase 3: Axiles túnel L4

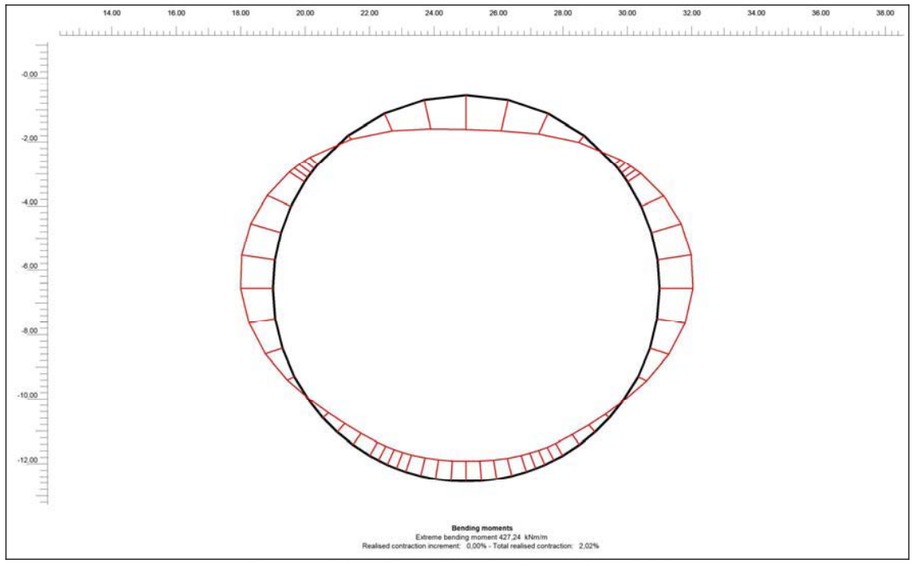


Figura 14 – Fase 3: Flectores túnel L4

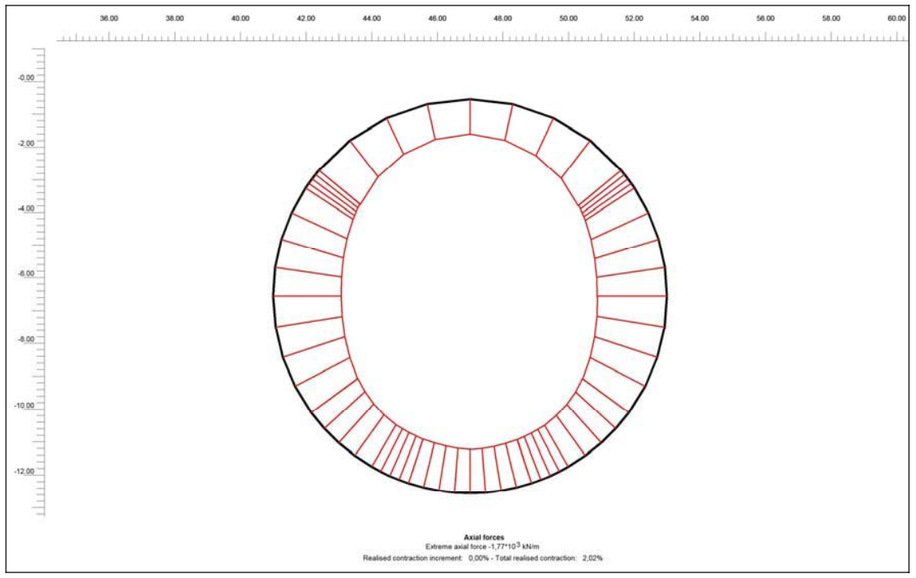


Figura 15 – Fase 3: Axiles túnel L9

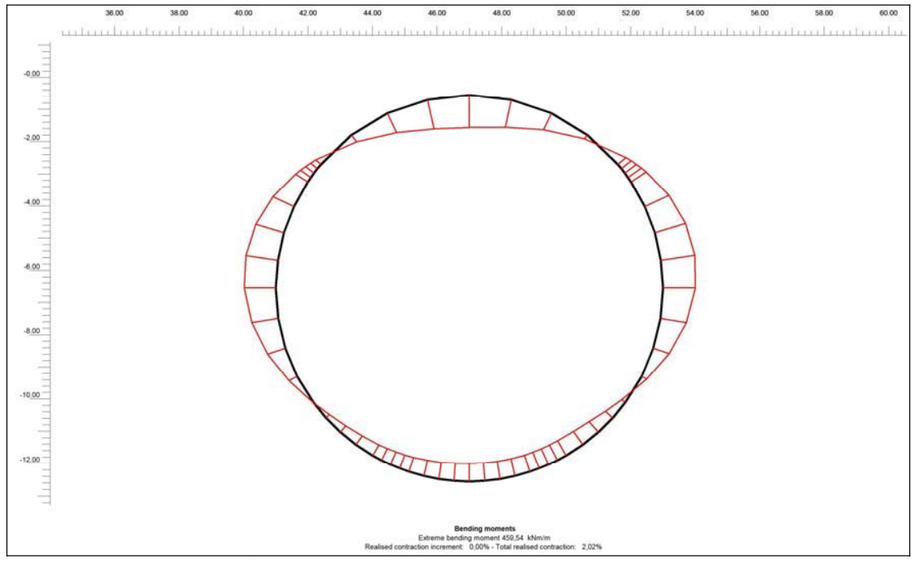


Figura 16 – Fase 3: Flectores túnel L9

Que resumimos en la siguiente tabla:

	Axil (KN/m)	Flexión (KN x m/m)
Túnel L4	$1{,}70 \times 10^3$	427,24
Túnel L9	$1{,}77 \times 10^3$	459,54

Y los desplazamientos son de 7 mm.

5.4.- Fase 4: Interacción entre las dos pantallas

Para evaluar la interacción entre la ejecución de ambas pantallas, calculamos un nuevo estado; a partir de la fase 2 (bentonita en la 1ª pantalla), sustituimos la bentonita por hormigón y ejecutamos la 2ª pantalla.

Comprobamos esfuerzos y desplazamientos en el túnel L9:

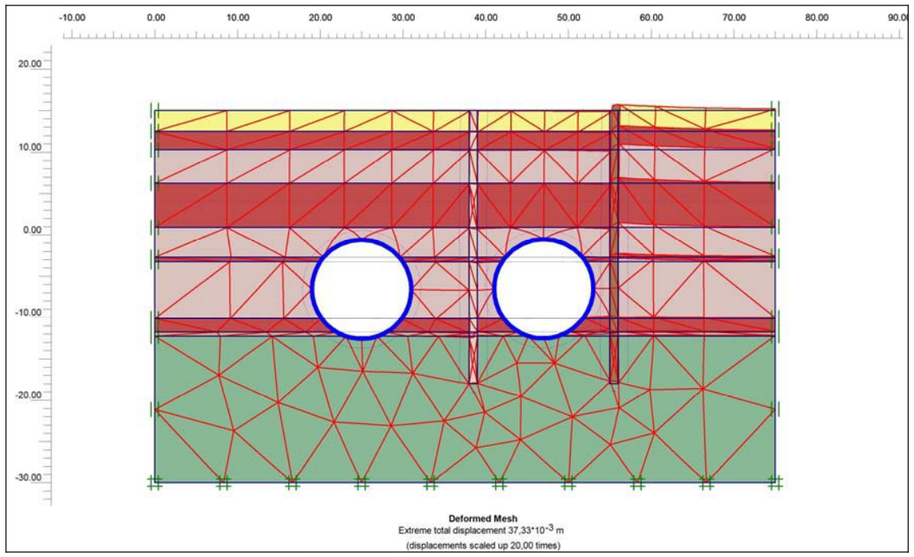


Figura 17 – Fase 4: Terreno

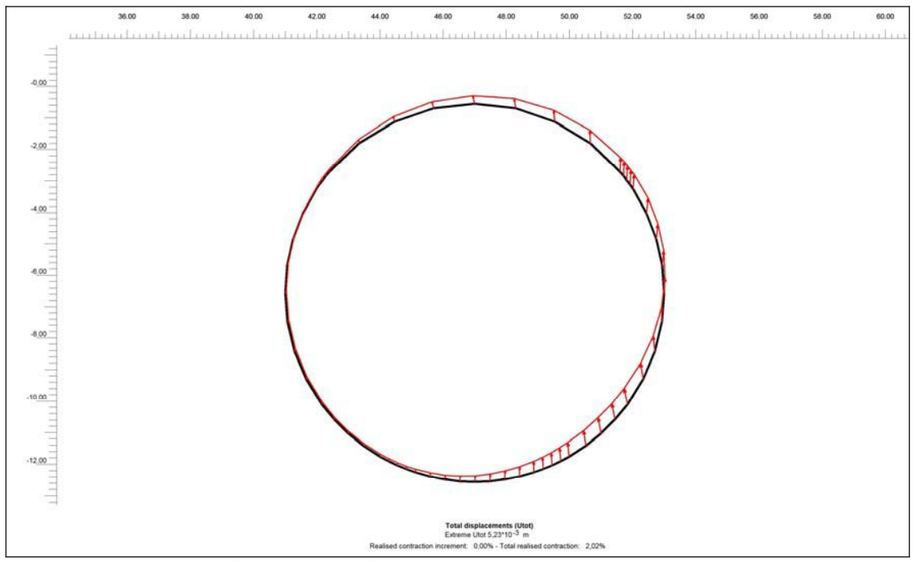


Figura 18 – Fase 4: Desplazamientos L9

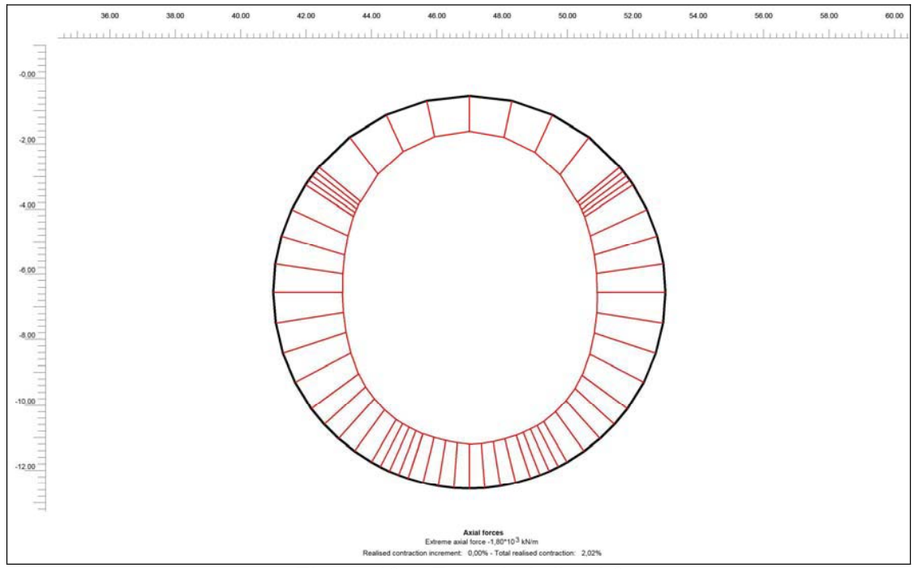


Figura 19 – Fase 4: Axiles L9

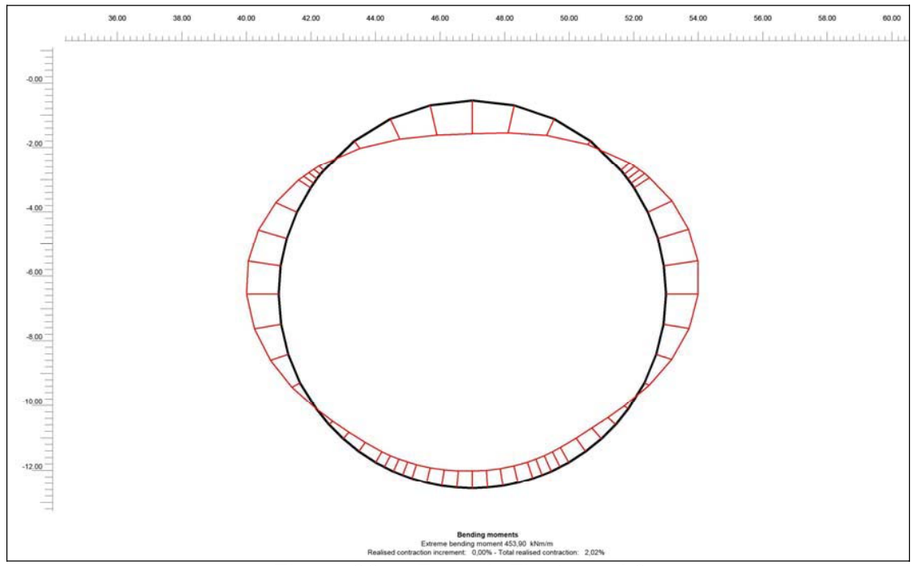


Figura 20 – Fase 4: Flectores L9

Que resumimos en el siguiente cuadro:

Desplazamientos	5	mm
Axiles	$1{,}80 \times 10^3$	KN/m
Flectores	453,90	KN x m/m

Movimientos y esfuerzos en túnel L9 al ejecutar la segunda pantalla con la primera ya ejecutada

Como resumen, en las fases más desfavorables, observamos que el techo superior del incremento de compresiones en el anillo del túnel es del 6% respecto al estado actual de los túneles, y los desplazamientos calculados de 11 mm.

Cabe estimar que el reparto longitudinal del efecto local del batache reduzca significativamente estos efectos.

Politécnica de Ingeniería y Arquitectura S.L.P.

6.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

- Se ha analizado el efecto de la construcción de bataches de pantallas paralelas a las líneas 4 y 9 del metro en un análisis bidimensional que queda netamente del lado de la seguridad.

- El análisis muestra que no se alteran las flexiones de modo sensible, incrementándose ligeramente las compresiones (6%). Los desplazamientos obtenidos son del orden de 11 mm en la fase más desfavorable.

- Cabe esperar que el reparto longitudinal, por la rigidez del propio túnel, del efecto local del batache reducirá significativamente los valores reales. No son esperables daños estructurales en el túnel.

- En cualquier caso, es siempre recomendable monitorizar las estructuras del túnel durante la ejecución de los primeros bataches para tener un control sobre los efectos reales, dada la falta de calibración del modelo.

Barcelona, 16 de Septiembre de 2009

Por Politécnica de Ingeniería y Arquitectura, S.L.P.

Fdo.: Rafael Pou Feliu
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 8477

Plan Auscultación *Afección al metro*. Paralelismo – Linea L4 y L9

Elaborado por	Revisado por	Aprobado por
G3 Desenvolupament Territorail Geo-metric Cartografia Digital	CORSAN-CORVIAN	INOCSA
Fecha.14/10/09	Fecha.	Fecha.

PROYECTO_L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA.
TRAMO_SAGREGA - NUS DE LA TRINITAT.
SECTOR_SAGREGA
PLAN AUSCULTACIÓN – *PARALELISMO_V1*

Índice

1. Propuesta de Plan de Auscultación.

1. Introducción

Dentro de las obras en ejecución, asociadas a la construcción de la L.A.V. Barcelona-Francia, Sector La Sagrera, está prevista la construcción del nuevo “Pont del Treball”.

El estribo del lado Oeste, así como las pilas del primer apoyo, se sitúan próximos a los túneles del metro de las líneas L4 y L9, ya existentes, como muestra la figura 1.

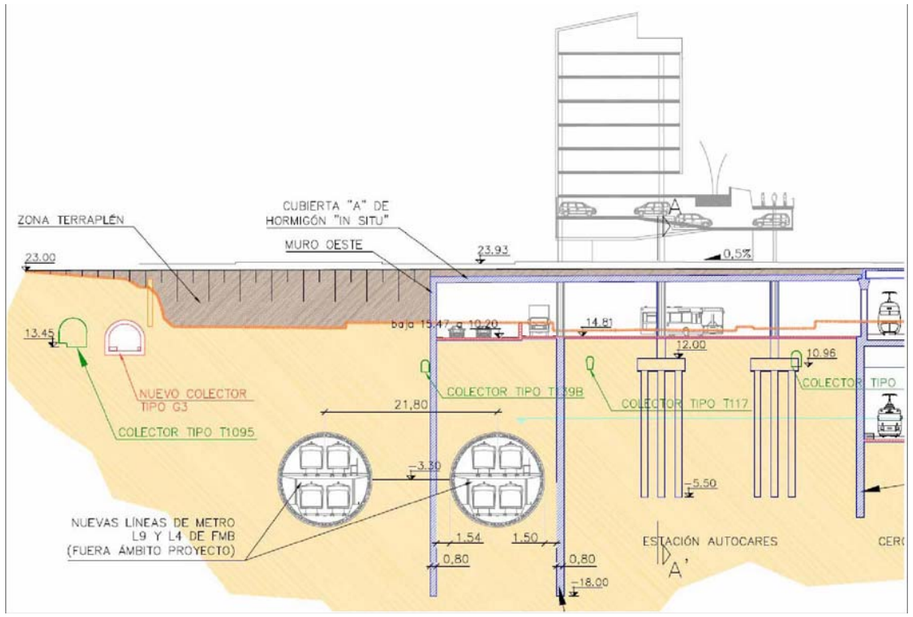


Figura 1 – Sección general

La figura 2 muestra los tramos de pantalla a construir, de 49,20 y 24 m, y su situación en planta respecto a los túneles del metro.

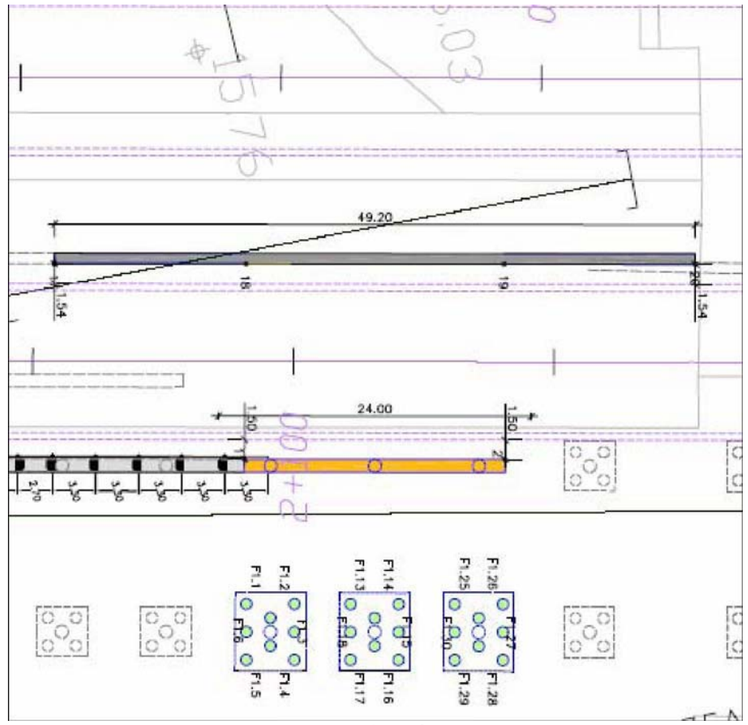


Figura 2 - Planta

Estas pantallas se ejecutarán por bataches de 4 m, tienen 1 m de espesor y se excavarán con lodos bentoníticos. Se inician aproximadamente a cota 15 y llegan hasta cota -18 m.

2. Propuesta de Plan de Auscultación.

La propuesta del Plan de Auscultación se considera algo esencial en todo tipo de interacciones complejas entre estructuras enterradas.

La razón es que los modelos de cálculo en Geotecnia presentan inevitablemente incertidumbres y por tanto requieren una calibración con medidas de campo.

En el caso que nos ocupa las medidas tipo que se propone realizar son de desplazamientos absolutos y relativos en el interior de ambos túneles.

En este caso, el modelo desarrollado se considera del lado de la seguridad, especialmente por lo que se refiere a los parámetros geotécnicos empleados en el análisis. Es de esperar, por tanto, que los movimientos sean menores a los obtenidos en los cálculos.

La propuesta que aquí se presenta está relativamente abierta, ya que en el momento de redactar este informe no se dispone de datos suficientes sobre la explotación actual del túnel, la existencia de elementos interiores que puedan dificultar las medidas, etc.

En cualquier caso, se definirá la instrumentación final de común acuerdo con la Administración responsable del túnel, pero en este documento se definen los criterios que a nuestro juicio deben tenerse en cuenta en dicha definición.

El análisis de las fases constructivas sugiere que la excavación de tierras es el peor escenario para el túnel.

El grueso de las obras de excavación y construcción de las pantallas y muro se podrá ejecutar en unas semanas.

Parece razonable establecer una cadencia de lectura en el entorno de una lectura al día cada semana, en función, lógicamente, de las fases de ejecución. En este sentido hay que prever dos posibilidades:

a) Las lecturas se pueden hacer por equipos manuales que pueden acceder al interior del túnel en horarios establecidos.

b) Las lecturas deben automatizarse ante la imposibilidad de acceder al túnel.

La opción a) es la tradicional y ha dado buenos resultados en numerosas ocasiones en el ámbito de los túneles en explotación en Barcelona. La opción b) puede llegar a ser desproporcionada, ya que hay que medir pocas veces, pero por encima y por debajo de la losa, en puntos alejados, lo que puede requerir varios teodolitos robotizados. A priori la opción a) parece razonable y suficiente, si bien la decisión final deberá adoptarse, en todo caso, tras analizar la situación con la Administración propietaria del túnel.

PROYECTO_L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA.
TRAMO_SAGREGA - NUS DE LA TRINITAT.
SECTOR_SAGRERA
PLAN AUSCULTACIÓN – *PARALELISMO_V1*

La medida de los movimientos incluye dos tipos: movimientos absolutos y convergencias. Se propone medir movimientos absolutos de la clave del túnel y de la solera inferior. También se desea saber el movimiento vertical de la losa intermedia en el punto medio, pero puede obtenerse por referencia a la clave. Por otra parte se propone medir convergencias en el interior del túnel, con el fin de conocer la ovalizacion del mismo, y el acercamiento de los hastiales.

Los PK's de las secciones, según el plano, corresponderían aproximadamente a:

-Sección de referencia alejada de la zona de afectación: PK 2+185

-Secciones de medidas intensivas: de la 2+0755 a la 2+115 (en total 5 secciones cada 10 metros)

Estas secciones de convergencia se repetirán en ambos túneles afectados, L4 y L9.

La Figura 2 muestra de manera esquemática los puntos cuyos movimientos se propone medir en la sección tipo del túnel. Lógicamente se deberá visitar el interior de ambos túneles para poder comprobar la viabilidad de la colocación de hitos de nivelación o de prismas o de cualquier otro instrumento que sea necesario.

En cualquier caso se indican aquí los movimientos que deberían medirse de manera sistemática (se usa la nomenclatura establecida en la figura 2):

- A lo largo del túnel y cada 10 metros, entre la sección de referencia (PK 2+185) y hasta el PK 2+075, se deberán medir los movimientos verticales absolutos de la clave (A), del centro de la losa intermedia (B) y de la solera (C).
- En las secciones de medidas intensivas y en la de referencia, además de lo anterior, se medirán convergencias entre los puntos D y E, con el fin de averiguar el movimiento horizontal de los hastiales.

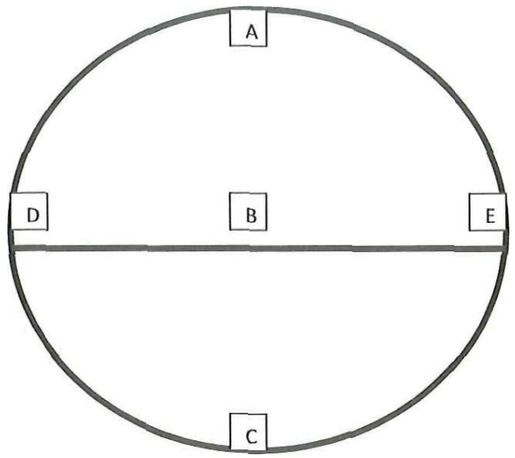


Figura 2. Esquema de los puntos de medida en la sección del túnel.

La precisión de las medidas deberá ser del orden del milímetro, y la empresa constructora deberá poner los equipos necesarios para que se pueda llevar a buen término esta auscultación.

La frecuencia de lectura se determinará de forma definitiva una vez conocido el plan de trabajo de la obra, pero como ya se ha indicado, una frecuencia de 1 vez al día, en función de las fases constructivas, parece razonable.

Los técnicos encargados de la explotación del túnel indicarán las limitaciones que se exigen para los asientos diferenciales entre carriles y en sentido longitudinal para un mismo carril.

En función del uso que se haga actualmente del túnel, se decidirá la toma de medidas de nivelación en los carriles. Se sabe que en el diseño de la losa intermedia se establecieron requisitos muy estrictos en este sentido (del orden de 1 mm por metro de asiento diferencial en el carril).

Se deberá valorar la aplicabilidad de ese criterio en este caso. No se descarta que una vez finalizada la actuación, sea necesario renivelar las fijaciones de los carriles de forma puntual. Esta eventualidad deberá ser tenida en cuenta por la empresa constructora.

Geo_metric
CARTOGRAFIA TOPOGRAFIA
PROYECTO_L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA.
TRAMO_SAGREGA - NUS DE LA TRINITAT.
SECTOR_SAGREGA
PLAN AUSCULTACIÓN – *PARALELISMO_V1*

Además del criterio de explotación, que puede dar lugar a umbrales de aviso y alarma para movimientos en la losa intermedia y quizás en la solera (allí donde haya carriles), se pueden establecer valores de movimientos límite en el revestimiento.

Se establecen las siguientes fases de ejecución:

FASE	DESCRIPCION	MOVIMIENTOS
Fase 1	Ejecución de la 1ª pantalla	Los movimientos máximos teóricos serían de 11 mm
Fase 2	Ejecución de la 2ª pantalla	Los movimientos máximos teóricos serían de 7 mm
Fase 3	Ejecución de la 2ª pantalla con la 1ª hormigonada	Los movimientos máximos teóricos serían de 5 mm en L9

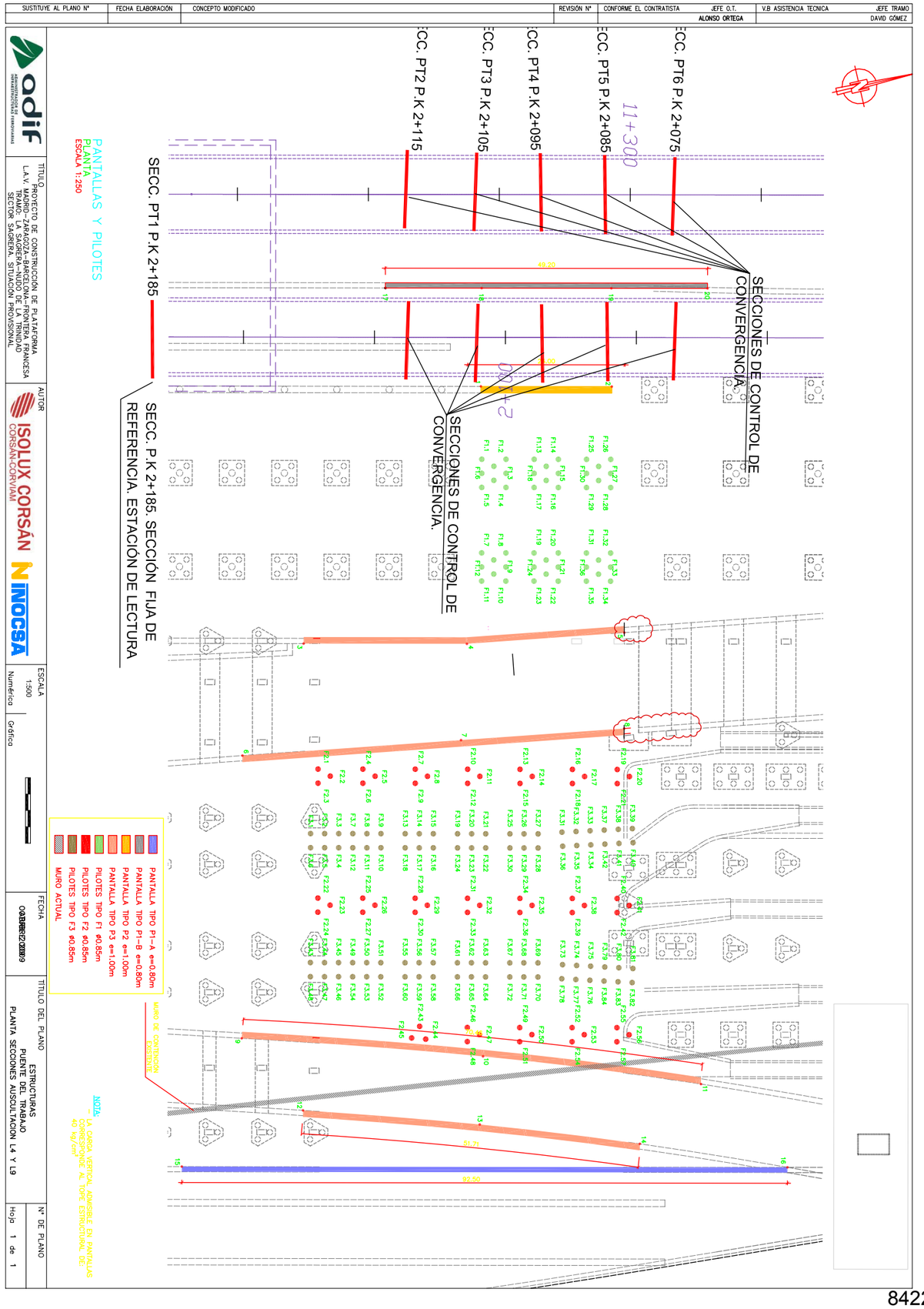
Como resumen, en las fases más desfavorables, observamos que el techo superior del incremento de compresiones en el anillo del túnel es del 6% respecto al estado actual de los túneles, y los desplazamientos calculados de 11 mm.

Los movimientos teóricos son los obtenidos con el modelo en elementos finitos realizado en el programa Plaxis2D.

Se considerará que cuando se llegue a estos valores se dará un "aviso", puesto que se considera que los parámetros de cálculo quedan del lado de la seguridad y los movimientos serán probablemente menores. Cuando se superen un 20% se dará la señal de "alerta", y cuando se superen un 40% la de "alarma".

En todo caso se establecerá un Comité de Seguimiento que incluya a las partes implicadas (GISA, Adif, Asistencia Técnica, UTE, y UPC) y que pueda interpretar las medidas en el caso de que se produzca la situación de "aviso".

Finalmente, una vez finalizadas las obras, se continuará midiendo con frecuencia mensual hasta comprobar que en dos lecturas consecutivas no hay cambios significativos en las medidas.



Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica - E.T.S. Ingenieros de Caminos C. y P.
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Campus Nord
Módulo D - 2
c/ Jordi Girona, 1-3
08034 Barcelona

Línea de Alta Velocidad Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa, tramo Sagrera – Nudo de la trinidad
Sector Sagrera

Nota Técnica en relación a los comentarios de Auding y de Paymacotas al estudio del paralelismo de las obras de Adif con los túneles de L4 y de L9

Barcelona, 22 de Diciembre de 2009

Introducción / Antecedentes

En relación al sector Sagrera – Nus Trinitat de la Línea de Alta Velocidad a su paso por Barcelona, Adif envió a la Generalitat varios documentos relativos a la interacción de las obras con los túneles de Metro existentes. Aquí se comenta en particular la interacción de dichas obras con los túneles de las líneas 4 y 9, en una zona donde discurren paralelos a una pantalla de separación de ámbitos (ferroviario y Metro). Dicha pantalla ya fue ejecutada en parte por GISA y ahora Adif se encarga de la ejecución de un tramo pendiente.

La interacción entre dicho tramo de pantalla y los túneles existentes fue estudiada en un informe firmado por Politécnica de Ingeniería y Arquitectura S.L.P., de fecha 16 de Septiembre del 2009, que Adif presentó como parte de la documentación. Por otra parte, una serie de profesores de la UPC han actuado como asesores de Adif en el análisis y revisión de este tipo de trabajos, y en particular, el firmante de esta Nota ha seguido el proceso de elaboración de esta documentación. Por ese motivo, y a petición de Adif, se escribe esta Nota Técnica que intenta responder a los comentarios realizados por GISA (a través de Auding y de Geopayma) al estudio de interacción entre los túneles existentes y la nueva pantalla.

En general se trata de comentarios razonables que ya han sido tenidos en cuenta en parte (por ejemplo los relativos a la instalación de más instrumentación), debido a que los escritos fueron enviados con anterioridad y posteriormente la DO de Adif (y la Asistencia Técnica) ya ha visitado los túneles y ha interactuado con los responsables de los mismos.

Respuesta a los comentarios de Auding

- *Se deberá comprobar la bondad de los cálculos con la auscultación en detalle.*
Totalmente de acuerdo y por ello se ha procedido a la instalación de una auscultación robotizada en ambos túneles que más tarde se detalla.

- *Los desplazamientos previstos, asumibles según el estudio, pueden no serlo por la actividad/explotación y por las instalaciones existentes.*

Se ha definido la auscultación de común acuerdo con los técnicos que intervienen actualmente en la construcción/explotación de estos túneles. Lógicamente cualquier requisito especial sobre instalaciones o sobre la actividad en el túnel deberá ser informado por los técnicos involucrados en dichos aspectos.

- *Al no estudiarse el efecto 3D sobre los anillos de dovelas, se deberían definir las fases de ejecución de los bataches con la aprobación de la DO.*

El efecto 3D es difícil de estudiar a ese nivel de detalle y probablemente la incertidumbre del análisis sería muy alta. Parece más lógico, tal y como indica Auding, que la D.O. del túnel pueda conocer las fases de ejecución y los movimientos en el túnel a medida que se construyen los bataches, para valorar la evolución del proceso constructivo.

Respuesta a los comentarios de Geopayma

- *No se tiene en cuenta la recarga del terraplén ni las cargas de futuros edificios.*

Efectivamente, pero se han separado esas actuaciones por ser posteriores y parte de otra fase. El autor de esta Nota ha indicado a Adif la importancia que el terraplén puede tener sobre los túneles, hasta el punto que puede necesitar una actuación específica. En todo caso, ese análisis se realizará en otra fase de la obra. Por el momento sólo se considera la excavación de bataches con lodos bentoníticos para construir un muro pantalla.

- *No hay una justificación de los límites considerados (de movimientos, de aperturas de juntas, etc.)*

Efectivamente los movimientos que se obtienen se interpretan desde el punto de vista global y en función de nuestra experiencia. Es imposible que Adif pueda saber esos límites con precisión, ya que, como bien dice el texto de Geopayma, hay resaltos previos en algunas de las dovelas debidos a defectos de construcción, etc. A este respecto parece más adecuado decidir en función de una visita conjunta a los túneles

afectados. De dicha visita se desprende que el túnel de la L4 se encuentra en muy buenas condiciones, mientras que en el de la L9 hay resaltos entre dovelas y parece que ha habido reinyecciones posteriores. La geometría también es diferente, ya que en la L9 hay sólo media losa intermedia. En definitiva, parece más oportuno utilizar el denominado “método observacional” definido por Terzaghi y usado extensivamente en Geotecnia, de manera que se procederá a medir (más intensamente allá donde se observen dovelas con resaltos) y se relacionarán las medidas con las construcciones de bataches. Todas las partes implicadas deberán tener acceso a la información para poder tomar decisiones en caso necesario.

- *Se recomienda instalar dos puntos de medida de convergencia en los hastiales, en su zona inferior.*

No debería haber problema en hacerlo. En mi opinión toda la instrumentación que se coloque redundará en un mejor conocimiento del comportamiento del túnel.

-*Si hay paso de trenes se recomienda nivelar las vías*

Totalmente de acuerdo y además necesario por temas de seguridad.

- *Los límites de prevención deberían ser el 50%, el 75% y el 90% del valor máximo calculado en el estudio.*

La definición de los límites de prevención es siempre un asunto controvertido. La argumentación que se da en el texto de Geopayma puede ser rebatida, ya que el estudio presentado por Adif analiza una interacción muy lejos de rotura y en condiciones que intentan ser lo más realistas posible. Si el cálculo fuese perfecto, los movimientos medidos serían exactamente los calculados, y entonces habríamos superado la alarma estando muy lejos de rotura o de patologías en el túnel. Por tanto parece razonable que los límites de prevención sean mayores en este caso. Otra cosa sería que el cálculo fuese en condiciones cercanas a rotura, o usando coeficientes de mayoración de acciones, etc.

Otros autores aconsejan que dichos límites se obtengan estudiando los movimientos que causan daño en el túnel, y aplicando unos porcentajes sobre dichos movimientos. Este tipo de cálculo, sin embargo, puede ser bastante complejo y en todo caso, no parece que corresponda a Adif el realizarlo.

La opinión del autor de esta Nota es que los límites de prevención sean consensuados entre todos, pero sugiere que estén alrededor de los porcentajes siguientes: 75%, 100% y 125%. Obsérvese que con la experiencia que se tiene de los túneles de dovelas de L9 y L4, unos movimientos del 125% de los calculados, no originan problemas significativos, ya que en general se trata de movimientos pequeños.

- *Respecto a la frecuencia de lectura*

Los teodolitos a instalar serán robotizados en ambos túneles, por lo que la frecuencia de lectura será alta y en todo caso suficiente para poder seguir la evolución de la interacción entre los bataches y los túneles.

La instrumentación final instalada será definida en un documento antes de iniciar los trabajos. También se definirá, lógicamente, el flujo de la información por lo que a auscultación se refiere, y las personas que decidirán las actuaciones a seguir en caso de contingencia.

Barcelona, 22 de Diciembre de 2009

Fdo.: Alberto Ledesma
Dr. Ing de Caminos, Canales y P.
Catedrático de Universidad
Dept. Ing. del Terreno – UPC

APÉNDICE 44 - ESTUDIO INTERACCIÓN PANTALLAS 8 Y 27 CON L4 DE METRO

APÉNDICE 44 - ESTUDIO INTERACCIÓN PANTALLAS 8 Y 27 CON L4 DE METRO.

ÍNDICE

1.- ESTUDIO DE INTERACCIÓN.

2.- ANÁLISIS UPC.

Corsán-Corviam
GRUPO ISOLUX CORSÁN

PROYECTO: **817 AVE SAGRERA-TRINIDAD**
Memoria de estudio de la interacción entre pantallas 27, 8 y túnel línea 4

	FECHA	CONCEPTO MODIFICADO
0	05/08/2009	PRIMERA EDICIÓN

1. ANTECEDENTES

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

4. METODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

5. NORMATIVA APLICADA

6. MATERIALES

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

8. INTERACCIÓN ENTRE PANTALLAS Y TÚNEL

9. RESULTADOS

10. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES

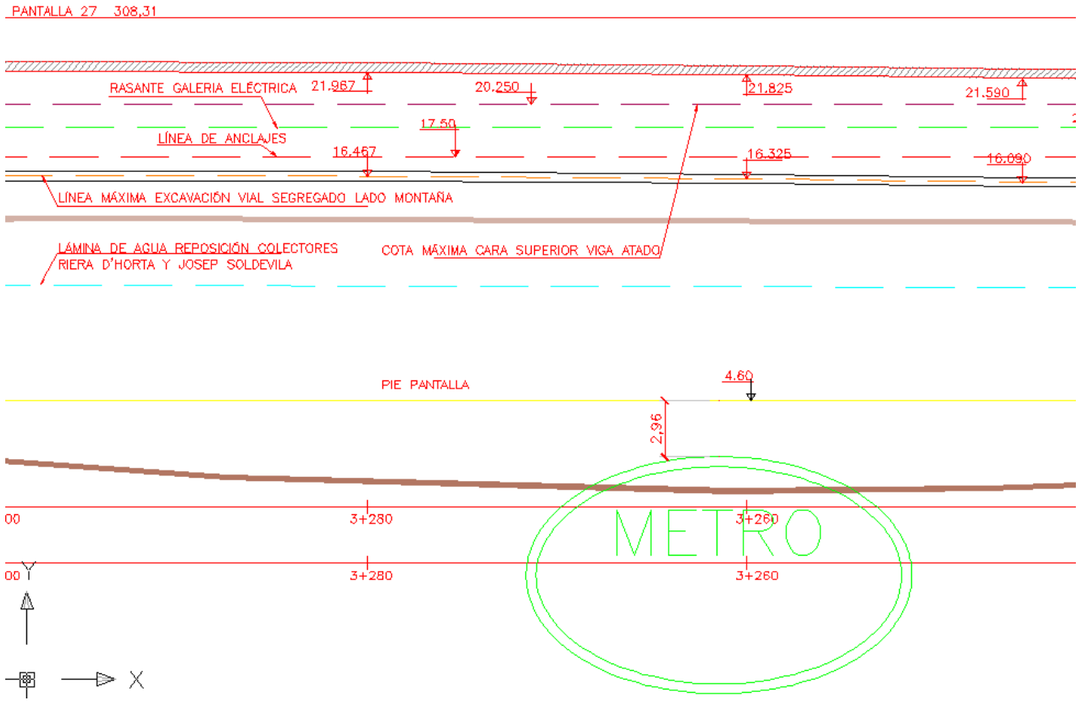
Referencia: 817
Fecha: AGOSTO 2009
Nombre de la obra: PANTALLAS TIPO 27

Objeto del presente informe es estudiar la interacción entre las pantallas tipo 27, 8 y el túnel de la línea 4 del metro para analizar los efectos que las cargas verticales transmitidas por las pantallas al terreno no afecten a la seguridad del túnel.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

El píe de las pantallas 27 descansa a una distancia de aproximadamente 3.0m por encima del punto mas alto del túnel de la línea 4 del metro. Según los datos proporcionados por la empresa constructora el túnel tiene un diámetro de 11.0m y unas dovelas de 0.35m de espesor.

En la imagen se muestra el alzado de las pantallas 27 y la sección del túnel:



3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Según lo indicado en el informe “Nota acerca de los criterios a utilizar en el dimensionamiento de pantallas del Sector Sagrera del tramo Sagrera-Nus de la Trinidad” y la nota “Nota acerca de los parámetros a utilizar en el análisis de excavaciones mediante elementos finitos”, los parámetros que se deberían considerar son los que se resumen a continuación:

Litología	γ (t/m³)	C’ (t/m²)	φ	Kh (t/m³)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	γ
Relleno	2.0	0.0	28.0º	1500	19416	15533	0.35
Qa-s arenas con algo de arcilla	2.15	1.5	33.0º	4500	18787	15029	0.35
Qa arcillas con algo de arena	2.15	3.0	29.0º	2250	18787	15029	0.35
PQ	2.20	1.0	38.0º	7500	24913	19931	0.35

En la tabla siguiente se muestran los valores utilizado para modelizar el terreno en el programa de cálculo de las pantallas:

Litología	Cotas
1) Relleno	De +22.00m hasta +14.00m
2) Qa-s arenas con algo de arcilla	De +14.00m hasta +8.0m
3) Qa arcillas con algo de arena	De +8.0m hasta 0.0m
4) PQ	De 0.0m hasta hasta pie de la pantalla

4. METODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

Se ha utilizado el programa PLAXIS para el estudio del comportamiento del túnel de la L4 debido a la construcción de las pantallas 27, muro tipo 8 y excavaciones necesarias para la construcción del vial segregado.

5. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructuras de hormigón	EHE
Hipótesis de Carga y Combinaciones	EHE y Eurocódigos. CTE.

6. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón en pantallas.....HA-25 (fck = 25 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en las pantallas.....B 500 S (fyk=500 N/mm²)

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.1

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales……..1
Coeficiente de seguridad para acciones simultaneas.....0.6

8. INTERACCIÓN ENTRE PANTALLAS Y TÚNEL

Se ha modelizado, con el programa PLAXIS en su versión 7, el terreno, las pantallas con sus espesores y profundidad y el túnel de la línea 4, estudiando los sistemas de excavación y de realización de la obra.

Considerando que los efectos de las cargas transmitidas al terreno por la pantallas se reparten a lo largo túnel, interesando diferentes secciones, se ha realizado un modelo en el eje del túnel en la zona donde se cruza con las pantallas.

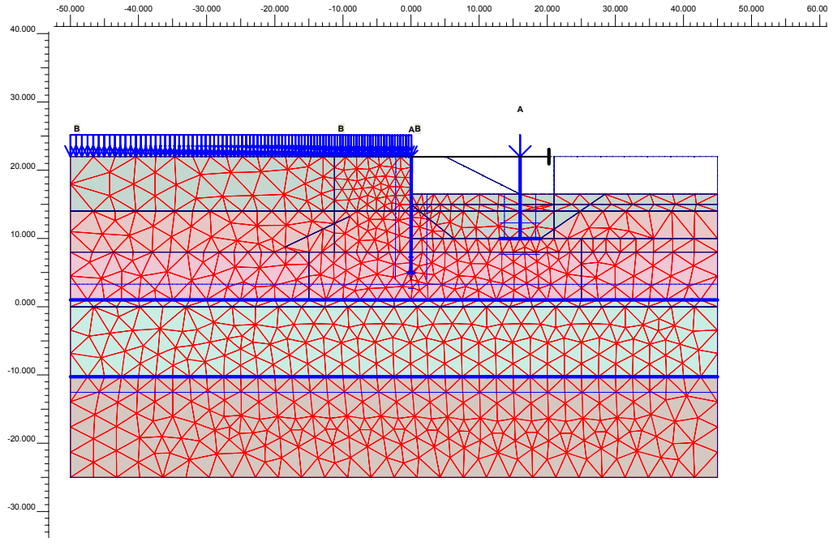
8.1 Descripción modelo de pantallas y túnel

El diámetro del túnel considerado es de 11.25m, que corresponde al diámetro del eje de las dovelas. Las dovelas tienen un espesor de 0.35m y, consecuentemente, el diámetro total del túnel es de 11.6m. Las pantallas tienen un canto de 0.80m y cuentan con los siguientes apoyos:

- Anclajes en fase de excavación provisional.
- Cubiertas en fase final.

En el estudio también se ha modelizado las pantallas tipo 8 que, en la zona de cruce con el túnel de la línea 4, se realizarán como muros con zapata.

A continuación se muestra una imagen del modelo de estudio en la fase final:



Modelo de estudio en la fase final. La primera línea vertical azul a la izquierda representa la pantalla 27, mientras la línea vertical azul a la derecha representa el muro con zapata tipo 8.

8.2 Descripción cargas

Se ha considerado una sobrecarga de uso 10kN/m² debida a la carga de obra repartida en el trasdós de la pantalla 27. En fase final después de la ejecución de las cubiertas se han considerado las siguientes cargas puntuales en las pantallas por ml:

- Pantalla 27:

De forma conservativa se ha considerado la siguiente carga vertical en la pantalla 27 zona túnel :

Fk=Qk·luz/2 = 571.2kN/ml sin mayorar

Donde

Qk = ppc+pps+cuc+= 68.0kN/m²

ppc= 13.0kN/m² peso propio cubierta
qt = 40.0kN/m² carga tierra en cubierta
cuc= 15kN/m² carga uso cubierta

Luz=16.80m luz entre la pantalla 8 y la pantalla 27 en la zona del túnel

- Muro tipo 8:

El valor proporcionado por la dirección de obra de carga vertical a considerar es el siguiente:

Fk= 1000kN/ml

8.3 Datos input para el programa

La cubierta entre la pantalla tipo 27 y el muro tipo 8 ha sido modelizada por un elemento “nod to nod anchor” que funciona de apuntalamiento entre los dos elementos.

En el lado derecho, el muro tipo 8 tiene una cubierta que lo une a otros muros no considerados en este estudio. Esta cubierta ha sido modelizada por un elemento de arriostramiento “fixed-end anchor”.

Para la rigidez de los elementos se han considerado los siguientes valores:

Pantallas y muros de hormigón

EA = 21600000 kN
(E = 27000N/mm²)
EI = 1152000 kN·m²
(E = 27000N/mm²)

Cubierta

EA = 1000000 kN para “nod to nod anchor” y “fixed-end anchor”

Losa intermedia túnel (modelo transversal)

Se ha considerado una losa de hormigón de 40cm de canto apoyada en hastiales de la misma rigidez. La losa se ha modelizado articulada en sus apoyos en el túnel.

EA: $1.16 \cdot 10^7$ kN/m
EI: $1.55 \cdot 10^5$ kNm/m

Túnel

El estudio de las deformaciones en el túnel se ha realizado con dos modelos en 2 dimensiones en el programa de elementos finitos PLAXIS. Un modelo corresponde a la sección transversal del túnel y el otro a la sección longitudinal. De esta forma se han podido analizar los movimientos en las dos dimensiones, vertical y horizontal.

El estudio más detallado del túnel se ha realizado en su sección longitudinal, ya que es donde se pueden analizar las diferentes fases de construcción. Para este estudio se ha modelizado el túnel como una capa de material dentro del terreno, de potencia igual al diámetro del túnel y con rigidez equivalente a la del túnel en el terreno. La modelización del túnel se ha variado en relación a la estudiada anteriormente, en la que se modelizaba el túnel como dos vigas articuladas apuntaladas verticalmente con elementos rígidos cada 2,5m (ancho de una dovela) de longitud igual al diámetro del túnel. Con este cambio en el modelo se pretende obtener una gráfica de las deformaciones a lo largo del túnel más continua y ajustada a la realidad. Con el anterior modelo la rigidez era discontinua, concentrada puntualmente en los elementos rígidos, en cambio en esta modelización del túnel la rigidez es la misma para todos los puntos del mismo. También existe la ventaja de poder evaluar si aparecen tracciones en sentido horizontal debido a la descarga vertical del túnel, ya que al ser modelizado como capa de material, se pueden obtener las tensiones horizontales.

Para introducir el peso del túnel, se han añadido dos elementos “beam” en la parte superior e inferior de la capa de material que modeliza el túnel. Estas “beams” se han caracterizado con inercia nula y el peso por metro igual al de media sección transversal del túnel. Por otro lado la capa de material que modeliza el túnel se diseña como material con deformación lineal elástica, de peso nulo, y E equivalente a la rigidez del túnel en el terreno.

Del modelo con el que se modeliza la sección transversal del túnel se ha obtenido la rigidez vertical equivalente del túnel en el interior del terreno. Este es el primer cálculo a realizar ya que es un dato de entrada en el modelo longitudinal.

La sección transversal se modeliza con la función “tunnel modeling” del Plaxis, con una sección de hormigón de 0.35m que corresponde al grosor de las dovelas. El diámetro es el correspondiente al eje de las dovelas, 11.25m, con una cota de clava en el túnel alrededor de +1.5.

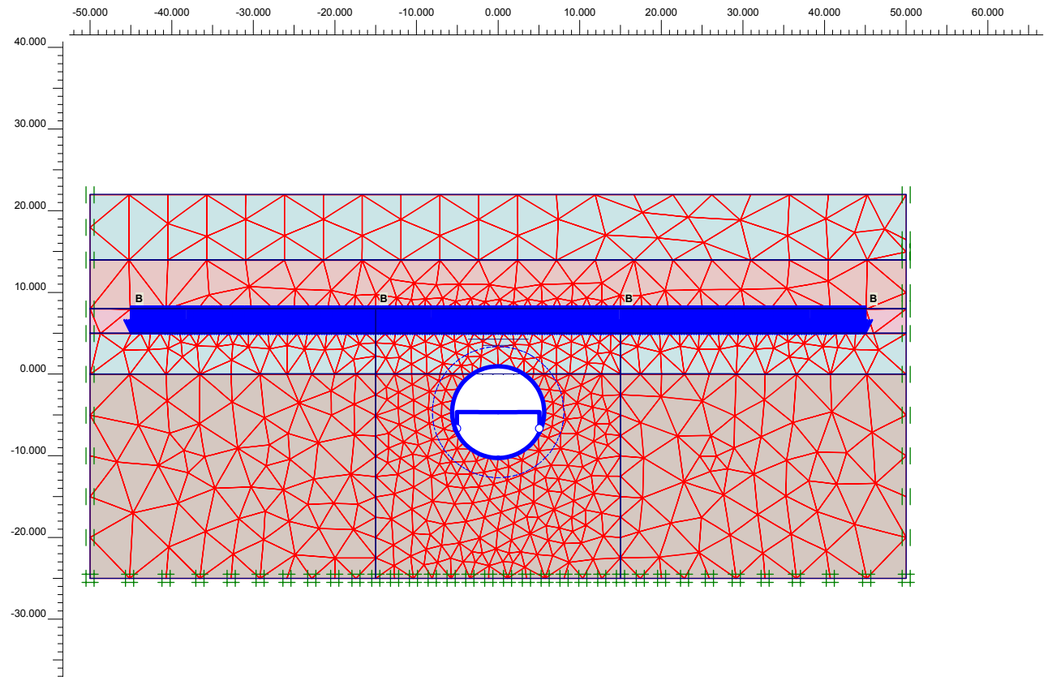
A este modelo, una vez realizada la excavación del túnel, se le aplica una carga en la cota de pie de pantalla (+5m) para ver la deformada, de forma que la rigidez dependerá directamente de la deformada y el valor de la carga. Como el túnel actualmente ya está construido, las deformaciones debidas a la fase de construcción del mismo no se evalúan.

La rigidez se calcula como:

$$k = F/\delta max$$

dónde F será el valor de la carga aplicada por metro lineal, y δmax el máximo movimiento relativo experimentado en el túnel. El movimiento relativo se evalúa como el movimiento del punto superior en relación al movimiento del punto inferior.

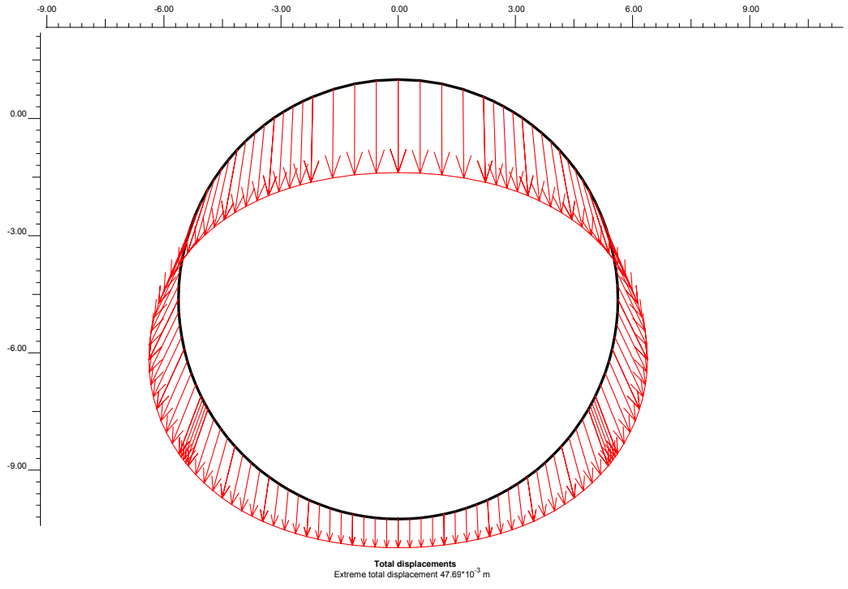
La carga puede aplicarse de muchas formas, puntual arriba, puntual arriba y abajo o repartida arriba. Tras analizar las rigideces con los tres modelos de carga, se ha escogido la rigidez obtenida aplicando una carga repartida en uniformemente, simulando el cruce de la pantalla. El motivo es que se trata del sistema de carga más parecido a la situación real que se experimentará y es el modelo del que se ha obtenido una rigidez menor, de forma que se está del lado de la seguridad. En el diagrama inferior se observa la el modelo considerado para el cálculo de la rigidez.



Geometría del modelo de estudio de la rigidez del túnel en el terreno.

La carga que se aplica es de 100KN/ml en todo el ancho del túnel y la deformación observada es de -47.69·10^{-3}m en el punto superior, y de -14.67·10^{-3}m en el punto inferior, por lo tanto:

K= 100/(47.69·10^{-3}-14.67·10^{-3})= 3028kN/m (rigidez por metro transversal y longitudinal de túnel)



Deformación experimentada por el túnel debido a la carga de 100kN/ml repartida en el ancho del túnel. δmax= -33.02. Ampliado 50 veces.

Con esta rigidez se calcula el modulo elástico del material que servirá para modelizar el túnel el modelo longitudinal.

En un material elástico:

$$\delta = (\sigma/E)\cdot L$$

En este caso L sería el diámetro del túnel 11.25m que corresponde a la potencia vertical del material en el terreno que representa el túnel longitudinalmente. σ es la tensión aplicada en el material, que corresponde a F/A (F es la fuerza aplicada=100KN/m/m, y A es el área=1m^2). Por lo tanto, si se igualan las deformaciones que, deberán ser iguales para ambos modelos, la única incógnita es la E.

$$E = K\cdot L = 34065\ KN/m^2$$

En el programa También se introduce un coeficiente de reducción de los parámetros del terreno en contacto con las pantallas y el túnel. Se ha considerado un valor:

R=0.66.

8.4 Fases constructivas

Una vez obtenida la rigidez del túnel en el terreno, se introduce en el modelo longitudinal del túnel y se estudian las siguientes fases constructivas

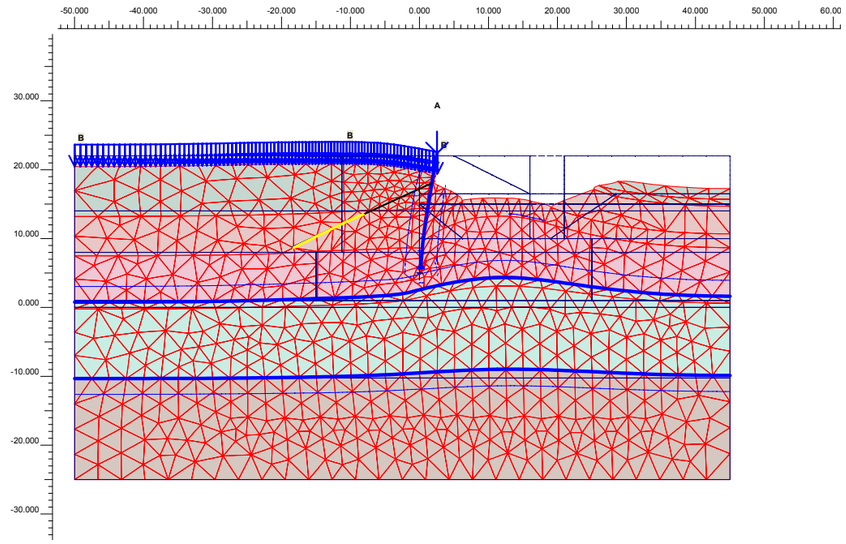
1.- Perfil inicial terreno.
2.- Ejecución túnel.
3.- Carga de obra en trasdós pantalla 27, carga de 10kN/m².
4.- Ejecución pantalla tipo 27.
5.- Excavación hasta la línea de anclajes.
6.- Ejecución y tesado de anclajes.
7.- Excavación intermedia.
8.- Excavación máxima.
9.- Ejecución zapata y muro tipo 8.
10.- Relleno de la zona excavada hasta la cota 16.50 con material de relleno.
11.- Ejecución cubierta y eliminación de anclajes.
12.- Carga de cubierta.

Se han anulado las deformaciones iniciales debidas a la fase 1 y 2, ya que el estado actual es el posterior a la construcción del túnel, y se pretende evaluar las deformaciones debidas a las demás cargas.

En el pie de la pantalla se ha puesto un pie de 0.80m de ancho para considerar en el programa el ancho efectivo de la pantalla a efecto de deformaciones verticales.

9. RESULTADOS

Las dos fases más críticas para el túnel son la fase de excavación máxima, en la que se descarga el túnel y la fase de carga de la cubierta, en la que se carga. A continuación se presentan los desplazamientos absolutos y relativos para ambas fases.



Modelo de estudio en la fase de excavación máxima. Deformaciones amplificadas 100 veces.

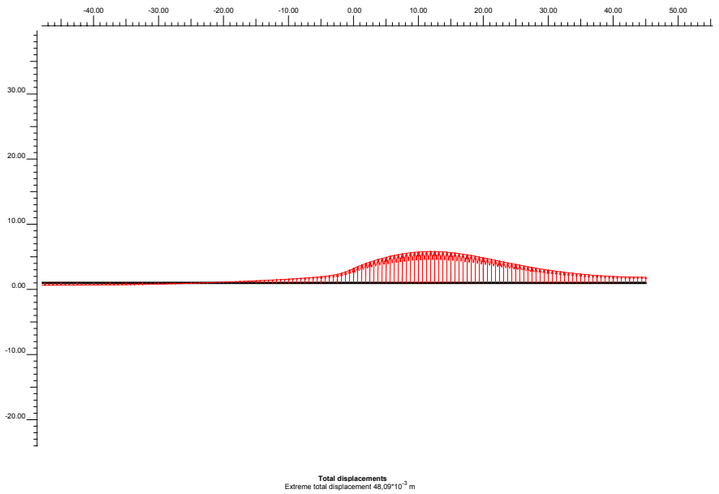


Diagrama del desplazamiento de la clava del túnel en la fase de excavación máxima para el modelo longitudinal. ðmax = 48.1mm. Deformaciones amplificadas 100 veces.

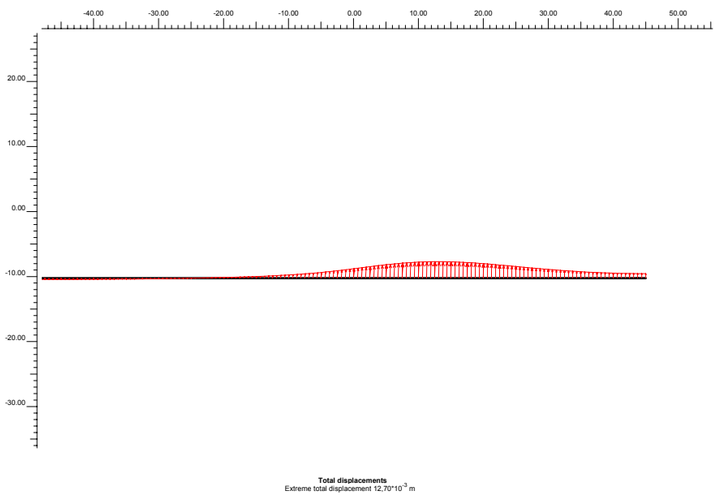
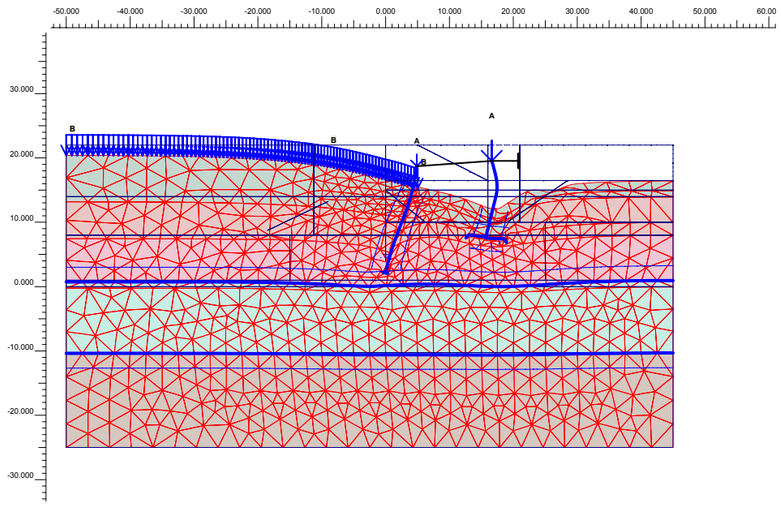


Diagrama del desplazamiento en el punto inferior de la contrabóveda del túnel en la fase de excavación máxima para el modelo longitudinal. ðmax = 12.7mm. Deformaciones amplificadas 100 veces.

Se observa que el movimiento máximo, tanto absoluto como relativo, se produce en la fase de excavación máxima. En ésta el desplazamiento absoluto del punto superior es de 48.1mm, y el movimiento del punto inferior del túnel es de 12.7mm con lo cual el movimiento relativo total es de 35.40mm. Este valor, en un diámetro de 11.25 metros (diámetro del túnel a eje de dovelas), representa un 0.31% de deformación.

A continuación se presenta el modelo con las deformaciones obtenidas para la fase final en que se introduce la carga de las cubiertas sobre el vial segregado.



Modelo de estudio en la fase de carga de cubierta. Deformaciones amplificadas 100 veces.

Se producen dos picos de desplazamiento importante, en correspondencia con la pantalla 27 el muro 8.

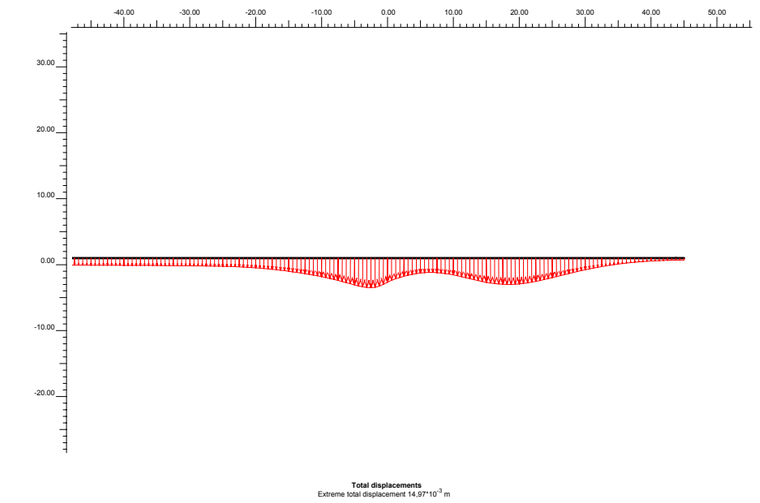


Diagrama del desplazamiento de la clava del túnel en la fase final de carga de cubierta, para el modelo longitudinal. ðmax = 14.87mm. Deformaciones amplificadas 300 veces.

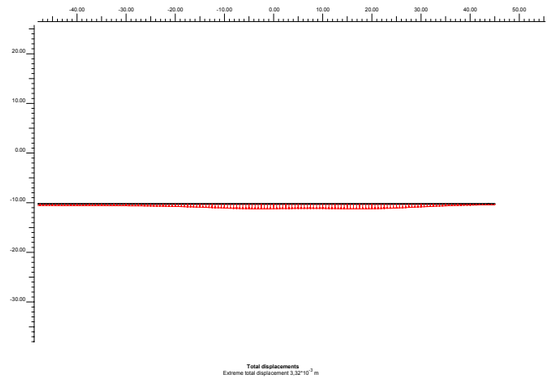
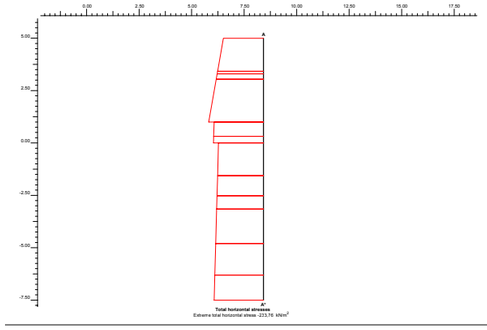


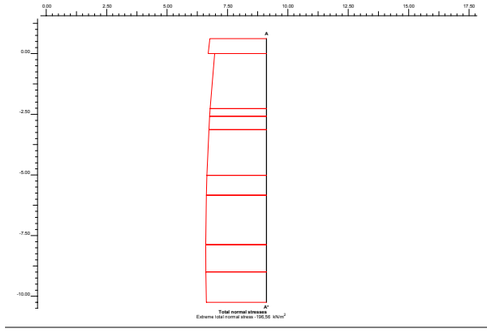
Diagrama del desplazamiento en el punto inferior de la contrabóveda del túnel en la fase final de carga de cubierta, para el modelo longitudinal. δmax = 3.32mm. Deformaciones amplificadas 300 veces.

Para la fase de carga de cubierta los desplazamientos son más pequeños. El desplazamiento relativo es de 14.87mm-3.32mm=11.55mm

En modelo también se ha comprobado la compresión de las dovelas en el sentido longitudinal. Tras revisar la fase de excavación máxima se observa que la compresión horizontal en el túnel continúa existiendo y que varía del orden del 10% en relación a la compresión longitudinal que aparece en la fase de ejecución del túnel.



Tensiones horizontales iniciales en el túnel tras su ejecución. σ(horizontal máx.)=210kN/m^2.



Tensiones horizontales en el túnel para la fase de excavación máxima. σ(horizontal máx.)=190kN/m^2.

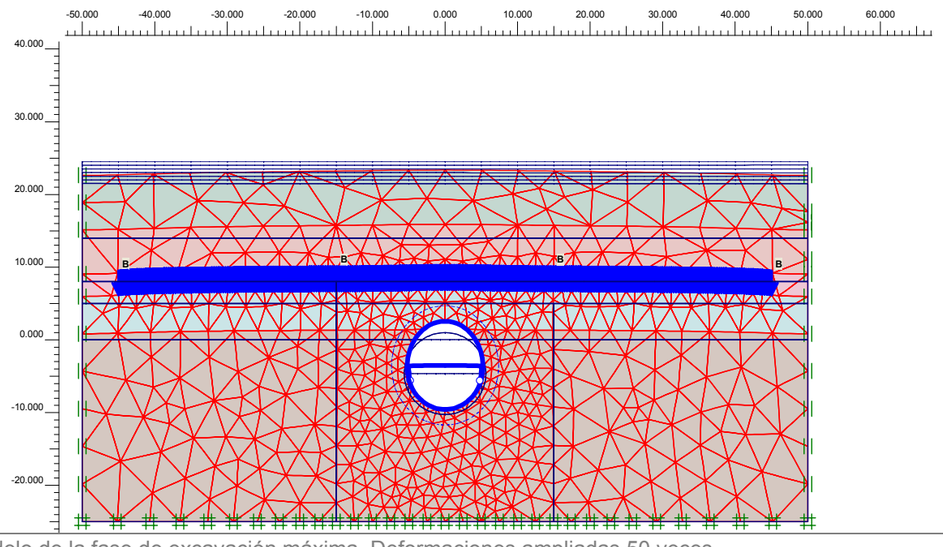
Una vez evaluado el modelo longitudinal se vuelve al anterior para observar el comportamiento de la sección transversal del túnel, bajo las tensiones que en el modelo longitudinal se observan para las fases y secciones más desfavorables.

Se obtiene la tensión justo a 1m de la clava del túnel realizando un corte en el terreno. Después se aplica una carga P a la sección transversal tal que la tensión a 1m del túnel sea la misma que en el modelo longitudinal. La carga P se aplica a la cota de pie de pantalla.

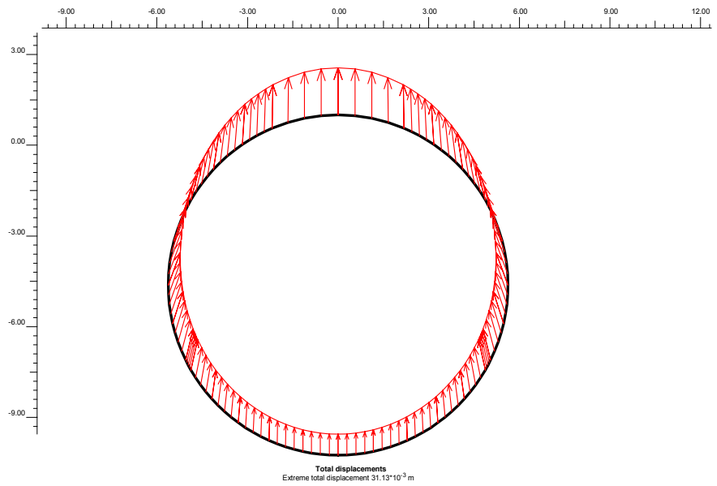
Las tensiones iniciales en el terreno no son completamente iguales en ambos modelos tras la ejecución del túnel, de forma que primero se igualan mediante un relleno o excavación de tierras. Una vez la tensión inicial en los modelos es la misma, se aplica la carga P, extendida de la misma forma que en el cálculo de la rigidez, tal que la tensión a 1m del punto superior del túnel aumente o disminuya hasta alcanzar el valor obtenido en el modelo longitudinal, para la fase en cuestión.

Sección más desfavorable para la fase de excavación máxima:

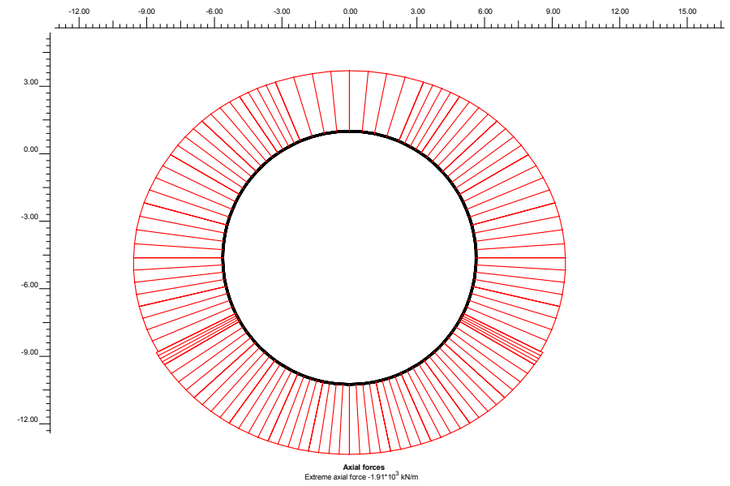
Se obtienen la tensión inicial del terreno para la sección de estudio: σ=-365KN/m^2. Se realiza una precarga en el modelo para conseguir esta tensión. Una vez obtenida, se anulan las deformaciones, y se evalúa la deformación al aplicar una carga negativa que simula la descarga del terreno, de tal forma que la tensión final a 1m del túnel es de σ=-221KN/m^2. La tensión en la zona superior del túnel no es constante sino que por efecto arco, encima del punto superior, siempre es un poco menor, de forma que se ha considerado una tensión media en la clava del túnel.



Modelo de la fase de excavación máxima. Deformaciones ampliadas 50 veces.

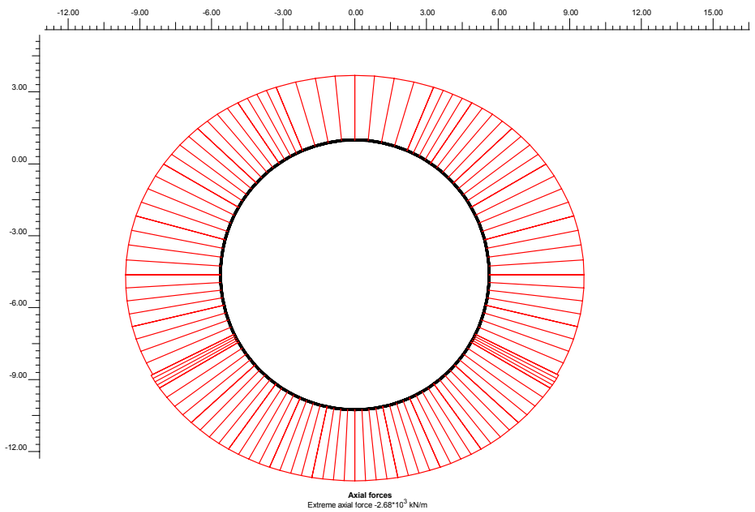


Fase excavación máxima: Diagrama deformaciones totales del túnel. δrelativa(vertical)=17.25mm δrelativa(horizontal)=15.86mm

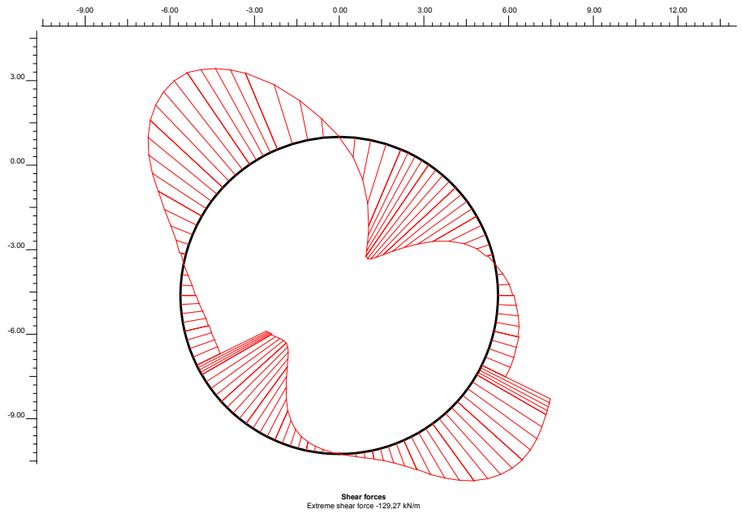


Fase excavación máxima: Diagrama esfuerzos axial.
Nkmax=1910 kN. Valores sin mayorar.

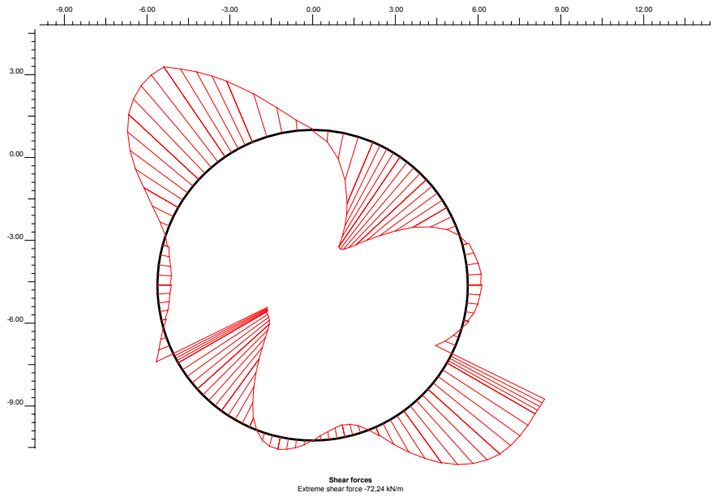
Como se observa el Axil final es de compresión en toda la sección transversal, tanto para la fase inicial como para la fase de excavación máxima. Se produce una descompresión en la sección, del orden de un 28.73%.



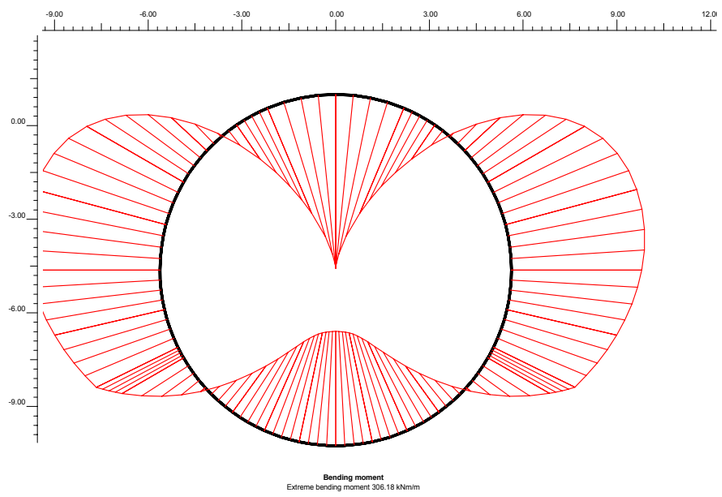
Fase inicial en la sección con máxima descarga: Diagrama esfuerzos axial.
Nkmax=2680 kN. Valores sin mayorar.



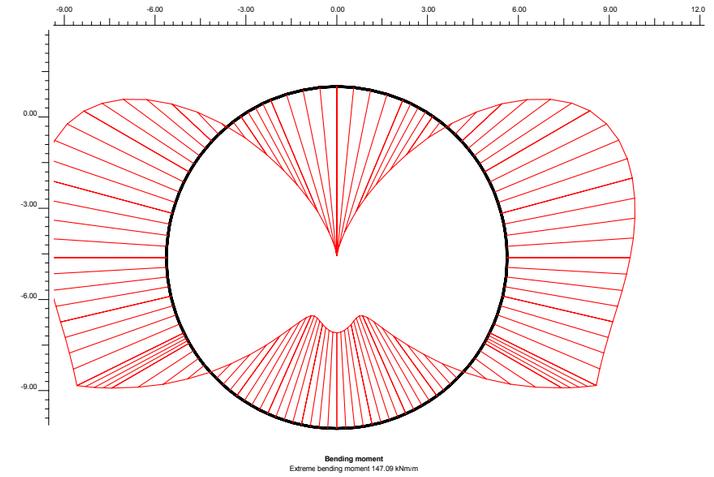
Fase inicial en la sección con máxima descarga: Diagrama esfuerzos cortante
Qkmax=72.24 kN. Valores sin mayorar.



Fase excavación máxima: Diagrama esfuerzos cortante.
Qkmax=129.27kN. Valores sin mayorar.



Fase inicial en la sección con máxima descarga: Diagrama esfuerzos momento.
Mkmax=306.18 kNm. Valores sin mayo



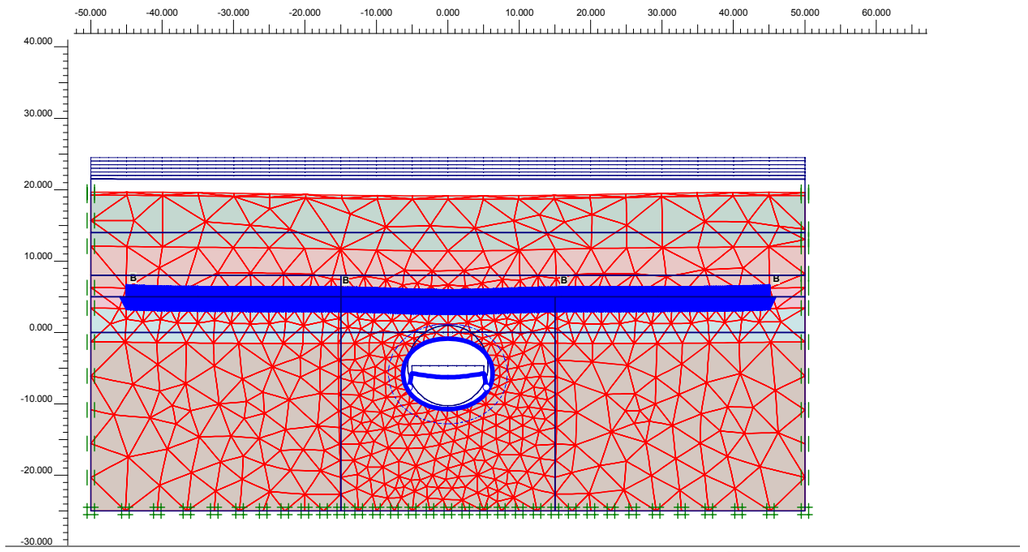
Fase excavación máxima: Diagrama esfuerzos momento en la fase de excavación máxima Mkmax=147.10 kNm. Valores sin mayorar.

Se observa una disminución del momento máximo a la mitad aproximadamente.

Sección más desfavorable para la fase de carga de cubierta:

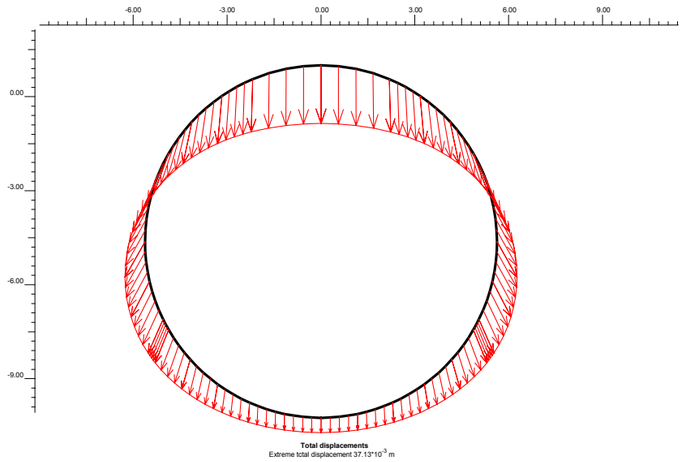
Al observarse la deformación de la sección longitudinal del túnel se distinguen dos máximos, se considera la sección con deformación mayor. De modelo longitudinal se obtienen las tensiones inciales i finales a 1 metro de la clava del túnel.

$\sigma_{inicial}$= -407.11kN/m^2 σ_{final}=-470.35kN/m^2.



Modelo transversal para la fase ce compresión. Deformaciones ampliadas 50 veces.

Se analizan la ovalización y esfuerzos de la sección. Se sigue el mismo procedimiento para el punto anterior, en que se carga el terreno en general hasta conseguir la tensión inicial y posteriormente se aplica una carga P extendida tal que se obtenga una tensión a un metro del túnel de 470.35kN/m^2 en esta fase.

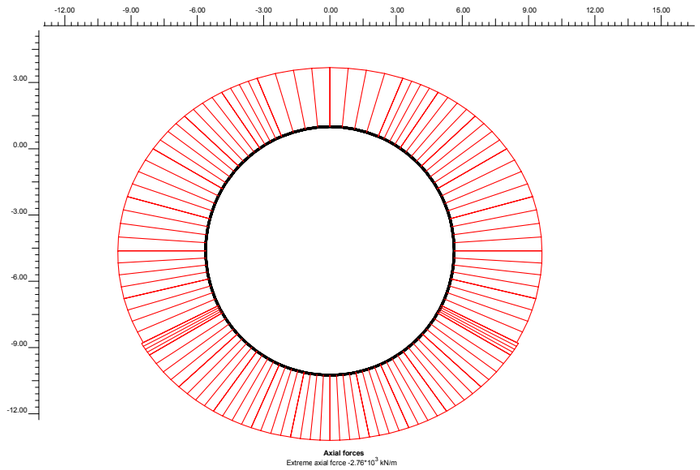


.

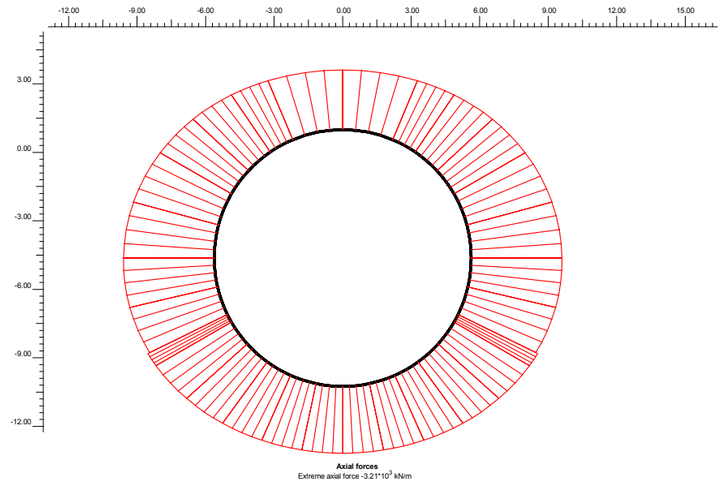
Fase carga cubierta: Diagrama deformaciones totales del túnel. δrelativa(vertical)=27.68 δrelativa(horizontal)=24mm

Para este, al igual que pasaba con la fase de excavación máxima, la deformación da un valor superior al modelo longitudinal. En este caso la diferencia es mayor que en el caso anterior, pues es de 13.67mm contra 6.19mm de movimiento vertical.

Aumento de la compresión en el anillo de dovelas:

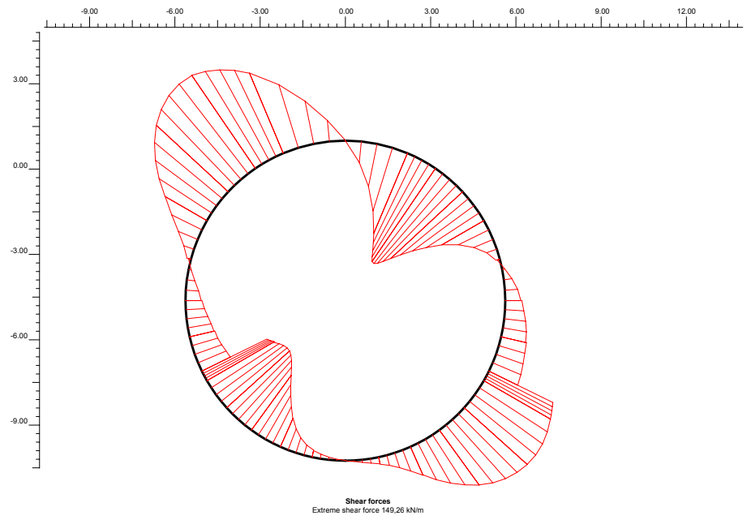


Fase inicial en la sección con máxima compresión: Diagrama esfuerzo axial.
Nkmax=2760 kN. Valores sin mayorar.

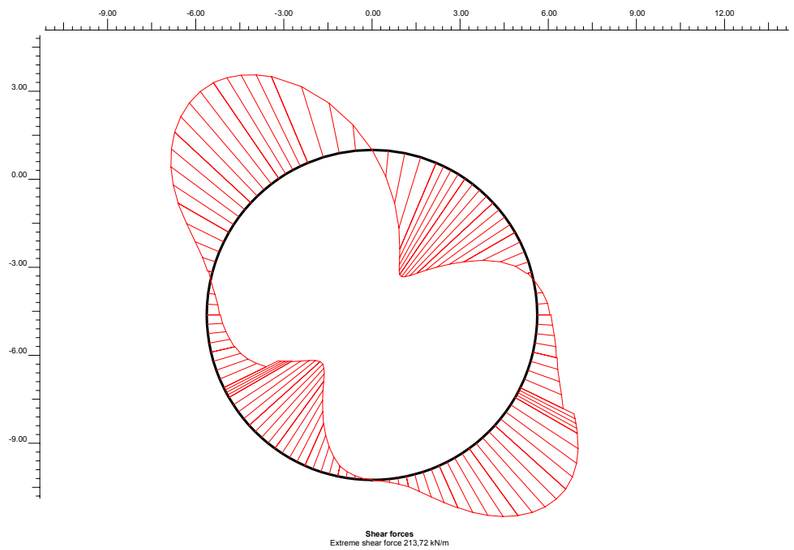


Fase carga cubierta: Diagrama esfuerzo axial.
Nkmax=3210 kN. Valores sin mayorar.

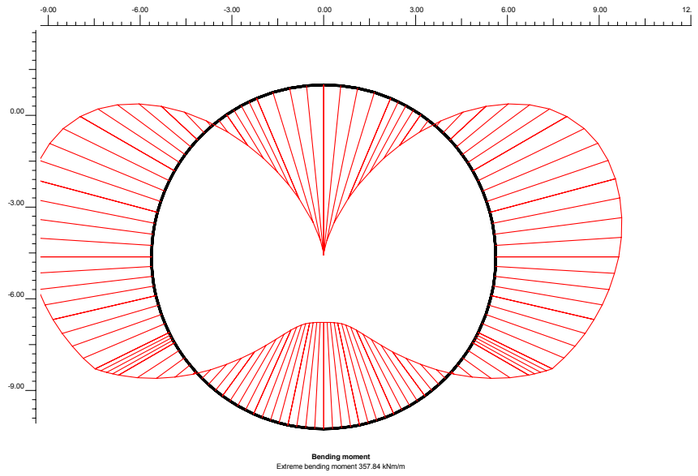
El aumento de compresión en las dovelas para esta fase, en la sección longitudinal, es del 16.3% aproximadamente.



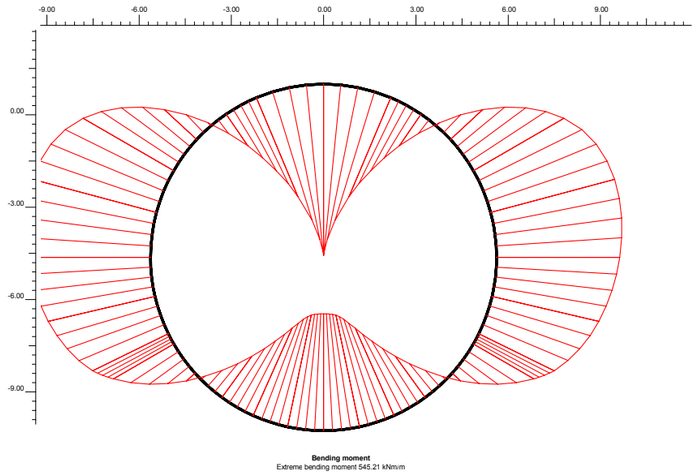
Fase inicial en la sección con máxima compresión: Diagrama esfuerzo cortante.
Qkmax=149.26 kN. Valores sin mayorar.



Fase carga cubierta: Diagrama esfuerzo cortante.
Qkmax=213.12 kN. Valores sin mayorar.



Fase inicial en la sección con máxima compresión: Diagrama esfuerzos momento.
Mkmax=357.84 kNm. Valores sin mayorar.



Fase carga cubierta: Diagrama esfuerzos momento en la fase de carga de cubierta Mkmax=545.21kNm. Valores sin mayorar.

El momento máximo aumenta del orden del 50%

10. CONCLUSIONES

Del estudio de los efectos de las cargas de las pantallas en el túnel de la línea 4 del metro efectuado con el programa de elementos finitos PLAXIS 2D se concluye que:

- La deformación absoluta máxima vertical del túnel es de 48.1mm, que corresponde a la fase de excavación máxima en el análisis longitudinal. Sin embargo, la deformación relativa máxima entre el extremo superior y el extremo inferior del túnel es de 35.4mm, que corresponde a un 0.31% del diámetro del túnel.

- La deformación horizontal relativa máxima se produce en la fase de compresión máxima para el modelo transversal y es de 24mm, un 0.21% del diámetro del túnel.

- La descompresión máxima en las dovelas es del 28.73% en la fase de excavación máxima. En cambio, el aumento de la compresión máxima en las dovelas es del 16.3%, respecto la construcción del túnel, en la fase de carga de cubierta.

Los presentes valores se presentan para la consideración de los autores del proyecto del túnel.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Agosto de 2009

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica
Y Geofísica – E.T.S. Ingenieros de Caminos C. y P.
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Campus Nord
Módulo D-2
c/ Jordi Girona, 1-3
08034 Barcelona

Departamento de Ingeniería
de la Construcción
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Campus Nord
Módulo C-1
c/ Jordi Girona, 1-3
08034 Barcelona

LAV MADRID – ZARAGOZA - BARCELONA – FRONTERA FRANCESA

TRAMO: LA SAGRERA - NUS TRINITAT (SECTOR SAGRERA)

ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN ENTRE LAS PANTALLAS 27 , 8 Y EL TÚNEL DE METRO DE LA LÍNEA 4 DE BARCELONA. PROPUESTA DE ACTUACIÓN

Barcelona, 08/10/2009

ÍNDICE

1. Antecedentes

2. Geometría y Materiales

3. Estado inicial del túnel

4. Análisis de la excavación y carga de las pantallas

5. Propuesta de auscultación

6. Conclusiones

7. Apéndice: Información Geotécnica, sondeos

1- Antecedentes

En las obras relacionadas con la línea de Alta Velocidad entre Barcelona y la Frontera Francesa el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, ADIF, ha solicitado a la UPC (Universitat Politècnica de Catalunya) realizar un seguimiento de los aspectos técnicos más relevantes tanto a nivel de proyecto como en fase constructiva. Un equipo de los Departamentos de Ing. del Terreno y de Ing. de la Construcción vinculados a la "Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona" está realizando en la actualidad dicho seguimiento y colabora de forma continuada con el equipo de dirección de obra del sector Sagrera en el tramo Sagrera – Nus Trinitat.

En este contexto Adif solicitó a dicho equipo que analizara la interacción de las obras del sector Sagrera con la línea 4 del Metro de Barcelona construida recientemente. Para ello se partió de algunos trabajos previos realizados por la Ingeniería Amatria, por encargo de la UTE del tramo.

La figura 1 muestra un esquema en planta de la zona de la obra que nos ocupa. El puente sobre la zona de vías que aparece a la izquierda de la figura corresponde al antiguo Puente de la Riera d'Horta. El túnel de Metro de la línea 4 atraviesa en curva las alineaciones de pantallas del sector Sagrera y en particular las denominadas Pantalla 27 y Pantalla 8, que son los cruces que se analizan en este trabajo. La figura 2 muestra una foto tomada de "Google" de la zona objeto de estudio, desde el puente de Riera d'Horta. El cruce con la zona de colectores que se concentran en la parte inferior de la figura 1 será objeto de otro estudio independiente.

Este documento también incluye una propuesta de instrumentación, que debería ser contrastada con los condicionantes de uso del túnel para poder concretar finalmente una instrumentación definitiva. El documento justifica en sus conclusiones que la interacción entre las pantallas y las excavaciones asociadas con el túnel existente es razonablemente pequeña si bien es preciso instrumentar la zona para poder realizar el correspondiente seguimiento y poder eliminar las incertidumbres que este tipo de análisis siempre conlleva.

El equipo de trabajo ha estado formado por los profesores Antonio Lloret, Gonzalo Ramos y Alberto Ledesma de la UPC. Los ingenieros Cristian de Santos y Agustín Cuadrado pertenecientes al equipo de la UPC también han colaborado en los cálculos.

El documento se estructura en 3 partes bien diferenciadas. La primera, la más extensa, estudia la interacción en la zona de las pantallas 27, 8, mediante el programa de elementos finitos Plaxis. La segunda realiza una propuesta de instrumentación, pendiente de concretar en algunos puntos en función de los detalles de explotación del túnel. Finalmente la tercera parte presenta unas conclusiones globales de todo el documento. Se incluye también un apéndice con información geotécnica de la zona (básicamente registros de sondeos).

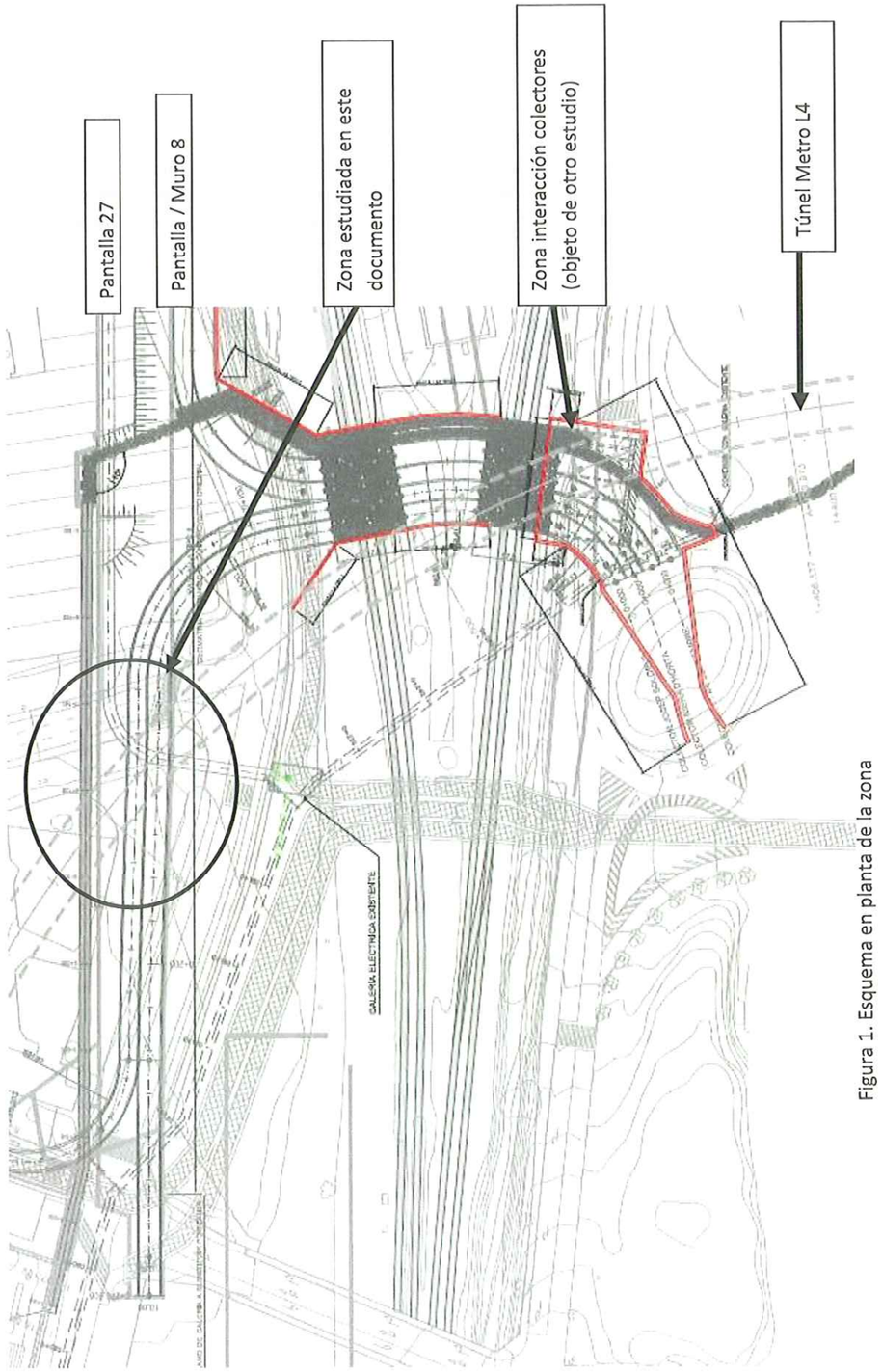


Figura 1. Esquema en planta de la zona

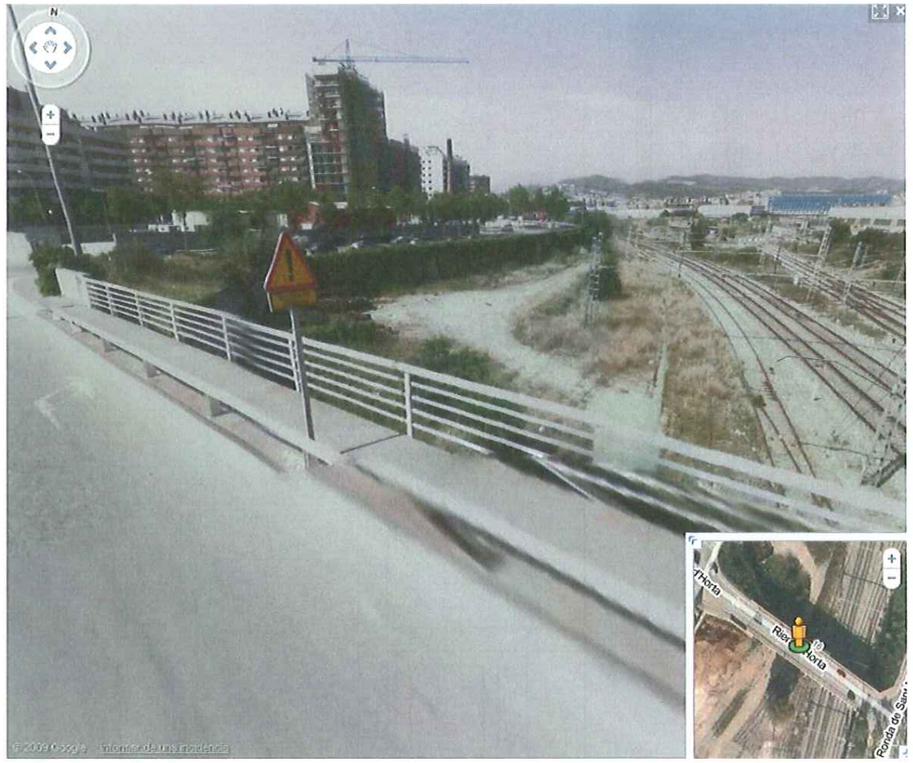


Figura 2. Fotografía de la zona de estudio desde el Puente de Riera d'Horta (tomada de "Google")

2- Geometría y Materiales

Las alineaciones de las Pantallas 27 y 8 cruzan el túnel de Metro de la línea 4 construido recientemente mediante tuneladora. Su sección está formada por dovelas y tiene construida una losa intermedia. La figura 3 muestra un corte transversal a las pantallas, donde se indica la zona de máxima excavación y el cajón destinado a dar continuidad a los colectores. Obsérvese que el pie de la denominada pantalla 27 está a unos 4 m de distancia de la clave del túnel. Nótese también que la pantalla 8 tiene una influencia menor y además parte de ella se construye como muro. En general la pantalla 27 tiene una función principal de contención de tierras, trabajando principalmente a flexión, aunque también recoge cargas verticales. Sin embargo, la interacción pantallas – túnel es relativamente limitada, y a primera vista parece mucho más condicionante el efecto de la excavación, que supone una descarga de tierras importante sobre el túnel.

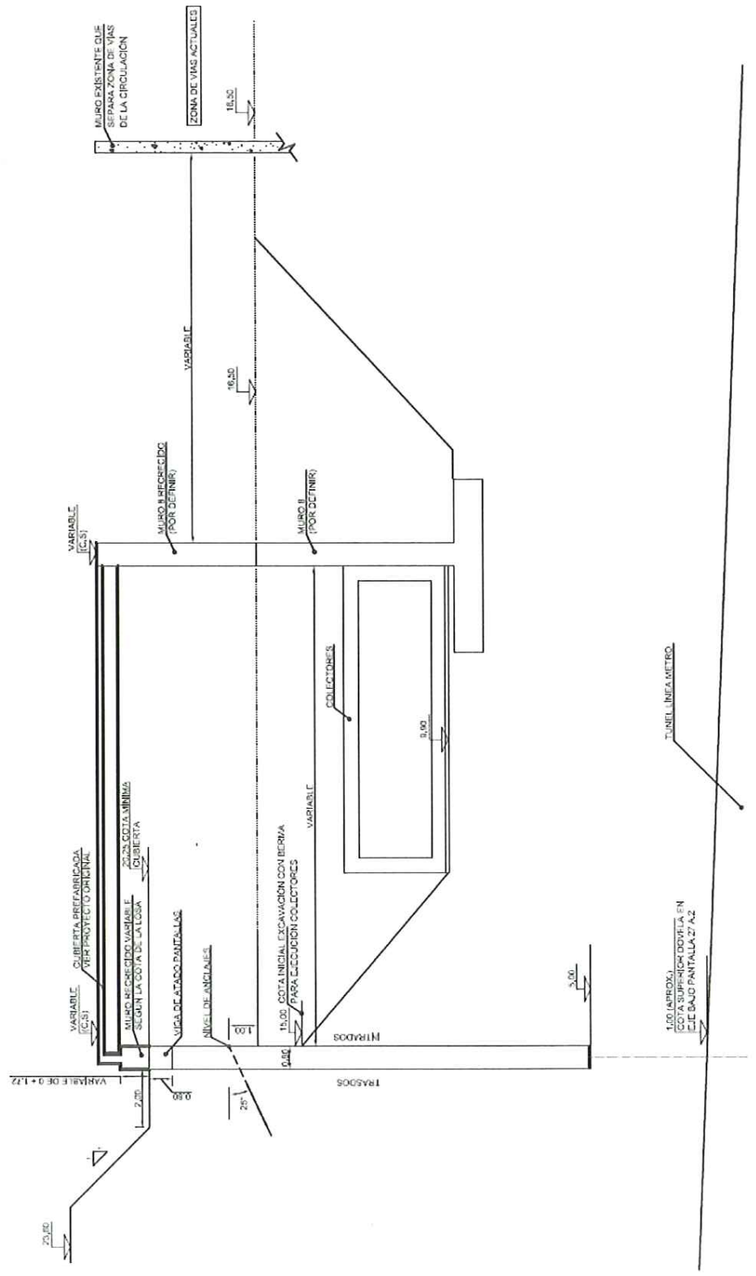


Figura 3. Corte esquemático, perpendicular a las alineaciones de pantallas en la zona de estudio

El apéndice 1 incluye la información geotécnica de sondeos correspondientes a esta zona. Se observa en general la presencia de materiales típicos del llano de Barcelona con la influencia de los depósitos de riera. Se trata en general de materiales de buena calidad desde el punto de vista geotécnico y son bien conocidos por la administración responsable de la construcción del túnel y han sido bien caracterizados en el proyecto del sector Sagrera. En una reunión con GISA (3 Septiembre 2009) se comunicó verbalmente que los asientos observados durante la construcción del túnel fueron muy pequeños (del orden de unos pocos milímetros, cercanos al rango de error de los instrumentos), lo que corrobora la relativa buena calidad del material atravesado.

A grandes rasgos, los materiales que aparecen son los que se indican en la Tabla 1, tomada de los trabajos iniciales de Amatria.

Litología	Cotas absolutas
1) Relleno	De +22.00m hasta +14.00m
2) Qa-s arenas con algo de arcilla	De +14.00m hasta +8.0m
3) Qa arcillas con algo de arena	De +8.0m hasta 0.0m
4) PQ	De 0.0m hasta hasta pie de la pantalla

Tabla 1. Litologías consideradas en el cálculo, decididas a partir de los sondeos de la zona (tomado de Amatria, 2009)

Para el análisis de la interacción se ha utilizado el programa PLAXIS, suficientemente conocido en el ámbito geotécnico europeo. Se ha usado la versión 9, en 2D, ya que la versión 3D de PLAXIS actualmente disponible no permitiría estudiar esta geometría. Para suplir este inconveniente se han desarrollado varios análisis 2D equivalentes que luego se describen. Los análisis iniciales fueron realizados por Amatria con la versión 7, pero fue necesario utilizar una versión posterior, disponible en la UPC, para simular correctamente la estructura modular por dovelas del túnel y la losa intermedia. La figura 4 muestra un esquema de dicha geometría con los materiales implicados, antes de construir o excavar por las obras de Sagrera. Se trata, por tanto de la configuración inicial del túnel.

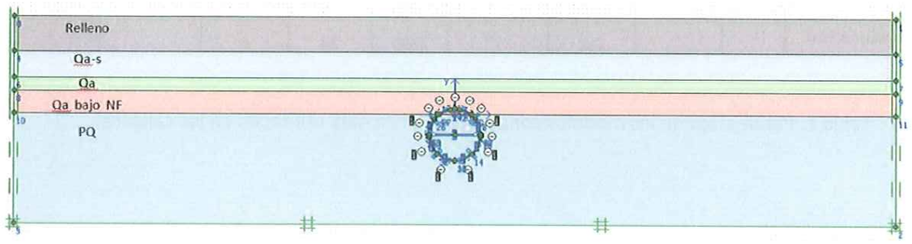


Figura 4. Esquema de la geometría inicial, en sección transversal al túnel.

La tabla 2 recoge los parámetros de cálculo usados en el programa PLAXIS. Para una descripción detallada se referencia el manual de PLAXIS[1]. Se ha usado el modelo elastoplástico "Hardening Soil" para los suelos, y el modelo, también elastoplástico de Mohr-Coulomb para el anillo del trasdós del túnel formado por la inyección de mortero que se realiza tras la colocación de las dovelas. Ese anillo se ha denominado "GAP", y se ha considerado en dos situaciones posibles: fresco y endurecido. Cuando se inyecta, el mortero es casí líquido y puede considerarse incompresible (índice de Poisson cercano a 0.5), pero con un módulo elástico bajo. Una vez endurecido alcanza las propiedades típicas del mortero.

En general los parámetros adoptados pueden considerarse conservadores y están basados en la experiencia del equipo de la UPC en este tipo de suelos. Especialmente relevante es el papel que juegan en este problema los módulos en descarga, mayores a los módulos en carga. En este caso el cálculo de los movimientos está muy condicionado por estos módulos, mientras que las tensiones suelen ser más realistas al estar condicionadas por los pesos, que en general son bien conocidos.

	Modelo constitutivo	γ dry (kN/m³)	γ sat (kN/m³)	K0nc	Ko	Kh (m/dia)	Kv (m/dia)	E50Ref (kN/m²)	EOedRef (kN/m²)	EurRef (kN/m²)
Relleno	Hard.	20	21	0,53	0,53	1	1	1,94E+04	1,55E+04	5,82E+04
Qa-s	Hard.	21,5	22	0,45	0,45	1	1	1,88E+04	1,50E+04	5,64E+04
Qa	Hard.	21,5	22	0,51	0,51	1	1	1,88E+04	1,50E+04	5,64E+04
Qa bajo NF	Hard.	21,5	22	0,51	0,51	1	1	1,88E+04	1,50E+04	5,64E+04
PQ	Hard.	22	22,5	0,46	0,46	1	1	2,49E+04	1,99E+04	7,47E+04
GAP fresco	M-C	25	25	-	0,43	0	0	3,00E+04	-	-
GAP endurecido	M-C	25	25	-	0,43	0	0	1,50E+06	-	-

	m	Eur/E50	ν	Pref (kN/m²)	C (kN/m²)	Φ (°)	Psi (°)	c cotfi (kN/m³)	Rf	R
Relleno	0,5	3	0,2	100	0	28	0	0	0,9	0,66
Qa-s	0,5	3	0,2	100	15	33	0	0	0,9	0,66
Qa	0,5	3	0,2	100	0	29	0	0	0,9	0,66
Qa bajo NF	0,5	3	0,2	100	30	29	0	0	0,9	0,66
PQ	0,5	3	0,2	100	0	32,5	0	0	0,9	0,66
GAP fresco	-	-	0,495	-	1000	35	0	-	-	1
GAP endurecido	-	-	0,2	-	5000	35	0	-	-	1

Tabla 2. Parámetros de los modelos constitutivos de PLAXIS utilizados en los cálculos.

[1] Plaxis 2D. Version 9.0. Ed. R.B.J. Brinkgreve, W. Broere & D. Waterman. Delft, The Netherlands, 2008

La figura 5, muestra un esquema de la geometría del túnel, con el detalle del apoyo de la losa intermedia. Obsérvese que en realidad dicha losa es como un pórtico con unos apoyos que son parcialmente articulados. El programa PLAXIS permite trabajar de forma simultánea con elementos estructurales y elementos de medio continuo para el suelo. En la medida de lo posible se ha intentado representar la geometría de las dovelas y de dicha losa.

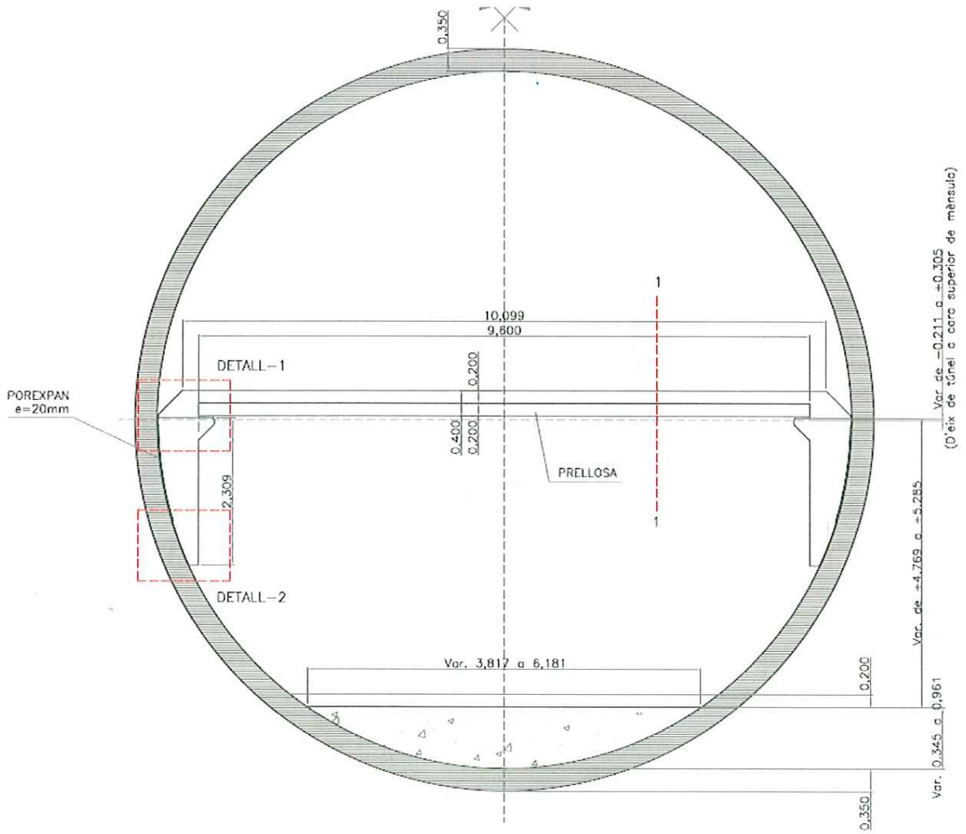


Figura 5. Geometría de la sección tipo del túnel de Metro, incluyendo la losa intermedia.

La figura 6 muestra la representación realizada en PLAXIS de esta geometría. Se observan las rótulas entre dovelas y la losa intermedia representada como pórtico. Las rótulas entre dovelas no son en realidad articulaciones perfectas, sino que son capaces de resistir cierto momento. PLAXIS permite asignarles una cierta rigidez frente a giro (un valor cero de dicha rigidez correspondería a una rótula perfecta). Aunque la rigidez al giro del contacto entre dovelas es un tema poco estudiado, se ha podido asignar un valor basado en la experiencia de la UPC en estudios del Metro de Londres y que se ha considerado razonable para este túnel, a

falta de más información. En concreto se ha adoptado un valor de 10000 kNm/rad/m para dicha rigidez. Puede consultarse la justificación de este valor en la referencia de Santos et al (2008).[2] La figura 7 muestra la pantalla de PLAXIS donde se introduce el valor de esta rigidez.

Nótese que se ha hecho un gran esfuerzo en simular en la medida de lo posible las condiciones reales del revestimiento, ya que de lo contrario las leyes de esfuerzos que se obtienen del cálculo pueden ser poco realistas.

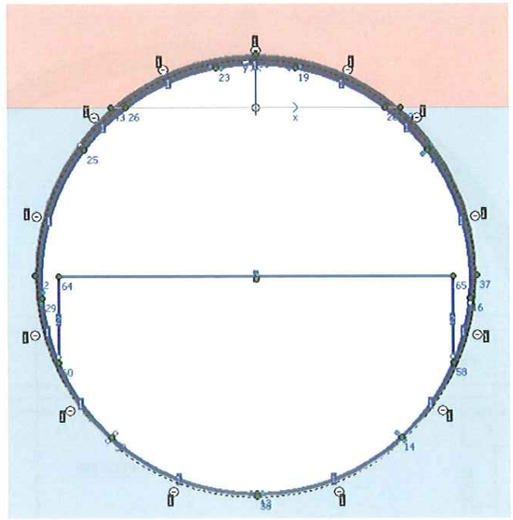


Figura 7. Esquema estructural usado en el modelo de PLAXIS para el túnel de Metro.

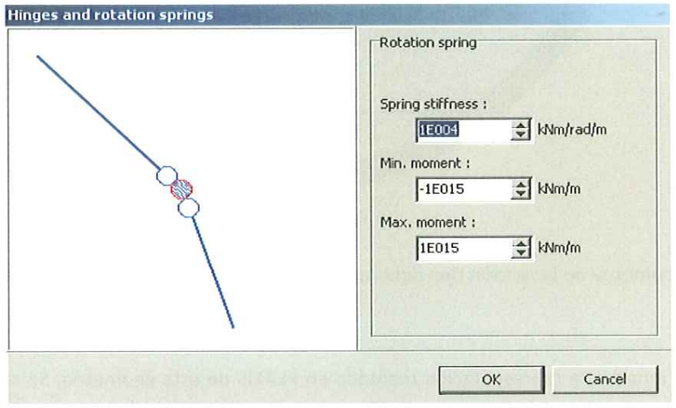


Figura 8. Pantalla de PLAXIS donde se introduce la rigidez al giro de las rótulas entre dovelas.

[2] C. de Santos, A. Ledesma, A. Gens (2008). Analysis of measured movements in ageing tunnels. Proc. 2nd European Conference of Int. Association for Engineering Geology, EuroEngeo 2008. Madrid, CD.

Finalmente la losa-pórtico se ha supuesto apoyada en las dovelas, mediante una rótula libre. En este caso se sabe que las medidas de instrumentación realizadas durante la construcción de dicha losa sugieren que tiene mayor rigidez de la que se ha representado en este modelo. No obstante su influencia en este análisis es menor, y en todo caso, queda del lado de la seguridad. La tabla 3 muestra los parámetros de rigidez introducidos en PLAXIS para los elementos estructurales de dovelas y de la losa intermedia.

	EA (kN/m)	EI (kNm2/m)
Túnel (e=0,35 m)	8,75E+06	8,93E+04
Losa (e=0,40 m)	1,20E+07	1,60E+05

Tabla 3. Valores de rigidez axial y a flexión de los elementos estructurales utilizados (dovelas de 35 cm de espesor y losa intermedia de 40 cm de espesor)

3- Estado inicial del túnel

En este apartado se describen los resultados obtenidos con PLAXIS tras la simulación de la construcción del túnel y antes de proceder a excavar o construir las pantallas de Sagrera. La figura 9 muestra la malla de elementos finitos considerada, con los contornos suficientemente alejados del túnel para disminuir su efecto sobre los resultados. Los colores se corresponden con los materiales considerados en la simulación y descritos en el apartado anterior.

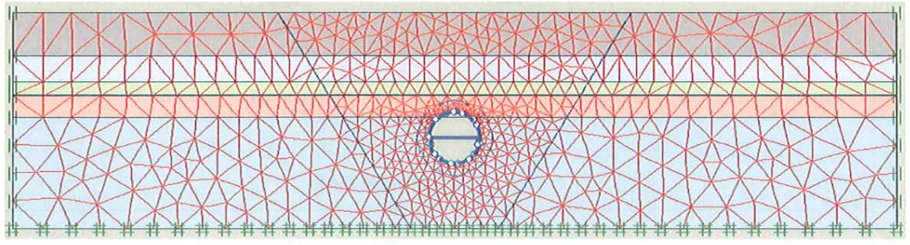


Figura 9. Malla de elementos finitos utilizada y geometría tras la construcción del túnel.

Las etapas consideradas en el cálculo han sido las siguientes:

Fases de cálculo (Plaxis transversal):

Fase 1: Excavación y ejecución del túnel con un GAP perimetral en estado fresco. No se ha considerado perdida de volumen (VL=0%), ya que en las medidas de campo no se apreciaron movimientos significativos durante la construcción de éste.

Fase 2: Endurecimiento del GAP perimetral.

Fase 3: Ejecución de la losa intermedia.

Como consecuencia de este cálculo se obtienen las tensiones en el revestimiento del túnel una vez construido. Se trata lógicamente de una estimación difícil de contrastar en la práctica, ya que no se dispone de medidas tensionales en esa zona. No obstante los esfuerzos responden bastante al efecto de los pesos y por ello se pueden considerar creíbles, si bien es cierto que pueden variar algo por las condiciones de interacción con el terreno (rozamiento, etc.).

La figura 10 muestra el momento flector en el revestimiento desarrollado a lo largo de las dovelas. Obsérvese que el flector no tiene porqué ser nulo en las rótulas entre dovelas, ya que tienen cierta capacidad de resistir momento.
La figura 11 representa la ley de axiles en las dovelas. Al igual que en la figura anterior, el eje horizontal representa el revestimiento del túnel desarrollado (sólo la mitad, por simetría). Los valores negativos del axil representan compresiones en PLAXIS.

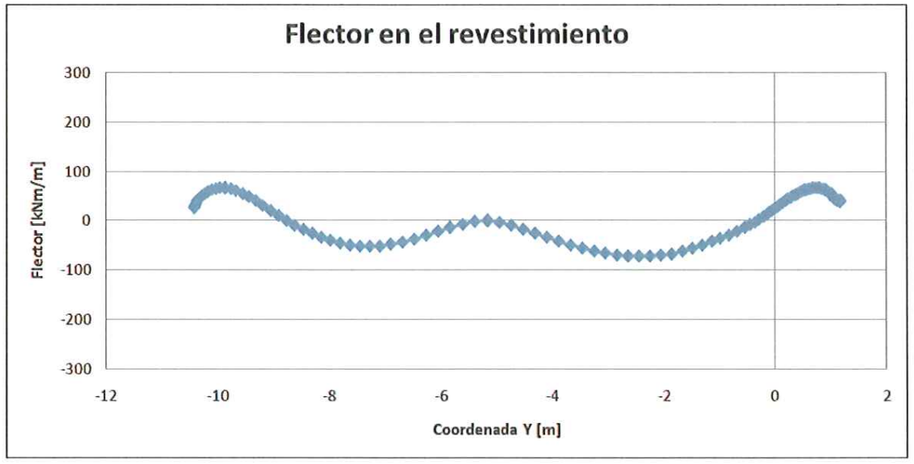


Figura 10. Momento flector en el revestimiento. El eje horizontal es la cota de los puntos del revestimiento considerados. El resultado es simétrico respecto al eje vertical del túnel.

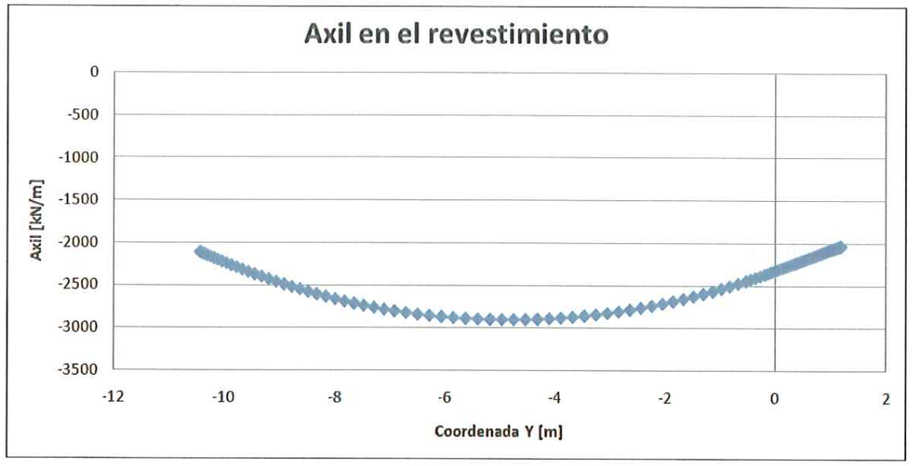


Figura 11. Axil en el revestimiento. El eje horizontal es la cota de los puntos del revestimiento considerados. El resultado es simétrico respecto al eje vertical del túnel. Compresiones negativas.

Finalmente la figura 12 muestra la tensión más desfavorable en la fibra más alejada del revestimiento. El efecto favorable del axil hace que no aparezcan tracciones, que hubieran sido desfavorables. Nótese que las compresiones en PLAXIS son negativas. Los valores quedan en todo caso muy por debajo de la resistencia a compresión simple del hormigón de las dovelas.

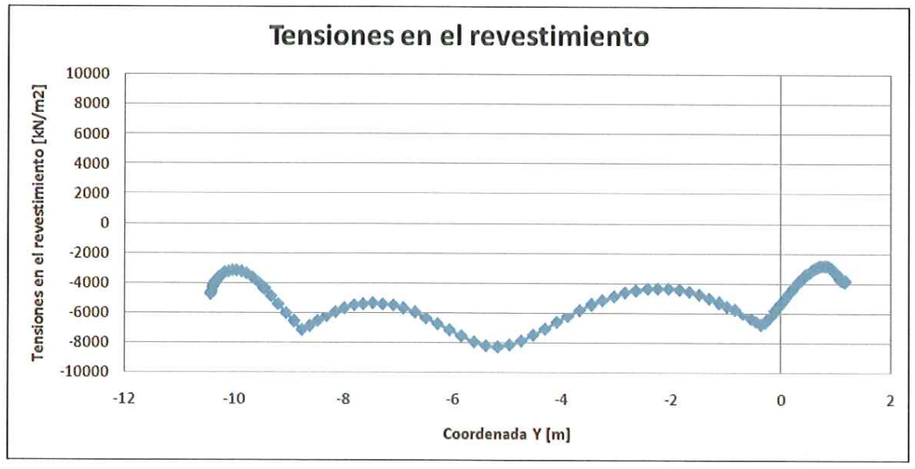


Figura 12. Tensiones en el revestimiento en la fibra más alejada y más desfavorable. Las compresiones son negativas. El resultado es simétrico respecto al eje del túnel.

4- Análisis de la excavación y carga de las pantallas

Para estudiar el efecto sobre el túnel de la nueva excavación y construcción de muros se ha seguido un proceso con dos etapas. En una primera etapa se ha estudiado en una sección transversal al túnel la rigidez de propio túnel frente a cargas verticales. Sobre esa sección se han calculado los desplazamientos en la clave y en la solera del túnel producidos por una fuerza situada a nivel del pie de la pantalla y que se extiende en toda la amplitud considerada en el modelo. Ello ha permitido obtener un "módulo elástico equivalente" para poder sustituir el túnel por un material elástico convencional.

La segunda etapa de cálculo ha consistido en considerar una sección longitudinal por el trazado del túnel. Para modelar el efecto del túnel se ha definido un material elástico con la misma deformabilidad que el túnel representado en la sección transversal. En esta sección longitudinal se han aplicado las diversas acciones sobre el túnel (construcción de pantallas, excavación, relleno y carga sobre pantallas). Para validar el método, se ha aplicado en el modelo transversal una carga vertical ascendente igual al cambio de tensión vertical experimentado en la sección longitudinal por un punto situado en la zona de máxima excavación y a la cota del pie de la pantalla y se ha comprobado que los movimientos en la clave y la solera son iguales a los calculados en el modelo longitudinal. Finalmente, sobre la sección transversal se ha analizado el efecto de la excavación y posterior recarga sobre el revestimiento de dovelas del túnel.

La posición de la sección transversal y longitudinal considerada en los cálculos es la indicada en la Figura 13

La Figura 14 muestra la malla utilizada en el modelo de sección transversal con la posición de la carga aplicada. El suelo y el túnel se han modelado utilizando los mismos modelo y parámetros utilizados en el análisis de la situación inicial del túnel (ver Tabla 2 y Tabla 3). El valor de la tensión de descarga aplicada ha sido de 100 kPa. En la Figura 15 se puede comprobar que el desplazamiento calculado en la clave ha sido de 21mm y en la solera de 9mm (ambos ascendentes). Considerando el diámetro exterior del túnel de 11,6m resulta una deformación (ε) del orden de 1,03 10^{-3} y un "módulo elástico equivalente" ($E=\Delta\sigma/\varepsilon$) de 96,265 MPa.

La malla de elementos finitos utilizada en el modelo longitudinal se muestra en la Figura 16. Los parámetros del terreno son los indicados en la tabla 2 y el túnel se ha sustituido por un material cuyo módulo elástico es el "equivalente" mencionado anteriormente. A fin de que la rigidez frente a corte del material equivalente sea lo más pequeña `posible se ha considerado para el "material equivalente" un coeficiente de Poisson de 0, 495. Las propiedades de los diversos elementos estructurales que intervienen en la modelación se indican en la Tabla 4. Para simular el efecto del pórtico por debajo del cual circularán trenes a la derecha del vial se ha considerado un puntal ficticio. El anclaje provisional de la pantalla está constituido por 5ϕ0,60" cada dos metros con una inclinación de 25° (longitud bulbo = 13m y longitud cable = 10m).

Para modelar el hecho de que la transmisión longitudinal de cargas entre los diversos anillos que constituyen el revestimiento del túnel puede ser muy pequeña, además de considerar el coeficiente de Poisson indicado anteriormente, se ha discretizado el "material equivalente" al túnel mediante rebanadas verticales de 1,8 m de espesor. Entre las rebanadas se ha interpuesto una interfase con un coeficiente de fricción muy bajo; R_{inter} de 0.045. Este valor se

ha determinado teniendo en cuenta la diferencia entre el área real de contacto entre anillos y el área ficticia del modelo de PLAXIS.

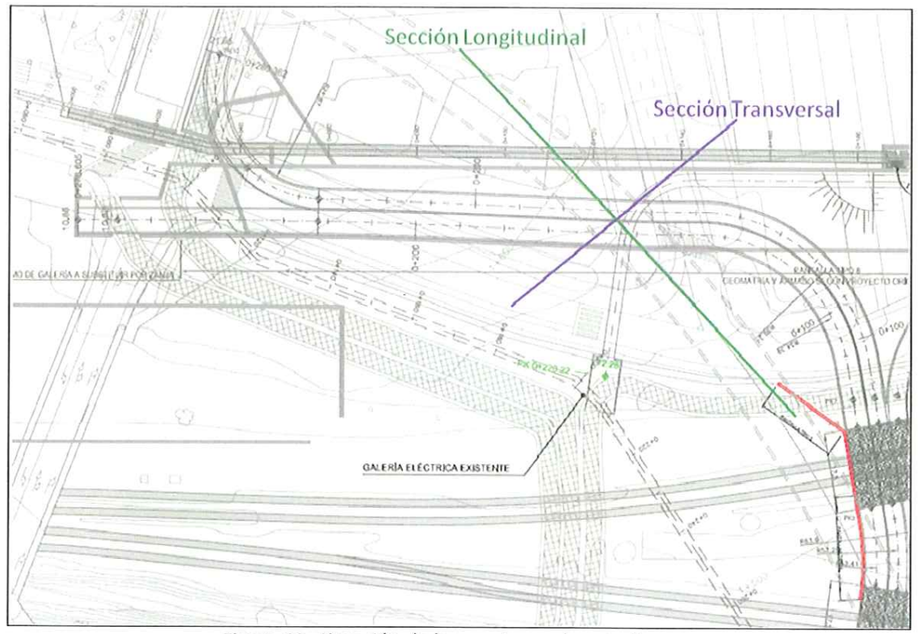


Figura 13. Situación de las secciones de estudio.

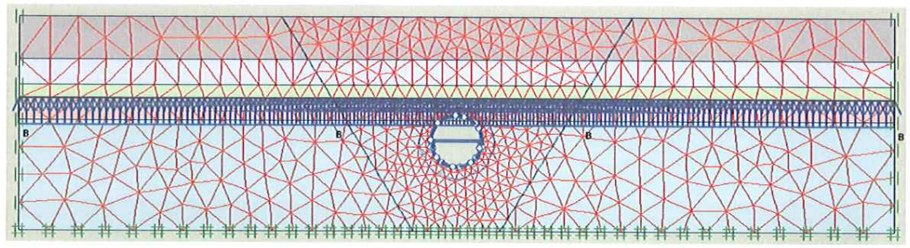


Figura 14 . Malla de elementos finitos utilizada en la aplicación de la descarga para determinar la deformabilidad del túnel.

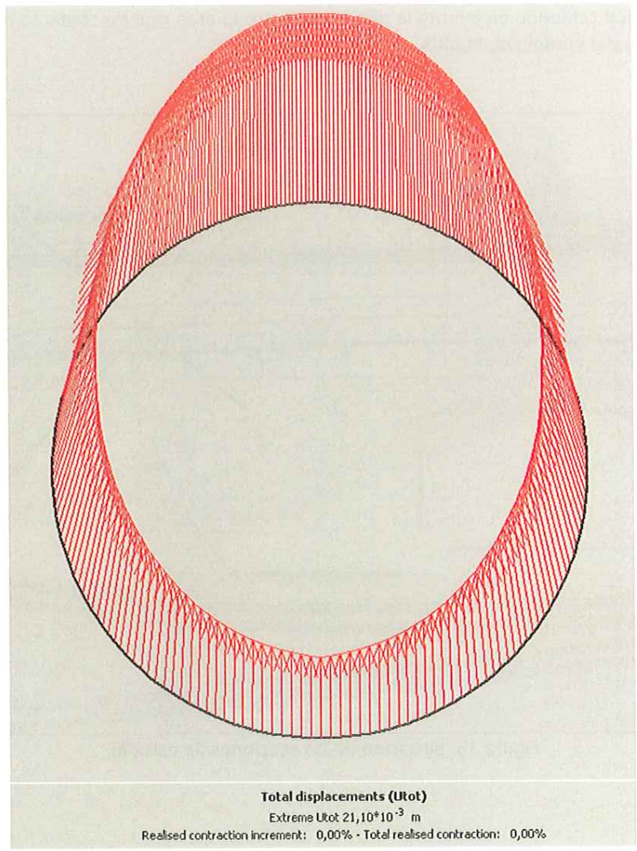


Figura 15. Desplazamientos en el túnel debidos a la descarga en el cálculo de la rigidez equivalente.

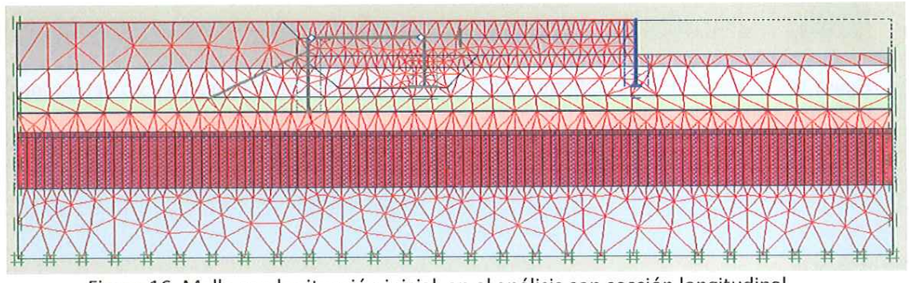


Figura 16. Malla con la situación inicial en el análisis con sección longitudinal.

	EA (kN/m)	EI (kNm2/m)
Pantalla 27 (e=0,80 m)	2+06	1,0667E+04
Muro 8 (e=0,80 m)	2+06	1,0667E+04
Cubierta (e=0,50 m)	1,8E+07	2,16E+06
Muro antiguo (e=1,2 m)	1,25E+07	2,6042E+05

	EA (kN/m)
Puntal ficticio	1,25E+07
Bulbo (anclaje)	9,57E+04
Cable (anclaje)	9,57E+04

Tabla 4. Propiedades de los diversos elementos estructurales contemplados en la modelación.

Las fases de cálculo consideradas en el modelo longitudinal han sido las siguientes:

Fase 1: Simulación del estado tensional inicial.

Fase 2: Ejecución del túnel (L4). Sustitución de suelo por el "material equivalente".

Fase 3: Sobrecarga en el trasdós de la pantalla 27. Sobrecarga de 10 kPa.

Fase 4: Ejecución de la pantalla 27.

Fase 5: Excavación hasta la cota de la cabeza de la pantalla 27.

Fase 6: Excavación hasta cota 16,5 m (un metro por debajo de la cota de los anclajes).

Fase 7: Ejecución de los anclajes y excavación hasta cota máxima de excavación.

Fase 8: Ejecución del muro 8 hasta la cota 16,5 m y relleno de la excavación hasta cota 16,5 m.

Fase 9: Recrecido del muro 8 hasta cota de cubierta, ejecución de la cubierta, retirada de los anclajes y activación del puntal ficticio (simulando de la cubierta entre el muro 8 y el "muro antiguo").

Fase 10: Simulación de las cargas sobre la cubierta. Carga que llega a la pantalla 27 = 571,2 kN/m y carga que llega al muro 8 = 1000 kN/m.

La figura 17 muestra la geometría considerada en la situación más desfavorable que corresponde a la máxima excavación (Fase 7). En la Figura 18 se recogen las tensiones verticales antes y después de realizar la excavación máxima. El cambio de tensión es de unos 275 kPa en la zona más afectada por la excavación. Los desplazamientos verticales en los puntos del material equivalente asociados a la clave y la solera del túnel se muestran en la Figura 19. En el punto más desfavorable se ha obtenido un levantamiento de 55mm en la clave y de 33mm en la solera, lo que representa un aumento de diámetro de 22mm.

Los movimientos tras el relleno parcial de la excavación y la puesta en carga de la pantalla 27 y del muro 8 se indican respectivamente en la Figuras 20 y 21. Las cargas transmitidas por el pie de la pantalla 27 y del muro 8 se indican en la Tabla 5. Puede observarse como tras el proceso de recarga los movimientos en el estado definitivo son del orden de la mitad de los movimientos experimentados en la fase de máxima excavación.

	Axil [kN/m]
Pantalla 27	**364,185**
Muro 8	**1152,741**

Tabla 5. Axil en el pie de la pantalla 27 y el muro 8.

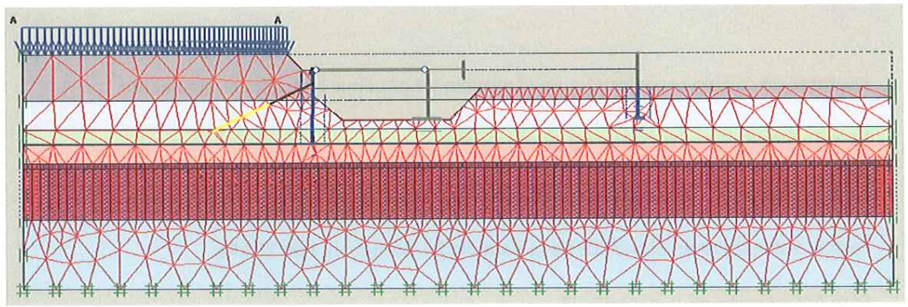


Figura 17. Malla de elementos finitos en la fase de excavación máxima.

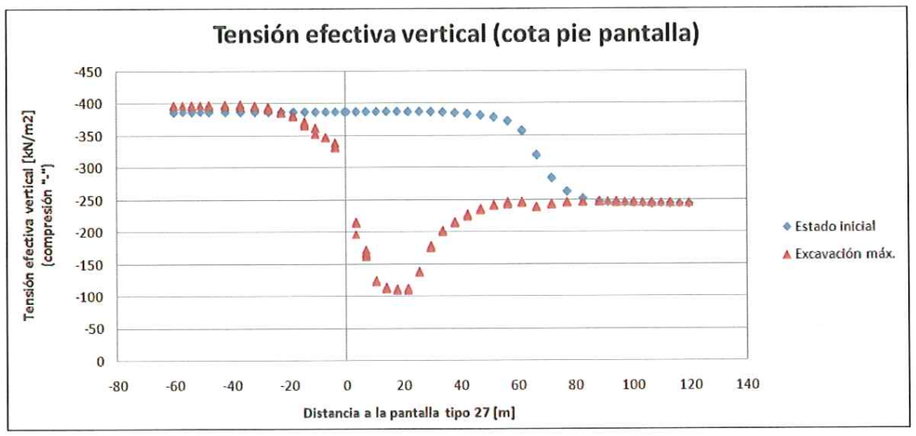


Figura 18. Cambios en la tensión vertical (a la cota de pie de pantalla) por efecto de la excavación.

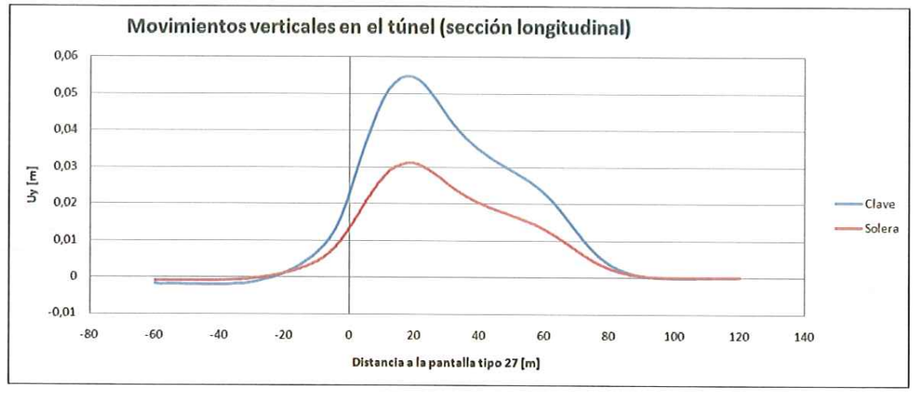


Figura 19. Movimientos verticales en la clave y la solera del túnel según el modelo longitudinal en la fase de máxima excavación.

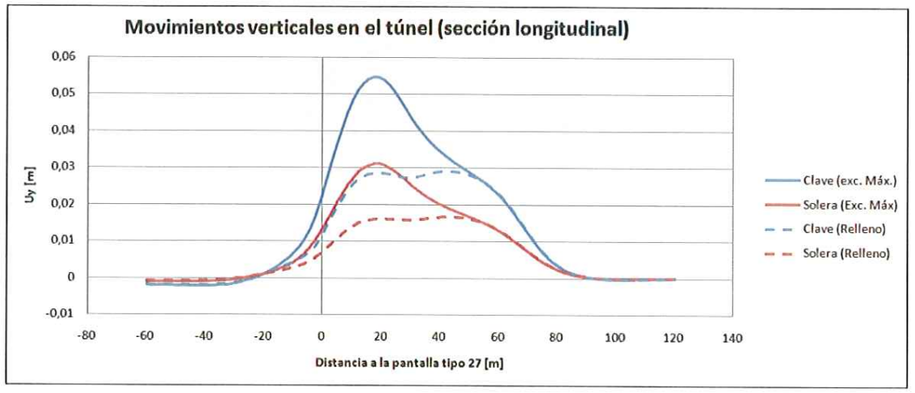


Figura 20. Movimientos verticales en la clave y la solera del túnel según el modelo longitudinal en la fase de relleno parcial de la excavación.

Para estudiar el efecto de la descarga en el revestimiento se ha utilizado el modelo transversal (Figura 14), considerando una carga ascendente uniforme de 275 kPa que corresponde al mayor cambio tensional calculado en el momento de la máxima excavación en el modelo longitudinal (ver Figura 18). La Figura 22 muestra los desplazamientos en el túnel y en la Tabla 6 se recogen los valores numéricos más representativos. Puede observarse en dicha tabla cómo los valores de los movimientos calculados en el modelo transversal son ligeramente mayores a los encontrados con el modelo longitudinal. Con el nuevo modelo el alargamiento entre clave y solera es de 36 mm y el acortamiento del diámetro entre los hastiales es de 30 mm.

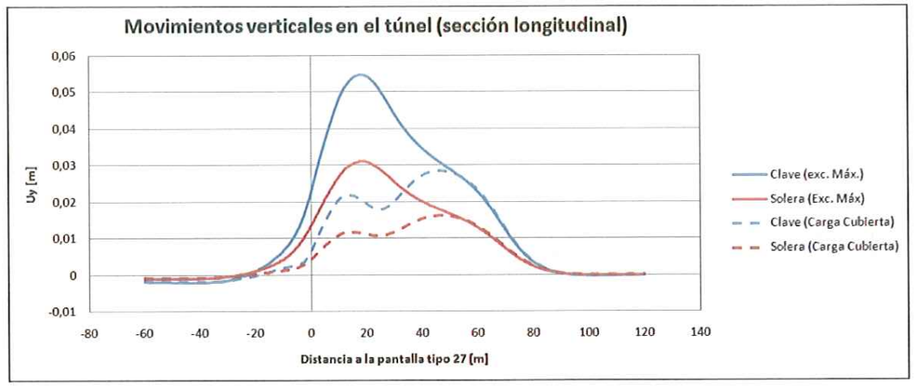


Figura 21. Movimientos verticales en la clave y la solera del túnel según el modelo longitudinal en la fase puesta en carga de la pantalla 27 y muro 8 (fase final).

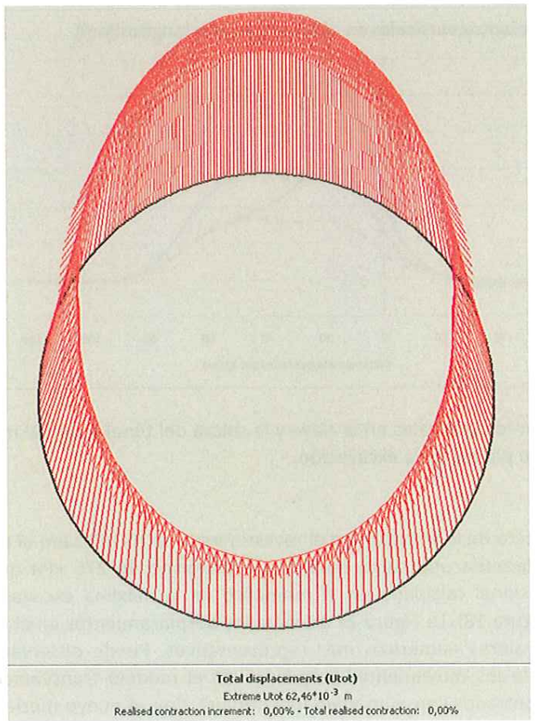


Figura 22. Movimientos en el revestimiento del túnel en la fase de máxima excavación.

	Clave (Uy [mm])	Solera (Uy [mm])	Hastial izq. (Ux [mm])	Hastial der. (Ux [mm])
Modelo longitudinal	**55**	**33**	-	-
Modelo transversal	**62**	**26**	**15**	**15**

Tabla 6. Comparación de los movimientos obtenidos en el modelo longitudinal y transversal en la fase de máxima excavación.

Los cambios en los esfuerzos en el revestimiento durante la fase de máxima excavación se muestran en las Figuras 23 (Momentos flectores) y 24 (Axiles). Puede comprobarse una cierta descompresión que se traduce en una disminución de los momentos flectores y de los axiles. Sin embargo, en todos los puntos del revestimiento, los axiles más bajos siguen siendo de compresión. Las tensiones más desfavorables (más bajas) en las secciones del revestimiento, obtenidas a partir de los momentos flectores y de los axiles, se recogen en la Figura 25. Puede comprobarse que en ninguna sección se llega a tener tracciones (las tensiones mínimas de compresión son del orden de 1,8 MPa. Lógicamente estas condiciones mejoran cuando se realiza el relleno parcial de la excavación y la puesta en carga de las pantallas.

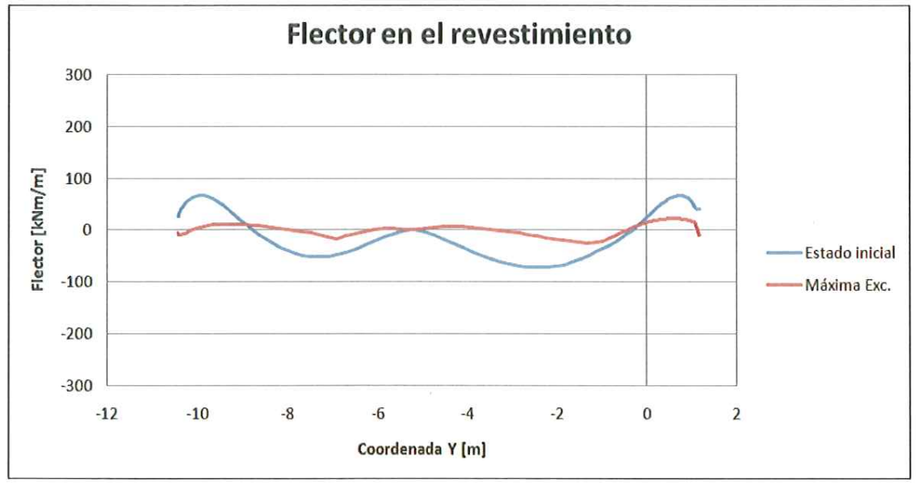


Figura 23. Momentos flectores en el revestimiento en el estado actual y en el momento de máxima excavación.

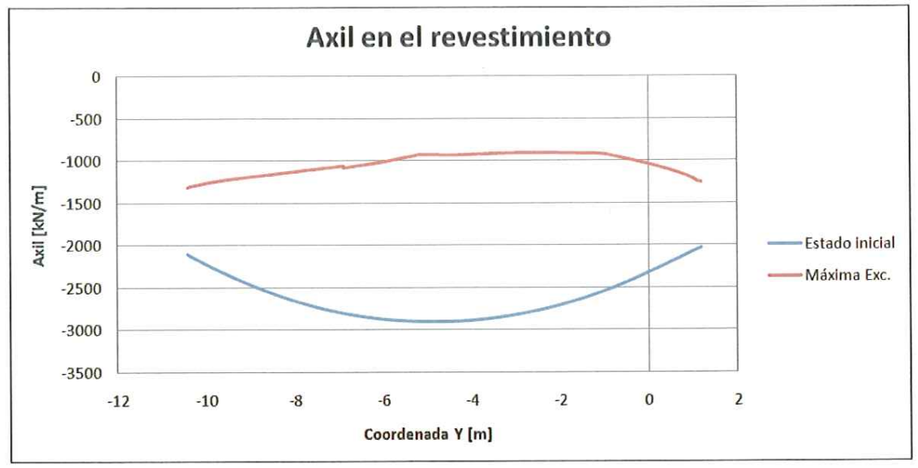


Figura 24. Axiles en el revestimiento en el estado actual y en el momento de máxima excavación.

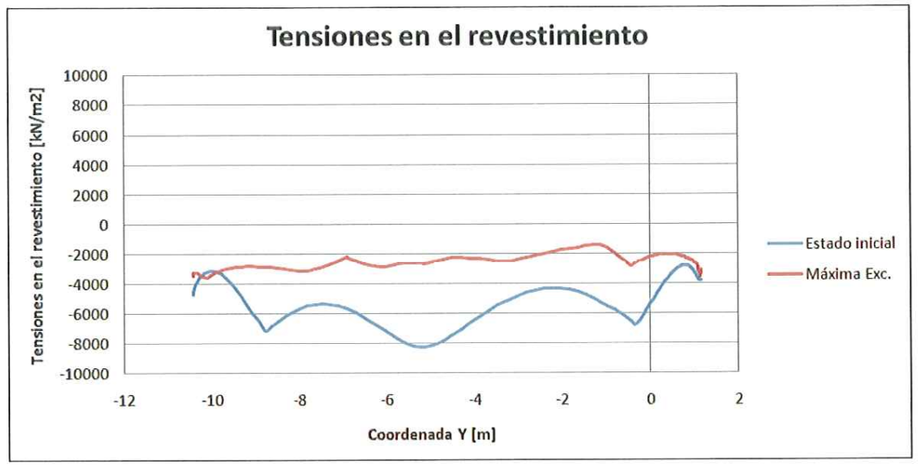


Figura 25. Tensiones de compresión mínimas en el revestimiento en el estado actual y en el momento de máxima excavación.

Por último se ha comprobado el estado de esfuerzos en la losa intermedia en la configuración peor. Las figuras 26 y 27 muestran los axiles y los flectores en la losa respectivamente. Puede observarse que se trata de valores pequeños y perfectamente asumibles. Esto era de esperar, al no haber incluido las sobrecargas debidas al paso de los trenes. No obstante, a pesar de este resultado favorable, es posible que al ser la losa un elemento flexible, se produzcan movimientos en ella que requieran la renivelación de carriles. Este aspecto se comenta en el apartado correspondiente a la auscultación.

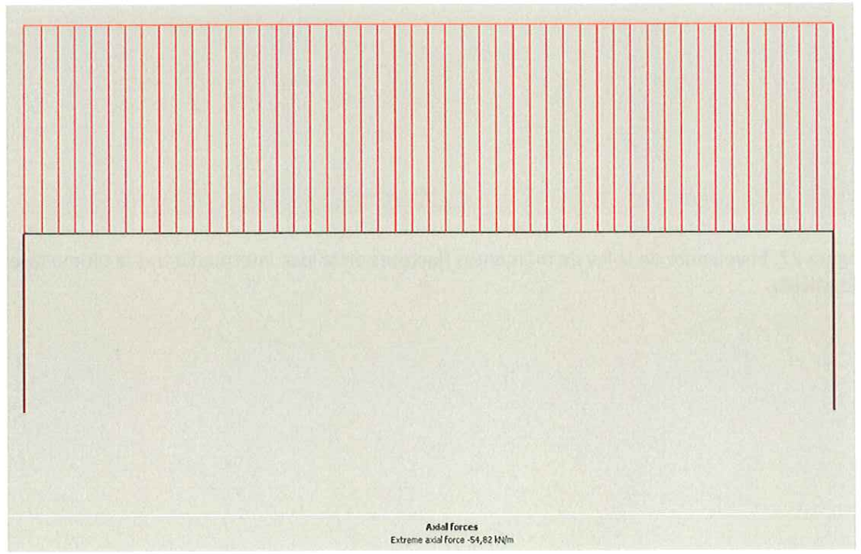


Figura 26. Envolvente de la ley de esfuerzos axiles en la losa intermedia tras la última fase de cálculo.

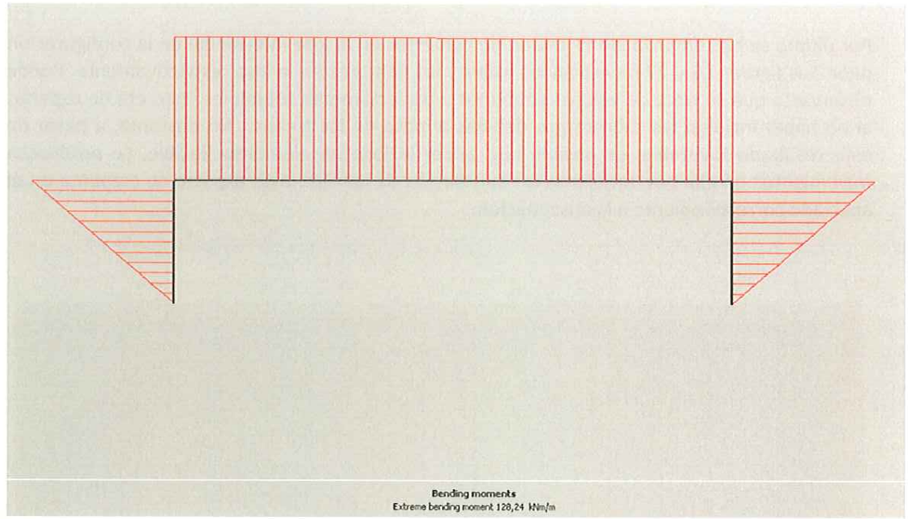


Figura 27. Envolvente de la ley de momentos flectores en la losa intermedia tras la última fase de cálculo.

5- Propuesta de auscultación

En este apartado se pretende fijar los requisitos que debe cumplir una propuesta de auscultación del túnel. Se considera este aspecto algo esencial en todo tipo de interacciones complejas entre estructuras enterradas. La razón es que los modelos de cálculo en Geotecnia presentan inevitablemente incertidumbres y por tanto requieren una calibración con medidas de campo. En el caso que nos ocupa las medidas tipo que se propone realizar son de desplazamientos absolutos y relativos en el interior del túnel.

En este caso, el modelo desarrollado se considera del lado de la seguridad, especialmente por lo que se refiere a los parámetros geotécnicos empleados en el análisis. Es de esperar, por tanto, que los movimientos sean menores a los obtenidos en los cálculos.

Para la elaboración de este apartado se ha usado una propuesta inicial de la Ingeniería Amatria, que ha sido adaptada a los resultados del cálculo. La propuesta que aquí se presenta está relativamente abierta, ya que en el momento de redactar este informe no se dispone de datos suficientes sobre la explotación actual del túnel, la existencia de elementos interiores que puedan dificultar las medidas, etc. En cualquier caso, se definirá la instrumentación final de común acuerdo con la Administración responsable del túnel, pero en este documento se definen los criterios que a nuestro juicio deben tenerse en cuenta en dicha definición.

El análisis de las fases constructivas sugiere que la excavación de tierras es el peor escenario para el túnel. El grueso de las obras de excavación y construcción de las pantallas y muro se podrá ejecutar en unas semanas. Parece razonable establecer una cadencia de lectura en el entorno de las 2 a 3 lecturas por semana, en función, lógicamente, de las fases de ejecución. En este sentido hay que prever dos posibilidades:

a) Las lecturas se pueden hacer por equipos manuales que pueden acceder al interior del túnel en horarios establecidos.

b) Las lecturas deben automatizarse ante la imposibilidad de acceder al túnel.

La opción a) es la tradicional y ha dado buenos resultados en numerosas ocasiones en el ámbito de los túneles en explotación en Barcelona. La opción b) puede llegar a ser desproporcionada, ya que hay que medir pocas veces, pero por encima y por debajo de la losa, en puntos alejados, lo que puede requerir varios teodolitos robotizados. A priori la opción a) parece razonable y suficiente, si bien la decisión final deberá adoptarse, en todo caso, tras analizar la situación con la Administración propietaria del túnel.

La medida de los movimientos incluye dos tipos: movimientos absolutos y convergencias. Se propone medir movimientos absolutos de la clave del túnel y de la solera inferior. También se desea saber el movimiento vertical de la losa intermedia en el punto medio, pero puede obtenerse por referencia a la clave. Por otra parte se propone medir convergencias en el interior del túnel, con el fin de conocer la ovalización del mismo, y el acercamiento de los hastiales.

La figura 28, tomada de la propuesta inicial de Amatria, puede ser adecuada en este caso. En ella se muestra una planta con 4 secciones fundamentales de medida, 3 en la zona de afectación y una cuarta alejada como referencia externa.

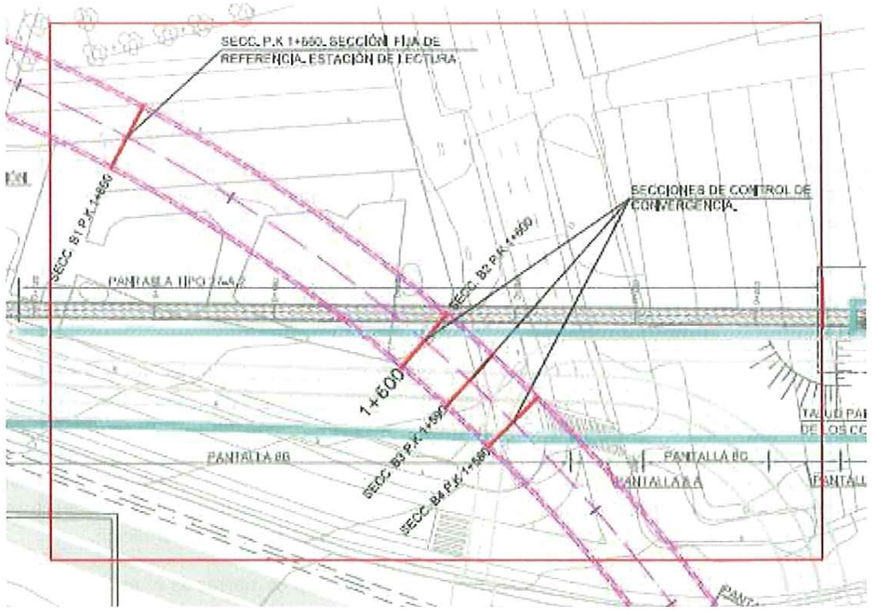


Figura 28. Esquema en planta de las secciones de concentración de las medidas

Los PK's de las secciones, según el plano, corresponderían aproximadamente a:

- Sección de referencia alejada de la zona de afectación: PK 1+660

- Secciones de medidas intensivas: PK 1+600, PK 1+590, PK 1+580

La Figura 29 muestra de manera esquemática los puntos cuyos movimientos se propone medir en la sección tipo del túnel. Lógicamente se deberá visitar el interior del túnel para poder comprobar la viabilidad de la colocación de hitos de nivelación o de prismas o de cualquier otro instrumento que sea necesario. En cualquier caso se indican aquí los movimientos que deberían medirse de manera sistemática (se usa la nomenclatura establecida en la figura 29):

- A lo largo del túnel y cada 10 metros, entre la sección de referencia (PK 1+660) y hasta el PK 1+540, se deberán medir los movimientos verticales absolutos de la clave (A), del centro de la losa intermedia (B) y de la solera (C).

- En las secciones de medidas intensivas y en la de referencia, además de lo anterior, se medirán convergencias entre los puntos D y E, con el fin de averiguar el movimiento horizontal de los hastiales.

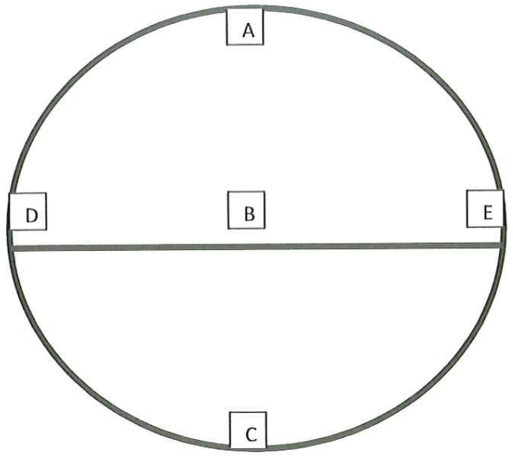


Figura 29. Esquema de los puntos de medida en la sección del túnel.

La precisión de las medidas deberá ser del orden del milímetro, y la empresa constructora deberá poner los equipos necesarios para que se pueda llevar a buen término esta auscultación. La frecuencia de lectura se determinará de forma definitiva una vez conocido el plan de trabajo de la obra, pero como ya se ha indicado, una frecuencia de 2 a 3 veces por semana, en función de las fases constructivas, parece razonable.

Los técnicos encargados de la explotación del túnel indicarán las limitaciones que se exigen para los asientos diferenciales entre carriles y en sentido longitudinal para un mismo carril. En función del uso que se haga actualmente del túnel, se decidirá la toma de medidas de nivelación en los carriles. Se sabe que en el diseño de la losa intermedia se establecieron requisitos muy estrictos en este sentido (del orden de 1 mm por metro de asiento diferencial en el carril). Se deberá valorar la aplicabilidad de ese criterio en este caso. No se descarta que una vez finalizada la actuación, sea necesario renivelar las fijaciones de los carriles de forma puntual. Esta eventualidad deberá ser tenida en cuenta por la empresa constructora.

Además del criterio de explotación, que puede dar lugar a umbrales de aviso y alarma para movimientos en la losa intermedia y quizás en la solera (allí donde haya carriles), se pueden establecer valores de movimientos límite en el revestimiento. Los análisis con PLAXIS han proporcionado los siguientes movimientos máximos (tomando valores típicos entre el cálculo longitudinal y transversal):

- Clave: Movimiento vertical ascendente máximo de 6 cm.
- Solera: Movimiento vertical ascendente máximo de 3 cm.
- Hastiales: Movimientohorizontal máximo de 1.5 cm por hastial.

En sentido longitudinal las medidas se compararán con la solución calculada con PLAXIS y representada en la figura 21.

Se considerará que cuando se llegue a estos valores se dará un "aviso", puesto que se considera que los parámetros de cálculo quedan del lado de la seguridad y los movimientos serán probablemente menores. Cuando se superen un 20% se dará la señal de "alerta", y cuando se superen un 40% la de "alarma". En todo caso se establecerá un Comité de Seguimiento que incluya a las partes implicadas (GISA, Adif, Asistencia Técnica, UTE, y UPC) y que pueda interpretar las medidas en el caso de que se produzca la situación de "aviso".

Finalmente, una vez finalizadas las obras, se continuará midiendo con frecuencia mensual hasta comprobar que en dos lecturas consecutivas no hay cambios significativos en las medidas.

6- Conclusiones

En este informe se presenta el análisis de la interacción de las obras del sector Sagrera de la línea de Alta Velocidad con el túnel de la línea 4 del Metro de Barcelona. En particular se analiza la zona de influencia de las pantallas 27 y 8, que delimitan un recinto de excavación. Por su parte, el trasdós de la pantalla 8 también se excavará, generando una zona excavada sobre el túnel relativamente importante en planta.

Los cálculos realizados con el programa de elementos finitos PLAXIS muestran que el efecto directo de las pantallas sobre el túnel es menos importante que la descarga que supone la excavación de tierras. En efecto, dicha descarga implica una reducción del axil de las dovelas del túnel y podría suponer la generación de tracciones por efecto de las flexiones. Sin embargo los cálculos indican que el túnel sigue comprimido a pesar de la descarga de tierras, y descartan el riesgo de aparición de tracciones.

Los análisis indican también que el túnel puede llegar a ascender unos 6 cm en la clave y 3 cm en la solera, mientras que los hastiales tienden a juntarse 1.5 cm hacia dentro cada uno de ellos. En vertical, el movimiento relativo resulta ser de alargamiento de 3 cm en total.

La ovalización resultante de estos movimientos es relativamente pequeña y perfectamente asumible por un túnel de ese diámetro. Por otra parte, el acercamiento entre hastiales no llegaría a afectar a la losa intermedia, que se construyó con un porexpán de 2 cm a cada lado, entre las dovelas y el apoyo de la propia losa. Estos movimientos no están libres de incertidumbre, pero se consideran del lado de la seguridad, en el sentido de que los módulos del terreno usados en el cálculo tienden a ser menores que los reales.

A la vista de estos resultados se considera que la ejecución de las pantallas y de la excavación es viable y tiene una influencia pequeña sobre el túnel. En cualquier caso es fundamental establecer una auscultación que corrobore estas predicciones. En este documento se indican unos criterios de medida y se hace una propuesta que deberá materializarse una vez se compruebe su viabilidad en el interior del túnel, ya que puede haber elementos (catenaria, carriles, etc.) que obliguen a modificarla ligeramente. En la medida de lo posible se intentará satisfacer los criterios generales establecidos en dicho apartado y que se resumen en los puntos siguientes:

- Medidas con una frecuencia de 2 a 3 veces por semana según el ritmo de ejecución

- Movimientos verticales absolutos de clave, centro de losa intermedia y solera, cada 10 metros y en una longitud del orden de 120 metros

- Movimientos horizontales (o convergencias) en 4 secciones tipo, tres en la zona de influencia y una suficientemente alejada.

Un Comité de seguimiento formado por las partes implicadas deberá hacer un seguimiento de la evolución de las medidas, para lo que se ha definido un criterio de "aviso", "alerta" y "alarma", en función de que los movimientos sean los calculados, un 20% más o un 40% más, respectivamente.

Barcelona, 8 de octubre de 2009

Alberto Ledesma Antonio Lloret Gonzalo Ramos

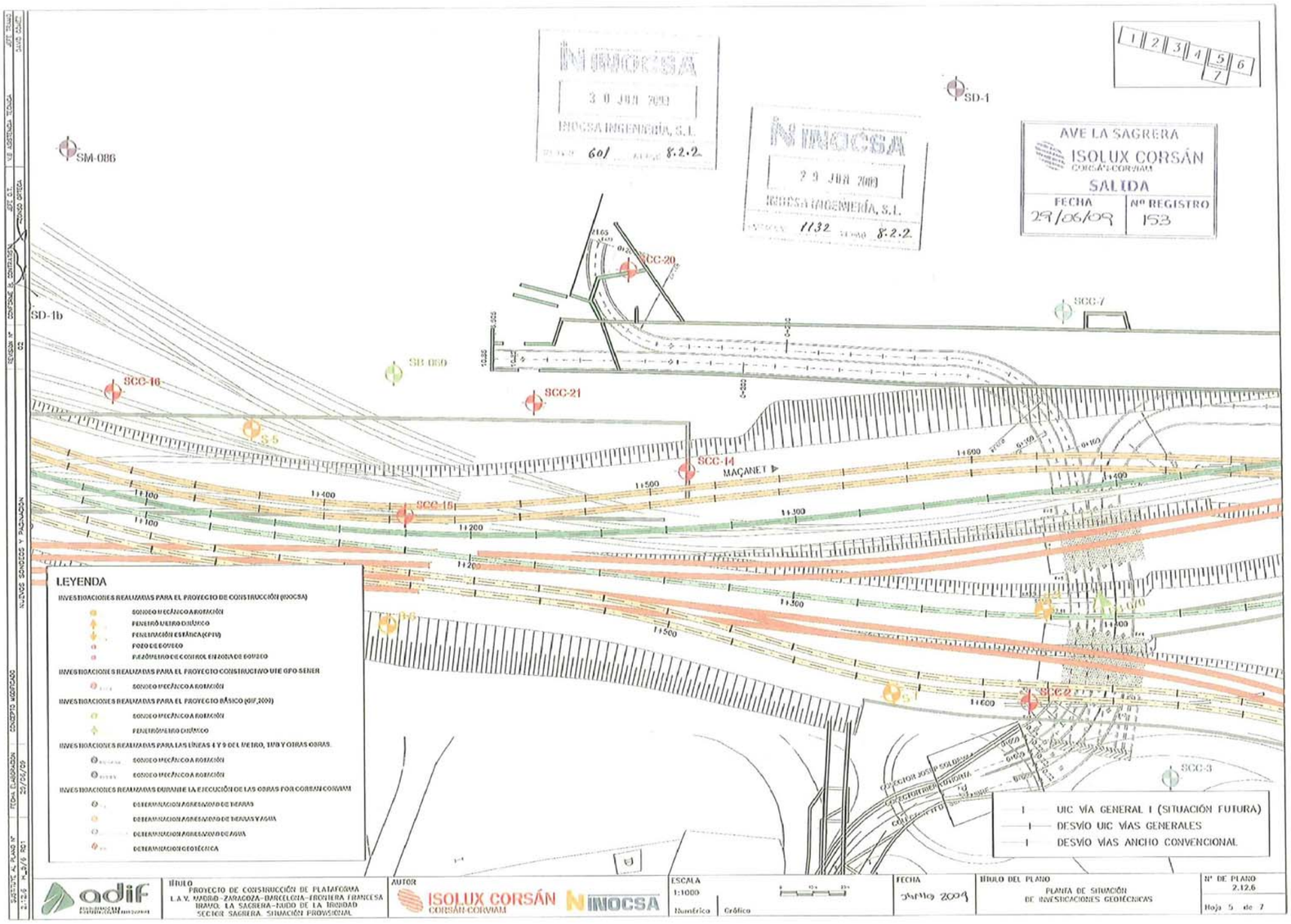
Catedráticos de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

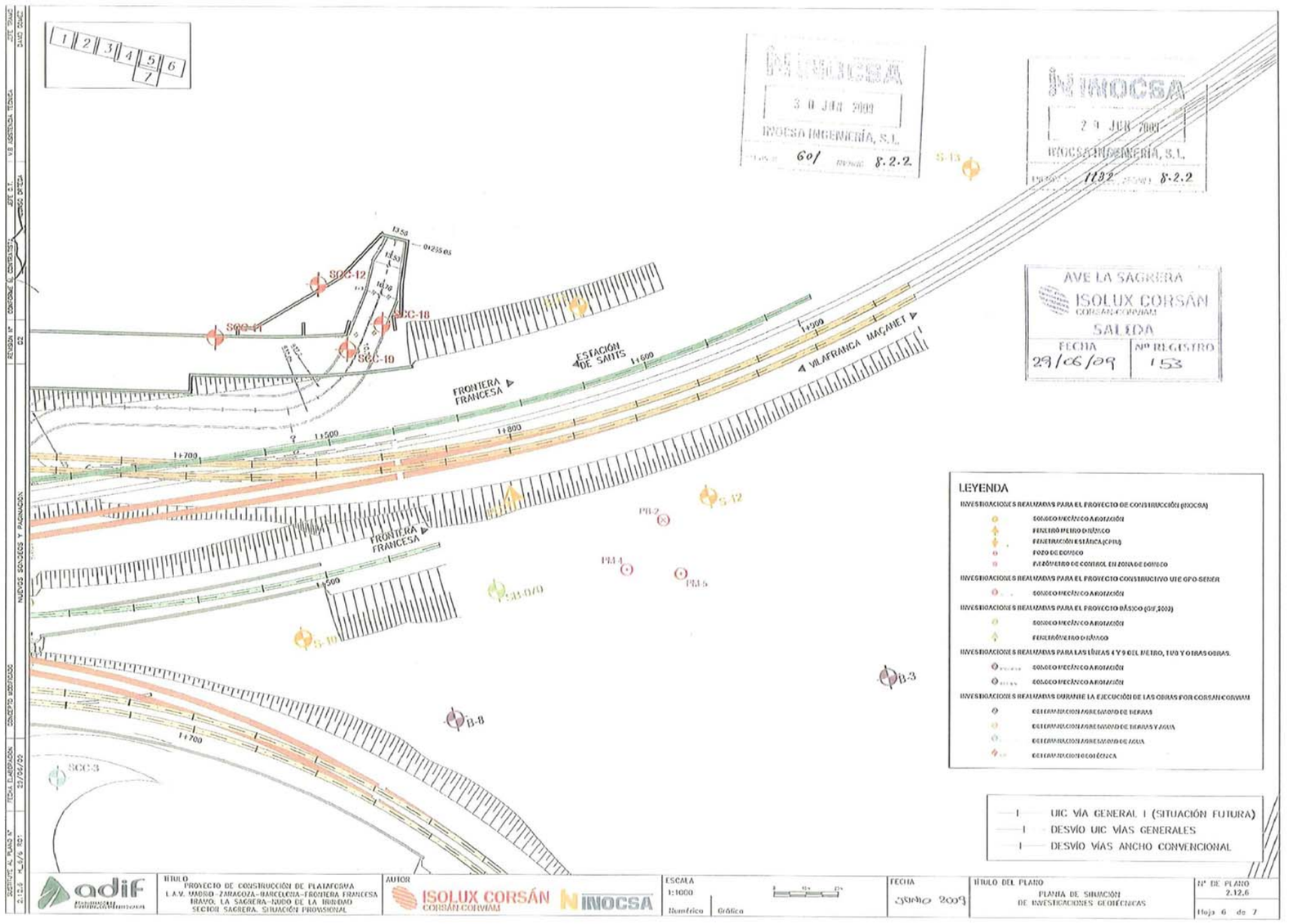
Universitat Politècnica de Catalunya - UPC

7- Apéndice: Información Geotécnica, sondeos

a) Localización de los sondeos

b) Registros de los sondeos


INOCSA
30 JUN 2009
INOCSA INGENIERÍA, S.L.
601 8.2.2.
INOCSA
29 JUN 2009
INOCSA INGENIERÍA, S.L.
1132 8.2.2.
AVE LA SAGRERA
ISOLUX CORSÁN
CORSÁN-CORVIAM
SALIDA
FECHA 29/06/09
Nº REGISTRO 153
SD-1
SM-086
SD-1b
SB-050
SCC-20
SCC-7
SCC-16
SCC-21
SCC-14
MAÇANET
SCC-15
S 5
S 6
S 7
SCC-2
SCC-3
LEYENDA
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN (INOCSA)
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
PENETRÓMETRO DINÁMICO
PENETRACIÓN ESTÁTICA (CPTU)
POZO DE SONDEO
PIEZÓMETRO DE CONTROL EN ZONA DE SONDEO
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA EL PROYECTO CONSTRUCTIVO UTE GPO-SENER
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA EL PROYECTO BÁSICO (GIF,2009)
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
PENETRÓMETRO DINÁMICO
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA LAS LÍNEAS 4 Y 9 DEL METRO, TFM Y OTRAS OBRAS.
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
INVESTIGACIONES REALIZADAS DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS POR CORSÁN CORVIAM
DETERMINACIÓN AGRESIVIDAD DE TIERRAS
DETERMINACIÓN AGRESIVIDAD DE TIERRAS Y AGUA
DETERMINACIÓN AGRESIVIDAD DE AGUA
DETERMINACIÓN GEOTÉCNICA
I UIC VÍA GENERAL I (SITUACIÓN FUTURA)
I DESVÍO UIC VÍAS GENERALES
I DESVÍO VÍAS ANCHO CONVENCIONAL
adif
TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
RAMAL LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL
AUTOR
ISOLUX CORSÁN CORSÁN CORVIAM
INOCSA
ESCALA 1:1000 Numérica Gráfica
FECHA Junio 2009
TÍTULO DEL PLANO
PLANTA DE SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS
Nº DE PLANO 2.12.6
Hoja 5 de 7
SUSTITUYE AL PLANO Nº 2.12.6 M_6/6 REV
FECHA ELABORACIÓN 23/06/09
CONCEPTO MODIFICADO NUEVOS SONDEOS Y PALANCADA
REVISIÓN Nº 02
CONFORME EL CONTRATISTA JEFE G.C.
JEFE DPTO. JEFE T.M.C.
V.B. GERENCIA TÉCNICA


INOCSA
30 JUN 2009
INOCSA INGENIERÍA, S.L.
601 8.2.2.
INOCSA
29 JUN 2009
INOCSA INGENIERÍA, S.L.
1132 8.2.2
AVE LA SAGRERA
ISOLUX CORSÁN
CORSÁN-CORVIAM
SALIDA
FECHA 29/06/09
Nº REGISTRO 153
SCC-12
SCC-11
SCC-18
SCC-19
ESTACIÓN DE SANTS
FRONTERA FRANCESA
VILAFRANCA MAÇANET
PM 2
PM 4
PM 5
S 12
S 13/D/D
S 10
B-3
B-8
SCC-3
LEYENDA
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN (INOCSA)
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
PENETRÓMETRO DINÁMICO
PENETRACIÓN ESTÁTICA (CPTU)
POZO DE SONDEO
PIEZÓMETRO DE CONTROL EN ZONA DE SONDEO
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA EL PROYECTO CONSTRUCTIVO UTE GPO-SENER
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA EL PROYECTO BÁSICO (GIF,2009)
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
PENETRÓMETRO DINÁMICO
INVESTIGACIONES REALIZADAS PARA LAS LÍNEAS 4 Y 9 DEL METRO, TFM Y OTRAS OBRAS.
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
INVESTIGACIONES REALIZADAS DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS POR CORSÁN CORVIAM
DETERMINACIÓN AGRESIVIDAD DE TIERRAS
DETERMINACIÓN AGRESIVIDAD DE TIERRAS Y AGUA
DETERMINACIÓN AGRESIVIDAD DE AGUA
DETERMINACIÓN GEOTÉCNICA
I UIC VÍA GENERAL I (SITUACIÓN FUTURA)
I DESVÍO UIC VÍAS GENERALES
I DESVÍO VÍAS ANCHO CONVENCIONAL
adif
TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
RAMAL LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL
AUTOR
ISOLUX CORSÁN CORSÁN CORVIAM
INOCSA
ESCALA 1:1000 Numérica Gráfica
FECHA Junio 2009
TÍTULO DEL PLANO
PLANTA DE SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS
Nº DE PLANO 2.12.6
Hoja 6 de 7

APÉNDICE 45 - REFUERZO COLECTOR ESPRONCEDA BAJO PASO UIC

APÉNDICE 45 - REFUERZO COLECTOR ESPRONCEDA BAJO PASO UIC.

ÍNDICE

1.- INFORME DE CÁLCULO.

2.- APROBACIÓN.

PROYECTO: 817 AVE SAGRERA-TRINIDAD
Memoria de cálculo de colectores en Salto del Carnero Espronceda

	FECHA	CONCEPTO MODIFICADO
0	07/04/2010	PRIMERA EDICIÓN
1		
2		
3		
4		

1. ANTECEDENTES

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

4. METODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

5. NORMATIVA APLICADA

6. MATERIALES

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

8. DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE REPARTO Y AFECCIÓN A LA ESTRUCTURA EXISTENTE

9. RESULTADOS

10. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: ABRIL 2010
Nombre de la obra: AVE SAGRERA

Objeto del presente informe es el cálculo de las losas de reparto a colocar en los colectores de nueva ejecución en Salto del Carnero Espronceda, para permitir el paso de tráfico ferroviario.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

El colector está constituido por una estructura de hormigón en masa rectangular de dimensiones 4.90mx1.00m con dos huecos de forma circular de 1.0m de diámetro y uno de 0.80m de diámetro para la colocación de tubos en PVC. Se proponen ejecutar una losa superior de reparto y una inferior de apoyo de hormigón armado de 0.30m de espesor para permitir el paso de tráfico ferroviario. A continuación se muestra la planta de la zona a actuar y una sección de los colectores.

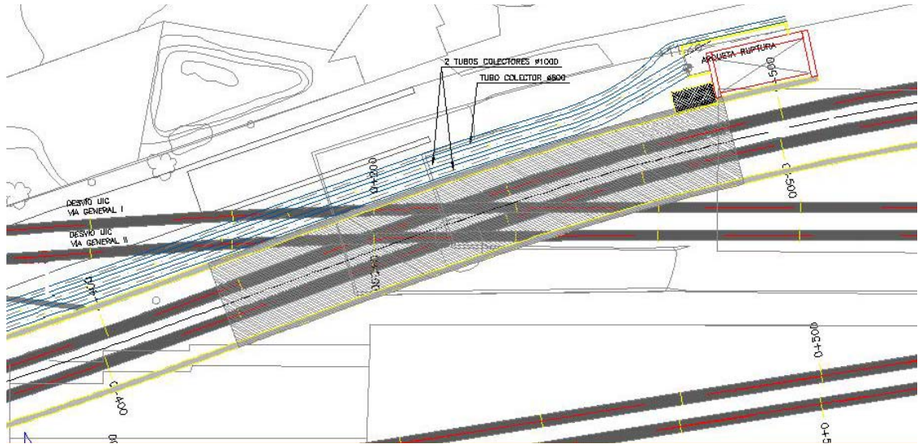


Figura 1: Planta general de las zona de estudio.

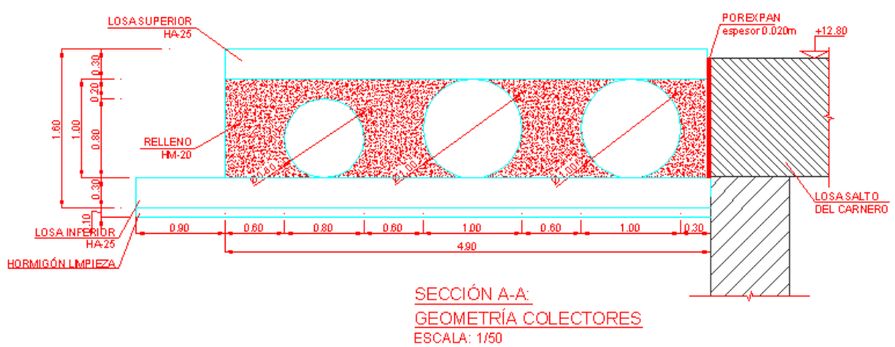


Figura 2: Sección de los colectores. Cota en m.

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Según lo indicado en el informe "Nota acerca de los criterios a utilizar en el dimensionamiento de pantallas del Sector Sagrera del tramo Sagrera-Nus de la Trinidad" y la nota "Nota acerca de los parámetros a utilizar en el análisis de excavaciones mediante elementos finitos" emitidos por la Universidad Politécnica de Cataluña, los parámetros que se deberían considerar son los que se resumen a continuación:

Litología	γ (t/m³)	C' (t/m²)	φ	Kh (t/m³)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	γ
Relleno	2.0	0.0	28.0º	1500	19416	15533	0.35
Qa-s arenas con algo de arcilla	2.15	1.5	33.0º	4500	18787	15029	0.35
Qa arcillas con algo de arena	2.15	3.0	29.0º	2250	18787	15029	0.35
PQ	2.20	1.0	38.0º	7500	24913	19931	0.35

En la tabla siguiente se muestran los valores utilizado para modelizar el terreno en el programa de cálculo, correspondientes al sondeo S-8 y S-9:

Litología	Cotas
1) Qa arcillas con algo de arena	De +12.50m hasta +10.50m
2) Qa-s arenas con algo de arcilla	De +10.50m hasta +6.0m
3) Qa arcillas con algo de arena	De +6.0m hasta +3.50m
4) Qa-s arenas con algo de arcilla	De +3.50m hasta +2.00m
4) Qa arcillas con algo de arena	De +2.00m para abajo

4. METODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

Se ha utilizado el programa PLAXIS, en su versión 7, para el estudio del comportamiento de la losa y los efectos en la estructura ya ejecutada del colector y en el terreno por el paso de tráfico pesado.

Se ha dimensionado el canto y el armado de la losa de reparto con los esfuerzos obtenidos del programa.

Se ha comprobado que el colector y la solera existentes resistan a las nuevas hipótesis de carga.

De lado de la seguridad y debido a que el armado de la solera no está dimensionado para resistir a cargas de paso de tráfico, se han comprobado la losa de transición y el colector como si se tratara de un elemento de hormigón en masa.

5. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructuras de hormigón	EHE
Hipótesis de Carga y Combinaciones	EHE y Eurocódigos. CTE.

6. MATERIALES

Según los planos proporcionados por la empresa constructora el hormigón utilizado por la estructuras del colector es hormigón HM-20.

Para la losa de reparto se precisan los siguientes materiales:

Hormigón:

Hormigón en losa de reparto.....HA-25 (fck = 25 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en losa de reparto.....B 500 S (fyk=500 N/mm²)

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.10

Hormigón en masa:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50

Coeficientes de seguridad para acciones

Al tratarse de estructuras provisionales para las acciones variables se ha considerado un coeficiente de seguridad de 1.35, según permite el Eurocódigo 1:

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones simultaneas.....0.60

8. DIMENSIONAMIENTO LOSAS DE REPARTO Y AFECCIÓN A LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Se ha modelizado con el programa PLAXIS en su versión 7, el terreno, el colector y la losa de reparto con sus espesores y profundidad.

8.1 Descripción modelo losa reparto-colector

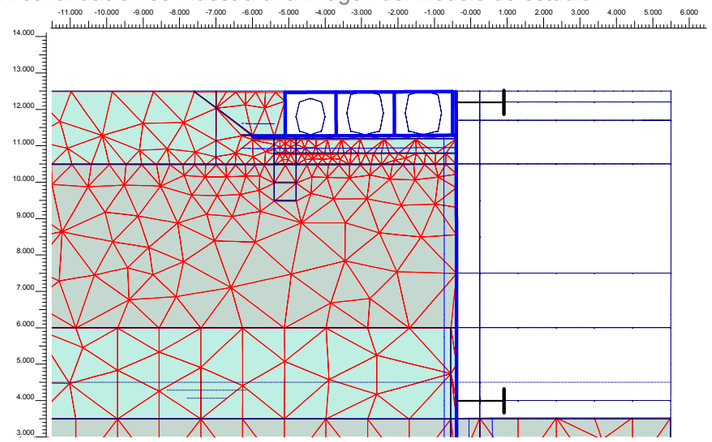
Se han realizado dos modelos para el estudio de los elementos que componen el colector más losas.

Con el primer modelo se ha estudiado el efecto de las cargas de trafico de tren en los hastiales de hormigón en masa, mientras con el segundo modelo se han obtenidos los esfuerzos neesarios para el dimensionamiento de las losas.

Modelo 1_estudio hastíales hormigón en masa HM-20:

En este modelo se han modelizado las losas inferior y superior como elemento “beam-elasticos” de 0.30m de canto y 1.0m de ancho y la longitud que les corresponde. Los hastíales se han modelizados como elementos “beam-elastoplastico” asignando a estos elementos un momento limite admisible. Se ha elegido este momento como el momento de fisuración de la sección en masa de cada hastial.

A continuación se muestra una imagen del modelo de estudio:



Modelo 2_estudio losas de hormigón armado HA-25:

En este modelo se ha definido el colector de hormigón en masa como elementos “soil”, elementos que el programa de cálculo modeliza como mallas bidimensionales, para reproducir la geometría real colector y afinar el cálculo de los esfuerzos en las losas inferior y superior, definidas en este modelo como en el anterior.

A continuación se muestra una imagen del modelo de estudio:

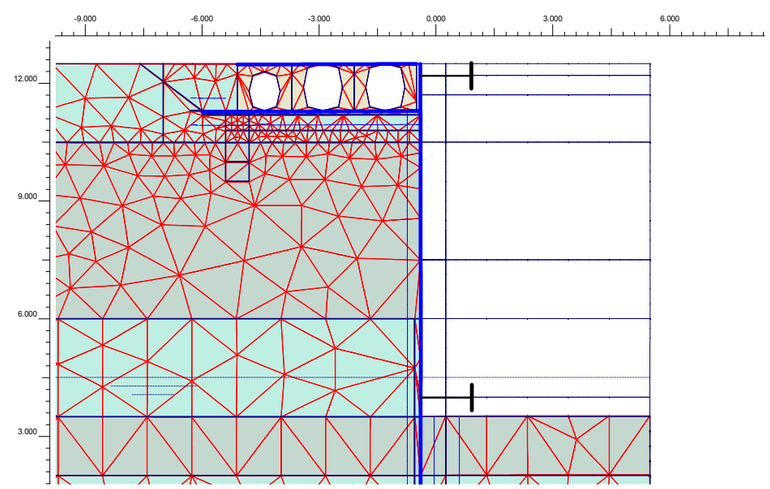


Figura 3: Modelo de estudio. En amarillol claro se observa la malla que representa el colector.

Las características de este elemento “soil” que modeliza el hormigón en masa son las del modelo de Mhor-Coulomb drenado.

8.2 Descripción cargas

Se ha considerado que en la losa de reparto pueda circular el tren de carga indicado por la IAPF, que corresponde a cuatro cargas de 250KN y una carga repartida de 80KN/m tal y como se muestra a continuación:

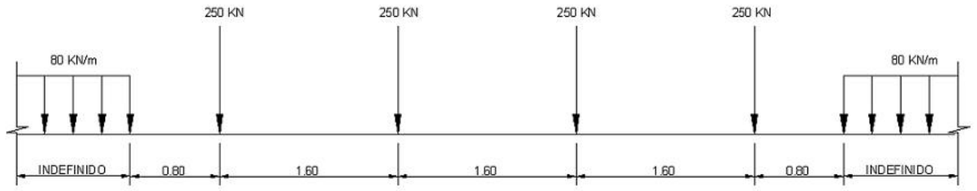


Figura 4: Tren de cargas verticales UIC71. IAPF.

Los dos tipos de acciones anteriores irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación α de valor 1.21 para vías de ancho ibérico o UIC como es nuestro caso. Como las acciones que actúan en la vía son dinámicas, se deben de multiplicar por el coeficiente de impacto Φ. El valor de este coeficiente en nuestro caso es de 1.67, valor máximo permitido por la IAPF.

En vías sobre balasto, cualquier carga puntual actuando sobre el carril podrá repartirse a lo largo de tres traviesas consecutivas, absorbiendo la central el 50% de la carga, y cada una de las dos adyacentes, el 25% tal y como se muestra a continuación:

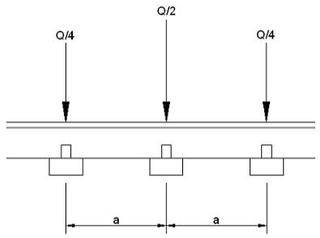


Figura 5: Reparto longitudinal de una carga puntual en vía sobre balasto. IAPF.

Dado que el modelo tiene una profundidad de 1.0m y las traviesas están separadas una longitud a=0.60m una de otra, como máximo pueden haber 2 traviesas. Por lo tanto, se considerará una carga igual a la suma de Q/2+Q/4. Además, la norma nos dice que la carga sobre cada traviesa se podrá distribuir con una pendiente 4 vertical: 1 horizontal a través de la capa de balasto.

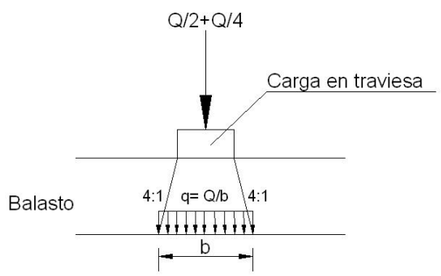


Figura 6: Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto. IAPF.

Con una capa de balasto de 0.40m y un ancho de traviesa de 0.30m, obtenemos un valor de b de 0.50m por traviesa. Así que la carga en la losa de reparto, se obtiene repartiendo Q/2+Q/4 en un área de 1.0mx2.60m, donde 1.0m sería el ancho transversal calculado para dos traviesas y 2.60m la longitud de la traviesa:

Ftren=187.50kN/2.60m²=72.11kN/m

Aplicando los coeficientes de clasificación y de impacto:

Qtren= 1.21·1.67·72.11kN/m=145.71kN/m

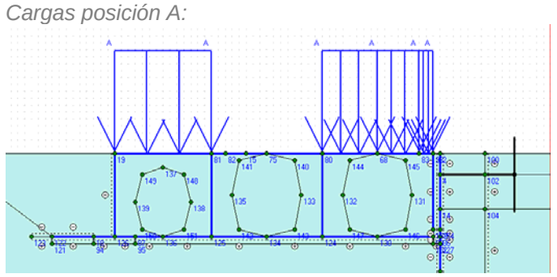
A esta carga se ha sumado la carga el peso del balasto y la carga de las traviesas
Qbal=8.0kN/m/M carga capa balasto de 0.40m
Qtrav=0.216kN/m carga dos traviesas

Se obtiene una carga total de:

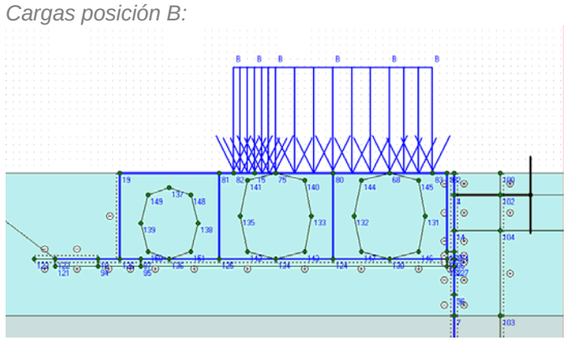
Qtot=154.15kN/m

Se ha elegido dos posibles posiciones de estas cargas compatiblemente con las dimensiones de la losa de reparto y la distancia entre las dos vías que pueden apoyar en la estructura:

Cargas posición A:



Cargas posición B:



8.3 Datos input para el programa

Para la modelización de las estructuras se han considerados las siguientes características:

Losa reparto 0.30m de canto, elemento"beam"

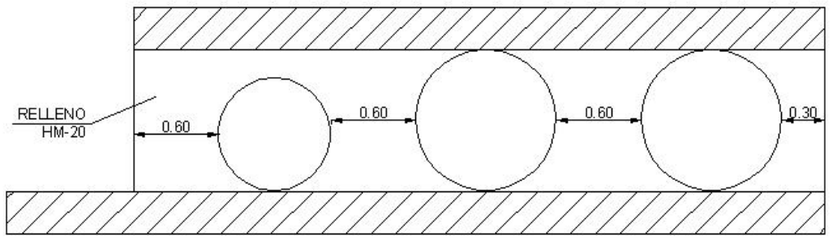
EA = 8.1E06 kN
(E = 27000N/mm²)
EI = 6.074E04 kN·m²
(E = 27000N/mm²)

Colector:

Como ya se ha comentado anteriormente, se han realizado dos modelos para el estudio de los elementos que componen el colector más losas. Con el primer modelo se ha estudiado el efecto de las cargas de trafico de tren en los hastiales de hormigón en masa, mientras con el segundo modelo se han obtenidos los esfuerzos necesarios para el dimensionamiento de las losas.

Modelo 1_estudio hastíales hormigón en masa HM-20:

Para poder determinar los esfuerzos en el colector, se han modelizado el colector como si tuviera hastiales entre los huecos de los colectores. Se ha modelizado estos hastiales en Plaxis como elementos "beam" El ancho de estos hastiales es de 0.30m o de 0.60 tal y como podemos ver en la siguiente imagen:



A estos elementos "beam" se les ha limitado a que soporten como máximo el momento que hace fisurar al hormigón en masa del colector. El valor del momento máximo de tracción que puede soportar cada hastial se ha determinado de la siguiente forma:

Hastiales de h=0.60m

$M_{max}= W*f_{ctd} = 60000mm^3 * 1.03 N/mm^2 = 61800 Nmm = 61.8 Nm$

donde

$f_{ctd=} 0.21*(f_{ck}^2)^{1/3} = 0.21*(20 N/mm2^2)^{1/3} = 1.03 N/mm^2$
$W=I/z= (bh^3/12)/(h/2) = bh^2/6 = 60000mm^3$

Hastiales de h=0.30m

$M_{max}= W*f_{ctd} = 15000mm^3 * 1.03 N/mm^2 = 15450 Nmm = 15.45 Nm$

donde

$f_{ctd=} 0.21*(f_{ck}^2)^{1/3} = 0.21*(20 N/mm2^2)^{1/3} = 1.03 N/mm^2$
$W=I/z= (bh^3/12)/(h/2) = bh^2/6 = 15000mm^3$

Modelo 2_estudio losas de hormigón armado HA-25:

En este modelo se ha definido el colector de hormigón en masa como elementos "soil", elementos que el programa de cálculo modeliza como mallas bidimensionales, para reproducir la geometría real colector. De esta forma podemos obtener los momentos reales que actúan en las losas para poder determinar los esfuerzos en las losas inferior y superior, definidas en este modelo como en el anterior.

Los valores de las características del material equivalente tipo elastico-lineal utilizando la norma EHE, son los siguientes:

E=26000N/mm²	Modulo elástico para HM-20
ν=0.20	coeficiente de Poisson

8.4 Fases constructivas

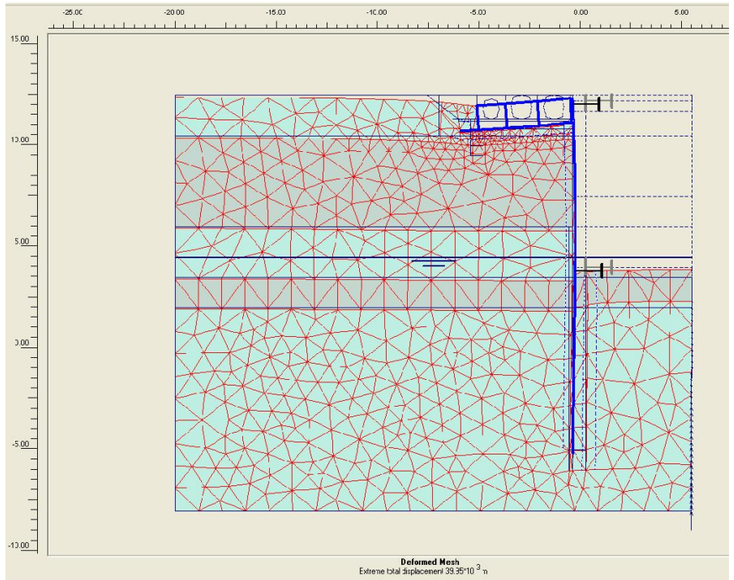
Se estudian las siguientes fases constructivas

1.- Ejecución de las pantallas salto del carnero.
2.- Excavación hasta la losa superior.
3.- Ejecución de losa superior y excavación máxima.
4.- Ejecución solera base.
5.- Excavación losa inferior y refuerzo tubos.
6.- Ejecución losa inferior y refuerzo tubos.
7.- Paso trenes, combinación cargas A/B.

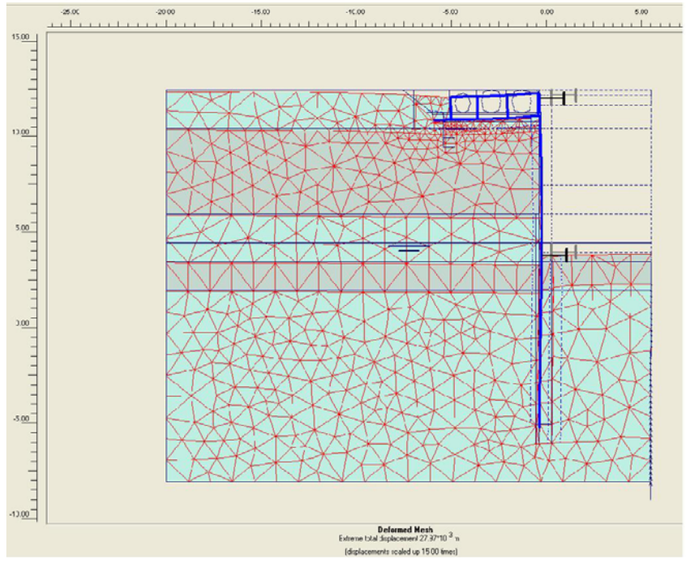
9. RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos para las estructuras modelizadas en las dos diferentes posiciones de carga estudiadas.

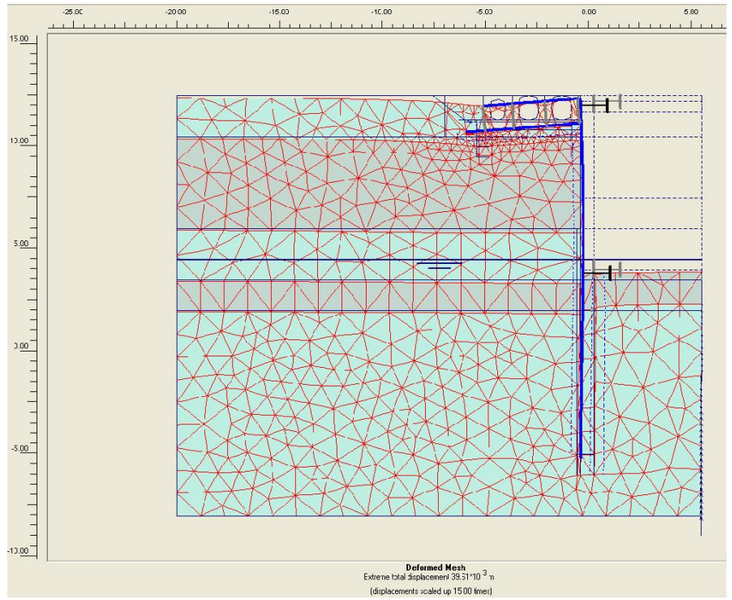
Deformaciones



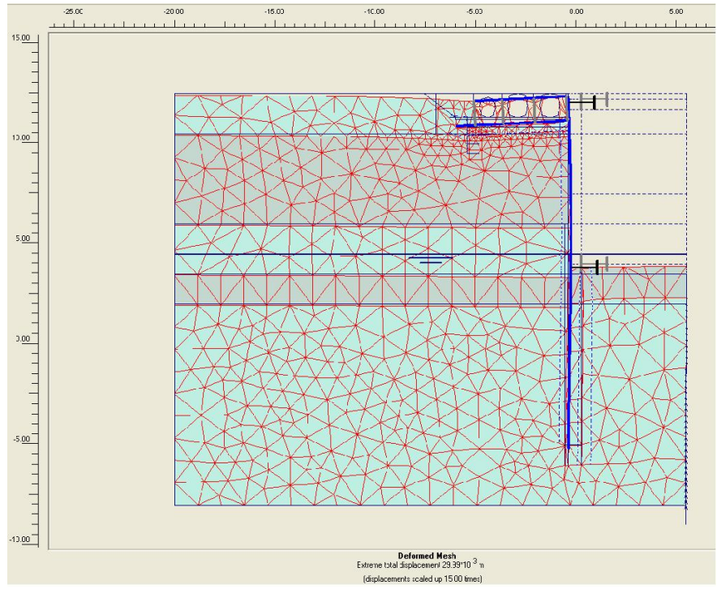
Modelo 1 con caso de carga A. Deformaciones amplificadas 15 veces.
Deformación total máxima 39.95mm.



Modelo 1 con caso de carga B. Deformaciones amplificadas 15 veces.
Deformación total máxima 27.97mm.



Modelo 2 con caso de carga A. Deformaciones amplificadas 50 veces.
Deformación total máxima 39.61mm.



Modelo 2 con caso de carga B. Deformaciones amplificadas 15 veces.
Deformación total máxima 29.99mm.

Los asientos verticales relativos entre los extremos de las losas de reparto en mm son las que se muestran a continuación:

	Modelo 1 Carga A [mm]	Modelo 1 Carga B [mm]	Modelo 2 Carga A [mm]	Modelo 2 Carga B [mm]
Losa superior	24.814	14.445	24.208	16.216
Losa inferior	27.922	15.940	27.159	17.645

Los asientos máximos se producen en el modelo 1 con caso de carga A. El máximo asiento relativo que se produce en este caso, es de 24.814mm en losa superior y de 27.922mm en losa inferior. Para determinar la flecha admisible se ha calculado de la siguiente forma:

$F_{instantanea} \leq L/600$

donde L=17m es la longitud entre apoyos en la dirección a la circulación del tren

Haciendo los cálculos de la flecha admisible, podemos decir que los asientos producidos son admisibles.

Esfuerzos losa superior de reparto (modelo 2)

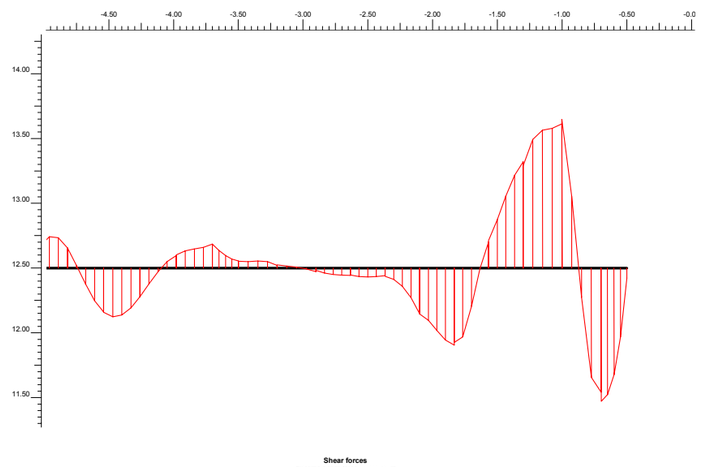


Diagrama de cortante de la losa de reparto superior en caso de carga A. Vkmax=94.26kN

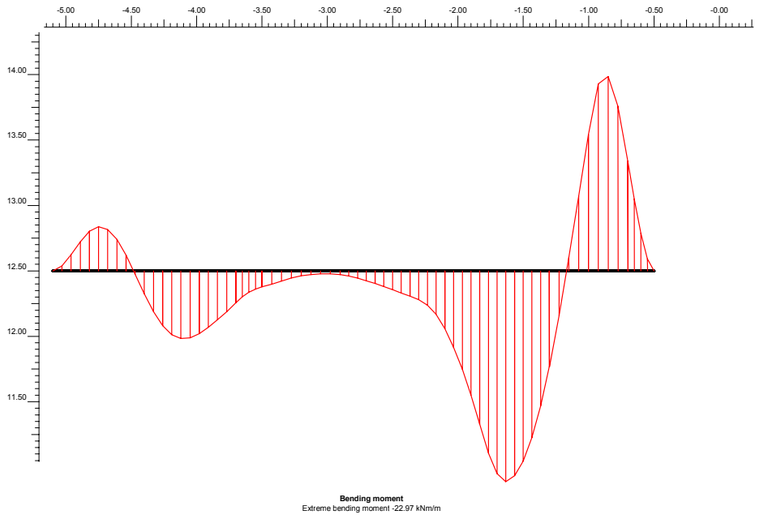


Diagrama de momento de la losa de reparto superior en caso de carga A. Mkmax=22.97kN·m

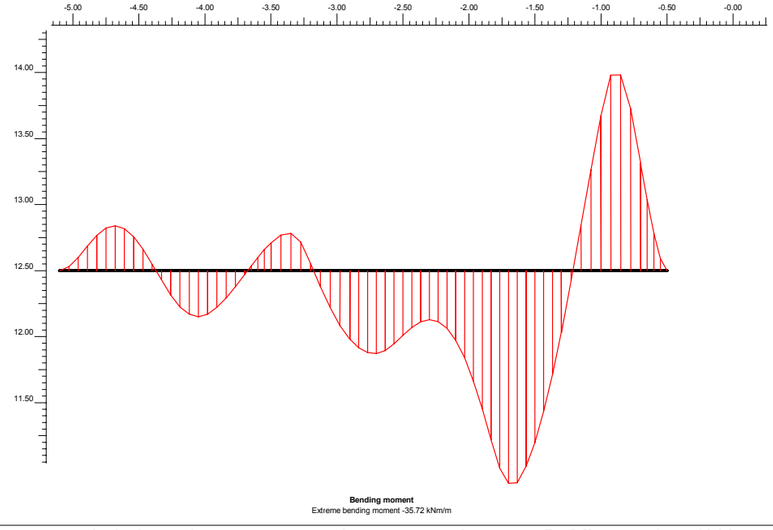


Diagrama de momento de la losa de reparto superior en caso de carga B. Mkmax=35.72kN·m

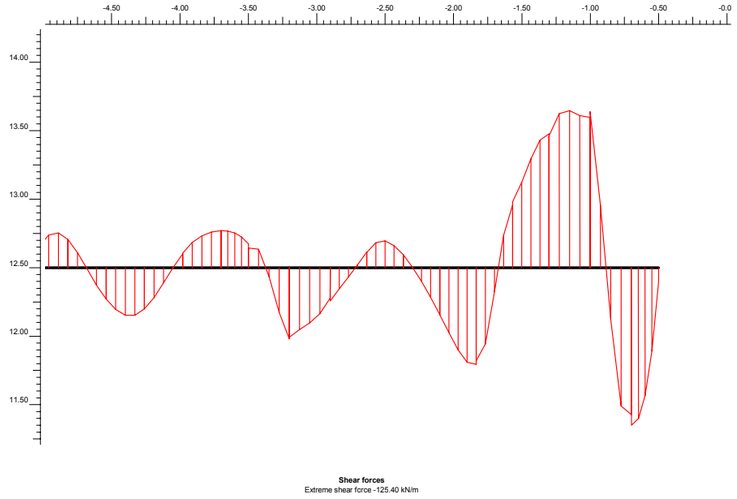


Diagrama de cortante de la losa de reparto superior en caso de carga B. Vkmax=125.40kN

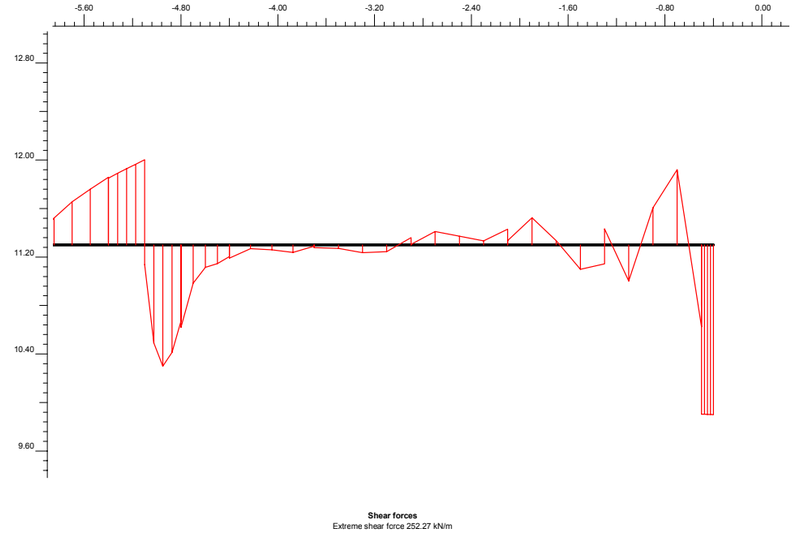


Diagrama de cortante de la losa de reparto inferior en caso de carga A. Vkmax=252.27kN

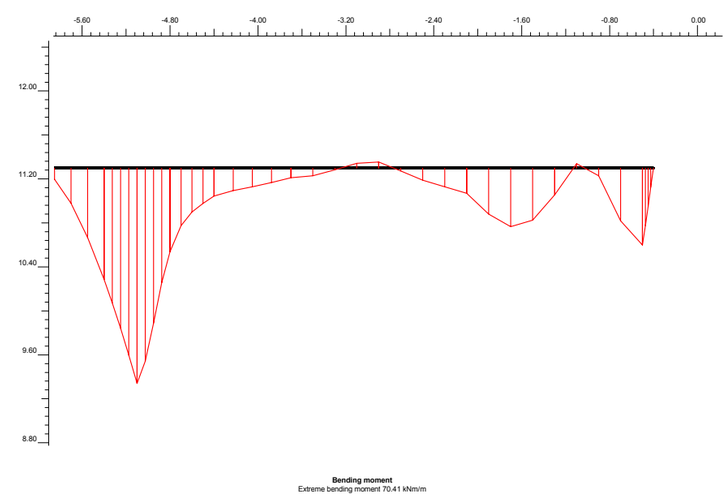


Diagrama de momento de la losa de reparto inferior en caso de carga A. Mkmax=70.41kN·m

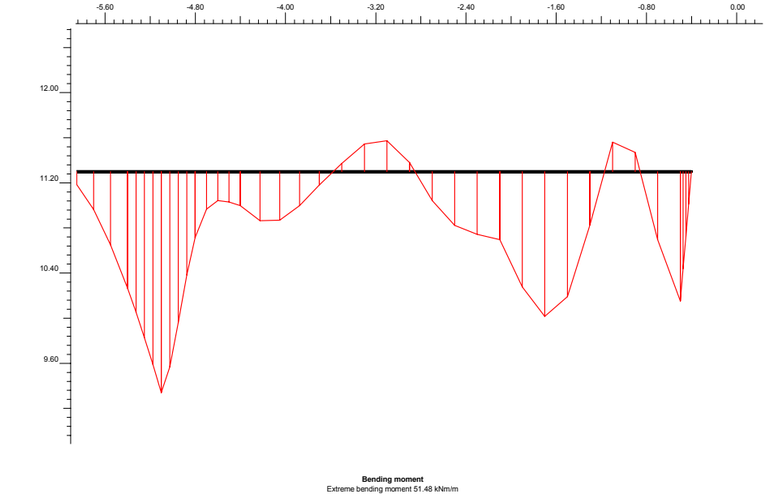


Diagrama de momento de la losa de reparto inferior en caso de carga B. Mkmax=51.48kN·m

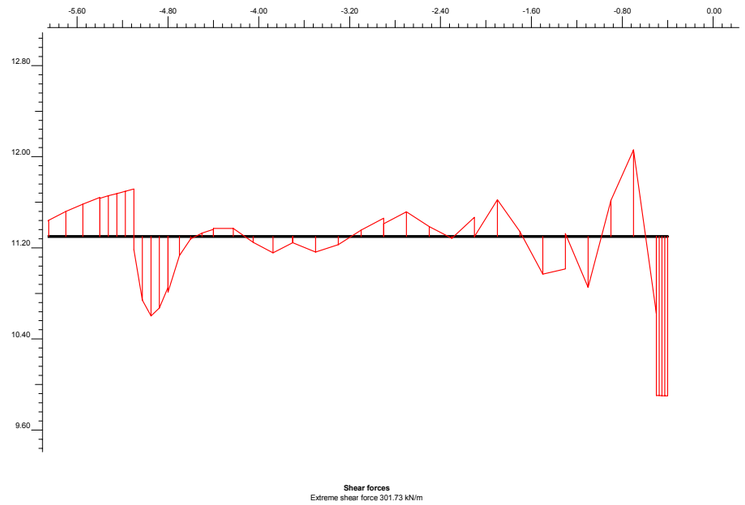


Diagrama de cortante de la losa de reparto inferior en caso de carga B. Vkmax=301.73kN

Resumen esfuerzo de dimensionamiento

Los esfuerzos utilizados para el dimensionamiento de las losas de reparto son los máximos entre los obtenidos para los casos de cargas, con coeficiente de mayoración de 1.5:

Losas de reparto superior

Md = 53.58 kNm Mk=35.72KNm
Vd = 188.10 kN Vk= 125.40KN

Losas de reparto inferior

Md = 105.62 kNm Mk=70.41KNm
Vd = 452.59 kN Vk= 301.73KN

Tensiones en estructuras colector (hastiales ficticios)

	Modelo A		Modelo B	
	N (KN/ml)	Q (KN/ml)	N (KN/ml)	Q (KN/ml)
Hastial 0.30m	267.78	0.111	267.78	0.08
Hastial 0.60m	242.85	134.06	219.14	131.67

Según la normativa EHE, los valores máximos son los siguientes:

Nd ≤ 0.85 * fcd * Ae
Vd ≤ fctd * Ae

Para el hastial de ancho 0.30m se obtienen los siguientes valores máximos:

Nd ≤ 3400 KN
Vd ≤ 309 KN

Para el hastial de ancho 0.60m se obtienen los siguientes valores máximos:

Nd ≤ 6800 KN
Vd ≤ 618 KN

Comparando estos valores máximos con los esfuerzos obtenidos en Praxis, vemos que en ningún caso los son mayores al máximo que puede alcanzar según la normativa EHE. Por lo tanto, los esfuerzos obtenidos en los hastiales son admisibles.

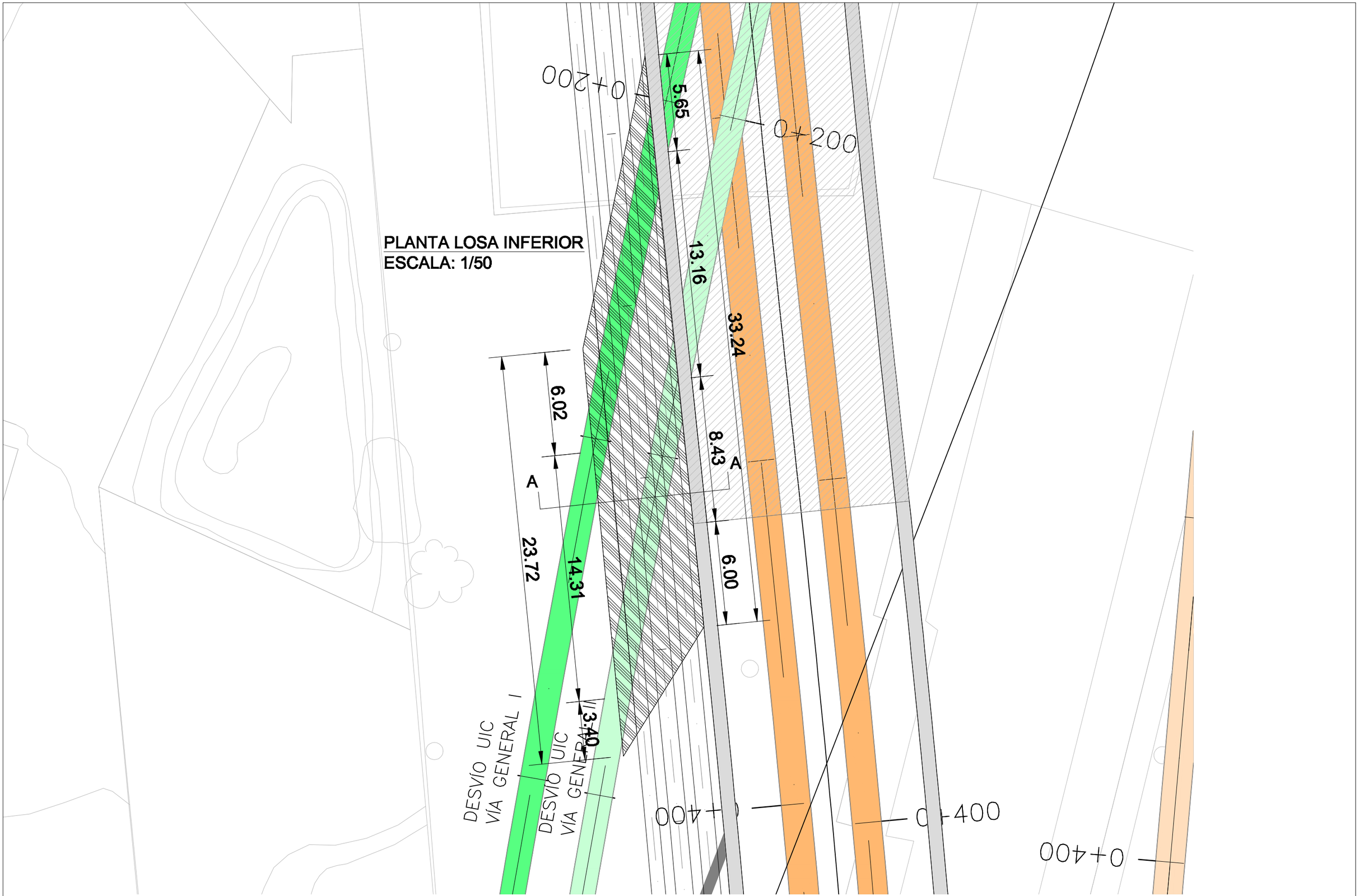
10. CONCLUSIONES

El presente informe justifica la viabilidad de la solución de colectores en masa con losa superior e inferior de reparto de 0.30m de ancho.

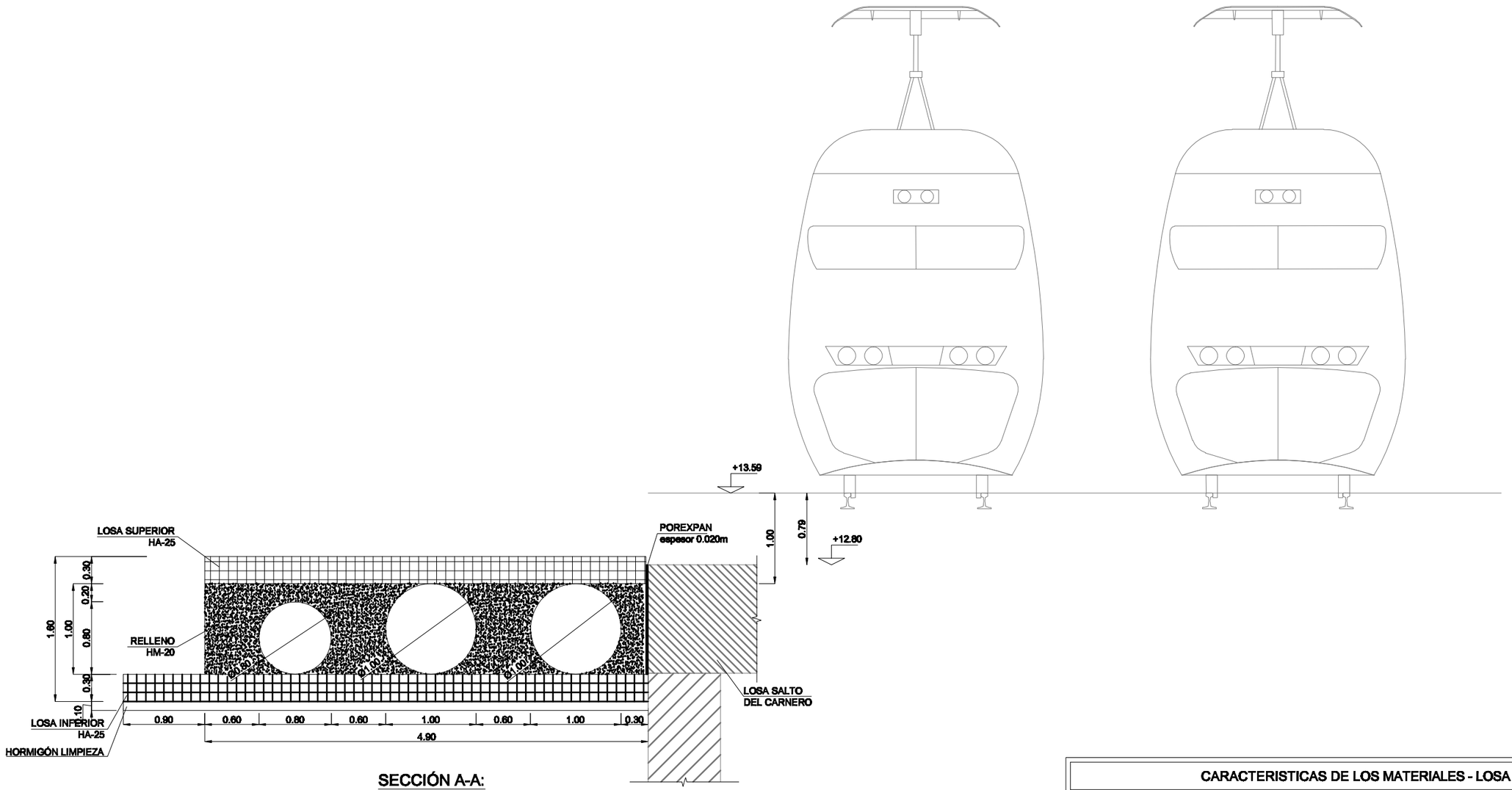
Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Abril de 2010

1. PLANOS



PROMOTOR: ADIF	COORDINACIÓN: - -	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ Mª VELASCO DR. ING.	amatria ingeniería	PROYECTO: LINEA DE ALTA VELOCIDAD AVE LA SAGRERA	PLANO: REFUERZO PASO TUBOS SALTO CARNERO - PLANTA GENERAL	ESCALA: ESCALA A1: 1/100 ESCALA A3: 1/200	FECHA: 01/04/10 / REVISIÓN: - / ARCHIVO CAD: Refuerzo paso tubos.dwg	Nº PLANO: 1.0 / Nº HOJA: 1 DE 3



SECCIÓN A-A:
GEOMETRÍA COLECTORES
ESCALA: 1/50

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - LOSA

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL		CARACTERISTICAS				CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
LOSAS	Estadistico	γ_c = 1.50	HA-25	Plástica (8-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1.15	B-500S
Ejecucion(Acciones)	Normal	γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales(mm.)	30	35	40	45

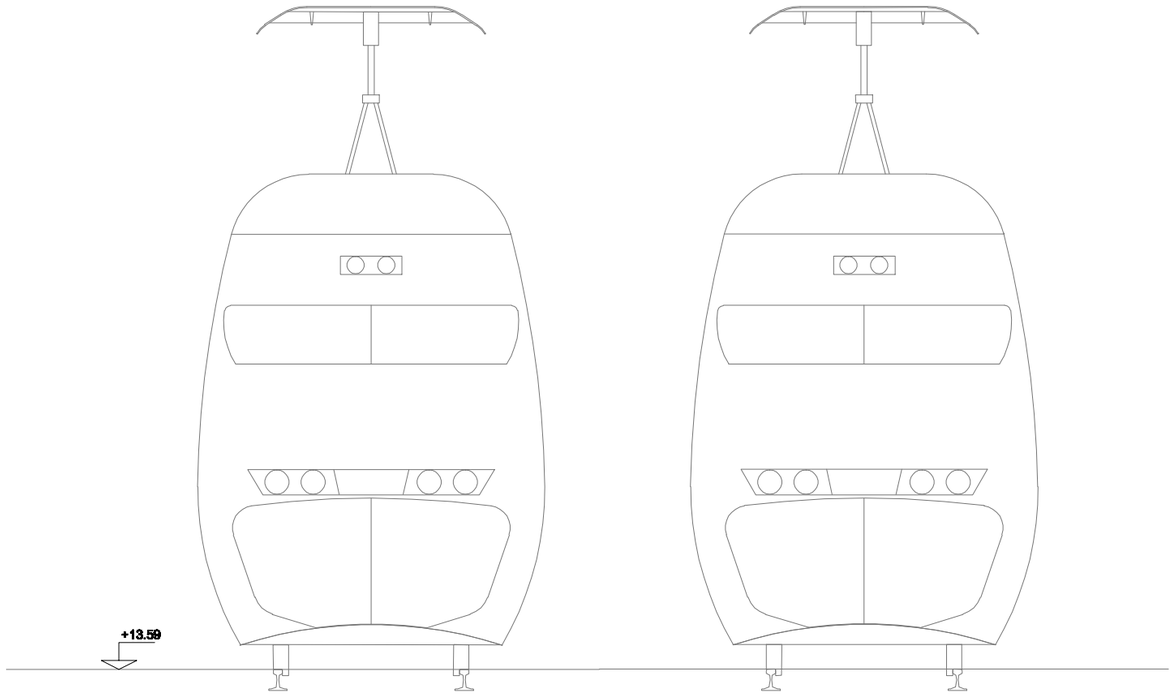
NOTAS

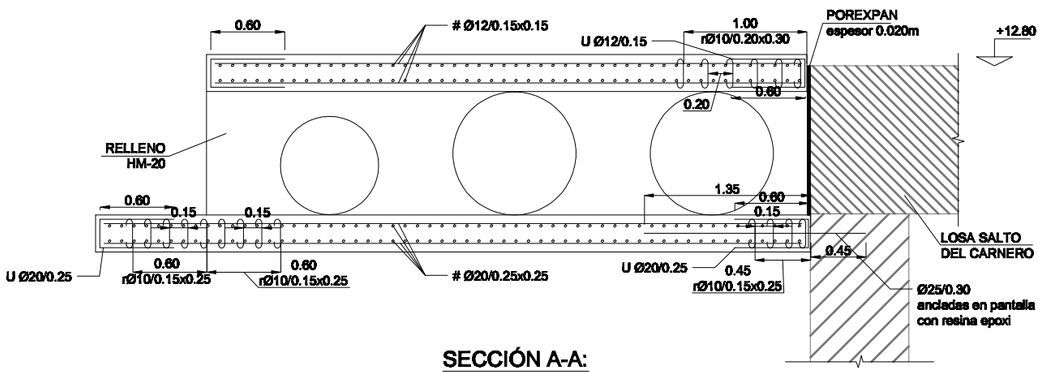
-Control Estadistico en EHE, equivale a control intenso

-Solapes segun EHE

-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

PROMOTOR:	COORDINACIÓN:	AUTOR DEL PROYECTO		PROYECTO:	PLANO:	ESCALA:	FECHA:	REVISIÓN:	Nº PLANO:
ADIF	- -	JOSÉ Mª VELASCO DR. ING.	amatria ingeniería	LINEA DE ALTA VELOCIDAD AVE LA SAGRERA	REFUERZO PASO TUBOS SALTO CARNERO - GEOMETRÍA	ESCALA A1: 1/100 ESCALA A3: 1/200	01/04/10	-	2.0
							ARCHIVO CAD: Refuerzo paso tubos.dwg		Nº HOJA: 2 DE 3





SECCIÓN A-A:
ARMADO COLECTORES
ESCALA: 1/50

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES - LOSA

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL		CARACTERISTICAS				CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
LOSAS	Estadistico	γ_c = 1.50	HA-25	Plastica (5-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1.15	B-500S
Ejecucion(Acciones)	Normal	γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales(mm.)	30	35	40	45

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control intenso

-Solapes segun EHE

-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

PROMOTOR:	COORDINACIÓN:	AUTOR DEL PROYECTO		PROYECTO:	PLANO:	ESCALA:	FECHA:	REVISIÓN:	Nº PLANO:
ADIF	-	JOSÉ Mª VELASCO	amatria ingeniería	LINEA DE ALTA VELOCIDAD	REFUERZO PASO TUBOS	ESCALA A1: 1/100	01/04/10	-	3.0
	-	DR. ING.		AVE LA SAGRERA	SALTO CARNERO - ARMADO	ESCALA A3: 1/200	ARCHIVO CAD: Refuerzo paso tubos.dwg		Nº HOJA: 3 DE 3

2. ANEJOS:

2.1 Losa inferior
2.2 Losa superior

2.1 Losa inferior

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817 Ave Sagrera
Fecha: 07/04/2010
Hora: 10:33:48

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

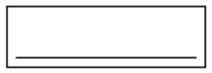
```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.30
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.30
```



2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 5
Nd [kN]   = 0.0
Vu [kN]   = 135.9
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817 Ave Sagrera
Fecha: 07/04/2010
Hora: 10:34:57

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

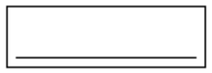
```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.30
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.30
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.15
ϕ [mm]            = 10
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 20.9
ρ [·1.E-3]        = 5

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 1300.0
Vu2 [kN]   = 305.9
Vcu [kN]   = 113.3
Vsu [kN]   = 192.7
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 305.9
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817 Ave Sagrera
Fecha: 07/04/2010
Hora: 10:30:26

Comprobación de secciones a flexión simple

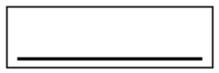
1 Datos

- 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

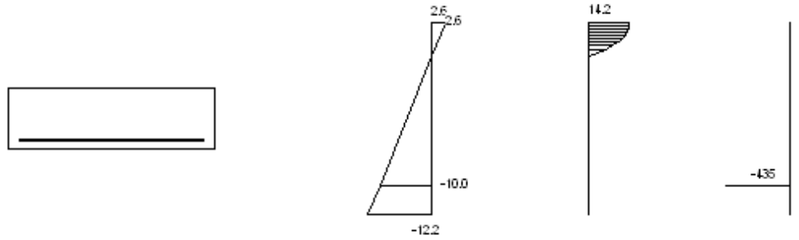
Sección : LOSA_0.30
b [m] = 1.00
h [m] = 0.30
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.000



2 Comprobación

At [cm²] = 12.6
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 128.4



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.052
1/r [1/m]·1.E-3 = 49.2
εs ·1.E-3 = 2.6
εi ·1.E-3 = -12.2

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.000	0.0	2.6	0.0
0.255	12.6	-10.0	434.8

2.2 Losa superior

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817 Ave Sagrera
Fecha: 07/04/2010
Hora: 10:16:45

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- 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
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.30
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.30
```

2 Dimensionamiento

```
Esfuerzo cortante de cálculo Vd  [kN]  = 188.10

Inclinación de las bielas  [°] = 45
Inclinación de los cercos  [°] = 90.0
ρ [·1.E-3]  = 3
Nd [kN]     = 0.0
σxd [MPa]   = 0.0
σyd [MPa]   = 0
θe [°]      = 45.0
```

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm²/m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
ø 6	0.10	4	11.3	2	104.0	199.58
ø 8	0.15	4	13.4	2	123.3	218.85
ø 10	0.20	4	15.7	2	144.5	240.04
ø 12	0.20	4	22.6	2	208.1	303.63

```
Área estricta [cm²/m]  = 10.1
Vu1 [kN]               = 1300.0
Vcu [kN]               = 95.5
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817 Ave Sagrera
Fecha: 07/04/2010
Hora: 10:12:38

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

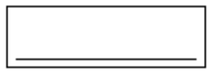
```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA_0.30
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.30
```



2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 3
Nd [kN]     = 0.0
Vu [kN]     = 114.6
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: 817 Ave Sagrera
Fecha: 07/04/2010
Hora: 10:07:39

Comprobación de secciones a flexión simple

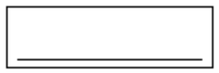
1 Datos

- 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
```

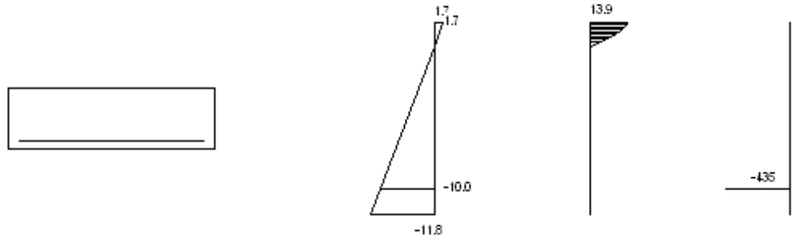
- Sección

```
Sección : LOSA_0.30
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.30
ri [m] = 0.041
rs [m] = 0.000
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 7.5
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 79.9
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.038
1/r [1/m]·1.E-3 = 45.1
εs ·1.E-3        = 1.7
εi ·1.E-3        = -11.8
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.000	0.0	1.7	0.0
0.259	7.5	-10.0	434.8

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V.
MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA.
TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD.

SECTOR SAGRERA

MEMORIA DE CÁLCULO DE COLECTORES EN SALTO DE CARNERO ESPRONCEDA – REV02

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos a la justificación estructural de la propuesta de "Refuerzo para los colectores en Salto de Carnero Espronceda" en su edición 02 recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación recibida con información vigente sobre la propuesta de solución estructural para las losas de refuerzo que permitirán el paso de los desvíos ferroviarios provisionales sobre los tubos con los que se materializa la reposición de los colectores en el entorno del salto de carnero Espronceda, a saber:

- Documento "Nota contestación aclaraciones colectores tubos salto carnero", recibido el pasado 19/04/2010.

- Documento "Memoria de cálculo de colectores en Salto de Carnero Espronceda – REV02", recibido el pasado 19/04/2010.

La documentación citada es emitida por Amatria Ingeniería como empresa responsable de los recálculos estructurales y por Corsán-Corviam Construcción S.A (Grupo Isolux – Corsán) como empresa adjudicataria de las obras; y en ella se pretende dar respuesta a las observaciones realizadas en la fase previa de supervisión sobre la versión anterior del documento (rev01) en el que se abordaba la definición y justificación estructural las losas propuestas para reforzar la reposición de colectores

en la zona en la que recibirán la carga ferroviaria por el paso de los desvíos provisionales.

En el presente informe se realiza una revisión de las aclaraciones presentadas y, en su caso, de las correcciones que se hayan podido realizar en el desarrollo de los cálculos presentados como justificación de la validez estructural de la propuesta y de las modificaciones que haya sido recogidas en los planos con los que se pretende su definición para proceder a su ejecución.

3.- RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Revisada la documentación recibida, se puede decir que en el documento "Nota contestación…" se recogen las aclaraciones a las observaciones realizadas en los informes de supervisión previos, resultando de forma general satisfactorias y coherentes la nueva versión (rev 02) del documento "Memoria de cálculo de colectores en Salto de Carnero Espronceda".

Por tanto, tal y como se ha indicado, la validez estructural de la solución propuesta para el "Refuerzo para los colectores en Salto de Carnero Espronceda" se considera suficientemente justificada con la documentación recibida, por lo que no se encuentra impedimento para comenzar su ejecución conforme a su definición en los planos vigentes.

Madrid, 20 de abril de 2010

INOCSA Ingeniería

APÉNDICE 46 - NOTA TÉCNICA PARÁMETROS A UTILIZAR EN EL CÁLCULO DE LAS PANTALLAS (UPC)

APÉNDICE 46 - NOTA TÉCNICA PARÁMETROS A UTILIZAR EN EL CÁLCULO DE LAS PANTALLAS (UPC).

ÍNDICE

1.- NOTA TÉCNICA PARÁMETROS A UTILIZAR EN EL CÁLCULO DE LAS PANTALLAS (UPC).

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA
Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
Gran Capitán s/n. Módulo D-2
Barcelona 08034 SPAIN

TÚNEL AVE SAGRERA- NUS DE LA TRINITAT
SECTOR SAGRERA

NOTA ACERCA DE LOS CRITERIOS A UTILIZAR EN EL DIMENSIONAMIENTO DE PANTALLAS

Referencia: Nota 1
Sagrera

Barcelona, 26 de febrero de 2009

FIRMA:

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda
Dr. Ing. de Caminos

Alberto Ledesma Villalba
Dr. Ing. de Caminos

Antonio Lloret Morancho
Dr. Ing. de Caminos

Nota acerca de los criterios a utilizar en el dimensionamiento de pantallas del Sector Sagrera del tramo Sagrera - Nus de la Trinitat

Esta nota se redacta para especificar los criterios de diseño a utilizar en el dimensionamiento de las pantallas en el Sector Sagrera del tramo Sagrera - Nus de la Trinitat. Estos criterios son los que se indican a continuación:

- Los valores de la cohesión y ángulo de rozamiento indicados en el Anejo Geotécnico del Proyecto (anejo 6.- Geotecnia I) para el cálculo de pantallas se consideran razonables para las diversas litologías (Tabla 1). Por ello, se recomienda su empleo para el cálculo de pantallas en las zonas situadas por encima del nivel freático. De forma conservadora, se recomienda que en las escasas zonas de pantalla por debajo del nivel freático se considere una cohesión nula en los depósitos cuaternarios.

Litol.	γap (t/m²)	C' (*) (Kg/cm²)	ϕ' (º)	E (Kg/cm²)	ν	Kh (t/m³)
SUSTRATO						
GR	2,10	0,10	38,0	500	0,30	15000
P	2,05	0,35	25,5	400	0,30	6000
Pa	2,05	0,10	35,0	400	0,30	12000
DEPÓSITOS CUATERNARIOS						
PQ	2,20	0,10	38,0	250	0,35	7500
Qa arcilloso	2,15	0,30	29,0	150	0,35	2250
Qa	2,15	0,15	33,0	150	0,35	4500
Qc	2,15	0,05	32,5	170	0,35	3800
Qr2	2,10	0,05	32,5	80	0,35	1800
Qr3	2,20	0,00	35,0	180	0,35	5400
RECUBRIMIENTOS						
RA	2,00	0,00	28,0	50	0,35	1500

Tabla 1.- Parámetros propuestos en el proyecto para el cálculo de pantallas.

- En los cálculos de los empujes sobre las pantallas se recomienda utilizar un ángulo de rozamiento tierras-muro (δ) de valor 1/3 del ángulo de rozamiento interno (ϕ) en la zona de empujes activos y $\delta=0$ en la zona de empujes pasivos. Sin embargo, en lo referente a los cálculos de los desplazamientos se recomienda utilizar un valor de $\delta=2/3\phi$ tanto en la zona activa como en la pasiva. La consideración de un ángulo de fricción nulo entre el suelo y el hormigón hace que los empujes tiendan a ser más horizontales, y en principio a aumentar los esfuerzos en la pantalla. Por tanto, en principio parece que se trata de una consideración conservadora. Sin embargo, en el caso de pantallas complejas con varios niveles de riostras, etc., a priori no puede descartarse la posibilidad de que en alguna zona la envolvente de esfuerzos calculados utilizando este criterio sea menor que la envolvente calculada utilizando como ángulo de fricción tierras/hormigón $2/3\phi$. Incluso en algún caso podrían invertirse los signos de los momentos flectores. Por este motivo, se recomienda comprobar que, en todos los casos, la envolvente de esfuerzos calculada con $\delta=0$ en la zona pasiva es la más desfavorable a efectos del dimensionamiento de la armadura en la pantalla.

- Se recomienda comprobar que el pasivo movilizado sea menor del 70% del total. En caso contrario se debería redimensionar la pantalla.

- Los valores del coeficiente de balasto son difíciles de establecer con precisión ya que usualmente se obtienen a través de correlaciones empíricas que presentan un grado de incertidumbre importante. Por este motivo, como primera aproximación, se recomienda utilizar los parámetros indicados en el proyecto. En caso de que fuera necesario un valor más afinado se recomienda utilizar los valores de los desplazamientos medidos en una sección instrumentada para estimar el coeficiente de balasto de los diversos materiales mediante retroanálisis.

- Deberán estimarse los daños en los edificios cuando estén situados a una distancia de la excavación inferior a dos veces la profundidad excavada. El análisis de los daños se realizará en base a la forma de la cubeta de asientos y los movimientos horizontales del terreno en el nivel de cimentación de los edificios. Como criterios para valorar la magnitud de los daños se utilizarán el criterio MINTRA, el diagrama de Burland (deformación horizontal-deflexión) y el diagrama de Boscaring&Cording (distorsión angular-deformación horizontal.

- La utilización de los movimientos horizontales de la pantalla obtenidos a partir de los cálculos de RIDO para estimar los asientos y pendientes en las zonas próximas a las pantallas está sujeta a incertidumbres derivadas de las limitaciones propias de las hipótesis de cálculo (modelo de Winkler), de la obtención de los valores del propio coeficiente de balasto utilizado y de los procedimientos empíricos para estimar los asientos en el terreno a partir de los movimientos horizontales de las pantallas. Es de general aceptación, que los cálculos con RIDO no son suficientes para estimar los asientos en aquellos casos críticos en que la proximidad de la pantalla a edificios haga necesaria una predicción fiable de los movimientos. En definitiva, se recomienda realizar un análisis bidimensional con elementos finitos (tipo PLAXIS o similar) en aquellos casos en que los procedimientos empíricos o semiempíricos indiquen la existencia de riesgo de daño leve (o superior) a edificaciones próximas.

APÉNDICE 47 - LOSA SALTO DEL CARNERO

APÉNDICE 47 - LOSA SALTO DEL CARNERO.

ÍNDICE

1.- NOTA TÉCNICA PASO CAMIONES SOBRE LOSA.

2.- APROBACIÓN NOTA TÉCNICA PASO CAMIONES SOBRE LOSA.

PROYECTO: 817 AVE TRINITAT SAGRERA

Estudio del comportamiento estructural del salto del carnero bajo nuevas solicitaciones en obra.

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DE LA NOTA TECNICA

Referencia: 817

Fecha: Junio 2010

Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Esta nota técnica hace referencia a la nota técnica “ANÁLISIS DEL SALTO DEL CARNERO BAJO LAS CARGAS DE TRÁFICO Y TIERRAS EN LA ZONA DEL PASO SUPERIOR” emitida por la oficina técnica de la empresa constructora SACYR S.A

La empresa constructora SACYR S.A. planea ejecutar un acceso de obra a un acopio de dovelas situado en el lado opuesto de las líneas de RENFE Vilafranca – Maçanet y Vilanova-Mataró al lado donde está ubicado el pozo de ataque de la tuneladora. Dicho acceso al acopio se trata de un paso superior por encima de las vías del tren. Para alcanzar la cota del paso superior es necesario ejecutar una rampa de tierras por encima de la estructura del salto del carnero.

El objeto de esta nota es valorar el comportamiento estructural de la estructura del salto de carnero (conjunto formado por la cubierta y las pantallas tipo 1 y 2) bajo las cargas del relleno de la rampa y la sobrecarga de tráfico.

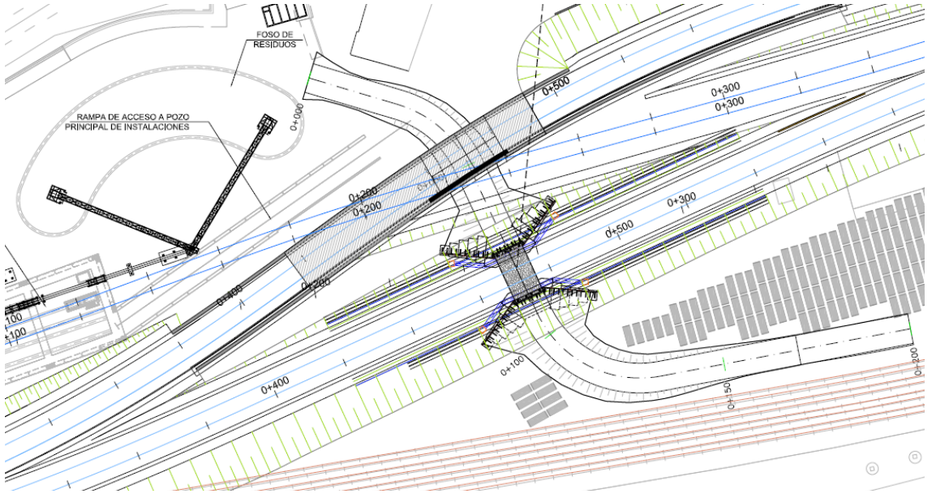


Figura 1. Rampa de tierras sobre la estructura del salto del carnero

2. ANÁLISIS

2.1 Definición geométrica

La cubierta del salto del carnero se trata de una losa de hormigón armado de directriz curva de canto 1.2m por 12.6m de ancho por 75m de largo. La losa está simplemente apoyada en las pantallas tipo 1 y 2 y actúa de estampidor para las mismas. Las pantallas tipo 1 y 2 tienen un canto de 0.8m y una longitud de 16.7m de la cota 11.6m y -5.1m, con la excavación entre pantallas realizada, las pantallas disponen de una clava de 9.0m.

Se ejecutará sobre la cubierta del salto de carnero una rampa de tierras de altura variable comprendida entre 3.25m y 4.01m

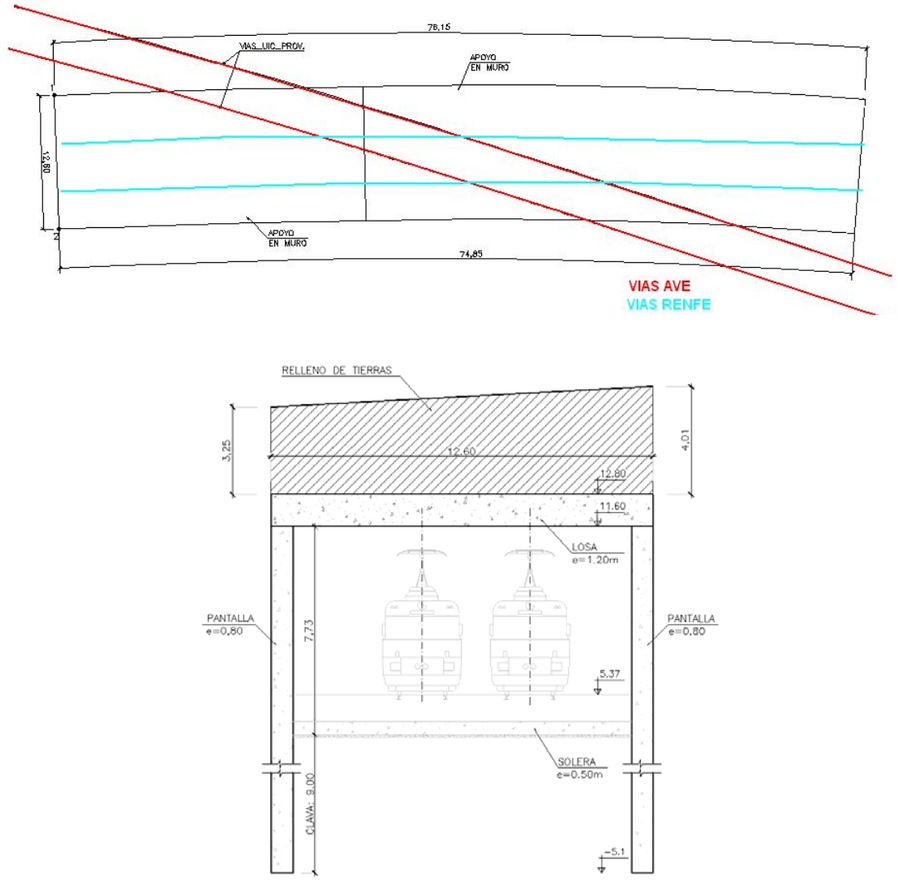


Figura 2. Planta de la losa de cubierta y sección de la rampa sobre el salto de carnero

2.2 Coeficientes de seguridad

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón HA-30.....γc = 1.50

Coeficiente de seguridad del acero B-500s.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones:

Coeficiente de seguridad para acciones en situaciones transitorias o provisionales…..……1.35

2.3 Normativa aplicada

Para el cálculo y la comprobación del elemento estructural se ha seguido:

Estructura Hormigón	EHE.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	EHE y Eurocódigos.

2.4 Acciones y combinaciones

Se ha considerado dos situaciones de carga:

Opción A rampa relleno normal:

- Peso propio cubierta salto del carnero (e=1.2m): 25kN/m^3 x 1.2m= 30kN/m^2
- Peso propio relleno: 20kN/m^3 x 3.6m= 72kN/m^2
- Sobrecarga trafico (carro IAP repartido, del lado de la seguridad, sobre un relleno de 3m de altura y a 45º: 18.84kN/m^2

Opción B rampa relleno arlita:

- Peso propio cubierta salto del carnero (e=1.2m): 25kN/m^3 x 1.2m= 30kN/m^2
- Peso propio relleno arlita: 6.5kN/m^3 x 3m= 19.5kN/m^2
- Peso propio relleno superficial de terreno normal: 20kN/m^3 x 0.6m= 12kN/m^2
- Sobrecarga trafico (carro IAP repartido, del lado de la seguridad, sobre un relleno de 3m de altura y a 45º: 18.84kN/m^2

Combinaciones:

ELU: Cp = 1.35·$pp_{cubierta}$+1.35$pp_{relleno}$+1.35scu

ELS: Dp = 1.35·$00_{cubierta}$+1.00$pp_{relleno}$+1.00scu

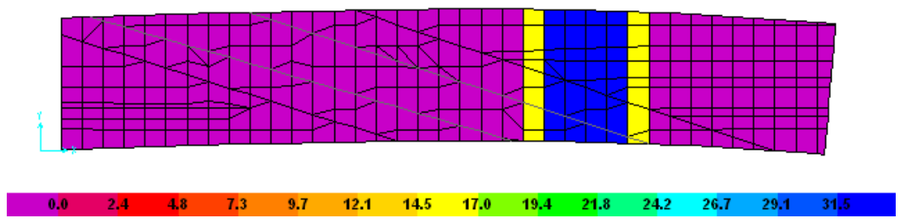


Figura 3. Losa de cubierta cargada con el peso de la rampa de relleno de arlita

2.5 METODOLOGÍA Y PROCESO DE CÁLCULO

El análisis de la losa de cubierta del salto del carnero se ha realizado mediante el programa de Elementos Finitos SAP 2000 versión 14.1 de la empresa CSI, la metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

Se ha realizado un modelo con elementos tipo lámina “shell” con la geometría, las cargas y las condiciones de apoyo descritas en los apartados anteriores.

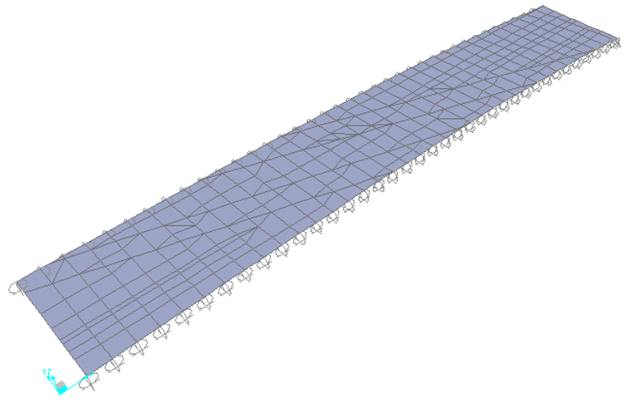


Figura 4. Modelo SAP de la losa de cubierta del salto del carnero

Para el análisis de las pantallas se ha utilizado el programa RIDO ya que la ejecución de la rampa de tierras implica un aumento de la carga en el trasdós de la pantalla. El programa RIDO es un software específico de cálculo de pantallas que tiene en cuenta sus fases constructivas y que está basado en el método clásico de winkler.

Debido al incremento de la carga vertical sobre la cubierta que a su vez está apoyada en las pantallas se ha comprobado mediante una hoja de cálculo Mathcad la resistencia de las mismas al hundimiento

3. RESULTADOS

La sección resistente en la zona de la cubierta del salto del carnero afectada por la ejecución de la rampa es una sección de 1.2m de canto que cuenta con una armadura de base de 1Φ25/0.2 más un refuerzo 1Φ25/0.2 en la dirección principal de trabajo. Según la EHE los esfuerzos últimos a flexión y a cortante de dicha sección son los siguientes:

Canto (m)	Armado	Mu (kNm)	Vu (kN)
1.2	40.2cm²/m	1910	410

No se comprueba la fisuración debido al carácter provisional de la carga

Losa de cubierta opción A rampa ejecutada con relleno de tierras normales:

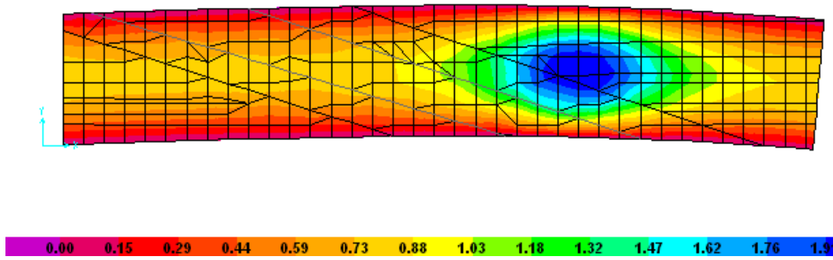


Figura 5. Diagrama de momentos flectores mayorados M22 de la cubierta con el relleno normal de tierras

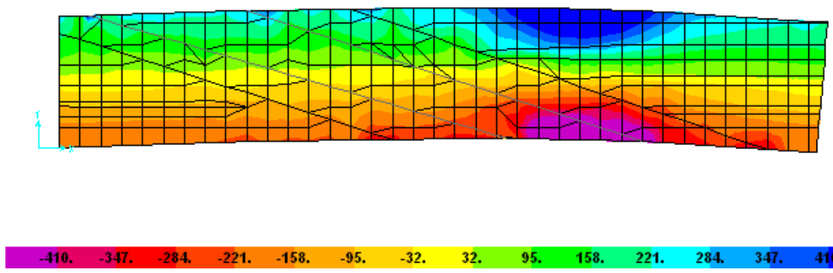


Figura 6. Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 de la cubierta con el relleno normal de tierras

Se observa en las figuras adjuntas que se supera los esfuerzos últimos de la losa de cubierta para la ejecución de una rampa con rellenos de tierra normal

Losa de cubierta opción B rampa ejecutada con relleno de arlita:

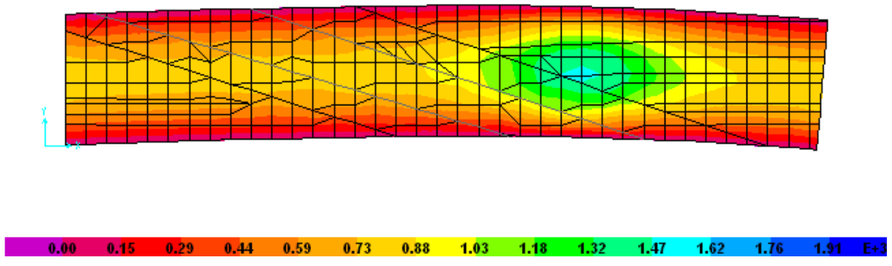


Figura 3. Diagrama de momentos flectores mayorados M22 de la cubierta con el relleno de arlita

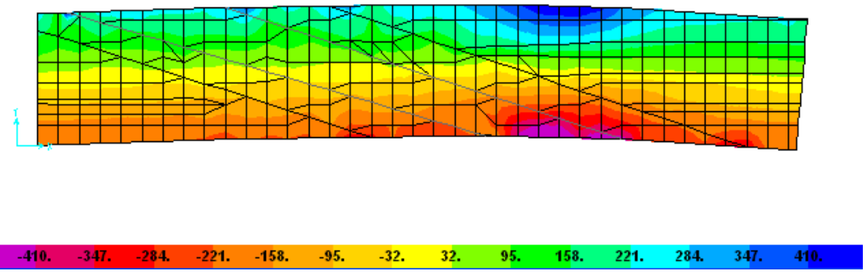
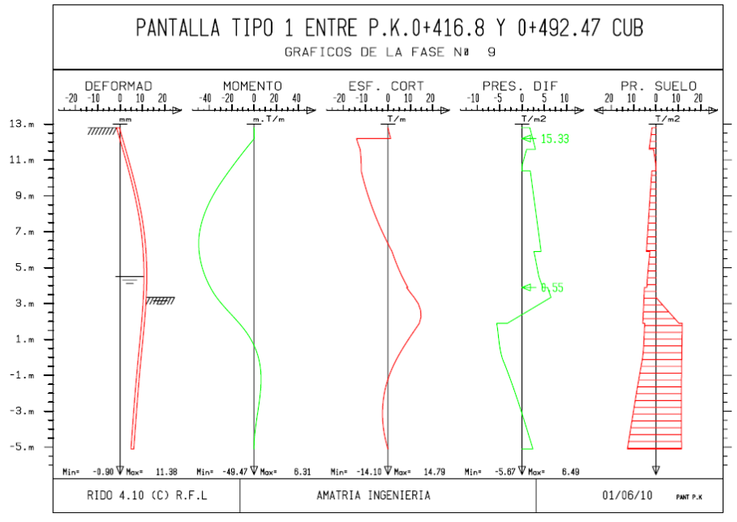


Figura 3. Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 de la cubierta con el relleno normal de arlita

Se observa en las figuras adjuntas que se los esfuerzos solicitantes son inferiores a los últimos para la ejecución de una rampa con rellenos de arlita. En el caso del esfuerzo cortante, cortante a una distancia 0.9d del apoyo de la cubierta, el valor máximo es de 380kN que es inferior al cortante último resistido de 410kN.

Pantallas:



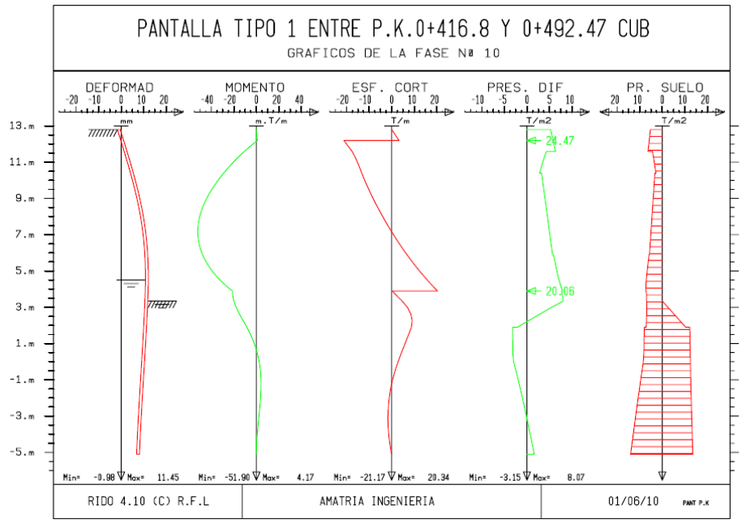


Figura 3. Diagrama de esfuerzos sobre la pantalla antes y después de aplicar la sobrecarga en el trasdós

Canto (m)	Armado flexión	Armado cortante	Mu (kNm)	Mk (kNm)	Md (kNm)	Vu (kN)	Vk (kN)	Vd (kN)
0.8m	5d25+5d25	9.20cm²/m²	1360	519	701	420	212	286

Como se puede observar en los gráficos y la tabla adjunta adjuntos se produce un incremento de los esfuerzos en la pantalla pero distan mucho de los esfuerzos últimos resistentes.

La resistencia a hundimiento de la pantalla Qh=2354kN/batache es superior a la máxima carga que comporta ejecutar la rampa con relleno de tierra normal Nkmax=1748kN/batache (ver anejo adjunto).

4. DOCUMENTACIÓN ADJUNTA

Anejo de cálculo EHE

Anejo hundimiento de la pantalla

Anejo RIDO de la pantalla

5. CONCLUSIONES

Realizados los cálculos se determinan las siguientes conclusiones:

- Las pantallas tipo 1 y 2 sobre las que se apoya la losa de cubierta del salto del carnero cumplen holgadamente los esfuerzos y el hundimiento bajo las cargas que implica la ejecución de una rampa con rellenos de tierras normales (peso específico 20kN/m^3).

- La cubierta del salto del carnero no soporta la carga de la rampa ejecutada con rellenos de tierras normales (peso específico 20kN/m^3).

- Para cumplir el coeficiente de seguridad exigido en obras de carácter provisional 1.35 es necesario ejecutar la rampa con rellenos de arlita (peso específico 6.5kN/m^3).

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos

Barcelona, Junio de 2010

Miguel Abellan Alcaraz

De: Alonso Ortega Crespo
Enviado el: jueves, 03 de junio de 2010 9:34
Para: Jose Maria Velasco; giorgio; Miguel Abellan Alcaraz
Asunto: RV: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - Fw: informe rampa SACYR revisado
Datos adjuntos: nota técnica salto del carnero_rev1.doc

De: David Gomez [mailto:david.gomez@inocsa.es]
Enviado el: jueves, 03 de junio de 2010 9:05
Para: Jose Vicente Peñas Bermudez; Alonso Ortega Crespo
CC: 'F. Javier Marco'; 'isaac calvo'; 'Gloria Sánchez Rodríguez'
Asunto: RV: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - Fw: informe rampa SACYR revisado

---

De: Jaime Burón García [mailto:jaime.buron@inocsa.es]
Enviado el: miércoles, 02 de junio de 2010 19:23
Para: Francisco Javier Marco Ventura
CC: Isaac Calvo INOCSA; david.gomez@inocsa.es; gloria.sanchez@inocsa.es; Juan Facundo Ayuso
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - Fw: informe rampa SACYR revisado

Javier,

Revisada la documentación adjunta ("*Estudio del comportamiento estructural del salto del carnero bajo nuevas solicitaciones en obra*" en su revisión rev01) emitida por los responsables del recálculo estructural del salto de carnero para la obra del Sector Sagrera, se puede decir que en ella se justifica de forma suficiente la viabilidad de ejecutar el terraplén necesario para el paso de los camiones que de suministro de dovelas siempre que se recurra al empleo de rellenos ligeros (tipo arcilla expandida).

En concreto, según la Nota Técnica referida, con el empleo de un terraplén ligero con 0.60m de espesor de capa de firme y el resto (unos 3 m de altura media) de material tipo arcilla expandida con densidad saturada de 6.50 kN/m3, se aseguraría que los elementos estructurales diseñados para la obra del Sector Sagrera responderían ante la nueva situación de cargas (terraplén + tráfico de camiones) mantenimiento un coeficiente de seguridad superior al previsto para las situaciones de cargas temporales durante la ejecución de las obras.

Por tanto, no encontramos impedimento para la ejecución de dicho terraplén con las características geométricas y de materiales recogidas en la Nota Técnica recibida.

Un saludo,

----- Original Message -----
From: Jose Mª Velasco
To: Jaime Burón ; Javier Marco ; 'Alonso Ortega Crespo'
Cc: Vicenç Rodriguez ; Giorgio Ballati
Sent: Wednesday, June 02, 2010 6:20 PM
Subject: informe rampa SACYR revisado

Hola,

Adjunto para su revisión informe actualizado en base a lo comentarios de INOCSA

Un saludo y buen finde a los de Madrid

Jose María Velasco Rivas
Amatria Ingeniería SL
T 932 70 13 71
M 606 40 90 99
www.amatria.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 5110 (20100512) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

_____ Información de ESET NOD32 Antivirus, versión de la base de firmas de virus 5110 (20100512) _____

ESET NOD32 Antivirus ha comprobado este mensaje.

http://www.eset.com

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Empresas

Internal Virus Database is out of date.
Checked by AVG - http://www.avg.com
Version: 8.0.173 / Virus Database: 270.6.20/1673 - Release Date: 15/09/2008 18:49

APÉNDICE 48 - MURETE GUARDABALASTO MÓDULOS

ÍNDICE

1.- MURO BLOQUES 1,0 M ALTURA

2.- APROBACIÓN.

APÉNDICE 48 - MURETA GUARDABALASTO MÓDULOS

Descripción de los bloques

COMPROBACIÓN BLOQUES ARMADOS

Serie : Lisa
Bloque : 40x20x20

Longitud : 39.00 cm
Altura : 19.00 cm
Anchura : 19.00 cm

Dimensiones del muro

Longitud : 2.00 m
Altura : 1.03 m

Materiales

Tipo de mortero : M20
Resistencia de la fábrica : R10
Acero de barras : B 500 S, Control normal
Acero para tendeles (celosías) : B 500 S, Control Normal

Apoyos

Pie : Empotrado
Cabeza : Libre
Izquierda : Libre
Derecha : Libre

Combinaciones

Axil (KN)	Cortante (KN)	Flector (KN·m)	Presión de viento (KN/m2)	Con sismo
0.00	0.00	0.00	14.30	

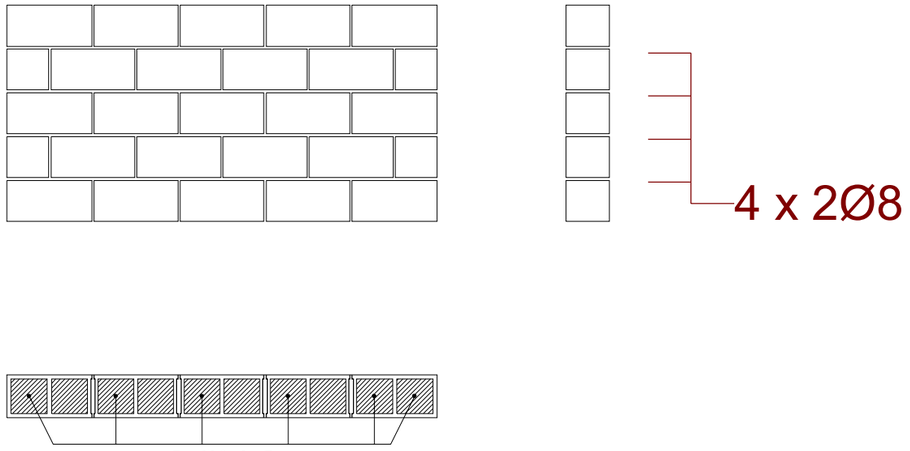
Comprobación

Referencia: BLOQUES BARRUCA, S.L., Lisa y 40x20x20		
Comprobación	Valores	Estado
Espesor del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 5.1.3.*	Mínimo: 100 mm Calculado: 200 mm	Cumple
Relación altura a espesor del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.4.6.*	Máximo: 27 Calculado: 5.15	Cumple
Espesor de la junta: *Eurocódigo 6. Artículo 5.1.5.*	Mínimo: 8 mm Máximo: 15 mm	
- Vertical:	Calculado: 10 mm	Cumple
- Horizontal:	Calculado: 13 mm	Cumple
Diámetro mínimo: - Vertical: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.4.*	Mínimo: 6 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación armadura: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.8.*	Máximo: 600 mm	
- Vertical:	Calculado: 403 mm	Cumple
- Horizontal:	Calculado: 216 mm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.3.*		
- Vertical:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0025	Cumple
- Horizontal:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.00239	Cumple
Diámetro máximo de las barras: - Horizontal: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.2.4.*	Máximo: 9.3 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Axil de compresión: *Eurocódigo 6. Artículo 4.4.2.*		
- Base (viento):	Máximo: 798.14 KN Calculado: 9.09 KN	Cumple
- Quinto central inferior (viento):	Máximo: 789.33 KN Calculado: 5.45 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Máximo: 798.14 KN Calculado: 0 KN	Cumple
- Quinto central superior (viento):	Máximo: 789.33 KN Calculado: 3.63 KN	Cumple
Axil de tracción: *Criterio de CYPE Ingenieros.*	Máximo: 524.5 KN	
- Base (viento):	Calculado: 0 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Calculado: 0 KN	Cumple
Cortante en el plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.2.*	Calculado: 0 KN	
- Base (viento):	Máximo: 226.7 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Máximo: 45.34 KN	Cumple
Flexión en el plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.1.6.*	Máximo: 138.38 KN·m	
- Base (viento):	Calculado: 0 KN·m	Cumple
- Cabeza (viento):	Calculado: 0 KN·m	Cumple
Flexión transversal al plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.1.6.*		
- Vertical (viento):	Máximo: 7.94 KN·m Calculado: 7.77 KN·m	Cumple
- Horizontal (viento):	Máximo: 11.7 KN·m Calculado: 1.94 KN·m	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Altura efectiva: 1.03 m (Eurocódigo 6. Artículo 4.4.4.3.)		

Medición

Número de piezas completas	:	23
Número de medias piezas	:	4
Volumen de hormigón en alveolos	:	0.27 m3
Refuerzos verticales	:	6 Ø16
Refuerzos horizontales	:	5 Juntas horizontales de 13.3 mm 4 juntas con 2 Ø8 (Tendeles)

Plano



Miguel Abellan Alcaraz

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: miércoles, 16 de marzo de 2011 16:06
Para: Miguel Abellan Alcaraz
Asunto: Muro bloques 1.0m de altura

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: lunes, 14 de marzo de 2011 19:21
Para: 'Angela Diez Ruiz'; Jose Vicente Peñas Bermudez; Alexander Kaltzakorta Elorriaga; Jose Joaquin Asensio Rodriguez
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: Muro bloques 1.0m de altura

Os reenvío la aprobación.

Quedamos a la espera de los planos y la apertura de tajo conjunta para la plataforma UIC.

Un saludo.

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: lunes, 14 de marzo de 2011 18:33
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria; Ayuso Pagnacco, Facundo
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RE: Muro bloques 1.0m de altura

Gloria,

Revisada la documentación recibida en archivo digital "Muro Bloques 1.0m altura_Rev.pdf"con la propuesta de murete guarda-balasto sobre las losas LAV del Sector Sagrera, podemos decir que:

- En el archivo digital recibido se incluyen cálculos justificativos completos según normativa aplicable (Eurocódigos) que resultan coherentes con las condiciones de contorno del elemento en estudio y suficientes para la validación estructural de la propuesta de murete guarda-balasto de altura máxima 1,03m.
- Entre la información recibida se incluyen croquis de geometría y armaduras suficientes para el desarrollo de los correspondientes planos constructivos de acuerdo con las indicaciones de los cálculos justificativos presentados.

En consecuencia, no encontramos impedimento para abordar la ejecución del murete guarda-balasto según la propuesta de muro de bloques revisada una vez que se desarrollen los correspondientes planos constructivos según las indicaciones recogidas en la documentación recibida.

Un saludo,

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es
jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: lunes, 14 de marzo de 2011 16:18
Para: Buron Garcia, Jaime; Ayuso Pagnacco, Facundo
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: Muro bloques 1.0m de altura

Buenas tardes Jaime:

Te reenvío el informe del muro de bloques comentado la semana pasada.

Un saludo.

De: Miguel Abellan Alcaraz [mailto:mabellan@isoluxcorsan.com]
Enviado el: lunes, 14 de marzo de 2011 16:04
Para: Calvo Perales, Isaac
CC: Sanchez Rodriguez, Gloria; Angela Diez Ruiz; Jose Vicente Peñas Bermudez; Alexander Kaltzakorta Elorriaga
Asunto: RV: Muro bloques 1.0m de altura

Buenas tardes,
Adjunto calculo murete de bloque guarda-balasto para su revisión,
ujn saludo

De: Giorgio Ballati [mailto:ballati@amatria.com]
Enviado el: lunes, 14 de marzo de 2011 12:18
Para: Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: Jose Maria Velasco
Asunto: Muro bloques 1.0m de altura

Hola Angela,

como de acuerdo te envío la comprobación del muro con las siguientes hipotesis:

1) Mortero M20 y fabrica R10
2) barras verticales: 1d16/0.40 mínimo
3) barras horizontales en la junta 2d8 por junta si junta tiene espesor mínimo de 12mm o 2d10 por junta si junta tiene espesor mínimo de 14mm.

Giorgio Ballati
ballati@amatria.com

AMATRIA INGENIERÍA, S.L. - NIF. B-63352041
Diputació, 238-244 - Àtic 2a
Telf.: 93 270.13.71 - Fax: 93 317.99.65
08007 Barcelona
www.amatria.com

Antes de imprimir este e-mail piense bien si es necesario hacerlo. El medioambiente es cosa de todos. / Abans d'imprimir aquest e-mail pensi bé si és necessari fer-lo. El medi ambient és cosa de tots. / Please consider the environment - Do you really need to print this e-mail?

AVISO LEGAL: La información contenida en este mensaje de correo electrónico es confidencial y puede revestir el carácter de reservada. Está destinada exclusivamente a su destinatario. El acceso o uso de este mensaje, por parte de cualquier otra persona que no esté autorizada, pueden ser ilegales. Si no es Ud. la persona destinataria, le rogamos que proceda a eliminar su contenido.
Conforme a la Ley Orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, le comunicamos que su dirección de correo electrónico forma parte de nuestro fichero con el objetivo de poder mantener el contacto con Ud. Si desea oponerse, acceder, cancelar o rectificar sus datos, póngase en contacto con **AMATRIA INGENIERÍA, S.L.** E-mail: **administracion@amatria.com**

AVÍS LEGAL: La informació continguda en aquest missatge de correu electrònic és confidencial i pot incloure dades de caràcter reservat. Aquesta informació va dirigida únicament al seu destinatari. L'accés o el seu ús per part d'una altra persona no autoritzada pot ésser il·legal. Si no és Vostè la persona destinatària, si us plau, esborreu-ne el contingut.

D'acord amb la Llei Orgànica 15/1999, de 13 de desembre, li comuniquem que la seva adreça de correu electrònic forma part del nostre fitxer per poder mantenir el contacte amb vostè. Si vostè vol oposar-se, accedir, cancel·lar o rectificar les seves dades posi's en contacte amb **AMATRIA INGENIERÍA, S.L.** E-mail: **administracion@amatria.com**

LEGAL NOTICE: The information contained in this e-mail is confidential and can be considered as reserved. It is exclusively destined to its recipient.The access or use of this message, by any another non authorized person, can be illegal. If you're not you the intended person, we beg you that please proceed to eliminate its content. According to the constitutional law 15/1999, of December 13th, we communicate you that its e-mail address forms part of our card index with the purpose to be able to maintain the contact with you. For cancellation, agreement or rectification of data, please contact **AMATRIA INGENIERÍA, S.L.** E-mail: **administracion@amatria.com**

_____
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

AVISO DE CONFIDENCIALIDAD
El correo electrónico vía Internet no permite asegurar ni la confidencialidad de los mensajes transmitidos ni su integridad o correcta recepción. Si no consintiera éste, rogamos nos lo notifique de manera inmediata.
Este mensaje va dirigido únicamente a su destinatario y pudiera contener información confidencial cuya divulgación esté prohibida por ley. Si lo recibe por error, rogamos nos lo comunique de manera inmediata por esta misma vía y proceda a su eliminación, así como a la de cualquier documento adjunto al mismo. Asimismo, si no es el destinatario de este mensaje, se le informa de que su lectura, copia, distribución y utilización, así como la de cualquier documento adjunto, están prohibidas.

CONFIDENTIALITY WARNING
Internet e-mail does not allow neither the confidentiality nor the completeness nor proper receipt of the messages sent. If you do not consent to the use of Internet e-mail, please notify us immediately.
This message is intended exclusively for its addresser and it could be contained confidential information which spreading is forbidden by law. If you received this in error, please contact the sender and delete it and any attachment. If you are not the addresser indicated in this message, please be informed that any reading, copy, distribution or use of it or its attachments is forbidden.

_____
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

APÉNDICE 49 - CÁMARA TRANQUILIZADORA POZO DE BOMBAS

APÉNDICE 49 - CÁMARA TRANQUILIZADORA POZO DE BOMBAS.

ÍNDICE

1.- NOTA TÉCNICA CÁMARA TRANQUILIZADORA POZO DE BOMBAS.

2.- APROBACIÓN NOTA TÉCNICA.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PROYECTO: 817 AVE TRINITAT SAGRERA
Estudio del comportamiento estructural del muro de la camera tranquilizadora del pozo de bombas

REVISIÓN	FECHA	CONCEPTO MODIFICADO
0	09/09/2010	PRIMERA EDICIÓN
1		
2		
3		
4		

amatria
ingeniería
www.amatria.com

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DE LA NOTA TECNICA

Referencia: 817
Fecha: Septiembre 2010
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Se ha ejecutado en el pozo de bombas de la obra de AVE SAGRERA un muro de partición con la función de crear una cámara tranquilizadora de las aguas que circulan en su interior. La cámara tranquilizadora está en contacto con el resto del pozo por medio de 6 ventanas de 50x50 cm realizados en la parte inferior del muro de protección, eso garantiza en el caso de su correcto funcionamiento el mismo nivel de agua tanto en la cámara como en todo el pozo.

Esta nota técnica tiene como objeto estudiar la capacidad portante del muro de partición de la cámara tranquilizadora en el caso en que una posible obstrucción de las ventanas inferiores provoque una carga de agua en la cámara tranquilizadora no equilibrada.

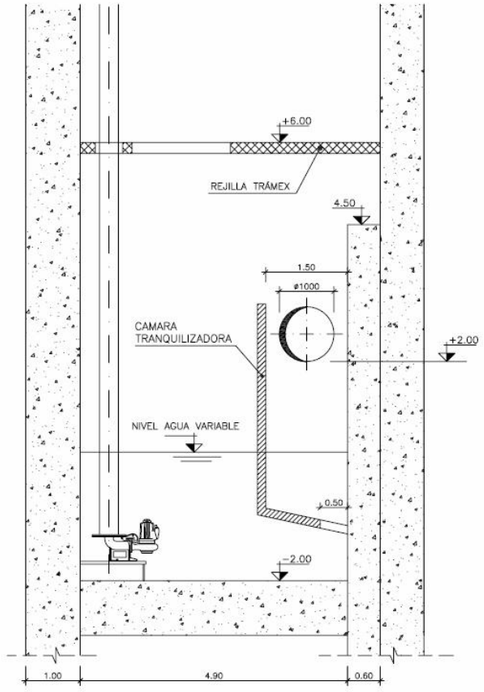


Figura 1. Vista lateral de pozo de bombeo con muro de cámara tranquilizadora.

2. ANÁLISIS

2.1 Definición geométrica

El muro de partición de la cámara tranquilizadora se trata de una losa de hormigón armado compuesto por un tramo vertical y un tramo casi horizontal de 13m de ancho, un espesor de 0.20m y con una altura del elemento vertical de 3.5m.

Según las informaciones proporcionadas por la empresa constructora el muro dispone de un armado compuesto por un mallazo de barras de diámetro 12mm cada 0.20x0.20m y está anclado a las paredes laterales con unas barras de diámetro 16mm cada 0.20m.

A continuación se muestra un croquis del armado colocado y de la geometría del muro:

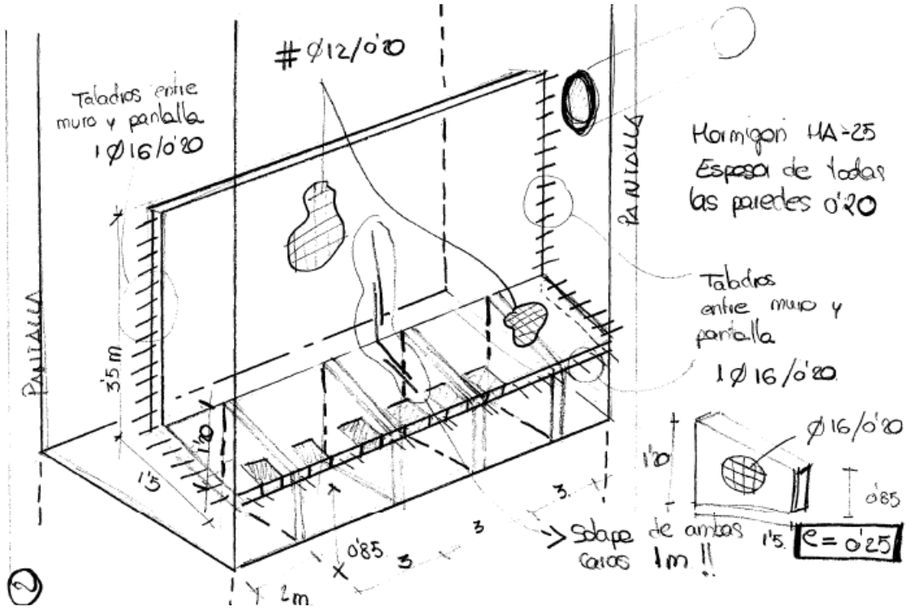


Figura 2. Croquis armado muro y conexión con elementos laterales del pozo de bombeo.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

2.2 Normativa aplicada

Para el cálculo y la comprobación del elemento estructural se ha seguido:

Estructura Hormigón	EHE.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	EHE y Eurocódigos.

2.3 Coeficientes de seguridad

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón HA-25.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero B-500s.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones:

Coeficiente de seguridad para cargas permanentes……..1.35
Coeficiente de seguridad para acciones en situaciones transitorias - carga agua……..1.20

Dada excepcionalidad de la acción de agua en el muro, que puede presentarse solo en caso de obstrucción de las aberturas de comunicación en la parte inferior del muro, consideramos aceptable el coeficiente de seguridad de 1.20 para esta acción.

2.4 Acciones y combinaciones

Se han considerado las siguientes acciones y combinaciones:

Acciones:

- Peso propio muro de 0.20m de espesor.
- Fw: Empuje hidrostático de agua en la cara interior del muro, lado cámara tranquilizadora.

Combinaciones:

ELU: $Cp = 1.35 \cdot pp_{muro} + 1.20Fw$

Al ser el caso de empuje de agua en el muro una situación transitoria solo se ha considerado la combinación de los Estados Limites Últimos.

2.5 Metodología y proceso de cálculo

Se ha considerado para la comprobación del muro ejecutado el caso en el que al obstruirse las ventanas inferiores se produzca una carga de agua no equilibrada en el otro lado.

A partir de la resistencia de la sección de hormigón armado ejecutada, se ha establecido la cota máxima que puede alcanzar el agua, en el caso de llenarse solo la cámara tranquilizadora para que no se produzca fallo en el muro.

Para la obtención de los valores de resistencia del muro, según las informaciones proporcionadas por la empresa constructora, se ha considerado una sección de hormigón armado HA - 25 de canto de 0.20m y ancho unitario y con una armadura central de 5 barras diámetro 12mm, como se muestra a continuación:

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera Trinidad
Fecha: 08/09/2010
Hora: 17:55:38

Características mecánicas de las secciones

1 Datos

- 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

Seccion : MUR_0.20
b [m] = 1.00
h [m] = 0.20
rl [m] = 0.100
rs [m] = 0.100
A_l [cm2] = 5.65
A_s [cm2] = 0.00

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.2000	0.204
Ix [m4]	0.0007	0.0007
Iy [m4]	0.0167	0.0169
Ix [m]	0.06	0.06
Iy [m]	0.29	0.29
x´g [m]	0.50	0.50
y´g [m]	0.10	0.10

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.0000
Mfis [kN·m]	17.1
y´fis [m]	0.02

Figura 3. Características mecánicas de la sección del muro.

A partir de la sección anteriormente definida los valores de resistencia de la sección son los siguientes:

Canto (m)	Armado	Mu (kNm)	Vu (kN)
0.20m	5.70cm²/m	22.50	71.40

amatria
ingeniería
www.amatria.com

El análisis del muro para la obtención de los esfuerzos actuantes en caso de empuje de agua en el lado de la cámara tranquilizadora se ha realizado por medio del programa elementos Finitos SAP 2000 versión 14.1 de la empresa CSI, la metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

Se ha realizado un modelo con elementos tipo lámina “shell” con la geometría, las cargas y las condiciones de apoyo descritas en los apartados anteriores. A continuación se muestra el modelo de cálculo donde se ha modelizado la unión con las paredes laterales como apoyos:

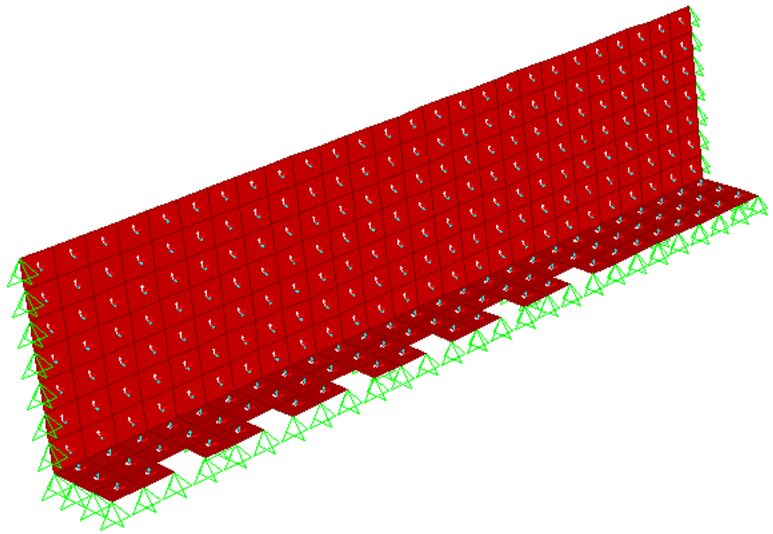


Figura 4. Modelo SAP de la losa de cubierta del salto del carnero

3. RESULTADOS

Procediendo por tanteos se obtiene que la máxima altura de agua que se puede presentar en el lado cámara del muro sin ser equilibrada en el otro lado sea de 2.0m, coincidiendo con la cota +1.0m. Con esta carga de agua se obtienen los siguientes esfuerzos máximos que son inferiores a los valores resistidos por el muro:

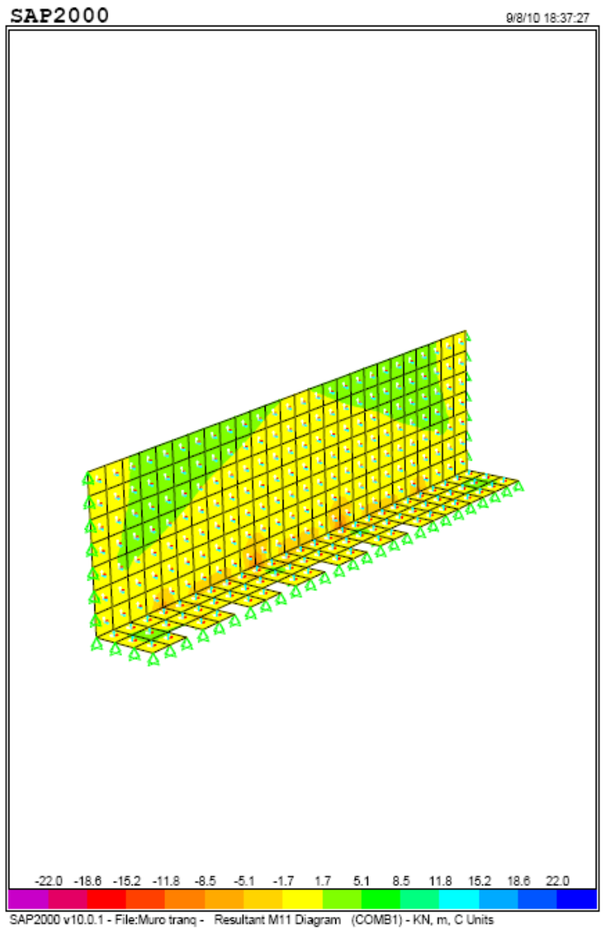


Figura 5. Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en el caso de una carga de agua de 2.0m de altura.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

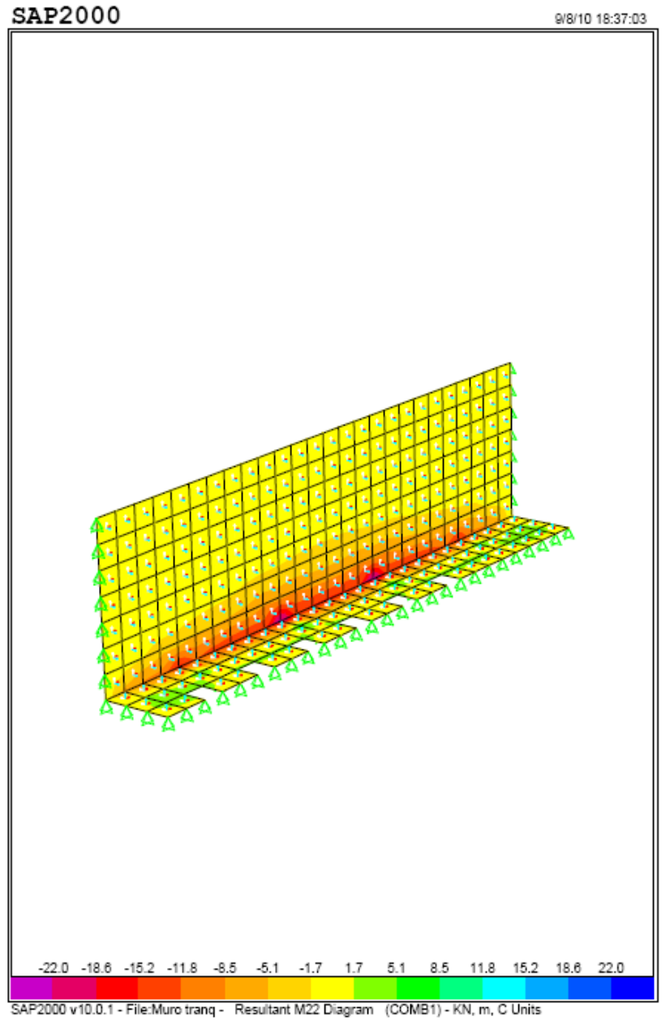


Figura 6. Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en el caso de una carga de agua de 2.0m de altura.

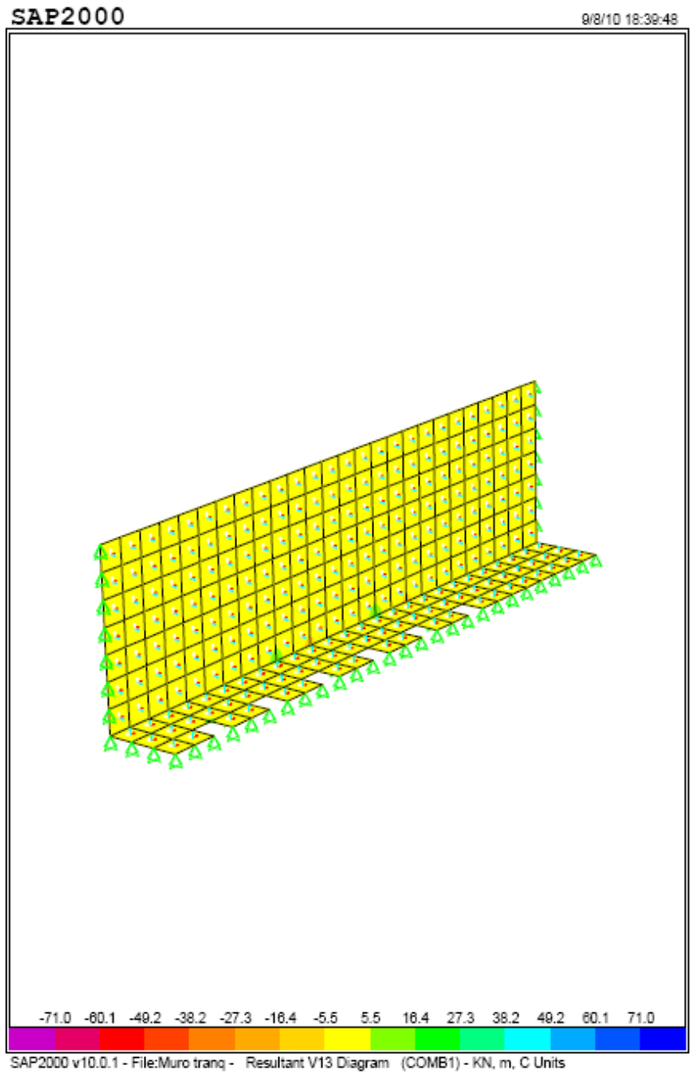


Figura 7. Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en el caso de una carga de agua de 2.0m de altura.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

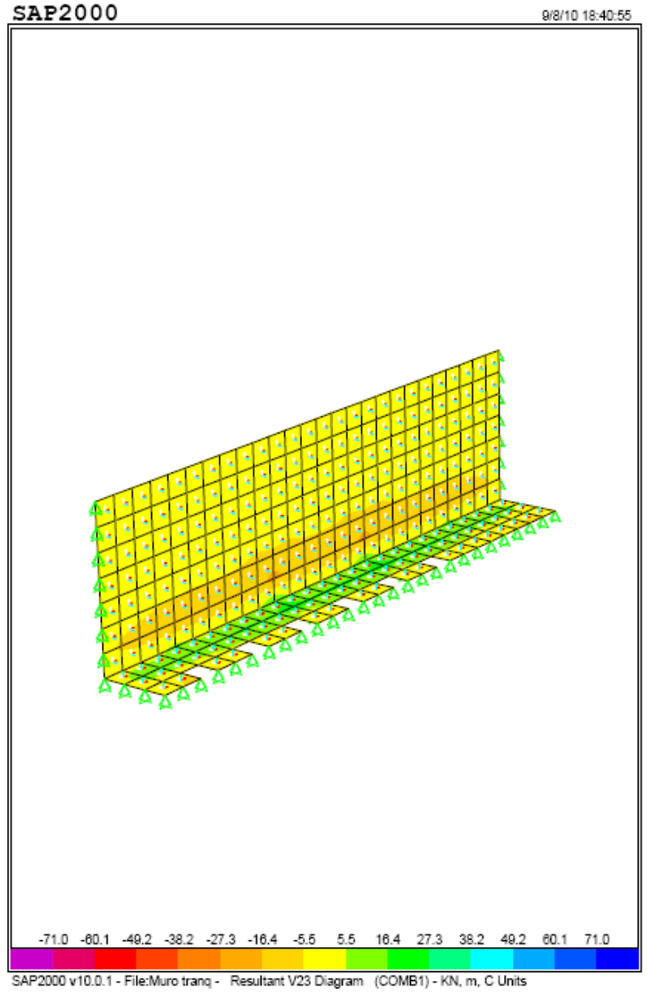


Figura 8. Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en el caso de una carga de agua de 2.0m de altura.

En la tabla adjunta se muestra los esfuerzos máximos actuantes y los valores resistidos por el muro:

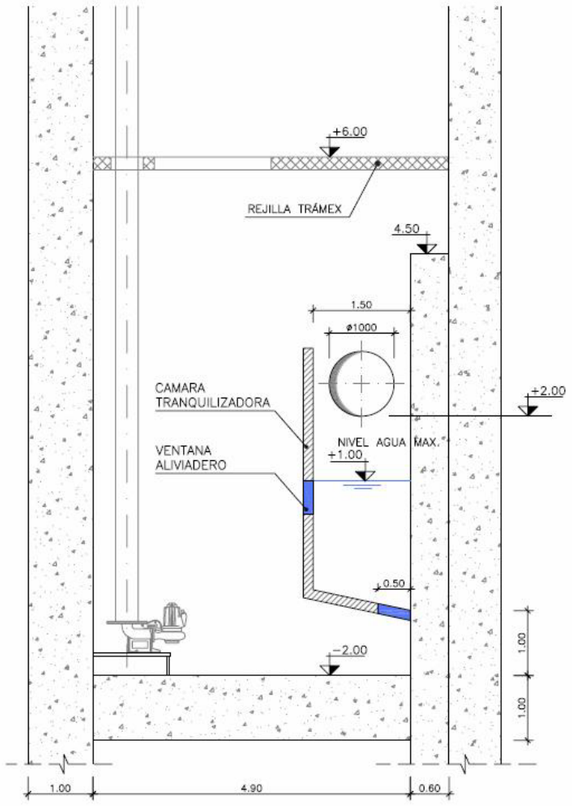
Esfuerzos Muro	M11d (kNm)	M22d (kNm)	V13d (kN)	V23d (kN)	Mu muro (kNm)	Vu muro (kN)
Canto muro 0.20m	10.0	20.0	15.0	20.0	22.50	71.40

4. PROPUESTA REPARACIÓN

En el caso que las ventanas inferiores del muro de protección de la cámara de tranquilizadora se obstruyan resulta necesario garantizar que el la altura del agua no equilibrada en el interior de la cámara no supere los 2.0m calculados que el muro puede asumir.

Con este propósito se propone una solución a este problema que prevé la realización de unos ventanas aliviadero en el muro vertical con sección equivalente a la superficie de la tubería de entrad Ø1000 mm por debajo de la cota máxima calculada +1.0 m y que permitan la evacuación del agua en el caso citado.

A continuación se muestra un croquis de la posible solución:



amatria
ingeniería
www.amatria.com

5. DOCUMENTACIÓN ADJUNTA

Anejo de cálculo EHE

6. CONCLUSIONES

Realizados los cálculos se determinan las siguientes conclusiones:

- En el caso de que se produzca obturación de las ventanas inferiores del muro de protección de la cámara tranquilizadora, el muro ejecutado puede resistir una carga de agua de hasta dos metro de altura.
- Para garantizar que no se supere la carga máxima de agua resistida por el muro se propone la realización de unas ventanas aliviadero en el muro vertical que permitan un flujo controlado entre la cámara tranquilizadora y el resto del pozo; en el presente informe se indica un esquema de esta posible solución

Jose Mª Velasco
Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Septiembre de 2010

amatria
ingeniería
www.amatria.com

ANEJOS

- **Sección Hormigón armado**
- **Flexión Simple**
- **Comprobación a cortante**

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera Trinidad
Fecha: 08/09/2010
Hora: 17:55:38

Características mecánicas de las secciones

1 Datos

- 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 : MUR_0.20

b [m] = 1.00

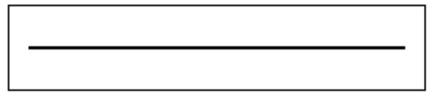
h [m] = 0.20

ri [m] = 0.100

rs [m] = 0.100

A_i [cm2] = 5.65

A_s [cm2] = 0.00



2 Resultados

	Sección bruta	Sección homogeneizada
A [m²]	0.2000	0.204
Ix [m4]	0.0007	0.0007
Iy [m4]	0.0167	0.0169
ix [m]	0.06	0.06
iy [m]	0.29	0.29
x´g [m]	0.50	0.50
y´g [m]	0.10	0.10

	Sección fisurada
Ix [m4]	0.0000
Mfis [kN·m]	17.1
y´fis [m]	0.02

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera Trinidad
Fecha: 08/09/2010
Hora: 18:39:07

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- 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

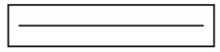
Sección : MUR_0.20

b [m] = 1.00

h [m] = 0.20

ri [m] = 0.100

rs [m] = 0.100

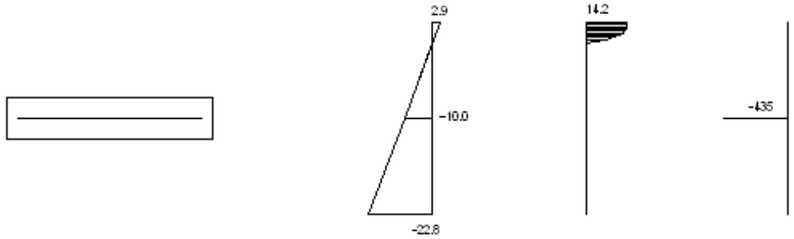


2 Comprobación

At [cm²] = 5.7

Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 22.5



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.023

1/r [1/m]·1.E-3 = 128.8

εs ·1.E-3 = 2.9

εi ·1.E-3 = -22.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.100	0.0	-10.0	0.0
0.100	5.7	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera Trinidad
Fecha: 08/09/2010
Hora: 18:38:08

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- 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

- Tipo de elemento estructural

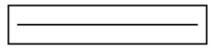
Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

Sección : MUR_0.20

b0 [m] = 1.00

h [m] = 0.20



2 Comprobación

ρl [·1.E-3] = 6

Nd [kN] = 0.0

Vu [kN] = 71.4

Miguel Abellan Alcaraz

De: Gloria Sánchez Rodríguez [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: martes, 14 de septiembre de 2010 18:20
Para: Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz; Alonso Ortega Crespo; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: isaac calvo; Gemma Verdejo Vicente
Asunto: Fwd: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - Re: Nota técnica: Cámara tranquilizadora pozo de bombas salto del carnero

Buenas tardes:

Os reenvío la aprobación de la cámara tranquilizadora que ya os transmitimos telefónicamente el viernes simplemente para que lo tengáis por escrito.

Un saludo.

----- Mensaje reenviado -----
De: "Jaime Burón García" <jaime.buron@inocsa.es>
Para: "Gloria Sánchez Rodríguez" <gloria.sanchez@inocsa.es>
CC: "Juan Facundo Ayuso" <facundo.ayuso@inocsa.es>, "isaac calvo" <isaac.calvo@inocsa.es>, "Francisco Javier Marco Ventura" <javier.marco@inocsa.es>, "Concepcion Ricart" <concepcion.ricart@inocsa.es>, "Fernando Martínez García" <fmargar@inocsa.es>
Enviados: Martes, 14 de Septiembre 2010 10:20:33 GMT +01:00 Amsterdam / Berlín / Berna / Roma / Estocolmo / Viena
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - Re: Nota técnica: Cámara tranquilizadora pozo de bombas salto del carnero

Gloria,

Paso a dejar por escrito lo comentado telefónicamente el viernes pasado sobre la propuesta estructural de la cámara tranquilizadora, dado el carácter urgente con el que recibimos la información:

Revisado el "Estudio del comportamiento estructural del muro de la cámara tranquilizadora del pozo de bombas" emitido por AMATRIA Ingeniría como parte de las obras del Sector Sagrera, podemos afirmar que:

- *En la documentación recibida se justifica de forma completa la validez estructural de los elementos que conforman la cámara propuesta en coherencia con las condiciones de contorno y de acuerdo a la normativa vigente y a la situación de carácter accidental analizada (obstrucción de las ventanas inferiores de conexión con el pozo y desequilibrio máximo de agua de 2 metros). Así mismo, en el "Estudio..." se propone la ejecución de ventanas en el muro de la cámara para asegurar que no se sobrepasa la altura máxima indicada de agua con empuje no compensado.*
- *En la documentación recibida se incluyen croquis de geometría y armado suficientes para la definición del elemento en estudio y coherentes con los cálculos justificativos adjuntos.*

En consecuencia, no encotramos impedimento para comenzar con la ejecución del elemento en estudio según su definición en los croquis adjuntos.

Un saludo,

----- Original Message -----
From: Gloria Sánchez Rodríguez
To: Jaime Burón García ; Juan Facundo Ayuso
Cc: isaac calvo
Sent: Thursday, September 09, 2010 4:29 PM

Subject: Nota técnica: Cámara tranquilizadora pozo de bombas salto del carnero

Buenas tardes Jaime:

En el pozo de bombas del Salto del Carnero están ejecutando una cámara tranquilizadora que no formaba parte de la estructura que en su día validasteis. En obra hemos visto que estaban ejecutando el muro de la cámara (de 3.5m) sólo con un mallazo. Pensando que en un determinado momento podía acumularse agua a un lado del muro y al otro no (tampoco dijimos que se obstruyeran por completo las 6 ventanas como ellos dicen pero en fin...) les hemos parado el tajo y hemos pedido que lo estudiasen estructuralmente. Te adjunto para su revisión el informe que nos han entregado.

Como te he comentado, el tajo está parado, asi que cuando saques un hueco para revisarlo nos dices algo. (Lo he estado mirando y no creo que te lleve mucho tiempo, lo prometo!)

Gracias Jaime.

Un saludo.

----- Mensaje reenviado -----
De: "Miguel Abellan Alcaraz" <mabellan@isoluxcorsan.com>
Para: "isaac calvo" <isaac.calvo@inocsa.es>
CC: "Alonso Ortega Crespo" <aortega@isoluxcorsan.com>, "Angela Diez Ruiz" <adiez@isoluxcorsan.com>, "Jose Vicente Peñas Bermudez" <jvpenas@isoluxcorsan.com>, "Gloria Sánchez Rodríguez" <gloria.sanchez@inocsa.es>, "gemma verdejo" <gemma.verdejo@inocsa.es>
Enviados: Jueves, 9 de Septiembre 2010 12:38:38 GMT +01:00 Amsterdam / Berlín / Berna / Roma / Estocolmo / Viena
Asunto: Nota técnica: Cámara tranquilizadora pozo de bombas salto del carnero

Adjunto nota técnica de verificación estructural de la cámara tranquilizadora del pozo de bombas,
se ha revisado la resistencia del muro bajo la hipótesis planteada desde la asistencia técnica de que las 6 ventanas inferiores de 50x50 cm quedaran obstruidas por completo en un momento determinado, partiendo de esta premisa, se analiza el muro y se comprueba que puede resistir una columna de agua no compensada de hasta 2 metros (cota +1.00), planteando el informe como posible solución ventanas aliviadero en el muro vertical que limiten la cota máxima del agua dentro de la cámara,

quedamos a la espera de su revisión para reiniciar los trabajo,
saludos

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

APÉNDICE 50 - CASETA GRUPO ELECTRÓGENO POZO DE BOMBAS

APÉNDICE 50 - CASETA GRUPO ELECTRÓGENO POZO DE BOMBAS.

ÍNDICE

1.- NOTA TÉCNICA CASETA GRUPO ELECTRÓGENO POZO DE BOMBAS.

2.- APROBACIÓN CÁLCULOS CASETA GRUPO ELECTRÓGENO

PROYECTO: **CORSAN CORVIAN**
Caseta grupo

1. ANTECEDENTES

Referencia: PROYECTO CASETA GRUPO
Fecha: OCTUBRE 2010
Cliente: CORSAN-CORVIAN
Nombre de la obra: AVE PRAT

La presente Memoria de Cálculo se refiere al proyecto del muro, de las vigas de la caseta de grupo.

2. MATERIALES

Las calidades resistentes que se exigen y han estado consideradas en los cálculos del proyecto de la estructura del hormigón y acero son:

Hormigón:

Hormigón……..... HA-25/B/20/IIa (fck=25 N/mm²)

Fábrica:

Bloque hormigón hueco 40x20x20…….. R10
Mortero…….. M7.5 (fk = 7.5 N/mm^2)

Acero corrugado:

Acero en la cimentación..... B 500 S (fyk= 500 N/mm²)

Acero laminado:

Acero tipo S275JR con las siguientes características:

fy (tensión de límite elástico)	275 N/mm^2
δ (peso específico del acero)	7850 kg/m^3
E (módulo de elasticidad)	200 kN/mm²
α (coeficiente de dilatación térmica lineal)	1,2x10^{-5} ºC^{-1}
ν (coeficiente de Poisson)	0.30

3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

3.1 Coeficientes de seguridad para materiales

Hormigón Armado:

Coeficiente de seguridad del acero.....γ_s= 1.15

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γ_c= 1.50

Acero Laminado:

Coeficiente de seguridad del acero.....γ_s= 1.00

3.2 Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes….1.35
Coeficiente de seguridad para combinatorias…… 0.60

4.ACCIONES

Se ha considerado el peso propio de los elementos y las siguientes cargas de uso

snow:.....0.40 kN/m² carga uniforme nieve
f1:……1.00kN/m² carga uniforme mantenimiento
viento:……..0.60kN/m² carga uniforme viento en cubierta
1.0kN/m² carga uniforme viento en muro de bloques
Peso propio cubierta metalica…..0.20kN/m² peso propio cubierta metálica

5. METODOLOGÍA Y PROCESO DE CÁLCULO

El análisis se ha realizado mediante programas de fabricación propia. La metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo.

6. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructura Hormigón	EHE-98. CTE.
Estructura de bloques	Eurocódigos. CTE
Hipótesis de Carga y Combinaciones	EHE-98 y Eurocódigos. CTE.

7. RESULTADOS

Valores de cálculo viga IPE240

Mdmax = 16.70kNm
Vdmax= 14.20kN
Mk = 11.70kNm

δmax=7.33mm

8. CONCLUSIONES

Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de las estructuras.

En los anejos se muestran los cálculos realizados.

Jose Mª Velasco
Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Octubre de 2010

Descripción de los bloques

Comprobación muro 1-2

Serie : Lisa
Bloque : 40x20x20

Longitud : 39.00 cm
Altura : 19.00 cm
Anchura : 19.00 cm

Dimensiones del muro

Longitud : 4.50 m
Altura : 3.60 m

Materiales

Tipo de mortero : M7.5
Resistencia de la fábrica : R10
Acero de barras : B 500 S, Control normal
Acero para tendeles (celosías) : B 500 S, tipo Celosía

Apoyos

Pie : Apoyado
Cabeza : Libre
Izquierda : Apoyado
Derecha : Apoyado

Combinaciones

Axil (KN)	Cortante (KN)	Flector (KN·m)	Presión de viento (KN/m2)	Con sismo
0.00	0.00	0.00	1.00	

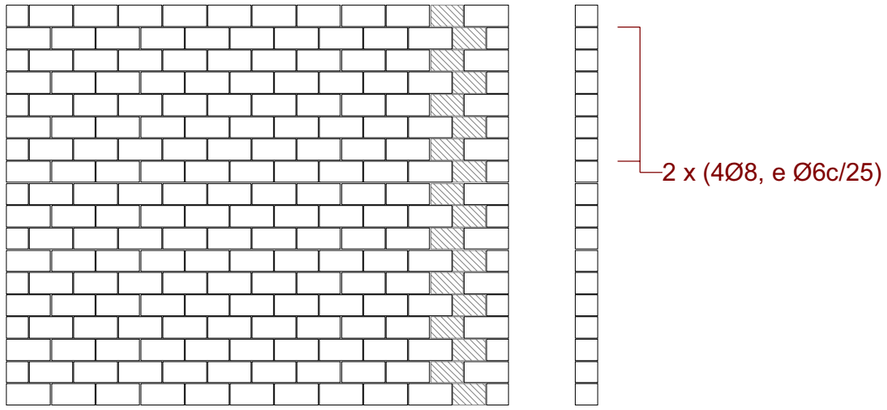
Comprobación

Referencia: BLOQUES BARRUCA, S.L., Lisa y 40x20x20		
Comprobación	Valores	Estado
Espesor del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 5.1.3.*	Mínimo: 100 mm Calculado: 200 mm	Cumple
Relación altura a espesor del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.4.6.*	Máximo: 27 Calculado: 10.16	Cumple
Espesor de la junta: *Eurocódigo 6. Artículo 5.1.5.*	Mínimo: 8 mm Máximo: 15 mm	
- Vertical:	Calculado: 10 mm	Cumple
- Horizontal:	Calculado: 9 mm	Cumple
Diámetro mínimo: - Vertical: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.4.*	Mínimo: 6 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación armadura: - Vertical: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.8.*	Máximo: 600 mm Calculado: 600 mm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.3.*		
- Vertical:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00167	Cumple
- Horizontal:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.00059	Cumple
Separación máxima entre barras: - Vigas-Zuncho: *Recomendación de NORMABLOC.*	Máximo: 2600 mm Calculado: 2194.2 mm	Cumple
Axil de compresión: *Eurocódigo 6. Artículo 4.4.2.*		
- Base (viento):	Máximo: 1374.53 KN Calculado: 71.51 KN	Cumple
- Quinto central inferior (viento):	Máximo: 1275.85 KN Calculado: 42.9 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Máximo: 1374.53 KN Calculado: 0 KN	Cumple
- Quinto central superior (viento):	Máximo: 1275.85 KN Calculado: 28.6 KN	Cumple
Axil de tracción: *Criterio de CYPE Ingenieros.*	Máximo: 786.75 KN	
- Base (viento):	Calculado: 0 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Calculado: 0 KN	Cumple
Cortante en el plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.2.*	Calculado: 0 KN	
- Base (viento):	Máximo: 54 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Máximo: 32.4 KN	Cumple
Flexión en el plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.1.6.*	Máximo: 348.27 KN·m	
- Base (viento):	Calculado: 0 KN·m	Cumple
- Cabeza (viento):	Calculado: 0 KN·m	Cumple
Flexión transversal al plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.1.6.*		
- Vertical (viento):	Máximo: 6.09 KN·m Calculado: 0.65 KN·m	Cumple
- Horizontal (viento):	Máximo: 3.38 KN·m Calculado: 1.9 KN·m	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Altura efectiva: 2.03 m (Eurocódigo 6. Artículo 4.4.4.3.)		

Medición

Número de piezas completas	:	198
Número de medias piezas	:	18
Número de piezas de relleno	:	18
Volumen de hormigón en alveolos	:	0.85 m3
Refuerzos verticales	:	9 Ø16
Refuerzos horizontales	:	18 Juntas horizontales de 9.5 mm 2 hiladas con 4 Ø8, estribos Ø6c/25 (Vigas-Zuncho)

Plano



Descripción de los bloques

COMPROBACIÓN MURO 3-4

Serie : Lisa
Bloque : 40x20x20

Longitud : 39.00 cm
Altura : 19.00 cm
Anchura : 19.00 cm

Dimensiones del muro

Longitud : 8.00 m
Altura : 3.60 m

Materiales

Tipo de mortero : M7.5
Resistencia de la fábrica : R10
Acero de barras : B 500 S, Control normal
Acero para tendeles (celosías) : B 500 S, tipo Celosía

Apoyos

Pie : Apoyado
Cabeza : Libre
Izquierda : Apoyado
Derecha : Apoyado

Combinaciones

Axil (KN)	Cortante (KN)	Flector (KN·m)	Presión de viento (KN/m2)	Con sismo
0.00	0.00	0.00	1.00	

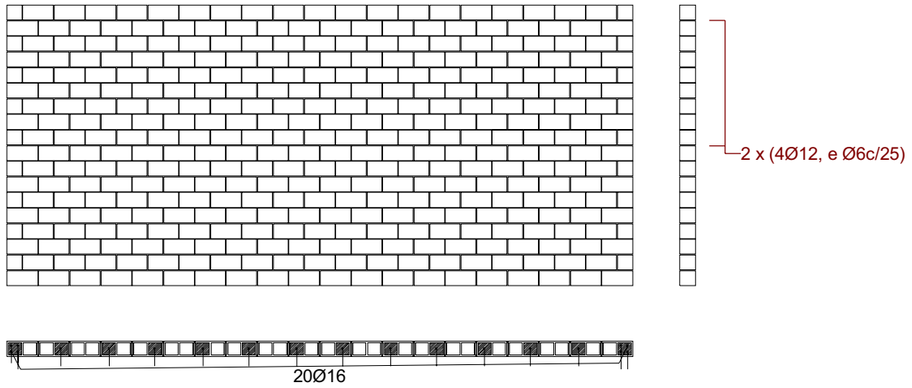
Comprobación

Referencia: BLOQUES BARRUCA, S.L., Lisa y 40x20x20		
Comprobación	Valores	Estado
Espesor del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 5.1.3.*	Mínimo: 100 mm Calculado: 200 mm	Cumple
Relación altura a espesor del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.4.6.*	Máximo: 27 Calculado: 18	Cumple
Espesor de la junta: *Eurocódigo 6. Artículo 5.1.5.*	Mínimo: 8 mm Máximo: 15 mm	
- Vertical:	Calculado: 10 mm	Cumple
- Horizontal:	Calculado: 9 mm	Cumple
Diámetro mínimo: - Vertical: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.4.*	Mínimo: 6 mm Calculado: 16 mm	Cumple
Separación armadura: - Vertical: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.8.*	Máximo: 600 mm Calculado: 600 mm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Eurocódigo 6. Artículo 5.2.3.*		
- Vertical:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00167	Cumple
- Horizontal:	Mínimo: 0.0003 Calculado: 0.00133	Cumple
Separación máxima entre barras: - Vigas-Zuncho: *Recomendación de NORMABLOC.*	Máximo: 2600 mm Calculado: 1795.2 mm	Cumple
Axil de compresión: *Eurocódigo 6. Artículo 4.4.2.*		
- Base (viento):	Máximo: 2522.29 KN Calculado: 127.13 KN	Cumple
- Quinto central inferior (viento):	Máximo: 1894.62 KN Calculado: 76.28 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Máximo: 2522.29 KN Calculado: 0 KN	Cumple
- Quinto central superior (viento):	Máximo: 1894.62 KN Calculado: 50.85 KN	Cumple
Axil de tracción: *Criterio de CYPE Ingenieros.*	Máximo: 1748.34 KN	
- Base (viento):	Calculado: 0 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Calculado: 0 KN	Cumple
Cortante en el plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.2.*	Calculado: 0 KN	
- Base (viento):	Máximo: 96 KN	Cumple
- Cabeza (viento):	Máximo: 57.6 KN	Cumple
Flexión en el plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.1.6.*	Máximo: 2518.04 KN·m	
- Base (viento):	Calculado: 0 KN·m	Cumple
- Cabeza (viento):	Calculado: 0 KN·m	Cumple
Flexión transversal al plano del muro: *Eurocódigo 6. Artículo 4.7.1.6.*		
- Vertical (viento):	Máximo: 6.09 KN·m Calculado: 1.21 KN·m	Cumple
- Horizontal (viento):	Máximo: 6.98 KN·m Calculado: 3.23 KN·m	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Altura efectiva: 3.6 m (Eurocódigo 6. Artículo 4.4.4.3.)		

Medición

Número de piezas completas	:	351
Número de medias piezas	:	18
Volumen de hormigón en alveolos	:	1.33 m3
Refuerzos verticales	:	20 Ø16
Refuerzos horizontales	:	18 Juntas horizontales de 9.5 mm 2 hiladas con 4 Ø12, estribos Ø6c/25 (Vigas-Zuncho)

Plano



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

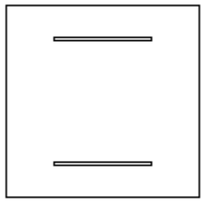
Obra: Corsan
Fecha: 20/10/2010
Hora: 9:36:32

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

- Sección

Sección : 0.20X0.20
b [m] = 0.20
h [m] = 0.20
ri [m] = 0.035
rs [m] = 0.035
A_i [cm2] = 2.26
A_s [cm2] = 2.26



- Rigidez

Inercia considerada : Bruta
E·I [kN·m²] = 3635

- Estructura

Longitud [m] = 1.70

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

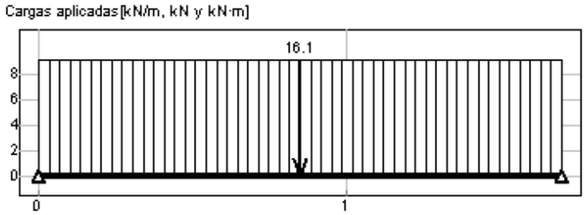
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.85	16.1

Cargas distribuidas uniformes :

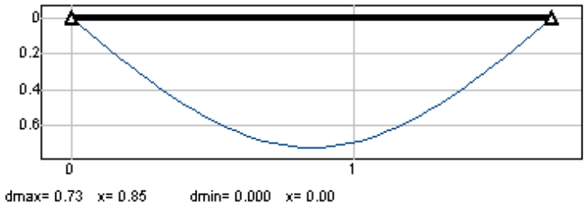
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	1.7	9.12

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



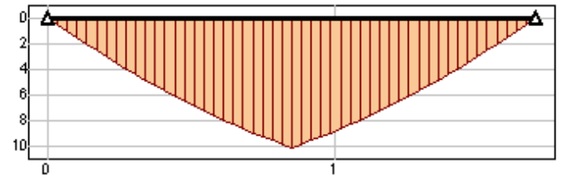
2 Resultados

- Deformada [mm]



dmax= 0.73 x= 0.85 dmin= 0.000 x= 0.00

- Ley de flectores [kN·m]

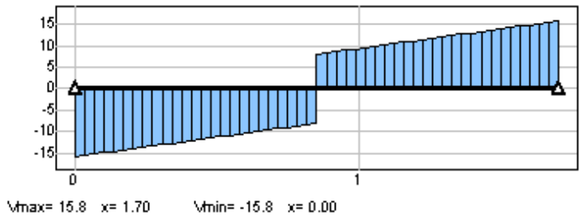


Mmax= 10.1 x= 0.85 Mmin= -0.0 x= 0.00

- Ley de cortantes [kN]

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com



Vmax= 15.8 x= 1.70 Vmin= -15.8 x= 0.00

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	15.8	15.8
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	1.31	-0.00	-15.80
0.03	0.04	1.31	0.53	-15.49
0.07	0.09	1.30	1.05	-15.18
0.10	0.13	1.29	1.56	-14.87
0.14	0.18	1.27	2.06	-14.56
0.17	0.22	1.25	2.55	-14.25
0.20	0.26	1.23	3.03	-13.94
0.24	0.30	1.20	3.50	-13.63
0.27	0.34	1.16	3.96	-13.32
0.31	0.38	1.12	4.41	-13.01
0.34	0.42	1.08	4.85	-12.70
0.37	0.46	1.03	5.27	-12.39
0.41	0.49	0.98	5.69	-12.08
0.44	0.52	0.93	6.09	-11.77
0.48	0.55	0.87	6.49	-11.46
0.51	0.58	0.80	6.87	-11.15
0.54	0.61	0.74	7.25	-10.84
0.58	0.63	0.67	7.61	-10.53
0.61	0.65	0.60	7.96	-10.22
0.65	0.67	0.52	8.31	-9.91
0.68	0.69	0.44	8.64	-9.60
0.71	0.70	0.36	8.96	-9.29
0.75	0.71	0.27	9.27	-8.98
0.78	0.72	0.18	9.57	-8.67
0.82	0.72	0.09	9.86	-8.36
0.85	0.73	0.00	10.14	-8.05
0.85	0.73	0.00	10.14	8.05
0.88	0.72	-0.09	9.86	8.36
0.92	0.72	-0.18	9.57	8.67
0.95	0.71	-0.27	9.27	8.98
0.99	0.70	-0.36	8.96	9.29
1.02	0.69	-0.44	8.64	9.60
1.05	0.67	-0.52	8.31	9.91
1.09	0.65	-0.60	7.96	10.22
1.12	0.63	-0.67	7.61	10.53
1.16	0.61	-0.74	7.25	10.84
1.19	0.58	-0.80	6.87	11.15
1.22	0.55	-0.87	6.49	11.46
1.26	0.52	-0.93	6.09	11.77
1.29	0.49	-0.98	5.69	12.08
1.33	0.46	-1.03	5.27	12.39
1.36	0.42	-1.08	4.85	12.70
1.39	0.38	-1.12	4.41	13.01
1.43	0.34	-1.16	3.96	13.32
1.46	0.30	-1.20	3.50	13.63
1.50	0.26	-1.23	3.03	13.94
1.53	0.22	-1.25	2.55	14.25
1.56	0.18	-1.27	2.06	14.56
1.60	0.13	-1.29	1.56	14.87
1.63	0.09	-1.30	1.05	15.18
1.67	0.04	-1.31	0.53	15.49
1.70	0.00	-1.31	0.00	15.80

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

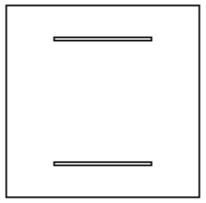
Obra: Corsan
Fecha: 20/10/2010
Hora: 9:51:12

Análisis elástico de vigas de un vano

1 Datos

- Sección

Sección : 0.20X0.20
b [m] = 0.20
h [m] = 0.20
ri [m] = 0.035
rs [m] = 0.035
A_i [cm2] = 2.26
A_s [cm2] = 2.26



- Rigidez

Inercia considerada : Bruta
E·I [kN·m²] = 3635

- Estructura

Longitud [m] = 1.70

Vinculación de los extremos de la viga :
Extremo izquierdo : Apoyo
Extremo derecho : Apoyo

- Cargas

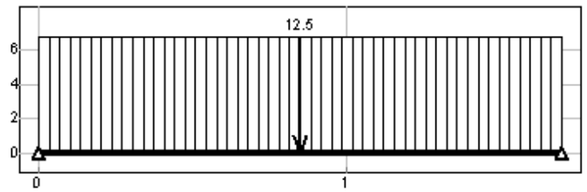
Cargas puntuales :

xp [m]	P [kN]
0.85	12.5

Cargas distribuidas uniformes :

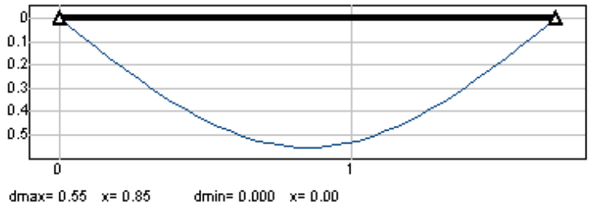
xi [m]	xf [m]	q [kN/m]
0	1.7	6.75

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



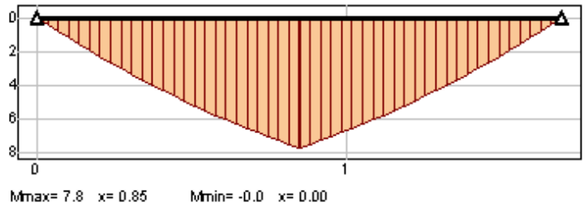
2 Resultados

- Deformada [mm]



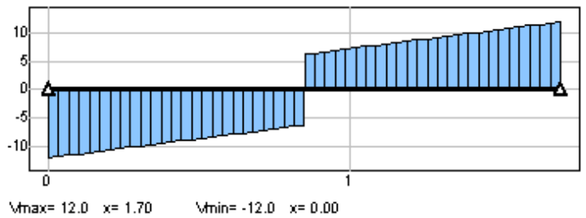
dmax= 0.55 x= 0.85 dmin= 0.000 x= 0.00

- Ley de flectores [kN·m]



Mmax= 7.8 x= 0.85 Mmin= -0.0 x= 0.00

- Ley de cortantes [kN]



Vmax= 12.0 x= 1.70 Vmin= -12.0 x= 0.00

- Reacciones

	x=0	x=L
R [kN]	12.0	12.0
M [kN·m]	-----	-----

- Listados de esfuerzos

x [m]	δ [Mm]	θ [mrad]	M [kN·m]	V [kN]
0.00	0.00	1.00	-0.00	-11.99
0.03	0.03	1.00	0.40	-11.76
0.07	0.07	0.99	0.80	-11.53
0.10	0.10	0.98	1.19	-11.30
0.14	0.13	0.97	1.57	-11.07
0.17	0.17	0.96	1.94	-10.84
0.20	0.20	0.94	2.30	-10.61
0.24	0.23	0.91	2.66	-10.38
0.27	0.26	0.89	3.01	-10.15
0.31	0.29	0.86	3.35	-9.92
0.34	0.32	0.82	3.69	-9.69
0.37	0.35	0.79	4.01	-9.46
0.41	0.37	0.75	4.33	-9.23
0.44	0.40	0.71	4.64	-9.00
0.48	0.42	0.66	4.94	-8.77
0.51	0.44	0.61	5.24	-8.54
0.54	0.46	0.56	5.52	-8.32
0.58	0.48	0.51	5.80	-8.09
0.61	0.50	0.45	6.07	-7.86
0.65	0.51	0.40	6.34	-7.63
0.68	0.52	0.34	6.59	-7.40
0.71	0.53	0.27	6.84	-7.17
0.75	0.54	0.21	7.08	-6.94
0.78	0.55	0.14	7.31	-6.71
0.82	0.55	0.07	7.53	-6.48
0.85	0.55	0.00	7.75	-6.25
0.85	0.55	0.00	7.75	6.25
0.88	0.55	-0.07	7.53	6.48
0.92	0.55	-0.14	7.31	6.71
0.95	0.54	-0.21	7.08	6.94
0.99	0.53	-0.27	6.84	7.17
1.02	0.52	-0.34	6.59	7.40
1.05	0.51	-0.40	6.34	7.63
1.09	0.50	-0.45	6.07	7.86
1.12	0.48	-0.51	5.80	8.09
1.16	0.46	-0.56	5.52	8.32
1.19	0.44	-0.61	5.24	8.55
1.22	0.42	-0.66	4.94	8.77
1.26	0.40	-0.71	4.64	9.00
1.29	0.37	-0.75	4.33	9.23
1.33	0.35	-0.79	4.01	9.46
1.36	0.32	-0.82	3.69	9.69
1.39	0.29	-0.86	3.35	9.92
1.43	0.26	-0.89	3.01	10.15
1.46	0.23	-0.91	2.66	10.38
1.50	0.20	-0.94	2.30	10.61
1.53	0.17	-0.96	1.94	10.84
1.56	0.13	-0.97	1.57	11.07
1.60	0.10	-0.98	1.19	11.30
1.63	0.07	-0.99	0.80	11.53
1.67	0.03	-1.00	0.40	11.76
1.70	0.00	-1.00	0.00	11.99

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Corsan
Fecha: 20/10/2010
Hora: 10:01:18

Comprobación de secciones a flexión simple

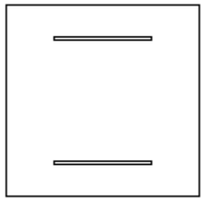
1 Datos

- 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 : 0.20X0.20
b [m] = 0.20
h [m] = 0.20
ri [m] = 0.035
rs [m] = 0.035

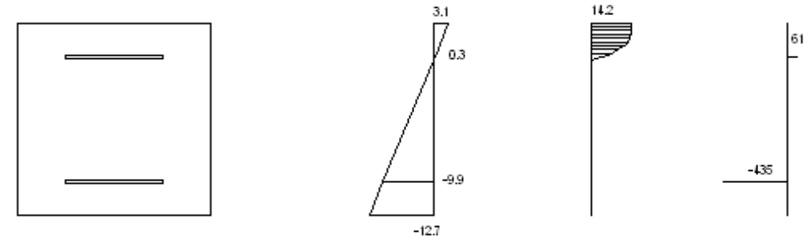


2 Comprobación

At [cm²] = 2.3
Ac [cm²] = 2.3

Mu [kN·m] = 14.7

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.039
1/r [1/m]·1.E-3 = 78.6
εs ·1.E-3 = 3.1
εi ·1.E-3 = -12.7

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.035	2.3	0.3	-60.9
0.165	2.3	-9.9	434.8

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Corsan
Fecha: 20/10/2010
Hora: 10:01:55

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

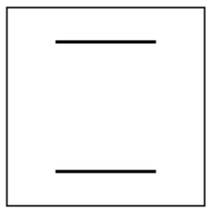
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

Sección : 0.20X0.20
b0 [m] = 0.20
h [m] = 0.20



2 Comprobación

ρl [·1.E-3] = 7
Nd [kN] = 0.0
Vu [kN] = 21.1

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Corsan
Fecha: 20/10/2010
Hora: 10:03:27

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25

Tipo de acero: B-500-S

fck [MPa] = 25.00

fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : I

Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

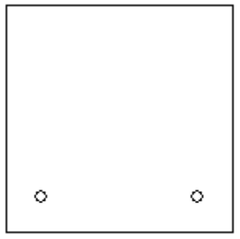
Sección : 0.20X0.20

b [m] = 0.20

h [m] = 0.20

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 12



capa	nº barras	Separación [mm]
1	2	31.0

As [cm²] = 2.3

Ac,ef [cm²] = 100.0

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

2 Resultados

Mk [kN·m] = 7.8

Separación media entre fisuras sm [mm] = 107.0

Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.99

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 106.8

Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 224.1

Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.18

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

Proyecto: Vigas caseta grupo

Cálculo de correa de cubierta. Extremos simplemente apoyados

Perfil propuesto: IPE200 Acero: **S-275-JR**

$\sigma_{adm} := 275 \frac{N}{mm^2}$ límite elástico $E := 210000000 \frac{kN}{m^2}$ Módulo de elasticidad Acero

$i := 2.60m$ intereje $L := 4.70m$ longitud de correa

$tf := 8.5mm$ espesor ala $tw := 5.6mm$ espesor alma $b := 100mm$ $h := 200mm$ dimensiones perfil

$A := 28.50cm^2$ área de la sección $I := 1943cm^4$ Inercia $y_g := 100mm$

$PP := 7.850 \frac{kN}{m^3} \cdot A$ $PP = 0.022 \frac{kN}{m}$ peso propio perfil

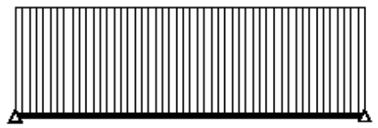
$f := 1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot i$ Sobrecarga mantenimiento

$q1 := 0.2 \frac{kN}{m^2} \cdot i$ Peso cubierta

$S := 0.40 \frac{kN}{m^2} \cdot i$ Nieve

$W := 0.60 \frac{kN}{m^2} \cdot i$ Viento

Cargas aplicadas [kN/m, kN y kN·m]



Combinación de diseño (mayoradas)

$cpqfs := PP \cdot 1.35 + f \cdot 1.5 + q1 \cdot 1.35 + S \cdot 0.9$ $cpqfs = 5.568 \frac{kN}{m}$

$cpqfw := PP \cdot 1.35 + f \cdot 1.5 + q1 \cdot 1.35 + W \cdot 0.9$ $cpqfw = 6.036 \frac{kN}{m}$

Combinación característica (sin mayorar)

$dpqfs := PP \cdot 1 + f \cdot 1 + q1 \cdot 1 + S \cdot 1$ $dpqfs = 4.182 \frac{kN}{m}$

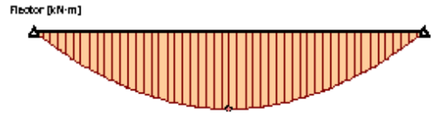
$dpqfw := PP \cdot 1 + f \cdot 1 + q1 \cdot 1 + W \cdot 1$ $dpqfw = 4.702 \frac{kN}{m}$

Cálculo de solicitaciones de diseño (mayoradas)

Momento máximo en el centro del vano

$M := cpqfw \cdot \frac{L^2}{8}$ $M = 16.667\,kN \cdot m$

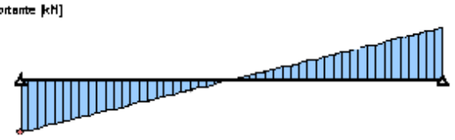
Flector [kN·m]



Cortante máximo en los extremos

$V := \frac{cpqfw \cdot L}{2}$ $V = 14.185\,kN$

Cortante [kN]



Cálculo de los esfuerzos:

$\sigma max := \frac{M \cdot y_g}{I}$ $\sigma max = 85.782 \frac{N}{mm^2}$

$comprobación_esfuerzos := if(\sigma max \le \sigma_{adm}, "Cumple", "No Cumple")$

$comprobación_esfuerzos = "Cumple"$

Cálculo de la deformación:

$\delta := 5 \cdot \frac{dpqfw \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$ $\delta = 7.322\,mm$

Deformación admisible

$\delta_{adm} := \frac{L}{250}$ $\delta_{adm} = 18.8\,mm$

$comprobación_flecha := if(\delta \le \delta_{adm}, "Cumple", "No Cumple")$

$comprobación_flecha = "Cumple"$

Jose Vicente Peñas Bermudez

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: martes, 14 de diciembre de 2010 12:58
Para: Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: Aprobación caseta grupo eléctrogeno

Buenos días:

Os reenvío la aprobación de la caseta del grupo electrógeno. Os recuerdo que estaba pendiente modificar las dimensiones del hueco de ventilación (aumentando 0.20m hacia abajo) para cumplir con los requisitos de ventilación.

Un saludo.

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: martes, 14 de diciembre de 2010 12:09
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Calvo Perales, Isaac; Ayuso Pagnacco, Facundo; Martinez Garcia, Fernando
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: Cálculo y Planos caseta grupo eléctrogeno

Gloria,

Revisada la NOTA TÉCNICA titulada "*CASETA GRUPO*" emitida por AMATRIA INGENIERÍA para las obras de del Sector Sagrera, podemos decir que en ella se justifica la validez del diseño estructural de todos los elementos principales (muro de bloques, dinteles y correas de cubierta) que componen la propuesta para la caseta en estudio mediante la comprobación satisfactoria de los Estados Límite determinantes y a partir de bases de cálculo y criterios de diseño coherentes con la normativa vigente y las condiciones de contorno de la obra.

Asimismo, en los planos adjuntos (planos 2.7.4, hojas 11 a 13 de 13) se definen de forma completa los elementos que conforman la propuesta estructural para la caseta, resultando coherentes con los cálculos justificativos y con alcance suficiente para abordar su ejecución.

En consecuencia, no encontramos impedimento para comenzar con la ejecución de la CASETA PARA GRUPO GENERADOR en estudio según su definición en los planos adjuntos al documento de "*CASETA GRUPO* ".

Un saludo,

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es
jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: jueves, 11 de noviembre de 2010 12:19
Para: Buron Garcia, Jaime; Ayuso Pagnacco, Facundo
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: Cálculo y Planos caseta grupo eléctrogeno

Buenos días Jaime:

Te adjunto nota técnica con el cálculo de una caseta para el grupo electrógeno del pozo de bombas.

Un saludo.

De: Angela Diez Ruiz [mailto:adiez@isoluxcorsan.com]
Enviado el: jueves, 11 de noviembre de 2010 10:54
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: Calvo Perales, Isaac; Perez Esque, Alfredo; Ricart, Concepcion
Asunto: RE: S-CON-4.3.1 Planos caseta grupo eléctrogeno

Adjunto informe y cálculos. Se colocarán rejillas en las entradas y salidas de aire, las incluiremos en la próxima revisión del plano.
Un saludo,

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [mailto:gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: miércoles, 10 de noviembre de 2010 18:53
Para: Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: Calvo Perales, Isaac; Perez Esque, Alfredo; Ricart, Concepcion
Asunto: S-CON-4.3.1 Planos caseta grupo eléctrogeno

Buenas tardes:

Para aprobar los planos de la caseta necesitamos:

-Nota técnica con el cálculo de la estructura.
- Detalle de los huecos de entrada y salida de aire, si llevan rejilla…
-Detalle del zuncho perimetral en las esquinas.

Un saludo.

Gloria Sánchez Rodríguez
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Jefa Oficina Técnica Sector Sagrera
A.C.O. L.A.V Madrid-Barcelona-F. Francesa
+34 933 529 752 650 360 792
gloria.sanchez@aecom.com

INOCSA, **Una Empresa AECOM**
Sagrera, 111, Bajos, Barcelona (08027), España
T +34 933 529 752 F +34 933 519 737
www.inocsa.es
www.aecom.com

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

APÉNDICE 51 - REVISIÓN CÁLCULOS PUENTE DEL TRABAJO

APÉNDICE 51 - REVISIÓN CÁLCULOS PUENTE DEL TRABAJO

ÍNDICE

1.- REVISIÓN ARMADURA TRANSVERSAL (CORTANTE)

1.1.- NOTA TÉCNICA VERIFICACIÓN TRANSVERSAL VIGAS 40B, 41A, 41B.

1.2.- NOTA TÉCNICA VERIFICACIÓN TRANSVERSAL VIGAS 40B, 41A, 41B_REV2

1.3.- INFORME APROBACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL VIGAS 40B, 41A, 41 B

2. - REVISIÓN ARMADURA DE TORSIÓN

2.1.- NOTA TÉCNICA COMPROBACIÓN TORSIONAL VIGAS 40B, 41A, 41B.

2.2.- APROBACIÓN COMPROBACIÓN TORSIONAL NOTA TÉCNICA

2.3.- INFORME APROBACIÓN TORSIONAL VIGAS 40B, 41A, 41 B

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Comprobación de la armadura transversal colocada en obra de las jácenas 40B, 41A y 41B del nuevo Pont del Treball Digne en la zona repicada

amatria
ingeniería
www.amatria.com

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: Mayo 2010
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Esta nota técnica hace referencia el proyecto "LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID ZARAGOZA – BARCELONA - FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA – NUDO DE LA TRINIDAD. SECTOR SAGRERA. Definición de la nueva solución estructural de la reposición del Pont del Treball Digne" redactado por GPO.

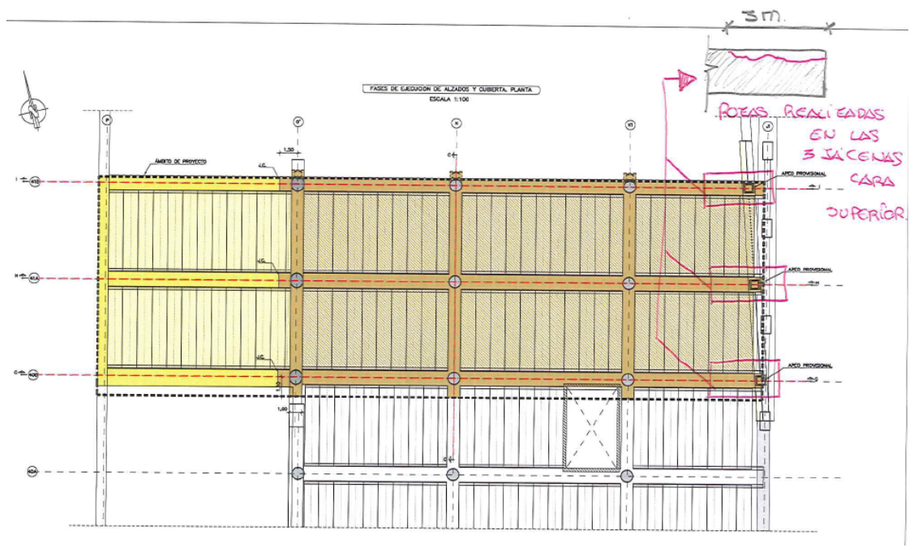
Dicha estructura, inicialmente concebida con una solución de losa maciza de hormigón armado in-situ, en el citado proyecto se ha rediseñado como una solución de jácenas armadas y forjado de placa prefabricada alveolar, para garantizar que la obra de la cubierta no interfiera con el desvío de las líneas de tren.

En fase de ejecución de las jácenas se ha decidido optimizar algunas de las armaduras transversales indicadas en proyecto con el objetivo de facilitar la ejecución y garantizar el correcto hormigonado sin comprometer las capacidades resistentes de las estructuras.

De acuerdo con la Dirección de obra se ha realizado una cata en la zona de apoyo de las jácenas correspondiente con la alineación J1 para comprobar la cuantía de armadura transversal dispuesta. Los resultados de la cata nos servirán para validar la correcta ejecución de la armadura de las jácenas.

2. OBJETO DE LA NOTA TECNICA

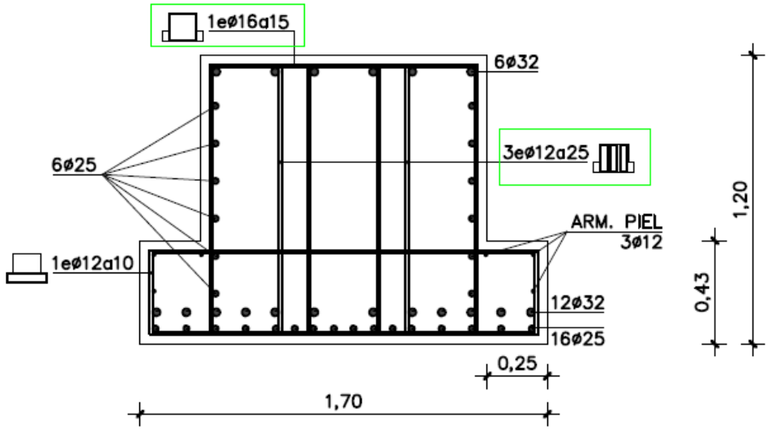
El objeto de la nota es comprobar la capacidad resistente de la armadura transversal colocada en obra en la zona de apoyo de la alineación J1, donde se ha realizado la cata. A continuación se muestra la zona interesada por la comprobación:



En la tabla siguiente se muestra un resumen del armado encontrado en las catas:

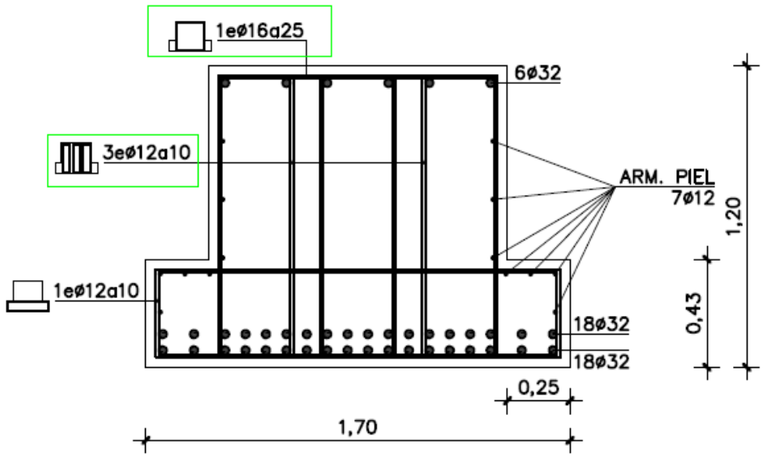
Jácena 40B apoyo J1

3eΦ12/0.25+1eΦ16/0.0.15



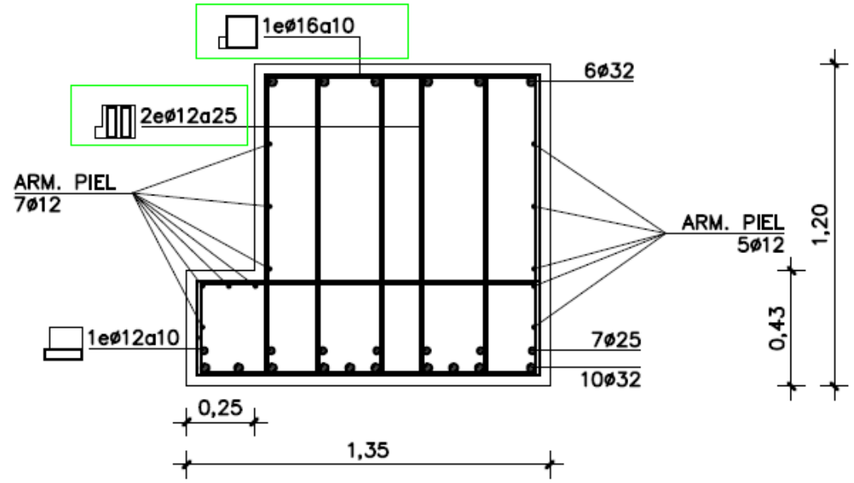
Jácena 41A apoyo J1

3eΦ12/0.10+1eΦ16/0.0.25



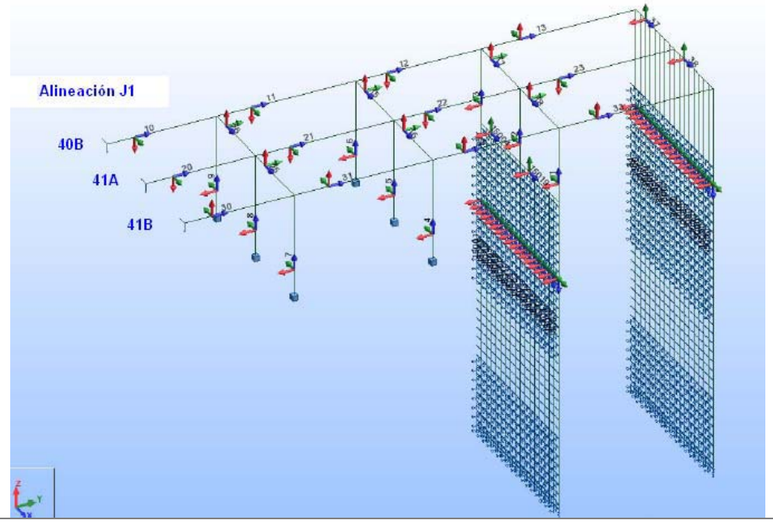
Jácena 41A apoyo J1

2eΦ12/0.25+1eΦ16/0.0.10



3. VALORACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS JÁCENAS CON EL ARMADO TRANSVERSAL EJECUTADO EN OBRA

Se ha comprobado la capacidad resistente de la armadura transversal colocada en obra frente a los esfuerzos actuantes de proyecto original, cuyos valores se obtienen de la memoria de cálculo de las jácenas de proyecto original para las secciones en examen. A continuación se muestra el modelo de estudio y los valores encontrados de proyecto original:



Modelo de estudio con numeración de barras que modelizan las jácenas en los diferentes vanos

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Comprobación de la armadura transversal colocada en obra de las jácenas 40B, 41A y 41B del nuevo Pont del Treball Digne en la zona repicada_rev2

amatria
ingeniería
www.amatria.com

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: Junio 2010
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Esta nota técnica hace referencia el proyecto "LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID ZARAGOZA – BARCELONA - FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA – NUDO DE LA TRINIDAD. SECTOR SAGRERA. Definición de la nueva solución estructural de la reposición del Pont del Treball Digne" redactado por GPO.

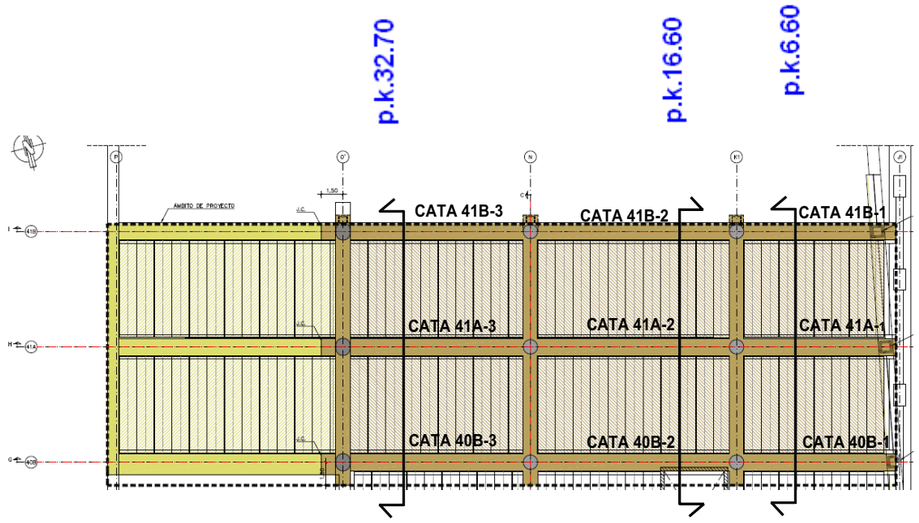
Dicha estructura, inicialmente concebida con una solución de losa maciza de hormigón armado in-situ, en el citado proyecto se ha rediseñado como una solución de jácenas armadas y forjado de placa prefabricada alveolar, para garantizar que la obra de la cubierta no interfiera con el desvío de las líneas de tren.

En fase de ejecución de las jácenas se ha decidido optimizar algunas de las armaduras transversales indicadas en proyecto con el objetivo de facilitar la ejecución y garantizar el correcto hormigonado sin comprometer las capacidades resistentes de las estructuras.

De acuerdo con la Dirección de obra se han realizado una serie de catas cercanas a la zona de apoyo de las jácenas correspondiente con las alineaciones K1 y O' para comprobar la cuantía de armadura transversal dispuesta. Los resultados de las catas nos servirán para validar la correcta ejecución de la armadura transversal de las jácenas.

2. OBJETO DE LA NOTA TECNICA

El objeto de la nota es comprobar la capacidad resistente de la armadura transversal colocada en obra en la zona de apoyo de la alineación K1 y O' donde se han realizado las catas. A continuación se muestra las zonas afectadas por la comprobación:



Planta del nuevo puente de trabajo con las catas realizadas.

A continuación se muestra un resumen de la armadura transversal encontrada en las catas realizadas por la constructora. Según información facilitada por la constructora este armado es el armado dispuesto entre la cata y el empotramiento en el pilar:

Jácena 40B

Apoyo K1
CATA 1 3eΦ12/0.10 + 2eΦ16/0.10
CATA 2 3eΦ12/0.15 + 2eΦ16/0.15

Apoyo O'
CATA 3 3eΦ12/0.10 + 1eΦ16/0.15 armado 1
3eΦ12/0.25 + 1eΦ16/0.15 armado 2

Jácena 41A

Apoyo K1
CATA 1 3eΦ12/0.25 + 1eΦ12/0.10
CATA 2 3eΦ12/0.10 + 1eΦ12/0.10

Apoyo O'
CATA 3 3eΦ12/0.10 + 1eΦ12/0.10

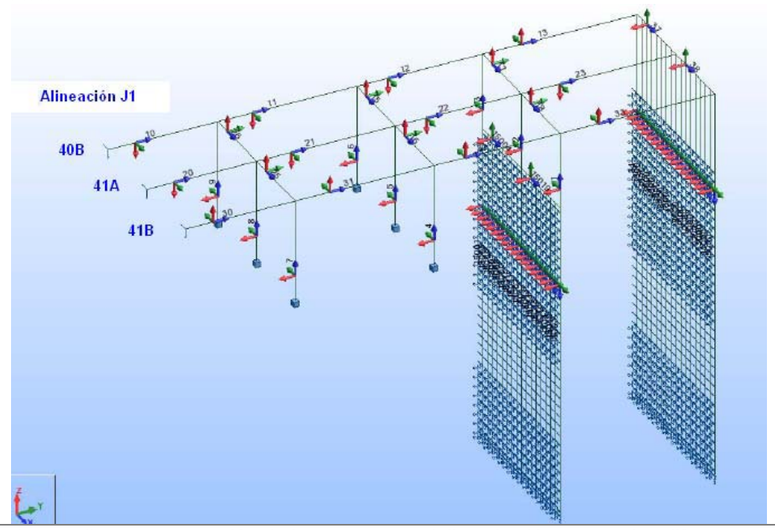
Jácena 41B

Apoyo K1
CATA 1 2eΦ12/0.15 + 2eΦ16/0.10
CATA 2 2eΦ12/0.15 + 2eΦ16/0.10

Apoyo O'
CATA 3 2eΦ16/0.15 + 1eΦ16/0.15

3. VALORACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS JÁCENAS CON EL ARMADO TRANSVERSAL EJECUTADO EN OBRA

Se ha comprobado la capacidad resistente de la armadura transversal colocada en obra frente a los esfuerzos actuantes de proyecto original, cuyos valores se obtienen de la memoria de cálculo de las jácenas de proyecto original para las secciones en examen. A continuación se muestra el modelo de estudio:



Modelo de estudio con numeración de barras que modelizan las jácenas en los diferentes vanos

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Para el armado longitudinal de las secciones en examen, se ha considerado el armado indicados en los planos que, según las informaciones proporcionadas por la empresa constructora, coincide con el armado colocado en obra.

Se ha considerado tanto para el cortante como para el torsor los esfuerzos pésimos que se encuentran en la zonas de empotramiento con los pilares indicados en proyecto original.

En las tablas que se adjuntan a continuación se muestran las comprobaciones frente a cortante y momento torsor de las secciones objeto de estudio, correspondientes a las catas realizadas en cada jácena:

3.1 Jácena 40B

Jácena 40B CATA 40B-1	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.10	67.8	3445	-	67.8	67.8 - 67.8=0
Torsor: 2eΦ16/0.10	40.2	-	728	11.2	2·(40.2 - 11.2)=58
					Balance total= +58.0cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes

Jácena 40B CATA 40B-2	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.15	45.2	3445	-	67.8	45.5 - 67.8=-22.3
Torsor: 2eΦ16/0.15	26.8	-	304.3	4.7	2·(26.8 - 4.7)=+44.20*
					Balance total= +21.9cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes

Jácena 40B CATA 40B-3 armado 1	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.10	67.8	3445	-	67.8	67.8 - 67.8=0
Torsor: 1eΦ16/0.15	13.40	-	424.3	6.5	2·(13.4 - 6.5)=+13.8*
					Balance total= +13.8cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Jácena 40B CATA 40B-3 armado 2	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.25	27.1	501	-	16	27.1 - 16=11.1
Torsor: 1eΦ16/0.15	13.40	-	326.4	4.1	2·(13.4 – 4.1)=+18.6*
					Balance total= +29.7cm²/m
*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.					

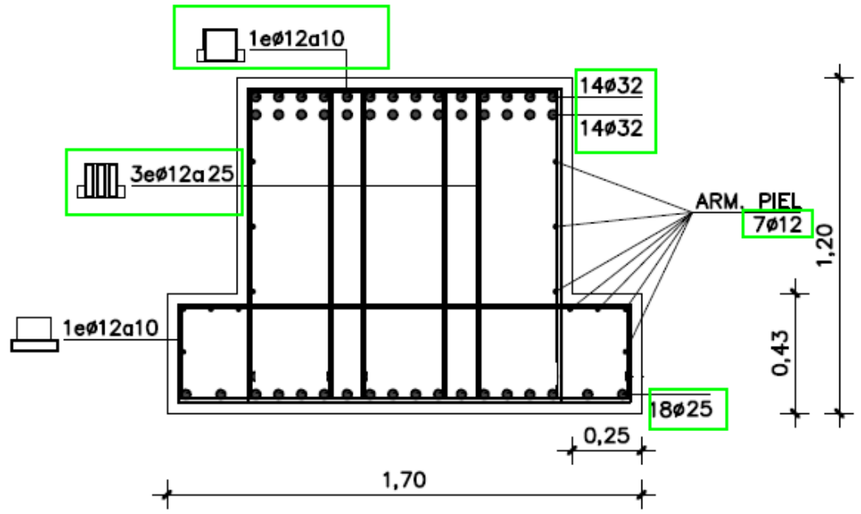
Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

3.2 Jácena 41A

Jácena 41A apoyo K1 lado cata en tramo J1 K1

3eΦ12/0.25+1eΦ12/0.10



Para el armado longitudinal de las secciones en examen, se ha considerado el armado indicados por la empresa constructora.y que se marca en la imagen anterior.

En la tabla a continuación se muestran las comprobaciones frente a cortante y momento torsor de las secciones objeto de la cata 41A-1 para cada jácena:

Jácena 41A CATA 41A-1	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.25	27.12	3221.75	-	38.30**	27.12-38.3=-11.18
Torsor: 1eΦ12/0.10	11.30	-	724.32	5.40**	2·(11.30-5.4)=+11.80*
					Balance total= +0.62cm²/m
*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante. En el cálculo tanto a cortante como a torsor se ha considerado una inclinación de las bielas de 26º					

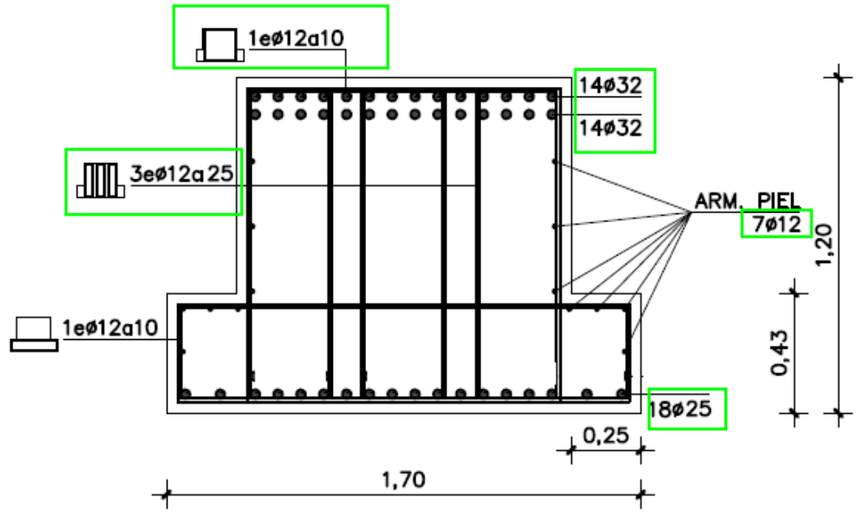
Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

Para este caso, debido a la hipótesis utilizada, bielas comprimida a 26º para la comprobación de resistencia a momento torsor, se procede a verificar que la cuantía longitudinal colocada sigua cumpliendo los criterios de resistencia:

Jácena 41A CATA 41A-1	Armado long (cm²/m)	Md (kNm)	Mt (kNm)	Cuantía longitudinal necesaria por momento flector (cm²/m)	Cuantía longitudinal necesaria por momento torsor (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cara superior 28Φ32	225.1	6872.4	724.32	160.8	20.6	225.1-(160.8+20.6)=43.70
Armadura de cada esquina excedente en la cara superior que colabora a la resistencia de la cara lateral: 2Φ32=16.1cm² por cara						
Cara inferior 18Φ25	88.4	-	724.32	0.00	20.6	88.4-20.6=67.80
Armadura de cada esquina excedente en la cara inferior que colabora a la resistencia de la cara lateral: 1Φ25=4.91cm² por cara						
Caras laterales 3Φ12+ 2Φ32*+1Φ25*	24.38		724.32	-	20.6	24.38-20.6=3.78*
* Armadura de esquina superior/inferior						

Jácena 41A apoyo K1 lado cata en tramo K1 N

3eΦ12/0.25+1eΦ12/0.10



Para el armado longitudinal de las secciones en examen, se ha considerado el armado indicados por la empresa constructora.y que se marca en la imagen anterior.

En la tabla a continuación se muestran las comprobaciones frente a cortante y momento torsor de las secciones objeto de la cata 41A-1 para cada jácena:

Jácena 41A CATA 41A-2	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.10	67.8	1900	-	23.2**	67.8-23.2=+44.6
Torsor: 1eΦ12/0.10	11.30	-	283	8.3**	11.30-8.3=+3.0*
Balance total = +47.6cm²/m					
*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante. En el cálculo tanto a cortante como a torsor se ha considerado una inclinación de las bielas de 26º					

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

Para este caso, debido a la hipótesis utilizada, bielas comprimida a 26º para la comprobación de resistencia a momento torsor, se procede a verificar que la cuantía longitudinal colocada sigua cumpliendo los criterios de resistencia:

Jácena 41A CATA 41A-2	Armado long (cm²/m)	Md (kNm)	Mt (kNm)	Cuantía longitudinal necesaria por momento flector (cm²/m)	Cuantía longitudinal necesaria por momento torsor (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cara superior: 28Φ32	225.1	8325.6	283	206.2	8.1	225.1-(206.2+8.1)=+10.70
Armadura de cada esquina excedente en la cara superior que colabora a la resistencia de la cara lateral: 2Φ32=16.1cm² por cara						
Cara inferior: 18Φ25	88.4	-	283	0.00	8.1	88.4-8.1=+80.3
Armadura de cada esquina excedente en la cara inferior que colabora a la resistencia de la cara lateral: 1Φ25=4.91cm² por cara						
Caras laterales (por cara): 3Φ12+ 2Φ32*+1Φ25*	24.38		283	-	8.1	24.38-20.6=+3.78*
* Armadura de esquina superior/inferior						

Jácena 41A apoyo O' lado cata en tramo O'N

3eΦ12/0.1 + 1eΦ12/0.10

Jácena 41A CATA 41A-3	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.10	67.8	1600	-	20.3	67.8 – 20.3 = +47.5
Torsor*: 1eΦ12/0.10	11.30	-	285.5	4.4	11.3-4.4=+6.90
Balance total=+54.4					

3.3 Jácena 41B

Jácena 41B CATA 41B-1	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 2eΦ12/0.15	30.15	1691	-	30.15	30.15 - 30.15=+0
Torsor: 2eΦ16/0.10	40.2	-	2281.7	35.1	2·(40.2 - 35.1)=+10.2
					Balance total= +10.2cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

Jácena 40B CATA 41B-2	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 2eΦ12/0.15	30.15	1691	-	30.15	30.15 - 30.15=+0
Torsor: 2eΦ16/0.10	40.2	-	347.6	5.4	2·(40.2 - 5.4)=+69.6
					Balance total= +69.6 cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

Jácena 40B CATA 41B-3	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 2eΦ16/0.15	53.6	2643.55	-	53.6	53.6 - 53.6=+0
Torsor: 1eΦ16/0.15	13.40	-	387.8	6.0	2·(13.4 - 6.0)=+14.8*
					Balance total= +14.8cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

4. CONCLUSIONES

De acuerdo con las informaciones proporcionadas por la empresa constructora se comprueba la armadura transversal colocada en obra de las jácenas 40B, 41A, 41B en las 3 catas realizadas frente a los esfuerzos de cortante y momento torsor actuantes de proyecto original.

Los resultados del estudio muestran que la armadura dispuesta es superior a la necesaria por cálculo.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Junio de 2011

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: jácenas puente del trabajo
Fecha: 08/06/2011
Hora: 12:43:00

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

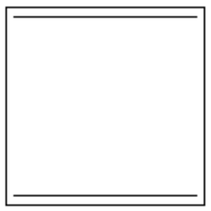
```
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 40.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : JACENA-40B
b0  [m] = 1.20
h   [m] = 1.20
```



2 Dimensionamiento

```
Esfuerzo cortante de cálculo Vd  [kN]  = 501

Inclinación de las bielas  [°] = 45
Inclinación de los cercos  [°] = 90.0
ρ [·1.E-3]  = 6
Nd [kN]     = 0.0
σxd [MPa]   = 0.0
σyd [MPa]   = 0
θe [°]      = 45.0
```

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm²/m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
ø 6	----	----	----	----	----	----
ø 8	0.10	4	20.1	2	828.4	----
ø 10	0.15	4	20.9	2	862.9	----
ø 12	0.25	4	18.1	2	745.5	----

```
Área estricta [cm²/m]  = 16.0
(Cuantía mínima)
Vu1 [kN]               = 10944.0
Vcu [kN]               = 559.9
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: jácenas puente del trabajo
Fecha: 08/06/2011
Hora: 12:48:20

Cálculo de secciones rectangulares a torsion

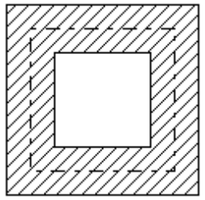
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 40.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Sección

```
Sección : JACENA-40B
b0  [m] = 1.20
h   [m] = 1.20
```



2 Comprobación

```
he [m]  = 0.299
Ae [m²] = 1.0
ue [m]  = 1.0
θ [°]   = 45.0
α       = 1.20

Torsor de cálculo [kN·m]             = 326.4

Agotamiento de las bielas Tu1 [kN·m] = 2870.4
```

- Armadura transversal

```
Area estricta [cm²] = 4.1
```

ϕ [mm]	Separación [mm]	n° estribos	Area [cm²/m]	Tu2 [kN·m]
6	0.10	2	5.7	452.4
8	0.10	1	5.0	402.1
10	0.10	1	7.9	628.3
12	0.10	1	11.3	904.8

- Armadura longitudinal

```
Area estricta [cm²] = 4.1
```

ϕ [mm]	número de redondos	Area [cm²]	Tu3 [kN·m]
10	6	4.7	377.0
12	4	4.5	361.9
14	4	6.2	492.6
16	4	8.0	643.4
20	4	12.6	1005.3

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V. MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA. TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD. SECTOR SAGRERA

COMPROBACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL COLOCADA EN OBRA DE LAS JÁCENAS 40B, 41A y 41B DEL NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos a la "comprobación de la armadura transversal de las jácenas 40B, 41A y 41B del NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE" recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera al haberse detectado diferencias respecto de los esquemas de armado previstos en el Proyecto de Construcción de referencia.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación con el estudio de la situación actual de las jácenas ejecutadas como parte del Nuevo Puente del Trabajo en lo que se refiere a la armadura transversal dispuesta en las obras del Sector Sagrera; a saber:

- DOCUMENTO: "Comprobación de la armadura transversal colocada en obra de las jácenas 40B, 41A y 41B del NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE en la zona repicada"; del que se asume como vigente el análisis de la sección correspondiente a la cata de identificación de armaduras realizada en el entorno de la alineación J1 (extremo mar).

- DOCUMENTO: "Comprobación de la armadura transversal colocada en obra de las jácenas 40B, 41A y 41B del NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE en la zona repicada_**rev2**"; del que se asume como vigente el análisis de las secciones correspondientes al resto de catas de identificación de armaduras realizadas.

INOCSA
Una Empresa AECOM

La documentación citada es emitida por la empresa AMATRIA Ingeniería S.L. como responsable de los análisis estructurales de los elementos en estudio.

Adicionalmente, se mantiene como referencia constante el Proyecto de Construcción "LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA – NUDO DE LA TRINIDAD. SECTOR SAGRERA. Definición de la nueva solución estructural de la reposición del Pont del Treball Digne" redactado por GPO en ENERO de 2010 y que se mantiene como definición vigente de los elementos estructurales en estudio.

En el presente informe se realiza un análisis crítico de la presentación de la situación actual de las jácenas ejecutadas y del contraste con los requerimientos del diseño original según el Proyecto de Construcción de referencia, así como del desarrollo de los cálculos presentados y de los criterios de diseño y bases de cálculo con los que se abordan las comprobaciones para la evaluación de la suficiencia de la armadura transversal según los esquemas de armado realmente ejecutados.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

En los Documentos Técnicos recibidos se resumen los resultados de las catas de identificación de armadura transversal realizadas durante las obras del Sector Sagrera con el objeto de identificar los esquemas de armadura en cercos y estribos realmente dispuestos para resistir los esfuerzos de torsión y cortante.

Del contraste entre la armadura transversal realmente dispuesta en las jácenas 40B, 41A y 41B y la prevista en el Proyecto Constructivo de referencia, se desprenden algunas diferencias que motivan el desarrollo de un análisis de la capacidad de las secciones críticas frente a cortante y torsión a partir de resultados de esfuerzos coherentes con los arrojados por los cálculos del Proyecto de referencia y con metodologías acordes con la normativa vigente.

Las bases de cálculo y criterios de diseño con los que se desarrollan este conjunto de comprobaciones seccionales se pueden considerar, de forma general, adecuados para las condiciones de contorno, acordes con la normativa vigente y con el Proyecto de Construcción de referencia y coherentes con los datos de las dimensiones y esquemas de armado realmente ejecutados en las obras del Sector Sagrera.

A partir de las comprobaciones seccionales desarrolladas en el conjunto de Documentos Técnicos recibidos se justifica suficientemente que, para las jácenas 40B

y 41A, la armadura transversal dispuesta en obra entre las alineaciones J1 y O' resulta suficiente para asegurar el cumplimiento del Estado Límite Último de Cortante y Torsión bajo las solicitaciones del Proyecto de Construcción de referencia.

4. CONCLUSIONES

Como conclusión, y tal y como se desarrolla en los apartados anteriores, se puede decir que en el conjunto de documentación recibida se justifica suficientemente la suficiencia de la armadura transversal con la que se han ejecutado las jácenas 40B, 41A y 41B del Nuevo Puente del Trabajo desde las alineaciones J1 a O' para el cumplimiento de los requerimientos tenso-deformacionales derivados del análisis estructural del Proyecto de Construcción original.

Madrid, 10 de junio de 2011

INOCSA, Una Empresa AECOM

2.3. RESULTADOS EN LAS JÁCENAS LONGITUDINALES

ALINEACIÓN 40B

Barra	Punto (m)	Caso	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)
10	0.0000	ELU/15427	-150.25>>	0.00	0.00
10	0.0000	ELU/960	-300.89<<	0.00	0.00
10	0.0000	ELU/5648	-253.20	0.00>>	0.00
10	0.0000	ELU/10739	-197.95	-0.00<<	0.00
10	0.0000	ELU/571	-297.88	0.00	0.00>>
10	0.0000	ELU/15686	-152.87	0.00	-0.00<<
10	0.1635	ELU/15427	-144.89>>	0.00	-24.13
10	0.1635	ELU/960	-290.71<<	0.00	-48.36
10	0.1635	ELU/5144	-244.71	1.07>>	-40.72
10	0.1635	ELU/10730	-191.01	-1.07<<	-31.79
10	0.1635	ELU/15427	-144.89	0.00	-24.13>>
10	0.1635	ELU/960	-290.71	0.00	-48.36<<
10	0.6635	ELU/15427	-128.48>>	0.00	-92.47
10	0.6635	ELU/960	-259.56<<	0.00	-185.93
10	0.6635	ELU/5138	-215.97	4.33>>	-155.03
10	0.6635	ELU/10474	-169.70	-4.33<<	-121.60
10	0.6635	ELU/15427	-128.48	0.00	-92.47>>
10	0.6635	ELU/960	-259.56	0.00	-185.93<<
10	1.1635	ELU/15427	-112.08>>	0.00	-152.61
10	1.1635	ELU/960	-228.41<<	0.00	-307.92
10	1.1635	ELU/1042	-169.50	7.59>>	-256.55
10	1.1635	ELU/10346	-148.45	-7.59<<	-201.02
10	1.1635	ELU/15427	-112.08	0.00	-152.61>>
10	1.1635	ELU/960	-228.41	0.00	-307.92<<
10	1.5640	ELU/15427	-98.94>>	0.00	-194.87
10	1.5640	ELU/960	-203.47<<	0.00	-394.41
10	1.5640	ELU/1042	-168.15	10.21>>	-328.17
10	1.5640	ELU/10346	-131.70	-10.21<<	-257.12
10	1.5640	ELU/15427	-98.94	0.00	-194.87>>
10	1.5640	ELU/960	-203.47	0.00	-394.41<<
10	1.6635	ELU/15427	-95.67>>	0.00	-204.55
10	1.6635	ELU/960	-197.27<<	0.00	-414.35
10	1.6635	ELU/1042	-162.85	10.85>>	-344.64
10	1.6635	ELU/10346	-127.54	-10.85<<	-270.02
10	1.6635	ELU/15427	-95.67	0.00	-204.55>>
10	1.6635	ELU/960	-197.27	0.00	-414.35<<
10	2.1635	ELU/15427	-79.27>>	0.00	-248.28
10	2.1635	ELU/960	-166.12<<	0.00	-505.19
10	2.1635	ELU/1042	-136.20	14.12>>	-419.40
10	2.1635	ELU/10346	-106.64	-14.12<<	-328.56
10	2.1635	ELU/15427	-79.27	0.00	-248.28>>
10	2.1635	ELU/960	-166.12	0.00	-505.19<<
10	2.6635	ELU/15427	-62.86>>	0.00	-283.82
10	2.6635	ELU/960	-134.98<<	0.00	-580.47
10	2.6635	ELU/1042	-109.56	17.38>>	-480.84
10	2.6635	ELU/10346	-85.73	-17.38<<	-376.66
10	2.6635	ELU/15427	-62.86	0.00	-283.82>>
10	2.6635	ELU/960	-134.98	0.00	-580.47<<
10	3.1635	ELU/15427	-46.46>>	0.00	-311.15
10	3.1635	ELU/960	-103.83<<	0.00	-640.17
10	3.1635	ELU/1042	-82.91	20.64>>	-528.95
10	3.1635	ELU/10346	-64.83	-20.64<<	-414.30
10	3.1635	ELU/15427	-46.46	0.00	-311.15>>
10	3.1635	ELU/960	-103.83	0.00	-640.17<<

amatria
ingeniería
www.amatria.com

ALINEACIÓN 41A

Barra	Punto (m)	Caso	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)
20	0.0000	ELU/15429	-149.89>>	0.00	0.00
20	0.0000	ELU/958	-299.77<<	0.00	0.00
20	0.0000	ELU/12619	-153.05	0.00>>	0.00
20	0.0000	ELU/3768	-296.61	-0.00<<	0.00
20	0.0000	ELU/9685	-199.02	0.00	-0.00>>
20	0.0000	ELU/358	-255.08	0.00	-0.00<<
20	0.1635	ELU/15429	-144.53>>	0.00	-24.07
20	0.1635	ELU/958	-289.58<<	0.00	-48.18
20	0.1635	ELU/12650	-190.41	1.07>>	-31.69
20	0.1635	ELU/3608	-243.81	-1.07<<	-40.57
20	0.1635	ELU/15429	-144.53	0.00	-24.07>>
20	0.1635	ELU/958	-289.58	0.00	-48.18<<
20	0.6635	ELU/15429	-128.12>>	0.00	-92.23
20	0.6635	ELU/958	-258.44<<	0.00	-185.19
20	0.6635	ELU/12394	-169.16	4.33>>	-121.44
20	0.6635	ELU/3094	-216.97	-4.33<<	-155.69
20	0.6635	ELU/15429	-128.12	0.00	-92.23>>
20	0.6635	ELU/958	-258.44	0.00	-185.19<<
20	1.1635	ELU/15429	-111.72>>	0.00	-152.19
20	1.1635	ELU/958	-227.29<<	0.00	-306.62
20	1.1635	ELU/12394	-148.25	7.59>>	-200.79
20	1.1635	ELU/18	-190.98	-7.59<<	-258.28
20	1.1635	ELU/15429	-111.72	0.00	-152.19>>
20	1.1635	ELU/958	-227.29	0.00	-306.62<<
20	1.5640	ELU/15429	-98.58>>	0.00	-194.30
20	1.5640	ELU/958	-202.34<<	0.00	-392.65
20	1.5640	ELU/12394	-131.51	10.21>>	-256.82
20	1.5640	ELU/18	-169.64	-10.21<<	-330.50
20	1.5640	ELU/15429	-98.58	0.00	-194.30>>
20	1.5640	ELU/958	-202.34	0.00	-392.65<<
20	1.6635	ELU/15429	-95.31>>	0.00	-203.95
20	1.6635	ELU/958	-196.15<<	0.00	-412.48
20	1.6635	ELU/12394	-127.35	10.85>>	-269.70
20	1.6635	ELU/18	-164.34	-10.85<<	-347.11
20	1.6635	ELU/15429	-95.31	0.00	-203.95>>
20	1.6635	ELU/958	-196.15	0.00	-412.48<<
20	2.1635	ELU/15429	-78.91>>	0.00	-247.50
20	2.1635	ELU/958	-165.00<<	0.00	-502.76
20	2.1635	ELU/12331	-106.29	14.12>>	-327.82
20	2.1635	ELU/22	-139.40	-14.12<<	-426.31
20	2.1635	ELU/15429	-78.91	0.00	-247.50>>
20	2.1635	ELU/958	-165.00	0.00	-502.76<<
20	2.6635	ELU/15429	-62.50>>	0.00	-282.85
20	2.6635	ELU/958	-133.85<<	0.00	-577.48
20	2.6635	ELU/12331	-85.39	17.38>>	-375.74
20	2.6635	ELU/22	-112.75	-17.38<<	-489.35
20	2.6635	ELU/15429	-62.50	0.00	-282.85>>
20	2.6635	ELU/958	-133.85	0.00	-577.48<<
20	3.1635	ELU/15429	-46.10>>	0.00	-310.00
20	3.1635	ELU/958	-102.71<<	0.00	-636.61
20	3.1635	ELU/12331	-64.48	20.64>>	-413.20
20	3.1635	ELU/22	-86.10	-20.64<<	-539.06
20	3.1635	ELU/15429	-46.10	0.00	-310.00>>
20	3.1635	ELU/958	-102.71	0.00	-636.61<<

ALINEACIÓN 41B

Barra	Punto (m)	Caso	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)
30	0.0000	ELU/1023	164.45>>	0.00	0.00
30	0.0000	ELU/15364	84.22<<	0.00	0.00
30	0.0000	ELU/6520	161.39	0.00>>	0.00
30	0.0000	ELU/9867	87.28	0.00<<	0.00
30	0.0000	ELU/12898	129.15	0.00	0.00>>
30	0.0000	ELU/3489	119.51	0.00	-0.00<<
30	0.1635	ELU/1023	159.00>>	-3.36	26.44
30	0.1635	ELU/15364	81.27<<	-1.70	13.53
30	0.1635	ELU/14422	84.14	-1.70>>	14.00
30	0.1635	ELU/1194	155.80	-3.36<<	25.92
30	0.1635	ELU/1023	159.00	-3.36	26.44>>
30	0.1635	ELU/15364	81.27	-1.70	13.53<<
30	0.6635	ELU/1023	142.33>>	-13.64	101.77
30	0.6635	ELU/15364	72.25<<	-6.90	51.91
30	0.6635	ELU/12358	74.97	-6.90>>	53.71
30	0.6635	ELU/42	139.14	-13.64<<	99.66
30	0.6635	ELU/1023	142.33	-13.64	101.77>>
30	0.6635	ELU/15364	72.25	-6.90	51.91<<
30	1.1635	ELU/1023	125.66>>	-23.92	168.77
30	1.1635	ELU/15364	63.24<<	-12.09	85.78
30	1.1635	ELU/12358	65.96	-12.09>>	88.94
30	1.1635	ELU/42	122.46	-23.92<<	165.05
30	1.1635	ELU/1023	125.66	-23.92	168.77>>
30	1.1635	ELU/15364	63.24	-12.09	85.78<<
30	1.5640	ELU/1023	112.30>>	-32.15	216.42
30	1.5640	ELU/15364	56.02<<	-16.25	109.66
30	1.5640	ELU/12354	56.56	-16.25>>	110.52
30	1.5640	ELU/42	109.11	-32.15<<	211.43
30	1.5640	ELU/1023	112.30	-32.15	216.42>>
30	1.5640	ELU/15364	56.02	-16.25	109.66<<
30	1.6635	ELU/1023	108.99>>	-34.19	227.43
30	1.6635	ELU/15364	54.22<<	-17.29	115.15
30	1.6635	ELU/12354	54.77	-17.29>>	116.06
30	1.6635	ELU/42	105.79	-34.19<<	222.12
30	1.6635	ELU/1023	108.99	-34.19	227.43>>
30	1.6635	ELU/15364	54.22	-17.29	115.15<<
30	2.1635	ELU/1023	92.32>>	-44.47	277.76
30	2.1635	ELU/15364	45.21<<	-22.48	140.01
30	2.1635	ELU/12354	45.76	-22.48>>	141.19
30	2.1635	ELU/34	89.08	-44.47<<	270.76
30	2.1635	ELU/1023	92.32	-44.47	277.76>>
30	2.1635	ELU/15364	45.21	-22.48	140.01<<
30	2.6635	ELU/1023	75.64>>	-54.75	319.75
30	2.6635	ELU/15364	36.19<<	-27.68	160.36
30	2.6635	ELU/12354	36.74	-27.68>>	161.81
30	2.6635	ELU/34	72.41	-54.75<<	311.13
30	2.6635	ELU/1023	75.64	-54.75	319.75>>
30	2.6635	ELU/15364	36.19	-27.68	160.36<<
30	3.1635	ELU/1023	58.97>>	-65.03	353.40
30	3.1635	ELU/15364	27.18<<	-32.86	176.20
30	3.1635	ELU/12354	27.72	-32.68>>	177.93
30	3.1635	ELU/34	55.74	-65.03<<	343.17
30	3.1635	ELU/1023	58.97	-65.03	353.40>>
30	3.1635	ELU/15364	27.18	-32.86	176.20<<

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Para el armado longitudinal de las secciones en examen, se ha considerado el armado indicados en los planos que, según las informaciones proporcionadas por la empresa constructora, coincide con el armado colocado en obra.

Del lado de la seguridad los esfuerzos de comprobación de la sección considerados son los pésimos en el tramo en examen aunque no correspondan a la misma sección.

En la tabla a continuación se muestran las comprobaciones frente a cortante y momento torsor de las secciones objeto de la cata para cada jácena:

Jácena 40B	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.25	27.12	2303.0	-	39.90	27.12-39.9=-12.80
Torsor: 1eΦ16/0.15	13.40	-	206.40	3.20	2·(13.4-3.20)=+20.40*
					Balance total= +7.6cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

Jácena 41A	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.10	67.80	2303.0	-	39.90	67.80-39.9=+27.90
Torsor: 1eΦ16/0.25	13.40	-	206.40	3.20	2·(13.4-3.20)=+20.40*
					Balance total= +48.30cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

E el caso de la armadura colocada en la jácena 41B el armado colocado corresponde al armado de proyecto original así que queda comprobada su resistencia:

Jácena 41A	Armado transversal (cm²/m)	Vd(0.90d) (kN)	Mt (kNm)	Cuantía transversal necesaria (cm²/m)	Balance cuantía armadura (cm²/m)
Cortante: 3eΦ12/0.25	18.08	1200.99	-	16.0	18.08-16.0=+2.08
Torsor: 1eΦ16/0.10	20.1	-	650.3	10.0	2·(20.1-10.0)=+10.1*
					Balance total= +12.18cm²/m

*En el cálculo se ha considerado que los cercos en exceso del torsor cuentan como dos ramas a efecto de cortante.

Como se observa se obtiene que la suma de las armaduras colocadas proporciona una cuantía superior a la necesaria por los esfuerzos actuantes.

4. CONCLUSIONES

De acuerdo con la empresa constructora se comprueba la armadura transversal colocada en obra de las jácenas 40B, 41A, 41B en los primeros 3.0m del vano entre las alineaciones J1 y K1, donde se ha realizado la cata, bajo los esfuerzos actuantes según los cálculos de proyecto original.

Los resultados del estudio muestran que la armadura dispuesta es superior a la necesaria por cálculo.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Mayo de 2011

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Comprobación de la resistencia torsional de las jácenas 40B, 41A y 41B del nuevo Pont del Treball Digne con la armadura colocada en obra.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: Mayo 2010
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Esta nota técnica hace referencia el proyecto "LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID ZARAGOZA – BARCELONA - FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA – NUDO DE LA TRINIDAD. SECTOR SAGRERA. Definición de la nueva solución estructural de la reposición del Pont del Treball Digne" redactado por GPO.

Dicha estructura, inicialmente concebida con una solución de losa maciza de hormigón armado in-situ, en el citado proyecto se ha rediseñado como una solución de jácenas armadas y forjado de placa prefabricada alveolar, para garantizar que la obra de la cubierta no interfiera con el desvío de las líneas de tren.

En los planos de dicho proyecto se ha encontrado una discrepancia con la armadura de piel dispuesta en las jácenas de las alineaciones 41A y41B ya que en las secciones de las jácenas se indica como armadura 3Φ12 y 5Φ12 por cara lateral (planos 1.3.3 del nº3 al nº6), mientras que en el detalle de las esperas se indica 6Φ25 (planos 1.3.3 nº7) por cara lateral tal y como se puede observar en la imagen adjunta.

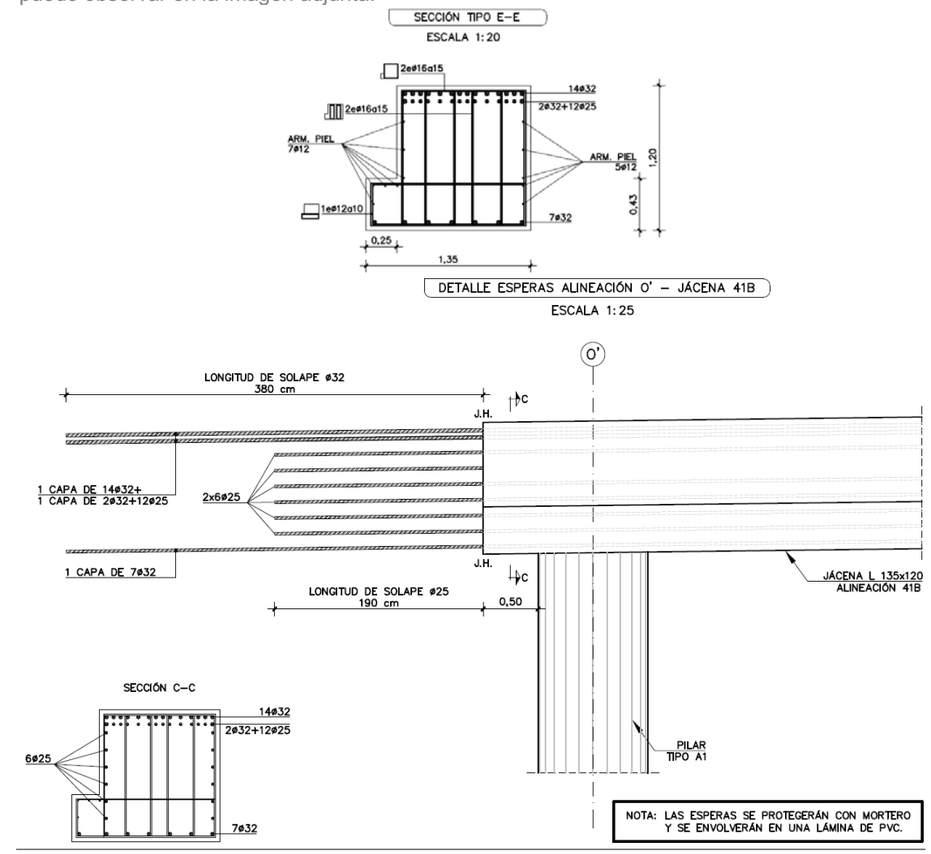


Figura 1: detalles donde se observa la discrepancia existente en el armado de piel a disponer.

Esta armadura de piel tiene una función estructural ya que forma parte de la armadura longitudinal uniformemente distribuida en todo el perímetro de la jácena para resistir el esfuerzo torsor.

Las jácenas 40B, 41A y 41B ya han sido ejecutadas entre los vanos J1 y O. En la jácena 40B se ha dispuesto el armado de 6Φ25 en las caras laterales tal y como viene indicado en el proyecto a excepción de las esperas en el tramo O-P (pendiente de ejecución) donde se ha dispuesto 3Φ12 y 5Φ12. En las jácenas 41A y 41B que en las jácenas 41A y 41B se ha dispuesto 3Φ12 y 5Φ12 como armadura de piel en los tres vanos ejecutados J1-O.

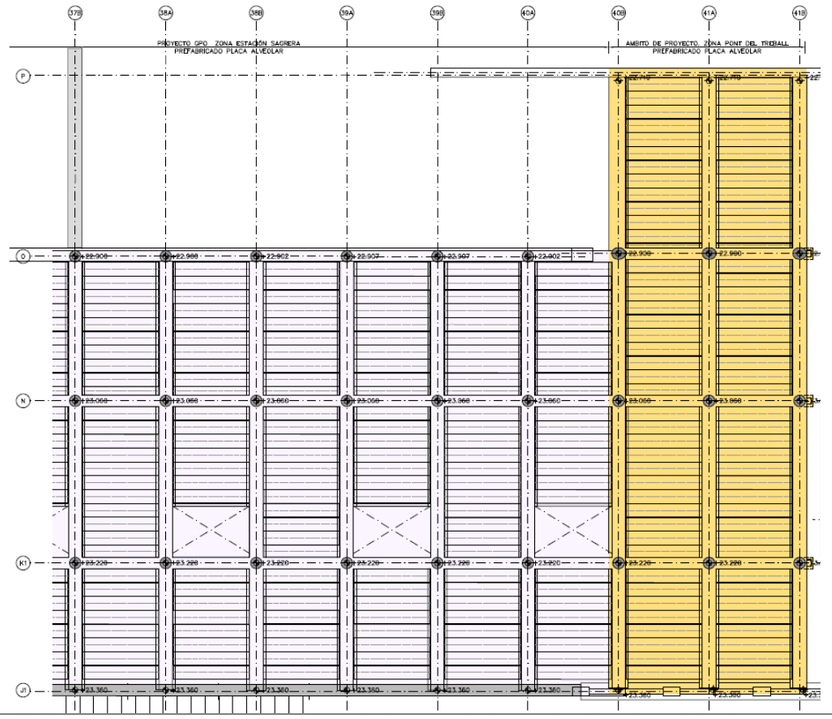


Figura 2: Planta del nuevo puente de Treball digne donde se puede observar las alineaciones de las jácenas.

Figura 3: fotografías donde se puede observar las esperas dispuestas en obra

amatria
ingeniería
www.amatria.com

2. OBJETO DE LA NOTA TECNICA

El objeto de la nota es el análisis de la resistencia torsional de las jácenas 41A y 41B con el armado longitudinal dispuesto en obra y la valoración de si cumple los criterios de diseño del proyecto original. El armado transversal dispuesto a torsor es el correcto y no se comprueba en el presente informe.

En caso de no cumplir las hipótesis de cálculo del proyecto original, proponer posibles vías de actuación para resolver el problema.

3. ANÁLISIS YMETODOLOGÍA UTILIZADA

Los pasos seguidos para el análisis de la resistencia torsional de las jácenas ejecutadas en obra se describen a continuación:

3.1 Análisis de estado de carga considerado en proyecto original

3.2 Valoración de la resistencia torsional de las jácenas ejecutadas en obra

3.2.1 Localización de las secciones de la jácena más desfavorables solicitadas a un momento torsor mayor.

3.2.2 Análisis del armado dispuesto para estas secciones.

3.2.3 Valoración de la resistencia torsional.

3.3 Estudio de la interacción entre las jácenas y el forjado de placas alveolares más capa de compresión.

3.3.1 Descricpión de modelo SAP.

3.3.2 Análisis de resultados.

Planos: Actuaciones a realizar en aquellas secciones que lo necesiten.

3.1 Análisis de los estados de carga

El proyecto original plantea dos estados de carga uno provisional y otro definitivo.
Se ha comprobado que a efecto de momento flector en las jácenas ejecutadas el estado de carga más desfavorable es el definitivo.

En la fase definitiva se considera una carga de tierra de 24kN/m² frente a la carga de tierra del caso provisional que corresponde a 5kN/m². Además para el tramo entre J1-K1 se considera una carga de uso definitiva de 15kN/m² que en total, multiplicandola por la superficie de aplicación, proporciona una carga superior a la aplicada en fase provisional (4kN/m²+Carro IAP).

El estudio del nuevo puente del trabajo se realizó modelizando las jácena por medio de elementos barras y aplicando a estas las cargas que los forjados transmiten através del apoyo en la ménsula de cada jácena.

El momento torsor aplicado en cada jácena se cálculo asignando a cada carga vertical un ancho contributario igual a la mitad del intereje entre jácena. Sin embargo, a efecto de momento flector, la carga que actúa directamente en la jácena se puede descontar de la carga que se transmite por medio del forjado a través de la ménsula, obteniendo una disminución del momento torsor.

Reproduciendo los cálculos de los momentos torsores a aplicar en las vigas siguiendo la consideración anterior se obtienen los siguientes valores:

Placa prefabricada:	como en proyecto original
Losa de compresión:	como en proyecto original
Tierras:	Qt·Luz·br= 61.63kNm
Sc1-entre K1 y O':	Sc1·Luz·br= 12.33kNm
Sc2- entre J1- y K1 y entre O' y P	Sc2·Luz·br= 36.98kNm

Donde: br=0.725 brazo de la ménsula el valor indicado en proyecto original y correspondiente a la distancia entre el centro de la viga y el centro de la jácena.

Luz=3.40m distancia entre el eje del forjado y borde de jácena.

En la tabla a continuación se muestra la comparación entre los momentos flectores aplicados en proyecto original y los obtenidos en el presente cálculo:

Caso/momento flector aplicado	Placa prefabricada (kNm)	Losa de compresión (kNm)	Tierras (kNm)	Sc1 (kNm)	Sc2 (kNm)	Total (kNm)
Proyecto original	19.80	14.50	69.60	14.50	43.50	161.90
Nuevo recalculo	19.80	14.50	61.63	12.33	36.98	145.24

Así que se obtiene una reducción de un 10% de la carga momento flector actuante en las jácenas.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

3.2 Valoración de la resistencia torsional de las jácenas ejecutadas en obra

3.2.1 Localización de las secciones de la jácena más desfavorables solicitadas a un momento torsor mayor.

Se ha observado que los valores máximos de momento torsor se producen en las Jácenas 40B y 41B, como era de esperar dada la geometría de estas estructuras, elementos de borde con carga desequilibrada.

Dentro de estas dos alineaciones 40B y 41B, las secciones más solicitadas a esfuerzo torsor son las correspondientes al apoyo en pilar K1 del vano J1-K1 y a los apoyos en pilar y en pantalla del vano O-P pendiente de ejecutar.

Esto es así porque en el vano J1-K1 el apoyo J1 es una articulación haciendo que todo el momento torsor del vano lo absorba el apoyo K1. Mientras que en el vano O-P los esfuerzos torsionales son mayores por la mayor longitud del vano.

3.2.2 Análisis del armado dispuesto a momento torsor en las secciones más desfavorables.

En este apartado se procede a un estudio del armado dispuesto de las secciones más desfavorables para determinar qué porcentaje de armado longitudinal dispuesto es contributivo a resistir el esfuerzo torsional.

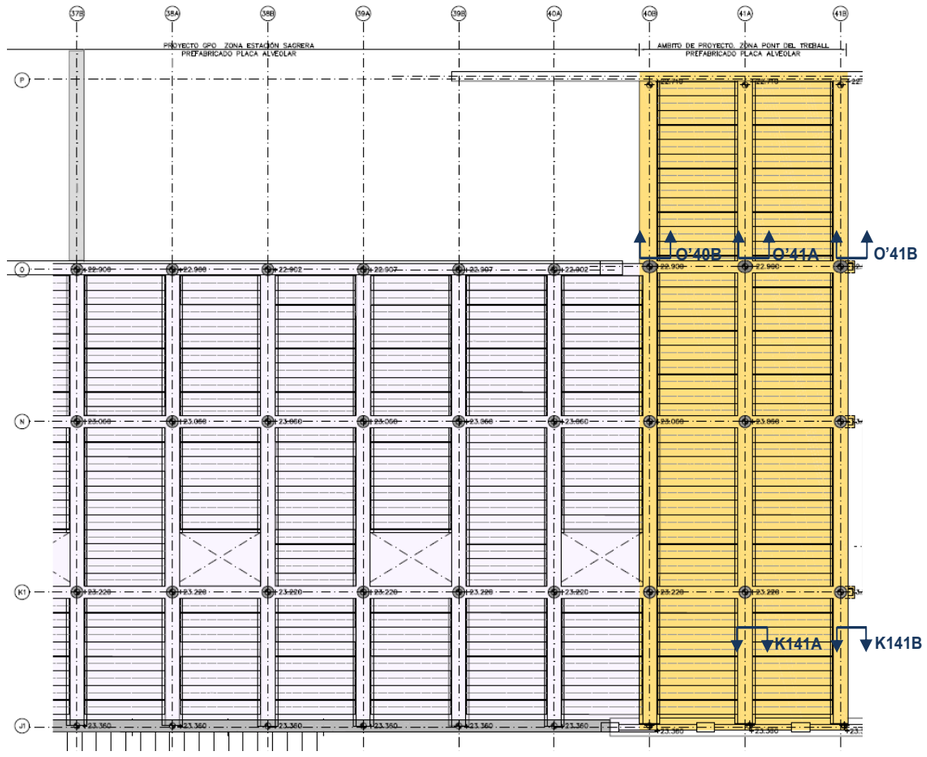


Figura 4: Secciones de las jácenas estudiadas.

Jácena 40B no presenta problemas al estar ejecutada conforme con el armado realmente necesario a torsión.

Se estudia las secciones K1A1A, K141B, O40B, O41A y O41B como las secciones más desfavorables a torsor de las jácenas 41A y 41B.

3.2.3 Valoración de la resistencia torsional

Sección K141A

La armadura longitudinal dispuesta a torsor es una cuantía de armadura distribuida de forma uniforme a lo largo de todo el perímetro resistente de la jácena. Así pues, aunque en una cara haya mucha armadura longitudinal dispuesta que no trabaje a flexión y se pueda considerar resistente a torsor, sólo se considerará como tal, la cuantía mínima encontrada en una de las caras de la jácena ya que el mecanismo de rotura a momento torsor fallará por la cara menos armada.

A continuación se describe el armado longitudinal dispuesto que se considera contributivo a resistir el momento torsor:

Cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo en una cara = 10.05cm^2

Total cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo=10.05cm^2 x 4= 40.2cm^2

Cara inferior (1):

Cuantía de armadura a flexión positiva necesaria = 0cm^2

Cuantía de armadura a flexión positiva dispuesta = 14Φ25 (68.75cm^2) (zona jácena sin considerar las ménsulas)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara inferior = 14Φ25 (68.75cm^2) - 0cm^2 = 14Φ25 (68.75cm^2).

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara inferior = 12Φ25 (58.9cm^2).

Se considera que las 2 barras colocadas en las esquinas 1Φ25+1Φ25 forman parte de la armadura longitudinal dispuesta en las caras laterales para resistir el momento torsor.

Cara superior (2):

Cuantía de armadura a flexión negativa necesaria = 149.28cm^2 (19Φ32 aprox.)

Cuantía de armadura a flexión negativa dispuesta = 14Φ32+14Φ32 (225.12cm^2)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara superior = 14Φ32 +14Φ32 (225.12cm^2) - 149.28cm^2 = 75.84cm^2 (9Φ32 aprox.).

Cuantía de armadura contribuyente a torsor en la cara superior = 5Φ32 (40.21cm^2)

Se considera que las 4 barras colocadas en las esquinas 2Φ32+2Φ32 forman parte de la armadura longitudinal dispuesta en las caras laterales para resistir el momento torsor.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Cara lateral izquierda (3):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral izquierda = 3Φ12+2Φ32+1Φ25 = 25.9cm2

Cara lateral derecha (4):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral derecha = 3Φ12+2Φ32+1Φ25 = 25.9cm2

Mínima cuantía contribuyente a torsor en una cara = cuantía cara lateral 25.9cm^2

Total cuantía de armadura a torsor dispuesta = 25.9cm^2 x 4 = 103.6cm^2

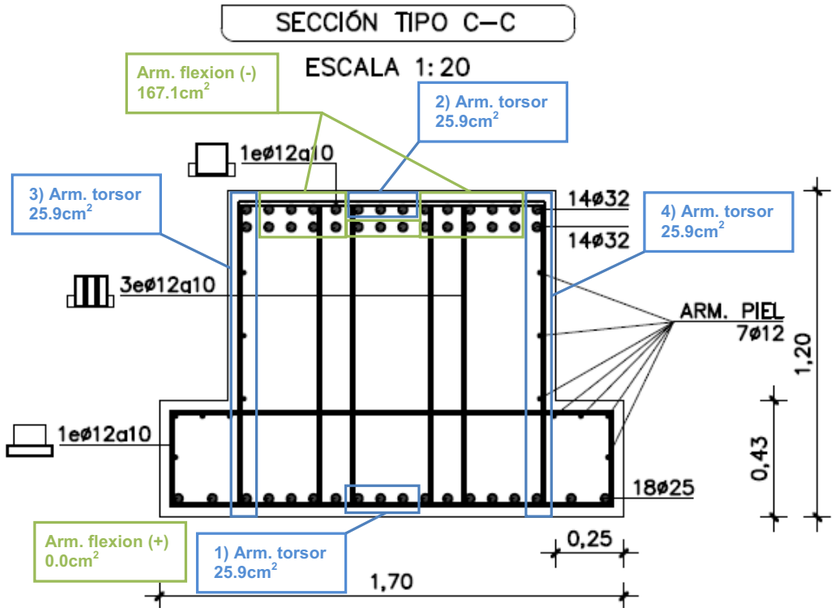


Figura 5: sección con el armado dispuesto total y el armado long itudinal considerado para resistir el esfuerzo torsor.

La armadura a torsor dispuesta 103.6cm2 es mayor que la necesaria por cálculo 40.2cm2

Sección K141B

La armadura longitudinal dispuesta a torsor es una cuantía de armadura distribuida de forma uniforme a lo largo de todo el perímetro resistente de la jácena. Así pues, aunque en una cara haya mucha armadura longitudinal dispuesta que no trabaje a flexión y se pueda considerar resistente a torsor, sólo se considerará como tal, la cuantía mínima encontrada en una de las caras de la jácena ya que el mecanismo de rotura a momento torsor fallará por la cara menos armada.

A continuación se describe el armado longitudinal dispuesto que se considera contributivo a resistir el momento torsor:

Cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo en una cara = 31.68cm^2

Total cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo = 31.68cm^2 x 4 = 126.6cm^2

Cara inferior (1):

Cuantía de armadura a flexión positiva necesaria = 0cm^2

Cuantía de armadura a flexión positiva dispuesta = 8Φ32 + 6Φ25 (93.79cm^2) (zona jácena sin considerar las ménsulas)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara inferior = 8Φ32 + 6Φ25 (93.79cm^2) - 0cm^2 = 8Φ32+6Φ25 (93.79cm^2).

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara inferior = 6Φ32 + 4Φ25 = (67.9cm^2).

Se considera que las 4 barras colocadas en las esquinas 2Φ32+2Φ25 forman parte de la armadura longitudinal dispuesta en las caras laterales para resistir el momento torsor.

Cara superior (2):

Cuantía de armadura a flexión negativa necesaria = 73.07cm^2 (9Φ32 aprox.)

Cuantía de armadura a flexión negativa dispuesta = 14Φ32 + 2Φ25 (122.4cm^2) (zona jácena sin considerar las ménsulas)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara superior = 14Φ32 + 2Φ25 (122.4cm^2) - 73.07cm^2 = (49.31cm^2).

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara superior = 31.68cm².

Se considera que la cuantía sobrante 49.31cm^2 - 31.68cm² = 17.6cm^2, se reparte en las caras laterales de la jácena 17.6cm^2/2 = 8.81cm² contribuyentes a torsor, esto es equivalente a considerar las dos barras Φ25 de las esquinas + un porcentaje de las dos barras Φ32 de las esquinas.

Cara lateral izquierda (3):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral izquierda = 8.81cm²+3Φ12+1Φ32+1Φ25 = 25.15cm^2

Cara lateral izquierda (4):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral derecha = 8.81xm^2+5Φ12+1Φ32+1Φ25 = 27.4cm^2

Mínima cuantía contribuyente a torsor en una cara = cuantía cara lateral izquierda 25.2cm^2

Total cuantía de armadura a torsor dispuesta = 25.9cm^2 x 4 = 100.6cm^2

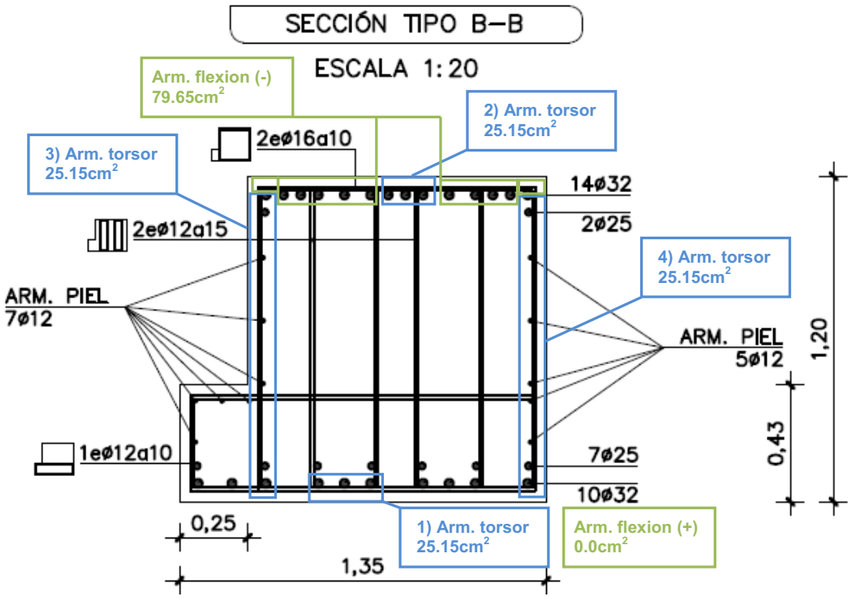
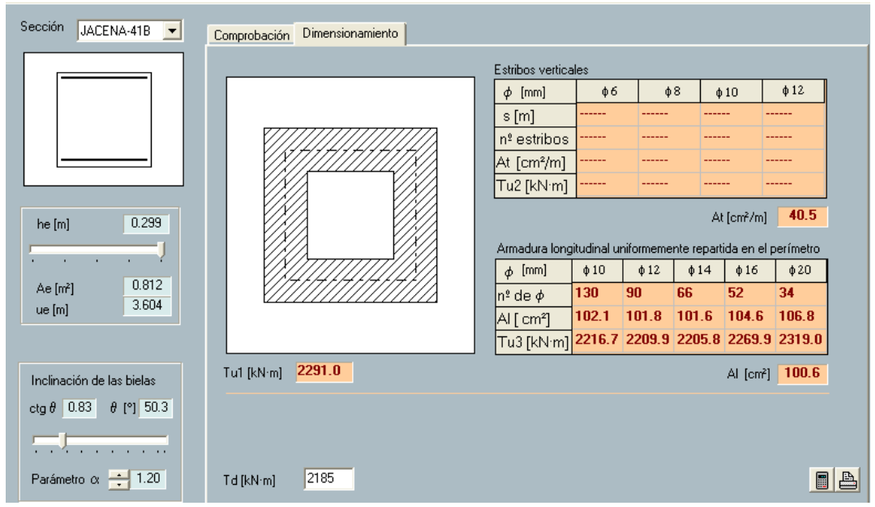


Figura 6: sección con el armado dispuesto total y el armado long itudinal considerado para resistir el esfuerzo torsor.

Comprobación EHE con la armadura longitudinal resistente a torsor considerada



La armadura a torsor dispuesta 100.6cm2 es inferior a la necesaria por cálculo 126.6cm^2

Momento torsor último con armado dispuesto: Mtu=2185 kNm

Momento torsor de cálculo: Mtd=2281.7kNm

Mtu/Mtd=0.96

En la jácena 41B apoyo K1 se produce una reducción del orden del 4% de los coeficientes de seguridad frente al esfuerzo torsor.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Sección O'40B

La armadura longitudinal dispuesta a torsor es una cuantía de armadura distribuida de forma uniforme a lo largo de todo el perímetro resistente de la jácena. Así pues, aunque en una cara haya mucha armadura longitudinal dispuesta que no trabaje a flexión y se pueda considerar resistente a torsor, sólo se considerará como tal, la cuantía mínima encontrada en una de las caras de la jácena ya que el mecanismo de rotura a momento torsor fallará por la cara menos armada.

A continuación se describe el armado longitudinal dispuesto que se considera contributivo a resistir el momento torsor:

Cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo en una cara = 19.6cm^2

Total cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo = 19.6cm^2 x 4 = 78.4cm^2

Cara inferior (1):

Cuantía de armadura a flexión positiva necesaria = 0cm^2

Cuantía de armadura a flexión positiva dispuesta = 12Φ25 (58.9cm^2) (zona jácena sin considerar las ménsulas)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara inferior = 12Φ25 (58.9cm^2) - 0cm^2 = 12Φ25 (58.9cm^2).

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara inferior = 10Φ25 (49.09cm^2).

Se considera que las 2 barras colocadas en las esquinas 1Φ25 + 1Φ25 forman parte de la armadura longitudinal dispuesta en las caras laterales para resistir el momento torsor.

Cara superior (2):

Cuantía de armadura a flexión negativa necesaria = 174.1cm^2 (20Φ32 aprox.)

Cuantía de armadura a flexión negativa dispuesta = 14Φ32 + 14Φ32 (225.1m^2)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara superior = 14Φ32 +14Φ32 (225.1cm^2) – 174.1cm^2 = 51cm^2.

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara superior = 19.6cm².

Se considera que la cuantía sobrante 51cm^2 - 19.6cm² = 31.4cm^2, se reparte en las caras laterales de la jácena 31.4cm^2/2 = 15.7cm² contribuyentes a torsor, esto es equivalente a considerar las dos barras Φ32 de las esquinas capa 1 + un porcentaje de las dos barras Φ32 de las esquinas capa 2.

Cara lateral izquierda (3):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral izquierda = 15.7cm^2 + 6Φ12 + 1Φ25 = 27.4cm2.

Cara lateral derecha (4):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral derecha = 15.7cm^2 + 6Φ12 + 1Φ25 = 27.4cm2.

Mínima cuantía contribuyente a torsor en una cara = cuantía cara superior 19.6cm^2

Total cuantía de armadura a torsor dispuesta = 19.6cm^2 x 4 = 78.4cm

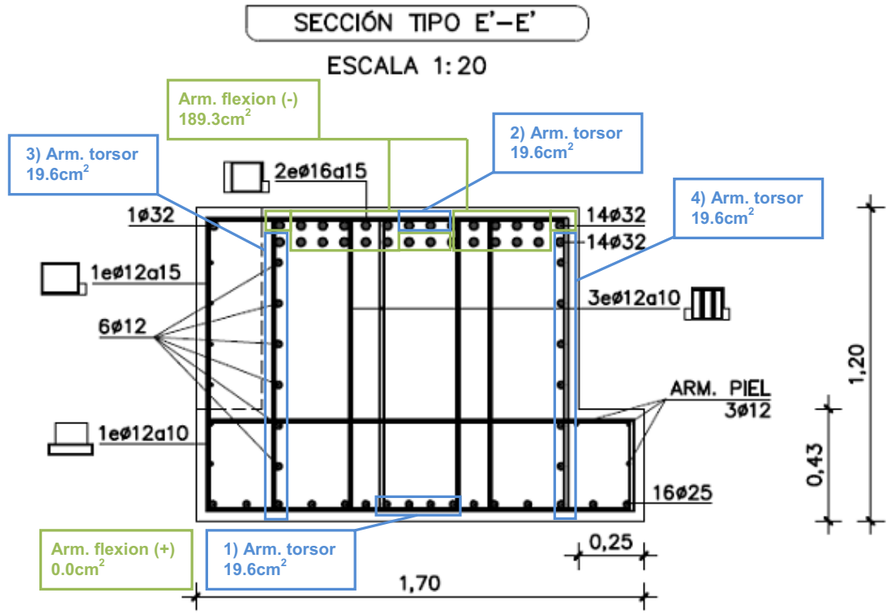


Figura 7: sección con el armado dispuesto total y el armado long itudinal considerado para resistir el esfuerzo torsor.

La armadura a torsor dispuesta 78.4cm^2 es la necesaria por cálculo 78.4cm^2 indicada en proyecto original.

Sección O'41A

La armadura longitudinal dispuesta a torsor es una cuantía de armadura distribuida de forma uniforme a lo largo de todo el perímetro resistente de la jácena. Así pues, aunque en una cara haya mucha armadura longitudinal dispuesta que no trabaje a flexión y se pueda considerar resistente a torsor, sólo se considerará como tal, la cuantía mínima encontrada en una de las caras de la jácena ya que el mecanismo de rotura a momento torsor fallará por la cara menos armada.

A continuación se describe el armado longitudinal dispuesto que se considera contributivo a resistir el momento torsor:

Cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo en una cara = 8.2cm^2

Total cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo=8.2cm^2 x 4 = 32.7cm^2

Cara inferior (1):

Cuantía de armadura a flexión positiva necesaria = 0cm^2

Cuantía de armadura a flexión positiva dispuesta = 14Φ25 (68.75cm^2) (zona jácena sin considerar las ménsulas)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara inferior = 14Φ25 (68.75cm^2) - 0cm^2 = 14Φ25 (68.75cm^2).

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara inferior = 12Φ25 (58.9cm^2).

Se considera que las 2 barras colocadas en las esquinas 1Φ25+1Φ25 forman parte de la armadura longitudinal dispuesta en las caras laterales para resistir el momento torsor.

Cara superior (2):

Cuantía de armadura a flexión negativa necesaria = 323.18cm^2 (40Φ32 aprox.)

Cuantía de armadura a flexión negativa dispuesta = 14Φ32 +14Φ32 + 14Φ32 (337.7cm^2)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara superior = 14Φ32 +14Φ32 + 14Φ32 (337.7cm^2) - 323.18cm^2 = 14.5cm^2.

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara superior = 14.5cm².

Cara lateral izquierda (3):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral izquierda = 3Φ12+1Φ25 = 8.3cm2

Cara lateral derecha (4):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral derecha = 3Φ12+1Φ25 = 8.3cm2

Mínima cuantía contribuyente a torsor en una cara = cuantía cara lateral 8.3cm^2

Total cuantía de armadura a torsor dispuesta = 8.3cm^2 x 4 = 33.2cm^2

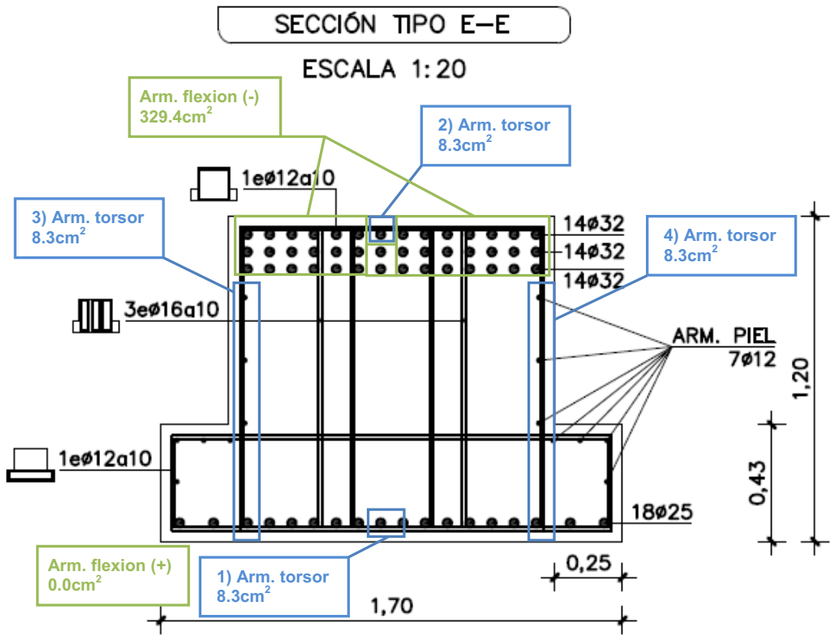


Figura 8: sección con el armado dispuesto total y el armado long itudinal considerado para resistir el esfuerzo torsor.

La armadura a torsor dispuesta 33.2cm2 es mayor que la necesaria por cálculo 32.7cm2 según lo indicado en proyecto original.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Sección O'41B

La armadura longitudinal dispuesta a torsor es una cuantía de armadura distribuida de forma uniforme a lo largo de todo el perímetro resistente de la jácena. Así pues, aunque en una cara haya mucha armadura longitudinal dispuesta que no trabaje a flexión y se pueda considerar resistente a torsor, sólo se considerará como tal, la cuantía mínima encontrada en una de las caras de la jácena ya que el mecanismo de rotura a momento torsor fallará por la cara menos armada.

A continuación se describe el armado longitudinal dispuesto que se considera contributivo a resistir el momento torsor:

Cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo en una cara = 21.33cm^2

Total cuantía de armadura a torsión necesaria por cálculo = 21.33cm^2 x 4= 85.3cm^2

Cara inferior (1):

Cuantía de armadura a flexión positiva necesaria = 0cm^2

Cuantía de armadura a flexión positiva dispuesta = 6Φ32 (48.3cm^2) (zona jácena sin considerar las ménsulas)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara inferior = 6Φ32 (48.3cm^2) - 0cm^2 = 6Φ32 (48.3cm^2).

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara inferior = 4Φ32 (32.17cm^2).

Se considera que las 2 barras colocadas en las esquinas 1Φ32+1Φ32 forman parte de la armadura longitudinal dispuesta en las caras laterales para resistir el momento torsor.

Cara superior (2):

Cuantía de armadura a flexión negativa necesaria = 162.2cm^2 (20Φ32 aprox.)

Cuantía de armadura a flexión negativa dispuesta = 16Φ32 +12Φ25 (187.6m^2)

Cuantía de armadura a flexión sobrante dispuesta en la cara superior = 16Φ32 +12Φ25 (187.6cm^2) – 162.2cm^2 = 25.4cm^2.

Cuantía de armadura contribuyente a torsor dispuesta en la cara superior = 21.3cm².

Se considera que la cuantía sobrante 25.4cm^2 - 21.3cm² = 4.1cm^2, se reparte en las caras laterales de la jácena 4.1cm^2/2 = 2.05cm² contribuyentes a torsor, esto es equivalente a considerar un porcentaje de las dos barras Φ25 de las esquinas.

Cara lateral izquierda (3):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral izquierda = 2.05cm^2 + 3Φ12 + 1Φ32 = 13.5cm2

Cara lateral derecha (4):

Cuantía de armadura a torsor dispuesta en la cara lateral derecha 2.05cm^2 + 5Φ12 +

1Φ32 = 15.7cm2

Mínima cuantía contribuyente a torsor en una cara = cuantía cara lateral izquierda 13.5cm^2

Total cuantía de armadura a torsor dispuesta = 13.5cm^2 x 4 = 54cm^2

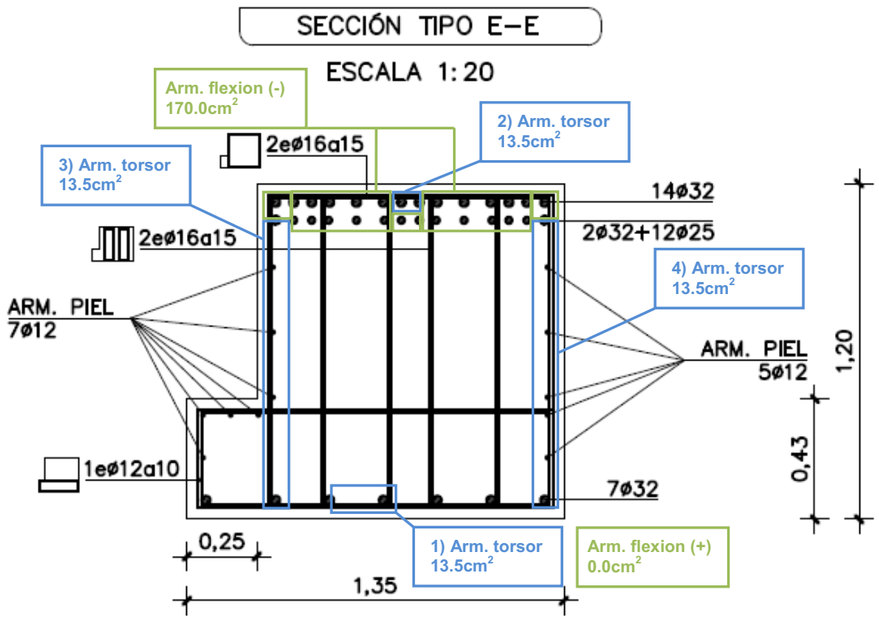
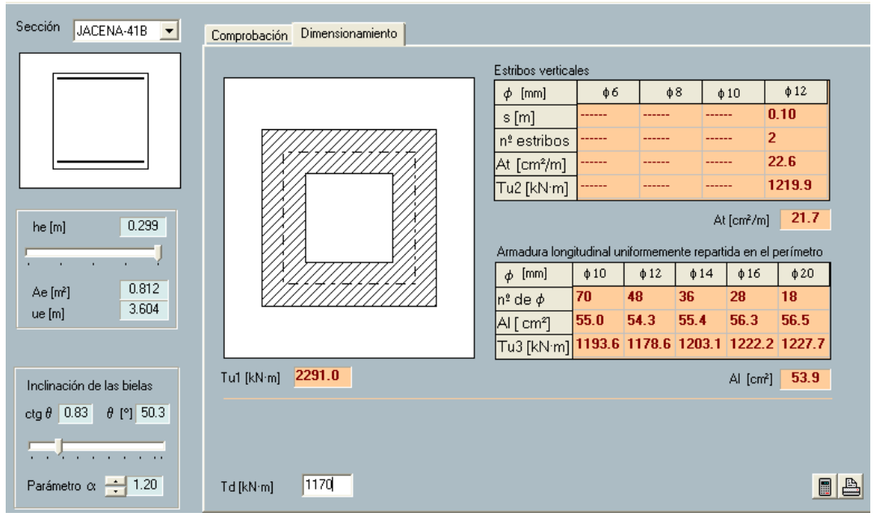


Figura 9: sección con el armado dispuesto total y el armado long itudinal considerado para resistir el esfuerzo torsor.

Comprobación EHE con la armadura longitudinal resistente a torsor considerada



La armadura a torsor dispuesta 54cm2 es inferior a la necesaria por cálculo 85.3cm^2

Momento torsor último con armado dispuesto: Mtu=1170kNm

Momento torsor de cálculo: Mtd=1469.2 kNm

Mtu/Mtd=0.80

En la jácena 41B se produce una reducción del orden del 20% de los coeficientes de seguridad frente al esfuerzo torsor.

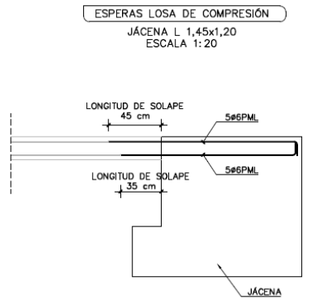
3.3. ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN ENTRE LAS JÁCENAS Y EL FORJADO DE PLACAS ALVEOLARES MÁS CAPA DE COMPRESIÓN.

3.3.1 Descripción del modelo de cálculo

En el proyecto original del puente del trabajo se modelizaron las estructuras, pilares Jácenas, vigas transversales y pantallas por medio de elementos barras, aplicando directamente las cargas transmitida por el forjado y otras estructuras a estos elementos.

El modelo de proyecto realizado queda del lado de la seguridad frente a los esfuerzos torsionales dado que desprecia la interacción del forjado con las Jácenas por medio de la capa de compresión. De esta forma la jácena absorbe totalmente el esfuerzo torsional sin impedimento alguno.

Observando los planos del proyecto original se nota que la capa de compresión se conecta con las jácenas por medio de unas barras añadidas, 10 barras diámetro 6 por ml, a la armadura base de la capa de compresión, como se observa en la imagen siguiente:



Así que creemos que la capa de compresión pueda actuar de arriostramiento frente a los esfuerzos torsionales de las Jácenas.

Por eso se ha realizado un estudio evolutivo de la estructura mediante un modelo con elementos finitos tridimensionales para estudiar la interacción entre las Jácenas y el forjado y averiguar la posible disminución de esfuerzo torsional en estos elementos.

En el estudio evolutivo se considera en primer lugar la ejecución de jácenas, colocación de losas prefabricadas y hormigonado de la capa de compresión sin considerar la unión de ésta última con la jácena. La aplicación de estas cargas se efectúa en un solo estado. Es decir, dado que carece de importancia para la jácena, se prescinde del estado intermedio de peso de hormigón fresco sobre losa prefabricada y posterior endurecimiento.

Una vez determinado este estado tenso-deformacional, se realiza la unión de capa de compresión con jácena, que representa el endurecimiento del hormigón de la capa de compresión, y a partir de éste estado se aplica el resto de cargas. Así, éstas últimas actúan sobre el conjunto unido que como se explica con posterioridad se traduce en que el esfuerzo torsional que se consideraba sobre la jácena se reduce dado que la capa de compresión colabora torsionalmente.

Así, y debido al estudio evolutivo, la carga de peso propio de los forjado y peso de hormigón de la losa de compresión se transmitirá totalmente a través del apoyo en la ménsula de la jácena, generando directamente un esfuerzo torsor. Sin embargo una vez endurecido el hormigón de la capa de compresión y dado que está conectado mediante armadura a la cabeza de las jácenas, las sobrecargas actuarán sobre el conjunto solidarizado, en particular a través de su conexión superior. Ello se traduce en una disminución del esfuerzo torsor sobre la jácena. Los esfuerzos son absorbidos por el conjunto.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

A continuación se muestra una imagen del modelo y seguidamente se explicarán en detalle cómo se han representado los elementos estructurales y sus interacciones:

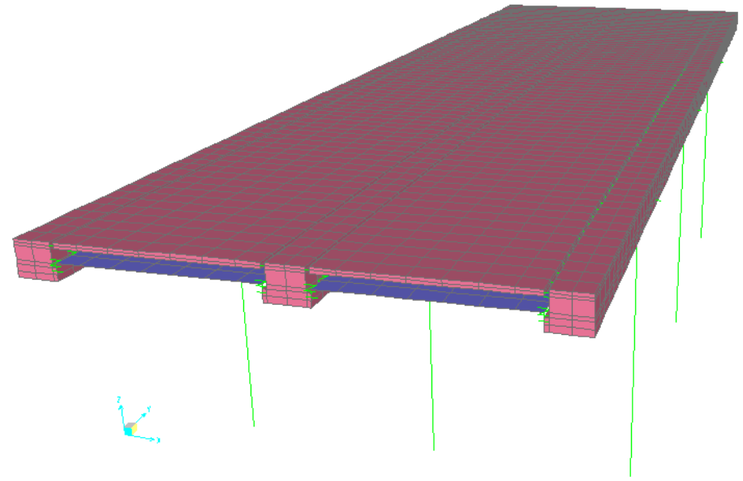


Figura 10: perspectiva 3D del modelo completo SAP de estudio.

Como comentado la capa de compresión y las Jácena se han modelizado por medio de elementos finitos tridimensionales (solid) con sus reales dimensiones. Las placas prefabricadas del forjado se han modelizado por medio de elementos láminas (Shell) asignándole las características mecánicas de las placas alveolares T53/120 en el sentido transversal, dirección x, mientras con el fin de reproducir su comportamiento unidireccional, se ha asignado un valor nulo a las características mecánicas de las láminas el sentido longitudinal, dirección Y.

Los elementos láminas (shell) de las placas están unidos con los elementos finitos tridimensionales (solid) de la capa de compresión através de los puntos de cada elemento finito, así que trabajan solidariamente.

La conexión entre la capa de compresión y las jácenas se materializa por medio de elementos barras en los que se limita la tracción admisible al valor máximo de tracción resistido por el solo hormigón HA-40, estos elementos se introducen en la fase siguiente a la aplicación de los forjados y el hormigonado de la capa de compresión.

El valor límite de tracción considerado para las barras de conexión entre capa de compresión y jácenas es el valor de tracción de fisuración del hormigón HA-40:

$Fctmd=0.30\cdot(fck^{2/3})/1.5= 2.339N/mm^2$

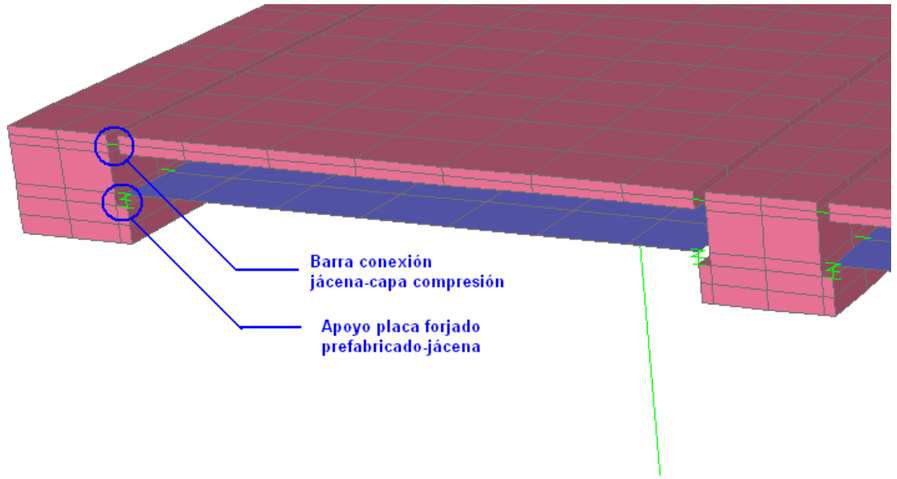


Figura 11: detalle de los elementos que constituyen el modelo de cálculo

Se han modelizado la banda de elastómero de 6mm de espesor de apoyo del forjado en la ménsula de la Jácena por medio de elementos "Links" cuya rigidez tanto transversal como vertical es la que corresponde y que se muestra a continuación:

Kv=3550000N/mm Kh=9000N/mm.

CÁLCULO RIGIDEZ NEOPRENO RECTANGULAR

$a := 600mm$ Ancho A

$b := 100mm$ Ancho B

$e_n := 6mm$ Espesor

$A_n := a\,b \quad G := 0.9\frac{N}{mm^2}$

$K_h = \frac{H}{\delta} = \frac{G\,A_n}{e_n}$

$K_h := \frac{G\,A_n}{e_n} \quad K_h = 9000\frac{N}{mm}$

$E := 355\frac{N}{mm^2}$

$K_v = \frac{F}{\delta} = \frac{E\,A_n}{e_n}$

$K_{v1} := \frac{E\,A_n}{e_n} \quad K_{v1} = 3550000\frac{N}{mm}$

Los pilares y las vigas transversales se modelizan por medio de barras solidarizando sus extremidad con los sólidos que representan las jácenas.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Cargas y combinaciones consideradas

En referencia a las cargas aplicadas, después del análisis del proyecto original, se ha decidido aplicar directamente las cargas de la fase definitiva de funcionamiento del puente al ser más desfavorable. Las cargas corresponden con las indicadas en el proyecto original y se resumen a continuación:

- Pp: peso propio de los elementos considerando un peso unitario del hormigón de γ_s=25kN/m³.
- Qt=24kN/m²: carga tierras en los vano entre O-P y K-J.
- Sce=5kN/m²: carga variable en los vanos interiores del edificio entre O-N y N-K.
- Scu=15kN/m²: carga variable en los vanos entre O-P y K-J.
- Cisca: se trata de una carga permanente vertical en la ménsula de cada pilar de la Jácena41B y corresponde a:
  - Alineación O':2400kN
  - Alineación N:2475kN
  - Alineación K1:3350kN
- Cisca2= se trata de una carga vertical variable en la ménsula de cada pilar de alineación 41B y corresponde a:
  - Alineación O':600kN
  - Alineación N:575kN
  - Alineación K1:550kN
- Edificio: cargas edificio en el puente se aplica en los pilares de las Jácenas 40B, 41A, 41B y corresponde a:
  - Alineación O': N=7850kN; M=445.0kNm; V=115kN
  - Alineación N: N=10530kN; M=322.2kNm; V=64.0kN
  - Alineación K1: N=2450kN; M=348.5kNm; V=72.0kN

La sobrecarga de uso se ha aplicado considerando su posible distribución en los diferentes vanos.

Las Fases analizadas son las siguientes:

1. Ejecución pilares, Jácenas y vigas y colocación placas prefabricadas con hormigonado de capa de compresión. En esta fase la capa de compresión no está conectada con la Jácena. Cálculo estructuras con peso propio.

2. Conexión de la capa de compresión con la Jácena debido al fraguado del hormigón.

3. Aplicación resto de cargas.

Las combinaciones aplicadas son las siguientes:

Cpqtsc= 1.35·pp + 135·(Qt+Cisca+Edificio)+ 1.5·(Sc+Cisca2)

Materiales

Hormigón:

Hormigón en pantallas.....HA-40 (fck = 40 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en las pantallas.....B500S (fyk = 500 N/mm²)

3.3.2 Resultados

A continuación se muestran los resultados obtenidos en el estudio sobre las dos secciones K141B y O'41B más desfavorables a momento torsor. Al tratarse de elementos finitos tridimensionales los esfuerzos en la sección de estudio se obtienen por medio del comando "sección cut" del programa SAP, que consiste en definir un grupo constituidos por elementos finitos tridimensionales y sus puntos extremos en correspondencia de la sección de estudio, a partir del grupo definido el programa calcula, por medio del comando anteriormente mencionado, los esfuerzos actuantes en la sección. A continuación se presentan los esfuerzos en las dos secciones de la jácena 41B:

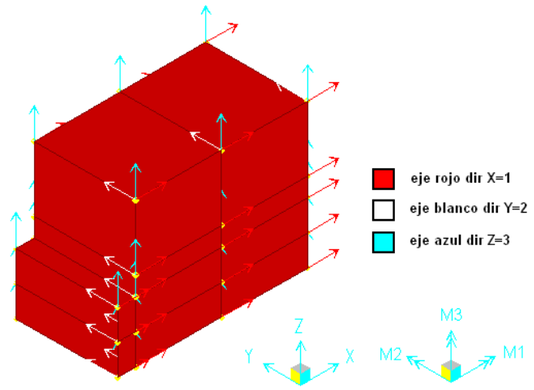


Figura 12: esquema para interpretar la dirección de los esfuerzos actuantes. Se observa que el momento M2 corresponde al momento torsor, M1 al momento flector longitudinal y F3 al cortante.

Section Cut Text	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
k141B	SC_cp	NonStatic	Max	326.72	182.63	1751.87	0.00	1595.44	127.74
k141B	SC_cp	NonStatic	Min	0.00	-0.35	0.00	-3243.45	0.00	0.00
O'41B	SC_cp-2	NonStatic	Max	260.86	11.15	1964.91	4356.33	1102.65	31.98
O'41B	SC_cp-2	NonStatic	Min	-3.02	-190.64	0.00	0.00	0.00	-171.20

Como se puede observar en la tabla adjunta, los valores de momento torsor **M2** obtenidos en las secciones K141B y O'41B considerando la interacción con el forjado, son inferiores a los valores de torsor obtenidos en el proyecto original en un orden del -30% y asumibles con el armado dispuesto en obra.

Sección K141B

Momento torsor último con armado dispuesto:	Mtu=2185kNm
Momento torsor de cálculo estudio proyecto original:	Mtd=2281.7 kNm
Momento torsor de cálculo nuevo estudio:	**Mtd=1595.4 kNm**

Sección O'41B

Momento torsor último con armado dispuesto:	Mtu=1170kNm
Momento torsor de cálculo estudio proyecto original:	Mtd=1469.2 kNm
Momento torsor de cálculo nuevo estudio:	**Mtd=1102.65 kNm**

amatria
ingeniería
www.amatria.com

El momento de flexión longitudinal **M1** obtenido en el estudio es del orden del momento de dimensionamiento del proyecto original.

A continuación se muestra un diagrama de compresiones transversales de la capa de compresión:

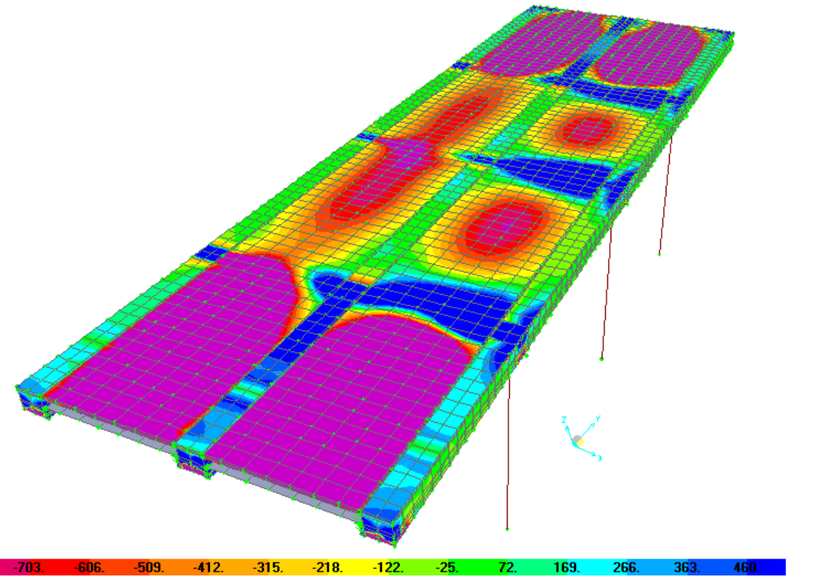


Figura 13: Compresión transversal máxima de la capa de compresión, dirección x. Se observa que la capa de compresión resulta comprimida a lo largo de la jácena, solo se producen tracciones en la zona de la viga transversal.

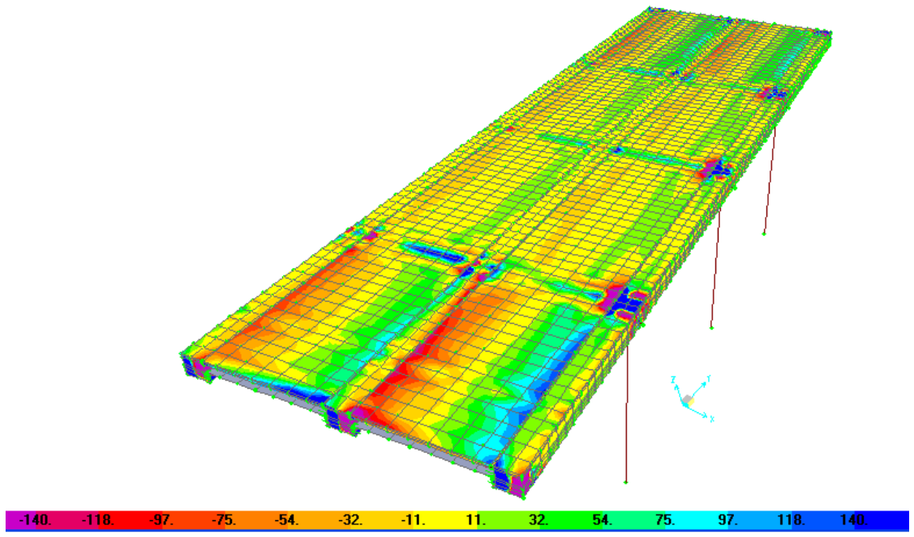


Figura 14: Cortante transversal máximo de la capa de compresión, dirección x. V13máx=118kN.

Se comprueba la capacidad resistente a cortante transversal de la capa de compresión a lo largo de la jácena considerando la compresión concomitante actuante, que en la zona en examen siempre es superior a 800kN:

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

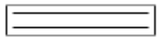
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 40.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

Sección : 0.2X1.0
b0 [m] = 1.00
h [m] = 0.20



2 Comprobación

ρl [-1.E-3] = 2
Nd [kN] = 800.0
Vu [kN] = 167.6

Como se observa Vu = 167.6kN > Vd=118.0kN, así que se deduce el correcto funcionamiento de la capa de compresión para la transmisión de las cargas verticales y de conexión con las jácenas.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

7. CONCLUSIONES

Con el presente informe se comprueba la capacidad resistente frente a los esfuerzos torsionales de las jácenas del puente del trabajo, 40B, 41A y 41B considerando la armadura colocada en obra. Del análisis realizado se obtiene que que:

1. Considerando el efectivo ancho contribuyente, de las cargas de proyecto original, a momento torsor en las jácenas, se obtiene una reducción de la carga torsional de proyecto original aplicada de un 10%.

2. Del estudio del armado longitudinal colocado en las jácenas y los esfuerzos actuantes según los cálculos de proyecto original se obtiene que:

   - Para las jácenas 40B-41A en el tramo ejecutado entre las alineaciones J1 y O y para la jácena 41B en el tramo ejecutado entre las alineaciones K1 y O el armado longitudinal colocado resiste a los esfuerzos torsores producidos por las cargas de proyecto original.

   - Para la jácena 41B en el vano entre las alineaciones J1 y K1, en un tramo de 1.5m en correspondencia del empotramiento con el pilar de la alineación K1 se obtiene un decremento de los factores de seguridad de un 4%.

   - Para el vano entre las alineaciones O y P, donde solo se ha hormigonado el primer metro de las jácenas a partir de la alineación O, se obtiene para los elementos 40 B y 41A que el armado longitudinal colocado resiste a los esfuerzos torsores producidos por las cargas de proyecto original, mientras para el elemento 41B el decremento de los factores de seguridad es de un 20%.

3. Del estudio de la estructura mediante un modelo con elementos finitos tridimensionales y considerando las fases de ejecución de los forjados y de aplicación de las cargas sucesivas se obtiene una reducción de los esfuerzos torsores. En la jácena 41B en las secciones detectada como críticas, en los vanos entre las alineaciones J1-K1 y O-P se observa una reducción del momento torsor de entre un 25-30%.
   Se observa también que los esfuerzos flectores en las jácenas prácticamente coinciden con los de proyecto original y que la capa de compresión resulta comprimida a lo largo de las jácenas.

De los resultados expuestos tanto para el recálculo del efectivo ancho contribuyente a momento flector en las jácenas de las cargas de proyecto original, como para el modelo de estudio realizado con elementos finitos tridimensionales, la reducción de los esfuerzos torsores obtenida en la jácena 41B en el vano entre las alineaciones J1 y K1 es tal que las jácena pueden resistir con el armado colocado.

Para la misma jácena 41B, en el vano entre las alineaciones O y P, donde solo se ha ejecutado el primer metro de la jácena, la reducción de torsor, obtenida en el recálculo del efectivo ancho contribuyente a momento flector de las cargas de proyecto original en las jácenas, sería insuficiente para cubrir la reducción de factor de seguridad debido al armado colocado, así que en caso de dejar de considerar los resultados del estudio realizado con elementos finitos tridimensionales, se propone repicar el tramo ejecutado y colocar las barras necesarias como se indica en el plano de reparación adjunto.

Las jácenas 40B y 41A en los tramos ejecutados resisten los esfuerzos aplicados sin necesidad de reparación. Sin embargo, de acuerdo con la empresa constructora, se procederá a repicar los elementos ejecutados entre las alineaciones O y P para colocar la armadura como indicado en proyecto original.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Mayo de 2011

Miguel Abellan Alcaraz

De: Calvo Perales, Isaac [isaac.calvo@inocsa.es]
Enviado el: viernes, 27 de mayo de 2011 9:46
Para: Monjaras Torres, Juan Luis; Hospital Bartolomé, Maria Purificación; Jose Vicente Peñas Bermudez; Antoni Casadejust Tarruella; Sanchez Rodriguez, Gloria; Miguel Abellan Alcaraz
Asunto: RV: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: ANÁLISIS ARMADO A TORSOR EN JÁCENAS ESTRUCTURA NUEVO PUENTE DEL TRABAJO Y PROPUESTA DE REPARACIÓN
Datos adjuntos: SectorSagrera_ComprobTorsionJacenasNPT.pdf

Buenos días,

Adjunto informe de revisión del documento de comprobación a torsión de las jácenas del Puente del Trabajo. Como veréis, se da por válida la comprobación realizada en los términos ya comentados: se comprueba que la capacidad de sección es un 4% menor a la requerida en Proyecto a la vez que se justifica que los esfuerzos torsores se pueden disminuir en un 10%. Con esto se justifica la suficiencia de la armadura longitudinal dispuesta.

El efecto positivo de la capa de compresión se aplica en el informe para justificar la suficiencia de armado de torsión de los tramos en espera. Sin embargo, en estas zonas se define una medida correctora (que es la que hemos aplicado: demolición + nuevas esperas), por lo que esta colaboración de la capa de compresión deja de ser necesaria.

Saludos

Isaac Calvo Perales
Jefe de Unidad
Asistencia Técnica La Sagrera-Nudo Trinidad
Sector Sagrera - Sector San Andrés
C/ Sagrera 111 Bajos, 08027 (Barcelona)
D +34 93 352 97 52 C +608 74 59 71
isaac.calvo@inocsa.es
isaac.calvo@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM
Quintana, 2, 3ª Planta Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: jueves, 26 de mayo de 2011 20:39
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Calvo Perales, Isaac; Ayuso Pagnacco, Facundo; Martinez Garcia, Fernando; Ricart, Concepcion
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: ANÁLISIS ARMADO A TORSOR EN JÁCENAS ESTRUCTURA NUEVO PUENTE DEL TRABAJO Y PROPUESTA DE REPARACIÓN

Gloria,

Adjunto envío informe sobre la "Comprobación de la resistencia torsional de las jácenas 40B, 41A y 41B del NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE con la armadura colocada en obra" en los términos comentados estos días.

Un saludo,

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es
jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: miércoles, 25 de mayo de 2011 11:46
Para: Buron Garcia, Jaime; Ayuso Pagnacco, Facundo
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: ANÁLISIS ARMADO A TORSOR EN JÁCENAS ESTRUCTURA NUEVO PUENTE DEL TRABAJO Y PROPUESTA DE REPARACIÓN

Buenos días Jaime:

Te reenvío el informe de Amatria con la comprobación de la armadura de torsión dispuesta en las jácenas del Nuevo Puente del Trabajo. Hay tramos en los que se produce una reducción del coeficiente de seguridad de un 4% y otros tramos de un 20%, pero estos últimos se dan en el vano OP, que sólo se ejecutaron 0.90m y es lo que se ha repicado. El informe recoge el sobredimensionamiento de un 10% del esfuerzo torsor de proyecto de GPO que detectaste y transmitiste a Amatria. Estudian también la colaboración de la capa de compresión (que además lleva armadura pasante). D.O. nos pidió en la reunión de ayer que analices que dicha colaboración siempre se considera de una manera conservadora (si es que crees necesario considerarla, que parece que no).

Para cualquier duda ó información/ documentación que necesites estamos a tu disposición.

Un saludo.

De: Miguel Abellan Alcaraz [mailto:mabellan@isoluxcorsan.com]
Enviado el: martes, 24 de mayo de 2011 20:01
Para: Hospital Bartolomé, Maria Purificación; Sanchez Rodriguez, Gloria; Calvo Perales, Isaac
CC: Jose Vicente Peñas Bermudez
Asunto: ANÁLISIS ARMADO A TORSOR EN JÁCENAS ESTRUCTURA NUEVO PUENTE DEL TRABAJO Y PROPUESTA DE REPARACIÓN

Buenas tardes,
adjunto informe en el que se analiza la resistencia a torsión del armado dispuesto en las jácenas del nuevo puente del trabajo y el plano de reparación propuesto para el último tramo ejecutado de las tres jácenas,
quedamos a la espera de su revisión,
un saludo

AVISO DE CONFIDENCIALIDAD
El correo electrónico vía Internet no permite asegurar ni la confidencialidad de los mensajes transmitidos ni su integridad o correcta recepción. Si no consintiera éste, rogamos nos lo notifique de manera inmediata.
Este mensaje va dirigido únicamente a su destinatario y pudiera contener información confidencial cuya divulgación esté prohibida por ley. Si lo recibe por error, rogamos nos lo comunique de manera inmediata por esta misma vía y proceda a su eliminación, así como a la de cualquier documento adjunto al mismo. Asimismo, si no es el destinatario de este mensaje, se le informa de que su lectura, copia, distribución y utilización, así como la de cualquier documento adjunto, están prohibidas.

CONFIDENTIALITY WARNING
Internet e-mail does not allow neither the confidentiality nor the completeness nor proper receipt of the messages sent. If you do not consent to the use of Internet e-mail, please notify us immediately.

This message is intended exclusively for its addresser and it could be contained confidential information which spreading is forbidden by law. If you received this in error, please contact the sender and delete it and any attachment. If you are not the addresser indicated in this message, please be informed that any reading, copy, distribution or use of it or its attachments is forbidden.

_____

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V. MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA. TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD. SECTOR SAGRERA

COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA TORSIONAL DE LAS JÁCENAS 40B, 41A y 41B DEL NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE CON LA ARMADURA COLOCADA EN OBRA

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos a la "comprobación de la resistencia torsional de las jácenas 40B, 41A y 41B del NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE con la armadura colocada en obra" recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera al haberse detectado la disposición de una armadura longitudinal frente a torsión en las caras laterales inferior a la necesaria según el Proyecto de Construcción de referencia.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación con el estudio de la situación actual de las jácenas ejecutadas como parte del Nuevo Puente del Trabajo en lo que se refiere a la capacidad torsional asociada a la armadura longitudinal realmente dispuesta en las obras del Sector Sagrera; a saber:

- DOCUMENTO: "Comprobación de la resistencia torsional de las jácenas 40B, 41A y 41B del NUEVO PONT DEL TREBALL DIGNE con la armadura colocada en obra"; y el plano adjunto "REPARACIÓN ARMADO DE PIEL. JÁCENAS PUENTE DTRABAJO ALINEACIÓN O´" (Hoja 1 de 1), que se asume como definición gráfica vigente de la propuesta de medida correctora donde se ha considerado necesaria.

  La documentación citada es emitida por la empresa AMATRIA Ingeniería S.L. como responsables de los análisis estructurales de los elementos en estudio.

Adicionalmente, se mantiene como referencia constante el Proyecto de Construcción "LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA – NUDO DE LA TRINIDAD. SECTOR SAGRERA. Definición de la nueva solución estructural de la reposición del Pont del Treball Digne" redactado por GPO en ENERO de 2010 y que se mantiene como definición vigente de los elementos estructurales en estudio.

En el presente informe se realiza un análisis crítico de la presentación de la situación actual de las jácenas ejecutadas y del contraste con los requerimientos del diseño original según el Proyecto de Construcción de referencia, así como del desarrollo de los cálculos presentados y de los criterios de diseño y bases de cálculo con los que se abordan las comprobaciones para la evaluación de la resistencia torsional según los esquemas de armado realmente ejecutados.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Documento Técnico

En Documento Técnico recibido se presenta el contraste de la situación de las jácenas ejecutadas en las obras del Sector Sagrera para formar parte de la estructura del Nuevo Puente del Trabajo y los requerimientos que se desprendían del Proyecto Constructivo de referencia. Con este análisis de contraste se concluye que las jácenas 40B, 41A y 41B se han ejecutado con una armadura longitudinal en las caras laterales inferior a la propuesta en el diseño del Proyecto Constructivo de referencia y, por lo tanto, se hace necesario comprobar la suficiencia de la resistencia torsional de las jácenas afectadas con los esquemas de armado realmente ejecutados.

Para la comprobación de la resistencia torsional de las jácenas 40B, 41A y 41B con los esquemas de armado realmente ejecutados se procede a:

- Realizar un análisis de las cargas solicitantes del Proyecto de Construcción de referencia para determinar cuál es el estado de cargas dimensionante en lo que se refiere al Estado Límite Último de torsión. Adicionalmente, en el Documento recibido se justifica de forma suficiente que los torsores solicitantes del Proyecto de referencia se podrían reducir en un 10% al reformular simplificaciones del lado de la seguridad de la introducción de cargas en el modelo original de barras.

- Realizar un análisis de la capacidad torsional de las secciones críticas, a partir de resultados de esfuerzos coherentes con los arrojados por los cálculos del Proyecto de referencia y con metodologías acordes con la normativa vigente.

- Realizar un análisis complementario de la colaboración de la capa de compresión del forjado prefabricado que carga sobre las jácenas en su mecanismo de resistir los momentos en torno a sus ejes. El análisis se aborda con un modelo de elementos finitos coherente con las condiciones de contorno de la estructura en estudio y que, a partir de un mayor grado de precisión respecto al modelo de barras del Proyecto de referencia, permite un estudio conjunto del comportamiento de las jácenas a torsión que penaliza menos su dimensionamiento.

Las bases de cálculo y criterios de diseño con los que se desarrollan este conjunto de análisis estructurales y comprobaciones seccionales se pueden considerar, de forma general, adecuados para las condiciones de contorno, acordes con la normativa vigente y con el Proyecto de Construcción de referencia y coherentes con los datos de las dimensiones y esquemas de armado realmente ejecutados en las obras del Sector Sagrera.

A partir del conjunto de análisis descritos en el Documento Técnico recibido se justifica suficientemente que:

- Para las jácenas 40B y 41A, la armadura longitudinal en caras laterales dispuesta en obra entre las alineaciones K1 y O' resulta suficiente para asegurar el cumplimiento del Estado Límite Último de TORSIÓN bajo las solicitaciones del Proyecto de Construcción de referencia.

- Para la jácena 41B, la armadura longitudinal en caras laterales dispuesta en obra entre las alineaciones K1 y O' resulta suficiente para asegurar el cumplimiento del Estado Límite Último de TORSIÓN bajo las solicitaciones del Proyecto de Construcción de referencia con excepción de la sección sobre K1, en la que se evalúa una capacidad seccional que resulta un 4% menor a la requerida.
  En tanto que, en el propio documento, se justifica de forma suficiente la posibilidad real de disminuir los torsores solicitantes del Proyecto de referencia en un 10%; se asume también para la sección sobre K1 de la jácena 41B el cumplimiento del Estado Límite Último de TORSIÓN sin necesidad de adopción de medida correctora alguna.

- Para las jácenas 40B, 41A y 41B en su tramo "en espera" ejecutado desde la alineación O' hacia el lado montaña, aunque se llega a justificar el

cumplimiento del Estado Límite Último de TORSIÓN bajo las solicitaciones del Proyecto de Construcción de referencia (en las jácenas 40B, 41A) o mediante el análisis de la colaboración de la capa de compresión del forjado prefabricado, se procede a diseñar la medida correctora que permita reproducir los esquemas de armadura longitudinal en espera de las caras laterales originalmente definidos en el Proyecto de referencia

Planos

Se presenta, como complemento al Documento Técnico, un plano adjunto con la definición completa de las medidas correctoras propuestas para la reproducción de los esquemas de armadura longitudinal en espera de las caras laterales originalmente definidos en el Proyecto de referencia: repicado hasta la cara del pilar en alineación O' y anclaje a posteriori de 6f25 por cada cara lateral.

4. CONCLUSIONES

Como conclusión, y tal y como se desarrolla en los apartados anteriores, se puede decir que en el conjunto de documentación recibida se justifica suficientemente la suficiencia de la armadura longitudinal en caras laterales con las que se han ejecutado las jácenas 40B, 41A y 41B del Nuevo Puente del Trabajo desde las alineaciones K1 a O'.

Adicionalmente, para los tramos de jácenas 40B, 41A y 41B "en espera" ejecutados desde la alineación O' hacia el lado montaña se define una propuesta de medida correctora que resulta adecuada para reproducir los esquemas de armado necesarios que, según el Proyecto de Construcción de referencia, permitirán la ejecución de la continuación de las jácenas asegurando el cumplimiento del Estado Límite Último de torsión.

Madrid, 26 de mayo de 2011

INOCSA, Una Empresa AECOM

APÉNDICE 52 - REFUERZO COLECTOR 11 SETEMBRE BAJO VÍAS UIC I

APÉNDICE 52 - REFUERZO COLECTOR 11 SETEMBRE BAJO VÍAS UIC I

ÍNDICE

1.- REFUERZO COLECTOR 11 SETEMBRE BAJO VÍAS UIC I

2. - MEMORANDO APROBACIÓN REFUERZO COLECTOR 11 SETEMBRE BAJO VÍAS UIC I

Proyecto de construcción de Plataforma y Vía Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa.
Tramo: La Sagrera-Nudo de la Trinidad. Sector Sagrera

NOTA TÉCNICA

Cruce sobre Colector 11 de Septiembre V4

KV CONSULTORES

15/12/2010

INDICE

1 Introducción .....

1.1.1 Bases de cálculo ..

2 Cálculo de prelosa pésima de encofrado de losa +15.34 en situación de izado .....

2.1 Entrada de datos .....

2.2 Salida de resultados .....

2.3 Comprobación de ELU Flexión .....

2.4 Comprobación de ELU Cortante .....

2.5 Dimensionamiento de ganchos de izado ..

3 Cálculo de prelosa pésima de encofrado de losa +15.34 en situación de hormigonado.....

3.1 Entrada de datos .....

3.2 Salida de resultados .....

3.3 Comprobación de ELU Flexión .....

3.4 Comprobación de ELU Cortante ...

4 Cálculo de prelosa pésima de encofrado de losa +15.62 en situación de izado .....

4.1 Entrada de datos .....

4.2 Salida de resultados .....

4.3 Comprobación de ELU Flexión .....

4.4 Comprobación de ELU Cortante .....

4.5 Dimensionamiento de ganchos de izado

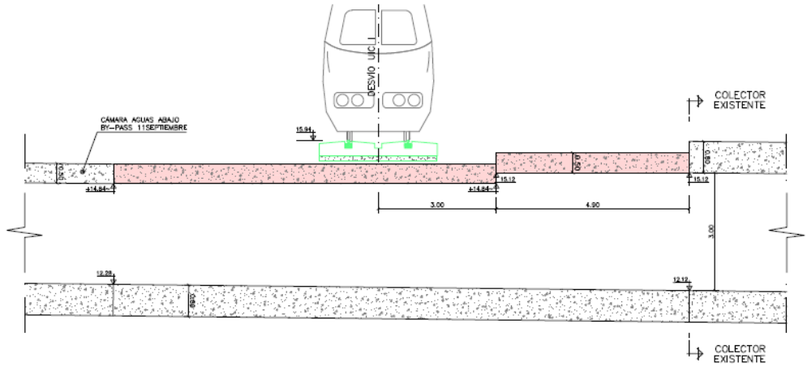
5 Cálculo de prelosas de encofrado de losa +15.62 en situación de hormigonado.....

5.1 Entrada de datos .

5.2 Salida de resultados.....
5.3 Comprobación de ELU Flexión .....
5.4 Comprobación de ELU Cortante .....
6 Cálculo de losa +15.34 en situación definitiva.....
6.1 Entrada de datos.....
6.2 Salida de resultados.....
6.3 Comprobación de ELU Flexión .....
6.4 Comprobación de ELU Cortante .....
6.5 Comprobación de ELU Rasante en junta entre hormigones.
6.6 Comprobación de ELS Fisuración.....
7 Cálculo de losa +15.62 en situación definitiva.....
7.1 Entrada de datos.....
7.2 Salida de resultados.....
7.3 Comprobación de ELU Flexión .....
7.4 Comprobación de ELU Cortante .....
7.5 Comprobación de ELU Rasante en junta entre hormigones.
7.6 Comprobación de ELS Fisuración.....
8 Cálculo de muro hastial .....
8.1 Muro bajo losa +15.34 en situación provisional .....
8.2 Muro bajo losa +15.34 en situación definitiva .....
8.3 Muro bajo losa +15.62 en situación provisional .....
8.4 Muro bajo losa +15.62 en situación definitiva .....
9 Planos .....

1 Introducción

El objeto de la presente nota es definir los procesos de cálculo seguidos en el dimensionamiento y armado del cruce, sobre el colector 11 de Septiembre, de una vía UIC como situación provisional de la construcción de la plataforma de LAV Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frotera Francesa en el tramo La Sagrera-Nudo de la Trinidad.



Para mantener en servicio el colector, la losa de cubierta no se ejecuta cimbrada sino que se ejecutan unas prelosas prefabricadas en obra, fuera de su ubicación definitiva ,en módulos de 2.33 m de anchura en la losa inferior y de 2.456 m de anchura en la losa superior y con un espesor de 25 cm, que sirven de encofrado perdido para la losa completa.

El proceso constructivo que se va a seguir para la ejecución del paso sobre el colector es:

- Demolición de cubierta de colector existente
- Ejecución de zapata de nuevo hastial paralelo al existente
- Demolición de hastial existente
- Ejecución de alzado de nuevo hastial paralelo al existente
- Ejecución de ataguía y demolición de ataguía existente
- Montaje de prelosas de encofrado perdido
- Hormigonado de losa de cubierta

La losa de cubierta se ejecua a dos niveles, su espesor total es de 50 cm de los cuales 25 cm son de prelosa y 25m de un hormigonado posterior. El muro lateral que se ejecuta como nuevo hastial tiene un espesor de 1.0 m.

1.1.1 Bases de cálculo

Acciones a considerar

- *Losa completa:*

Se consideran dos hipótesis de carga:

Acciones ferroviarias

Peso Propio		2.5 T/ m^3
Carga muerta	Via en placa	1.25 T/ m^2
	Resto de relleno	1.0 T/m^2
Presión de interior de colector		-8.0 T/m^2
SC de tráfico (IAPF-07)	Via	Tren UIC
	Resto de plataforma	5.0 kN/m^2

Tren UIC:

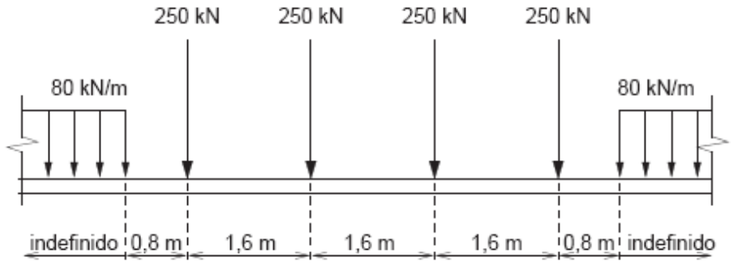


Figura 2.1: *Tren de cargas verticales UIC71.*

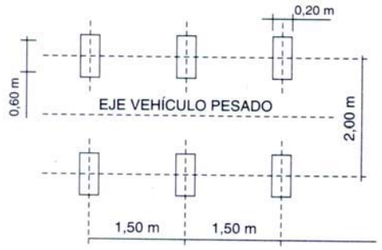
Esta carga será afectada por un coeficiente de clasificación α=1.21 y por un coeficiente de impacto obtenido según el método simplificado a aplicar para velocidades inferiores a 220 km/h recogido en apartado 2.3.3.2 de la norma IAPF:

$$\phi_2 = \frac{1'44}{\sqrt{L_\phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \textbf{=1.48}$$

Acciones carreteras

Peso Propio		2.5 T/ m^3
Carga muerta	Via en placa	1.25 T/ m^2
	Resto de relleno	1.0 T/m^2
Presión de interior de colector		-8.0 T/m^2
SC de tráfico (IAP)		4.0 kN/m^2
		Vehículo pesado 600 kN

Vehículo pesado 600 kN:



- *Prelosas en situación de izado:*

Peso Propio de prelosas	0.625 T/ m^2
SC de trabajo	0.1 T/m^2

- *Prelosas en situación de hormigonado:*

Peso Propio de prelosas +hormigonado	1.25 T/ m^2
SC de trabajo	0.1 T/m^2

- *Muro hastial en situación provisional*

  Coef de empuje activo: 0.30

  Sobrecarga en trasdós 1.0 T/m^2

- *Muro hastial en situación definitiva*

Coef de empuje activo: 0.30

Sobrecarga en trasdós 3.0xα=3.56 T/m^2

Cargas procedentes de la losa:

Acciones verticales: del cálculo de las losas recogido en los siguientes apartados se deduce que la carga máxima en cabeza es 250 kN/m para el muro bajo la losa +15.34 y de 160kN para el muro hastial de la losa +15.62

Acciones horizontales:

Las acciones horizontales debidas a la vía ferroviaria que debe soportar el muro bajo la losa +15.34 son las debidas al frenado y arranque, en este caso la situación pésima es la de arranque:

$$\text{Arranque:} \qquad Q_{l,k}=\alpha \cdot 33[kN/m] \cdot L'[m] \qquad (\text{con } L' \leq 30m)$$

Repartiendo la carga de frenado en un ancho de muro de 6 m tenemos:

F= 1.21x3.3x6.1/(2x6)= 2.03 ton/m

Las acciones horizontales debidas al paso de vehículos que debe soportar el muro bajo la losa +15.62 son las debidas al frenado, que, según la norma IAP, corresponden a un veinteavo de la sobrecarga vertical de tráfico:

F=11.3Ton/m/20= 0.57 ton/m

Estas acciones no son soportadas por los muros en ménsula ya que al producirse cuando el colector está cerrado como un pórtico, son soportados por el empuje pasivo que actuará contra el muro hacia el que se produce la acción

Materiales y coeficientes de seguridad

Características de los materiales:

	Denominación	Resistencia (N/mm^2)
HORMIGÓN		

Muro y prelosa	HA-30/B/20/IIa+Qb	30
Losa de compresion	HA-30/B/20/IIa	30
ACERO DE ARMAR		
Armadura Pasiva	B-500S	510

Coeficientes parciales de seguridad:

Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales:

Coeficiente de minoración del hormigón	γ_c= 1.5
Coeficiente de minoración del acero para armar	γ_s= 1.15

Coeficiente de mayoración de acciones:

Coeficiente de mayoración de las acciones permanentes	γ_f= 1.35
Coeficiente de mayoración de las acciones variables	γ_f= 1.5

Para el cálculo de la losa y las prelosas se ha realizado un modelo de elementos finitos con el programa *Cedrus,* en el que se han introducido las cargas. Para el dimensionamiento de cada una de las losas se han realizado tres modelos:

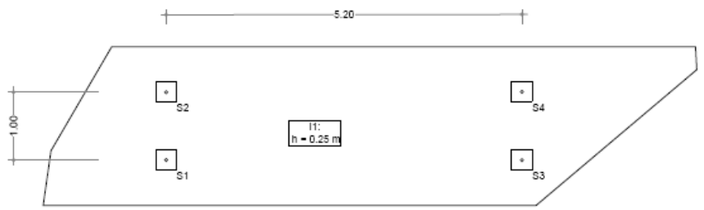
- Modelo de prelosa en fase de izado y colocación de la misma
- Modelo de prelosa en fase de hormigonado de losa completa
- Modelo de losa completa en situación definitiva

2 Cálculo de prelosa pésima de encofrado de losa +15.34 en situación de izado

2.1 Entrada de datos

Sagrera-Trinidad | Page 1
Colector 11-septiembre- Prelosa izado | 25.11.10, 13:46
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L. | Imorales | Cedrus-4, Version 3.02

Structure — Scale 1 :60.0



STRUCTURE DATA

THICKNESS AND MATERIAL

Isotropic	Young [kN/m2]	ν -	Thickness [m]	Top surface level [m]
I1	2.7E+7	0.17	0.25	0

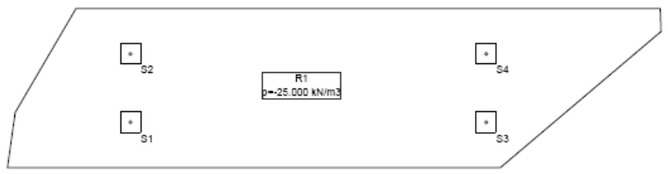
COLUMNS - Table 1: FE-Model

Id	Type	only Compression	ks [kN/m3]	sdz [kN/m]	srx [kNm]	sry [kNm]	dx [m]	dy [m]	Young [kN/m2]
S1	Point			1.E+7	free	free	0.05	0.05	2.1E+7
like S1: S2 .. S4									

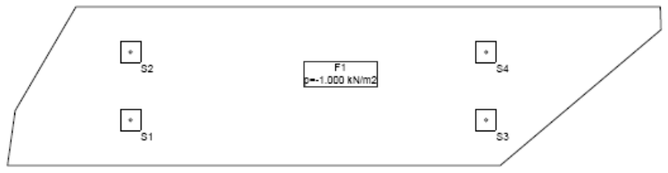
COLUMNS - Table 2: Structure

Id	Geom.	wx [°]	wy [°]	ø [m]	dx' [m]	dy' [m]	ex [m]	ey [m]	Height [m]
S1	Quadrilateral	0	90.000		0.30	0.30	0	0	3.00
like S1: S2 .. S4									

Load case 1: PP — Scale 1 :60.0



Load case 2: SC — Scale 1 :60.0



Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84-prelosa-izado_v2.C4P

Sagrera-Trinidad | Page 2
Colector 11-septiembre- Prelosa izado | 25.11.10, 13:46
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L. | Imorales | Cedrus-4, Version 3.02

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: !Dead load
Permanent L1: [1.00] PP

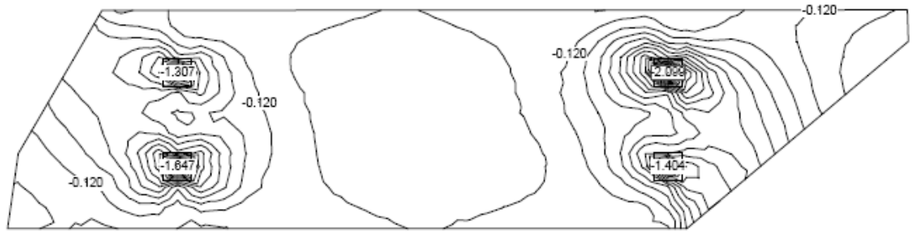
ACTION: !Imposed load
plus where critical L2: [1.00] SC

LIMIT STATE SPECIFICATION: !Ultimate (ULS)
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	!Dead load	1.35	1
2	!Imposed load	1.5	1.5

Reinforcement cross sections axt: — Scale 1 :51.7
Equidistance: 0.200 cm2/m, Reference line: -25.120 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Reinforcement cross sections ayt: — Scale 1 :51.7
Equidistance: 0.100 cm2/m, Reference line: -25.120 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15



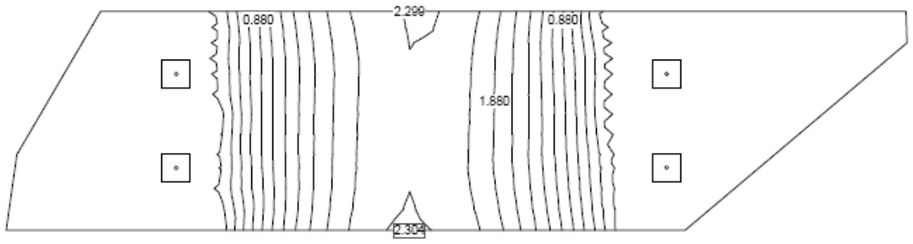
Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84-prelosa-izado_v2.C4P

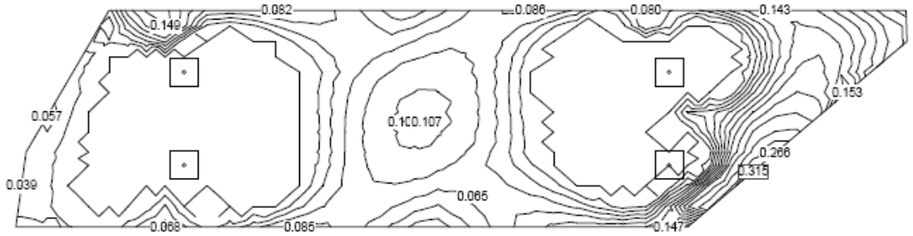
2.2 Salida de resultados

Sagrera-Trinidad	Page 3
Colector 11-septiembre- Prelosa izado	25.11.10, 13:46
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L. Imorales	Cedrus-4, Version 3.02

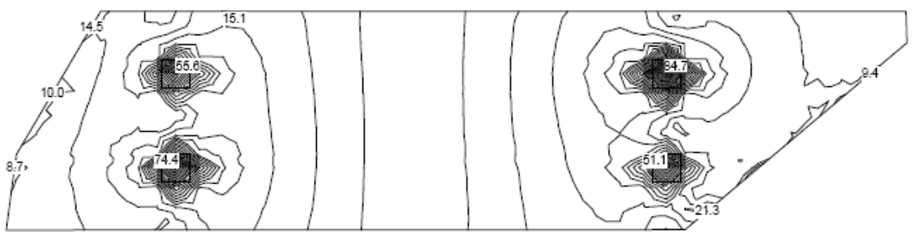
Reinforcement cross sections axb:
Equidistance: 0.200 cm2/m, Reference line: -25.120 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15
Scale 1 :51.7



Reinforcement cross sections ayb:
Equidistance: 0.020 cm2/m, Reference line: -25.120 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15
Scale 1 :52.3



Envelopes of maximum shear forces: !Ultimate (ULS), Equidistance: 5.0 kN/m, Reference line: 0.0 kN/m
Scale 1 :51.7

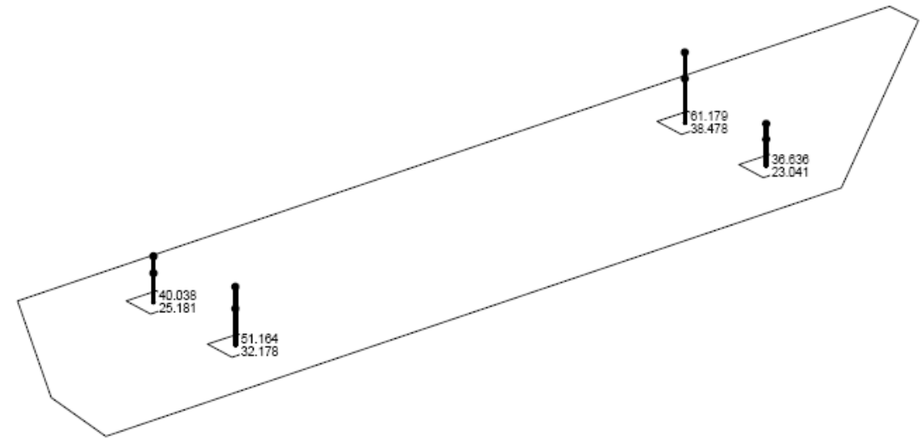


Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84-prelosa-izado_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 4
Colector 11-septiembre- Prelosa izado	25.11.10, 13:46
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L. Imorales	Cedrus-4, Version 3.02

Envelopes of reaction forces Walls: !Ultimate (ULS) Identifications: Columns: [kN]



Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84-prelosa-izado_v2.C4P

2.3 Comprobación de ELU Flexión

Con los listados de salida de resultados del modelo de cálculo realizado con el programa Cedrus recogidos en el apartado anterior, se observa que la armadura dispuesta en la losa y reflejada en planos es superior a la requerida por cálculo del ELU de Flexión.

2.4 Comprobación de ELU Cortante

La prelosa sin armadura de cortante soporta un esfuerzo cortante último:

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.25**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**154.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**12**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**6**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**No**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**
α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.25
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	6.79
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.20
ξ =	2.00
fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00

As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0079
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.20
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	295.0365
z = brazo mecánico [m] =	0.18
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

CÁLCULOS DE CORTANTE

No resulta necesaria la comprobación de compresión oblicua en el alma

Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] =

Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =

Vsu : Contribución de la armadura [KN] =

En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada

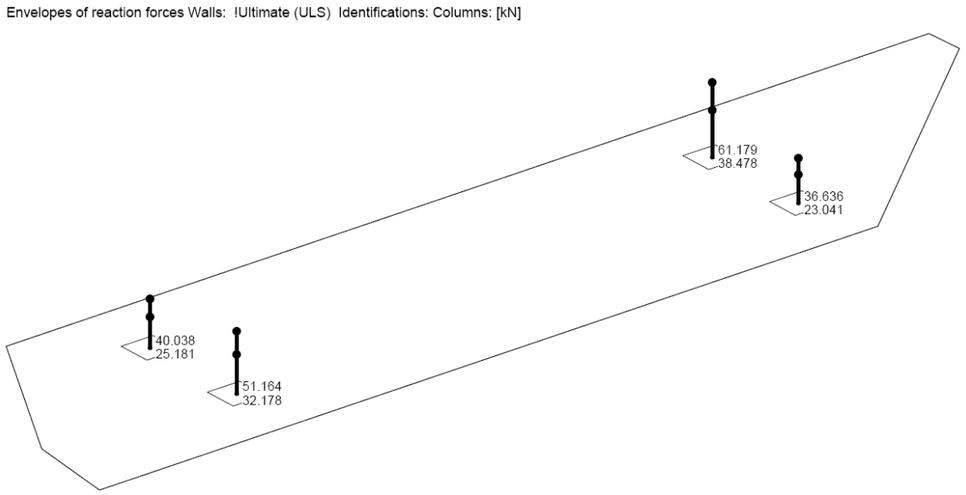
Vu2 : 154.92

Cumple

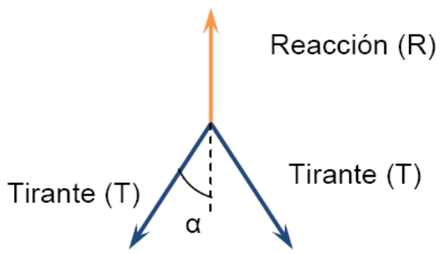
Este valor cubre los valores de cortante de cálculo de toda la prelosa

2.5 Dimensionamiento de ganchos de izado

Las reacciones mayoradas en los ganchos en el momento de izado son:



Para dimensionar la armaduras que componen los ganchos de izado se tiene en cuenta el siguiente esquema estático:



$$2\,T\cos\propto = R$$

$$T = \frac{R}{2\cos\propto}$$

Tomando como tensión máxima del acero a tracción de 400 Mpa, el area de armadura necesaria es de:

$$A = \frac{R/(2\cos\propto)}{40}$$

Tomando un ángulo máximo de 45º y la reacción máxima mayorada de 61kN resulta:

A=1.525 cm^2, que se resuelve con un gancho ϕ 16 de área 2.0 cm^2.

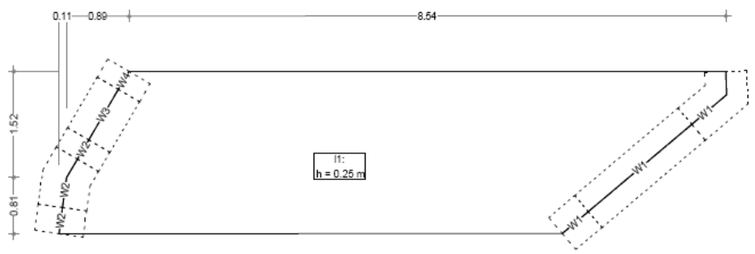
En los planos se adjunta un detalle de la disposición de estos ganchos

3 Cálculo de prelosa pésima de encofrado de losa +15.34 en situación de hormigonado

3.1 Entrada de datos

Sagrera-Trinidad | Page 1
Colector 11-septiembre. Hormigonado prelosa | 25.11.10, 14:00
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L. | Cedrus-4, Version 3.02

Structure — Scale 1 :60.0



STRUCTURE DATA

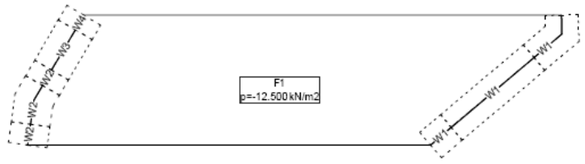
THICKNESS AND MATERIAL

Isotropic	Young [kN/m2]	ν -	Thickness [m]	Top surface level [m]
I1	2.7E+7	0.17	0.25	0

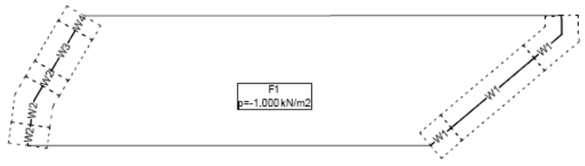
WALLS

Id	compr. only	Type	sdz [kN/m2]	srx [kN]	sry [kN]	Width [m]	Height [m]	Young [kN/m2]
W1		free rotation	5.E+6	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W1		free rotation	1.E+7	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W2		free rotation	1.E+6	free	free	0.70	3.00	2.1E+7
W2		free rotation	5.E+6	free	free	0.70	3.00	2.1E+7
like W2: W4								
like W2: W3								

Load case 1: PP — Scale 1 :75.0



Load case 2: SC — Scale 1 :75.0



Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+14.84-prelosa_v2.C4P

3.2 Salida de resultados

Sagrera-Trinidad | Page 2
Colector 11-septiembre. Hormigonado prelosa | 25.11.10, 14:00
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L. | Cedrus-4, Version 3.02

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: !Dead load
Permanent L1: [1.00] PP

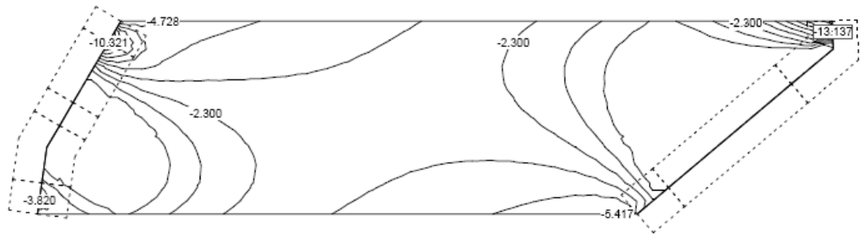
ACTION: !Imposed load
plus where critical L2: [1.00] SC

LIMIT STATE SPECIFICATION: !Ultimate (ULS)
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	!Dead load	1.35	1
2	!Imposed load	1.5	1.5

Reinforcement cross sections axt: — Scale 1 :55.2
Equidistance: 1.000 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Reinforcement cross sections ayt: — Scale 1 :55.2
Equidistance: 1.000 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

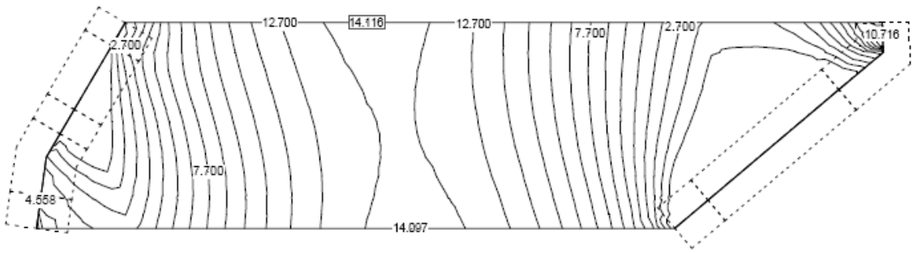


Nr.:

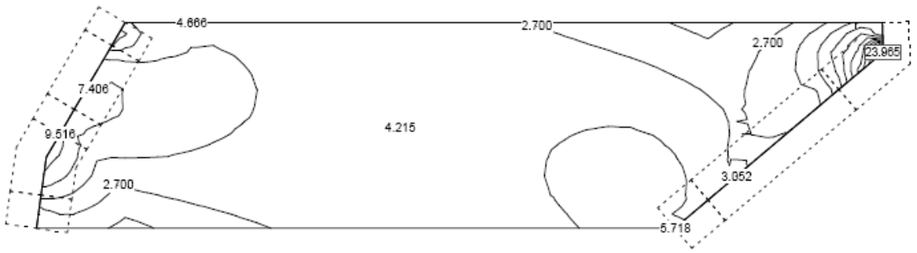
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+14.84-prelosa_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 3
Colector 11-septiembre. Hormigonado prelosa	25.11.10, 14:00
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

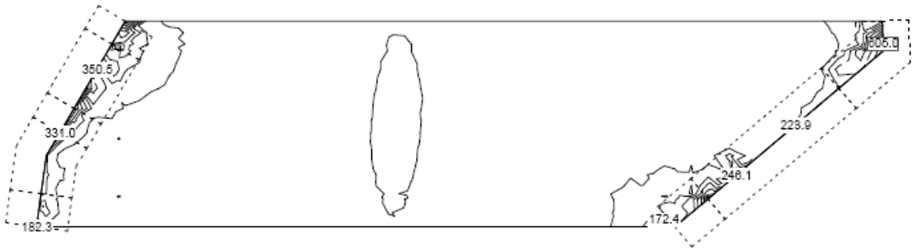
Reinforcement cross sections axb: Scale 1 :55.2
Equidistance: 1.000 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15



Reinforcement cross sections ayb: Scale 1 :55.2
Equidistance: 2.000 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15



Envelopes of maximum shear forces: !Ultimate (ULS), Equidistance: 50.0 kN/m, Reference line: 154.0 kN/m Scale 1 :55.2



Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+14.84-prelosa_v2.C4P

3.3 Comprobación de ELU Flexión

Con los listados de salida de resultados del modelo de cálculo realizado con el programa Cedrus recogidos en el apartado anterior, se observa que la armadura dispuesta en la losa y reflejada en planos es superior a la requerida por cálculo del ELU de Flexión.

3.4 Comprobación de ELU Cortante

La prelosa sin armadura de cortante soporta un esfuerzo cortante último:

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.25**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**154.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**12**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**6**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**No**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**
α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.25
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	6.79
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.20
ξ =	2.00

fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00
As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0079
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.20
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	295.0365
z = brazo mecánico [m] =	0.18
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

CÁLCULOS DE CORTANTE

Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] = **No resulta necesaria la comprobación de compresión oblicua en el alma**

Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =

Vsu : Contribución de la armadura [KN] =

En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada

Vu2 : 154.92

Cumple

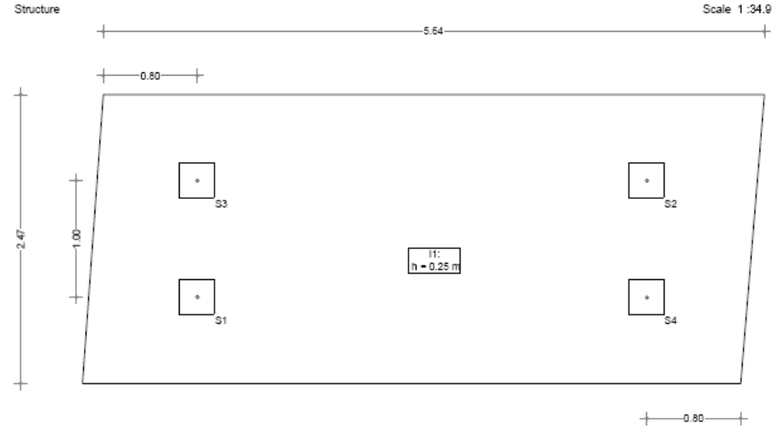
Este valor cubre los valores de cortante de cálculo de toda la prelosa

4 Cálculo de prelosa pésima de encofrado de losa +15.62 en situación de izado

4.1 Entrada de datos

Sagrera-Trinidad	Page 1
Colector 11-septiembre. Prelosa 2 izado	25.11.10, 16:05
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Structure — Scale 1 :34.9



STRUCTURE DATA

THICKNESS AND MATERIAL

Isotropic	Young [kN/m2]	ν -	Thickness [m]	Top surface level [m]
I1	2.7E+7	0.17	0.25	0

COLUMNS - Table 1: FE-Model

Id	Type	only Compression	ks [kN/m3]	sdz [kN/m]	srx [kNm]	sry [kNm]	dx [m]	dy [m]	Young [kN/m2]
S1 like S1: S2 .. S4	Point			blocked	free	free	0.05	0.05	2.1E+7

COLUMNS - Table 2: Structure

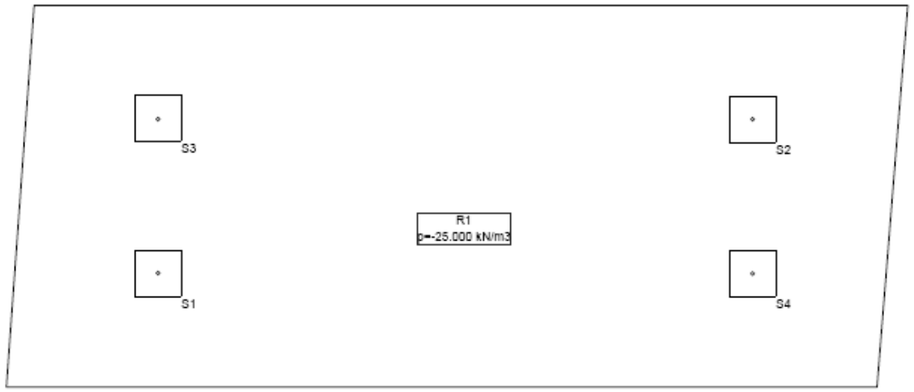
Id	Geom.	wx [°]	wy [°]	ø [m]	dx' [m]	dy' [m]	ex [m]	ey [m]	Height [m]
S1 like S1: S2 .. S4	Quadrilateral	0	90.000		0.30	0.30	0	0	3.00

Nr.:

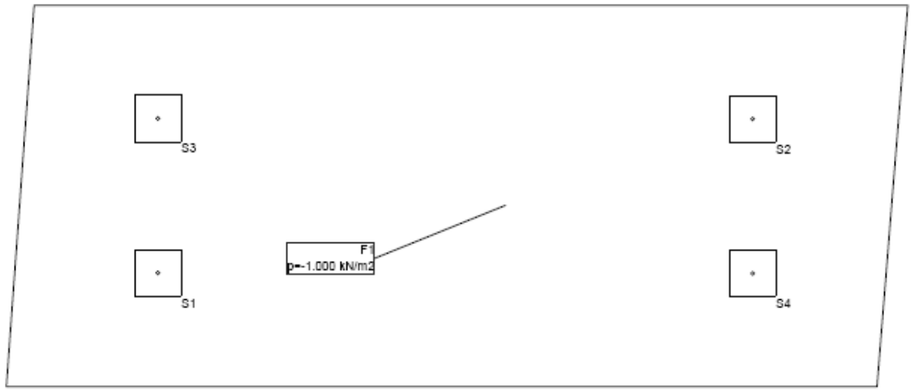
D:\Cubus 2\Gantsi\Colector 11-SEPT+15.12-prelosa-izado_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 2
Colector 11-septiembre. Prelosa 2 izado	25.11.10, 16:05
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Load case 1: PP — Scale 1 :31.5



Load case 2: SC — Scale 1 :31.5



Nr.:

D:\Cubus 2\Santsi\Colector 11-SEPT+15.12-prelosa-izado_v2.C4P

4.2 Salida de resultados

Sagrera-Trinidad	Page 3
Colector 11-septiembre. Prelosa 2 izado	25.11.10, 16:05
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)

ACTION: !Dead load
Permanent L1: [1.00] PP

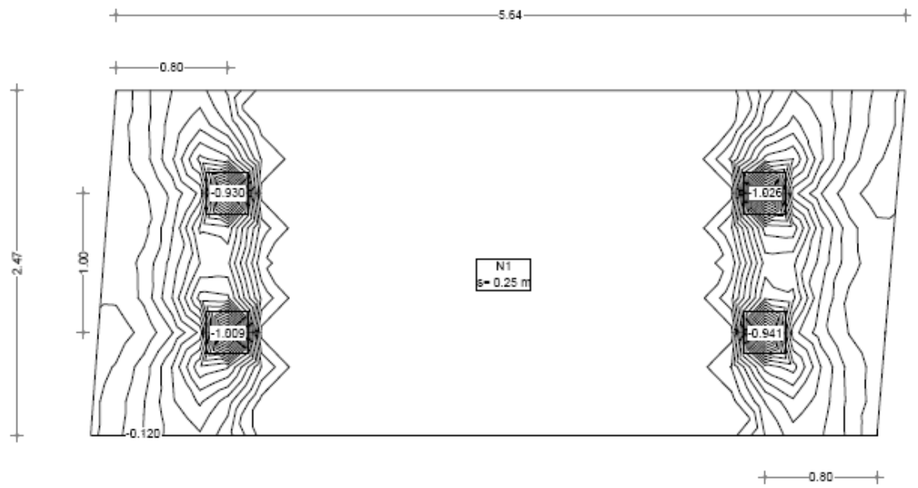
ACTION: !Imposed load
plus where critical L2: [1.00] SC

LIMIT STATE SPECIFICATION: !Ultimate (ULS)
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	!Dead load	1.35	1
2	!Imposed load	1.5	1.5

Reinforcement cross sections axt:
Equidistance: 0.050 cm2/m, Reference line: -25.120 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :34.8



Nr.:

D:\Cubus 2\Santsi\Colector 11-SEPT+15.12-prelosa-izado_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 3
Colector 11-septiembre. Prelosa 2 izado	25.11.10, 16:05
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)

ACTION: !Dead load
Permanent L1: [1.00] PP

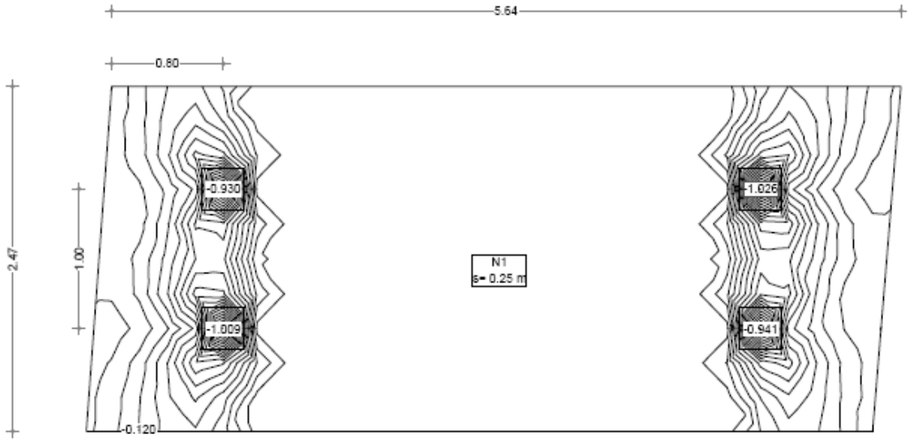
ACTION: !Imposed load
plus where critical L2: [1.00] SC

LIMIT STATE SPECIFICATION: !Ultimate (ULS)
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	!Dead load	1.35	1
2	!Imposed load	1.5	1.5

Reinforcement cross sections axt:
Equidistance: 0.050 cm2/m, Reference line: -25.120 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :34.8



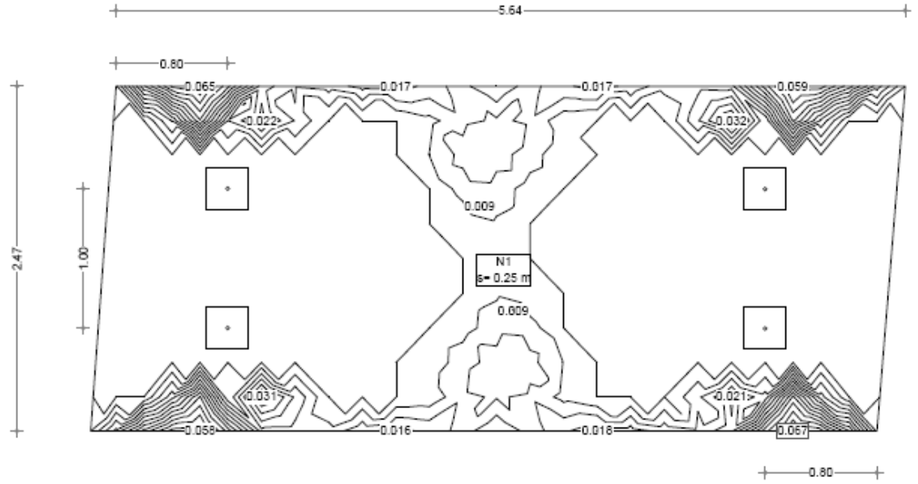
Nr.:

D:\Cubus 2\Santsi\Colector 11-SEPT+15.12-prelosa-izado_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 5
Colector 11-septiembre. Prelosa 2 izado	25.11.10, 16:05
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

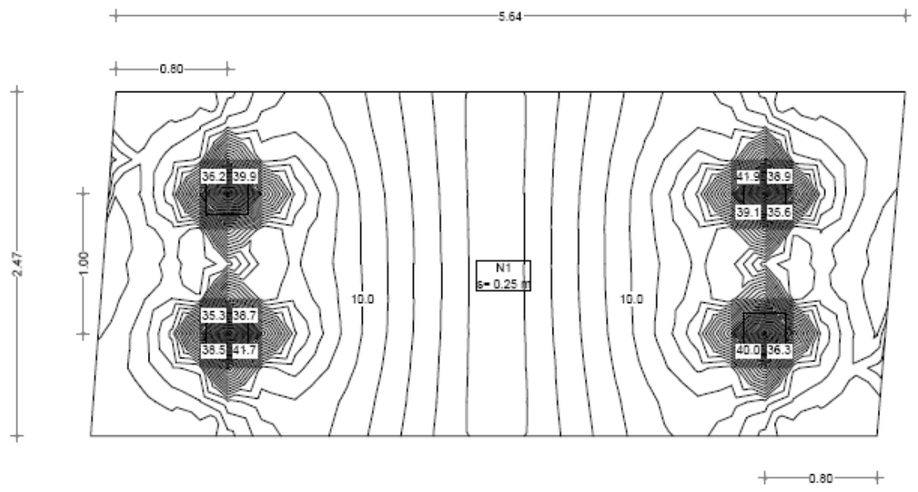
Reinforcement cross sections ayb:
Equidistance: 0.005 cm2/m, Reference line: -25.120 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :34.8



Envelopes of maximum shear forces: !Ultimate (ULS), Equidistance: 2.0 kN/m, Reference line: 0.0 kN/m

Scale 1 :34.8

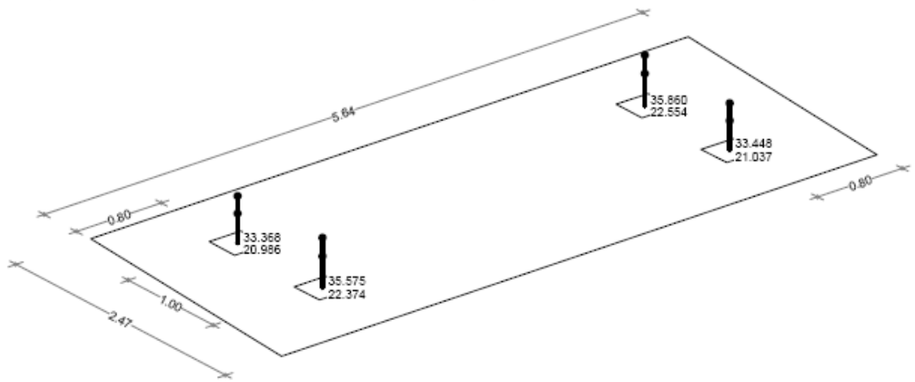


Nr.:

D:\Cubus 2\Santsi\Colector 11-SEPT+15.12-prelosa-izado_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 6
Colector 11-septiembre. Prelosa 2 izado	25.11.10, 16:05
KV Consultores de Ingeniería Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Envelopes of reaction forces Walls: !Ultimate (ULS) Identifications: Columns: [kN]



Nr.:

D:\Cubus 2\Santsi\Colector 11-SEPT+15.12-prelosa-izado_v2.C4P

4.3 Comprobación de ELU Flexión

Con los listados de salida de resultados del modelo de cálculo realizado con el programa Cedrus recogidos en el apartado anterior, se observa que la armadura dispuesta en la losa y reflejada en planos es superior a la requerida por cálculo del ELU de Flexión.

4.4 Comprobación de ELU Cortante

La prelosa sin armadura de cortante soporta un esfuerzo cortante último:

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.25**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**154.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**12**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**6**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**No**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**
α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.25
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	6.79
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.20
ξ =	2.00

fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00
As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0079
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.20
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	295.0365
z = brazo mecánico [m] =	0.18
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

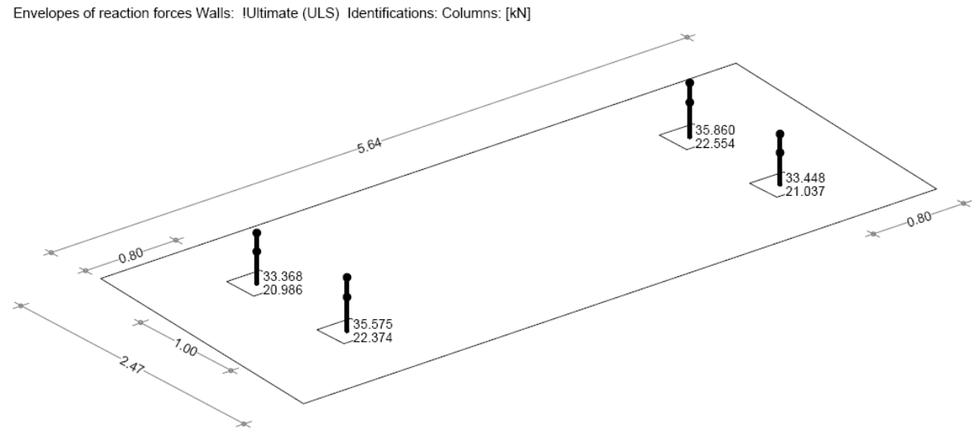
CÁLCULOS DE CORTANTE

Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] =	**No resulta necesaria la comprobación de compresión oblicua en el alma**
Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =	
Vsu : Contribución de la armadura [KN] =	
En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada	
Vu2 :	154.92
	Cumple

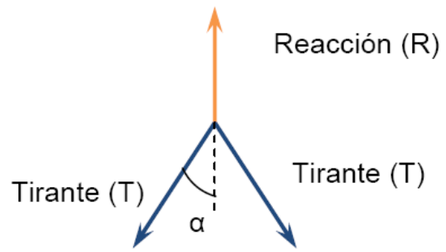
Este valor cubre los valores de cortante de cálculo de toda la prelosa

4.5 Dimensionamiento de ganchos de izado

Las reacciones mayoradas en los ganchos en el momento de izado son:



Para dimensionar la armaduras que componen los ganchos de izado se tiene en cuenta el siguiente esquema estático:



$$2\,T\cos\propto = R$$

$$T = \frac{R}{2\cos\propto}$$

Tomando como tensión máxima del acero a tracción de 400 Mpa, el area de armadura necesaria es de:

$$A = \frac{R/(2\cos\propto)}{40}$$

Tomando un ángulo máximo de 45º y la reacción máxima mayorada de 36kN resulta:

A=0.9 cm2, que se resuelve con un gancho ϕ 16 de área 2.0 cm2.

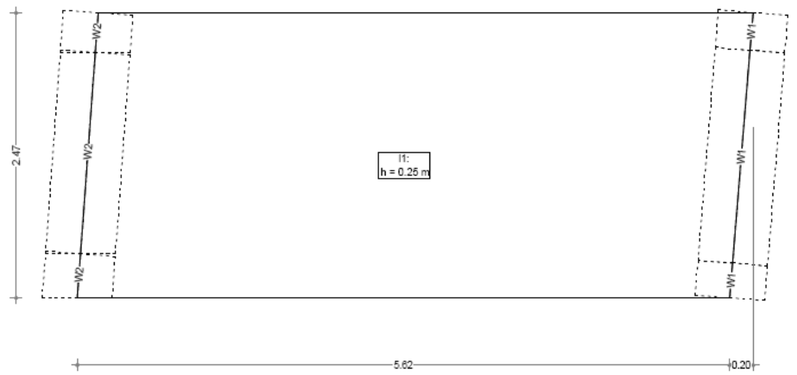
En los planos se adjunta un detalle de la disposición de estos ganchos

5 Cálculo de prelosas de encofrado de losa +15.62 en situación de hormigonado

5.1 Entrada de datos

Sagrera-Trinidad	Page 1
Colector 11-septiembre. Prelosa 2: Hormigonado	25.11.10, 16:12
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Structure — Scale 1 :36.2



STRUCTURE DATA

THICKNESS AND MATERIAL

Isotropic	Young [kN/m2]	ν -	Thickness [m]	Top surface level [m]
I1	2.7E+7	0.17	0.25	0

WALLS

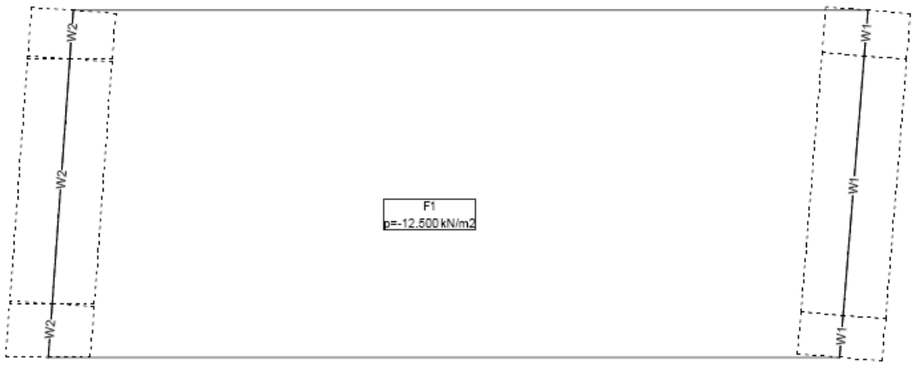
Id	compr. only	Type	sdz [kN/m2]	srx [kN]	sry [kN]	Width [m]	Height [m]	Young [kN/m2]
W1		free rotation	1.E+7	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W1		free rotation	1.E+6	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
like W1: W2								
like W1: W2								

Nr.:

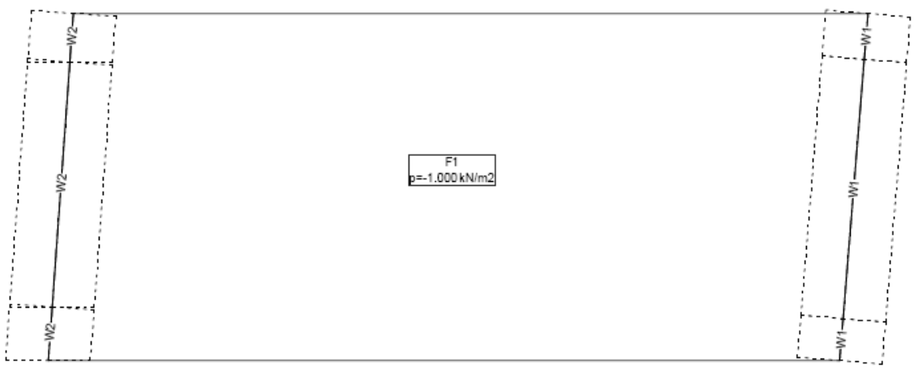
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12-prelosa_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 2
Colector 11-septiembre. Prelosa 2: Hormigonado	25.11.10, 16:12
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Load case 1: PP — Scale 1 :34.7



Load case 2: SC — Scale 1 :34.7



Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12-prelosa_v2.C4P

5.2 Salida de resultados

Sagrera-Trinidad	Page 3
Colector 11-septiembre. Prelosa 2: Hormigonado	25.11.10, 16:12
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

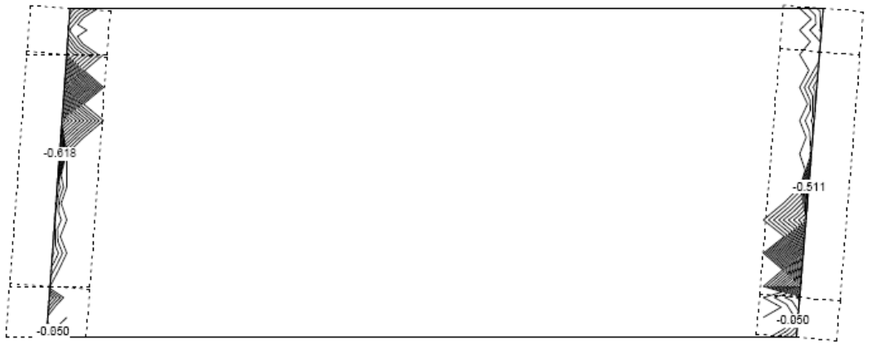
LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: !Dead load
Permanent L1: [1.00] PP

ACTION: !Imposed load
plus where critical L2: [1.00] SC

LIMIT STATE SPECIFICATION: !Ultimate (ULS)
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	!Dead load	1.35	1
2	!Imposed load	1.5	1.5

Reinforcement cross sections axt: — Scale 1 :34.7
Equidistance: 0.050 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

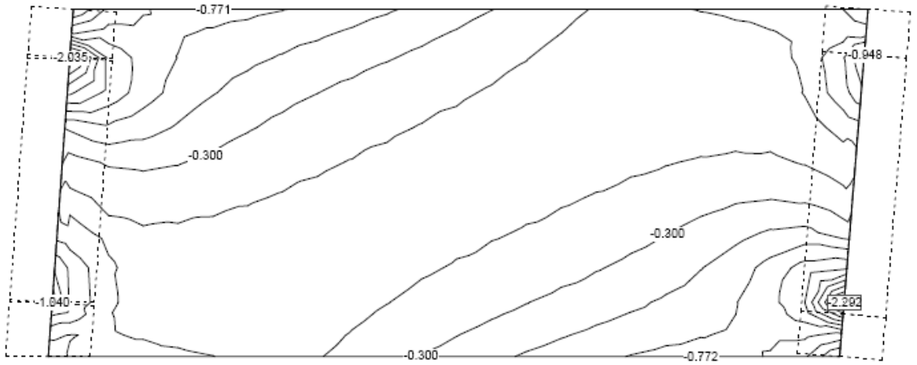


Nr.:

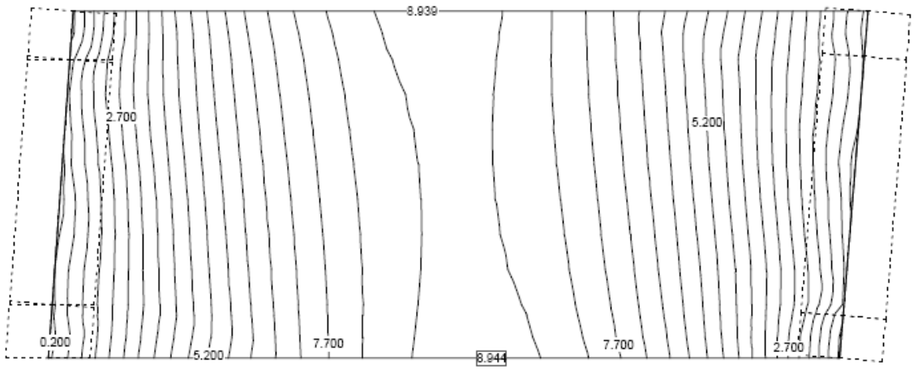
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12-prelosa_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 4
Colector 11-septiembre. Prelosa 2: Hormigonado	25.11.10, 16:12
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement cross sections ayt: Scale 1 :34.7
Equidistance: 0.200 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15



Reinforcement cross sections axb: Scale 1 :34.7
Equidistance: 0.500 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

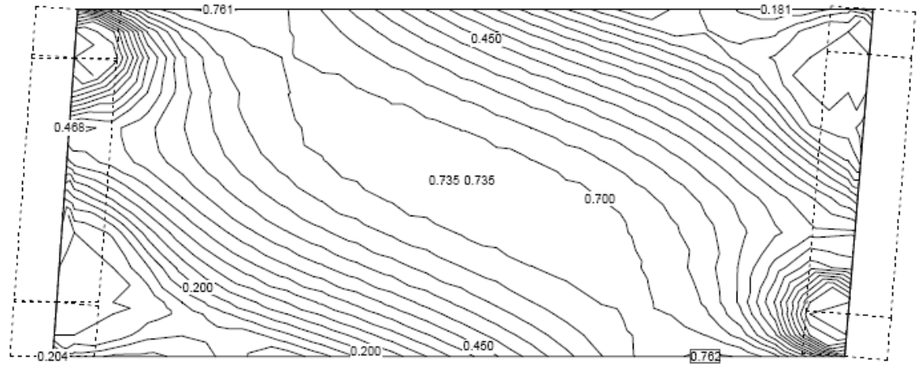


	Nr.:

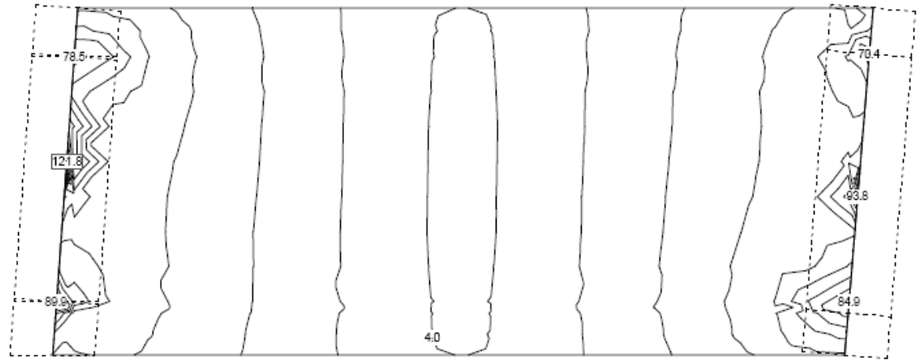
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12-prelosa_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 5
Colector 11-septiembre. Prelosa 2: Hormigonado	25.11.10, 16:12
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement cross sections ayb: Scale 1 :34.7
Equidistance: 0.050 cm2/m, Reference line: -7.300 cm2/m
Specification: !Ultimate (ULS), H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15



Envelopes of maximum shear forces: !Ultimate (ULS), Equidistance: 10.0 kN/m, Reference line: 154.0 kN/m Scale 1 :34.7



	Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12-prelosa_v2.C4P

ç

5.3 Comprobación de ELU Flexión

Con los listados de salida de resultados del modelo de cálculo realizado con el programa Cedrus recogidos en el apartado anterior, se observa que la armadura dispuesta en la losa y reflejada en planos es superior a la requerida por cálculo del ELU de Flexión.

5.4 Comprobación de ELU Cortante

La prelosa sin armadura de cortante soporta un esfuerzo cortante último:

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.25**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**154.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**12**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**6**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**No**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**
α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.25
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	6.79
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.20
ξ =	2.00

fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00
As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0079
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.20
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	295.0365
z = brazo mecánico [m] =	0.18
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

CÁLCULOS DE CORTANTE

	No resulta necesaria la comprobación de compresión oblicua en el alma
Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] =	
Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =	
Vsu : Contribución de la armadura [KN] =	
En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada	
Vu2 :	154.92
	Cumple

Este valor cubre los valores de cortante de cálculo de toda la prelosa

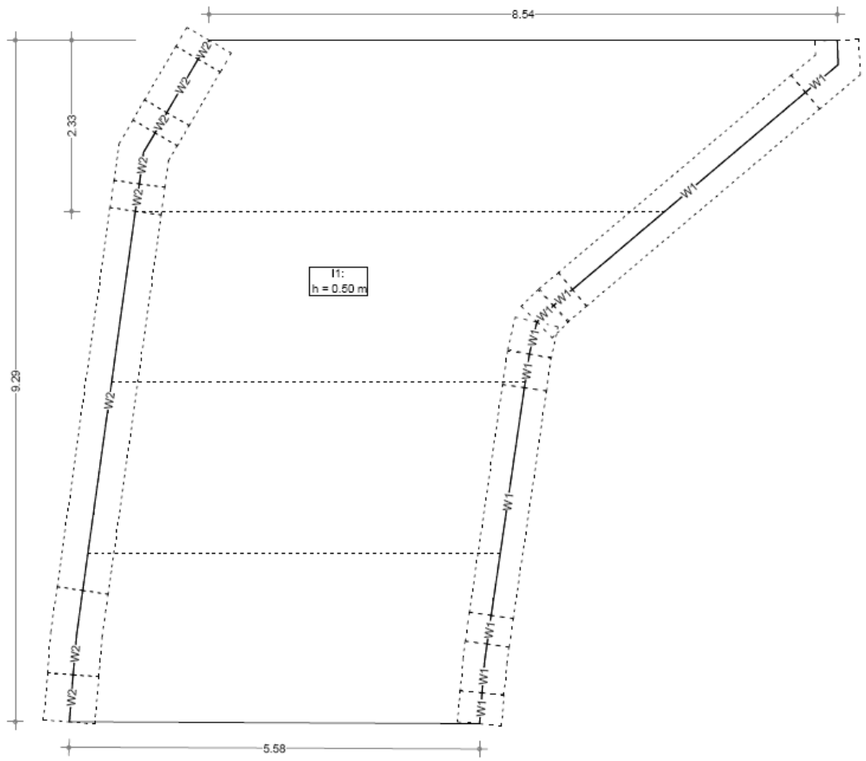
6 Cálculo de losa +15.34 en situación definitiva

En las comprobaciones a rotura no se tiene en cuenta el proceso constructivo de la sección ya que en el estado de rotura se considera la redistribución total de esfuerzos entre las dos partes que componen la losa. La conexión entre los tramos de losa formados por las prelosas se han modelizado como juntas articuladas, que permiten la transmisión de esfuerzos cortantes pero no momentos flectores.

6.1 Entrada de datos

Sagrera-Trinidad Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	Page 1 25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Structure — Scale 1 :62.8



STRUCTURE DATA

THICKNESS AND MATERIAL

Isotropic	Young [kN/m2]	ν -	Thickness [m]	Top surface level [m]
I1	2.7E+7	0.17	0.50	0

WALLS

Id	compr. only	Type	sdz [kN/m2]	srx [kN]	sry [kN]	Width [m]	Height [m]	Young [kN/m2]
W1		free rotation	5.E+5	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W1		free rotation	1.E+6	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W1		free rotation	5.E+6	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W1		free rotation	1.E+7	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W2		free rotation	1.E+6	free	free	0.70	3.00	2.1E+7
W2		free rotation	5.E+6	free	free	0.70	3.00	2.1E+7
W2		free rotation	1.E+7	free	free	0.70	3.00	2.1E+7

Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

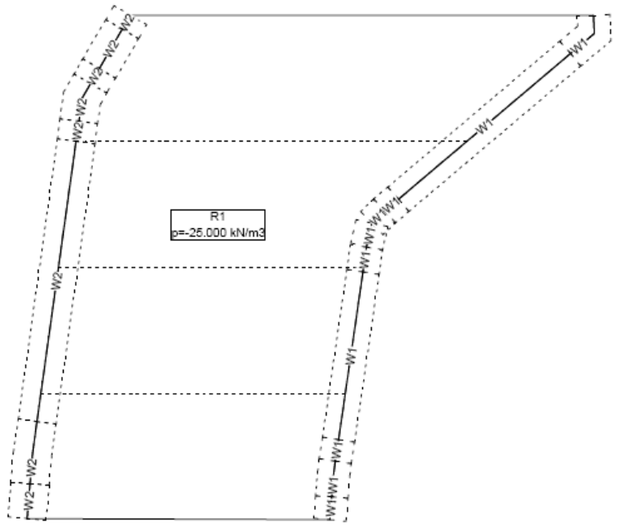
Sagrera-Trinidad	Page 2
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

HINGE LINES

1.29 , 11.64 .. 8.49 , 11.64 [m]
0.97 , 9.31 .. 6.59 , 9.31 [m]
0.64 , 6.98 .. 6.25 , 6.98 [m]

Load case 1: PP

Scale 1 :90.0



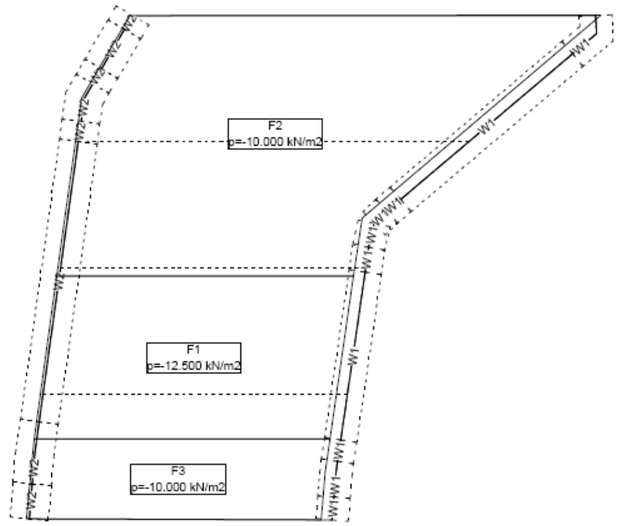
Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 3
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

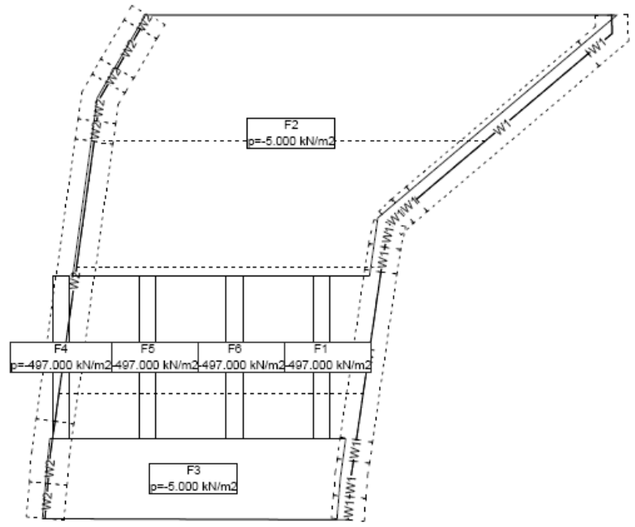
Load case 2: CM

Scale 1 :90.0



Load case 3: SC TREN 1

Scale 1 :90.0

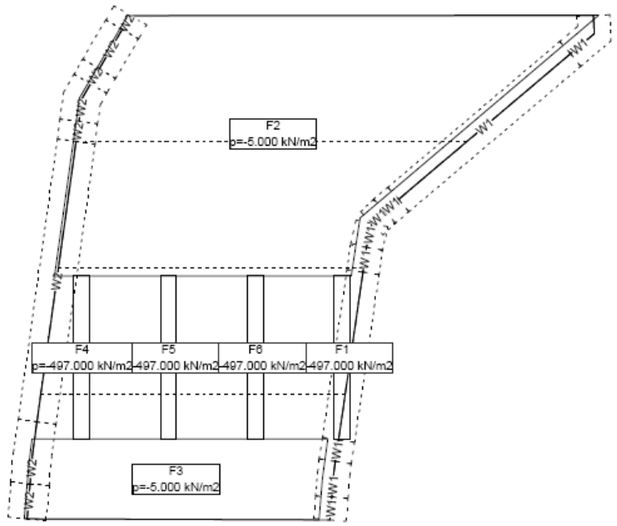


Nr.:

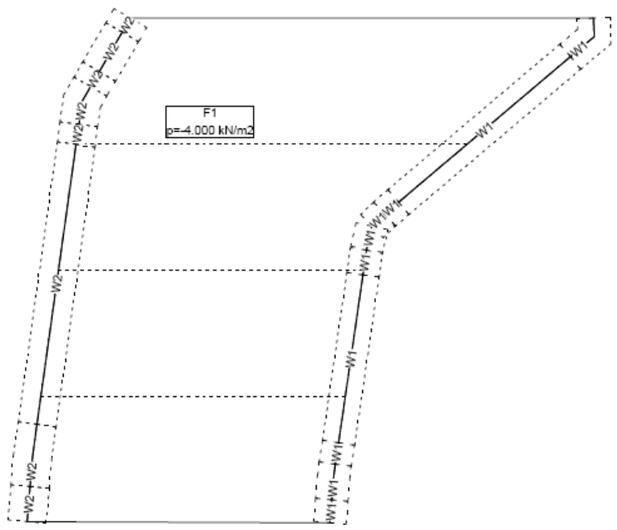
D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 4
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Load case 4: SC TREN 2 — Scale 1 :90.0



Load case 5: SC4KN/M2 — Scale 1 :90.0

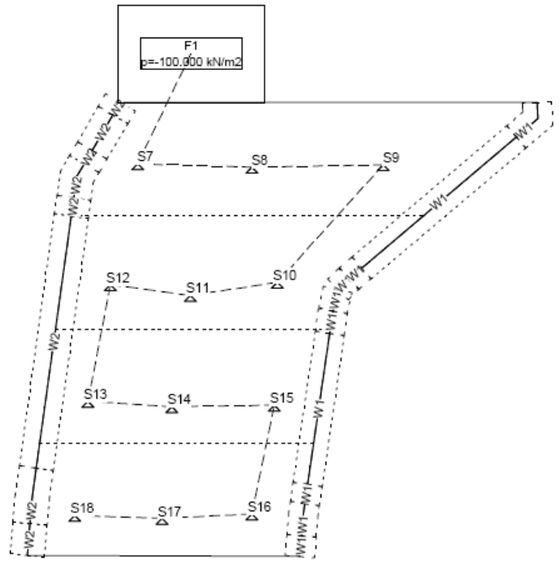


Nr.:

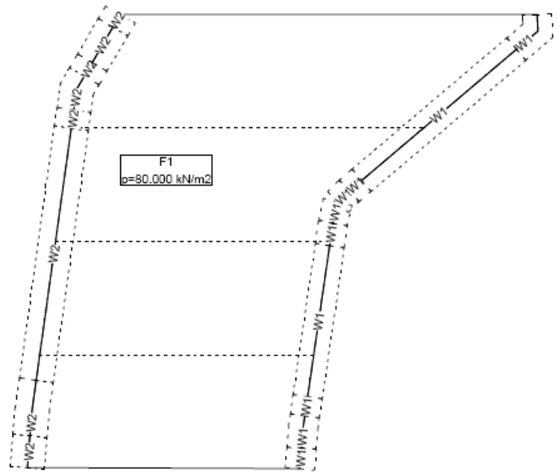
D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 5
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Load case 6: VEHICULO 600 KN — Scale 1 :100.0



Load case 19: Presion de agua — Scale 1 :100.0



Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

6.2 Salida de resultados

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: CARGAS CARRETERAS
plus where critical L5: [1.00] SC4KN/M2
plus where critical
either L7: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 1
or L8: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 2
or L9: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 3
or L10: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 4
or L11: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 5
or L12: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 6
or L13: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 7
or L14: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 8
or L15: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 9
or L16: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 10
or L17: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 11
or L18: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 12

ACTION: CARGAS FERROVIARIAS
plus where critical
either L3: [1.00] SC TREN 1
or L4: [1.00] SC TREN 2

ACTION: CARGAS MUERTAS
Permanent L1: [1.00] PP
L2: [1.00] CM

ACTION: PRESION
plus where critical L19: [1.00] Presion de agua

LIMIT STATE SPECIFICATION: ELU
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations			
Nr	Name	1	2	3	4
1	CARGAS MUERTAS	1.35	1	1.35	1
2	CARGAS FERROVIARIAS	1.5	1.5		
3	PRESION	1.5	1.5	1.5	1.5
4	CARGAS CARRETERAS			1.5	1.5

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: CARGAS CARRETERAS
plus where critical L5: [1.00] SC4KN/M2
plus where critical
either L7: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 1
or L8: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 2
or L9: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 3
or L10: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 4
or L11: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 5
or L12: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 6
or L13: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 7
or L14: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 8
or L15: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 9
or L16: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 10
or L17: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 11
or L18: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 12

ACTION: CARGAS FERROVIARIAS
plus where critical
either L3: [1.00] SC TREN 1
or L4: [1.00] SC TREN 2

ACTION: CARGAS MUERTAS
Permanent L1: [1.00] PP
L2: [1.00] CM

ACTION: PRESION
plus where critical L19: [1.00] Presion de agua

LIMIT STATE SPECIFICATION: ELS
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	CARGAS MUERTAS	1	1
2	PRESION	1	1
3	CARGAS FERROVIARIAS	1	
4	CARGAS CARRETERAS		1

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: CARGAS CARRETERAS
plus where critical L5: [1.00] SC4KN/M2
plus where critical
either L7: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 1
or L8: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 2
or L9: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 3
or L10: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 4
or L11: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 5
or L12: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 6
or L13: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 7
or L14: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 8
or L15: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 9
or L16: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 10
or L17: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 11
or L18: [1.00] Imposed load (excl..) from LC 6, Position 12

ACTION: CARGAS FERROVIARIAS
plus where critical
either L3: [1.00] SC TREN 1
or L4: [1.00] SC TREN 2

ACTION: CARGAS MUERTAS
Permanent L1: [1.00] PP
L2: [1.00] CM

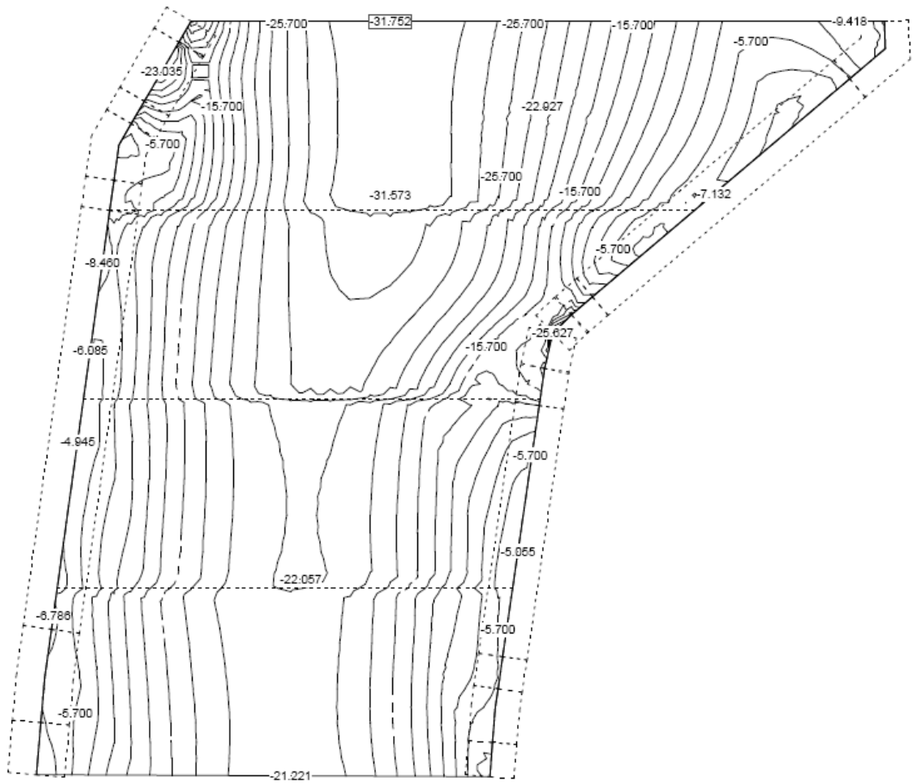
LIMIT STATE SPECIFICATION: CUASIP
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	CARGAS MUERTAS	1	1
2	CARGAS FERROVIARIAS		
3	CARGAS CARRETERAS		0.2

Sagrera-Trinidad	Page 8
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement cross sections axt:
Equidistance: 2.000 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :60.1



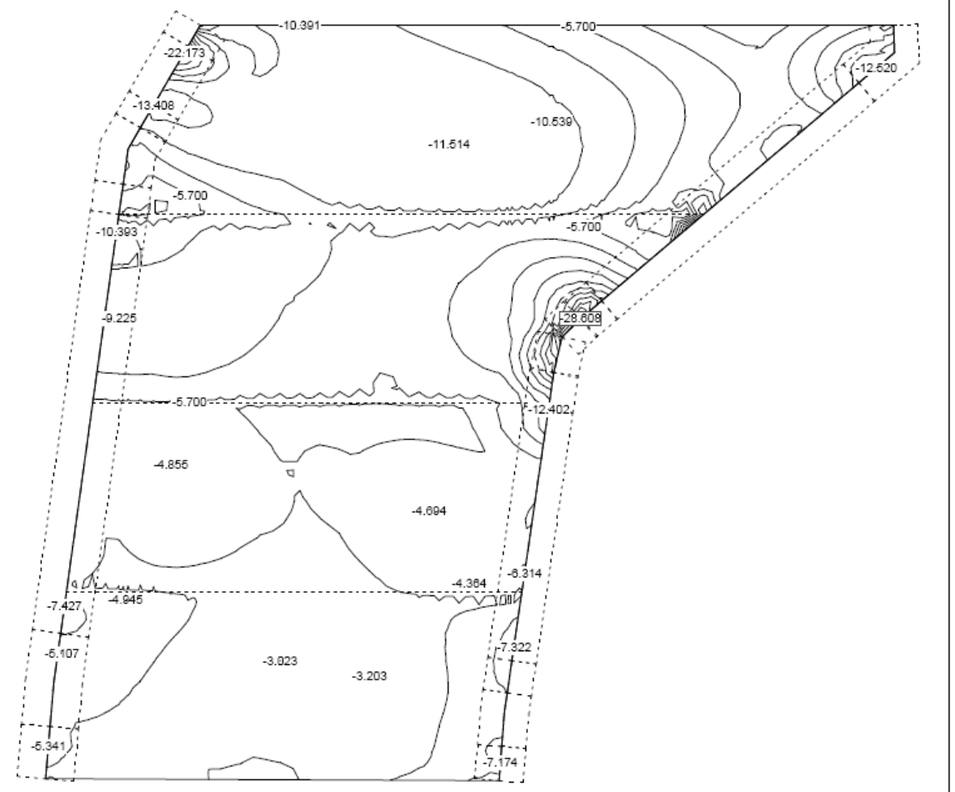
	Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 9
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement cross sections ayt:
Equidistance: 2.000 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :60.1



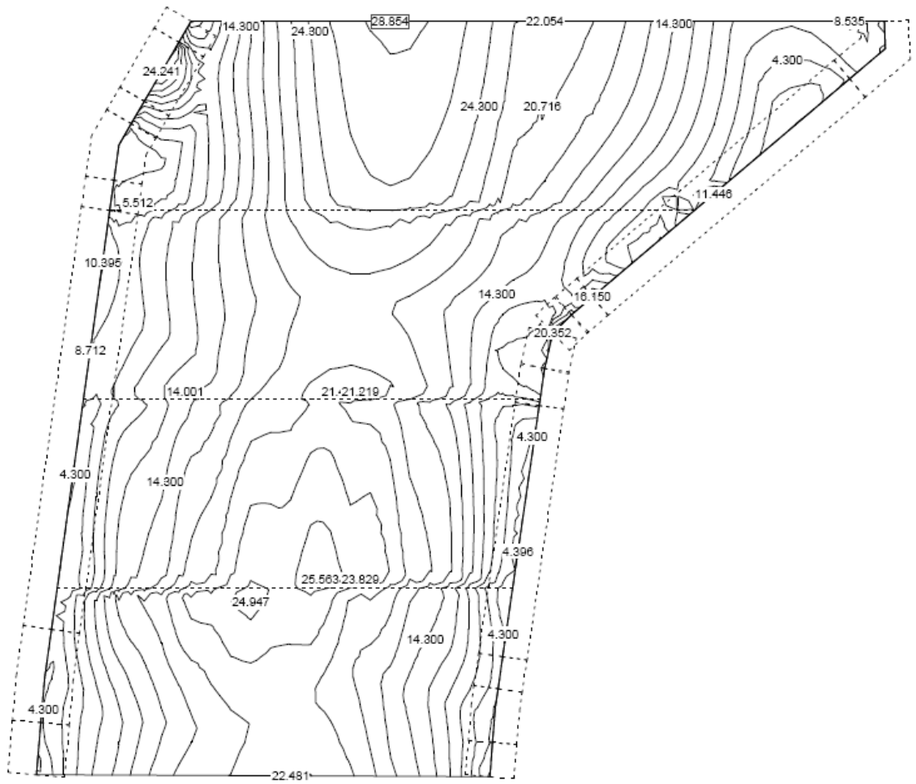
	Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 10
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement cross sections axb:
Equidistance: 2.000 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :60.1



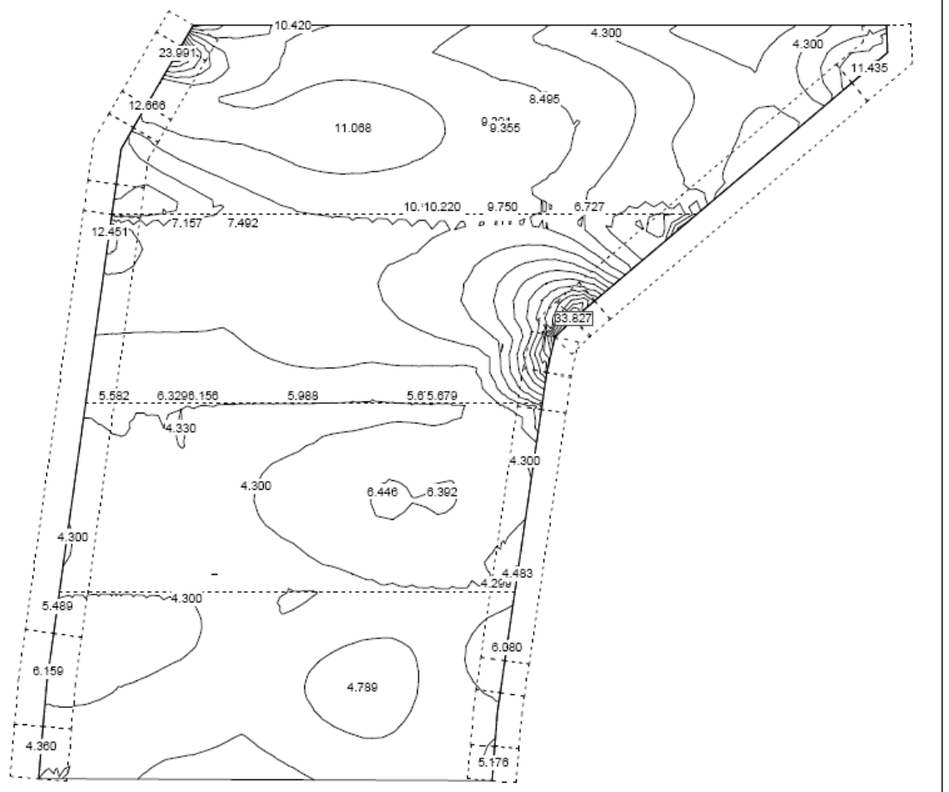
	Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 11
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement cross sections ayb:
Equidistance: 2.000 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :60.1



	Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 12
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Envelopes of maximum shear forces: ELU, Equidistance: 200.0 kN/m, Reference line: 265.0 kN/m — Scale 1 :60.1

Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 13
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

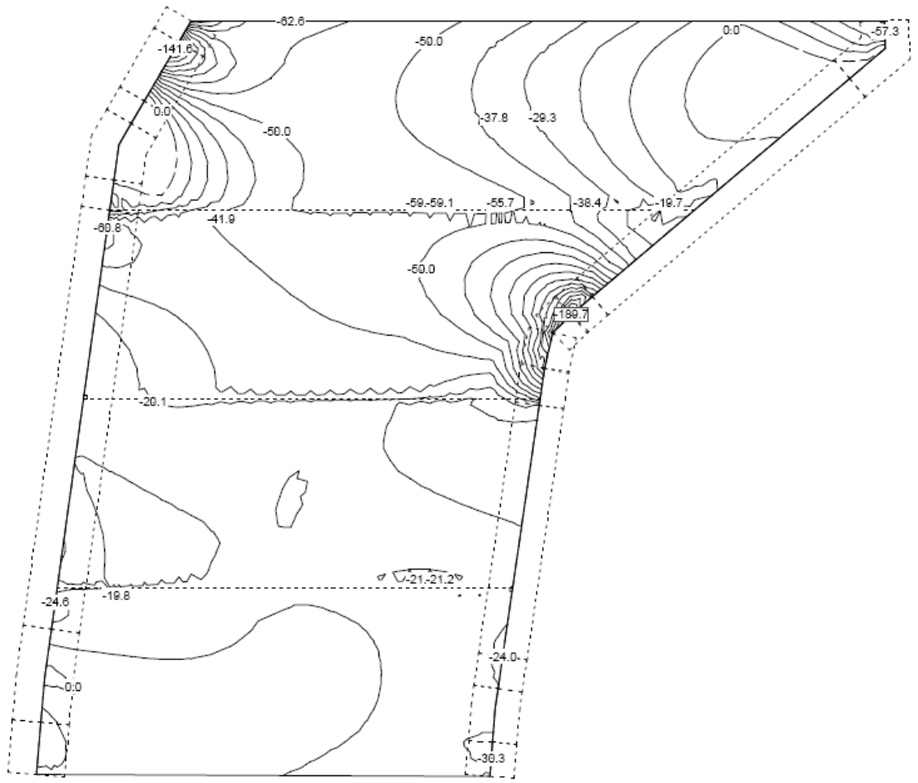
Reinforcement moments maxt: CUASIP, Equidistance: 10.0 kN, Reference line: 0.0 kN — Scale 1 :60.1

Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 14
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement moments mayt: CUASIP, Equidistance: 10.0 kN, Reference line: 0.0 kN — Scale 1 :60.1

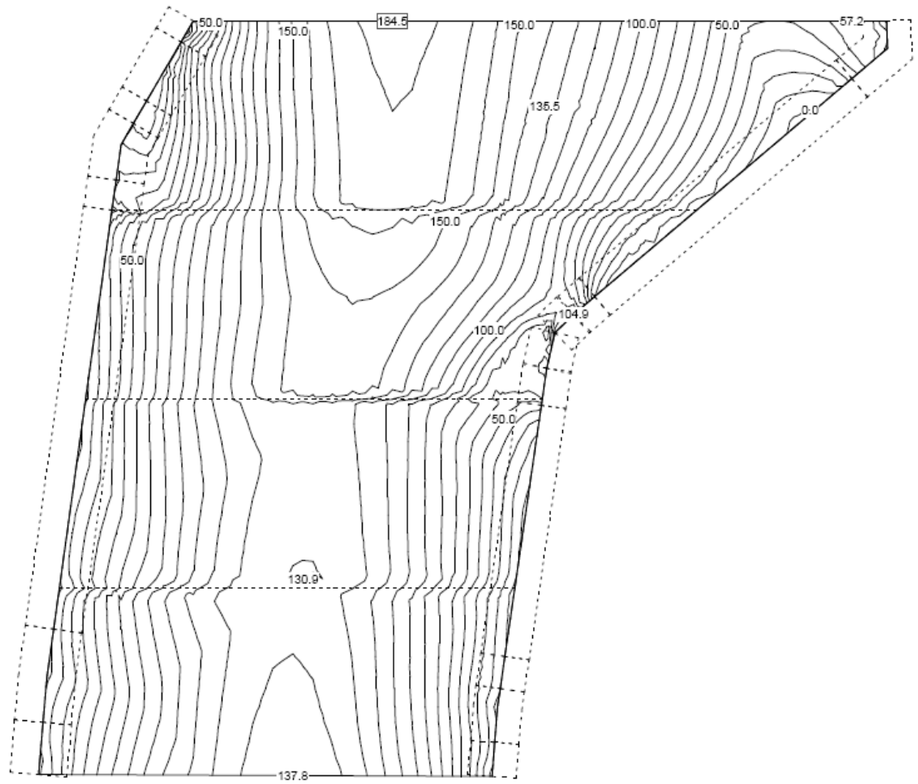


Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 15
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement moments maxb: CUASIP, Equidistance: 10.0 kN, Reference line: 0.0 kN — Scale 1 :60.1



Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 16
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

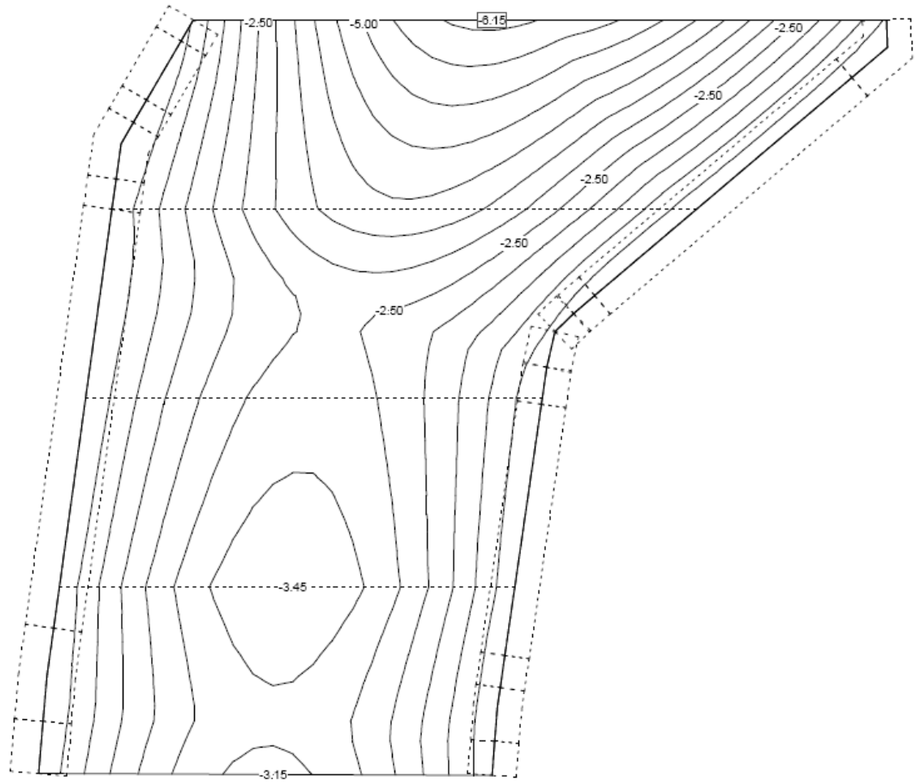
Reinforcement moments mayb: CUASIP, Equidistance: 5.0 kN, Reference line: 0.0 kN — Scale 1 :60.1

	Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 17
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Envelope of deflections: Minima: ELS, Equidistance: 0.50 mm, Reference line: 0.00 mm — Scale 1 :60.1

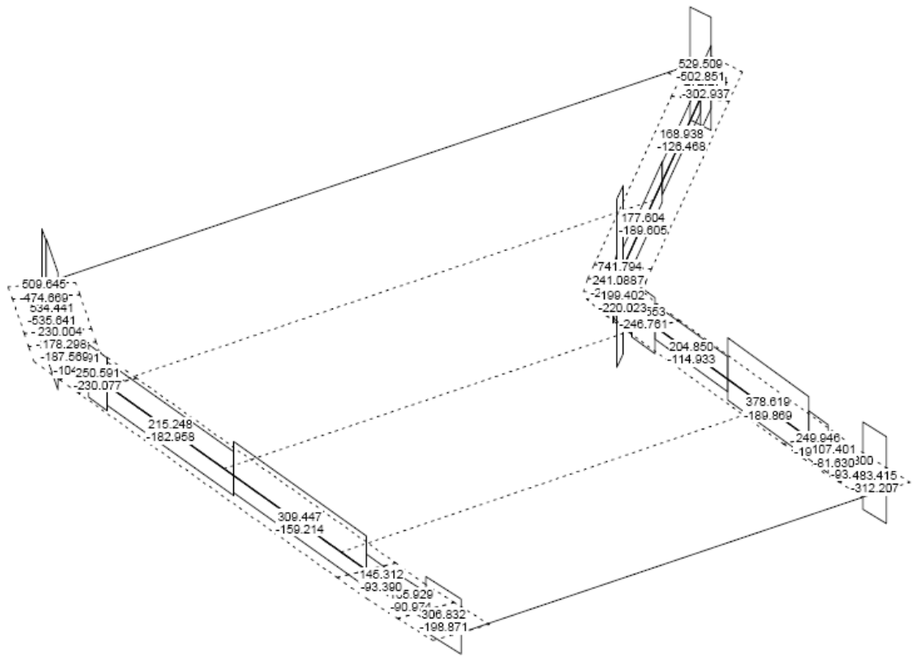


	Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 18
Colector 11-septiembre. Losa 1 definitiva	25.11.10, 17:13
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Envelopes of reaction forces Columns: ELS
Walls values sectionwise presented, Identifications: Walls: [kN/m]



Nr.:

D:\Cubus 2\Sants\Colector 11-SEPT+14.84_v2.C4P

6.3 Comprobación de ELU Flexión

Con los listados de salida de resultados del modelo de cálculo realizado con el programa Cedrus recogidos en el apartado anterior, se observa que la armadura dispuesta en la losa y reflejada en planos es superior a la requerida por cálculo del ELU de Flexión.

6.4 Comprobación de ELU Cortante

La losa sin armadura de cortante soporta un esfuerzo cortante último:

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.5**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**265.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**20**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**8**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**No**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**
α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.50
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	25.13
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.45
ξ =	1.67

fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00
As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0035
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.45
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	1092.728
z = brazo mecánico [m] =	0.405
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

CÁLCULOS DE CORTANTE

Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] =	**No resulta necesaria la comprobación de compresión oblicua en el alma**
Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =	
Vsu : Contribución de la armadura [KN] =	
En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada Vu2 :	265.17

Cumple

A una distancia de un canto útil del borde de los muros de apoyo este valor sólo se supera en dos pequeñas zonas del ensanchamiento en las que el cortante de cálculo es: Vd= 300 kN/m

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.5**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**300.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**20**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**8**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**Si**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**

α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

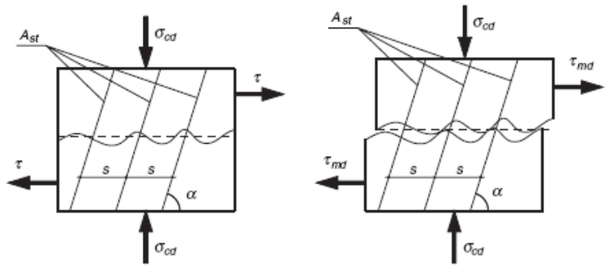
fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.50
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	25.13
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.45
ξ =	1.67
fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00
As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0035
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.45
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	1092.728
z = brazo mecánico [m] =	0.405
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

CÁLCULOS DE CORTANTE

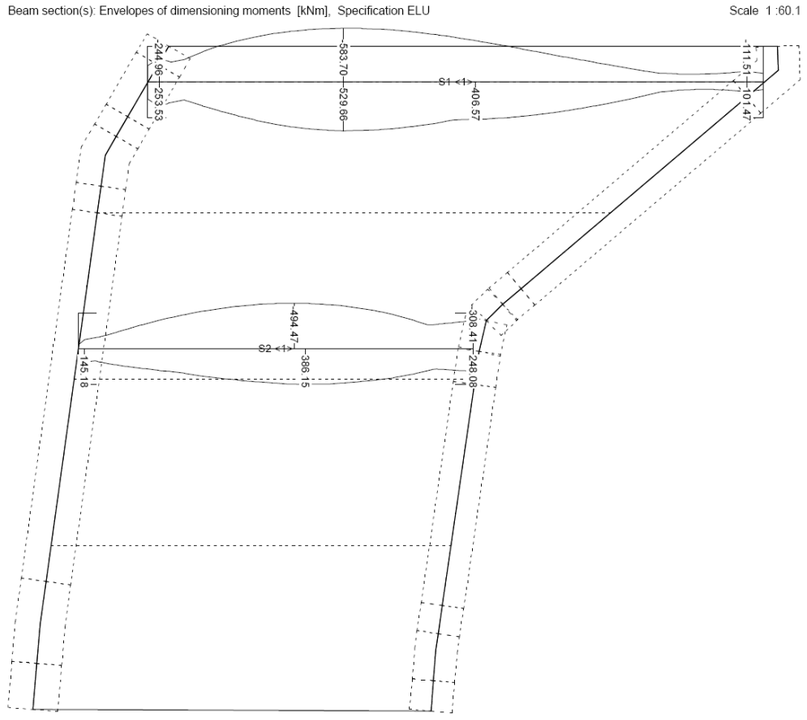
Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] =	**2700.00**
Cumple la biela oblicua	
Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =	265.17
Vsu : Contribución de la armadura [KN] =	34.83
En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada Vu2 :	300.00
Deducción de la armadura necesaria	
Aα [cm²/m] =	2.15
Amin [cm²/m] =	9.65
As Cortante [cm²/m] =	**9.65**

6.5 Comprobación de ELU Rasante en junta entre hormigones

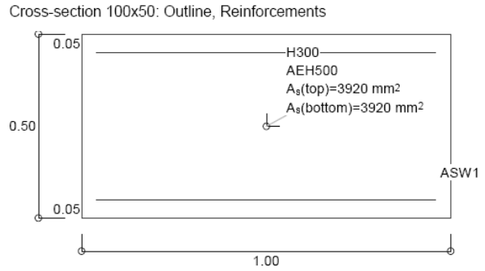
Para el cálculo de la conexión a rasante entre la prelosa y el hormigonado de segunda fase se utiliza la formulación del artículo 47 de la norma EHE.

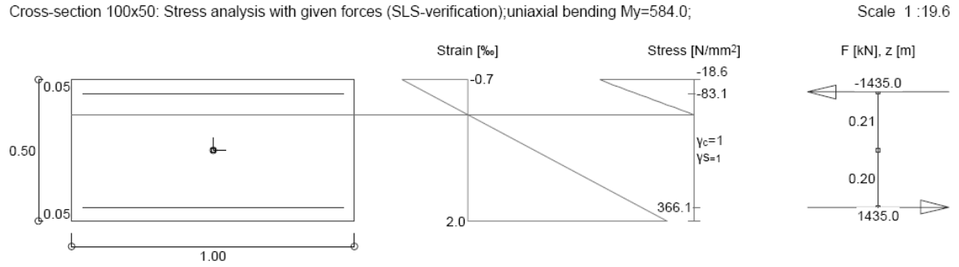


La tensión rasante de cálculo se evalúa en base a la variación de la resultante de los bloques de tensiones normales a lo largo de la pieza. Se considera un reparto plástico del esfuerzo rasante entre el centro del vano y los apoyos, de modo que el rasante de cálculo, para una sección de un metro de ancho, se obtiene:



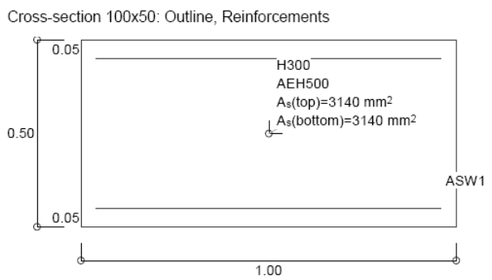
Zona Ancha:

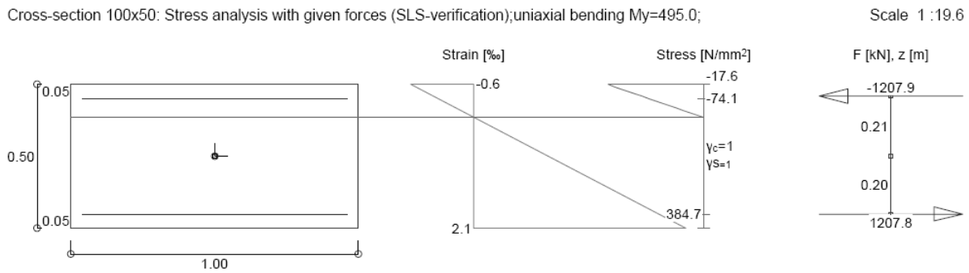




Rd=1435/(8.06/2)=356kN/m

Zona estrecha:





Rd=1208/(5.62/2)=430kN/m

Se determina la armadura necesaria con la formulación del apartado 47.2 de la norma EHE-08:

DATOS

B [m] =	**1**
L [m] =	**1**
Calidad del Hormigón	**HA-30**
Rugosidad	**Baja (Armada o No Armada)**
Axil de compresión [KN] =	**12.5**
¿Existen Tracciones en la junta? =	**NO**
Esfuerzo Rasante [KN] =	**430.00**

DATOS EN EL CASO DE UNA JUNTA ARMADA

Ángulo de inclinación de la armadura [º] =	**90**
Ø barras empleadas en la conexión [mm] =	**10**
Resistencia del acero [Mpa] =	**500**

DATOS AUXILIARES QUE SE DESPRENDEN DE LOS PRINCIPALES

Factor β =	0.2
Área Total de la Junta [m²] =	1.000
Tensión en el contacto ζrd [Mpa] =	0.430

fctd [Mpa] =	1.352

CÁLCULO COMO JUNTA SIN ARMADURA PASANTE

βx(1.30-0.3xfck/25)xfctd [Mpa] =	0.2541168
0.7 x β x fctd [Mpa] =	0.1892359
Resistencia de la junta [KN/m] =	254.11681

Por tanto la junta NO ES CAPAZ de transmitir el rasante SIN ARMADURA

CÁLCULO COMO JUNTA CON ARMADURA PASANTE

2,5xβx(1.30-0.3xfck/25)xfctd [Mpa] =	0.635
Factor μ =	0.3
sen α =	1.00
cos α =	0.00
fyαd [Mpa] =	400.00
¿Mayor que 0.25fcd?	NO=OK
Término en β =	254.12
Término en μ =	3.75
Ast (anclada) por esfuerzo [cm²] =	14.34
Ast (anclada) por cuantía mínima [cm²] =	10.00
Factor de Anclaje	1
Ast (dispuesta para la longitud real) [cm²] =	14.34

Lo que supone que es preciso armar la junta con 19 Ø 10 anclados una longitud de 0.4 m

6.6 Comprobación de ELS Fisuración

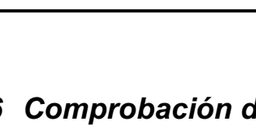
Armadura inferior X 8ϕ25 pm, Mcuasip= 175 mkN

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales
  Tipo de hormigón: HA-30
  Tipo de acero: B-500-S
  fck [MPa] = 30.00
  fyk [MPa] = 500.00
- Ambiente
  Clase general de exposición : IIa
  Clases específicas de exposición : Qb
- Geometría de la sección
  Sección : 100X50
  b [m] = 1.00
  h [m] = 0.50
- Armado de la sección
  ϕ [mm] = 25



capa	n° barras	Separación [mm]
1	8	57.5

As [cm²] = 39.3
Ac,ef [cm²] = 1250.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 175

Separación media entre fisuras sm [mm] = 156.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.39

Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 87.7
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 111.7
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.10

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

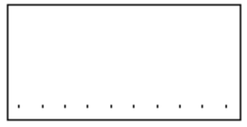
Armadura inferior X 10ϕ20 pm, Mcuasip= 160 mkN

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales
  Tipo de hormigón: HA-30
  Tipo de acero: B-500-S
  fck [MPa] = 30.00
  fyk [MPa] = 500.00
- Ambiente
  Clase general de exposición : IIa
  Clases específicas de exposición : Qb
- Geometría de la sección
  Sección : 100X50
  b [m] = 1.00
  h [m] = 0.50
- Armado de la sección
  ϕ [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	10	55.0

As [cm²] = 31.4
Ac,ef [cm²] = 1250.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 160

Separación media entre fisuras sm [mm] = 150.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.41
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 105.6
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 125.7
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.10

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Armadura inferior X 8ϕ20 pm, Mcuasip= 135 mkN

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales
  Tipo de hormigón: HA-30
  Tipo de acero: B-500-S
  fck [MPa] = 30.00
  fyk [MPa] = 500.00
- Ambiente
  Clase general de exposición : IIa
  Clases específicas de exposición : Qb
- Geometría de la sección
  Sección : 100X50
  b [m] = 1.00
  h [m] = 0.50
- Armado de la sección
  ϕ [mm] = 20

capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	55.0

As [cm²] = 25.1
Ac,ef [cm²] = 1250.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 135

Separación media entre fisuras sm [mm] = 166.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.34
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 128.2
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 131.4
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.10

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

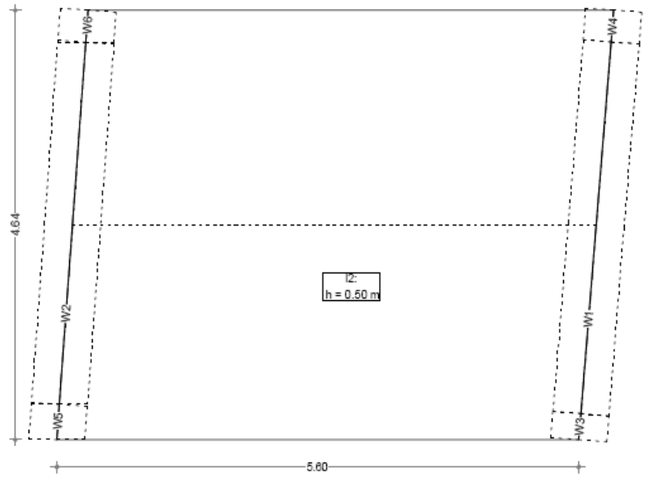
7 Cálculo de losa +15.62 en situación definitiva

En las comprobaciones a rotura no se tiene en cuenta el proceso constructivo de la sección ya que en el estado de rotura se considera la redistribución total de esfuerzos entre las dos partes que componen la losa. La conexión entre los tramos de losa formados por las prelosas se han modelizado como juntas articuladas, que permiten la transmisión de esfuerzos cortantes pero no momentos flectores.

7.1 Entrada de datos

Sagrera-Trinidad Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	Page 1 25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Structure — Scale 1 :50.0



STRUCTURE DATA

THICKNESS AND MATERIAL

Isotropic	Young [kN/m2]	ν -	Thickness [m]	Top surface level [m]
I2	2.7E+7	0.17	0.50	0

WALLS

Id	compr. only	Type	sdz [kN/m2]	srx [kN]	sry [kN]	Width [m]	Height [m]	Young [kN/m2]
W1		free rotation	1.E+7	free	free	0.60	3.00	2.1E+7
W3		free rotation	1.E+6	free	free	0.60	3.00	2.1E+7

like W1: W2
like W3: W4 .. W6

HINGE LINES

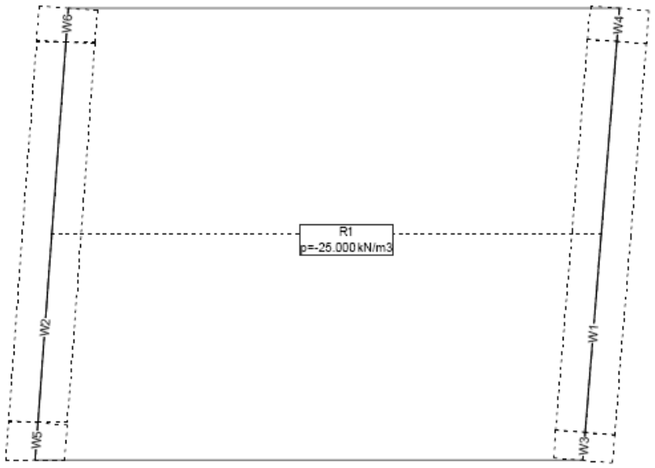
0.17 , 2.32 .. 5.78 , 2.32 [m]

Nr.:

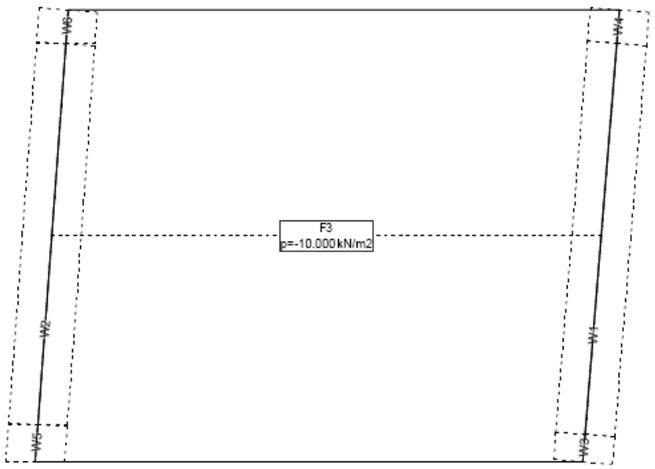
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 2
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Load case 1: PP — Scale 1 :50.0



Load case 2: CM — Scale 1 :50.0

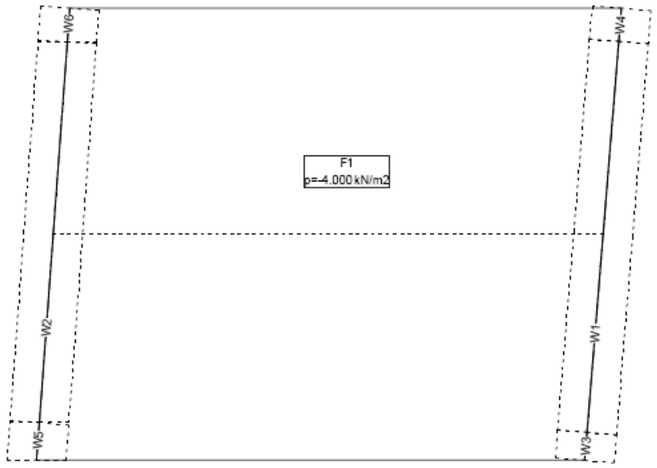


Nr.:

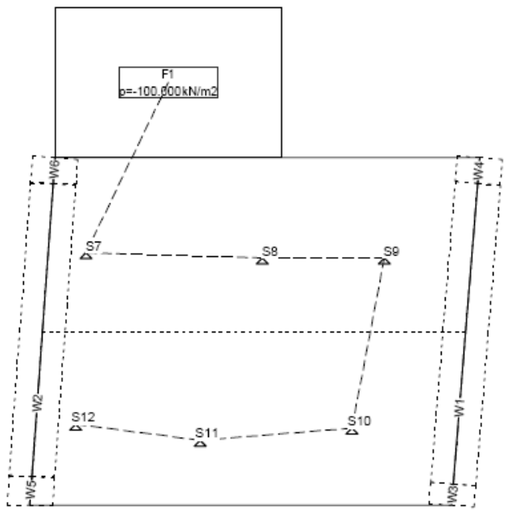
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 3
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Load case 5: SC4KN/M2 — Scale 1 :50.0



Load case 6: VEHICULO 600 KN — Scale 1 :65.0



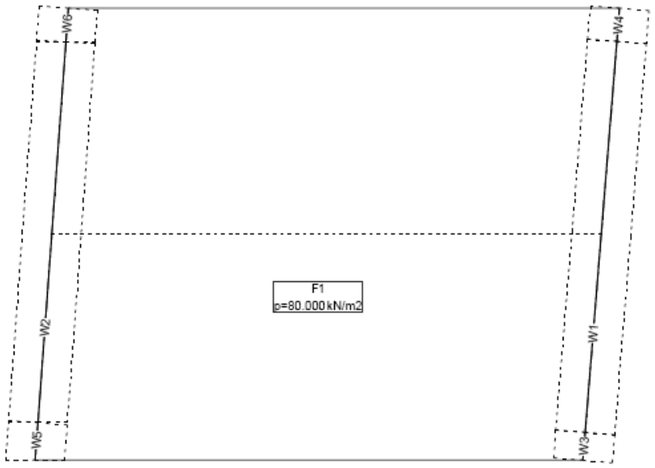
Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 4
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Load case 19: Presion de agua

Scale 1 :50.0



	Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

7.2 Salida de resultados

Sagrera-Trinidad	Page 5
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: CARGAS CARRETERAS
plus where critical
plus where critical
either
or
or
or
or
or

ACTION: CARGAS FERROVIARIAS
plus where critical
either
or

ACTION: CARGAS MUERTAS
Permanent

ACTION: PRESION
plus where critical

LIMIT STATE SPECIFICATION: ELU
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations			
Nr	Name	1	2	3	4
1	CARGAS MUERTAS	1.35	1	1.35	1
2	CARGAS FERROVIARIAS	1.5	1.5		
3	PRESION	1.5	1.5	1.5	1.5
4	CARGAS CARRETERAS			1.5	1.5

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: CARGAS CARRETERAS
plus where critical
plus where critical
either
or
or
or
or
or

ACTION: CARGAS FERROVIARIAS
plus where critical
either
or

ACTION: CARGAS MUERTAS
Permanent

ACTION: PRESION
plus where critical

	Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

LIMIT STATE SPECIFICATION: ELS
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	CARGAS MUERTAS	1	1
2	PRESION	1	1
3	CARGAS FERROVIARIAS	1	
4	CARGAS CARRETERAS		1

LIMIT STATE SPECIFICATION Code: EH 91 (Superposition according to Code type EC2)
ACTION: CARGAS CARRETERAS
plus where critical
plus where critical
either
or
or
or
or
or

ACTION: CARGAS FERROVIARIAS
plus where critical
either
or

ACTION: CARGAS MUERTAS
Permanent

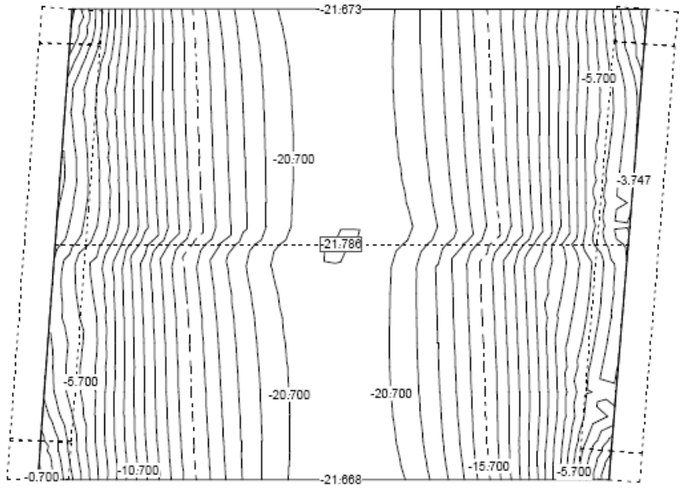
LIMIT STATE SPECIFICATION: CUASIP
Limit state: Ultimate (ULS)

Actions		Design situations	
Nr	Name	1	2
1	CARGAS MUERTAS	1	1
2	CARGAS FERROVIARIAS		
3	CARGAS CARRETERAS		0.2

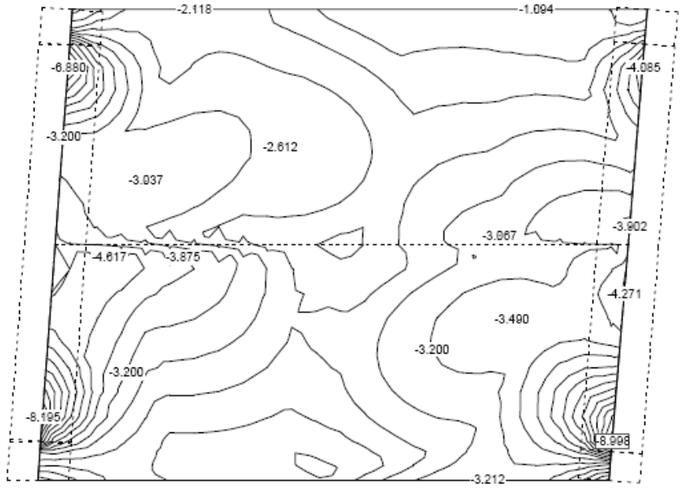
Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Reinforcement cross sections axt:
Equidistance: 1.000 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15
Scale 1 :48.0



Reinforcement cross sections ayt:
Equidistance: 0.500 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15
Scale 1 :48.0



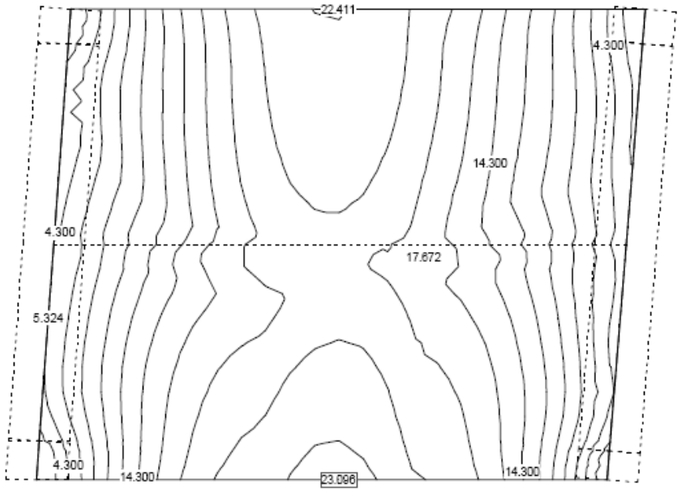
Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 8
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

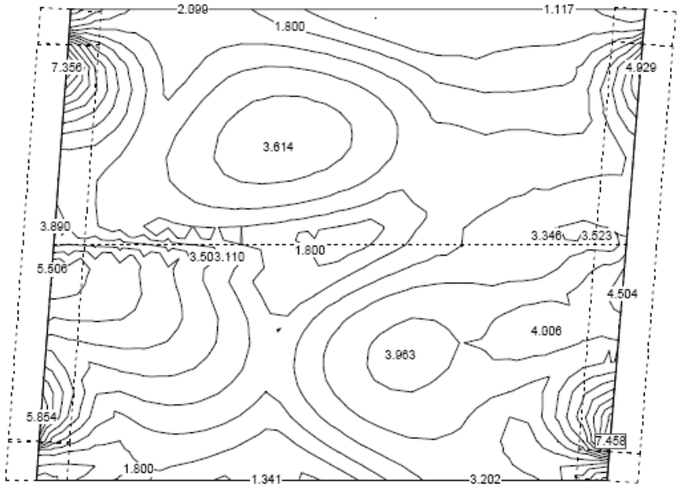
Reinforcement cross sections axb:
Equidistance: 2.000 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :48.0



Reinforcement cross sections ayb:
Equidistance: 0.500 cm2/m, Reference line: -15.700 cm2/m
Specification: ELU, H300, AEH500, γc=1.50, γs=1.15

Scale 1 :48.0



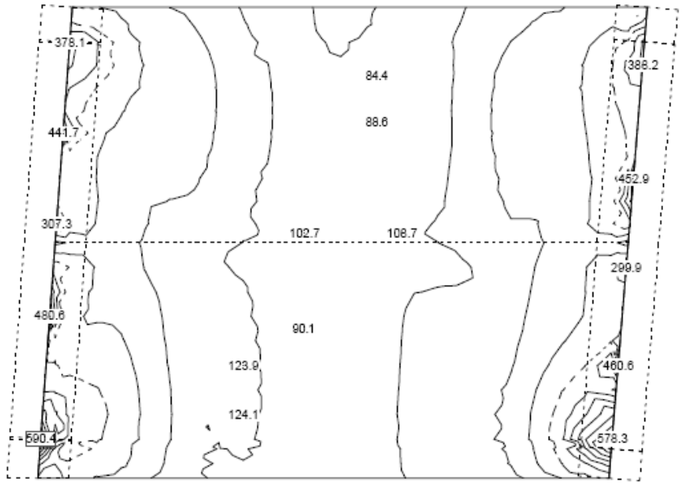
Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 9
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

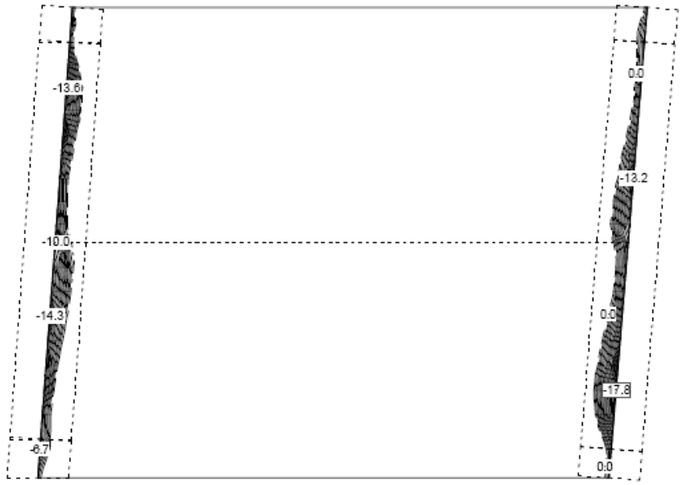
Envelopes of maximum shear forces: ELU, Equidistance: 50.0 kN/m, Reference line: 265.0 kN/m

Scale 1 :48.0



Reinforcement moments maxt: CUASIP, Equidistance: 1.0 kN, Reference line: 0.0 kN

Scale 1 :48.0

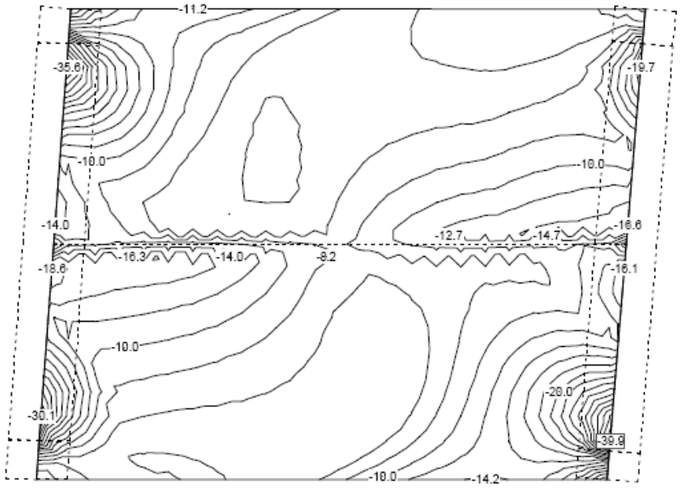


Nr.:

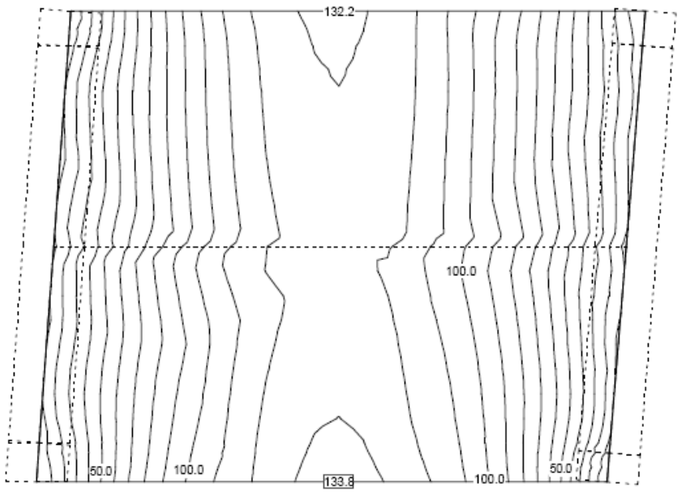
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 10
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement moments mayt: CUASIP, Equidistance: 2.0 kN, Reference line: 0.0 kN — Scale 1 :48.0



Reinforcement moments maxb: CUASIP, Equidistance: 10.0 kN, Reference line: 0.0 kN — Scale 1 :48.0

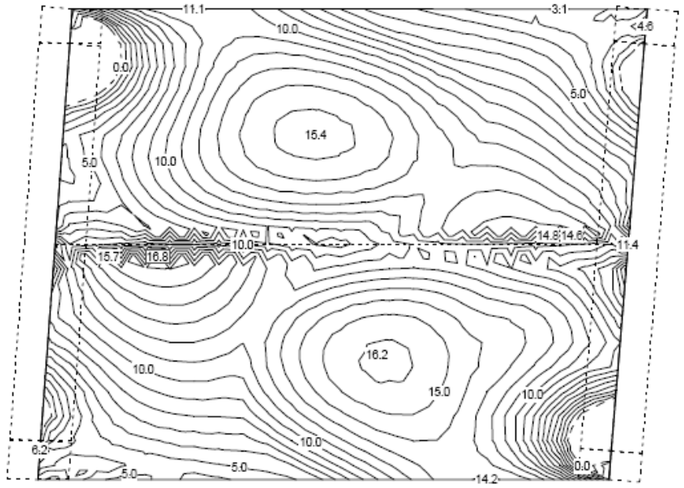


Nr.:

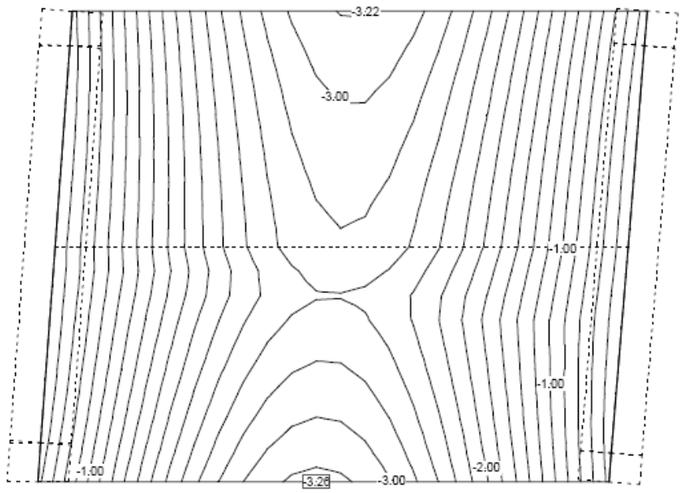
D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 11
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Reinforcement moments mayb: CUASIP, Equidistance: 1.0 kN, Reference line: 0.0 kN — Scale 1 :48.0



Envelope of deflections: Minima: ELS, Equidistance: 0.20 mm, Reference line: 0.00 mm — Scale 1 :48.0

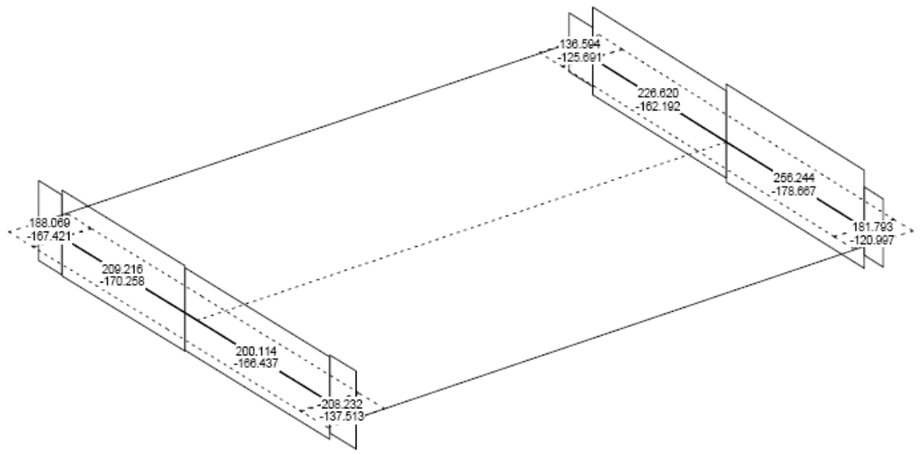


Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

Sagrera-Trinidad	Page 12
Colector 11-septiembre. Losa 2 situacion definitiva	25.11.10, 17:29
KV Consultores de Ingenieria Proyectos y Obras, S.L.	Cedrus-4, Version 3.02

Envelopes of reaction forces Columns: ELS
Walls values sectionwise presented, Identifications: Walls: [kN/m]



Nr.:

D:\Cubus2\Sants\Colector11-SEPT+15.12_v2.C4P

7.3 Comprobación de ELU Flexión

Con los listados de salida de resultados del modelo de cálculo realizado con el programa Cedrus recogidos en el apartado anterior, se observa que la armadura dispuesta en la losa y reflejada en planos es superior a la requerida por cálculo del ELU de Flexión.

7.4 Comprobación de ELU Cortante

La losa sin armadura de cortante soporta un esfuerzo cortante último:

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.5**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**265.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**20**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**8**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**No**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**
α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.50
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	25.13
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.45
ξ =	1.67

fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00
As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0035
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.45
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	1092.728
z = brazo mecánico [m] =	0.405
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

CÁLCULOS DE CORTANTE

Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] =	**No resulta necesaria la comprobación de compresión oblicua en el alma**
Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =	
Vsu : Contribución de la armadura [KN] =	
En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada Vu2 :	265.17
	Cumple

A una distancia de un canto útil del borde de los muros de apoyo este valor sólo se supera en una zona puntual en las que el cortante de cálculo es: Vd= 300 kN/m

DATOS

b : Ancho de la sección [m] =	**1**
h : Canto de la sección [m] =	**0.5**
r : Recubrimiento mecánico [m] =	**0.05**
Calidad del Hormigón [MPA] =	**HA-30**
Tipo de Acero [MPA] =	**B-500**
Coeficiente de seguridad hormigón =	**1.5**
Coeficiente de seguridad acero =	**1.15**
Control de resistencia del hormigón =	**Directo**
Vd : Cortante de Cálculo Solicitante [KN] =	**300.00**
Øc : Diámetro de la armadura comprimida [mm] =	**20**
nc : número de barras de armadura comprimida =	**8**
Øt : Diámetro de la armadura traccionada [mm] =	**20**
nt : número de barras de armadura traccionada =	**5**
¿Se dispone armadura de cortante?	**Si**
θ : ángulo de inclinación de las bielas [° sex] =	**45**

α : ángulo de inclinación de las armaduras [° sex] =	**90**

DATOS AUXILIARES

fcd [Mpa] =	20.00
fyd [Mpa] =	434.78
f1cd: resistencia a compresión del hormigón [Mpa] =	12.00
Ac: Área total de la sección de hormigón [m²] =	0.50
As' : Área total de armadura comprimida [cm²] =	25.13
σ'cd : tensión axil efectiva en el hormigón [Mpa] =	0.00
K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil =	1.00
θ : [rad] =	0.79
cotg (θ) =	1.00
α : [rad] =	1.57
cotg (α) =	0.00
d : canto útil [m] =	0.45
ξ =	1.67
fcv : resistencia efectiva del hormigón a cortante [Mpa] =	30.00
σ'cd : tensión axial media en el alma de la sección [Mpa] =	0.00
As : Área total de armadura traccionada [cm²] =	15.71
ρl : cuantía de la armadura de tracción	0.0035
seno (α) =	1.00
β =	1.00
d' : distancia desde la armadura comprimida a la fibra más comprimida [m] =	0.45
Us [KN] =	682.9549
Us' [KN] =	1092.728
z = brazo mecánico [m] =	0.405
fyαd [Mpa] =	400.00
fctm [Mpa] =	2.90

CÁLCULOS DE CORTANTE

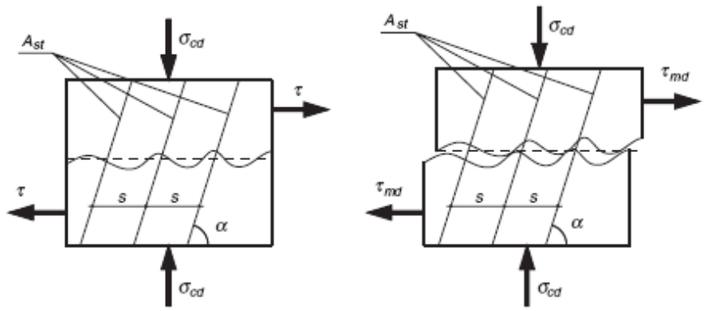
Vu1: Agotamiento por compresión oblicua del alma [KN] =	**2700.00**
	Cumple la biela oblicua
Vcu: Contribución del Hormigóan a la resistencia a esfuerzo cortante [KN] =	265.17
Vsu : Contribución de la armadura [KN] =	34.83
En piezas sin armadura de cortante se supone la sección fisurada Vu2 :	300.00

Deducción de la armadura necesaria

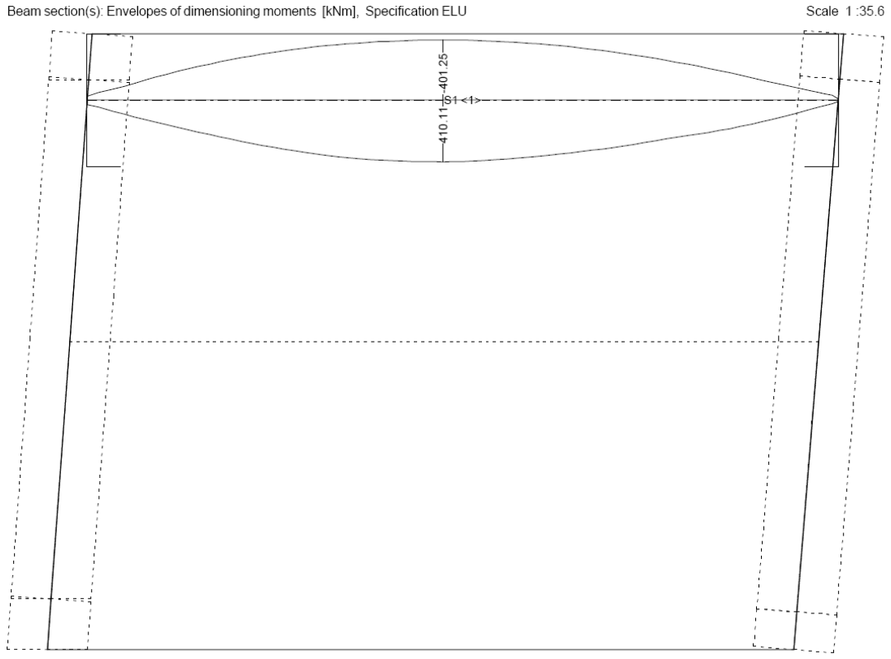
Aα [cm²/m] =	2.15
Amin [cm²/m] =	9.65
As Cortante [cm²/m] =	**9.65**

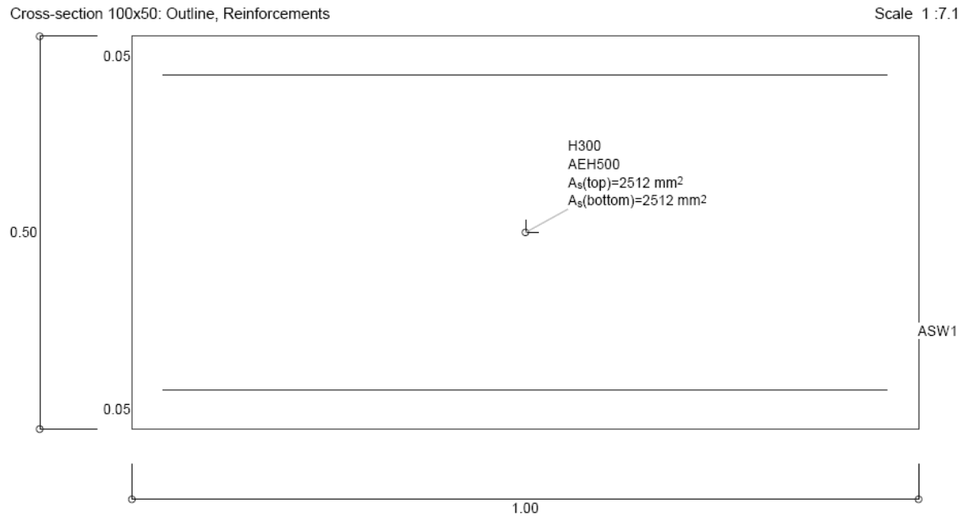
7.5 Comprobación de ELU Rasante en junta entre hormigones

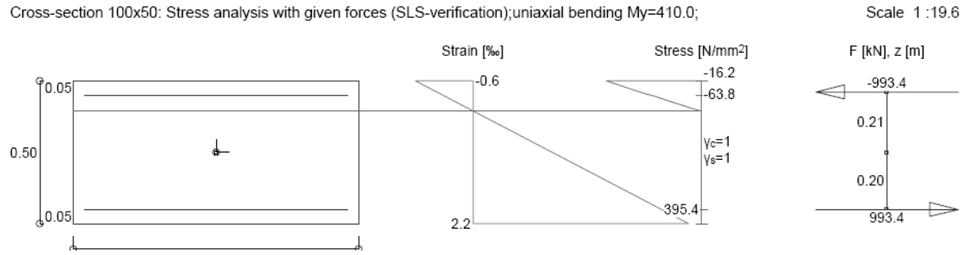
Para el cálculo de la conexión a rasante entre la prelosa y el hormigonado de segunda fase se utiliza la formulación del artículo 47 de la norma EHE.



La tensión rasante de cálculo se evalúa en base a la variación de la resultante de los bloques de tensiones normales a lo largo de la pieza. Se considera un reparto plástico del esfuerzo rasante entre el centro del vano y los apoyos, de modo que el rasante de cálculo se obtiene:







Rd=993/(5.58/2)=356kN/m

Se determina la armadura necesaria con la formulación del apartado 47.2 de la norma EHE-08:

DATOS

B [m] =	**1**
L [m] =	**1**
Calidad del Hormigón	**HA-30**
Rugosidad	**Baja (Armada o No Armada)**
Axil de compresión [KN] =	**12.5**
¿Existen Tracciones en la junta? =	**NO**
Esfuerzo Rasante [KN] =	**356.00**

DATOS EN EL CASO DE UNA JUNTA ARMADA

Ángulo de inclinación de la armadura [º] =	**90**
Ø barras empleadas en la conexión [mm] =	**10**

Resistencia del acero [Mpa] = 500

DATOS AUXILIARES QUE SE DESPRENDEN DE LOS PRINCIPALES

Factor β = 0.2
Área Total de la Junta [m²] = 1.000
Tensión en el contacto ζrd [Mpa] = 0.356
fctd [Mpa] = 1.352

CÁLCULO COMO JUNTA SIN ARMADURA PASANTE

βx(1.30-0.3xfck/25)xfctd [Mpa] = 0.2541168
0.7 x β x fctd [Mpa] = 0.1892359
Resistencia de la junta [KN/m] = 254.11681

Por tanto la junta NO ES CAPAZ de transmitir el rasante SIN ARMADURA

CÁLCULO COMO JUNTA CON ARMADURA PASANTE

2,5xβx(1.30-0.3xfck/25)xfctd [Mpa] = 0.635
Factor μ = 0.3
sen α = 1.00
cos α = 0.00
fyαd [Mpa] = 400.00
¿Mayor que 0.25fcd? NO=OK
Término en β = 254.12
Término en μ = 3.75
Ast (anclada) por esfuerzo [cm²] = 8.18
Ast (anclada) por cuantía mínima [cm²] = 10.00
Factor de Anclaje 1
Ast (dispuesta para la longitud real) [cm²] = 10.00

Lo que supone que es preciso armar la junta con 13 Ø 10 anclados una longitud de 0.4 m

7.6 Comprobación de ELS Fisuración

Armadura inferior X 8ϕ20 pm, Mcuasip= 125 mkN

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales
  Tipo de hormigón: HA-30
  Tipo de acero: B-500-S
  fck [MPa] = 30.00

  fyk [MPa] = 500.00
- Ambiente
  Clase general de exposición : IIa
  Clases específicas de exposición : Qb
- Geometría de la sección
  Sección : 100X50
  b [m] = 1.00
  h [m] = 0.50
- Armado de la sección
  ϕ [mm] = 20

capa	n° barras	Separación [mm]
1	8	55.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

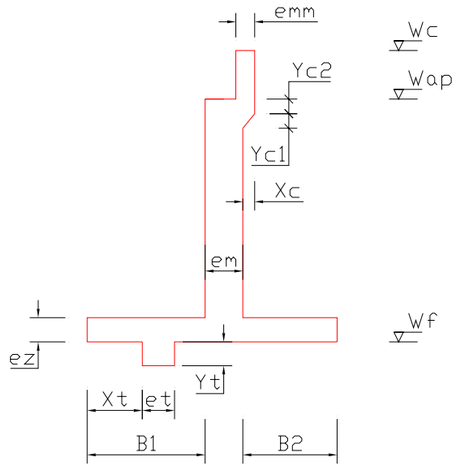
Mk [kN·m] = 125

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

8 Cálculo de muro hastial

8.1 Muro bajo losa +15.34 en situación provisional

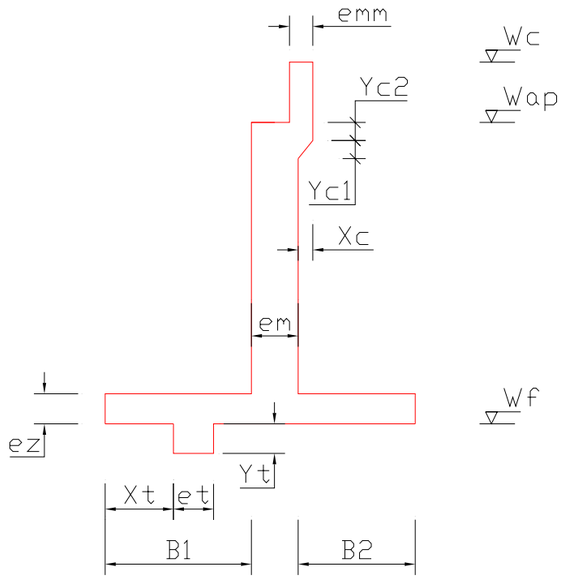


Estribos	
Acciones	
Fuerza apoyo >0 hacia relleno Fx (t/ml)	0.00
Fuerza apoyo >0 hacia abajo Fy (t/ml)	0.00
Distancia de apoyo a paramento lado puente dx (m)	0.00
Sobrecarga sobre relleno (t/m2)	3.00
Sismo ah (m2/s)	
Sismo av (m2/s)	
Geometría	
Espesor zapata ez (m)	1.20
Espesor muro em (m)	1.00
Espesor murete emm (m)	0.00
Cota de coronación Wc (m)	14.84
Cota de cimentacion Wf (m)	11.37
Cota del apoyo Wap (m)	14.84
Zapata puntera B1 (m)	0.40
Zapata talón B2 (m)	2.00
Altura tierras en puntera (m)	0.00
Posición tacón Xt (m)	0.00
Espesor tacón et (m)	0.00
Altura tacón Yt (m)	0.00
Relleno	
Peso específico hormigón muro (t/m3)	2.50
Peso espec. aparente relleno gamma_ap (t/m3)	2.00
Angulo rozamiento interno relleno phi (grados)	33.00

Angulo roz. tierras-muro delta (grados)	0.00
Coeficiente roz. suelo-zapata μ	0.50
Resultados	
Resultante FTx (t) (>0 hacia puente)	6.62
Resultante FTy (t) (>0 hacia abajo)	30.96
Resultante dist_FTx (m) resp. base muro	1.42
Resultante dist_FTy (m) resp. arista vuelco	1.89
Inclinación de la resultante tan_delta	0.21
Ancho cimentación equivalente B*	3.18
Tensión ef. cobaricéntrica pv (t/m2)	9.74
Tensión ef. máxima (t/m2)	10.877
Tensión ef. minima (t/m2)	7.332
Posicion tensión max resp arista lado puente (m)	0.00
Posicion tensión min resp arista lado puente (m)	3.40
Tipo de ley de tensiones	trapezoidal
Coeficiente seg. deslizamiento CSD = μ*FTy/FTx	2.34
Coeficiente seg. vuelco CSV = MTy/MTx	6.22
Mf murete sin mayorar (m*t)	0.00
Mf muro sin mayorar (m*t)	3.43
Mf zapata puntera sin mayorar (m*t)	0.62
Mf zapata talón sin mayorar (m*t)	-5.03
Q murete sin mayorar (t)	0.00
Q muro sin mayorar (t)	3.53
Q zapata puntera sin mayorar (t)	3.07
Q zapata talón sin mayorar (t)	-4.33

Armado estribo	Zapata puntera	Zapata talón	Muro
Nd (t)	0.00	0.00	0.00
Md (m·t)	0.9	-7.5	5.1
Mk (m·t)	0.6	-5.0	3.4
wk limite (mm)	0.3	0.3	0.3
d' rec mec (m)	0.05	0.05	0.05
phi (mm)	16	16	20
Elemento	LOSA	LOSA	MUROV
separac min (cm)	15	15	16
ancho (m)	1.00	1.00	1.00
canto (m)	1.20	1.20	1.00
[fck (N/mm2)]	30	30	30
[fyk (N/mm2)]	500	500	500
[gamma_c]	1.5	1.5	1.5
[gamma_s]	1.15	1.15	1.15
Area de armadura necesaria As (cm2)	10.80	10.80	9.00
Número de barras capa base nbarras base	6	6	3
Número de barras capa refuerzo nbarras ref	0	0	0
Separacion entre ejes de barras (cm)	16.67	16.67	33.33
Abertura de fisura wk (mm)	0.003	0.027	0.065
Cuantia resultante (kg/m3)	7.892	7.892	7.398
Limita	C.Geom	C.Geom	C.Geom

8.2 Muro bajo losa +15.34 en situación definitiva

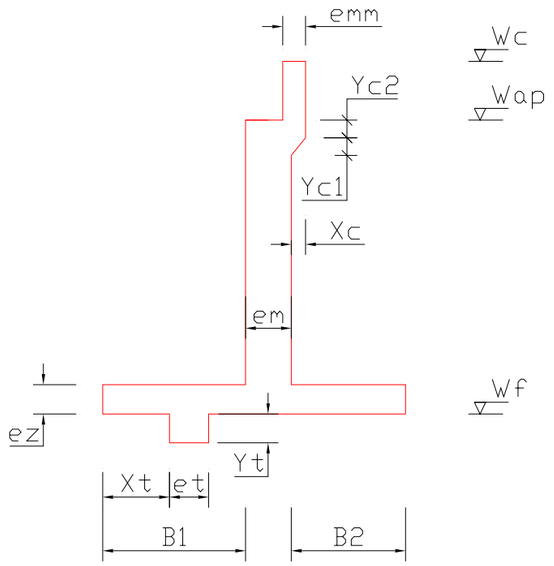


Estribos	
Acciones	
Fuerza apoyo >0 hacia relleno Fx (t/ml)	0.00
Fuerza apoyo >0 hacia abajo Fy (t/ml)	26.00
Distancia de apoyo a paramento lado puente dx (m)	0.50
Sobrecarga sobre relleno (t/m2)	5.00
Sismo ah (m2/s)	
Sismo av (m2/s)	
Geometría	
Espesor zapata ez (m)	1.20
Espesor muro em (m)	1.00
Espesor murete emm (m)	0.00
Cota de coronación Wc (m)	14.84
Cota de cimentacion Wf (m)	11.37
Cota del apoyo Wap (m)	14.84
Zapata puntera B1 (m)	0.40
Zapata talón B2 (m)	2.00
Altura tierras en puntera (m)	0.00
Posición tacón Xt (m)	0.00
Espesor tacón et (m)	0.00
Altura tacón Yt (m)	0.00
Relleno	
Peso específico hormigón muro (t/m3)	2.50
Peso espec. aparente relleno gamma_ap (t/m3)	2.00
Angulo rozamiento interno relleno phi (grados)	33.00
Angulo roz. tierras-muro delta (grados)	0.00
Coeficiente roz. suelo-zapata μ	0.50

Resultados	
Resultante FTx (t) (>0 hacia puente)	8.66
Resultante FTy (t) (>0 hacia abajo)	60.96
Resultante dist_FTx (m) resp. base muro	1.50
Resultante dist_FTy (m) resp. arista vuelco	1.50
Inclinación de la resultante tan_delta	0.14
Ancho cimentación equivalente B*	2.58
Tensión ef. cobaricéntrica pv (t/m2)	23.62
Tensión ef. máxima (t/m2)	30.885
Tensión ef. minima (t/m2)	4.971
Posicion tensión max resp arista lado puente (m)	0.00
Posicion tensión min resp arista lado puente (m)	3.40
Tipo de ley de tensiones	trapezoidal
Coeficiente seg. deslizamiento CSD = μ*FTy/FTx	3.52
Coeficiente seg. vuelco CSV = MTy/MTx	7.06
Mf murete sin mayorar (m*t)	0.00
Mf muro sin mayorar (m*t)	4.95
Mf zapata puntera sin mayorar (m*t)	2.15
Mf zapata talón sin mayorar (m*t)	-4.98
Q murete sin mayorar (t)	0.00
Q muro sin mayorar (t)	4.87
Q zapata puntera sin mayorar (t)	10.54
Q zapata talón sin mayorar (t)	0.11

Armado estribo	Zapata puntera	Zapata talón	Muro
Nd (t)	0.00	0.00	26.00
Md (m·t)	3.2	-7.5	7.4
Mk (m·t)	2.1	-5.0	4.9
wk limite (mm)	0.3	0.3	0.3
d' rec mec (m)	0.05	0.05	0.05
phi (mm)	16	16	20
Elemento	LOSA	LOSA	MUROV
separac min (cm)	15	15	20
ancho (m)	1.00	1.00	1.00
canto (m)	1.20	1.20	1.00
[fck (N/mm2)]	30	30	30
[fyk (N/mm2)]	500	500	500
[gamma_c]	1.5	1.5	1.5
[gamma_s]	1.15	1.15	1.15
Area de armadura necesaria As (cm2)	10.80	10.80	9.00
Número de barras capa base nbarras base	6	6	3
Número de barras capa refuerzo nbarras ref	0	0	0
Separacion entre ejes de barras (cm)	16.67	16.67	33.33
Abertura de fisura wk (mm)	0.012	0.027	0.093
Cuantia resultante (kg/m3)	7.892	7.892	7.398
Limita	C.Geom	C.Geom	C.Geom

8.3 Muro bajo losa +15.62 en situación provisional

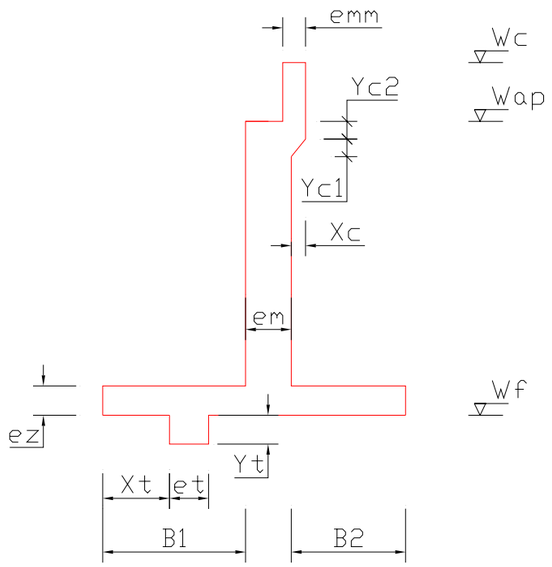


Estribos	
Acciones	
Fuerza apoyo >0 hacia relleno Fx (t/ml)	0.00
Fuerza apoyo >0 hacia abajo Fy (t/ml)	0.00
Distancia de apoyo a paramento lado puente dx (m)	0.00
Sobrecarga sobre relleno (t/m2)	3.00
Sismo ah (m2/s)	
Sismo av (m2/s)	
Geometría	
Espesor zapata ez (m)	1.20
Espesor muro em (m)	1.00
Espesor murete emm (m)	0.00
Cota de coronación Wc (m)	15.12
Cota de cimentacion Wf (m)	11.32
Cota del apoyo Wap (m)	15.12
Zapata puntera B1 (m)	0.40
Zapata talón B2 (m)	2.00
Altura tierras en puntera (m)	0.00
Posición tacón Xt (m)	0.00
Espesor tacón et (m)	0.00
Altura tacón Yt (m)	0.00
Relleno	
Peso específico hormigón muro (t/m3)	2.50
Peso espec. aparente relleno gamma_ap (t/m3)	2.00
Angulo rozamiento interno relleno phi (grados)	33.00
Angulo roz. tierras-muro delta (grados)	0.00
Coeficiente roz. suelo-zapata μ	0.50

Resultados	
Resultante FTx (t) (>0 hacia puente)	7.62
Resultante FTy (t) (>0 hacia abajo)	33.10
Resultante dist_FTx (m) resp. base muro	1.55
Resultante dist_FTy (m) resp. arista vuelco	1.89
Inclinación de la resultante tan_delta	0.23
Ancho cimentación equivalente B*	3.07
Tensión ef. cobaricéntrica pv (t/m2)	10.79
Tensión ef. máxima (t/m2)	12.589
Tensión ef. minima (t/m2)	6.882
Posicion tensión max resp arista lado puente (m)	0.00
Posicion tensión min resp arista lado puente (m)	3.40
Tipo de ley de tensiones	trapezoidal
Coeficiente seg. deslizamiento CSD = μ*FTy/FTx	2.17
Coeficiente seg. vuelco CSV = MTy/MTx	5.31
Mf murete sin mayorar (m*t)	0.00
Mf muro sin mayorar (m*t)	4.72
Mf zapata puntera sin mayorar (m*t)	0.75
Mf zapata talón sin mayorar (m*t)	-6.40
Q murete sin mayorar (t)	0.00
Q muro sin mayorar (t)	4.29
Q zapata puntera sin mayorar (t)	3.70
Q zapata talón sin mayorar (t)	-5.28

Armado estribo	Zapata puntera	Zapata talón	Muro
Nd (t)	0.00	0.00	0.00
Md (m·t)	1.1	-9.6	7.1
Mk (m·t)	0.7	-6.4	4.7
wk limite (mm)	0.3	0.3	0.3
d' rec mec (m)	0.05	0.05	0.05
phi (mm)	16	16	20
Elemento	LOSA	LOSA	MUROV
separac min (cm)	15	15	16
ancho (m)	1.00	1.00	1.00
canto (m)	1.20	1.20	1.00
[fck (N/mm2)]	30	30	30
[fyk (N/mm2)]	500	500	500
[gamma_c]	1.5	1.5	1.5
[gamma_s]	1.15	1.15	1.15
Area de armadura necesaria As (cm2)	10.80	10.80	9.00
Número de barras capa base nbarras base	6	6	3
Número de barras capa refuerzo nbarras ref	0	0	0
Separacion entre ejes de barras (cm)	16.67	16.67	33.33
Abertura de fisura wk (mm)	0.004	0.034	0.089
Cuantia resultante (kg/m3)	7.892	7.892	7.398
Limita	C.Geom	C.Geom	C.Geom

8.4 Muro bajo losa +15.62 en situación definitiva

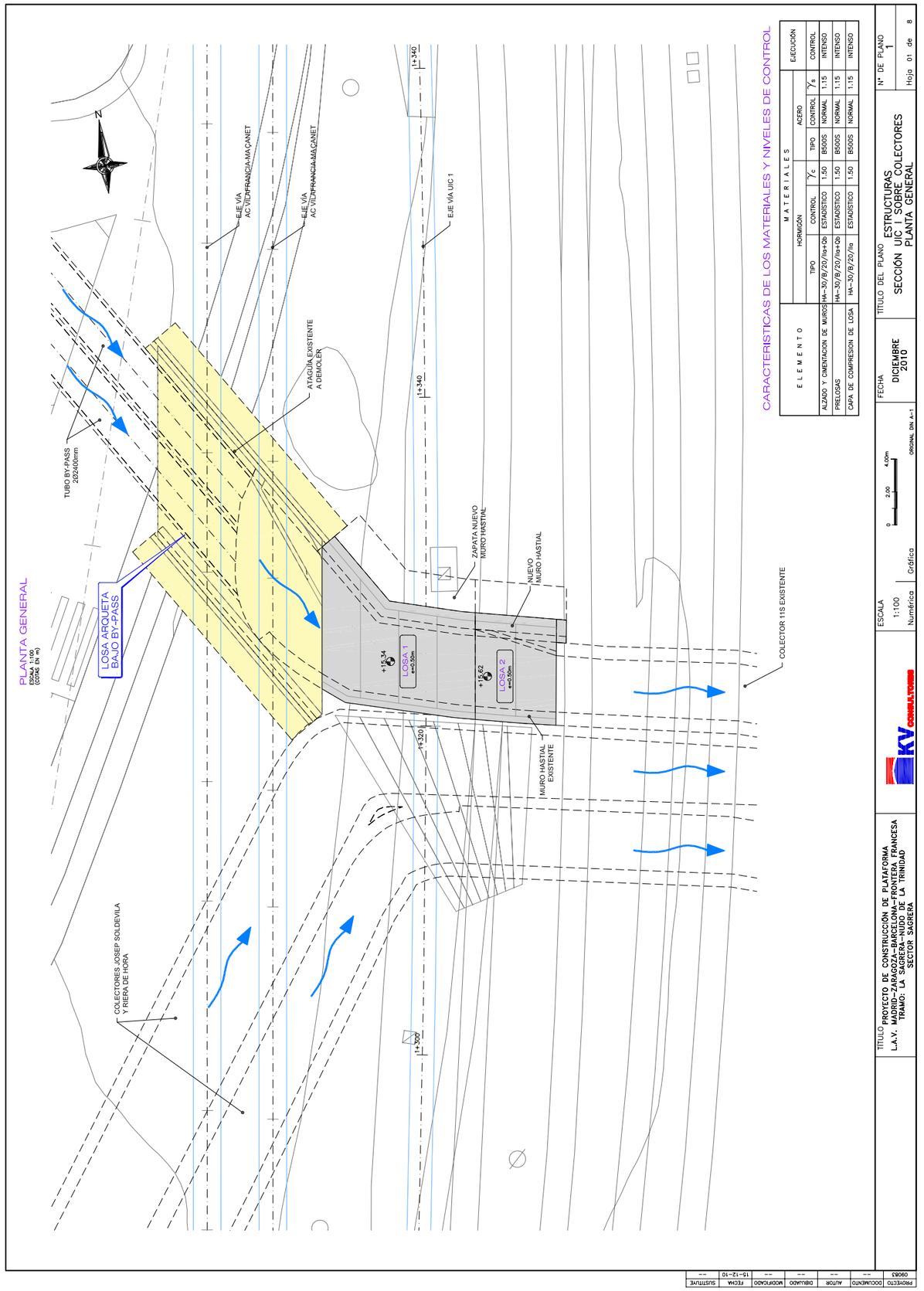


Estribos	
Acciones	
Fuerza apoyo >0 hacia relleno Fx (t/ml)	0.00
Fuerza apoyo >0 hacia abajo Fy (t/ml)	24.00
Distancia de apoyo a paramento lado puente dx (m)	0.50
Sobrecarga sobre relleno (t/m2)	3.00
Sismo ah (m2/s)	
Sismo av (m2/s)	
Geometría	
Espesor zapata ez (m)	1.00
Espesor muro em (m)	0.60
Espesor murete emm (m)	0.00
Cota de coronación Wc (m)	15.12
Cota de cimentacion Wf (m)	11.32
Cota del apoyo Wap (m)	15.12
Zapata puntera B1 (m)	0.40
Zapata talón B2 (m)	2.00
Altura tierras en puntera (m)	0.00
Posición tacón Xt (m)	0.00
Espesor tacón et (m)	0.00
Altura tacón Yt (m)	0.00
Relleno	
Peso específico hormigón muro (t/m3)	2.50
Peso espec. aparente relleno gamma_ap (t/m3)	2.00
Angulo rozamiento interno relleno phi (grados)	33.00
Angulo roz. tierras-muro delta (grados)	0.00
Coeficiente roz. suelo-zapata μ	0.50

Resultados	
Resultante FTx (t) (>0 hacia puente)	7.62
Resultante FTy (t) (>0 hacia abajo)	52.90
Resultante dist_FTx (m) resp. base muro	1.55
Resultante dist_FTy (m) resp. arista vuelco	1.33
Inclinación de la resultante tan_delta	0.14
Ancho cimentación equivalente B*	2.21
Tensión ef. cobaricéntrica pv (t/m2)	23.95
Tensión ef. máxima (t/m2)	31.592
Tensión ef. minima (t/m2)	3.675
Posicion tensión max resp arista lado puente (m)	0.00
Posicion tensión min resp arista lado puente (m)	3.00
Tipo de ley de tensiones	trapezoidal
Coeficiente seg. deslizamiento CSD = μ*FTy/FTx	3.47
Coeficiente seg. vuelco CSV = MTy/MTx	5.96
Mf murete sin mayorar (m*t)	0.00
Mf muro sin mayorar (m*t)	0.82
Mf zapata puntera sin mayorar (m*t)	2.23
Mf zapata talón sin mayorar (m*t)	-2.44
Q murete sin mayorar (t)	0.00
Q muro sin mayorar (t)	4.79
Q zapata puntera sin mayorar (t)	10.89
Q zapata talón sin mayorar (t)	3.76

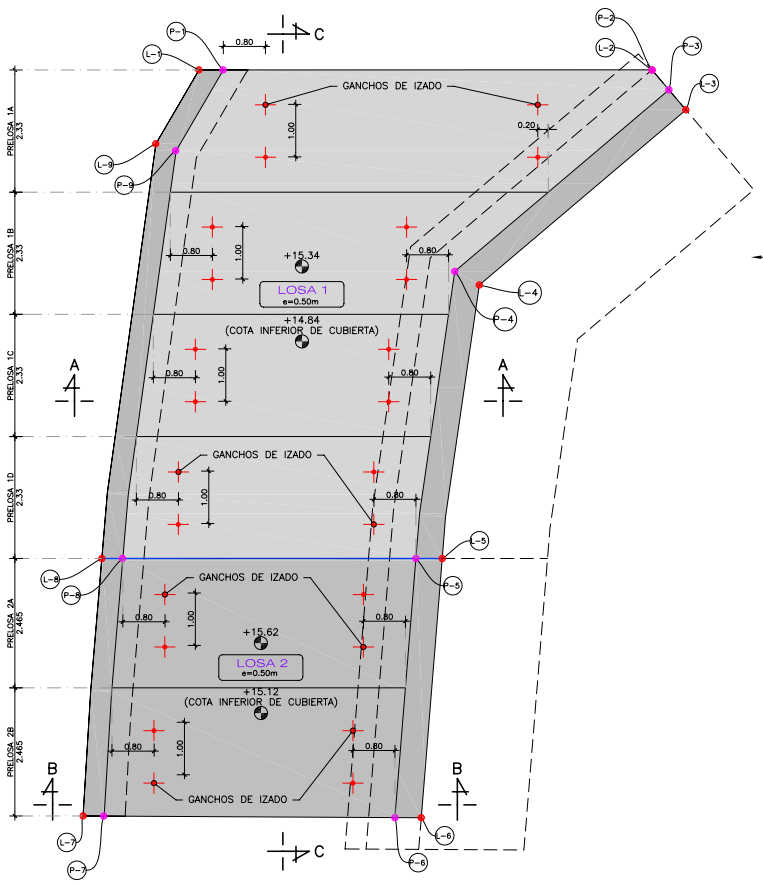
Armado estribo	Zapata puntera	Zapata talón	Muro
Nd (t)	0.00	0.00	24.00
Md (m·t)	3.3	-3.7	1.2
Mk (m·t)	2.2	-2.4	0.8
wk limite (mm)	0.3	0.3	0.3
d' rec mec (m)	0.05	0.05	0.05
phi (mm)	16	16	20
Elemento	LOSA	LOSA	MUROV
separac min (cm)	15	15	16
ancho (m)	1.00	1.00	1.00
canto (m)	1.00	1.00	0.60
[fck (N/mm2)]	30	30	30
[fyk (N/mm2)]	500	500	500
[gamma_c]	1.5	1.5	1.5
[gamma_s]	1.15	1.15	1.15
Area de armadura necesaria As (cm2)	9.00	9.00	5.40
Número de barras capa base nbarras base	5	5	2
Número de barras capa refuerzo nbarras ref	0	0	0
Separacion entre ejes de barras (cm)	20.00	20.00	50.00
Abertura de fisura wk (mm)	0.031	0.034	0.038
Cuantia resultante (kg/m3)	7.892	7.892	8.221
Limita	C.Geom	C.Geom	C.Geom

9 Planos


PLANTA GENERAL
(ESCALA 1:100)
(ORIGINAL DIN A1)
N
EJE VÍA AC VILOPRANCIA-MAÇANET
EJE VÍA AC VILOPRANCIA-MAÇANET
EJE VÍA UIC 1
ATAGUÍA EXISTENTE A DEMOLER
TUBO BY-PASS 2Ø2400mm
LOSA ARQUETA BAJO BY-PASS
ZAPATA NUEVO MURO HASTIAL
NUEVO MURO HASTIAL
LOSA 1
e=0.50m
LOSA 2
e=0.50m
+15.34
+15.62
COLECTOR 11S EXISTENTE
MURO HASTIAL EXISTENTE
COLECTORES JOSEP SOLDEVILA Y RIERA DE HORTA
1+340
1+320
1+300
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL
ELEMENTO
MATERIALES
HORMIGÓN
ACERO
EJECUCIÓN
TIPO
CONTROL
γc
TIPO
CONTROL
γs
CONTROL
ALZADO Y CIMENTACION DE MUROS
HA-30/B/20/IIa+Qb
ESTADÍSTICO
1.50
B500S
NORMAL
1.15
INTENSO
PRELOSAS
HA-30/B/20/IIa+Qb
ESTADÍSTICO
1.50
B500S
NORMAL
1.15
INTENSO
CAPA DE COMPRESION DE LOSA
HA-30/B/20/IIa
ESTADÍSTICO
1.50
B500S
NORMAL
1.15
INTENSO
ESCALA
1:100
Numérica
Gráfica
0
2.00
4.00m
ORIGINAL DIN A-1
FECHA
DICIEMBRE 2010
TÍTULO DEL PLANO
ESTRUCTURAS
SECCIÓN UIC 1 SOBRE COLECTORES
PLANTA GENERAL
Nº DE PLANO
1
Hoja 01 de 8
KV CONSULTORES
TITULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
L.A.V. TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA
PROYECTO 09083
DOCUMENTO --
AUTOR --
DIBUJADO --
MODIFICADO --
FECHA 15-12-10
SUSTITUYE --

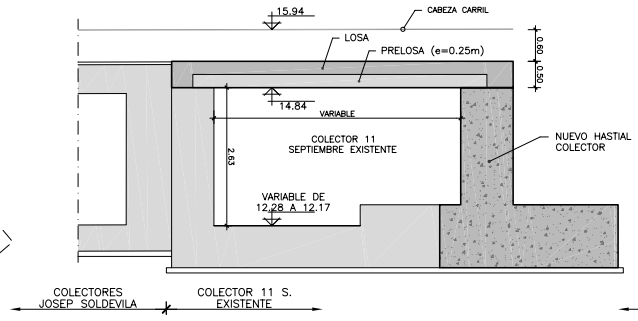
PLANTA DE DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LOSA Y PRELOSA
LOSA 1 Y 2, PRELOSAS 1A, 1B, 1C, 1D, 2A Y 2B

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



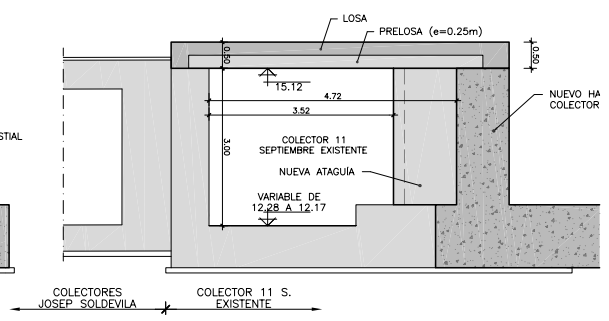
SECCIÓN A-A

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



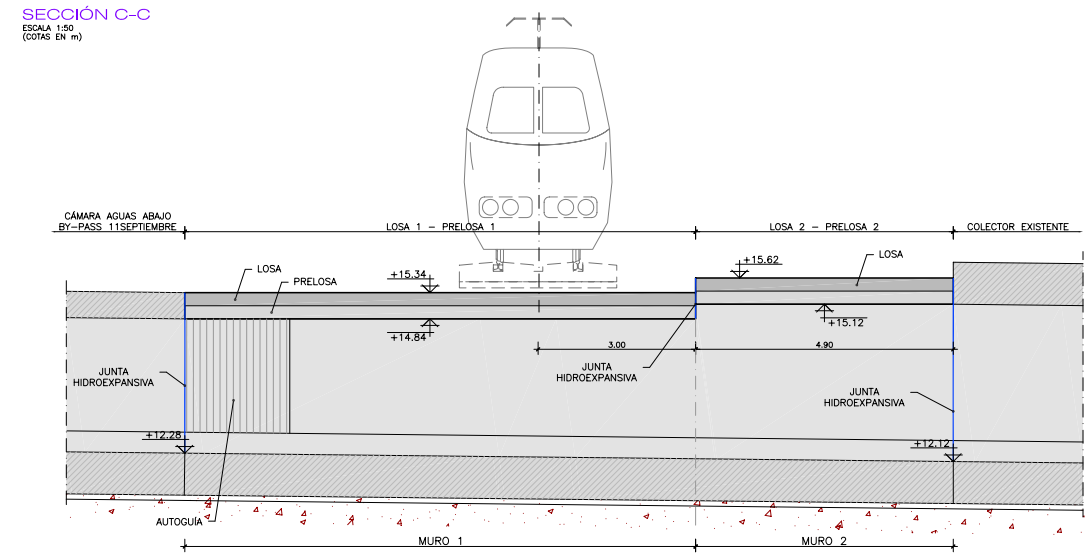
SECCIÓN B-B

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



SECCIÓN C-C

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



CUADRO DE REPLANTEO DE LOSA

PUNTOS	X	Y
L-1	432919.586	4586782.234
L-2	432920.708	4586790.793
L-3	432921.549	4586791.335
L-4	432924.346	4586786.997
L-5	432929.424	4586785.617
L-6	432934.271	4586784.577
L-7	432933.399	4586778.192
L-8	432928.579	4586779.184
L-9	432920.874	4586781.236

CUADRO DE REPLANTEO DE PRELOSA

PUNTOS	X	Y
P-1	432919.586	4586782.234
P-2	432920.708	4586790.793
P-3	432921.129	4586791.064
P-4	432924.028	4586786.567
P-5	432929.358	4586785.119
P-6	432934.203	4586784.080
P-7	432933.399	4586778.192
P-8	432928.579	4586779.184
P-9	432920.874	4586781.236

NOTA:

– LOS MODULOS DE LOSA PREFABRICADOS EN OBRA (PRELOSAS) HAN SIDO CALCULADOS EN FASE DE IZADO CON LA CONFIGURACIÓN DE GANCHOS QUE SE REFLEJA EN PLANOS. CUALQUIER OTRA CONFIGURACIÓN DEBERÁ SER PREVIAMENTE ANALIZADA.

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL

ELEMENTO	MATERIALES						EJECUCIÓN
	HORMIGÓN			ACERO			
	TIPO	CONTROL	γ_c	TIPO	CONTROL	γ_s	CONTROL
ALZADO Y CIMENTACION DE MUROS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
PRELOSAS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
CAPA DE COMPRESION DE LOSA	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO

PROYECTO 09083	DOCUMENTO ---	AUTOR ---	DIBUJADO ---	MODIFICADO ---	FECHA 15-12-10	SUSTITUYE ---

TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA

KV CONSULTORES

ESCALA 1:50 Numérica | Gráfica 0 1.00 2.00m ORIGINAL DIN A-1

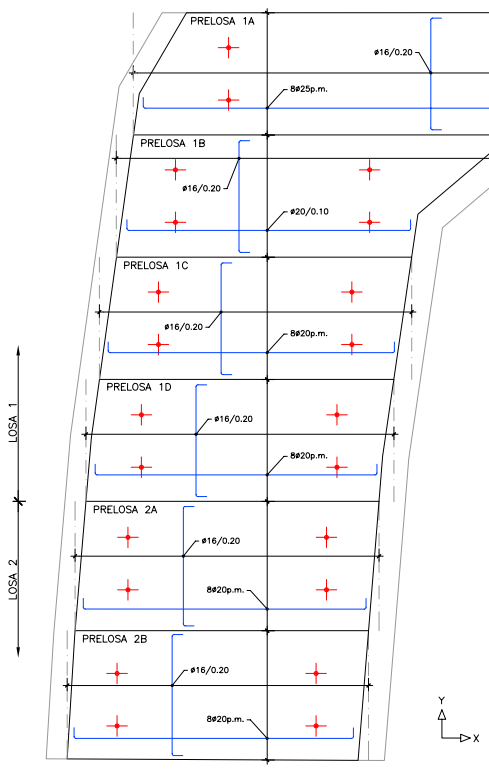
FECHA: DICIEMBRE 2010

TÍTULO DEL PLANO: ESTRUCTURAS
SECCIÓN UIC I SOBRE COLECTORES
DEFINICIÓN LOSAS

Nº DE PLANO 1
Hoja 02 de 8

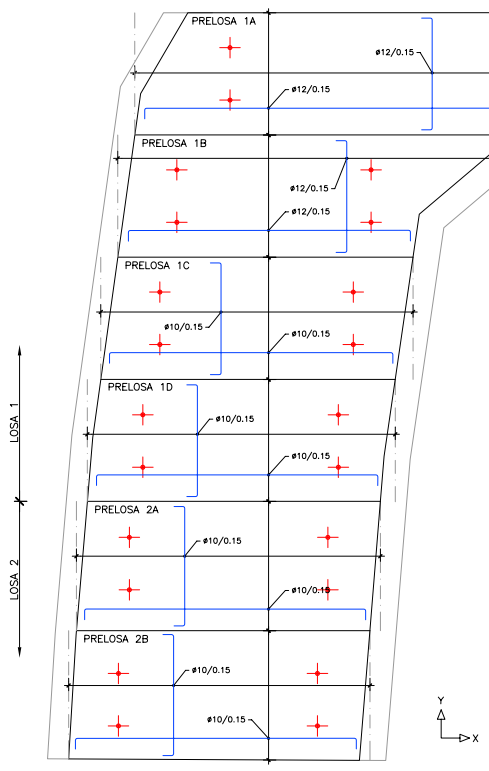
PLANTA DE DEFINICIÓN ARMADO INFERIOR
PRELOSAS 1A, 1B, 1C, 1D, 2A Y 2B

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



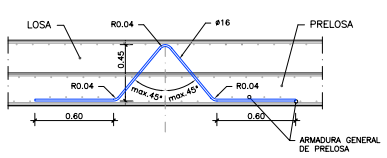
PLANTA DE DEFINICIÓN ARMADO SUPERIOR
PRELOSAS 1A, 1B, 1C, 1D, 2A Y 2B

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



DETALLE DE GANCHO DE IZADO

ESCALA 1:20
(COTAS EN m)



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL

ELEMENTO	MATERIALES						EJECUCIÓN
	HORMIGÓN			ACERO			
	TIPO	CONTROL	γ_c	TIPO	CONTROL	γ_s	CONTROL
ALZADO Y CIMENTACION DE MUROS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
PRELOSAS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
CAPA DE COMPRESION DE LOSA	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO

PROYECTO 09083	DOCUMENTO ---	AUTOR ---	DIBUJADO ---	MODIFICADO ---	FECHA 15-12-10	SUSTITUYE ---

TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA

KV CONSULTORES

ESCALA 1:50 1:20 Numérica | Gráfica 0 1.00 2.00m 0 0.40 0.80m ORIGINAL DIN A-1

FECHA: DICIEMBRE 2010

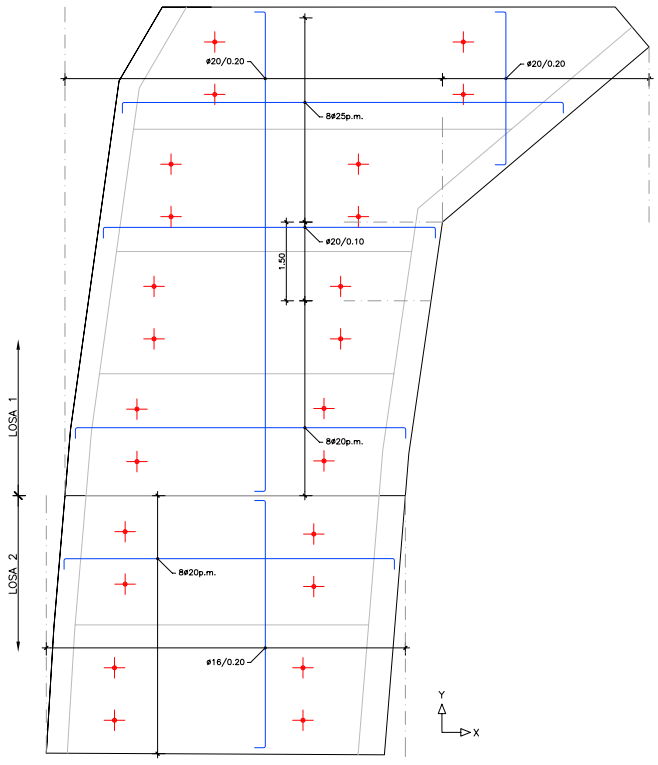
TÍTULO DEL PLANO: ESTRUCTURAS
SECCIÓN UIC I SOBRE COLECTORES
DEFINICIÓN ARMADO

Nº DE PLANO 1
Hoja 03 de 8

8615

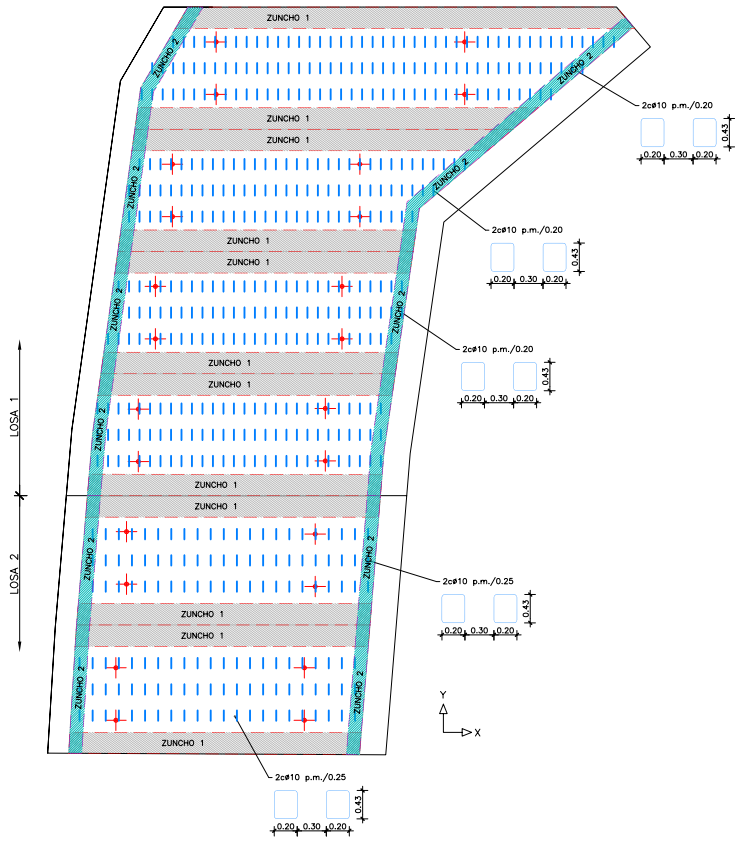
PLANTA DE DEFINICIÓN ARMADO SUPERIOR LOSA 1 Y 2

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



PLANTA DE DEFINICIÓN ZUNCHOS LOSA 1 Y 2

ESCALA 1:50
(COTAS EN m)



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL

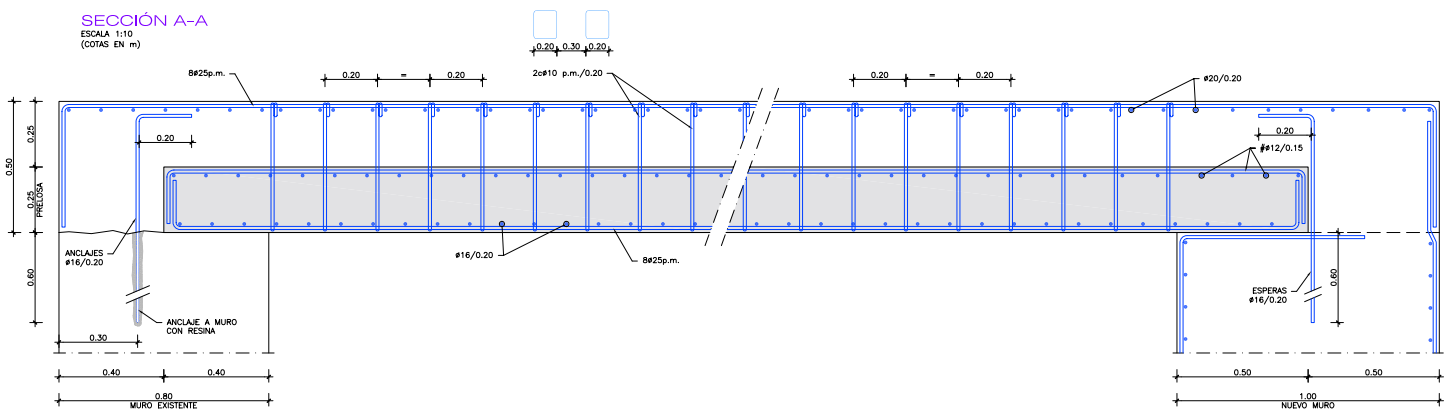
ELEMENTO	MATERIALES						EJECUCIÓN
	HORMIGÓN			ACERO			
	TIPO	CONTROL	γ_c	TIPO	CONTROL	γ_s	CONTROL
ALZADO Y CIMENTACION DE MUROS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
PRELOSAS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
CAPA DE COMPRESION DE LOSA	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO

PROYECTO 09083	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA	KV CONSULTORES	ESCALA 1:50 Numérica / Gráfica 0 1.00 2.00m ORIGINAL DIN A-1	FECHA DICIEMBRE 2010	TÍTULO DEL PLANO ESTRUCTURAS SECCIÓN UIC I SOBRE COLECTORES DEFINICIÓN ARMADO	Nº DE PLANO 1 / Hoja 04 de 8

DOCUMENTO --- | AUTOR --- | DIBUJADO --- | MODIFICADO --- | FECHA 15-12-10 | SUSTITUYE ---

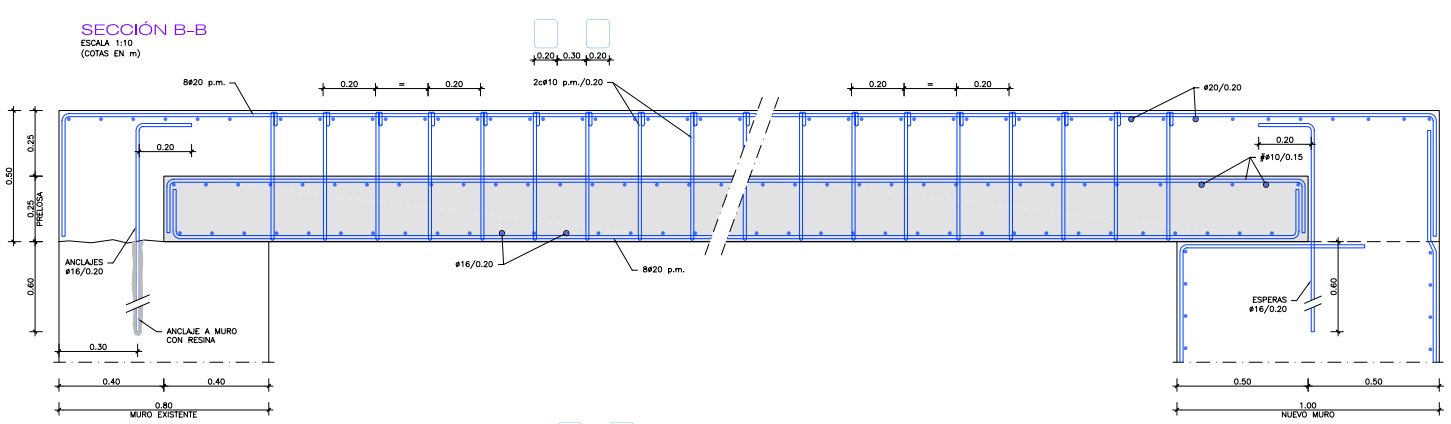
SECCIÓN A-A

ESCALA 1:10
(COTAS EN m)



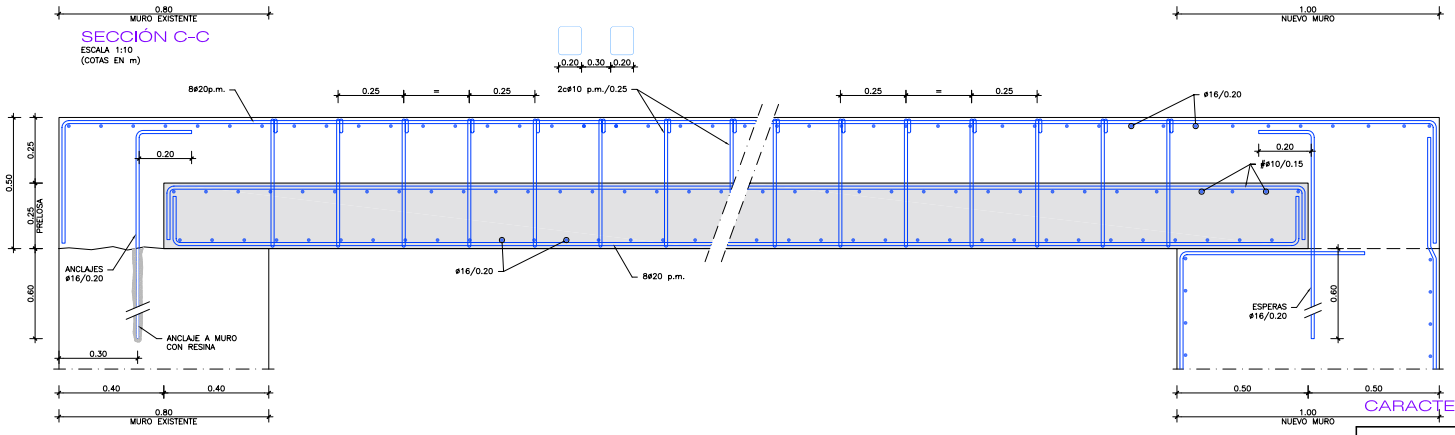
SECCIÓN B-B

ESCALA 1:10
(COTAS EN m)



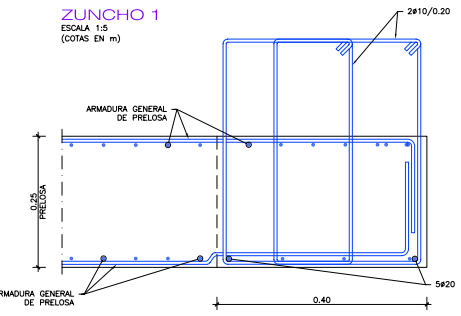
SECCIÓN C-C

ESCALA 1:10
(COTAS EN m)



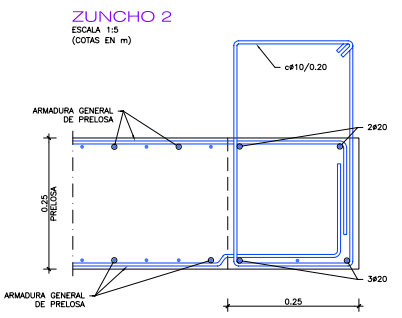
ZUNCHO 1

ESCALA 1:5
(COTAS EN m)



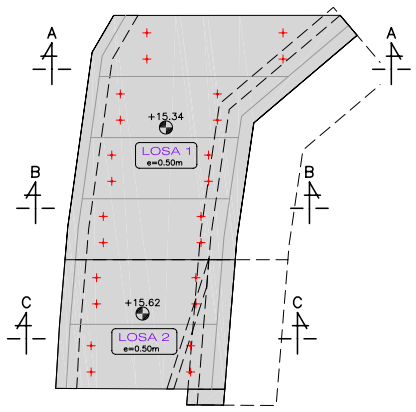
ZUNCHO 2

ESCALA 1:5
(COTAS EN m)



PLANTA GUÍA

ESCALA 1:100
(COTAS EN m)



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL

ELEMENTO	MATERIALES						EJECUCIÓN
	HORMIGÓN			ACERO			
	TIPO	CONTROL	γ_c	TIPO	CONTROL	γ_s	CONTROL
ALZADO Y CIMENTACION DE MUROS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
PRELOSAS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
CAPA DE COMPRESION DE LOSA	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO

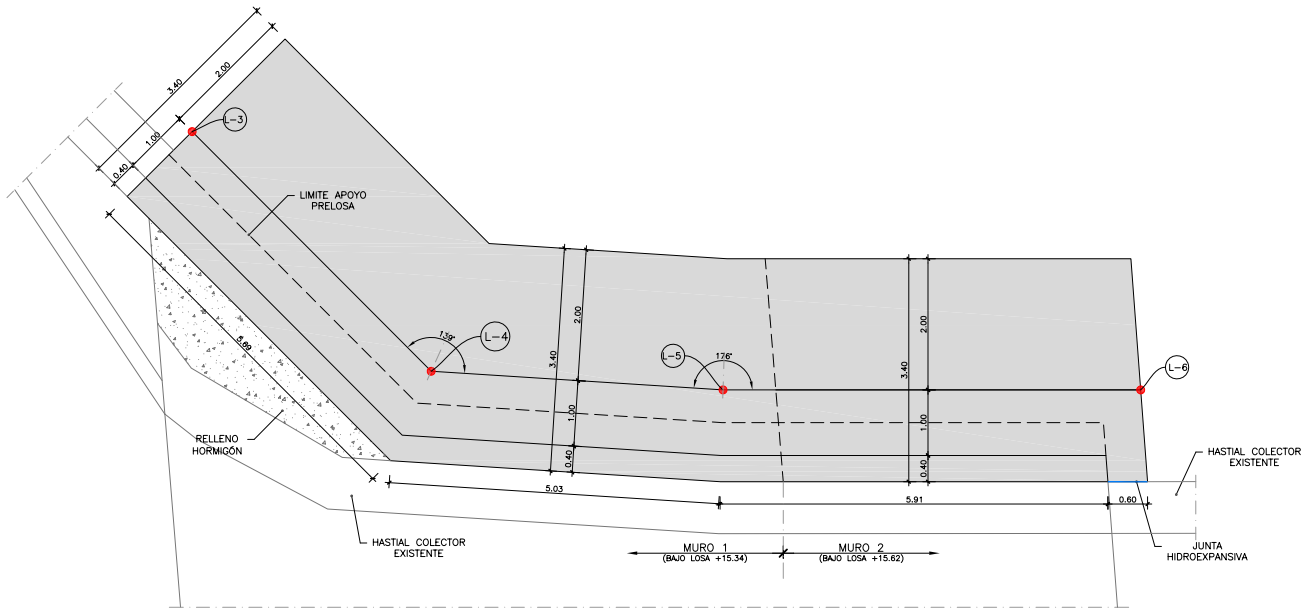
PROYECTO 09083	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA	KV CONSULTORES	ESCALA 1:5 / 1:10 Numérica / Gráfica 0 0.10 0.20m 0 0.20 0.40m ORIGINAL DIN A-1	FECHA DICIEMBRE 2010	TÍTULO DEL PLANO ESTRUCTURAS SECCIÓN UIC I SOBRE COLECTORES DEFINICIÓN ARMADO	Nº DE PLANO 1 / Hoja 05 de 8

DOCUMENTO --- | AUTOR --- | DIBUJADO --- | MODIFICADO --- | FECHA 15-12-10 | SUSTITUYE ---

8616

DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
PLANTA MURO

ESCALA 1:40
(COTAS EN m)



CUADRO DE REPLANTEO

PUNTOS	X	Y
L-3	432921.549	4586791.335
L-4	432924.346	4586786.997
L-5	432928.636	4586785.786
L-6	432934.863	4586784.450

DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
ALZADO EN PROYECCIÓN

ESCALA 1:40
(COTAS EN m)

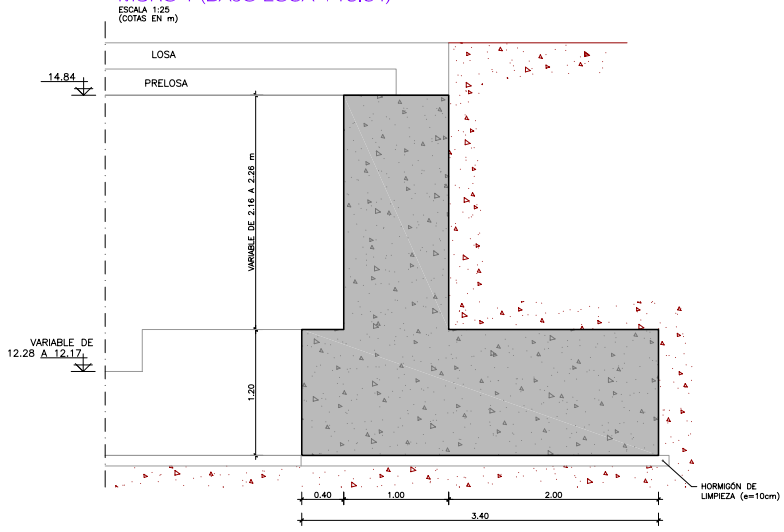
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL

ELEMENTO	MATERIALES						EJECUCIÓN
	HORMIGÓN			ACERO			
	TIPO	CONTROL	γ_c	TIPO	CONTROL	γ_s	CONTROL
ALZADO Y CIMENTACION DE MUROS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
PRELOSAS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
CAPA DE COMPRESION DE LOSA	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO

PROYECTO 09083 / DOCUMENTO -- / AUTOR -- / DIBUJADO -- / MODIFICADO -- / FECHA 15-12-10 / SUSTITUYE --	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA	KV CONSULTORES	ESCALA 1:40 Numérica / Gráfica 0 0.80 1.60m ORIGINAL DIN A-1	FECHA DICIEMBRE 2010	TÍTULO DEL PLANO ESTRUCTURAS SECCIÓN UIC I SOBRE COLECTORES DEFINICIÓN MURO	Nº DE PLANO 1 / Hoja 06 de 8

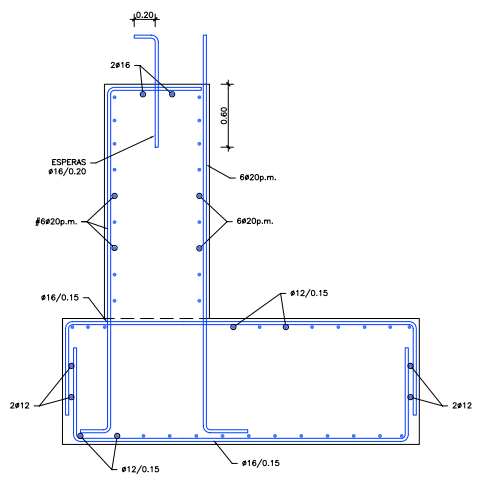
DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
MURO 1 (BAJO LOSA +15.34)

ESCALA 1:25
(COTAS EN m)



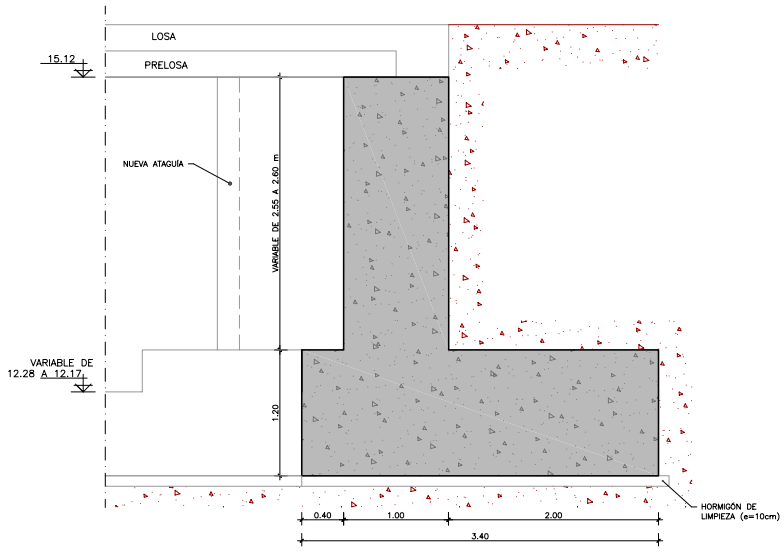
DEFINICIÓN ARMADO
MURO 1 (BAJO LOSA +15.34)

ESCALA 1:25
(COTAS EN m)



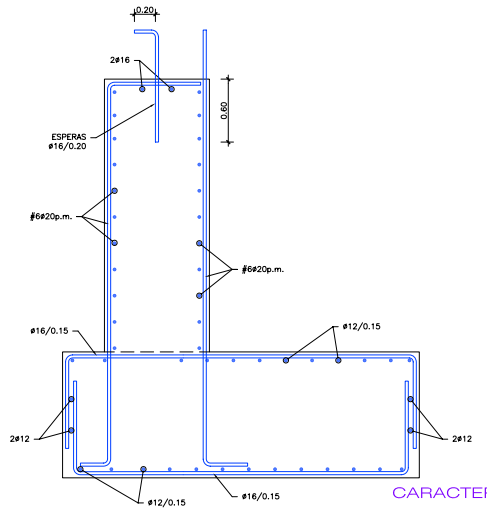
DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
MURO 2 (BAJO LOSA +15.62)

ESCALA 1:25
(COTAS EN m)



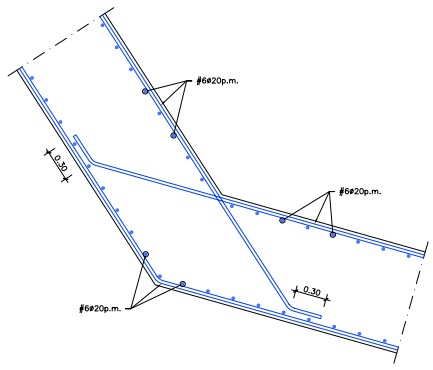
DEFINICIÓN ARMADO
MURO 2 (BAJO LOSA +15.62)

ESCALA 1:25
(COTAS EN m)



DETALLE ARMADO QUIEBRO DE MURO
PLANTA

ESCALA 1:25
(COTAS EN m)



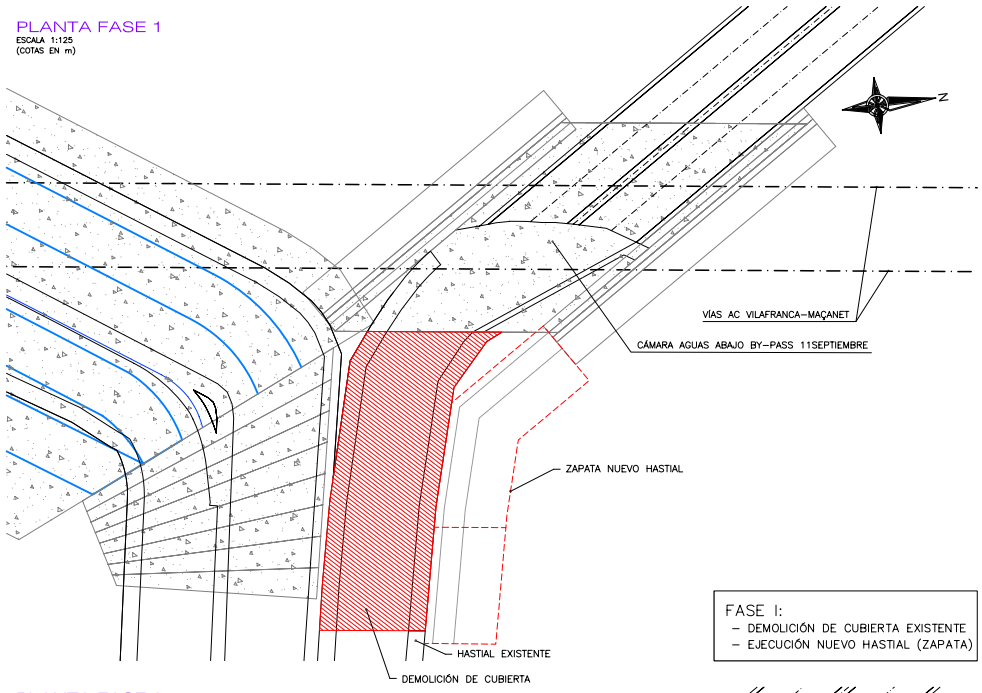
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL

ELEMENTO	MATERIALES						EJECUCIÓN
	HORMIGÓN			ACERO			
	TIPO	CONTROL	γ_c	TIPO	CONTROL	γ_s	CONTROL
ALZADO Y CIMENTACION DE MUROS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
PRELOSAS	HA-30/B/20/IIa+Qb	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO
CAPA DE COMPRESION DE LOSA	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	1.50	B500S	NORMAL	1.15	INTENSO

PROYECTO 09083 / DOCUMENTO -- / AUTOR -- / DIBUJADO -- / MODIFICADO -- / FECHA 15-12-10 / SUSTITUYE --	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA	KV CONSULTORES	ESCALA 1:25 Numérica / Gráfica 0 0.50 1.00m ORIGINAL DIN A-1	FECHA DICIEMBRE 2010	TÍTULO DEL PLANO ESTRUCTURAS SECCIÓN UIC I SOBRE COLECTORES DEFINICIÓN MURO	Nº DE PLANO 1 / Hoja 07 de 8

PLANTA FASE 1

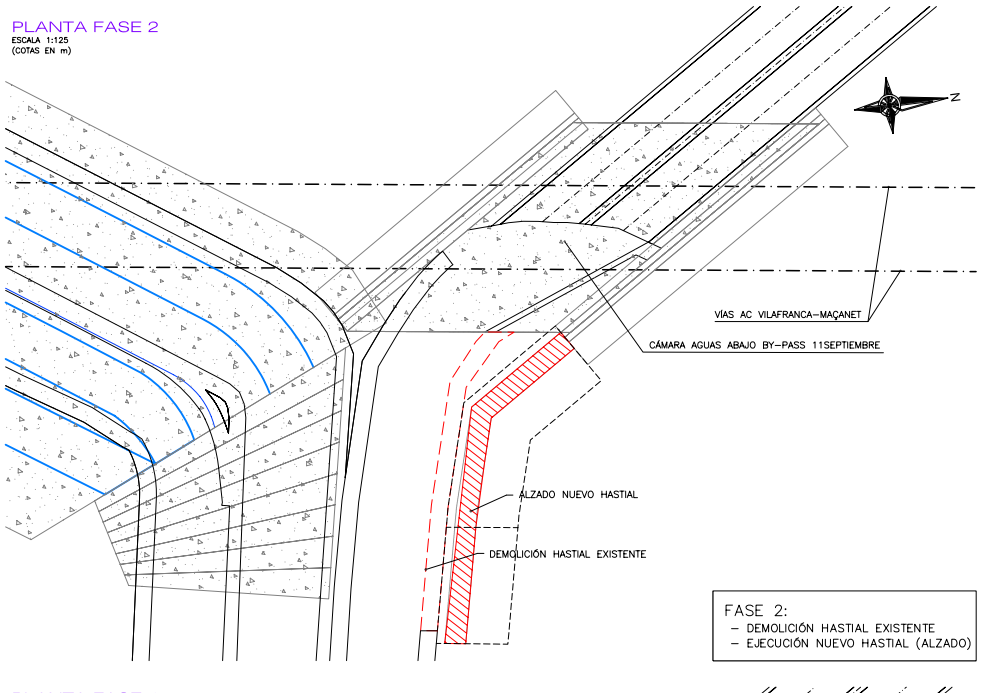
ESCALA 1:125
(COTAS EN m)



FASE 1:
- DEMOLICIÓN DE CUBIERTA EXISTENTE
- EJECUCIÓN NUEVO HASTIAL (ZAPATA)

PLANTA FASE 2

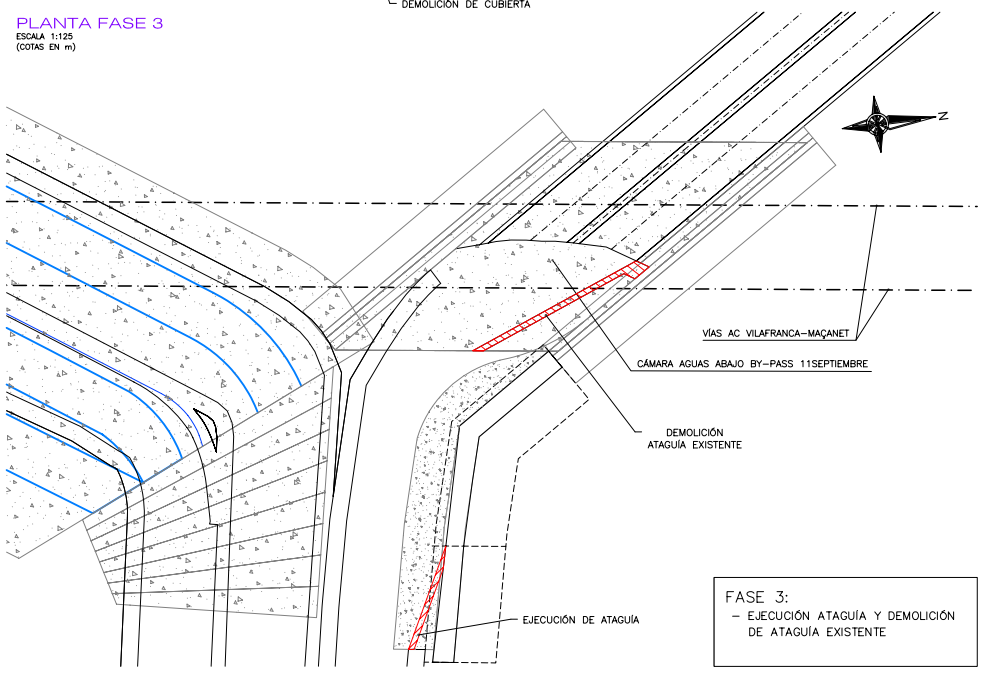
ESCALA 1:125
(COTAS EN m)



FASE 2:
- DEMOLICIÓN HASTIAL EXISTENTE
- EJECUCIÓN NUEVO HASTIAL (ALZADO)

PLANTA FASE 3

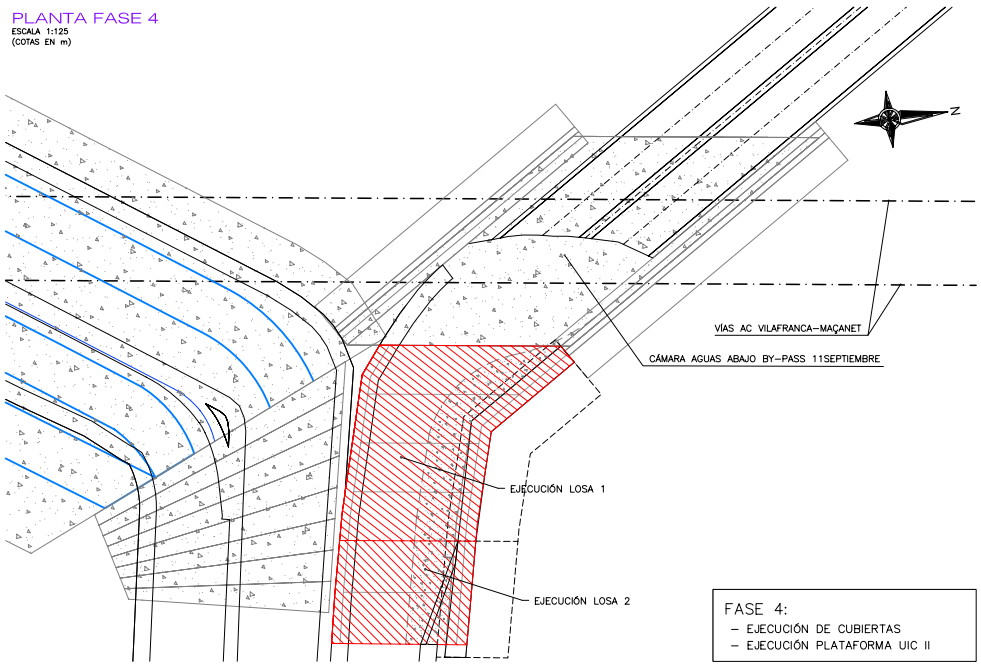
ESCALA 1:125
(COTAS EN m)



FASE 3:
- EJECUCIÓN ATAGUÍA Y DEMOLICIÓN DE ATAGUÍA EXISTENTE

PLANTA FASE 4

ESCALA 1:125
(COTAS EN m)



FASE 4:
- EJECUCIÓN DE CUBIERTAS
- EJECUCIÓN PLATAFORMA UIC II

PROYECTO 09083	DOCUMENTO ---	AUTOR ---	DIBUJADO ---	MODIFICADO ---	FECHA 15-12-10	SUSTITUYE ---

TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA

KV CONSULTORES

ESCALA
1:125
Numérica
Gráfica 0 2.50 5.00m
ORIGINAL DIN A–1

FECHA
DICIEMBRE 2010

TÍTULO DEL PLANO
ESTRUCTURAS
SECCIÓN UIC I SOBRE COLECTORES
PROCESO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO
1
Hoja 08 de 8

8618

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V.
MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA.
TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD. SECTOR SAGRERA

NOTA TÉCNICA
CRUCE SOBRE COLECTOR 11 DE SEPTIEMBRE V4

---

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica del análisis estructural del "Cruce vías UIC sobre el Colector 11 de septiembre" recibido en su edición 04 durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación recibida con información vigente sobre la propuesta estructural el cruce de las vías UIC sobre el colector 11 de septiembre, a saber:

- NOTA TÉCNICA "Cruce sobre Colector 11 de Septiembre V4", del que se asume como vigente la generalidad de la Memoria de Cálculo.

- Colección de planos de "ESTRUCTURAS. SECIÓN UIC I SOBRE COLECTORES" (Hojas 1 a 8 de 8), del que se asume como vigente la definición gráfica de las soluciones estructurales propuestas.

La documentación citada es emitida por KV Consultores como empresa responsable de los cálculos estructurales y por Corsán-Corviam Construcción S.A (Grupo Isolux – Corsán) como empresa adjudicataria de las obras, y en ella se pretende dar respuesta a las observaciones realizadas en la fase previa de supervisión sobre la versión anterior del documento (rev03) en el que se abordaba la definición y justificación estructural de la propuesta de reposición del Colector 11 de Septiembre en la zona en que será cruzado por las futuras vías UIC.

En el presente informe se realiza una revisión de las correcciones realizadas en el desarrollo de los cálculos presentados como justificación de la validez estructural de la

propuesta y de las modificaciones recogidas en los planos con los que se pretende su definición para proceder a su ejecución.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Revisada la documentación recibida, se puede decir que en la VERSIÓN 04 de la NOTA TÉCNICA "Cruce sobre Colector 11 de Septiembre" se recogen las aclaraciones a las observaciones realizadas en los informes de supervisión previos, resultando, de forma general, satisfactorias.

Asimismo, en la nueva edición de los planos adjuntos se incluyen las correcciones / modificaciones solicitadas sobre las dimensiones y esquemas de armado de los elementos estructurales que conforman la propuestas en estudio; quedando éstos suficientemente definidos.

Por tanto, la validez estructural de la propuesta para el cruce de las vías UIC1 sobre la reposición del colector 11 de septiembre se considera suficientemente justificada con la documentación recibida, por lo que no se encuentra impedimento para comenzar su ejecución conforme a su definición en los planos vigentes.

Madrid, 16 de diciembre de 2010

INOCSA, Una Empresa AECOM

APÉNDICE 53 - ACTUACIÓN SOBRE REFUERZO COLECTORES JOSEP SOLDEVILLA Y RIERA D'HORTA BAJO VÍAS UIC I

APÉNDICE 53 - ACTUACIÓN SOBRE REFUERZO COLECTORES JOSEP SOLDEVILLA Y RIERA D'HORTA BAJO VÍAS UIC I

ÍNDICE

1.- REFUERZO COLECTORES RIERA D'HORTA Y JOSEP SOLDEVILLA BAJO VÍAS UIC I

2.- PLANO DEFINICIÓN

3. -MEMORANDO APROBACIÓN REFUERZO COLECTORES RIERA D'HORTA Y JOSEP SOLDEVILLA BAJO VÍAS UIC I

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Estudio del refuerzo a realizar en la cubierta sobre los colectores riera d'Horta y Soldevilla para resistir el paso de tráfico ferroviario de ancho UIC.

1. ANTECEDENTES

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

4. NORMATIVA APLICADA

5. MATERIALES

6. ACCIONES CONSIDERADAS

7. MÉTODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

8. RESULTADOS

9. DIMENSIONADO DE LA SECCIÓN RESISTENTE

10. ANEJOS ADJUNTOS

11. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: Junio 2011
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

En las obras que configuran la construcción de la línea de alta velocidad en el tramo Sagrera- Nus de la trinitat se ha construido una cubierta provisional sobre los colectores Riera d'Horta y Josep Soldevilla existente. La cubierta ha sido diseñada para resistir únicamente una sobrecarga de uso de 4kN/m^2 y es necesario plantear un refuerzo para poder resistir el paso de un tren de ancho UIC.

El objeto del presente informe es justificar la viabilidad técnica de la solución propuesta para el refuerzo de la cubierta para que ésta cumpla los criterios de funcionalidad y seguridad estructural bajo el paso de tren de ancho UIC.

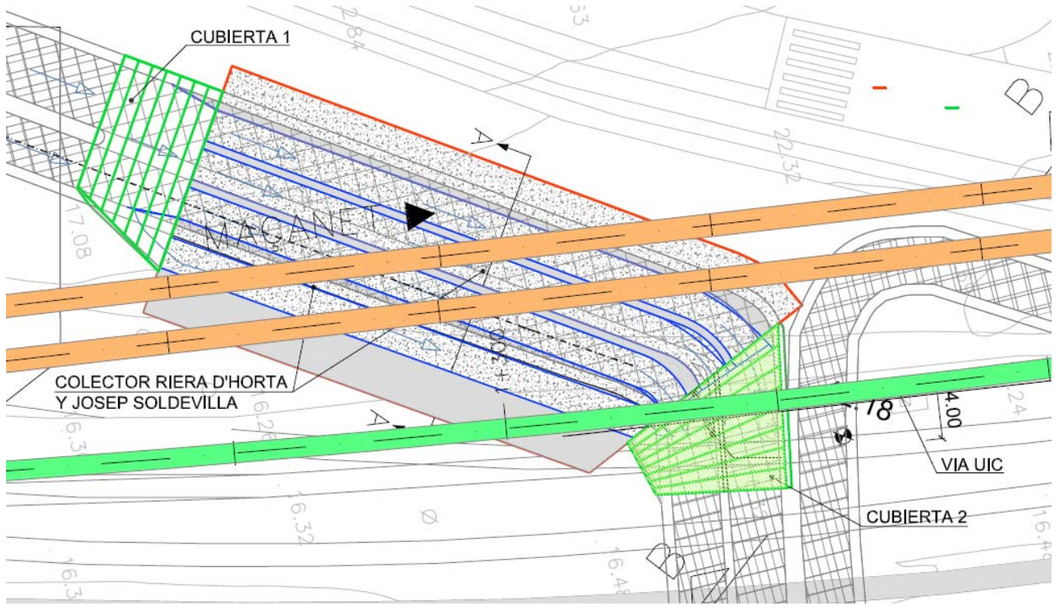


Figura 1: Planta de la cubierta sobre los colectores existentes riera d'Horta y Soldevilla y el trazado de la para la vía del tren de ancho UIC.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

La cubierta actual afectada por el paso del tráfico ferroviario es la cubierta 2 de 8 prelosas prefabricadas de hormigón armado de 55cm de canto con una capa de compresión de 5cm con anchos comprendidos entre 0.5m y 1.5m y unas luces variables entre 13.4m y 9.0m respectivamente. Las placas se apoyan en su extremo derecho en el hastial del colector Riera d'Horta mientras que en el extremo izquierdo se apoyan en un muro en T diseñado expresamente para realizar esta función.

El armado a flexión inferior varía en función de la placa: la placas 8 presentan dos capas 6+5Φ32, las placas 9, 10 y 11 presentan dos capas 6+4Φ32, las placas 12 y 13 dispone de dos capas 6+2Φ32, la placa14 dispone de dos capas 6+2Φ25 y la placa 15 dispone de una única capa 6Φ32 . El armado a cortante es común en todas las placas y es de 2 cercos Φ8 cada 20cm.

Como se observa en la imagen adjunta el trazado de las vías UIC afecta a las placas de la 8 a la 11.

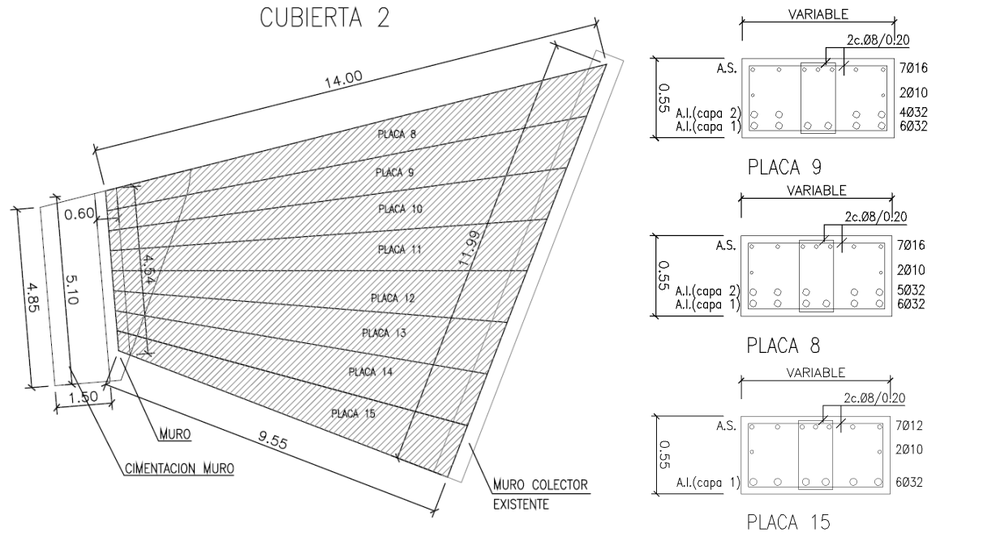


Figura 2: geometría y armado de las prelosas dispuestas en obra

Para reforzar la losa se proponen repicar la capa de compresión de la losa actual de 5cm y recrecerla 20cm por la parte superior con una nueva capa de compresión estructural aumentando el canto resistente a 75cm. Para que la losa y la nueva capa de compresión trabajen conjuntamente se ha diseñado un armado de cosido mediante anclajes con resina epoxi.

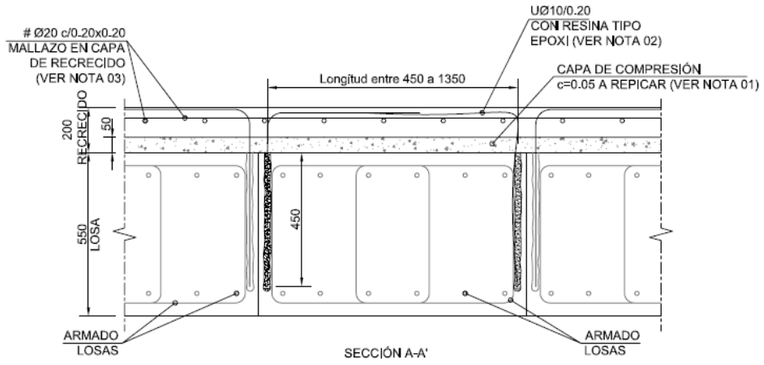


Figura 3: Nueva sección resistente recrecida para la cubierta de canto 55+20cm.

Para evitar un resalto relativo en la junta entre el colector existente (zona rígida) y la cubierta (zona flexible) que estipula la "*IAPF en el apartado 2.5 interacción longitudinal vía-tablero"* es necesario anclar la cubierta a los hastiales del colector existente.

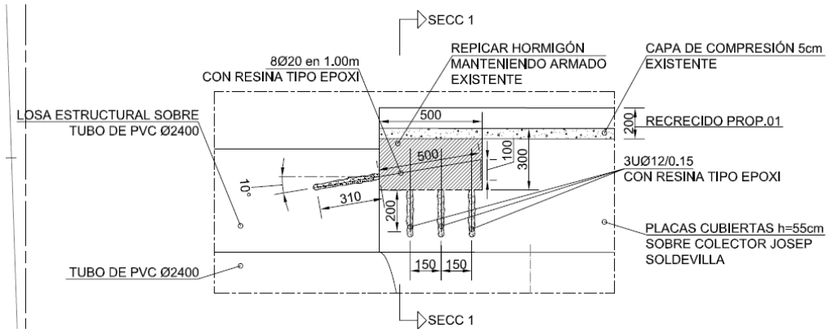


Figura 4: Anclaje de la cubierta al colector existente

3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón HA-30.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero B-500s.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones:

Coeficiente de seguridad para acciones en situaciones transitorias o provisionales…….....1.35

4. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación del elemento estructural se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE Eurocódigos Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF

5. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón en cubiertas y muros.....HA-30 (fck = 30 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en cubiertas y muros las pantallas.....B 500 S (fyk = 500 N/mm²)

Dado el carácter provisional de la estructura no se ha comprobado el ELS a fisuración.

6. ACCIONES CONSIDERADAS

Se han considerado las siguientes cargas:

- **pp:** peso propio cubierta provisional: se considera un peso específico del hormigón de 25kN/m^3
- **qp:** peso propio del balasto. Se considera un altura de 0.78m del balasto con un peso propio de 18kN/m^3 dando una carga superficial de 14kN/m^2
- **f1a, f1b:** sobrecarga tráfico ferroviario UIC71, se ha mayorado con los coeficientes de clasificación α = 1.21 y de impacto φ= 1.25 y se ha repartido linealmente en dos carriles por valor de 118.2kN/m y 60.5kN/m, en cada carril, correspondientes a la carga puntual de 250kN y a la carga de 80kN/m. F1a y f1b hacen referencia a dos posiciones del tren en el trazado de la vía de tren.

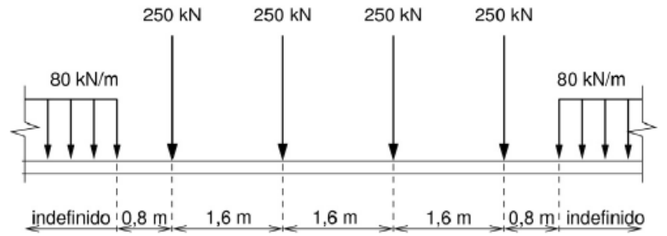


Figura 5: Tren de cargas verticales UIC71 según la instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril.

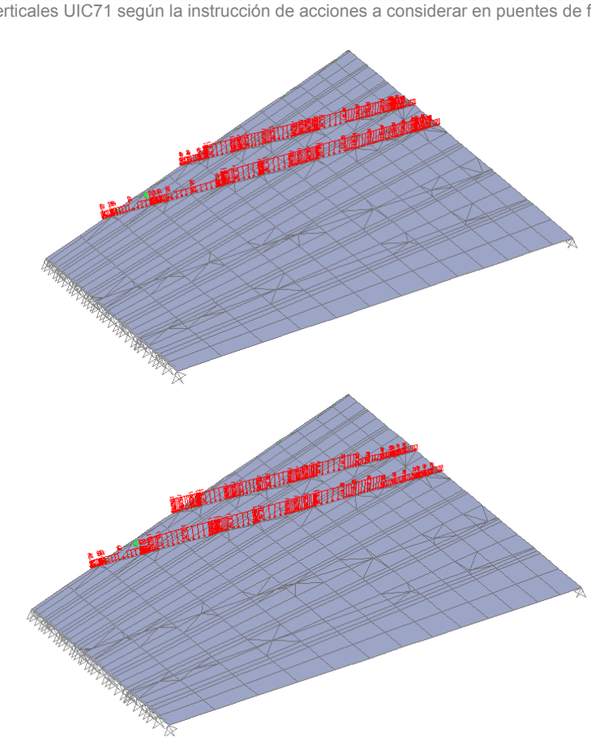


Figura 6: Posiciones del tren f1a y f1b para el trazado de la vía UIC.

7. MÉTODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

Se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo lámina (shell) de la cubierta provisional existente, según la geometría expuesta en el apartado 2.1 y simplemente apoyada en los en los hastiales de los colectores existentes mediante el programa de Elementos Finitos SAP 2000 versión 14.1 de la empresa CSI, la metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo2.

Se ha realizado un estudio evolutivo del modelo por fases de carga “non linear staged construction” donde el estado tensodeformacional de la CUBIERTA en una fase depende de las fases anteriores. Las fases de estudio para la solución de refuerzo propuesta, son las siguientes:

Refuerzo recrecido superior de 20cm:

- Fase 1: introducción de geometría de la cubierta.
- Fase 2: introducción del peso propio de la cubierta (estado actual).
- Fase 3: anclaje de la losa a los hastiales del colector existente.
- Fase 4: ejecución del recrecido en la cara superior de la cubierta.
- Fase 5: introducción del peso propio de la cubierta con la nueva sección.
- Fase 6: introducción de la carga de balasto.
- Fase 7: introducción de la carga de tren UIC71.

Con el prontuario informático de la EHE se ha valorado la capacidad resistente de la sección de hormigón armado y se ha comparado con los esfuerzos obtenidos del modelo SAP.

Con hojas de cálculo de elaboración propia se ha dimensionado el armado necesario a rasante para que el recrecido trabaje conjuntamente con la cubierta.

Con las reacciones obtenidas en el modelo se comprueba la estabilidad del muro en T (apoyo izquierdo de la cubierta) a vuelco y deslizamiento mediante el programa de elementos finitos PLAXIS 2D y los esfuerzos últimos de sus diferentes secciones resistentes.

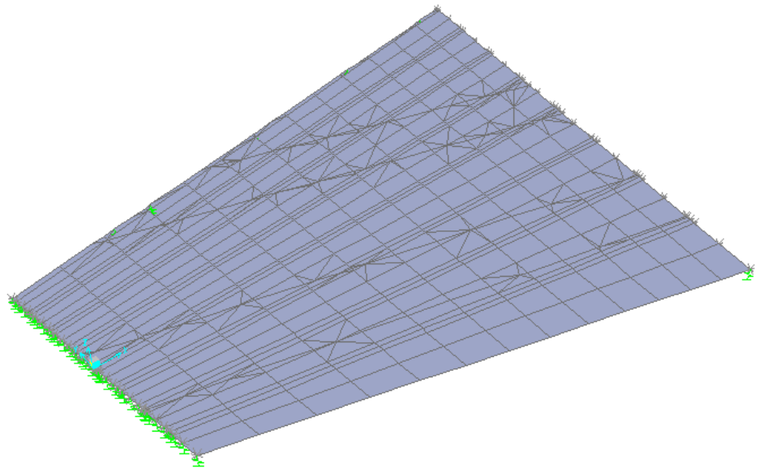


Figura 7: Modelo SAP de la losa de cubierta

8. RESULTADOS

8.1 ELU Esfuerzos obtenidos

A continuación se muestran los diagramas de esfuerzos obtenidos en la fase final con la aplicación de la carga del tren después de realizar el refuerzo.

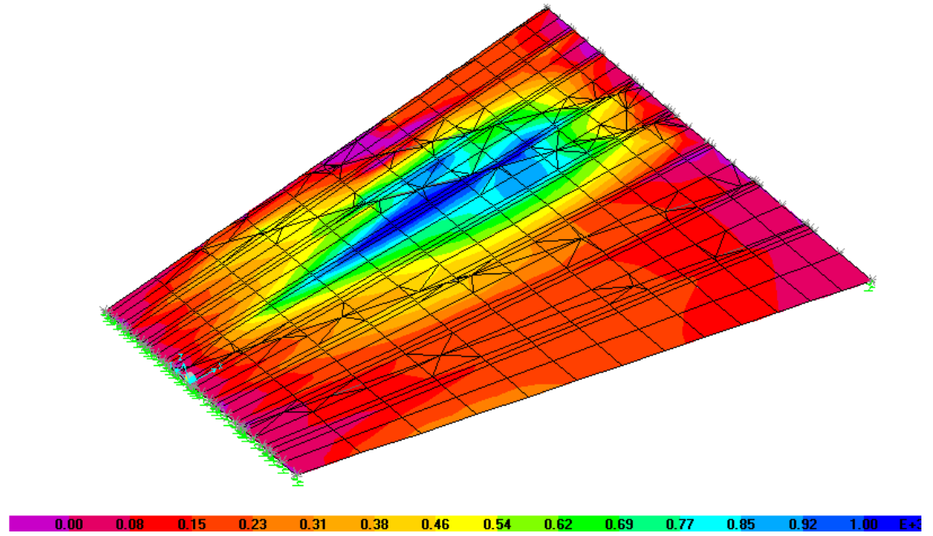


Figura 8: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M11 de la cubierta con la carga de tren f1a en kNm

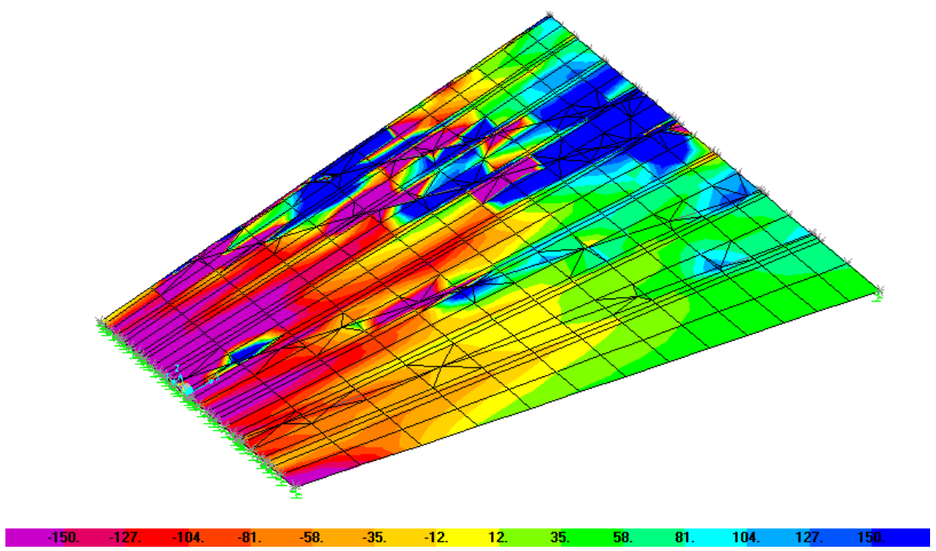


Figura 9: Diagrama de esfuerzos cortantes sin mayorar V13 de la cubierta con la carga de tren f1a en kN

En las tablas que siguen a continuación se presentan los valores de esfuerzos máximos mayorados obtenidos en las secciones de corte “section cuts” definidas en la cubierta (ver imagen adjunta) por cada fase de cálculo.

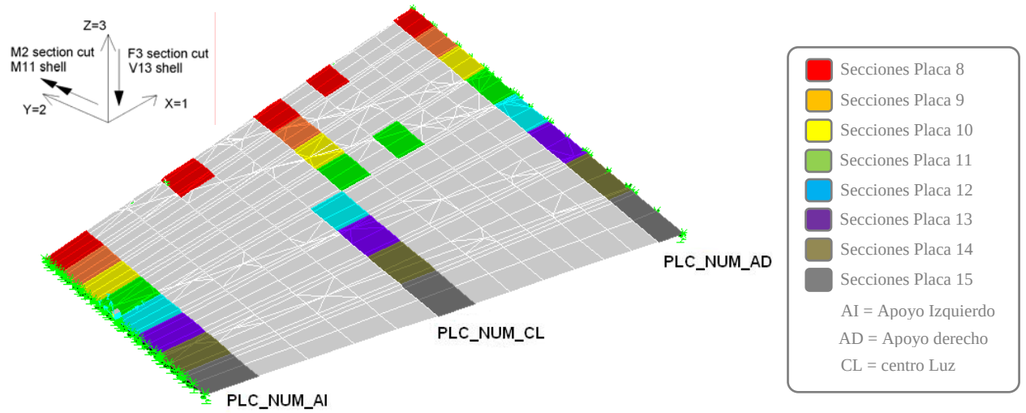


Figura 10: Esquema indicativo de las section cuts definidas en la cubierta.

SectionCut	OutputCase	StepNum	F3	M2
Text	Text	Unitless	KN	KN-m
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	19.30	-225.77
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	2.11	4.67
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-26.44	-103.27
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-28.52	-108.30
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-43.80	-199.69
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	19.30	-225.77
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	2.11	4.67
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-26.44	-103.27
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-28.52	-108.30
PLC_8_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-46.82	-192.91
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-66.71	87.83
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	6.03	-3.90
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-51.94	68.47
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-56.01	71.38
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-109.90	113.47
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-66.71	87.83
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	6.03	-3.90
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-51.94	68.47
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-56.01	71.38
PLC_8_AD2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-107.60	110.97
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	56.63	159.18
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	2.75	4.37
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	0.24	47.03
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	7.17	73.33
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	11.14	232.04
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	56.63	159.18
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	2.75	4.37
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	0.24	47.03
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	7.17	73.33
PLC_8_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	32.28	277.87
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-56.18	-53.47
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-7.59	-6.92
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-21.09	-22.56
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-28.84	-29.32
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-78.49	-71.66
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-56.18	-53.47
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-7.59	-6.92
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-21.09	-22.56
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-28.84	-29.32
PLC_8_AI2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-92.59	-84.16
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	19.31	222.00
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	0.38	0.09
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	24.84	-33.88
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	21.73	-36.46
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	13.09	-15.66
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	19.31	222.00
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	0.38	0.09
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	24.84	-33.88
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	21.73	-36.46
PLC_8_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-2.33	-26.89
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-69.21	83.24
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-0.27	3.56
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-52.72	61.92
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-57.93	64.64
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-130.17	108.66
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-69.21	83.24
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-0.27	3.56
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-52.72	61.92
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-57.93	64.64
PLC_9_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-123.86	104.32
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-53.83	-49.08
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	2.17	1.92
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-33.75	-32.92
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-42.84	-40.73
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-127.26	-113.20
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-53.83	-49.08
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	2.17	1.92
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-33.75	-32.92
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-42.84	-40.73
PLC_9_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-142.71	-126.61
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-1.83	-237.06
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	2.39	-7.90
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-33.90	-99.06
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-34.81	-126.45
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-113.40	-420.79
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-1.83	-237.06
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	2.39	-7.90
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-33.90	-99.06
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-34.81	-126.45
PLC_9_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-104.76	-420.05
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-63.65	71.90
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-0.49	2.57
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-53.47	62.65
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-66.32	74.64
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-219.93	218.08
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-63.65	71.90
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-0.49	2.57
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-53.47	62.65
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-66.32	74.64
PLC_10_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-195.83	200.21
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-53.13	-48.48
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	4.36	3.57
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-53.45	-48.67
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-60.20	-54.83
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-141.17	-127.64
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-53.13	-48.48
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	4.36	3.57
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-53.45	-48.67
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-60.20	-54.83
PLC_10_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-146.44	-132.61
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	3.29	-209.98
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-1.06	2.64
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	7.66	-188.90
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	3.39	-245.74

SectionCut	OutputCase	StepNum	F3	M2
Text	Text	Unitless	KN	KN-m
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-32.09	-843.45
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	3.29	-209.98
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-1.06	2.64
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	7.66	-188.90
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	3.39	-245.74
PLC_10_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-17.06	-842.00
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-61.72	65.29
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-4.39	11.16
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-88.34	87.08
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-111.50	114.35
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-359.65	366.25
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-61.72	65.29
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-4.39	11.16
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-88.34	87.08
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-111.50	114.35
PLC_11_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-310.48	316.64
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-70.60	-53.79
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-1.42	6.92
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-81.38	-62.03
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-92.36	-69.94
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-222.15	-164.93
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-70.60	-53.79
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-1.42	6.92
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-81.38	-62.03
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-92.36	-69.94
PLC_11_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-222.69	-164.83
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-0.38	-201.74
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-1.03	0.60
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-4.55	-263.46
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-9.90	-306.08
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-80.41	-837.32
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-0.38	-201.74
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-1.03	0.60
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-4.55	-263.46
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-9.90	-306.08
PLC_11_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-70.65	-811.08
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-17.82	196.63
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-0.58	0.82
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-23.89	270.26
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-22.55	321.93
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-47.60	971.80
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-17.82	196.63
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-0.58	0.82
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-23.89	270.26
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-22.55	321.93
PLC_11_CL2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-63.46	933.34
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-80.27	73.46
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-1.30	4.42
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-115.48	104.18
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-131.11	121.53
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-359.91	379.32
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-80.27	73.46
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-1.30	4.42
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-115.48	104.18
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-131.11	121.53
PLC_12_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-325.04	335.97
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-52.39	-45.00
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-2.47	-2.37
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-72.50	-62.24
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-75.84	-64.99
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-117.38	-99.10
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-52.39	-45.00
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-2.47	-2.37
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-72.50	-62.24
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-75.84	-64.99
PLC_12_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-114.96	-97.15

SectionCut	OutputCase	StepNum	F3	M2
Text	Text	Unitless	KN	KN-m
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	20.44	100.74
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	0.45	-1.54
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	29.40	141.39
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	31.73	150.08
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	66.43	264.68
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	20.44	100.74
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	0.45	-1.54
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	29.40	141.39
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	31.73	150.08
PLC_12_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	62.36	254.82
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-63.74	53.20
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-1.94	1.87
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-88.23	73.81
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-87.50	73.12
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-79.17	65.17
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-63.74	53.20
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-1.94	1.87
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-88.23	73.81
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-87.50	73.12
PLC_13_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-79.39	65.51
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-47.95	-41.22
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	2.24	1.69
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-67.33	-57.87
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-68.71	-58.97
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-89.11	-75.30
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-47.95	-41.22
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	2.24	1.69
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-67.33	-57.87
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-68.71	-58.97
PLC_13_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-86.17	-72.88
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	17.45	152.53
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-0.74	-3.01
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	22.52	212.38
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	21.56	217.12
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	8.29	286.97
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	17.45	152.53
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-0.74	-3.01
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	22.52	212.38
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	21.56	217.12
PLC_13_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	9.44	277.51
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-65.64	48.66
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-1.53	0.57
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-89.94	66.56
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-89.43	66.13
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-83.23	60.84
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-65.64	48.66
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-1.53	0.57
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-89.94	66.56
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-89.43	66.13
PLC_14_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-83.53	61.12
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-49.29	-37.39
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-2.16	0.86
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-67.87	-51.03
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-67.67	-50.85
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-65.81	-49.08
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-49.29	-37.39
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-2.16	0.86
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-67.87	-51.03
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-67.67	-50.85
PLC_14_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-65.53	-48.92
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	19.38	138.63
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	-0.14	-3.16
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	26.43	189.19
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	26.18	187.53
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	22.71	167.90
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	19.38	138.63

SectionCut	OutputCase	StepNum	F3	M2
Text	Text	Unitless	KN	KN-m
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	-0.14	-3.16
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	26.43	189.19
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	26.18	187.53
PLC_14_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	23.05	168.42
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-55.66	35.59
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	0.09	-0.11
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-75.81	48.45
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-75.81	48.45
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-75.67	48.37
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-55.66	35.59
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	0.09	-0.11
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-75.81	48.45
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-75.81	48.45
PLC_15_AD	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-75.75	48.42
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	-55.33	-44.29
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	1.08	0.89
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	-75.25	-60.22
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	-75.08	-60.09
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	-72.86	-58.40
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	-55.33	-44.29
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	1.08	0.89
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	-75.25	-60.22
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	-75.08	-60.09
PLC_15_AI	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-73.04	-58.53
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	1	9.38	141.43
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	2	0.08	-1.03
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	3	12.77	192.56
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	4	12.85	192.30
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	13.85	188.73
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	1	9.38	141.43
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	2	0.08	-1.03
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	3	12.77	192.56
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	4	12.85	192.30
PLC_15_CL	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	13.81	189.11
	Mk11		66.43	**971.80**
	Vk13		**-359.91**	-843.45

8.2. ELS Deformaciones obtenidas

A continuación se muestran la deformada obtenida en cada fase de cálculo.

- Fase previa 1: introducción de geometría de la cubierta.
- Fase previa 2: introducción del peso propio de la cubierta (estado actual).
- Fase 1: anclaje de la losa a los hastiales del colector existente.
- Fase 2: ejecución del recrecido en la cara superior de la cubierta.
- Fase 3: introducción del peso propio de la cubierta con la nueva sección.
- Fase 4: introducción de la carga de balasto.
- Fase 5: introducción de la carga de tren UIC71.

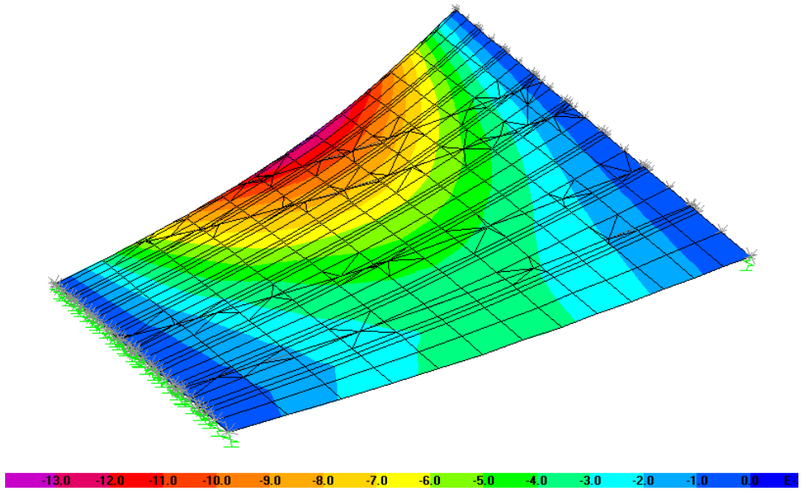


Figura 11: Deformada vertical instantánea en la fase previa 2 (estado actual). δmax=13mm

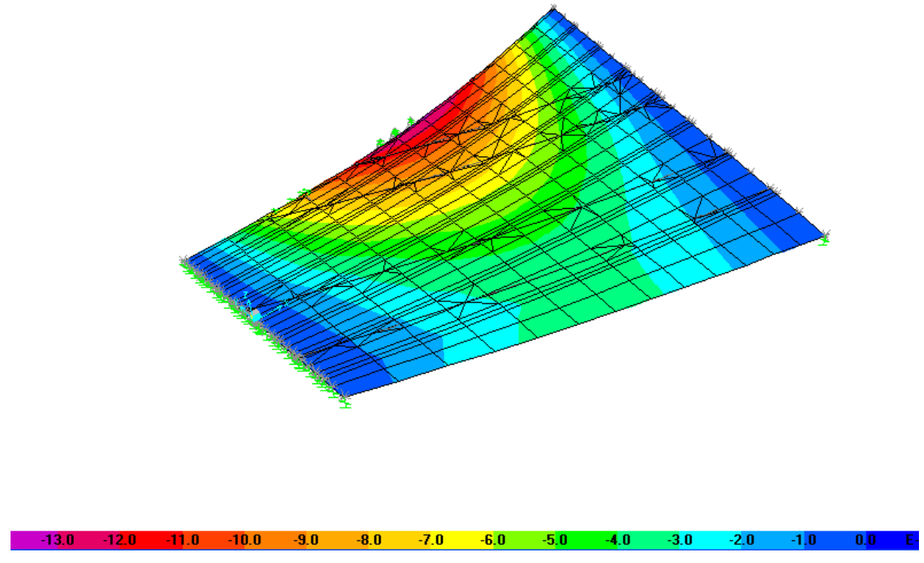


Figura 12: Deformada vertical instantánea en la fase 1. δmax=13mm

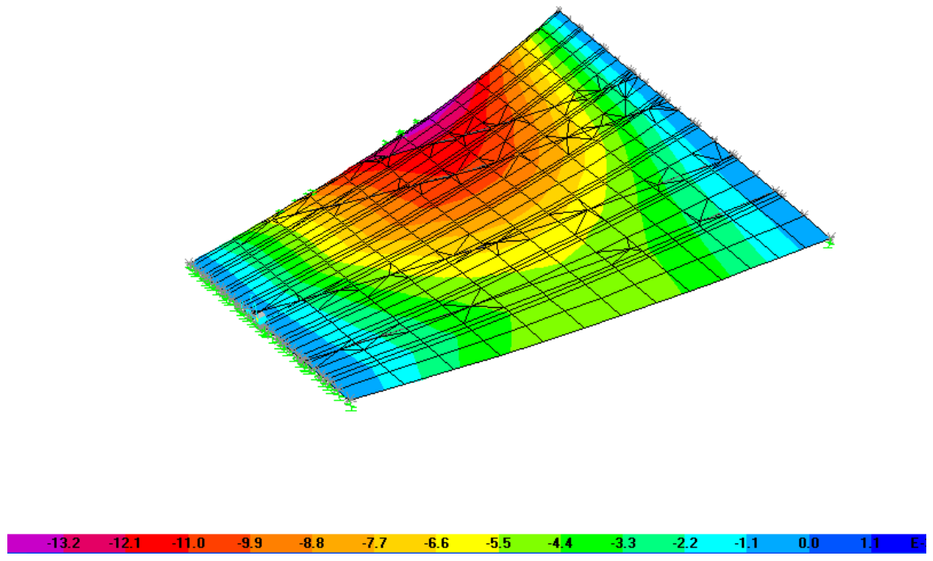


Figura 13: Deformada vertical instantánea en la fase 3. δmax=13mm

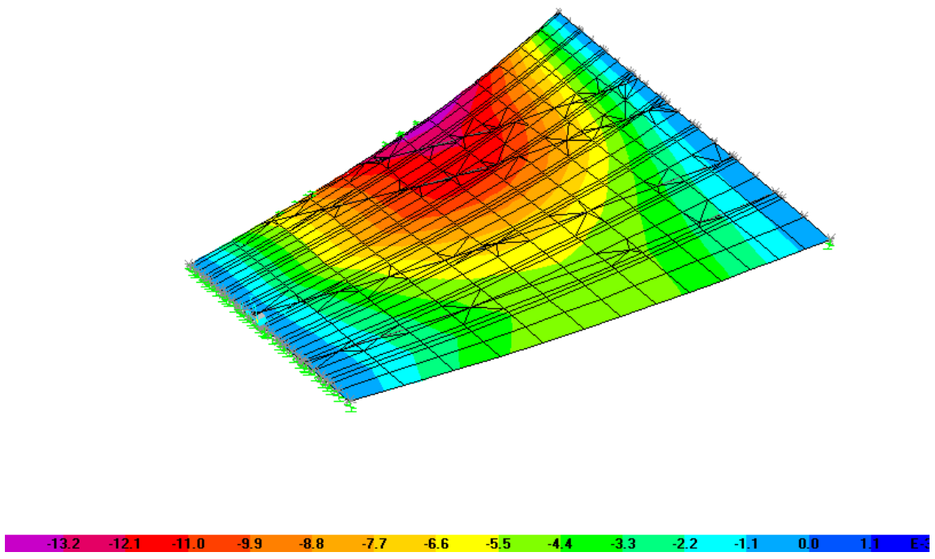


Figura 14: Deformada vertical instantánea en la fase 4 δmax=13mm. En la zona de vías δmax=10mm

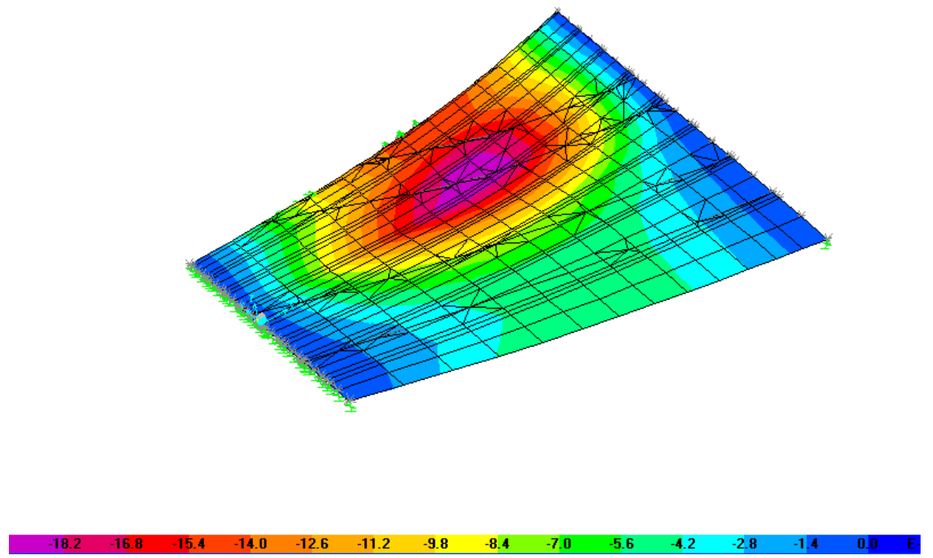


Figura 15: Deformada vertical instantánea de la cubierta con la carga de tren f1a fase 5 δmax=20mm

9. DIMENSIONADO DE LA SECCIÓN RESISTENTE

9.1 Comprobación de los ELU y los ELS de la placa + recrecido

Dada la variabilidad de las dimensiones de cada placa de la cubierta se considera un ancho resistente medio de 0.9m para la comprobación de la flexión positiva en centro luz y 0.65m/1.3m para los apoyos en el muro en T (izquierdo) y en muro de colector Riera d'Horta (derecho) respectivamente.

- ELU: esfuerzos máximos obtenidos sin mayorar y factores de seguridad correspondientes a la placas más afectadas por el trazado de la vía UIC.

PLACA 11

Flexión	armado	Mk (kNm)	Mu (kNm)	FS
d=0.75m b=0.90m	4Φ32+6Φ32	971.8	1861.7	1.92
Cortante izquierdo	**armado**	**Vk (kN)**	**Vu (kN)**	**FS**
d=0.75m b=0.65m	1cΦ8/20cm	222.7	371.4	1.67

PLACA 12

Cortante derecho	armado	Vk (kN)	Vu (kN)	FS
d=0.75m b=1.3m	1cΦ8/20cm	359.9	495.6	1.38

- ELS: la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF estipula una relación máxima δmax/luz = 1/600 al aplicar la sobrecarga ferroviaria. El incremento de flecha en la cubierta producido por el paso del tráfico ferroviario será:

  Δδ = δmax fase5 – δmax fase4 = 20mm - 10mm = 10mm

  La relación δmax/luz obtenida considerando una luz media de 12.5m (luz media de las 4 placas afectadas por el trazado del tren) es de δmax/luz = 1/1250 cumpliendo con lo especificado en la norma.

9.2 Anclaje a los colectores existentes

A continuación se muestran las reacciones obtenidas sin mayorar en los apoyos de la losa al colector existente. Con estas reacciones se dimensiona los anclajes necesarios (ver anejo adjunto) para evitar un resalto relativo en la junta entre el colector existente (zona rígida) y la cubierta (zona flexible) que estipula la IAPF.

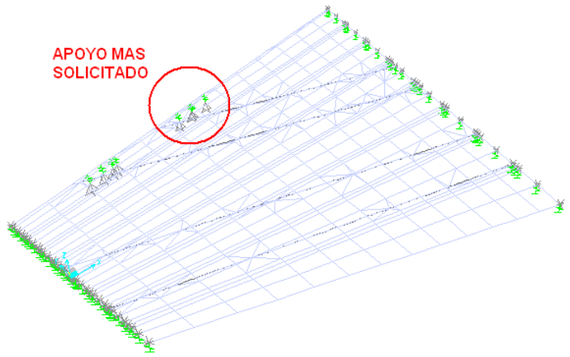


Figura 16: Anclaje de la cubierta al colector existente en el modelo.

Joint Text	OutputCase Text	StepNum Unitless	F3 KN
1334	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	144.35
1335	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	188.00
1335	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	177.78
1340	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	173.55
1347	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	171.84
1340	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	161.47
1347	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	159.58
1334	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	158.42
1343	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	110.87
1346	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	106.21
1343	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	98.53
1346	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	94.48
1345	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	94.41
1345	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	84.11
1344	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	78.55
1344	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	70.23
1334	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	144.35
1335	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	188.00
1335	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	177.78
1340	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	173.55
1347	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	171.84
1340	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	161.47
1347	dpq_Sol recre+0.20_f1a	5	159.58
1334	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	158.42

Reacciones en el apoyo más solicitado

Joint Text	OutputCase Text	StepNum Unitless	F3 KN
1334	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	158.42
1335	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	188.00
1340	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	173.55
1347	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	171.84
rasante máximo sin mayorar			691.81
rasante máximo mayorado			**933.95**

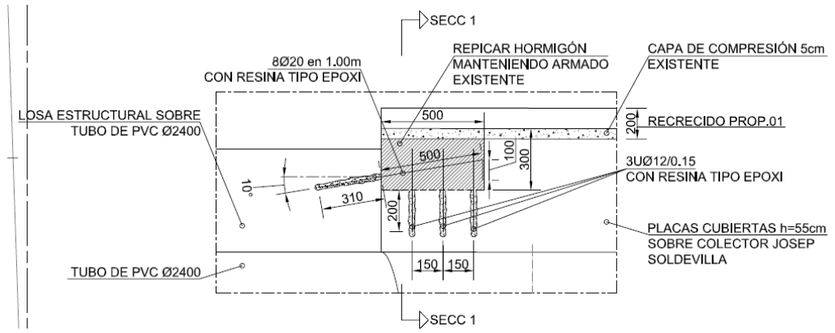


Figura 17: Anclaje de la cubierta al colector existente

9.3 Comprobación de los ELU y los ELS del muro de apoyo en T

A continuación se muestran las reacciones máximas sin mayorar obtenidas en el apoyo de la losa en el muro en T. Con estas reacciones se comprueba la estabilidad del muro a vuelco y deslizamiento mediante el programa de elementos finitos PLAXIS 2D y los esfuerzos últimos de sus diferentes secciones resistentes (ver anejo adjunto).

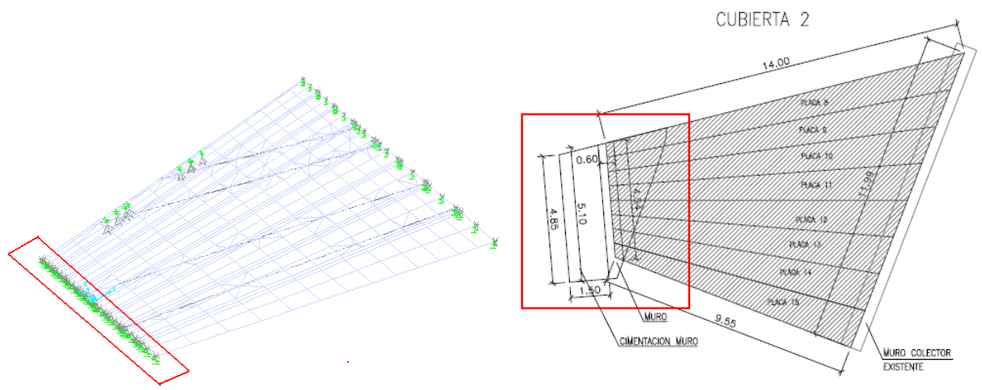


Figura 18: Apoyo de la cubierta en el muro en T.

Reacciones máximas obtenidas.

Joint	OutputCase	StepNum	F3
Text	Text	Unitless	KN
2	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-9.71
4	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	100.75
6	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	28.13
8	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	29.56
10	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	7.43
12	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	15.76
14	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-1.39
16	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-44.34
17	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	10.35
20	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	38.87
22	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	13.74
47	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	27.37
49	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	11.32
51	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	9.28
54	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	75.80
55	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-20.70
57	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	15.31
60	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	33.27
62	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	11.40
64	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	22.97
66	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	17.85
68	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	23.27
70	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	44.11
331	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	86.92
334	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	23.41
411	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	38.78
414	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-2.15
430	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	44.86
432	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	61.75
434	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	52.40
435	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	59.15
437	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	21.31
439	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-43.45
441	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	-4.22
1332	dpq_Sol recre+0.20_f1b	5	0.02
		Reaccion total	799.19
		Long muro	5.00
		Reaccion/ml	**159.84**

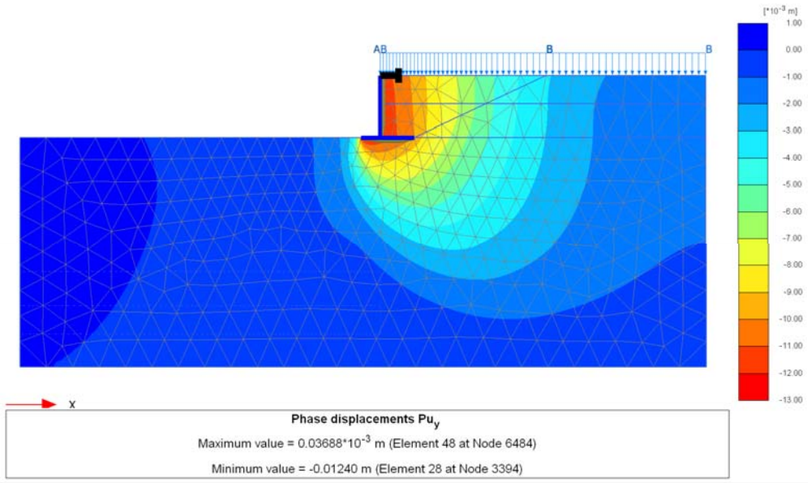


Figura 19: estudio Plaxis del muro en T bajo las cargas que le transmite la cubierta al pasar el tren.

Tabla con los esfuerzos máximos obtenidos sin mayorar y factores de seguridad correspondientes a las diferentes secciones del muro.

Flexión	armado	Mk (kNm)	Mu (kNm)	FS
Fuste d=0.6m	5Φ16/m	41.30	230.20	5.60
zapata d=0.5m	5Φ16/m	92.70	191.40	2.06
Cortante	**armado**	**Vk (kN)**	**Vu (kN)**	**FS**
Fuste d=0.6m	Sin arm.	75.90	192.30	2.50
zapata d=0.5m	Sin arm.	58.50	166.40	1.79

10. ANEJOS ADJUNTOS

Anejo de cálculo de la armadura de rasante y comprobación resistencia de la sección recrecido 55+20cm.

Anejo anclaje de la losa a colector existente

Anejo estudio del muro de apoyo en T.

12. CONCLUSIONES

Se ha estudiado el refuerzo necesario para permitir el paso del tren encima de la losa de cubierta del colector Horta - Soldevilla existente proyectada para una carga de uso de 4.0kN/m².

En este estudio se justifica la viabilidad de la solución propuesta consistente en repicar la actual capa de compresión de 5cm, ejecutar un recrecido superior de hormigón armado de 20cm aumentando el canto resistente a 75cm y la conexión de la cubierta a los hastiales de los colectores existentes mediante anclajes para evitar un resalto relativo en la junta entre el colector existente (zona rígida) y la cubierta (zona flexible).

Del estudio realizado se concluye que la cubierta con el refuerzo propuesto y bajo el paso de tren de ancho UIC cumple los criterios de funcionalidad y seguridad estructural estipulados en la normativa vigente.

Jose Mª Velasco
Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, junio de 2011

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: losa
Fecha: 01/06/2011
Hora: 20:35:03

Cálculo de juntas entre hormigones a rasante

1 Datos

- Materiales

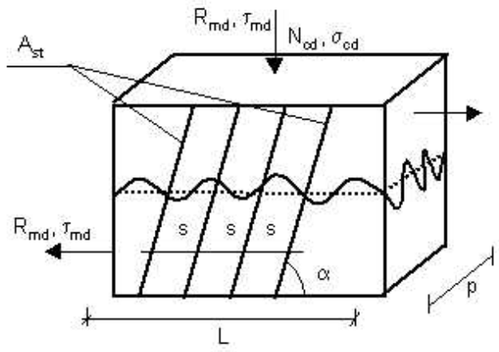
```
Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero:    B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
```

- Rugosidad

```
β  = 0.40
μ  = 0.90
```

- Geometría

```
p [m] = .2
l [m] = 1.0
```



- Resto datos

```
Ángulo de las armaduras α                    = 90.0
Axil sobre la superficie de contacto Nd [kN] = 0.0
```

2 Comprobación

```
Ast,total [cm²]              = 25.13
Rasante último Rmu      [kN] = 1000.0
Rasante máximo Rmu max  [kN] = 1000.0
```

amatria
ingeniería

COMPROBACIÓN RASANTE EN JUNTA DE HORMIGONADO ZONA A1

Caracteristicas materiales

$fck := 30$ $fct_k := 0.21 \cdot \sqrt[3]{fck^2}$ $fcd := \frac{fck}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2}$ $fcd = 20 \frac{N}{mm^2}$

$fct_d := \frac{fct_k}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2}$ $fct_d = 1.35 \frac{N}{mm^2}$ $f_{y\alpha_d} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sección 1

Geometría sección

$bo := 0.65m$ ancho superficie de contacto

$p := bo$ superficie de contacto por unidad de longitud

$s := 20cm$ separación de las barras de cocido

$Hs := 0.75m$ canto total sección hastial

$ha := Hs - 5.5cm$ canto util

$zm := 0.9 \cdot ha$ $zm = 0.63\ m$ brazo mecánico

Cargas

$Vd := 300.6kN$ Cortante de cálculo

$\tau md := \frac{Vd}{p \cdot zm}$ $\tau md = 0.74 \frac{N}{mm^2}$ valor medio de la tensión rasante sollecitante

$\beta := 0.4$ $\mu := 0.9$ rugosidad alta

$\phi st := 10mm$ $nb := 2$ numero ramas por sección

$Ast := nb \cdot \frac{\phi st^2}{4} \cdot \pi$ $Ast = 1.57\ cm^2$

$\sigma cd := 0$

$\tau dmax := 0.25 \cdot fcd$ $\tau dmax = 5 \frac{N}{mm^2}$

$\tau d := \beta \cdot fct_d + \frac{Ast}{s \cdot p} \cdot f_{y\alpha_d} \cdot \mu + \mu \cdot \sigma cd$ $\tau d = 0.98 \frac{N}{mm^2}$ > τmd

amatria
ingeniería

COMPROBACIÓN RASANTE EN JUNTA DE HORMIGONADO ZONA A2

Caracteristicas materiales

$fck := 30$ $fct_k := 0.21 \cdot \sqrt[3]{fck^2}$ $fcd := \frac{fck}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2}$ $fcd = 20 \frac{N}{mm^2}$

$fct_d := \frac{fct_k}{1.5} \cdot \frac{N}{mm^2}$ $fct_d = 1.35 \frac{N}{mm^2}$ $f_{y\alpha_d} := 400 \frac{N}{mm^2}$

Sección 1

Geometría sección

$bo := 1.3m$ ancho superficie de contacto

$p := bo$ superficie de contacto por unidad de longitud

$s := 20cm$ separación de las barras de cocido

$Hs := 0.75m$ canto total sección hastial

$ha := Hs - 5.5cm$ canto util

$zm := 0.9 \cdot ha$ $zm = 0.63\ m$ brazo mecánico

Cargas

$Vd := 485.9kN$ Cortante de cálculo

$\tau md := \frac{Vd}{p \cdot zm}$ $\tau md = 0.6 \frac{N}{mm^2}$ valor medio de la tensión rasante sollecitante

$\beta := 0.4$ $\mu := 0.9$ rugosidad alta

$\phi st := 10mm$ $nb := 2$ numero ramas por sección

$Ast := nb \cdot \frac{\phi st^2}{4} \cdot \pi$ $Ast = 1.57\ cm^2$

$\sigma cd := 0$

$\tau dmax := 0.25 \cdot fcd$ $\tau dmax = 5 \frac{N}{mm^2}$

$\tau d := \beta \cdot fct_d + \frac{Ast}{s \cdot p} \cdot f_{y\alpha_d} \cdot \mu + \mu \cdot \sigma cd$ $\tau d = 0.76 \frac{N}{mm^2}$ > τmd

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave sagrera
Fecha: 01/06/2011
Hora: 20:21:50

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

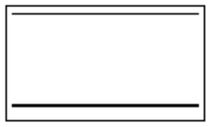
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : 1.3X0.75
b0  [m] = 1.30
h   [m] = 0.75
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.20
ϕ [mm]            = 8
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 5.0
CUANTIA INFERIOR A LA MINIMA
ρ [·1.E-3]        = 8

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN]   = 5070.0
Vu2 [kN]   = 495.6
Vcu [kN]   = 378.9
Vsu [kN]   = 116.6
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 495.6
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave sagrera
Fecha: 01/06/2011
Hora: 18:47:03

Comprobación de secciones a flexión simple

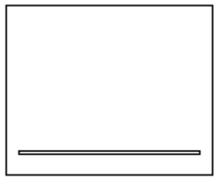
1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Sección

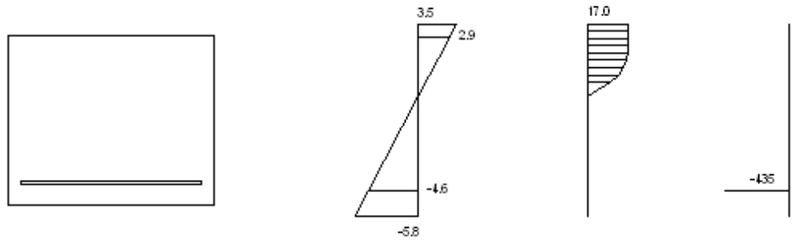
Sección : 0.9X0.75
b [m] = 0.90
h [m] = 0.75
ri [m] = 0.100
rs [m] = 0.050



2 Comprobación

At [cm²] = 80.4
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 1861.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.283
1/r [1/m]·1.E-3 = 12.4
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -5.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	0.0	2.9	0.0
0.650	80.4	-4.6	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ave sagrera
Fecha: 01/06/2011
Hora: 19:22:34

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

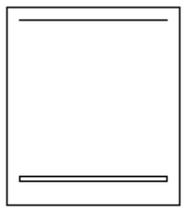
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : 0.65X0.75
b0  [m] = 0.65
h   [m] = 0.75
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.20
ϕ [mm]            = 8
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 5.0
CUANTIA INFERIOR A LA MINIMA
ρ [·1.E-3]        = 19

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN]   = 2535.0
Vu2 [kN]   = 371.4
Vcu [kN]   = 252.8
Vsu [kN]   = 118.6
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 371.4
```

1. ANÁLISIS MURO APOYO CUBIERTA COLECTOR SOLDEVILLA

Se ha modelizado con el programa PLAXIS el terreno y las estructuras estudiadas con sus espesores y profundidades, estudiando los sistemas de excavación y de realización de la obra.

Se ha utilizado el modelo de suelo con endurecimiento (Hardening-Soil) para modelizar el terreno en el que se realizará la excavación, debido a que la utilización de un modelo elástico convencional (Morh-Coulomb) suele exagerar el levantamiento del terreno en zona de excavaciones.

Los datos a introducir en el programa PLAXIS, de acuerdo con lo indicado por UPC en la nota "Nota acerca de los parámetros a utilizar en el análisis de excavaciones mediante elementos finitos" de este modelo tenso-deformacional son los siguientes:

Muro apoyo cubierta (Sondeos S7- S9)

Litología	Cotas		γ (t/m³)	C' (t/m²)	φ	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	υ
Qc	De +15.50m hasta +14.0m		2.15	0.50	32.5º	24992	19994	74976	0.35
Qa-s granular	De +14.00m hasta +0.0 m		2.15	1.50	33.0º	18787	15029	56360	0.35

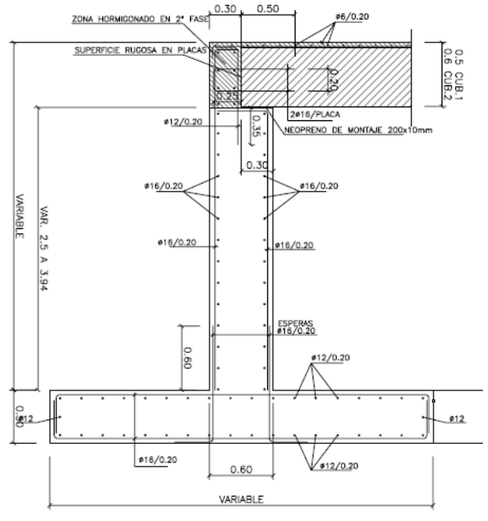
Para el relleno en el trasdós del muro se ha utilizado el modelo elástico convencional (Morh-Coulomb) con las siguientes características:

Litología	γ (t/m³)	C' (t/m²)	φ	E (kPa)	υ
Relleno	2.0	0.00	30.0º	100000	0.30

Debido a que las estructuras son provisionales no es necesaria la comprobación de las acciones del sismo.

1.1 Descripción muro

Se trata de un muro en T de 0.60m de espesor con zapata de 0.50m de canto y ancho variable. En el modelo se ha estudiado la zapata considerando sus dimensiones medias correspondientes a un talón de 1.50m y un pie de 1.0m.



1.2 Descripción cargas

Para comprobar el muro de apoyo de la cubierta se han considerado las cargas que se resumen a continuación.

Se ha cargado el terreno en el trasdós de la pantalla con una carga de 30kN/m² en la plataforma del tren debida al tráfico ferroviario y se ha considerado una carga vertical en el muro debido al peso propio de la cubierta más el paso del tren:

1. Fv=159.8kN/ml Carga vertical en muro debido al paso del tren

1.3 Datos input para el programa

Se han modelizado el muro y la zapata como elementos "beam" cuyas características mecánicas se resumen a continuación:

Muro 0.60m

En el programa se introduce la rigidez por ml:

EpAp= 4564400 kN/m
EpIp = 11650 kN·m² /m

(Ep = 29000N/mm² Modulo elasticidad hormigón; Ap=0.60m² sección muro; Ip=0.018m^4 inercia muro)

Zapata 0.50m

En el programa se introduce la rigidez por ml:

EpAp= 4564400 kN/m
EpIp = 11650 kN·m² /m

(Ep = 29000N/mm² Modulo elasticidad hormigón; Ap=0.50m² sección muro; Ip=0.018m^4 inercia muro).

Cubierta

Se ha modelizado el apoyo de la cubierta por medio de un elemento "Fixed end anchor" cuya rigidez se define a continuación:

EpAp= 1000000 kN/m

En el programa se introduce un coeficiente de reducción de los parámetros del terreno en contacto con las pantallas, se ha considerado el siguiente valor:

R=0.66

2. RESULTADOS

2.1 Fases constructivas:

Fase 1.- Perfil inicial terreno.
Fase 2.- Excavación para ejecución muro.
Fase 3.- Ejecución muro.
Fase 4.- Relleno en trasdós.
Fase 5.- Aplicación carga en trasdós.
Fase 6.- Ejecución cubierta y carga cubierta.

A continuación se presentan los resultados de esfuerzos y deformaciones del muro de la fase 6.

2.2 Análisis resultados

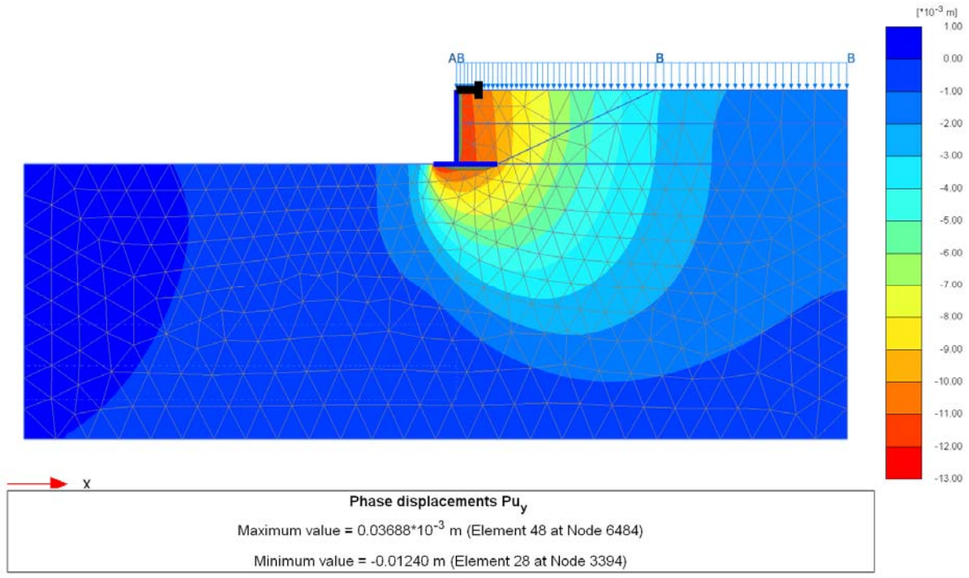


Figura 1: Diagramas de deformaciones. Fase aplicación carga vertical en muro. δvmax = 12.40mm. PLAXIS.

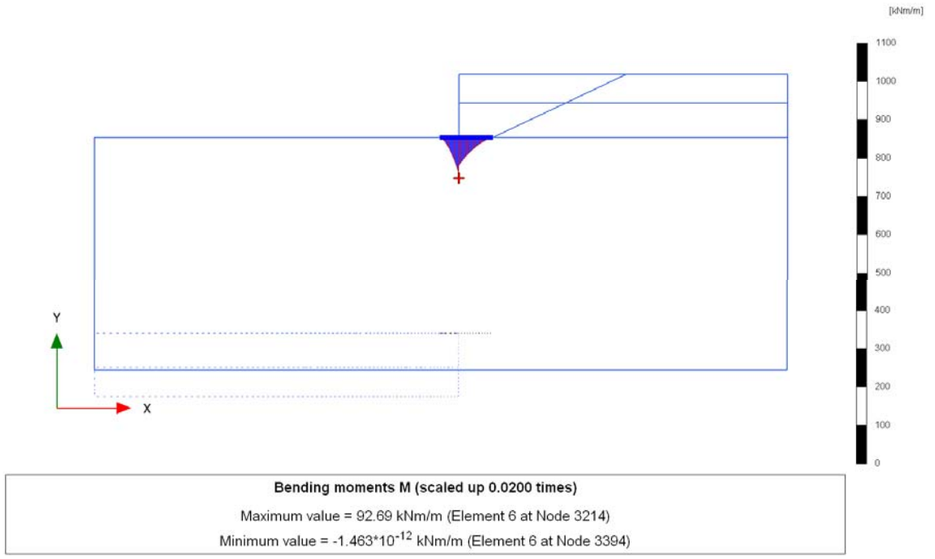


Figura 2: Diagramas de momento en zapata en modelo de estudio. Fase aplicación carga vertical en muro. Mkmax = 92.70kNm/m. PLAXIS.

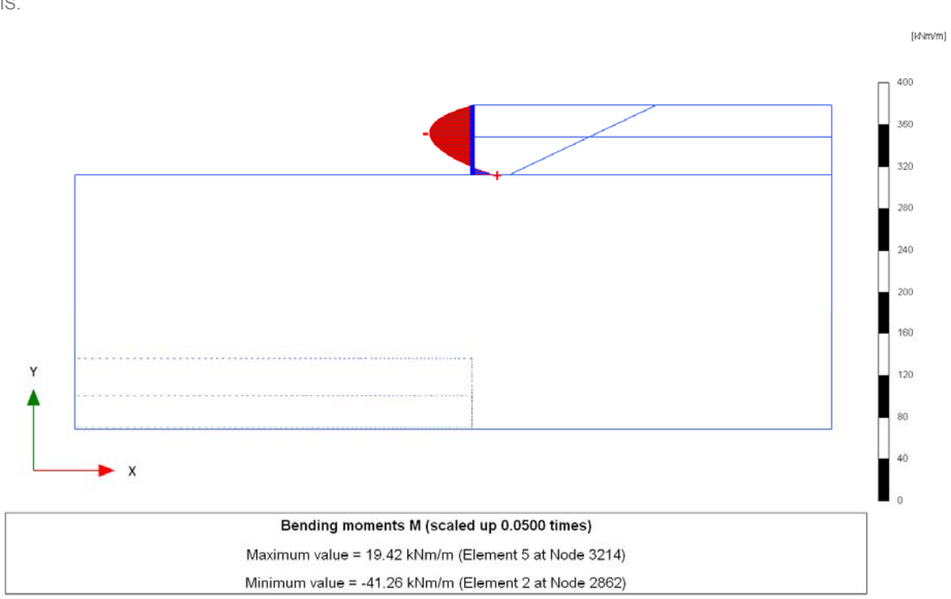


Figura 3: Diagramas de momento en muro en modelo de estudio. Fase aplicación carga vertical en muro. Mkmax = 41.30kNm/m. PLAXIS.

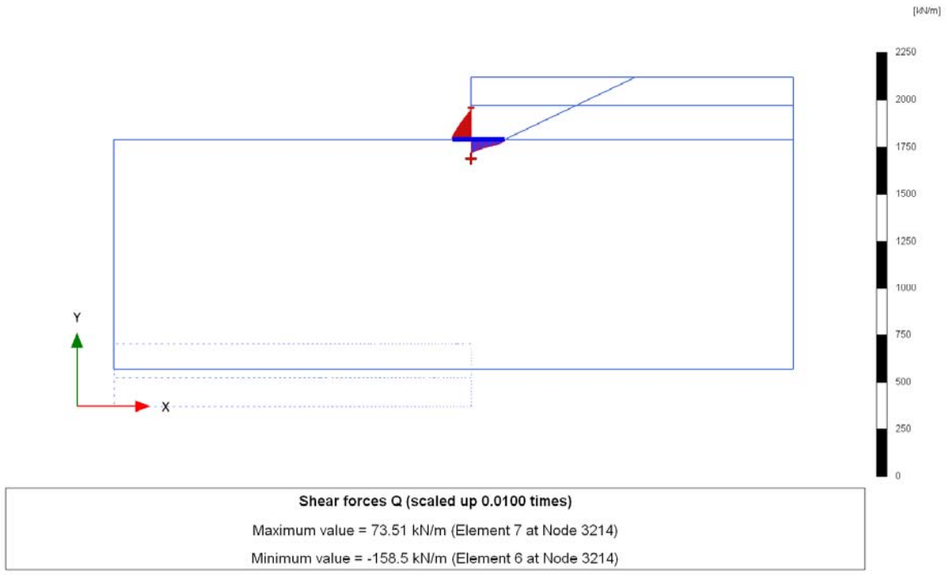


Figura 4: Diagramas de cortante en zapata en modelo de estudio. Fase aplicación carga vertical en muro. Vkmax=158.50kN/m; Vk(0.90d) = 58.50kN/m. PLAXIS.

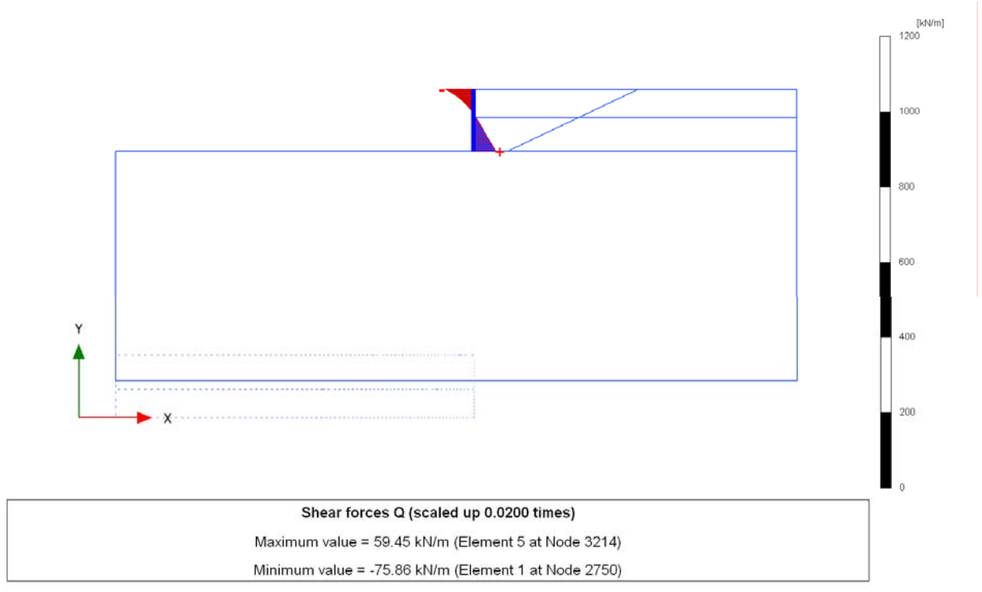
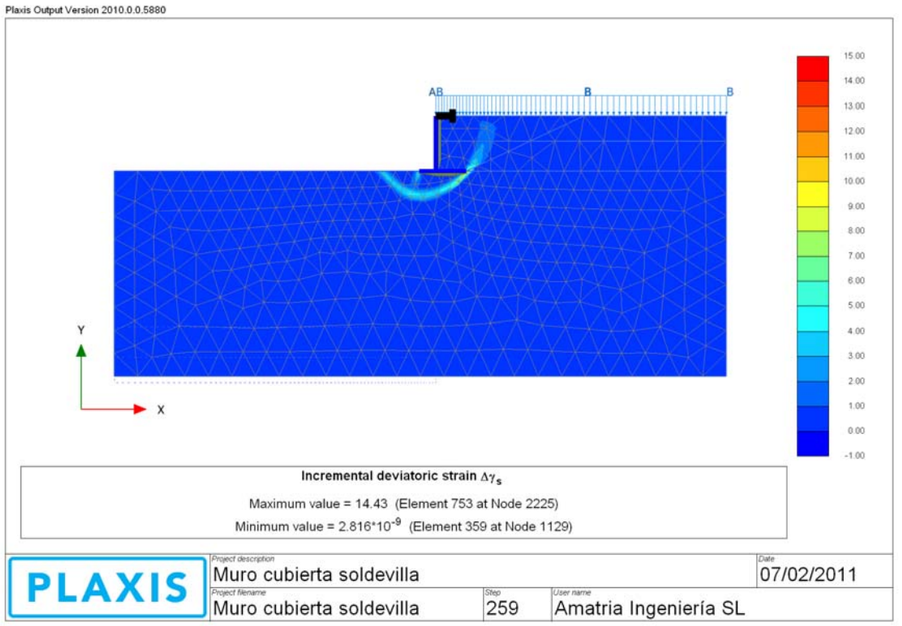


Figura 5: Diagramas de cortante en zapata en modelo de estudio. Fase aplicación carga vertical en muro. Vkmax=75.90kN/m. PLAXIS.

Factor de seguridad para la Fase 6



Fase control factor de seguridad: Se observa, del diagrama de incremento de tensión deviatorica, que el fallo afecta principalmente al terreno en el trasdós. PLAXIS.

PLAXIS — essential for geotechnical professionals

Project description	: Muro cubierta soldevilla	**Output Version 2010.0.0.5880**
User name	: Amatria Ingeniería SL	
Project filename	: Muro cubierta soldevilla	Date : 07/02/2011
Output	: Calculation information	Page : 1

Step info				
Step	259 of 259			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Phi/c reduction			
Kernel type	32 bits			
Extrapolation factor	2.000			
Relative stiffness	9.826E-9			
Multipliers				
Prescribed displacements X	M_{DispX}	0.000	ΣM_{DispX}	1.000
Prescribed displacements Y	M_{DispY}	0.000	ΣM_{DispY}	1.000
Load system A	M_{LoadA}	0.000	ΣM_{LoadA}	1.000
Load system B	M_{LoadB}	0.000	ΣM_{LoadB}	1.000
Soil weight	M_{Weight}	0.000	ΣM_{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M_{sf}	0.2880E-3	ΣM_{sf}	2.165
Time	Increment	0.000	End time	0.000
Stage construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0.000	ΣM_{Area}	0.8881
Active proportion of stage	M_{Stage}	0.000	ΣM_{Stage}	0.000

F.S. Logrado

Fase control factor de seguridad: Resultados de cálculo de estabilidad de la Fase aplicación carga vertical en muro. F.S.=2.16. PLAXIS.

2.3 Resumen resultados muro

Se ha comprobado el armado del muro y de la zapata con los esfuerzos máximos de todas las fases.

A continuación se muestra un resumen de los esfuerzos de cálculo y los valores de resistencia tanto del muro como de la zapata y los correspondientes factores de seguridad obtenidos.

Flexión	armado	Mk (kNm)	Mu (kNm)	FS
Fuste d=0.6m	5Φ16/m	41.30	230.20	5.60
zapata d=0.5m	5Φ16/m	92.70	191.40	2.06
Cortante	**armado**	**Vk (kN)**	**Vu (kN)**	**FS**
Fuste d=0.6m	Sin arm.	75.90	192.30	2.50
zapata d=0.5m	Sin arm.	58.50	166.40	1.79

En cuanto a las deformaciones se observa un asiento de 12.4mm que consideramos asumible para la estructura. Con el programa PLAXIS se ha comprobado que el factor de seguridad es suficientemente alto (mayor que 2) para no temer problemas de fallo del terreno. Dado que el asiento debería producirse uniformemente en los dos muros de apoyo de la cubierta y debido a la isostaticidad del conjunto consideramos que este asiento es admisible para la estructura.

3. CONCLUSIONES

En el informe se presentan los cálculos de comprobación de los muros de apoyo de la cubierta del colector Soldevilla en caso de paso de tren en ella.

Los cálculos realizados con el programa de elementos finitos PLAXIS muestran que los muros de proyecto original son capaces de resistir a los nuevos esfuerzos producidos por el paso del tren.

El asiento del muro es aceptable para las estructuras y no compromete la funcionalidad de las mismas, en cualquier caso el control topográfico permite detectar deformaciones en las vías y si necesario es posible actuar para su reposición de forma sencilla.

Se concluye que los elementos de transmisión de carga de las cubiertas al terreno siguen siendo validos considerando las actuaciones indicadas para el refuerzo de la losa de proyecto original y la carga de tren aplicada en ella.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera
Fecha: 07/02/2011
Hora: 16:58:23

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 30.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

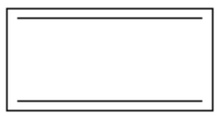
Sección : 0.50

b [m] = 1.00

h [m] = 0.50

ri [m] = 0.045

rs [m] = 0.045



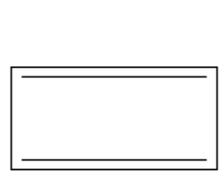
2 Comprobación

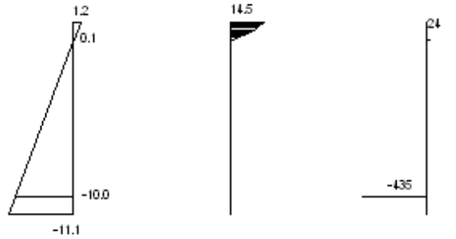
At [cm²] = 10.1

Ac [cm²] = 10.1

Mu [kN·m] = 191.4

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com





Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.050

1/r [1/m]·1.E-3 = 24.7

εs ·1.E-3 = 1.2

εi ·1.E-3 = -11.1

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	10.1	0.1	-24.5
0.455	10.1	-10.0	434.8

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera
Fecha: 07/02/2011
Hora: 16:59:01

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

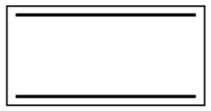
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

Sección : 0.50
b0 [m] = 1.00
h [m] = 0.50



2 Comprobación

ρl [·1.E-3] = 2
Nd [kN] = 0.0
Vu [kN] = 166.4

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera
Fecha: 07/02/2011
Hora: 17:02:15

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-30

Tipo de acero : B-500-S

fck [MPa] = 30.00

fyk [MPa] = 500.00

γc = 1.50

γs = 1.15

- Sección

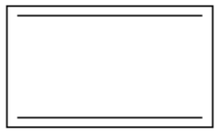
Sección : 0.60

b [m] = 1.00

h [m] = 0.60

ri [m] = 0.050

rs [m] = 0.050



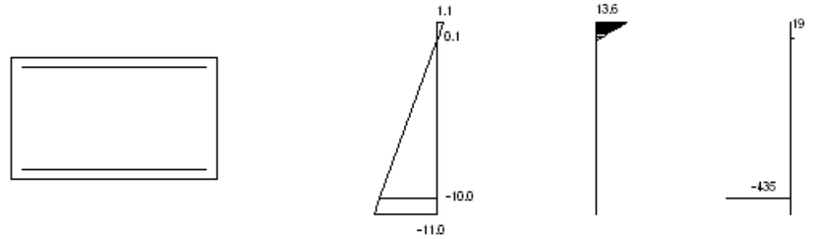
2 Comprobación

At [cm²] = 10.0

Ac [cm²] = 10.0

Mu [kN·m] = 230.2

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.055

1/r [1/m]·1.E-3 = 20.2

εs ·1.E-3 = 1.1

εi ·1.E-3 = -11.0

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.050	10.0	0.1	-18.7
0.550	10.0	-10.0	434.8

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave Sagrera
Fecha: 07/02/2011
Hora: 18:18:09

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

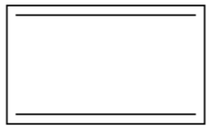
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

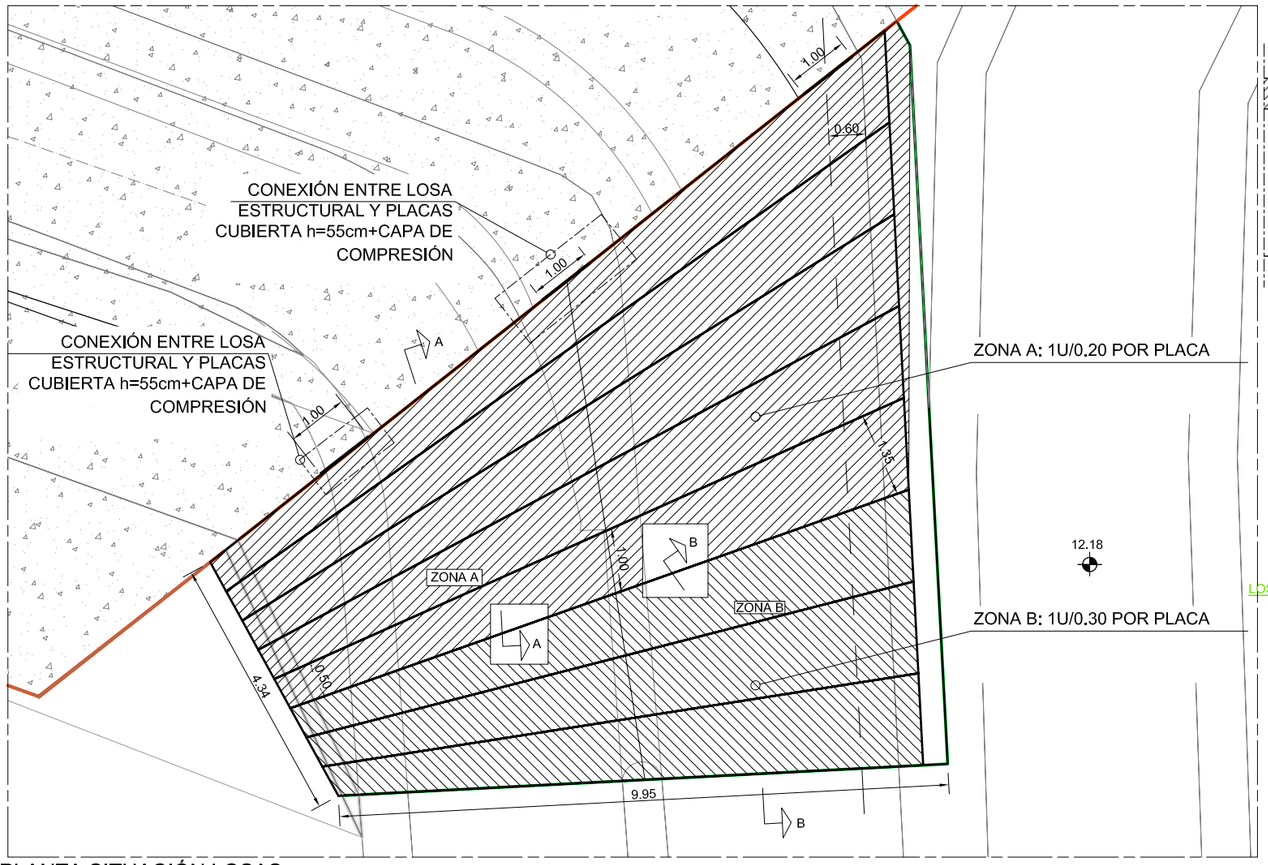
Sección : 0.60
b0 [m] = 1.00
h [m] = 0.60



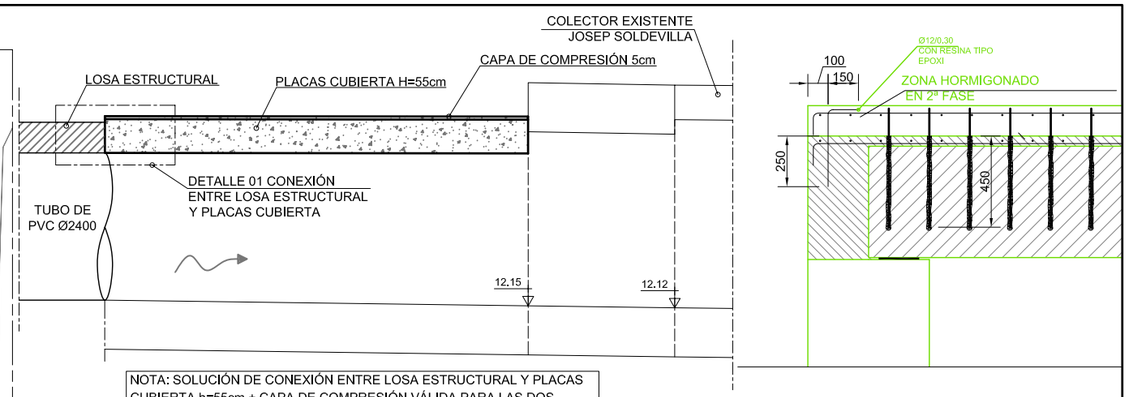
2 Comprobación

ρl [·1.E-3] = 2
Nd [kN] = 0.0
Vu [kN] = 192.3

PDF created with pdfFactory trial version www.pdffactory.com



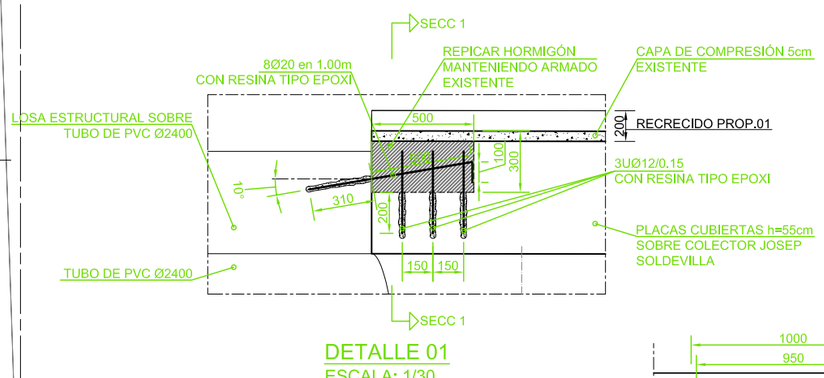
PLANTA SITUACIÓN LOSAS
COLECTOR SOLDEVILLA
ESCALA: 1/100



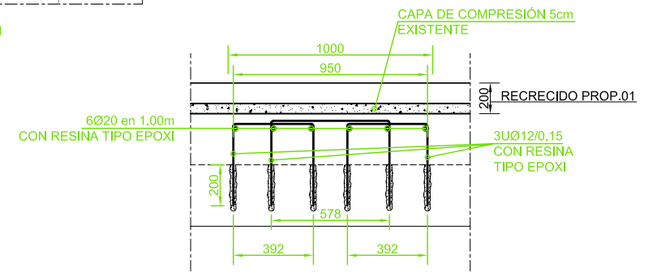
NOTA: SOLUCIÓN DE CONEXIÓN ENTRE LOSA ESTRUCTURAL Y PLACAS CUBIERTA h=55cm + CAPA DE COMPRESIÓN VÁLIDA PARA LAS DOS PROPUESTAS DE REFUERZO DE LOSA DE COLECTOR JOSEP SOLDEVILLA

ALZADO CONEXIÓN ENTRE LOSA ESTRUCTURAL Y PLACAS CUBIERTA h=55cm+CAPA DE COMPRESIÓN
ESCALA: 1/100

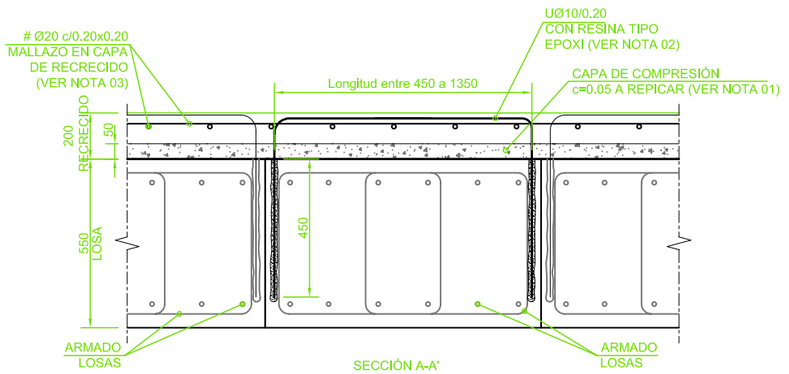
PROPUESTA 01: Detalle unión recrecido - espaldín
ESCALA: 1/20
COTAS EN mm



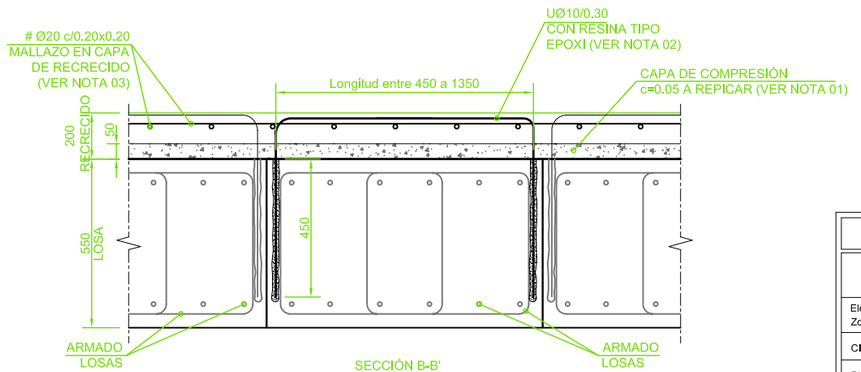
DETALLE 01
ESCALA: 1/30
COTAS EN mm



SECCIÓN 1-1
ESCALA: 1/30
COTAS EN mm



SECCIÓN A-A'



SECCIÓN B-B'

NOTA 01: Repicar los 5cm de capa de compresión. Posteriormente ejecutar el recrecido de 20cm
NOTA 02: Las U van por cada placa cubierta h=55cm
NOTA 03: El emparrillado # Ø20 c/0.20x0.20 que se considera en el recrecido será continuo sobre todas las placas cubierta h=55cm

PROPUESTA 01: Solución con Recrecido
ESCALA: 1/20
COTAS EN mm

NOTA: GARANTIZAR RUGOSIDAD ALTA ENTRE HORMIGÓN NUEVO Y EXISTENTE

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
CIMENTACIONES Y MUROS	Estadistico	γ_c=1.50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1.15	B-500 S
PLACAS	Estadistico	γ_c=1.50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1.15	B-500 S
SOLERA	Estadistico	γ_c=1.50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s = 1.15	B-500 S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigon de limpieza	I	IIa	IIb	IIa+Qb
Recubrimientos nominales(mm.)	70	Ver Exposicion/Ambiente	30	20	40	45

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN / CORSÁN-CORVIAM	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ MARÍA VELASCO, DR.ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: LINEA DE ALTA VELOCIDAD AVE LA SAGRERA REFUERZO LOSA COLECTOR HORTA PARA PASO DE TREN	PLANO: PLANTA SITUACIÓN LOSA A REFORZAR PROPUESTA 01 PARA REFUERZO LOSA DETALLES	ESCALA: ESC A3: ANOTADA

FECHA:	REVISIÓN:	Nº PLANO:
01/06/2011		01
ARCHIVO CAD: Ref. losa Colector Soldevilla.dwg		Nº HOJA: 1 DE 1

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V. MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA. TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD. SECTOR SAGRERA

OPTIMIZACIÓN DEL REFUERZO EN CUBIERTA SOBRE LOS COLECTORES RIERA D´HORTA Y SOLDEVILLA PARA RESISTIR EL PASO DE TRÁFICO FERROVIARIO DE ANCHO UIC

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos a la "Refuerzo a ejecutar en la cubierta sobre los colectores de Riera D´Horta y Soldevilla para resistir el paso ferroviario del corredor UIC" en su edición 01 recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación con la propuesta optimizada para el refuerzo a realizar en la denominada CUBIERTA 2 ejecutada sobre los colectores Riera D'Horta y Soldevilla para que resista el paso del corredor ferroviario UIC; a saber:

- Documento: " ESTUDIO DEL REFUERZO A REALIZAR EN LA CUBIERTA SOBRE LOS COLECTORES RIERA D´HORTA Y SOLDEVILLA PARA RESISTIR EL PASO DE TRÁFICO FERROVIARIO DE ANCHO UIC"; del que se asume como vigente la generalidad de la Memoria de Cálculo.

- Plano adjunto 01 "PLANTA SITUACIÓN LOSA A REFORZAR. PROPUESTA 01 PARA REFUERZO LOSA", que se asume como definición gráfica vigente de la propuesta.

La documentación citada es emitida por la empresa AMATRIA Ingeniería S.L. como responsables de los cálculos estructurales de los elementos en estudio, y en ella se pretende dar respuesta a las observaciones realizadas en la fase previa de supervisión sobre la versión anterior del documento.

INOCSA
Una Empresa AECOM

En el presente informe se realiza una revisión de las aclaraciones presentadas y, en su caso, de las correcciones que se hayan podido realizar en el desarrollo de los cálculos presentados como justificación de la validez estructural de la propuesta y de las modificaciones que haya sido recogidas en el plano con el que se pretende su definición para proceder a su ejecución.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Revisada la documentación recibida, se puede decir que en la nueva versión del documento de "ESTUDIO DEL REFUERZO A REALIZAR EN LA CUBIERTA…" se recogen las correcciones relacionadas con las observaciones realizadas en los informes de supervisión previos; así como una optimización de la solución de refuerzo acompañada de cálculos justificativos suficientes y coherentes con la nueva versión del plano de definición de las estructuras en estudio.

Por lo tanto, se puede decir que la validez estructural de la propuesta de refuerzo en la cubierta sobre los colectores Riera D´Horta y Soldevilla para resistir el paso ferroviario previsto se considera suficientemente justificada con la documentación recibida, por lo que no se encuentra impedimento para comenzar su ejecución conforme a su definición en el plano vigente.

Madrid, 03 de junio de 2011

INOCSA, Una Empresa AECOM

APÉNDICE 54 - PANTALLAS 9 Y 12, Y SOLERA 4

APÉNDICE 54 - PANTALLAS 9 Y 12, Y SOLERA 4

ÍNDICE

1.- BASES PARA RECÁLCULO DE PANTALLAS

2. PANTALLAS DE PILOTES 9 Y 12, RECRECIDO PANTALLA 9

3.- SOLERA 4

4.- APROBACIÓN PANTALLAS Y SOLERA

5.- VIGA DE ATADO EN MÉNSULA

6.- APROBACIÓN VIGA DE ATADO EN MÉNSULA

Miguel Abellan Alcaraz

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: miércoles, 01 de diciembre de 2010 13:16
Para: Jose Vicente Peñas Bermudez; Miguel Abellan Alcaraz
CC: Calvo Perales, Isaac; Hospital Bartolomé, Maria Purificación
Asunto: S-CON-4.3.1 Información ACCESOS para RECÁLCULO PANTALLAS 9 Y 12

Buenos días:

Os reenvío todos los datos para proceder al recálculo de las pantallas 9 y 12. A continuación os envío el link para descargar el archivo con los planos.

Saludos.

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: martes, 30 de noviembre de 2010 20:30
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria; Calvo Perales, Isaac
CC: Ayuso Pagnacco, Facundo; Martinez Garcia, Fernando; Gener Mundo, MiguelAngel; fernandomesa
Asunto: SECTOR SAGRERA - Información ACCESOS para RECÁLCULO PANTALLAS 9 Y 12

Gloria / Isaac,

Como hemos comentado, exceptuando los primeros metros (según sentido creciente de PKs) de las **pantallas 9 y 12 del SECTOR SAGRERA** (que deberán recibir la carga extra de los puenteos sobre los colectores de elementos definidos en el Proyecto de Accesos [Viga Pared 1 y Pantalla 15], cuya solución podría variar aún con la decisión que finalmente se tome sobre la cobertura o no del hueco triangular de ventilación de la zona de Prim), la definición de las mismas recogida en el Proyecto SECTOR SAGRERA sigue vigente a falta de actualización de los empotramientos reflejados en los planos de pantallas (que son los necesarios para la estabilidad horizontal) en función de las necesidades de transmisión de carga vertical.

Con el objeto de abordar esa actualización y de optimizar lo previsto en la nota de planos del Proyecto de SECTOR SAGRERA para la transmisión eficaz de carga vertical al terreno (según nota en planos; “EL EMPOTRAMIENTO MÍNIMO EN TERRENO Pa Ó PQ SERÁ DE 6.00M”), en febrero de 2009 se emitió la NOTA “RESUMEN DE NIVELES DE CARGA EN LAS PANTALLAS DEL SECTOR SAGRERA PARA ANÁLISIS DEL EMPOTRAMIENTO NECESARIO PARA EL CUMPLIMIENTO DE LA COMPROBACIÓN A HUNDIMIENTO.” que suplementaba la información del Proyecto de SECTOR SAGRERA con la carga vertical a considerar en cabeza de cada una de sus pantallas en función de la configuración geométrica y de cargas del Proyecto de ACCESOS. La citada NOTA ha sido ya utilizada en todas las propuestas con comprobación y/o recálculo de pantallas afectadas durante las obras del SECTOR SAGRERA por parte del Contratista.

Ante la petición a la que damos respuesta, y con el objetivo de ofrecer toda la información que pudiera ser necesaria para posibles nuevas propuestas de optimización y / o cambio tipológico de las pantallas 9 y 12 del SECTOR SAGRERA, se enumeran a continuación los planos del PC de ACCESOS que aportan información sobre la configuración final (geométrica y de cargas) de la zona de las pantallas en estudio:

- Planos 2.9.1.3 Plantas generales. Pantallas y muros
- Planos 2.9.1.5 Plantas generales. Nivel Cubierta
- Planos 2.9.2 Secciones generales. (ver en hoja 5 de 5 la sección B11 como representativa de la zona en estudio)
- Planos 2.9.4.1 Pantallas y muros. Planta de replanteo
- Planos 2.9.4.2 Pantallas y muros. Alzado de pantallas
- Planos 2.9.4.5 Pantallas y muros. Muros – Secciones y detalles (ver definición de esquema de armado de muros recrecidos 7 y 8 en Hoja 14 de 14)
- Planos 2.9.9.1 Cubierta. Planta replanteo

- Planos 2.9.9.2 Cubierta. Cargas superficiales
- Planos 2.9.9.3 Cubierta. Cargas puntuales
- Planos 2.9.9.4 Cubierta. Detalles

El extracto de planos enumerados se envía en correo a parte con el objeto de facilitar la búsqueda de la información dentro del Proyecto de ACCESOS. Adicionalmente, se añade un archivo con la introducción del ANEJO 11: ESTRUCTURAS del PC de ACCESOS en el que se describen las bases de cálculo y criterios de diseño empleado en el citado Proyecto (se hace notar que las bases de cálculo de ACCESOS contienen diferencias respecto a las descritas en el ANEJO DE ESTRUCTURA de SECTOR SAGRERA que responden al mayor avance en el estudio de las condiciones de contorno durante la redacción de los sucesivos proyectos en la zona – destacando, por ejemplo, la consideración en ACCESOS de valores de cohesión no nulos para algunos niveles en los que no se había considerado así en el SECTOR SAGRERA).

Como resumen sintético de la información antes enumerada se destaca que:

- La pantalla 12 del SECTOR SAGRERA tiene como función servir de cimentación del muro recrecido de ACCESOS (MURO 7) que recoge la estructura de cubierta (según configuración geométrica de la misma definida en planos). La ejecución de la pantalla 12 como cimentación de dicho muro se adelanta a SECTOR SAGRERA dado que la posición provisional de las vías UIC2 invaden en planta esta alineación.
- La pantalla 9 del SECTOR SAGRERA tiene también como función servir de cimentación del muro recrecido de ACCESOS (MURO 8) que recoge la estructura de cubierta (según configuración geométrica de la misma definida en planos). Además, permite la existencia del desnivel de plataformas entre el corredor UIC2 y el viario segregado montaña. La ejecución de la pantalla 9 se adelanta a SECTOR SAGRERA para realizar las excavaciones para la ubicación de las vías UIC2 en su posición provisional y para dejar ya ejecutada la cimentación del futuro muro recrecido que separa el corredor UIC2 del viario segregado.
- Como se puede observar en la definición geométrica del Proyecto de ACCESOS, sendos muros recrecidos sobre las pantallas del SECTOR SAGRERA en estudio quedan libres de empujes de tierras y son soportes centrales de un conjunto de muros-pantallas-cubierta que queda cubierto por la futura urbanización (quedando por tanto compensados los empujes a ambos lados de los elementos de contención extremos).
- Como se puede deducir de la definición geométrica del Proyecto de ACCESOS y de la función resistente adjudicada a cada elemento estructural, no habría problema en plantear el funcionamiento del conjunto P9-P12-SOLERA 4 contando con la solera y, en su caso, su empotramiento a las pantallas adyacentes, como elementos resistentes siempre que el conjunto cumpliera con prestaciones equivalentes a las estructuras actualmente previstas entre SECTOR SAGRERA y ACCESOS (es decir, siempre que se asegure la transmisión eficaz de la futura carga vertical al terreno y la estabilidad horizontal necesaria para la ejecución de los desniveles de plataforma descritos).

Quedamos a vuestra disposición (y por extensión a la del Contratista) para cualquier aclaración adicional que estimarais necesaria para abordar la optimización / cambio tipológico de las pantallas 9 y 12 del SECTOR SAGRERA.

Un saludo

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es
jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: jueves, 25 de noviembre de 2010 11:37
Para: Buron Garcia, Jaime; Ayuso Pagnacco, Facundo
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: RECÁLCULO PANTALLAS 9 Y 12

Hola Jaime:

Te reenvío la información que Corsán nos solicita para el recálculo de las pantallas 9 y 12. Te llamo luego y hablamos de esto y de los puenteos en el tramo junto a la galería de feeders, cuando tenga un momento y los planos de accesos delante.

Saludos.

De: Miguel Abellan Alcaraz [mailto:mabellan@isoluxcorsan.com]
Enviado el: jueves, 25 de noviembre de 2010 11:18
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria; Calvo Perales, Isaac
CC: Jose Vicente Peñas Bermudez
Asunto: RECÁLCULO PANTALLAS 9 Y 12

Buenos días,
Para iniciar el recálculo de las pantallas P9 y P12 contamos con la nota de INOCSA en la que se resumen los niveles de carga vertical que reciben cada una de las pantallas del Sector Sagrera, pero desconocemos la geometría del conjunto en esta zona, cota superior de ambas pantallas, nudo de conexión pantalla-cubierta, las luces de los forjados a ambos lados de la P9 y P12 y si ejercen algún tipo de esfuerzo horizontal en cabeza, se trataría de que nos aportarais todas las hipótesis que se tuvieron en cuanta en el cálculo inicial para su diseño y con las que debemos trabajar.
A si mismo planteamos si le geometría final del conjunto P9-P12 -SOLERA 4 nos permitiría contar con la solera como elemento resistente empotrándola en ambas pantallas.
Estas son las dudas que se nos plantean antes de iniciar el recálculo y que querríamos que quedaran claras antes de iniciar el nuevo dimensionamiento,
quedamos a la espera de estas aclaraciones,
un saludo

_____
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

PROYECTO: **817 AVE SAGRERA-TRINIDAD**
Memoria de cálculo de la sustitución de las pantallas tipo 9 y 12 como elementos de cimentación de los muros 8 y 7 por una solera de cimentación más 2 alineaciones de pilotes.

1. ANTECEDENTES

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

4. MÉTODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

5. NORMATIVA APLICADA

6. MATERIALES

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

8. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE PLAXIS

9. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SAP

10. RESULTADOS PLAXIS

11. RESULTADOS SAP

12. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: FEBRERO 2011
Nombre de la obra: SUSTITUCIÓN PANTALLAS 9 Y 12

Dentro de las obras que configuran la llegada de la alta velocidad ferroviaria a Barcelona en el tramo Sagrera - Nus de la Trinitat se han proyectado dos pantallas denominadas tipo 9 y 12 que tienen la función, en fase definitiva, de servir de cimentación de dos muros recrecidos 8 y 7 respectivamente que a su vez recogen la estructura de cubierta de la futura urbanización del sector Sagrera. Ante la incertidumbre de la magnitud de las cargas que transmitirá la futura urbanización a las pantallas y a la luz de los nuevos sondeos que detectan el terreno con mejores características geotécnica a profundidades elevadas, éstas se han diseñado con una longitud necesaria para empotrarlas en el estrato resistente P situado a una profundidad de 25m según lo estipulado en la nota en planos. "EL EMPOTRAMIENTO MÍNIMO EN TERRENO Pa Ó PQ SERÁ DE 6.00M" y que obliga a ejecutar pantallas de 35m de longitud.

Con los valores de carga que transmitirá la futura urbanización determinados y proporcionados por la dirección de obra: 530kN/m para la pantalla 9 y 640kN/m para la pantalla 12 se observa que estos valores de carga son significativamente inferiores a los valores de carga de las pantallas de los módulos de nivel TAV (2650kN/m para la pantalla 6 módulo3 o 1400kN/m para los módulos 4, 5 y 6) haciendo viable una optimización de la solución constructiva para este tramo de pantallas.

Se propone la sustitución de de las pantallas 9 y 12 por dos muros cimentados con una cimentación profunda constituidas por pilotes. El objeto del presente informe es justificar la viabilidad técnica de este cambio de tipología estructural.

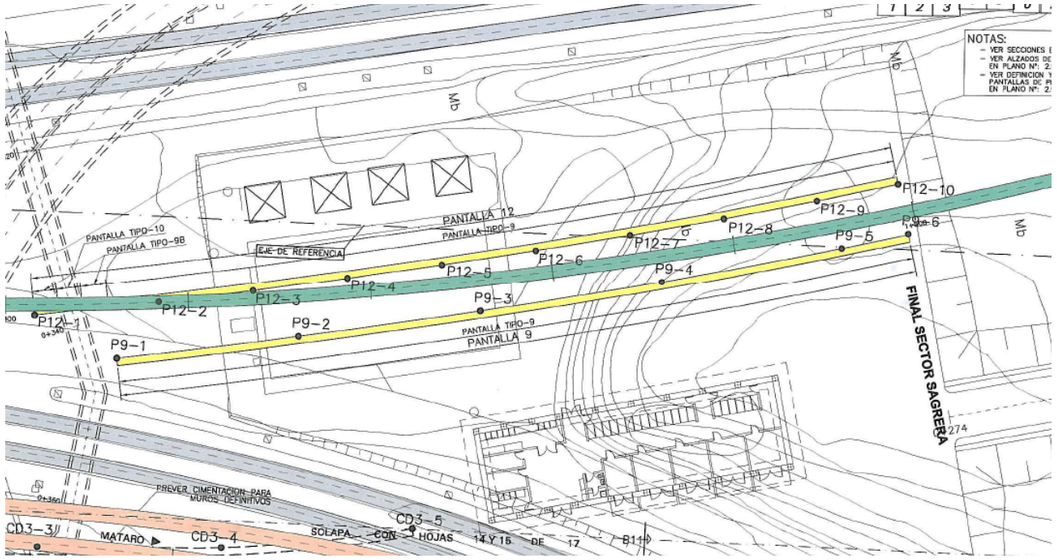


Figura 1: Planta general de las pantallas tipo 9 y tipo 12 y el trazado de la vía.

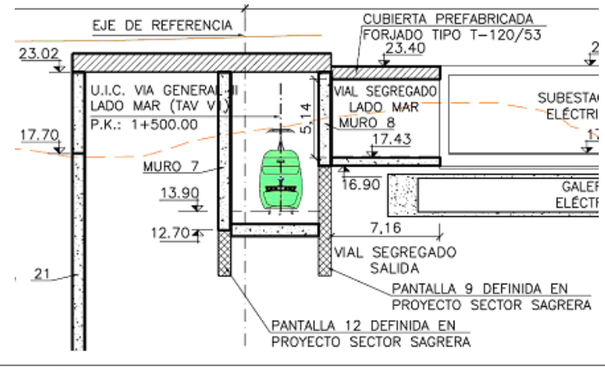


Figura 2: Croquis de las pantallas 9 y 12 y de los muros recrecido de proyecto original a sustituir por las estructuras propuestas en el presente informe.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

Se propone la sustitución de las pantallas 9 y 12 como elementos de cimentación de los muros recrecidos 7 y 8 por una cimentación profunda de dos líneas de pilotes con cota superior variable entre +13.25m y +11.57m y dos muros recrecidos de la viga de atado de los pilotes. Los pilotes son de diámetro 1m con una profundidad de 18m y equidistantes a 1.60m según imagen adjunta. Con esta profundidad del pilote se garantiza su empotramiento en el estrato Qr3 (8 diámetros) en la estratigrafía más peyorativa correspondiente a la zona entre el sondeo S-10 y S-11 (ver apartado 3).

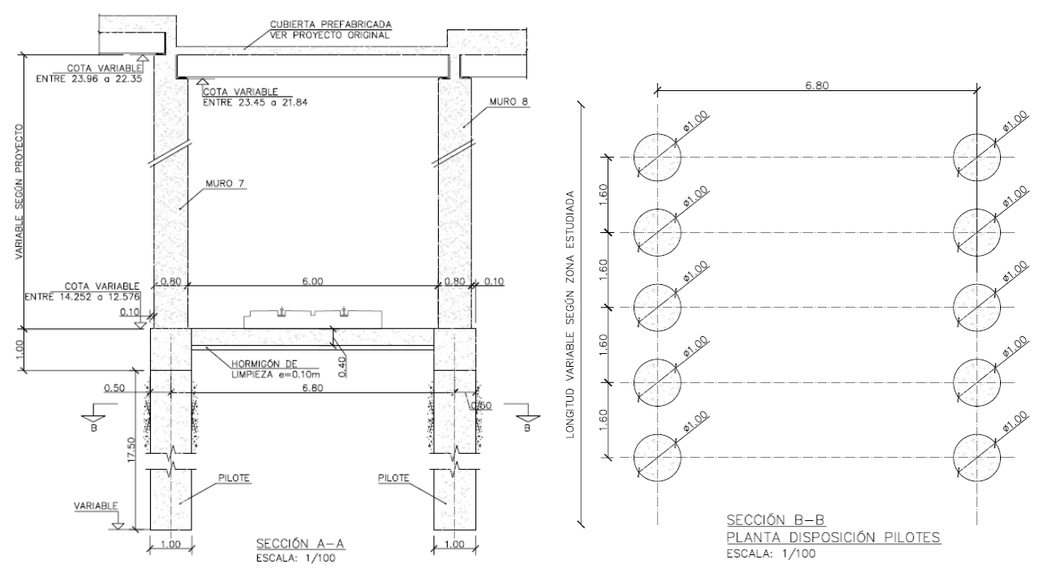


Figura 3: Solución propuesta para cimentar los muros recrecidos: sustitución de las pantallas 9 y 12 por una solera y dos líneas de pilotes

Los muros recrecidos son de canto 0.8m con una altura variable de valor máximo 9.50m y una separación de 6m entre ellos. La cubierta está simplemente apoyada en estos muros configurando un vano isostático.

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Según lo indicado en el informe "Nota acerca de los criterios a utilizar en el dimensionamiento de pantallas del Sector Sagrera del tramo Sagrera-Nus de la Trinidad" los parámetros geotécnicos del terreno que se deberían considerar son los de proyecto original.

Para el estudio de la nueva cimentación se ha considerado, del lado de la seguridad, la estratigrafía encontrada en el sondeo S10 y S-11 como estratigrafía más representativa de los depósitos encontrados en esta zona en contacto con en el sector Sant Andreu, donde los niveles de Qr2, con peores características geotécnicas, alcanzan profundidades elevadas.

Litología sondeo 11	Cotas	γ (t/m³)	C' (t/m²)	φ	Kh (t/m³)	Kv (t/m³)	Qfuste t/m²	Qpunta t/m²
1) RU	De +21.40m hasta +14.80m	2.00	0.00	28.0º	1500	1500	-	-
1) Qb1	De +14.80m hasta +12.65m	2.10	1.50	28.0º	1050	2500	1.20	16.4
2) Qr2	De +12.65m hasta +0.20m	2.10	0.50	32.5º	1800	3000	1.72	87.0
3) Qr3	De +0.20m hasta -10.60m	2.20	0.00	35.0º	5400	6000	3.80	157.2
4) P	De -10.60m hasta fin sondeo	2.05	3.50	25.5º	6000	6000	3.16	40.3

Nivel freático: +5.00m. Por debajo de nivel freático se desprecia la cohesión de los materiales.

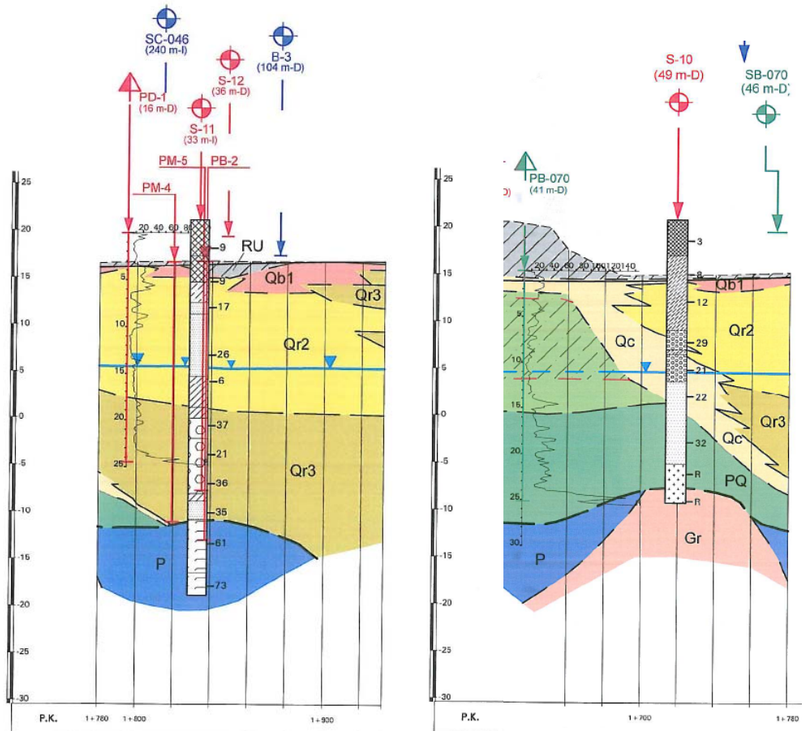


Figura 4: corte geológico considerado sondeo 11 y sondeo 10.

4. MÉTODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

Para el estudio de la cimentación mixta de los muros recrecidos se han realizados dos modelos de elementos finitos:

- **Estudio A:** Para evaluar la interacción de la cimentación con el terreno y controlar de forma más precisa las deformaciones inducidas en el terreno en cada fase de carga se ha realizado un modelo con el programa de elementos finitos PLAXIS 3D. Este modelo se ha realizado para verificar los ELS del terreno. Con el modelo de PLAXIS 3D también se ha utilizado para obtener los esfuerzos de dimensionado de los pilotes.

- **Estudio B:** Para obtener los esfuerzos de dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales: muros, solera de cimentación y pilotes se ha realizado un modelo con el programa de elementos finitos SAP2000 v14. Con el prontuario informático de la EHE se ha dimensionado las secciones resistentes de hormigón armado. Este modelo se ha realizado para verificar los ELU y ELS de la estructura de hormigón armado.

5. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-98.
	Guía de cimentaciones en obras de carretera GCOC
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-98
	Eurocódigos.
	Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF
	Instrucción de acciones a considerar en puentes de carretera IAP

6. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón en pantallas.....HA-25 (fck = 25 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en las pantallas.....B 500 S (fyk = 500 N/mm²)

Para la comprobación de las fisuras se ha considerado el mismo tipo de ambiente que lo indicado en proyecto original para esta zona es decir IIa

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

En situación persistente o transitoria

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales……1
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales concomitantes*.....0.5 y 0.2
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes y variable…….....1.44**

*Según la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF

**La carga lineal que transmite la cubierta sobre las pantallas 9 y 12 de 530kN/m y 640kN/m respectivamente se han calculado bajo la siguiente hipótesis, según lo indicado por la Dirección de Obra:

- La carga de la cubierta se ha estimado considerando:
  - Peso propio: 20 kN/m².
  - Carga muerta: 3 kN/m².
  - Sobrecarga: 35 kN/m².

  Las luces de la cubierta varían entre 20 y 13.50 m.

Es decir, la carga lineal cobre las pantallas corresponde a un 40% de carga permanente (23kN/m^2 de 58kN/m^2) y un 60% de carga variable (35kN/m^2 de 58kN/m^2). El coeficiente de 1.44 se obtiene de ponderar los coeficientes 1.35 y 1.5 con sus respectivos porcentajes 1.44 = 0.4 · 1.35 + 0.6 · 1.5

8. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE PLAXIS

8.1 Descripción general

Se ha modelizado con el programa PLAXIS el terreno y las estructuras estudiadas con sus espesores y profundidades, estudiando las fases de ejecución de obra. Se han modelizado 15m lineales del conjunto muros y pilotes que representan toda la longitud de la solución adoptada. En el modelo se incluye también la solera para el paso de trenes, que a pesar de ser independiente de las estructuras del muro y de los pilotes sus deformaciones están relacionadas con ellos através del terreno de apoyo.

Se ha utilizado el modelo de suelo con endurecimiento (Hardening-Soil) para modelizar el terreno en el que se realizará la excavación, debido a que la utilización de un modelo elástico convencional (Morh-Coulomb) suele exagerar el levantamiento del terreno en zona de excavaciones.

Según lo indicado por UPC en la nota “Nota acerca de los parámetros a utilizar en el análisis de excavaciones mediante elementos finitos”, los datos a introducir en el programa PLAXIS correspondientes al modelo tenso-deformacional Hardening-Soil son los siguientes:

Litología	γ (t/m³)	C’ (t/m²)	φ	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	υ
RU	2.00	0.0	28.0º	19416	15533	58248	0.35
Qr2	2.10	0.5	32.5º	7592	6073	22775	0.35
Qr3	2.20	0.0	35.0º	14528	15029	43583	0.35

Para los asientos de la losa de cimentación en el terreno se estima un incremento de asiento máximo de 25mm por fase de carga.

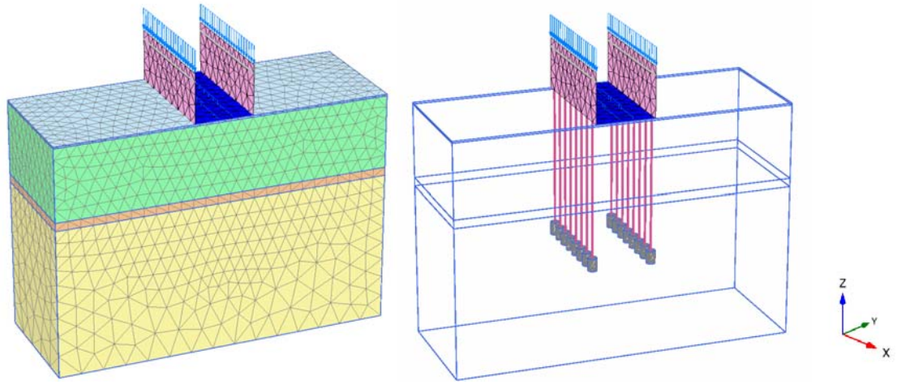


Figura 5: Perspectiva 3D del modelo PLAXIS conjunto estructura y terreno.

8.2 Descripción de los elementos estructurales

- **Losa y muro:** Estos elementos estructurales se han definido como elementos “plate” son sus espesores correspondientes, 0.40m para la losa de cimentación y 0.8m para los muros.

- **pilotes:** se han definido como elementos lineales tipo “embeded piles” de 16m de largo. Los 2 últimos metros de pilote se han modelizado mediante un volumen cilíndrico de 1m de diámetro por 2m de altura al que se le han dado características del hormigón en términos de cohesión y ángulo de rozamiento interno según la tabla siguiente:

Material	γ (t/m³)	C’ (t/m²)	φ
HA-25	2.50	51.3	35.0º

8.2 Descripción de las cargas

Se han considerado las siguientes cargas:

- **pp:** peso propio, se considera un peso específico del hormigón de 25kN/m^3
- **qp:** peso propio placa se considera una carga de 18.5kN/m^2
- **Sobrecarga tráfico ferroviario:** se considera el carro UIC71, se ha mayorado con los coeficientes de clasificación α = 1.21 y de impacto φ= 1.408 y se ha repartido linealmente en dos carriles por valor de 133kN/m y 68kN/m, en cada carril, correspondientes a la carga puntual de 250kN y a la carga de 80kN/m.

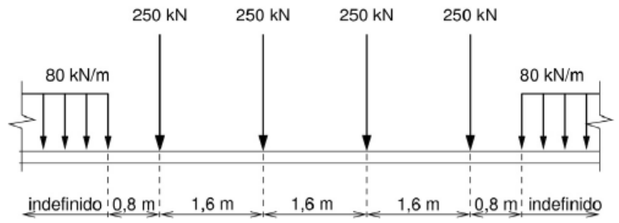


Figura 6: Tren de cargas verticales UIC71 según la instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril.

- **Carga de la cubierta:** según datos proporcionados por la dirección de obra, son 530kN/m para la pantalla 9 y 640kN/m para la pantalla 12 sin mayorar.

Pantalla	Nivel LAV	Cubierta	Total.
1 Y 2	260		260
3 (tipo 3)	1300	-	1300
3 (Tipo 4)	780	-	780
3 (Tipo 5)	440	-	440
4 (tipo 6)	1300	-	1300
4 (tipo 7)	1900	-	1900
5 (tipo 7)	2150	-	2150
6 (modulo 3)	1800	850	**2650**
6 (módulos 4 a 6)	400	1000	1400
7	200		200
8		1000	1000
9		530	530
12		640	640

8.3 Datos input para el programa

El arriostramiento lateral de la cubierta se ha modelizado mediante un elemento "anchor" con la siguiente rigidez EA = $1.0 \cdot 10^6$ kN

En el programa También se introduce un coeficiente de reducción de los parámetros del terreno en contacto con las pantallas y el túnel. Se ha considerado un valor:

R=0.66.

8.4 Fases de cálculo

Las fases de cálculo consideradas en el modelo de PLAXIS 3D son las siguientes:

Fase 1: Retirada de la capa de rellenos hasta la cota +13.00m
Fase 2: Ejecución de los pilotes
Fase 3: Ejecución de la losa de cimentación y muros
Fase 4: Introducción de la carga del tren
Fase 5: Introducción de cargas de cubierta

9. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SAP

9.1 Descripción general

Se han elaborado dos modelos de elementos finitos con el programa SAP 2000 de los pilotes, la viga de atado y los muros de apoyo de la cubierta con la geometría descrita en el apartado 2. En un modelo se estudia la situación provisional sin cubierta y en el otro, se comprueba la situación definitiva con la cubierta. Se han modelizado 15m lineales del conjunto viga de atado, muros y pilotes, que representan toda la longitud de la solución adoptada.

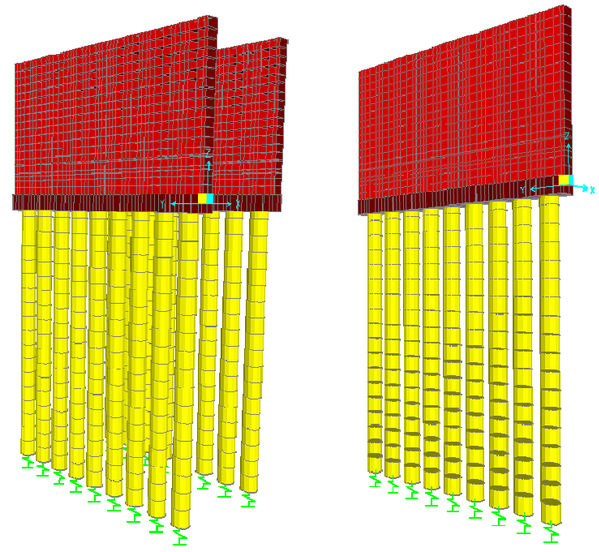


Figura 7: Perspectiva 3D del modelo SAP.

En general, el máximo desplazamiento horizontal para situaciones transitorias o permanentes obtenido no excederá de 30mm dado que no hay edificios. Para situaciones accidentales (impacto de vehículo) se considera admisible desplazamientos de hasta 50mm.

La fisuración máxima en de los diferentes elementos estructurales no será superior a 0.30mm correspondiente a una ambiente de exposición IIa.

Se ha comprobado la abertura máxima de las fisuras en las pantallas mediante una ***sección reducida*** con el fin de modelizar y calcular en la manera más efectiva la amplitud máxima de la fisura alrededor de las barras.

La ***sección reducida*** para el cálculo de la fisuración tiene un canto obtenido por diferencia entre el canto total y 35mm por cada lado: h = 800 - 2·35 = 730mm y un recubrimiento de las armaduras respecto a esta sección de 35mm.

Según la norma EHE la abertura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$Wk = \beta \cdot sm \cdot \varepsilon sm$
$\beta = 1.7$ considerando acciones directas
sm = separación media de fisuras, expresada en mm

εsm = alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración de hormigón entre fisuras.

Se ha comprobado la máxima abertura de la fisura en la fase de equilibrio final, dado que las fases de obra son fases provisionales.

9.2 Descripción de los elementos estructurales

Muro y viga de atado

Estos elementos estructurales se han definido con elementos lámina "Shell" son sus espesor correspondientes de 0.8m para los muros y 1.0m para la viga de atado. A estos elementos shells se ha anulado el producto de inercia en dirección combinada 1-2 provocando que los esfuerzos sean únicamente en las direcciones principales.

Pilotes

Se han modelizado a partir de elementos barra "frame" debidamente discretizados con una sección circular de 1m de diámetro y 17.5m de longitud. Los pilotes son equidistantes a 1.6m habiendo un total de 18 pilotes (dispuestos en 2 alíneaciones) en el modelo de 15m.

9.3 Descripción cargas

Se han considerado las siguientes cargas:

- **DEAD:** peso propio, se considera un peso específico del hormigón de 25kN/m^3
- **pt:** peso propio del terreno, se considera un peso específico del terreno de 20kN/m^3
- **qp:** peso propio placa se considera una carga de 18.5kN/m^2
- **qt:** empuje horizontal del terreno más la sobrecarga de rodadura de 10kN/m^2 calculado según la expresión qt = γt· Ka · z + Ka · 10kN/m^2 donde :

Ka =0.34 coeficiente de empuje activo
γt = 20kN/m³ peso unitario del terreno
z = 4m altura de tierras

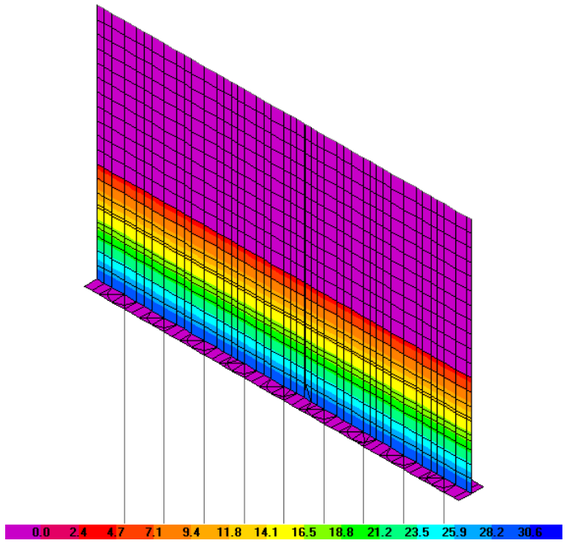


Figura 8: Empuje de tierras aplicada sobre el muro recrecido 8. Valor superior 3.4kN/m^2 para z=0m. Valor inferior 30.6kN/m^2 para z=4m

- **Sobrecarga tráfico ferroviario UIC:** se considera el carro UIC71, se ha mayorado con los coeficientes de clasificación α = 1.21 y de impacto φ= 1.408 y se ha aplicado tal y como se indica en la siguiente imagen repartiendo las cargas en cada uno de los raíles.

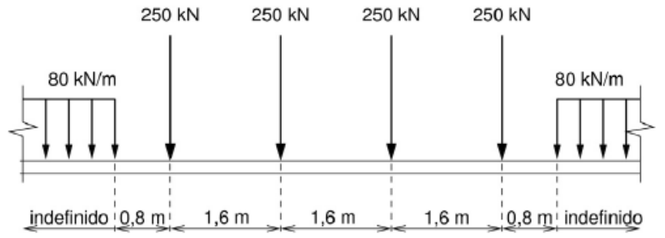


Figura 9: Tren de cargas verticales UIC71 según la instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril.

- **Carga de la cubierta VERTICAL F1, F2, M1, M2:** según datos proporcionados por la dirección de obra, son 530kN/m para la pantalla 9 y 640kN/m para la pantalla 12 sin mayorar. Se ha estudiado la situación de desequilibrio de las cargas de cubierta suponiendo que un 70% de la carga en un lado y 30% en el otro lado. Se ha calculado el momento originado por esta distribución considerando la excentricidad de cada una de estas cargas según la geometría de apoyo de las cubiertas proporcionado por la dirección de obra.

  Las cargas F1 y F2 tienen un 40% de carga permanente y 60% de carga variable, en las combinaciones mayoradas donde no actúe la sobrecarga variable se multiplica la carga total por el coeficiente 0.54 = 1.35 · 0.4.

Pantalla	Nivel LAV	Cubierta	Total.
1 Y 2	260		260
3 (tipo 3)	1300	-	1300
3 (Tipo 4)	780	-	780
3 (Tipo 5)	440	-	440
4 (tipo 6)	1300	-	1300
4 (tipo 7)	1900	-	1900
5 (tipo 7)	2150	-	2150
6 (modulo 3)	1800	850	**2650**
6 (módulos 4 a 6)	400	1000	1400
7	200		200
8		1000	1000
9		530	530
12		640	640

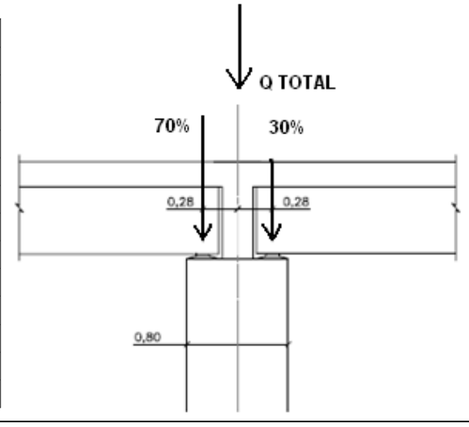


Figura 10: Cargas sobre las pantallas y desequilibrio de la carga vertical considerado.

- **Carga de la cubierta horizontal H1, H2:** se considera un 10% de la carga vertical, 53kN/m para la pantalla 9 y 64kN/m para la pantalla 12 sin mayorar.
- **Impacto de vehículos ferroviarios Im_09, Im_12**: Se ha considerado el impacto del tren de 1815kN como una carga lineal de 1.5m de ancho calculada con la siguiente expresión extraída del apartado "*2.4.2.2 impactos de vehículos ferroviarios"* de la *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF):*

Ftk = α · 1500kN = 1815kN con α = 1.21 para vías de ancho métrico

La carga de impacto del tren se ha aplicado a una altura de 1.80m sobre el plano de rodadura del carril.

- **Impacto de vehículos lc_09**: se ha considerado el impacto de vehículos contra un elemento estructural que estipula la *IAP instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera,* 1000kN en la dirección del tráfico y 500kN en el sentido perpendicular. Las cargas se has repartido en el ancho de 1.50m y aplicado a una altura de 1.25m sobre la solera del vial segregado lado mar y en el muro en contacto con éste, como se indica en el apartado 3.2.4.1.1. de la *IAP instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.*

Combinaciones de carga

ComboName Text	ComboType Text	AutoDesign Yes/No	CaseType Text	CaseName Text	ScaleFactor Unitless
cpqf12_1	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_1			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_1			NonLin Static	H1	-1.44
cpqf12_1			NonLin Static	M1	-1.44
cpqf12_1			NonLin Static	H2	-1.44
cpqf12_1			NonLin Static	F2	1.44
cpqf12_1			NonLin Static	M2	-1.44
cpqf12_1			NonLin Static	qp	1
cpqf12_1			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_1			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_2	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_2			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_2			NonLin Static	F2	1.44
cpqf12_2			NonLin Static	H1	-1.44
cpqf12_2			NonLin Static	H2	1.44
cpqf12_2			NonLin Static	M1	-1.44
cpqf12_2			NonLin Static	M2	1.44
cpqf12_2			NonLin Static	qp	1
cpqf12_2			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_2			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_3	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_3			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_3			NonLin Static	F2	1.44
cpqf12_3			NonLin Static	H1	1.44
cpqf12_3			NonLin Static	H2	-1.44
cpqf12_3			NonLin Static	M1	1.44
cpqf12_3			NonLin Static	M2	-1.44
cpqf12_3			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_3			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_3			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_4	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_4			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_4			NonLin Static	F2	1.44
cpqf12_4			NonLin Static	H1	1.44
cpqf12_4			NonLin Static	H2	1.44
cpqf12_4			NonLin Static	M1	1.44
cpqf12_4			NonLin Static	M2	1.44
cpqf12_4			NonLin Static	qp	1
cpqf12_4			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_4			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_5	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_5			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_5			NonLin Static	H1	-1.44
cpqf12_5			NonLin Static	M1	-1.44
cpqf12_5			NonLin Static	H2	-1.44
cpqf12_5			NonLin Static	F2	1.44
cpqf12_5			NonLin Static	M2	-1.44
cpqf12_5			NonLin Static	UIC	1.5
cpqf12_5			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_5			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_5			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_6	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_6			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_6			NonLin Static	F2	1.44
cpqf12_6			NonLin Static	H1	1.44
cpqf12_6			NonLin Static	H2	-1.44
cpqf12_6			NonLin Static	M1	1.44
cpqf12_6			NonLin Static	M2	-1.44
cpqf12_6			NonLin Static	UIC	1.5
cpqf12_6			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_6			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_6			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_7	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_7			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_7			NonLin Static	F2	1.44
cpqf12_7			NonLin Static	H1	1.44
cpqf12_7			NonLin Static	H2	1.44
cpqf12_7			NonLin Static	M1	1.44
cpqf12_7			NonLin Static	M2	1.44
cpqf12_7			NonLin Static	UIC	1.5
cpqf12_7			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_7			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_7			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_1_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_1_40%			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_1_40%			NonLin Static	H1	-1.44
cpqf12_1_40%			NonLin Static	M1	-1.44
cpqf12_1_40%			NonLin Static	H2	-0.54
cpqf12_1_40%			NonLin Static	F2	0.54
cpqf12_1_40%			NonLin Static	M2	-0.54
cpqf12_1_40%			NonLin Static	qp	1
cpqf12_1_40%			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_1_40%			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_2_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_2_40%			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_2_40%			NonLin Static	F2	0.54
cpqf12_2_40%			NonLin Static	H1	-1.44
cpqf12_2_40%			NonLin Static	H2	0.54
cpqf12_2_40%			NonLin Static	M1	-1.44
cpqf12_2_40%			NonLin Static	M2	0.54
cpqf12_2_40%			NonLin Static	qp	1
cpqf12_2_40%			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_2_40%			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_3_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_3_40%			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_3_40%			NonLin Static	F2	0.54
cpqf12_3_40%			NonLin Static	H1	1.44
cpqf12_3_40%			NonLin Static	H2	-0.54
cpqf12_3_40%			NonLin Static	M1	1.44
cpqf12_3_40%			NonLin Static	M2	-0.54
cpqf12_3_40%			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_3_40%			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_3_40%			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_4_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_4_40%			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_4_40%			NonLin Static	F2	0.54
cpqf12_4_40%			NonLin Static	H1	1.44
cpqf12_4_40%			NonLin Static	H2	0.54
cpqf12_4_40%			NonLin Static	M1	1.44
cpqf12_4_40%			NonLin Static	M2	0.54
cpqf12_4_40%			NonLin Static	qp	1
cpqf12_4_40%			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_4_40%			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_5_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_5_40%			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_5_40%			NonLin Static	H1	-1.44

ComboName Text	ComboType Text	AutoDesign Yes/No	CaseType Text	CaseName Text	ScaleFactor Unitless
cpqf12_5_40%			NonLin Static	M1	-1.44
cpqf12_5_40%			NonLin Static	H2	-0.54
cpqf12_5_40%			NonLin Static	F2	0.54
cpqf12_5_40%			NonLin Static	M2	-0.54
cpqf12_5_40%			NonLin Static	UIC	1.5
cpqf12_5_40%			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_5_40%			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_5_40%			NonLin Static	qt	1.5
cpqf1f2_6_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	F1	1.44
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	F2	0.54
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	H1	1.44
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	H2	-0.54
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	M1	1.44
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	M2	-0.54
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	UIC	1.5
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	qp	1.35
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	pt	1.35
cpqf1f2_6_40%			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_7_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_7_40%			NonLin Static	F1	1.44
cpqf12_7_40%			NonLin Static	F2	0.54
cpqf12_7_40%			NonLin Static	H1	1.44
cpqf12_7_40%			NonLin Static	H2	0.54
cpqf12_7_40%			NonLin Static	M1	1.44
cpqf12_7_40%			NonLin Static	M2	0.54
cpqf12_7_40%			NonLin Static	UIC	1.5
cpqf12_7_40%			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_7_40%			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_7_40%			NonLin Static	qt	1.5
cpqf12_8	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpqf12_8			NonLin Static	F1	0.54
cpqf12_8			NonLin Static	F2	0.54
cpqf12_8			NonLin Static	UIC	1.5
cpqf12_8			NonLin Static	qp	1.35
cpqf12_8			NonLin Static	pt	1.35
cpqf12_8			NonLin Static	qt	1.5
dpqf12	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12			NonLin Static	F1	1
dpqf12			NonLin Static	F2	1
dpqf12			NonLin Static	qp	1
dpqf12			NonLin Static	pt	1
dpqf12			NonLin Static	qt	1
dpqf12_1	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_1			NonLin Static	F1	1
dpqf12_1			NonLin Static	H1	-1
dpqf12_1			NonLin Static	M1	-1
dpqf12_1			NonLin Static	H2	-1
dpqf12_1			NonLin Static	F2	1
dpqf12_1			NonLin Static	M2	-1
dpqf12_1			NonLin Static	qp	1
dpqf12_1			NonLin Static	pt	1
dpqf12_1			NonLin Static	qt	1
dpqf12_2	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_2			NonLin Static	F1	1
dpqf12_2			NonLin Static	F2	1
dpqf12_2			NonLin Static	H1	-1
dpqf12_2			NonLin Static	H2	1
dpqf12_2			NonLin Static	M1	-1
dpqf12_2			NonLin Static	M2	1
dpqf12_2			NonLin Static	qp	1
dpqf12_2			NonLin Static	pt	1
dpqf12_2			NonLin Static	qt	1
dpqf12_3	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_3			NonLin Static	F1	1
dpqf12_3			NonLin Static	F2	1
dpqf12_3			NonLin Static	H1	1
dpqf12_3			NonLin Static	H2	-1
dpqf12_3			NonLin Static	M1	1
dpqf12_3			NonLin Static	M2	-1
dpqf12_3			NonLin Static	qp	1
dpqf12_3			NonLin Static	pt	1
dpqf12_3			NonLin Static	qt	1
dpqf12_4	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_4			NonLin Static	F1	1
dpqf12_4			NonLin Static	F2	1
dpqf12_4			NonLin Static	H1	1
dpqf12_4			NonLin Static	H2	1
dpqf12_4			NonLin Static	M1	1
dpqf12_4			NonLin Static	M2	1
dpqf12_4			NonLin Static	qp	1
dpqf12_4			NonLin Static	pt	1
dpqf12_4			NonLin Static	qt	1
dpqf12_5	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_5			NonLin Static	F1	1
dpqf12_5			NonLin Static	H1	-1
dpqf12_5			NonLin Static	M1	-1
dpqf12_5			NonLin Static	H2	-1
dpqf12_5			NonLin Static	F2	1
dpqf12_5			NonLin Static	M2	-1
dpqf12_5			NonLin Static	UIC	1
dpqf12_5			NonLin Static	qp	1
dpqf12_5			NonLin Static	pt	1
dpqf12_5			NonLin Static	qt	1
dpqf12_6	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_6			NonLin Static	F1	1
dpqf12_6			NonLin Static	F2	1
dpqf12_6			NonLin Static	H1	1
dpqf12_6			NonLin Static	H2	-1
dpqf12_6			NonLin Static	M1	1
dpqf12_6			NonLin Static	M2	-1
dpqf12_6			NonLin Static	UIC	1
dpqf12_6			NonLin Static	qp	1
dpqf12_6			NonLin Static	pt	1
dpqf12_6			NonLin Static	qt	1
dpqf12_7	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_7			NonLin Static	F1	1
dpqf12_7			NonLin Static	F2	1
dpqf12_7			NonLin Static	H1	1
dpqf12_7			NonLin Static	H2	1
dpqf12_7			NonLin Static	M1	1
dpqf12_7			NonLin Static	M2	1
dpqf12_7			NonLin Static	UIC	1
dpqf12_7			NonLin Static	qp	1
dpqf12_7			NonLin Static	pt	1
dpqf12_7			NonLin Static	qt	1
dpqf12_1_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_1_40%			NonLin Static	F1	1
dpqf12_1_40%			NonLin Static	H1	-1
dpqf12_1_40%			NonLin Static	M1	-1
dpqf12_1_40%			NonLin Static	H2	-0.4
dpqf12_1_40%			NonLin Static	F2	0.4
dpqf12_1_40%			NonLin Static	M2	-0.4
dpqf12_1_40%			NonLin Static	qp	1
dpqf12_1_40%			NonLin Static	pt	1
dpqf12_1_40%			NonLin Static	qt	1
dpqf12_2_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_2_40%			NonLin Static	F1	1
dpqf12_2_40%			NonLin Static	F2	0.4
dpqf12_2_40%			NonLin Static	H1	-1

ComboName Text	ComboType Text	AutoDesign Yes/No	CaseType Text	CaseName Text	ScaleFactor Unitless
dpqf12_2_40%			NonLin Static	H2	0.4
dpqf12_2_40%			NonLin Static	M1	-1
dpqf12_2_40%			NonLin Static	M2	0.4
dpqf12_2_40%			NonLin Static	qp	1
dpqf12_2_40%			NonLin Static	pt	1
dpqf12_2_40%			NonLin Static	qt	1
dpqf12_3_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_3_40%			NonLin Static	F1	1
dpqf12_3_40%			NonLin Static	F2	0.4
dpqf12_3_40%			NonLin Static	H1	1
dpqf12_3_40%			NonLin Static	H2	-0.4
dpqf12_3_40%			NonLin Static	M1	1
dpqf12_3_40%			NonLin Static	M2	-0.4
dpqf12_3_40%			NonLin Static	qp	1
dpqf12_3_40%			NonLin Static	pt	1
dpqf12_3_40%			NonLin Static	qt	1
dpqf12_4_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_4_40%			NonLin Static	F1	1
dpqf12_4_40%			NonLin Static	F2	0.4
dpqf12_4_40%			NonLin Static	H1	1
dpqf12_4_40%			NonLin Static	H2	0.4
dpqf12_4_40%			NonLin Static	M1	1
dpqf12_4_40%			NonLin Static	M2	0.4
dpqf12_4_40%			NonLin Static	qp	1
dpqf12_4_40%			NonLin Static	pt	1
dpqf12_4_40%			NonLin Static	qt	1
dpqf12_5_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_5_40%			NonLin Static	F1	1
dpqf12_5_40%			NonLin Static	H1	-1
dpqf12_5_40%			NonLin Static	M1	-1
dpqf12_5_40%			NonLin Static	H2	-0.4
dpqf12_5_40%			NonLin Static	F2	0.4
dpqf12_5_40%			NonLin Static	M2	-0.4
dpqf12_5_40%			NonLin Static	UIC	1
dpqf12_5_40%			NonLin Static	qp	1
dpqf12_5_40%			NonLin Static	pt	1
dpqf12_5_40%			NonLin Static	qt	1
dpqf1f2_6_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	F1	1
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	F2	0.4
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	H1	1
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	H2	-0.4
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	M1	1
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	M2	-0.4
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	UIC	1
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	qp	1
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	pt	1
dpqf1f2_6_40%			NonLin Static	qt	1
dpqf12_7_40%	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_7_40%			NonLin Static	F1	1
dpqf12_7_40%			NonLin Static	F2	0.4
dpqf12_7_40%			NonLin Static	H1	1
dpqf12_7_40%			NonLin Static	H2	0.4
dpqf12_7_40%			NonLin Static	M1	1
dpqf12_7_40%			NonLin Static	M2	0.4
dpqf12_7_40%			NonLin Static	UIC	1
dpqf12_7_40%			NonLin Static	qp	1
dpqf12_7_40%			NonLin Static	pt	1
dpqf12_7_40%			NonLin Static	qt	1
dpqf12_8	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpqf12_8			NonLin Static	F1	0.4
dpqf12_8			NonLin Static	F2	0.4
dpqf12_8			NonLin Static	UIC	1
dpqf12_8			NonLin Static	qp	1
dpqf12_8			NonLin Static	pt	1
dpqf12_8			NonLin Static	qt	1
xpqf12_5_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_5_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_5_09			NonLin Static	H1	-0.2
xpqf12_5_09			NonLin Static	M1	-0.2
xpqf12_5_09			NonLin Static	H2	-0.2
xpqf12_5_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_5_09			NonLin Static	M2	-0.2
xpqf12_5_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_5_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_5_09			NonLin Static	lm_09	1
xpqf12_5_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_5_09			NonLin Static	qt	1
xpqf12_6_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_6_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_6_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_6_09			NonLin Static	H1	0.2
xpqf12_6_09			NonLin Static	H2	-0.2
xpqf12_6_09			NonLin Static	M1	0.2
xpqf12_6_09			NonLin Static	M2	-0.2
xpqf12_6_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_6_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_6_09			NonLin Static	lm_09	1
xpqf12_6_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_6_09			NonLin Static	qt	1
xpqf12_7_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_7_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_7_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_7_09			NonLin Static	H1	0.2
xpqf12_7_09			NonLin Static	H2	0.2
xpqf12_7_09			NonLin Static	M1	0.2
xpqf12_7_09			NonLin Static	M2	0.2
xpqf12_7_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_7_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_7_09			NonLin Static	lm_09	1
xpqf12_7_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_7_09			NonLin Static	qt	1
xpqf12_8_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_8_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_8_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_8_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_8_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_8_09			NonLin Static	lm_09	1
xpqf12_8_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_8_09			NonLin Static	qt	1
xpqf12_5_12	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_5_12			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_5_12			NonLin Static	H1	-0.2
xpqf12_5_12			NonLin Static	M1	-0.2
xpqf12_5_12			NonLin Static	H2	-0.2
xpqf12_5_12			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_5_12			NonLin Static	M2	-0.2
xpqf12_5_12			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_5_12			NonLin Static	qp	1
xpqf12_5_12			NonLin Static	lm_12	1
xpqf12_5_12			NonLin Static	pt	1
xpqf12_5_12			NonLin Static	qt	1
xpqf12_6_12	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_6_12			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_6_12			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_6_12			NonLin Static	H1	0.2
xpqf12_6_12			NonLin Static	H2	-0.2
xpqf12_6_12			NonLin Static	M1	0.2
xpqf12_6_12			NonLin Static	M2	-0.2
xpqf12_6_12			NonLin Static	UIC	0.5

ComboName Text	ComboType Text	AutoDesign Yes/No	CaseType Text	CaseName Text	ScaleFactor Unitless
xpqf12_6_12			NonLin Static	qp	1
xpqf12_6_12			NonLin Static	Im_12	1
xpqf12_6_12			NonLin Static	pt	1
xpqf12_6_12			NonLin Static	qt	1
xpqf12_7_12	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_7_12			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_7_12			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_7_12			NonLin Static	H1	0.2
xpqf12_7_12			NonLin Static	H2	0.2
xpqf12_7_12			NonLin Static	M1	0.2
xpqf12_7_12			NonLin Static	M2	0.2
xpqf12_7_12			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_7_12			NonLin Static	qp	1
xpqf12_7_12			NonLin Static	Im_12	1
xpqf12_7_12			NonLin Static	pt	1
xpqf12_7_12			NonLin Static	qt	1
xpqf12_8_12	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_8_12			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_8_12			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_8_12			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_8_12			NonLin Static	qp	1
xpqf12_8_12			NonLin Static	Im_12	1
xpqf12_8_12			NonLin Static	pt	1
xpqf12_8_12			NonLin Static	qt	1
xpqf12_9_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_9_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_9_09			NonLin Static	H1	-0.2
xpqf12_9_09			NonLin Static	M1	-0.2
xpqf12_9_09			NonLin Static	H2	-0.2
xpqf12_9_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_9_09			NonLin Static	M2	-0.2
xpqf12_9_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_9_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_9_09			NonLin Static	Ic_09	1
xpqf12_9_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_9_09			NonLin Static	qt	1
xpqf12_10_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_10_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_10_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_10_09			NonLin Static	H1	0.2
xpqf12_10_09			NonLin Static	H2	-0.2
xpqf12_10_09			NonLin Static	M1	0.2
xpqf12_10_09			NonLin Static	M2	-0.2
xpqf12_10_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_10_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_10_09			NonLin Static	Ic_09	1
xpqf12_10_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_10_09			NonLin Static	qt	1
xpqf12_11_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_11_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_11_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_11_09			NonLin Static	H1	0.2
xpqf12_11_09			NonLin Static	H2	0.2
xpqf12_11_09			NonLin Static	M1	0.2
xpqf12_11_09			NonLin Static	M2	0.2
xpqf12_11_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_11_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_11_09			NonLin Static	Ic_09	1
xpqf12_11_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_11_09			NonLin Static	qt	1
xpqf12_12_09	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
xpqf12_12_09			NonLin Static	F1	0.2
xpqf12_12_09			NonLin Static	F2	0.2
xpqf12_12_09			NonLin Static	UIC	0.5
xpqf12_12_09			NonLin Static	qp	1
xpqf12_12_09			NonLin Static	Ic_09	1
xpqf12_12_09			NonLin Static	pt	1
xpqf12_12_09			NonLin Static	qt	1
c-ENV	Envelope	No	Response Combo	cpqf12_1	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_1_40%	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_2	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_2_40%	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_3	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_3_40%	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_4	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_4_40%	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_5	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_5_40%	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_6	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_7	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_7_40%	1
c-ENV			Response Combo	cpqf12_8	1
c-ENV			Response Combo	cpqf1f2_6_40%	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_5_09	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_6_09	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_7_09	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_8_09	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_5_12	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_6_12	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_7_12	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_8_12	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_9_09	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_10_09	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_11_09	1
c-ENV			Response Combo	xpqf12_12_09	1
d_Env	Envelope	No	Response Combo	dpqf12	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_1	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_1_40%	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_2	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_2_40%	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_3	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_3_40%	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_4	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_4_40%	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_5	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_5_40%	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_6	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_7	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_7_40%	1
d_Env			Response Combo	dpqf12_8	1
d_Env			Response Combo	dpqf1f2_6_40%	1

Donde:

DEAD: Peso propio.
F1: Carga vertical en cabeza sobre pantalla 12
F2: Carga vertical en cabeza sobre pantalla 09
H1: Carga horizontal en cabeza sobre pantalla 12
H2: Carga horizontal en cabeza sobre pantalla 09
M1: Momento en cabeza sobre pantalla 12
M2: Momento en cabeza sobre pantalla 09
qp: Carga de placas
qt: Empuje horizontal de tierras más rodadura
UIC: Carga de tren
Im_09: Carga de impacto de tren en muro
Im_12: Carga de impacto de tren en muro
Ic_09: Carga de impacto de vehículo en muro

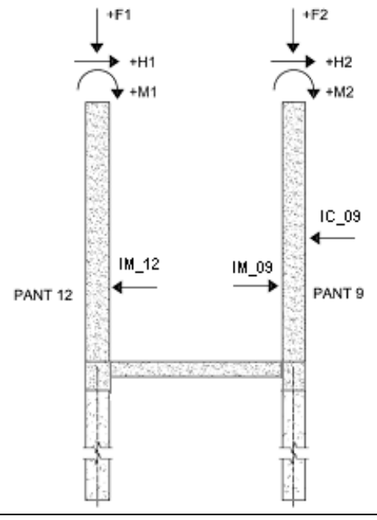


Figura 11: Esquema con las cargas de cubierta de los muros en su sentido positivo

9.4 Datos input para el programa

9.4.1 Arriostramiento en cabeza de muros

El arriostramiento lateral producido por la cubierta en la cabeza de los muros se realiza mediante la conexión de la losa de compresión (canto considerado 0.20m) de la cubierta en el apoyo sobre los muros. Por ello en el modelo con cubierta se introduce una rigidez en la cabeza de los muros mediante un "line spring" aplicada en la barra (frame) de introducción de cargas, la cual no tiene propiedades mecánicas por lo que no absorbe esfuerzos.

K= EA/L = (27000N/mm² · (0.20m·1.00m))/7m = 771428.6 kN/m

9.4.2 Losa de cimentación

El apoyo de la losa de cimentación sobre el estrato Qr2 a la cota +13.00m se ha modelizado mediante un muelle superficial "area spring" con una rigidez igual a Kv_{Qr2}= 3600kN/m³ rigidez calculada a partir del coeficiente de balasto vertical del estrato de apoyo $Kv30_{Qr2}$ = 30000kN/m³ que se indica en el proyecto original:

K' = $Kv30_{Qr2}$ · (0.30/b) = 748.22kN/m³
Kv_{Qr2} = 2/3K' · (1+b/2l) = 3441.81kN/m³ donde b y l son las dimensiones de la solera

9.4.3 Pilotes

El apoyo de los pilotes en el terreno se ha modelizado mediante muelles con una rigidez igual al coeficiente de balasto horizontal de los estratos Qr2 y Qr3 obtenidos del proyecto inicial y que se indican a continuación:

Rigidez Horizontal

Diámetro del pilote Φ = 1.00m aplicación mediante "line spring" en las dos direcciones x e y.

kh_{Qr2}= 1.800T/m³ ≈ 18.000 kN/m³ Por unidad de longitud
kh_{Qr3}= 5.400T/m³ ≈ 54.000 kN/m³ Por unidad de longitud

Rigidez Vertical

Para el apoyo vertical de los pilotes en el terreno, se ha estudiado la rigidez del apoyo elástico según el apartado *5.13.1 Deformabilidad del pilote individual* de la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*:

Proyecto: "AVE Sagrera" ***Pantalla 9-12***

COMPROBACIÓN DE LOS PILOTES

Geometria

$D := 1m$	$D = 1.00\ m$	Diámetro del pilote
$L := 18.00m$		Longitud del pilote

Cálculo de las resistencia por fuste y por punta

$z := 0,1m..16m$	Profundidad del pilote	
$l_1 := 10.00m$	Estrato Qr2	
$l_2 := 8.00m$	Estrato Qr3	
$A_p := \pi \cdot \frac{D^2}{4}$	$A_p = 7853.98\ cm^2$	Área del pilote equivalente
$L_{tot} := l_1 + l_2$	$L_{tot} = 18.00\ m$	Longitud total
$q_{f1} := 16.87 \frac{kN}{m^2}$	Resistencia por fuste del estrato Qr2	
$A_{L1} := \pi \cdot D \cdot l_1$	$A_{L1} = 31.42\ m^2$	Área del pilote en contacto con el estrato Qr2
$Q_{f1} := q_{f1} \cdot A_{L1}$	$Q_{f1} = 529.99\ kN$	Resistencia por fuste del pilote en el estrato Qr2
$q_{f2} := 37.28 \frac{kN}{m^2}$	Resistencia por fuste del estrato Qr3	
$A_{L2} := (\pi \cdot D) \cdot l_2$	$A_{L2} = 25.13\ m^2$	Área del pilote en contacto con el estrato Qr3
$Q_{f2} := q_{f2} \cdot A_{L2}$	$Q_{f2} = 936.95\ kN$	Resistencia por fuste del pilote en el estrato Qr3
$Q_f := Q_{f1} + Q_{f2}$	$Q_f = 1466.94\ kN$	Resistencia por fuste del pilote
$q_{p2} := 1542.13 \frac{kN}{m^2}$	Resistencia por punta del estrato Qr3	
$Q_p := A_p \cdot q_{p2}$	$Q_p = 1211.19\ kN$	Resistencia por punta calculada
$Q_h := Q_f + Q_p$	$Q_h = 2678.12\ kN$	Resistencia al hundimiento

Deformabilidad vertical del micropilote individual

$K_{vf} := \frac{1}{\frac{D}{40 \cdot Q_f}}$	$K_{vf} = 58677.41 \frac{kN}{m}$	Rigidez vertical considerando el fuste del pilote aislado
$K_{vp} := \frac{1}{\frac{D}{40 \cdot Q_p}}$	$K_{vp} = 48447.44 \frac{kN}{m}$	Rigidez vertical considerando la punta del pilote aislado
$K_{vh} := \frac{1}{\frac{D}{40 \cdot Q_h}}$	$K_{vh} = 107124.85 \frac{kN}{m}$	Rigidez vertical total del pilote aislado
	$\frac{K_{vf}}{L_{tot}} = 3259.86 \frac{1}{m} \frac{kN}{m}$	Valor a considerar en el line Spring

La resistencia por fuste del pilote se ha introducido mediante un muelle superficial vertical (area spring). La

rigidez de este muelle se ha calculado a partir de la resistencia por fuste de los estratos Qr2 y Qr3 obtenidos del proyecto inicial tal como se ha indicado anteriormente. Se realiza el cálculo de la resistencia por fuste total considerando las longitudes de cada uno de los estratos, para simplificar su aplicación se divide por toda la longitud por lo que el valor a aplicar en cada posición del pilote será la misma.

kv_{fuste} = 3259.9kN/m Por unidad de longitud

La resistencia por punta del pilote se ha introducido mediante un muelle en la parte inferior del pilote (spring). La rigidez de este muelle se ha calculado a partir de la resistencia por punta del estrato Qr3 obtenido del proyecto inicial tal como se ha indicado anteriormente.

kv_{punta} = 48447.4/m En un punto (spring)

9.4.4 Restricciones en los pilotes

En la cabeza se ha realizado una “constrain” en todos los puntos de las “shells” que componen el pilote en cabeza y los puntos de la losa que representan el área del pilote (Φ=1m).

Figura 12: Visualización de la aplicación de los “constrains” en cabeza.

10. RESULTADOS PLAXIS

A continuación se adjuntan los diagramas donde se muestran los incrementos de deformaciones que resultan significativos para la funcionalidad de la estructura:

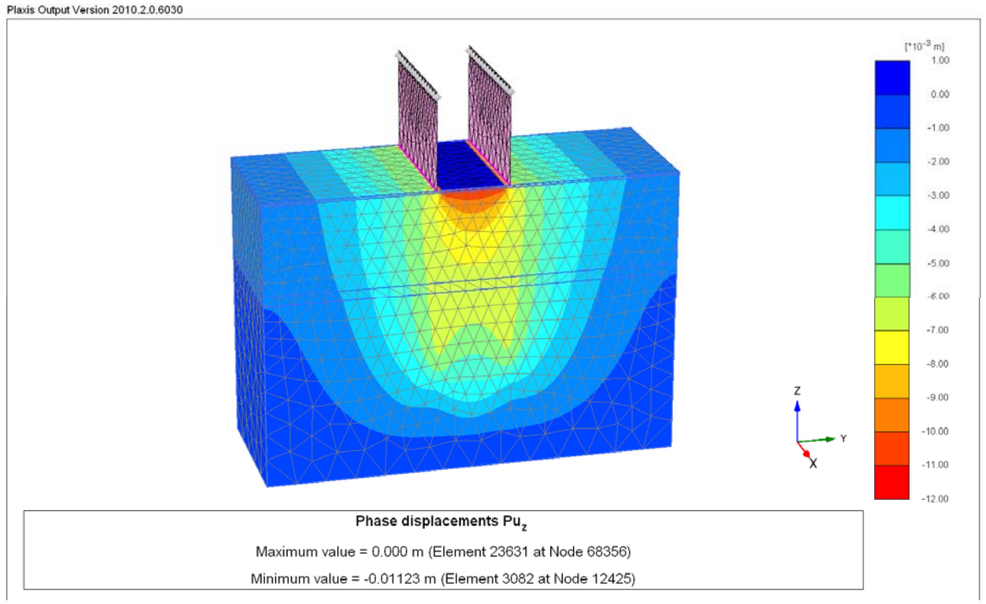


Figura 13: Δdeformada vertical instantánea en la fase 3 ejecución de la losa de cimentación y muros. δmax=-11.23mm PLAXIS 3D.

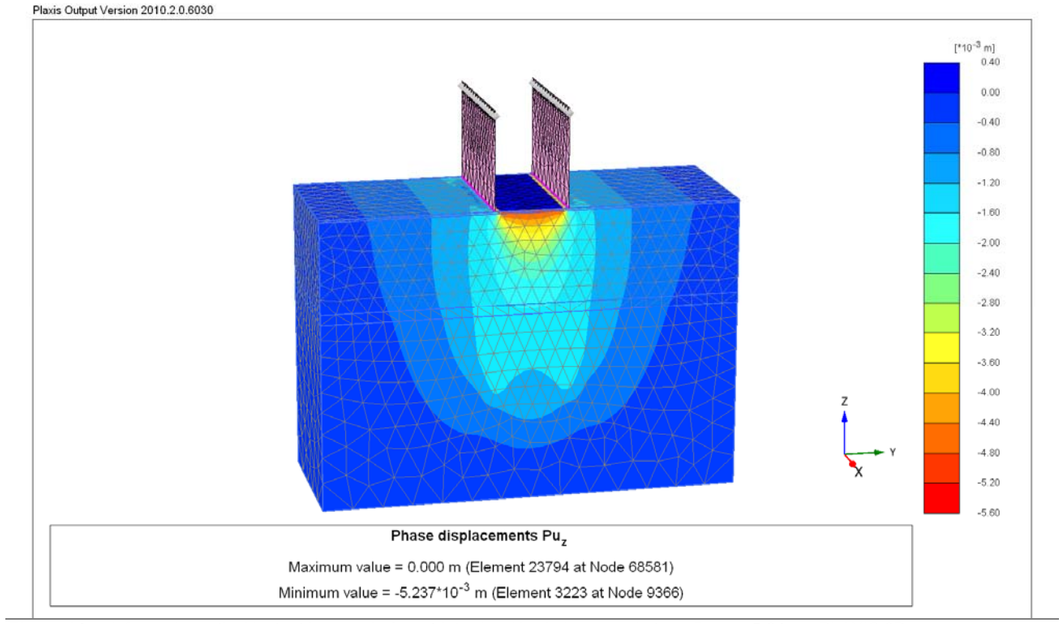


Figura 14: Δdeformada vertical instantánea en la fase 4 introducción de la carga de tren. δmax=-5.24mm PLAXIS 3D.

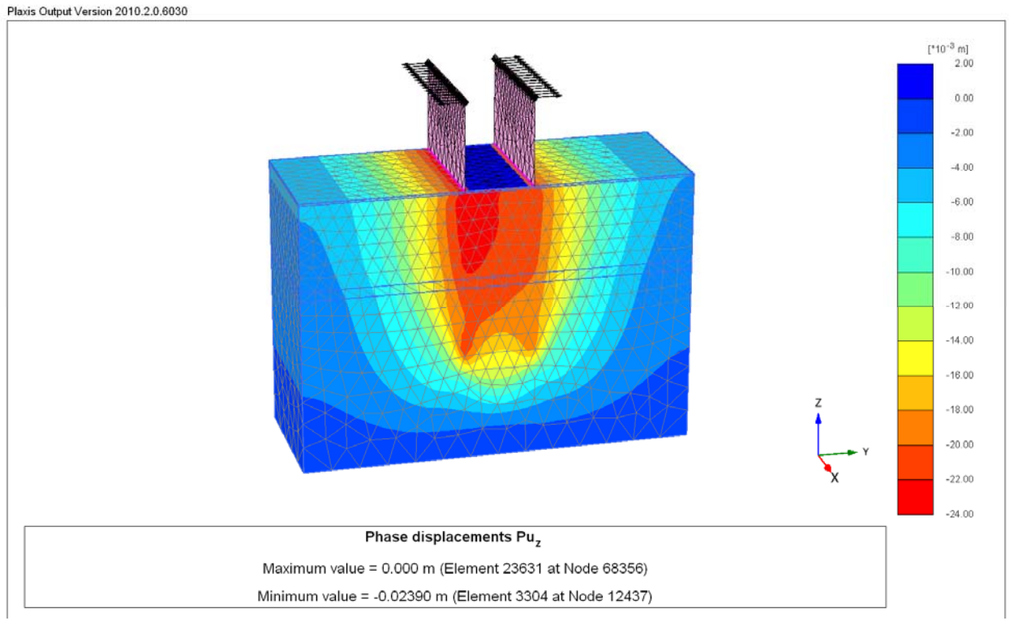


Figura 15: Δdeformada vertical instantánea en la fase 5 introducción de la carga de cubierta. δmax=23.90mm PLAXIS 3D.

Como se observa en los gráficos adjuntos ninguna fase de carga supera los 25mm de asiento. Las máximas deflexiones longitudinales obtenidas para la solera son la siguiente:

- Caso carga tren:

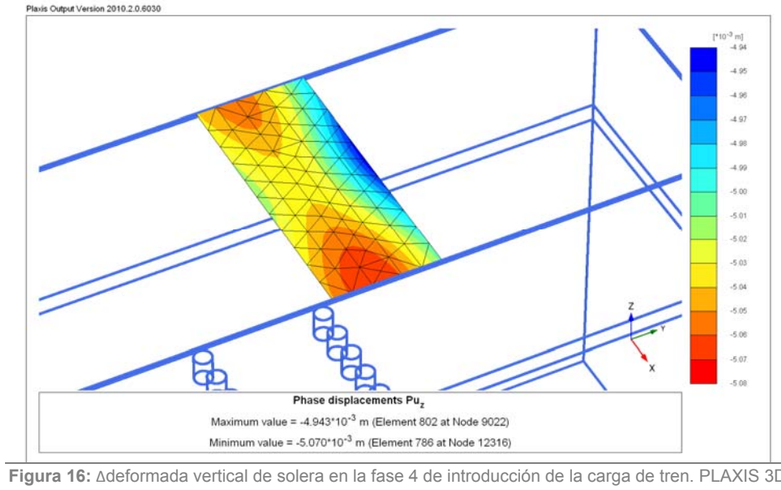


Figura 16: Δdeformada vertical de solera en la fase 4 de introducción de la carga de tren. PLAXIS 3D.

Deflexión máxima longitudinal:
δ= 0.027mm/m

- Caso carga cubierta:

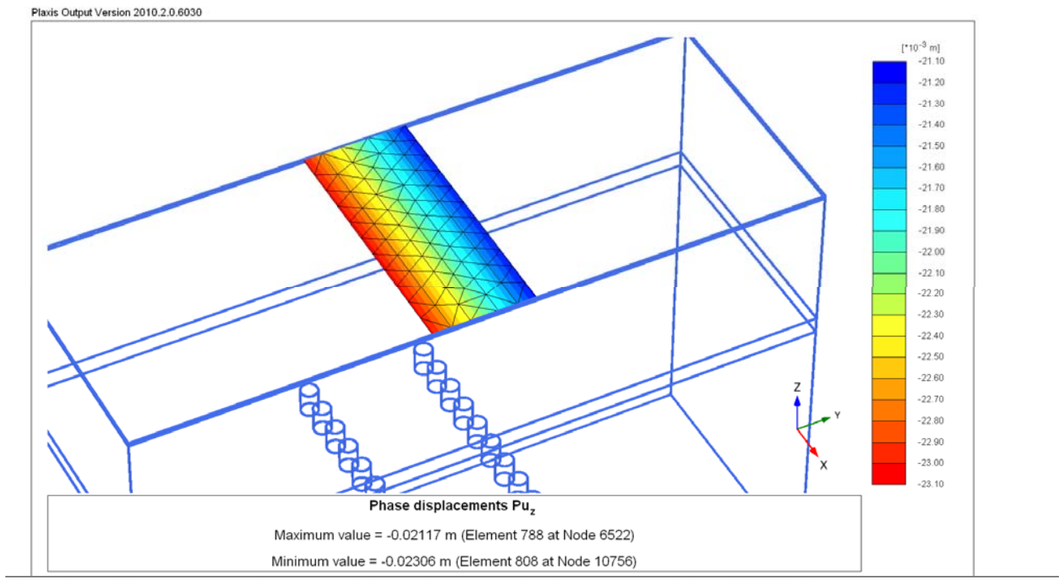


Figura 17: Δdeformada vertical de solera en la fase 5 de introducción de la carga de cubierta. PLAXIS 3D.

Deflexión máxima transversal:
δ= 0.37mm/m

Como se observa se cumple el limite indicado por la Norma IAPF sobre el alabeo máximo de 1mm/m entre dos secciones de la solera.

Se recuerda que las cargas de las cubiertas que forman la urbanización superior, cuyos valores fueron proporcionados por la Dirección de Obra, incluyen tanto cargas permanentes como sobrecargas de uso.

Los asientos obtenidos se consideran del lado de la seguridad dado que los módulos del terreno usados en el cálculo son generalmente menores que los reales.

11. RESULTADOS SAP

A continuación se adjuntan los diagramas de esfuerzos obtenidos en cada elemento estructural:

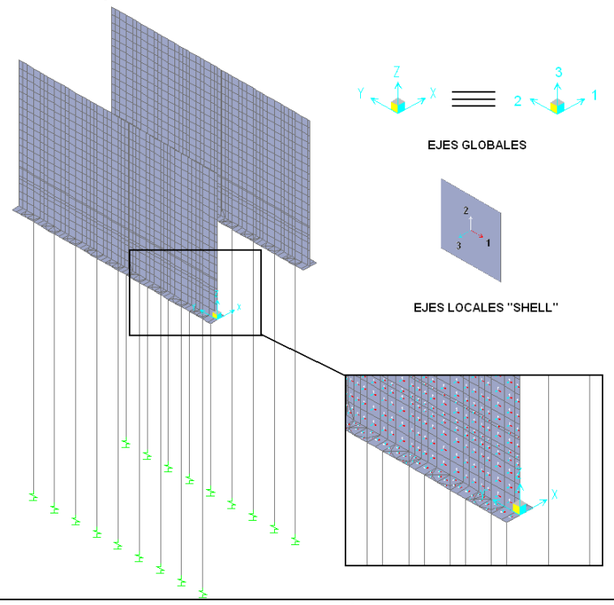


Figura 18: Definición de los ejes globales y locales para cada uno de los diferentes elementos de la estructura. SAP2000

Muros recrecidos e=0.8

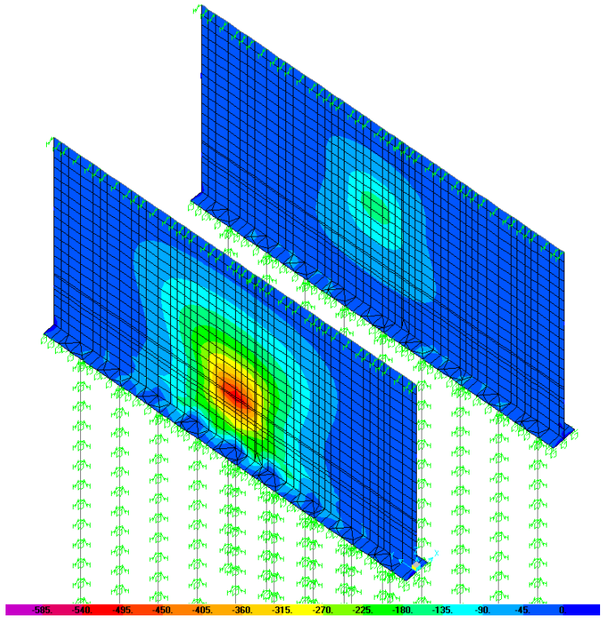


Figura 19: Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en kNm muro SAP2000

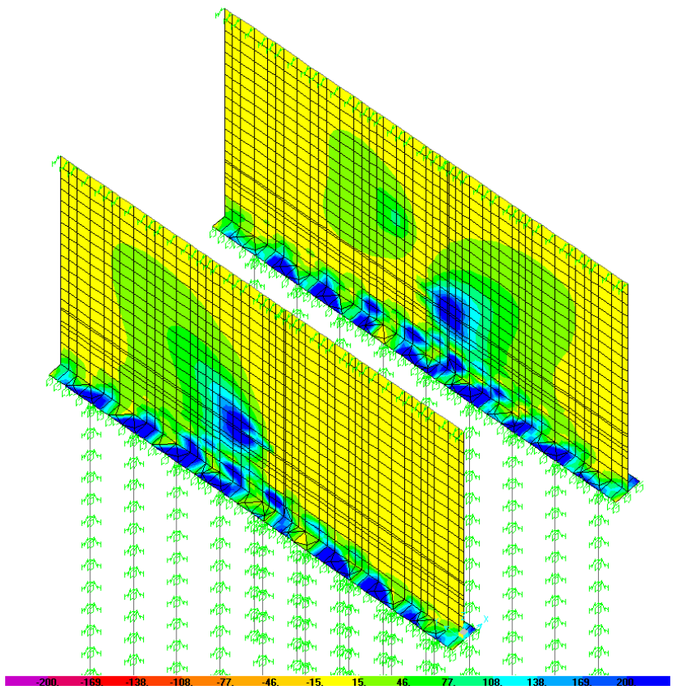


Figura 20: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en kNm muro SAP2000

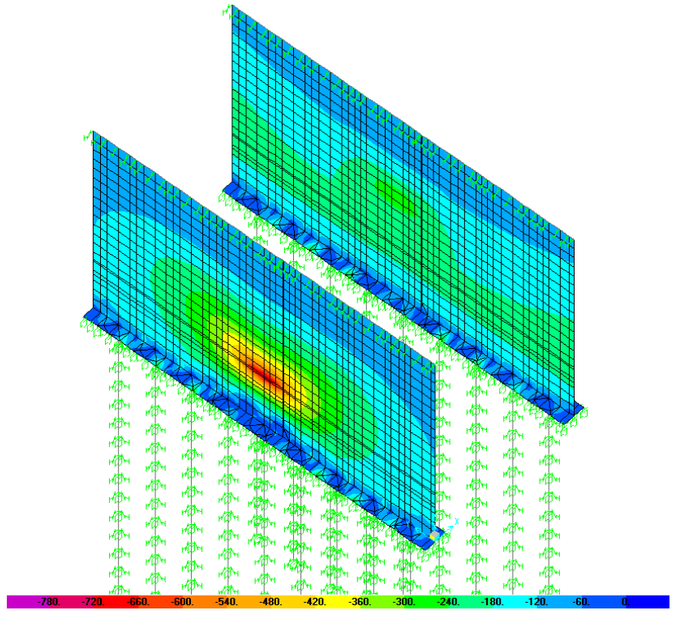


Figura 21: Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en kNm muro SAP2000

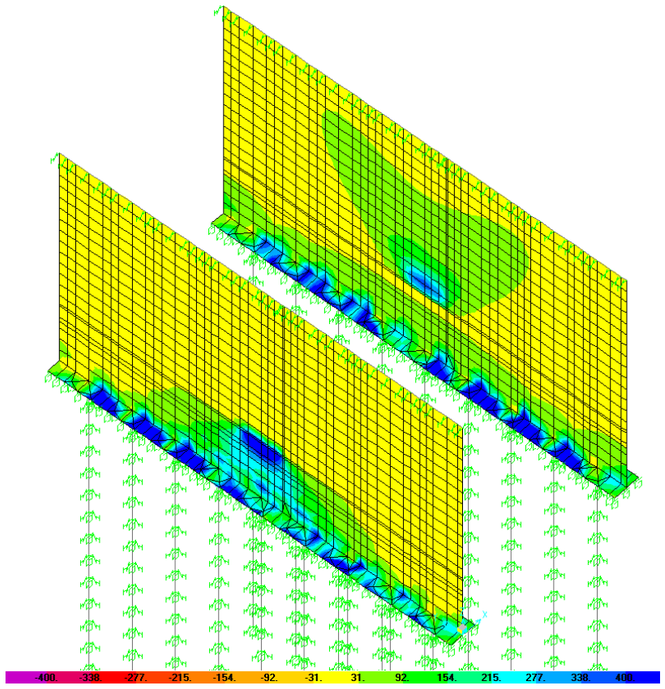


Figura 22: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en kN muro SAP2000

Resumen de los esfuerzos máximos en los muros (envolvente de los dos modelos con y sin cubierta) y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md11+	10d16/m	+530	631.6
Md11-	10d16/m	-500	631.6
Md22+	8d20/m	+630	783
Md22-	8d20/m	-750	783

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk11+	10d16/m	+15	0.0
Mk11-	10d16/m	-15	0.0
Mk22+	8d20/m	+70	0.0
Mk22-	8d20/m	-130	0.0

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd	1rd10/0.25x0.2m	640	652

*El armado a cortante sólo se dispone hasta 3.5m de altura desde el arranque del muro en la solera de cimentación.

Pilotes Φ1.0m/1.60m

A continuación se muestran las envolventes de esfuerzos en los pilotes centrales como pilotes más representativos del modelo.

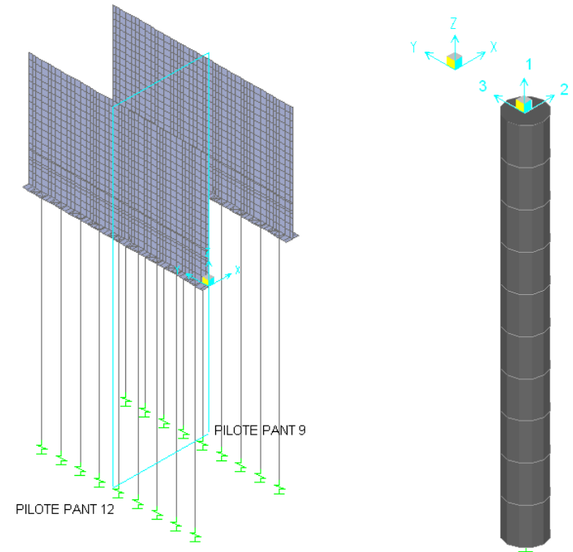


Figura 23: Esquema indicativo con los pilotes estudiados y ejes locales del pilote

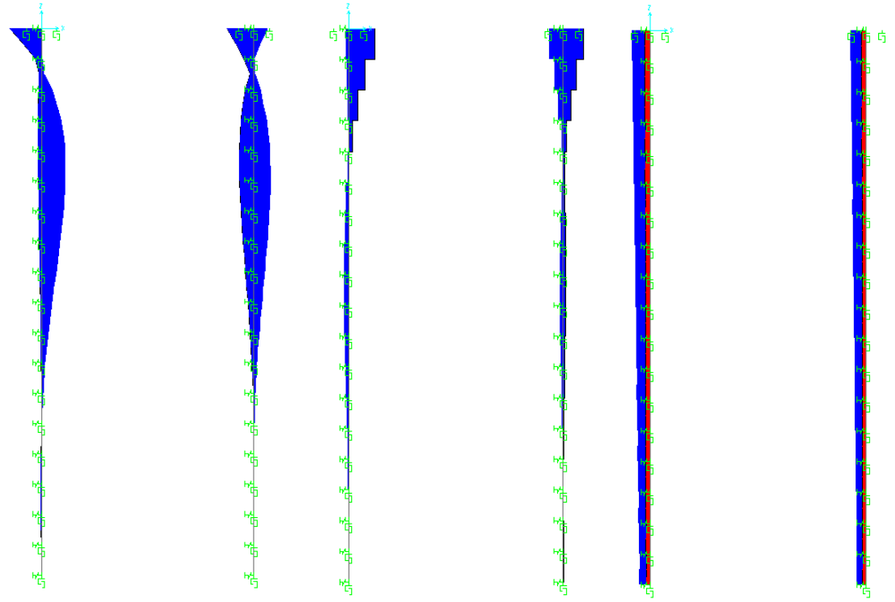


Figura 24: Envolvente de momentos flectores M3, cortantes V2 y axiles mayorados pilotes centrales modelo con cubierta. SAP2000

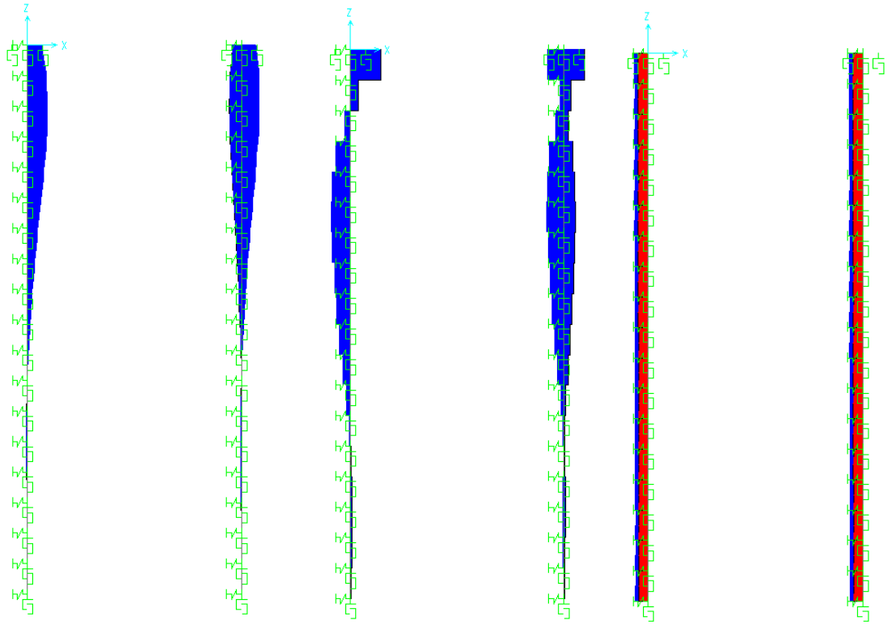


Figura 25: Envolvente de momentos flectores M3, cortantes V2 y axiles mayorados pilotes centrales modelo sin cubierta. SAP2000

Resumen de los esfuerzos máximos en los pilotes y armado dispuesto, los esfuerzos considerados para el dimensionado de los pilotes son los mayores de los dos modelos SAP Y PLAXIS 3D.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN PILOTE ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Valor**	**Coef. seg**
Ndmin	-	321kN	1.21
Md2	14d20	675kNm	

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN PILOTE ELS fis			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Valor**	**Wk**
Nkmin	-	321kN	0.0
Mk2	14d20	269kNm	

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE PILOTE			
Esfuerzo	**Armado Nº cercos**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Qd3	1c.12/0.3	165	406

12. PLACA POSTE FEEDERS

En fase provisional, antes de la colocación de las cubiertas, se colocaran dos postes de feeders espaciados entre sí de 10.0m en el muro que ocupa la posición de la pantalla 12. Las cargas sin mayorar que transmite cada apoyo del pórtico al muro son las siguientes:

- Tiro feeders: 3 feedersx3.28kN = 9.8kN
- Momento feeders: 9.8kN x 5.7m(altura pórtico) = 56kNm

Como se observa las cargas son inferiores a las cargas ya indicadas para las cubiertas en fase definitiva haciendo innecesaria la comprobación del muro al ser una situación de carga más favorable.

Se procede a dimensionar una placa de reparto con los anclajes al muro para el apoyo del pórtico feeders (ver anejo adjunto):

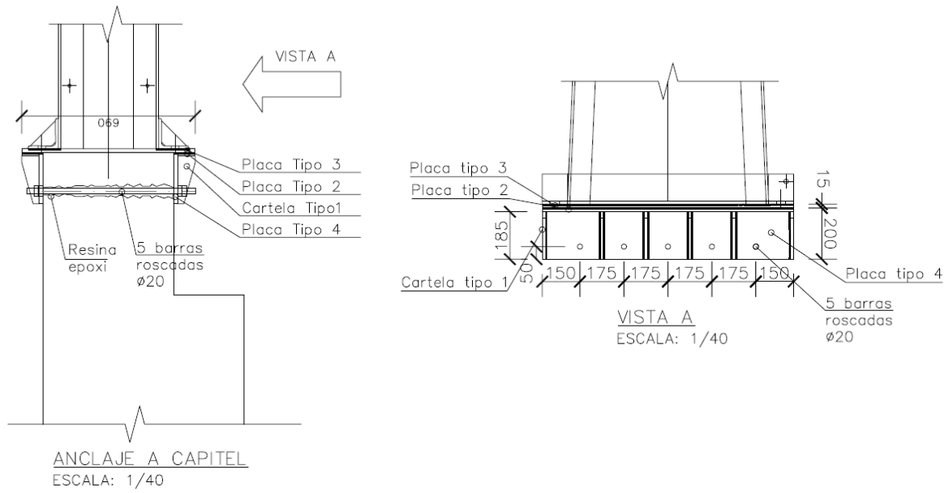


Figura 26: Placa de apoyo para el pórtico feeders en coronación del muro 7 recrecido sobre pantalla 12.

13. CONCLUSIONES

Se ha dimensionado una cimentación profunda compuesta por dos líneas de pilotes de diámetro 1.0m y 17.5m de longitud para transmitir la carga al terreno proveniente de las cubiertas de la futura urbanización en la zona de proyecto original de las pantallas 9 y 12.

La longitud de los pilotes permite atravesar los niveles de terreno más deformable y cimentar los muros de apoyo de las cubiertas reduciendo las deformaciones del terreno.

En el análisis por medio del programa PLAXIS se obtienen deformaciones máxima del conjunto pilotes muro bajo la carga de cubierta de 23.90mm, valor que consideramos admisible para las estructuras isostáticas de las losas de cubierta.

Los muros que cementan en los pilotes de 0.80m de espesor, el espesor queda definido por la necesitadse geométricas de proyecto original, se han diseñado para transmitir la carga de las cubiertas a los pilotes y para resistir a eventuales choques de tren contra ellos; además el muro ubicado en la posición de la pantalla 9 de proyecto original se ha proyectado para permitir el desnivel entre la cota de vías de tren y cota del vial segregado lado mar. Se ha considerado que este muro pueda sufrir un choque de vehiculo.

Las deformaciones de la solera del tren tanto para el caso de paso de tren como para el caso de aplicación de carga de muros, con consecuente deformación del terreno bajo la solera, entran dentro de los límites permitidos por la Norma IAPF.

Los cálculos demuestran que la sustitución de las pantallas 9 y 12 de proyecto original por los pilotes y muros propuestos es viable.

En los anejos se muestran los cálculos realizados.

En los planos se muestran los armados de las estructuras.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Febrero de 2011

PROYECTO: **817 AVE SAGRERA-TRINIDAD**
Memoria de cálculo de la solera entre las pantallas tipo 9 y 12 del proyecto original.

1. ANTECEDENTES

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

4. MÉTODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

5. NORMATIVA APLICADA

6. MATERIALES

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

8. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SAP

9. RESULTADOS SAP

10. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: ENERO 2011
Nombre de la obra: SUSTITUCIÓN PANTALLAS 9 Y 12

Dentro de las obras que configuran la llegada de la alta velocidad ferroviaria a Barcelona en el tramo Sagrera - Nus de la Trinitat se han proyectado dos pantallas denominadas tipo 9 y 12 que tienen la función, en fase definitiva, de servir de cimentación de dos muros recrecidos 8 y 7 respectivamente que a su vez recogen la estructura de cubierta de la futura urbanización del sector Sagrera.

Entre dichos muros recrecidos 8 y 7 se propone realizar una solera apoyada de 0,4metros de canto sobre el terreno, de este modo no se conserva el anterior estudio que se proponía una cimentación mixta formada por una solera de cimentación superficial y dos líneas de pilotes, debido que actualmente se propone que la solera trabaje por separado de los muros recrecidos y los pilotes, por lo tanto la solera no irá anclada.

Por lo tanto el objeto del presente informe es justificar la viabilidad técnica de este cambio estructural.

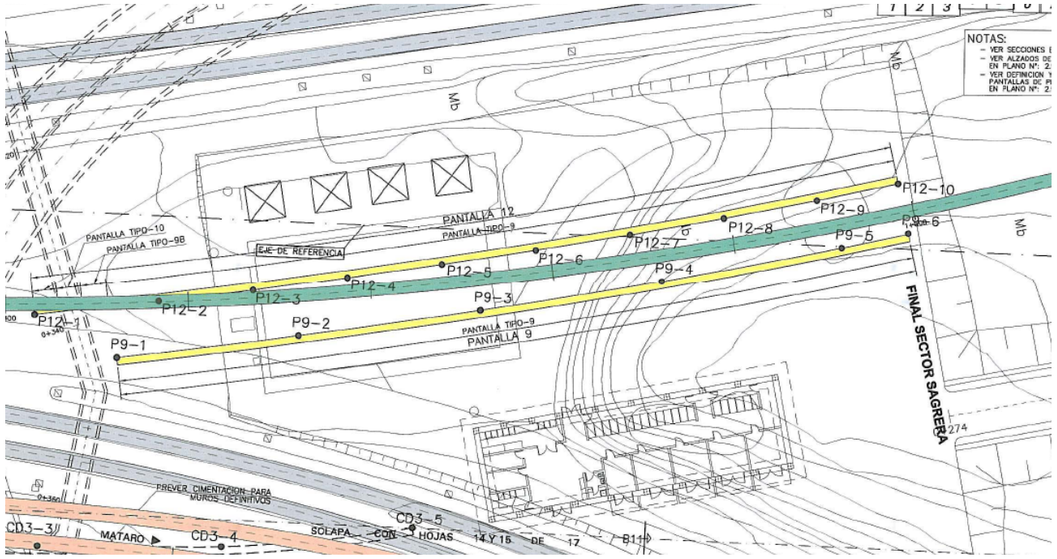


Figura 1: Planta general de las pantallas tipo 9 y tipo 12 y el trazado de la vía.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

Se propone la sustitución de las pantallas 9 y 12 como elementos de cimentación de los muros recrecidos 7 y 8 por una solera de 0.4m de canto que se apoya en el terreno a una cota variable entre +13.25m y +11.57m con dos líneas de pilotes situadas por debajo de los muros y atados en cabeza con una viga de atado.

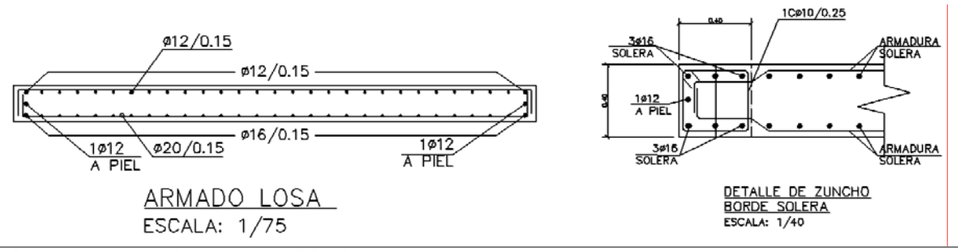


Figura 2: Armadura propuesta para losa de 0,4metros de canto

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Para el estudio de la nueva solera, se ha considerado los valores estudiados por la UPC en el informe "Recomendaciones para el análisis estructural de las soleras de los viales de ferrocarril sin anclaje a los muros".

Mientras que la estratigrafía encontrada en el sondeo S-11 como estratigrafía más representativa de los depósitos encontrados en el sector Sant Andreu y más desfavorable que el sondeo S-10 ya que la litología del sondeo S-11 presenta estratos de terreno con peores características geotécnicas.

Litología sondeo 11	Cotas	γ (t/m³)	C' (t/m²)	φ	Kh (t/m³)	Kv (t/m³)	Qfuste t/m²	Qpunta t/m²
1) RU	De +21.40m hasta +14.80m	2.00	0.00	28.0º	1500	1500	-	-
1) Qb1	De +14.80m hasta +12.65m	2.10	1.50	28.0º	1050	2500	1.20	16.4
2) Qr2	De +12.65m hasta +0.20m	2.10	0.50	32.5º	1800	3000	1.72	87.0
3) Qr3	De +0.20m hasta -10.60m	2.20	0.00	35.0º	5400	6000	3.80	157.2
4) P	De -10.60m hasta fin sondeo	2.05	3.50	25.5º	6000	6000	3.16	40.3

Nivel freático: +5.00m. Por debajo de nivel freático se desprecia la cohesión de los materiales.

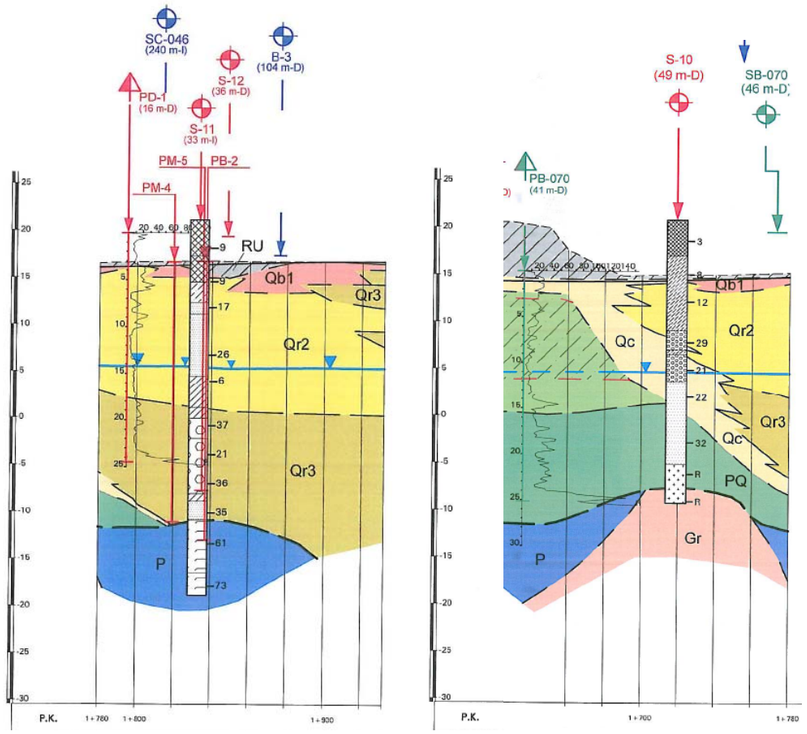


Figura 3: corte geológico considerado sondeo 11 y sondeo 10.

Por lo tanto los coeficientes a considerar han sido los estudiados por la UPC “Recomendaciones para el análisis estructural de las soleras de los viales de ferrocarril sin anclajes a los muros”.

4. METODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

Para el estudio de la losa se han realizados dos modelos de elementos finitos:

- **Estudio A:** El estudio de la losa cuando la vía está conformada por balastos, en el mismo estudio se han realizado la comprobación que la vía esté en el eje de la losa y en el extremo de la losa, debido que el recorrido de la vía como se ha observado anteriormente donde el trazado pasa tanto por el eje de la losa como por el extremo, de este modo obtenemos los esfuerzos mas desfavorables de los dos casos.

- **Estudio B:** El estudio de la losa cuando la vía está conformada con placa, en el mismo estudio se han realizado la comprobación que la vía esté en el eje de la losa y en el extremo de la losa, debido que el recorrido de la vía como se ha observado anteriormente donde el trazado pasa tanto por el eje de la losa como por el extremo, de este modo obtenemos los esfuerzos mas desfavorables de los dos casos.

5. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-98.
	Guía de cimentaciones en obras de carretera GCOC
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-98
	Eurocódigos.
	Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF
	Instrucción de acciones a considerar en puentes de carretera IAP

6. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón en pantallas.....HA-25 (fck = 25 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en las pantallas.....B 500 S (fyk = 500 N/mm²)

Para la comprobación de las fisuras se ha considerado el mismo tipo de ambiente que lo indicado en proyecto original para esta zona es decir IIa

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

En situación persistente o transitoria

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales…….1
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales concomitantes*.....0.5 y 0.2
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes y variable…….....1.44**

8. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SAP

8.1 Descripción general

Se han elaborado dos modelos de elementos finitos con el programa SAP 2000 de la solera apoyada directamente en el terreno: un modelo corresponde a la circulación de trenes sobre plataforma ferroviaria en balasto y el otro modelo corresponde a la circulación sobre placa de hormigón. Se ha modelizado 15m de solera con elementos lámina "shell" de 0.4m de canto debidamente discretizados. A estos elementos shells se ha anulado el producto de inercia en dirección combinada 1-2 provocando que los esfuerzos sean únicamente en las direcciones principales.

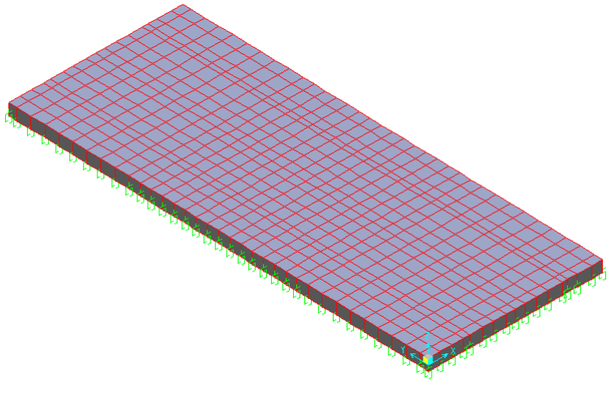


Figura 4: Perspectiva 3D del modelo SAP.

En general, siguiendo las *"recomendaciones para el análisis estructural de las soleras de los viales de ferrocarril sin anclaje a los muros"* emitida por la UPC la deflexión máxima admisible será de 1mm/m de

La fisuración máxima en los diferentes elementos estructurales no será superior a 0.30mm correspondiente a una ambiente de exposición IIa.

8.2 Descripción cargas

Se han considerado las siguientes cargas
:

- **DEAD:** peso propio, se considera un peso específico del hormigón de 25kN/m^3
- **qp:** peso propio de la placa más carriles y traviesas, se considera una carga de 18kN/m^2
- **qb:** peso propio de la capa de balasto más vías y traviesas, se considera una carga de 11.45kN/m^2 de acuerdo según la estimación realizada en el informe "*Recálculo de la solera tipo vía múltiple AC según recomendaciones UPC"*:
- **scu:** para la sobrecarga de tipo no ferroviario se considera una carga vertical uniforme de 5kN/m^2.
- **Sobrecarga tráfico ferroviario UIC:** se considera el carro UIC71, mayorado con los coeficientes de clasificación α = 1.21 y de impacto φ= 1.0 El reparto de las cargas del carro de la UIC sobre la losa se realiza en función de si las vías transcurren sobre placa (modelo 1) o sobre balasto (modelo 2) tal y como se indica en la siguiente imagen adjuntas y de acuerdo con las *"recomendaciones para el análisis estructural de las soleras de los viales de ferrocarril sin anclaje a los muros"*.

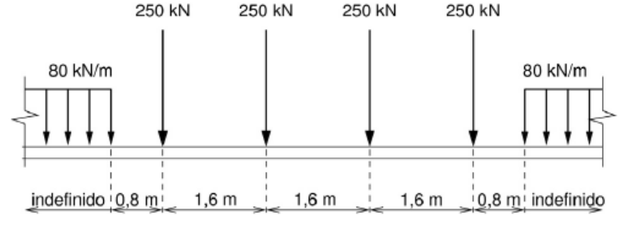


Figura 5: Tren de cargas verticales UIC71 según la instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril.

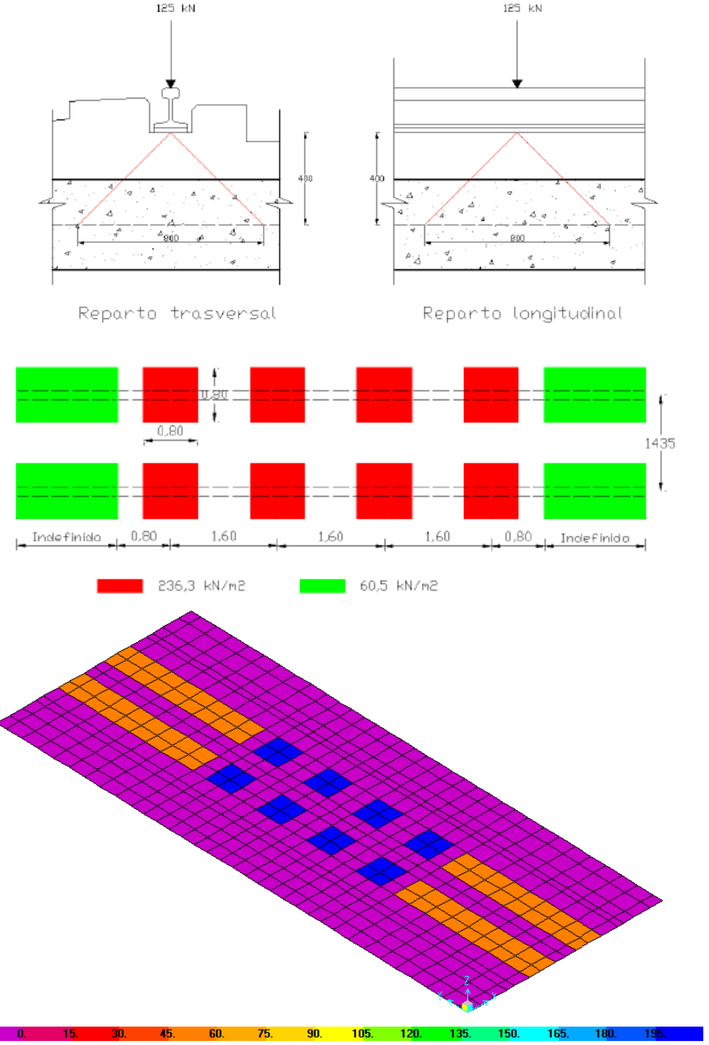


Figura 6: Área de reparto de la carga del carro de la UIC en placa. Cargas aplicadas en el modelo sin mayorar por α = 1.2 (modelo1)

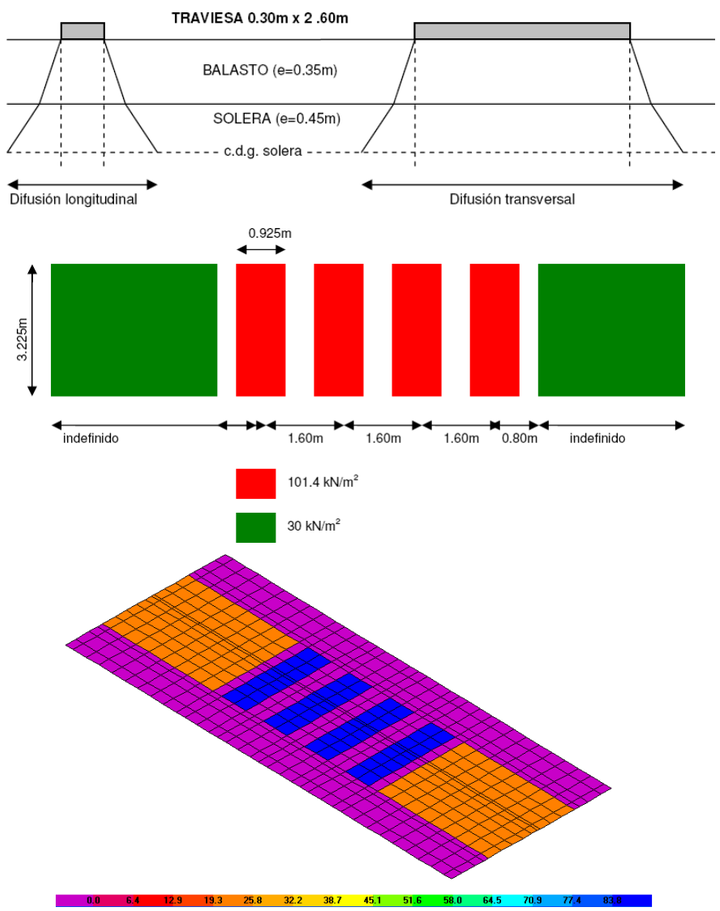


Figura 7: Área de reparto de la carga del carro de la UIC en plataforma de balasto. Cargas aplicadas en el modelo sin mayorar por α = 1.21 (modelo 2)

Dado que el trazado de la vía no discurre siempre por el eje de la solera se han considerado dos casos de carga: carro de la UIC aplicado en el eje de la solera y aplicado en un extremo, ver imagen adjunta

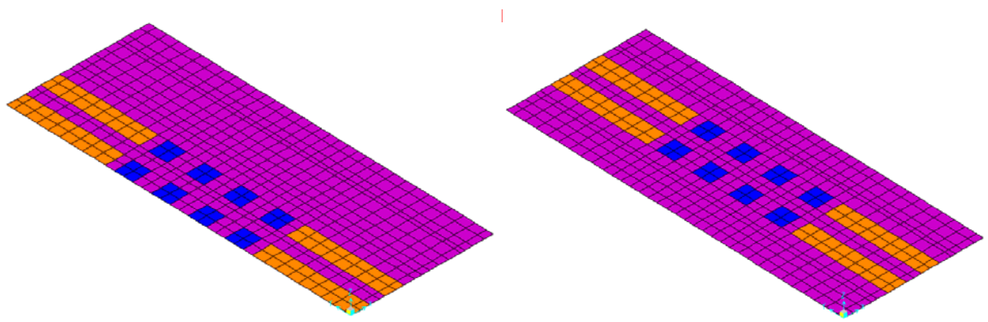


Figura 8: Carga del tren aplicado en el eje del losa y en un extremo, considerado en placa.

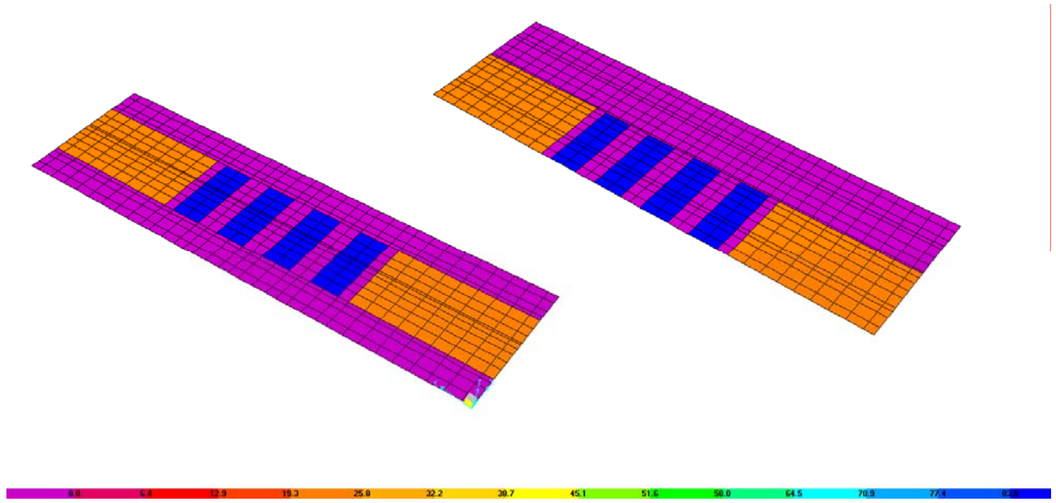


Figura 9: Carga del tren aplicado en el eje del losa y en un extremo, considerado en balasto.

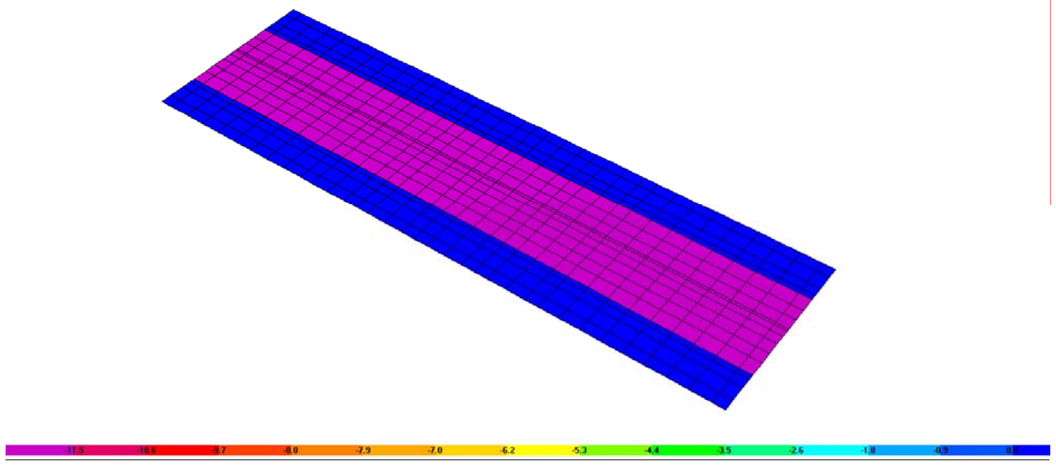


Figura 10: Carga debido peso propio de la capa de balasto más vías y traviesas aplicado en el eje de la losa (11.45kN/m2).

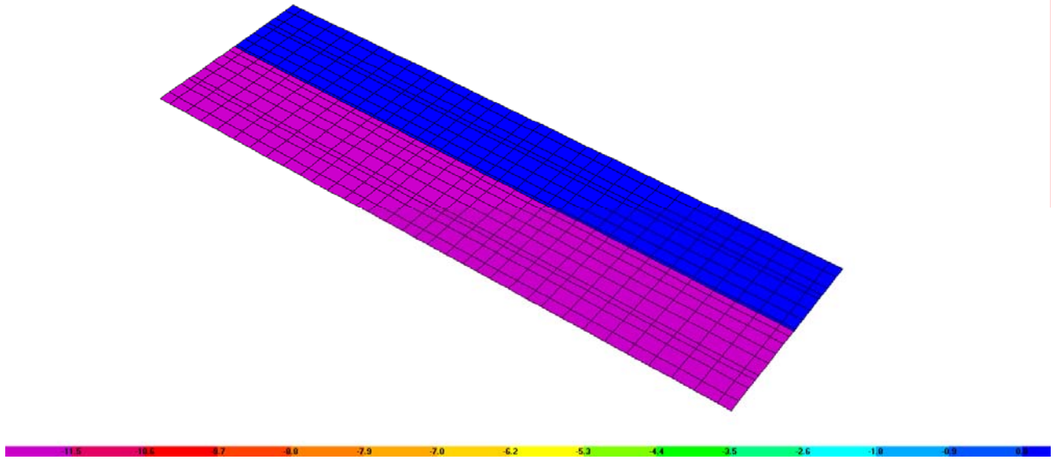


Figura 11: Carga debido peso propio de la capa de balasto más vías y traviesas aplicado en el extremo de la losa (11.45kN/m2).

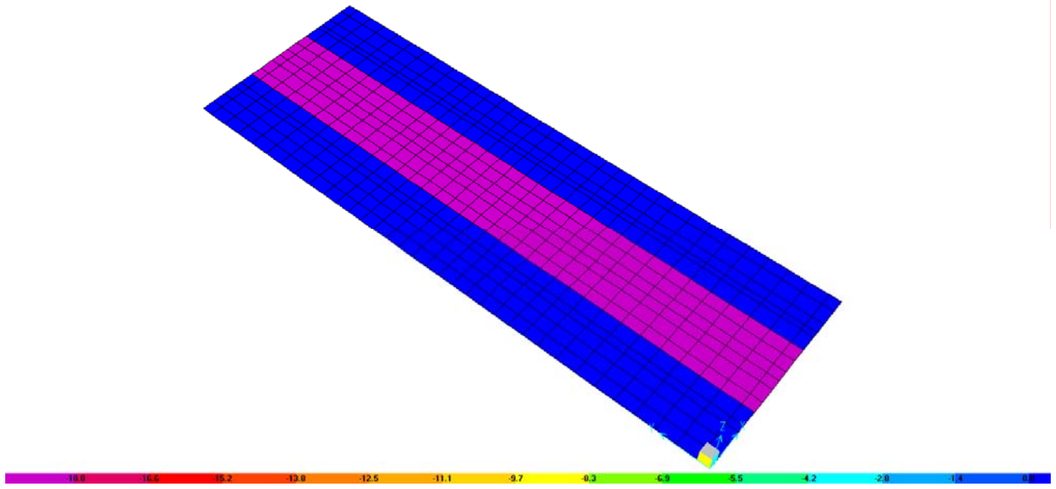


Figura 12: Carga debido peso propio de la placa más carriles y traviesas aplicado en el eje de la losa (18 kN/m2).

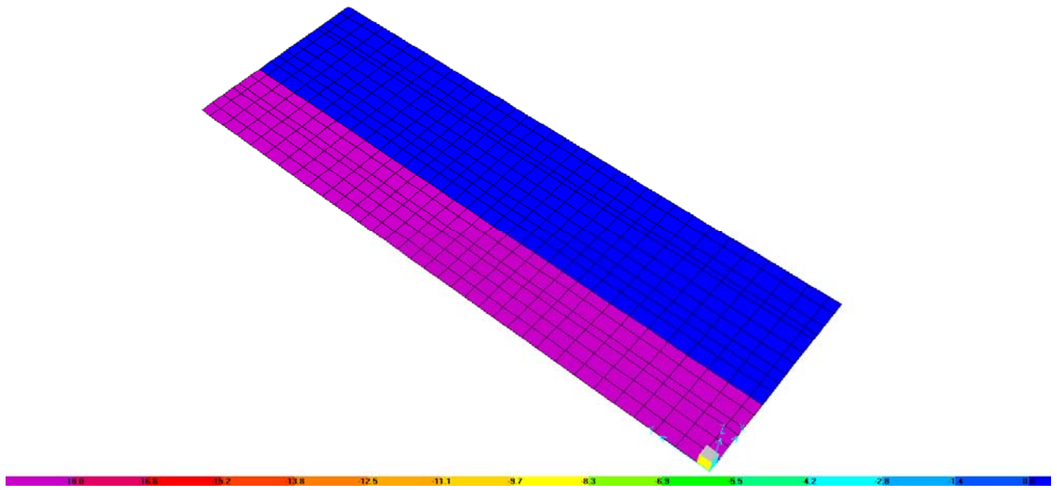


Figura 13: Carga debido peso propio de la placa más carriles y traviesas aplicado en el extremo de la losa (18 kN/m2).

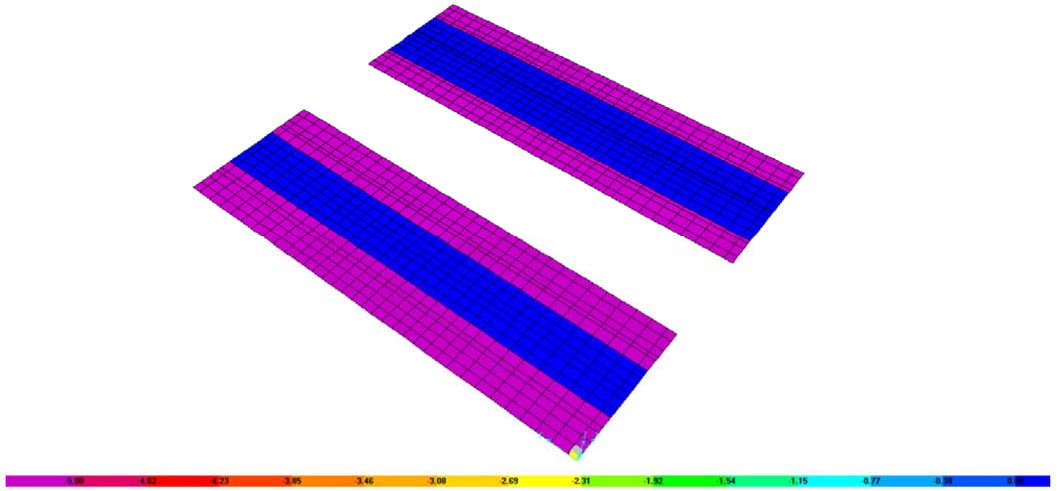


Figura 14: Sobrecarga de tipo no ferroviario aplicado cuando el tren pasa por el centro de la losa (5 kN/m2, derecha debido a placa e izquierda debido a balasto)).

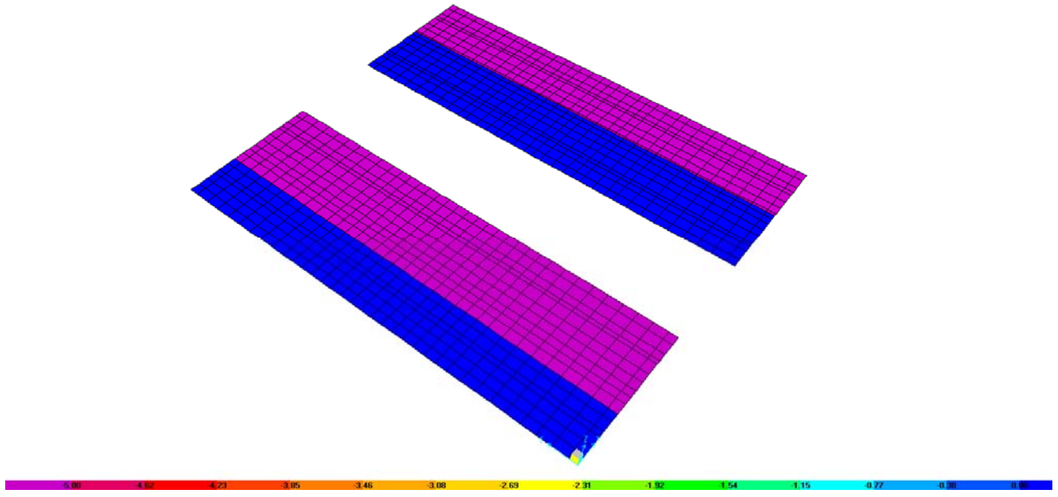


Figura 15: Sobrecarga de tipo no ferroviario aplicado cuando el tren pasa por el extremo de la losa (5 kN/m2, derecha debido a placa e izquierda debido a balasto)).

Combinaciones de carga

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
cpq_uic1	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpq_uic1			NonLin Static	UIC1	1.5
cpq_uic1			NonLin Static	qp1	1.35
cpq_uic1			NonLin Static	scu1	1.5
cpq_uic2	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpq_uic2			NonLin Static	UIC2	1.5
cpq_uic2			NonLin Static	qp2	1.35
cpq_uic2			NonLin Static	scu2	1.5
cpq_uic3	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpq_uic3			NonLin Static	UIC3	1.5
cpq_uic3			NonLin Static	qb1	1.35
cpq_uic3			NonLin Static	scu1	1.5
cpq_uic4	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1.35
cpq_uic4			NonLin Static	UIC4	1.5
cpq_uic4			NonLin Static	qb2	1.35
cpq_uic4			NonLin Static	scu2	1.5
dpq_uic1	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpq_uic1			NonLin Static	UIC1	1
dpq_uic1			NonLin Static	qp1	1
dpq_uic1			NonLin Static	scu1	1
dpq_uic2	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpq_uic2			NonLin Static	UIC2	1
dpq_uic2			NonLin Static	qp2	1
dpq_uic2			NonLin Static	scu2	1
dpq_uic3	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpq_uic3			NonLin Static	UIC3	1
dpq_uic3			NonLin Static	qb1	1
dpq_uic3			NonLin Static	scu1	1
dpq_uic4	Linear Add	No	NonLin Static	DEAD	1
dpq_uic4			NonLin Static	UIC4	1
dpq_uic4			NonLin Static	qb2	1
dpq_uic4			NonLin Static	scu2	1

Donde:

DEAD: Peso propio.
Qp1: Peso propio de las placa más carriles y traviesas por el eje de la losa.
Qp2: Peso propio de las placa más carriles y traviesas por el extremo de la losa.
Qb1: Peso propio del balasto más carriles y traviesas por el eje de la losa.
Qb2: Peso propio del balasto más carriles y traviesas por el extremo de la losa
Scu1: Sobrecarga de tipo no ferroviario, cuando el tren pasa por el eje de la losa.
Scu2: Sobrecarga de tipo no ferroviario, cuando el tren pasa por el extremo de la losa.
UIC1: Peso del carro UIC71 debido bajo efectos de la placa en el eje de la losa.
UIC2: Peso del carro UIC71 debido bajo efectos de la placa en el extremo de la losa.
UIC3: Peso del carro UIC71 debido bajo efectos del balasto en el eje de la losa.
UIC4: Peso del carro UIC71 debido bajo efectos del balasto en el extremo de la losa.

9.3 Datos input para el programa

9.3.2 Losa de cimentación

El apoyo de la losa de cimentación sobre el estrato Qr2 a la cota +13.00m se ha modelizado mediante un muelle superficial "area spring" con una rigidez igual a Kv_{Qr2}= 3000kN/m³ para los extremos de la losa y un muelle superficial "area spring" con una rigidez igual a Kv_{Qr2}= 1250 kN/m³ para el centro de la losa, según indica el informe de la UPC " Recomendaciones para el análisis estructural de las soleras de los viales de ferrocarril sin anclajes a los muros".

Como se indica en la siguiente tabla es el caso de análisis 3.

Tabla 1 Módulos de balasto empleados en el análisis

Caso de análisis	K_1 (kN/m^3)	K_2(kN/m^3)
1	6000	2500
2	2500	2500
3	3000	1250

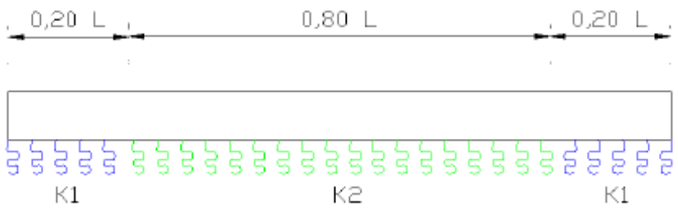


Figura 16: Esquema de la distribución de la rigidez en la losa..

9. RESULTADOS SAP

A continuación se adjuntan los diagramas de esfuerzos obtenidos en cada elemento estructural:

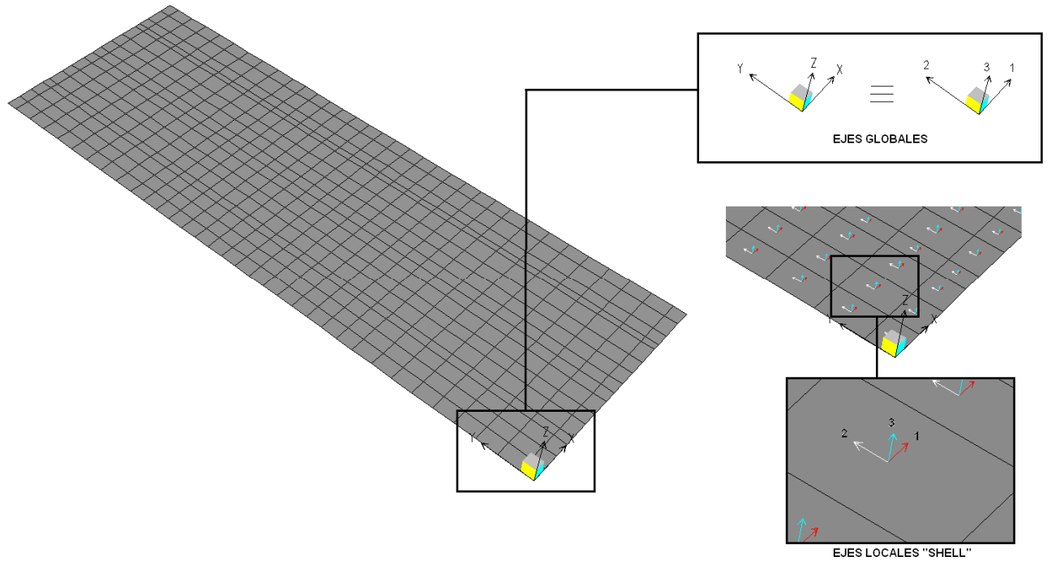


Figura 17: Definición de los ejes globales y locales para la losa. SAP2000

Diagramas de esfuerzos suponiendo el tren por el eje de la losa y sobre placa.

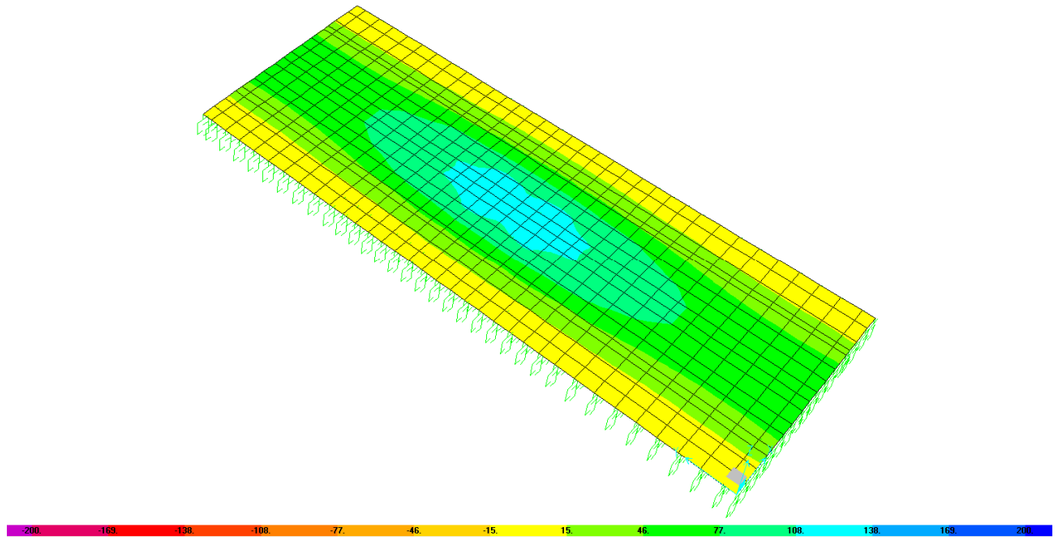


Figura 18: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+112,6kN.m)

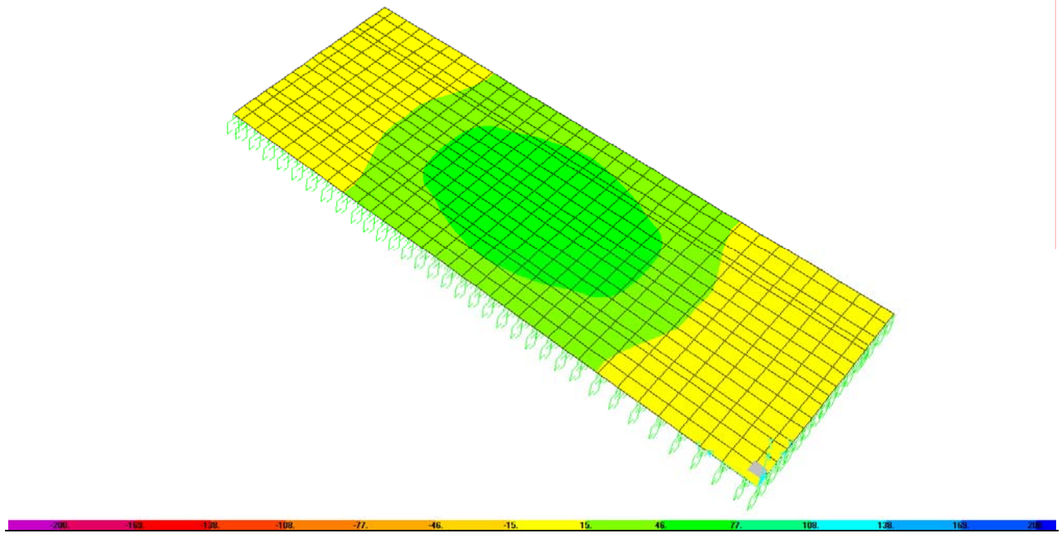


Figura 19: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+69.00kN.m)

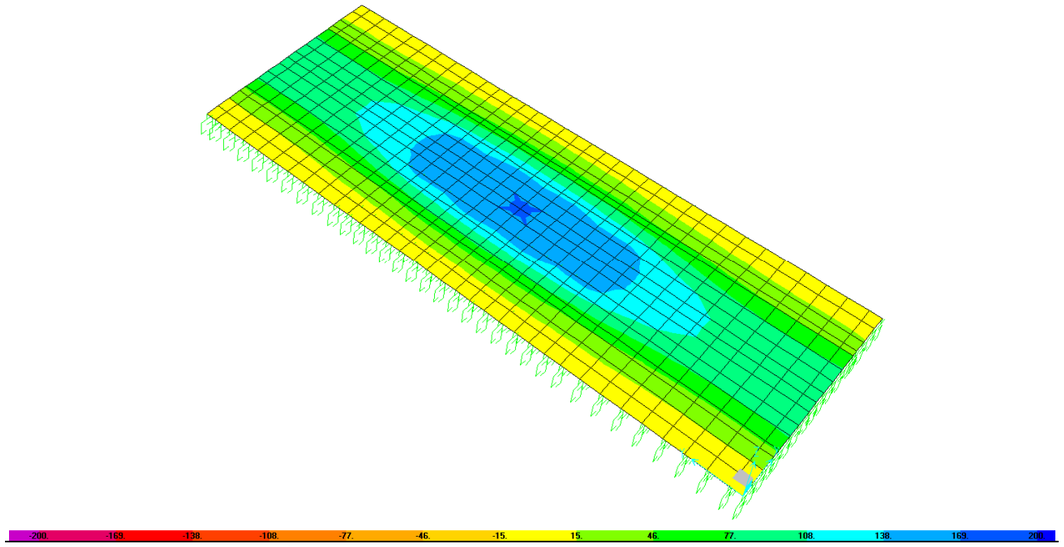


Figura 20: Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+169.46kN.m)

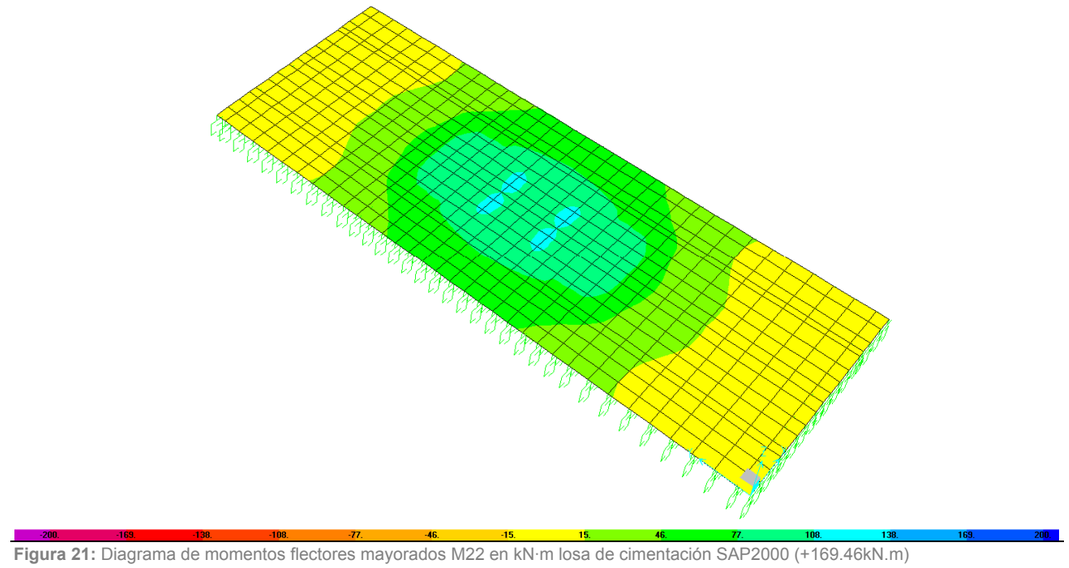


Figura 21: Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+169.46kN.m)

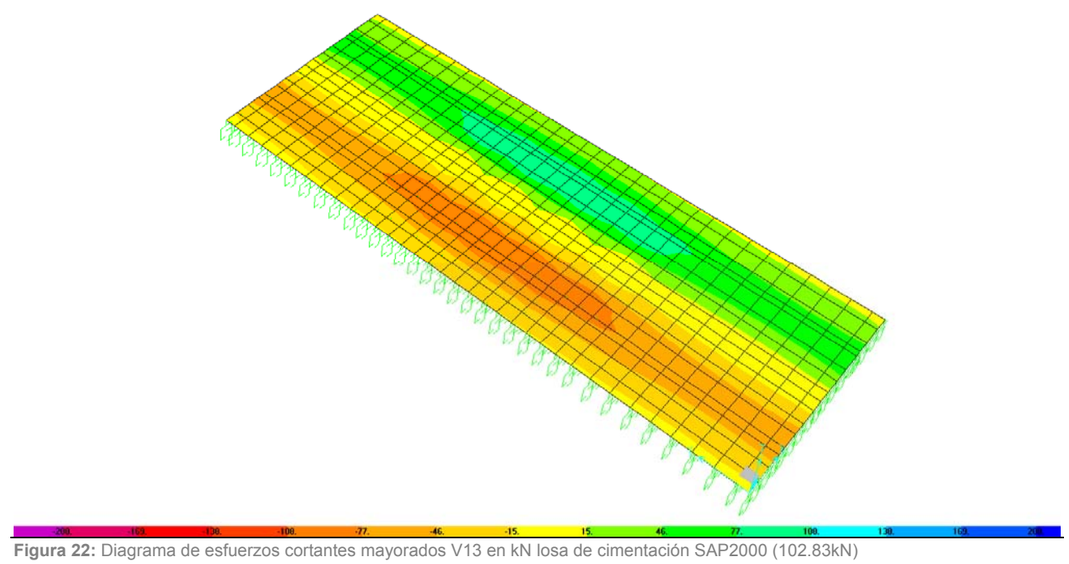


Figura 22: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en kN losa de cimentación SAP2000 (102.83kN)

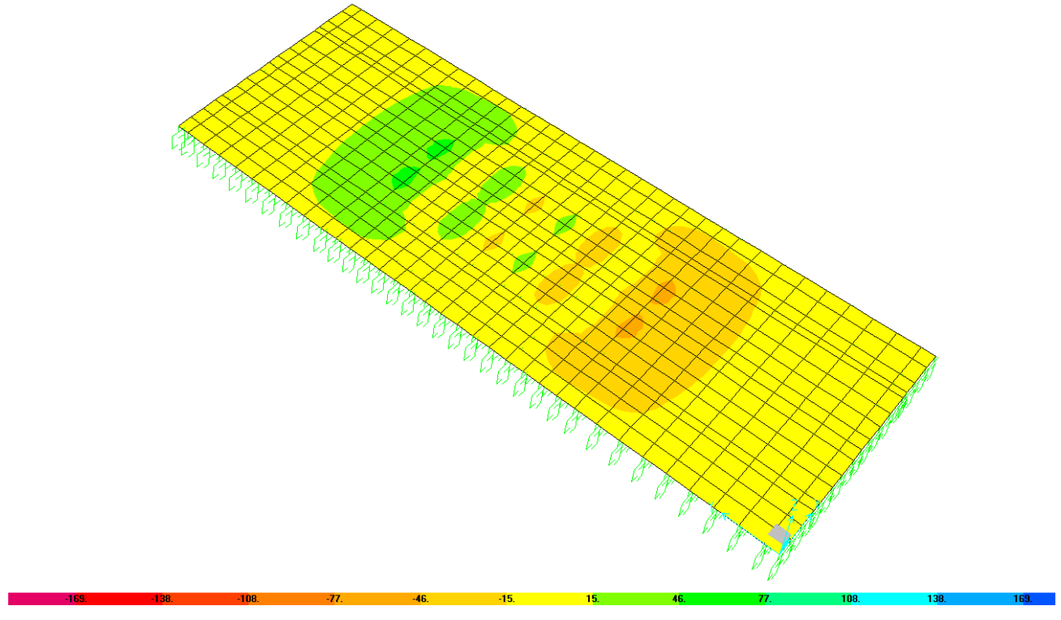


Figura 23: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en kN losa de cimentación SAP2000 (49.50kN)

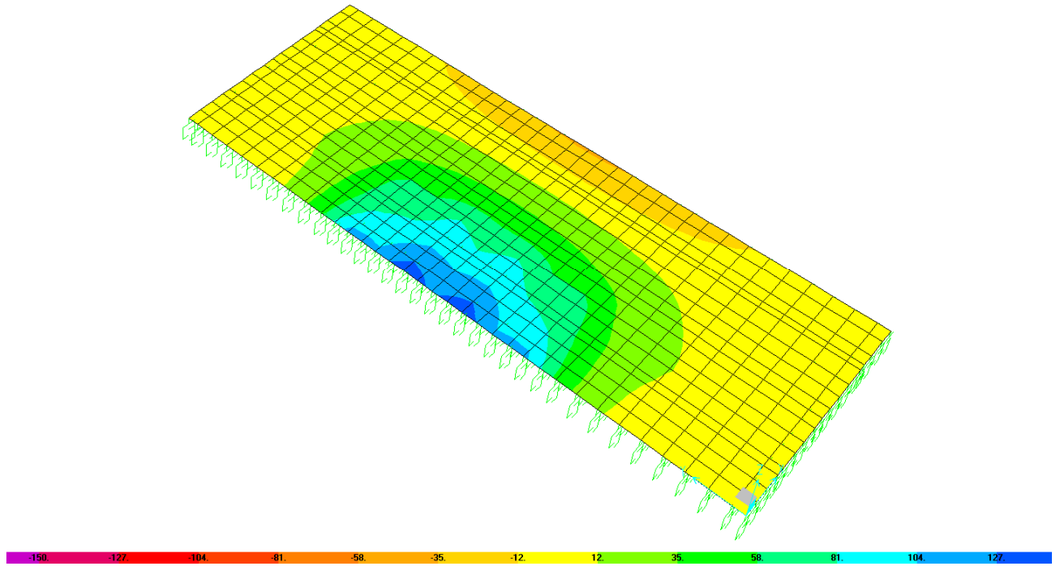


Figura 25: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+121.55kN.m)

Diagramas de esfuerzos suponiendo el tren por el extremo de la losa y sobre placa.

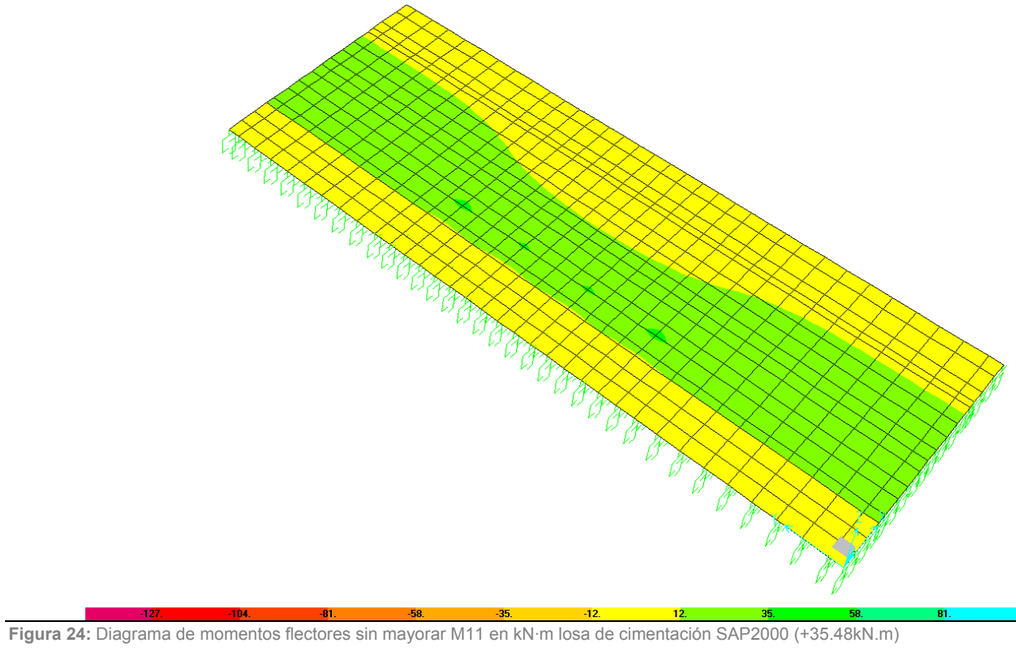


Figura 24: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+35.48kN.m)

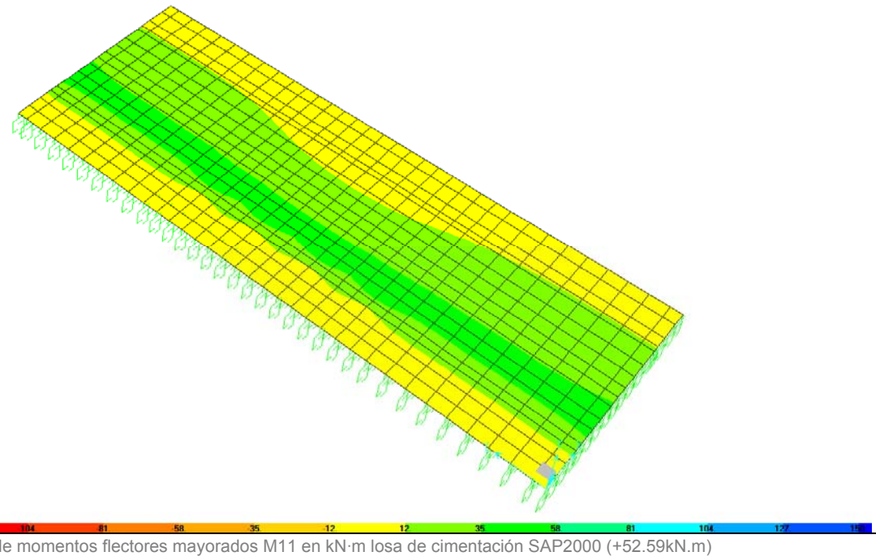


Figura 26: Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+52.59kN.m)

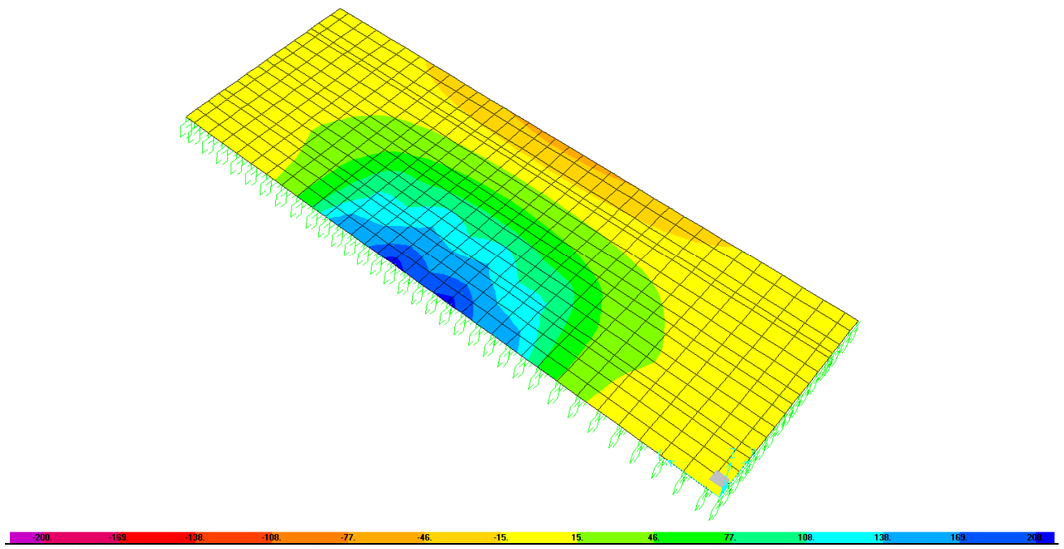


Figura 27: Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+192.73kN.m)

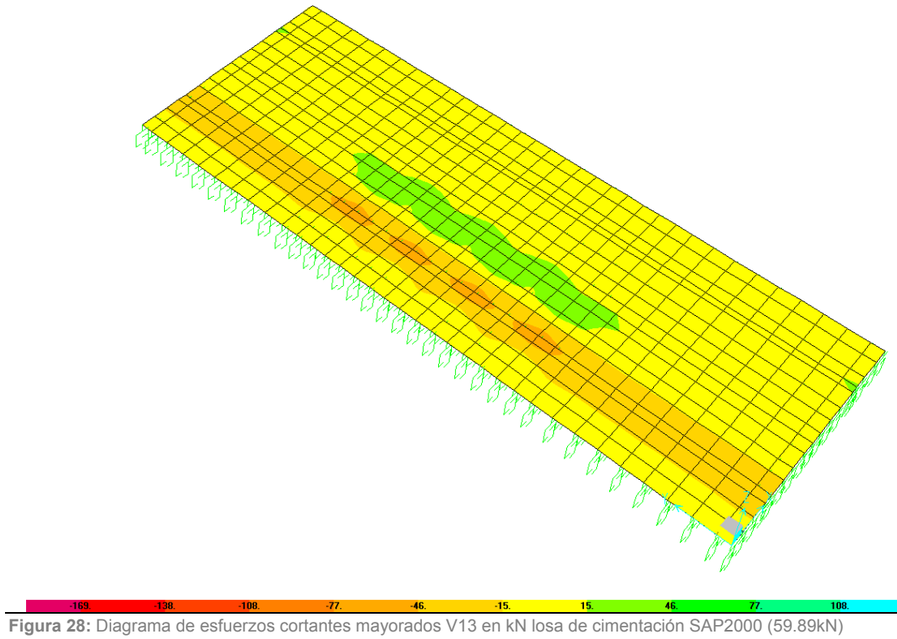


Figura 28: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en kN losa de cimentación SAP2000 (59.89kN)

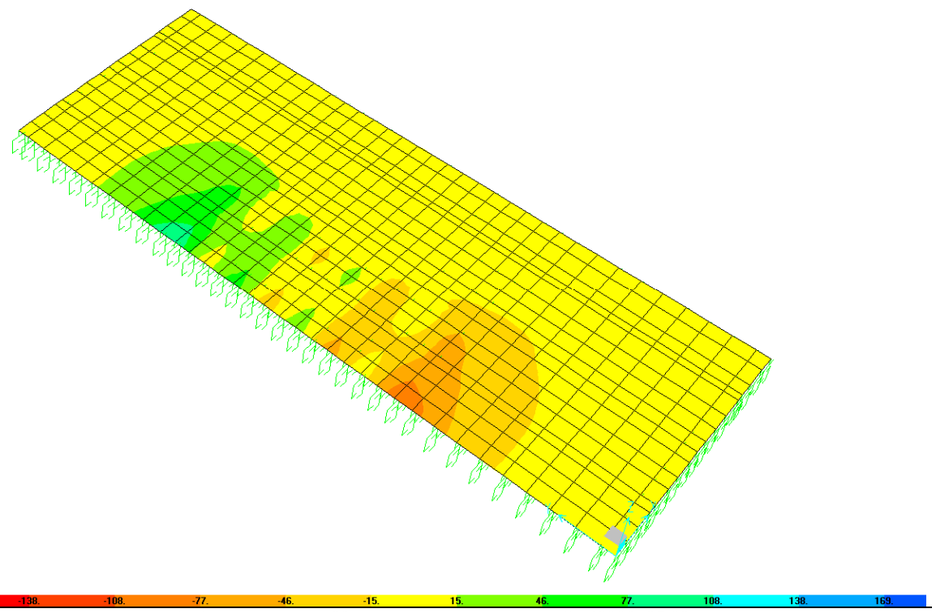


Figura 29: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en kN losa de cimentación SAP2000 (95.08kN)

Diagramas de esfuerzos suponiendo el tren por el eje de la losa y sobre balasto.

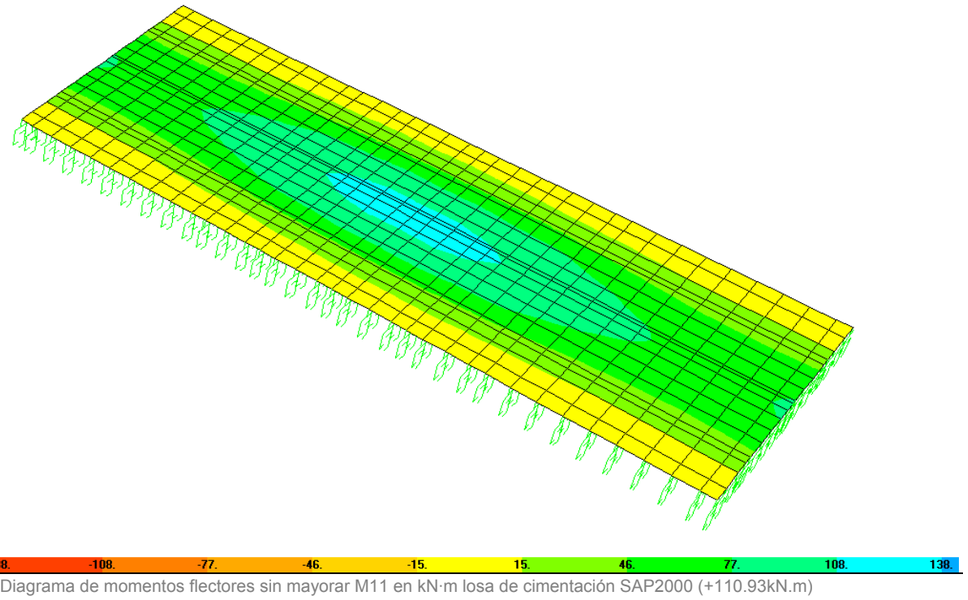


Figura 30: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+110.93kN.m)

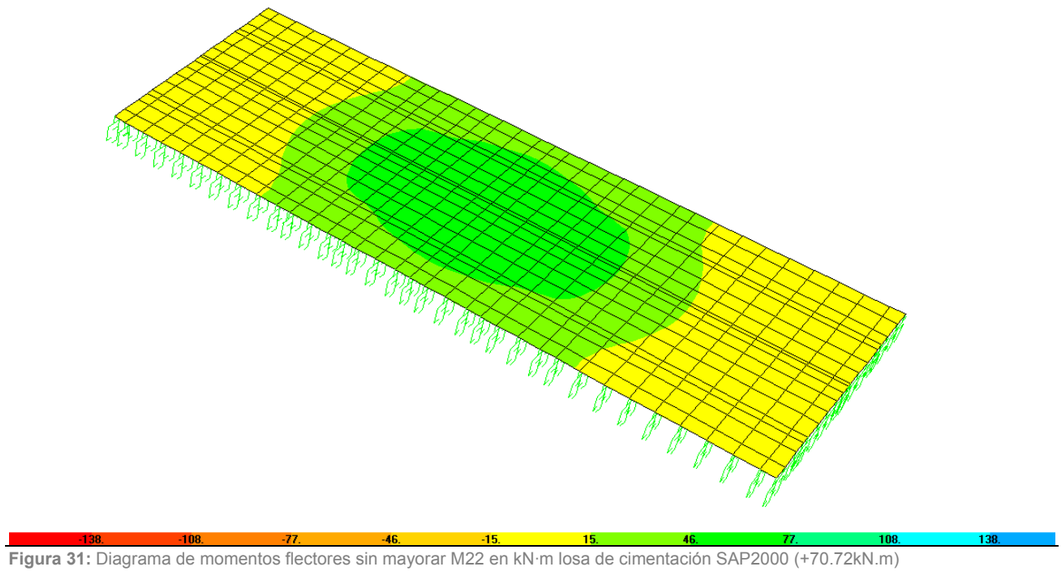


Figura 31: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+70.72kN.m)

Figura 32: Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+166.94kN.m)

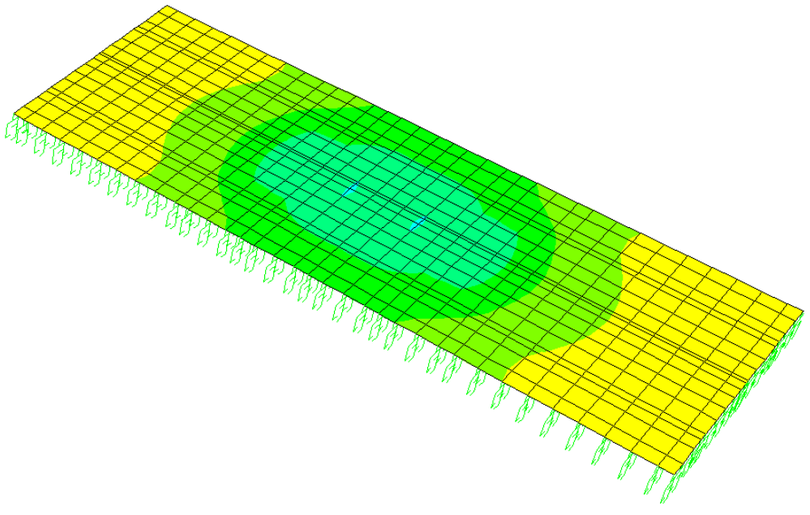


Figura 33: Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+104.92kN.m)

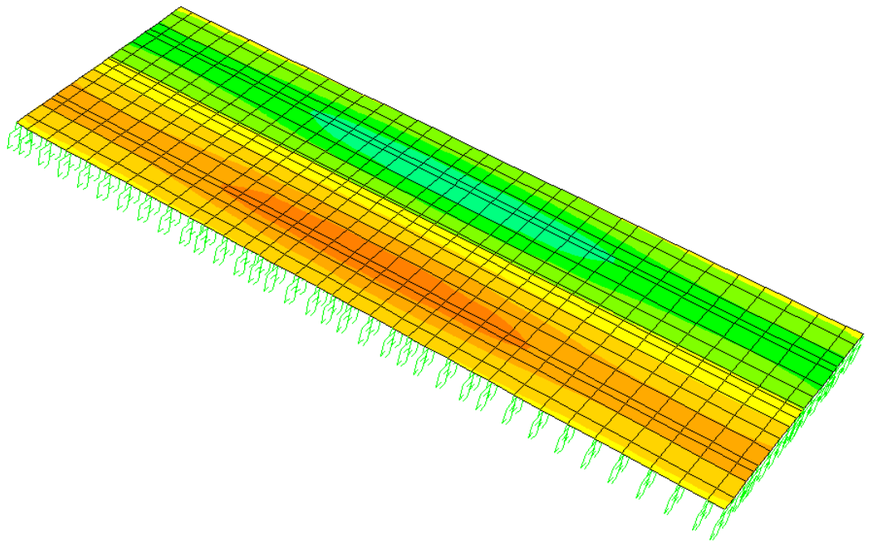


Figura 34: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en kN losa de cimentación SAP2000 (96.14kN)

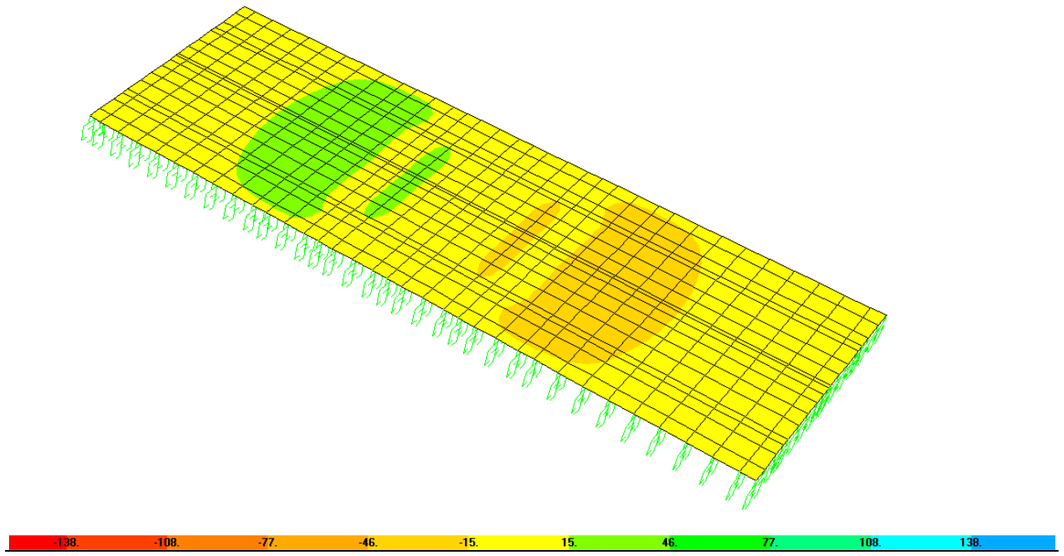


Figura 35: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en kN losa de cimentación SAP2000 (42.23kN)

Diagramas de esfuerzos suponiendo el tren por el extremo de la losa y sobre balasto.

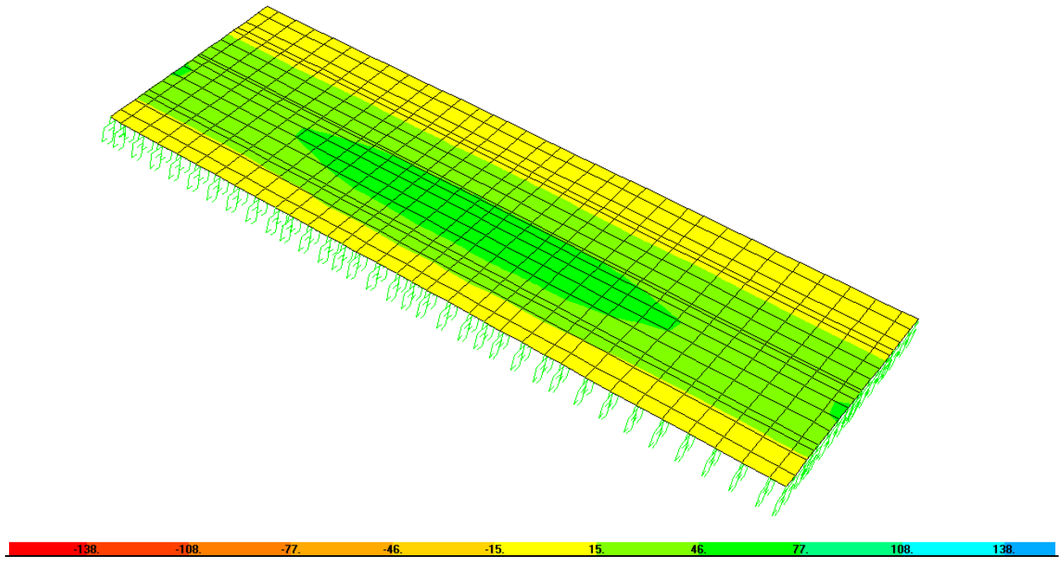


Figura 36: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+59.61kN.m)

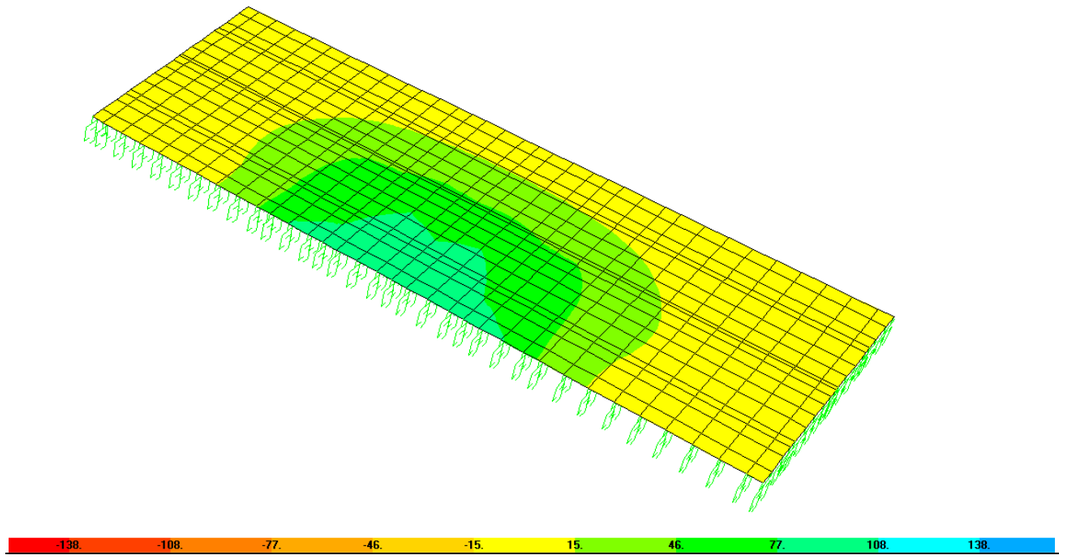


Figura 37: Diagrama de momentos flectores sin mayorar M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+94.65kN.m)

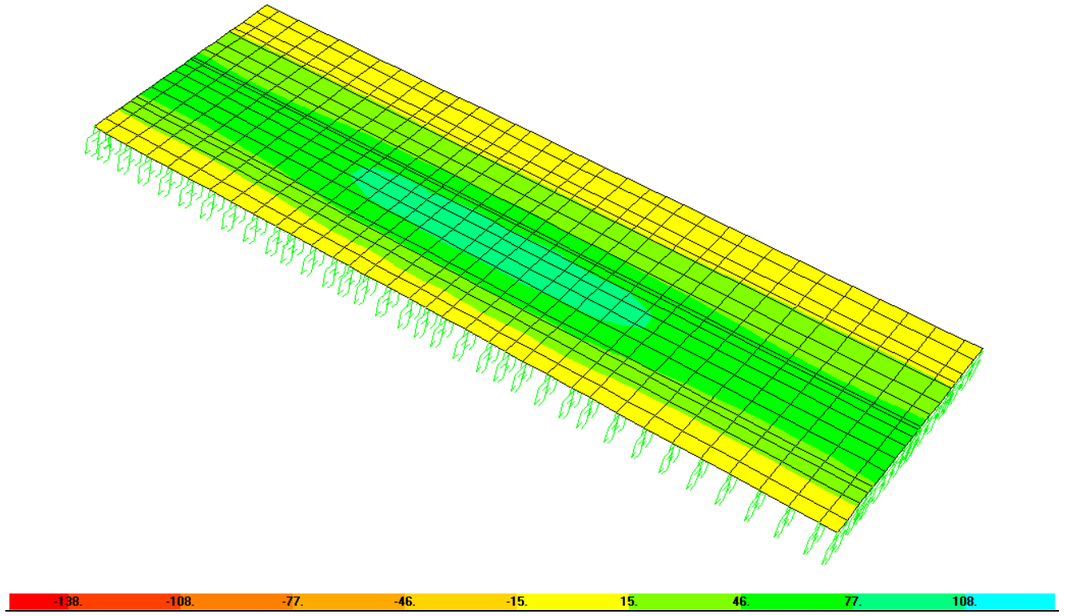


Figura 38: Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+85.59kN.m)

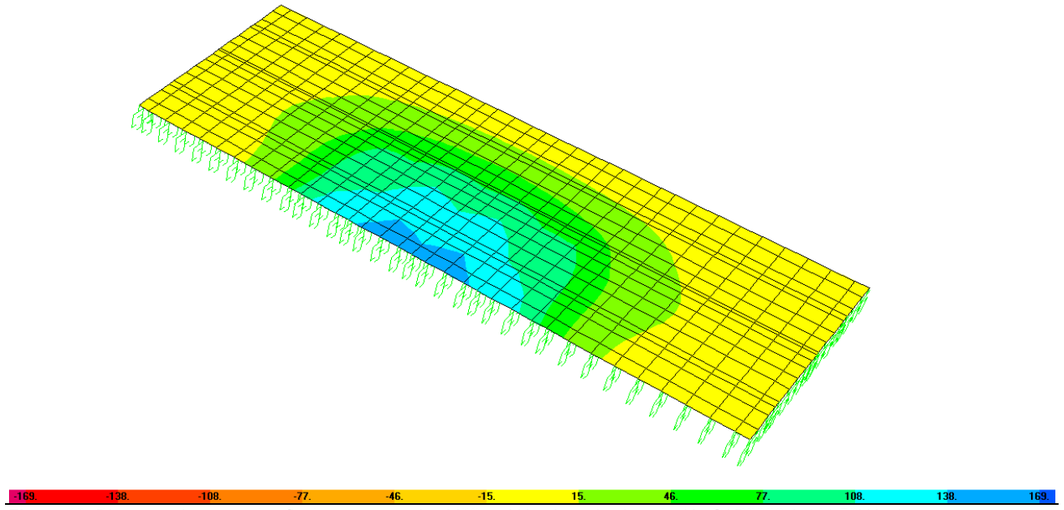


Figura 39: Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en kN·m losa de cimentación SAP2000 (+141.56kN.m)

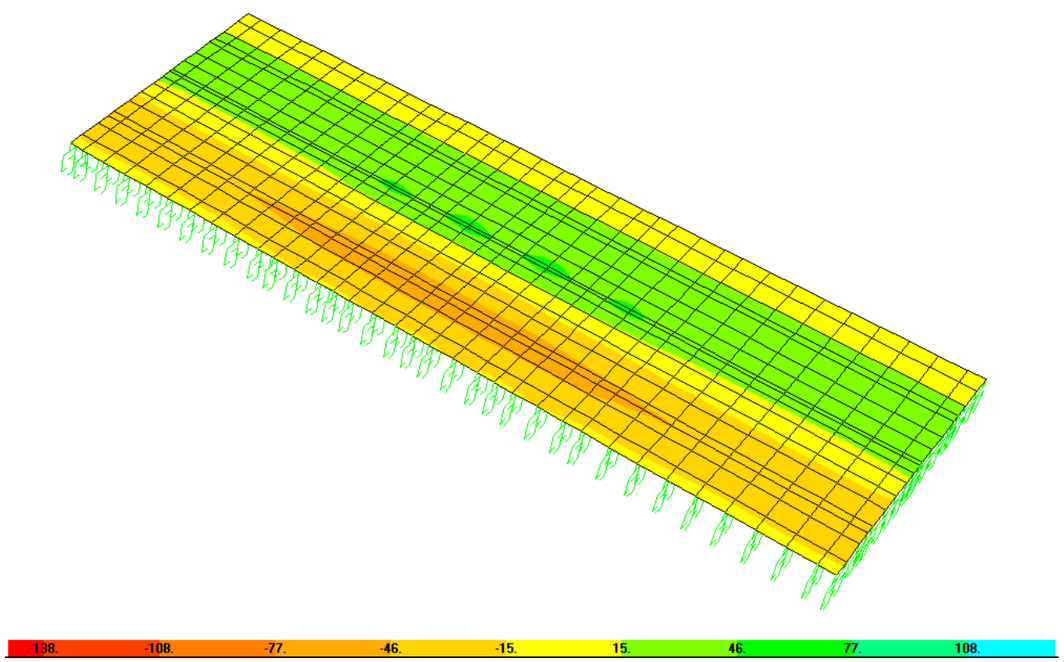


Figura 40: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en kN losa de cimentación SAP2000 (56.67kN)

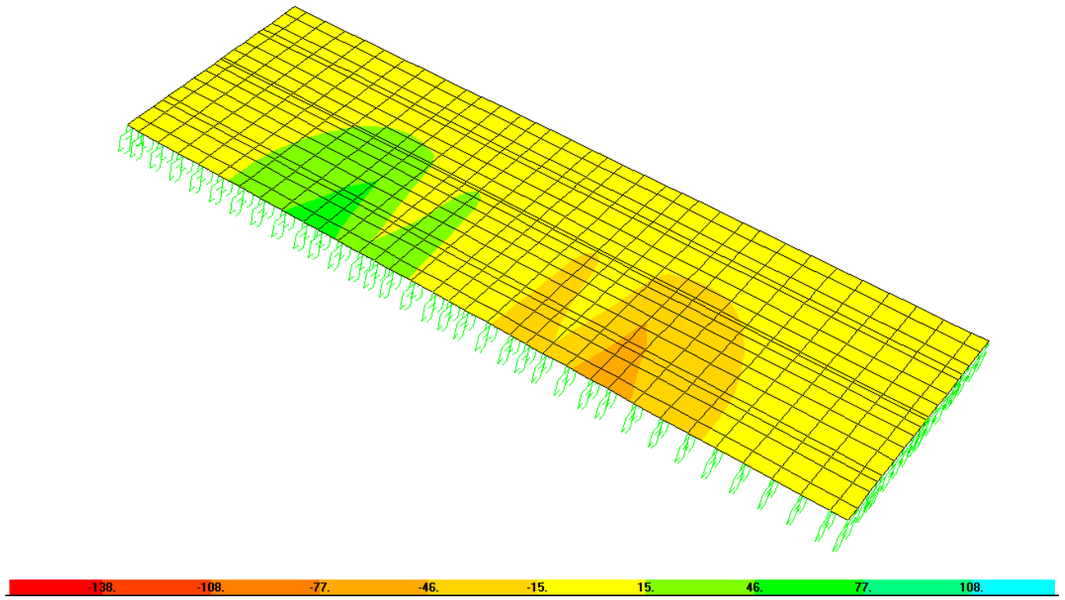


Figura 41: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en kN losa de cimentación SAP2000 (58.96kN)

Resumen de los esfuerzos máximos en la losa de cimentación (envolvente de los dos modelos con y sin cubierta) y armado dispuesto

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md11+	Ø16/0.15	+169.46	193.1
Md11-	Ø 12/0.15	---	---
Md22+	Ø20/0.15	+192.73	294.2
Md22-	Ø 12/0.15	---	---

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk11+	Ø16/0.15	+112.6	0.30
Mk11-	Ø12/0.15	---	---
Mk22+	Ø20/0.15	+121.55	0.20
Mk22-	Ø12/0.15	---	---

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd13	NO NECESARIA	102.83	128.9
Vd23	NO NEVESARIA	95.08	128.9

El otro aspecto a estudiar en la losa es la deflexión de la losa, según indica la IAPF se debe realizar la comprobación de la deflexión en este caso de la losa, en nuestro caso la máxima deflexión que se podrá realizar es:

El máximo alabeo del tablero t, medido entre dos secciones separadas 3m, cumplirá:

t≤3,0βmm/3m (para 120< v ≤ 220 Km/h)

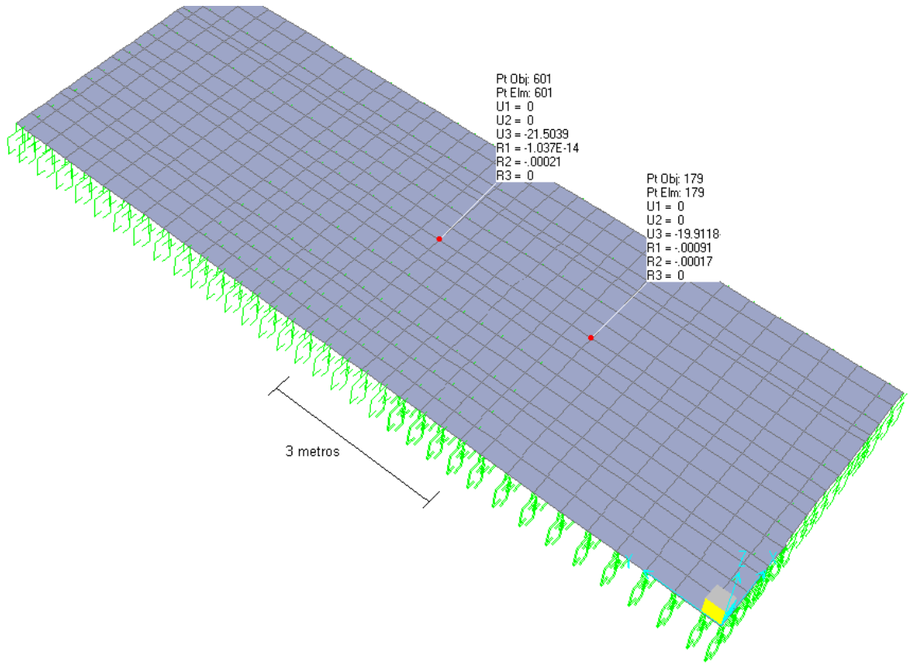


Figura 42: Deformada de la losa bajo los efectos de las sobrecargas de usos definidas anteriormente.

$\beta = 1{,}78r^2/(r+0{,}5)^2 = 1.78*1.6^2/(1.6+0.5)^2 = 1.02167$

r: Distancia entre apoyos de ruedas de un eje ferroviario en (m).

v: Velocidad del tren en (Km/h)

t ≤ 3,0βmm/3m → (21.5mm-19.9mm)/3m < 3,0*1.02167/3m → 1.6mm/3m < 3.06mm/3m → OK.

Anejos EHE.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE-SAGRERA
Fecha: 27/01/2011
Hora: 13:36:47

Comprobación de secciones a flexión simple

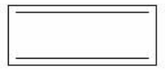
1 Datos

- 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

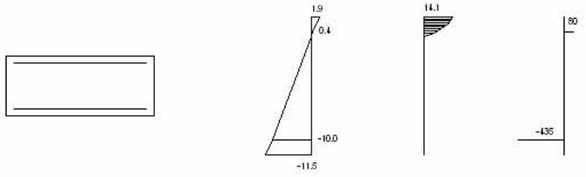
Sección : LOSA40-DIRL
b [m] = 1.00
h [m] = 0.40
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045



2 Comprobación

At [cm²] = 13.4
Ac [cm²] = 7.5

Mu [kN·m] = 193.1



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.057
1/r [1/m]·1.E-3 = 33.5
εs ·1.E-3 = 1.9
εi ·1.E-3 = -11.5

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	7.5	0.4	-79.8
0.355	13.4	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE-SAGRERA
Fecha: 27/01/2011
Hora: 16:30:12

Comprobación de secciones a flexión simple

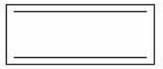
1 Datos

- 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

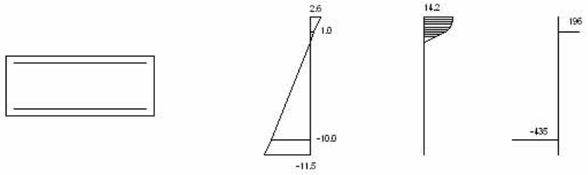
Sección : LOSA40-DIRT
b [m] = 1.00
h [m] = 0.40
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.045



2 Comprobación

At [cm²] = 20.9
Ac [cm²] = 7.5

Mu [kN·m] = 294.2



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.073
1/r [1/m]·1.E-3 = 35.3
εs ·1.E-3 = 2.6
εi ·1.E-3 = -11.5

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	7.5	1.0	-195.9
0.355	20.9	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE-SAGRERA
Fecha: 27/01/2011
Hora: 13:53:36

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- 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
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA40-DIRL
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.40
```

2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 2
Nd [kN]     = 0.0
Vu [kN]     = 128.9
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE-SAGRERA
Fecha: 27/01/2011
Hora: 16:32:11

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- 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
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : LOSA40-DIRT
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.40
```

2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 2
Nd [kN]     = 0.0
Vu [kN]     = 128.9
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE-SAGRERA
Fecha: 27/01/2011
Hora: 13:44:06

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

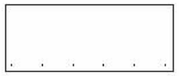
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA40-DIRL
b [m] = 1.00
h [m] = 0.40

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 16



capa	nº barras	Separación [mm]
1	6	38.0

As [cm²] = 12.1
Ac,ef [cm²] = 1000.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 112.6

Separación media entre fisuras sm [mm] = 164.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.09
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 178.0
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 276.1
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.30

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE-SAGRERA
Fecha: 27/01/2011
Hora: 16:30:59

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

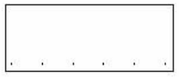
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA40-DIRT
b [m] = 1.00
h [m] = 0.40

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	6	40.0

As [cm²] = 18.8
Ac,ef [cm²] = 1000.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 121.55

Separación media entre fisuras sm [mm] = 151.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.79
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 119.9
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 194.8
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.20

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

10. CONCLUSIONES

Expuestos los cálculos, la realización de la losa de 0,4metros de canto sobre la solera simplemente apoyada y sin anclajes a los muros 7 y 8 es técnicamente viable cumpliendo los criterios de seguridad y funcionalidad estructural exigidos

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Enero de 2011

Jose Vicente Peñas Bermudez

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: jueves, 10 de febrero de 2011 10:29
Para: Angela Diez Ruiz; Daniel Requena Romero; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN CONDICIONADA - RE: DUDA P9 y P12 EMPUJES SOBRE MURO RECRECIDO 8
Datos adjuntos: SectorSagrera_Pantallas9y12.pdf

Buenos días:

Os reenvío la aprobación de las pantallas 9 y 12 y solera 4. Como veréis en el informe, se recomienda indicar en planos que los datos recogidos de cotas de cubierta y armadura de cargaderos **deberán revisarse**, ya que aparecen datos muy precisos que, sin embargo, no se ven acompañados de una definición completa de geometría de dichos cargaderos (que por otra parte dependerá de la solución de cubierta que se defina en la obra de Accesos).

Un saludo.

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: miércoles, 09 de febrero de 2011 21:34
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Calvo Perales, Isaac; Martinez Garcia, Fernando; Ayuso Pagnacco, Facundo
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN CONDICIONADA - RE: DUDA P9 y P12 EMPUJES SOBRE MURO RECRECIDO 8

Gloria,

Adjunto envío informe sobre las "pantallas 9 y 12" (Documento de "sustitución por alineación de pilotes para cimentación de muros recrecidos" y Documento de "solera independiente entre muros") del Sector Sagrera, en los términos comentados esta tarde.

Como verás, la validez estructural de la propuesta se considera suficientemente justificada con la documentación recibida, por lo que no encontramos impedimento para comenzar la ejecución de los elementos de cimentación y solera pero recomendamos no abordar la ejecución de los alzados de los muros hasta coronación sin antes comprobar su ajuste (en geometría y armado) a la solución de cubierta finalmente prevista en Accesos.

Un saludo,

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es
jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: martes, 08 de febrero de 2011 13:09

Para: Buron Garcia, Jaime
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: DUDA P9 y P12 EMPUJES SOBRE MURO RECRECIDO 8

De: Angela Diez Ruiz [mailto:adiez@isoluxcorsan.com]
Enviado el: martes, 08 de febrero de 2011 11:46
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria; Calvo Perales, Isaac; Verdejo Vicente, Gemma
CC: Jose Vicente Peñas Bermudez
Asunto: DUDA P9 y P12 EMPUJES SOBRE MURO RECRECIDO 8

Buenos días,

Os envío la memoria de cálculo con la modificación en la pag.7, en esta página se ha añadido una imagen (fig 8) donde se muestra como se ha aplicado el empuje de tierras en el modelo SAP. En los planos, por lo tanto, se indicará el nivel de tierras en el trasdós del muro 8 en fase final.

Con esto queda aclarado el empuje horizontal sobre el muro 8. Si necesitáis alguna aclaración más no dudéis en pedírnosla.

Un saludo,

Ángela Díez Ruiz
Jefe de Producción
L.A.V. Tramo La Sagrera-Nudo de la Trinidad
Corsán Corviam Construcción
Teléfono: 93.352.97.65

AVISO DE CONFIDENCIALIDAD
El correo electrónico vía Internet no permite asegurar ni la confidencialidad de los mensajes transmitidos ni su integridad o correcta recepción. Si no consintiera éste, rogamos nos lo notifique de manera inmediata.
Este mensaje va dirigido únicamente a su destinatario y pudiera contener información confidencial cuya divulgación esté prohibida por ley. Si lo recibe por error, rogamos nos lo comunique de manera inmediata por esta misma vía y proceda a su eliminación, así como a la de cualquier documento adjunto al mismo. Asimismo, si no es el destinatario de este mensaje, se le informa de que su lectura, copia, distribución y utilización, así como la de cualquier documento adjunto, están prohibidas.

CONFIDENTIALITY WARNING
Internet e-mail does not allow neither the confidentiality nor the completeness nor proper receipt of the messages sent. If you do not consent to the use of Internet e-mail, please notify us immediately.
This message is intended exclusively for its addresser and it could be contained confidential information which spreading is forbidden by law. If you received this in error, please contact the sender and delete it and any attachment. If you are not the addresser indicated in this message, please be informed that any reading, copy, distribution or use of it or its attachments is forbidden.

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

amatria
ingenieria
www.amatria.com

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Comprobación de la viga de atado en ménsula de las nuevas pantallas 9 y 12 de pilotes.

amatria
ingenieria
www.amatria.com

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DE LA NOTA TECNICA

Referencia: 817
Fecha: Febrero 2011
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Dentro de las obras que configuran el tramo de la línea de alta velocidad ferroviaria entre la estación de la Sagrera i el nus de la Trinitat (Barcelona) Se ha sustituido las pantallas 9 y 12 como elementos de cimentación de los muros recrecidos 7 y 8 por una pantalla de pilotes de diámetro 1m con una profundidad de 18m y equidistantes a 1.60m unidos mediante una viga de atado de 1m de canto por 1m de ancho. El último pilote resta separado 58cm de la junta contigua del muro del sector San Andreu, quedando estos 58cm de la viga de atado en voladizo.

El objeto de esta nota es la comprobación estructural de la viga de atado bajo estas condiciones de apoyo en ménsula.

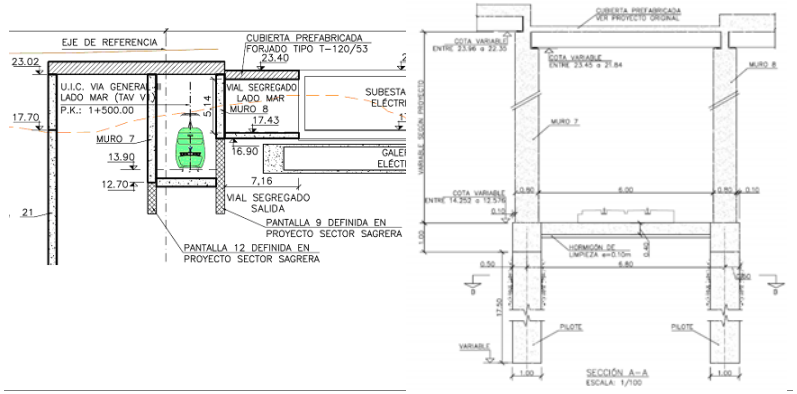


Figura 1: Croquis de las pantallas 9 y 12 y de los muros recrecido de proyecto original (izquierda) a sustituir la pantallas de pilotes (derecha).

2. ANÁLISIS

2.1 Definición geométrica

La viga de atado en ménsula dispone de un armado simétrico a flexión de 6Φ25 y 2cercos Φ12/0.2m como armadura a cortante. El borde extremo de esta viga está situado a 58cm de la cara del pilote de 1m de diámetro haciendo que la ménsula a comprobar tenga una longitud de 1.08m correspondiente a la distancia al eje de apoyo del pilote (ver imagen adjunta).

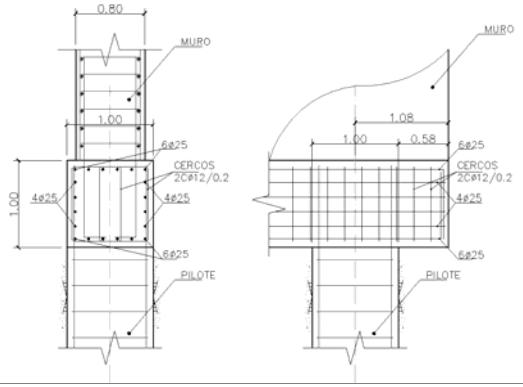


Figura 2: sección transversal y longitudinal de la viga de atado.

2.2 Coeficientes de seguridad

Coeficientes de seguridad en la resistencia de los materiales

En situación persistente o transitoria

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables.....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales……..1
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes y variable…….....1.44*

*La carga lineal que transmite la cubierta sobre las pantallas 9 y 12 de 530kN/m y 640kN/m respectivamente se han calculado bajo la siguiente hipótesis, según lo indicado por la Dirección de Obra:

- La carga de la cubierta se ha estimado considerando:
  - Peso propio: 20 kN/m².
  - Carga muerta: 3 kN/m².
  - Sobrecarga: 35 kN/m².

  Las luces de la cubierta varían entre 20 y 13.50 m.

Es decir, la carga lineal cobre las pantallas corresponde a un 40% de carga permanente (23kN/m² de 58kN/m²) y un 60% de carga variable (35kN/m² de 58kN/m²). El coeficiente de 1.44 se obtiene de ponderar los coeficientes 1.35 y 1.5 con sus respectivos porcentajes 1.44 = 0.4 · 1.35 + 0.6 · 1.5

amatria
ingenieria
www.amatria.com

2.3 Normativa aplicada

Para el cálculo y la comprobación del elemento estructural se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-98.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-98 Eurocódigos.

2.4 Materiales

Hormigón:

Hormigón en pantallas.....HA-25 (fck = 25 N/mm²)
.
Acero corrugado:

Acero en las pantallas.....B 500 S (fyk = 500 N/mm²)

Para la comprobación de las fisuras se ha considerado el mismo tipo de ambiente que lo indicado en proyecto original para esta zona es decir IIa

2.5 Acciones y combinaciones

Se ha considerado las siguientes cargas lineales sobre la viga de atado en voladizo:

- **pp viga de atado:** 25kN/m³ x 1 x 1m= 25kN/m
- **pp muro recrecido**: 25kN/m² x 0.8m x 9.5m = 190kN/m
- **carga vertical de la cubierta:** 640kN/m (carga mayor correspondiente a la pantalla 12)

Combinaciones:

ELU:

Cpq = 1.35 · pp viga de atado + 1.35 · pp muro recrecido + 1.44 · qcubierta

ELS:

Cpq = 1.00 · pp viga de atado + 1.00 · pp muro recrecido + 1.00 · qcubierta

2.6 Metodología y proceso de cálculo

Con el prontuario informático de la EHE se ha realizado un análisis de los esfuerzos a los que está sometida la viga de atado en ménsula según geometría y cargas expuestas en los anteriores apartados y se ha comparado con los esfuerzos últimos resistentes de la sección de hormigón armado.

3. Resultados

A continuación se muestra los esfuerzos solicitantes y los esfuerzos últimos resistentes de la viga de atado (consultar anejo adjunto para ver cálculos en detalle):

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	Armado Nº barras	Md (kN·m)	Mu kN·m)
Md	6Φ25/m	706.8	1132.8

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	Armado Nº barras	Mk (kN·m)	Wk mm
Mk	6Φ25/m	498.6	0.22

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	Armado Nº ramas	Vd* (kN)	Vu (kN)
Vd	2cercos Φ12/0.2m	702.9	1028.9

*Cortante correspondiente a la sección de la viga situada en la cara exterior del pilote (a 0.58m del borde).

4. DOCUMENTACIÓN ADJUNTA

Anejo de cálculo EHE

5. CONCLUSIONES

La viga de atado con las dimensiones y el armado propuesto cumple las condiciones de apoyo en ménsula de longitud 1.08m (distancia a ejes de apoyo) sin necesidad de disponer un refuerzo adicional.

Es necesario finalizar todas las armaduras longitudinales con patillas solapadas entre ellas para garantizar el buen confinamiento del hormigón en el borde de la viga de atado.

Jose Mª Velasco
Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Febrero de 2011

Jose Vicente Peñas Bermudez

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: miércoles, 02 de marzo de 2011 16:40
Para: Victor Manuel Alvarez Fernandez; Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: Calvo Perales, Isaac; Verdejo Vicente, Gemma
Asunto: RV: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: Nota técnica viga de atado P9 y P12

La aprobación,

Un saludo.

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: miércoles, 02 de marzo de 2011 15:07
Para: Calvo Perales, Isaac; Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Martinez Garcia, Fernando; Ayuso Pagnacco, Facundo; Ricart, Concepcion
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: Nota técnica viga de atado P9 y P12

Gloria / Isaac,

Revisada la nota técnica de "Comprobación de viga de atado en ménsula de las nuevas pantallas 9 y 12 de pilotes" emitida por Amatria Ingeniería, se puede decir que en ella se justifica de forma suficiente la validez estructural de la propuesta de extremo en voladizo de 58cm para la viga de atado de unión en cabeza de los pilotes que conforman las pantallas en estudio, en tanto que en la documentación recibida se incluyen cálculos con las comprobaciones satisfactorias de los Estados Límite determinantes para la viga de atado en voladizo que resultan coherentes con las dimensiones y esquemas de armado definidos en planos (y detallados en croquis en la propia nota técnica) y acordes con la normativa vigente y las condiciones de contorno de la estructura.

En consecuencia, no encontramos impedimento para abordar la ejecución de la viga de atado de las pantallas de pilotes 9 y 12 según la propuesta definida en planos y conforme a las indicaciones recogidas en la nota técnica de "Comprobación de viga de atado en ménsula…" revisada.

Un saludo,

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es
jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Calvo Perales, Isaac
Enviado el: martes, 01 de marzo de 2011 13:09
Para: Buron Garcia, Jaime
Asunto: RV: Nota técnica viga de atado P9 y P12

De: Angela Diez Ruiz [mailto:adiez@isoluxcorsan.com]
Enviado el: lunes, 28 de febrero de 2011 19:41
Para: Calvo Perales, Isaac; Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Jose Vicente Peñas Bermudez; Victor Manuel Alvarez Fernandez
Asunto: Nota técnica viga de atado P9 y P12

Buenas tardes,
Adjunto la nota técnica que justifica que la viga de atado en voladizo los 58cm que se separa del entronque con la obra de Sant Andreu es válida.
Un saludo,

Ángela Díez Ruiz
Jefe de Producción
L.A.V. Tramo La Sagrera-Nudo de la Trinidad
Corsán Corviam Construcción
Teléfono: 93.352.97.65

AVISO DE CONFIDENCIALIDAD
El correo electrónico vía Internet no permite asegurar ni la confidencialidad de los mensajes transmitidos ni su integridad o correcta recepción. Si no consintiera éste, rogamos nos lo notifique de manera inmediata.
Este mensaje va dirigido únicamente a su destinatario y pudiera contener información confidencial cuya divulgación esté prohibida por ley. Si lo recibe por error, rogamos nos lo comunique de manera inmediata por esta misma vía y proceda a su eliminación, así como a la de cualquier documento adjunto al mismo. Asimismo, si no es el destinatario de este mensaje, se le informa de que su lectura, copia, distribución y utilización, así como la de cualquier documento adjunto, están prohibidas.

CONFIDENTIALITY WARNING
Internet e-mail does not allow neither the confidentiality nor the completeness nor proper receipt of the messages sent. If you do not consent to the use of Internet e-mail, please notify us immediately.
This message is intended exclusively for its addresser and it could be contained confidential information which spreading is forbidden by law. If you received this in error, please contact the sender and delete it and any attachment. If you are not the addresser indicated in this message, please be informed that any reading, copy, distribution or use of it or its attachments is forbidden.

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

APÉNDICE 55 - TABLESTACADO PARA COLECTORES ZONA TRIÁNGULO FERROVIARIO

APÉNDICE 55 - TABLESTACADO PARA COLECTORES ZONA TRIÁNGULO FERROVIARIO

ÍNDICE

1.- NOTA DE CÁLCULO TABLESTACAS Y ANCLAJES

2.- APROBACIÓN TABLESTACAS Y ANCLAJES

3.- NOTA TÉCNICA CAMBIO ANCLAJES

4.- APROBACIÓN CAMBIO ANCLAJES

5.- NOTA TÉCNICA CAMBIO A TABLESTACAS TIPO AZ18

6.- APROBACIÓN CAMBIO A TABLESTACAS TIPO AZ18

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PROYECTO: **817 AVE SAGRERA-TRINIDAD**
Memoria de cálculo de la pantalla tablestaca de protección de las vías de trenes Vilanova-Mataró en la zona de ejecución del reposicionamiento de los colectores 11 Septiembre-Horta-Soldevilla

REVISIÓN	FECHA	CONCEPTO MODIFICADO
0	05/11/2010	PRIMERA EDICIÓN
1	23/11/2010	SEGUNDA EDICIÓN : VIGA DE REPARTO ANCLAJES
2		
3		
4		

1. ANTECEDENTES

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

4. METODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

5. NORMATIVA APLICADA

6. MATERIALES

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

8. ANALISIS TABLESTACA Y TUNÉL

9. RESULTADOS

10. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: NOVIEMBRE 2010
Nombre de la obra: PANTALLAS TIPO TABLESTACA

Objeto del presente informe es el proyecto de las pantallas tipo tablestaca (ver ubicación en plano) para poder ejecutar la excavación de tierras a lado de las vías de trenes del tramo Vilanova-Mataró en la zona de ejecución del reposicionamiento de los colectores 11 Septiembre-Horta-Soldevilla.

Para estas pantallas se ha planteado la ejecución de una línea de anclajes provisionales anclados a la cota 14.30m.

En el diseño de las pantallas se han utilizado los parámetros geotécnicos indicados en el proyecto original. Se ha definido el terreno en esta zona se utilizando los valores correspondientes al sondeo S9.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

La pantalla tipo de tablestaca es una pantalla provisional que se ejecuta a lado de las vías del tramo Vilanova-Mataró con el objetivo de protegerlas frente a la excavación que se realizará para la ejecución de los colectores 11 Septiembre-Horta-Soldevilla.

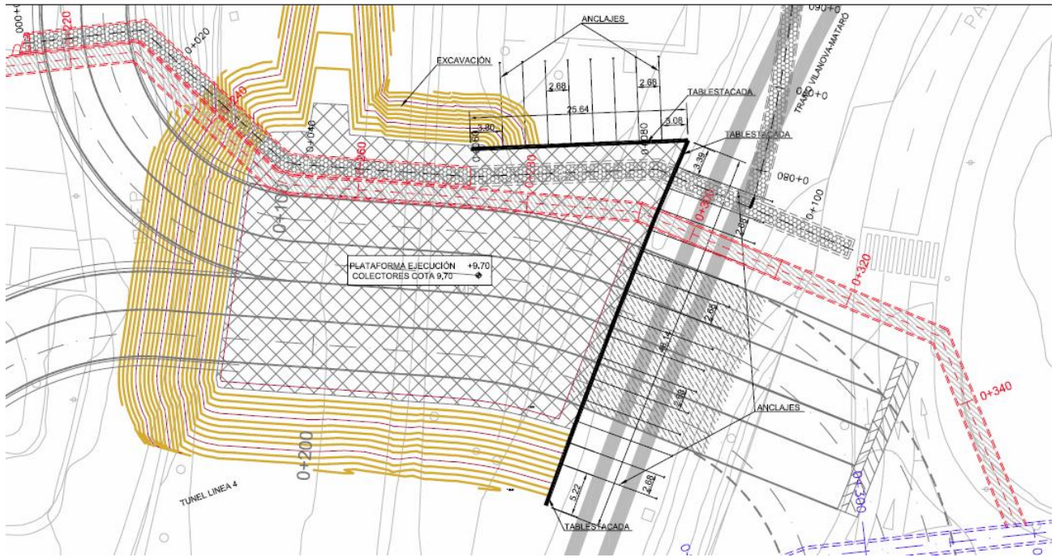
Una vez ejecutados los colectores se llenará la zona de excavada y se podrá eliminar la tablestaca para la sucesiva ejecución del colector empujado justo por debajo de las vías mismo.

Según los datos proporcionados por la empresa constructora por debajo de la plataforma de ejecución de los colectores pasa el túnel de la línea 4.

En la sección más desfavorable del punto kilométrico P.K.1+500 del túnel mismo, la clave se encuentra a una profundidad de aproximadamente 10.0m respecto a la cota de excavación máxima de la plataforma de ejecución de los colectores, cota 9.70m (cota clave túnel aproximadamente -1.40m).

El túnel tiene un diámetro de 11.60m y está construido con dovelas de hormigón armado de 0.35m de espesor.

En la imagen que está a continuación se muestra la planta de la zona con la plataforma de excavación necesaria para la ejecución de los colectores, la tablestaca de protección de las vías y el trazado del túnel de la línea 9.



Para resolver la protección de las vías se ha diseñado una tablestaca de 11m de profundidad con una línea de anclajes provisionales a 2.20m de profundidad de la cota de rasante de la pantalla. La tablestaca esta formada perfiles de acero laminado en forma de Z y unido entre ellos.

Objeto del presente informe es proyectar una estructura adecuada de protección de las vías de la excavación de los colectores y analizar los efectos que la previsible descompresión del terreno provocada por la excavación pueda producir en el túnel para asegurar que no se afecte a la seguridad del mismo.

3. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Del estudio geológico-geotécnico del proyecto original se deducen los parámetros del terreno, cohesión y ángulo de rozamiento interno, con los que hemos realizado el modelo de estudio.

Pantallas Tablestaca (Sondeo S9)

Litología	Cotas	γ (t/m³)	C' (t/m²)	φ	Kh (t/m³)
1) RU Relleno Antrópico	De +16.50m hasta +15.40m	2.00	0.00	28.0	1500
2) Qc	De +15.40m hasta +15.10m	2.15	0.5	32.5º	3800
3) Qa arcilloso	De +15.10m hasta +12.00m	2.15	3.0	29.0º	2250
4) Qa	De +12.00m hasta +11.50m	2.15	1.5	33.0º	4500
5) Qa arcilloso	De +11.50m hasta +04.85m	2.15	3.0	29.0º	2250
6) Qa	De +04.85m hasta +02.20m	2.15	0.0	33.0º	4500

Nivel freático: +04.30m.

4. METODO DE CÁLCULO Y DE COMPROBACIÓN

Para el estudio de la afección de la excavación a las vías del tren y al túnel se ha utilizado el programa de elementos finitos PLAXIS en su versión 9 realizando dos modelos de estudio. El primero para el diseño de la

tablestaca y los anclajes necesarios para la protección de las vías frente a la excavación de la plataforma de los colectores, el segundo para el análisis de la afección al túnel de las actuaciones previstas.

Se han utilizados programas de fabricación propia para el dimensionamiento de los anclajes de las tablestacas.

5. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructura Hormigón	EHE-98. CTE.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	EHE-98 y Eurocódigos. CTE.

6. MATERIALES

Acero tablestaca:

Acero en las pantallas..... S320 (fyk=320 N/mm^2)

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Acero de tablestaca:

Coeficiente de seguridad del acero.....γ_{Mo} = 1.10

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables de carácter provisional…..…...1.35
Coeficiente de seguridad para acciones variables…….……...1.5
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes……..1.35
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales…....1
Coeficiente de seguridad para acciones simultaneas.....0.6

8. ANALISIS TABLESTACA Y TUNÉL

Se ha modelizado con el programa PLAXIS el terreno y las estructuras estudiadas con sus espesores y profundidades, estudiando los sistemas de excavación y de realización de la obra.

Se han realizado los siguientes modelos de análisis por medio del programa de elementos finitos PLAXIS 2D:

Modelo A: de estudio tablestaca y afección a las vías del tren de la línea Vilafranca-Mataró

Modelo B: de estudio de la afección al túnel Línea 4

Se ha utilizado el modelo de suelo con endurecimiento (Hardening-Soil) para modelizar el terreno en el que se realizará la excavación, debido a que la utilización de un modelo elástico convencional (Morh-Coulomb) suele exagerar el levantamiento del terreno en zona de excavaciones.

Los datos a introducir en el programa PLAXIS, de acuerdo con lo indicado por UPC en la nota “Nota acerca de los parámetros a utilizar en el análisis de excavaciones mediante elementos finitos” de este modelo tenso-deformacional son los siguientes:

Litología	γ (t/m³)	C’ (t/m²)	φ	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	υ
Relleno	2.0	0.0	28.0º	19416	15533	0.35
Qa-s granular	2.15	1.5	33.0º	18787	15029	0.35
Qa arcilloso	2.15	3.0	29.0º	18787	15029	0.35
PQ Gravas cuaternario basal	2.20	1.0	38.0º	24913	19931	0.35
P arcilla gris pliocena	2.05	3.5	25.5º	25864	20691	0.30

Debido a que las pantallas son provisionales no es necesaria la comprobación de las acciones del sismo.

8.1 Descripción tablestaca y túnel

Tablestaca

Se trata de una tablestaca tipo AZ12 de acero laminado. Su longitud es de 11.0m y tiene una línea de anclajes a la cota 14.30m.

Túnel

El túnel tiene un diámetro de 11.6m y está construido con 8 dovelas de hormigón armado de 0.35m de espesor. El túnel tiene una losa intermedia de 0.40m de espesor que lo separa en dos zonas. La losa se apoya en las dovelas por medios de unos hastíales.

En el trasdós del túnel se encuentra el anillo de inyección de mortero que se realiza tras la colocación de las dovelas. En el momento de la inyección el mortero es casi líquido y incompresible con un modulo elástico bajo. Al endurecer sus características coinciden con las del mortero.

8.2 Descripción cargas

Tablestaca

Para comprobar la afección a la vía y dimensionar la tablestaca se han considerado dos casos:

1. Con carga en trasdós

Se ha cargado el terreno en el trasdós de la pantalla con una carga de 30kN/m² en la plataforma del tren debida al tráfico ferroviario y con una carga de 10kN/m² de tráfico de obra fuera de la plataforma

2. Sin carga en trasdós

Túnel

Se ha considerado una sobrecarga de uso de 10kN/m² debida a la carga del tráfico repartida durante la fase de obra.

8.3 Datos input para el programa

Modelo A: de estudio tablestaca y afección a las vías del tren de la línea Vilafranca-Mataró

Tablestaca AZ12

EA = 25200 kN
EI = 36280 kN·m²
(E = 200000N/mm²)

Anclajes

Cable (elemento “anchor”)	2 cordones de 0.6’de diámetro cada 3 metros EA = $1.092 \cdot 10^5$ kN La carga de tesado es de 210kN por anclaje.
Bulbo (elemento “geogrid”)	EA = $1.00 \cdot 10^5$ kN /m

Para estudiar los efectos en las vías se ha modelizado dos elemento “beam” de dimensiones y rigidez correspondientes a las traviesas de las vías:

Traviesas 0.24x0.30m/cada 0.60m

EA = 3110400 kN
EI = 14929.9 kN·m²

Modelo B: de estudio de la afección al túnel Línea 9

Túnel

Se ha modelizado el anillo de dovelas del túnel como un anillo compuesto por elementos “beam” de espesor 0.35m e igual longitud que las dovelas reales, conectados entre si por medio de muelles rotacionales que permiten la trasmisión de cierto momento y que representan las conexiones entre dovelas.

De acuerdo con el estudio desarrollado por la UPC en el “Análisis de la interacción entre la pantallas 27,8 y el túnel de metro de la línea 4 de Barcelona. Propuesta de actuación” se adoptado para esta conexión una rigidez de 10000kNm/rad/m.

La rigidez de las dovelas de hormigón armado y de la losa son las siguientes:

Dovelas

EA = 8.75E+06 kN
EI = 8.93E+04 kN·m²
(E = 25000N/mm²)

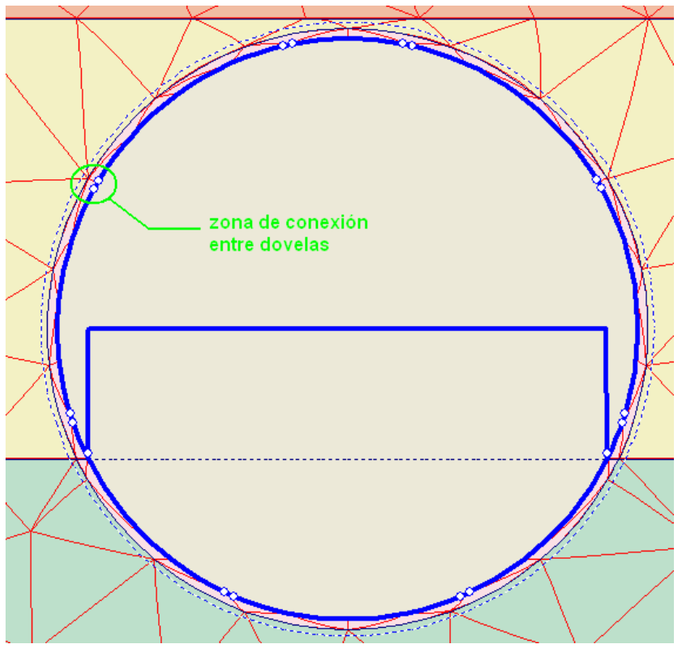
Losa

EA = 1.20E+07 kN
EI = 1.60E+05 kN·m²
(E = 30000N/mm²)

El anillo de mortero en el trasdós de las dovelas se ha modelizado en el programa como elemento “soil” con comportamiento Mohr-Coulomb en las dos situaciones, fresco y endurecido:

Anillo mortero	γ (t/m³)	C’ (t/m²)	φ	E_{50}^{ref} (kPa)	υ
Fresco	2.5	100	35.0º	30000	0.495
Endurecido	2.5	500	35.0º	1500000	0.20

A continuación se muestra un croquis del modelo del tunel y losa intermedia realizado con el programa Praxis donde se indican las zonas de conexión entre dovelas.



En el programa También se introduce un coeficiente de reducción de los parámetros del terreno en contacto con las pantallas y el túnel. Se ha considerado un valor:

R=0.66.

9. RESULTADOS

9.1 Modelo A: de estudio tablestaca y afección a las vías del tren de la línea Vilafranca-Mataró

Fases constructivas:

Con carga en trasdós

Fase 1: Ejecución de la pantalla de hormigón armado
Fase 2: Aplicación carga tren y obra
Fase 3: Excavación hasta cota ejecución anclajes
Fase 4: Ejecución anclajes
Fase 5: Excavación máxima

Sin carga en trasdós

Fase 1: Ejecución de la pantalla de hormigón armado
Fase 2: Excavación hasta cota ejecución anclajes
Fase 3: Ejecución anclajes
Fase 4: Excavación máxima

Para los dos casos las fases más críticas para las vías y las pantallas son la fase 3 de excavación hasta la cota de los anclajes, y la fase de excavación máxima. A continuación se presentan los resultados de esfuerzos y deformaciones de la tablestaca y de deformaciones para los elementos que modelizan las traviesas de las vías para estas dos fases.

Con carga en trasdós:

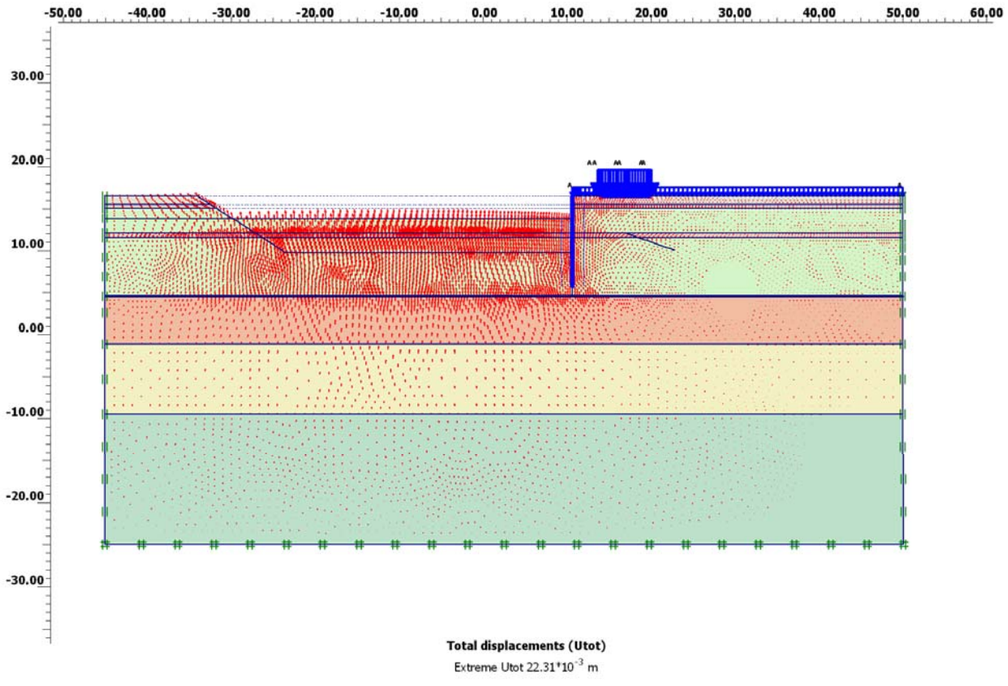


Figura 1: Diagramas de deformaciones en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. Se observa el levantamiento del terreno debido a la excavación.

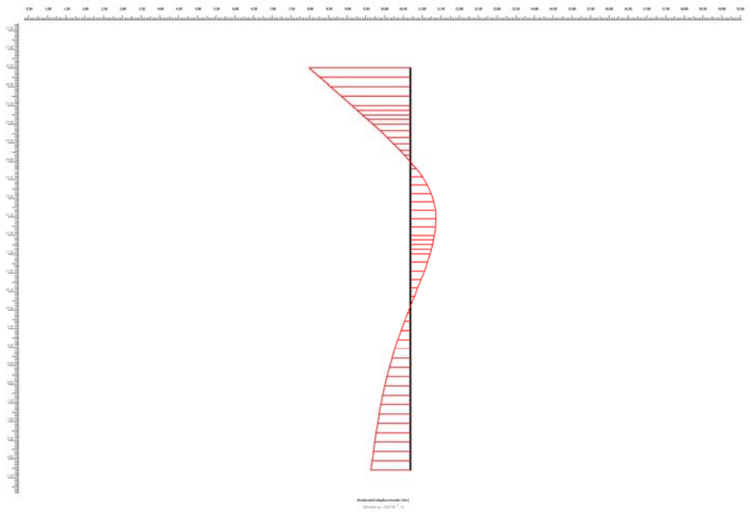


Figura 2: Diagramas de deformaciones horizontales de tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. δhmax = 2.81mm.

.

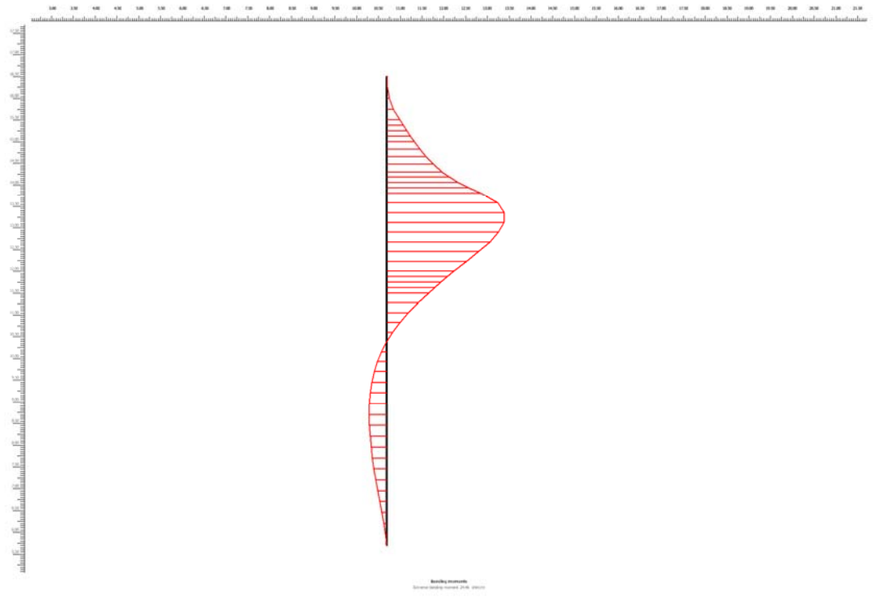


Figura 3: Diagramas de momento en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. Mkmax = 24.50kNm.

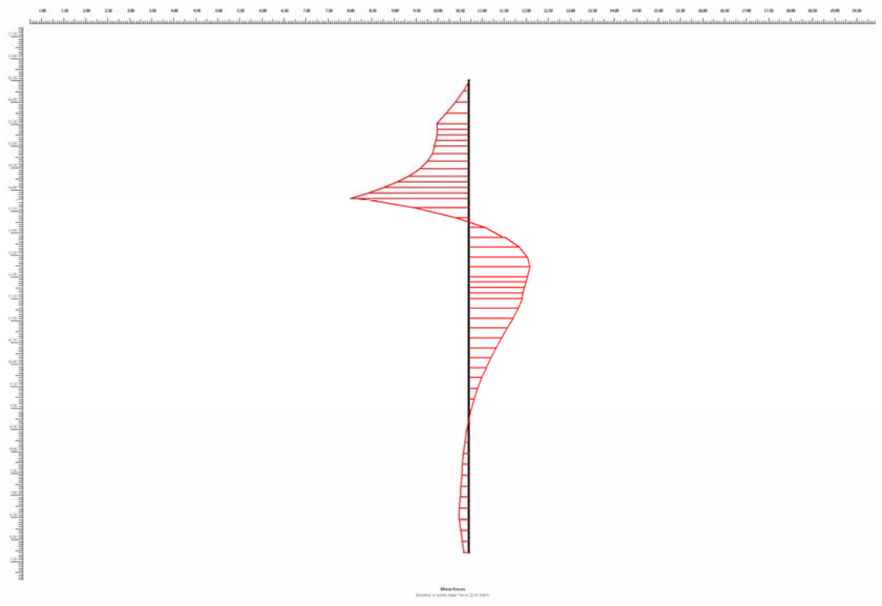


Figura 4: Diagramas de cortante en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. Vkmax =22.50 kN.

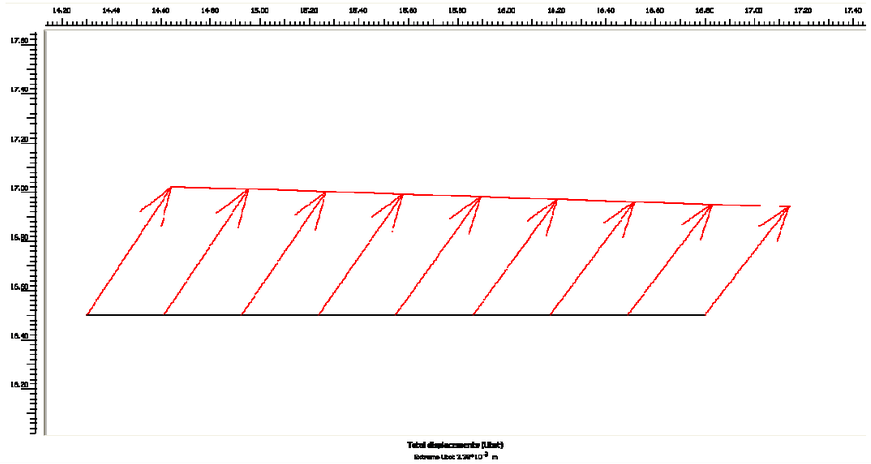


Figura 5: Diagramas de deformaciones totales de vía lado montaña en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. δhorizontalmax = 1.85mm, δverticalmax = 2.83mm.

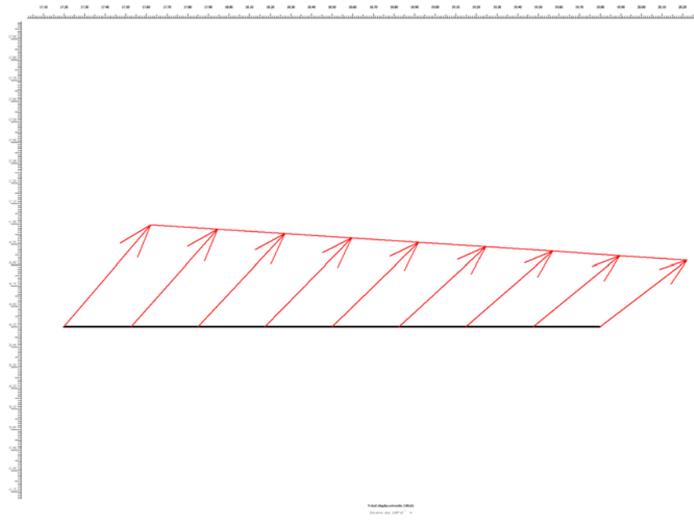


Figura 6: Diagramas de deformaciones totales de vía lado mar en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. δhorizontalmax = 1.94mm, δverticalmax = 2.28mm.

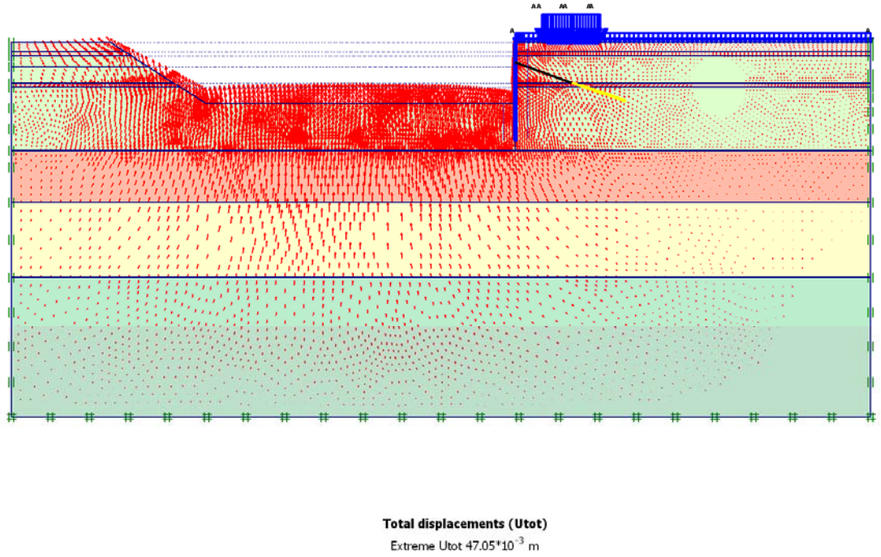


Figura 7: Diagramas de deformaciones en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Se observa el levantamiento del terreno debido a la excavación.

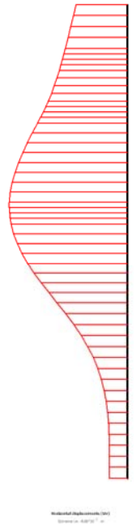


Figura 8: Diagramas de deformaciones horizontales de tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. ðhmax = 8.06mm.

.

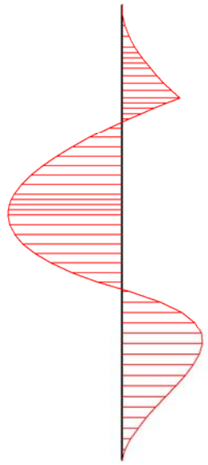


Figura 9: Diagramas de momento en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Mkmax = 57.61kNm

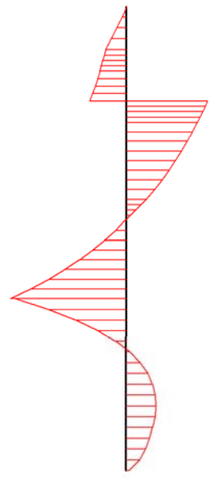


Figura 10: Diagramas de cortante en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Vkmax =78.1kN.

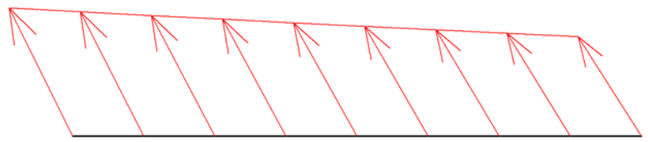


Figura 11: Diagramas de deformaciones totales de vía lado montaña en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. ðhorizontalmax = -1.59mm, ðverticalmax = 3.20mm.

Figura 12: Diagramas de deformaciones totales de vía lado mar en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. δhorizontalmax = -0.91mm, δverticalmax = 2.55mm.

Sin carga en trasdós

Para este modelo solo se mostrarán las deformaciones de los elementos que representan las vías dado que los esfuerzos en la tablestaca son inferiores al modelo anterior:

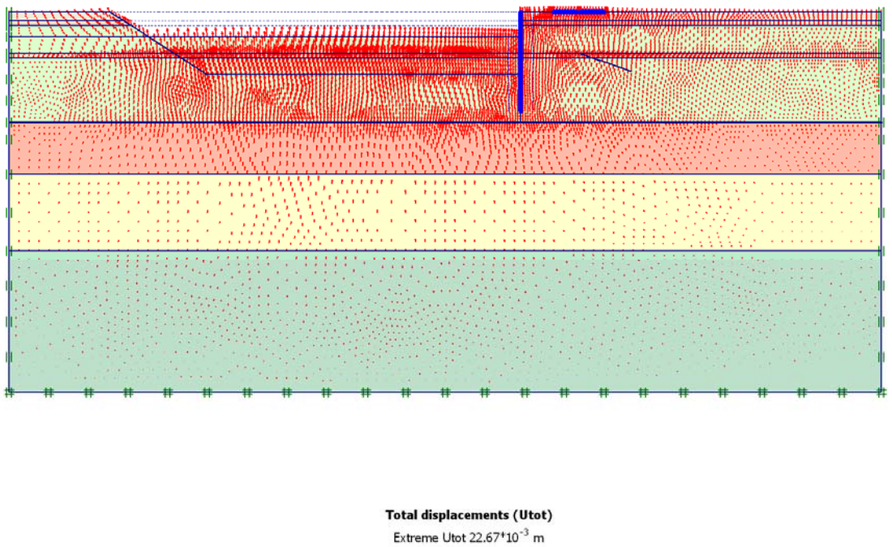


Figura 13: Diagramas de deformaciones en modelo de estudio sin cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. Se observa el levantamiento del terreno debido a la excavación.

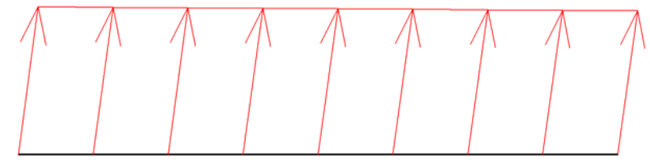


Figura 14: Diagramas de deformaciones totales de vía lado montaña en modelo de estudio sin cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. δhorizontalmax = 1.75mm, δverticalmax = 13.0mm.

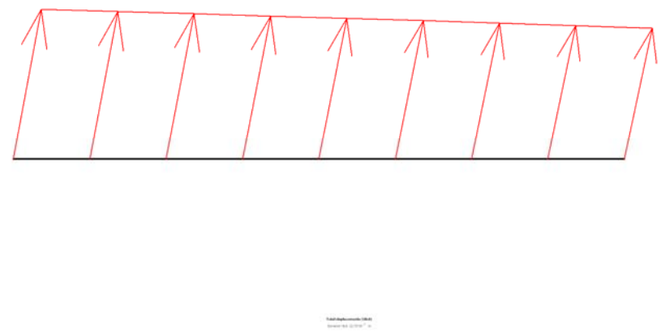


Figura 15: Diagramas de deformaciones totales de vía lado mar en modelo de estudio sin cargas en trasdós. Fase de excavación hasta cota de anclajes. δhorizontalmax = 2.33mm, δverticalmax = 12.55mm.

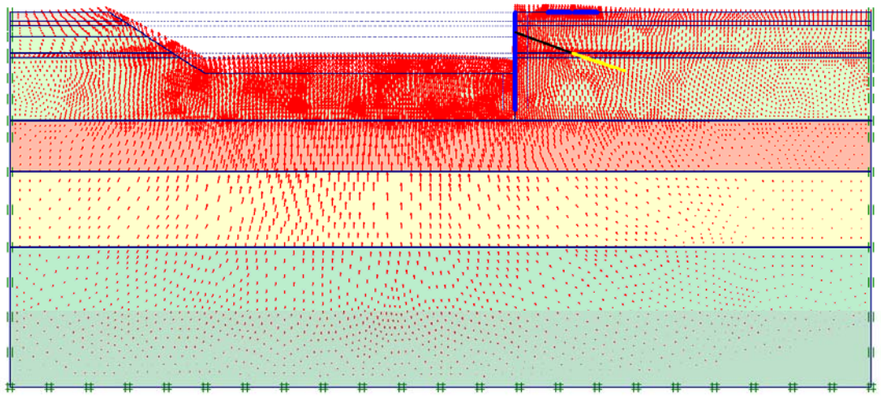


Figura 16: Diagramas de deformaciones en modelo de estudio sin cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Se observa el levantamiento del terreno debido a la excavación.

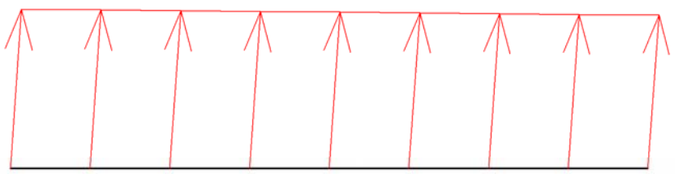


Figura 17: Diagramas de deformaciones totales de vía lado montaña en modelo de estudio sin cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. ðhorizontalmax = 1.20mm, ðverticalmax = 17.25mm.

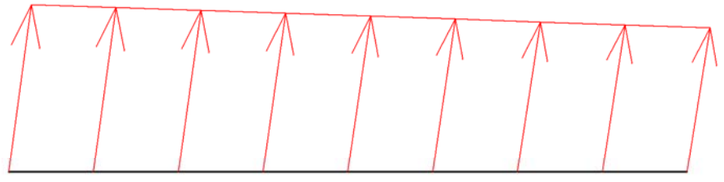


Figura 18: Diagramas de deformaciones totales de vía lado mar en modelo de estudio sin cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. ðhorizontalmax = 2.23mm, ðverticalmax = 16.41mm.

9.2 Resumen resultados pantallas

Se ha proyectado el armado de la pantalla con los esfuerzos máximos de todas las fases.

Para los estados limites últimos de la tablestaca, los esfuerzos han sido mayorados por γ = 1,35 al tratarse de una obra provisional según eurocódigo 1.

A continuación se muestra un resumen de los esfuerzos de cálculo y los valores de resistencia de la tablestaca

Valores obtenidos y considerados para el dimensionamiento:

	Md kN·m/m	Vd kN/m	McRD kN/m	VcRD kN
Tablestaca	77.80	105.50	384.0	707.0

En los anejos adjuntos se muestran las comprobaciones de la tablestaca.

9.2 Análisis deformaciones vías

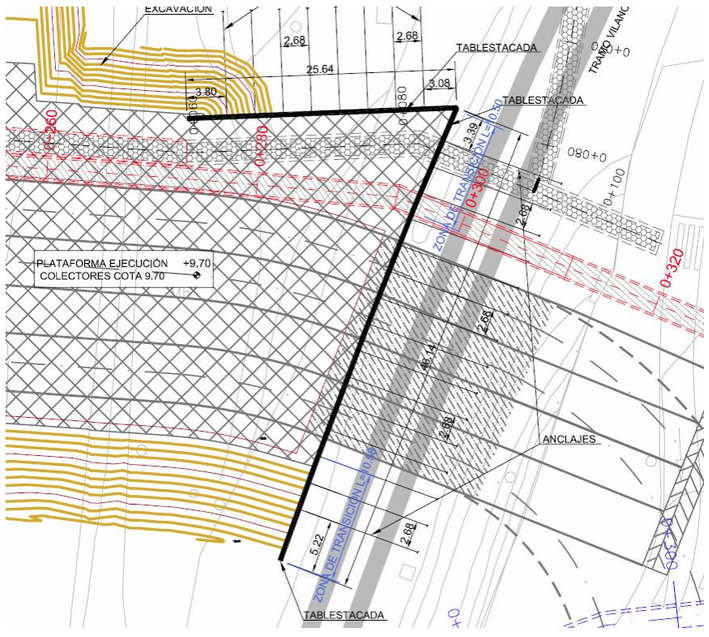
A continuación se muestran los valores de deformaciones máximas experimentados por las vías debido a las actuaciones de la obra obtenidos en el estudio teórico

Deformaciones	δhorizontalmax mm	δverticalmax mm
vía	2.30	17.25

Para validar estas deformaciones y comprobar la seguridad y la funcionalidad de la vía se hace referencia a la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF-08) de Ministerio de Fomento.

En el control de las deformaciones límites de las vías en la zona de actuación se propone una equivalencia entre la longitud del tramo afectado por la actuaciones y el vano del tablero indicado por la IAP y considerando una velocidad de los trenes en la zona de obra no superior a 120km/h.

La longitud total afectada por la obra corresponde a 46.0m sin embargo se asume unas zonas de transición de aproximadamente 10.50m (zona de talud de excavación o de esquina entre las dos tablestacas) donde las deformaciones varían gradualmente del valor cero (zona sin afección) hasta los valores máximos indicados en la tabla.



Comprobación deformación vertical

Según el apartado *4.2.1.1.3 Deformación vertical del tablero* de la IAPF-08 la flecha total máxima del tablero será menor o igual que L/600.

A efecto orientativo para establecer un criterio consideramos del lado de la seguridad como Luz equivalente del tablero no la longitud total de la zona afectada sino una longitud correspondiente a dos veces la longitud de la zona de transición considerada, es decir Le=2·10.50m=21.0m, asumiendo que en toda la zona central, Lcentral=46.0m-21.0m=25.0m, se desarrolle la flecha máxima:

F=17.25mm < Le/600=35.0mm.

Comprobación deformación horizontal

Como criterio de control adoptamos el que la IAPF admite como deformación horizontal del tablero de un puente.

Según el apartado *4.2.1.1.4 Deformación horizontal del tablero* de la IAPF-08 un radio R de curvatura horizontal debería cumplir la limitación siguiente para una velocidad del tren < 120km/h:

Rlim>1700m

Para la obtención de un radio de curvatura horizontal R en el caso en estudio se aplica la siguiente formulación propuesta por la IAPF-08:

$Rd=L^2/(8\cdot\delta h)$ = 5991.0m > Rlim=1700m

Donde L=10.50m es la longitud de zona de transición considerada.

9.3 Anclajes para las pantallas

Al tratarse de obra provisional, se dimensionaran los anclajes adoptando los coeficientes correspondientes a anclajes provisionales.

En la tabla se muestran los valores máximos obtenidos de fuerzas en los anclajes, sin mayorar.

Tablestaca	Anclaje
	Pk (kN)
1	253.80

Para las cargas se ha considerado un coeficiente de mayoración de 1.20 de acuerdo con la “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera”.

Se han adoptado anclajes provisionales formados por 2 cordones de 0.6” de diámetro:

Se han realizado las siguientes comprobaciones:

- Comprobación tensión admisible del acero del tirante.
- Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.
- Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo.

Longitudes de bulbo

Se ha considerado un coeficiente de minoración de la tensión última de transferencia entre terreno y bulbo de 1.45

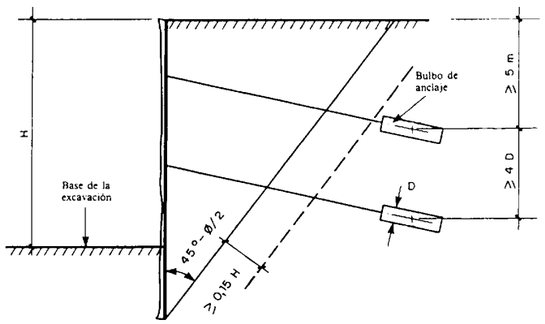
Para la longitud de bulbo se proponen los siguientes valores:

- Long bulbo = 6.50m anclajes de inyección repetitiva y selectiva (IRS) adherencia limite=0.18MPa

A favor de seguridad se adopta como hipótesis de partida que el bulbo del anclaje se sitúa en la capa Qa.

Longitud libre de los anclajes provisionales

La longitud libre de los anclajes se obtiene a partir de la litología de la zona y de la geometría indicada en la figura adjunta:



Se adopta como hipótesis de partida que el pie de pantalla se sitúa en la capa Qa, a favor de seguridad se adopta un ángulo de rozamiento de 29.0º.

Se obtiene una longitud libre igual a 7.0m.

La longitud libre se mide desde la placa de reparto hasta la zona de bulbo, es decir, es necesario sumar la zona de pantalla.

Las comprobaciones de los anclajes y de la viga de reparto propuesta se muestran en los anejos adjuntos.

9.4 Modelo B: de estudio de la afección al túnel Línea 9

Fases constructivas:

Fase 1: Ejecución túnel con inyección mortero fresco. De acuerdo con lo indicado por UPC no se ha considerado perdida de volumen.
Fase 2: Endurecimiento inyección de mortero.
Fase 3: Ejecución losa intermedia
Fase 4: Ejecución excavación máxima plataforma obra hasta la cota 9.70m

En la fase 4 se han anulado las deformaciones anteriores para evidenciar las deformaciones producidas por la excavación.

Fase 3: Ejecución losa intermedia

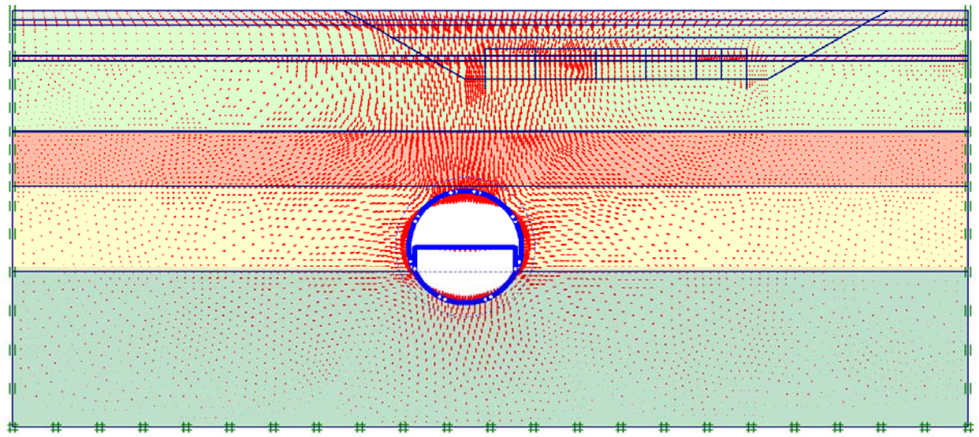


Figura 19: Diagramas de deformaciones en modelo de estudio. Fase de 3 de ejecución de la losa intermedia. Se observa la deformación superficial debida a la ejecución del túnel.

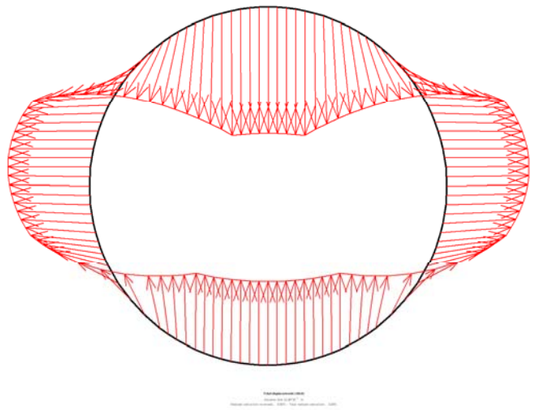


Figura 20: Diagramas de deformaciones totales de del túnel. Fase 3 de ejecución de la losa intermedia. δtotmax = 22.38mm.

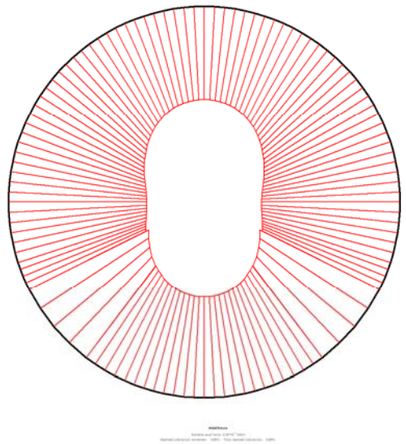


Figura 21: Diagramas de axiles en túnel. Fase 3 de ejecución de la losa intermedia. Fkmax = -2340kN.

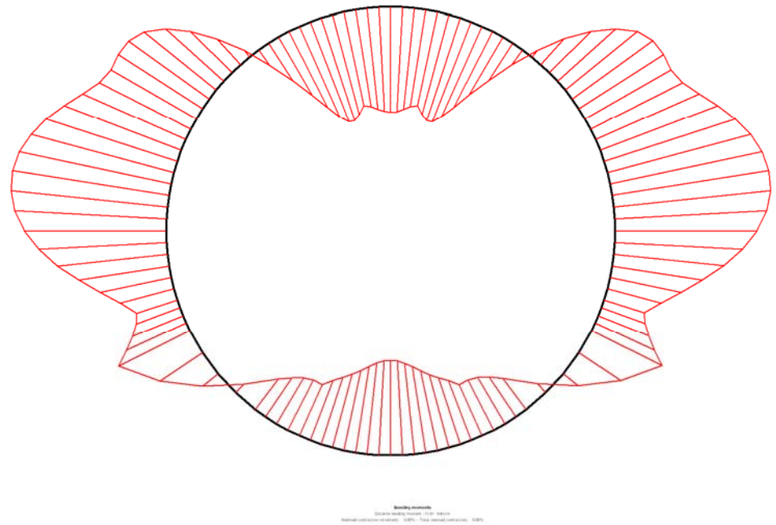


Figura 22: Diagramas de momento en túnel. Fase 3 de ejecución de la losa intermedia. Mkmax =71.1kNm.

Fase 4: Ejecución excavación máxima hasta la cota 9.70m

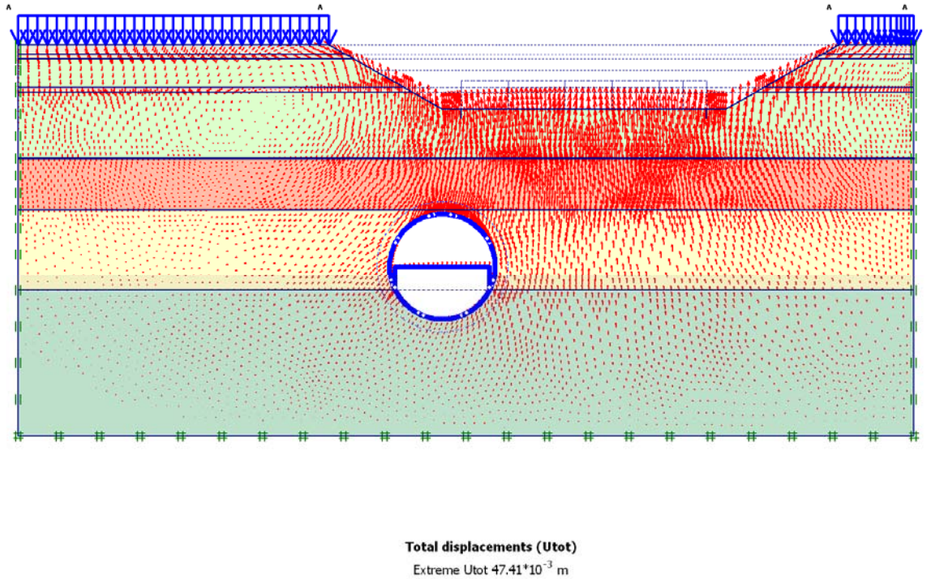


Figura 23: Diagramas de deformaciones en modelo de estudio. Fase de 4 excavación máxima plataforma obra hasta la cota 9.70m. Se observa el levantamiento del terreno debido a la excavación.

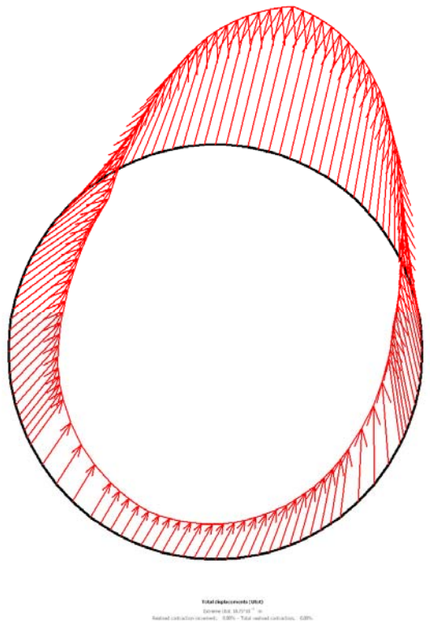


Figura 24: Diagramas de deformaciones totales de del túnel. Fase 4 de excavación máxima plataforma obra hasta la cota 9.70m. δtotmax = 18.75mm.

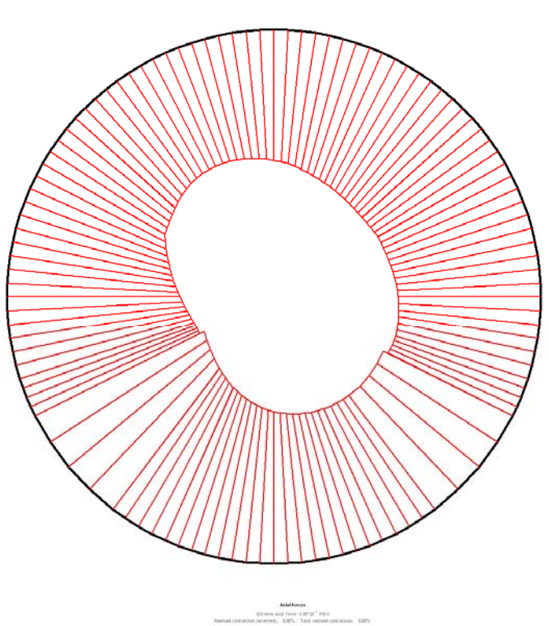


Figura 25: Diagramas de axiles en túnel. Fase 4 de excavación máxima plataforma obra hasta la cota 9.70m. Fkmax = 1960kN.

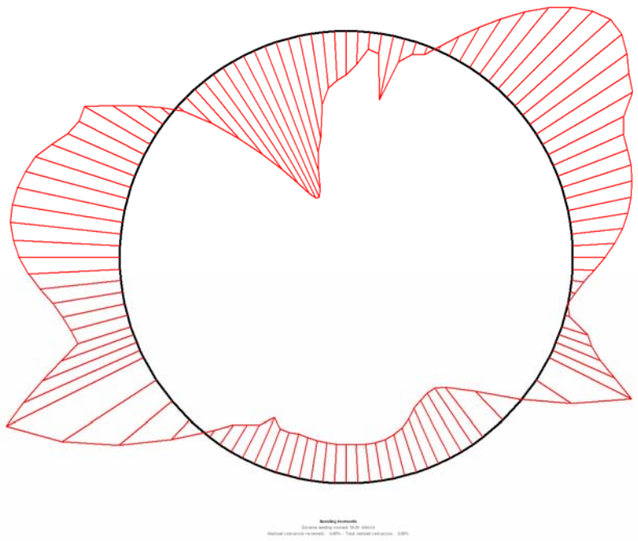


Figura 26: Diagramas de momento en túnel. Fase 4 de excavación máxima plataforma obra hasta la cota 9.70m. Mkmax =71.1kNm.

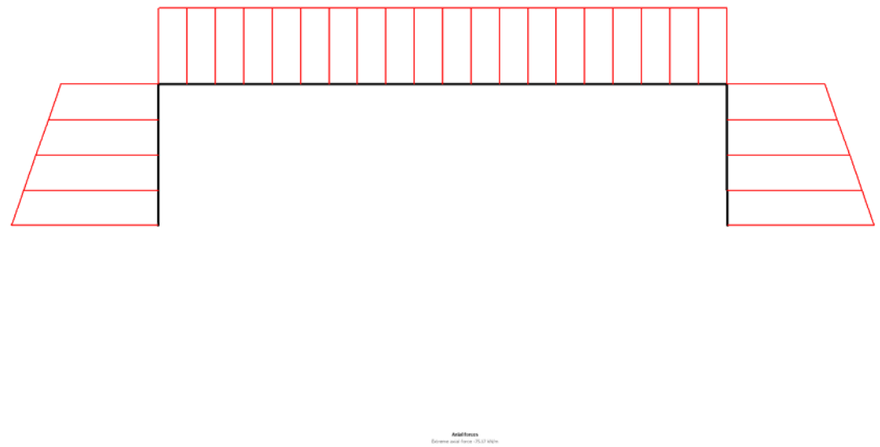


Figura 27: Diagramas de axil en losa intermedia. Fase 3 de ejecución de la losa intermedia. Fkmax =-75.17kN.

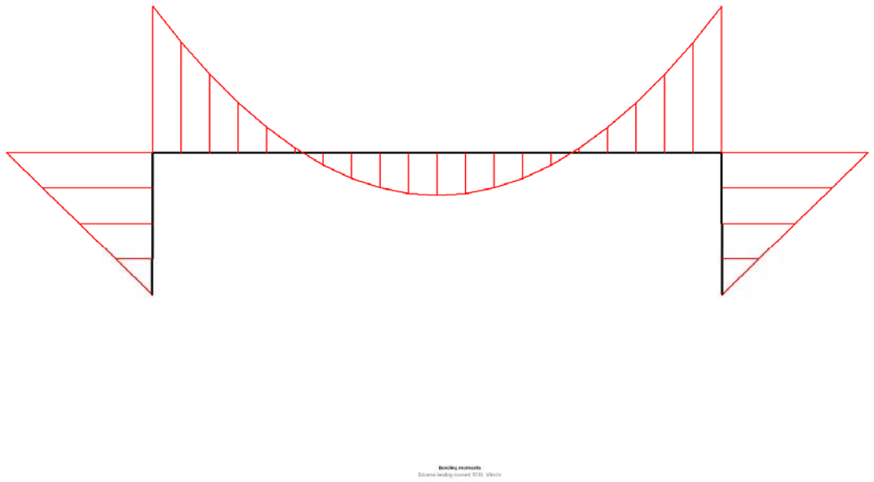


Figura 28: Diagramas de momento en losa intermedia. Fase 3 de ejecución de la losa intermedia. Mkmax =64.76kNm.

9.5 Análisis tensiones y deformaciones túnel

Del análisis de los esfuerzos en el túnel se observa que se produce una ligera descompresión en el revestimiento por efecto de la excavación de la plataforma de la obra. Se obtiene una reducción de los esfuerzos axiles y momentos flectores respecto a la situación actual, sin embargo en todas las secciones los axiles son de compresión.

A continuación se muestran los valores de tensiones, Axiles y momento flectores en el estado inicial y en el momento de la excavación máxima en el revestimiento del túnel. En todas las secciones del revestimiento las tensiones siempre son de compresión.

En el momento de la excavación de la plataforma a la cota 9.70m las tensiones mínimas de compresión son de 0.76N/mm², mientras las tensiones máxima de compresión máxima son de 8.38 N/mm² . Los valores de compresión quedan por debajo de la resistencia a compresión simple del hormigón de las dovelas (HA-50). En PLAXIS las compresiones son negativas:

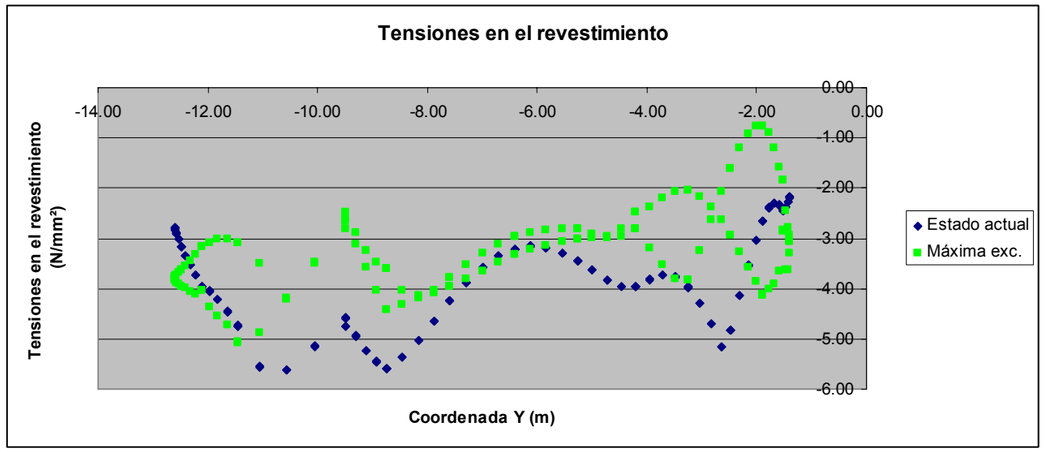


Figura 29: Tensiones de compresión mínimas en el revestimiento en el estado actual y en el momento de máxima excavación. Valores sin mayorar.

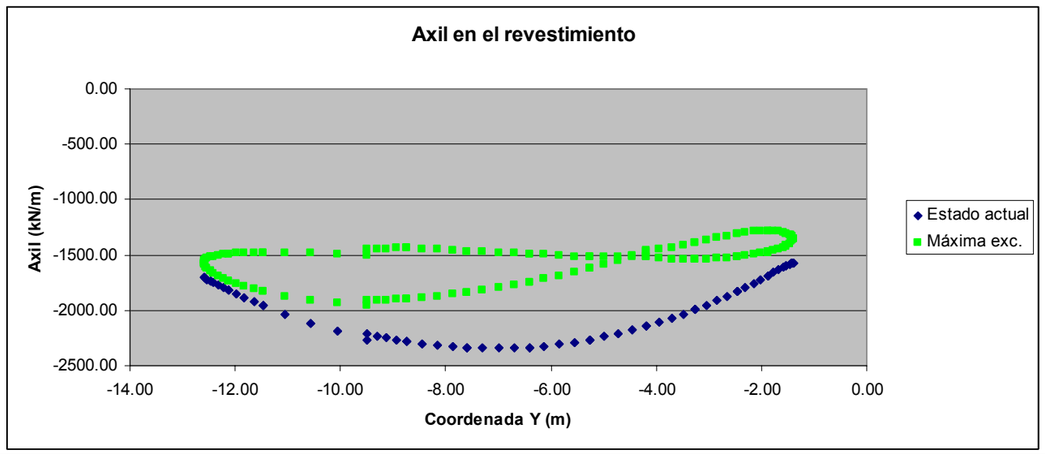


Figura 30: Axiles en el revestimiento en el estado actual y en el momento de máxima excavación. Valores sin mayorar.

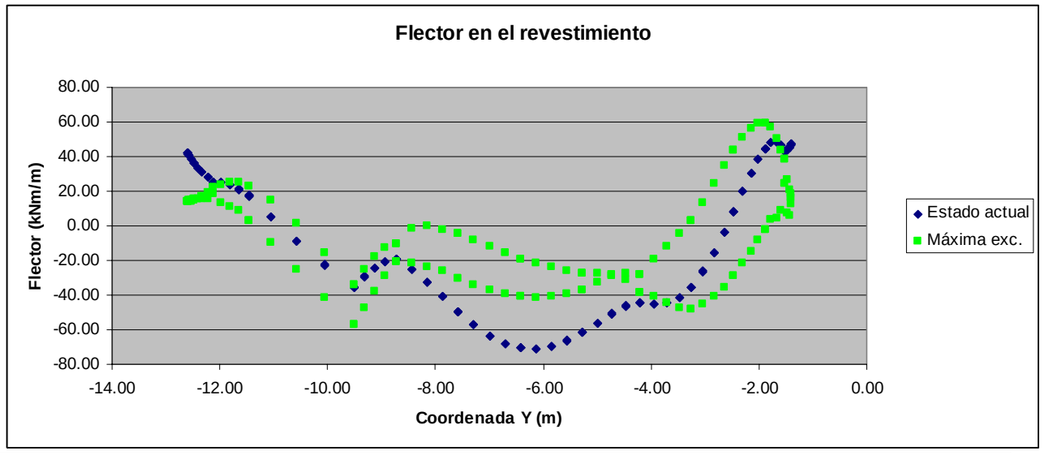


Figura 31: Momentos flectores en el revestimiento en el estado actual y en el momento de máxima excavación. Valores sin mayorar.

Del análisis de las deformaciones del túnel se observa en la fase de excavación máxima a la cota 9.70m el revestimiento experimenta una deformada máxima total de 18.75mm.

A continuación se muestran los valores de deformaciones absolutas en dirección horizontal y vertical de los hastíales, de la clave y del fondo del revestimiento del túnel para la fase de excavación máxima:

Punto control		Ux (t/m³)	Uy (t/m²)
Hastial izquierdo	(-5.60, -7.0)	7.27	-
Hastial derecho	(+5.60, -7.0)	-2.61	-
Clave	(0.0, -1.40)	-	16.47
Fondo	(0.0, -12.60)	-	4.70

Se analizan las deformaciones relativas de la sección:

- La deformación relativa máxima entre el extremo superior y el extremo inferior del túnel es de 11.77mm, que corresponde a un alargamiento del 0.10% del diámetro vertical del túnel.

- La deformación relativa horizontal máxima es de 4.66mm, que corresponde a un acortamiento del 0.042% del diámetro horizontal del túnel.

Los esfuerzos en la losa intermedia son pequeños y asumibles por el elemento estructural.

10. CONCLUSIONES

En el informe se presentan los cálculos de dimensionamiento de la tablestaca necesaria para la protección de la vía de trenes del trazado Vilanova-Mataró a lado de la excavación necesaria para la ejecución de los colectores 11Septiembre-Horta-Soldevilla.

Los cálculos realizados con el programa de elementos finitos PLAXIS muestran que las vías pueden llegar a ascender unos 17.25mm y moverse horizontalmente unos 2.30mm. Se comprueba siguiendo la Norma IAPF-08 que estas deformaciones relacionadas con la longitud en la que se desarrollan son compatibles con la seguridad de circulación de los trenes para las velocidades máximas de los mismos en las zonas de obra, normalmente no superior a 120km/h. Consideramos que las deformaciones encontradas están del lado de la seguridad dado que los módulos del terreno usados en el cálculo tienden a ser menores que los reales.

En cualquier caso el control topográfico permite detectar deformaciones en las vías y si necesario es posible actuar para su reposición de forma sencilla.

El análisis de afección de la excavación de la plataforma sobre el túnel de la línea 4 que pasa por debajo de ella indica que se obtiene una reducción del axil de las dovelas del túnel, sin embargo como demuestran los cálculos el túnel sigue comprimido.

Según los cálculos el túnel puede llegar a ascender unos 18.75mm máximo en proximidad de la clave con un alargamiento del diámetro vertical de 11.77mm y un acortamiento del diámetro horizontal de 4.66mm. Estas deformaciones producen una ligera ovalización del túnel que dado los valores pequeños de los movimientos consideramos perfectamente asumible por un túnel de ese diámetro.

Se hace notar que estas deformaciones son sensiblemente inferiores a las que se encontraron en el estudio de la afección al mismo túnel de la línea 4 en la zona de cruce con la pantalla 27, donde según el informe final “ANALISIS DE LA INTERACCION ENTRE LAS PANTALLAS 27, 8 Y EL TUNEL DE METRO DE LA LÍNEA 4 DE BARCELONA. PROPUESTA DE ACTUACIÓN” realizado por la UPC se obtenía para el túnel un alargamiento del diámetro vertical de 30.0mm (0.26% del diámetro del túnel) y un acortamiento del diámetro horizontal de 15mm (0.13% del diámetro del túnel), valores que se consideraron aceptables para las estructuras afectadas.

Se concluye que la ejecución de la tablestaca con la excavación de la plataforma de trabajo para la realización de los colectores a la cota 9.70m es viable y la afección tanto a las vías de trenes del trazado Vilanova-Mataró como al túnel de la línea 4 es pequeña y perfectamente asumible por los elementos.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Noviembre de 2010

amatria
ingeniería

COMPROBACÍON TABLESTACAS AZ12 S320 GP

Caracteristicas sección

$sp := 8.50mm$ $Hp := 302mm$ $Atot := 126mm^2$

$Ip := 18140cm^4$ $Wel := 1200cm^3$ $Wpl := 1409cm^3$

$fyk := 320 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma_{M0} := 1.0$

Valores resistencia

$M_{cRd} := Wel \cdot \frac{fyk}{\gamma_{M0}}$ $M_{cRd} = 384\,kN \cdot m$ perfil clase 3

$Av := 1.492 \cdot Hp \cdot sp$ Area resistente a cortante por ml

$V_{plRd} := Av \cdot \left(\frac{fyk}{\sqrt{3}}\right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$ $V_{plRd} = 707.59\,kN$

amatria
ingeniería

COMPROBACIÓN TENSIÓN ADMISIBLE ACERO ANCLAJES PROVISIONALES TABLESTACA

Se han utilizado anclajes formados por 2cordones ϕ60" de acero Y 1860S7

$A_t := 280mm^2$ sección del tirante $Ea := 195000 \frac{N}{mm^2}$

$f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2}$ limite de rotura del acero del tirante

$f_{yk} := 1640 \frac{N}{mm^2}$ limite elástico del acero del tirante

$\gamma_p := 1.25$ coef. de minóración del limite de rotura

$\gamma_y := 1.10$ coef. de minoración del limite elástico

$\gamma_c := 1.20$ coef. de mayoración de las cargas

Cálculo valor máximo tensión en el tirante

$\frac{f_{pk}}{\gamma_p} = 1488 \frac{N}{mm^2}$ $\frac{f_{yk}}{\gamma_y} = 1490.91 \frac{N}{mm^2}$

Comprobación anclajes

Pant 1 valores de cargas por anclaje

$P1k_1 := 253.8kN$ $P1d_i := P1k_i \cdot \gamma_c$ $P1d_i =$ 304.56 kN Carga mayorada

$Pu1 := \frac{A_t \cdot f_{pk}}{\gamma_p}$ $Pu1 = 416.64\,kN$

$Pu2 := \frac{A_t \cdot f_{yk}}{\gamma_y}$ $Pu2 = 417.45\,kN$

$Pu := \min(Pu1, Pu2)$ $Pu = 416.64\,kN$ Valor resistencia máxima

$Resultado := if(P1d_1 < Pu, "COMPRUEBA", "NO COMPRUEBA")$

P1d < Pu $Resultado = "COMPRUEBA"$

CÁLCULO LONGITUD BULBO

$Dp := 180mm$ diametro efectivo bulbo

$\gamma t := 1.45$ coeficiente de minoración de la tensión ultima de transferencia

$\gamma d := 1.2$ coeficiente de mayoración de las cargas temporales

$Rds_i := P1k_i \cdot \gamma d$ $Rds_i =$

304.56 kN cargas en el tendón 6/0.60"

$\gamma s := 1$ coeficiente de minoración acero

$\tau k := 0.18 \frac{N}{mm^2}$ tensión media de transferencia característica en el contacto bulbo-terreno, valor mínimo entre las diferentes capas de terreno (anclajes tipo inyección repetitiva)

$Lbt_i := \frac{Rds_i \cdot \gamma t}{\pi \cdot Dp \cdot \tau k}$ $Lbt_i =$ longitud mínima del bulbo

4.34 m

Se adopta una longitud del bulbo de 6.50m para todos los anclajes

amatria
ingeniería

COMPROBACÍON DESLIZAMIENTO TIRANTE EN LA LECHADA DENTRO DEL BULBO

$fck := 25$ N/mm² $\tau_{lim} := \left[6.9 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{fck}{22.5}\right)^2}\right] \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\tau_{lim} = 7.4 \frac{N}{mm^2}$

$p_t := 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A_t}$ $p_t = 59.32$ mm

$Lb2_i := \frac{Rds_i}{p_t} \cdot \frac{1.2}{\tau_{lim}}$ $Lb2_i =$

0.83 m < 8.00m longitud adoptada

COMPROBACÍON VIGA REPARTO DE TABLESTACAS 2XUPN240

Comprobación perfiles

Caracteristicas sección y material

$tw := 9.50mm$ espesor alma $d := 184mm$ longitud alma (sin contar zonas de conexión con ala)

$Hp := 240mm$ canto perfil $Atot := 4230mm^2$ sección de un perfil

$Ip := 3600cm^4$ $Wel := 300cm^3$ $Wpl := 358cm^3$ modulos para un perfil singulo

$fyk := 275 \frac{N}{mm^2}$ $Et := 200000 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma_{M0} := 1.0$

Valores esfuerzos actuantes

El espaciamineto entre anclajes en la pantalla de tablestacas es de 2.68, para distribuir la carga uniformemente se propone una viga compuesta por dos UPN240.

Se dimensiona la viga a partir de la carga obtenida para los anclajes en el estudio de la tablestaca, distribuida por ml en la viga:

$P1d := 304.56kN$ carga mayorada por anclajes

$es := 2.68m$ espaciamiento entre anclajes

Los esfuerzos se obtienen considerando la viga de reparto como apoyada en los anclajes y con la carga concentrada indicada anteriormente, así que se obtiene un modelo de viga en multiples apoyos, con cargas puntuales en centro vano cuya solución esta tabulada en los prontuarios:

$Mdmax := 0.171 \cdot P1d \cdot es$ $Mdmax = 139.57\,kN \cdot m$

$Vdmax := 0.658 \cdot P1d$ $Vdmax = 200.4\,kN$

amatria
ingeniería

Valores resistencia

$M_{cRd} := 2Wel \cdot \frac{fyk}{\gamma_{M0}}$ perfil clase 3 $M_{cRd} = 165\,kN \cdot m$ > Mdmax

$Av := 2 \cdot d \cdot tw$ Area resistente a cortante por ml

$V_{plRd} := Av \cdot \left(\frac{fyk}{\sqrt{3}}\right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$ $V_{plRd} = 555.06\,kN$ > Vdmax

Comprobación placa reparto carga anclaje

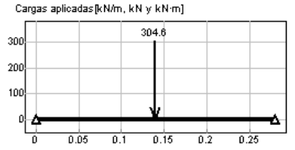
Se analiza la placa de reparto como elemento byapoyado con las sigueintes caracteristicas:

$b_{pl} := 0.20m$ $luz := 0.26m$ $esp := 0.06m$ $Avpl := b_{pl} \cdot esp$

$I_{pl} := \frac{b_{pl} \cdot esp^3}{12}$ $Wel_{pl} := I_{pl} \cdot \frac{2}{esp}$

Se considera la carga en las dos posiciones siguientes:

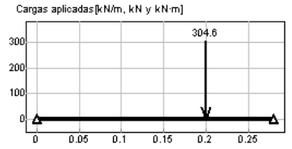
Caso 1: x1=x2=luz/2



$Mdp1 := P1d \cdot \frac{luz}{4}$ $Mdp1 = 19.8\,kN \cdot m$

$Vdp1 := \frac{P1d}{2}$ $Vdp1 = 152.28\,kN$

Caso 2: x1=5cm; x2=20cm $x1 := 5cm$ $x2 := luz - x1$ $x2 = 21\,cm$



$Mdp2 := P1d \cdot \frac{x1 \cdot x2}{luz}$ $Mdp2 = 12.3\,kN \cdot m$

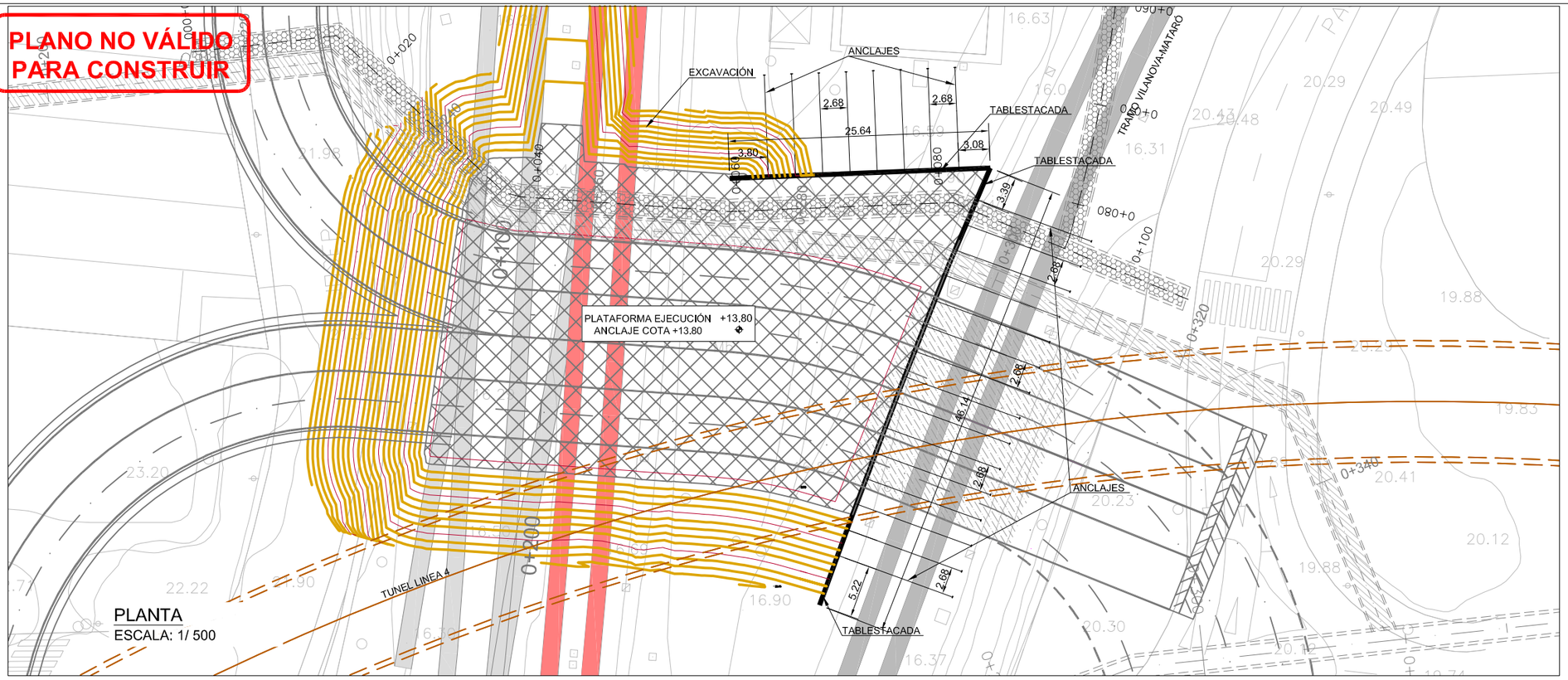
$Vdp2 := \frac{P1d \cdot x2}{luz}$ $Vdp2 = 245.99\,kN$

Valores resistencia

$M_{cRdpl} := Wel_{pl} \cdot \frac{fyk}{\gamma_{M0}}$ $M_{cRdpl} = 33\,kN \cdot m$ > Mpd1

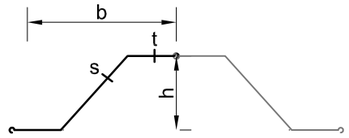
$V_{plRdpl} := Avpl \cdot \left(\frac{fyk}{\sqrt{3}}\right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$ $V_{plRdpl} = 1905.26\,kN$ > Vdp2

PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR

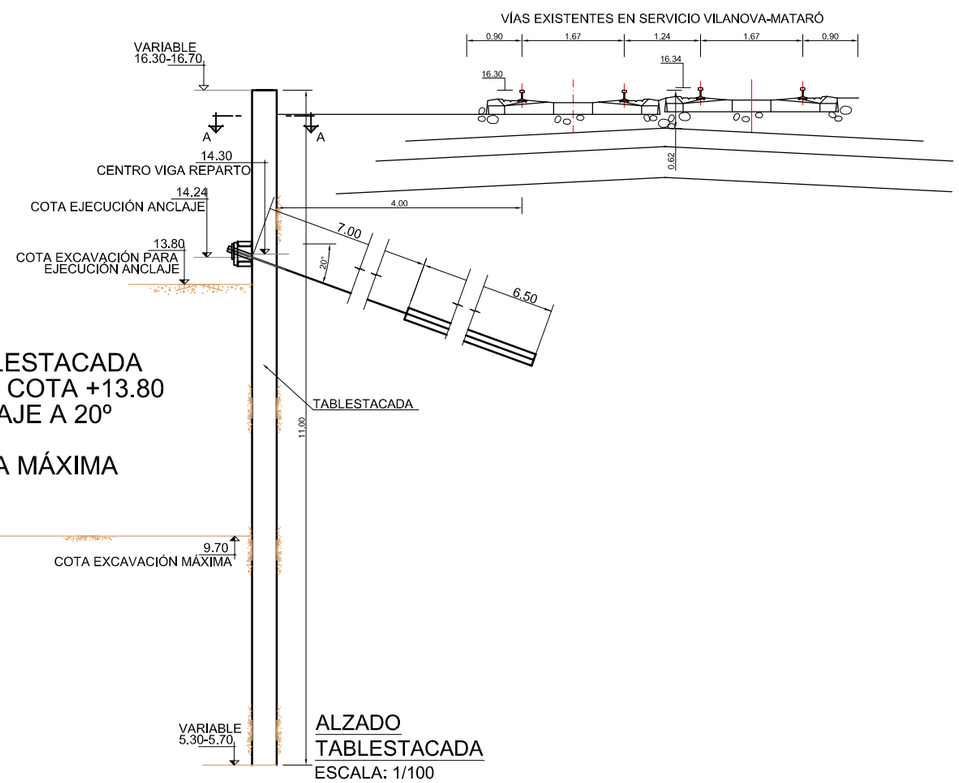


PLANTA
ESCALA: 1/ 500

TABLESTACADA AZ12	
TIPO ACERO	S320 GP
b	670 mm
h	302 mm
s	8,5 mm
t	8,5 mm

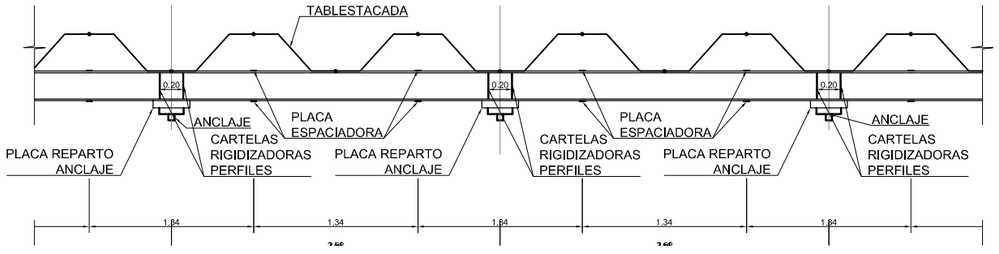


TABLESTACA AZ12
ESCALA: 1/40



FASE 1: EJECUCIÓN TABLESTACADA
FASE 2: EXCAVAR HASTA COTA +13.80
FASE 3: EJECUTAR ANCLAJE A 20º EN COTA +14.24
FASE 4: EXCAVAR A COTA MÁXIMA

ALZADO TABLESTACADA
ESCALA: 1/100



ANCLAJES PROVISIONALES	TIPO	COTA ANCLAJE (m)	DIAMETRO DE PERFORACIÓN (mm)	LONGITUD DEL BULBO (m)	LONGITUD LIBRE DEL ANCLAJE (m)	CARGA DE BLOQUEO (kN)	ESPACIAMIENTO (m)
TABLESTACADA	1 TENDÓN DE 2Ø0.60" (Y 1860S7)	14.24	180	6.50	7.00	180	2.68

TENSIÓN DE TRANSFERENCIA MEDIA CARACTERÍSTICA EN EL CONTACTO BULBO-TERRENO CONSIDERADA: - 0.18 MPa en terreno Qa
BULBO POR INYECCIÓN REPETITIVA Y SELECTIVA IRS
POSICIÓN DE ANCLAJES SEGÚN TABLA
SE REALIZARÁN ENSAYOS DE VERIFICACIÓN DE ACUERDO CON EL PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS
SE CONSIDERA QUE EL DIÁMETRO DEL BULBO ES IGUAL AL DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR: ISOLUX CORSÁN / CORSÁN-CORVIAM

ESCALA: INDICADAS (Numérica / Gráfica)

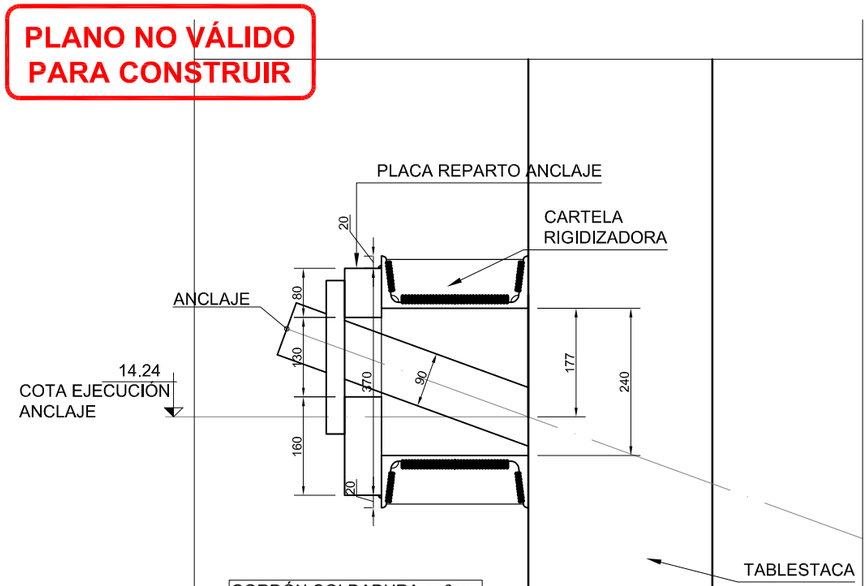
FECHA: NOVIEMBRE 2010

TÍTULO DEL PLANO: COLECTORES Y GALERIA ELÉCTRICA
TABLESTACADA
PLANTA GENERAL, ALZADO Y FASES 1 A 4

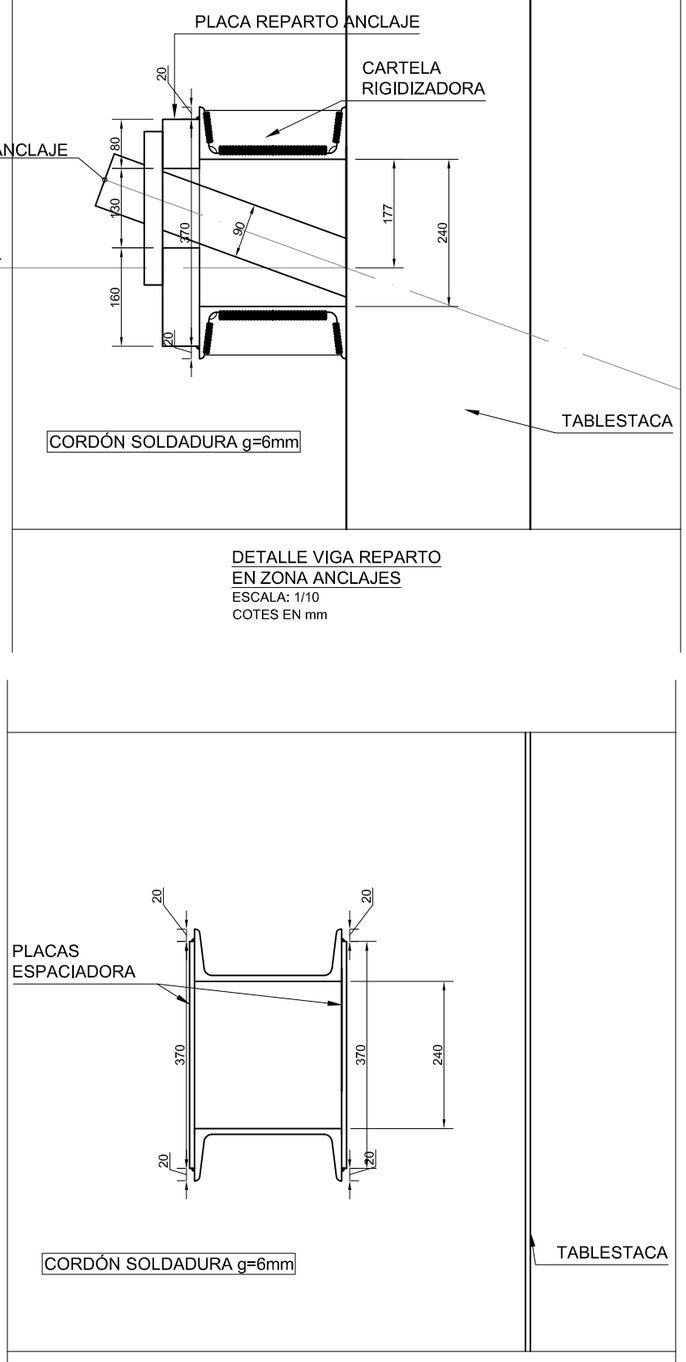
Nº DE PLANO: --
Hoja 1 de 3

8721

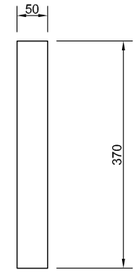
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



DETALLE VIGA REPARTO
EN ZONA ANCLAJES
ESCALA: 1/10
COTES EN mm

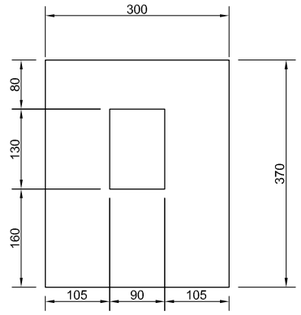


DETALLE VIGA REPARTO
EN ZONA PLACA ESPACIADORA
ESCALA: 1/10
COTES EN mm



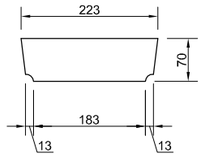
ESPESOR e=8mm

DETALLE PLACA ESPACIADORA
PERFILES
ESCALA: 1/10
COTES EN mm



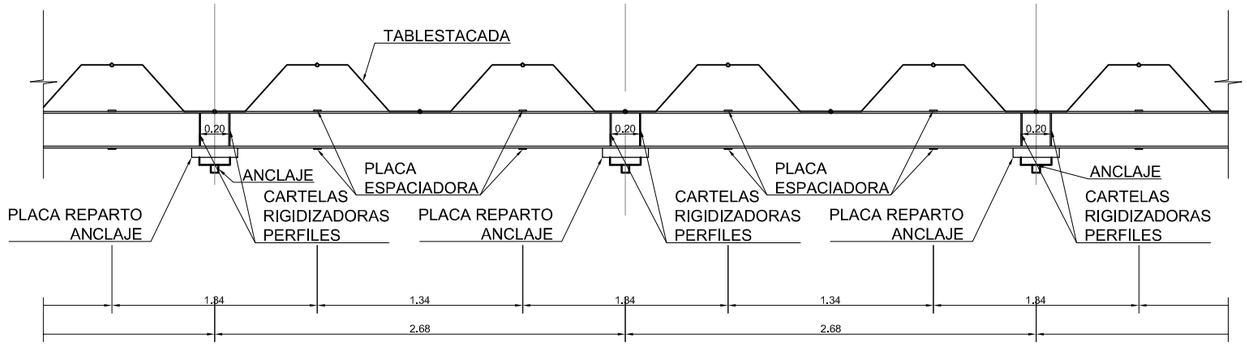
ESPESOR e=60mm

DETALLE PLACA REPARTO
ANCLAJE
ESCALA: 1/10
COTES EN mm

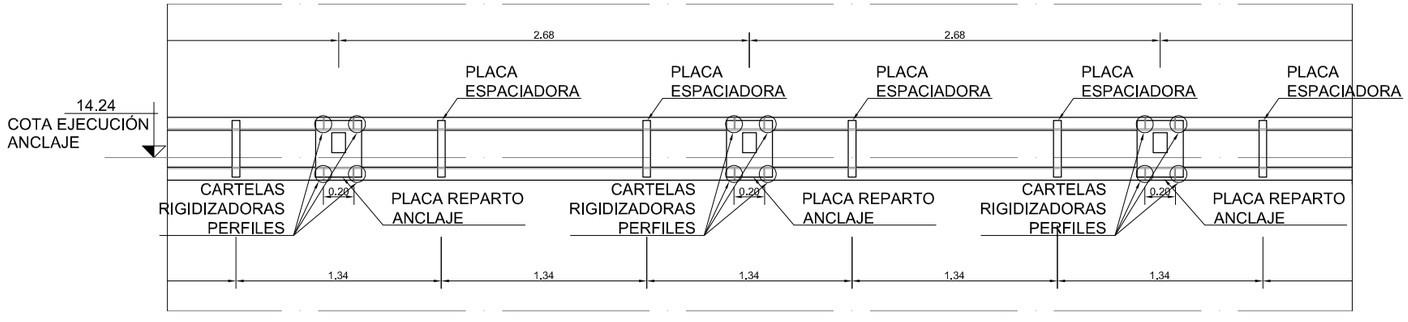


ESPESOR e=8mm

DETALLE CARTELA RIGIDIZADORA
ESCALA: 1/10
COTES EN mm



SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/50

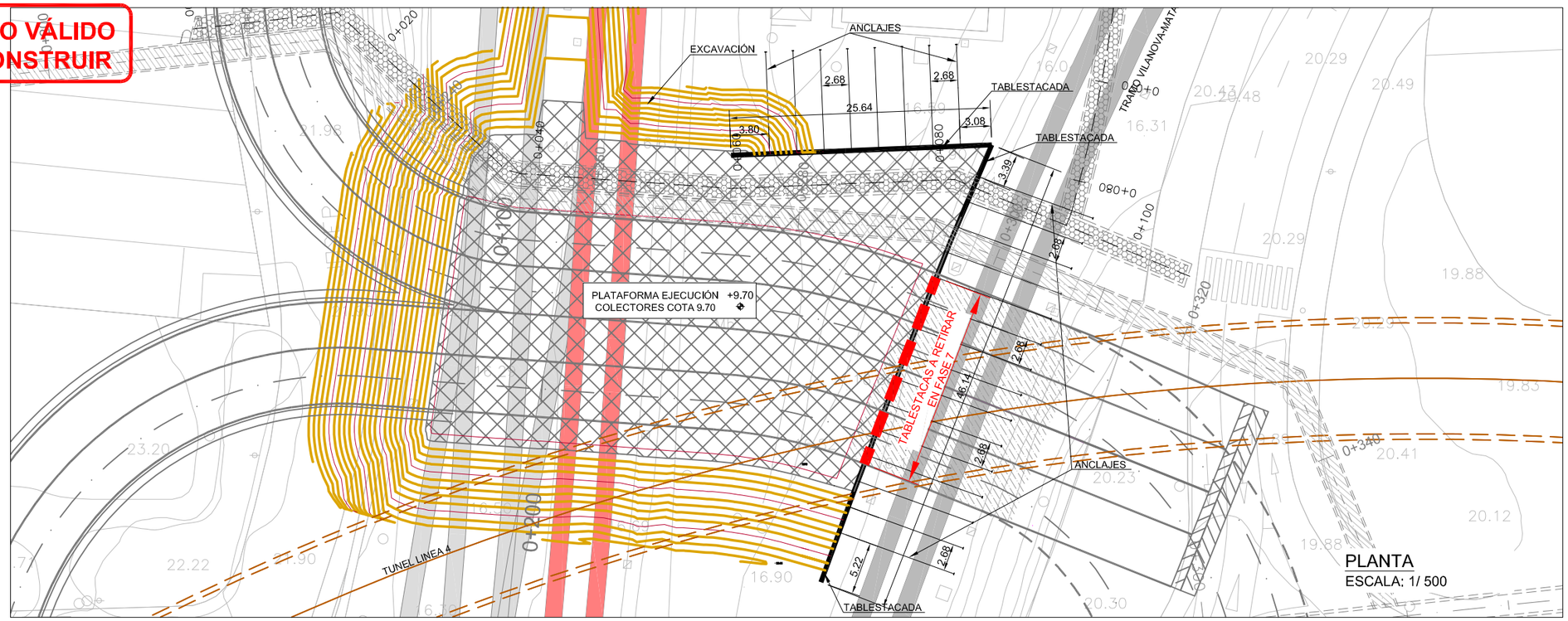


ALZADO TABLESTACA
ZONA VIGA REPARTO 2XUPN240
ESCALA: 1/50

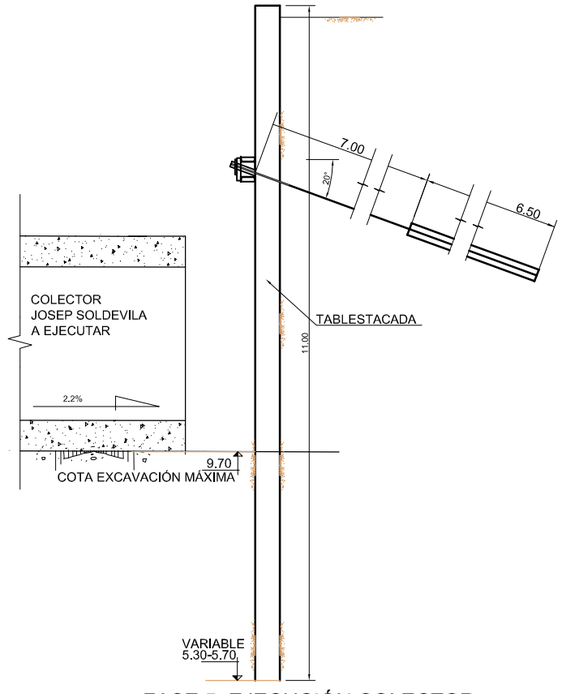
adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA: INDICADAS Numérica / Gráfica	FECHA: NOVIEMBRE 2010	TÍTULO DEL PLANO: COLECTORES Y GALERIA ELÉCTRICA TABLESTACADA DETALLES	Nº DE PLANO: -- Hoja 2 de 3

SUSTITUYE AL PLANO Nº | FECHA ELABORACIÓN | CONCEPTO MODIFICADO | REVISIÓN Nº

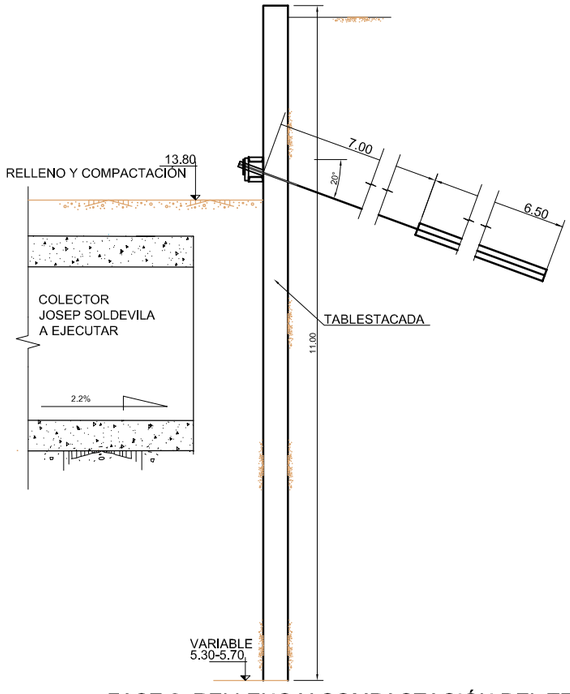
PLANO NO VÁLIDO PARA CONSTRUIR



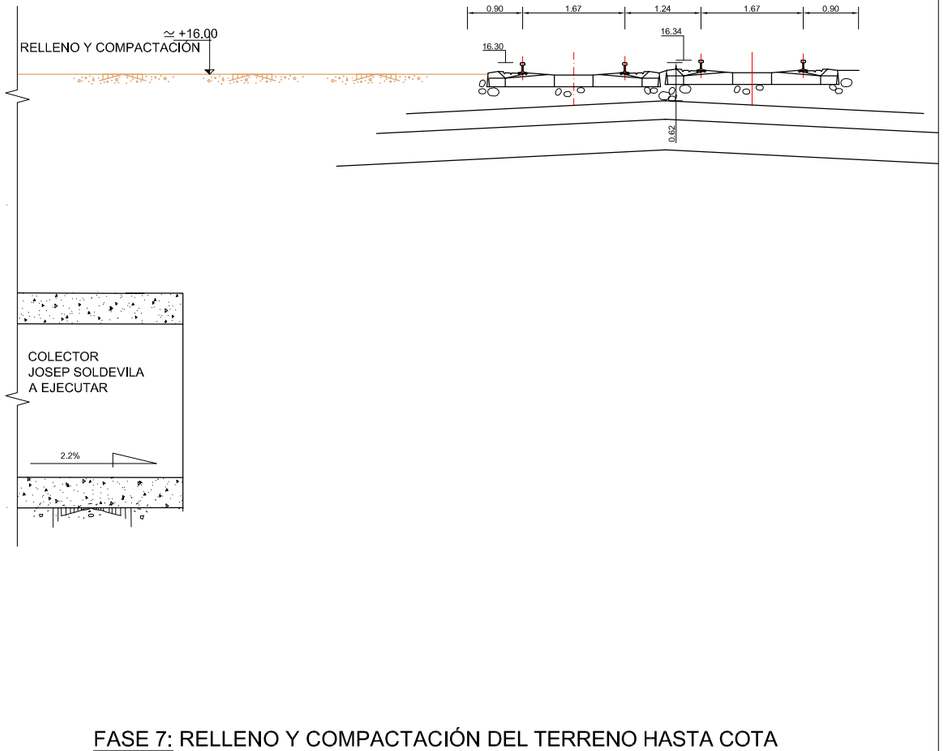
PLANTA
ESCALA: 1/ 500



FASE 5: EJECUCIÓN COLECTOR
ESCALA: 1/100



FASE 6: RELLENO Y COMPACTACIÓN DEL TERRENO A COTA INFERIOR DE ANCLAJES +13.80 Y DESTESADO DE ANCLAJES
ESCALA: 1/100



FASE 7: RELLENO Y COMPACTACIÓN DEL TERRENO HASTA COTA DE VÍAS ≃ +16.00 Y RETIRADA DE TABLESTACADO EN LA ZONA DE COLECTORES
ESCALA: 1/100

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	ESCALA: INDICADAS (Numérica / Gráfica)	FECHA: NOVIEMBRE 2010	TÍTULO DEL PLANO: COLECTORES Y GALERIA ELÉCTRICA TABLESTACADA FASES 5 A 7	Nº DE PLANO: -- Hoja 3 de 3

REVISIÓN Nº | CONCEPTO MODIFICADO | FECHA ELABORACIÓN | SUSTITUYE AL PLANO Nº

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V. MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA. TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD

SECTOR SAGRERA

TABLESTACAS DE PROTECCIÓN DE VÍAS PARA EXCAVACIÓN EN REPOSICIÓN DE COLECTORES 11 SEPTIEMBRE – HORTA – SOLDEVILLA – REVISIÓN 01

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos a la "Pantalla tablestaca de protección de las vías de trenes Vilanova - Mataró en la zona de reposición de los colectores 11 Septiembre - Horta - Soldevilla" en su REV01 recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación recibida con información actualizada sobre la pantalla propuesta para protección de las vías AC Vilanova – Mataró en la ejecución de las excavaciones necesarias para la reposición de los colectores del Sector Sagrera; a saber:

- Documento "Memoria de cálculo de la pantalla tablestaca de protección de las vías de trenes Vilanova - Mataró en la zona del reposicionamiento de los colectores 11 Septiembre - Horta – Soldevilla. REVISIÓN 01"; del que se asume como vigente la generalidad de la Memoria de Cálculo.

- Colección de planos adjunta ("COLECTORES Y GALERÍA ELÉCTRICA. TABLESTACADA - Hojas 1 a 3 de 3), que se asume como definición gráfica vigente de las soluciones estructurales propuestas.

La documentación citada es emitida por la empresa AMATRIA INGENIERÍA, como responsables de los recálculos estructurales durante la ejecución de las obras y en ella se pretende dar respuesta a las observaciones realizadas en la fase previa de supervisión sobre la versión anterior del documento (REV00) en el que se definía la pantalla de tablestacas de protección propuesta para la excavación previa a la reposición de colectores y su afección a las vías en servicio y al tubo de metro de línea 4 inferior.

En el presente informe se realiza una revisión de las aclaraciones presentadas y, en su caso, de las correcciones que se hayan podido realizar en el desarrollo de los cálculos presentados como justificación de la validez estructural de la propuesta y de las modificaciones que haya sido recogidas en los planos con los que se pretende su definición para proceder a su ejecución.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Revisada la documentación recibida, se puede decir que en la nueva versión de la "Memoria de cálculo de la pantalla tablestacada…" y en la colección de planos adjunta se recogen las correcciones relacionadas con las observaciones realizadas en los informes de supervisión previos (cota de anclaje, definición de elementos de reparto y de fases posteriores relacionadas con la retirada del tramo central de tablestacas), resultando de forma general satisfactorias y coherentes la nueva versión (rev 01) del documento en estudio.

En planos, sin embargo, se echa en falta la definición de la calidad del acero estructural propuesto para los elementos de reparto de la carga de anclajes (S275; según cálculos para las vigas de reparto formadas por 2UPN240, placas de reparto y cartelas de rigidización). Dado que se trata de una omisión de corrección sencilla en el paso de la información revisada a los planos constructivos definitivos, se entiende que no debe ser causa de modificación de las conclusiones del presente informe de revisión.

Por tanto, tal y como se ha indicado, la validez estructural de la solución propuesta de pantallas de tablestacas para sostenimiento de las vías AC en servicio ante la ejecución de la excavación asociada a la reposición de los colectores se considera suficientemente justificada con la documentación recibida, por lo que no se encuentra impedimento para comenzar su ejecución conforme a su definición en los planos vigentes y una vez corregida la omisión localizada sobre la calidad del acero estructural prevista para los elementos metálicos de reparto asociados a la propuesta de anclaje.

Madrid, 26 de noviembre de 2010

INOCSA Ingeniería S.L.

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V. MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA. TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD

SECTOR SAGRERA

TABLESTACAS DE PROTECCIÓN DE VÍAS PARA EXCAVACIÓN EN REPOSICIÓN DE COLECTORES 11 SEPTIEMBRE – HORTA – SOLDEVILLA – REVISIÓN 01

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos a la "Pantalla tablestaca de protección de las vías de trenes Vilanova - Mataró en la zona de reposición de los colectores 11 Septiembre - Horta - Soldevilla" en su REV01 recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación recibida con información actualizada sobre la pantalla propuesta para protección de las vías AC Vilanova – Mataró en la ejecución de las excavaciones necesarias para la reposición de los colectores del Sector Sagrera; a saber:

- Documento "Memoria de cálculo de la pantalla tablestaca de protección de las vías de trenes Vilanova - Mataró en la zona del reposicionamiento de los colectores 11 Septiembre - Horta – Soldevilla. REVISIÓN 01"; del que se asume como vigente la generalidad de la Memoria de Cálculo.

- Colección de planos adjunta ("COLECTORES Y GALERÍA ELÉCTRICA. TABLESTACADA - Hojas 1 a 3 de 3), que se asume como definición gráfica vigente de las soluciones estructurales propuestas.

La documentación citada es emitida por la empresa AMATRIA INGENIERÍA, como responsables de los recálculos estructurales durante la ejecución de las obras y en ella se pretende dar respuesta a las observaciones realizadas en la fase previa de supervisión sobre la versión anterior del documento (REV00) en el que se definía la pantalla de tablestacas de protección propuesta para la excavación previa a la reposición de colectores y su afección a las vías en servicio y al tubo de metro de línea 4 inferior.

En el presente informe se realiza una revisión de las aclaraciones presentadas y, en su caso, de las correcciones que se hayan podido realizar en el desarrollo de los cálculos presentados como justificación de la validez estructural de la propuesta y de las modificaciones que haya sido recogidas en los planos con los que se pretende su definición para proceder a su ejecución.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Revisada la documentación recibida, se puede decir que en la nueva versión de la "Memoria de cálculo de la pantalla tablestacada…" y en la colección de planos adjunta se recogen las correcciones relacionadas con las observaciones realizadas en los informes de supervisión previos (cota de anclaje, definición de elementos de reparto y de fases posteriores relacionadas con la retirada del tramo central de tablestacas), resultando de forma general satisfactorias y coherentes la nueva versión (rev 01) del documento en estudio.

En planos, sin embargo, se echa en falta la definición de la calidad del acero estructural propuesto para los elementos de reparto de la carga de anclajes (S275; según cálculos para las vigas de reparto formadas por 2UPN240, placas de reparto y cartelas de rigidización). Dado que se trata de una omisión de corrección sencilla en el paso de la información revisada a los planos constructivos definitivos, se entiende que no debe ser causa de modificación de las conclusiones del presente informe de revisión.

Por tanto, tal y como se ha indicado, la validez estructural de la solución propuesta de pantallas de tablestacas para sostenimiento de las vías AC en servicio ante la ejecución de la excavación asociada a la reposición de los colectores se considera suficientemente justificada con la documentación recibida, por lo que no se encuentra impedimento para comenzar su ejecución conforme a su definición en los planos vigentes y una vez corregida la omisión localizada sobre la calidad del acero estructural prevista para los elementos metálicos de reparto asociados a la propuesta de anclaje.

Madrid, 26 de noviembre de 2010

INOCSA Ingeniería S.L.

amatria
ingenieria

PROYECTO: 817 AVE SAGRERA TRINIDAD

Nota técnica de comprobación de cambio de anclajes de tablestacas en la zona del colector empujado

Referencia: 817 AVE SAGRERA TRINIDAD
Fecha: DICIEMBRE 2010

Nombre de la obra: AVE SAGRERA TABLESTACAS

1. OBJETO DE LA NOTA

La nota tiene por objeto validar el cambio de anclajes de las tablestacas diseñadas para la protección de las vías en la zona del colector empujado Horta-Soldevilla.

2. DESCRIPCIÓN

Según las informaciones proporcionadas por la empresa constructora por exigencias de obra se propone cambiar las características de los anclajes de las tablestacas en la zona del colector empujado (ver imagen adjunta) como se indica a continuación:

Características anclajes cálculo inicial:

Tendón: 2 cordones de 0.6' de diámetro
Espaciamiento entre anclajes: 3 metros
Carga de tesado por anclaje: 210kN

Características nuevos anclajes propuestos:

Tendón: 3 cordones de 0.6' de diámetro
Espaciamiento entre anclajes: 3.78 metros
Carga de tesado por anclaje: 265kN

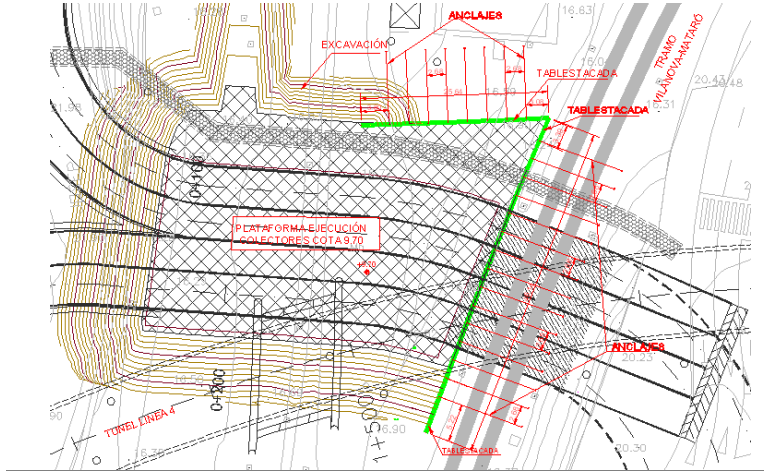


Figura 2: Croquis de tablestaca AZ18 en zona colector empujado Horta-soldevilla.

Con la presente nota se comprueba que los cambios son viables.

COMPROBACIÓN TENSIÓN ADMISIBLE ACERO ANCLAJES PROVISIONALES TABLESTACA

Se han utilizado anclajes formados por 3cordones ϕ60" de acero Y 1860S7

$A_t := 420mm^2$ sección del tirante $Ea := 195000 \frac{N}{mm^2}$

$f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2}$ limite de rotura del acero del tirante

$f_{yk} := 1640 \frac{N}{mm^2}$ limite elástico del acero del tirante

$\gamma_p := 1.25$ coef. de minóración del limite de rotura

$\gamma_y := 1.10$ coef. de minoración del limite elástico

$\gamma_c := 1.20$ coef. de mayoración de las cargas

Cálculo valor máximo tensión en el tirante

$\frac{f_{pk}}{\gamma_p} = 1488 \frac{N}{mm^2}$ $\frac{f_{yk}}{\gamma_y} = 1490.91 \frac{N}{mm^2}$

Comprobación anclajes

Pant 1 valores de cargas por anclaje

$P1k_1 := 326.22kN$ $P1d_i := P1k_i \cdot \gamma_c$ $P1d_i =$

391.46 kN Carga mayorada

$Pu1 := \frac{A_t \cdot f_{pk}}{\gamma_p}$ $Pu1 = 624.96\,kN$

$Pu2 := \frac{A_t \cdot f_{yk}}{\gamma_y}$ $Pu2 = 626.18\,kN$

$Pu := \min(Pu1, Pu2)$ $Pu = 624.96\,kN$ Valor resistencia máxima

$Resultado := if(P1d_1 < Pu, "COMPRUEBA", "NO COMPRUEBA")$

P1d < Pu $Resultado = "COMPRUEBA"$

CÁLCULO LONGITUD BULBO

$Dp := 180mm$ diametro efectivo bulbo

$\gamma t := 1.45$ coeficiente de minoración de la tensión ultima de transferencia

$\gamma d := 1.2$ coeficiente de mayoración de las cargas temporales

$Rds_i := P1k_i \cdot \gamma d$ $Rds_i =$

391.46 kN cargas en el tendón 6/0.60"

$\gamma s := 1$ coeficiente de minoración acero

$\tau k := 0.18 \frac{N}{mm^2}$ tensión media de transferencia característica en el contacto bulbo-terreno, valor mínimo entre las diferentes capas de terreno (anclajes tipo inyección repetitiva)

$Lbt_i := \frac{Rds_i \cdot \gamma t}{\pi \cdot Dp \cdot \tau k}$ $Lbt_i =$

5.58 m longitud mínima del bulbo

Se adopta una longitud del bulbo de 6.50m para todos los anclajes

COMPROBACÍON DESLIZAMIENTO TIRANTE EN LA LECHADA DENTRO DEL BULBO

$fck := 25\ N/mm^2$ $\tau_{lim} := \left[6.9 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{fck}{22.5}\right)^2}\right] \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\tau_{lim} = 7.4 \frac{N}{mm^2}$

$p_t := 2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A_t}$ $p_t = 72.65\ mm$

$Lb2_i := \frac{Rds_i}{p_t} \cdot \frac{1.2}{\tau_{lim}}$ $Lb2_i =$

0.87 m < 6.50m longitud adoptada

COMPROBACÍON VIGA REPARTO DE TABLESTACAS 2XUPN240

Comprobación perfiles

Caracteristicas sección y material

$tw := 9.50mm$ espesor alma $d := 184mm$ longitud alma (sin contar zonas de conexión con ala)

$Hp := 240mm$ canto perfil $Atot := 4230mm^2$ sección de un perfil

$Ip := 3600cm^4$ $Wel := 371cm^3$ $Wpl := 358cm^3$ modulos para un perfil singulo

$fyk := 275 \frac{N}{mm^2}$ $Et := 200000 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma_{M0} := 1.0$

Valores esfuerzos actuantes

El espaciamineto entre anclajes en la pantalla de tablestacas es de 3.78m, para distribuir la carga uniformemente se propone una viga compuesta por dos UPN240.

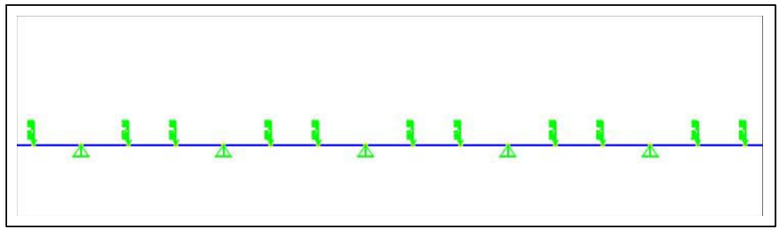
Se dimensiona la viga a partir de la carga obtenida para los anclajes en el estudio de la tablestaca, distribuida por ml en la viga:

$P1d := 103.56 \frac{kN}{m}$ carga mayorada por ml

$es := 3.78m$ espaciamiento entre anclajes

Para el dimensionamiento de la viga de reparto se ha utilizado el programa de elementos finitos SAP. Se ha realizado un modelo de viga con multiples apoyos, coincidentes con los anclajes, y cargas concentradas en los vanos, aplicadas en correspondencia de los nervios, es decir donde la viga de reparto entra en contacto con la tablestaca.

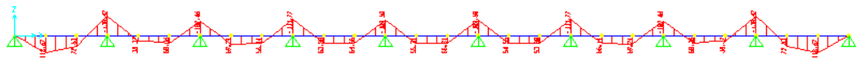
Con el espaciamiento y la posición de los anclajes indicados en los planos, máximo se pueden tener 2 cargas concentradas por vano, a continuación se muestran el posible caso de cargas:



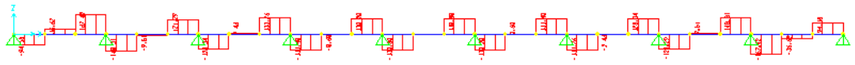
La carga aplicada corresponde a la carga encontrada por ml multiplicada por el espaciamiento entre nervios de 1.26m, así que se obtiene una carga mayorada de 103.56KN/ml·1.26ml=130.5kN en cada nervio.

amatria
ingeniería

Con estas cargas se obtienen los siguientes esfuerzos

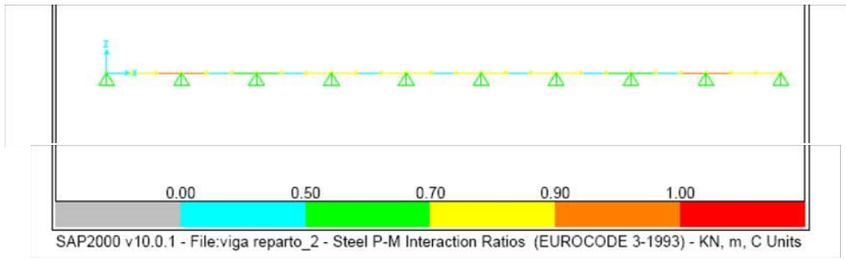


Distribución de momento flector. Mdmax= 138.42kNm



Distribución de cortante. Vdmax= 167.42kNm

Por medio del programa SAP se realiza la comprobación de los perfiles de la viga de reparto siguiendo el Eurocodigo 3 y obteniendo los siguientes coeficientes de utilización de los perfiles:



Como se observa en la imagen adjunta todos los perfiles UPN240 de la viga de reparto cumplen con un ratio Rd/Ru (esfuerzo solicitante/resistencia última) inferior a 0.95

Comprobación placa reparto carga anclaje

Se analiza la placa de reparto como elemento byapoyado con las sigueintes caracteristicas:

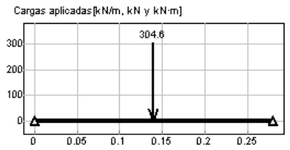
$b_{pl} := 0.20m$ $luz := 0.26m$ $esp := 0.06m$ $Avpl := b_{pl} \cdot esp$

$I_{pl} := \frac{b_{pl} \cdot esp^3}{12}$ $Wel_{pl} := I_{pl} \cdot \frac{2}{esp}$

La carga en cada anclaje es de: $P1d := 392kN$

Se considera la carga en las dos posiciones siguientes:

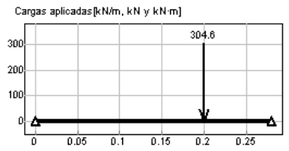
Caso 1: x1=x2=luz/2



$Mdp1 := P1d \cdot \frac{luz}{4}$ $Mdp1 = 25.48\,kN \cdot m$

$Vdp1 := \frac{P1d}{2}$ $Vdp1 = 196\,kN$

Caso 2: x1=5cm; x2=20cm $x1 := 5cm$ $x2 := luz - x1$ $x2 = 21\,cm$



$Mdp2 := P1d \cdot \frac{x1 \cdot x2}{luz}$ $Mdp2 = 15.83\,kN \cdot m$

$Vdp2 := \frac{P1d \cdot x2}{luz}$ $Vdp2 = 316.62\,kN$

Valores resistencia

$M_{cRdpl} := Wel_{pl} \cdot \frac{fyk}{\gamma_{M0}}$ $M_{cRdpl} = 33\,kN \cdot m$ > Mpd1

$V_{plRdpl} := Avpl \cdot \left(\frac{fyk}{\sqrt{3}}\right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$ $V_{plRdpl} = 1905.26\,kN$ > Vdp2

Miguel Abellan Alcaraz

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: miércoles, 15 de diciembre de 2010 11:08
Para: Jose Vicente Peñas Bermudez; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Joaquin Asensio Rodriguez
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: APROBACIÓN PROPUESTA CAMBIO DE LUZ ENTRE ANCLAJES DE SUBESTACIÓN

Buenos días:

Os adjunto la aprobación del cambio de anclaje de las tablestacas.

Un saludo.

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: miércoles, 15 de diciembre de 2010 10:32
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Calvo Perales, Isaac; Ayuso Pagnacco, Facundo; Martinez Garcia, Fernando
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: PROPUESTA CAMBIO DE LUZ ENTRE ANCLAJES DE SUBESTACIÓN

Gloria,

Revisada la "*Nota técnica de comprobación de cambio de anclajes de tablestacas en la zona del colector empujado*" (y sus correspondientes anexos de cálculo) emitida por AMATRIA Ingeniería para las obras del Sector Sagrera, podemos decir que en ella se justifica de forma suficiente la viabilidad estructural de la propuesta de cambio de disposición de anclajes mediante la comparación de resultados de esfuerzos y movimientos en las tablestacas y la comprobación de la viga de reparto y los propios anclajes para la nueva configuración de espaciamiento y cargas.

En consecuencia, no encontramos impedimento para abordar la ejecución del tablestacado según la nueva configuración de anclajes definida en la "*Nota técnica de comprobación de cambio de anclajes de tablestacas…*" una vez que se hayan actualizado convenientemente los planos constructivos en coherencia con la propuesta vigente.

Un saludo,

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es
jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: martes, 14 de diciembre de 2010 18:03
Para: Buron Garcia, Jaime; Ayuso Pagnacco, Facundo
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: PROPUESTA CAMBIO DE LUZ ENTRE ANCLAJES DE SUBESTACIÓN

Buenas Jaime:

¿Puedes echarle un vistazo a esta nota técnica y ahora hablamos?

Gracias.

De: Miguel Abellan Alcaraz [mailto:mabellan@isoluxcorsan.com]
Enviado el: lunes, 13 de diciembre de 2010 19:57
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria; Calvo Perales, Isaac
CC: Jose Joaquin Asensio Rodriguez; Jose Vicente Peñas Bermudez
Asunto: PROPUESTA CAMBIO DE LUZ ENTRE ANCLAJES DE SUBESTACIÓN

Buenas tardes,

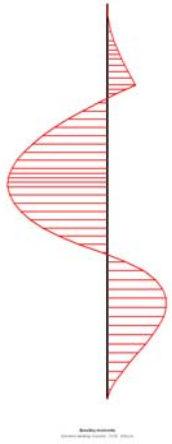
Nos acaba de llegar un estudio de optimización en los anclajes del tablestacado en triángulo ferroviario, la idea es meter un a cable más en el tendón pasando de 2 a 3, sustituir las características mecánicas de la AZ 12 del cálculo inicial a la AZ 18 que es la que se colocará y aumentar la carga de bloqueo, con esto se consigue una luz entre anclajes de 3.78 m. Cuando le echéis un vistazo lo comentamos
Un saludo

NOTA: La planta que aparece en el informe es obsoleta en cuanto a la distribución del tablestacado

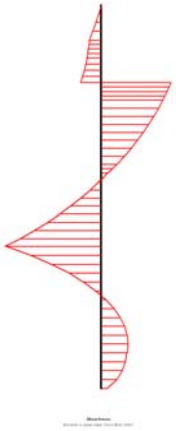
_____
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

2. COMPROBACIÓN CAMBIOS PROPUESTOS

Para confirmar la viabilidad de los nuevos anclajes en las tablestacas en la zona del colector empujado se ha cambiado las características de los mismos en el modelo Plaxis introduciendo el nuevo espaciamiento y la nueva rigidez proporcionada para los nuevos anclajes. A continuación se muestran los resultados obtenidos:



Tablestaca propuesta AZ18: Diagramas de momento en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Mkmax = 75.95kNm (sin mayorar).



Tablestaca propuesta AZ18: Diagramas de cortante en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Vkmax = 86.81kNm (sin mayorar).

amatria
ingenieria
www.amatria.com

Tablestaca propuesta AZ18: Diagramas de deformaciones horizontales en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. δhmax = 7.01mm.

Como se observa en la tabla adjunta, los esfuerzos y deformaciones obtenidos en la pantalla con el cambio de las características de los nuevos anclajes son, a efectos prácticos, los mismos que los obtenidos con los anclajes iniciales y en consecuencia cumplen los criterios de funcionalidad y seguridad estructural establecidos para esta obra.

	Md kN·m/m	Vd kN/m	McRD kN/m	VcRD kN
Tablestaca AZ18S270GP anclajes iniciales	102.73	116.91	568.1	893.2
Tablestaca AZ18S270GP nuevos anclajes	102.53	117.19	568.1	893.2

Deformaciones	Δhorizontal max mm
Tablestaca AZ18S270GP anclajes iniciales	7.19mm
Tablestaca AZ18S270GP nuevos anclajes	7.01mm

Caso	Anclaje
	Pk (kN)
Tablestaca AZ18S270GP anclajes iniciales	253.80
Tablestaca AZ18S270GP nuevos anclajes	326.22

Las comprobaciones del anclaje y del bulbo se muestran en los archivos adjuntos a la presente nota.

3. Conclusiones

Los resultados del estudio muestran que es viable sustituir los anclajes propuestos inicialmente de 2 cordones y con un espaciamiento de 2.68m por unos anclajes de 3 cordones y 3.78m de espaciamiento en las tablestacas de la zona del colector empujado Horta-Soldevilla.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Diciembre de 2010

amatria
ingenieria

PROYECTO: 817 AVE SAGRERA TRINIDAD

Nota técnica de comprobación de cambio de sección de tablestacas en la zona de ejecución de conexión colector Horta y en la zona del colector empujado

Referencia: 817 AVE SAGRERA TRINIDAD
Fecha: DICIEMBRE 2010

Nombre de la obra: AVE SAGRERA TABLESTACAS

1. OBJETO DE LA NOTA

La nota tiene por objeto validar el cambio de secciones de las tablestacas diseñadas para la contención de tierras en la zona de conexión del colector Horta y para la protección de las vías en la zona del colector empujado Horta-Soldevilla.

2. DESCRIPCIÓN

Según las informaciones proporcionadas por la empresa constructora por tema de obra se propone cambiar las secciones de diseño de las tablestacas en las zonas de reposición de los colectores como se indica a continuación:

1) Zona de conexión colector Horta: se propone cambiar el perfil de diseño AZ17 por un perfil AZ18

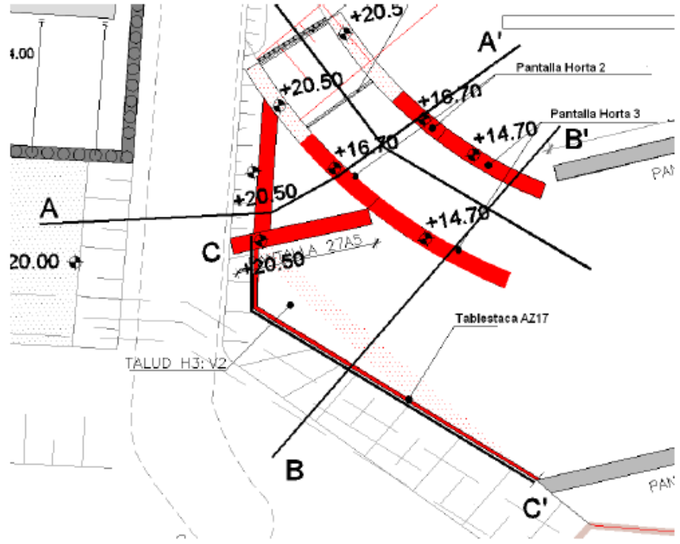


Figura 1: Croquis de tablestaca AZ17 de diseño en zona conexión colector Horta.

2) Zona colector empujado: se propone cambiar el perfil de diseño AZ12 por un perfil AZ18

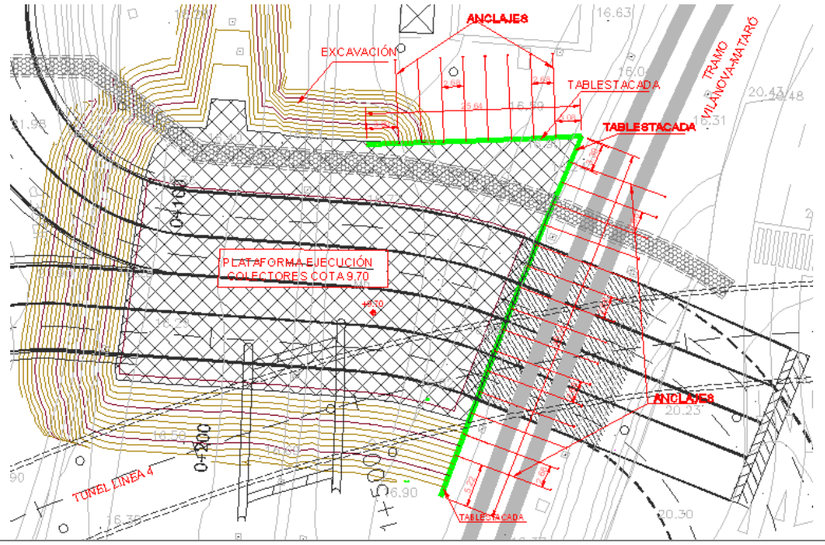


Figura 2: Croquis de tablestaca AZ12 de diseño en zona colector empujado Horta-soldevilla.

Con la presente nota se comprueba que los cambios son viables.

2. Comprobación cambios propuestos

1) Zona de conexión colector Horta:

Para este caso, al tratarse de tablestaca en voladizo y al ser la diferencia de características mecánicas entre el perfil de diseño AZ17 y el perfil propuesto por la empresa constructora AZ18, del orden del 8% consideramos viable el cambio de perfil propuesto dado que la diferencia tanto de deformaciones como de esfuerzos serán inapreciables.

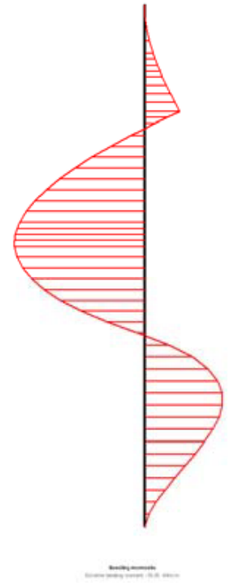
2) Zona colector empujado:

El cambio de perfil de diseño AZ12 por el perfil AZ18 supone una modificación importante de las características mecánicas de la tablestaca, se espera una disminución de la deformación de la pantalla y un aumento de los esfuerzos.

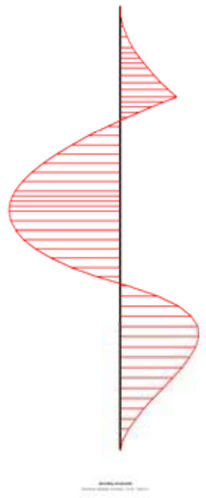
Sin embargo dado el valor reducido de los esfuerzos encontrados en el estudio original en comparación con las resistencias del perfil de diseño AZ12 se supone que el aumento de esfuerzos no afecte a la seguridad de la tablestaca propuesta.

Para confirmar estas suposiciones se ha realizado el estudio de la tablestaca propuesta por la empresa constructora AZ18 simplemente introduciendo sus rigideces en el modelo utilizado para el estudio original del perfil AZ12. A continuación se muestran los resultados obtenidos:

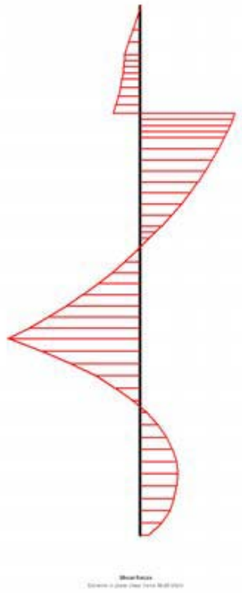
amatria
ingeniería
www.amatria.com



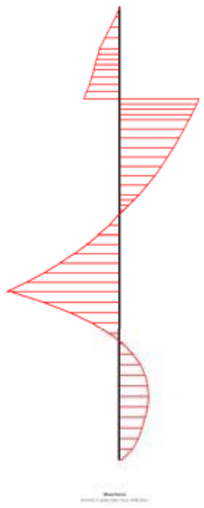
Tablestaca propuesta AZ18: Diagramas de momento en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Mkmax = 76.10kNm (sin mayorar).



Tablestaca de diseño original AZ12: Diagramas de momento en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Mkmax = 57.61kNm (sin mayorar).



Tablestaca propuesta AZ18: Diagramas de cortante en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Vkmax = 86.60kNm (sin mayorar).



Tablestaca de diseño original AZ12: Diagramas de cortante en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. Vkmax =78.1kN.

amatria
ingenieria
www.amatria.com

Tablestaca propuesta AZ18: Diagramas de deformaciones horizontales en tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. δhmax = 7.19mm.

Tablestaca de diseño original AZ12: Diagramas de deformaciones horizontales de tablestaca en modelo de estudio con cargas en trasdós. Fase de excavación máxima. δhmax = 8.06mm.

Los esfuerzos obtenidos con el modelo modificado son inferiores a los esfuerzos resistentes, en la tabla se muestran los valores obtenidos en el estudio de modificación (coeficiente de mayoración de 1.35 para obra provisional):

	Md kN·m/m	Vd kN/m	McRD kN/m	VcRD kN
Tablestaca AZ18S270GP	102.73	116.91	568.1	893.2

La tablestaca propuesta AZ18 es capaz de resistir los esfuerzos actuantes y con el cambio se observa una disminución de las deformaciones horizontales con respecto a la tablestaca de diseño original AZ12.

3. Conclusiones

Los resultados del estudio muestran que es viable sustituir las tablestacas de diseño tipo AZ17 en la zona de conexión del colector Horta-Soldevilla y tipo AZ12 en la zona del colector empujado, por una tablestaca tipo AZ18 como propuesto por la empresa constructora.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Diciembre de 2010

amatria
ingeniería

COMPROBACÍON TABLESTACAS AZ18 S270 GP

Caracteristicas sección

$sp := 9.50mm$ $Hp := 380mm$ $Atot := 150cm^2$ $b := 0.63m$

$Ip := 34200cm^4$ $Wel := 1800cm^3$ $Wpl := 2104cm^3$

$fyk := 270 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma_{M0} := 1.0$

Valores resistencia

$M_{cRd} := Wpl \cdot \frac{fyk}{\gamma_{M0}}$ $M_{cRd} = 568.08\,kN \cdot m$ perfil clase 2

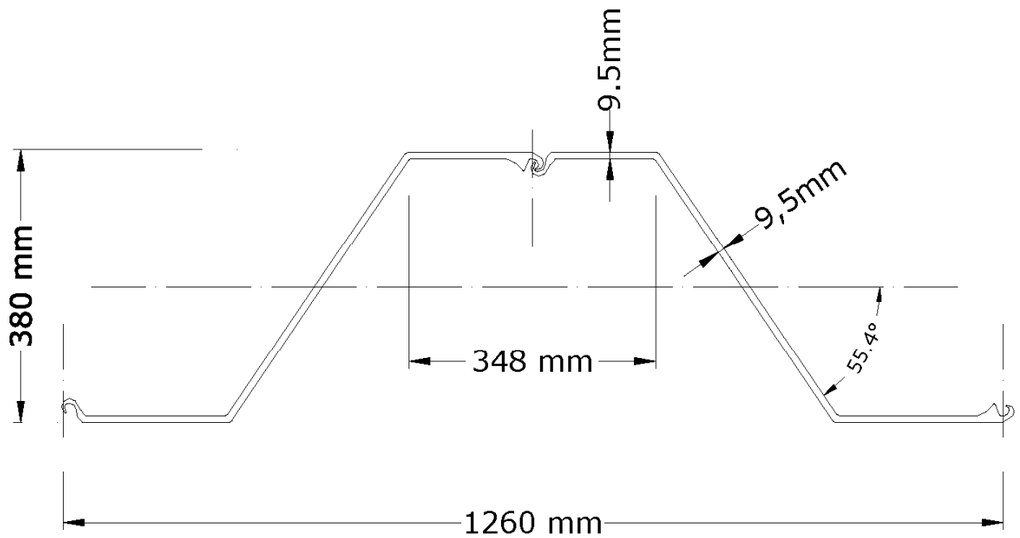
$Av := \frac{1m}{b} \cdot Hp \cdot sp$ Area resistente a cortante por ml

$V_{plRd} := Av \cdot \left(\frac{fyk}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$ $V_{plRd} = 893.24\,kN$

ISCHEBECK®
IBÉRICA, S.L.
ALQUILER O VENTA DE EQUIPOS DE ENTIBACIÓN,
ANCLAJES Y MICROPILOTES DE INYECCIÓN TITÁN,
ENCOFRADOS. VIBRACIÓN Y AGOTAMIENTO DE AGUA

Pol.Ind. El Oliveral c/s nº 25
46190 RIBARROJA DEL TURIA (Valencia)
Oficinas: Tel.96 166 60 43 Fax. 96 166 61 62
Almacén: Tel. 96 166 61 63 Fax. 96 166 61 64

TABLESTACA AZ 18



MODELO	AZ 18
ANCHO PERFIL	1260 mm
ALTO PARED	380 mm
PESO/m²	118 kg/m²
PESO/m	149 kg/m
MÓDULO RESISTENTE	1800 cm³/m² de pared
ÁREA SECCIÓN	189,6 cm²
ESPESOR	9,5 mm

APÉNDICE 56 - GALERÍA FEEDERS. ARQUETA ACCESO FINAL Y QUIEBROS IN SITU

APÉNDICE 56 - GALERÍA FEEDERS. ARQUETA ACCESO FINAL Y QUIEBROS IN SITU

ÍNDICE

1.- ACCESO A GALERÍA JUNTO TABLESTACAS VÍAS MATARÓ

1.1. MEMORIA DE CÁLCULO

1.2. INFORME SOLICITUD ACLARACIONES

1.3. MEMORIA CON ACLARACIONES Y CÁLCULOS

2.- TRAMOS IN SITU CON QUIEBROS

2.1. MEMORIA DE CÁLCULO

2.2. SOLICITUD ACLARACIONES

2.3. PLANOS ACLARACIONES

2.4. PETICIÓN CORRECCIÓN

2.5. CORRECCIONES

3.- TAPA ARQUETA ACCESO A FEEDERS JUNTO PANTALLA 8

3.1. MEMORIA DE CÁLCULO

3.2. APROBACIÓN

4.- ZUNCHO CONEXIÓN A SUBESTACIÓN

PROYECTO: **817 AVE SAGRERA-TRINIDAD**
Memoria de cálculo de arqueta de entronque de la nueva galería eléctrica ejecutado in situ.

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DEL INFORME

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. NORMATIVA APLICADA

4. MATERIALES

5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

6. DESCRIPCIÓN DE LAS CARGAS Y COMBINACIONES CONSIDERADAS

7. METODOLOGIA DE CALCULO

8. RESULTADOS

9. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DEL INFORME

Referencia: 817
Fecha: Marzo de 2011
Nombre de la obra: Entronque de la galería eléctrica

Dentro de las obras que configuran el proyecto "LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD" se realizan la reposición de una galería eléctrica en la zona de los colectores 11 de Setembre y Riera d'Horta mediante módulos prefabricados de hormigón armado. La galería eléctrica presenta unos quiebres en su trazado que hace necesario ejecutarlo in situ.

El Objeto del presente informe es el análisis y diseño de la arqueta de entronque de la galería eléctrica y estos están basados en la situación de cargas más desfavorable con una cobertura máxima de terreno de 3.00 m y a su vez la altura de la arqueta es la máxima posible (7.5m) por lo cual se ha previsto posibles cambios en las dimensiones y coberturas, manteniendo siempre como máxima las indicadas anteriormente.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

Tal y como se puede observar en la figura 1, la arqueta de entronque de la galería eléctrica ejecutada in situ, se proponen unas dimensiones que permitan conexiones con otras galerías , es decir, 0.25m de canto para la solera superior e inferior y 0.25m de canto para los hastiales laterales. El cajón presenta en su conjunto unas dimensiones de 8.00m de alto por 2.88m de ancho. A continuación se muestra la geometría de la arqueta.

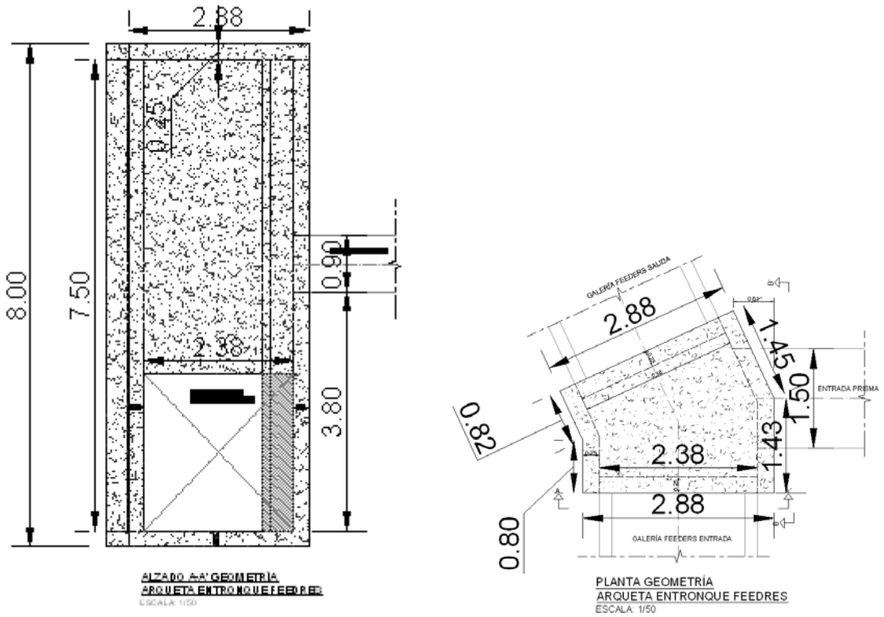


Figura 1. Sección del cajón propuesto para la arqueta de entronque de la galería eléctrica.

3. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-08.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-08 Eurocódigos.

4. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón en cajones.....HA-25 (fck = 25 N/mm^2)

.

Acero corrugado:

Acero en cajones.....B 500 S (fyk = 500 N/mm^2)

Para la comprobación de las fisuras se ha considerado el mismo tipo de ambiente que lo indicado en proyecto original para esta zona es decir IIa

5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales…….....1.00
Coeficiente de seguridad para acciones simultaneas.....0.60

6. DESCRIPCIÓN DE LAS CARGAS Y COMBINACIONES CONSIDERADAS

Las cargas consideradas son las siguientes:

- **pp:** peso propio de la galería. Para la valoración de las acciones debidas al peso propio se ha considerando un peso específico del hormigón armado de 25kN/m³
- **qt:** peso propio de las tierras. Se considera un peso específico del relleno de tierras de 20kN/m³ y la altura más peyorativa de 3m de altura.
- **qth:** empuje lateral del relleno de tierras calculado según la expresión qth = $\gamma t \cdot K_0 \cdot z$ donde :

K_0 =0.5 coeficiente de empuje en reposo
γt = 20kN/m³ peso unitario del terreno
z = 10.5m altura de tierras

- **sc:** sobrecarga de construcción. Se ha considerado una sobrecarga uniforme de 10kN/m^2
- **sch:** empuje lateral de la sobrecarga de rodadura calculado según la expresión fht = Ko · fh donde:

  Ko =0.5 coeficiente de empuje en reposo
  sc = 10kN/m^2
- **fi:** sobrecarga de instalaciones igual a 1kN/m^2
- **fm:** sobrecarga de mantenimiento igual a 2kN/m^2:
- **sismo:** Se han calculado los empujes dinámicos activos y pasivos según las expresiones siguientes:

  $E_{AD} = ½ * \gamma * z^2 * K_{AD}$
  $E_{PD} = ½ * \gamma * z^2 * K_{PD}$
  $\Delta E_{AD} = ½ * \gamma * z^2 * (K_{AD}-K_a)$

  Siendo:

  K_{AD}:= 0.35; K_{PD}=0.38; K_A=0.33, el cálculo de estos valores se indican en el anejo.

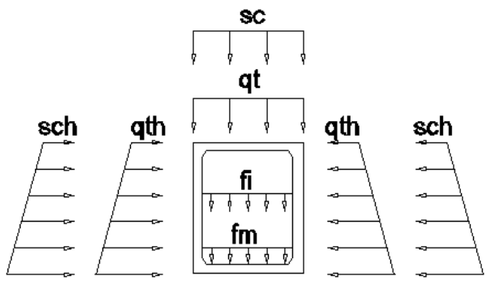


Figura 2. Empujes considerados para la combinación cargas cuasi permanentes.

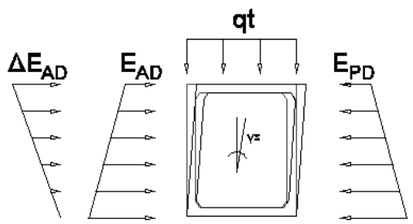


Figura 3. Deformación Tangencial correspondiente al sismo.

En el análisis se han definido las siguientes combinaciones:

1. C1: 1.35 * pp + 1.50 * qt + 1.5 * qth + 1.5 * sc + 1.5 * sch+ 1.5 * fi + 1.5 * fm
2. C2: 1.35 * pp + 0.90 * qt + 1.5 * qth + 0.9 * sc + 1.5 * sch+ 1.5 * fi + 1.5 * fm
3. C3: 1.35 * pp + 1.50 * qt + 0.9 * qth + 1.5 * sc + 0.9 * sch+ 1.5 * fi + 1.5 * fm
4. C4: 1.00 * pp + 1.00 * qt + 0.20 * sc + 0.20 * sch +1.00 * E_{PD} + 1.00 * E_{AD} + 1.00 * ΔE_{AD} + 1.00 * fi + 0.2 * fm
5. CS: 1.00 * pp + 1.00 * qt + 1.00 * qth + 1.00 * sc + 1.00 * sch+ 1.00 * fi + 1.00 * fm

El diseño definitivo se basa en la envolvente de cargas de las combinaciones anteriormente indicadas.

7. METODOLOGIA DE CALCULO

7.1 Software utilizado

Para los cálculos estructurales se han utilizado los siguientes programas:

- SAP 2000 versión 14 de la compañía CSI. Programa de modelización numérica empleado para la obtención de los esfuerzos actuantes. Al combinar las cargas, anteriormente expuestas, de la forma más desfavorable se obtienen los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la estructura.

- PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL, para la comprobación y diseño de las secciones de hormigón armado.

7.2 Descripción del modelo de cálculo

Se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo lámina (shell) del cajón según la geometría expuesta en el apartado 2. El apoyo de la galería en el terreno se ha valorado a través de un apoyo elástico superficial (area spring) cuya rigidez del muelle (coeficiente de balasto) es de kv=21000kN/m^3 y una rigidez horizontal kh= 22500 kN/m^3

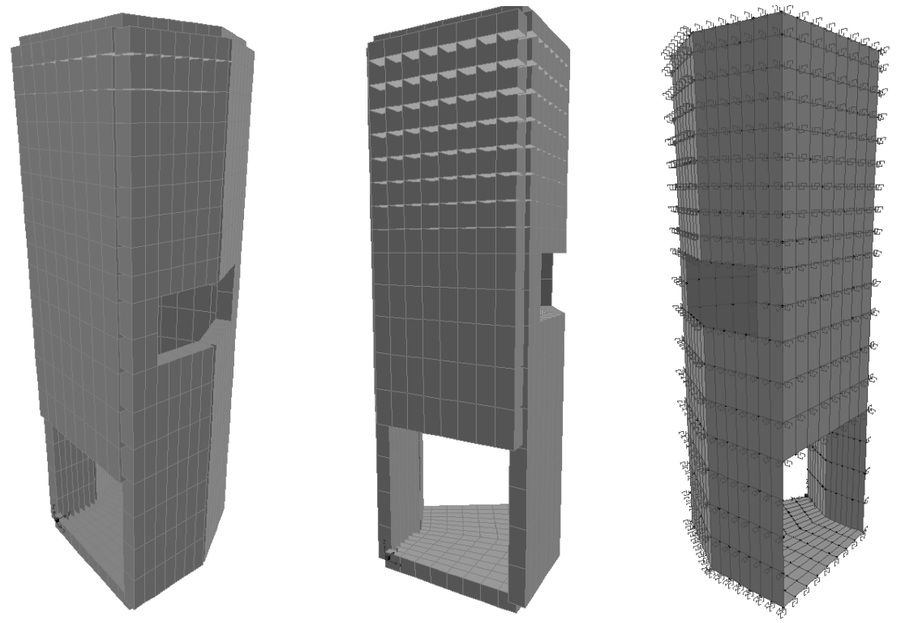


Figura 4. Perspectiva del modelo SAP2000 de la arqueta de entronque de la galería eléctrica.

8. RESULTADOS

A continuación se presentan los diagramas de los esfuerzos obtenidos en la galería existente en fase actual y en la fase final después de realizar la obertura y el relleno de tierras para alcanzar la cota de la urbanización.

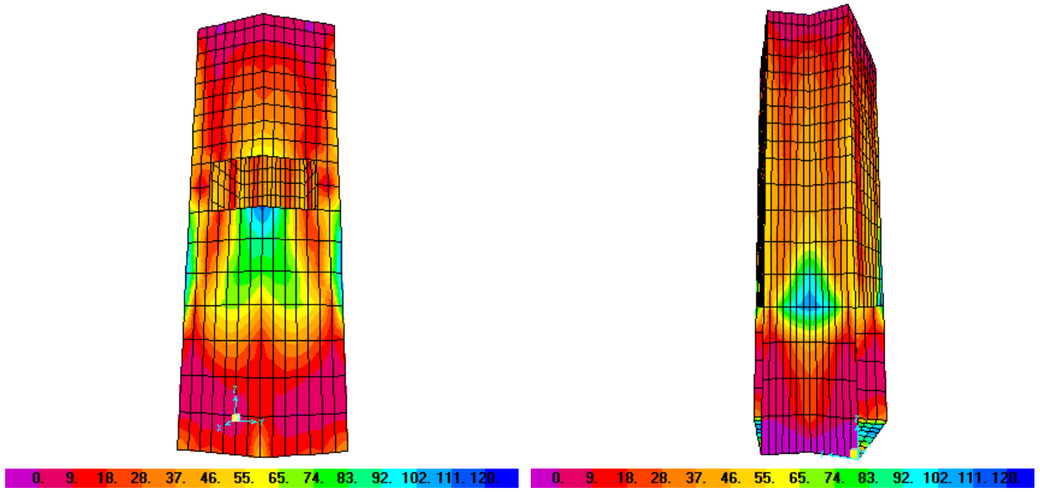


Figura 5. Diagrama de momentos flectores M11+ mayorados en kNm en fase actual SAP2000

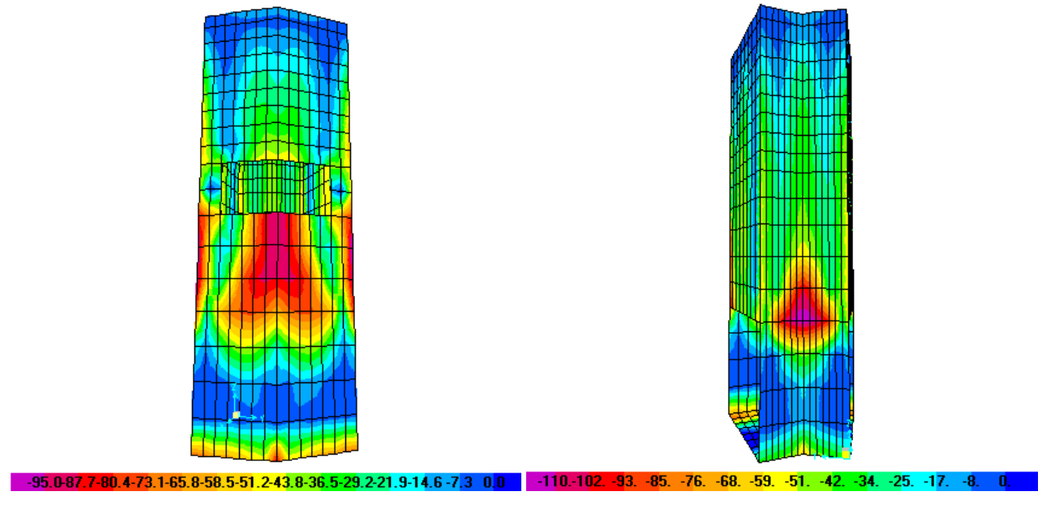


Figura 6. Diagrama de momentos flectores M11- mayorados en kNm en fase actual SAP2000

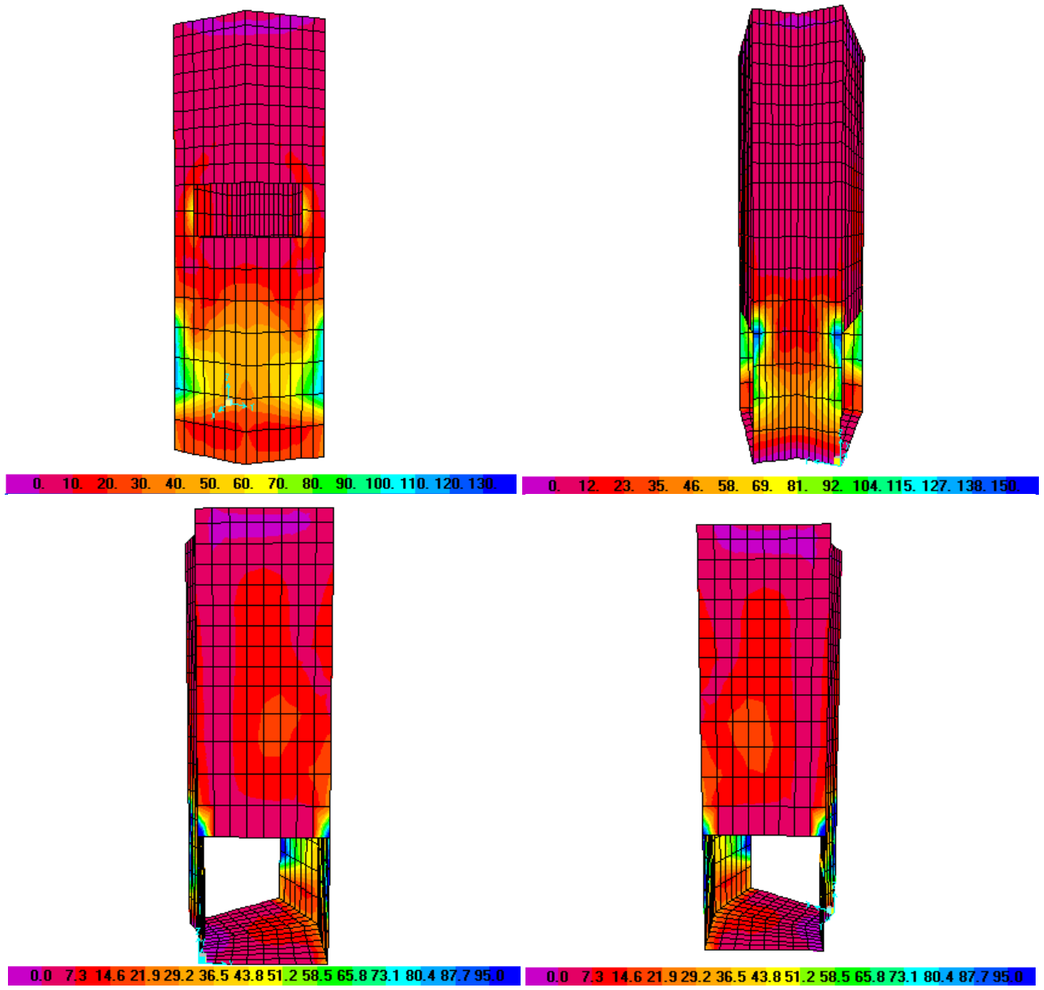


Figura 7. Diagrama de momentos flectores M22+ mayorados en kNm en fase actual SAP2000.

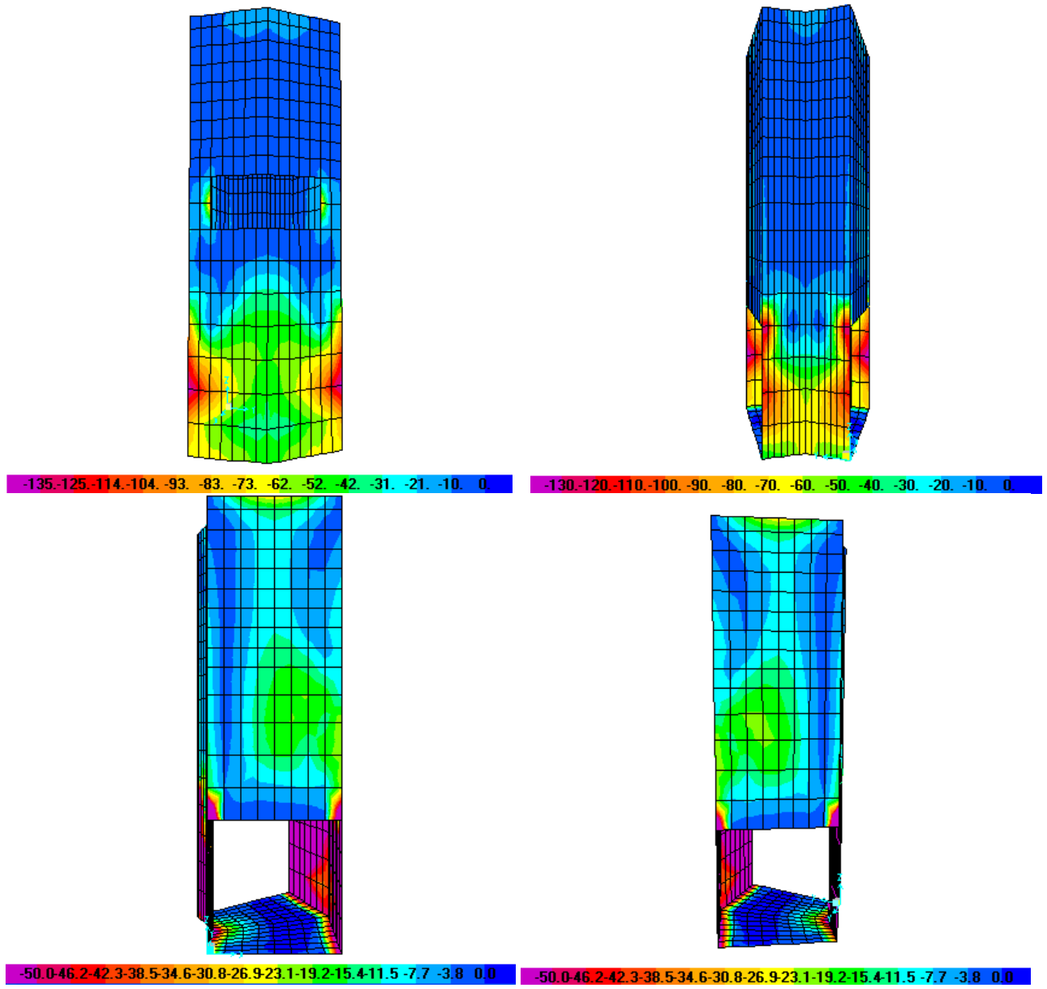


Figura 8 Diagrama de momentos flectores M22- mayorados en kN m en fase actual SAP2000.

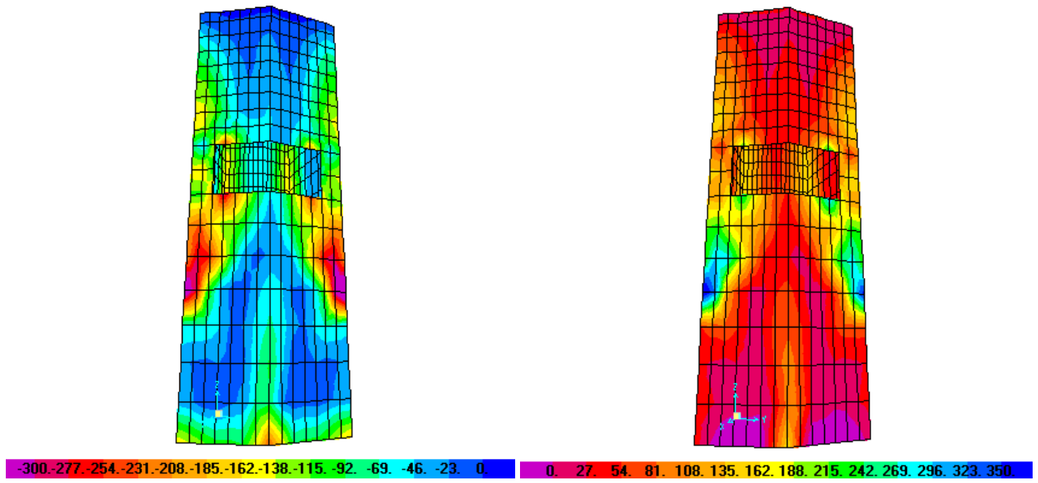


Figura 9. Diagrama de esfuerzos cortantes V13- y V13+ mayorados en kN en fase actual SAP2000.

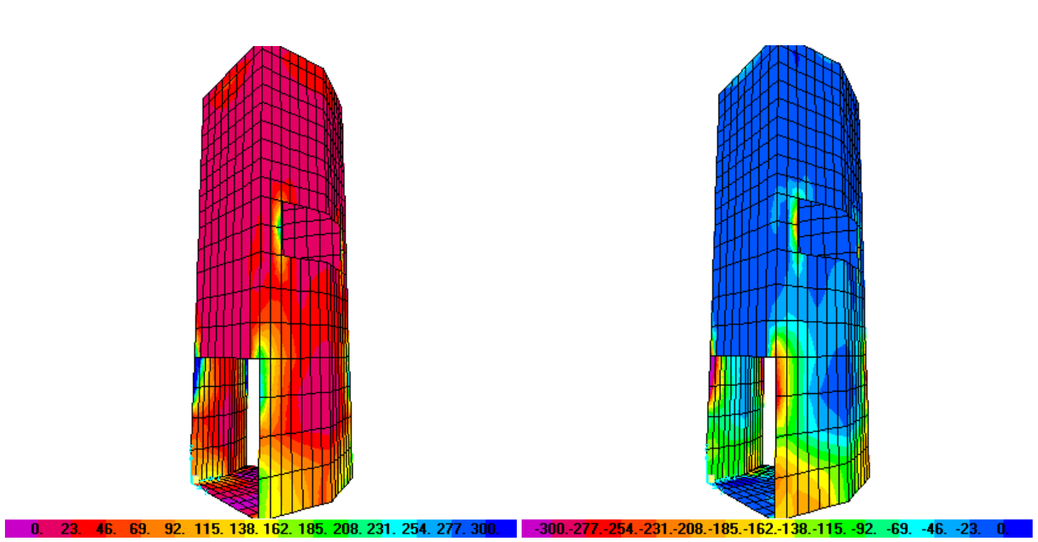


Figura 10. Diagrama de esfuerzos cortantes V23- y V23+ mayorados en kN en fase actual SAP2000.

Cubierta

Resumen de los esfuerzos máximos en la solera superior e inferior del cajón y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md11+	4d 12/m	+18	41.4
Md11-	4d 12/m	-17	41.4
Md22+	4d 12/m	+17	41.4
Md22-	4d 12/m	-19	41.4

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk11+	4d 12/m	12	0.0
Mk11-	4d 12/m	-12	0.0
Mk22+	4d 12/m	12	0.0
Mk22-	4d 12/m	-12	0.0

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd*	1rd8/0.25x0.25 x0.75m	111	151.11

*es la suma cuadrática del cortante en las dos direcciones V13 y V23

Solera

Resumen de los esfuerzos máximos en la solera superior e inferior del cajón y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md11+	8d 16/m	102	107.2
Md11-	8d 16/m	-115	125.6
Md22+	8d 12/m	+21	74.7
Md22-	8d 12/m	-30	74.7

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk11+	8d 16/m	+35	0.07
Mk11-	8d 16/m	-65	0.19
Mk22+	8d 12/m	+10	0.0
Mk22-	8d 12/m	-20	0.0

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	Armado Nº ramas	Vd (kN)	Vu (kN)
Vd*	1rd10/0.125x0.125x0.75m	360	385

*es la suma cuadrática del cortante en las dos direcciones V13 y V23

Hastiales (Dirección conexión prisma)

Resumen de los esfuerzos máximos en los hastiales del cajón y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	Armado Nº barras	Md (kN·m)	Mu kN·m)
Md11+	8d 16/m	120	125.6
Md11-	8d 16/m	-95	107.2
Md22+	8d 20/m	+130	180
Md22-	8d 20/m	-135	180

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	Armado Nº barras	Mk (kN·m)	Wk mm
Mk11+	8d 16/m	47	0.12
Mk11-	8d 16/m	-55	0.15
Mk22+	8d 20/m	53	0.11
Mk22-	8d 20/m	-63	0.12

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	Armado Nº ramas	Vd (kN)	Vu (kN)
Vd*	1rd14/0.125x0.125 x1.00m	648	750

*es la suma cuadrática del cortante en las dos direcciones V13 y V23

Hastiales laterales (Dirección feeders)

Resumen de los esfuerzos máximos en los hastiales del cajón y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	Armado Nº barras	Md (kN·m)	Mu kN·m)
Md11+	8d 16/m	120	136.1
Md11-	8d 16/m	-95	141.3
Md22+	8d 12/m	25	74.7
Md22-	8d 12/m	-31	74.7

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	Armado Nº barras	Mk (kN·m)	Wk mm
Mk11+	8d 16/m	47	0.12
Mk11-	8d 16/m	-55	0.15
Mk22+	8d 10/m	15	0.0
Mk22-	8d 10/m	-16	0.0

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	Armado Nº ramas	Vd (kN)	Vu (kN)
Vd*	1rd14/0.125x0.125 x1.00m	648	750

*es la suma cuadrática del cortante en las dos direcciones V13 y V23

9. CONCLUSIONES

Con el presente informe y el anejo adjunto se justifica la viabilidad técnica del entronque de la nueva galería eléctrica para una cobertura de relleno de 3.00 m o inferior a éste. El cálculo se refiere a la situación más desfavorable permitiendo el ajuste a cada caso concreto.

Jose Mª Velasco
Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Marzo de 2011

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:47:16

Comprobación de secciones a flexión simple

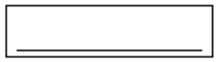
1 Datos

- 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

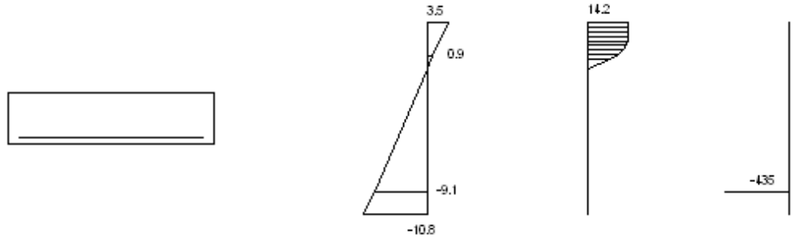
Sección : HF_11_D16_N
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25
ri [m] = 0.030
rs [m] = 0.045



2 Comprobación

At [cm²] = 16.1
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 136.1



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.061
1/r [1/m]·1.E-3 = 57.3
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -10.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	0.9	0.0
0.220	16.1	-9.1	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:56:12

Comprobación de secciones a flexión simple

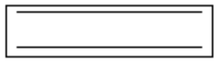
1 Datos

- 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
```

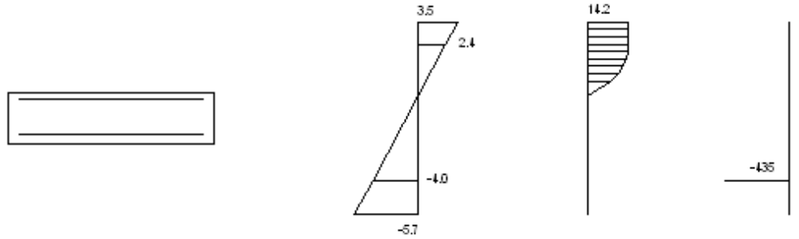
- Sección

```
Sección : HF_11_D16_P
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.25
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.030
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 25.1
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 180.7
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.095
1/r [1/m]·1.E-3 = 36.7
εs ·1.E-3         = 3.5
εi ·1.E-3         = -5.7
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.030	0.0	2.4	0.0
0.205	25.1	-4.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:58:19

Comprobación de secciones a flexión simple

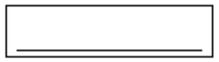
1 Datos

- 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

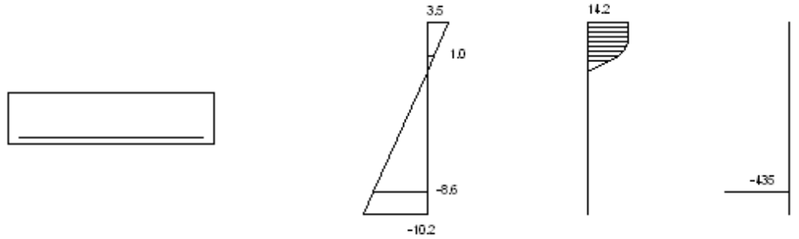
Sección : HF_11_D16_N
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25
ri [m] = 0.030
rs [m] = 0.045



2 Comprobación

At [cm²] = 16.8
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 141.3



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.064
1/r [1/m]·1.E-3 = 54.9
εs ·1.E-3 = 3.5
εi ·1.E-3 = -10.2

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	1.0	0.0
0.220	16.8	-8.6	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 19:26:47

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

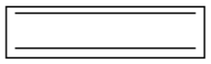
```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : HF_11_D16_P
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.25
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.055
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           4
Area [cm²/m]      = 82.3
ρ [·1.E-3]        = 3

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 1050.0
Vu2 [kN]   = 673.4
Vcu [kN]   = 81.2
Vsu [kN]   = 592.2
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 673.4
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 19:03:00

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

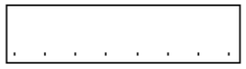
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : HF_11_D16_P
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 16



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	38.0

As [cm²] = 16.1
Ac,ef [cm²] = 625.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 53

Separación media entre fisuras sm [mm] = 118.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.73
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 95.2
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 171.6
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.15

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 19:02:29

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

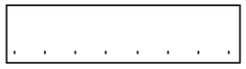
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : HF_11_D16_P
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 20



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	40.0

As [cm²] = 25.1
Ac,ef [cm²] = 625.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 65

Separación media entre fisuras sm [mm] = 112.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.62
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 65.6
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 138.9
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.12

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:14:33

Comprobación de secciones a flexión simple

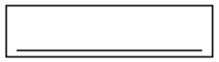
1 Datos

- 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

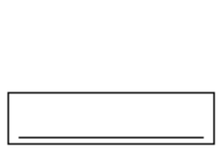
Sección : SOLERA_INF_POS
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25
ri [m] = 0.030
rs [m] = 0.045

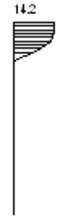


2 Comprobación

At [cm²] = 12.3
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 107.2





Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.049
1/r [1/m]·1.E-3 = 58.3
εs ·1.E-3 = 2.9
εi ·1.E-3 = -11.7

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	0.2	0.0
0.220	12.3	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:16:32

Comprobación de secciones a flexión simple

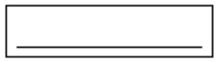
1 Datos

- 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
```

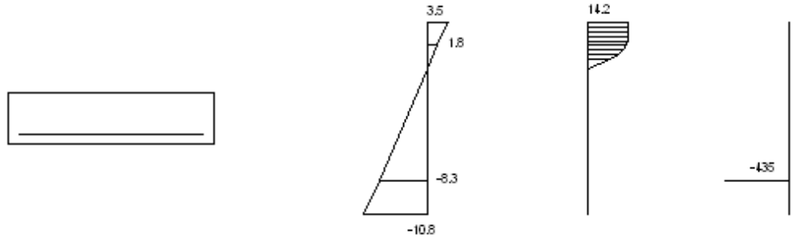
- Sección

```
Sección : SOLERA_INF_NEG
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.25
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.030
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 16.1
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 125.6
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.061
1/r [1/m]·1.E-3 = 57.3
εs ·1.E-3        = 3.5
εi ·1.E-3        = -10.8
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.030	0.0	1.8	0.0
0.205	16.1	-8.3	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:20:25

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

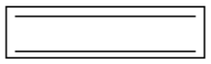
```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : SOLERA_INF_POS
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.25
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = .06
ϕ [mm]            = 12
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 37.7
ρ [·1.E-3]        = 3

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 1100.0
Vu2 [kN]   = 385.7
Vcu [kN]   = 84.1
Vsu [kN]   = 301.6
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 385.7
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 02/03/2011
Hora: 9:24:51

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

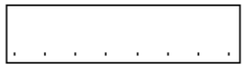
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : SOLERA_INF_NEG
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 16



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	38.0

As [cm²] = 16.1
Ac,ef [cm²] = 625.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 65

Separación media entre fisuras sm [mm] = 118.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.94
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 95.2
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 210.4
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.19

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 02/03/2011
Hora: 9:24:06

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

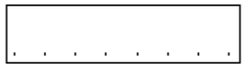
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : SOLERA_INF_POS
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 16



capa	nº barras	Separación [mm]
1	8	38.0

As [cm²] = 16.1
Ac,ef [cm²] = 625.0

2 Resultados

Mk [kN·m] = 35

Separación media entre fisuras sm [mm] = 118.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 0.37
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 95.2
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 113.3
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.07

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:27:49

Comprobación de secciones a flexión simple

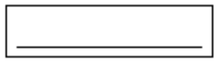
1 Datos

- 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
```

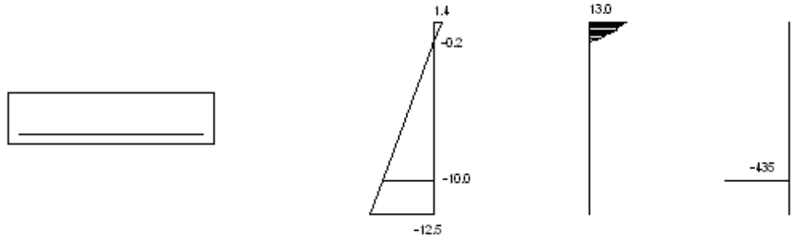
- Sección

```
Sección : SOLERA_SUP_NEG
b  [m] = 1.00
h  [m] = 0.25
ri [m] = 0.045
rs [m] = 0.030
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 4.5
Ac [cm²]  = 0.0

Mu [kN·m] = 38.5
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.026
1/r [1/m]·1.E-3 = 55.7
εs ·1.E-3         = 1.4
εi ·1.E-3         = -12.5
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.030	0.0	-0.2	0.0
0.205	4.5	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:29:18

Comprobación de secciones a flexión simple

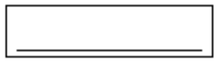
1 Datos

- 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

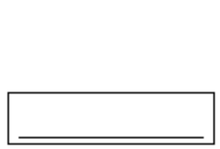
Sección : SOLERA_SUP_POS
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25
ri [m] = 0.030
rs [m] = 0.045

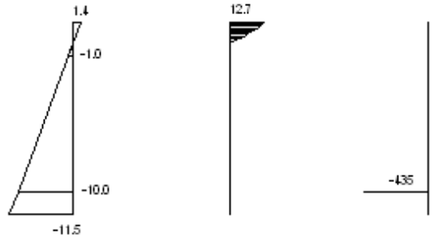


2 Comprobación

At [cm²] = 4.5
Ac [cm²] = 0.0

Mu [kN·m] = 41.4





Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.026
1/r [1/m]·1.E-3 = 51.6
εs ·1.E-3 = 1.4
εi ·1.E-3 = -11.5

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.045	0.0	-1.0	0.0
0.220	4.5	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:37:36

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

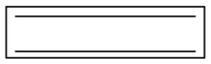
```
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 25.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : SOLERA_SUP_POS
b0  [m] = 1.00
h   [m] = 0.25
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = .12
ϕ [mm]            = 8
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 8.4
ρ [·1.E-3]        = 3

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
```

```
Vu1 [kN]   = 1100.0
Vu2 [kN]   = 151.1
Vcu [kN]   = 84.1
Vsu [kN]   = 67.0
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 151.1
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: AVE SAGRERA-TRINIDAD
Fecha: 01/03/2011
Hora: 18:30:24

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : SOLERA_SUP_POS
b [m] = 1.00
h [m] = 0.25

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 12

capa	nº barras	Separación [mm]
1	4	36.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

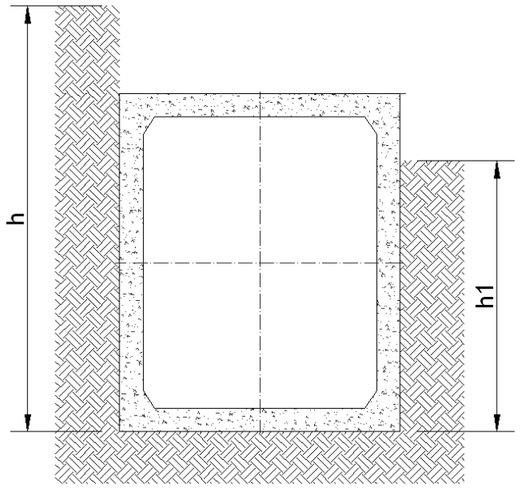
Mk [kN·m] = 18

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Introducción de datos

CAJON



Definición geometría:

$h := 7.5m$

$h_1 := 7.5m$

$\phi := 30deg$ Ángulo de rozamiento terreno

$k_a := \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2$ $k_a = 0.33$ Coeficiente empuje activo

$k_p := \tan\left(45\ deg + \frac{\phi}{2}\right)^2$ $k_p = 3$ Coeficiente empuje pasivo

$k_{rg} := 1 - \sin(\phi)$ $k_{rg} = 0.5$ Coeficiente empuje reposo suelos granulares

$k_{ra} := 0.95 - \sin(\phi)$ $k_{ra} = 0.45$ Coeficiente empuje reposo suelos arcillosos

$k := k_a$ $k = 0.33$ En este caso el empuje en trasdós se considera empuje activo

Propiedades de los materiales

$\gamma_h := 25.00 \frac{kN}{m^3}$ Peso específico del hormigón

$\gamma_t := 21.5 \frac{kN}{m^3}$ Peso específico del terreno

$\mu := 0.57$ Coeficiente de rozamiento entre hormigón y terreno

Introducción de datos

Sismo

A partir de la norma NCSP-07 se determina el empuje debido al sismo.

Clasificación del cajón según su importancia:

El cajón en questión se puede considerar de $\gamma_I := 1.30$

Consideración de la acción sísmica

En el caso qeu la aceleración básica o la aceleración horizontal de cálculo sea inferior a 0.04g no se considerarán cargas sísmicas.

En el caso que nos ocupa (Sagrera) la aceleración básica indicada en dicha norma es de 0.04g

$a_b := 0.04g$

Caracterización del terreno

Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs> 750m/s.

Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750m/s.>vs>400m/s

Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy frme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400m/s.>vs>200m/s

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs<200m/s

Tipo I ---------- C = 1.0
Tipo II ---------- C = 1.3
Tipo III ---------- C = 1.6
Tipo IV ---------- C = 2.0

El terreno que nos ocupa según el informe geotécnico se puede considerar que corresponde a un terreno tipo II

$C := 1.3$

Aceleración sísmica horizontal de cálculo

Coeficiente adimensional de riesgo:

Factor modificador periodo de retorno

Periodo de retorno $P_R := 500$

$\gamma_{II} := \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0.4}$ $\gamma_{II} = 1$

$\rho := \gamma_I \gamma_{II}$ $\rho = 1.3$

S: Coeficiente de amplificación del terreno

$$S := \begin{cases} \frac{C}{1.25} & \text{if } \rho\ a_b \le 0.1\ g \\ \frac{C}{1.25} + 3.33\left(\rho\frac{a_b}{g} - 0.1\right)\left(1 - \frac{C}{1.25}\right) & \text{if } 0.1g < \rho\ a_b < 0.4g \\ 1.0 & \text{if } 0.4g \le \rho\ a_b \end{cases}$$

$S = 1.04$

$a_c := S\ \rho\ a_b$ $a_c = 0.05\ g$ Aceleración sísmica horizontal

Sismo último de cálculo

Acceleración sísmica horitzontal de càlculo

$a_c = S\ \rho\ a_b$

Coeficiente adimensional de riesgo:

Factor modificador periodo de retorno

Periodo de retorno $P_R := 500$

$$\gamma_{II} := \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0.4} \qquad \gamma_{II} = 1 \qquad \rho := \gamma_I \gamma_{II}$$

S: Coeficiente de amplificación del terreno

$$S := \begin{cases} \frac{C}{1.25} & \text{if } \rho\ a_b \le 0.1\ g \\ \frac{C}{1.25} + 3.33\left(\rho\ \frac{a_b}{g} - 0.1\right)\left(1 - \frac{C}{1.25}\right) & \text{if } 0.1g < \rho\ a_b < 0.4g \\ 1.0 & \text{if } 0.4g \le \rho\ a_b \end{cases}$$

$S = 1.04$

$a_c := S\ \rho\ a_b \qquad a_c = 0.05\,g$ Aceleración sísmica horizontal

$K := 1.0$ coeficiente de contribución (Anejo 1)

$T := 0s, 0.1s .. 5s$ periodo

Sismo último de cálculo

$T_A := K\ \frac{C}{10}s \qquad T_A = 0.13\,s$

$T_B := K\ \frac{C}{2.5}s \qquad T_B = 0.52\,s$

$T_C := K\ (2 + C)s \qquad T_C = 3.3\,s$

Estudio de las cargas de sismo considerando el sísmo último de calculo

$h = 7.5\,m$ Altura de tierras en trasdós

$h_1 = 7.5\,m$ Altura de tierras en intradós

$\phi = 30\,deg$ Ángulo de rozamiento interno del terreno

$\beta := 0deg$ Ángulo del paramento del muro respecto a la vertical

$i := 0deg$ Ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal

$\gamma := \gamma_t$ Peso específico del terreno

δ Ángulo de rozamiento estructura-terreno. A falta de información específica relativa al caso analizado, pueden adoptarse los siguientes valores:

$\delta_1 := \frac{2}{3}\ \phi \qquad \delta_1 = 20\,deg$ para la determinación de K_{AE}

$\delta_2 := 0deg$ para la determinación de K_{PE}

$k_h := \frac{a_c}{g} \qquad k_h = 0.05$

$k_{v1} := \frac{k_h}{2} \qquad k_{v1} = 0.03$

$k_{v2} := -\frac{k_h}{2} \qquad k_{v2} = -0.03$

$\theta_1 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_{v1}}\right) \qquad \theta_1 = 0.05$

$\theta_2 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_{v1}}\right) \qquad \theta_2 = 0.06$

$\theta_3 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_{v2}}\right) \qquad \theta_3 = 0.06$

$\theta_4 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_{v2}}\right) \qquad \theta_4 = 0.05$

$\theta := \theta_1$

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO

$C_1 := \sqrt{\tan(\phi - \theta - i)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_1 + \theta + \beta)\cot(\phi - \theta - \beta)\right)} \qquad C_1 = 1.52$

$C_2 := 1 + \left[\tan(\delta_1 + \theta + \beta)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\right] \qquad C_2 = 2.05$

$C_3 := \sqrt{\tan(\phi - \theta + i)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_1 + \theta - \beta)\cot(\phi - \theta + \beta)\right)} \qquad C_3 = 1.52$

$C_4 := 1 + \left[\tan(\delta_1 + \theta - \beta)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\right] \qquad C_4 = 2.05$

$\rho_p := \theta - \phi + \operatorname{atan}\left(\frac{C_3 + \tan(\phi + \theta + i)}{C_4}\right) \qquad \rho_p = 0.34$

$\rho_A := \phi - \theta + \operatorname{atan}\left(\frac{C_1 - \tan(\phi - \theta - i)}{C_2}\right) \qquad \rho_A = 0.93$

$$K_{AD} := \frac{\left(1 + k_{v1}\right)\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta)\cos(\beta)^2\cos(\delta_1 + \beta + \theta)\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_1)\sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta_1 + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}}\right)^2} \qquad K_{AD} = 0.34$$

$E_{AD} := \frac{1}{2}\ \gamma_t\ h^2\ K_{AD} \qquad E_{AD} = 205.83\ \frac{kN}{m}$

$\Delta E_{AD} := \frac{1}{2}\ \gamma_t\ h^2\ (K_{AD} - k) \qquad \Delta E_{AD} = 4.27\ \frac{kN}{m}$

EMPUJE PASIVO DINÁMICO

$C_1 := \sqrt{\tan(\phi - \theta - i)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_2 + \theta + \beta)\cot(\phi - \theta - \beta)\right)} \qquad C_1 = 1.18$

$C_2 := 1 + \left[\tan(\delta_2 + \theta + \beta)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\right] \qquad C_2 = 1.13$

$C_3 := \sqrt{\tan(\phi - \theta + i)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_2 + \theta - \beta)\cot(\phi - \theta + \beta)\right)} \qquad C_3 = 1.18$

$C_4 := 1 + \left[\tan(\delta_2 + \theta - \beta)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\right] \qquad C_4 = 1.13$

$\rho_p := \theta - \phi + \operatorname{atan}\left(\frac{C_3 + \tan(\phi + \theta + i)}{C_4}\right) \qquad \rho_p = 0.55$

$\rho_A := \phi - \theta + \operatorname{atan}\left(\frac{C_1 - \tan(\phi - \theta - i)}{C_2}\right) \qquad \rho_A = 1.01$

$$K_{PD} := \frac{\left(1 + k_{v1}\right) \cos\left(\phi - \beta - \theta\right)^2}{\cos(\theta)\cos(\beta)^2 \cos\left(\delta_2 + \beta + \theta\right)\left(1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\phi + \delta_2\right)\sin\left(\phi - i - \theta\right)}{\cos\left(\delta_2 + \beta + \theta\right)\cos\left(i - \beta\right)}}\right)^2}$$

$E_{PD} := \frac{1}{2}\gamma_t h_1^{\,2} K_{PD}$ $\quad E_{PD} = 226.8\,\frac{kN}{m}$ $\quad K_{PD} = 0.38$ $\quad h_1 = 7.5\ m$

Para la comprobación estructural se considera en situación sísmica.

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}\cdot G_{k,i} + \sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}\cdot G^*_{k,j} + \sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i} + \gamma_A\cdot A_{E,k}$$

En situación accidental con sismo

$\gamma_g := 1.00$ Coeficiente de mayoración cargas permanentes

$\gamma_{g'} := 1.00$ Coeficiente de manyoración de cargas permanentes de valor no constante.

$\gamma_q := 1.00$ Coeficiente de mayoración cargas variables

$\gamma_A := 1.00$ Coeficiente de mayoración acción sísmica

Cumpliendo con lo indicado en el aparatado 8.6 de la norma de construccion sismosismorresistente NCSE-02

$V_c := 0.2\ T_B\ a_c$ $\quad V_s := 750\,\frac{m}{s}$

$V_c = 0.06\,\frac{m}{s}$

$\gamma_s := \frac{V_c}{V_s\left(a_c\right)}$

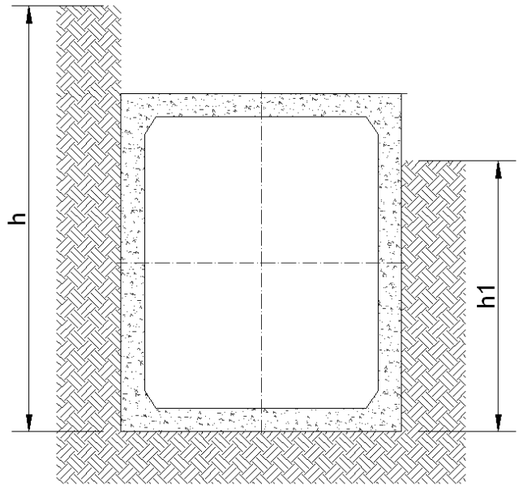
$\gamma_s = 1.36 \times 10^{-3}$

$\Delta_s := \gamma_s\ h_1$

$\Delta_s = 1.02\,cm$

Introducción de datos

CAJON



Definición geometría:

$h := 7.5m$

$h_1 := 7.5m$

$\phi := 30deg$ Ángulo de rozamiento terreno

$k_a := \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2$ $\quad k_a = 0.33$ Coeficiente empuje activo

$k_p := \tan\left(45\ deg + \frac{\phi}{2}\right)^2$ $\quad k_p = 3$ Coeficiente empuje pasivo

$k_{rg} := 1 - \sin(\phi)$ $\quad k_{rg} = 0.5$ Coeficiente empuje reposo suelos granulares

$k_{ra} := 0.95 - \sin(\phi)$ $\quad k_{ra} = 0.45$ Coeficiente empuje reposo suelos arcillosos

$k := k_a$ $\quad k = 0.33$ En este caso el empuje en trasdós se considera empuje activo

Propiedades de los materiales

$\gamma_h := 25.00\,\frac{kN}{m^3}$ Peso específico del hormigón

$\gamma_t := 21.5\,\frac{kN}{m^3}$ Peso específico del terreno

$\mu := 0.57$ Coeficiente de rozamiento entre hormigón y terreno

Introducción de datos

Sismo

A partir de la norma NCSP-07 se determina el empuje debido al sismo.

Clasificación del cajón según su importancia:

El cajón en questión se puede considerar de $\gamma_I := 1.30$

Consideración de la acción sísmica

En el caso qeu la aceleración básica o la aceleración horizontal de cálculo sea inferior a 0.04g no se considerarán cargas sísmicas.

En el caso que nos ocupa (Sagrera) la aceleración básica indicada en dicha norma es de 0.04g

$$a_b := 0.04g$$

Caracterización del terreno

Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs> 750m/s.

Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750m/s.>vs>400m/s

Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy frme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400m/s.>vs>200m/s

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs<200m/s

Tipo I ---------- C = 1.0
Tipo II ---------- C = 1.3
Tipo III ---------- C = 1.6
Tipo IV ---------- C = 2.0

El terreno que nos ocupa según el informe geotécnico se puede considerar que corresponde a un terreno tipo II

$$C := 1.3$$

Aceleración sísmica horizontal de cálculo

Coeficiente adimensional de riesgo:

Factor modificador periodo de retorno

Periodo de retorno $P_R := 500$

$$\gamma_{II} := \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0.4} \qquad \gamma_{II} = 1$$

$$\rho := \gamma_I \gamma_{II} \qquad \rho = 1.3$$

S: Coeficiente de amplificación del terreno

$$S := \begin{cases} \frac{C}{1.25} & \text{if } \rho\, a_b \le 0.1\, g \\ \frac{C}{1.25} + 3.33\left(\rho\,\frac{a_b}{g} - 0.1\right)\left(1 - \frac{C}{1.25}\right) & \text{if } 0.1g < \rho\, a_b < 0.4g \\ 1.0 & \text{if } 0.4g \le \rho\, a_b \end{cases}$$

$S = 1.04$

$a_c := S\,\rho\,a_b \qquad a_c = 0.05\,g$ Aceleración sísmica horizontal

Sismo último de cálculo

Acceleración sísmica horitzontal de càlculo

$$a_c = S\,\rho\,a_b$$

Coeficiente adimensional de riesgo:

Factor modificador periodo de retorno

Periodo de retorno $P_R := 500$

$$\gamma_{II} := \left(\frac{P_R}{500}\right)^{0.4} \qquad \gamma_{II} = 1 \qquad \rho := \gamma_I \gamma_{II}$$

S: Coeficiente de amplificación del terreno

$$S := \begin{cases} \frac{C}{1.25} & \text{if } \rho\, a_b \le 0.1\, g \\ \frac{C}{1.25} + 3.33\left(\rho\,\frac{a_b}{g} - 0.1\right)\left(1 - \frac{C}{1.25}\right) & \text{if } 0.1g < \rho\, a_b < 0.4g \\ 1.0 & \text{if } 0.4g \le \rho\, a_b \end{cases}$$

$S = 1.04$

$a_c := S\,\rho\,a_b \qquad a_c = 0.05\,g$ Aceleración sísmica horizontal

$K := 1.0$ coeficiente de contribución (Anejo 1)

$T := 0s, 0.1s .. 5s$ periodo

Sismo último de cálculo

$T_A := K\,\frac{C}{10}s \qquad T_A = 0.13\,s$

$T_B := K\,\frac{C}{2.5}s \qquad T_B = 0.52\,s$

$T_C := K\,(2 + C)s \qquad T_C = 3.3\,s$

Estudio de las cargas de sismo considerando el sísmo último de calculo

$h = 7.5\,m$ Altura de tierras en trasdós

$h_1 = 7.5\,m$ Altura de tierras en intradós

$\phi = 30\,deg$ Ángulo de rozamiento interno del terreno

$\beta := 0deg$ Ángulo del paramento del muro respecto a la vertical

$i := 0deg$ Ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal

$\gamma := \gamma_t$ Peso específico del terreno

δ Ángulo de rozamiento estructura-terreno. A falta de información específica relativa al caso analizado, pueden adoptarse los siguientes valores:

$\delta_1 := \frac{2}{3}\,\phi \qquad \delta_1 = 20\,deg$ para la determinación de K_{AE}

$\delta_2 := 0deg$ para la determinación de K_{PE}

$k_h := \frac{a_c}{g} \qquad k_h = 0.05$

$k_{v1} := \frac{k_h}{2} \qquad k_{v1} = 0.03$

$k_{v2} := -\frac{k_h}{2} \qquad k_{v2} = -0.03$

$$\theta_1 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_{v1}}\right) \qquad \theta_1 = 0.05 \qquad \theta_3 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 + k_{v2}}\right) \qquad \theta_3 = 0.06$$

$$\theta_2 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_{v1}}\right) \qquad \theta_2 = 0.06 \qquad \theta_4 := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_{v2}}\right) \qquad \theta_4 = 0.05$$

$\theta := \theta_1$

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO

$$C_1 := \sqrt{\tan(\phi - \theta - i)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_1 + \theta + \beta)\cot(\phi - \theta - \beta)\right)} \qquad C_1 = 1.52$$

$$C_2 := 1 + \left[\tan(\delta_1 + \theta + \beta)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\right] \qquad C_2 = 2.05$$

$$C_3 := \sqrt{\tan(\phi - \theta + i)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_1 + \theta - \beta)\cot(\phi - \theta + \beta)\right)} \qquad C_3 = 1.52$$

$$C_4 := 1 + \left[\tan(\delta_1 + \theta - \beta)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\right] \qquad C_4 = 2.05$$

$$\rho_p := \theta - \phi + \operatorname{atan}\left(\frac{C_3 + \tan(\phi + \theta + i)}{C_4}\right) \qquad \rho_p = 0.34$$

$$\rho_A := \phi - \theta + \operatorname{atan}\left(\frac{C_1 - \tan(\phi - \theta - i)}{C_2}\right) \qquad \rho_A = 0.93$$

$$K_{AD} := \frac{\left(1 + k_{v1}\right)\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta)\cos(\beta)^2\cos(\delta_1 + \beta + \theta)\left(1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta_1)\sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta_1 + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}}\right)^2} \qquad K_{AD} = 0.34$$

$$E_{AD} := \frac{1}{2}\gamma_t h^2 K_{AD} \qquad E_{AD} = 205.83\,\frac{kN}{m}$$

$$\Delta E_{AD} := \frac{1}{2}\gamma_t h^2 \left(K_{AD} - k\right) \qquad \Delta E_{AD} = 4.27\,\frac{kN}{m}$$

EMPUJE PASIVO DINÁMICO

$$C_1 := \sqrt{\tan(\phi - \theta - i)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_2 + \theta + \beta)\cot(\phi - \theta - \beta)\right)} \qquad C_1 = 1.18$$

$$C_2 := 1 + \left[\tan(\delta_2 + \theta + \beta)\left(\tan(\phi - \theta - i) + \cot(\phi - \theta - \beta)\right)\right] \qquad C_2 = 1.13$$

$$C_3 := \sqrt{\tan(\phi - \theta + i)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\left(1 + \tan(\delta_2 + \theta - \beta)\cot(\phi - \theta + \beta)\right)} \qquad C_3 = 1.18$$

$$C_4 := 1 + \left[\tan(\delta_2 + \theta - \beta)\left(\tan(\phi - \theta + i) + \cot(\phi - \theta + \beta)\right)\right] \qquad C_4 = 1.13$$

$$\rho_p := \theta - \phi + \operatorname{atan}\left(\frac{C_3 + \tan(\phi + \theta + i)}{C_4}\right) \qquad \rho_p = 0.55$$

$$\rho_A := \phi - \theta + \operatorname{atan}\left(\frac{C_1 - \tan(\phi - \theta - i)}{C_2}\right) \qquad \rho_A = 1.01$$

$$K_{PD} := \frac{\left(1 + k_{v1}\right)\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta)\cos(\beta)^2\cos(\delta_2 + \beta + \theta)\left(1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta_2)\sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta_2 + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}}\right)^2}$$

$$E_{PD} := \frac{1}{2}\gamma_t h_1^2 K_{PD} \qquad E_{PD} = 226.8\,\frac{kN}{m} \qquad K_{PD} = 0.38 \qquad h_1 = 7.5\ m$$

Para la comprobación estructural se considera en situación sísmica.

$$\sum_{i\geq 1}\gamma_{G,i}\cdot G_{k,i} + \sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*,j}\cdot G^*_{k,j} + \sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i} + \gamma_A\cdot A_{E,k}$$

En situación accidental con sismo

$\gamma_g := 1.00$ Coeficiente de mayoración cargas permanentes

$\gamma_{g'} := 1.00$ Coeficiente de manyoración de cargas permanentes de valor no constante.

$\gamma_q := 1.00$ Coeficiente de mayoración cargas variables

$\gamma_A := 1.00$ Coeficiente de mayoración acción sísmica

Cumpliendo con lo indicado en el aparatado 8.6 de la norma de construccion sismosismorresistente NCSE-02

$$V_c := 0.2\,T_B\,a_c \qquad V_s := 750\,\frac{m}{s}$$

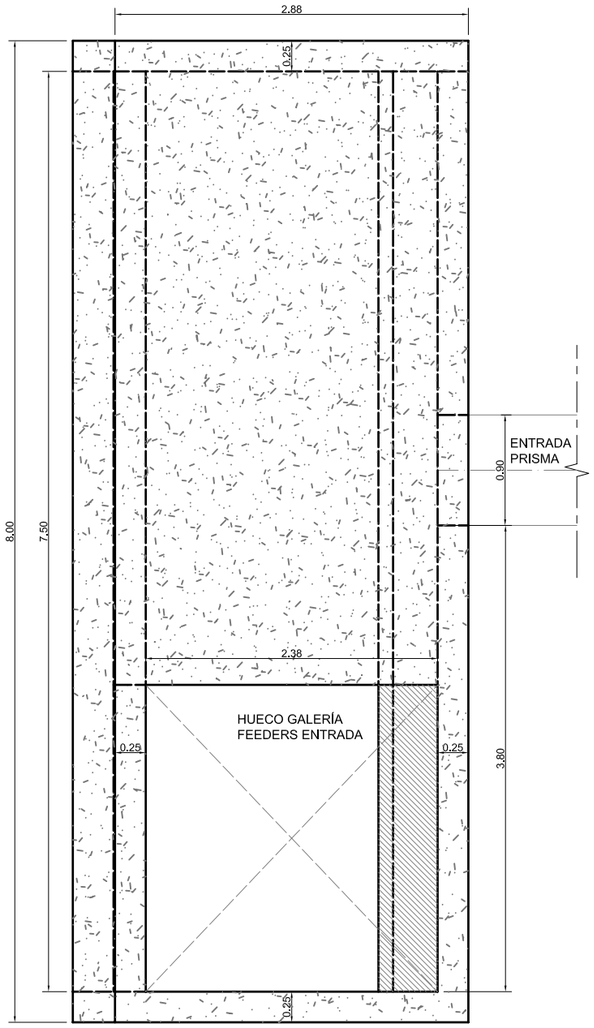
$$V_c = 0.06\,\frac{m}{s}$$

$$\gamma_s := \frac{V_c}{V_s\left(a_c\right)}$$

$$\gamma_s = 1.36 \times 10^{-3}$$

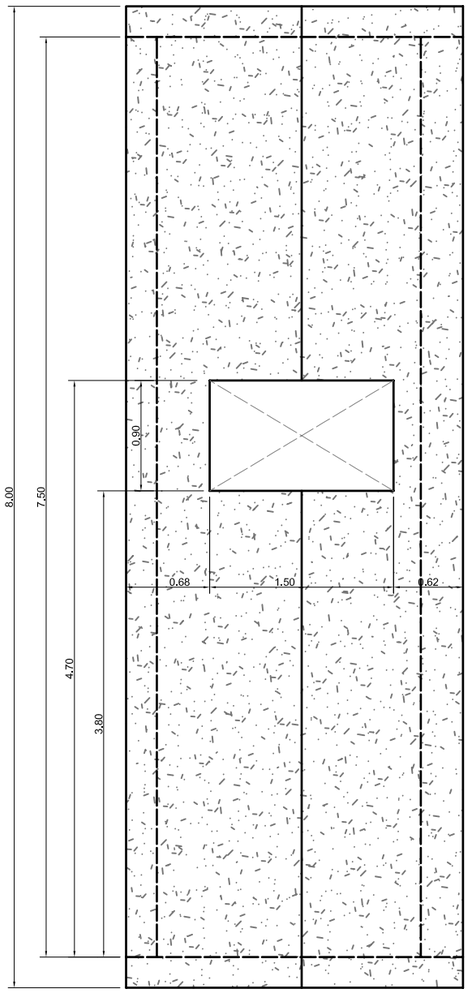
$$\Delta_s := \gamma_s\,h_1$$

$$\Delta_s = 1.02\,cm$$



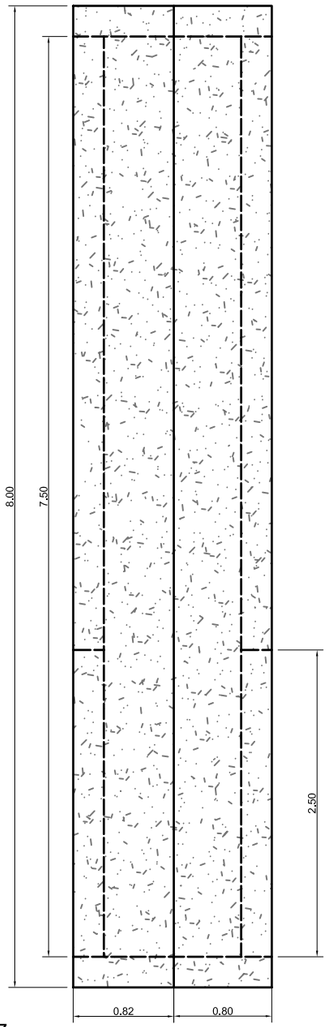
Z
X

ALZADO A-A' GEOMETRÍA
ARQUETA ENTRONQUE FEEDRES
ESCALA: 1/50



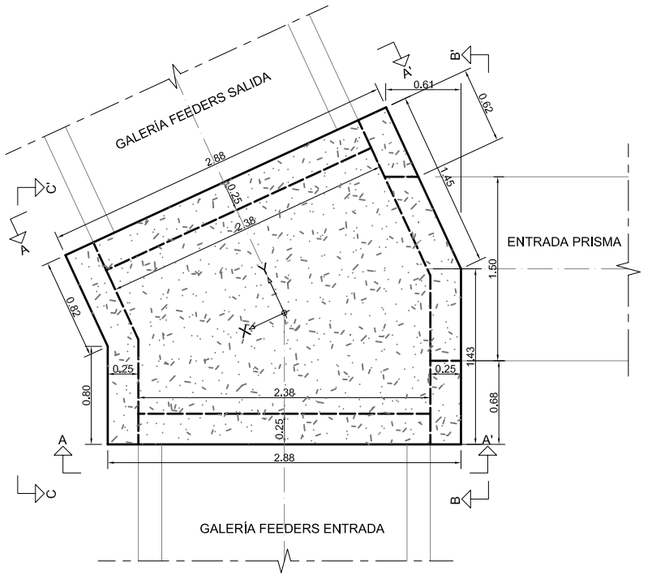
Z
X

ARMADO ALZADO B-B'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



Z
X

ARMADO ALZADO C-C'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



PLANTA GEOMETRÍA
ARQUETA ENTRONQUE FEEDRES
ESCALA: 1/50

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
HASTIALES	Estadístico	γ_c=1,50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1.15	B-500 S
SOLERA	Estadístico	γ_c=1,50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1.15	B-500 S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

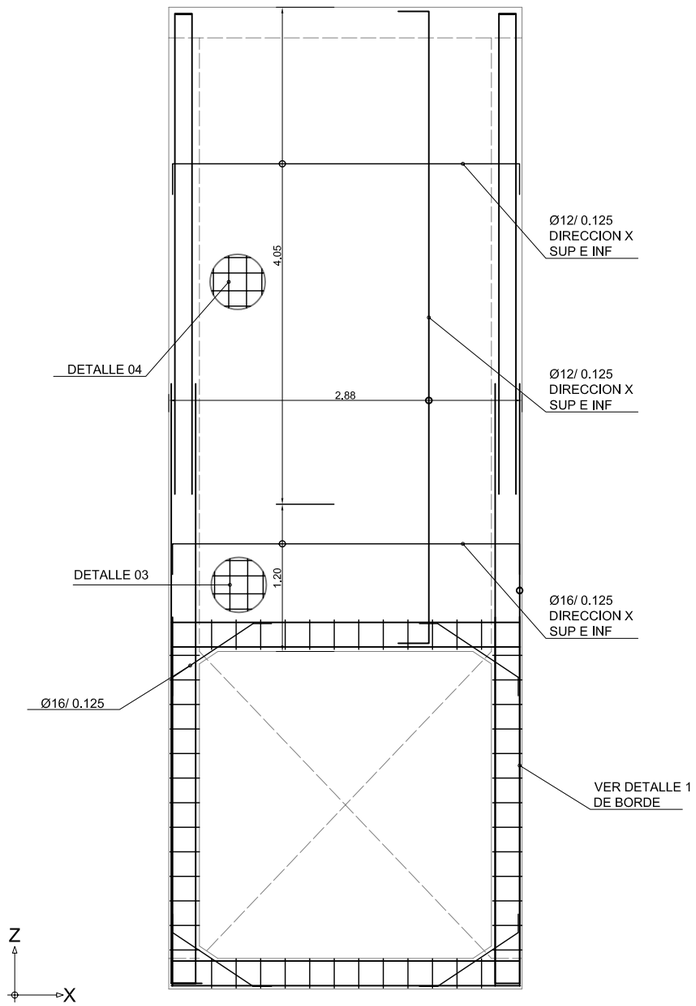
Exposicion/Ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigon de limpieza	I	IIa	IIb	IIa+Qb
Recubrimientos nominales(mm.)	45	Ver Exposición/Ambiente	30	20	40	45

NOTAS

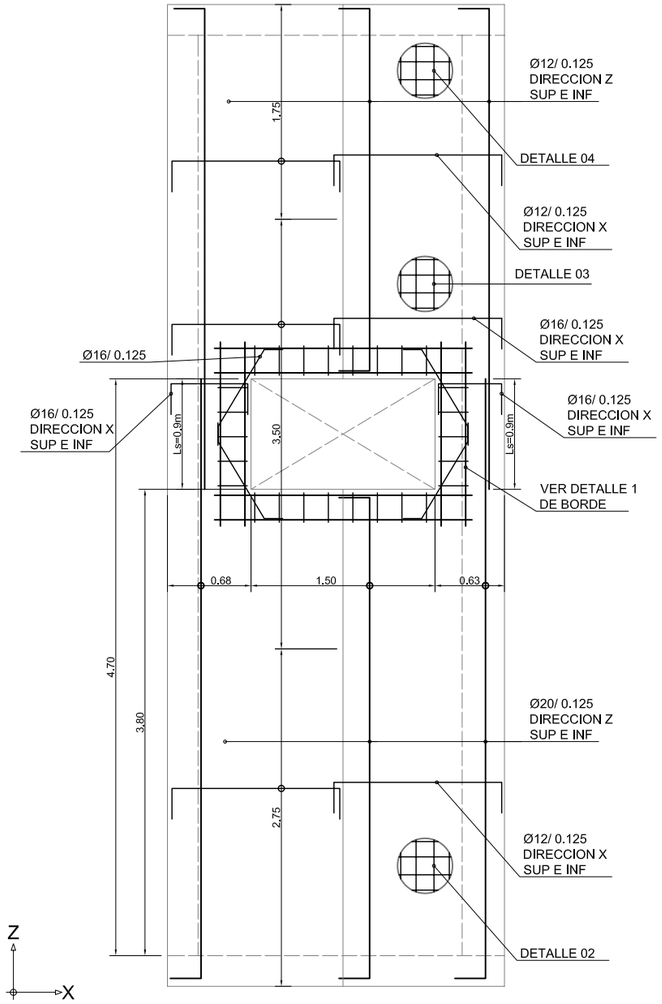
-Control Estadístico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ MARÍA VELASCO DR.ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-F.FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA.SITUACIÓN PROVISIONAL	PLANO: ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS ARQUETA. DEF. GEOMÉTRICA	ESCALA: ESC A3: ANOTADA	FECHA: 04/03/2011 / REVISIÓN: ------ / Nº PLANO: 01 ARCHIVO CAD: ARQUETA A1. dwg / Nº HOJA: 1 DE 4

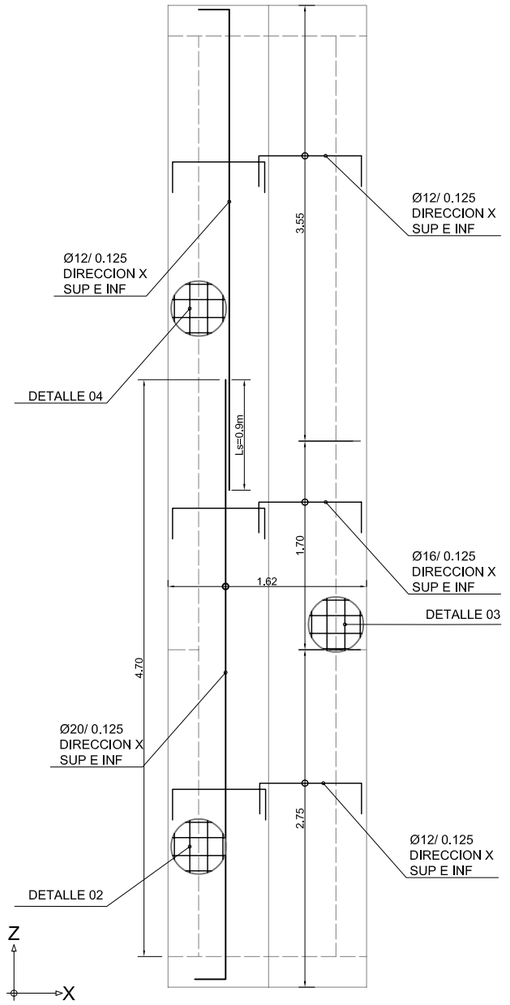
8770



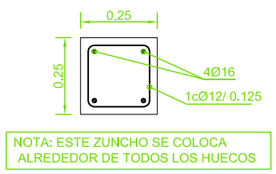
ARMADO ALZADO A-A'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



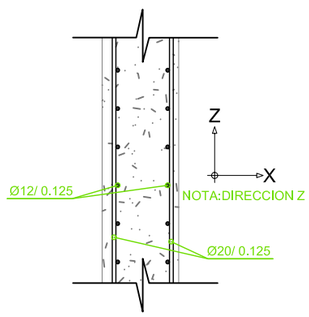
ARMADO ALZADO B-B'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



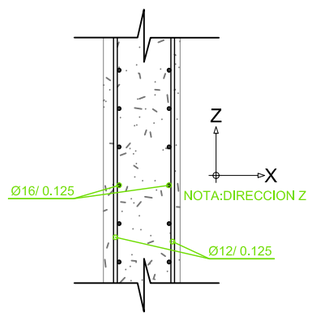
ARMADO ALZADO C-C'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



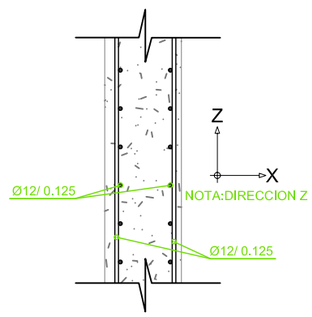
DETALLE 01
ZUNCHO CIERRE HUECOS
ESCALA: 1/20



DETALLE 02
ARMADO
ESCALA: 1/20



DETALLE 03
ARMADO
ESCALA: 1/20



DETALLE 04
ARMADO
ESCALA: 1/20

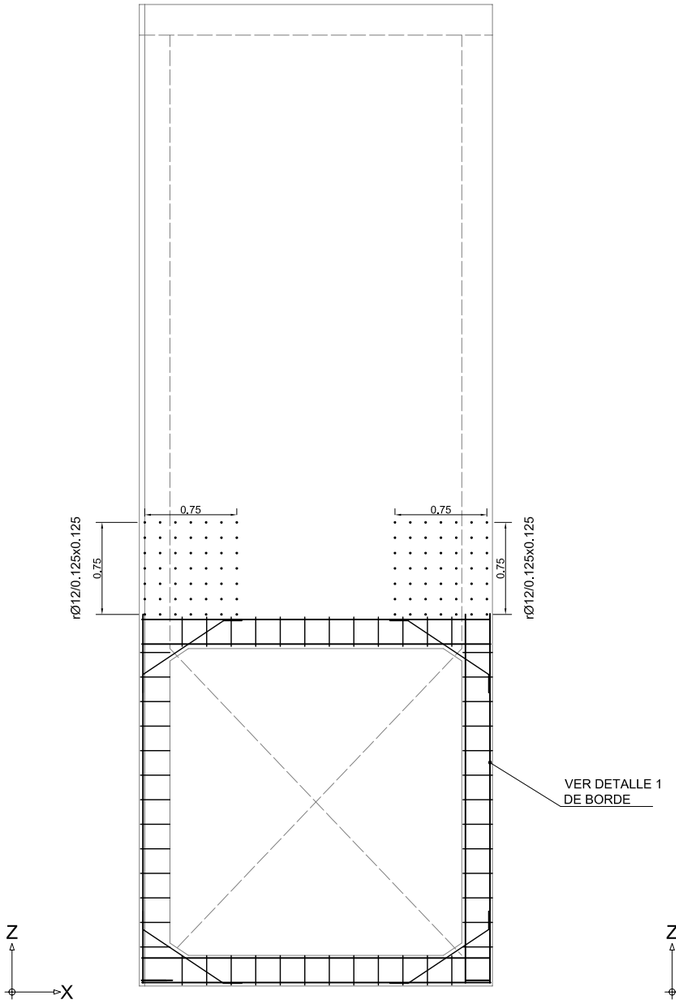
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES										
MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
HASTIALES	Estadistico	γ_c=1,50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1,15	B-500 S
SOLERA	Estadistico	γ_c=1,50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1,15	B-500 S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	Terreno	Terreno proteglido u hormigon de limpieza	I	IIa	IIb	IIa+Qb
Recubrimientos nominales(mm.)	45	Ver Exposicion/Ambiente	30	20	40	45

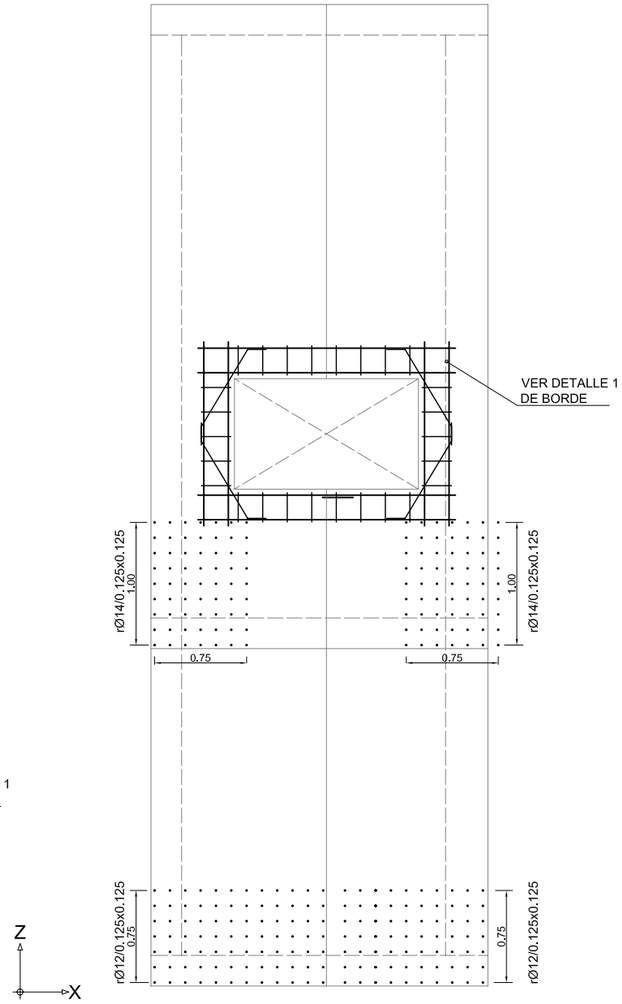
NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

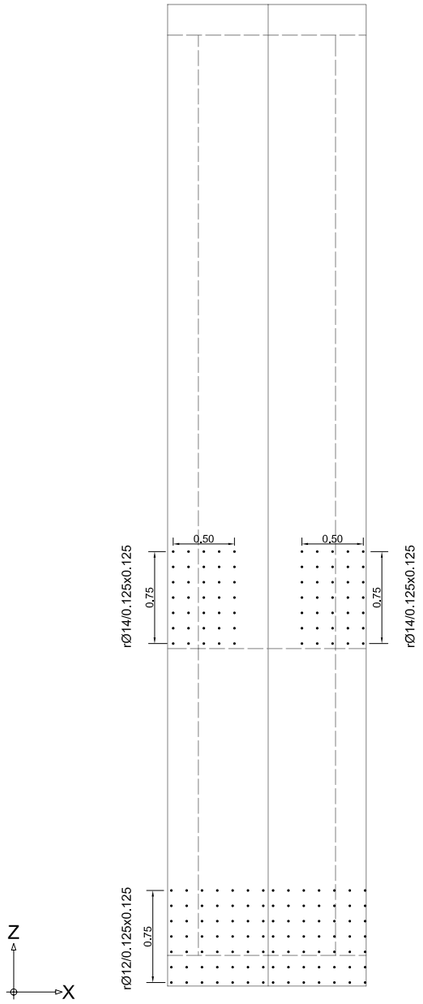
PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ MARÍA VELASCO, DR.ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-F.FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA.SITUACIÓN PROVISIONAL	PLANO: ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS ARQUETA ARMADO	ESCALA: ESC A3: ANOTADA	FECHA: 04/03/2011 / REVISIÓN: ----- / Nº PLANO: 01 ARCHIVO CAD: ARQUETA A1. dwg / Nº HOJA: 2 DE 4



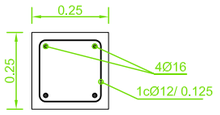
ARMADO CORTANTE A-A'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



ARMADO CORTANTE B-B'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



ARMADO CORTANTE C-C'
ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS
ESCALA: 1/50



NOTA: ESTE ZUNCHO SE COLOCA ALREDEDOR DE TODOS LOS HUECOS

DETALLE 01
ZUNCHO CIERRE HUECOS
ESCALA: 1/20

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

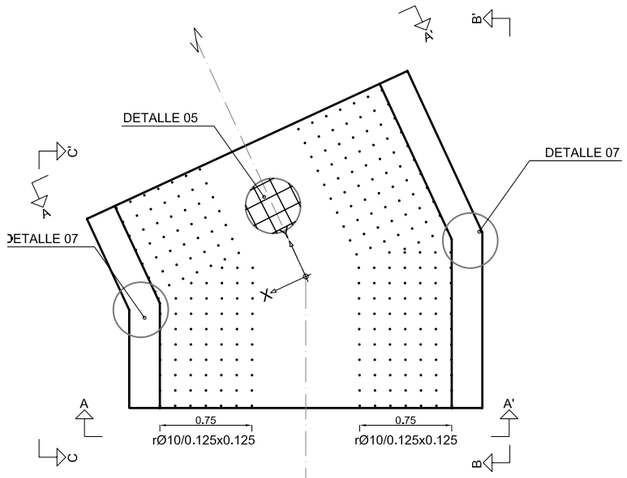
MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
HASTIALES	Estadistico	γ_c=1.50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1.15	B-500 S
SOLERA	Estadistico	γ_c=1.50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s = 1.15	B-500 S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigon de limpieza	I	IIa	IIb	IIa+Qb
Recubrimientos nominales(mm.)	45	Ver Exposicion/Ambiente	30	20	40	45

NOTAS

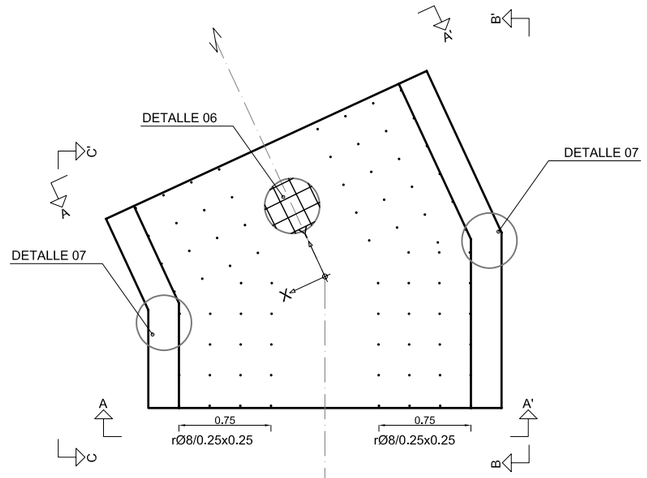
-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ MARÍA VELASCO, DR.ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-F.FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA.SITUACIÓN PROVISIONAL	PLANO: ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS ARMADO CORTANTE	ESCALA: ESC A3: ANOTADA	FECHA: 04/03/2011 · REVISIÓN: ----- · Nº PLANO: 01 · ARCHIVO CAD: ARQUETA A1. dwg · Nº HOJA: 3 DE 4



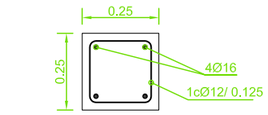
PLANTA ARMADO - CORTANTE SOLERA ARQUETA ENTRONQUE FEEDRES

ESCALA: 1/50



PLANTA ARMADO - CORTANTE CUBIERTA ARQUETA ENTRONQUE FEEDRES

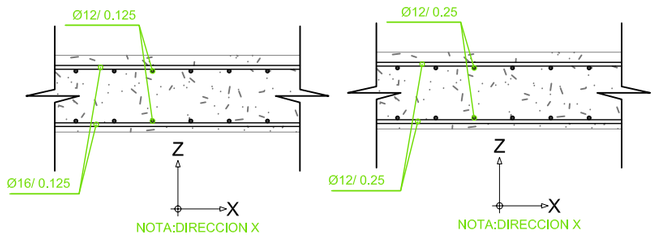
ESCALA: 1/50



NOTA: ESTE ZUNCHO SE COLOCA ALREDEDOR DE TODOS LOS HUECOS

DETALLE 01
ZUNCHO CIERRE HUECOS

ESCALA: 1/20

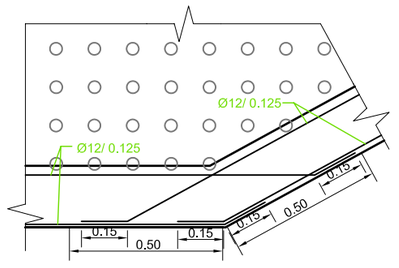


DETALLE 05
ARMADO

ESCALA: 1/20

DETALLE 06
ARMADO

ESCALA: 1/20



DETALLE 07
ARMADO

ESCALA: 1/20

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL			CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposicion Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
HASTIALES	Estadistico	γ_c=1,50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s= 1.15	B-500 S
SOLERA	Estadistico	γ_c=1,50	HA-30	Blanda (6-9 cm.)	20 mm.	IIa+Qb	Normal	γ_s= 1.15	B-500 S
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G = 1,35 γ_Q = 1,50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						
Exposicion/Ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigon de limpieza		I	IIa	IIb	IIa+Qb		
Recubrimientos nominales(mm.)	45	Ver Exposicion/Ambiente		30	20	40	45		

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal

-Solapes segun EHE

-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ MARÍA VELASCO, DR.ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-F.FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA.SITUACIÓN PROVISIONAL	PLANO: ARQUETA ENTRONQUE FEEDERS ARQUETA ARMADO LOSAS	ESCALA: ESC A3: ANOTADA

FECHA:	REVISIÓN:	Nº PLANO:
04/03/2011	-----	01
ARCHIVO CAD: ARQUETA A1. dwg		Nº HOJA: 4 DE 4

Jose Vicente Peñas Bermudez

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: jueves, 03 de marzo de 2011 18:05
Para: Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Vicente Peñas Bermudez; Jose Joaquin Asensio Rodriguez
CC: Calvo Perales, Isaac
Asunto: RV: SOLICITUD ACLARACIONES: Arqueta final galería de feeders.

Ángela,

Te añado más observaciones de lo que hemos visto hasta ahora:

- La armadura de flexión y cortante definida en la sección general (B-B') plano 01-Hoja 1 de 4 no es coherente con la definida en el resto de esquemas de armado (hojas 2, 3 y 4 de 4) ni con el resumen de resultados de la Memoria. Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, corrección en la próxima edición del documento.
- En la definición detallada de los esquemas de armado (hoja 2 de 4) se hace referencia a los ALZADOS A-A´y B-B´, que no se corresponden con sus homónimos definidos en el plano general (hoja 1 de 4). Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, corrección en la próxima edición del documento. (es lo que te avanzaba en el tercer guión del mail anterior).
- En el resumen de resultados de la Memoria se indican momentos últimos resistentes inferiores a los momentos solicitantes mayorados (ver "solera superior" – armado longitudinal a flexión ELU / Md22).

Saludos,

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: jueves, 03 de marzo de 2011 17:11
Para: Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz
CC: Jose Vicente Peñas Bermudez; Jose Joaquin Asensio Rodriguez; Calvo Perales, Isaac; Ricart, Concepcion
Asunto: SOLICITUD ACLARACIONES: Arqueta final galería de feeders.

Buenas tardes Ángela:

Tras una primera revisión del documento de la arqueta de la galería de feederes nos surgen algunas dudas. Te escribo las que son "erratas" y dudas de cálculo para que se las avances a amatria y puedan ir modificándolas y ahora te llamo y comentamos algunas dudas por si las podemos aclarar nosotros:

- El cuadro de materiales de los planos no se corresponde con lo usado en cálculos (resistencia del hormigón y tipo de ambiente), aunque la errata está del lado de la seguridad.
- El título de los planos no se corresponde a los planos en cuestión (se refieren a arqueta c/ valencia).
- Las hojas 2 y 3 de planos hacen referencia a unos alzados que no se corresponden con los representados.
- Se pide aclaración acerca de las dos fases a las que hacen referencia en la memoria (fase actual y fase futura) pues no queda claro la situación de las fases (hipótesis de carga en cada una de ellas). A pesar de que se indica que están calculadas ambas fases, sólo se muestran resultados para la fase actual.
- Se echa en falta un plano general de situación, es imprescindible ubicar la arqueta y que ésta sea compatible con la reposición futura del colector TMB (que se encajó sobre el tramo ejecutado de galería de feeders).
- En la definición de la solución propuesta aparece un croquis de la galería de feeders, además de las dimensiones sería necesario conocer las cotas de los elementos que aparecen. El prisma acomete a 3.80m sobre la cota superior de solera, (aproximadamente a la cota +14 ya que la cota de solera es aproximadamente la +10). Sin embargo, el prisma discurre actualmente sobre la +16.50. Se pide aclaración al respecto.

Un saludo.

De: Angela Diez Ruiz [mailto:adiez@isoluxcorsan.com]
Enviado el: miércoles, 02 de marzo de 2011 17:51
Para: Calvo Perales, Isaac; Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Jose Vicente Peñas Bermudez; Jose Joaquin Asensio Rodriguez
Asunto: Arqueta final galería de feeders.

Buenas tardes,
Adjunto documento con el cálculo y diseño de la galería final de feeders. Comentar, que el planteamiento inicial de la arqueta pasaba por una arqueta de 7.5m aproximadamente que alcanzaba la cota superior de tierras definitiva, en el informe contemplamos la posibilidad de que dicha arqueta se decida dejar a una cota inferior y cegarla, como se ha comentado en alguna reunión.
Un saludo,

Ángela Díez Ruiz
Jefe de Producción
L.A.V. Tramo La Sagrera-Nudo de la Trinidad
Corsán Corviam Construcción
Teléfono: 93.352.97.65

AVISO DE CONFIDENCIALIDAD
El correo electrónico vía Internet no permite asegurar ni la confidencialidad de los mensajes transmitidos ni su integridad o correcta recepción. Si no consintiera éste, rogamos nos lo notifique de manera inmediata.
Este mensaje va dirigido únicamente a su destinatario y pudiera contener información confidencial cuya divulgación esté prohibida por ley. Si lo recibe por error, rogamos nos lo comunique de manera inmediata por esta misma vía y proceda a su eliminación, así como a la de cualquier documento adjunto al mismo. Asimismo, si no es el destinatario de este mensaje, se le informa de que su lectura, copia, distribución y utilización, así como la de cualquier documento adjunto, están prohibidas.

CONFIDENTIALITY WARNING
Internet e-mail does not allow neither the confidentiality nor the completeness nor proper receipt of the messages sent. If you do not consent to the use of Internet e-mail, please notify us immediately.
This message is intended exclusively for its addresser and it could be contained confidential information which spreading is forbidden by law. If you received this in error, please contact the sender and delete it and any attachment. If you are not the addresser indicated in this message, please be informed that any reading, copy, distribution or use of it or its attachments is forbidden.

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

amatria
ingenieria
www.amatria.com

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Nota aclaración sobre la revisión de INOCSA 15-03-2010.

Referencia: 817 AVE SAGRERA TRINIDAD
Fecha: 16 MARZO 2010

Nombre de la obra: AVE SAGRERA – ARQUETA ACCESO FEEDERS

1. OBJETO DE LA NOTA

La nota tiene por objeto dar respuesta a las aclaraciones pedidas en la nota "***Revisión del análisis estructural de la arqueta para el acceso a la galería feeders (aclaraciones de la supervisión de la rev 0)***", emitida por INOCSA el 15 de marzo de 2010.

A la presente nota se adjunta la memoria modificada del cálculo de la arqueta para el acceso a la galería feeders actualizada.

2. ACLARACIONES

1. *En la salida de resultados se indica que el mayor momento "horizontal" solicitante es de 40kN·m. Sin embargo, la armadura horizontal dispuesta da un momento último (siempre según el Anejo) menor que este valor. Se propone por tanto aumentar la cuantía de dicha armadura. Con objeto de facilitar la modificación, se presenta como croquis adjunto a este informe una propuesta de corrección para someter al visto bueno de los responsables del diseño de la estructura en estudio.*

Efectivamente en la tabla de los momentos de cálculo se indica un momento horizontal mínimo de -40kN·m, cuando en los anejos que se adjuntaron, se muestra que con el armado dispuesto (Ø12/0.20m) la sección resiste a flexión simple un momento último de 38,8kN·m.

Debido a esta disparidad, se han comprobado otra vez los valores de cálculo en el modelo SAP utilizado, obteniendo los siguientes diagramas de esfuerzos:

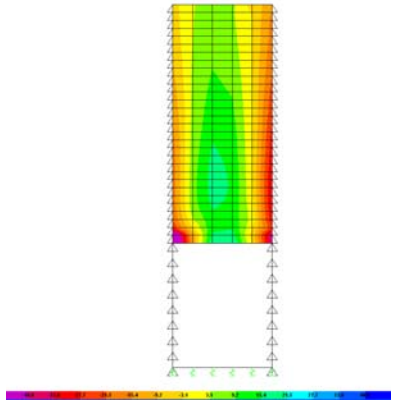


Figura 1. Momentos en la dirección horizontal. Hastial frontal. SAP2000.

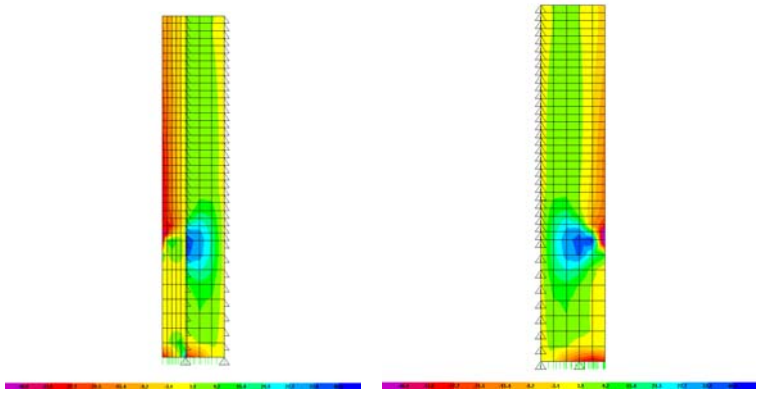


Figura 2. Momentos en la dirección horizontal. Hastiales laterales. SAP2000.

Una vez observados los distintos diagramas se observa que las zonas donde se producen los mayores momentos negativos son en las esquinas entre los hastiales laterales y el frontal.

- *Hastial lateral mayor- hastial frontal:* se observa una zona, donde el momento negativo es tiene un valor superior a los 40kN·m, pero como el valor de cálculo debe ser por metro, se observa que el valor promedio resulta sustancialmente menor, pudiéndose considerar un valor promedio de 30kN·m

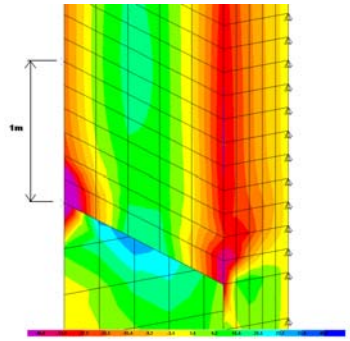


Figura 3. Momentos en la dirección horizontal. Esquina hastiales lateral mayor – hastial frontal. SAP2000.

- *Hastial lateral menor – hastial frontal:* en este caso el momento máximo es menor pero se distribuye a lo largo de varios metros. Así pues, en este caso el valor de cálculo negativo a considerar debe ser -35 kN·m.

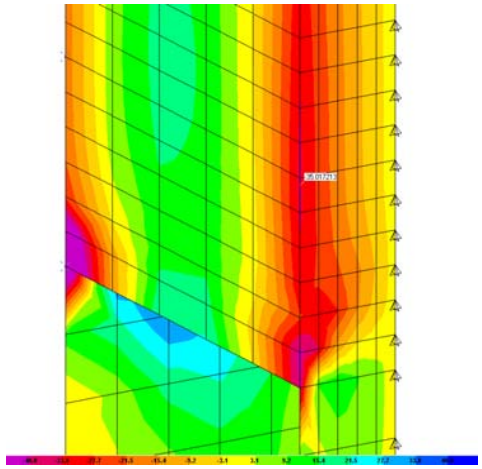


Figura 4. Momentos en la dirección horizontal. Esquina hastiales lateral menor – hastial frontal. SAP2000.

Una vez hechas estas consideraciones, se puede afirmar que el hecho de que el momento de cálculo M^{-}_{11d} sea mayor que el momento último con la armadura dispuesta (Ø12/0.20m) se debe a una errata a la introducción de datos en la memoria, debiéndose haber adoptado como valor de cálculo máximo los -35kN·m que se producen en la esquina entre el hastial menor y el hastial frontal.

Es por eso que se ha procedido a modificar dicho valor a la memoria, adjuntándose dicha memoria con la presente nota aclaratoria.

3 CONCLUSIONES

Se ha constatado una errata en la introducción de datos en la memoria. En esta nota queda justificada la adopción del nuevo valor de cálculo del momento horizontal, siendo de -35kN·m, cumpliendo así los ELU, ya que $M^{-}_{11d} < M_u$. Así pues, se puede afirmar que el armado dimensionado, indicado en los planos, resiste los esfuerzos a los que se verá solicitada la arqueta de acceso a la galería feeders, cumpliendo las recomendaciones de la EHE y del Eurocódigo 2. La memoria modificada se adjunta al informe.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Marzo de 2010

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Cálculo de la arqueta para el acceso a la galería feeders.

REVISIÓN	FECHA	CONCEPTO MODIFICADO
0	04/03/2010	PRIMERA EDICIÓN
1		
2		
3		
4		

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES
2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA
3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD
4. NORMATIVA APLICADA
5. ACCIONES
6. METODOLOGIA Y PROCESO DE CALCULO
7. RESULTADOS
8. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES

Referencia: 817
Fecha: Marzo 2010
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Se prevé la realización de una arqueta para el acceso a la galería feeders.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

La arqueta tiene 3 lados, y apoya en la pantalla número 8. A continuación se adjuntan distintas vistas de la arqueta para entender la geometría de esta:

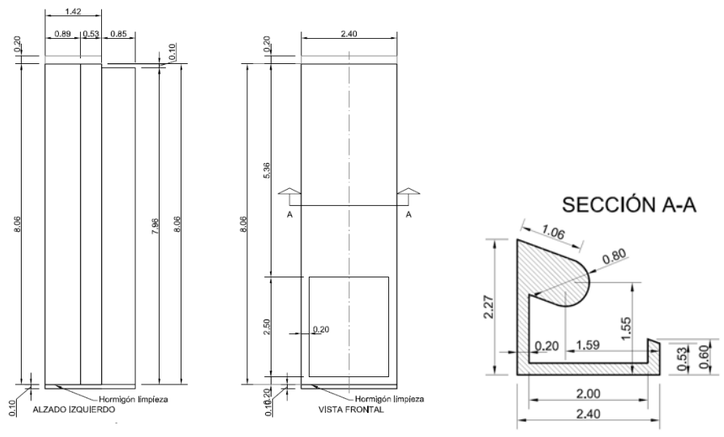


Figura 1. Geometría de la arqueta

Como se puede observar en al figura, cabe destacar que el canto de las secciones de hormigón tiene un valor constante de **0,20m**. Además, en la losa que cubre la arqueta se ha previsto un hecho para hacer posibilitar el acceso a la arqueta y a la galería (véase planos).

3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado HA-25:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones:

Coeficiente de seguridad para acciones variables……...1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes……1.35

4. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación del elemento estructural se ha seguido:

Estructura Hormigón	EHE.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	SAP y Eurocódigos.

5. ACCIONES

Se ha considerado el peso propio de los elementos y las siguientes cargas:

Elementos verticales (hastiales):

- QTh = ko·γt·z. Empuje horizontal producido por el terreno. La altura de tierras considerada es de z=7,88m. En cuanto a las otras variables, se ha considerado un peso unitario de terreno de γt = 20 kN/m^3 y un coeficiente de empuje ko = 0.5.

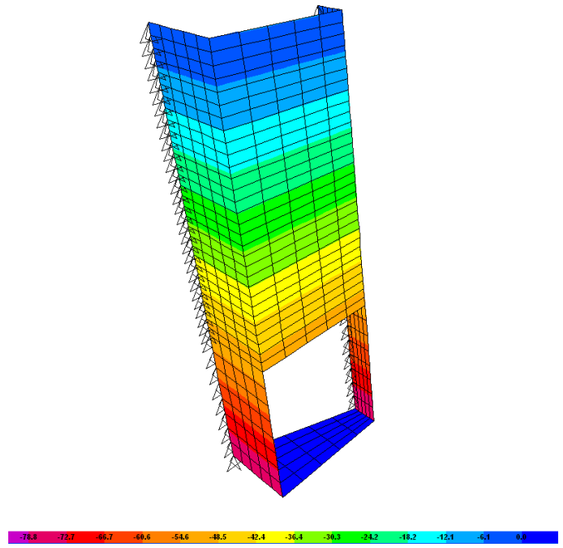


Figura 2. Cargas del empuje de tierras añadidas en el modelo de cálculo. SAP2000.

- Qh = ko·qv. Empuje horizontal producido por el tráfico de trenes en los tres costados de la arqueta. Se ha conspirado una carga vertical debida al tráfico qv de 30kN/m^2. Así pues, la carga horizontal que se transmite a las paredes de arqueta es: Qh=0.5·30kn/m^2 = **15kN/m^2**.

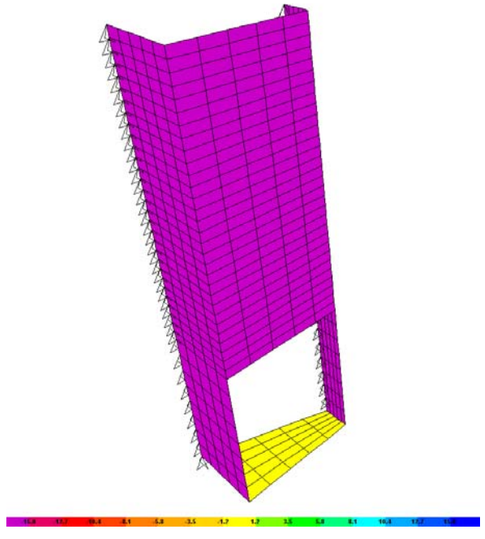


Figura 3. Cargas derivadas del efecto del tránsito de trenes en los hastiales. SAP2000.

Elemento horizontal (losa superior):

En cuanto a la tapa de la arqueta, se ha considerado únicamente la carga debida al transito de vehículos por encima de ella. Así pues la carga que debe resistir la tapa es de Qh=5kN/m^2. En cuanto a su modelización se ha considerado biapoyada y con un agujero de 0,6x0,6 m^2 para posibilitar el acceso de los operarios a la arqueta.

Combinaciones:

ELU:

cpqf = 1.35·pp + 1.5·Qth + 1.5·Qh

ELS:

dpqf = pp + QTh + Qh

6. METODOLOGÍA Y PROCESO DE CÁLCULO

El análisis de la arqueta se ha realizado mediante el programa de Elementos Finitos SAP 2000 versión 14.1.0 de la empresa CSI. La metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

Se han realizado el modelo de la arqueta y se ha armado con los esfuerzos obtenido del modelo.
Para la modelización, se han hecho las siguientes consideraciones:

- La arqueta esta apoyada la pantalla
- La arqueta interacciona con el terreno mediante unos muelles, cuya rigidez es de 4.142kN/m^2.

A continuación se adjunta una imagen del modelo de cálculo utilizado:

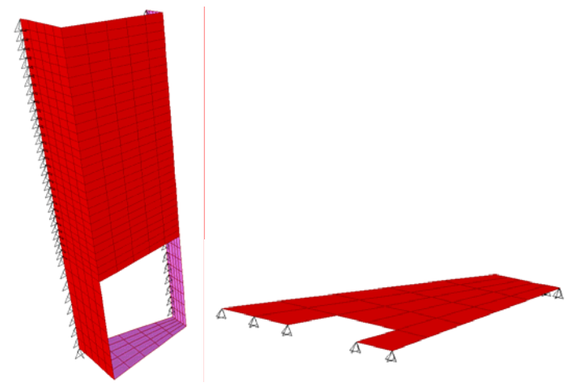


Figura 4. Modelos de cálculo de la arqueta y de su tapa. SAP2000.

7. RESULTADOS

Diagramas y valores de cálculos considerados en el dimensionamiento:

7.1 HASTIALES

ARMADURA LONGITUDINAL:

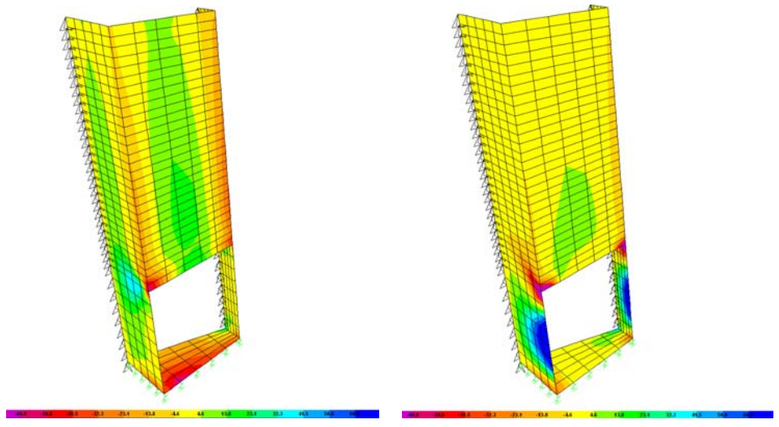


Figura 4. Diagramas de momentos de cálculo en dirección horizontal y vertical respectivamente. SAP2000.

Momentos de cálculo		
	Valor máximo	*Valor mínimo*
M11	+35kNm	-35Nm
M22	+65kNm	-60kNm

Así pues, con dichos momentos de cálculo se ha dimensionado el siguiente armado uniforme:

- **Hastíales laterales:**
  Armado vertical: **Ø20/0.20/m**
  Armado horizontal: **Ø12/0.20/m**

- **Hastial frontal:**
  Armado vertical: **Ø16/0.20/m**
  Armado horizontal: **Ø12/0.20/m**

- **Solera:**
  Armado superior: **Ø16/0.20/m** (X)**; Ø12/0.20/m** (Y)
  Armado inferior: **Ø12/0.20/m**

Con este armado se han realizo las comprobaciones de los estados límite de servicio. Los esfuerzos obtenidos son los siguientes.

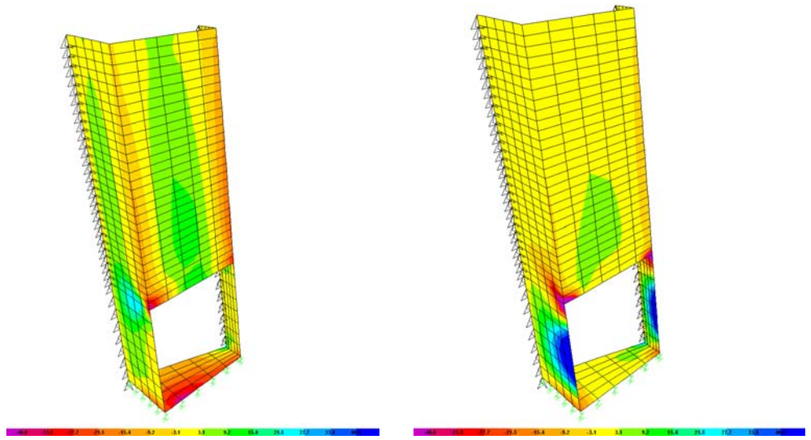


Figura 5. Diagramas de momentos característicos en dirección horizontal y vertical respectivamente. SAP2000.

Momentos característicos		
	Valor máximo	*Valor mínimo*
M11	+10kNm	-25Nm
M22	+35kNm	-30kNm

Se ha comprobado que con estos momentos característicos las secciones de la arqueta si fisuran. Lo hacen con un ancho característico menor del máximo que fija la normativa EHE.

ARMADURA TRANSVERSAL:

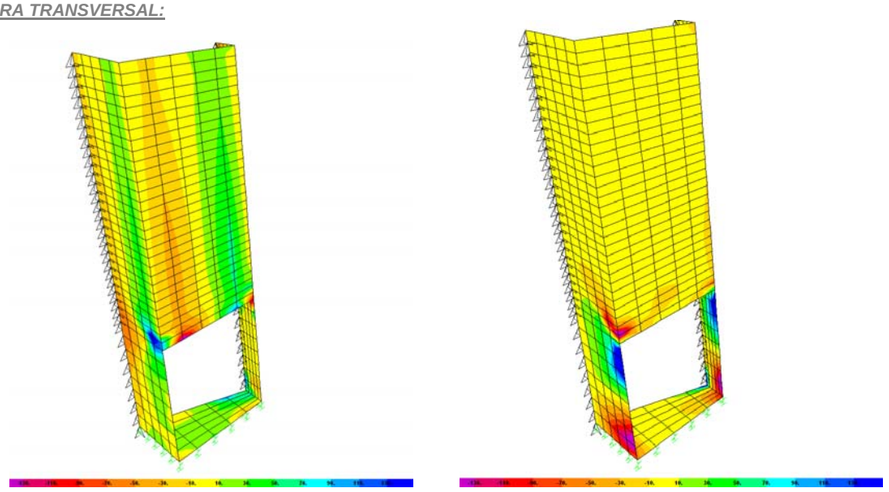


Figura 6. Diagramas de cortantes de cálculo en la dirección horizontal y vertical respectivamente. SAP2000.

Cortantes de cálculo		
	Valor máximo	*Valor mínimo*
V13	+65kNm	-75Nm
V23	+100kNm	-130kNm

En este caso se constata que sin armadura a cortante se resisten los esfuerzos en la dirección horizontal (V_{13d}), sin embargo en la dirección vertical (V_{23d}), justo al pie de las dos caras laterales se producen unos esfuerzos que no puede resistir la sección de la arqueta sin armadura de cortante. Es por eso que se prevé un refuerzo de armado a cortante en esta zona que va del pie hasta el final del hueco del acceso con ramas **Ø8/0.20/0.20m**.

7.1 TAPA ARQUETA

Los esfuerzos que se han obtenido en los estados límite último son los que se muestran a continuación:

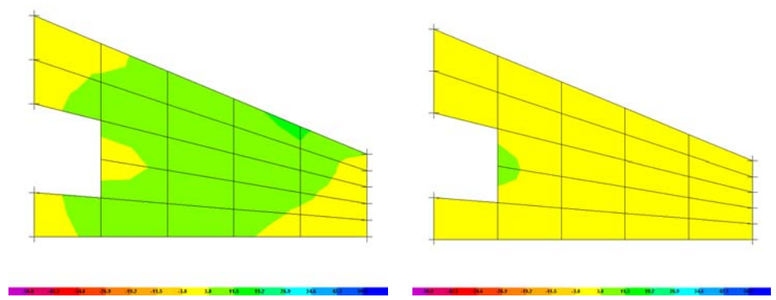


Figura 7. Diagramas de momentos de cálculo en dirección longitudinal y transversal respectivamente. SAP2000.

Momentos de cálculo		
	Valor máximo	*Valor mínimo*
M11	+10kNm	0kNm
M22	+4kNm	-3kNm

Así pues, debido a los valores obtenidos en el modelo de cálculo se podría dimensionar la tapa con el armado mínimo en ambas direcciones, aún así se ha previsto disponer de barras Ø12/0.10 en ambas direcciones (armado tanto inferior como superior) de forma conservadora, teniendo en cuenta la existencia del hueco en la tapa.

- **Tapa:**
  Armado superior: **Ø12/0.10/m**
  Armado inferior: **Ø12/0.10/m**

Con este armado se han realizo las comprobaciones de los estados límite de servicio. Los esfuerzos obtenidos son los siguientes.

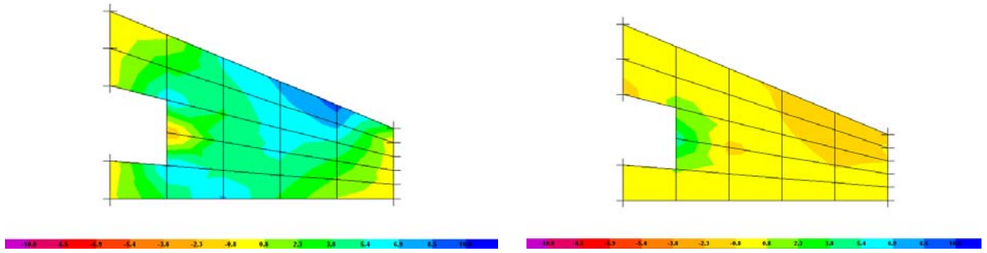


Figura 8. Diagramas de momentos característicos en dirección longitudinal y transversal respectivamente. SAP2000.

Momentos característicos		
	Valor máximo	*Valor mínimo*
M11	+5kNm	0kNm
M22	+2kNm	-2kNm

Se ha comprobado que con estos momentos característicos las secciones de la arqueta si fisuran y se ha comprobado de que los momentos característicos son menores al momento de fisuración. (18,4 kNm)

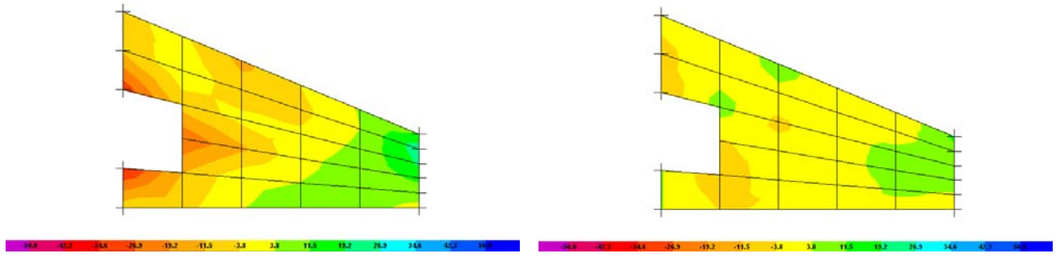


Figura 8. Diagramas de cortantes de cálculo en dirección longitudinal y transversal respectivamente. SAP2000.

Cortantes de cálculo		
	Valor máximo	*Valor mínimo*
V13	+25kNm	-40Nm
V23	+20kNm	-15kNm

Así pues, en este caso se constata que los esfuerzos cortantes de cálculo son menores que el cortante último que resiste la tapa considerando el armado de Ø12/0.10/0.10 que es de 100,7kN.

7.3 ANCLAJE ARQUETA-PANTALLA:

Para determinar la armadura necesaria para resistir los esfuerzos a rasante entre la pantalla y la arqueta se han estudiado los esfuerzos resultantes en los apoyos del modelo de cálculo. Así se ha obtenido una rasante de cálculo de **65.62 kN**, con lo cual se ha dimensionado una armadura a rasante de **Ø10/0.20m** en ambas caras laterales.

7.4 ANCLAJE PANTALLA-PANTALLA:

En este caso para determinar la armadura a rasante se ha utilizado la reacción vertical que transmite la arqueta que es de 317.45 kN y se le ha sumado el peso propio del trozo de pantalla que se debe ejecutar, resultando un esfuerzo vertical total de:

Vd= 317.45kN + 213.25kN = 530.7kN

Con lo cual, la carga vertical por metro será de 67.34kN/m. Para resistir dicho esfuerzo se ha previsto colocar dos barras de **Ø8/0.20m**.

En cuanto al armado longitudinal del recrecido de la pantalla, se ha dispuesto la armadura mínima. Así pues el armado dimensionado es:

- **Recrecido pantalla:**
  Armado vertical: **Ø20/0.20/m**
  Armado horizontal: **Ø8/0.20/m**

8. CONCLUSIONES

La arqueta se ha dimensionado a partir de estos resultados de esfuerzos máximos, siguiendo las recomendaciones de EHE y de los Eurocódigo 2, dedicado al hormigón armado. Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de la estructura cuyos armados y planos se adjuntan al informe.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Marzo de 2010

PLANOS ARQUETA GALERÍA FEEDERS

PROYECTO: **817 AVE SAGRERA-TRINIDAD**
Memoria de cálculo quiebro de la nueva galería eléctrica intercepción con el prisma ejecutado in situ.

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DEL INFORME

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

3. NORMATIVA APLICADA

4. MATERIALES

5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

6. DESCRIPCIÓN DE LAS CARGAS Y COMBINACIONES CONSIDERADAS

7. METODOLOGIA DE CALCULO

8. RESULTADOS

9. CONCLUSIONES

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DEL INFORME

Referencia: 817
Fecha: Marzo de 2011
Nombre de la obra: Entronque de la galería eléctrica intercepción con prisma

Dentro de las obras que configuran el proyecto "LÍNIA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD" se realizan la reposición de una galería eléctrica en la zona de los colectores 11 de Setembre y Riera d'Horta. La galería eléctrica presenta unos quiebres en su trazado que hace necesario ejecutarlo in situ a su vez se intercepta con el prisma.

El Objeto del presente informe es el análisis y diseño de la galería de quiebro y el estudio con la intercepción del prisma.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

Tal y como se puede observar en la figura 1, la nueva galería eléctrica se desdobla en dos cajones unicelulares. Por ello en la zona del quiebro se plantea un cajón de hormigón armado a ejecutar in situ.

Con el objetivo de facilitar la conexión entre la sección prefabricada y la parte ejecutada in situ, se propone unas dimensiones que permitan una conexión con los cajones unicelulares prefabricados, es decir, 0.20m de canto para la solera superior e inferior y 0.20m de canto para los hastiales laterales. El cajón presenta en su conjunto unas dimensiones de 2.90m de alto por 2.40m de ancho. En planta el ángulo que describe el quiebro es de 141º

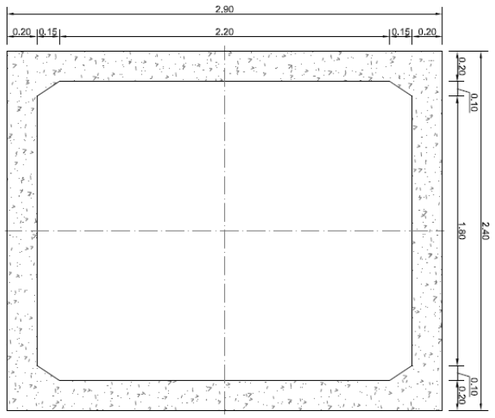


Figura 1. Sección del cajón propuesto para el quiebro de la galería eléctrica.

3. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos estructurales se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-98.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-98 Eurocódigos. Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF

4. MATERIALES

Hormigón:

Hormigón en cajones.....HA-30 (fck = 30 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en cajones.....B 500 S (fyk = 500 N/mm²)

Para la comprobación de las fisuras se ha considerado el mismo tipo de ambiente que lo indicado en proyecto original para esta zona es decir IIa

5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables…….....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes…….....1.35
Coeficiente de seguridad para acciones accidentales…….....1.00
Coeficiente de seguridad para acciones simultaneas.....0.60

6. DESCRIPCIÓN DE LAS CARGAS Y COMBINACIONES CONSIDERADAS

Las cargas consideradas son las siguientes:

- **pp:** peso propio de la galería. Para la valoración de las acciones debidas al peso propio se ha considerando un peso específico del hormigón armado de 25kN/m³

- **qt:** peso propio de las tierras. Se considera un peso específico del relleno de tierras de 20kN/m³ y la altura más peyorativa de 12m de altura a petición de la constructora (11.5m de relleno + 0.5m de firme) considerada en el cálculo de los marcos prefabricados.
- **qth:** empuje lateral del relleno de tierras calculado según la expresión qth = $\gamma t \cdot K_0 \cdot z$ donde :

  K_0 =0.5 coeficiente de empuje en reposo
  γt = 20kN/m³ peso unitario del terreno
  z = 14.86m altura de tierras (12m de altura de relleno + 2.86m de altura del colector)

- **fh:** sobrecarga del tráfico ferroviario. Se ha considerado una sobrecarga uniforme de 30kN/m^2 como caso más peyorativo que el reparto del tren de cargas de la UIC71 a través de un relleno de 3.5m de altura*.

  *Reparto de una carga puntual actuando en superficie a través de una profundidad de relleno se ha utilizado la teoría recogida en "*la Guía de Cimentaciones en Obras de carretera apartado 6.6.1 Cargas sobre la estructura*"

- **fht:** empuje lateral de la sobrecarga de rodadura calculado según la expresión fht = Ko · fh donde:

  Ko =0.5 coeficiente de empuje en reposo
  fh = 30kN/m^2

- **fi:** sobrecarga de instalaciones igual a 1kN/m^2

- **fm:** sobrecarga de mantenimiento igual a 2kN/m^2:

- **sismo:** Se han calculado los empujes dinámicos activos y pasivos según las expresiones siguientes:

  $E_{AD} = \gamma t \cdot K_{AD} \cdot z$
  $E_{PD} = \gamma t \cdot K_{PD} \cdot z$
  $\Delta E_{AD} = \gamma t \cdot (K_{AD}-K_a) \cdot z$

  Siendo:

  K_{AD}:= 0.35; K_{PD}=0.39; K_A=0.33

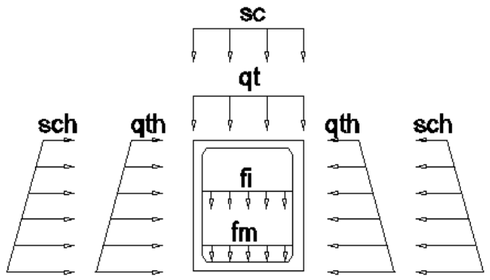


Figura 2. Empujes considerados para la combinación cargas cuasi permanentes.

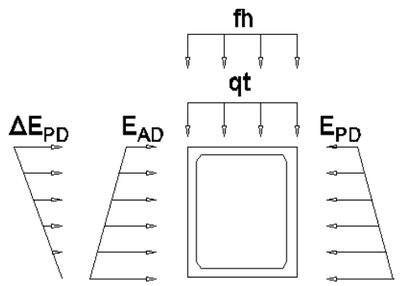


Figura 3. Empujes considerados para la combinación sísmica.

En el análisis se han definido las siguientes combinaciones:

1. C1: 1.35 * pp + 1.50 * qt + 1.5 * qth + 1.5 * fh + 1.5 * fht+ 1.5 * fi + 1.5 * fm
2. C2: 1.35 * pp + 0.90 * qt + 1.5 * qth + 0.9 * fh + 1.5 * fht+ 1.5 * fi + 1.5 * fm
3. C3: 1.35 * pp + 1.50 * qt + 0.9 * qth + 1.5 * fh + 0.9 * fht+ 1.5 * fi + 1.5 * fm
4. C4: 1.00 * pp + 1.00 * qt + 0.20 * fh + 0.20 * fht +1.00 * E_{PD} + 1.00 * E_{AD} + 1.00 * ΔE_{AD} + 1.00 * fi+ 0.20 * fm
5. CS: 1.00 * pp + 1.00 * qt + 1.00 * qth + 1.00 * fh + 1.00 * fht+ 1.00 * fi+ 1.00 * fm

7. METODOLOGIA DE CALCULO

7.1 Software utilizado

Para los cálculos estructurales se han utilizado los siguientes programas:

- SAP 2000 versión 14 de la compañía CSI. Programa de modelización numérica empleado para la obtención de los esfuerzos actuantes. Al combinar las cargas, anteriormente expuestas, de la forma más desfavorable se obtienen los esfuerzos de cálculo a los que está sometida la estructura.

- PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL, para la comprobación y diseño de las secciones de hormigón armado.

7.2 Descripción del modelo de cálculo

Se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo lámina (shell) del cajón según la geometría expuesta en el apartado 2. El apoyo de la galería en el terreno se ha valorado a través de un apoyo elástico superficial (area spring) cuya rigidez del muelle (coeficiente de balasto) es de kb=21000kN/m^3 de acuerdo con el coeficiente de balasto considerado en el cálculo de los cajones prefabricados.

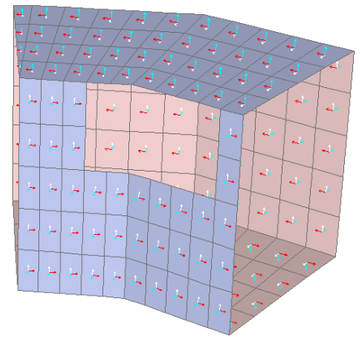


Figura 4. Perspectiva del modelo SAP2000 del cajón de la galería eléctrica.

8. RESULTADOS

A continuación se presentan los diagramas de los esfuerzos obtenidos en la galería existente en fase actual y en la fase final después de realizar la obertura y el relleno de tierras para alcanzar la cota de la urbanización.

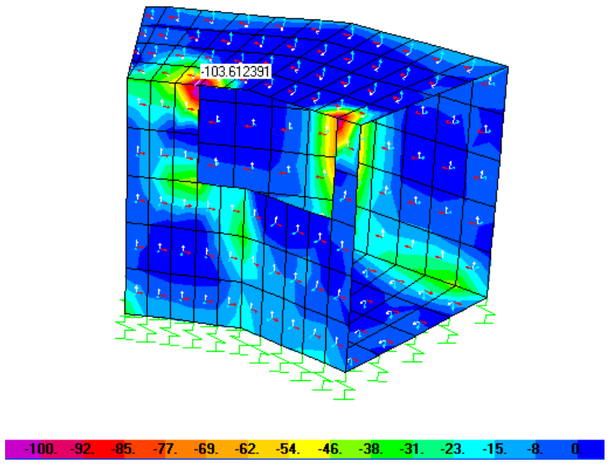


Figura 5. Diagrama de momentos flectores M11- mayorados en kNm en fase actual SAP2000

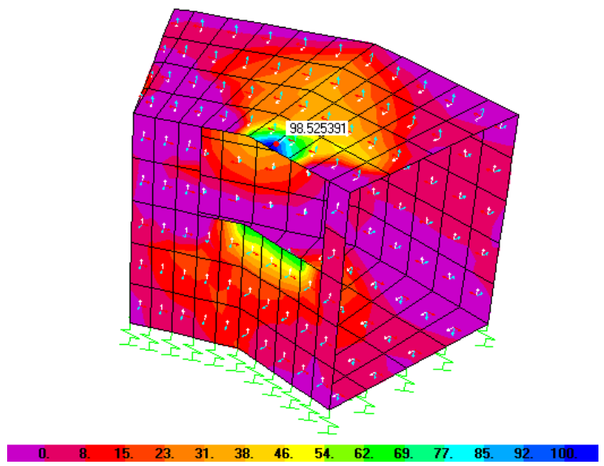


Figura 6. Diagrama de momentos flectores M11+ mayorados en kNm en fase actual SAP2000

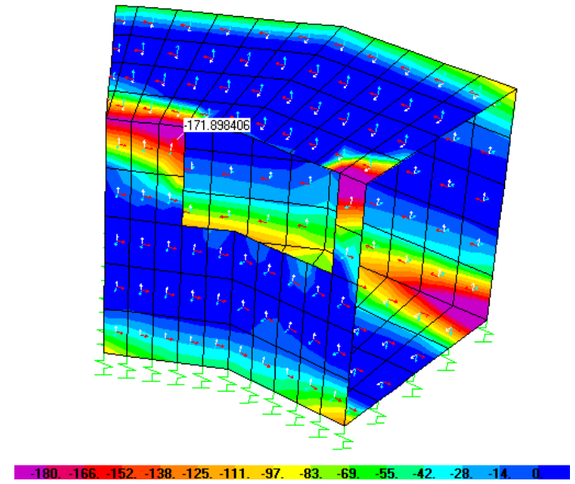


Figura 7. Diagrama de momentos flectores M22- mayorados en kNm en fase actual SAP2000.

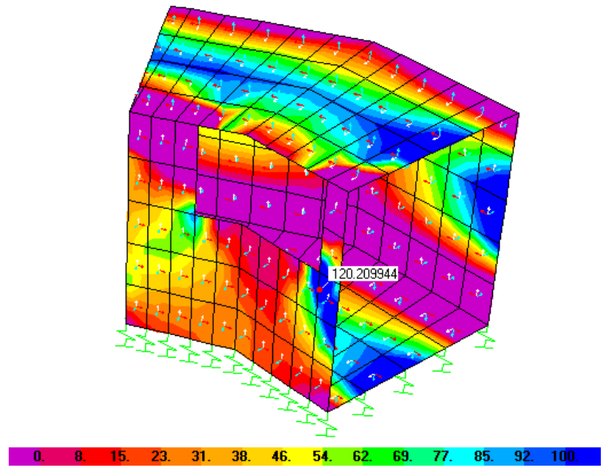


Figura 8 Diagrama de momentos flectores M22+ mayorados en kNm en fase actual SAP2000.

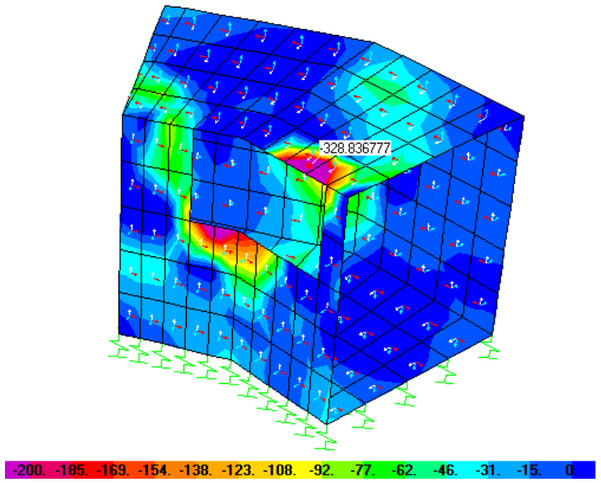


Figura 9. Diagrama de esfuerzos cortantes V13- mayorados en kN en fase actual SAP2000.

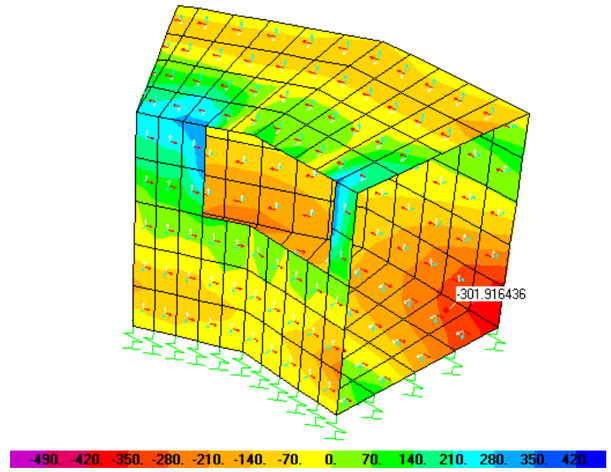


Figura 11. Diagrama de esfuerzos cortantes V23- mayorados en kN en fase actual SAP2000.

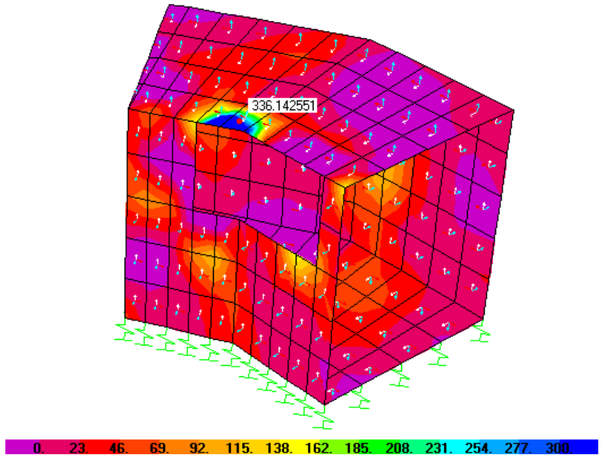


Figura 10. Diagrama de esfuerzos cortantes V13+ mayorados en kN en fase actual SAP2000.

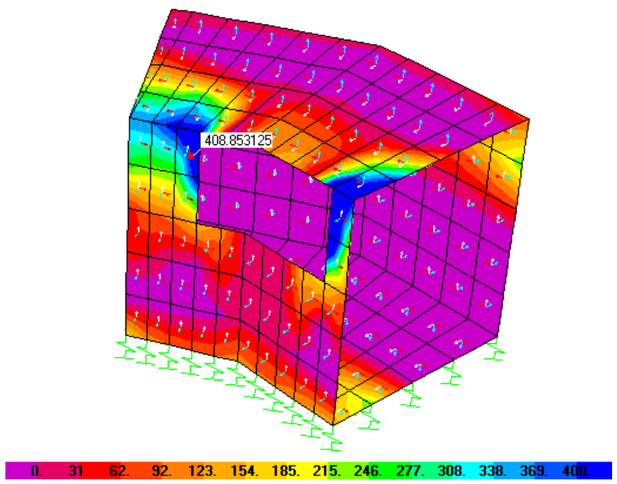


Figura 12. Diagrama de esfuerzos cortantes V23+ mayorados en kN en fase actual SAP2000.

Solera superior

Resumen de los esfuerzos máximos en la solera superior e inferior del cajón y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md11+	8d 16/m	+98	104
Md11-	8d 16/m	-103	104
Md22+	8d 25/m	+110	158
Md22-	8d 25/m	-135	187

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk11+	8d 16/m	65	0.25
Mk11-	8d 16/m	-68	0.26
Mk22+	8d 25/m	+81	0.19
Mk22-	8d 25/m	-111	0.22

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd*	1rd16/0.125x0.125 x0.75m	580	593.3

*es la suma cuadrática del cortante en las dos direcciones V13 y V23

Solera inferior

Resumen de los esfuerzos máximos en la solera superior e inferior del cajón y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md11+	8d 12/m	+25	61.9
Md11-	8d 12/m	-25	61.9
Md22+	8d 16/m	+89	104
Md22-	8d 16/m + 8d12/m	-140	149.6

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk11+	8d 12/m	+15	0.10
Mk11-	8d 12/m	-25	0.12
Mk22+	8d 16/m	+56	0.18
Mk22-	8d 16/m + 8d12/m	-90	0.22

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd*	1rd10/0.125x0.125x0.75m	265	332.5

*es la suma cuadrática del cortante en las dos direcciones V13 y V23

Hastiales

Resumen de los esfuerzos máximos en los hastiales del cajón y armado dispuesto.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md11+	8d 20/m	+98	149.6
Md11-	8d 20/m	-103	149.6
Md22+	8d 25/m	+120	187.2
Md22-	8d 25/m	-155	158.3

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk11+	8d 20/m	+65	0.17
Mk11-	8d 20/m	-68	0.17
Mk22+	8d 25/m	+86	0.15
Mk22-	8d 25/m	-110	0.18

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd*	1rd16/0.125x0.125 x0.75m	528	593

*es la suma cuadrática del cortante en las dos direcciones V13 y V23

9. CONCLUSIONES

Con el presente informe y el anejo adjunto se justifica la viabilidad técnica del entronque de la nueva galería eléctrica interceptado con el prisma bajo condiciones límites de cobertura máxima de tierras de 12 m.

Jose Mª Velasco
Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Marzo de 2011

CONSTRUCCIÓN DE LA PLATAFORMA L.A.V. MADRID – ZARAGOZA – BARCELONA – FRONTERA FRANCESA. TRAMO: SAGRERA – NUDO TRINIDAD. SECTOR SAGRERA

CÁLCULO DE QUIEBRO DE LA NUEVA GALERÍA ELÉCTRICA INTERCEPCIÓN CON EL PRISMA EJECUTADO IN SITU

1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El presente informe tiene por objeto la revisión crítica de los documentos relativos al "quiebro ejecutado in situ para la nueva galería eléctrica a la salida de la subestación y su intercepción con el prisma" recibidos durante el proceso de ejecución de las obras de la plataforma L.A.V. Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa. Tramo: Sagrera – Nudo Trinidad. Sector Sagrera.

2. DOCUMENTACIÓN ANALIZADA Y ALCANCE DE LA REVISIÓN

El análisis recogido en el presente informe se realiza sobre la documentación con la propuesta de marco in situ para materializar el quiebro de la nueva galería eléctrica ejecutada en las obras del Sector Sagrera a la salida de la subestación y su intersección con el prisma; a saber:

- DOCUMENTO: "Memoria de cálculo quiebro de la nueva galería eléctrica intercepción con el prisma ejecutado in situ"; del que se asume como vigente la generalidad de la Memoria de Cálculo.

- Colección de planos adjuntos de "GEOMETRÍA Y ARMADO" (Hojas 1 a 3 de 3), que se asume como definición gráfica vigente de la propuesta mediante.

La documentación citada es emitida por la empresa AMATRIA Ingeniería S.L. como responsables de los cálculos estructurales de los elementos en estudio.

En el presente informe se realiza un análisis crítico del desarrollo de los cálculos presentados, de los criterios de diseño y bases de cálculo con los que se abordan las

comprobaciones con las que se justifica la viabilidad estructural de los elementos en estudio y los planos con los que se pretende su definición para proceder a su ejecución.

3. RESULTADO DEL ANÁLISIS REALIZADO

Memoria

En la Memoria de Cálculo recibida se describe la solución estructural propuesta y se presentan las bases de cálculo y criterios de diseño con los que se aborda el análisis y dimensionamiento de la propuesta de marco de hormigón armado in situ con el que se pretende resolver el quiebro de la nueva galería eléctrica a la salida de la subestación y la intersección con el prisma que alojará en esta fase el cableado de feeders. En la Memoria se incluye, además, un resumen de los datos de entrada y resultados de salida de los modelos de cálculo empleado.

Las bases de cálculo y criterios de diseño con los que se desarrollan los cálculos estructurales se corresponden con una envolvente pésima de los aplicados en el diseño de las piezas prefabricadas con las que se están ejecutando otros tramos de galerías eléctricas similares en la obra. La adopción de estas bases de cálculo y criterios de diseño para el desarrollo de la estructura en estudio queda en todo caso del lado de la seguridad respecto a la consideración de las condiciones de contorno del marco de referencia y a la aplicación sobre el mismo de la normativa vigente.

Se hace notar que en la evaluación de la sobrecarga ferroviaria en coronación de terraplén no se aplica el coeficiente de clasificación correspondiente (α=1.21) según normativa vigente (art 2.3.5 de la IAPF-07). En el transcurso de esta supervisión se comprueba, sin embargo, que la aplicación de dicho coeficiente según normativa no supondría cambios significativos en los dimensionamientos y esquemas de armado propuestos en planos.

El análisis del marco de hormigón armado in situ se realiza mediante un modelo de elementos finitos con el empleo del programa comercial SAP2000, que se considera suficientemente conocido y adecuado para la obtención de los esfuerzos resultantes. Para el dimensionamiento de las secciones resistentes se han empleado programas comerciales suficientemente conocidos (Prontuario Informático del Hormigón Estructural) o programas de elaboración propia que arrojan resultados en el orden de lo esperado.

En el desarrollo de los cálculos se presentan las comprobaciones de los Estados Límite Últimos (Flexión y Cortante) y de Servicio (Fisuración) determinantes para cada uno de los elementos que componen el marco en estudio (dintel, hastiales y solera), con excepción del cálculo del cortante último de la solera inferior, del que no se entrega comprobación seccional en el correspondiente anejo aunque sí se resume el resultado de la misma en la Memoria. En el transcurso de esta supervisión se comprueba, sin embargo, el cumplimiento satisfactorio del Estado Límite Último de cortante para dicho elemento con el esquema de armado recogido en las tablas resumen de la memoria.

Tanto las hipótesis empleadas como el desarrollo de los cálculos pueden considerarse en principio admisibles, por cuanto se atienen en general a las normativas vigentes e incluyen los diferentes efectos habituales. De forma general, las comprobaciones presentadas son coherentes con los resultados esperados y con los esquemas de armado propuestos en planos.

Planos

Se presenta, como complemento a la Memoria, una colección de planos (sin numeración y con título "GEOMETRÍA" - Hoja 1 – y "ARMADO" – Hojas 2 y 3) con la definición completa de la geometría de los elementos que conforman uno de los quiebros en estudio y con el esquema de armado de la sección tipo correspondiente.

De la revisión de los planos recibidos y su correspondencia con los cálculos justificativos de la Memoria, se desprenden las siguientes observaciones:

- Se echa en falta la inclusión en planos de un CUADRO DE MATERIALES, acorde con los considerados en los cálculos justificativos (HA-30 / B-500S / Ambiente IIa) y que evite confusiones a la hora de abordar la ejecución de los elementos en estudio. Se solicita la inclusión del CUADRO DE MATERIALES referido en la próxima edición del documento.

- En la definición de las armaduras en sección (plano "ARMADO" hoja 2 de 3):

    - Se localiza discrepancia entre la armadura "principal" de la cara inferior de las losa superior (perpendicular al eje de la galería) definida en planos (ϕ16 / 0.125) y la calculada como necesaria en la Memoria de cálculo (ϕ25 / 0.125). Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, corrección de la discrepancia en la próxima edición del documento.

    - Se localiza discrepancia entre la armadura "de reparto" (paralela al eje de la galería) de la solera inferior definida en planos (ϕ8 / 0.125) y la calculada como necesaria en la Memoria de cálculo (ϕ12 / 0.125). Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, corrección de la discrepancia en la próxima edición del documento.

    - Se localiza discrepancia entre la armadura "de reparto" (paralela al eje de la galería) del hastial tipo definida en planos (ϕ16 / 0.125 int y ϕ12 / 0.125 ext) y la calculada como necesaria en la Memoria de cálculo (ϕ20 / 0.125 para la cara inferior). Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, corrección de la discrepancia en la próxima edición del documento.

    - En la sección de armado "sin hueco" para entrada de prisma, se echa en falta una definición de las armadura "principal" de refuerzo en cara superior de dintel y de "reparto" exterior e interior de hastial (existe representación gráfica pero no leyenda con definición de diámetro y número de barras). Se solicita inclusión de dicha definición en la próxima edición del documento.

    - Se echa en falta una definición de la armadura de cortante en hastiales y solera inferior (existe representación gráfica pero no leyenda con definición de diámetro, distancia entre barras y campo de aplicación). Se solicita inclusión de dicha definición en la próxima edición del documento.

    - En la sección de esquema de armado "tipo" la representación gráfica de las armaduras en esquina de solera inferior / hastiales impide apreciar la propuesta de despiece (al quedar superpuestas las líneas de las distintas armaduras de cara exterior). Se solicita revisar la representación gráfica de dicho armado en la próxima edición del documento.

- En la definición en planta de las armaduras de la losa superior (plano "ARMADO" hoja 3 de 3):

    - Se localiza discrepancia entre la armadura "principal" (perpendicular al eje de la galería) definida en planos (ϕ16 / 0.125 superior e inferior) y la calculada como necesaria en la Memoria de cálculo (ϕ25 / 0.125). Se solicita aclaración al respecto y, en su caso, corrección de la discrepancia en la próxima edición del documento.

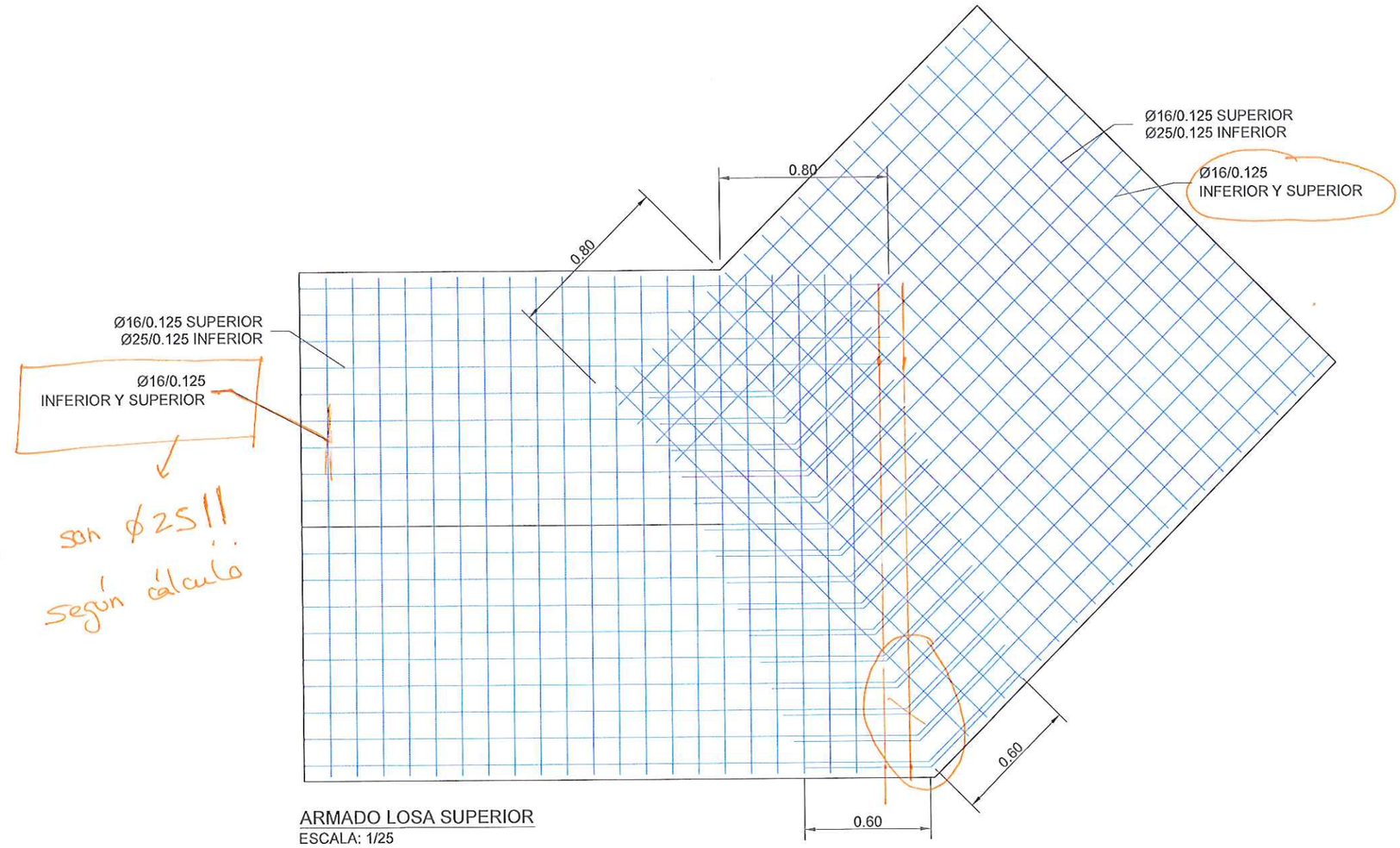
4. CONCLUSIONES

Como conclusión, y tal y como se desarrolla en los apartados anteriores, se puede decir que, una vez analizada la documentación recibida, la validez estructural de la propuesta de marco in situ para la materialización del quiebro + intercepción de prisma de la nueva galería eléctrica a la salida de la subestación queda pendiente de las aclaraciones solicitadas sobre su definición en planos.

Por tanto, a la espera de recibir aclaración sobre los aspectos referidos, se recomienda no abordar la ejecución de los elementos estructurales de la propuesta de marco in situ en estudio.

Madrid, 07 de marzo de 2011

INOCSA, Una Empresa AECOM



ARMADO Llosa SUPERIOR
ESCALA: 1/25

7. son Ø25!! según cálculo

INOCSA
Una Empresa AECOM
10 MAR 2011
ENTRADA Nº: 6301 ARCHIVO: 8.2.2

AVE LA SAGRERA
ISOLUX CORSÁN
CORSAN-CORVIAM
SALIDA
FECHA 10-3-11 | Nº REGISTRO 459

REVISION Nº	00		
CONFORME EL CONTRATISTA		JEFE O.T.	MIGUEL ABELLÁN
V.B ASISTENCIA TECNICA		JEFE DE UNIDAD	ISAAC CALVO
CONCEPTO MODIFICADO	PLANO NUEVO		
FECHA ELABORACIÓN	10/03/2011		
SUSTITUYE AL PLANO Nº	NINGUNO		

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR
ISOLUX CORSÁN CORSAN-CORVIAM
INOCSA Una Empresa AECOM

ESCALA INDICADAS
Numérica | Gráfica

FECHA
MARZO 2011

TÍTULO DEL PLANO
ESTRUCTURAS
GALERIA ELECTRICA Y GALERÍA FEEDERS
TRAMOS IN SITU 2 Y 3. ARMADO

Nº DE PLANO
2.9.16.13.2

Hoja 3 de 3

Miguel Abellan Alcaraz

De: Angela Diez Ruiz
Enviado el: viernes, 25 de marzo de 2011 12:49
Para: Miguel Abellan Alcaraz
Asunto: RV: Planos tramo in situ con ventana
Datos adjuntos: 20110311121516341.pdf

De: Sanchez Rodriguez, Gloria [mailto:gloria.sanchez@inocsa.es]
Enviado el: viernes, 11 de marzo de 2011 12:43
Para: Angela Diez Ruiz; Miguel Abellan Alcaraz; Jose Joaquin Asensio Rodriguez; Jose Vicente Peñas Bermudez
CC: Calvo Perales, Isaac; Perez Esque, Alfredo; Malagon, Edgar
Asunto: Planos tramo in situ con ventana

Buenas Ángela:

He revisado los planos que nos entregaste ayer (como respuesta a nuestro informe solicitando aclaraciones acerca de discrepancias de armadura entre memoria y planos) y en general las modificaciones realizadas son acorde con lo que se solicitaba. Sin embargo, el último punto del informe pedía aclaración acerca de la armadura superior e inferior del plano de planta (hoja 3 de 3), fi 16 en planos y fi 25 en el informe. En esta entrega sigue apareciendo fi 16, supongo que se os ha pasado cambiarla (te escaneo esta hoja) y aprovecho para comentaros que sería recomendable añadir un par de barras (os lo dibujo) dado que en el quiebro inferior queda una pequeña zona sin armadura en esta dirección.

Entregáis estos planos como válidos tanto para las piezas 2 y 3, pero en su día Miguel comentó que en el caso de la pieza 3 el hueco para el prisma no iría en la parte superior del hastial sino a la cota +17 (mitad del hastial aprox). Caso de ser así, sería necesario un zuncho de refuerzo para el hueco.

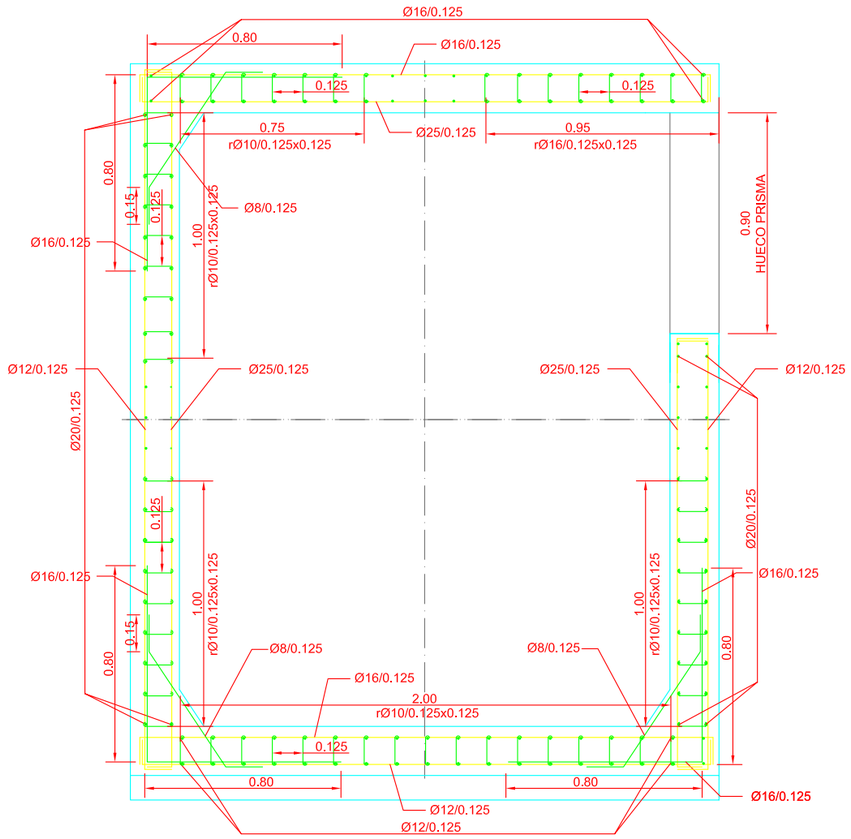
Aprovecho para comentaros que en el detalle 1 que aparece en la parte derecha de la hoja 2, la armadura de cortante está mal dibujada, ya que no abraza a la armadura principal de flexión. Hago hincapié nuevamente porque el miércoles vimos que se estaba montando mal en obra; la armadura de cortante debe abrazar a la principal de flexión, que debe disponerse en el exterior.

Un saludo.

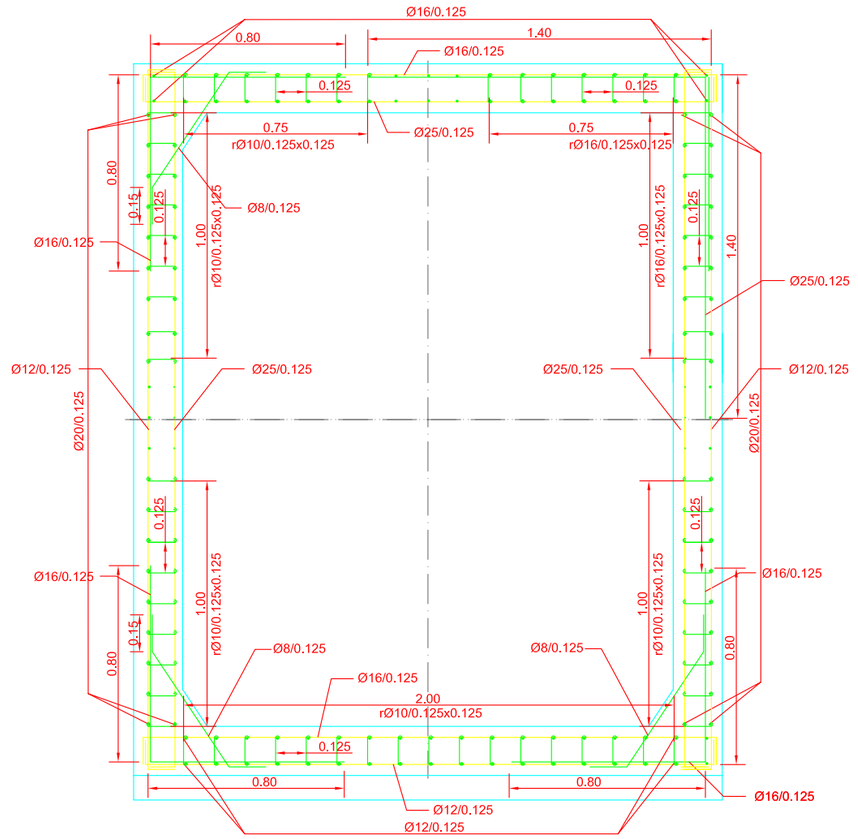
Gloria Sánchez Rodríguez
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos
Jefa Oficina Técnica Sector Sagrera
A.C.O. L.A.V Madrid-Barcelona-F. Francesa
+34 933 529 752 650 360 792
gloria.sanchez@aecom.com

INOCSA, **Una Empresa AECOM**
Sagrera, 111, Bajos, Barcelona (08027), España
T +34 933 529 752 F +34 933 519 737
www.inocsa.es
www.aecom.com

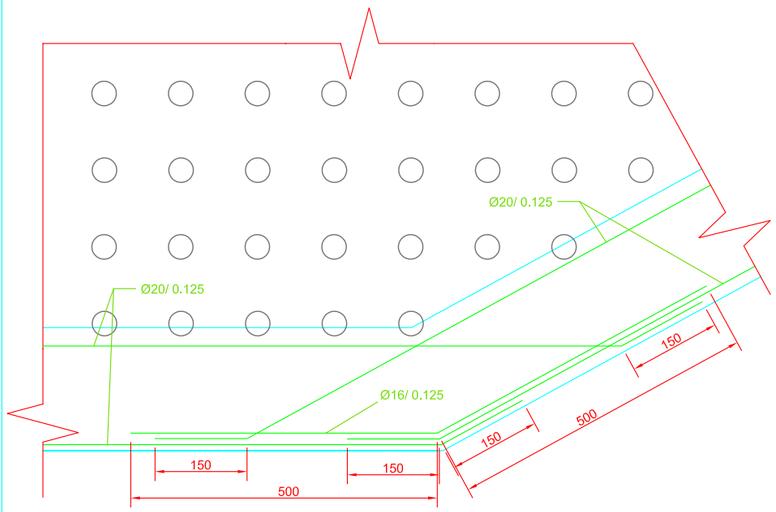
Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes



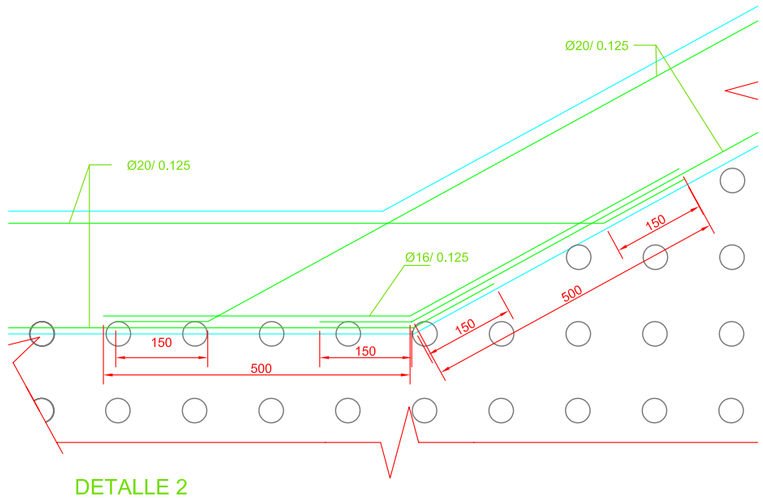
SECCION A-A ARMADO
ESCALA: 1/25



SECCION B-B ARMADO
ESCALA: 1/25

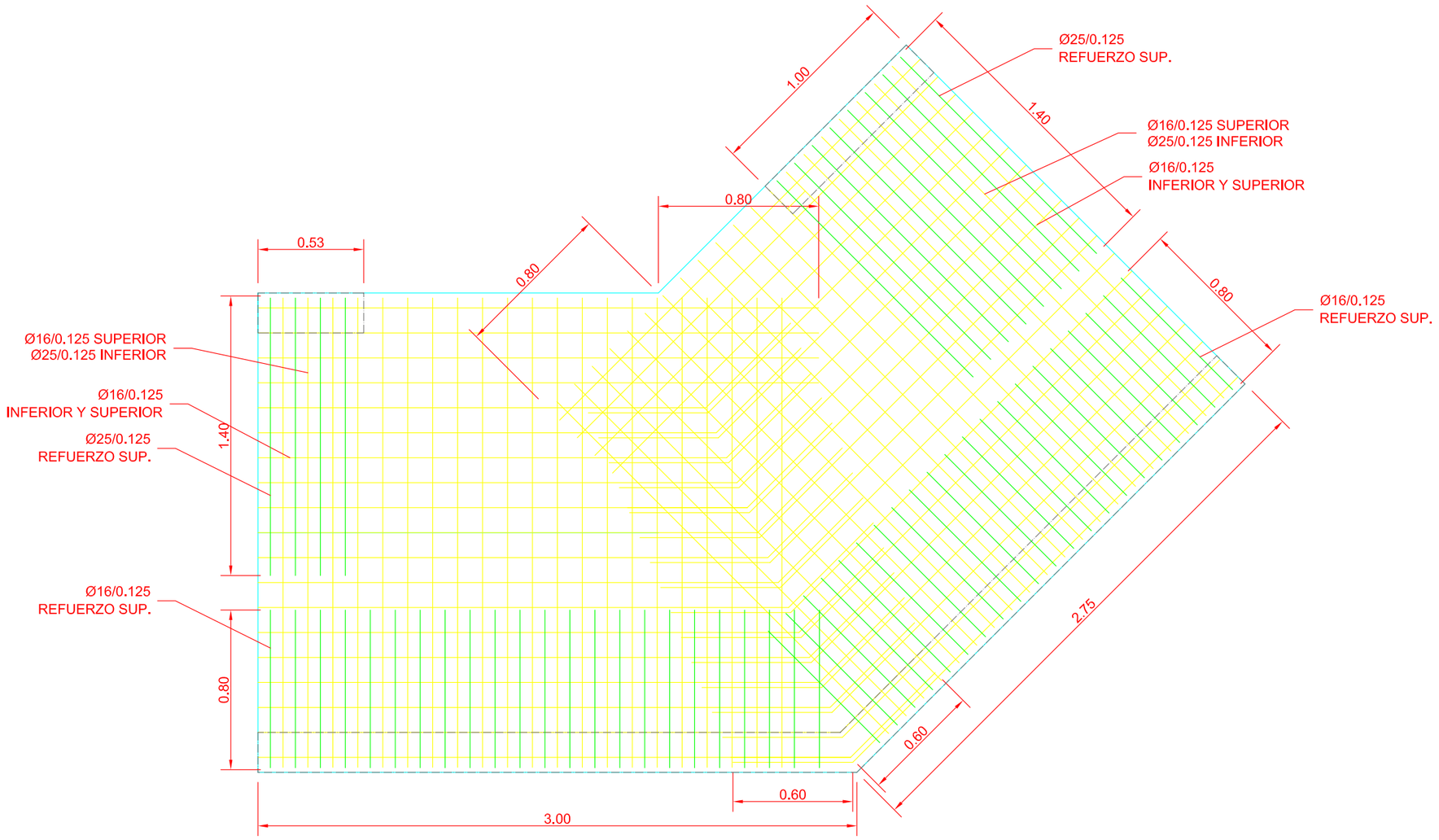


DETALLE 1
ESCALA: 1/10



DETALLE 2
ESCALA: 1/10

PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ Mª VELASCO, DR. ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA.	PLANO: ARMADO	ESCALA: A3: ANOTADA	FECHA: FEBR. 2011 / REVISIÓN: - / Nº PLANO: - / ARCHIVO CAD: Archivo.dwg / Nº HOJA: 2 DE 3	



ARMADO LOSA SUPERIOR

ESCALA: 1/25

PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ Mª VELASCO, DR. ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA.	PLANO: ARMADO	ESCALA: A3: ANOTADA	FECHA: FEBR. 2011 / REVISIÓN: - / Nº PLANO: - / ARCHIVO CAD: Archivo.dwg / Nº HOJA: 3 DE 3	

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PROYECTO: 817 AVE TRINITAT SAGRERA
Memoria de cálculo de una tapa para arqueta feeders.

REVISIÓN	FECHA	CONCEPTO MODIFICADO
0	Junio 2011	Primera edición
1	Julio 2011	Actualización del informe por cambio de la sobrecarga de uso de 4kN/m^2 a 5kN/m^2
3		
4		

amatria
ingeniería
www.amatria.com

1. OBJETO D E LA NOTA TÉCNICA

Referencia: 817
Fecha: JULIO 2011
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

El objeto de la presente nota es el dimensionamiento de una tapa y las cubiertas de la arqueta de feeders.

2. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

La tapa y cubierta para arqueta de la galería de feeders presenta una geometría irregular, en el diseño de la tapa se diseña mediante una losa de hormigón, la cual apoya en dos de sus lados en hormigón (de la arqueta feeders) y en otro de sus lados sobre el perfil laminado dimensionado para la tapa, a continuación sobre el perfil y la tapa irán colocados unos muros de 15cm de espesor y 90cm de altura y por último una cubierta que tape el casetón que forma el murete.

Para la tapa de la arqueta se propone ejecutar una solera de hormigón armado de 0.15m de canto que se encontrará simplemente apoyada en los hastiales de la misma para facilitar su retirada en caso que sea necesario por motivos de reparación y/o mantenimiento.

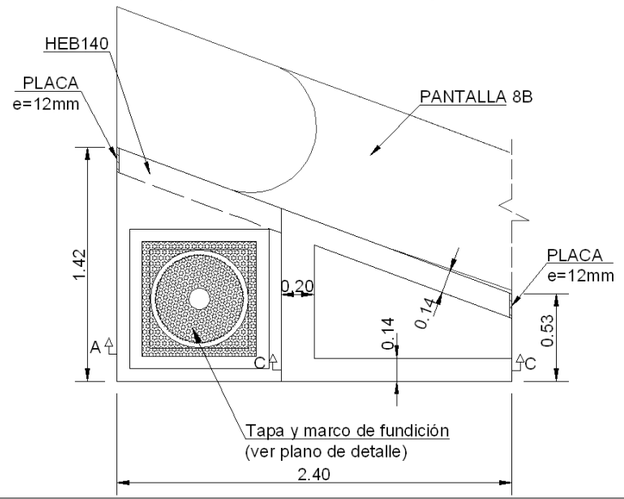


Figura 1: Geometría de la cubierta arqueta de feeders.

3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Hormigón armado HA-25:

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones:

Coeficiente de seguridad para acciones variables.....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes.....1.35

4. NORMATIVA APLICADA

Para el cálculo y la comprobación de la solera se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-98.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-98 Eurocódigos. Instrucción de acciones a considerar en puentes de carretera IAP

5. ACCIONES

Se ha considerado las siguientes cargas:

- **DEAD:** peso propio, se considera un peso específico del hormigón de 25kN/m^3
- **Q1:** Carga debida al peso de la tapa. (77,183Kg repartida en un diámetro de 2,8m, se ha considerado una carga lineal de 0.275 kN/ml)
- **SC:** Sobrecarga de uso sobre toda la cubierta de la arqueta de 5kN/m².

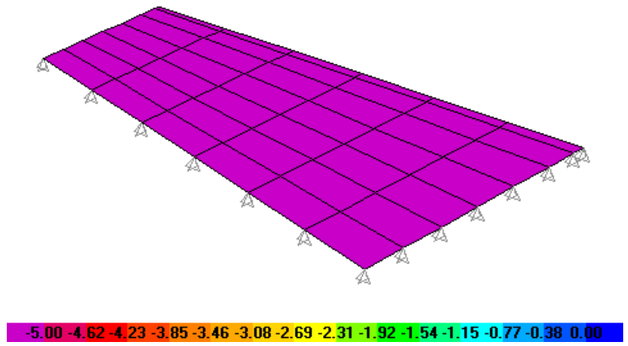


Figura 2: Sobrecarga de uso de 5kN/m².

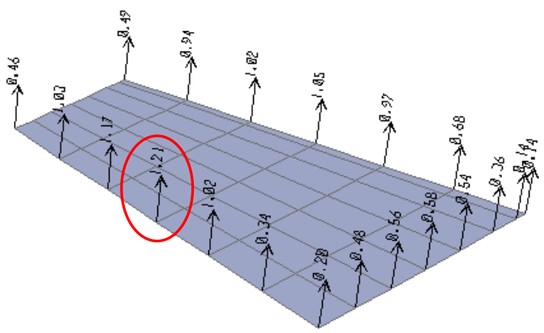


Figura 3: Reacciones en la losa superior y transmisión de esfuerzos a los muros en kN.

En la anterior figura se observa la transmisión de los esfuerzos de la losa superior apoyada en los muros, para la transmisión en los muros se ha considerado el esfuerzo mas desfavorable que es de 1,21kN.

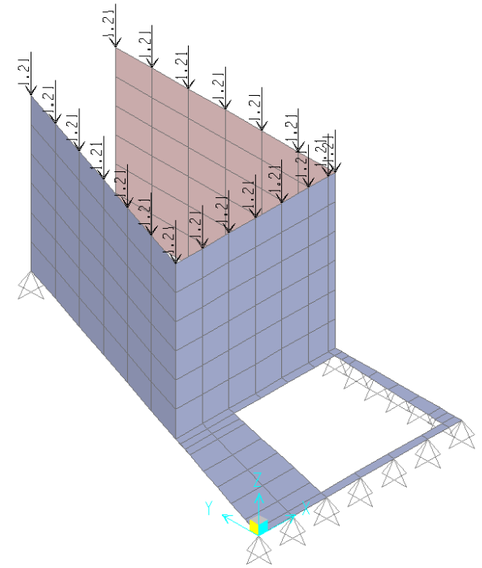


Figura 4: Esfuerzos en los muros de 1,21kN debido a las reacciones de la losa superior a la carga de 5kN/m².

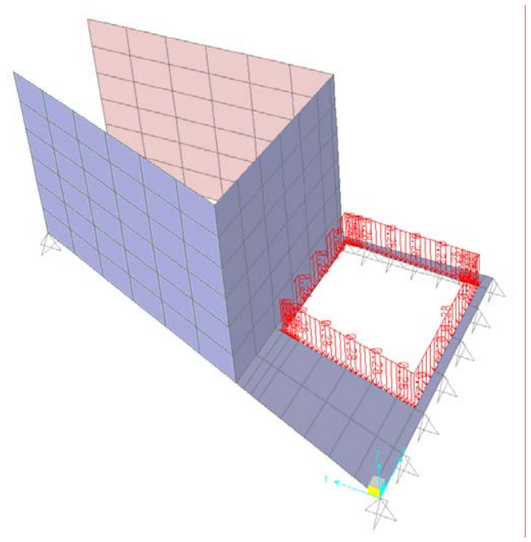


Figura 5: Carga debida al peso de la tapa, carga lineal de 0,275kN/ml.

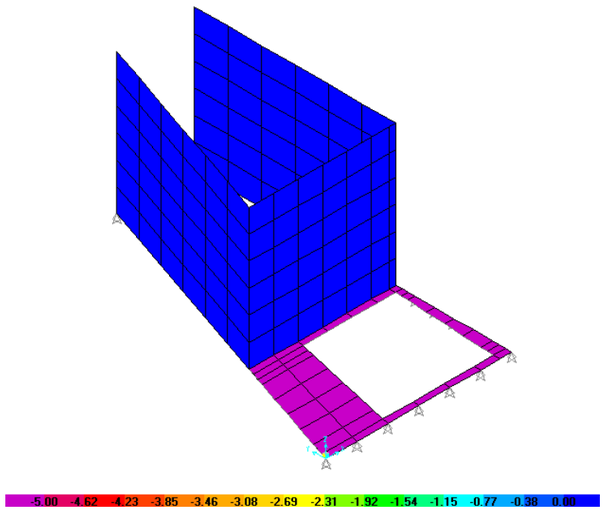


Figura 6: Sobrecarga de uso de 5kN/m².

Combinaciones cubierta arqueta feeders:

ELU:

Cpq= 1,35Pp+1.35Q_1+1,5SC

ELS:

Dpq= 1Pp+1Q_1+1SC

6. METODOLOGÍA Y PROCESO DE CÁLCULO

El análisis de la tapa se ha realizado mediante el programa de Elementos Finitos SAP 2000 versión 14.0 de la empresa CSI. La metodología de cálculo se basa en el Eurocódigo 2.

La modelización de la cubierta de feeders se ha realizado mediante lámina "Shell", y mediante barra "frame" para la viga. La losa superior de la cubierta arqueta se ha considerado mediante lamina "shell", considerándola apoyada en los muros dimensionados.
De tal manera los esfuerzos obtenidos en los apoyos de la losa superior de la cubierta se han transmitido a los muros.

Para la tapa inferior de la arqueta se ha considerado el hueco referente a la tapa, se ha aplicado el peso de 77,183Kg como una carga lineal en el perímetro de la tapa (perímetro del marco visto de 2,8m) y la sobrecarga de uso de 5kN/m².

Con la metodología y proceso de cálculo mencionado anteriormente se han obtenido los esfuerzos de dimensionamiento.

Con el prontuario informático de la EHE se han diseñado las secciones de hormigón armado.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

A continuación se adjunta una imagen del modelo de cálculo utilizado:

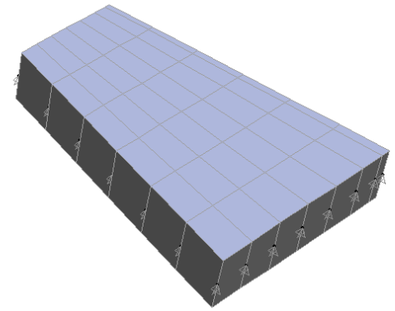


Figura 7: Perspectiva 3D de la losa superior modelo SAP.

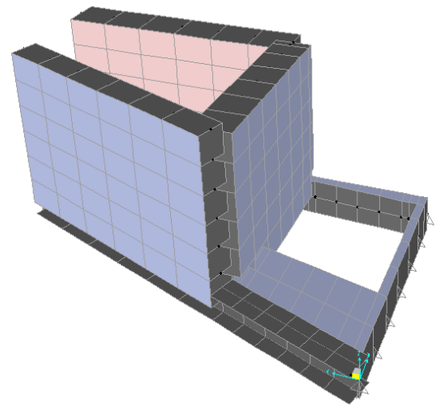


Figura 8: Perspectiva 3D de la cubierta arqueta de feeders modelo SAP.

A continuación se exponen los ejes de las losas y muros respectivamente.

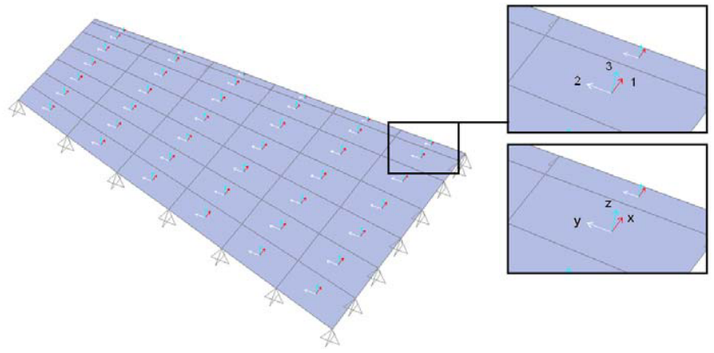


Figura 9: Definición de los ejes de la losa superior.

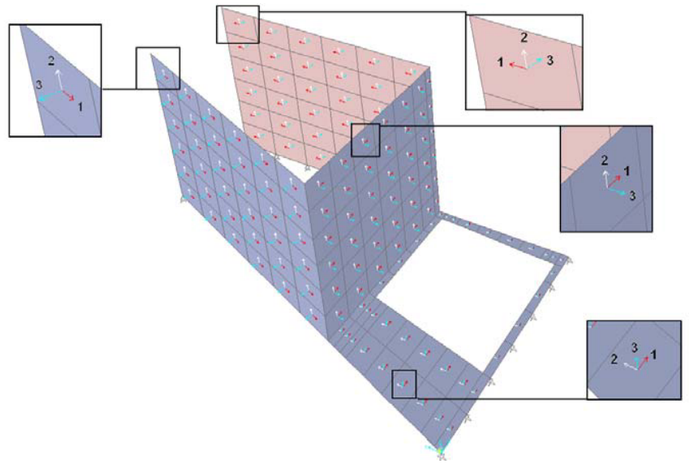


Figura 10: Definición de los ejes de los muros de la cubierta de arqueta de feeders.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

7. RESULTADOS

Diagramas de esfuerzos de losa superior.

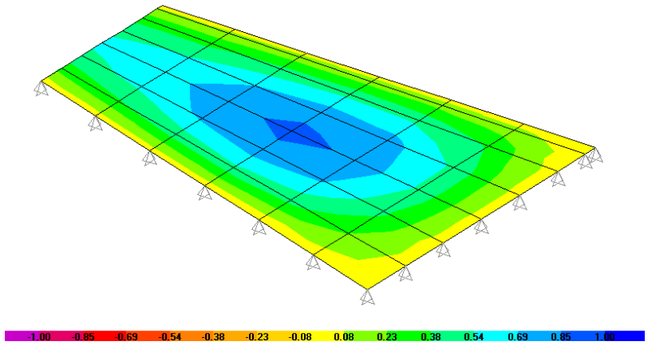


Figura 11: Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en kNm SAP2000.

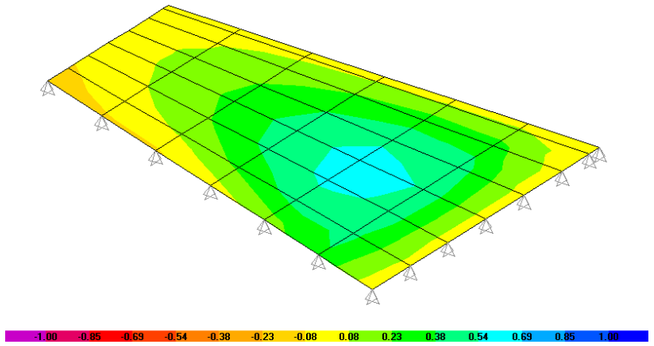


Figura 12: Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en kNm SAP2000.

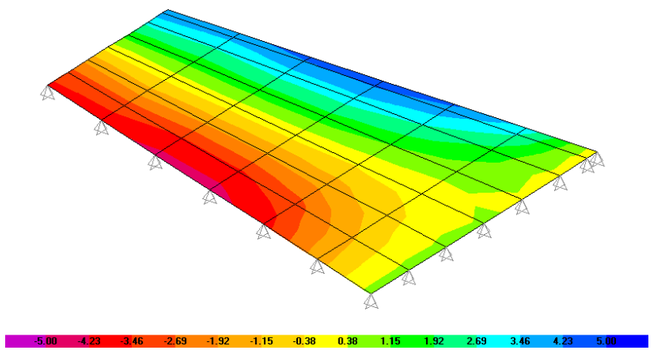


Figura 13: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en kN SAP2000.

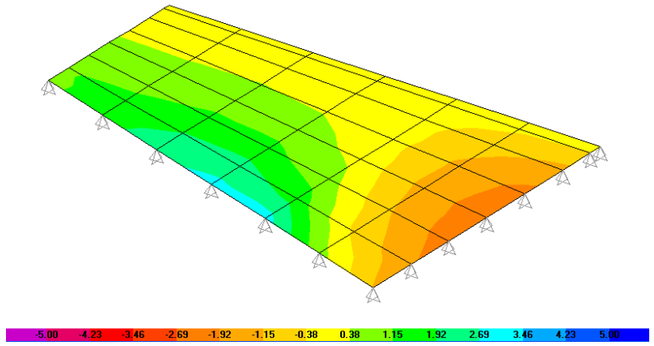


Figura 14: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en kN SAP2000.

Losa superior de 0,20m.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md	Φ12/0.25m	0.85	31.7

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk	Φ12/0.25m	0.6	0.0

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd	-----	5.2	83.2

amatria
ingeniería
www.amatria.com

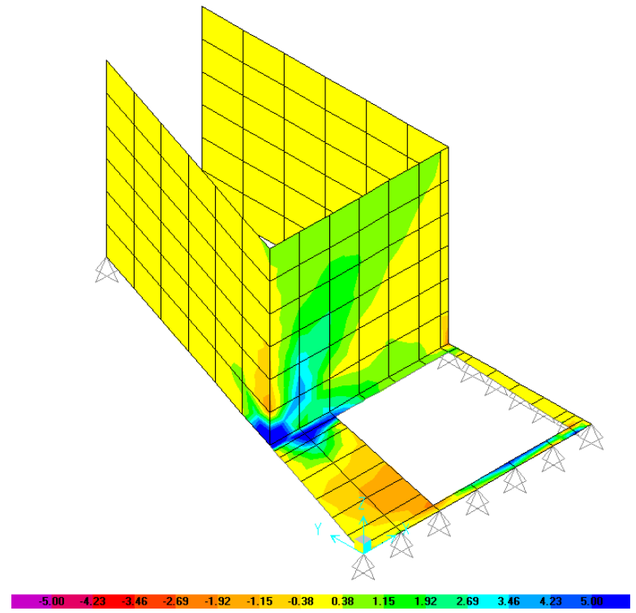


Figura 15: Diagrama de momentos flectores mayorados M11 en kNm SAP2000.

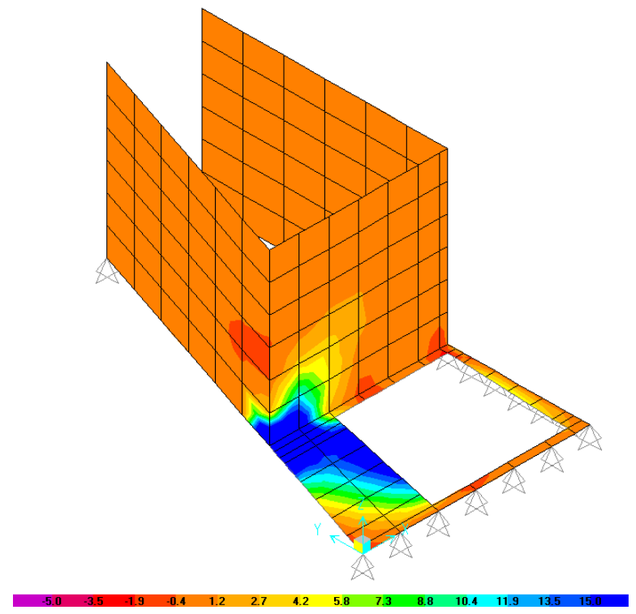


Figura 16: Diagrama de momentos flectores mayorados M22 en kNm SAP2000.

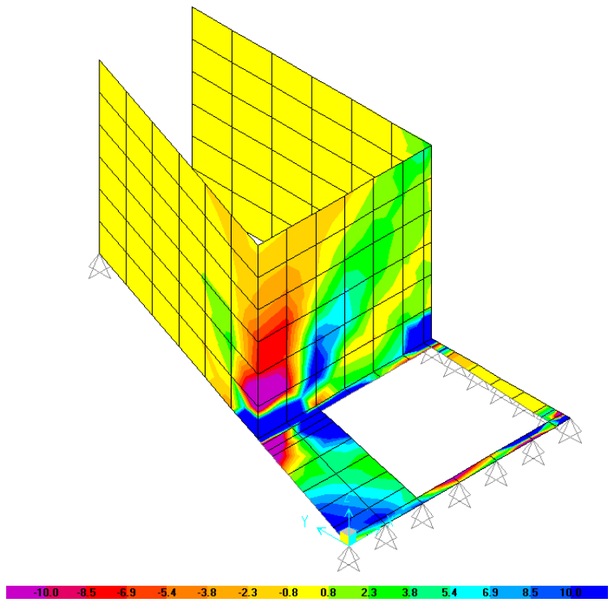


Figura 17: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V13 en kN SAP2000.

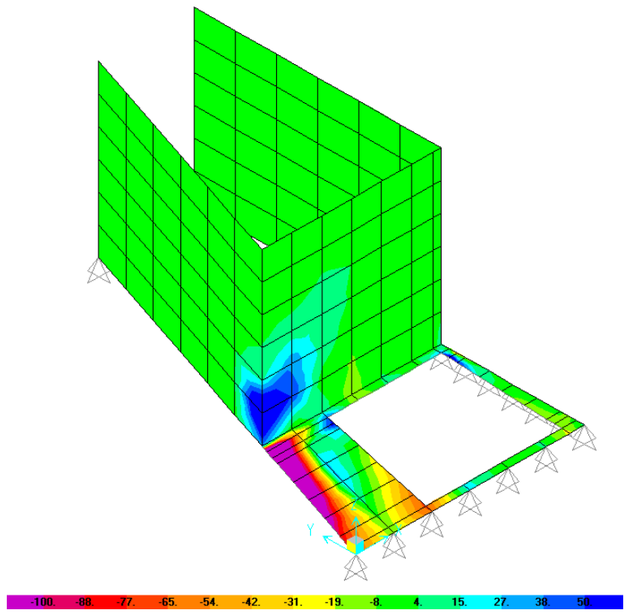


Figura 18: Diagrama de esfuerzos cortantes mayorados V23 en kN SAP2000.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Losa inferior de 0,20m.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md	Φ12/0.25m	20	31.7
ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk	Φ12/0.25m	14.3	0.0
ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd	rΦ8/0.25/0.25m	120	140.3

Muro perimetral de 0,20m.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md	Φ12/0.25m	11.137	31.7
ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk	Φ12/0.25m	8.24	0.0
ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd	----	43.95	83.2

Muro sobre viga 0,14m.

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md	Φ12/0.25m	6.47	15.5
ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk	Φ12/0.25m	4.79	0.0

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd (kN)**	**Vu (kN)**
Vd	-------	33.13	60.7

A continuación exponemos las comprobaciones mediante SAP2000 de la viga debido a los muros y cargas.

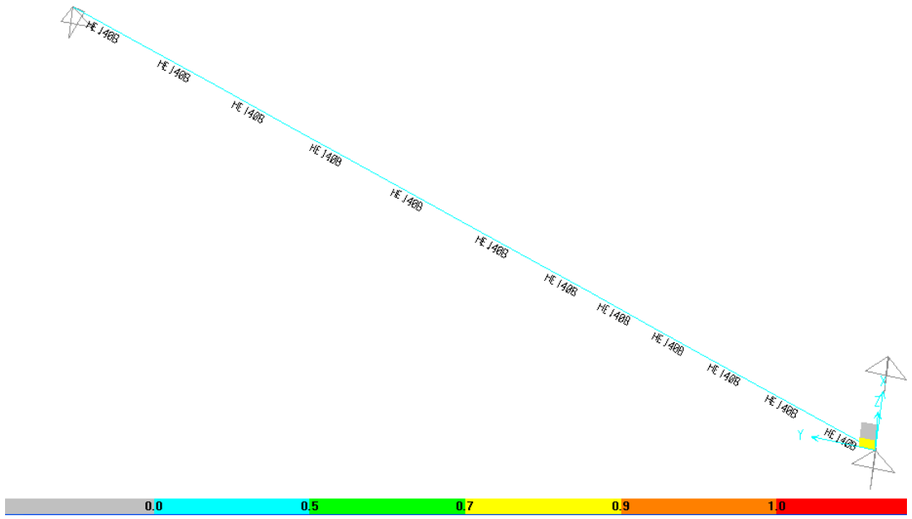


Figura 19: Ratio del perfil laminado HEB140.

Con las reacciones obtenidas en el apoyo de la viga de acero HEB140 se dimensiona la placa de anclaje a muro existente (ver anejo adjunto).

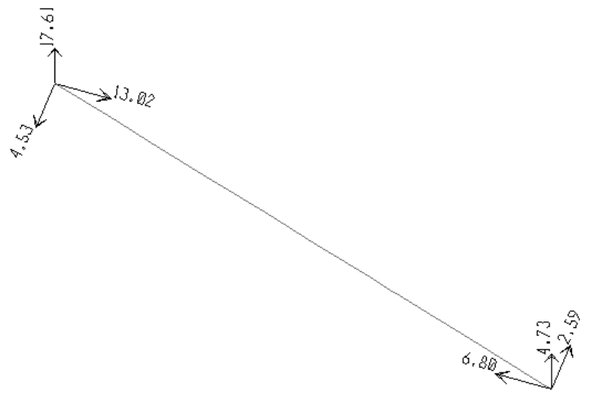


Figura 20: reacciones mayoradas en KN de los apoyos de la viga HEB140.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

9. CONCLUSIONES

La tapa se ha dimensionado a partir de estos resultados de esfuerzos máximos, siguiendo las recomendaciones de EHE y de los Eurocódigo 2, dedicado al hormigón armado. Los cálculos realizados justifican la viabilidad técnica de la estructura cuyos armados y planos se adjuntan al informe.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, Julio de 2011

PROYECTO: 817 AVE TRINITAT SAGRERA
Anejos de cálculo.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Anejo de cálculo EHE.

Losa Superior de 0.20m.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:08:56

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA20
b [m] = 1.00
h [m] = 0.20

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 12

capa	nº barras	Separación [mm]
1	4	36.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

Mk [kN·m] = 0.589

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:07:03

Comprobación de secciones a flexión simple

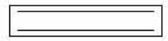
1 Datos

- 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

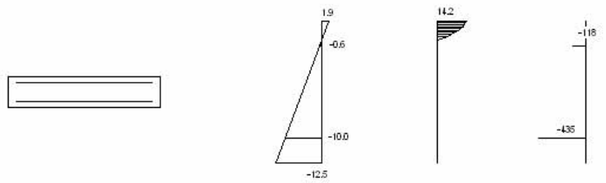
Sección : LOSA20
b [m] = 1.00
h [m] = 0.20
ri [m] = 0.035
rs [m] = 0.035



2 Comprobación

At [cm²] = 4.5
Ac [cm²] = 4.5

Mu [kN-m] = 31.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.027
1/r [1/m]·1.E-3 = 72.2
εs ·1.E-3 = 1.9
εi ·1.E-3 = -12.5

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.035	4.5	-0.6	118.0
0.165	4.5	-10.0	434.8

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:07:29

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- 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

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

Sección : MURO20
b0 [m] = 1.00
h [m] = 0.20

2 Comprobación

ρl [·1.E-3] = 3
Nd [kN] = 0.0
Vu [kN] = 83.2

Muro sobre viga de 0.14m.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:17:04

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : MURO14
b [m] = 1.00
h [m] = 0.14

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 12

capa	nº barras	Separación [mm]
1	3	36.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

amatria
ingeniería
www.amatria.com

2 Resultados

Mk [kN·m] = 4.39

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:14:51

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- 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

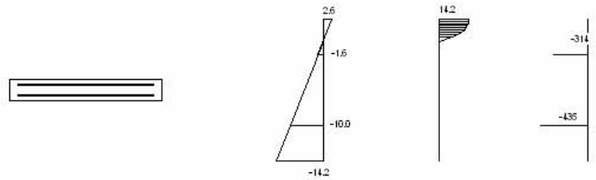
Sección : MURO14
b [m] = 1.00
h [m] = 0.14
ri [m] = 0.035
rs [m] = 0.035

2 Comprobación

At [cm²] = 3.1
Ac [cm²] = 3.1

Mu [kN·m] = 15.5

amatria
ingeniería
www.amatria.com



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.022
1/r [1/m]·1.E-3 = 120.2
εs ·1.E-3 = 2.6
εi ·1.E-3 = -14.2

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.035	3.1	-1.6	313.6
0.105	3.1	-10.0	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:15:48

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- 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

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

Sección : MURO14
b0 [m] = 1.00
h [m] = 0.14

2 Comprobación

ρl [·1.E-3] = 3
Nd [kN] = 0.0
Vu [kN] = 60.7

Muro de 0.20m.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:11:33

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : MURO20
b [m] = 1.00
h [m] = 0.20

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 12

capa	nº barras	Separación [mm]
1	4	36.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

Mk [kN·m] = 8.24

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:10:08

Comprobación de secciones a flexión simple

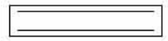
1 Datos

- 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

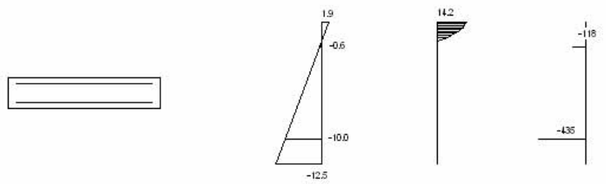
Sección : MURO20
b [m] = 1.00
h [m] = 0.20
ri [m] = 0.035
rs [m] = 0.035



2 Comprobación

At [cm²] = 4.5
Ac [cm²] = 4.5

Mu [kN-m] = 31.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.027
1/r [1/m]·1.E-3 = 72.2
εs ·1.E-3 = 1.9
εi ·1.E-3 = -12.5

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.035	4.5	-0.6	118.0
0.165	4.5	-10.0	434.8

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 11:10:46

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

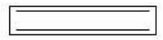
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento sin armadura a cortante

- Sección

Sección : MURO20
b0 [m] = 1.00
h [m] = 0.20



2 Comprobación

ρl [·1.E-3] = 3
Nd [kN] = 0.0
Vu [kN] = 83.2

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave-Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 12:04:27

Cálculo de juntas entre hormigones a rasante

1 Datos

- Materiales

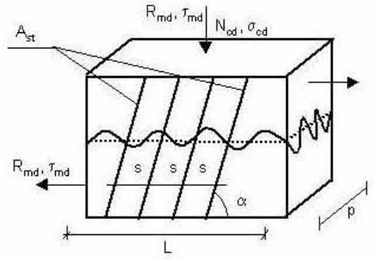
Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Rugosidad

β = 0.20
μ = 0.60

- Geometría

p [m] = 0.2
l [m] = 1.0



- Resto datos

Ángulo de las armaduras α = 90.0
Axil sobre la superficie de contacto Nd [kN] = 0

2 Comprobación

Ast,total [cm²] = 2.35
Rasante último Rmu [kN] = 104.3
Rasante máximo Rmu max [kN] = 833.3

Losa inferior de 0.20m.

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 12:23:51

Comprobación de secciones a flexión simple

1 Datos

- 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

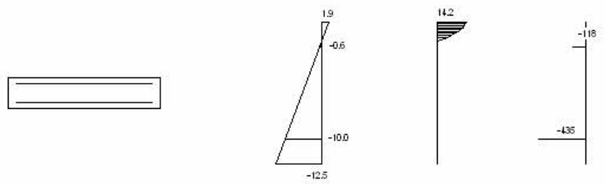
- Sección

Sección : LOSA20
b [m] = 1.00
h [m] = 0.20
ri [m] = 0.035
rs [m] = 0.035

2 Comprobación

At [cm²] = 4.5
Ac [cm²] = 4.5

Mu [kN-m] = 31.7



Plano de deformación de agotamiento

x [m] = 0.027
1/r [1/m]·1.E-3 = 72.2
εs ·1.E-3 = 1.9
εi ·1.E-3 = -12.5

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.035	4.5	-0.6	118.0
0.165	4.5	-10.0	434.8

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 07/07/2011
Hora: 11:01:47

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : LOSA20
b [m] = 1.00
h [m] = 0.20

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 12

capa	nº barras	Separación [mm]
1	4	36.0

As [cm²] =
Ac,ef [cm²] =

2 Resultados

Mk [kN·m] = 14.3

Separación media entre fisuras sm [mm] =
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] =
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.0

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Ave_Sagrera
Fecha: 15/06/2011
Hora: 12:50:10

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

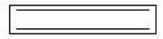
Tipo de hormigón : HA-25
Tipo de acero : B-500-S
fck [MPa] = 25.00
fyk [MPa] = 500.00
γc = 1.50
γs = 1.15

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : LOSA20
b0 [m] = 1.00
h [m] = 0.20



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m] = 0.085
ϕ [mm] = 8
n° ramas: 2
Area [cm²/m] = 11.8
ρ [·1.E-3] = 3

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN] = 0.0
σyd [MPa] = 0.0

Vu1 [kN] = 850.0
Vu2 [kN] = 140.3
Vcu [kN] = 69.4
Vsu [kN] = 71.0

- Resistencia a cortante:

Vu [kN] = 140.3

Anejo anclajes de viga a muro.

www.hilti.es — PROFIS Anchor 2.1.3

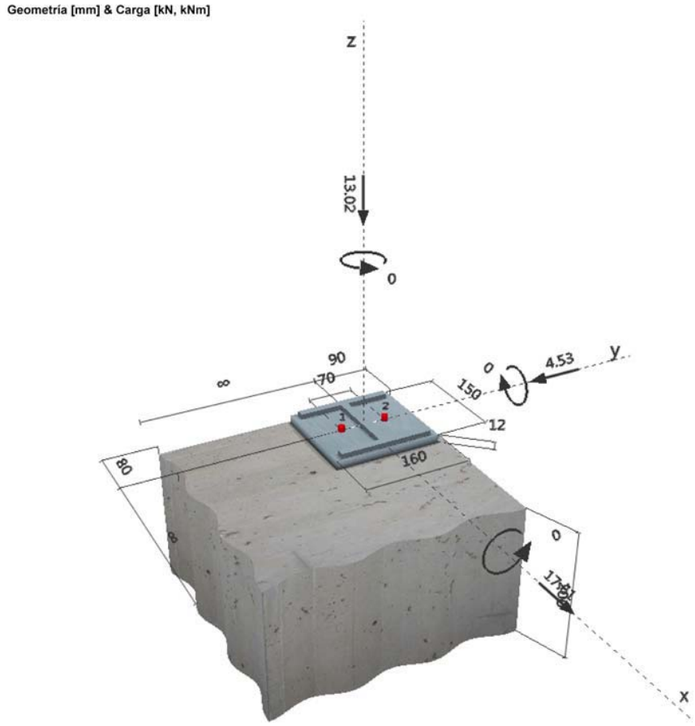
Empresa:		Página:	1
Proyectista:		Proyecto:	
Dirección:		Sub Proyecto I Pos. No.:	
Teléfono I Fax:	- I -	Fecha:	07/07/2011
E-mail:			

Comentarios del proyectista :

1. Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje:	**HIT-HY 150 MAX + Rebar, 10mm**
Profundidad efectiva de anclaje:	$h_{ef,act}$ = 120 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Material:	BSt 500 S
Homologación No.:	ETA 08/0352
Establecidos I Válidos:	01/04/2010 | 18/12/2013
Prueba:	método de cálculo ETAG BOND; EOTA TR029
Fijación a distancia:	e_b = 0 mm (enrasado); t = 12 mm
Placa de anclaje:	l_x x l_y x t = 150 x 160 x 12 mm (Espesor de placa recomendado: no calculado)
Perfil	IPB/HEB; (L x W x T x FT) = 140 mm x 140 mm x 12 mm x 12 mm
Material Base:	fisurado hormigón , C25/30, f_{cc} = 30.00 N/mm²; h = 200 mm, Temp. corto/largo: 0/0°C
Instalación:	taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco
Armadura:	sin armadura sin armadura de borde longitudinal

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



¡La introducción de datos y resultados deben verificarse asegurar su correspondencia con las condiciones existentes asegurando su verosimilitud!

PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

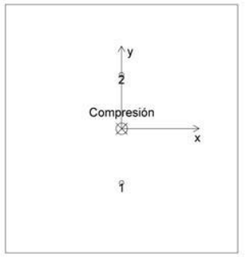
2. Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga (Cargas de diseño):

Reacciones en el anclaje [kN]
Carga de tracción: (+Tracción, -Compresión)

Anclaje	Carga de tracción	Carga de Cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	0.000	9.092	8.805	-2.265
2	0.000	9.092	8.805	-2.265

Máxima extensión del hormigón a compresión [‰]: 0.02
Máxima tensión del hormigón a compresión [N/mm²]: 0.54
Tracción resultante en (x/y)=(0/0) [kN]: 0.000
Compresión resultante en (x/y)=(0/0) [kN]: 13.020



3. Carga de tracción (EOTA TR 029, Sección 5.2.2)

Prueba	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_N [%]	Resultado
Fallo por Acero*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura combinada por (extracción) pull-out - cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por fisuración (Splitting)**	N/A	N/A	N/A	N/A

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

4. Cortante (EOTA TR 029, Sección 5.2.3)

Prueba	Carga [kN]	Capacidad [kN]	Utilización β_V [%]	Resultado
Fallo por Acero (sin brazo de palanca)*	9.092	14.667	62	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento**	18.183	24.440	74	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección y+**	8.805	12.200	72	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

Fallo por Acero (sin brazo de palanca)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
22.000	1.500	14.667	9.092

¡La introducción de datos y resultados deben verificarse asegurar su correspondencia con las condiciones existentes asegurando su verosimilitud!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

amatria
ingeniería
www.amatria.com

Fallo por desconchamiento (adherencia)

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c [mm]
45739	50667	9.50	225	113	55
ψ_{ucr}	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k	k-factor	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1.018	5.60	2.300	2.000	1.307	1.136
$\psi_{s,Np}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0.847	0	1.000	0	1.000	1.000
$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
21.115	18.330	1.500	24.440	18.183	

Rotura de borde de hormigón en dirección y+

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β
120	10	1.700	0.148	0.071
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm²]	$A^0_{c,V}$ [mm²]		
55	13406	13613		
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
0.991	1.000	2.500	0	1.000	1.000
$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
7.501	1.500	12.200	8.805		

5. Desplazamientos

El desplazamiento del anclaje más solicitado debe ser calculado de acuerdo con la homologación pertinente bajo el efecto de las siguientes cargas características.

N_{Sk} = 0.000 [kN]
V_{Sk} = 6.522 [kN]

¡Los desplazamientos aceptables en los anclajes dependen del tipo de construcción de la fijación y deben ser definidos por el proyectista!

6. Avisos

- El taladro debe limpiarse de acuerdo con la homologación (soplar dos veces con aire comprimido (min. 6 bar), cepillar dos veces y volver a soplar dos veces con aire comprimido (min. 6 bar)).
- La tensión de adherencia característica depende de las temperaturas de corto y largo plazo
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo EOTA TR 029 Section 7!
- Para evitar el fallo por fisuración (splitting) del elemento de hormigón, se requiere el siguiente refuerzo, paralelo al borde
- Se asume que la placa es lo suficientemente rígida para no sufrir deformaciones cuando esté solicitada!
- The design is only valid if the clearance hole in the fixture is not larger than the value given in Table 4.1 of EOTA TR029! For larger diameters of the clearance hole see Chapter 1.1. of EOTA TR029!

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

¡La introducción de datos y resultados deben verificarse asegurar su correspondencia con las condiciones existentes asegurando su verosimilitud!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

www.hilti.es

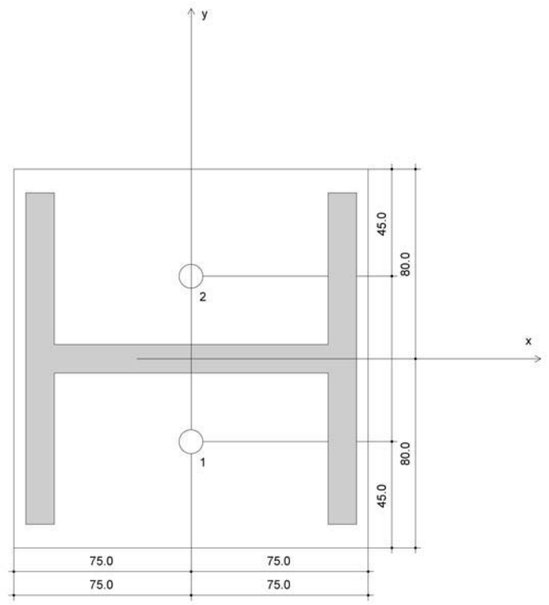
PROFIS Anchor 2.1.3

Empresa:		Página:	4
Proyectista:		Proyecto:	
Dirección:		Sub Proyecto I Pos. No.:	
Teléfono I Fax:	- | -	Fecha:	07/07/2011
E-mail:			

7. Datos de instalación

Placa de anclaje, acero: -
Perfil: IPB/HEB, 140 mm x 140 mm x 12 mm x 12 mm
Diámetro de taladro en chapa: d_f = 10 mm
Espesor de placa (introducir): 12 mm
Espesor de placa recomendado: no calculado
Limpieza: Exigida limpieza Premium

Tipo y tamaño de anclaje: HIT-HY 150 MAX + Rebar, 10mm
Par de apriete de instalación: 0.000 kNm
Diámetro de taladro en material base: 14 mm
Profundidad de taladro (min/max): 120 mm
Mínimo espesor del material base: 150 mm



Coordenadas del anclaje [mm]

Anclaje	x	y	c_{-x}	c_{+x}	c_{-y}	c_{+y}
1	0	-35	80	-	-	125
2	0	35	80	-	-	55

¡La introducción de datos y resultados deben verificarse asegurar su correspondencia con las condiciones existentes asegurando su verosimilitud!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

Comprobación de la viga.

SAP2000 Steel Design

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK
Combo : ELU
Units : KN, m, C

Frame : 8 Design Sect: HE140B
X Mid : 0.235 Design Type: Beam
Y Mid : 0.688 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 0.000 Sect Class : Compact
Length : 0.132 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.132 RLLF : 1.000

Area	: 0.004	SMajor : 2.156E-04	rMajor : 0.059	AVMajor:	9.800E-04
IMajor	: 1.509E-05	SMinor : 7.857E-05	rMinor : 0.036	AVMinor:	0.003
IMinor	: 5.500E-06	ZMajor : 2.450E-04	E :	210000000.00	
Ixy	: 0.000	ZMinor : 1.200E-04	Fy :	248211.284	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.132	-3.417	4.808	0.342	-0.038	-1.454	0.015

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio		P Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(H1-1b)	0.103	=	0.002	+	0.088	+	0.013	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

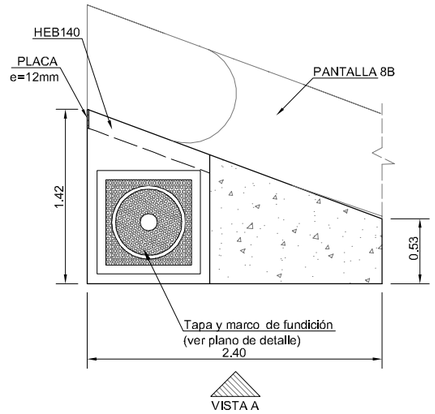
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-3.417	899.110	960.578

MOMENT DESIGN

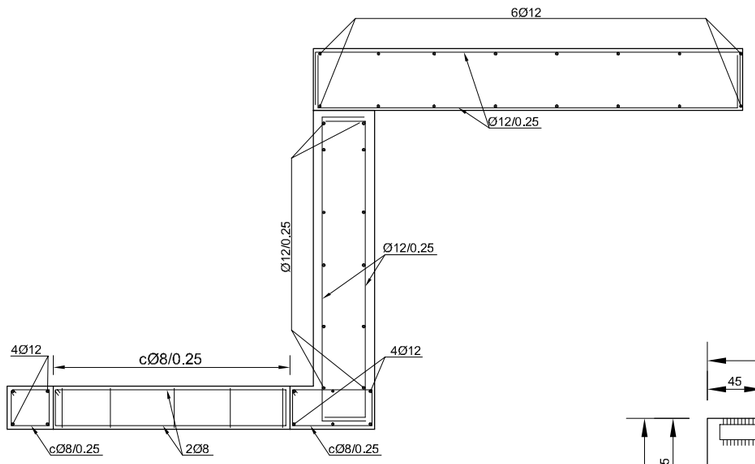
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	4.809	54.731	1.000	1.000	1.000	1.000	6.000	1.020
Minor Moment	0.342	26.328	0.850	1.000	1.000	1.000	1.000	

SHEAR DESIGN

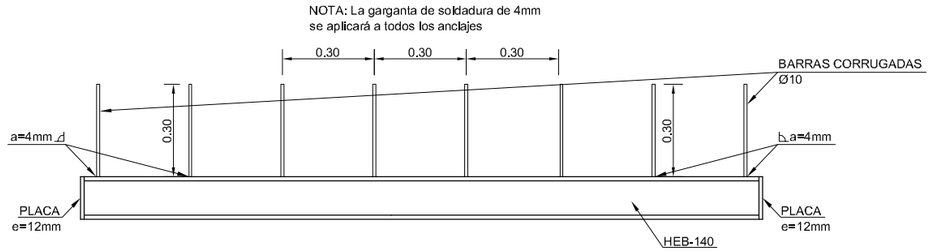
	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	0.038	131.353	0.000	OK	0.000
Minor Shear	1.454	375.295	0.004	OK	0.000



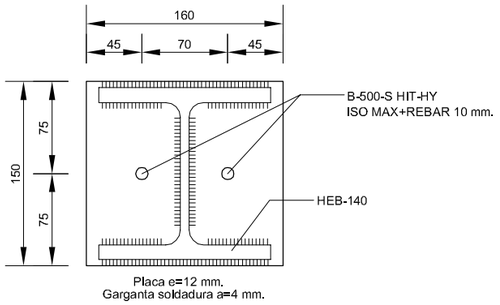
PLANTA
ESCALA: 1/50



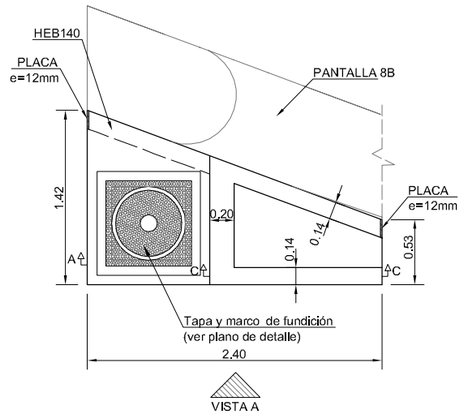
SECCIÓN A-A
ESCALA: 1/20



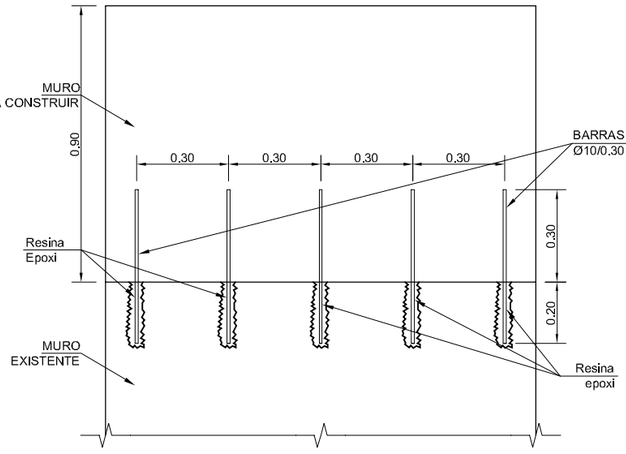
DETALLE ANCLAJES EN VIGA
ESCALA: 1/20



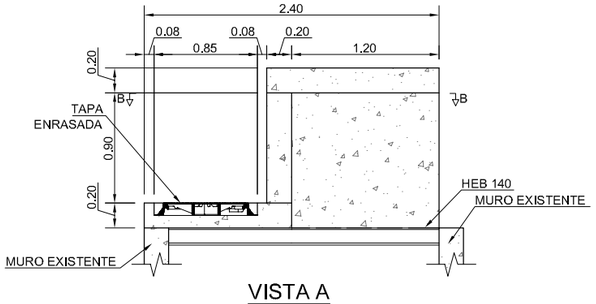
DETALLE PLACA
ESCALA: 1/5
COTAS EXPRESADAS EN mm.



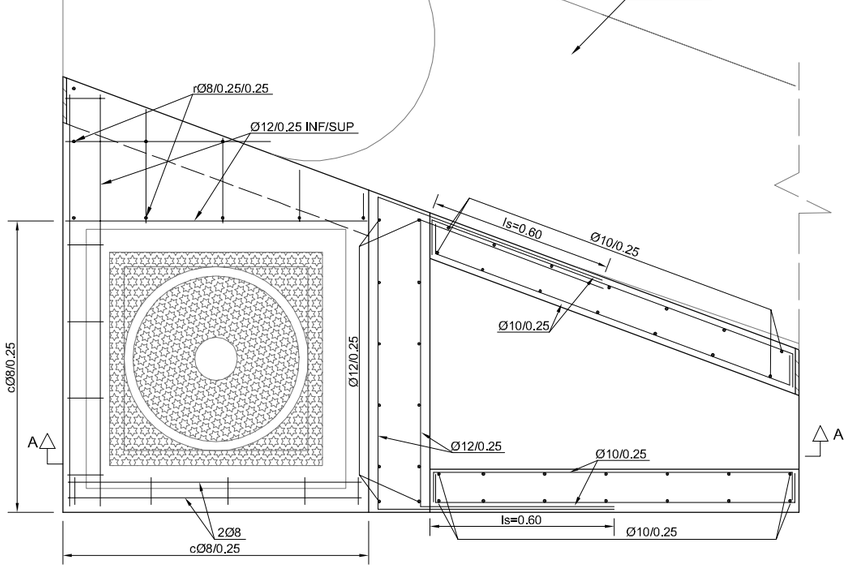
SECCIÓN B-B
ESCALA: 1/50



SECCIÓN C-C
DETALLE ANCLAJES EN MURO
ESCALA: 1/20



VISTA A
ESCALA: 1/50



SECCIÓN B-B
ESCALA: 1/20

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	HORMIGON						ACERO		
	CONTROL		CARACTERISTICAS				CONTROL		CARACT.
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo	Consistencia	Tamaño Max. Arido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Pond.	Tipo
SOLERA	Estadístico	γ_c=1.50	HA-25	Plástica (3-5 cm.)	20 mm.	IIa	Normal	γ_s=1.15	B-500 S
PERFIL	-	-	-	-	-	-	Normal	γ_s=1.10	S-275 JR
CHAPA	-	-	-	-	-	-	Normal	γ_s=1.10	S-355 JR
Ejecucion(Acciones)	Intenso	γ_G=1.35 γ_Q=1.50	ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE						

Exposicion/Ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigon de limpieza	I	IIa	IIb	IIa+Qb
Recubrimientos nominales(mm.)	45	Ver Exposicion/Ambiente	30	30	40	45

NOTAS

-Control Estadistico en EHE, equivale a control Normal
-Solapes segun EHE
-El acero utilizado debera estar garantizado con un distintivo reconocido, sello CIETSID, CC-EHE, ...

PROMOTOR: adif	COORDINACIÓN: ISOLUX CORSÁN / CORSÁN-CORVIAM	AUTOR DEL PROYECTO: JOSÉ MARÍA VELASCO, DR.ING. DE CAMINOS	amatria ingeniería	PROYECTO: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-F.FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA.SITUACIÓN PROVISIONAL	PLANO: CUBIERTA ARQUETA DE FEEDERS / GEOMETRÍA Y ARMADO	ESCALA: ESC A3: ANOTADA

FECHA:	REVISIÓN:	Nº PLANO:
16/06/2011	----	01
ARCHIVO CAD: ARQUETA01. dwg		Nº HOJA: 1 DE 1

8821

Miguel Abellan Alcaraz

De: Verdejo Vicente, Gemma [gemma.verdejo@inocsa.es]
Enviado el: viernes, 08 de julio de 2011 14:01
Para: Miguel Abellan Alcaraz
CC: Calvo Perales, Isaac; Sanchez Rodriguez, Gloria
Asunto: RV: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: REVISIÓN INFORME TAPA ARQUETA GALERÍA DE FEEDERS
Datos adjuntos: image001.jpg

Buenas tardes Miguel:

Reenvío la aprobación para ejecución de cubierta en dos niveles para la arqueta de feeders. Quedamos a la espera de recibir la documentación correspondiente (planos y apertura de tajo) para iniciar los trabajos.

Si necesitas cualquier aclaración no dudes en llamarme.

Un saludo,

Gemma Verdejo Vicente
A.C.O L.A.V. Madrid-Barcelona-F.F
Oficina Técnica - Geóloga
C/ Sagrera 111 Bajos, 08027 (Barcelona)
D (+34) 93 352 97 52 C (+34) 676 50 96 34
gemma.verdejo@aecom.com

INOCSA, una Empresa Aecom
Quintana, 2, 2th Floor, Madrid (28008), Spain
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Buron Garcia, Jaime
Enviado el: viernes, 08 de julio de 2011 12:22
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria
CC: Verdejo Vicente, Gemma; Calvo Perales, Isaac; Ayuso Pagnacco, Facundo; Martinez Garcia, Fernando
Asunto: SECTOR SAGRERA / APROBACIÓN - RE: REVISIÓN INFORME TAPA ARQUETA GALERÍA DE FEEDERS

Gloria,

Revisada la "Memoria de cálculo de tapa para cubierta arquetas feeders" emitida por AMATRIA Ingeniería S.L. en su REV-01, podemos decir que en la documentación recibida se recogen las aclaraciones a las observaciones realizadas en las fases previas de supervisión y se incluyen las modificaciones asociadas a las mismas.

Por tanto, no encontramos impedimento para abordar la ejecución de la propuesta de cubierta en dos niveles para la arqueta de feeders según su definición en el plano adjunto.

Un saludo,

Jaime Burón García
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Departamento de Estructuras
jaime.buron@inocsa.es

jaime.buron@aecom.com

INOCSA, Una Empresa AECOM.
Quintana, 2 - Madrid (28008), España
T +34 915 487 790 F +34 915 487 791
www.inocsa.es
www.aecom.com

De: Sanchez Rodriguez, Gloria
Enviado el: jueves, 07 de julio de 2011 19:26
Para: Buron Garcia, Jaime; Ayuso Pagnacco, Facundo
CC: Verdejo Vicente, Gemma; Calvo Perales, Isaac
Asunto: REVISIÓN INFORME TAPA ARQUETA GALERÍA DE FEEDERS

Buenas Jaime:

Te reenvío la respuesta a las aclaraciones de la arqueta de feeders.

Un saludo.

De: Miguel Abellan Alcaraz [mailto:mabellan@isoluxcorsan.com]
Enviado el: jueves, 07 de julio de 2011 13:59
Para: Sanchez Rodriguez, Gloria; Calvo Perales, Isaac; Verdejo Vicente, Gemma
CC: Jose Vicente Peñas Bermudez; Victor Manuel Alvarez Fernandez
Asunto: REVISIÓN INFORME TAPA ARQUETA GALERÍA DE FEEDERS

Buenas tardes,
adjunto la revisión 01 del informe de cálculo de la cubrición para la arqueta de feeders lado montaña, ha sido corregidas la errata de plano comentada por Inocsa y se ha pasado la sobrecarga de uso de (4 kn/m2) a (5 kn/m2), no se altera el diseño estructural planteado en el informe inicial,

quedamos a la espera de respuesta para generar los planos constructivos y acometer la actuación,
un saludo

Miguel Abellán Alcaraz
Jefe de Oficina Técnica Sector Sagrera
Zona VI
Corsan Corviam Construcción

C/ BOFARULL, 9-11
08027 BARCELONA
Telf. +034 93 352 97 65
Fax. +034 93 408 32 68
Telf. 646 20 74 91
www.isoluxcorsan.com

AVISO DE CONFIDENCIALIDAD
El correo electrónico vía Internet no permite asegurar ni la confidencialidad de los mensajes transmitidos ni su integridad o correcta recepción. S no consintiera éste, rogamos nos lo notifique de manera inmediata.
Este mensaje va dirigido únicamente a su destinatario y pudiera contener información confidencial cuya divulgación esté prohibida por ley. Si lo recibe por error, rogamos nos lo comunique de manera inmediata por esta misma vía y proceda a su eliminación, así como a la de cualquier documento adjunto al mismo. Asimismo, si no es el destinatario de este mensaje, se le informa de que su lectura, copia, distribución y utilización, así como la de cualquier documento adjunto, están prohibidas.

CONFIDENTIALITY WARNING
Internet e-mail does not allow neither the confidentiality nor the completeness nor proper receipt of the messages sent. If you do not consent to the use of Internet e-mail, please notify us immediately.
This message is intended exclusively for its addresser and it could be contained confidential information which spreading is forbidden by law. If you received this in error, please contact the sender and delete it and any attachment. If you are not the addresser indicated in this message, please be informed that any reading, copy, distribution or use of it or its attachments is forbidden.

Mensaje analizado y protegido por Telefonica Grandes Clientes

amatria
ingeniería
www.amatria.com

PROYECTO: **817 AVE TRINITAT SAGRERA**
Dimensionamiento de un zuncho de cierre para el entronque de la galería eléctrica con la subestación eléctrica.

amatria
ingeniería
www.amatria.com

1. ANTECEDENTES Y OBJETO DE LA NOTA TECNICA

Referencia: 817
Fecha: Marzo 2011
Nombre de la obra: AVE TRINIDAD - SAGRERA

Dentro de las obras que configuran el proyecto "LÍNIA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-ZARAGOZA-BARCELONA-FRONTERA FRANCESA. TRAMO: LA SAGRERA-NUDO DE LA TRINIDAD" se realizan la reposición de una galería eléctrica en la zona de los colectores 11 de Setembre y Riera d'Horta mediante módulos prefabricados de hormigón armado. Dicha reposición finaliza su recorrido en la nueva subestación eléctrica. El último módulo prefabricado resta a una distancia de 10cm aproximadamente de la subestación eléctrica. Para realizar el entronque de la galería con la subestación eléctrica se propone la ejecución de un zuncho perimetral in situ.

El objeto de esta nota es el dimensionamiento de este zuncho perimetral para cubrir la distancia existente entre el módulo prefabricado de la galería y la subestación eléctrica.

2. ANÁLISIS

2.1 Definición geométrica

Para realizar el entronque de la galería eléctrica con la subestación se propone un zuncho de hormigón armado 0.2m de canto por 0.15m de ancho. La armadura a flexión del zuncho es 3Φ16 por cara y a cortante se dispone 1cercoΦ8 cada 9cm (ver imagen adjunta). Este zuncho se dispondrá a lo largo de todo el perímetro de la galería eléctrica con las mismas dimensiones que su sección transversal.

Figura 1: sección transversal del zuncho y módulo prefabricado de la galería eléctrica.

2.2 Coeficientes de seguridad

Coeficientes de seguridad en la resistencia de los materiales

En situación persistente o transitoria

Coeficiente de seguridad del hormigón.....γc = 1.50
Coeficiente de seguridad del acero.....γs = 1.15

Coeficientes de seguridad para acciones

Coeficiente de seguridad para acciones variables.....1.50
Coeficiente de seguridad para acciones permanentes.....1.35

2.3 Normativa aplicada

Para el cálculo y la comprobación del elemento estructural se ha seguido:

Estructura Hormigón	Instrucción de hormigón estructural EHE-98.
Hipótesis de Carga y Combinaciones	Instrucción de hormigón estructural EHE-98 Eurocódigos.

2.4 Materiales

Hormigón:

Hormigón en pantallas.....HA-30 (fck = 25 N/mm²)

.

Acero corrugado:

Acero en las pantallas.....B 500 S (fyk = 500 N/mm²)

Para la comprobación de las fisuras se ha considerado el mismo tipo de ambiente que lo indicado en proyecto original para esta zona es decir IIa

2.5 Acciones y combinaciones

Se ha considerado las siguientes cargas lineales sobre el zuncho:

- **pp:** peso propio del zuncho. Para la valoración de las acciones debidas al peso propio se ha considerando un peso específico del hormigón armado de 25kN/m³
- **qt:** peso propio de las tierras. Se considera un peso específico del relleno de tierras de 20kN/m³ y la altura más peyorativa de 12m de altura a petición de la constructora (11.5m de relleno + 0.5m de firme) considerada en el cálculo de los marcos prefabricados.
- **qv_veh:** sobrecarga del tráfico ferroviario. Se ha considerado una sobrecarga uniforme de 30kN/m^2

2.5 Método de análisis y comprobación

Se ha realizado un modelo con el programa de elementos finitos SAP2000 v14 para la obtención de los esfuerzos en el zuncho perimetral de cierre. Dicho zuncho configura una sección marco. Se ha modelizado el dintel más solicitado de la sección marco (el ubicado en la solera superior) como una viga biempotrada de 2.2m de luz.

Se han diseñado la sección de hormigón armado del zuncho con el prontuario informático de la EHE.

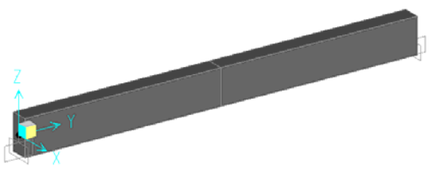


Figura 2: Modelo SAP del zuncho perimetral

3. RESULTADOS

A continuación se muestra los esfuerzos solicitantes y los esfuerzos últimos resistentes del zuncho de cierre (consultar anejo adjunto para ver cálculos en detalle):

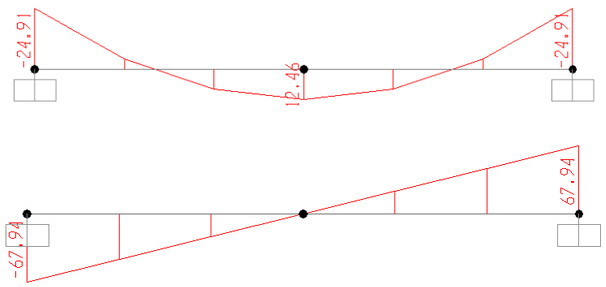


Figura 3: Diagrama de momentos flectores mayorados en kNm y esfuerzos cortantes en kN en el muro SAP2000

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELU			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Md (kN·m)**	**Mu kN·m)**
Md	3Φ16	24.9	28

ARMADO LONGITUDINAL A FLEXIÓN ELS (fisuración)			
Esfuerzo	**Armado Nº barras**	**Mk (kN·m)**	**Wk mm**
Mk	3Φ16	16.6	0.23

ARMADO TRANSVERSAL A CORTANTE*			
Esfuerzo	**Armado Nº ramas**	**Vd* (kN)**	**Vu (kN)**
Vd	1cerco Φ8/0.09m	61.8	86.9

* Cortante a una distancia 0.9d (d=canto útil) del apoyo.

4. DOCUMENTACIÓN ADJUNTA

Anejo de cálculo EHE

5. CONCLUSIONES

El presente informe justifica la viabilidad estructural del zuncho de cierre para cubrir la distancia existente entre el módulo prefabricado de la galería y la subestación eléctrica.

Jose Mª Velasco

Dr. Ingeniero de Caminos
Barcelona, marzo de 2011

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: entronque in situ galería electrica
Fecha: 25/03/2011
Hora: 12:06:56

Comprobación de secciones a flexión simple

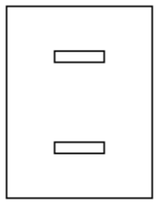
1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

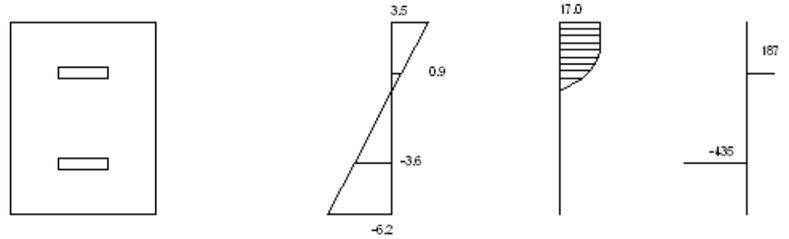
- Sección

```
Sección : ZUNCHOX0.2X0.15
b  [m] = 0.15
h  [m] = 0.20
ri [m] = 0.053
rs [m] = 0.053
```



2 Comprobación

```
At [cm²]  = 6.0
Ac [cm²]  = 6.0

Mu [kN·m] = 28.0
```



Plano de deformación de agotamiento

```
x    [m]          = 0.072
1/r [1/m]·1.E-3 = 48.4
εs ·1.E-3         = 3.5
εi ·1.E-3         = -6.2
```

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm²]	Deformación ·1.E-3	Tensión [MPa]
0.053	6.0	0.9	-186.5
0.147	6.0	-3.6	434.8

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: entronque in situ galería electrica
Fecha: 25/03/2011
Hora: 12:34:02

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

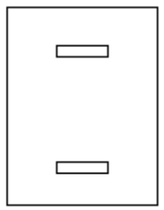
```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : ZUNCHOX0.2X0.15
b0  [m] = 0.15
h   [m] = 0.20
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90.0°
separación s [m]  = 0.09
ϕ [mm]            = 8
n° ramas:           2
Area [cm²/m]      = 11.2
ρ [·1.E-3]        = 20

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]   = 0.0
σyd [MPa] = 0.0
Vu1 [kN]   = 144.0
Vu2 [kN]   = 86.9
Vcu [kN]   = 19.9
Vsu [kN]   = 67.0
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]    = 86.9
```

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.0
Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: entronque in situ galería electrica
Fecha: 25/03/2011
Hora: 13:38:35

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

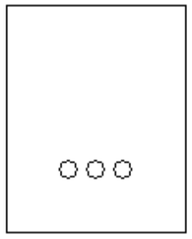
Clase general de exposición : IIa
Clases específicas de exposición :

- Geometría de la sección

Sección : ZUNCHOX0.2X0.15
b [m] = 0.15
h [m] = 0.19

- Armado de la sección

ϕ [mm] = 16



capa	n° barras	Separación [mm]
1	3	53.0

As [cm²] = 6.0
Ac,ef [cm²] = 142.5

2 Resultados

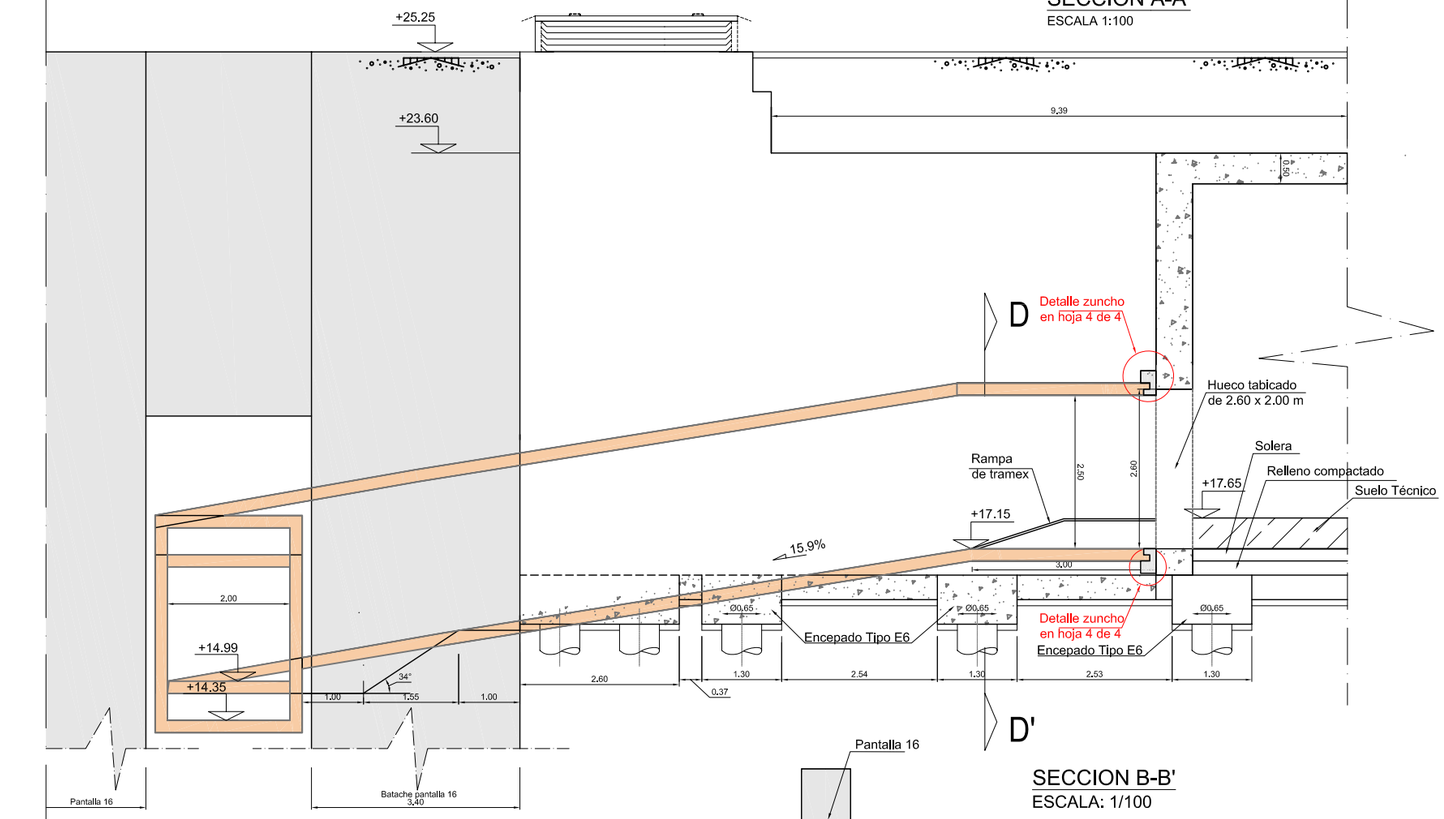
Mk [kN·m] = 16.6

Separación media entre fisuras sm [mm] = 115.0
Deformación media de las armaduras εsm [·1.E-3] = 1.17
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración σsr [MPa] = 42.7
Tensión en las armaduras en servicio σs [MPa] = 238.0
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.23

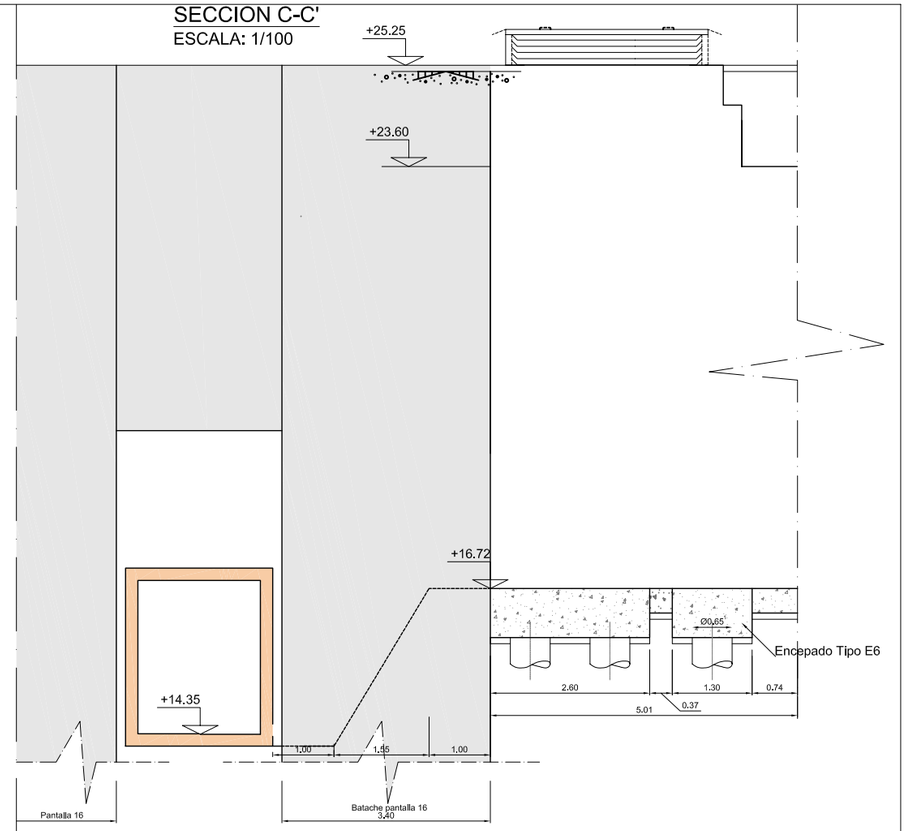
Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

JEFE DE UNIDAD	ISAAC CALVO
V.B ASISTENCIA TECNICA	
JEFE O.T.	MIGUEL ABELLÁN
CONFORME EL CONTRATISTA	
REVISIÓN Nº	03
FECHA ELABORACIÓN	4/04/2011
CONCEPTO MODIFICADO	ZUNCHO PERIMETRAL ENTRONQUE CON SUBESTACIÓN
SUSTITUYE AL PLANO Nº	2.9.16.11 H3/3 R2

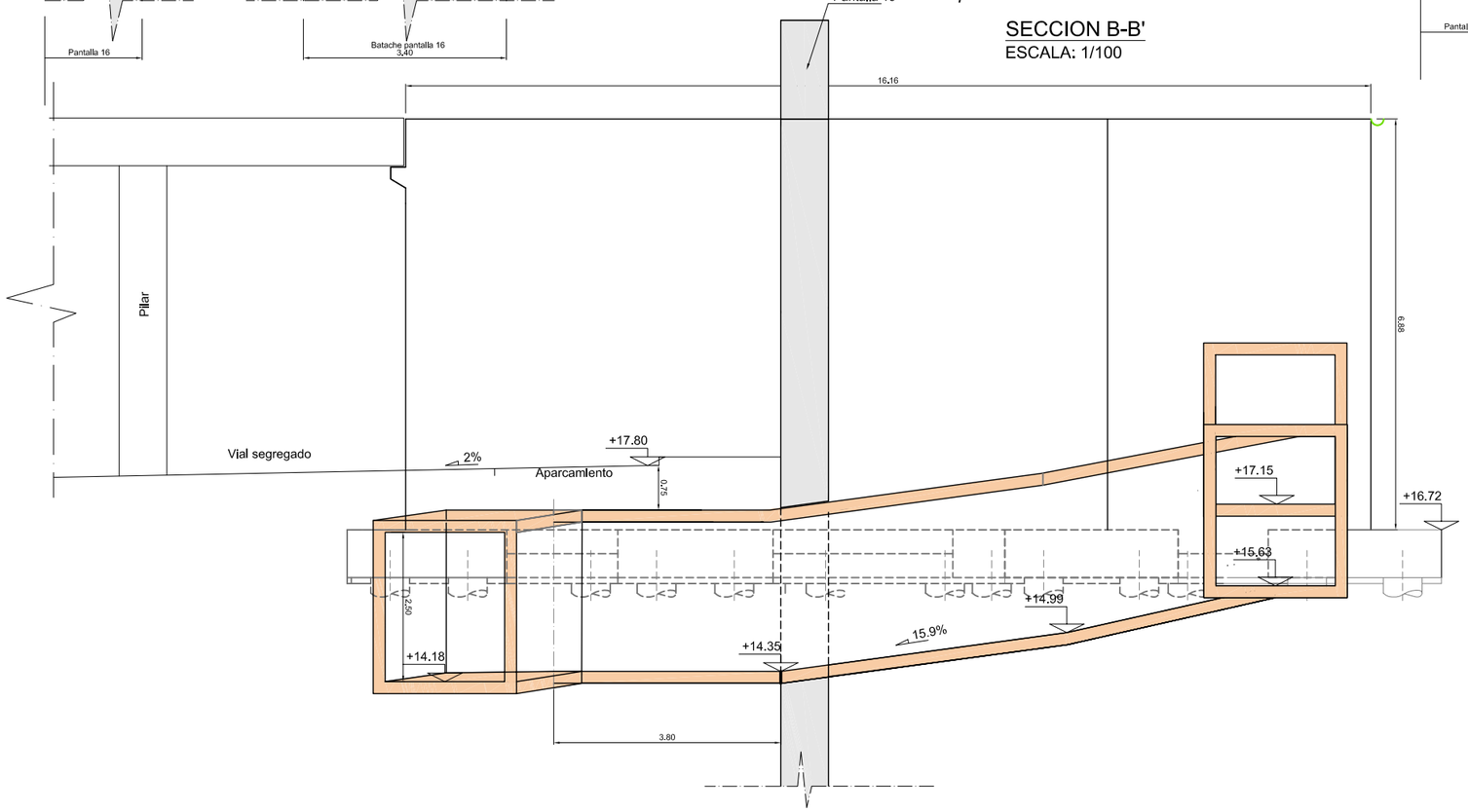
SECCION A-A'
ESCALA 1:100



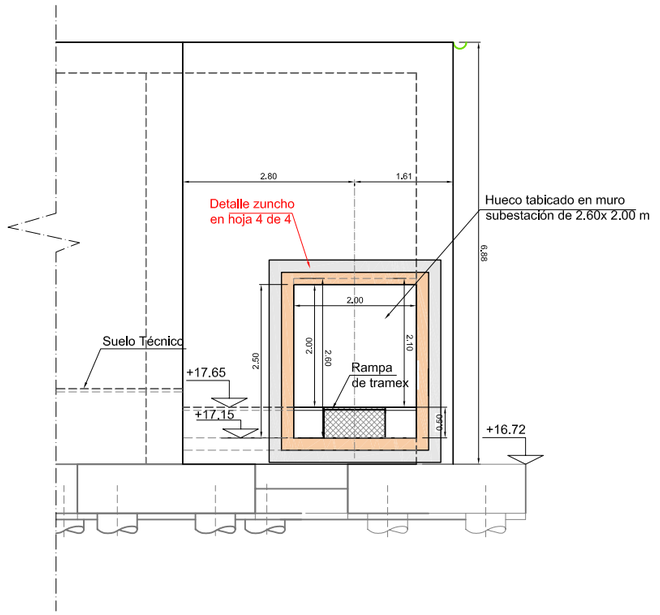
SECCION C-C'
ESCALA: 1/100



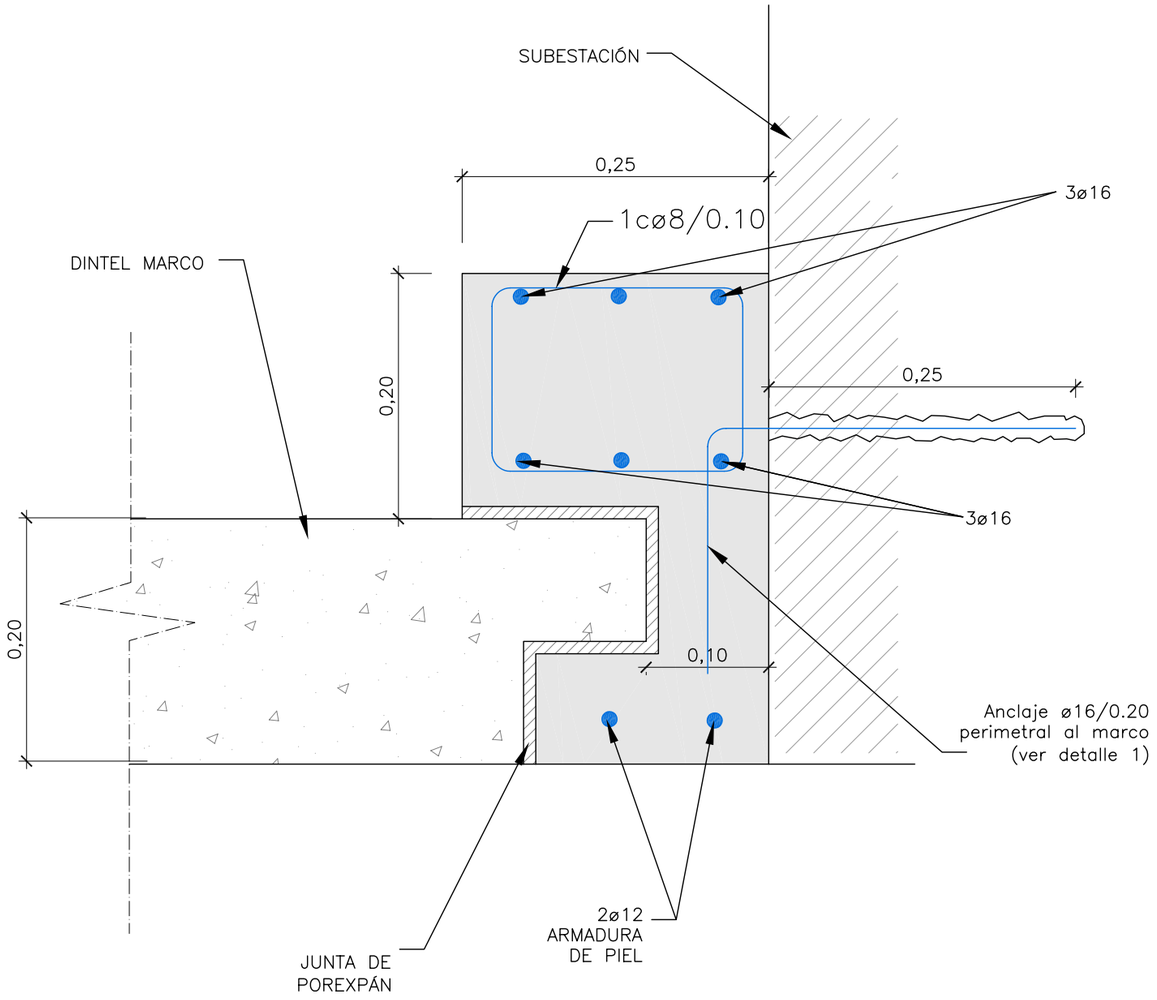
SECCION B-B'
ESCALA: 1/100



SECCION D-D'
ESCALA: 1/100

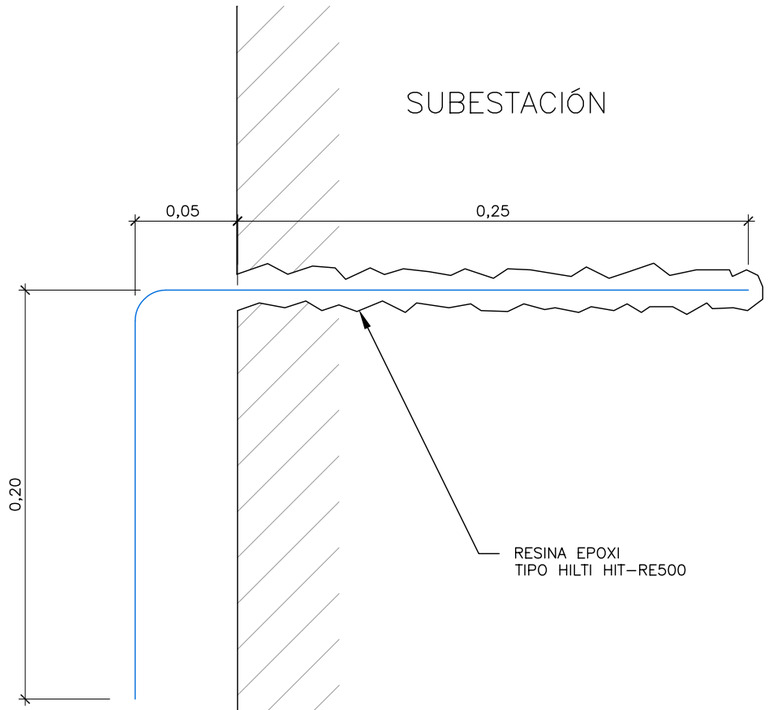


adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS	TÍTULO PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL	AUTOR ISOLUX CORSÁN CORSÁN-CORVIAM INOCSA Una Empresa AECOM	ESCALA 1:100 Numérica / Gráfica 0 1 2m	FECHA ABRIL 2011	TÍTULO DEL PLANO ESTRUCTURAS GALERIA FEEDERS SECCIONES EJE 2–SUBESTACIÓN	Nº DE PLANO 2.9.16.11 Hoja 3 de 4



DETALLE ZUNCHO
ESCALA 1:5

DETALLE 1
ESCALA 1:3



CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE / CTE–SE				
ELEMENTO	LOCALIZACION	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE PONDERACION
HORMIGON	PILOTES Y PANTALLAS	HA–25/F/20/IIa	ESTADISTICO	Yc=1.50
	CIMENTACIONES Y GALERIAS	HA–30/B/20/IIa		
	ALZADOS DE MUROS	HA–30/B/20/IIa		
	COLECTORES	HA–30/B/20/IIa+Qb		
	VIGAS, PILARES, LOSAS Y DINTELES	HA–30/B/20/IIa		
	PREFABRICADOS	HA–35/20/IIb		
	LIMPIEZA	HM–15		
ACERO DE ARMAR	ARMADURAS PASIVAS	B–500SD	NORMAL	Ys=1.15
	ARMADURAS ACTIVAS	Y–1860–C		
ACERO ESTRUCTURAL	PERFILES Y CHAPAS	S–275–JR	NORMAL	Ys=1.00
	PERNOS	8.8 t		
EJECUCION	TODOS LOS ELEMENTOS	–	INTENSO	C. PERMANENTES Yf=1.35
				SOBRECARGAS Yf=1.50

SUSTITUYE AL PLANO Nº: NINGUNO
FECHA ELABORACIÓN: 04/04/2011
CONCEPTO MODIFICADO: PLANO NUEVO
REVISIÓN Nº: 00
CONFORME EL CONTRATISTA
JEFE O.T.: MIGUEL ABELLÁN
V.B ASISTENCIA TECNICA
JEFE DE UNIDAD: ISAAC CALVO

adif ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS

TÍTULO
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMA
L.A.V. MADRID–ZARAGOZA–BARCELONA–FRONTERA FRANCESA
TRAMO: LA SAGRERA–NUDO DE LA TRINIDAD
SECTOR SAGRERA. SITUACIÓN PROVISIONAL

AUTOR
ISOLUX CORSÁN
CORSÁN-CORVIAM
INOCSA
Una Empresa AECOM

ESCALA 1:100 (Numérica) (Gráfica) 0 1 2m

FECHA: ABRIL 2011

TÍTULO DEL PLANO
ESTRUCTURAS
GALERIA FEEDERS
ZUNCHO PERIMETRAL UNIÓN CON SUBESTACIÓN

Nº DE PLANO: 2.9.16.11

Hoja 4 de 4