



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño estructural del tablero del puente sobre la A-1409 y
el río Guadalope en la variante de Alcañiz de la CN-232
(Teruel)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Aguilar Juela, Jefferson Adrián

Tutor/a: Gisbert Doménech, Carlos Miguel

Cotutor/a: Fernández Prada, Miguel Ángel

CURSO ACADÉMICO: 2024/2025



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

**MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
CURSO 2024-2025
TRABAJO FIN DE MÁSTER**

Autor: Aguilar Juela, Jefferson Adrian

Tutor: Gisbert Doménech, Carlos Miguel

Cotutor: Fernández Prada, Miguel Ángel



ÍNDICE GENERAL

DOCUMENTO Nº1: MEMORIA

ANEJO Nº1: INFORME GEOTÉCNICO

ANEJO Nº2: CÁLCULO ESTRUCTURAL

ANEJO Nº3: PROCESO CONSTRUCTIVO

ANEJO Nº4: CRONOGRAMA DE OBRA

DOCUMENTO Nº2: PLANOS

DOCUMENTO Nº3: VALORACIÓN ECONÓMICA





ÍNDICE

1	OBJETO DEL PROYECTO	1
2	ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DE LA ACTUACIÓN.....	2
3	SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO DE LA ACTUACIÓN.....	2
4	CONDICIONANTES DE DISEÑO	3
4.1	ENTORNO DE ACTUACIÓN.....	3
4.2	CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA	4
4.3	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	4
4.4	SECCIÓN VIARIA	8
4.5	AFECCIONES	9
5	NORMATIVA APLICADA	10
6	JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	10
7	DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	12
7.1	TRAZADO.....	12
7.2	TABLERO	13
7.3	EQUIPAMIENTOS	14
8	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA ACTIVA.....	16
9	PROCESO CONSTRUCTIVO	17
10	VALORACIÓN ECONÓMICA	18
11	CONCLUSIONES.....	18



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 Encuadre territorial de la carretera N-232 en el año 2003. Fuente: www.geamap.com	2
Figura 3.2 Localización de la nueva estructura en la variante de la carretera N-232. Fuente: www.geamap.com	3
Figura 3.3 Ubicación de los viaductos a conectar y tramo en terraplén a eliminar. Fuente: www.geamap.com	3
Figura 4.1 Trazado en planta de la estructura EV-1//EV-2. Fuente: www.geamap.com	4
Figura 4.2 Topografía de la zona de actuación	4
Figura 4.3 Rasante del viaducto	4
Figura 4.4 Ubicación de los sondeos efectuados.....	6
Figura 4.5 Perfil geotécnico. Fuente: Geodeser	7
Figura 4.6 Sección viaria	9
Figura 6.1 Rango de luces habituales para tableros pretensados. Fuente: Transparencias Concepción de Puentes (UPV).....	10
Figura 7.1 Alzado y planta de la solución adoptada	12
Figura 7.2 Sección aligerada tipo del tablero.....	13
Figura 7.3 Detalle sumideros.....	14
Figura 7.4 Esquema capas del pavimento.....	14
Figura 7.5 Geometría de la imposta	15
Figura 7.6 Detalles del pretil metálico y sistema de anclaje.....	15
Figura 7.7 Detalle soporte pantalla acústica.....	16
Figura 8.1 Identificación de las armaduras activas adherentes.....	17



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Estructuras contempladas en proyecto original	1
Tabla 4.1 Recomendaciones para la cimentación en el proyecto inicial	5
Tabla 4.2 Sondeos a rotación	6
Tabla 4.3 Resumen de parámetros geotécnicos. Fuente: Geodeser7	
Tabla 4.4 Resumen recomendaciones de cimentación	8
Tabla 6.1 Ubicación de las pilas para vanos extremos del 80%	11
Tabla 6.2 Ubicación de las pilas para vanos extremos del 70%	11

1 OBJETO DEL PROYECTO

El presente Trabajo Final de Máster (TFM) tiene como finalidad el diseño, análisis y dimensionamiento de una nueva estructura, concebida como alternativa al tramo en terraplén inicialmente previsto en el proyecto original y finalmente descartado por motivos medioambientales.

Aunque el terraplén no afectaba de forma directa al cauce del río, su construcción implicaba:

- Una ocupación intensiva del terreno y la consiguiente alteración de los drenajes naturales superficiales.
- La eliminación de vegetación existente y, con ello, la pérdida de hábitats de interés para la fauna local.

- La generación de una barrera física que fragmentaba la continuidad del medio natural, limitando la permeabilidad ecológica transversal.
- Un impacto paisajístico significativo, derivado del gran volumen de material de relleno y su presencia en un entorno de valor ambiental.

Con el fin de minimizar estos impactos, se ha sustituido el terraplén por una estructura de paso, que conecta los viaductos EV-1 y EV-2, garantizando una mejor integración en el entorno, favoreciendo la permeabilidad ecológica y reduciendo el impacto visual y territorial.

El proyecto original contemplaba la ejecución de seis estructuras, de las cuales tres se ubican en la Variante y las otras tres en la Conexión. Dichas estructuras se proyectaron para salvar interferencias con el río Guadalope (en dos ocasiones), un barranco y diversas vías de comunicación existentes. A continuación se detallan las características iniciales de estas actuaciones:

NUMERACIÓN ESTRUCTURA	DENOMINACIÓN Y P.K.	INTERFERENCIA CON	LUCES DE LOS VANOS (m)	CARGAS MÁXIMAS (t)
EV-1	Viaducto 2+036,5-2+101,5	Ctra. a Castelserás	20+25+20	693
EV-2	Viaducto 2+201-2+389	Río Guadalope	34+40+40+40+34	1.429
EV-3	Paso Superior Enlace Final Variante 0+127,53-0+191,83	CN-232	32,15+32,15	1.333
EC-1	Viaducto 0+402-0+654	Barranco	6 vanos de 39 m	2.321
EC-2	Viaducto 2+217-2+405	Río Guadalope	34+40+40+40+34	1.387
EC-3	Paso Superior 2+776,489-2+827,939	CN-211	12+27,45+12	666

Tabla 1.1 Estructuras contempladas en proyecto original

2 ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DE LA ACTUACIÓN

La CN-232 es una carretera nacional española que conecta Vinaroz (Castellón) con Santander, atravesando diversas comunidades autónomas y desempeñando un papel clave en la comunicación este-oeste de España. En el tramo específico de la variante de Alcañiz, el objetivo principal es evitar el paso del tráfico por el casco urbano de Alcañiz, mejorando así la seguridad vial, reduciendo los tiempos de viaje y minimizando el impacto del tráfico pesado en la localidad.

La CN-232 atraviesa el casco urbano de Alcañiz, generando problemas de congestión, ruido y contaminación debido al tráfico pesado. Además, la coexistencia de este tipo de tráfico con vehículos particulares en áreas urbanas incrementa significativamente el riesgo de accidentes. Este contexto afecta directamente la calidad de vida de los residentes, quienes enfrentan molestias derivadas del ruido, la polución y las interrupciones en la movilidad urbana.

Se valoró inicialmente la posibilidad de rehabilitar el trazado existente, buscando mejorar las condiciones en el casco urbano. Sin embargo, esta alternativa resultó insuficiente para resolver los problemas asociados al tráfico de largo recorrido. Por ello, se consideró la construcción de variantes como la opción más efectiva, ya que permite desviar el tráfico fuera del núcleo urbano, separando el tránsito de paso del tráfico local.

En cuanto a los estudios previos, se realizó un estudio de viabilidad para analizar diferentes alternativas de trazado y determinar la solución más eficiente desde los puntos de vista técnico, económico y ambiental. También se llevaron a cabo evaluaciones de impacto ambiental con el propósito de minimizar la afectación al entorno natural y patrimonial de la zona. Además, se promovieron procesos de consulta pública para recoger las opiniones de la población local y otros actores implicados.

3 SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO DE LA ACTUACIÓN

La actuación de la variante de Alcañiz en la carretera N-232 se sitúa en el término municipal de Alcañiz, en la provincia de Teruel, dentro de la comunidad autónoma de Aragón. Esta localidad es un punto estratégico en el eje de comunicación que conecta el este y el norte de España, uniendo la costa mediterránea en Vinaroz (Castellón) con Santander, en la costa cantábrica.

A continuación se indican en planta el trazado original de la carretera N-232, el tramo correspondiente a la variante y la localización de los dos viaductos (EV-1 y EV-2) y tramo en terraplén a eliminar.

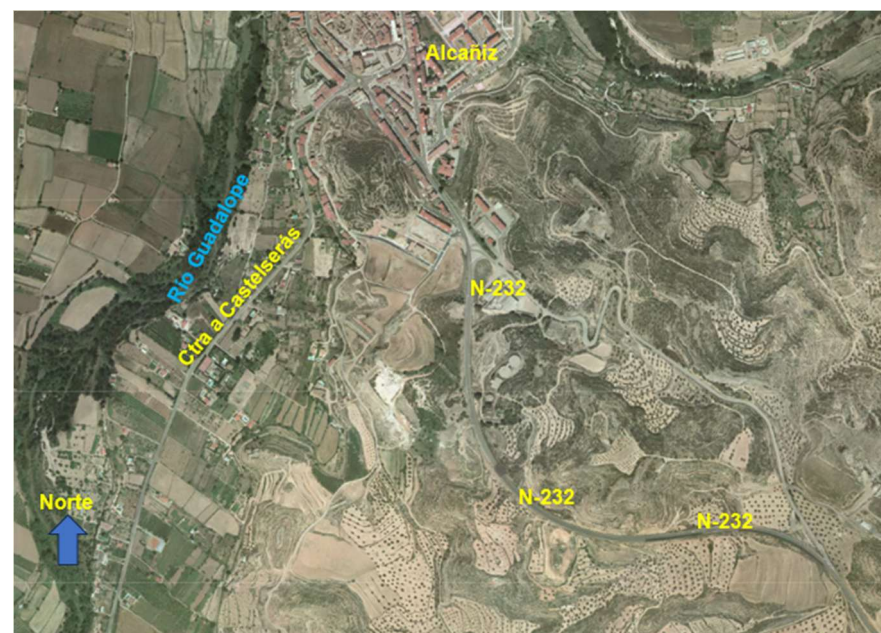


Figura 3.1 Encuadre territorial de la carretera N-232 en el año 2003. Fuente: www.geamap.com

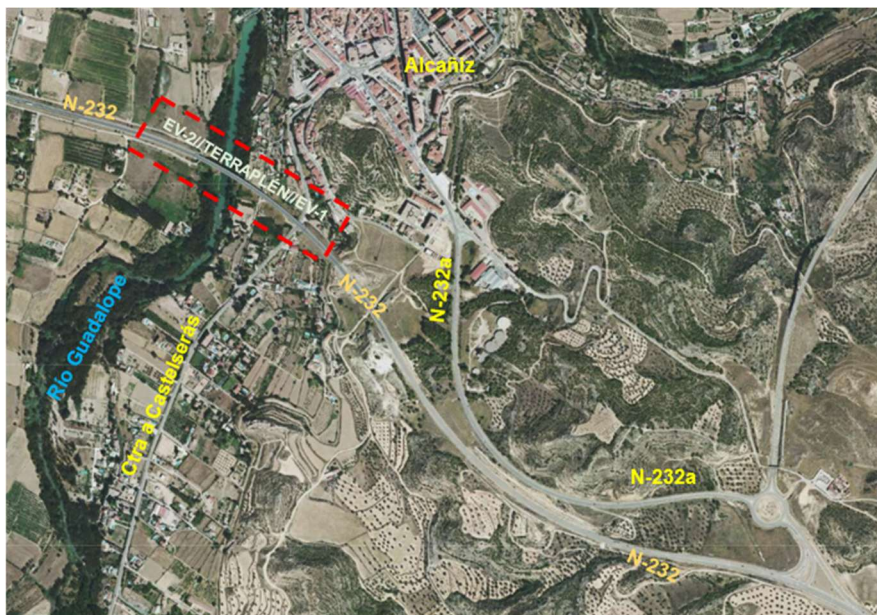


Figura 3.2 Localización de la nueva estructura en la variante de la carretera N-232.
Fuente: www.geamap.com

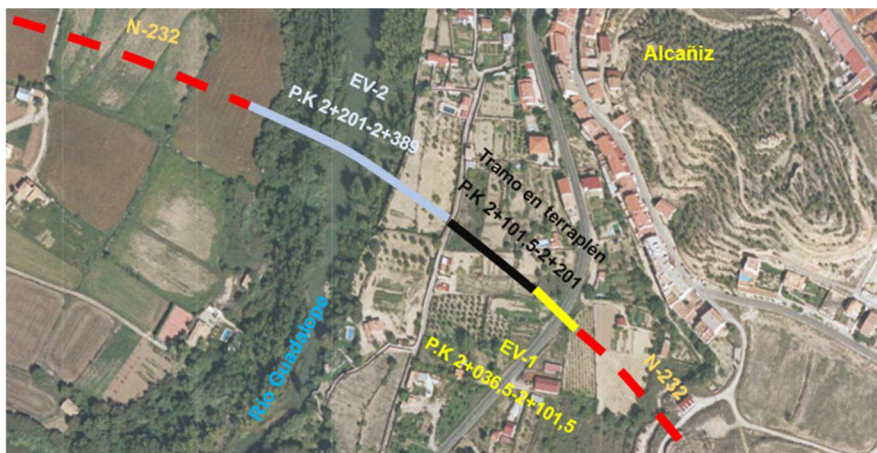


Figura 3.3 Ubicación de los viaductos a conectar y tramo en terraplén a eliminar.
Fuente: www.geamap.com

4 CONDICIONANTES DE DISEÑO

Todos los aspectos del diseño cumplirán con las normativas técnicas y las regulaciones vigentes establecidas por las autoridades competentes. Se respetarán los requisitos legales relacionados con las evaluaciones de impacto ambiental y los procesos de consulta pública, asegurando que el proyecto sea viable tanto técnica como social y ambientalmente.

Todas las funcionalidades expuestas en los apartados anteriores se deben materializar en adecuadas condiciones de seguridad y bajo unos estándares de diseño, que aseguren la mayor eficiencia de la inversión por su potencial de demanda. Para ello se determina las siguientes características principales a modo de condicionantes del diseño para la nueva estructura resultante, tras la eliminación del tramo en terraplén.

4.1 ENTORNO DE ACTUACIÓN

La nueva estructura generada de la unión de los viaductos EV-1 y EV-2 resolverá el paso del trazado de la variante sobre la carretera A-1409 (conecta Alcañiz con Castelserás) y sobre el río Guadalupe de forma simultánea, por medio de un viaducto de 353 m de longitud. El viaducto comienza en el PK 2+306,5 y finaliza en el PK 2+389 de la nueva variante de la carretera N-232, puntos donde se ubicarán ambos estribos.

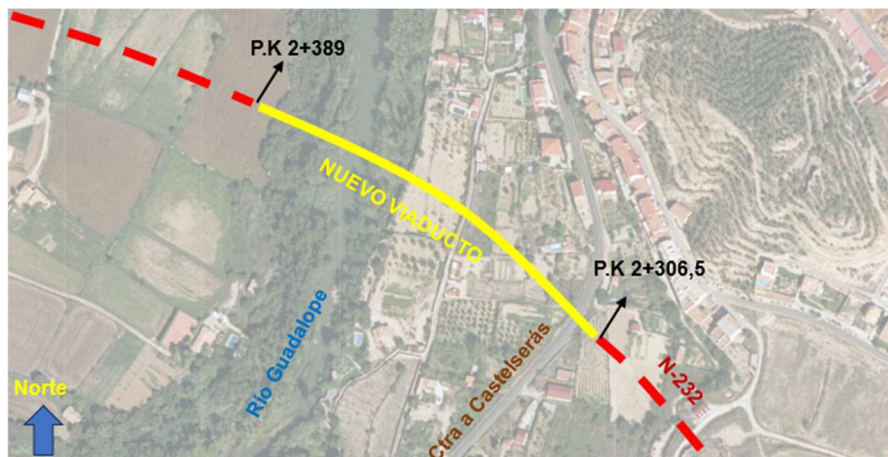


Figura 4.1 Trazado en planta de la estructura EV-1//EV-2. Fuente: www.geamap.com

4.2 CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

La cota del terreno natural está en torno a los 325 m cerca del estribo que comienza en el P.K 2+306.5 (estribo sureste), va descendiendo hasta alcanzar casi los 300 m en el cauce del rio Guadalupe, punto donde comienza de nuevo a ascender hasta los 320 m en el estribo del P.K 2+389 (estribo noroeste). La cota superior del estribo sureste es de unos 335 m y la del estribo noroeste unos 324.38 m.



Figura 4.2 Topografía de la zona de actuación

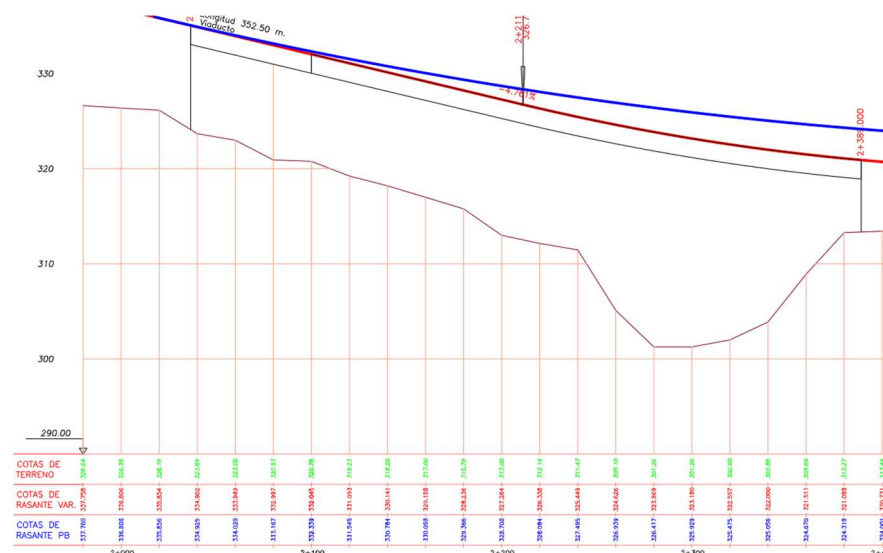


Figura 4.3 Rasante del viaducto

4.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

En el proyecto inicial, donde se incluía el tramo en terraplén se indicaban las siguientes recomendaciones para la cimentación de las estructuras EV-1 y EV-2.

VIADUCTO EV-1: sobre la carretera a Castelserás

El viaducto EV-1 se eleva aproximadamente 11 m en la zona del estribo E1 y 13 m en E2. La investigación geotécnica incluyó cuatro penetrómetros dinámicos con profundidades de rechazo que oscilaron entre 7,8 m y 15,8 m. Se detectaron suelos aluviales-coluviales de consistencia firme en los primeros 4-7 m, seguidos por arenas arcillosas medianamente densas. Bajo estos suelos se encuentra el substrato Mioceno compuesto por alternancias de arcillas y areniscas. Dada la naturaleza del terreno, se determinaron cimentaciones mediante pilotes empotrados en el substrato Mioceno

sano con una longitud equivalente a 3,5 veces el diámetro del pilote. Se diseñaron medidas específicas para controlar empujes y asientos en los estribos, incluyendo instrumentación para monitorear estabilización antes de perforar los pilotes.

A efectos de determinar los empujes laterales sobre los pilotes pueden tomarse los siguientes valores del módulo de balasto horizontal del terreno:

Relleno: $K_h \text{ (kp/cm}^3\text{)} = 0,8/\emptyset$ ($\emptyset$ en metros)

Suelos: $K_h \text{ (kp/cm}^3\text{)} = 0,4/\emptyset$ ($\emptyset$ en metros)

Substrato: $K_h \text{ (kp/cm}^3\text{)} = 8,5/\emptyset$ ($\emptyset$ en metros)

VIADUCTO EV-2: Viaducto sobre el río Guadalope

La rasante de la estructura EV-2 alcanza 15 m en el estribo E1 y 9 m en E2. En esta área se realizaron dos sondeos (15 m y 10 m de profundidad) en los estribos, encontrándose arcillas limosas firmes en E1 y gravas arenosas densas en E2. Aunque no se investigaron directamente las pilas debido a dificultades de acceso, se estimó un espesor de depósitos aluviales de 5-6 m en las zonas de cruce, basado en observaciones del terreno cercano.

La cimentación propuesta para las pilas incluye pilotes empotrados 3,5 $\emptyset$ en el substrato Mioceno, mientras que en el estribo E2 se diseñó una zapata apoyada en el substrato a 3 m de profundidad. El uso de cementos sulfurresistentes se recomendó para todas las cimentaciones debido a la proximidad del río y la posible presencia de sulfatos.

ESTRUCT. Nº	APOYOS	ZAPATAS				PILOTES Longitud Aproximada (m)	OBSERVACIONES
		Litología Plano Cimentación	Prof. Cimentación (m)	Cota Cimentación Aproximada	Presión Admisible (kp/cm ²)		
EV-1	E1					(12,5 m+3,5 $\emptyset$)*	Los pilotes se empotrarán en el substrato sano 3,5 $\emptyset$ * En los estribos, a la longitud indicada hay que añadir la necesaria para atravesar desde el cargadero la derrama del relleno de acceso.
	P1					9,5 m+3,5 $\emptyset$	
	P2					7,0 m+3,5 $\emptyset$	
	E2					(7,5 m+3,5 $\emptyset$)*	
EV-2	E1					(4,0 m+3,5 $\emptyset$)*	
	P1 y P4					5,0 m+3,5 $\emptyset$	
	P2 y P3					6,0 m+3,5 $\emptyset$	
	E2	Mioceno	3,0	310,3	5,0		

Tabla 4.1 Recomendaciones para la cimentación en el proyecto inicial

ESTRUCTURA NUEVA SIN TRAMO EN TERRAPLÉN

Para la realización del presente TFM se ha tenido acceso al estudio geotécnico realizado por Geodeser, con referencia 01/07/1/0491. En los siguientes párrafos se recoge los aspectos y recomendaciones más importantes de este informe.

El área de estudio se encuentra en el sector central-meridional de la Cuenca del Ebro, caracterizada por sedimentos continentales del Mioceno. Estos sedimentos están compuestos principalmente por alternancias de argilitas, areniscas y yesos, con intercalaciones puntuales de limolitas, margas y calizas. La estructura geológica es sencilla, con capas subhorizontales y ausencia de accidentes tectónicos relevantes.

Para la caracterización geotécnica, se realizaron nueve sondeos rotativos con recuperación continua de testigos, que incluyeron ensayos de penetración estándar (SPT) y mediciones del índice de calidad de la roca (RQD). Además, se obtuvieron muestras inalteradas, plastificadas y alteradas para su análisis. Los resultados permitieron determinar la resistencia, cohesión y compacidad de los materiales presentes.

Sondeo	X	Y	Z	Emplazamiento	Fecha Inicio - Fin	Profundidad perforada (m)
SEV21	741174219	4547480194	323.67	Estribo 1	08/11/2007 - 09/11/2007	20.00
SEV22	741144522	4547505469	320.74	Pila 1	26/10/2007 - 26/10/2007	20.00
SEV23	741113919	4547529642	319.97	Pila 2	07/11/2007 - 07/11/2007	20.00
SEV25	741050325	4547574784	312.98	Pila 4	25/10/2007 - 25/10/2007	20.00
SEV26	741017317	4547595561	311.78	Pila 5	24/10/2007 - 24/10/2007	20.00
SEV27	740949154	4547633460	301.51	Pila 7	23/10/2007 - 23/10/2007	20.00
SEV28	740914140	4547650633	308.07	Pila 8	19/10/2007 - 22/10/2007	20.00
SEV29	740878527	4547666526	313.38	Estribo 2	18/10/2007 - 19/10/2007	20.00

Tabla 4.2 Sondeos a rotación

Durante las investigaciones, se identificó el nivel freático únicamente en el sondeo SEV27, localizado entre los 0.8 y 5.6 metros de profundidad, asociado al cauce del río Guadalope. Las repercusiones del nivel freático han sido tenidas en cuenta en el apartado de análisis geotécnico de cimentaciones, tanto en su afección a la capacidad de carga en la opción de cimentación directa sobre el Nivel 2 de la Pila 7, como en lo que se refiere a la necesidad de empleo de camisa de revestimiento durante la ejecución de los pilotes en este apoyo.

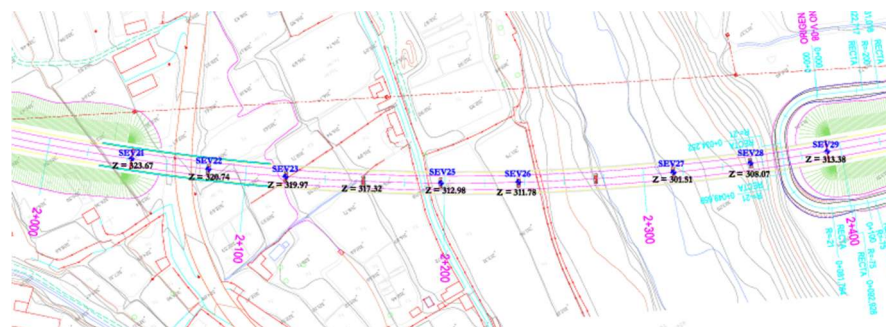


Figura 4.4 Ubicación de los sondeos efectuados

En laboratorio, los análisis siguieron normativas UNE para determinar propiedades como granulometría, límites de Atterberg, densidad y contenido químico (sulfatos y materia orgánica). Los suelos se clasificaron según el sistema SUCS, y las rocas fueron evaluadas en función de su resistencia a compresión simple. Estas características se utilizaron para definir tres niveles principales: limos y arcillas (Nivel 1), gravas y arenas (Nivel 2), y un sustrato rocoso mioceno (Nivel 3).

Nivel	Espesor medio (m)	N med.	Res. a c. simple (kg/cm ²)	Peso específico aparente (t/m ³)	Ángulo de rozamiento interno (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Resistencia al corte no drenada (kg/cm ²)	Módulo elástico (kg/cm ²)
① Limos y arcillas	≈ 5.30	8	1.0	2.0	27	0.30	0.50	200
② Gravas y arenas	≈ 4.00	23	-	2.0 - 2.1	31	0.00	-	300
③ Argilitas y areniscas	> 10.00	47	25.0	2.4	53	0.83	12.5	13700

Tabla 4.3 Resumen de parámetros geotécnicos. Fuente: Geodeser

En general, se considera que los materiales de tipo suelo (niveles 1 y 2) son excavables mediante retroexcavadora. En cuanto a la estabilidad de las excavaciones planteadas y dada la magnitud de las mismas, se considera adecuado adoptar taludes 1H:1V en suelos (niveles 1 y 2) y taludes verticales en roca (nivel 3).

Los materiales del Nivel 1 y 2 no son agresivos hacia el hormigón. El sustrato rocoso que compone el Nivel 3 es fuertemente agresivo hacia el hormigón, presentando contenidos en sulfatos solubles superiores a 12000 mg/kg en prácticamente todos los casos. Se puede considerar que las aguas del río Guadalope son débilmente agresivas hacia el hormigón, según datos del estudio geotécnico de proyecto.

Según la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) La zona de estudio presenta una aceleración sísmica básica (a_b), inferior a $0.04g$, siendo g la aceleración de la gravedad, con un coeficiente de contribución $K_v = 1$. Como en este caso la aceleración sísmica básica (a_b) no es superior a $0.04g$, no es preceptiva la aplicación de la norma y el proyectista puede no tener en consideración la acción sísmica para el estudio de elementos o estructuras tal y como se indica en la citada norma.

SE

NO

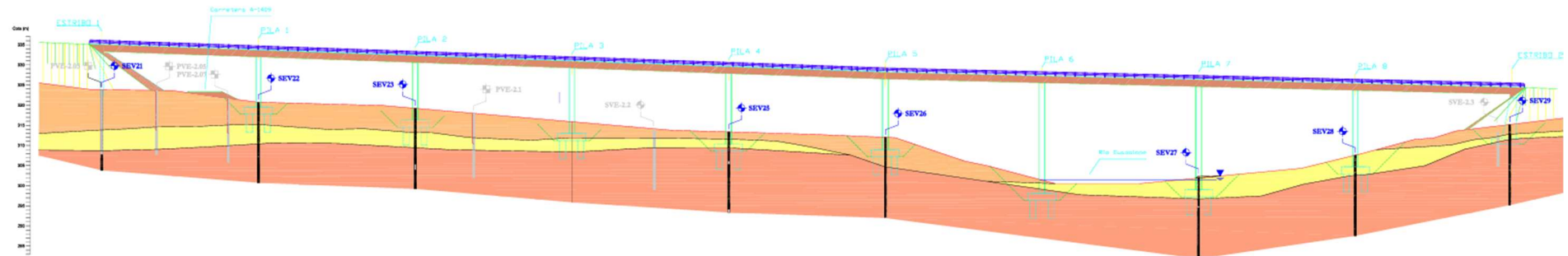


Figura 4.5 Perfil geotécnico. Fuente: Geodeser

En el análisis de los empujes horizontales sobre los pilotes se podrán considerar los siguientes valores orientativos para el cálculo del coeficiente de balasto horizontal (según ROM-0.5-94):

- Relleno de acceso en estribos: $k_h = 1.02(z/D) \text{ kg/cm}^3$
- Limos y arcillas del Nivel 1: $k_h = 0.30/D \text{ kg/cm}^3$
- Gravas y arenas del Nivel 2: $k_h = 0.51(z/D) \text{ kg/cm}^3$
- Sustrato rocoso del Nivel 3: $k_h = 6.50/D \text{ kg/cm}^3$

Donde D es el diámetro del pilote y z la profundidad considerada, ambos expresados en metros.

Nótese que el estudio se realizó para un viaducto de unos 357 m de longitud, apoyado sobre dos estribos y un total de 8 pilas de entre 12.5 y 27.5 m de altura, con vanos de unos 39 m de amplitud. De este modo, se presentan las siguientes recomendaciones para la cimentación.

Apoyo	Sondeo	Directa				Profunda				
		Cota cimentación (m)	Nivel apoyo	Prof. cimentación (m)	P_{adm} (kg/cm ²)	Cota apoyo punta (m)	Nivel apoyo	Longitud pilotes (m)	Resistencias unitarias (kg/cm ²)	
									Punta	Fuste
Estribo 1	SEV21	-	-	-	-	308.47-6D	Nivel 3	26.2+6D	18.0	0.6
Pila 1	SEV22	315.24	Nivel 2	5.50	3.0	310.34-3D	Nivel 3	10.40+3D	30.0	3.0
Pila 2	SEV23	-	-	-	-	310.17-3D	Nivel 3	9.80+3D	20.0	2.0
Pila 3	SEV24	Pendiente de repetición el sondeo SEV24								
Pila 4	SEV25	308.98	Nivel 3	4.00	5.0	308.98-3D	Nivel 3	4.00+3D	43.0	4.3
Pila 5	SEV26	-	-	-	-	304.48-3D	Nivel 3	7.30+3D	57.0	5.7
Pila 6		No se dispone de datos en este apoyo								
Pila 7	SEV27	295.91	Nivel 3	5.60	3.0	295.91-3D	Nivel 3	5.60+3D	24.0	2.4
Pila 8	SEV28	303.70	Nivel 3	5.00	5.0	303.70-3D	Nivel 3	5.00+3D	62.0	6.2
Estribo 2	SEV29	309.48	Nivel 3	3.90	5	309.48-3D	Nivel 3	11.90+3D	40.0	4

Tabla 4.4 Resumen recomendaciones de cimentación

Destacar que a pesar de que el estudio vea factible emplear cimentaciones directas en las pilas y estribo que discurren sobre el río Guadalope (SEV27, SEV28 y SEV29), se descarta el empleo de las mismas y se empleará exclusivamente cimentaciones profundas, para mitigar los daños producidos tras fenómenos similares como la DANA. El número de pilas y ubicaciones no son las definitivas, sin embargo se tendrán en cuenta para su cimentación las recomendaciones del sondeo más próximo.

4.4 SECCIÓN VIARIA

La sección transversal de la variante de Alcañiz en la N-232 está diseñada según los estándares para carreteras nacionales de alta capacidad, adaptándose a las necesidades de tráfico y a las características del terreno, emplea una sección transversal de tipo carretera convencional con plataforma amplia, que incluye los siguientes elementos básicos:

Un carril por sentido de circulación, de al menos 3,5 metros de ancho cada uno. Arcenes exteriores pavimentados, con un ancho mínimo de 1,5 a 2,5 metros, diseñados para mejorar la seguridad vial y permitir paradas de emergencia. En variantes de mayor capacidad, se podría incluir una mediana con barreras de seguridad para separar los sentidos de circulación. Sin embargo, si la variante es de calzada única, no sería necesaria una mediana. Empleo de sistemas de drenaje longitudinal y transversal para evitar acumulaciones de agua y garantizar la evacuación adecuada. Áreas laterales (bermas) a los arcenes, normalmente de 0,5 metros, para mejorar la seguridad y proteger las estructuras de los taludes y el drenaje.

El ancho de la sección viaria del nuevo viaducto viene determinada fundamentalmente por los tramos de la carretera N-232 que conecta.

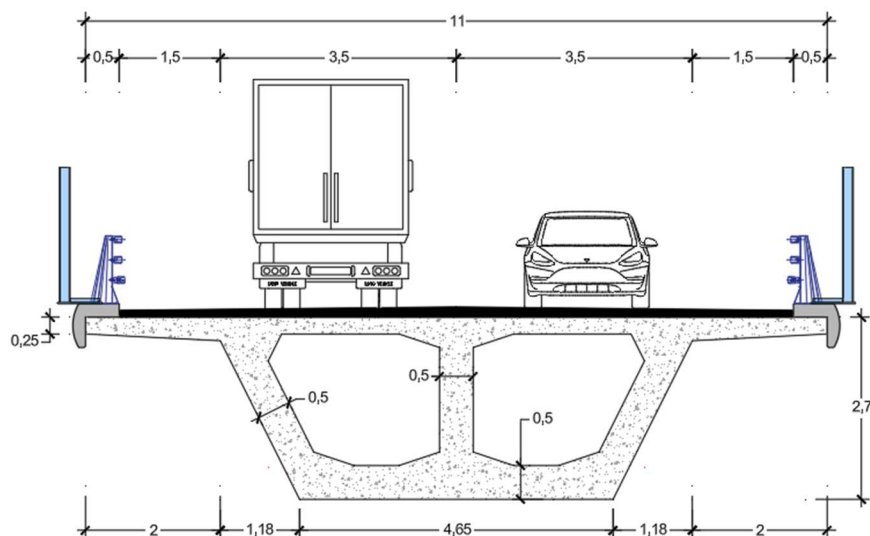


Figura 4.6 Sección viaria

4.5 AFECCIONES

Durante el desarrollo de la actuación planeada se han de tener en cuenta las siguientes afecciones.

AFECCIONES Y REPOSICIONES DE SERVICIO

La presencia de los diferentes servicios obligará, tanto en fase de proyecto, como en fase de ejecución de las obras, a mantener contactos y reuniones con compañías y organismos para organizar, coordinar y proyectar las operaciones de afección, desvío y reposición de sus redes que pueden producirse con motivo de la actuación prevista.

AFECCIÓN AL TERRENO, PROPIEDADES, TRÁFICO RODADO Y PEATONAL

Con el trazado de la nueva variante se establecerán las ocupaciones de las parcelas necesarias para efectuar el estudio de

expropiaciones, para después calcular las indemnizaciones necesarias. La construcción de la actuación prevista afectará al tráfico rodado y al peatonal del ámbito de estudio. Luego, el proyecto constructivo debe contemplar la ordenación del tráfico rodado y peatonal estableciendo desvíos provisionales de los mismos.

AFECCIÓN AL DOMINIO PÚBLICO HIDRAULICO, MEDIO AMBIENTE Y PAISAJE

La ejecución de la actuación afectará al dominio público hidráulico, a la zona de policía; franja lateral de cien metros contados a partir de la línea que delimita el cauce; y a la zona de flujo preferente, constituida por la unión de la zona donde se concentra el flujo durante las avenidas y de la zona donde, para la avenida de 100 años de periodo de retorno, se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas. Luego, será necesario la autorización pertinente por parte de la Confederación Hidrográfica del Ebro.

Para minimizar la afección a estas zonas, se planteará exclusivamente la disposición de las pilas en la zona de flujo preferente, aunque se debería estudiar la afección al régimen hidráulico y las consecuencias respecto a:

- Inundación
- Erosión
- Desprendimiento y deslizamiento
- Vulnerabilidad de contaminación de acuíferos

También se implementarán medidas para mitigar la contaminación acústica en las zonas habitadas cercanas al trazado y se buscará integrar visualmente el proyecto con el paisaje, reduciendo el impacto de estructuras de los viaductos y taludes.

5 NORMATIVA APLICADA

Para la redacción se han seguido las siguientes normativas:

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-11
- Código estructural. CE
- UNE-EN 206:2013. Hormigones: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.
- UNE-EN 1992-1-1:2013. Eurocódigo 2. “Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para la edificación”. (Normativa complementaria)
- UNE-EN 1992-2:2013. Eurocódigo 2: “Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas”

6 JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución adoptada se ha escogido siguiendo los condicionantes y factores que se han mencionado anteriormente. La longitud del nuevo viaducto tras la eliminación del tramo en terraplén está en torno a los 350 metros. Se mantiene la tipología estructural y constructiva original vano a vano (vanos sucesivos) de los viaductos. Esto permite ahorrar en cimbra y reduce las pérdidas de pretensado respecto al cimbrado en una sola etapa. Por lo general, las juntas de cada tramo de vano se ubican a una distancia de 0,20 veces la longitud del vano desde la pila, y no directamente sobre la misma pila.

Para la ubicación de las pilas además de las restricciones de evitar invadir la zona de servidumbre de la carretera A-1409 y la Zona de Dominio Público hidráulico del río Guadalopec, siendo el caso más óptimo cimentar fuera de la Zona de Flujo

Preferente, se le suman las restricciones de las luces óptimas y recomendadas de los vanos para esta tipología de viaductos.

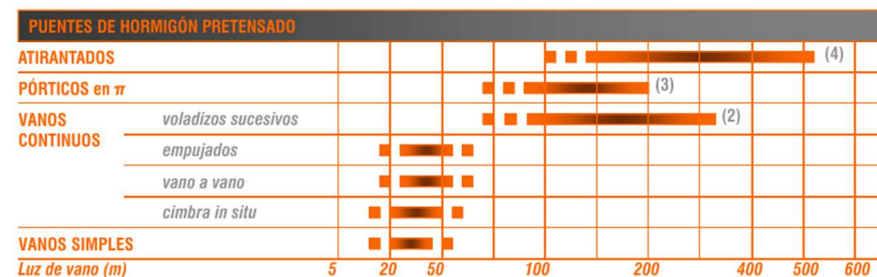


Figura 6.1 Rango de luces habituales para tableros pretensados. Fuente: Transparencias Concepción de Puentes (UPV)

De este modo se dispondrán pilas separadas dentro del rango 20-70 m, concretamente superiores a 35 m, el cual es el ancho del cauce del río Guadalopec, se priorizará tener vanos interiores compensados y los vanos extremos no serán menores del orden del 80-70% de los vanos interiores (distribución de luces clásica de una viga continua) evitando la necesidad de anclar el tablero a los estribos laterales, teniendo así las siguiente posibles distribuciones de pilas

Longitud viaducto		352.5 m				
Nº de pilas		5	6	7	8	9
Nº de vanos totales		6	7	8	9	10
Nº de vanos interiores		4	5	6	7	8
[A]	Luz (m) vano interior	62.95	53.41	46.38	40.99	36.72
	Luz (m) vano extremo (80%)	50.36	42.73	37.11	32.79	29.38
[B]	Luz (m) vano interior	65.28	55.08	47.64	41.96	37.50
	Luz (m) vano extremo (70%)	45.69	38.55	33.34	29.38	26.25
[C]	Todos Vanos iguales (m)	58.75	50.36	44.06	39.17	35.25

Vanos extremos 80% del vano interior

	Estribo 1	A-1409	A-1409	Rio	Rio	Estribo 2
PK	2036.5	2063.45	2076.9	2277	2310.9	2389

Longitud total (m)	352.5				
Vano extremo (m)	50.36	42.73	37.11	32.79	29.38
Vano interior (m)	62.95	53.41	46.38	40.99	36.72
Nº de pilas	5	6	7	8	9
Pila 1	2086.86	2079.23	2073.61	2069.29	2065.88
Pila 2	2149.8	2132.64	2119.99	2110.28	2102.59
Pila 3	2212.75	2186.05	2166.37	2151.27	2139.31
Pila 4	2275.7	2239.45	2212.75	2192.26	2176.03
Pila 5	2338.64	2292.86	2259.13	2233.24	2212.75
Pila 6		2346.27	2305.51	2274.23	2249.47
Pila 7	---	---	2351.9	2315.22	2286.19
Pila 8	---	---		2356.21	2322.91
Pila 9	---	---	---	---	2359.63

Tabla 6.1 Ubicación de las pilas para vanos extremos del 80%

Se prioriza no colocar ninguna pila entre el estribo sureste y la carretera A-1409, por tanto la primera pila (vano extremo) deberá estar a una distancia superior a los 36-37 m, descartándose las opciones tipo [B] y las tipo [A] excepto la configuración con 5-6 pilas y de forma general los viaductos con más de 8 pilas.

Vanos extremos 70% del vano interior

	Estribo 1	A-1409	A-1409	Rio	Rio	Estribo 2
PK	2036.5	2063.45	2076.9	2277	2310.9	2389

Longitud total (m)	352.5				
Vano extremo (m)	45.69	38.55	33.34	29.38	26.25
Vano interior (m)	65.28	55.08	47.64	41.96	37.5
Nº de pilas	5	6	7	8	9
Pila 1	2082.19	2075.05	2069.84	2065.88	2062.75
Pila 2	2147.47	2130.13	2117.48	2107.84	2100.25
Pila 3	2212.75	2185.21	2165.11	2149.8	2137.75
Pila 4	2278.03	2240.29	2212.75	2191.77	2175.25
Pila 5	2343.31	2295.37	2260.39	2233.73	2212.75
Pila 6		2350.45	2308.02	2275.7	2250.25
Pila 7	---	---	2355.66	2317.66	2287.75
Pila 8	---	---		2359.63	2325.25
Pila 9	---	---	---	---	2362.75

Tabla 6.2 Ubicación de las pilas para vanos extremos del 70%

Con las luces de los vanos extremos siendo un 80% de los interiores la configuración con 5 pilas satisface la condición de no invadir las zonas de carretera y río, con luces económicas. La configuración con 8 pilas es válida si se modifica el trazado de la carretera existente. Las ubicaciones de las pilas 1 y 7 tienen poco margen con los límites de la carretera y río.

7 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución estructural adoptada para el puente que cruza el río Guadalope y la carretera A-1409 consiste en un tablero de sección transversal tipo cajón bicelular, de canto constante y pretensado interior adherente.

7.1 TRAZADO

En planta, el trazado describe un arco con un radio de curvatura de 1.098 m. En alzado longitudinal, el eje presenta una pendiente descendente del 3,0 % en el sentido creciente de los puntos

kilométricos (PK). La longitud total del tablero analizado, medida sobre su eje central, es de 352,5 m, dividida en seis vanos:

- ❖ Cuatro vanos interiores de 62,95 m
- ❖ Dos vanos extremos de 50,35 m (equivalentes al 80 % de la luz de los vanos interiores)

Con el objetivo de mejorar la capacidad resistente de la sección frente a momentos flectores y esfuerzos cortantes, se ha dispuesto la eliminación de los aligeramientos en zonas críticas: una franja de 3.0 m a cada lado de los apoyos centrales, así como en zonas de igual longitud adyacentes a los estribos.

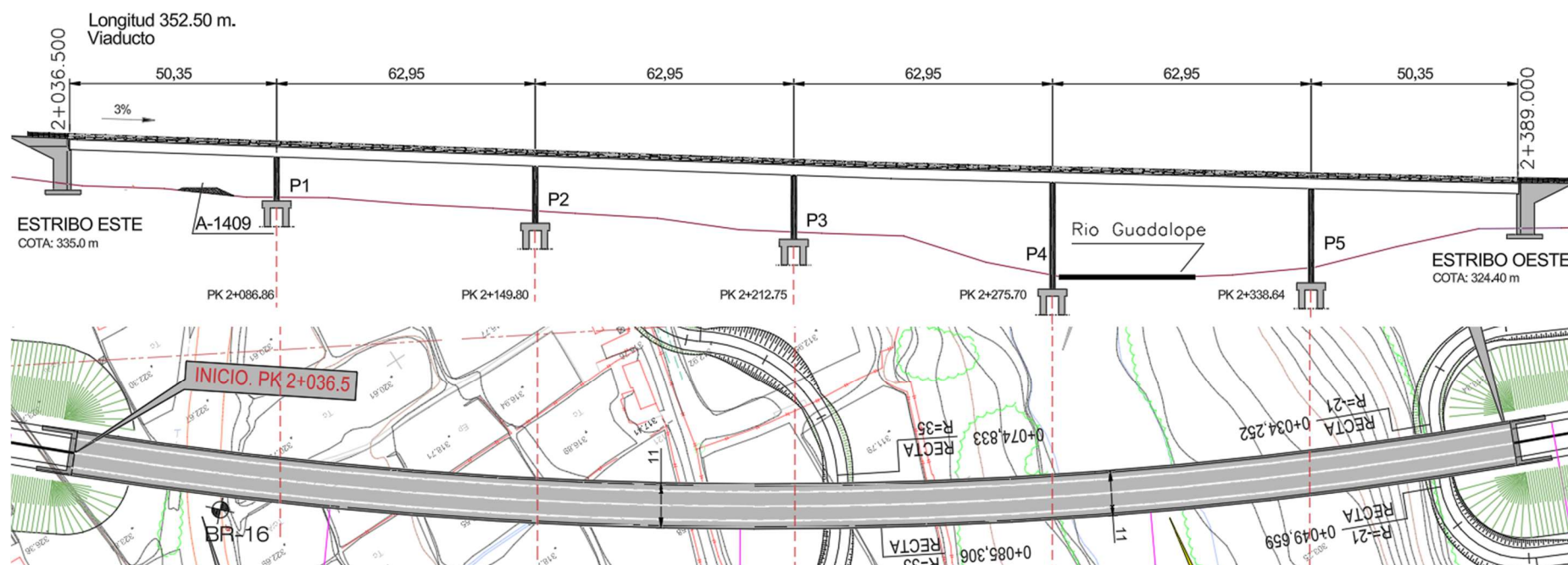


Figura 7.1 Alzado y planta de la solución adoptada

7.2 TABLERO

El canto mínimo por deformabilidad; para estructuras pretensadas y más de un vano; se obtiene de la siguiente relación:

$$\frac{h}{l} = \sqrt{\frac{c k (1 + \lambda \varphi) P}{\alpha \beta E_c b}} \approx \text{entre } \frac{1}{20} \text{ y } \frac{1}{30}$$

En el caso de puentes de canto e inercia constante Schlaich y Scheef recomiendan una relación $L/h=21$ en puentes de un solo vano, y $L/h=25$ en puentes con vanos múltiples, mientras que Manterola y Belmonte, para puentes de carretera, recomiendan una relación de $L/h=20$.

La sección transversal del tablero presenta un cajón bicelular con las siguientes dimensiones:

- ❖ Ancho superior total: 11.00 m
- ❖ Ancho inferior: 4.65 m
- ❖ Canto constante: 2.70 m ($L/23$)

Las almas laterales están inclinadas a 45° , mientras que el alma central es vertical. En las zonas aligeradas, el canto de las almas es de 0.50 m. La unión entre las almas y la losa superior se resuelve

mediante acuerdos triangulares, que suavizan las transiciones geométricas y evitan concentraciones de tensiones.

Respecto a las alas del tablero, la losa superior se extiende con vuelos de 2.00 metros por cada lado, presentando un espesor variable, que va desde 0.25 metros en los extremos hasta su valor máximo en los encuentros con las almas, donde se garantiza una transición estructural adecuada. Por su parte, la losa inferior mantiene un espesor uniforme de 0.50 metros a lo largo de toda su anchura, que es de 4.65 metros, coincidiendo con la base del cajón y proporcionando continuidad estructural en la zona inferior del tablero.

El bombeo transversal del 2 % se resuelve mediante el perfil del pavimento, resultando un canto superior en el eje del tablero respecto a los bordes.

La sección incorpora un total de siete tendones, cuya disposición varía en función de los esfuerzos que actúan en cada sección. En las secciones no centrales del vano se distribuyen de la siguiente manera: dos en cada una de las almas laterales inclinadas y los tres restantes en el alma central. En los centros de vano los siete tendones se ubican en la losa inferior.

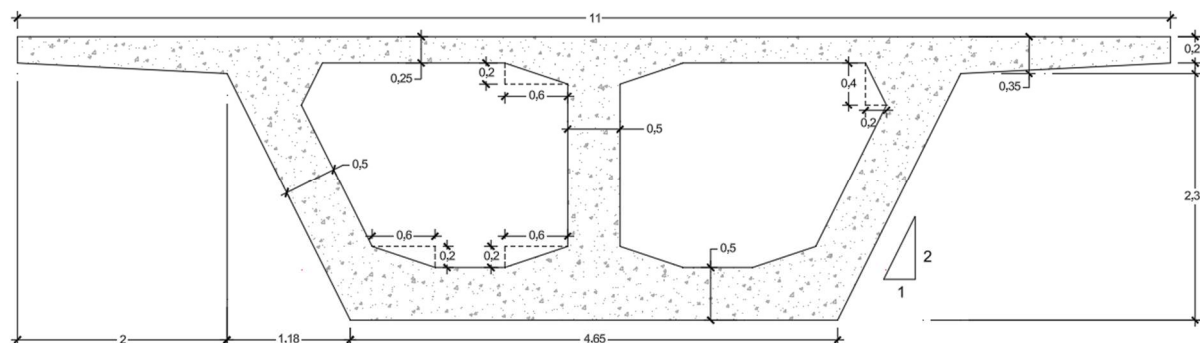


Figura 7.2 Sección aligerada tipo del tablero

7.3 EQUIPAMIENTOS

Evacuación de aguas

Mediante los neoprenos de apoyo se le da al tablero una pequeña pendiente transversal, siendo así el ala izquierda más baja que la derecha (sentido positivo de los PKs).

El sistema de desagüe consiste en una línea de recogida, situadas entre la imposta y el arcén, justo en la cara interior del pretil metálico y que recogen el agua correspondiente a totalidad tablero, en sentido transversal. La línea de vertido consta de 60 sumideros en estructura con tubo de PVC de 100 mm de diámetro y rejilla de fundición con dimensiones según planos, distantes entre sí 4.8 metros. Las pendientes asociadas a la estructura son del 3.0% en sentido longitudinal, de este a oeste, y del 2% en sentido transversal desde el eje central del tablero.

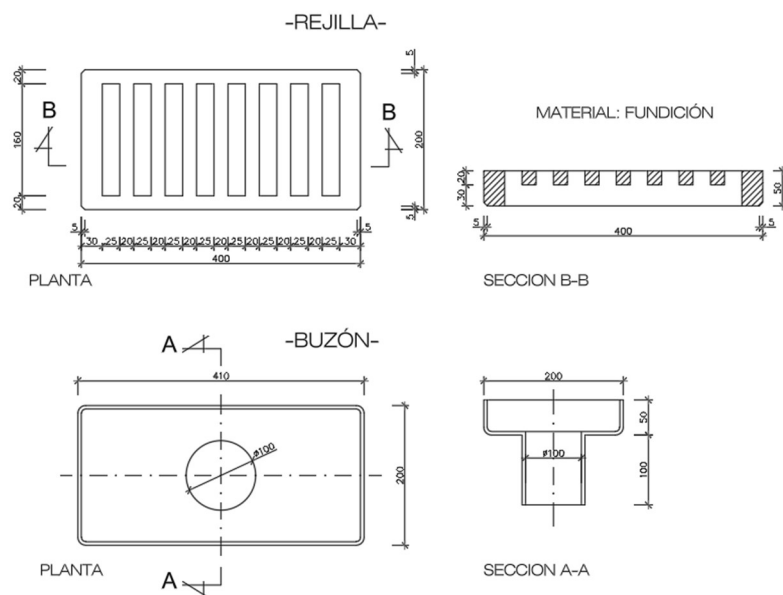


Figura 7.3 Detalle sumideros

Capa de estanqueidad

La impermeabilización del tablero se resolverá mediante un sistema monocapa compuesto por una imprimación asfáltica previa y la posterior colocación de una lámina asfáltica de betún modificado con elastómeros. La lámina quedará completamente adherida al soporte mediante aplicación con soplete, garantizando la continuidad y estanqueidad del conjunto una vez instalada. Se extenderá en todo el ancho del tablero

Pavimento de la calzada

Sobre la capa de estanqueidad se dispondrá una mezcla bituminosa intermedia del tipo AC 22 bin D, con un espesor de 5 cm y ligante hidrocarbonado B35/50, que actuará como capa de base del firme. La capa de rodadura estará constituida por un BBTM 11B de 4 cm de espesor, ejecutado con betún modificado PMB 45/80-65, lo que garantiza una mayor durabilidad y resistencia frente a la acción del tráfico y de los agentes atmosféricos. Para asegurar la adherencia entre ambas capas se aplicará un riego de adherencia previamente a la extensión de la capa de rodadura.

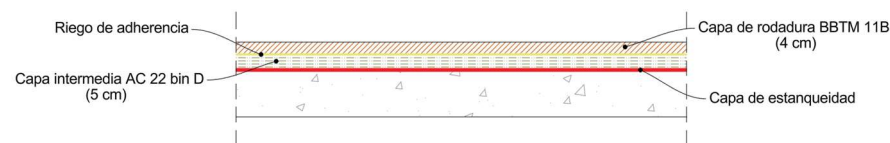


Figura 7.4 Esquema capas del pavimento

Imposta

La imposta de hormigón armado se ha diseñado específicamente para integrarse con la estética general del puente, adoptando la geometría que se muestra en la figura adjunta. Su ejecución se realizará mediante módulos prefabricados de 2,5 m de longitud, fabricados en taller para garantizar la calidad y uniformidad del acabado.

Cada módulo quedará fijado al tablero a través de las armaduras en espera previstas en la propia imposta, las cuales se introducirán en la contraimposta, evitando de este modo la necesidad de anclajes químicos sobre los voladizos del tablero. En la parte superior, coincidiendo con las juntas entre módulos, se dispondrá la placa de anclaje de los montantes de la barandilla, que se fijará mediante atornillado.

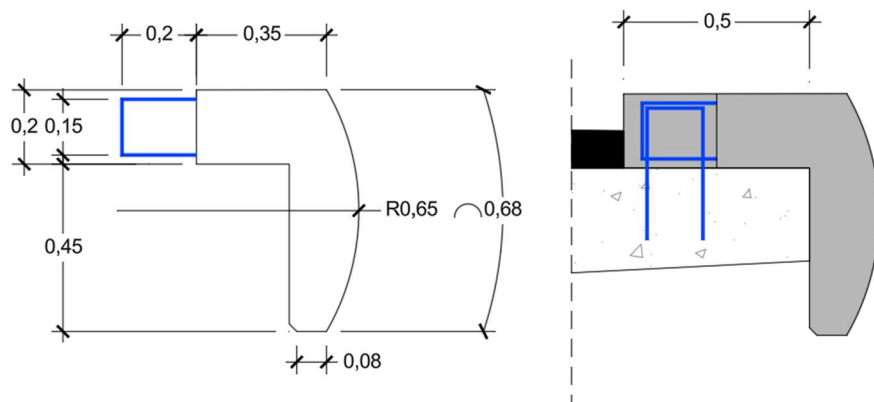


Figura 7.5 Geometría de la imposta

Defensa. Pretil metálico

Siguiendo las indicaciones establecidas en la Orden Circular 35/2014 sobre criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos, que exige que los pretils en carreteras del Estado dispongan del correspondiente marcado CE, se opta por la instalación de un sistema de pretil metálico con nivel de contención H2, superior al requerido en este caso según las características de la vía.

El sistema está constituido por postes anclados cada 2,5 m y dos barandas dispuestas en posición horizontal. Su elección garantiza un adecuado nivel de funcionalidad y seguridad frente a impactos de vehículos, asegurando la protección de los usuarios de la infraestructura.

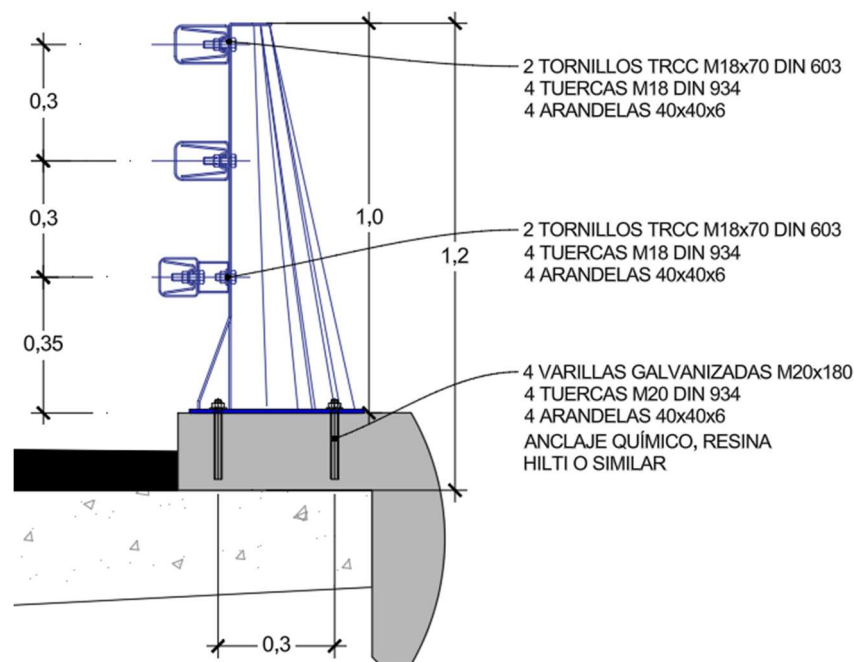


Figura 7.6 Detalles del pretil metálico y sistema de anclaje

Pantalla acústica

Dada la proximidad del puente a zonas urbanas, se proyecta la instalación de pantallas acústicas a ambos lados del tablero. En el lado izquierdo se disponen a lo largo de unos 145 m, mientras que en el lado derecho se extienden por todo el recorrido del puente. La altura media de las pantallas es de 2 m.

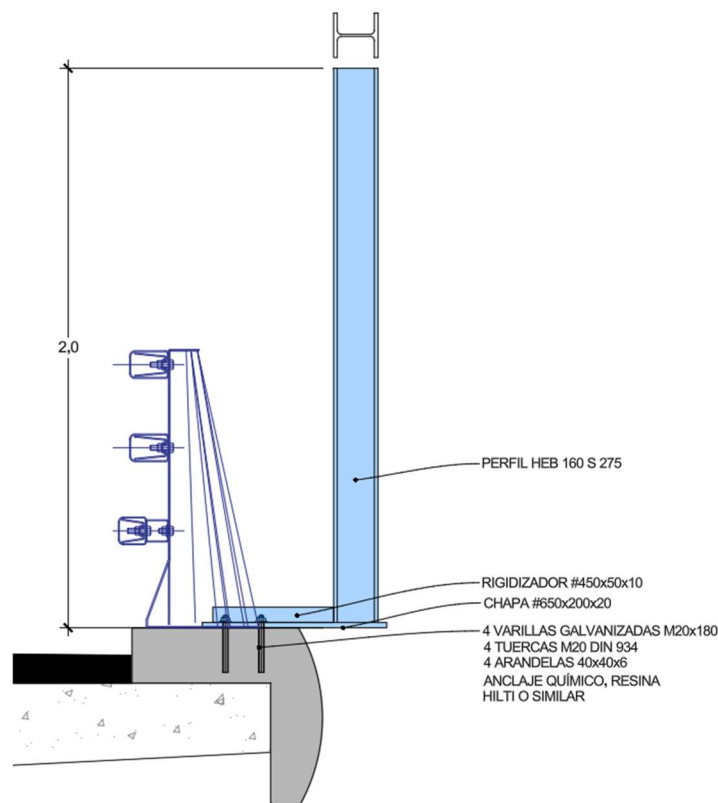


Figura 7.7 Detalle soporte pantalla acústica

Las pantallas se apoyan sobre postes metálicos (HEB 160) colocados cada 4 m, anclados a la imposta del tablero, quedando así

dispuestos en voladizo. Los cierres se resuelven mediante paneles prefabricados.

Los postes se ejecutan con perfiles laminados de acero estructural galvanizado, fijados a la estructura mediante placas de anclaje y la tornillería correspondiente, incluyendo las piezas especiales y elementos de sellado necesarios para su correcta puesta en servicio.

8 DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA ACTIVA

El cálculo del pretensado se plantea en dos hipótesis distintas. Al instante de tesar y cuando la estructura se encuentra en servicio. En el momento del tesado. Se transmite la carga del pretensado a la viga, actúan solamente:

- Peso propio de la viga
- Pretensado característico inicial

En servicio. Se han colocado las cargas muertas y la estructura ya está en funcionamiento, actúan las siguientes acciones:

- Peso propio de la viga
- Cargas muertas
- Sobrecarga de uso, se ha establecido como la acción variable predominante.
- Es la acción variable de mayor valor característico.
- Acción del viento
- Nieve
- Pretensado característico tras las pérdidas.

Se propone un modelo de cálculo seccional mediante el empleo de una hoja de cálculo programada específicamente para esta estructura. Se calcula la fuerza inicial de tesado, el trazado de los cables y el número de cordones necesarios. Se ha tenido presente en el desarrollo del cálculo:

- Las restricciones geométricas impuestas por los recubrimientos y la separación entre vainas.

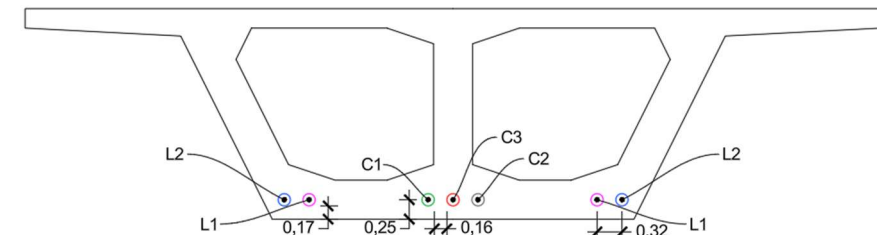
- El cambio del valor de la fuerza de pretensado en cada sección y en cada fase producida por las pérdidas instantáneas y diferidas.
- Las limitaciones tensionales relativas al Estado Límite de Fisuración, establecidas en el Código Estructural. Se limita la tensión máxima de compresión y tracción.

El cálculo completo se desarrolla en el Anejo N°2. Cálculo estructural.

La armadura activa del tablero está constituida por siete tendones, cada uno con un diámetro de 160 mm y una configuración de 55 cordones de 15.7 mm de diámetro. Cada vaina dispone de un área resistente de 8 250 mm², empleándose cordones de clase Y 1860 S7.

La posición geométrica de los cables de pretensado junto con las condiciones de tesado se describe en los planos adjuntos.

SECCIÓN X=0.6 L. VANO EXTREMO OESTE
ESCALA 1/50



SECCIÓN APOYO SOBRE PILAS
ESCALA 1/50

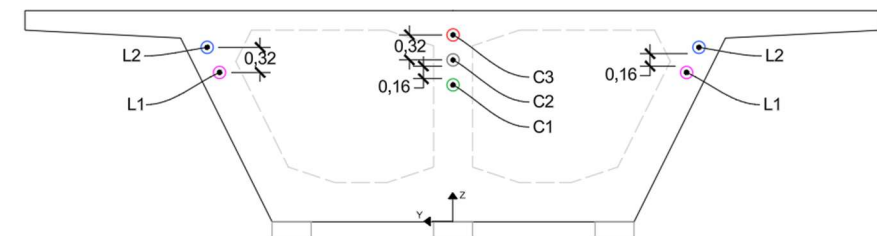


Figura 8.1 Identificación de las armaduras activas adherentes

9 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo del viaducto se desarrolla en varias fases diferenciadas. En primer lugar, se ejecutan las operaciones previas y de preparación de obra, que incluyen el desvío de servicios afectados, la habilitación de accesos y plataformas de trabajo, así como la instalación de casetas, acopios y suministros necesarios.

Posteriormente se acometen los movimientos de tierra, consistentes en la excavación y acondicionamiento de las cimentaciones de pilas y estribos, con accesos temporales adaptados a la topografía y medidas específicas de protección ambiental, especialmente en la zona del cauce fluvial.

La cimentación de pilas y estribos se resuelve mediante pilotes ejecutados con medios mecánicos apropiados, introducción de armaduras prefabricadas y hormigonado continuo. Sobre los encepados resultantes se levantan las pilas y estribos, encofrados y hormigonados in situ, con la disposición de sistemas de drenaje y rellenos controlados en el trasdós de los estribos.

El tablero se ejecuta mediante el procedimiento “span by span” con cimbra autolanzable, lo que permite construir vanos de manera secuencial y con mínimas afecciones al terreno. El proceso incluye la colocación de encofrados, armado, instalación de vainas de postensado, hormigonado por fases, tesado de tendones y posterior avance de la cimbra.

Finalmente, se instalan los equipamientos del puente, entre ellos impostas, pretiles metálicos y juntas de dilatación, así como la pavimentación de la calzada. Las obras concluyen con la reposición de servicios, revegetación del entorno, señalización horizontal y vertical, y la ejecución de una prueba de carga previa a la apertura al tráfico. Durante todas las fases se prevén medidas de control de calidad, seguridad y salud, gestión de residuos y protección ambiental, garantizando la correcta ejecución y puesta en servicio de la infraestructura.

10 VALORACIÓN ECONÓMICA

De acuerdo con la información aportada en el documento N° 3. Valoración económica:

RESUMEN	IMPORTE
1 SUPERESTRUCTURA.....	3,827,099.45
2 EQUIPAMIENTOS Y DRENAJE	401,266.08
3 PAVIMENTO.....	152,392.41
4 GESTIÓN DE RESIDUOS	26,778.91
5 SEGURIDAD Y SALUD	41,440.60
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	4,448,977.45
17% Gastos generales	756,326.17
6% Beneficio industrial	266,938.65
Suma	1,023,264.82
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA	5,472,242.27
21% IVA	1,149,170.88
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	6,621,413.15

Asciende el presupuesto a la expresada cantidad de SEIS MILLONES SEISCIENTOS VEINTIÚN MIL CUATROCIENTOS TRECE EUROS con QUINCE CÉNTIMOS.

11 CONCLUSIONES

Aspectos más importantes en el momento de la elaboración del trabajo.

- No se ha elaborado un estudio de soluciones previas propiamente dicho, para elegir el material de la pasarela más idóneo. Con la solución del tablero de hormigón armado, la acción del peso propio es una acción muy determinante en proporción a las demás cargas. El empleo de otro material podría haber disminuido las acciones producidas por el peso propio.
- Los valores de las pérdidas de pretensado son estimadas, estos datos deben ser proporcionadas por el fabricante. Para el cálculo se han estimado en un 10% y un 15% para las pérdidas instantáneas y diferidas respectivamente.

Con todo lo expuesto en la presente memoria, así como en los anejos y demás documentos que integran este proyecto básico, se verifica que la solución desarrollada presenta un nivel estructural eficiente y una estética acorde con el entorno, todo ello dentro de un rango económico viable.



ANEJO N° 01. INFORME GEOTÉCNICO



ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	2
2	ANTECEDENTES	2
3	TRABAJOS REALIZADOS	2
3.1	SONDEOS A ROTACIÓN	2
3.2	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	4
3.3	MEDIDA DEL ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)	5
4	MARCO GEOLÓGICO GENERAL	6
5	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES ..	6
6	SISMICIDAD	10
7	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	10
7.1	NATURALEZA DEL TERRENO	10
7.2	CAPACIDAD PORTANTE Y ASIENTOS	11
7.3	EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD	15
7.4	INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO	15
7.5	AGRESIVIDAD	15
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	16



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 Ubicación de sondeos en planta.....	3
Figura 3.2 Resultados de RQD promedio por sondeo	6
Figura 5.1 Abundancia de litologías en el Nivel 3	9
Figura 5.2 Perfil geotécnico	9
Figura 6.1 Mapa de peligrosidad sísmica de la Península Ibérica .	10
Figura 7.1 Características de excavabilidad del Nivel 3.....	15



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Sondeos a rotación	2
Tabla 3.2 Muestras obtenidas en los sondeos	4
Tabla 3.3 Resultados de los ensayos de penetración estándar	5
Tabla 3.4 Definición de tramos en base al índice N	5
Tabla 5.1 Consistencia de limos y arcillas.....	7
Tabla 5.2 Compacidad de arenas y gravas.....	7
Tabla 7.1 Agresividad hacia el hormigón	15
Tabla 8.1 Resumen de parámetros geotécnicos de cada nivel	16
Tabla 8.2 Resumen de recomendaciones de cimentación	16

1 INTRODUCCIÓN

La Unión Temporal de Empresas (UTE) Variante de Alcañiz encarga a Geotecnia, Desarrollo y Servicios, S.A. el estudio geotécnico para el diseño de las cimentaciones de la denominada Estructura Variante EV1/EV2 en el marco de la fase de construcción de la “Variante de Población CN-232 de Vinaroz a Santander. Tramo: Variante de Alcañiz”.

A continuación, se recogen los aspectos más relevantes de este informe.

2 ANTECEDENTES

La estructura resuelve el paso del trazado de la variante sobre la carretera A-1409 y sobre el río Guadalope de forma simultánea, por medio de un viaducto de unos 357 m de longitud, apoyado sobre dos estribos y un total de 8 pilas de entre 12.5 y 27.5 m de altura, con vanos de unos 39 m de amplitud.

El estudio geotécnico se ha basado en la perforación de un sondeo mecánico a rotación en cada uno de los apoyos, excepto en el de la pila 6, resultando un total de 9 sondeos de 20 m cada uno, con ejecución sistemática de ensayos de penetración estándar (SPT) y toma de muestras inalteradas, plastificadas y alteradas para su posterior ensayo en laboratorio.

La información obtenida se ha completado con la aportada por el estudio geotécnico realizado en la fase de proyecto.

Con todos estos datos, se ha elaborado un modelo geotécnico del terreno en el que se han definido, en la medida de lo posible, las características geotécnicas básicas de los principales grupos de

materiales que componen el terreno estudiado, conformando la base de partida para el posterior diseño de las cimentaciones proyectadas.

3 TRABAJOS REALIZADOS

Los distintos trabajos realizados se describen en los puntos siguientes, resumiendo a su vez los resultados que han proporcionado.

3.1 SONDEOS A ROTACIÓN

Con el objetivo de identificar litológicamente las distintas capas que constituyen el terreno estudiado y obtener muestras de las mismas, se han efectuado 9 sondeos mediante sonda rotativa con recuperación continua de testigo.

En la tabla siguiente se indican algunos datos relativos a los sondeos:

Sondeo	X	Y	Z	Emplazamiento	Fecha Inicio - Fin	Profundidad perforada (m)
SEV21	741174219	4547480194	323.67	Estribo 1	08/11/2007 - 09/11/2007	20.00
SEV22	741144522	4547505469	320.74	Pila 1	26/10/2007 - 26/10/2007	20.00
SEV23	741113919	4547529642	319.97	Pila 2	07/11/2007 - 07/11/2007	20.00
SEV25	741050325	4547574784	312.98	Pila 4	25/10/2007 - 25/10/2007	20.00
SEV26	741017317	4547595561	311.78	Pila 5	24/10/2007 - 24/10/2007	20.00
SEV27	740949154	4547633460	301.51	Pila 7	23/10/2007 - 23/10/2007	20.00
SEV28	740914140	4547650633	308.07	Pila 8	19/10/2007 - 22/10/2007	20.00
SEV29	740878527	4547666526	313.38	Estribo 2	18/10/2007 - 19/10/2007	20.00

Tabla 3.1 Sondeos a rotación

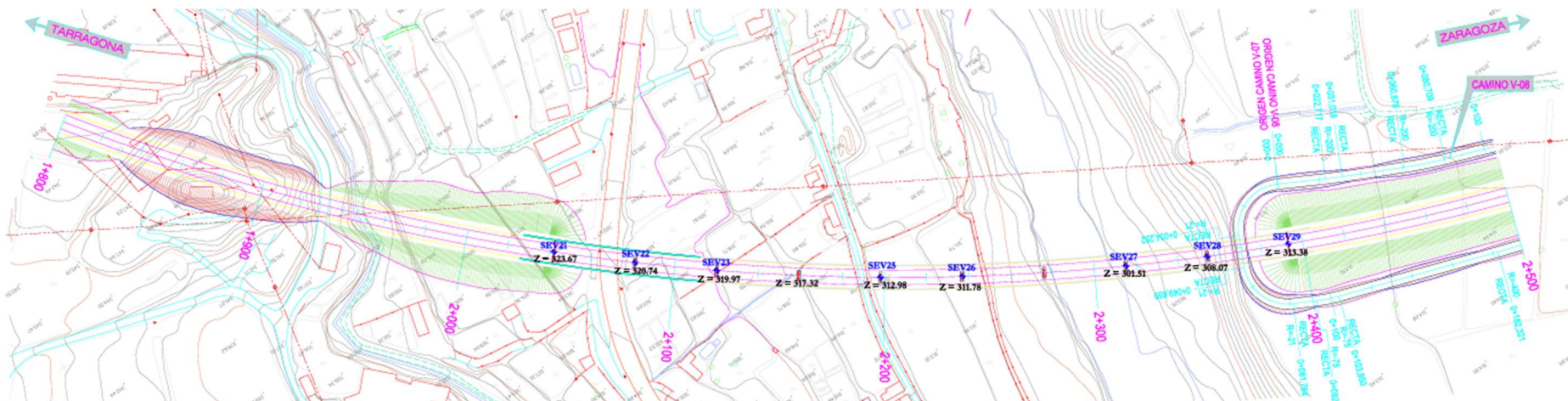


Figura 3.1 Ubicación de sondeos en planta

Toma de muestras

Durante la realización del sondeo se ha previsto la extracción de distintos tipos de muestras.

Las muestras inalteradas (MI) se extraen mediante tomamuestras hueco de 60 cm de longitud que es hincado a golpeo, en cuyo interior se dispone una tubería de PVC de 75 mm de diámetro interior, de forma que la muestra queda alojada en este y prácticamente no ve alteradas sus características principales. De ahí que este tipo de muestras se destinen a ensayos de resistencia y deformabilidad principalmente. Por contrapartida, la hinca requiere un terreno con cierta cohesión, para evitar el desmoronamiento, y de consistencia baja o media para permitir la hinca.

En suelos blandos saturados, ya sea arcillosos o areno-limosos, puede sustituirse el tomamuestras habitual para inalteradas por un tomamuestras especial con camisa de acero galvanizado de 75 mm de diámetro, denominado Shelby o de pared delgada. La introducción de este en el suelo se puede efectuar mediante hinca o a presión.

Durante la perforación en roca con tubo doble e inyección de agua, se procede al plastificado de testigos (MP) de forma sistemática, los cuales serán objeto de ensayos para determinar propiedades de estado y resistencia básicamente. El plastificado se realiza mediante envolturas plásticas que evitan pérdidas de humedad o mediante el parafinado del testigo.

El testigo recuperado y depositado en las correspondientes calles de cada caja puede ser objeto de toma de muestra alterada (MA) en bolsa de plástico, para evitar pérdidas de humedad, las cuales se pueden destinar únicamente a ensayos identificación y ocasionalmente de estado.

La realización de ensayos de penetración estándar (cuyo procedimiento de ejecución y resultados se describen en el punto siguiente) permite la obtención de una pequeña cantidad de muestra (SPT) que se conserva en bote herméticamente cerrado y que puede ser objeto de ensayos para identificación y estado.

En el siguiente cuadro se listan las muestras obtenidas en los distintos sondeos (no todas son sometidas a ensayos de laboratorio):

Sondeo	Profundidad	Tipo	Litología	Denominación
SEV21	4.00-4.60	MI	Limos	07/1/02054
SEV21	11.40-12.00	MA	Gravas	07/1/02055
SEV22	2.00-2.60	MA + SPT	Limos y arcillas	07/1/01915
SEV22	8.00-8.60	MA + SPT	Gravas	07/1/01914
SEV22	11.60-12.00	MP	Argilita	07/1/01913
SEV22	16.20-16.45	MP	Argilita	07/1/01912
SEV23	6.00-6.60	MI	Limos	07/1/02056
SEV23	8.00-9.00	MA + SPT	Gravas	07/1/02057
SEV23	12.00-12.30	MP	Argilita	07/1/02058
SEV23	15.00-15.30	MP	Yeso	07/1/02059
SEV23	17.80-18.00	MP	Argilita	07/1/02060
SEV25	2.00-2.60	MA + SPT	Gravas	07/1/01901
SEV25	6.85-7.20	MP	Argilita	07/1/01900
SEV25	10.20-10.70	MP	Limolita	07/1/01899
SEV25	14.65-15.00	MP	Argilita	07/1/01898
SEV26	4.20-4.80	MI	Limos	07/1/01892
SEV26	9.20-9.50	MP	Argilita	07/1/01891
SEV26	13.20-13.80	MP	Argilita	07/1/01890
SEV26	16.80-17.40	MP	Argilita	07/1/01889
SEV27	3.00-4.60	MA + SPT	Gravas	07/1/01883
SEV27	6.60-6.90	MP	Argilita	07/1/01882
SEV27	11.10-11.40	MP	Arenisca	07/1/01881
SEV27	16.20-16.50	MP	Argilita	07/1/018802
SEV28	2.00-2.60	MA + SPT	Arenas	07/1/01869
SEV28	6.70-7.00	MP	Argilita	07/1/01870
SEV28	9.00-9.60	MP	Arenisca	07/1/01871
SEV28	15.20-15.50	MP	Arenisca	07/1/01876

SEV29	1.50-1.80	MA	Limos	07/1/01846
SEV29	4.20-4.80	MP	Arenisca	07/1/01847
SEV29	8.40-9.00	MP	Arenisca	07/1/01848
SEV29	14.10-14.40	MP	Limolita	07/1/01849
SEV29	16.50-16.80	MP	Argilita	07/1/01850
SEV29	19.50-19.80	MP	Margocaliza	07/1/01851

Tabla 3.2 Muestras obtenidas en los sondeos

Nivel freático

Durante la ejecución del sondeo se presta atención a la posible aparición del nivel freático en la perforación, de forma que en caso de detectarse se procede a la instalación de tubería piezométrica ranurada de PVC de 75 mm de diámetro.

Tras la finalización del sondeo, se procede a la toma de lecturas de la profundidad a la que aparece el nivel freático mediante hidrosonda eléctrica, hasta que se observa su estabilización.

El nivel freático ha sido detectado únicamente en el sondeo SEV27 a 0.80 m de profundidad y confinado entre esta cota y los 5.60 m (cotas 300.71 a 295.91).

3.2 ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Para conocer la capacidad portante del terreno se realizaron “in situ” ensayos de penetración estándar (Standard Penetration Test o SPT) cuyos resultados se detallan más abajo.

Los golpes obtenidos en este ensayo, así como la profundidad y materiales atravesados se detallan en el cuadro siguiente:

Sondeo	Profundidad	Punta	Litología	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N
SEV21	2.60-3.20	A	Limos	5	5	6	8	11
SEV21	4.60-5.20	A	Limos	5	6	6	7	12
SEV21	6.00-6.60	A	Limos	5	7	7	7	14
SEV21	8.00-8.60	A	Limos	5	7	7	9	14
SEV21	10.00-10.60	A	Limos	5	6	10	18	16
SEV21	14.00-14.60	A	Gravas	6	6	5	7	11
SEV21	16.00-16.42	A	Argilita	11	50	-	-	R
SEV22	2.00-2.60	A	Arcillas	3	3	3	5	6
SEV22	4.00-4.60	A	Arcillas	4	4	3	4	7
SEV22	6.00-6.60	A	Gravas	13	16	19	20	35
SEV22	8.00-8.60	A	Gravas	14	17	18	25	35

SEV23	2.60-3.20	A	Limos	8	8	9	9	17
SEV23	4.00-4.60	A	Limos	4	4	6	5	10
SEV23	6.60-7.20	A	Limos	3	5	7	16	12
SEV23	8.00-8.60	A	Gravas	11	8	13	12	21
SEV23	10.00-10.60	A	Arcilla	7	7	10	20	17
SEV25	2.00-2.60	A	Gravas	10	8	11	13	19
SEV25	4.80-4.87	A	Argilita	50	-	-	-	R
SEV26	2.00-2.60	A	Limos	6	6	7	9	13
SEV26	4.80-5.40	A	Limos	4	6	6	9	12
SEV26	8.60-9.00	A	Arcilla	10	28	50	-	R
SEV27	2.00-2.60	A	Gravas	1	1	1	2	2
SEV27	4.00-4.60	A	Gravas	6	9	13	17	22
SEV27	6.00-6.05	A	Argilita	50	-	-	-	R
SEV28	2.00-2.60	A	Arenas	5	7	9	8	16
SEV28	4.00-4.30	A	Arenas	15	50	-	-	R
SEV28	6.00-6.60	A	Argilita	15	22	27	50	49
SEV28	8.00-8.04	A	Argilita	50	-	-	-	R
SEV29	2.00-2.35	A	Arcilla / Arenisca	4	12	50	-	R

Tabla 3.3 Resultados de los ensayos de penetración estándar

A continuación, se definen tramos en base a los índices de N obtenidos en cada sondeo:

Sondeo	Profundidad		Rango de N			Litología predominante
	De	Hasta	De	Hasta	Promedio	
SEV21	0.00	10.00	11	16	13	Limos
	10.00	15.20	11	11	11	Gravas
	15.20	20.00	50	50	50	Argilita
SEV22	0.00	5.50	6	7	6	Limos
	5.50	10.40	35	35	35	Gravas
SEV23	0.00	6.00	10	17	13	Limos
	6.00	9.80	21	21	21	Gravas

SEV25	9.80	20.00	17	17	17	Argilita
	0.00	1.80	-	-	-	Limos
	1.80	4.00	21	21	21	Gravas
	4.00	20.00	50	50	50	Limonita, arenisca
SEV26	0.00	7.30	12	13	12	Limos
	7.30	20.00	50	50	50	Argilita, arenisca
SEV27	0.00	5.60	2	22	12	Gravas saturadas
	5.60	20.00	50	50	50	Arenisca, argilita
SEV28	0.00	5.00	16	50	33	Arena, arenisca
	5.00	20.00	50	50	50	Arenisca
SEV29	0.00	2.40	50	50	50	Arena, arenisca

Tabla 3.4 Definición de tramos en base al índice N

3.3 MEDIDA DEL ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)

Una forma habitual de obtener información relativa a la calidad de un macizo rocoso a partir de testigos de sondeos es la medida del denominado índice RQD (Rock Quality Designation).

El RQD se calcula sumando los trozos de testigo de longitud mayor de 10 cm, en relación con la longitud total de maniobra y multiplicado por 100 para establecer el valor de manera porcentual. No se consideran aquellas fracturas inducidas por la propia perforación, las cuales se controlan mediante su registro durante la misma. Incluye solo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive) para los que se considera un RQD del 0%.

En el gráfico siguiente se expresa esta información por cada sondeo, con el objetivo de proporcionar datos promedio para cada apoyo de forma individual:

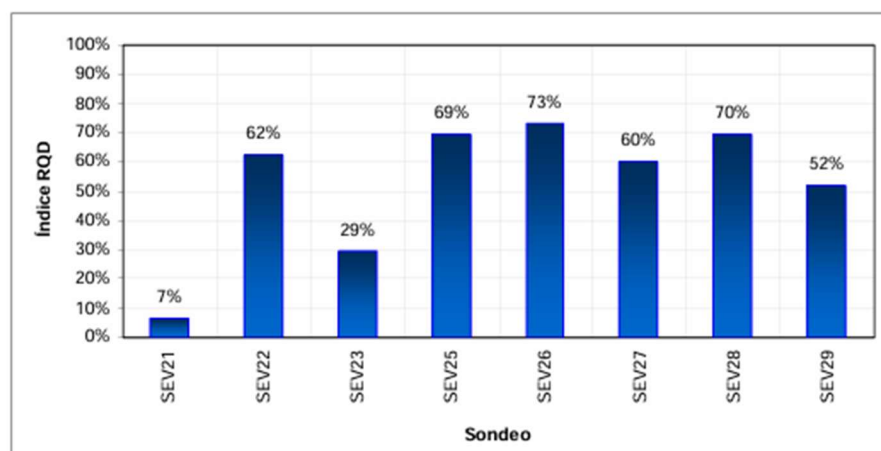


Figura 3.2 Resultados de RQD promedio por sondeo

4 MARCO GEOLÓGICO GENERAL

El área de estudio se enmarca en el sector central-meridional de la Cuenca del Ebro, la cual está orientada según una dirección NO-SE y se encuentra rellena de sedimentos detríticos de origen continental depositados durante el Terciario.

Tanto el trazado de la variante como el de la conexión discurren sobre este sustrato terciario, concretamente sobre los materiales del Mioceno.

Estos sedimentos consisten en depósitos de origen aluvial y están constituidos por una alternancia de argilitas y areniscas con yesos generalmente abundantes, intercaladas de forma puntual por capas de limolitas, margas y calizas.

Su estructura geológica es muy sencilla, caracterizada por una disposición subhorizontal de las capas y por una completa ausencia de accidentes tectónicos relevantes.

El sustrato terciario se encuentra recubierto en mayor o menor medida por materiales cuaternarios de origen aluvial, asociados al cauce del río Guadalope, y aluvio-coluvial, acumulados en el fondo de las vaguadas o vales que discurren por toda la zona. Son también característicos los materiales de tipo lagunar desarrollados en algunas zonas de tipo endorreico.

5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

El terreno sobre el que emplaza la estructura EV, según la información de la que se dispone, está, en términos generales, formado por un sustrato rocoso Mioceno recubierto de forma continua por depósitos aluviales y coluviales de espesor variable.

El sustrato rocoso no es homogéneo en cuanto a su litología, existiendo numerosos cambios de facies tanto verticales como horizontales de términos lutíticos a areníticos y, en menor medida, a margosos y calcáreos. A pesar de esta circunstancia, se ha decidido agruparlos en un único nivel geotécnico, dado que la correlación entre puntos de investigación distintos es imposible a efectos prácticos.

En el caso de los depósitos aluviales y coluviales, se han diferenciado los términos predominantemente limosos y arcillosos de los de gravas y arenas, entendiendo que el comportamiento de los primeros podrá considerarse más próximo al de un suelo cohesivo, mientras que el de los segundos será afín al de los suelos granulares.

Para la caracterización de la consistencia de los suelos cohesivos se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

Compresión simple (kN/m ²)	Consistencia	Ensayo manual
0 – 25	Muy blanda	Se extruye entre los dedos
25 – 50	Blanda	Se moldea fácilmente
50 – 100	Media	Se moldea con dificultad
100 – 200	Firme	Se deforma con el dedo
200 – 500	Muy firme	Se marca con la uña
> 500	Dura	Difícil de marcar con la uña

Tabla 5.1 Consistencia de limos y arcillas

Para los suelos predominantemente granulares, se hablará de su compacidad en los términos siguientes:

N en SPT	Clasificación
< 5	Muy floja
5 – 10	Floja
11 – 30	Media
31 – 50	Densa
> 50	Muy densa

Tabla 5.2 Compacidad de arenas y gravas

De esta manera, el modelo geotécnico del terreno estudiado queda configurado de la siguiente forma:

- Nivel. 1: Limos y arcillas coluvio-aluviales
- Nivel. 2: Gravas y arenas aluviales

- Nivel. 3: Sustrato rocoso Mioceno

Nivel. 1: Limos y arcillas coluvio-aluviales

Este conjunto se extiende en superficie por prácticamente toda la zona estudiada, presentando una morfología aproximadamente tabular y variaciones de potencia notables. Se va acuñando hasta desaparecer hacia el cauce actual del río Guadalope.

Como se ha mencionado más arriba, corresponden a depósitos de origen mixto coluvial aluvial.

Las muestras pertenecientes a este nivel ensayadas en laboratorio permiten su clasificación, según el Sistema Unificado para la Clasificación de Suelos (SUCS), como suelos de tipo CL y CL-ML, es decir, arcillosos y arcillo-limosos de baja plasticidad, atendiendo a una fracción de finos del 60.4% al 79.8% y a un índice plástico de entre 4.2 y 8.8.

El contenido en gruesos (tamaño grava) es generalmente reducido, inferior al 5%, aunque en una de las muestras alcanza hasta un 20%.

Su humedad natural está comprendida entre el 5.7% y el 19.8%, quedando en todos los casos por debajo del límite líquido.

Presenta densidades secas comprendidas entre 1.696 y 1.836 t/m³, siendo las aparentes de entre 1.897 y 2.100 t/m³.

A partir de las densidades y de las humedades es posible obtener índices de poros de entre 0.47 y 0.59, así como grados de saturación de entre el 30% y el 90%.

Según el criterio empírico de Gibbs (1961), se puede considerar que la potencial colapsabilidad de estos materiales es nula.

El contenido en sulfatos solubles se encuentra entre 167 y 917 mg/kg.

Atendiendo a los valores de N obtenidos en los ensayos de penetración estándar efectuados en este nivel, los cuales oscilan entre 4 y 12, con un promedio de 8, se puede considerar que su consistencia es, en conjunto, compacta.

Los parámetros geotécnicos representativos del nivel se listan a continuación:

- Peso específico aparente: 2.0 t/m³
- Ángulo de rozamiento interno: 27° (estimado según correlaciones 1, 2 y 3)
- Cohesión: 0.30 kg/cm² (estimado según modelo Mohr-Coulomb)
- Resistencia al corte sin drenaje: 0.50 kg/cm² (estimado según correlaciones 7, 8 y 9)
- Módulo elástico: 200 kg/cm² (estimado según correlaciones 4, 5 y 6)

Nivel. 2: Gravas y arenas aluviales

Se trata de un conjunto de morfología tabular a lenticular que se encuentra bajo los materiales del Nivel 1, excepto en la zona del cauce del río Guadalope, en donde aflora en superficie.

Los resultados de los ensayos de laboratorio permiten la clasificación de estos materiales, según el SUCS, como suelos SM, GM, GC-GM y GW, es decir en general, gravas, arenas y mezclas de estas con limos y arcillas, atendiendo a una fracción de finos comprendida entre el 4.6% y el 29.7%, así como una plasticidad desde nula a con índices plásticos de 5.2.

Presenta humedades situadas entre el 0.1% y el 13.6%. En una de las muestras ha sido posible obtener una densidad seca de 1.824 t/m³ y una aparente de 1.924 t/m³.

En la zona del sondeo SEV27 se ha detectado el nivel freático a 0.80 m en estos materiales, por lo que se hallarán saturados.

Su contenido en sulfatos solubles oscila entre 79 y 1253 mg/kg.

Si se atiende a los resultados de los ensayos de penetración estándar, es posible asignar a estos materiales una compacidad media, con valores de N comprendidos entre 2 y 50, con un promedio de 23.

A continuación, se listan los parámetros geotécnicos representativos de estos materiales:

- Peso específico aparente: 2.0-2.1 t/m³
- Ángulo de rozamiento interno: 31° (estimado según correlaciones 1, 2 y 3)
- Cohesión nula
- Módulo elástico: 300 kg/cm² (estimado según correlaciones 4, 5 y 6)

Nivel. 3: Sustrato rocoso Mioceno

Este sustrato rocoso presenta una morfología tabular debido a la disposición subhorizontal de la serie y se encuentra recubierto en toda la zona estudiada por sedimentos cuaternarios (niveles 1 y 2) con espesores distintos y bastante reducidos hacia la zona del cauce actual del río Guadalope.

Como se ha explicado más arriba, este nivel agrupa distintas litologías que, aún considerándose todas ellas rocas en sentido geomecánico, salvo excepciones menores, presentan una naturaleza bastante variada, cobrando especial interés por su abundancia dos términos principales: argilitas y areniscas. De forma minoritaria, existen tramos de limonita, margas calcáreas e incluso capas de yeso.

En el siguiente gráfico se expresa la abundancia relativa de las litologías principales en cada sondeo:

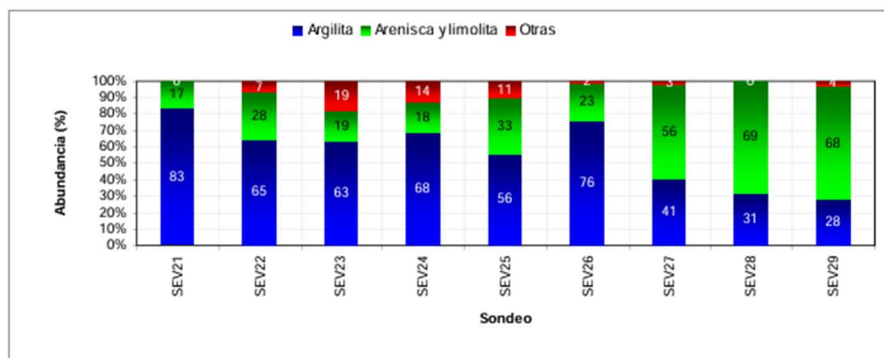


Figura 5.1 Abundancia de litologías en el Nivel 3

Puede observarse que desde el Estribo 1 a la Pila 5 existe una preponderancia de argilitas, mientras que en el resto de apoyos son las areniscas las predominantes.

Algunas de las muestras de carácter más argilítico han sido sometidas a ensayos de identificación que han permitido su

SE

clasificación según el SUCS en suelos ML y CL, es decir, suelos limosos y arcillosos de baja plasticidad, en base a una proporción de finos del 58.6 al 83.9% y a un índice plástico de 12 a 16.6.

Dentro del citado criterio de rotura de Hoek y Brown, se puede obtener una resistencia a compresión uniaxial equivalente representativa del macizo rocoso de 25 kg/cm².

Los parámetros geotécnicos representativos que se asignarán a este nivel se resumen a continuación:

- Peso específico aparente: 2.4 t/m³
- Constante $m_i = 9$ (intermedio entre arenisca y argilita)
- Constante $m = 0.8832$ Constante $s = 0.000730$
- Ángulo de rozamiento interno: 53°
- Cohesión: 0.83 kg/cm²
- Resistencia al corte sin drenaje: 12.5 kg/cm²
- Módulo elástico: 13700 kg/cm²

No

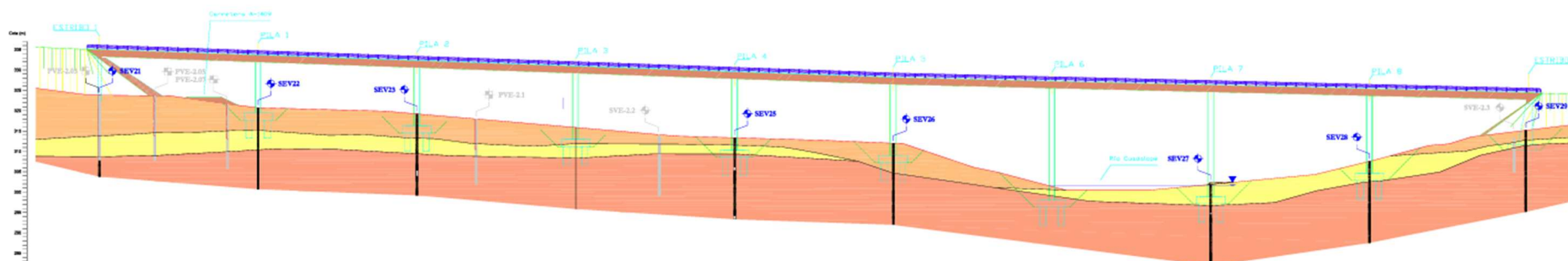


Figura 5.2 Perfil geotécnico

6 SISMICIDAD

Han sido analizadas de manera global las características sísmicas de la zona siguiendo las especificaciones de la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02), según lo establecido en el Real Decreto 997/2002 de 27 de diciembre y publicado en el Boletín Oficial del Estado número 244 de 11 de octubre de 2002.

En el presente caso, la zona de estudio presenta una aceleración sísmica básica (a_b), inferior a $0.04g$, siendo g la aceleración de la gravedad, con un coeficiente de contribución $K_v = 1$.

La clasificación de la estructura se corresponde con “Edificación de Normal Importancia”, edificación cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Como en este caso la aceleración sísmica básica (a_b) no es superior a $0.04g$ (Fig. 4.1), no es preceptiva la aplicación de la norma y el proyectista puede no tener en consideración la acción sísmica para el estudio de elementos o estructuras tal y como se indica en la citada norma.

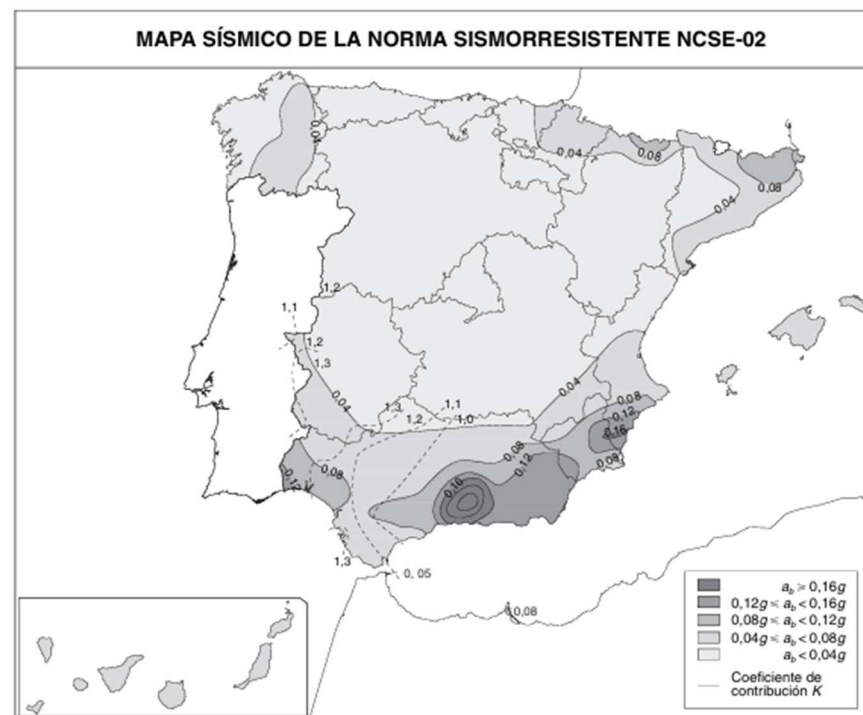


Figura 6.1 Mapa de peligrosidad sísmica de la Península Ibérica

7 ANÁLISIS GEOTÉCNICO

7.1 NATURALEZA DEL TERRENO

Los datos que se han obtenido a partir de los trabajos efectuados han permitido llegar a unas conclusiones generales relativas al terreno estudiado y efectuar una serie de recomendaciones referentes a la cimentación de la estructura proyectada, teniendo en cuenta que se trata de información puntual que deberá ser extrapolada a la totalidad del terreno estudiado con cautela y verificar su validez durante la ejecución de las obras.

El terreno estudiado está formado por un sustrato rocoso de edad terciaria, constituido básicamente por argilitas y areniscas, recubierto por depósitos cuaternarios (limos, arcillas, arenas y gravas) de origen coluvial y aluvial, de espesor variable.

Concretamente, se han definidos los siguientes niveles geotécnicos:

- Nivel 1, constituido por limos y arcillas (CL, CL-ML) consistentes, con un espesor de 1.80 a 10.00 m;
- Nivel 2, formado por gravas y arenas (SM, GM, GC-GM y GW) de compacidad floja a media, con una potencia comprendida entre 1.50 y 5.20 m;
- Nivel 3, compuesto por un sustrato rocoso predominantemente formado por argilitas y areniscas yesíferas, detectado a una cota variable entre la 310.34 y la 296.91.

El nivel freático aparece en el sondeo SEV27, confinado a los materiales del Nivel 2 y asociado al nivel de agua actual del río Guadalope.

7.2 CAPACIDAD PORTANTE Y ASIENTOS

Cimentación del Estribo 1

Los datos del sondeo SEV21 revelan la presencia de hasta 15.20 m de los suelos correspondientes a los niveles 1 y 2, bajo los que aparece el sustrato rocoso. Este se encuentra particularmente alterado en esta zona, probablemente debido a una meteorización intensa.

Se considera que el estribo corresponde a una tipología en cargadero, dispuesto sobre un relleno de acceso con una altura aproximada de 11 m, según datos de proyecto.

La presión admisible para la situación a corto plazo para el Nivel 1, según 6.2.1, se estima en 1.0 kg/cm², magnitud que se considera insuficiente.

Por esta razón, se recomienda el planteamiento de una cimentación profunda mediante pilotes perforados y hormigonados in situ, atravesando el relleno de acceso y los niveles 1 y 2, con una longitud aproximada de 26.2 m más un empotramiento en el Nivel 3 de 6 diámetros.

La cota aproximada de aparición del Nivel 2 en este apoyo es la 308.47.

Deberán ejecutarse al abrigo de camisas recuperables en previsión de posibles inestabilidades durante la perforación tanto de los materiales del relleno de acceso como del nivel de gravas.

En este apoyo se considera que la resistencia a compresión simple promedio para el Nivel 3 no es suficientemente representativa, por lo que se adoptará un valor de cálculo reducido, igual a 4 kg/cm², correspondiente a un suelo firme.

Para el cálculo de la carga admisible de cada pilote se proponen las siguientes resistencias unitarias:

- Resistencia unitaria por punta: resulta una $q_p=18$ kg/cm².
- Resistencia unitaria por fuste de la parte empotrada: se obtiene una $\tau_f=0.6$ kg/cm².

Deberá tenerse en cuenta el rozamiento negativo desarrollado por el asiento del relleno de acceso sobre el Nivel 1 y del propio relleno por su propio peso. La seguridad del pilote frente a asientos queda garantizada de manera implícita según esta metodología de cálculo.

Cimentación de la pila 1

A partir de la información aportada por el sondeo SEV22, en la zona de apoyo de esta pila existen en torno a 10.40 m de suelos correspondientes a los niveles 1 y 2.

Los limos y arcillas del Nivel 1, con un espesor de 5.50 m y una consistencia media ($6 < N < 7$), se caracterizan por poder asumir presiones admisibles del orden de 1.0 kg/cm², por lo que se consideran no aptos como terreno de cimentación de apoyo.

Por otro lado, se han detectado las gravas y arenas del Nivel 2 a unos 5.50 m de profundidad (cota 315.24), las cuales en esta zona presentan una compacidad moderadamente densa ($N=35$) y una potencia de unos 4.90 m.

En todos estos casos, los valores de presión admisible obtenidos llevan implícito un asiento máximo de 2.5 cm. Como se observa, para anchos de hasta 10 m, es posible asumir presiones admisibles de 3.0 kg/cm².

El coeficiente de balasto k₃₀ para las gravas y arenas de este nivel se estima en 10.00 kg/cm³ (según Jiménez Salas et al.).

Como alternativa más segura y que permitirá mayores presiones de trabajo, es posible plantear una cimentación profunda mediante pilotes perforados y hormigonados in situ, empotrados en el Nivel 3 un mínimo de 3 diámetros, el cual se detecta a la cota 310.34.

Será necesario efectuar la perforación al abrigo de camisa recuperable, en previsión de inestabilidades de la misma al atravesar las gravas y arenas del Nivel 2.

Los pilotes alcanzarán longitudes aproximadas de 10.40 m más los 3 diámetros de empotramiento.

Para el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes se proponen las siguientes resistencias unitarias:

- Resistencia unitaria por punta: para una compresión simple promedio de 50 kg/cm², resulta una $q_p=30$ kg/cm².
- Resistencia unitaria por fuste de la parte empotrada: se obtiene una $\tau_f=3$ kg/cm².

Cimentación de la pila 2

El perfil del terreno en la zona de este apoyo está formado, según el sondeo SEV23, por 6.00 m de limos y arcillas (Nivel 1) y 3.80 m de gravas y arenas (Nivel 2). Bajo estos materiales se detecta el sustrato rocoso a partir de 9.80 m de profundidad.

La consistencia de los limos y arcillas del Nivel 1 es en esta zona media o incluso compacta, con valores de N de 10 y 17, lo que resulta en valores de presión admisible para cimentaciones directas sobre los mismos algo superiores a 1.0 kg/cm², pero todavía insuficientes para las sollicitaciones previstas.

La posibilidad de plantear apoyos sobre las gravas y arenas de compacidad media del Nivel 2 se considera factible, aunque se requieren excavaciones importantes de unos 6.00 m.

Las presiones admisibles obtenidas son generalmente reducidas, de en torno a 1.50 kg/cm², considerándose insuficientes para las sollicitaciones de carga previstas. Por lo tanto, será necesario plantear una cimentación profunda mediante pilotes perforados y hormigonados in situ, empotrados en el Nivel 3 un mínimo de 3 diámetros, el cual se ha detectado a la cota 310.17.

Será necesario efectuar la perforación al abrigo de camisa recuperable, en previsión de inestabilidades de la misma al atravesar las gravas y arenas del Nivel 2. Los pilotes alcanzarán longitudes aproximadas de 9.80 m más los 3 diámetros de empotramiento.

Para el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes se proponen las siguientes resistencias unitarias:

- Resistencia unitaria por punta: para una compresión simple promedio de 48 kg/cm², resulta una $q_p=20$ kg/cm².
- Resistencia unitaria por fuste de la parte empotrada: se obtiene una $\tau_f=2$ kg/cm².

La seguridad frente a asientos queda garantizada de manera implícita según esta metodología de cálculo.

Cimentación pila 3

El sondeo SEV25 revela la relativa proximidad a la superficie del sustrato rocoso (Nivel 3) en esta zona, el cual aparece a unos 4.00 m de profundidad, cota 308.98.

En este caso, se considera viable la realización de una cimentación directa sobre dicho Nivel 3, excavando 4 m de suelos y disponiendo el plano de cimentación a la cota 308.98. La zapata deberá empotrarse completamente en este sustrato.

Es posible adoptar un coeficiente de balasto k30 para los materiales del Nivel 3 de 22.0 kg/cm² (Jiménez Salas et al.). Como alternativa a esta opción será posible plantear una cimentación profunda mediante pilotes perforados y hormigonados in situ, empotrados en el Nivel 3, con una longitud media de 4.00 m más el empotramiento de 3 m en dicho nivel.

Se recomienda la ejecución de pilotes con camisa recuperable para evitar el desmoronamiento de las gravas del Nivel 2 durante la perforación.

De cara al diseño de los pilotes, se proponen los siguientes valores de resistencias unitarias:

- Resistencia unitaria por punta: para una compresión simple promedio de 97 kg/cm², resulta una $q_p=43$ kg/cm².
- Resistencia unitaria por fuste de la parte empotrada: se obtiene una $r_f=4.3$ kg/cm².

La seguridad frente a asientos queda garantizada de manera implícita según esta metodología de cálculo.

Cimentación de la pila 4

El sondeo SEV26 pone de manifiesto la presencia de 7.30 m de limos y arcillas correspondientes al Nivel 1, así como la ausencia de las gravas y arenas del Nivel 2 en esta zona. El sustrato rocoso se detecta a partir de la cota 304.48.

Se considera que, como en el caso del resto de apoyos, una cimentación directa sobre los limos y arcillas del Nivel 1 es insuficiente en cuanto a su capacidad de carga, la cual se ha cuantificado en 1.0 kg/cm².

Por lo tanto, la cimentación más adecuada será la profunda mediante pilotes perforados y hormigonados in situ, resultando longitudes aproximadas de 7.30 m más un empotramiento mínimo de 3 m en el Nivel 3. Con los datos de los que se dispone se considera que la perforación en este caso puede ser estable, con lo que podrá prescindirse del uso de camisas de revestimiento.

Para el diseño de los pilotes podrán asumirse las siguientes resistencias unitarias:

- Resistencia unitaria por punta: para una compresión simple promedio de 155 kg/cm², resulta una $q_p=57$ kg/cm².
- Resistencia unitaria por fuste de la parte empotrada: se obtiene una $r_f=5.7$ kg/cm².

La seguridad frente a asientos queda garantizada de manera implícita según esta metodología de cálculo.

Cimentación pila 5

Aunque aparecen de forma superficial las arenas y gravas del Nivel 2 en esta zona con un espesor de 5.00 m, recubriendo al sustrato rocoso (Nivel 3), se considera que su compacidad floja es insuficiente en cuanto a capacidad portante y se prescinde la valoración de una posible cimentación directa sobre tales materiales.

Consecuentemente, es necesario plantear alternativas que permitan el apoyo de la cimentación sobre los materiales rocosos del Nivel 3. Una opción puede ser la adopción de una cimentación directa sobre dicho sustrato, abordando para ello excavaciones de unos 5.00 m para la rebaja del plano de cimentación a la cota 303.70.

En estas condiciones, la presión admisible es de 5.0 kg/cm², con asientos despreciables a efectos prácticos. Es posible adoptar un

coeficiente de balasto k30 para los materiales del Nivel 3 de 22.0 kg/cm² (Jiménez Salas et al.).

Alternativamente, es posible plantear una cimentación profunda mediante pilotes perforados y hormigonados in situ, con longitudes medias de 5.00 m, más un empotramiento mínimo de 3 diámetros en la roca sana. No se considera necesario el empleo de camisas de revestimiento para la perforación de los pilotes.

Para el diseño de los pilotes podrán asumirse las siguientes resistencias unitarias:

- Resistencia unitaria por punta: para una compresión simple promedio de 196 kg/cm², resulta una $q_p=62$ kg/cm².
- Resistencia unitaria por fuste de la parte empotrada: se obtiene una $r_f=6.2$ kg/cm².

Cimentación del Estribo 2

En esta zona, la información aportada por el sondeo SEV29 pone de manifiesto la presencia de 2.40 m de suelos correspondientes al Nivel 1, bajo los que aparece un sustrato rocoso relativamente superficial y fuertemente alterado en los primeros 1.50 m, para posteriormente hallarse más sano.

En primer lugar, es posible plantear una cimentación directa sobre los materiales del Nivel 3, asumiendo la excavación de alrededor de 3.90 m hasta la cota 309.48, adoptando una tipología de estribo cerrado. El diseño de la cimentación de este estribo podrá efectuarse para una presión admisible de hasta 5.0 kg/cm². Los posibles asientos que puedan generarse serán despreciables a efectos prácticos.

Es posible adoptar un coeficiente de balasto k30 para los materiales del Nivel 3 de 22.0 kg/cm² (Jiménez Salas et al.).

Como alternativa a una cimentación directa, es posible plantear una profunda mediante pilotes perforados y hormigonados in situ, con longitudes de 11.90 m, más un empotramiento mínimo de 3

diámetros en roca sana, contando con una altura de relleno de acceso en este estribo de unos 8 m (según proyecto).

Se aconseja el empleo de camisa de revestimiento en la perforación de los pilotes en previsión de posibles desprendimientos en los materiales del relleno de acceso. En este caso, la tipología del estribo podrá ser nuevamente en cargadero y los pilotes podrán disponerse atravesando el propio relleno de acceso.

En el diseño de los pilotes será posible adoptar las siguientes resistencias unitarias:

- Resistencia unitaria por punta: para una compresión simple promedio de 109 kg/cm², resulta una $q_p=40$ kg/cm².
- Resistencia unitaria por fuste de la parte empotrada: se obtiene una $r_f=4$ kg/cm².

En este caso, deberá contarse con el rozamiento negativo sobre los pilotes desarrollado por el asiento del relleno de acceso sobre el Nivel 1 y del propio relleno por su propio peso. La seguridad frente a asientos queda garantizada de manera implícita según esta metodología de cálculo.

En el análisis de los empujes horizontales sobre los pilotes se podrán considerar los siguientes valores orientativos para el cálculo del coeficiente de balasto horizontal (según ROM-0.5-94):

- Relleno de acceso en estribos → $k_h=1.02(z/D)$ kg/cm³
- Limos y arcillas del Nivel 1 → $k_h=0.30/D$ kg/cm³
- Gravas y arenas del Nivel 2 → $k_h=0.51(z/D)$ kg/cm³
- Sustrato rocoso del Nivel 3 → $k_h = 6.50/D$ kg/cm³

Donde D es el diámetro del pilote y z la profundidad considerada, ambos expresados en metros.

7.3 EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD

En este apartado se caracteriza la excavabilidad de los materiales constituyentes de los niveles definidos en el modelo geotécnico del terreno, fundamentalmente en base a los siguientes criterios:

- Excavable por medios mecánicos convencionales (retroexcavadora potente)
- Ripable mediante uso de martillo rompedor hidráulico
- No ripable, requiere el uso de explosivos (voladura)

En general, se considera que los materiales de tipo suelo (niveles 1 y 2) son excavables mediante retroexcavadora. Por otra parte, el sustrato rocoso (Nivel 3) es susceptible de la siguiente diferenciación:

- Argilitas y margas: excavables
- Areniscas, limolitas y yesos: ripables

Se tiene la caracterización de excavabilidad en cada apoyo que se muestra en el siguiente gráfico:

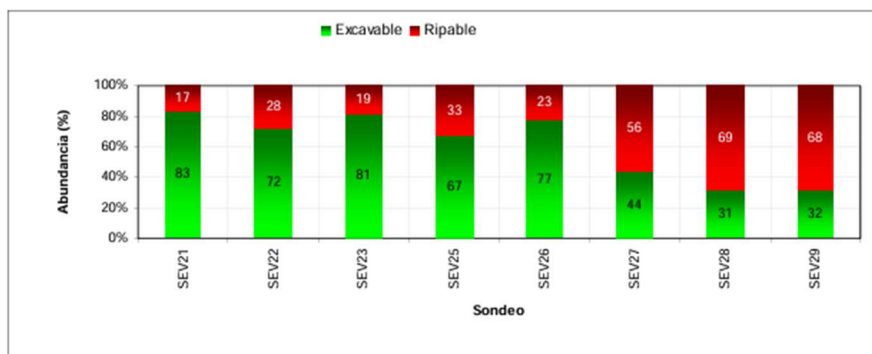


Figura 7.1 Características de excavabilidad del Nivel 3

En cuanto a la estabilidad de las excavaciones planteadas y dada la magnitud de las mismas, se considera adecuado adoptar taludes 1H:1V en suelos (niveles 1 y 2) y taludes verticales en roca (nivel 3).

7.4 INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO

Solamente se ha detectado el nivel freático en el sondeo SEV27, el cual aparece confinado a los materiales del Nivel 2 entre las cotas 300.71 y 295.91.

Las repercusiones del nivel freático han sido tenidas en cuenta en el apartado de análisis geotécnico de cimentaciones, tanto en su afección a la capacidad de carga en la opción de cimentación directa sobre el Nivel 2 de la Pila 7, como en lo que se refiere a la necesidad de empleo de camisa de revestimiento durante la ejecución de los pilotes en este apoyo.

7.5 AGRESIVIDAD

Los parámetros de clasificación de la agresividad química hacia el hormigón de suelos, rocas y aguas se definen en la “Instrucción de Hormigón Estructural, EHE” (1999), en su Capítulo II (apartado 8.2.3). La siguiente tabla resume los parámetros principales a los que se hace referencia en dicha Instrucción:

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Q_a	Q_b	Q_c
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Suelo	Ión Sulfato ($\text{mg SO}_4^{2-}/\text{kg}$)	2.000-3.000	3.000-12.000	>12.000

Tabla 7.1 Agresividad hacia el hormigón

Los materiales del Nivel 1 no son agresivos hacia el hormigón.

Los materiales del Nivel 2 son no agresivos hacia el hormigón.

El sustrato rocoso que compone el Nivel 3 es fuertemente agresivo hacia el hormigón, presentando contenidos en sulfatos solubles superiores a 12000 mg/kg en prácticamente todos los casos.

Se puede considerar que las aguas del río Guadalope son débilmente agresivas hacia el hormigón, según datos del estudio geotécnico de proyecto.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Resumen de parámetros geotécnicos

Nivel	Espesor medio (m)	N med.	Res. a c. simple (kg/cm ²)	Peso específico aparente (t/m ³)	Angulo de rozamiento interno (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Resistencia al corte no drenada (kg/cm ²)	Módulo elástico (kg/cm ²)
① Limos y arcillas	≈ 5.30	8	1.0	2.0	27	0.30	0.50	200
② Gravas y arenas	≈ 4.00	23	-	2.0 - 2.1	31	0.00	-	300
③ Argilitas y areniscas	> 10.00	47	25.0	2.4	53	0.83	12.5	13700

Tabla 8.1 Resumen de parámetros geotécnicos de cada nivel

Resumen de recomendaciones de cimentación

Apoyo	Sondeo	Directa				Profunda				
		Cota cimentación (m)	Nivel apoyo	Prof. cimentación (m)	P _{adm} (kg/cm ²)	Cota apoyo punta (m)	Nivel apoyo	Longitud pilotes (m)	Resistencias unitarias (kg/cm ²)	
									Punta	Fuste
Estribo 1	SEV21	-	-	-	-	308.47-6D	Nivel 3	26.2+6D	18.0	0.6
Pila 1	SEV22	315.24	Nivel 2	5.50	3.0	310.34-3D	Nivel 3	10.40+3D	30.0	3.0
Pila 2	SEV23	-	-	-	-	310.17-3D	Nivel 3	9.80+3D	20.0	2.0
Pila 3	SEV24	Pendiente de repetición el sondeo SEV24								
Pila 4	SEV25	308.98	Nivel 3	4.00	5.0	308.98-3D	Nivel 3	4.00+3D	43.0	4.3
Pila 5	SEV26	-	-	-	-	304.48-3D	Nivel 3	7.30+3D	57.0	5.7
Pila 6		No se dispone de datos en este apoyo								
Pila 7	SEV27	295.91	Nivel 3	5.60	3.0	295.91-3D	Nivel 3	5.60+3D	24.0	2.4
Pila 8	SEV28	303.70	Nivel 3	5.00	5.0	303.70-3D	Nivel 3	5.00+3D	62.0	6.2
Estribo 2	SEV29	309.48	Nivel 3	3.90	5	309.48-3D	Nivel 3	11.90+3D	40.0	4

Tabla 8.2 Resumen de recomendaciones de cimentación



ANEJO N°2: CALCULO ESTRUCTURAL



ÍNDICE

1	OBJETO.....	1	4.3.2.2	Velocidad media del viento.....	15
2	DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	1	4.3.2.3	Empuje del viento.....	15
3	BASES DE CÁLCULO.....	2	4.3.3	Acción térmica.....	17
3.1	NORMATIVA APLICADA.....	2	4.3.3.1	Temperaturas máximas y mínimas del aire.....	17
3.2	VIDA ÚTIL.....	2	4.3.3.2	Componente uniforme de la temperatura del tablero.....	17
3.3	DURABILIDAD.....	2	4.3.3.3	Rango de la componente uniforme de la temperatura.....	17
3.3.1	Clase de exposición.....	2	4.3.3.4	Componente de la diferencia de temperatura.....	17
3.3.2	Recubrimientos.....	3	4.3.4	Nieve.....	18
3.4	MATERIALES.....	4	4.3.5	Acción sísmica.....	18
3.5	COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....	4	5	MODELO DE CÁLCULO.....	18
3.5.1	Coeficientes parciales de seguridad para los materiales.....	4	6	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	20
3.5.2	Estados Límites Últimos.....	4	6.1	LIMITACIONES TENSIONALES.....	20
3.5.3	Estados Límites de Servicio.....	5	6.2	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA ACTIVA.....	21
3.6	COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	6	6.2.1	Dimensionamiento a nivel sección.....	22
3.6.1	Comprobaciones en ELU.....	6	6.2.2	Pretensado mínimo.....	4
3.6.2	comprobaciones en els.....	6	6.2.3	Fuerza de tesado mínima.....	6
3.6.3	Coeficientes de simultaneidad.....	6	6.2.4	Elección del cable.....	7
4	ACCIONES.....	7	6.2.5	Huso de paso.....	8
4.1	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G).....	7	6.2.6	Trazado medio de los cables.....	10
4.1.1	Peso propio.....	7	6.2.7	Disposición de anclajes.....	17
4.1.2	Cargas muertas.....	8	6.2.8	Evaluación de pérdidas de pretensado.....	19
4.2	ACCIONES PERMANENTES. VALOR NO CONSTANTE (G*)..	8	6.2.8.1	Pérdidas instantáneas.....	19
4.2.1	Acciones reológicas.....	8	6.2.8.2	Pérdidas diferidas.....	26
4.3	ACCIONES VARIABLES.....	11	6.2.9	Pérdidas totales de pretensado.....	28
4.3.1	Sobrecarga de uso.....	11	6.2.10	Comprobación de tensiones.....	31
4.3.1.1	División de carriles.....	11	6.3	DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA.....	33
4.3.1.2	Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.....	12	6.3.1	Modelo de comportamiento resistente.....	33
4.3.1.3	FUERZAS HORIZONTALES. FRENADO Y ARRANQUE	13	6.3.2	Proceso de dimensionamiento.....	36
4.3.2	Viento.....	14	6.3.3	E.L.U de agotamiento frente a sollicitaciones normales.....	38
4.3.2.1	Velocidad básica del viento.....	14	6.3.4	Esfuerzos de membrana.....	50
			6.3.4.1	Flexión y axil.....	50
			6.3.4.2	Cortante.....	52
			6.3.4.3	Torsión.....	54
			6.3.4.4	Rasante.....	56
			6.3.4.5	Flexión transversal.....	59
			6.3.5	Interacción esfuerzos de membrana.....	60



6.3.5.1	Comprobación del agotamiento por compresión oblicua	
	61	
6.3.5.2	Armaduras necesarias por cálculo	66
6.3.6	Armaduras mínimas y máximas	69
6.3.7	Elección del armado	72
6.3.8	Regiones discontinuas	74
6.3.8.1	Método y modelos de cálculo	74
6.3.8.2	Dimensionamiento armadura pasiva	74
6.3.8.3	Elección del armado	82
6.3.9	Longitudes de anclaje y solape	83
6.4	E.L.S DE FISURACIÓN.....	86
6.5	ELS DE DEFORMACIÓN. FLECHAS	88
7	CUADRO DE DESPIECES Y MEDICONES.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.1 Evolución retracción con el tiempo	10
Figura 4.2 Sección viaria	11
Figura 4.3 Configuración de cargas para máxima flexión longitudinal y torsión concomitante	13
Figura 4.4 Configuración de cargas para máxima flexión transversal	13
Figura 5.1 Modelo de cálculo empleado	18
Figura 5.2 Sección transversal aligerada introducido en el modelo	19
Figura 5.3 Propiedades mecánicas de la sección aligerada	19
Figura 5.4 Curva de retracción introducida en el modelo	19
Figura 5.5 Coeficiente de fluencia introducida en el modelo	20
Figura 6.1 Ley de flectores bajo combinación ELS Característica	22
Figura 6.2 Ley de flectores bajo combinación ELS Frecuente	1
Figura 6.3 Ley de flectores bajo combinación ELS Casi-permanente	1
Figura 6.4 Dimensiones vainas. Fuente: Freyssinet	7
Figura 6.5 Huso de paso para estado final del tablero	9
Figura 6.6 Trazado medio del cable sin excentricidades hiperestáticas	11
Figura 6.7 Ley de momentos totales debidos al pretensado en cada fase	12
Figura 6.8 Momentos flectores totales, isostáticos e hiperestáticos en estado final	13
Figura 6.9 Husos de paso y trazado medio considerando las excentricidades hiperestáticas	14
Figura 6.10 Trazado medio definitivo y huso de paso con excentricidades hiperestáticas	15
Figura 6.11 Momentos flectores totales, isostáticos e hiperestáticos. Trazado definitivo	16
Figura 6.12 Ubicación tendones en centro luz	16
Figura 6.13 Tendones en zonas sobre apoyos	16
Figura 6.14 Esquema dimensiones mínimas de anclajes activos	17
Figura 6.15 Configuración anclajes en estribo oeste	18
Figura 6.16 Configuración de anclajes al final de las fases 1-5	18
Figura 6.17 DITE del sistema de pretensado Freyssinet	20
Figura 6.18 Fuerza de pretensado tras pérdidas por rozamiento	21
Figura 6.19 Valores de penetración de cuñas recogidos en el DITE	22
Figura 6.20 Fuerza de pretensado tras pérdidas de rozamiento y elásticas	23
Figura 6.21 Ley de tensiones σ_{cpx}	24
Figura 6.22 Fuerza de pretensado tras pérdidas instantáneas	25

Figura 6.23 Ley de tensiones σ_c, QP	26
Figura 6.24 Pretensado final tras las pérdidas diferidas	27
Figura 6.25 Pérdidas instantáneas y diferidas del pretensado	29
Figura 6.26 Pérdidas del pretensado en porcentajes	30
Figura 6.27 Tensiones en las fibras superior e inferior de la sección.	32
Figura 6.28 Esfuerzos seccionales	33
Figura 6.29 División en láminas y esfuerzos generados por cada esfuerzo seccional	33
Figura 6.30 Nomenclatura y ejes de referencia empleados	33
Figura 6.31 Modelo de comportamiento resistente. Tensiones	34
Figura 6.32 Tensiones principales en el hormigón	34
Figura 6.33 Modelo de comportamiento resistente. Deformaciones	35
Figura 6.34 Tensiones y deformaciones en el hormigón. MFCT	36
Figura 6.35 Dominios de dimensionamiento. Fuente: Apuntes asignatura H.E.A	37
Figura 6.36 Diagrama rectangular de tensiones	38
Figura 6.37 Esquema para la representación tensional	39
Figura 6.38 Profundidades fibra neutra	44
Figura 6.39 Diagrama interacción axil-momento	45
Figura 6.40 Diagrama interacción axil-flector en apoyo de pila 4	48
Figura 6.41 Diagrama interacción axil-flector en centro luz del vano 5	49
Figura 6.42 Esquema esfuerzos de membrana debidos a axiles y flectores	50
Figura 6.43 Esfuerzos a nivel sección en almas	52
Figura 6.44 Esquema esfuerzos transversales	52
Figura 6.45 Ley de esfuerzos cortantes. E.L.U	52
Figura 6.46 Esfuerzos tangenciales debidos a la torsión	54
Figura 6.47 Sección hueca eficaz	54
Figura 6.48 Envolvente de esfuerzos torsores	54
Figura 6.49 Esfuerzos en cabeza traccionada	56
Figura 6.50 Esfuerzos de rasante en lámina traccionada	56
Figura 6.51 Esfuerzos en cabeza comprimida	56
Figura 6.52 Esfuerzos de rasante en lámina comprimida	56
Figura 6.53 Esquema incremento de flectores	57
Figura 6.54 Ley de flectores en ELU	57
Figura 6.55 Esfuerzos tangenciales debidos al esfuerzo rasante	58
Figura 6.56 Configuración pésima de la sobrecarga para flexión transversal	59
Figura 6.57 Cargas y puntos de aplicación en la sección transversal	59



Figura 6.58 Esfuerzos flectores transversales en las láminas	59
Figura 6.59 Esfuerzos en cada elemento lámina	60
Figura 6.60 Modelo simplificado resistente para cortante con flexión transversal	60
Figura 6.61 Tensiones tangenciales en las almas.....	61
Figura 6.62 Campo de compresiones con flector transversal.....	66
Figura 6.63 Armado longitudinal en sección tipo	73
Figura 6.64 Modelo B-T de diafragma con un único apoyo central	74
Figura 6.65 Modelo B-T de diafragma con dos apoyos	74
Figura 6.66 Modelo B-T de diafragma con apoyo en almas	75
Figura 6.67 Esfuerzos y cortantes de eje horizontal	75
Figura 6.68 Modelo B-T de diafragma bajo torsor.....	75
Figura 6.69 Esfuerzos y sistema equivalente de fuerzas puntuales	76
Figura 6.70 Modelo de BT y valores de las tirantes	76
Figura 6.71 Modelo B-T de diafragma en estribo.....	77
Figura 6.72 Modelo de BT en las zonas de anclajes	77
Figura 6.73 Modelos BT de los tendones laterales	78
Figura 6.74 Modelos BT de los tendones centrales:	78
Figura 6.75 Determinación de la zona de colocación de armadura.....	79
Figura 6.76 Esquema de zunchado propuesto por Freyssinet	80
Figura 6.77 Dispersión del pretensado. A19.8.18 CE	81
Figura 6.78 Tirantes por dispersión del pretensado en la losa superior ...	81
Figura 6.79 Armadura pasiva en secciones macizadas sobre pilas	82
Figura 6.80 Armadura pasiva en estribos.....	83



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1- Vida útil nominal acorde al C.E	2	Tabla 6.20 Tensiones normales y tangenciales en las losas superior e inferior.....	62
Tabla 3.2- Recubrimientos mínimos según Código Estructural.	3	Tabla 6.21 Dominios de dimensionamiento y valores de θ	63
Tabla 3.3 Cuadro de materiales	4	Tabla 6.22 Verificación de no agotamiento por compresiones oblicuas	64
Tabla 3.4 Coeficientes de seguridad de materiales	4	Tabla 6.23 Valor del espesor del campo de compresiones en las láminas.....	65
Tabla 3.5 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones para las comprobaciones. Tabla 6.2b de la IAP-11	4	Tabla 6.24 Cuantías de armado longitudinal necesarias por cálculo.....	67
Tabla 3.6 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en equilibrio. Tabla 6.2a de la IAP-11	5	Tabla 6.25 Cuantías de armado transversal necesarias por cálculo	68
Tabla 3.7 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones de ELS. Tabla 6.2C de la IAP-11	5	Tabla 6.26 Cuantías mínimas por flexión	69
Tabla 3.8 Factores de simultaneidad. Tabla 6.1a de la IAP-11	6	Tabla 6.27 Cuantías mínimas para los distintos elementos de la sección.....	71
Tabla 4.1 Tabla 3.1ª de la IAP-11. Pesos específicos	7	Tabla 6.28 Cuantías a disponer en cada elemento de la sección transversal	72
Tabla 4.2 Valores de parámetros empleados en la retracción	9	Tabla 6.29 Cuantías de armado a disponer en las secciones macizadas en apoyos	77
Tabla 4.3 Parametros y valores del coeficiente de fluencia	10	Tabla 6.30 Tensiones de tracción en la zona de anclaje.....	78
Tabla 4.4 Tabla 4.1a de la IAP-11. Definición de los carriles virtuales	11	Tabla 6.31 Zunchados propuesto por Freyssinet.....	81
Tabla 4.5 Sobrecargas a considerar en el tablero según la IAP-11	12	Tabla 6.32 Cuantías a disponer en los estribos	82
Tabla 4.6 Coeficientes según entorno. Tabla 4.2.b de la IAP-11.....	15	Tabla 6.33 Longitudes de anclaje en elementos no armados con mínimos	84
Tabla 6.1 Resistencias del hormigón.....	21	Tabla 6.34 Longitudes de anclaje en elementos armados con mínimos ...	84
Tabla 6.2 Limitaciones tensionales en las secciones	21	Tabla 6.35 Longitudes de solapo en elementos no armados con mínimos	86
Tabla 6.3 Pendientes al momento del tesado	2	Tabla 6.36 Longitudes de solapo en elementos armados con mínimos ...	86
Tabla 6.4 Pendientes en estado de servicio.....	2	Tabla 6.37 Tabla 27.2 del A19 CE	86
Tabla 6.5 Comprobación de secciones mínimas.....	3	Tabla 6.38 Comprobación fisuración en secciones de control.....	87
Tabla 6.6 Pretensado mínimo y máximo en las secciones de control	5	Tabla 7.1 Cuadro de despieces y mediciones.....	91
Tabla 6.7 Fuerza de tesado mínima en las secciones de control	6		
Tabla 6.8 Configuraciones de tendones posibles.....	8		
Tabla 6.9 Fuerza de tesado en cada fase	9		
Tabla 6.10 Valores de a y b. Fuente: Freyssinet	17		
Tabla 6.11 Dimensiones placas de anclaje. Fuente: Freyssinet	18		
Tabla 6.12 Valores de "c" en cada fase	23		
Tabla 6.13 Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas	23		
Tabla 6.14 Pérdidas medias del pretensado	30		
Tabla 6.15 Limitaciones tensionales.....	31		
Tabla 6.16 Armaduras necesarias por cálculo en las secciones de control	47		
Tabla 6.17 Esfuerzos de membrana debidos a flectores y axiles	51		
Tabla 6.18 Esfuerzos tangenciales en las almas debidos al cortante.....	53		
Tabla 6.19 Esfuerzos tangenciales debidos a la torsión	55		

1 OBJETO

El objeto del presente anejo es el diseño y dimensionamiento de la nueva estructura generada tras la eliminación del tramo en terraplén (contemplado en el proyecto original) por cuestiones medioambientales, que conecta los viaductos EV-1 y EV-2. Los viaductos pertenecen a la nueva conexión de la **CN-232 de Vinaroz a Santander, tramo: variante de Alcañiz**.

En este anejo, se describirá el diseño planteado, así como la modelización, análisis y comprobación de la solución propuesta.

2 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

El diseño propuesto final como solución al puente que permite salvar el río Guadaloque y la carretera existente A-1409 se compone de un tablero, cuya sección transversal corresponde a un cajón con doble célula interior pretensada de canto constante.

La longitud del tablero que se ha analizado es de 352.5 m medidos por el eje central del tablero. Dicha longitud se divide en 6 vanos:

- ❖ 4 vanos interiores de 62.95 m
- ❖ 2 vanos extremos de 50.35 m

El canto mínimo por deformabilidad; para estructuras pretensadas y más de un vano; se obtiene de la siguiente relación:

$$\frac{h}{l} = \sqrt{\frac{c k (1 + \lambda \varphi) P}{\alpha \beta E_c b}} \approx \text{entre } \frac{1}{20} \text{ y } \frac{1}{30}$$

En el caso de puentes de canto e inercia constante Schlaich y Scheef recomiendan una relación $L/h=21$ en puentes de un solo vano, y $L/h=25$ en puentes con vanos múltiples, mientras que Manterola y Belmonte, para puentes de carretera, recomiendan una relación de $L/h=20$.

La sección transversal del tablero presenta un cajón bicelular con las siguientes dimensiones:

- ❖ Ancho superior total: 11.00 m
- ❖ Ancho inferior: 4.65 m
- ❖ Canto constante: 2.70 m ($L/23$)

Las almas laterales están inclinadas a 45° , mientras que el alma central es vertical. En las zonas aligeradas, el canto de las almas es de 0.50 m. La unión entre las almas y la losa superior se resuelve mediante acuerdos triangulares, que suavizan las transiciones geométricas y evitan concentraciones de tensiones.

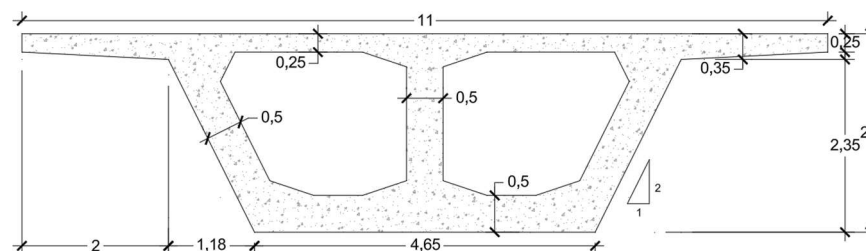


Ilustración 2.1 Sección tipo del tablero

Respecto a las alas del tablero, la losa superior se extiende con vuelos de 2.00 metros por cada lado, presentando un espesor variable, que va desde 0.25 metros en los extremos hasta su valor máximo en los encuentros con las almas, donde se garantiza una transición estructural adecuada. Por su parte, la losa inferior mantiene un espesor uniforme de 0.50 metros a lo largo de toda su anchura, que es de 4.65 metros, coincidiendo con la base del cajón y proporcionando continuidad estructural en la zona inferior del tablero.

Es importante señalar que, en las proximidades de los apoyos centrales, dentro de una franja de 3.0 metros a cada lado, se eliminan los aligeramientos para mejorar la capacidad de la sección frente a

momentos y esfuerzos cortantes. Este mismo criterio se aplica en una zona de 3 metros adyacente a ambos estribos.

La sección incorpora un total de siete tendones, cuya disposición varía en función de los esfuerzos que actúan en cada sección. En las secciones no centrales del vano se distribuyen de la siguiente manera: dos en cada una de las almas laterales inclinadas y los tres restantes en el alma central. En los centros de vano los siete tendones se ubican en la losa inferior.

3 BASES DE CÁLCULO

3.1 NORMATIVA APLICADA

Para la redacción del presente documento se han considerado las siguientes normas e instrucciones:

- ❖ Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-11
- ❖ Real Decreto 470/2021. Código Estructural
- ❖ UNE-EN 206:2013. Hormigones: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad.
- ❖ UNE-EN 1992-1-1:2013. Eurocódigo 2. “Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para la edificación”. (Normativa complementaria)
- ❖ UNE-EN 1992-2:2013. Eurocódigo 2: “Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas”. (Normativa complementaria)

3.2 VIDA ÚTIL

Referenciándose en la tabla 2.1 del anejo 18 del C.E, la vida útil de la estructura no podrá ser inferior a 100 años para una tipología de

estructura definida como: Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil.

Tabla 2.1 Vida útil nominal

Categoría de vida útil	Vida útil nominal (años)	Ejemplos
1	10	Estructuras temporales ⁽¹⁾
2	10 a 25	Partes reemplazables de la estructura, por ejemplo vigas carril, aparatos de apoyo
3	15 a 30	Estructuras agrícolas y similares
4	50	Estructuras de edificación y otras estructuras comunes
5	100	Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil
(1) Las estructuras o partes de estructuras que pueden desmontarse con vistas a ser reutilizadas no deben considerarse como temporales.		

Tabla 3.1- Vida útil nominal acorde al C.E

3.3 DURABILIDAD

3.3.1 CLASE DE EXPOSICIÓN

Las condiciones de exposición son condiciones químicas y físicas a las que está expuesta la estructura además de las acciones mecánicas. Los procesos relacionados con la corrosión de las armaduras definen las distintas clases de exposición.

La precipitación anual media en la zona de actuación es inferior a 600mm, con este valor y atendiendo a la clasificación que realiza la EHE la clase de exposición correspondiente en este caso, es IIb y su correspondencia con la clasificación acorde a la tabla A19.4.1 del C.E, es XC4 (sequedad y humedad cíclicas).

La estructura dispone de armaduras activas, y para una clase de exposición XC4 la abertura de fisura máxima no puede ser mayor a 0.2 mm.

3.3.2 RECUBRIMIENTOS

Armadura pasiva

Los valores del recubrimiento vienen definidos por la vida útil, resistencia del hormigón y el tipo de cemento.

El recubrimiento nominal es el valor que viene reflejado en los planos, esto permite definir los separadores. El valor mínimo del recubrimiento se debe respetar en cualquier punto de la estructura.

Valor del recubrimiento nominal (armadura pasiva):

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Donde:

r_{min} : ambiente XC4 y $f_{ck}=50$ MPa $\rightarrow$ 30 mm

Δr : in situ, control normal $\rightarrow$ 10 mm.

Tabla 44.2.1.1.a Recubrimientos mínimos (mm), c_{min} , para las clases de exposición relacionadas con la corrosión por carbonatación

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (tL), (años)	
			50	100
X0	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
XC1, XC2 o XC3	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
XC4	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

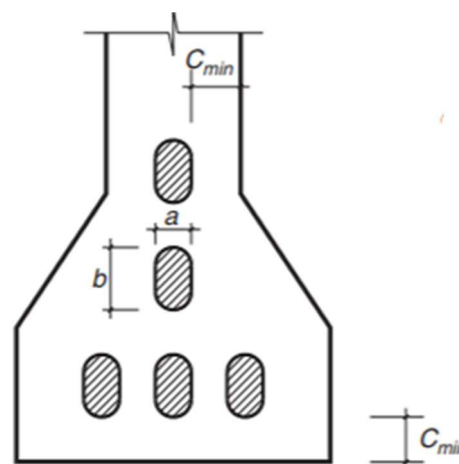
Tabla 3.2- Recubrimientos mínimos según Código Estructural.

Luego el recubrimiento nominal para la armadura pasiva es de 40 mm.

Armadura activa

En el caso de las armaduras activas postesas, los recubrimientos mínimos en las direcciones horizontal y vertical serán por lo menos iguales al mayor de los límites siguientes, y no podrán ser nunca superiores a 80 mm:

- ❖ 40 mm
- ❖ el mayor de los valores siguientes: la menor dimensión o la mitad de la mayor dimensión de la vaina o grupos de vainas en contacto



$$c_{min} \geq \begin{cases} a \\ 0,5 b \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$c_{min} \leq 8 \text{ cm}$$

Ilustración 3.1- Figura 44.2.1.2 del Código Estructural

3.4 MATERIALES

Los materiales empleados para la ejecución de la estructura, concretamente sus características deben cumplir con lo dispuesto en el Eurocódigo.

MATERIAL	DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL
Hormigón de limpieza	HL-150/B/20	Estadístico
Cimentaciones	HA-30/B/20/XC4	
Pilas	HA-30/F/20/XC4	
Estribos	HA-30/F/20/XC4	
Tablero	HP-50/F/20/XC4	
Armaduras pasivas	B 500 SD	Normal
Armaduras activas	Y 1860 S7	Normal

Tabla 3.3 Cuadro de materiales

3.5 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

3.5.1 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LOS MATERIALES

Situación de proyecto		Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
ELU	Persistente o transitoria	1.50	1.15
	Accidental	1.30	1.00
	ELS	1.00	1.00

Tabla 3.4 Coeficientes de seguridad de materiales

3.5.2 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Para las acciones analizadas en combinación de resistencia, los coeficientes parciales de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Tabla 3.5 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones para las comprobaciones. Tabla 6.2b de la IAP-11

Para las acciones analizadas en combinación de equilibrio, los coeficientes parciales de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN	EFECTO	
	ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

Tabla 3.6 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones en equilibrio.
Tabla 6.2a de la IAP-11

3.5.3 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Para las acciones evaluadas en servicio, los coeficientes de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN	EFECTO	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0
	Carga muerta	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0
	Reológicas	1,0
	Empuje del terreno	1,0
	Asientos	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0
	Sobrecarga de uso	0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

Tabla 3.7 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones de ELS. Tabla 6.2C de la IAP-11

3.6 COMBINACIÓN DE ACCIONES

3.6.1 COMPROBACIONES EN ELU

De acuerdo con lo establecido en la IAP-11, las combinaciones de acciones persistentes y transitorias, aplicables tanto al análisis de resistencia como al de equilibrio, son las siguientes:

❖ En situación persistente o transitoria

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

❖ En situación accidental

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + \sum_{m>1} G_{k,m}^* + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + A_d$$

3.6.2 COMPROBACIONES EN ELS

En función del estado límite de servicio (ELS) que se pretenda verificar, se empleará una de las tres combinaciones de acciones establecidas en la normativa, que se describen a continuación:

❖ Combinación característica (poco probable o rara)

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

❖ Combinación frecuente

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

❖ Combinación casi-permanente

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.6.3 COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD

Para la definición de las combinaciones se ha de tener en cuenta la concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso para los grupos de carga de tráfico.

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{S_{n,k}}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

Tabla 3.8 Factores de simultaneidad. Tabla 6.1a de la IAP-11

4 ACCIONES

Se debe garantizar el cumplimiento de los requisitos básicos fundamentales para el diseño de estructuras, de acorde a lo recogido en la IAP-11, estos son:

- ❖ Una estructura debe ser proyectada y construida para que, con una probabilidad razonable, sea capaz de soportar todas las acciones que puedan solicitarla durante su construcción y uso, en el periodo de vida previsto, y de cumplir la función para la que ha sido construida con unos costes de conservación aceptables.
- ❖ Una estructura debe también ser concebida de manera que las consecuencias de acciones excepcionales, como sismos o impactos, no produzcan daño desproporcionados con la causa que los ha originado (requisito de robustez).

Las comprobaciones estructurales estarán basadas en la teoría de los estados límite y su verificación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad. En cada situación de proyecto, se comprobará que no se supera ninguno de los estados límite que proceda.

La IAP-11 define el valor característico de una acción como su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal o, en los casos en que se fije en base a criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser sobrepasado durante un periodo de referencia teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la situación de cálculo.

4.1 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

Las cargas que se entienden como permanentes son las producidas por el peso de los distintos elementos que forman el paso superior. Estas se clasifican a efectos de cálculo como peso propio y cargas muertas. Su valor característico se deducirá de las dimensiones de los elementos especificados en los planos y de los pesos específicos correspondientes.

4.1.1 PESO PROPIO

Esta acción es la que corresponde al peso de los elementos estructurales y su valor característico se puede deducir de la tabla 3.1-a la IAP-11.

Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0
Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

Tabla 4.1 Tabla 3.1ª de la IAP-11. Pesos específicos

4.1.2 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas incluyen todos los elementos situados sobre el tablero del puente que se apoyan en la estructura, pero que no forman parte de los componentes estructurales principales. Estos elementos pueden ser:

- ❖ Pavimento de la calzada.
- ❖ Aceras.
- ❖ Elementos de contención, como barreras y barandillas.
- ❖ Dotaciones viales.
- ❖ Conducciones de servicio.

Aunque no cumplen una función estructural directa, estos elementos son esenciales para el correcto funcionamiento del paso superior. Por ello, su peso debe considerarse en los cálculos, ya que puede influir significativamente en el diseño del puente.

Para el cálculo de las cargas muertas en nuestro paso superior, se han tomado en cuenta varios factores y restricciones:

- ❖ Los valores de pesos específicos establecidos en la Tabla 3.1a de la normativa IAP-11, que recoge los materiales más comunes en la construcción de puentes.
- ❖ En cuanto al pavimento, el espesor máximo del asfalto bituminoso no podrá superar los 10 cm, salvo aprobación expresa de la Dirección General de Carreteras. Para su consideración en los cálculos, se han establecido dos valores extremos:
 - Valor inferior: determinado según los espesores teóricos previstos en el diseño.

- Valor superior: considerando un aumento del 50% sobre los espesores teóricos estimados en el proyecto.

El valor resultante para las cargas muertas:

- ❖ Pretel metálico + pantalla acústica: 5.00 kN/m
- ❖ Rigola (20x50): 2.40 kN/m
- ❖ Pavimento:
 - $G_{cm,inf,pav}$: $0.10 \cdot 23 \cdot 10 = 23.00$ kN/m
 - $G_{cm,sup,pav}$: $0.10 \cdot 23 \cdot 1.5 \cdot 10 = 34.50$ kN/m

Las cargas muertas las podemos representar como dos valores: uno superior y otro inferior.

$$G_{k,inf} = G_{cm,inf,pav} = 23.00 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,sup} = G_{cm,sup,pav} + 2 \cdot G_{cm,pretel} + 2 \cdot G_{cm,rigola} = 49.30 \text{ kN/m}$$

4.2 ACCIONES PERMANENTES. VALOR NO CONSTANTE (G*)

4.2.1 ACCIONES REOLÓGICAS

En este apartado se tendrán en cuenta las acciones reológicas de retracción y fluencia del hormigón. Se tratan de acciones que generan deformaciones no instantáneas, es decir que dependen del tiempo.

Retracción

La deformación unitaria total de retracción se compone de dos elementos, la deformación unitaria de retracción por secado y la deformación unitaria autógena de retracción. La deformación unitaria de retracción por secado se desarrolla lentamente, puesto que es una función de la migración del agua a través de hormigón endurecido.

La deformación unitaria autógena de retracción se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón: la mayor parte se desarrolla en los primeros días después del vertido del material. La retracción autógena es una función lineal de la resistencia del hormigón. Se debería considerar específicamente cuando el hormigón nuevo se vierte sobre hormigón endurecido. Así pues los valores de la deformación unitaria total de retracción ε_{cs} se deducen de:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

donde:

ε_{cs} : es la deformación total de retracción

ε_{cd} : es la deformación de retracción por secado

ε_{ca} : es la deformación de retracción autógena

El valor final de la deformación por secado, $\varepsilon_{cd,\infty}$, es igual a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. La deformación básica de retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}$ se calcula a partir de:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

$$\beta_{HR} = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{HR}{HR_0} \right)^3 \right]$$

El desarrollo en el tiempo de la retracción por secado tiene la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

donde:

t : edad del hormigón en el momento de puesta en carga

t_s : edad hormigón comienzo retracción

h_0 : espesor medio (mm) de la sección $= 2A_c/u$

A_c : área de la sección de hormigón

u : perímetro expuesto al secado

La deformación de retracción autógena tiene la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} ; \quad \varepsilon_{ca,\infty} = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5})$$

En la tabla siguiente se recogen los valores de los parámetros empleados para la estimación de la deformación por retracción.

t_s	3.00	f_{cm}	58.00
A_c	9.05	$f_{cm,0}$	10.00
u	25.41	f_{ck}	50.00
h_0	712.33	α_{ds1}	4.00
k_h	0.70	α_{ds2}	0.12
$\varepsilon_{cd,0}$	0.00033989	HR	60.00
$\varepsilon_{ca,\infty}$	0.0001	HR_0	100.00
		β_{HR}	1.22

Tabla 4.2 Valores de parámetros empleados en la retracción

A continuación, se presenta la evolución temporal de dicha retracción mediante una representación gráfica, lo que permite visualizar su desarrollo a lo largo de la vida útil de la estructura.

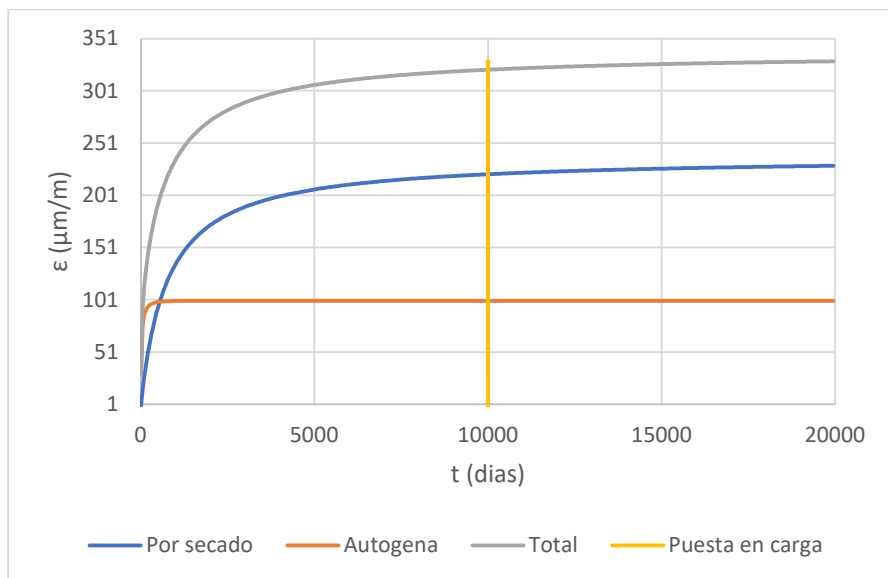


Figura 4.1 Evolución retracción con el tiempo

Luego, para un tiempo igual a 10 000 días (>25 años) los valores de deformación por retracción que se tienen son:

ε_{cs}	321.03 (μm/m)	deformación total por retracción
ε_{ca}	100.00 (μm/m)	deformación de retracción por autógena
ε_{cd}	221.03 (μm/m)	deformación de retracción por secado

Fluencia

El coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ se puede calcular a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0); \beta(f_{cm}) = 16.8/\sqrt{f_{cm}}$$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - HR/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}; \beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

$\alpha_{1/2/3}$ son factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

En la tabla siguiente se recogen los valores de los parámetros empleados para la estimación del coeficiente de fluencia a tiempo infinito.

α_1	0.70	$\beta(t_0)$	0.74
α_2	0.90	β_H	1165.23
α_3	0.78	$\beta_c(t, t_0)$	0.94
φ_{HR}	1.19	$\beta(f_{cm})$	2.21
t_0	3.00		
φ_0	1.95	$\varphi(t, t_0)$	1.83

Tabla 4.3 Parámetros y valores del coeficiente de fluencia

4.3 ACCIONES VARIABLES

Son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no sobre ella por razón de su uso. Las distintas acciones y valores considerados se desarrollan en los puntos siguientes.

4.3.1 SOBRECARGA DE USO

La componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma de ancho " w ", se dividirá en n_i carriles virtuales de anchura " w_i " cada uno, con el criterio que se define en la tabla 14, extraída de la IAP-11.

4.3.1.1 División de carriles

A efectos de aplicación de la IAP-11, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado, incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales- situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero, si estas existen, cuando tengas más de 150mm de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de casos. A efectos de aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w , se dividirá en n_i carriles virtuales, de anchura w_i cada uno, con el criterio da la tabla 4.1a de la IAP-11.

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_i)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_i)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

Tabla 4.4 Tabla 4.1a de la IAP-11. Definición de los carriles virtuales

El ancho del tablero de este proyecto es igual a 11.00 metros, de los cuales 10 m son aptos para la circulación, el metro restante se reparte entre las bermas correspondientes a cada lado, en la siguiente imagen se refleja lo anterior.

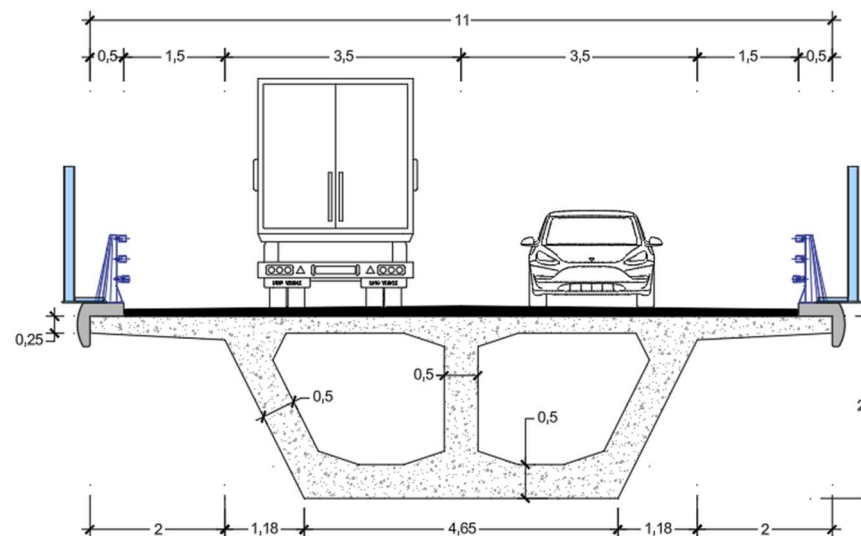


Figura 4.2 Sección viaria

Luego tenemos, por tanto:

- ❖ N° carriles: 3
- ❖ Ancho carril: 3 m
- ❖ Ancho área remanente: 1 m

Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se

denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente.

4.3.1.2 Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- ❖ Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_k la carga de cada eje, indicada en la tabla 4.1.b de la IAP-11, correspondiente al carril i .
- ❖ Una sobrecarga uniforme de valor q_k , según la tabla 4.1.b.

En las siguientes tablas se recogen las solicitaciones a contemplar en cada carril virtual y en la anchura remanente.

Situación	Vehículo pesado		Sobrecarga uniforme		Sobrecarga lineal
	ejes	kN	kN/m ²	ancho (m)	kN/m
C.V 1	2	300	9	3	27.00
C.V 2	2	200	2.5	3	7.50
C.V 3	2	100	2.5	3	7.50
Otros C.V	0	0	2.5	0	0.00
Área remanente	0	0	2.5	1	2.50
Total		1200			44.50

Tabla 4.5 Sobrecargas a considerar en el tablero según la IAP-11

El tren de cargas correspondiente a los vehículos pesados y a la sobrecarga uniforme se recoge en la siguiente imagen, extraída de la IAP-11:

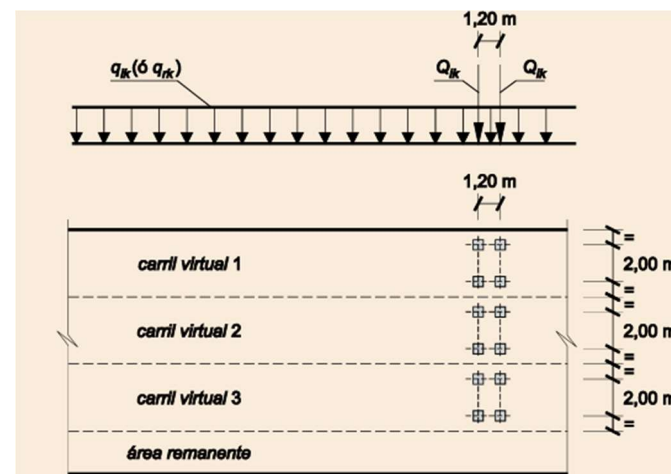


Ilustración 4.1 Figura 4.1b de la IAP-11

Por otro lado, para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda se colocará uniformemente distribuida sobre un área de 0,4m x 0,4m, repartiendo la carga a través de la losa del tablero.

De este modo, se procede a definir los carriles virtuales y la anchura remanente, además de las acciones que actúan en cada uno, se procederá a combinar la posición de estos según el efecto más desfavorable que se pretenda estudiar sobre el paso superior. A continuación, se muestran las combinaciones a considerar para el cálculo y dimensionamiento de la estructura, distinguiendo el estudio longitudinal y transversal.

Flexión longitudinal

Para analizar la máxima flexión asociada a la torsión concomitante en el tablero del paso superior, se distribuyen las cargas correspondientes a los distintos carriles virtuales lo más cerca posible de los extremos. Esto permite desplazar las cargas al máximo con respecto al centro de esfuerzos cortantes.

Para determinar la máxima flexión longitudinal negativa, basta con aplicar las cargas a lo largo de toda la sección. En cambio, para obtener la máxima flexión longitudinal positiva, se debe cargar únicamente uno de los dos vanos.

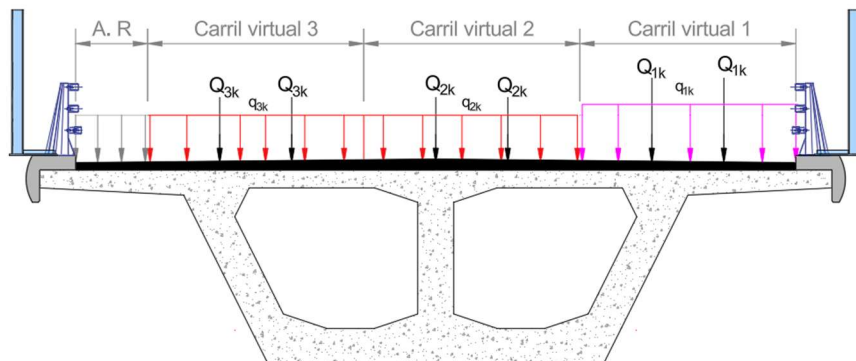


Figura 4.3 Configuración de cargas para máxima flexión longitudinal y torsión concomitante

En cuanto a la torsión, la distribución de cargas que genera el mayor momento torsor en el apoyo intermedio coincide con aquella que produce la máxima flexión longitudinal negativa.

Flexión transversal

El caso más desfavorable se obtiene cargando uno de los voladizos con la sobrecarga uniforme y las cargas puntuales, tal como se ilustra en la imagen adjunta.

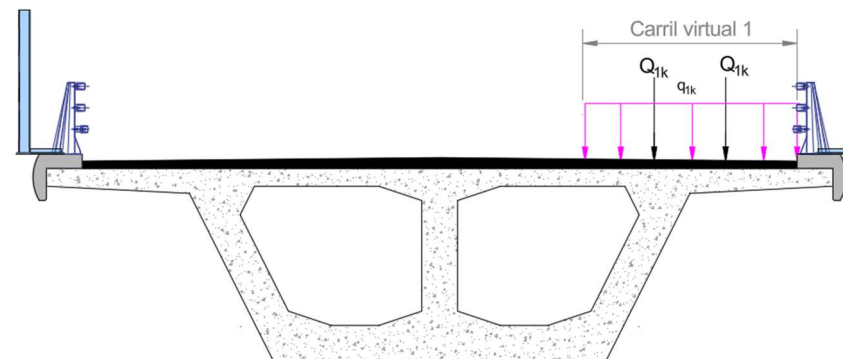


Figura 4.4 Configuración de cargas para máxima flexión transversal

4.3.1.3 FUERZAS HORIZONTALES. FRENADO Y ARRANQUE

Las fuerzas generadas por el frenado y arranque de los vehículos se traducen en una carga horizontal uniformemente distribuida a lo largo del tablero, aplicada sobre la superficie del pavimento.

Dado que en este paso superior existen carriles de sentido único, el valor característico Q_{lk} corresponderá una tracción equivalente a la magnitud de esta carga, aplicada sobre el carril virtual 1. La expresión utilizada para su cálculo es la siguiente:

$$Q_{lk} = 0.6 \cdot 2Q_{1k} + 0.1 q_{lk} w_1 L$$

Donde:

Q_{1k} : Vehículo pesado en el carril virtual 1

q_{lk} : Sobrecarga uniforme en el carril virtual 1.

w_1 : Ancho carril virtual 1

L : Longitud entre juntas contiguas, o longitud vano

Para el caso en el que el carril virtual sea de 3 metros, la expresión queda como:

$$180 \text{ kN} < Q_{lk} = 360 + 2.7 \cdot L < 900 \text{ kN}$$

4.3.2 VIENTO

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que sea necesario además considerar los efectos aeroelásticos.

Según el artículo 4.2.9.1 de la IAP-11 no será necesario comprobar los efectos aeroelásticos dado que se cumplen simultáneamente las tres condiciones siguientes:

- ❖ Luz inferior a 200 metros en puentes y a 100 m en pasarelas
- ❖ Luz efectiva (máxima distancia entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio) menor que 30 veces el canto.
- ❖ Anchura del tablero superior a 1/10 de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

4.3.2.1 Velocidad básica del viento

La velocidad básica fundamental del viento se define como una magnitud escalar y corresponde con la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, para un periodo de retorno de 50 años, en la cual habrá que tener en cuenta dos coeficientes correctores como es la estación del año y la dirección del viento.

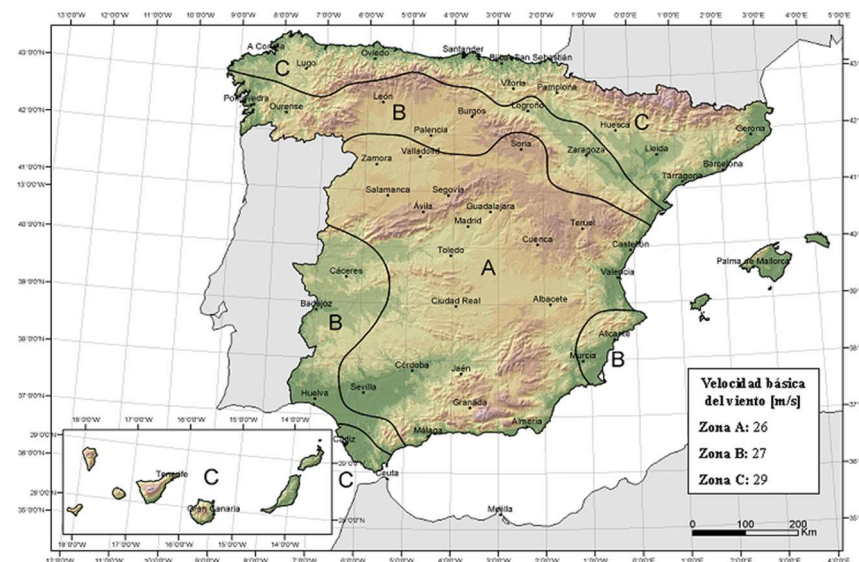


Ilustración 4.2 Valor básico de la velocidad del viento. Figura 4.2a de la IAP-11

La velocidad básica para un periodo retorno de 50 años es:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

donde:

c_{dir} : a falta de estudios más precisos, valor igual a 1.0

c_{season} : a falta de estudios más precisos, valor igual a 1.0

$v_{b,0}$: acorde al mapa de isotacas (Zona B), valor igual a 27 m/s

Luego, $v_b = 27 \text{ m/s}$

Para un periodo de retorno de 100 años la velocidad básica calculada anteriormente, hay que multiplicarlo por un coeficiente ($c_{prob} = 1.04$).

De esta forma: $v_b(T) = 28.08 \text{ m/s}$

4.3.2.2 Velocidad media del viento

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura de $z=30$ m sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b , y se determinará según la expresión siguiente:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot C_0 \cdot v_b(T)$$

Considerando un entorno del tipo I (lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos) los coeficientes anteriores se pueden obtener de tabla 4.2-b de la IAP-11.

TIPO DE ENTORNO	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Tabla 4.6 Coeficientes según entorno. Tabla 4.2.b de la IAP-11

Por tanto, la velocidad media tiene el siguiente valor:

$$v_m(z) = 1.36 \cdot 1 \cdot 28.08 = 38.22 \text{ m/s}$$

4.3.2.3 Empuje del viento

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- ❖ El área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.)

- ❖ En situaciones transitorias, algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas (por ejemplo, cajón abierto a cerrado). Además, los elementos auxiliares de construcción pueden añadir superficies adicionales a tener en cuenta.

Se calculará mediante la expresión:

$$F_w = [0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2(T)] \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

siendo:

F_w : empuje horizontal del viento [N]

ρ : densidad del aire, que se tomará igual a 1.25 kg/m³

$v_b(T)$: velocidad básica del viento, valor igual a 28.08 m/s

c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado

A_{ref} : área de referencia del elemento considerado [m²]

$c_e(z)$: altura máxima de 30 m y zona I, valor igual a 3.472

Luego → Presión básica= 1711.13 [N/m²]

$$F_w = 1711.13 \cdot c_f \cdot A_{ref} \text{ [N]}$$

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento A_{ref} .

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a:

- ❖ 2 metros en puentes de carretera
- ❖ 1.25 metros en pasarelas

Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área. En el caso de coexistir distintos tipos de carga sólo se considerará la de altura más desfavorable.

Cuando sea necesario considerar el efecto del ocultamiento sobre cualquier elemento no expuesto directamente a la acción del viento (por quedar oculto tras la sombra o proyección de otro situado inmediatamente a barlovento de éste), el coeficiente de fuerza del elemento oculto se multiplicará por el coeficiente de ocultamiento η definido en la tabla 4.2c de la IAP-11, donde λ es la relación de solidez

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, el valor resultante de la fuerza equivalente del viento se combinará con el resto afectado por los correspondientes factores de simultaneidad ψ , y deberá aplicarse sobre la longitud ocupada por los vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona de aplicación de las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

En función de la dirección del viento obtenemos tres diferentes empujes sobre el tablero.

Perpendicular al eje del tablero (dirección vertical). Por prescripciones normativas el coeficiente de fuerza se tomará con un valor igual 0.9.

$$F_{w,vertical} = 1711.13 \cdot 0.9 \cdot 10^{-3} = 1.54 \text{ kN/m}^2$$

De cara a la consideración del momento de vuelco del tablero esta carga se aplicará a con una excentricidad equivalente a un cuarto de la anchura del tablero hacia el borde del barlovento. Debemos incluir dicha fuerza por unidad de longitud, para ello, se multiplica el valor anterior por la anchura del tablero. Este valor será aplicado a una distancia 2.75 m del eje longitudinal del tablero.

$$Q_{w,vertical} = 1.54 \cdot 11 = 16.94 \text{ kN/m}$$

Perpendicular al eje del tablero (dirección transversal).

Para el cálculo del empuje transversal sobre el tablero se entenderá que el área de referencia $A_{ref,x}$ es el producto de la longitud del tramo de pasarela considerado por la altura equivalente h_{eq} . La pantalla acústica es opaco frente al viento, luego se tendrá en cuenta para el cálculo de la altura equivalente.

$$c_{f,i} = 2.5 - 0.3 \cdot (B/h_{eq})$$

$$c_{f,sup} = 2.5 - 0.3 \cdot (11/(2.7 + 2)) = 1.80$$

$$c_{f,inf} = 2.5 - 0.3 \cdot (11/(2.7)) = 1.277$$

$$F_{w,vertical} = 1711.13 \cdot 1.80 \cdot 10^{-3} = 3.08 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{w,vertical} = 1711.13 \cdot 1.277 \cdot 10^{-3} = 2.19 \text{ kN/m}^2$$

Según normativa en tableros de alma llena esta carga se aplicará a un 60% de la altura medida desde la base del tablero, esto permite considerar el momento de vuelco que produce el viento sobre el tablero.

$$Q_{w,trans,sup} = 2.7 \cdot 3.08 = 8.32 \text{ kN/m}$$

$$Q_{w,trans,inf} = 2.7 \cdot 2.19 = 5.91 \text{ kN/m}$$

Paralelo al eje del tablero (dirección longitudinal).

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretiles y barandillas). Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será de un 25% para elementos sólidos. El coeficiente reductor, será definido por la expresión:

$$1 - \left[\frac{7}{c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \right] \phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] = 0.81$$

$$Q_{viento} = 0.25 \cdot 0.81 \cdot 7.55 = 1.28 \text{ kN/m}$$

4.3.3 ACCIÓN TÉRMICA

Para la evaluación de los valores térmicos se considerarán los componentes de la diferencia entre la temperatura vertical y horizontal y los componentes uniformes de la misma acción térmica.

4.3.3.1 Temperaturas máximas y mínimas del aire

Los valores característicos de las temperaturas máximas y mínimas del aire dependen tanto del clima del lugar, como de la altitud para un período de retorno de 50 años. De la tabla y figura 4.3ª de la IAP-11 se obtienen dichos valores:

$$T_{m\acute{a}x} = 46^{\circ} \text{C} \quad T_{m\acute{i}n} = -15^{\circ} \text{C}$$

Para un periodo de retorno de 100 años hay que reajustar las anteriores temperaturas.

$$T_{m\acute{a}x,p(100)} = 47.78^{\circ} \text{C} \quad T_{m\acute{i}n,p(100)} = -16.66^{\circ} \text{C}$$

4.3.3.2 Componente uniforme de la temperatura del tablero

Respecto a la componente uniforme de la temperatura del tablero, la temperatura media de la sección transversal es la que se ha de tener en cuenta, la cual tendrá un valor mínimo $T_{e,min}$ y un valor máximo $T_{e,max}$ que según la normativa se deben calcular con las siguientes funciones:

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} \quad T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

El tablero está dentro de la categoría tipo 3 (Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas, o cajones), luego:

$$T_{e,max} = 46^{\circ}\text{C} + 2^{\circ}\text{C} = 48^{\circ}\text{C} \quad T_{e,min} = -15^{\circ}\text{C} + 8^{\circ}\text{C} = -7^{\circ}\text{C}$$

Valor del coeficiente de dilatación térmica lineal para hormigón

$$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

4.3.3.3 Rango de la componente uniforme de la temperatura

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en unas estructuras sin coacción al movimiento, un cambio de longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en los apartados anteriores, el rango de la variación de la componente uniforme de temperatura del tablero será:

$$\Delta T_N = 48^{\circ}\text{C} - (-7^{\circ}\text{C}) = 55^{\circ}\text{C}$$

En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, esta se tomara igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción es de:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15^{\circ}\text{C} - (-7^{\circ}\text{C}) = 22^{\circ}\text{C}$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación será:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 48^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C} = 33^{\circ}\text{C}$$

4.3.3.4 Componente de la diferencia de temperatura

Para puentes tipo 3 el efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$. Estos valores son diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero.

Para tableros de hormigón y sección en cajón:

$$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}\text{C} \text{ y } \Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}\text{C}$$

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores dados en la tabla 4.3d de la

IAP-11 corresponden a un espesor de pavimento de 50mm. Para espesores diferentes será necesario aplicar un factor corrector k_{sur} .

Luego los valores de la componente diferencial de la temperatura quedan de la siguiente manera para un espesor de 10 mm:

$$\Delta T_{M,heat} = 10 \cdot 0.7 = 7.0^{\circ}C \text{ y } \Delta T_{M,cool} = 5 \cdot 1 = 5.0^{\circ}C$$

4.3.4 NIEVE

La sobrecarga de nieve se considerará únicamente en aquellas zonas del tablero donde no se haya aplicado la sobrecarga de uso. Sin embargo, en este caso específico, no es necesario incluirla, ya que la sobrecarga de uso ha sido tomada en cuenta en toda la superficie del tablero del puente.

4.3.5 ACCIÓN SÍSMICA

Las acciones sísmicas en puentes se considerarán únicamente cuando el valor de la aceleración de cálculo es igual o superior a 0.04 g.

Para la localidad de Alcañiz y según el Anexo 1 de la NCSP-07, la aceleración básica es menor a 0.04g por lo que no se han considerado los efectos sísmicos.

5 MODELO DE CÁLCULO

Para el análisis del comportamiento estructural, el tablero se modelizará en SAP2000 mediante un modelo tipo viga discretizada, considerando de forma diferenciada las secciones macizas y las aligeradas.

La utilización de un modelo viga resulta adecuada dado que las dimensiones geométricas del tablero se encuentran dentro de los rangos admisibles para este tipo de aproximación, lo que permite obtener con suficiente precisión los esfuerzos globales de la estructura. En caso contrario, sería necesario recurrir a un modelo

de elementos de lámina con un mallado más detallado que permitiera una caracterización completa de los esfuerzos locales.

A continuación se muestra el modelo, con el cuál se analizará la acción de las fuerzas verticales y servirá para el dimensionado del pretensado.

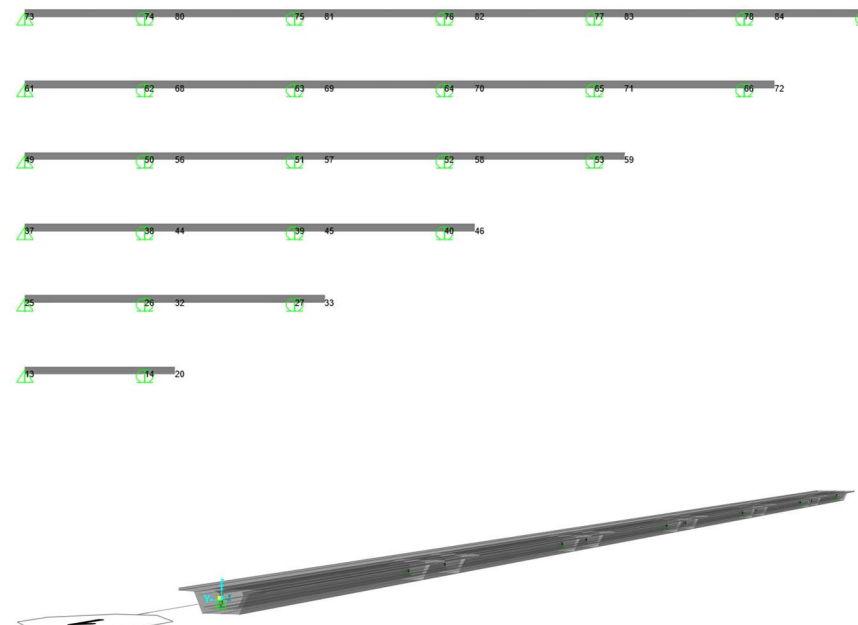


Figura 5.1 Modelo de cálculo empleado

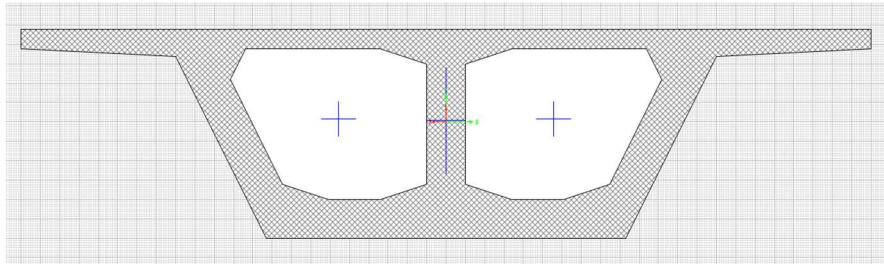


Figura 5.2 Sección transversal aligerada introducida en el modelo

Property Data

Section Name: 270_50

Properties			
Cross-section (axial) area	9.0502	Section modulus about 3 axis (top)	7.1944
Moment of Inertia about 3 axis	8.6052	Section modulus about 3 axis (bottom)	5.7219
Moment of Inertia about 2 axis	54.891	Section modulus about 2 axis (left)	9.9802
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	9.9802
Torsional constant	17.0307	Warping Constant (Cw)	N/C
Shear area in 2 direction	4.4857	Plastic modulus about 3 axis	8.1335
Shear area in 3 direction	7.1589	Plastic modulus about 2 axis	18.3142
CG offset in 3 direction	4.441E-15	Radius of Gyration about 3 axis	0.9751
CG offset in 2 direction	0.1539	Radius of Gyration about 2 axis	2.4628
Shear Center Offset (x3)*	N/C		
Shear Center Offset (x2)*	N/C		

* Value is not used in analysis

Figura 5.3 Propiedades mecánicas de la sección aligerada

Dado que la ejecución del tablero se lleva a cabo en seis fases constructivas, se han considerado los efectos diferidos del hormigón en las envolventes de esfuerzos derivadas del peso propio y del pretensado. Para ello, se han introducido en el modelo los valores correspondientes de deformación por retracción y el coeficiente de fluencia, garantizando así una representación más precisa del comportamiento estructural a lo largo del tiempo.

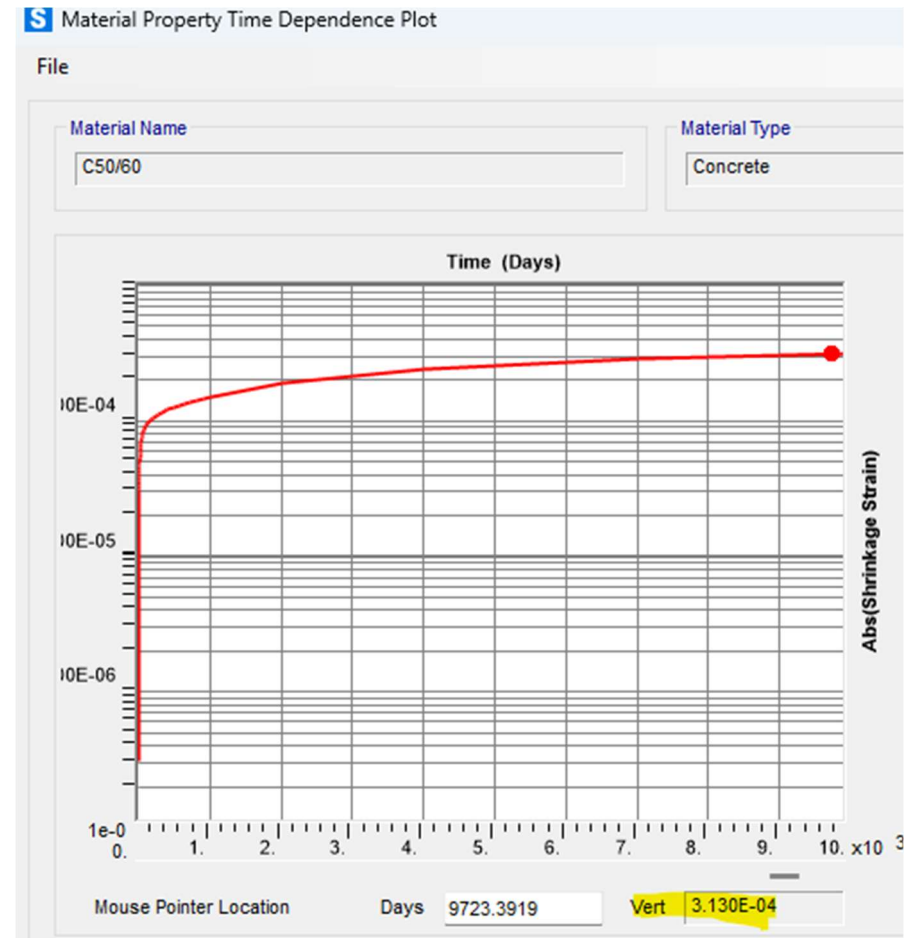


Figura 5.4 Curva de retracción introducida en el modelo

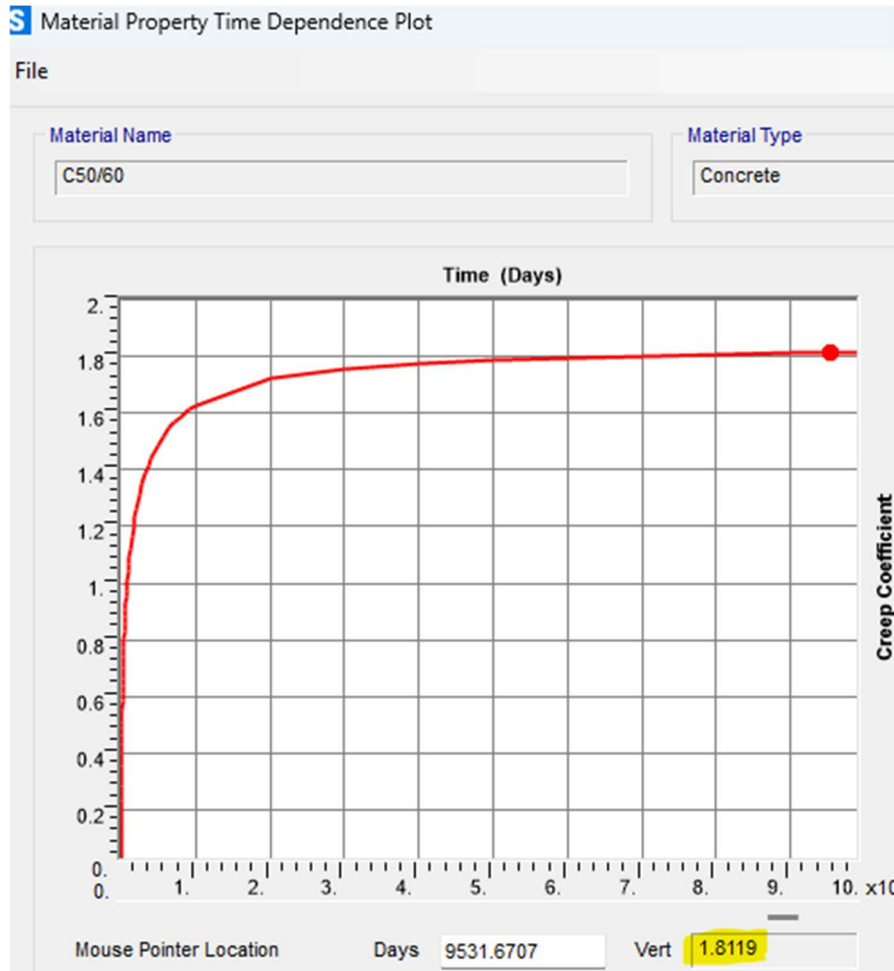


Figura 5.5 Coeficiente de fluencia introducida en el modelo

6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este apartado se trata de enunciar las consideraciones generales de proyecto que permiten un correcto dimensionamiento y comprobación de los elementos que conforman el puente

6.1 LIMITACIONES TENSIONALES

Se precisa determinar la fuerza inicial de tesado, el trazado de los cables y el número de cordones necesarios. En el proceso utilizado para el cálculo de la armadura activa se ha tenido presente:

- ❖ Las restricciones geométricas impuestas por los recubrimientos.
- ❖ El cambio del valor de la fuerza de pretensado en cada sección producida por las pérdidas instantáneas y diferidas.
- ❖ Las limitaciones tensionales relativas al Estado Límite de Fisuración, establecidas en el Eurocódigo. Se limita la tensión máxima de compresión y tracción.

La limitación tensional del hormigón en elementos y estructuras pretensadas son de dos tipos: tensión máxima de compresión y tensión mínima de tracción.

La tensión de compresión del hormigón en la estructura, resultante de la fuerza de pretensado y otras cargas que actúan en el momento del tesado o de la transferencia de las fuerzas del pretensado, debe cumplir:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck,t}$$

donde:

σ_c : es la tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.

$f_{ck,t}$: es la resistencia característica a compresión del hormigón a una edad t .

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa) para } 3 < t < 28 \text{ días}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ para } t \geq 28 \text{ días}$$

La resistencia del hormigón a compresión a distintas edades $f_{cm}(t)$ se puede estimar a partir de:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

La normativa permite la aparición de fisuras limitadas a 0.2 mm. Sin embargo, se ha preferido diseñar el tablero para evitar la aparición de fisuras.

La tensión mínima del hormigón debe satisfacer:

$$\sigma_c \geq -f_{ctm,t}$$

donde:

$f_{ctm,t}$: es la resistencia media a tracción directa a una edad t .

Como primera aproximación se puede suponer que la resistencia a tracción $f_{ctm}(t)$ es igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm} ; \text{ con } \alpha = 1 \text{ para } t < 28$$

	Tesado (3 días)	En servicio ($t \geq 28$ días)
$f_{ck}(t)$	26.70 MPa	45.00 MPa
$f_{ctm}(t)$	-2.44 MPa	-4.07 MPa

Tabla 6.1 Resistencias del hormigón

De acuerdo con la normativa vigente, el ambiente de exposición XC4 en el que se encuentra la estructura permite la aparición de tracciones, estableciéndose una abertura máxima de fisura de 0,2

mm. Asimismo, debe verificarse que las armaduras activas permanezcan en la zona comprimida de la sección bajo la combinación casi permanente de acciones.

Durante la fase de servicio, se adopta como valor de resistencia a tracción del hormigón el 50 % de la resistencia media a tracción, con el objetivo de limitar la formación y abertura de fisuras y garantizar la durabilidad estructural.

	Tesado (3 días)	En servicio ($t \geq 28$ días)
$\sigma_{c,max}$	14.22 MPa	27.00 MPa
$\sigma_{c,min}$	0.00 MPa	$f_{ctm}(28)/2 = -2.04$ MPa

Tabla 6.2 Limitaciones tensionales en las secciones

6.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA ACTIVA

El objetivo fundamental de la armadura activa será el cumplimiento de los ELS de deformación y fisuración.

El proceso constructivo previsto para la ejecución de los vanos del puente corresponde a la técnica de vanos sucesivos (*span by span*), mediante el uso de cimbra autolanzable, lo que permite una construcción secuencial y controlada de la superestructura. El desarrollo completo del proceso constructivo se describe en el Anejo N°3.

En cada una de las fases constructivas se obtiene la correspondiente ley de cargas debidas al peso propio, que va evolucionando progresivamente hasta completarse en la última fase. De forma análoga, la ley de momentos flectores asociados al pretensado también se modifica en cada etapa, alcanzando su configuración definitiva al finalizar el proceso.

Con la ley de peso propio en estado final más las correspondientes sobrecargas se determina el trazado medio definitivo de los

tendones, ajustando su geometría de manera que se garantice una respuesta estructural adecuada.

El primer paso en el dimensionamiento de la armadura activa consiste en definir el trazado de los diferentes cables, proceso que se lleva a cabo mediante una hoja de cálculo en Excel. Una vez establecido este trazado inicial, se procede al cálculo del momento hiperestático inducido por cada cable introducido.

Dado que en cada iteración la estructura se encuentra sometida a diferentes estados de esfuerzos, es necesario verificar la validez del trazado obtenido. Para ello, se comparan los valores de los husos de paso del cable en la iteración i con los de la iteración $i-1$. En el presente caso, fueron necesarias dos iteraciones para alcanzar un trazado satisfactorio, cuyo desarrollo se recoge en los apartados siguientes.

Una vez que el trazado del cable converge hacia la solución óptima, se analizan las pérdidas de pretensado, tanto instantáneas como diferidas. Dado que estas pérdidas difieren de las inicialmente supuestas en el cálculo del trazado preliminar, se realiza una nueva iteración del proceso. Con las pérdidas actualizadas, se repite el ajuste del momento hiperestático y el trazado de los tendones, hasta obtener una solución estable en la que los valores calculados de pérdidas coincidan con los adoptados.

Finalmente, se lleva a cabo una verificación del estado tensional en distintas secciones representativas de la estructura, comprobando el cumplimiento de las condiciones normativas en los estados límite de servicio y de resistencia.

6.2.1 DIMENSIONAMIENTO A NIVEL SECCIÓN

Las gráficas siguientes representan los esfuerzos flectores en la fase final del proceso constructivo una vez ya ejecutados todos los vanos.

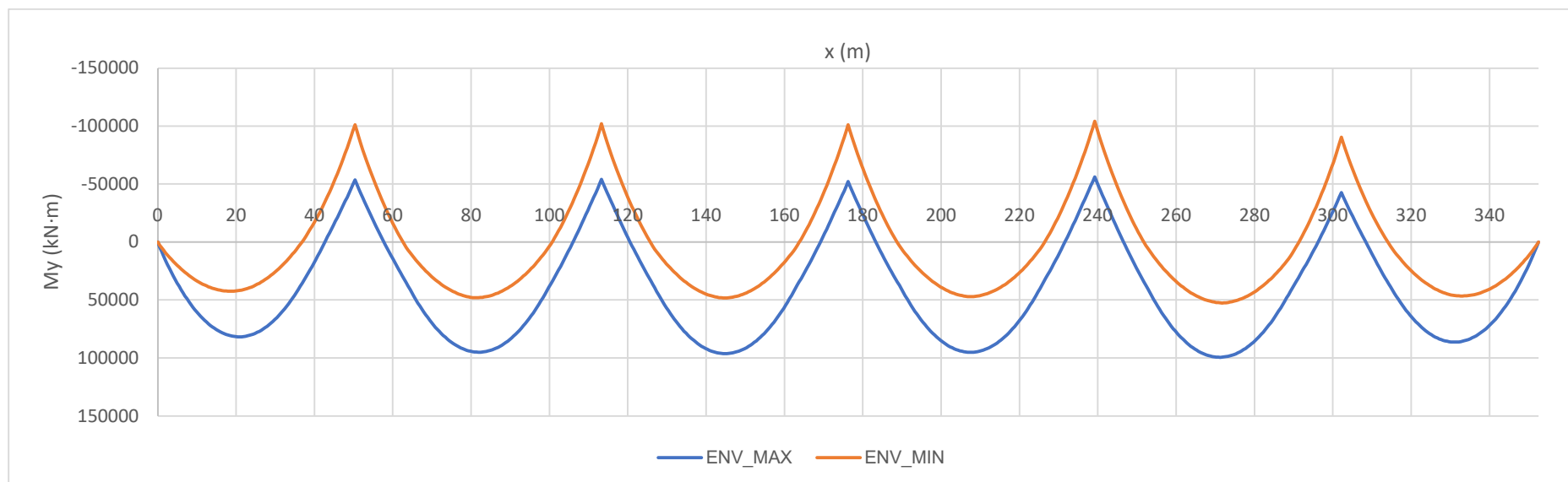


Figura 6.1 Ley de flectores bajo combinación ELS Característica

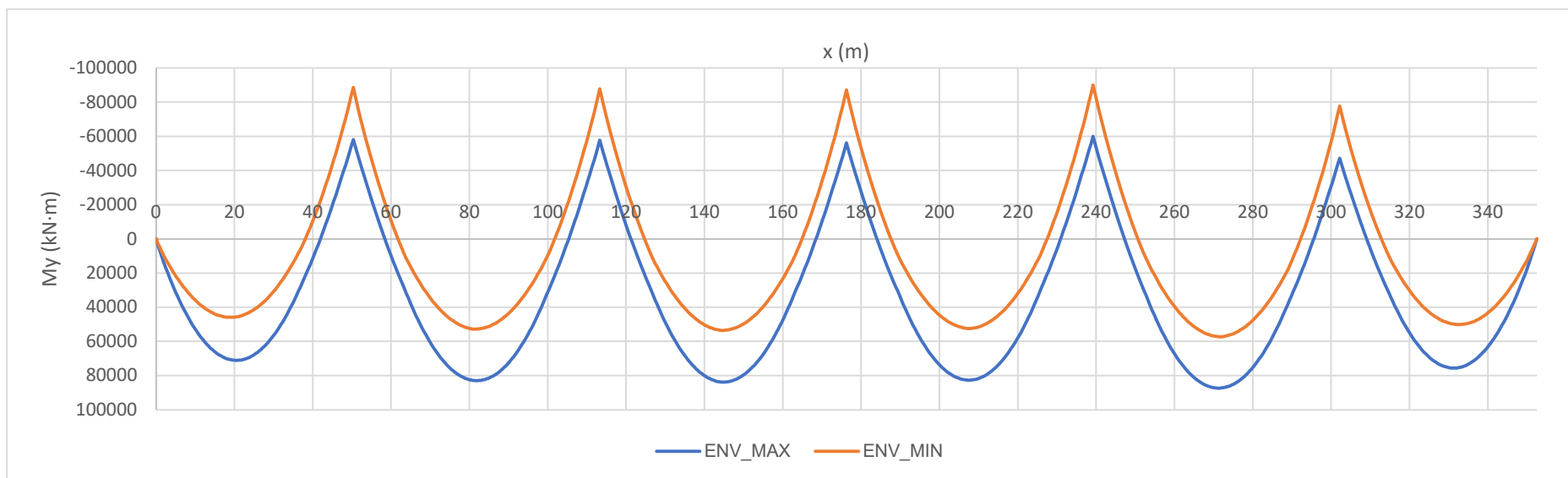


Figura 6.2 Ley de flectores bajo combinación ELS Frecuente

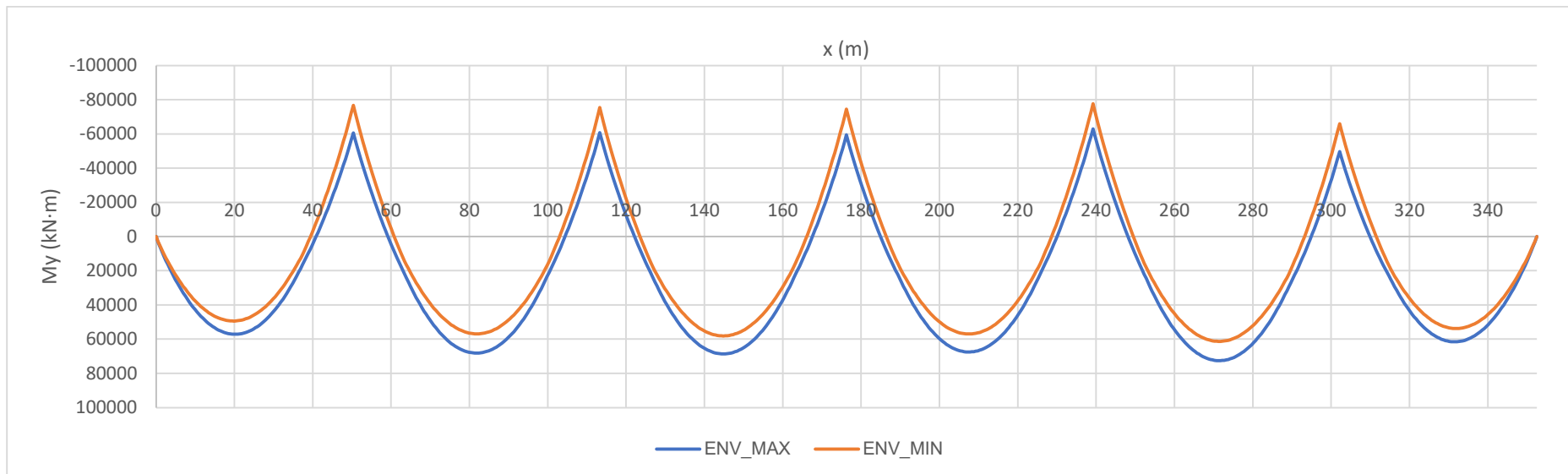
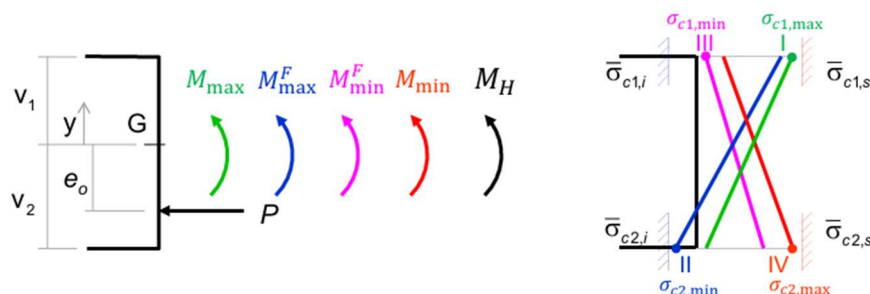


Figura 6.3 Ley de flectores bajo combinación ELS Casi-permanente

Aplicando la teoría de vigas de Navier-Bernoulli, las tensiones en una sección vendrán dadas por la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_0 + M_H + M_{ext}}{I} \cdot y$$

De este modo, al aplicar las limitaciones de esfuerzo previamente establecidas para combinaciones poco probables y frecuentes, se derivan cuatro ecuaciones conocidas como las rectas de Magnel, las cuales se utilizan para realizar el dimensionamiento.



$$I \rightarrow \sigma_{c1,max} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot (e_0 + e_H) + M_{max}}{I} \cdot v_1 \leq \sigma_{c1,s}$$

$$II \rightarrow \sigma_{c2,min} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot (e_0 + e_H) + M_{F_{max}}^F}{I} \cdot v_2 \geq \sigma_{c2,i}$$

$$III \rightarrow \sigma_{c1,min} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot (e_0 + e_H) + M_{F_{min}}^F}{I} \cdot v_1 \geq \sigma_{c1,i}$$

$$IV \rightarrow \sigma_{c2,max} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot (e_0 + e_H) + M_{min}}{I} \cdot v_2 \leq \sigma_{c2,s}$$

$$I \rightarrow e_0 \leq \frac{1}{P} \left(\frac{I_b}{v_{1b}} \sigma_{c1,s} - M_{máx} \right) - \frac{I_b}{A_b v_{1b}} - e_H; m_1 = \frac{I_b}{v_{1b}} \sigma_{c1,s} - M_{máx}$$

$$II \rightarrow e_0 \leq \frac{1}{P} \left(\frac{I_b}{v_{2b}} \sigma_{c2,i} - M_{F,máx} \right) - \frac{I_b}{A_b v_{2b}} - e_H; m_2 = \frac{I_b}{v_{2b}} \sigma_{c2,i} - M_{F,máx}$$

$$III \rightarrow e_0 \leq \frac{1}{P} \left(\frac{I_b}{v_{1b}} \sigma_{c1,i} - M_{F,mín} \right) - \frac{I_b}{A_b v_{1b}} - e_H; m_3 = \frac{I_b}{v_{1b}} \sigma_{c1,i} - M_{F,mín}$$

$$IV \rightarrow e_0 \leq \frac{1}{P} \left(\frac{I_b}{v_{2b}} \sigma_{c2,s} - M_{mín} \right) - \frac{I_b}{A_b v_{2b}} - e_H; m_4 = \frac{I_b}{v_{2b}} \sigma_{c2,s} - M_{mín}$$

A partir de las expresiones anteriores, se calculan las cuatro rectas correspondientes a cada sección. Luego, se seleccionan las pendientes más restrictivas en cada caso.

$$m_i \text{ más restrictivas} \rightarrow \begin{cases} m_1 = \min(m_{1,servicio}; m_{1,tesado}) \\ m_2 = \min(m_{2,servicio}; m_{2,tesado}) \\ m_3 = \max(m_{3,servicio}; m_{3,tesado}) \\ m_4 = \max(m_{4,servicio}; m_{4,tesado}) \end{cases}$$

Se establece un valor “K” en función de las pérdidas diferidas estimadas del pretensado y se verifica la existencia de una sección mínima adecuada.

$$k = \frac{P_{máx}}{P_{mín}} = \frac{\gamma_{p,des} P_{m0}}{\gamma_{p,fav} (P_{m0} - \Delta P_{dif})}; \gamma_{p,des} = 1.1; \gamma_{p,fav} = 0.9$$

$$\Delta P_{dif} \cong 0.15 \Delta P_{ki}$$

$$k = \frac{P_{máx}}{P_{mín}} = \frac{1.1 P_{m0}}{0.9 [P_{m0} - (0.15 P_{m0})]} = 1.438$$

La sección es suficiente si los pares de rectas I-III y II-IV cumplen simultáneamente alguna de sus correspondientes condiciones:

Borde superior			Borde inferior		
I-III	$m_1 > 0$	$m_1 < 0$	II-IV	$m_2 > 0$	$m_2 < 0$
$m_3 > 0$	$m_1 > k \cdot m_3$	Insuficiente	$m_4 > 0$	$m_2 > k \cdot m_4$	Insuficiente
$m_3 < 0$	Suficiente	$m_3 < k \cdot m_1$	$m_4 < 0$	Suficiente	$m_4 < k \cdot m_2$

En las siguientes tablas se recogen los valores de las pendientes y la verificación de que existe sección mínima en cada una de las secciones de control.

							RECTAS DE MAGNEL			
							TESADO			
Al tesar							m_1	m_2	m_3	m_4
	Sección	x (m)	$M_F \max$	$M_F \min$	$M \max$	$M \min$				
Estribo	Macizada	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	149206.44	0.00	0.00	-115274.81
1/3 Vano Ext	Aligerada	16.95	45566.54	45566.54	45566.54	45566.54	69679.02	-45566.54	-45566.54	-137223.88
C-L Vano Ext	Aligerada	24.93	44080.97	44080.97	44080.97	44080.97	71164.58	-44080.97	-44080.97	-135738.32
2/3 Vano Ext	Aligerada	33.40	26735.88	26735.88	26735.88	26735.88	88509.68	-26735.88	-26735.88	-118393.22
Pila 1	Macizada	50.35	-57640.07	-57640.07	-57640.07	-57640.07	206846.51	57640.07	57640.07	-57634.74
1/3 Vano	Aligerada	71.42	43522.78	43522.78	43522.78	43522.78	71722.77	-43522.78	-43522.78	-135180.13
C-L Vano	Aligerada	81.89	55952.05	55952.05	55952.05	55952.05	59293.50	-55952.05	-55952.05	-147609.40
2/3 Vano	Aligerada	92.36	43582.24	43582.24	43582.24	43582.24	71663.31	-43582.24	-43582.24	-135239.59
Pila 2	Macizada	113.30	-56588.14	-56588.14	-56588.14	-56588.14	205794.58	56588.14	56588.14	-58686.67
1/3 Vano	Aligerada	134.37	44536.82	44536.82	44536.82	44536.82	70708.73	-44536.82	-44536.82	-136194.17
C-L Vano	Aligerada	144.84	56947.25	56947.25	56947.25	56947.25	58298.30	-56947.25	-56947.25	-148604.60
2/3 Vano	Aligerada	155.31	44558.61	44558.61	44558.61	44558.61	70686.94	-44558.61	-44558.61	-136215.96
Pila 3	Macizada	176.25	-55649.44	-55649.44	-55649.44	-55649.44	204855.88	55649.44	55649.44	-59625.37
1/3 Vano	Aligerada	197.32	44091.38	44091.38	44091.38	44091.38	71154.17	-44091.38	-44091.38	-135748.73
C-L Vano	Aligerada	207.79	55813.81	55813.81	55813.81	55813.81	59431.74	-55813.81	-55813.81	-147471.16
2/3 Vano	Aligerada	218.26	42737.16	42737.16	42737.16	42737.16	72508.39	-42737.16	-42737.16	-134394.51
Pila 4	Macizada	239.20	-58846.97	-58846.97	-58846.97	-58846.97	208053.40	58846.97	58846.97	-56427.84
1/3 Vano	Aligerada	260.27	46013.64	46013.64	46013.64	46013.64	69231.91	-46013.64	-46013.64	-137670.99
C-L Vano	Aligerada	270.74	60280.93	60280.93	60280.93	60280.93	54964.62	-60280.93	-60280.93	-151938.28
2/3 Vano	Aligerada	281.21	49749.14	49749.14	49749.14	49749.14	65496.41	-49749.14	-49749.14	-141406.49
Pila 5	Macizada	302.15	-46745.01	-46745.01	-46745.01	-46745.01	195951.45	46745.01	46745.01	-68529.79
1/3 Vano	Aligerada	318.71	32862.47	32862.47	32862.47	32862.47	82383.09	-32862.47	-32862.47	-124519.81
C-L Vano	Aligerada	327.16	49092.12	49092.12	49092.12	49092.12	66153.43	-49092.12	-49092.12	-140749.47
2/3 Vano	Aligerada	335.61	49182.52	49182.52	49182.52	49182.52	66063.03	-49182.52	-49182.52	-140839.87
Estribo	Macizada	352.50	0.00	0.00	0.00	0.00	149206.44	0.00	0.00	-115274.81

Tabla 6.3 Pendientes al momento del tesado

	Sección	x (m)	En servicio				RECTAS DE MAGNEL			
			Fisuras por tracción		Fisuras por compresión		SERVICIO			
			$M_F \max$	$M_F \min$	$M \max$	$M \min$	m_1	m_2	m_3	m_4
Estribo	Macizada	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	279434.33	14650.19	-18962.54	-215887.06
1/3 Vano Ext	Aligerada	16.95	69012.39	45414.23	79003.27	42094.60	136829.00	-57363.73	-60060.70	-213750.80
C-L Vano Ext	Aligerada	24.93	67987.65	41560.35	78724.67	37338.09	137107.60	-56338.98	-56206.82	-208994.29
2/3 Vano Ext	Aligerada	33.40	44371.95	20099.40	53353.95	14436.72	162478.32	-32723.29	-34745.87	-186092.92
Pila 1	Macizada	50.35	-58103.63	-88643.76	-53553.97	-101216.18	332988.30	72753.82	69681.22	-114670.88
1/3 Vano	Aligerada	71.42	65615.64	38636.67	75433.99	34012.75	140398.28	-53966.98	-53283.15	-205668.95
C-L Vano	Aligerada	81.89	82979.05	52781.92	95019.50	47988.09	120812.77	-71330.38	-67428.39	-219644.30
2/3 Vano	Aligerada	92.36	65627.10	37928.17	76110.40	32393.17	139721.88	-53978.43	-52574.64	-204049.37
Pila 2	Macizada	113.30	-57779.59	-87894.06	-54049.56	-101916.83	333483.89	72429.79	68931.53	-113970.23
1/3 Vano	Aligerada	134.37	66346.66	39048.90	76809.35	33528.49	139022.93	-54698.00	-53695.37	-205184.69
C-L Vano	Aligerada	144.84	83805.21	53601.33	96236.81	48323.19	119595.46	-72156.54	-68247.80	-219979.39
2/3 Vano	Aligerada	155.31	66546.22	38844.99	77164.33	33146.35	138667.94	-54897.55	-53491.46	-204802.55
Pila 3	Macizada	176.25	-56214.74	-87195.72	-52113.84	-101135.52	331548.17	70864.93	68233.18	-114751.55
1/3 Vano	Aligerada	197.32	66193.53	38420.43	76855.01	32727.24	138977.26	-54544.87	-53066.90	-204383.44
C-L Vano	Aligerada	207.79	82670.75	52480.88	95102.14	47207.94	120730.13	-71022.09	-67127.35	-218864.14
2/3 Vano	Aligerada	218.26	64430.15	37207.87	74848.80	31682.91	140983.47	-52781.49	-51854.34	-203339.11
Pila 4	Macizada	239.20	-60037.52	-90153.45	-56306.24	-104177.06	335740.57	74687.71	71190.91	-111710.01
1/3 Vano	Aligerada	260.27	68174.53	40402.54	78698.37	34875.16	137133.90	-56525.87	-55049.02	-206531.36
C-L Vano	Aligerada	270.74	87309.47	57120.54	99348.07	52328.60	116484.20	-75660.80	-71767.01	-223984.80
2/3 Vano	Aligerada	281.21	71727.00	44825.50	81498.97	40202.84	134333.30	-60078.34	-59471.97	-211859.04
Pila 5	Macizada	302.15	-47208.64	-77749.94	-42658.97	-90324.22	322093.31	61858.83	58787.41	-125562.85
1/3 Vano	Aligerada	318.71	50051.26	25998.15	58892.13	20270.13	156940.15	-38402.60	-40644.62	-191926.33
C-L Vano	Aligerada	327.16	72854.59	46408.39	83570.27	42115.94	132262.00	-61205.92	-61054.86	-213772.14
2/3 Vano	Aligerada	335.61	72604.14	49036.73	82583.48	45716.14	133248.80	-60955.47	-63683.20	-217372.34
Estribo	Macizada	352.50	0.00	0.00	0.00	0.00	279434.33	14650.19	-18962.54	-215887.06

Tabla 6.4 Pendientes en estado de servicio

CÁLCULO PENDIENTES

Más restrictivas

SECCIÓN MÍNIMA

Comprobación de borde

	Sección	x (m)	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	Superior	Inferior
Estribo	Macizada	0.00	149206.44	0.00	0.00	-115274.81	cumple	suficiente
1/3 Vano Ext	Aligerada	16.95	69679.02	-57363.73	-45566.54	-137223.88	suficiente	cumple
C-L Vano Ext	Aligerada	24.93	71164.58	-56338.98	-44080.97	-135738.32	suficiente	cumple
2/3 Vano Ext	Aligerada	33.40	88509.68	-32723.29	-26735.88	-118393.22	suficiente	cumple
Pila 1	Macizada	50.35	206846.51	57640.07	69681.22	-57634.74	cumple	suficiente
1/3 Vano	Aligerada	71.42	71722.77	-53966.98	-43522.78	-135180.13	suficiente	cumple
C-L Vano	Aligerada	81.89	59293.50	-71330.38	-55952.05	-147609.40	suficiente	cumple
2/3 Vano	Aligerada	92.36	71663.31	-53978.43	-43582.24	-135239.59	suficiente	cumple
Pila 2	Macizada	113.30	205794.58	56588.14	68931.53	-58686.67	cumple	suficiente
1/3 Vano	Aligerada	134.37	70708.73	-54698.00	-44536.82	-136194.17	suficiente	cumple
C-L Vano	Aligerada	144.84	58298.30	-72156.54	-56947.25	-148604.60	suficiente	cumple
2/3 Vano	Aligerada	155.31	70686.94	-54897.55	-44558.61	-136215.96	suficiente	cumple
Pila 3	Macizada	176.25	204855.88	55649.44	68233.18	-59625.37	cumple	suficiente
1/3 Vano	Aligerada	197.32	71154.17	-54544.87	-44091.38	-135748.73	suficiente	cumple
C-L Vano	Aligerada	207.79	59431.74	-71022.09	-55813.81	-147471.16	suficiente	cumple
2/3 Vano	Aligerada	218.26	72508.39	-52781.49	-42737.16	-134394.51	suficiente	cumple
Pila 4	Macizada	239.20	208053.40	58846.97	71190.91	-56427.84	cumple	suficiente
1/3 Vano	Aligerada	260.27	69231.91	-56525.87	-46013.64	-137670.99	suficiente	cumple
C-L Vano	Aligerada	270.74	54964.62	-75660.80	-60280.93	-151938.28	suficiente	cumple
2/3 Vano	Aligerada	281.21	65496.41	-60078.34	-49749.14	-141406.49	suficiente	cumple
Pila 5	Macizada	302.15	195951.45	46745.01	58787.41	-68529.79	cumple	suficiente
1/3 Vano	Aligerada	318.71	82383.09	-38402.60	-32862.47	-124519.81	suficiente	cumple
C-L Vano	Aligerada	327.16	66153.43	-61205.92	-49092.12	-140749.47	suficiente	cumple
2/3 Vano	Aligerada	335.61	66063.03	-60955.47	-49182.52	-140839.87	suficiente	cumple
Estribo	Macizada	352.50	149206.44	0.00	0.00	-115274.81	cumple	suficiente

Tabla 6.5 Comprobación de secciones mínimas

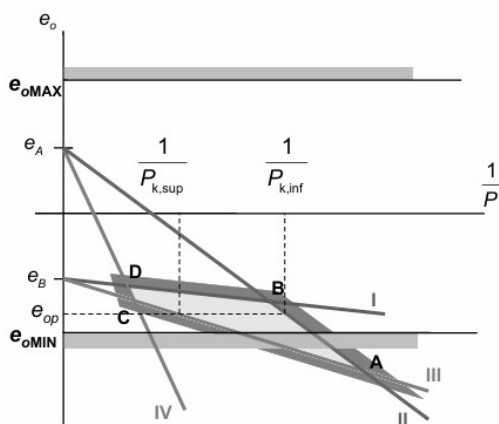
6.2.2 PRETENSADO MÍNIMO

El objetivo es hallar el $P_{k,inf}$ y la excentricidad correspondiente e_{op} , con las siguientes condiciones:

- $e_{oMIN} < e_{op} < e_{oMAX}$
- $P_{k,sup} > k \cdot P_{k,inf}$
- $P_{k,inf}$ es el valor más pequeño posible = $P_{k,min}(e_{op})$

La fuerza mínima de pretensado se determina mediante la intersección de la recta correspondiente a la excentricidad máxima con la línea de equilibrio de la situación de servicio en la fibra inferior. Esta fuerza representa el valor mínimo necesario de pretensado que, una vez consideradas todas las pérdidas a largo plazo y bajo la acción de las cargas frecuentes, asegura que no se produzca fisuración en la fibra traccionada.

Por otro lado, la fuerza máxima de pretensado se obtiene de forma análoga, a partir de la intersección de la misma recta de excentricidad con la línea de equilibrio de la situación en vacío en la fibra superior. Este valor representa la fuerza máxima admisible de pretensado que puede aplicarse en vacío sin que aparezcan tensiones de tracción en la fibra comprimida.



Según los valores de las pendientes de las rectas se pueden presentar los siguientes casos:

Caso A	$m_2 > 0$ $m_3 > 0$	$P_{k,inf} = \frac{m_3 - m_2/k}{\rho \cdot h}$ $e_{op} = \frac{m_3}{P_{k,inf}} - e_B$
Caso B	$m_2 < 0$ $m_3 < 0$	$P_{k,inf} = \frac{m_3/k - m_2}{\rho \cdot h}$ $e_{op} = \frac{m_2}{P_{k,inf}} - e_A$
Caso C	$m_2 < 0$ $m_3 > 0$	$P_{k,inf} = \frac{m_3 - m_2}{\rho \cdot h}$ $e_{op} = \frac{m_2}{P_{k,inf}} - e_A$

Si no se verifica que $e_{oMIN} < e_{op} < e_{oMAX}$ la sección es supracrítica (Caso D), donde la excentricidad real del tendón equivalente de pretensado está limitada por las dimensiones y geometría de la sección.

En ese caso:

$$e_{op} = e_{or} (e_{oMIN} \text{ ó } e_{oMAX})$$

$$P_1 = \frac{m_1}{e_{or} - e_B}; P_2 = \frac{m_2}{e_{or} - e_A}; P_3 = \frac{m_3}{e_{or} - e_B}; P_4 = \frac{m_4}{e_{or} - e_A}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

m_1	m_2	m_3	m_4	$P_{k,min}$	$P_{k,max}$
>0	>0	>0	>0	max (P_3, P_4)	min (P_1, P_2)
>0	>0	>0	<0	P_3	min (P_1, P_2, P_4)
>0	<0	>0	<0	max (P_2, P_3)	min (P_1, P_4)
>0	<0	<0	<0	P_2	min (P_1, P_3, P_4)
<0	<0	<0	<0	max (P_1, P_2)	min (P_3, P_4)

En la siguiente tabla se recogen los valores del pretensado mínimo y máximo para cada sección. El valor del pretensado (mínimo y máximo) en las secciones de apoyo son las más restrictivas, concretamente la de la pila 4 y, por tanto, serán los valores que se usarán para el dimensionamiento de la armadura activa.

		PENDIENTES MÁS RESTRICTIVAS				PRETENSADO MÍNIMO								
	Sección	x (m)	m_1	m_2	m_3	m_4	CASO	¿supracrítica?	e_{op} (m)	e_{oMIN} (m)	e_{oMAX} (m)	$P_{k,inf}$ (kN)	$P_{k,max}$ (kN)	$P_{k,max} > K \cdot P_{k,min}$
Estribo	Macizada	0.00	149206.44	0.00	0.00	-115274.81	A	SI	2.59	-1.27	0.93	0.00	68281.22	SI
1/3 Vano Ext	Aligerada	16.95	69679.02	-57363.73	-45566.54	-137223.88	B	SI	-2.56	-1.25	0.95	30413.17	72753.51	SI
C-L Vano Ext	Aligerada	24.93	71164.58	-56338.98	-44080.97	-135738.32	B	SI	-2.50	-1.25	0.95	29869.87	71965.89	SI
2/3 Vano Ext	Aligerada	33.40	88509.68	-32723.29	-26735.88	-118393.22	B	SI	-2.67	-1.25	0.95	17349.27	58253.10	SI
Pila 1	Macizada	50.35	206846.51	57640.07	69681.22	-57634.74	A	SI	1.70	-1.27	0.93	47596.22	112630.18	SI
1/3 Vano	Aligerada	71.42	71722.77	-53966.98	-43522.78	-135180.13	B	SI	-2.62	-1.25	0.95	28612.27	71669.95	SI
C-L Vano	Aligerada	81.89	59293.50	-71330.38	-55952.05	-147609.40	B	SI	-2.51	-1.25	0.95	37818.02	78259.72	SI
2/3 Vano	Aligerada	92.36	71663.31	-53978.43	-43582.24	-135239.59	B	SI	-2.62	-1.25	0.95	28618.35	71701.48	SI
Pila 2	Macizada	113.30	205794.58	56588.14	68931.53	-58686.67	A	SI	1.68	-1.27	0.93	47084.13	110574.69	SI
1/3 Vano	Aligerada	134.37	70708.73	-54698.00	-44536.82	-136194.17	B	SI	-2.66	-1.25	0.95	28999.85	72207.58	SI
C-L Vano	Aligerada	144.84	58298.30	-72156.54	-56947.25	-148604.60	B	SI	-2.53	-1.25	0.95	38256.04	78787.35	SI
2/3 Vano	Aligerada	155.31	70686.94	-54897.55	-44558.61	-136215.96	B	SI	-2.64	-1.25	0.95	29105.65	72219.13	SI
Pila 3	Macizada	176.25	204855.88	55649.44	68233.18	-59625.37	A	SI	1.66	-1.27	0.93	46607.13	108740.44	SI
1/3 Vano	Aligerada	197.32	71154.17	-54544.87	-44091.38	-135748.73	B	SI	-2.63	-1.25	0.95	28918.66	71971.41	SI
C-L Vano	Aligerada	207.79	59431.74	-71022.09	-55813.81	-147471.16	B	SI	-2.52	-1.25	0.95	37654.57	78186.42	SI
2/3 Vano	Aligerada	218.26	72508.39	-52781.49	-42737.16	-134394.51	B	SI	-2.63	-1.25	0.95	27983.75	71253.43	SI
Pila 4	Macizada	239.20	208053.40	58846.97	71190.91	-56427.84	A	SI	1.70	-1.27	0.93	48627.42	114988.49	SI
1/3 Vano	Aligerada	260.27	69231.91	-56525.87	-46013.64	-137670.99	B	SI	-2.66	-1.25	0.95	29968.95	72990.56	SI
C-L Vano	Aligerada	270.74	54964.62	-75660.80	-60280.93	-151938.28	B	SI	-2.57	-1.25	0.95	40113.93	80554.81	SI
2/3 Vano	Aligerada	281.21	65496.41	-60078.34	-49749.14	-141406.49	B	SI	-2.73	-1.25	0.95	31852.40	74971.05	SI
Pila 5	Macizada	302.15	195951.45	46745.01	58787.41	-68529.79	A	SI	1.59	-1.27	0.93	40155.12	91340.96	SI
1/3 Vano	Aligerada	318.71	82383.09	-38402.60	-32862.47	-124519.81	B	SI	-2.89	-1.25	0.95	20360.33	66018.05	SI
C-L Vano	Aligerada	327.16	66153.43	-61205.92	-49092.12	-140749.47	B	SI	-2.60	-1.25	0.95	32450.22	74622.71	SI
2/3 Vano	Aligerada	335.61	66063.03	-60955.47	-49182.52	-140839.87	B	SI	-2.62	-1.25	0.95	32317.44	74670.64	SI
Estribo	Macizada	352.50	149206.44	0.00	0.00	-115274.81	A	SI	2.59	-1.27	0.93	0.00	68281.22	SI

Tabla 6.6 Pretensado mínimo y máximo en las secciones de control

6.2.3 FUERZA DE TESADO MÍNIMA

La fuerza de pretensado mínima se identifica con la fuerza mínima a largo plazo en la sección crítica $P_{k,inf}$.

La fuerza de pretensado inicial en la sección centro-luz es (suponiendo unas pérdidas diferidas del 15%):

$$P_{m0} = \frac{P_{k,inf}}{0.9 \cdot (1 - c)}$$

La fuerza de tesado de referencia (suponiendo unas pérdidas instantáneas del 10% de $P_{máx}$):

$$P_{max,i} = \frac{P_{m0}}{1 - \Delta P_i / P_{máx}}$$

	Sección	x (m)	P_{m0}	$P_{máx}$
Estribo	Macizada	0.00	0.00	0.00
1/3 Vano Ext	Aligerada	16.95	39755.77	44173.08
C-L Vano Ext	Aligerada	24.93	39045.58	43383.97
2/3 Vano Ext	Aligerada	33.40	22678.78	25198.65
Pila 1	Macizada	50.35	62217.28	69130.31
1/3 Vano	Aligerada	71.42	37401.66	41557.40
C-L Vano	Aligerada	81.89	49435.32	54928.14
2/3 Vano	Aligerada	92.36	37409.60	41566.23
Pila 2	Macizada	113.30	61547.89	68386.54
1/3 Vano	Aligerada	134.37	37908.30	42120.33
C-L Vano	Aligerada	144.84	50007.89	55564.32
2/3 Vano	Aligerada	155.31	38046.60	42274.00
Pila 3	Macizada	176.25	60924.35	67693.72
1/3 Vano	Aligerada	197.32	37802.17	42002.41
C-L Vano	Aligerada	207.79	49221.66	54690.73

2/3 Vano	Aligerada	218.26	36580.06	40644.51
Pila 4	Macizada	239.20	63565.26	70628.06
1/3 Vano	Aligerada	260.27	39175.09	43527.88
C-L Vano	Aligerada	270.74	52436.51	58262.79
2/3 Vano	Aligerada	281.21	41637.13	46263.47
Pila 5	Macizada	302.15	52490.36	58322.62
1/3 Vano	Aligerada	318.71	26614.81	29572.02
C-L Vano	Aligerada	327.16	42418.59	47131.77
2/3 Vano	Aligerada	335.61	42245.02	46938.91
Estribo	Macizada	352.50	0.00	0.00

Tabla 6.7 Fuerza de tesado mínima en las secciones de control

La fuerza de tesado $P_{máx}$ a disponer debe ser mayor que la máxima de las fuerzas de tesado mínimas calculadas para cada sección. La sección más desfavorable son las de los apoyos en las pilas, concretamente el apoyo en la pila 4 es la que determina el dimensionamiento de la armadura activa.

La fuerza aplicada a la armadura activa $P_{máx}$ (fuerza sobre el extremo activo durante el tesado) no debe superar el siguiente valor:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,máx}; \sigma_{p,máx} \leq \min \begin{cases} 0.75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \\ 0.9 f_{p0,1k} = 1507 \text{ MPa} \end{cases}$$

Por tanto, el valor del área de pretensado necesaria es:

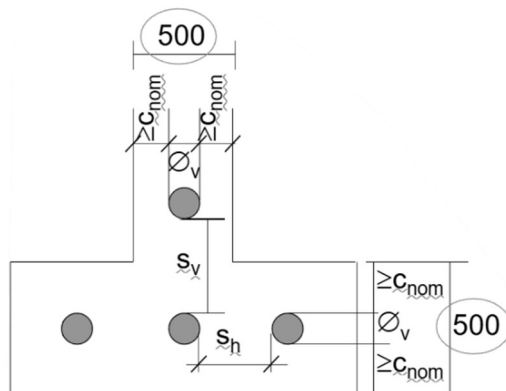
$$A_p = \frac{P_{max}}{1395} \cdot 1000 = 50629.44 \text{ mm}^2$$

6.2.4 ELECCIÓN DEL CABLE

De todas las soluciones posibles, la elección debería basarse, al menos, en los siguientes criterios:

- Utilizar el menor número de cables posible, para facilitar el trazado de los cables
- Elegir el menor diámetro de vaina. Esto disminuirá las separaciones, los recubrimientos y las dimensiones de las placas de anclaje. Además, permitirá menores radios de curvatura. En consecuencia, facilitará el diseño del trazado de los cables
- Escoger una solución cuya área total sea parecida al área necesaria

Buscando obtener un menor número de vainas de pretensado se han elegido unos espesores de alma y losa inferior de 50 cm. Con este espesor es posible colocar vainas de:



$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} \geq \begin{bmatrix} \phi_v \\ 0.5 \cdot \phi_v \\ 40 \text{ mm} \end{bmatrix} = \phi_v$$

$$\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$$

(Elem. in situ
con control intenso)

Limitación de la vaina por el espesor del alma:

$$\phi_v + 2 \cdot c_{nom} \leq 500 \rightarrow \phi_v \leq \frac{500 - 10}{3} = 163.33 \text{ mm}$$

Limitación de la vaina por el canto de las alas superiores e inferiores:

$$\phi_v + 2 \cdot c_{nom} \leq 500 \rightarrow \phi_v \leq \frac{500 - 10}{3} = 163.33 \text{ mm}$$

Según el catálogo de Freyssinet, todas las configuraciones estándar pueden ser implementadas con el espesor adoptado. No obstante, se priorizará la utilización de cables con vainas de mayor diámetro, con el fin de minimizar el número de cables necesarios para alcanzar la fuerza total de pretensado requerida, optimizando así tanto el proceso constructivo como la eficiencia estructural

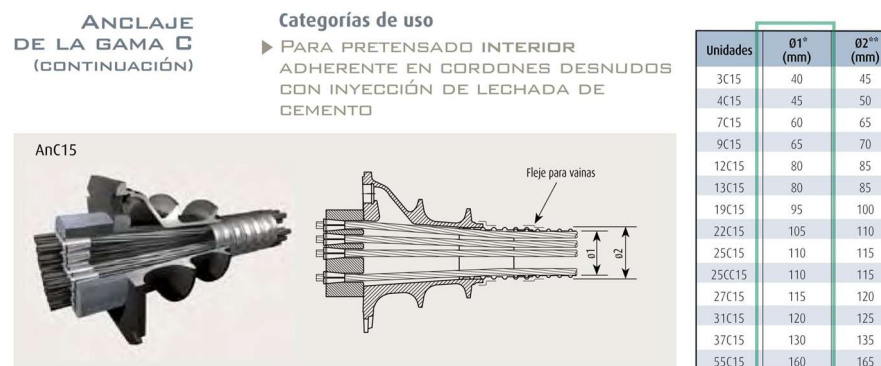
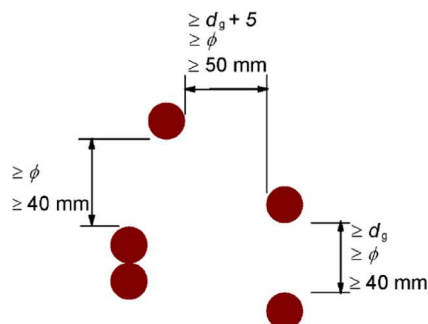


Figura 6.4 Dimensiones vainas. Fuente: Freyssinet

Número de tendones que entran en una fila respetando las separaciones libres:



$$s_v \geq \phi_v$$

$$s_h \geq \phi_v$$

$$n_{max} \leq \frac{b_{losa,inf} + s_h - 2 \cdot c_{nom}}{\phi_v + s_h}$$

$$n_{max} \leq 14$$

Para obtener el número mínimo de tendones necesarios se sigue el siguiente procedimiento:

- Se elige la clase de armadura $\rightarrow \sigma_{p,max} \rightarrow A_p = \frac{P_{max}}{\sigma_{p,max}}$
- Se elige el tipo de cordón $\rightarrow A_{p,cordón}$
- Se elige el tipo de tendón $\rightarrow A_{p,tendón} \rightarrow n_{min} \geq \frac{A_p}{A_{p,tendón}}$

Luego se elige el número de tendones (n): $\rightarrow n_{min} \leq n \leq n_{max}$

Entre los distintos fabricantes de sistemas de pretensado se escoge el fabricante Freyssinet.

$$A_p = \frac{P_{max}}{1395} \cdot 1000 = 50629.44 \text{ mm}^2$$

			Cordón $\Phi 15.7$ (0.6")	
			$A_{p,tendón} = 150 \text{ mm}^2$	
Tendón	Vaina (mm)	Nº cordones	$A_{p,tendón}$	Nº tendones
31C15	120	31	4650	11
37C15	130	37	5550	10
55C15	160	55	8250	7

Tabla 6.8 Configuraciones de tendones posibles

Finalmente se escoge la configuración de tendones 55C15.

$$A_{p,tendón} = A_{0.6"} \cdot 55 = 150 \cdot 55 = 8250 \text{ mm}^2$$

$$n_{tendones} = \frac{A_p}{A_{p,tendón}} = \frac{50629.44}{8250} = 6.14 \approx 7 \text{ tendones}$$

Se comprueba que la tensión máxima en el cable no supere el límite permitido.

$$P_{max,cable} = \frac{P_{max}}{7} = \frac{70628.06}{7} = 10089.72 \text{ kN}$$

$$\sigma_{p,max} = \frac{P_{max,cable}}{A_{p,tendón}} = \frac{10089.72}{8250} \cdot 1000 = 1223 \text{ MPa} \leq 1395 \text{ MPa}$$

Sin embargo, para aprovechar al máximo los cables se tesan al valor máximo permitido $\sigma_{p,máx}$ (1395 MPa):

$$P_{max} = A_{p,tendón} \cdot 7 \cdot 1395 = 80560 \text{ kN}$$

$$P_{max,cable} = \frac{P_{max}}{7} = \frac{1395 \cdot A_{p,tendón}}{7} = 11508.75 \text{ kN}$$

6.2.5 HUSO DE PASO

Fijando la fuerza de tesado P_{max} se calcula el huso de paso del cable, para aprovechar la máxima capacidad del cable se calcula el huso de paso para esta fuerza de pretensado teniendo las limitaciones geométricas de la sección.

$$P_{k,sup}(x) = r_{sup} \cdot (P_{max} - \Delta P_i(x))$$

$$P_{k,inf}(x) = r_{inf} \cdot (P_{max} - \Delta P_i(x) - \Delta P_{c+s+r}(x))$$

Para estos dos valores de P_k se determinan las excentricidades que intersectan a las rectas que representan los límites tensionales en esa sección.

$P_{k,sup}(x)$	$P_{k,inf}(x)$
$e_{o1,sup} = \frac{m_1}{P_{k,sup}} - \frac{l}{A \cdot v_1} - e_H$	$e_{o1,inf} = \frac{m_1}{P_{k,inf}} - \frac{l}{A \cdot v_1} - e_H$
$e_{o2,sup} = \frac{m_2}{P_{k,sup}} - \frac{l}{A \cdot v_2} - e_H$	$e_{o2,inf} = \frac{m_2}{P_{k,inf}} - \frac{l}{A \cdot v_2} - e_H$
$e_{o3,sup} = \frac{m_3}{P_{k,sup}} - \frac{l}{A \cdot v_1} - e_H$	$e_{o3,inf} = \frac{m_3}{P_{k,inf}} - \frac{l}{A \cdot v_1} - e_H$
$e_{o4,sup} = \frac{m_4}{P_{k,sup}} - \frac{l}{A \cdot v_2} - e_H$	$e_{o4,inf} = \frac{m_4}{P_{k,inf}} - \frac{l}{A \cdot v_2} - e_H$

Se incorporan las limitaciones geométricas $e_{0,MIN}$ y $e_{0,MAX}$:

$$e_{0,MIN} = v_{2b} + c_{mec}; \quad e_{0,MAX} = v_{1b} + c_{mec}$$

$$e_{o,max}(x) < \min(e_{o1,sup}, e_{o1,inf}, e_{o2,sup}, e_{o2,inf}, e_{o,MAX})$$

$$e_{o,min}(x) < \max(e_{o3,sup}, e_{o3,inf}, e_{o4,sup}, e_{o4,inf}, e_{o,MIN})$$

positivo que se origina en esta fase. A continuación, se muestran las fuerzas de tesado aplicadas en cada fase y el huso de paso correspondiente al estado final de la estructura.

$$P_{ref}: \quad 80560 \text{ kN}$$

	Inicio (m)	Fin (m)	Longitud (m)	P_{max} (kN)
Fase 1	0	62.94	62.94	$P_{ref}: \quad 80560$
Fase 2	62.94	125.89	62.95	$P_{ref}: \quad 80560$
Fase 3	125.89	188.84	62.95	$P_{ref}: \quad 80560$
Fase 4	188.84	251.79	62.95	$P_{ref}: \quad 80560$
Fase 5	251.79	314.7375	62.95	$P_{ref}: \quad 80560$
Fase 6	314.7375	352.5	37.76	$0.8 \cdot P_{ref}: \quad 64448$

Tabla 6.9 Fuerza de tesado en cada fase

Del proceso constructivo se tiene que la longitud del último vano cimbrado es inferior al de las anteriores fases, por ende, la fuerza de tesado en esta fase será inferior satisfaciendo el máximo flector

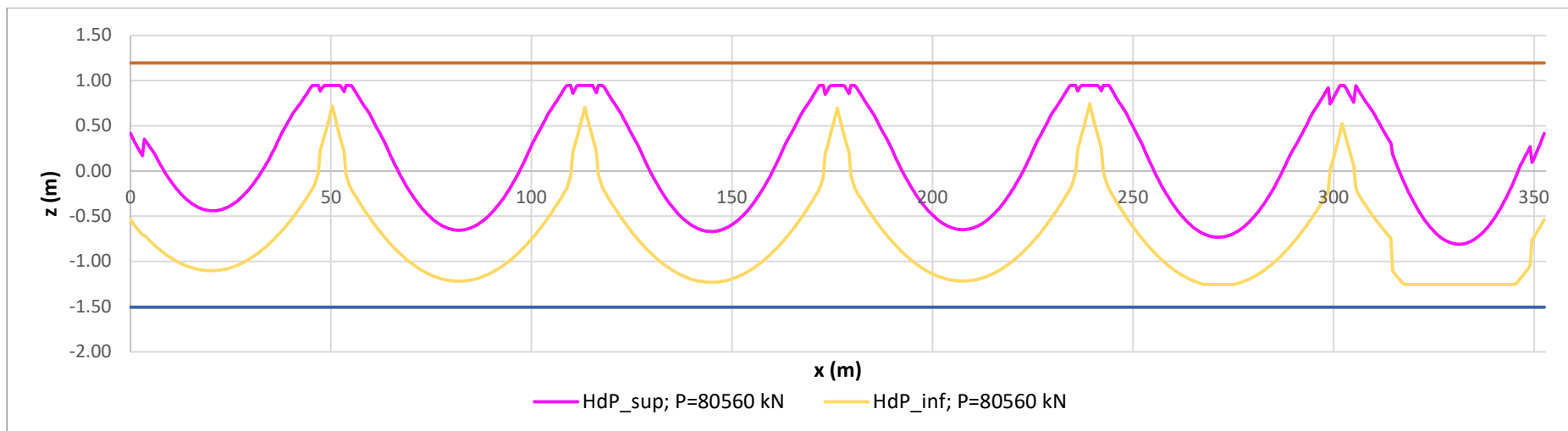
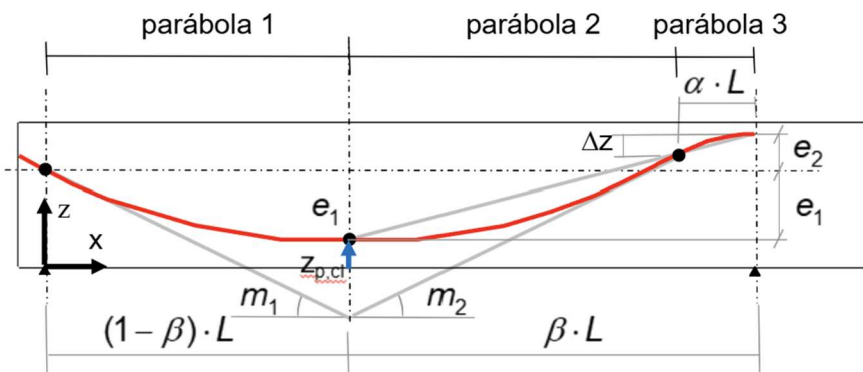


Figura 6.5 Huso de paso para estado final del tablero

6.2.6 TRAZADO MEDIO DE LOS CABLES

El trazado del cable medio se determina por tramos parabólicos con tangente común en los puntos de enlace. Los vanos extremos quedan definidos por tramos. El primer tramo con una parábola (parábola 1) y el otro con 2 parábolas (parábolas 2 y 3)



Donde los datos que definen la geometría son:

- e_1 : excentricidad del punto menor cota
- e_2 : excentricidad del punto mayor cota
- $\beta \cdot L$: posición del punto de menor cota
- $\alpha \cdot L$: posición del punto de inflexión

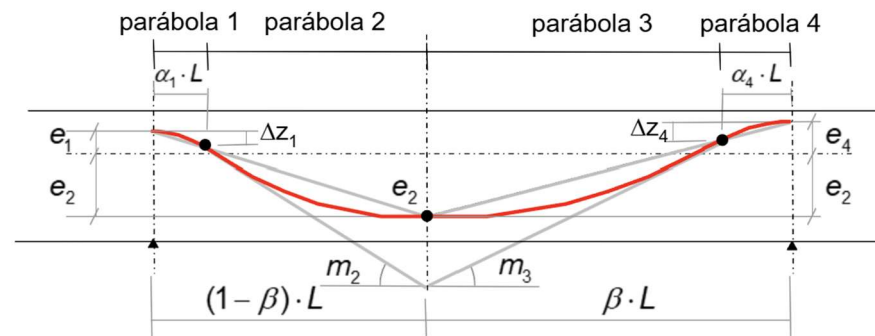
Las ecuaciones de las parábolas son las siguientes:

$$z_{p,1} = \frac{e_1}{[(1-\beta) \cdot L]^2} \cdot [x - (1-\beta) \cdot L]^2 + z_{p,cl}$$

$$z_{p,2} = \frac{e_1 + e_2}{\beta \cdot (\beta - \alpha) \cdot L^2} \cdot [x - (1-\beta) \cdot L]^2 + z_{p,cl}$$

$$z_{p,3} = (e_1 + e_2) \cdot \left[1 - \frac{(x-L)^2}{\alpha \cdot \beta \cdot L^2} \right] + z_{p,cl}$$

Los vanos centrales están definidos por 2 tramos de 2 parábolas cada una.



Donde los datos que definen la geometría son:

- e_2 : excentricidad del punto de menor cota
- e_1 y e_4 : excentricidad de los puntos de mayor cota
- $\beta \cdot L$: posición del punto de menor cota
- $\alpha_1 \cdot L$ y $\alpha_4 \cdot L$: posición del punto de inflexión

$$z_{p,1} = (e_1 + e_2) \cdot \left[1 - \frac{x^2}{\alpha_1 \cdot (1-\beta) \cdot L^2} \right] + z_{p,cl}$$

$$z_{p,2} = \frac{e_1 + e_2}{(1-\beta) \cdot (1-\beta - \alpha_1) \cdot L^2} \cdot [x - (1-\beta) \cdot L]^2 + z_{p,cl}$$

$$z_{p,3} = \frac{e_2 + 4}{\beta \cdot (\beta - \alpha_4) \cdot L^2} \cdot [x - (1-\beta) \cdot L]^2 + z_{p,cl}$$

$$z_{p,4} = (e_2 + e_4) \cdot \left[1 - \frac{(x-L)^2}{\alpha_4 \cdot \beta \cdot L^2} \right] + z_{p,cl}$$

Geometría:		
Lon. Vano EXTREMO	L1 (m)=	50.35
Lon vano INTERIOR	L2 (m)=	62.95
C.D.G. (bruta)	Z _{cdg} (m)=	1.504

Vano extremo lzq		Vanos centrales		Vano extremo Dcho	
e_1 (m)=	1.004	e_2 (m)=	1.218	e_1 (m)=	1.254
e_2 (m)=	0.719	e_1 y e_4 (m)=	0.719	e_2 (m)=	0.719
α =	0.15	α =	0.15	α =	0.15
β =	0.60	β =	0.5	β =	0.60

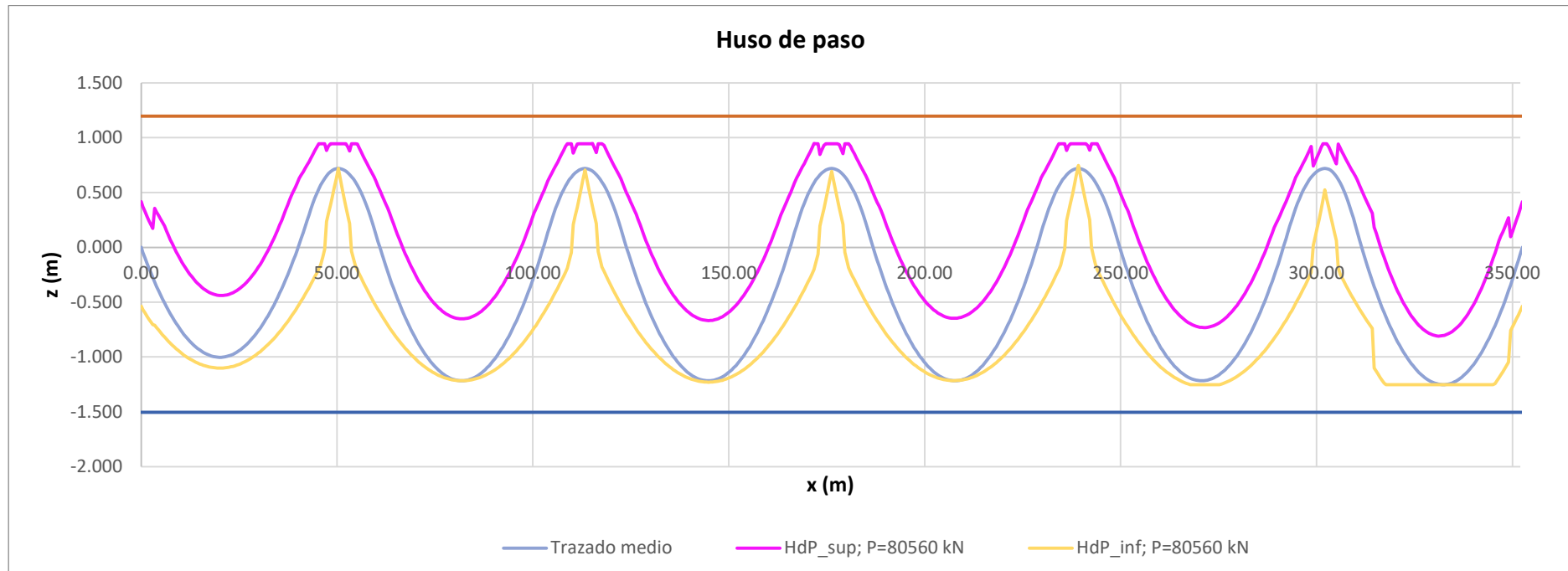


Figura 6.6 Trazado medio del cable sin excentricidades hiperestáticas

EXCENTRECIDAD HIPERESTÁTICA

Para poder realizar un proceso de iteración estructural coherente, es necesario introducir en el modelo de elementos finitos el efecto del pretensado. Dado que se dispone del trazado parabólico de los cables, se ha optado por representar su acción mediante un sistema de cargas equivalentes distribuidas, según el método clásico de cargas de pretensado.

Concretamente, el efecto del pretensado se introduce a través de la multiplicación de la curvatura de cada parábola por la fuerza de tesado correspondiente, obteniendo así la carga distribuida equivalente que simula la acción de los tendones sobre el tablero.

La ley de momentos flectores debidos al pretensado se obtiene considerando el proceso constructivo por fases, el cual consta de seis etapas sucesivas hasta completar la ejecución total de los

vanos. En cada una de estas fases, se aplica el sistema de cargas equivalentes correspondiente únicamente a los tramos ejecutados en dicha etapa. Para asegurar el equilibrio del modelo en cada fase, se verifica que la suma de las reacciones hiperestáticas inducidas por el pretensado sea nula, garantizando así la compatibilidad estructural y la correcta evolución del estado tensional a lo largo del proceso constructivo.

A continuación, se muestra la evolución de los momentos debidos al efecto del pretensado en cada fase. Cabe recalcar que en la última fase se tesa con un valor del 80% de la fuerza de tesado, P_{max} , aplicada en las anteriores fases ya que la sección más restrictiva en esta última fase es aproximadamente la de centro luz del vano.

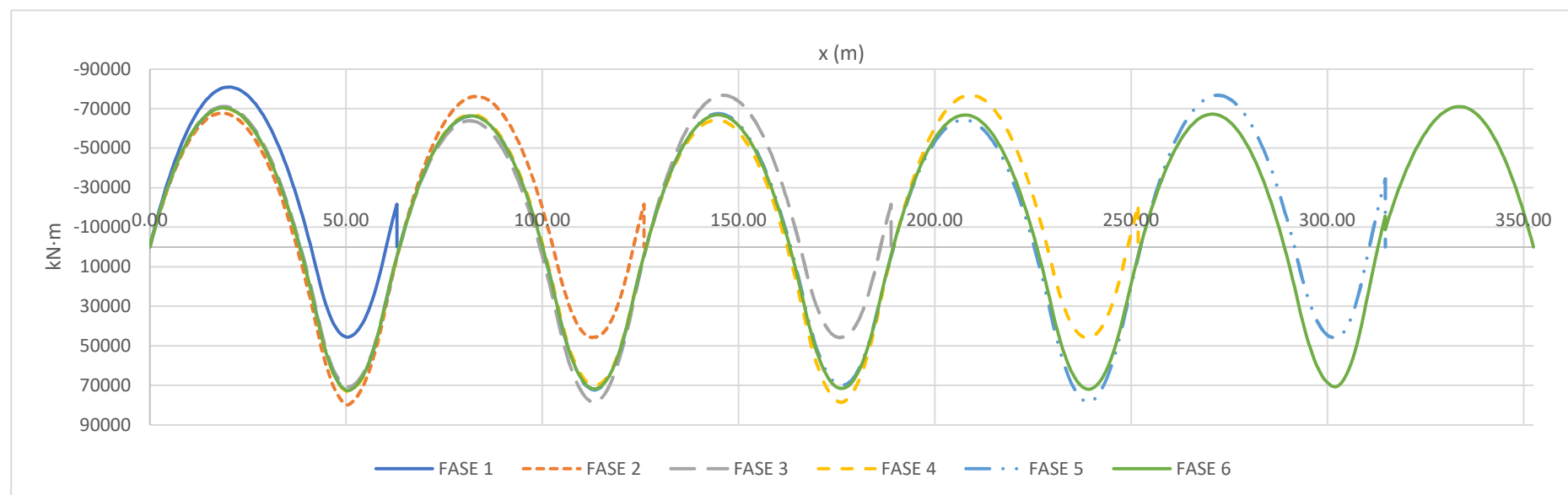


Figura 6.7 Ley de momentos totales debidos al pretensado en cada fase

Para calcular la excentricidad hiperestática se restará a ley de momentos obtenidas los momentos isostáticos, los valores que se obtienen son los momentos hiperestáticos y bastará con dividir por la fuerza de tesado aplicada en cada sección asociada a su correspondiente fase constructiva.

Una vez obtenida las excentricidades hiperestáticas en cada sección se procede a calcular el nuevo pretensado mínimo necesario y consecuentemente el nuevo huso de paso para verificar si el trazado medio propuesto sigue siendo válido.

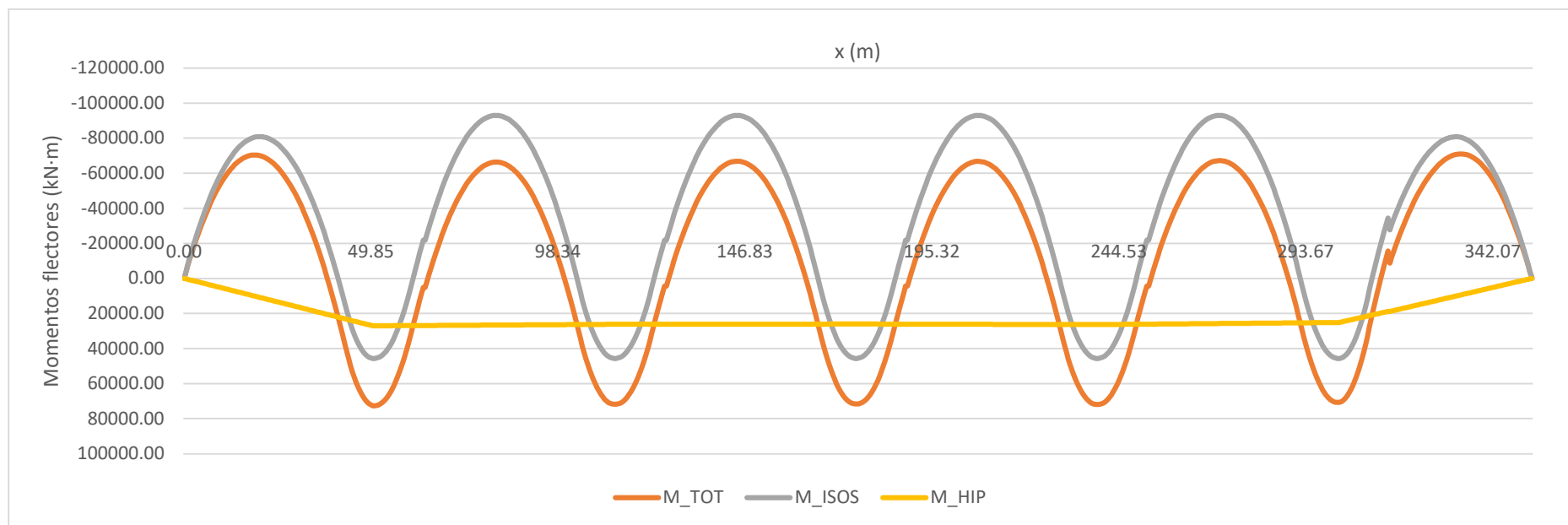


Figura 6.8 Momentos flectores totales, isostáticos e hiperestáticos en estado final

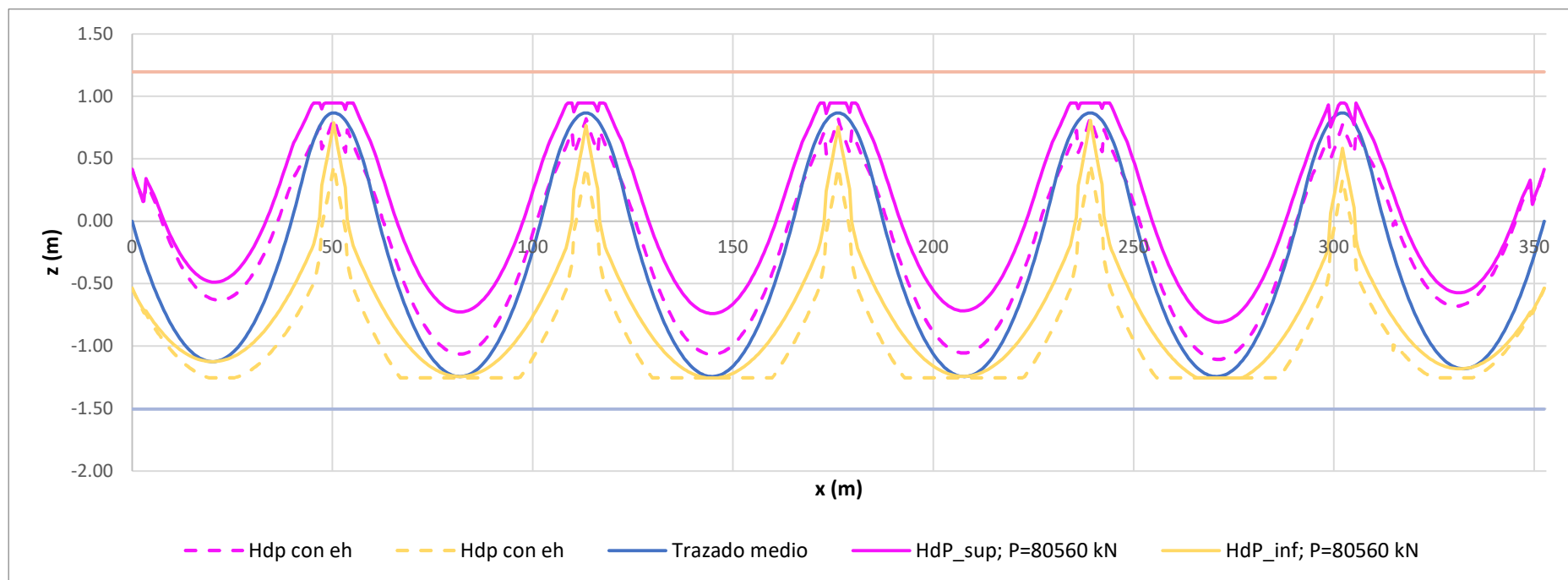


Figura 6.9 Husos de paso y trazado medio considerando las excentricidades hiperestáticas

Se observa cómo como al ser las secciones determinantes supracríticas (limitaciones geométricas) las excentricidades hiperestáticas disminuyen el huso de paso en los apoyos. La fuerza de tesado mínimo obtenida es similar sin considerar excentricidades hiperestáticas, por ende, se siguen necesitando los mismos números de tendones,

En el centro del vano 5, se detectó que el huso de paso no se encuentra completamente abierto. Para corregir esta situación, se ha incrementado la fuerza de tesado hasta el valor máximo permitido por la normativa y las características del sistema, como consecuencia de esto el huso de pasa desciende un poco en los

apoyos. El trazado del cable no es válido, es necesario modificarlo y repetir el proceso.

A continuación, se presenta el trazado medio definitivo del cable, obtenido tras un proceso de ajuste que requirió dos iteraciones sucesivas hasta alcanzar una solución plenamente compatible con la geometría y condiciones de diseño de la estructura.

Geometría:		
Lon. Vano EXTREMO	L1 (m)=	50.35
Lon vano INTERIOR	L2 (m)=	62.95
C.D.G. (bruta)	Z _{cdg} (m)=	1.504

Vano extremo Izq		Vanos centrales		Vano extremo Dcho	
e_1 (m)=	1.004	e_2 (m)=	1.154	e_1 (m)=	1.254
e_2 (m)=	0.566	e_1 y e_4 (m)=	0.566	e_2 (m)=	0.566
α =	0.15	α =	0.15	α =	0.15
β =	0.60	β =	0.50	β =	0.60

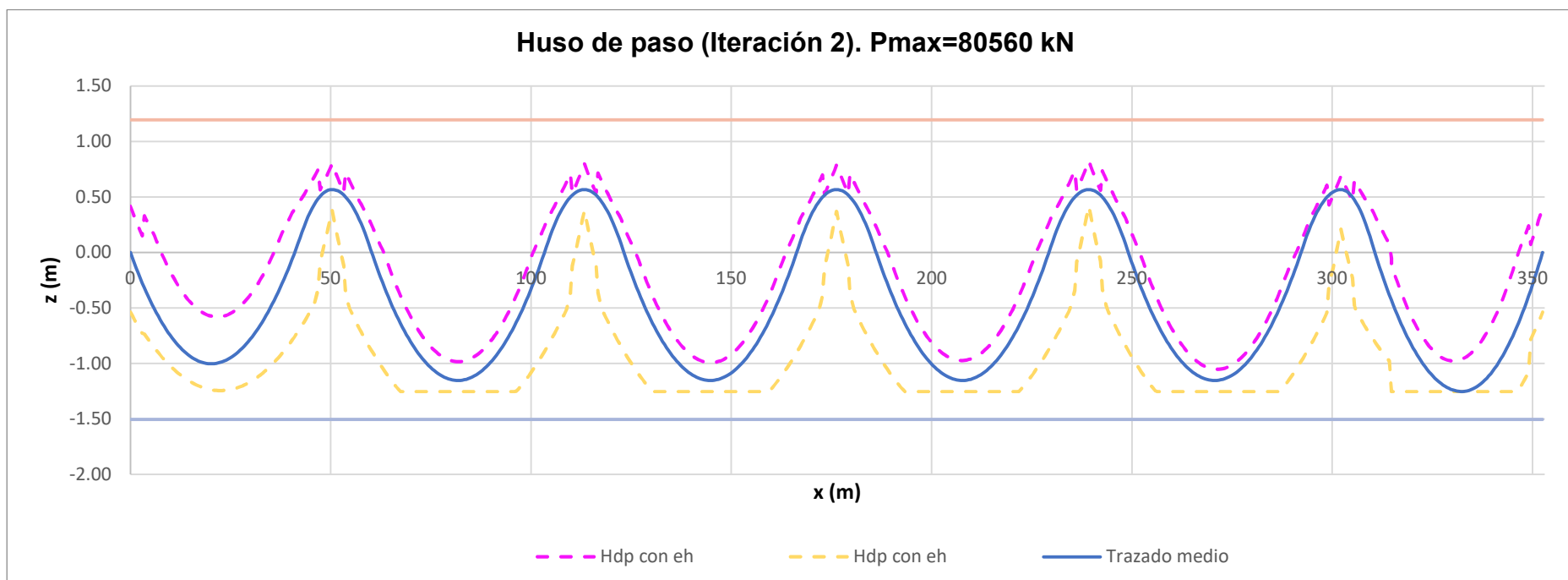


Figura 6.10 Trazado medio definitivo y huso de paso con excentricidades hiperestáticas

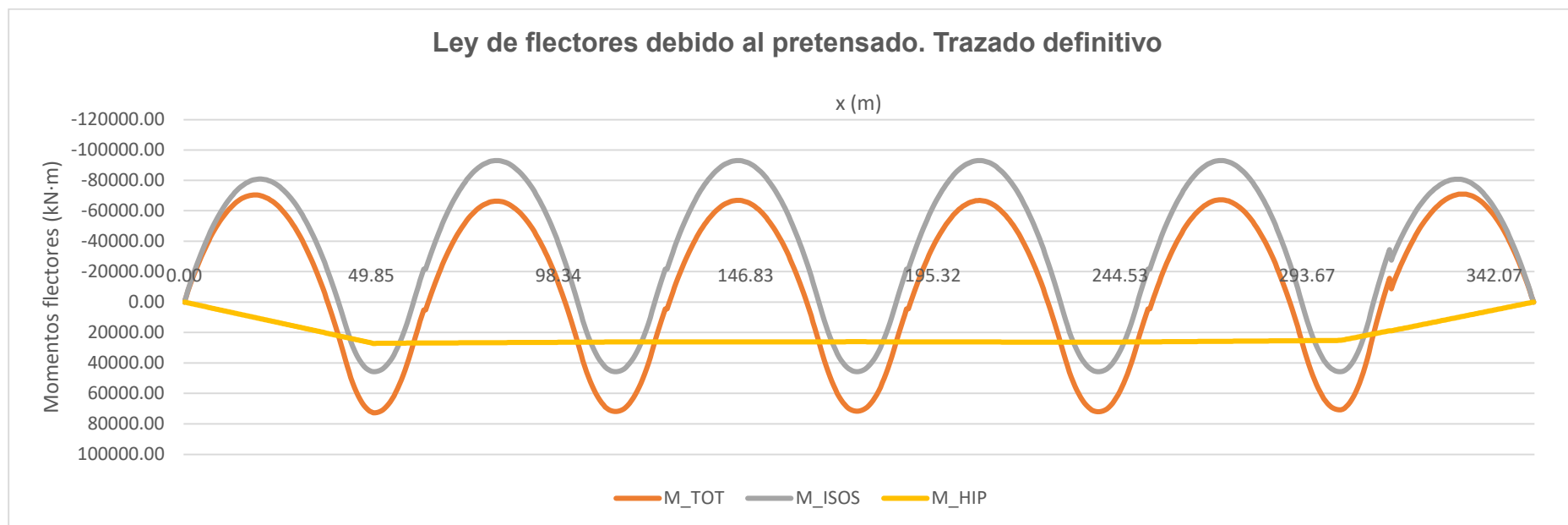


Figura 6.11 Momentos flectores totales, isostáticos e hiperestáticos. Trazado definitivo

Resumiendo, la configuración de los cables es de 7 tendones, colocándose 3 en el alma central y dos en las almas inclinadas tal y como se muestra en el siguiente esquema.

SECCIÓN X=0.6 L. VANO EXTREMO OESTE
ESCALA 1/50

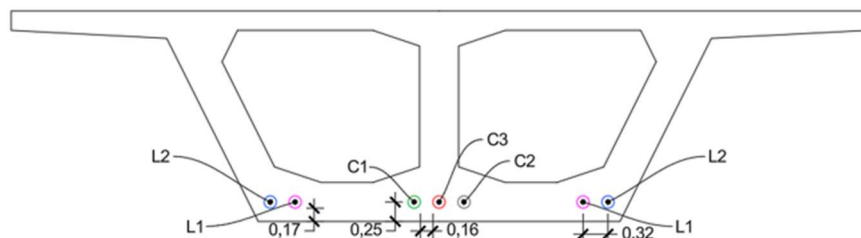


Figura 6.12 Ubicación tendones en centro luz

SECCIÓN APOYO SOBRE PILAS
ESCALA 1/50

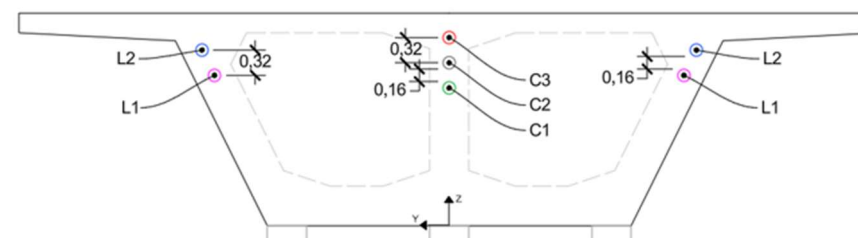


Figura 6.13 Tendones en zonas sobre apoyos

6.2.7 DISPOSICIÓN DE ANCLAJES

Los anclajes deben disponerse a una distancia suficiente respecto a la pared y mantener una separación mínima entre ejes, conforme a las especificaciones del fabricante. A continuación, se presentan los anclajes dispuestos según las direcciones normales X e Y, considerando que el lado menor de la placa de anclaje se orienta en la dirección del eje Y. Los datos que se muestran se han obtenido del catálogo técnico de Freyssinet.

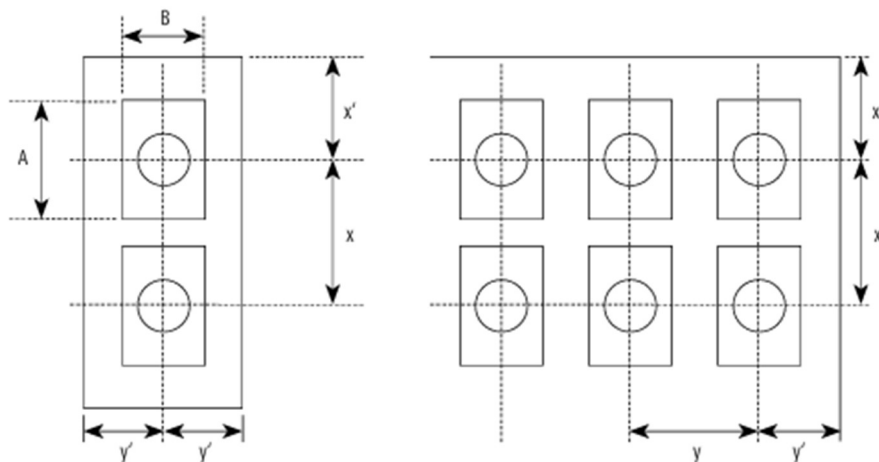


Figura 6.14 Esquema dimensiones mínimas de anclajes activos

Las dimensiones X e Y deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$x \geq A + 30 \text{ mm} ; y \geq B + 30 \text{ mm} ;$$

$$x \cdot y \geq a \cdot b ; x \geq 0.85 \cdot a ; y \geq 0.85 \cdot b$$

$$x' \geq 0.5x + \text{revestimiento hormigón} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0.5y + \text{revestimiento hormigón} - 10 \text{ (mm)}$$

Unidades	a = b (mm)		
	$f_{cm.o}$ (MPa)		
	24	44	60
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

Tabla 6.10 Valores de a y b. Fuente: Freyssinet

donde:

A,B: dimensiones en plano de la placa de anclaje ($A > B$)

a,b: dimensiones del prisma de prueba ($a > b$)

x, y: distancia entre ejes de los anclajes en direcciones x e y

x' , y' : distancia desde el anclaje al paramento más cercano

$f_{cm.o}$: resistencia media del hormigón antes del tesado

El tesado se realiza a los 3 días, luego:

$$f_{cm.o} = f_{ck.3} + 8 = 26.70 + 8 = 34.7 \text{ MPa}$$

La tabla consultada proporciona valores de a y b correspondientes a resistencias medias del hormigón de 24 MPa y 44 MPa. Para determinar las dimensiones asociadas a la resistencia característica intermedia, se ha realizado una interpolación lineal, obteniéndose un valor que se sitúa aproximadamente en el punto medio de ambos rangos. En consecuencia, se adopta:

$$a = b = 910 \text{ mm}$$

En cuanto a la disposición de los anclajes:

- En las almas laterales se colocarán 2 tendones por alma.
- En el alma central se dispondrán 3 tendones.

Las dimensiones y la distribución de las placas de anclaje quedan definidas según esta configuración.

Unidades	A (mm)	B (mm)
3C15	150	110
4C15	150	120
7C15	180	150
9C15	225	185
12C15	240	200
13C15	250	210
19C15	300	250
22C15	330	275
25C15	360	300
25C15	350	290
27C15	350	290
31C15	385	320
37C15	420	350
55C15	510	420

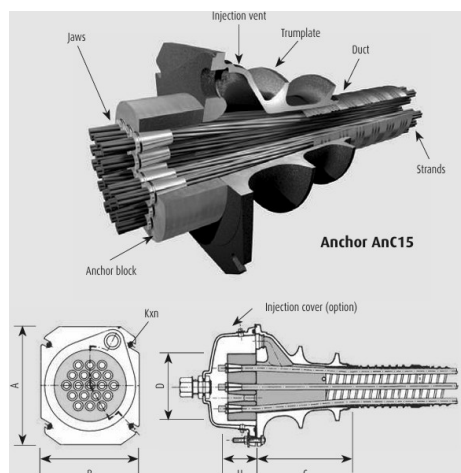


Tabla 6.11 Dimensiones placas de anclaje. Fuente: Freyssinet

Los tendones que discurren por el alma central se tesan en la última fase desde el estribo oeste, disponiéndose de forma horizontal en

dicha zona con el fin de garantizar que los cables permanezcan dentro del núcleo central de la sección.

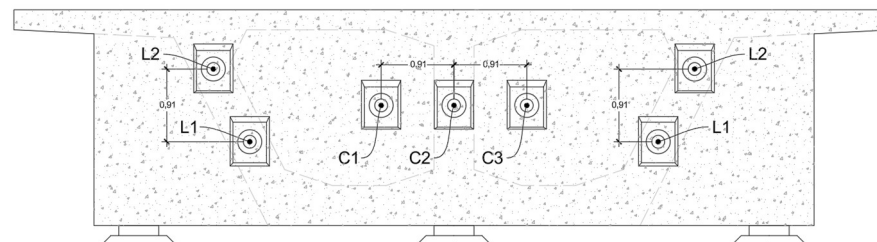


Figura 6.15 Configuración anclajes en estribo oeste

En los frentes de anclaje correspondientes a las fases 1 a 5, las almas se recrecen localmente hasta alcanzar los espesores requeridos que aseguren el correcto anclaje de los tendones, conforme a las prescripciones técnicas y recomendaciones del fabricante.

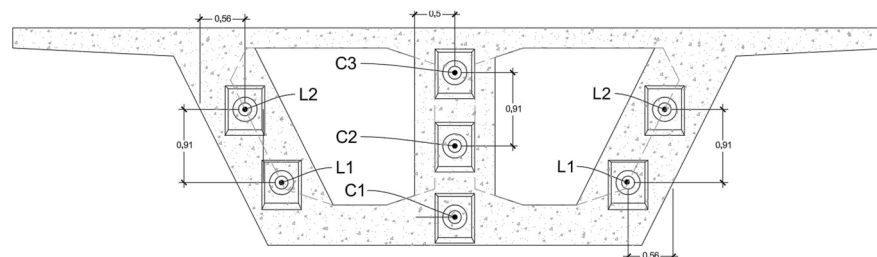


Figura 6.16 Configuración de anclajes al final de las fases 1-5

6.2.8 EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Se debe evaluar las pérdidas instantáneas y diferidas, a partir del valor de la fuerza inicial del pretensado P_{max} , para verificar que el predimensionamiento es el correcto.

Dado el procedimiento constructivo secuencial del tablero, para el cálculo de las pérdidas de pretensado se ha supuesto un tesado unidireccional desde un único extremo (frente de anclaje). En las fases intermedias, el tesado se realiza desde el extremo en voladizo, correspondiente al 20% de la longitud del vano siguiente, lo que es habitual en sistemas de avance por vanos sucesivos. En la última fase, el tesado se efectúa desde el apoyo en el estribo, completando así el proceso de pretensado longitudinal.

Además, en los frentes de anclaje se debe verificar que la fuerza de pretensado correspondiente a la fase i es mayor al de la fase siguiente $i+1$.

6.2.8.1 Pérdidas instantáneas

Este esquema de tesado influye directamente en el cálculo de las pérdidas por rozamiento y acortamiento, ya que la longitud activa varía en cada fase y depende de la geometría local del vano y del punto de anclaje.

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que se producen durante la operación de tesado y en el momento de anclaje de las armaduras activas y dependen de las características de la sección.

$$\Delta P_i = \Delta P_\mu + \Delta P_{sl} + \Delta P_{el}$$

ΔP_μ : pérdidas de fuerza en la sección de estudio, por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado

ΔP_{sl} : pérdidas de fuerza en la sección de estudio, por penetración de cuñas en los anclajes.

ΔP_{el} : pérdidas de fuerza en la sección de estudio, por acortamiento elástico del hormigón.

PÉRDIDAS POR ROZAMIENTO

Las pérdidas teóricas de fuerza por rozamiento entre armaduras y las vainas dependen de la variación angular total, y del trazado del tendón entre la sección analizada y el anclaje activo. Dichas pérdidas se valoran a partir de la fuerza de pretensado P_{max} .

Las pérdidas debidas al rozamiento $\Delta P_\mu(x)$ en las armaduras postesas se pueden estimar a partir de:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)})$$

Donde:

- θ : es la suma de las variaciones angulares sobre una distancia x (sin importar la dirección o signo)
- μ : es el coeficiente de rozamiento entre las armaduras y las vainas
- k : es el coeficiente de rozamiento parásito (por unidad de longitud)
- x : es la distancia medida a lo largo de la armadura desde el punto en el cual la fuerza de pretensado es igual a P_{max} (la fuerza en el extremo activo durante el tesado)

Los valores μ y k se indican en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente. El valor μ depende de las características de la superficie de las armaduras y las vainas, así como la presencia de óxido, la elongación de la armadura y el perfil del mismo.

El valor k para desplazamientos angulares accidentales depende de la calidad de la mano de obra, de la distancia entre apoyos de

armaduras activas, del tipo de vaina que se emplee y del grado de vibración utilizado al colocar el hormigón.

European Technical Approval ETA-06/0226

(English language translation, the original version is in French language)

Version of 28th June 2013

Nom commercial
Trade name:

Système Freyssinet
Freyssinet system

Use	Duct Type	Friction Coefficient μ (rad ⁻¹)		Wobble factor k (rad/m)
		Lubricated Strand	Unlubricated Strand	
Internal Prestressing	Corrugated steel sheath	0,17	0,19 ¹	0,007 ¹
	LFC ³ Corrugated steel sheath	0,10	0,12	0,007 ¹
	Corrugated plastic sheath	0,10	0,12	0,007 ¹
	Steel pipe	0,16	0,24	0,007 ¹
External Prestressing	HDPE pipe	0,10	0,12	0
	Steel pipe	0,16	0,24	0
Unbonded Internal Prestressing	Single Monostrands	0,05 ²		0,007 ²
	Group of Pre-Grouted Monostrands	0,05		0,012

¹ as per standard EN 1992-1-1: 2004
² as per standard ENV 1992-1-5: 1994
³ Freyssinet phosphated duct

Figura 6.17 DITE del sistema de pretensado Freyssinet

La gráfica que se muestra en la página siguiente representa las pérdidas por rozamiento cada fase a lo largo del tablero.

	Inicio (m)	Fin (m)	ΔP_{μ} (x inicio fase) (kN)	Longitud (m)	$P_{\max}$ (kN)
Fase 1	0	62.94	11059.66	62.94	80560
Fase 2	62.94	125.89	11136.79	62.95	80560
Fase 3	125.89	188.84	11136.79	62.95	80560
Fase 4	188.84	251.79	11136.70	62.95	80560
Fase 5	251.79	314.7375	11403.76	62.95	80560
Fase 6	314.74	352.5	5076.07	37.76	64448

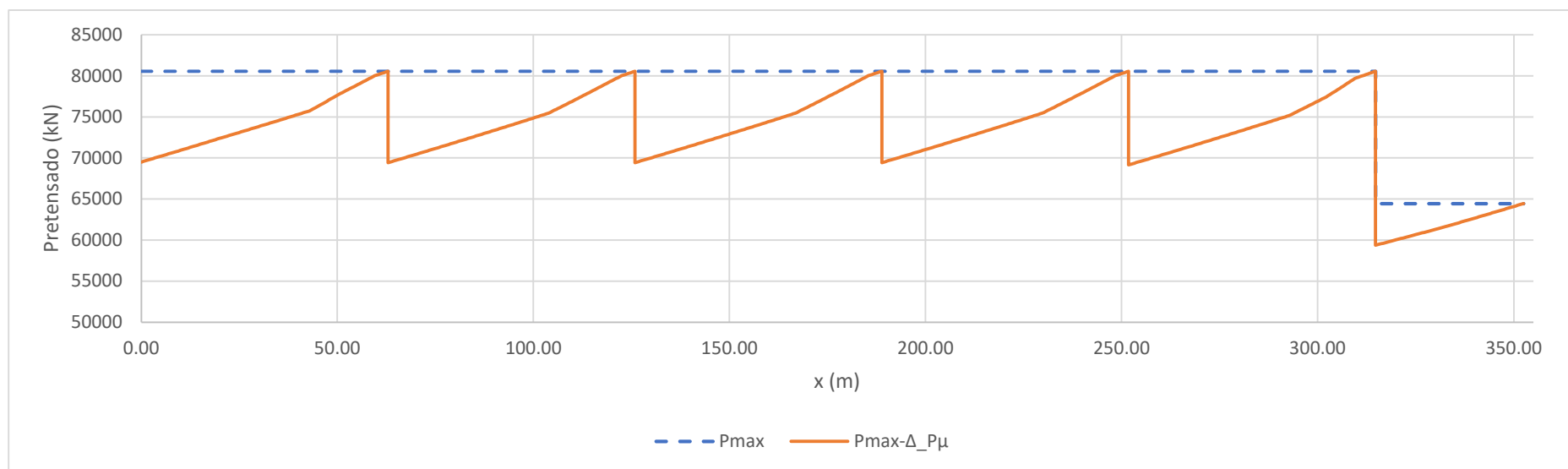
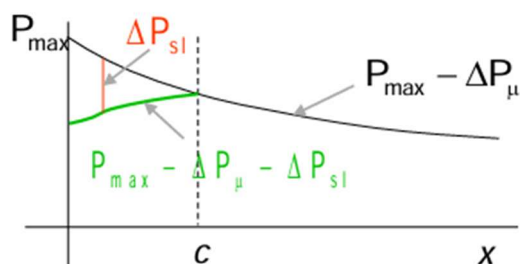


Figura 6.18 Fuerza de pretensado tras pérdidas por rozamiento

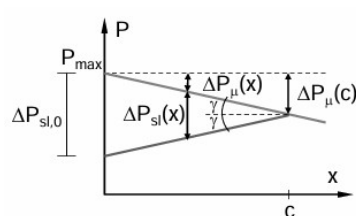
PERDIDAS POR PENETRACIÓN DE CUÑAS

A continuación del tensado del tendón, se ejecuta su anclaje. Al momento de liberar el cable y hasta que se enclavan las cuñas el corrimiento del cable produce unas fuerzas de rozamiento que se oponen al acortamiento del cable, reduciendo la fuerza del pretensado en el extremo correspondiente al anclaje y hasta una distancia c .

La variación de la fuerza del pretensado se puede representar de manera simplificada con el siguiente gráfico:



Si se cumple la siguiente verificación se puede emplear una aproximación lineal de las pérdidas por rozamiento.



$$(\mu \cdot \theta + K \cdot x) \leq 0.30; \quad k = K/\mu$$

$$\Delta P_{\mu}(x) \approx P_{max} \cdot (\mu \cdot \alpha_m + K) \cdot x$$

α_m = variación angular media en la longitud c

α_m = variación angular media en la longitud c

$$\Delta P_{sl,0} = 2 \cdot P_{max} \cdot (\mu \cdot \alpha_m + K) \cdot c$$

$$\Delta P_{sl}(x) = 2 \cdot P_{max} \cdot (\mu \cdot \alpha_m + K) \cdot (c - x)$$

Se pueden presentar dos situaciones en función de la longitud c :

- Cable largo; $c <$ longitud del cable
- Cable corto; $c >$ longitud del cable

Adoptamos la hipótesis de cable largo, luego la longitud c es igual a:

$$c = \sqrt{\frac{a \cdot E_p \cdot A_p}{P_{max} \cdot (\mu \cdot \alpha_m + K)}}$$

Donde

E_p : 190000 MPa

A_p : área de pretensado, igual a 57750 mm²

α_m : variación angular media en la longitud c

K : $k \cdot \mu = 0.00119$

a : es la penetración de cuñas

El valor de la penetración de cuñas acorde al fabricante es de 6 mm.

Stressing Jack		with hydraulic blocking		without hydraulic blocking	
Strand diameter		T13	T15	T13	T15
Pull-in at stressing anchorage mm	min	4	4	6	6
	mean	5	6	7	8
	max	6	8	8	9

Figura 6.19 Valores de penetración de cuñas recogidos en el DITE

En la siguiente tabla se muestran los valores de la distancia c en cada fase verificándose la hipótesis de cable largo, así como el cumplimiento de la aproximación lineal de las pérdidas por penetración de cuñas.

Fase	Final θ_{acum}	$(\mu \cdot \theta + K \cdot x) \leq 0.30$	c (m)	$\alpha_m (x=c)$
1	0.4281	0.148	19.35	0.00583
2	0.4345	0.149	19.42	0.00575
3	0.4345	0.149	19.42	0.00575
4	0.4345	0.149	19.42	0.00575
5	0.4572	0.153	19.20	0.00604
6	0.2182	0.082	21.37	0.00616

Tabla 6.12 Valores de "c" en cada fase

	Inicio (m)	Fin (m)	c (m)	$\alpha_m (x=c)$	$\Delta P_{sl,0}$ (kN)	P_{max} (kN)
Fase 1	0	62.94	19.35	0.00583	6803.07	80560
Fase 2	62.94	125.89	19.42	0.00575	6781.00	80560
Fase 3	125.89	188.84	19.42	0.00575	6781.00	80560
Fase 4	188.84	251.79	19.42	0.00575	6781.00	80560
Fase 5	251.79	314.7375	19.20	0.00604	6858.41	80560
Fase 6	314.74	352.5	21.37	0.00616	6132.22	64448

Tabla 6.13 Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas

La gráfica que se muestra representa las pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas en cada fase a lo largo del tablero.

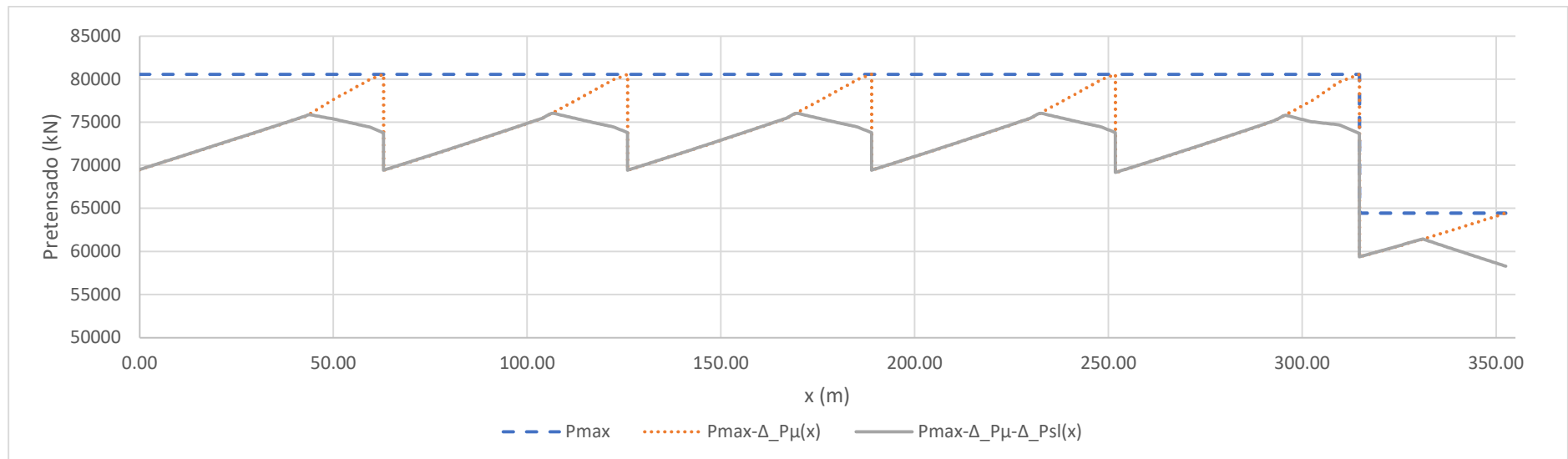


Figura 6.20 Fuerza de pretensado tras pérdidas de rozamiento y elásticas

PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

En el caso de armaduras constituidas por varios tendones que son tensadas sucesivamente, al tesar cada tendón se produce un nuevo acortamiento elástico del hormigón que descarga a los anteriormente anclados.

Se admite que todos los tendones experimentan un acortamiento uniforme, en función del número n de estos.

La expresión de las pérdidas es la siguiente:

$$\Delta P_{el} = \frac{(n-1) E_p \cdot A_p}{2n E_c} \sigma_{cpm} ; \sigma_{cpm} = \frac{1}{L} \int_0^L \sigma_{cp}(x) \cdot dx$$

Donde:

- E_c : módulo elástico del hormigón, igual a 37277.87 MPa
- A_p : área de pretensado (7 tendones), igual a 57750 mm²
- n : número de operaciones de tesado, 7 tendones en cada fase
- $\sigma_{cp}(x)$: tensión del hormigón a la altura de la armadura activa.
Características de sección neta y fuerza de pretensado:
 $P = P_{max} - \Delta P_{\mu} - \Delta P_{sl}$

En la gráfica que se presenta a continuación, se representa la tensión en el hormigón debida a la acción combinada del pretensado y del peso propio del tablero.

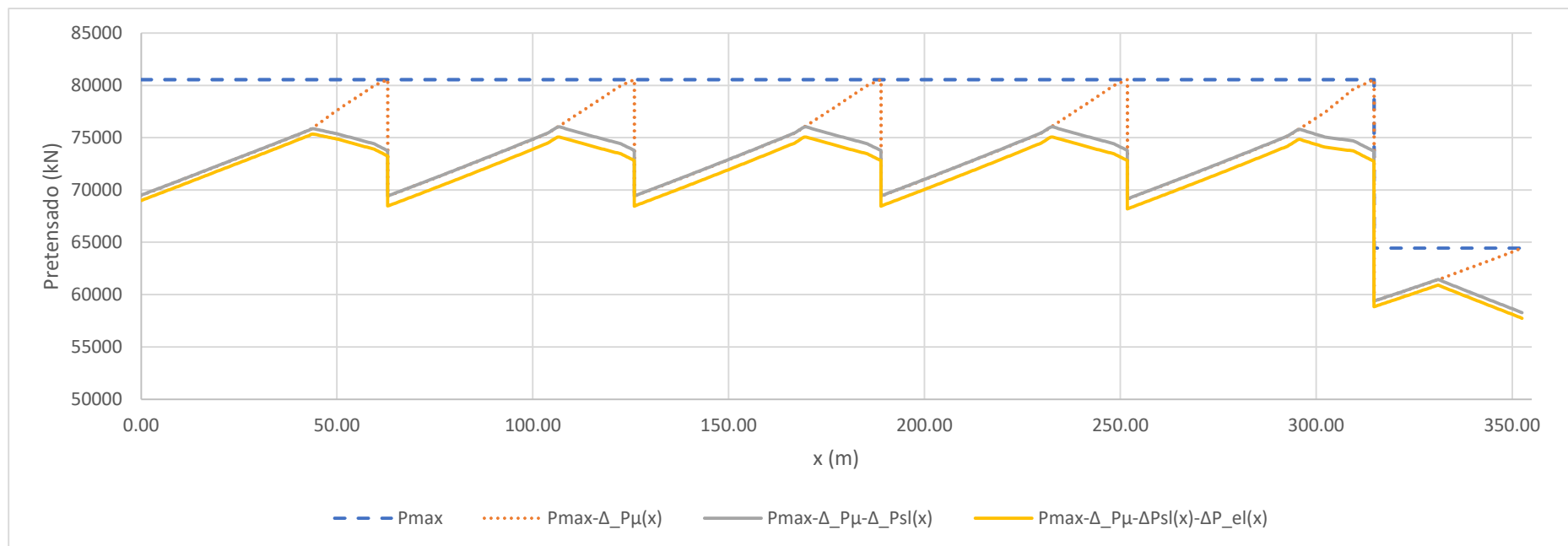


Figura 6.21 Ley de tensiones $\sigma_{cp}(x)$

Dado que el valor de σ_{cpm} se mantiene constante (es la integral de las tensiones) en cada fase del proceso constructivo, las pérdidas elásticas asociadas también serán constantes en cada una de ellas. Como resultado, la ley de pérdidas presenta un comportamiento homotético respecto a la previamente mostrada.

La gráfica que se muestra en la página siguiente representa las pérdidas por rozamiento, penetración de cuñas y elásticas en cada fase a lo largo del tablero. La fuerza de pretensado que se obtiene en cada sección al final es la correspondiente al pretensado característico inicial P_{m0} .

	Inicio (m)	Fin (m)	σ_{cpm} (MPa)	ΔP_{el} (kN)	P_{max} (kN)
Fase 1	0	62.94	4.04	510.05	80560
Fase 2	62.94	125.89	7.65	965.22	80560
Fase 3	125.89	188.84	7.67	967.84	80560
Fase 4	188.84	251.79	7.67	967.84	80560
Fase 5	251.79	314.7375	7.64	964.28	80560
Fase 6	314.74	352.5	4.26	537.16	64448



6.2.8.2 Pérdidas diferidas

Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas y del acortamiento elástico del hormigón. Estas pérdidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón por retracción (s), fluencia (c) y a la relajación (r) del acero de las armaduras.

Sabiendo que la fluencia y la relajación del acero están influenciadas por las propias pérdidas se utiliza el método simplificado para su cálculo:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}$$

$$= \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP} + E_p \varepsilon_{cs} + 0.8 \cdot \Delta \sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c z_{cp}^2}{I_c} \right) (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))} A_p$$

Donde

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$: valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa por c+r+s

ε_{cs} : deformación por retracción, igual a 321.03 $\mu\text{m/m}$

E_p : módulo de elasticidad de la armadura activa

E_{cm} : módulo de deformación del hormigón

$\Delta \sigma_{pr}$: valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa debido a la relajación del acero

$\varphi(t, t_0)$: coeficiente de fluencia, igual a 1.83

$\sigma_{c,QP}$: tensión en el hormigón a la armadura activa debido al peso propio, al pretensado inicial y a otras acciones cuasipermanentes relevantes

A_p : área de la armadura activa

A_c y I_c : área e inercia de la sección de hormigón

z_{cp} : distancia entre el c.d.g de la sección de hormigón y la armadura activa

χ : Coeficiente de envejecimiento, se adopta como 0.8

Los valores de la retracción ε_{cs} y coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ se obtuvieron en el apartado 4.2.1 del presente anejo.

Se muestra en la siguiente gráfica los valores de las tensiones $\sigma_{c,QP}$ durante el desarrollo del tablero.

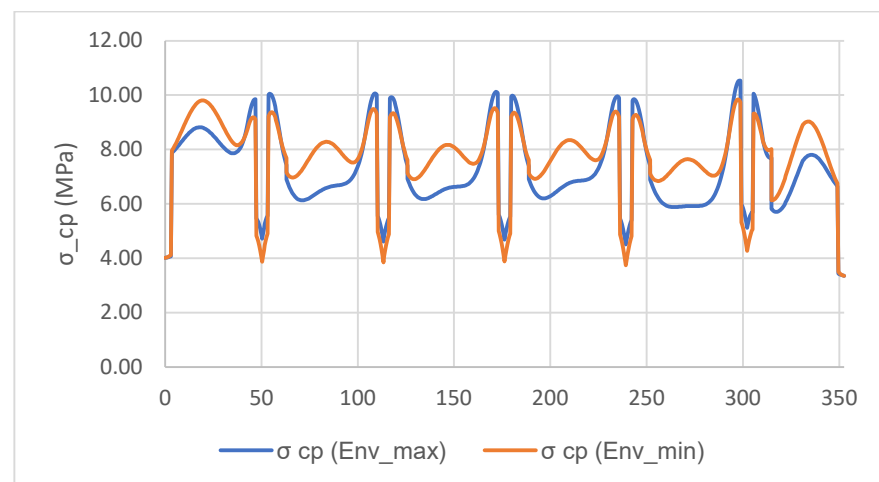


Figura 6.23 Ley de tensiones $\sigma_{c,QP}$

Del fabricante se sabe que la relajación máxima a 1000 horas con 0,7 f_{pk} es para todos los cordones $\leq 2,5\%$, y según el artículo 3.3.2(6) del EC-2 se corresponde con una clase de relajación tipo 2

(relajación baja), luego el valor absoluto de las pérdidas por relajación del pretensado $\Delta\sigma_{pr}$ se calculan de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%; \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}; t = 500\,000\,h$$

Nótese que los saltos que se producen en las leyes se corresponden con las secciones macizadas, al aumentar el área las pérdidas son menores. En los frentes de anclaje se verifica que la fuerza de pretensado final correspondiente a la fase i es mayor al de la fase siguiente $i+1$.

La gráfica que se muestra representa el pretensado característico inicial P_{m0} y el final tras descontar las pérdidas diferidas.

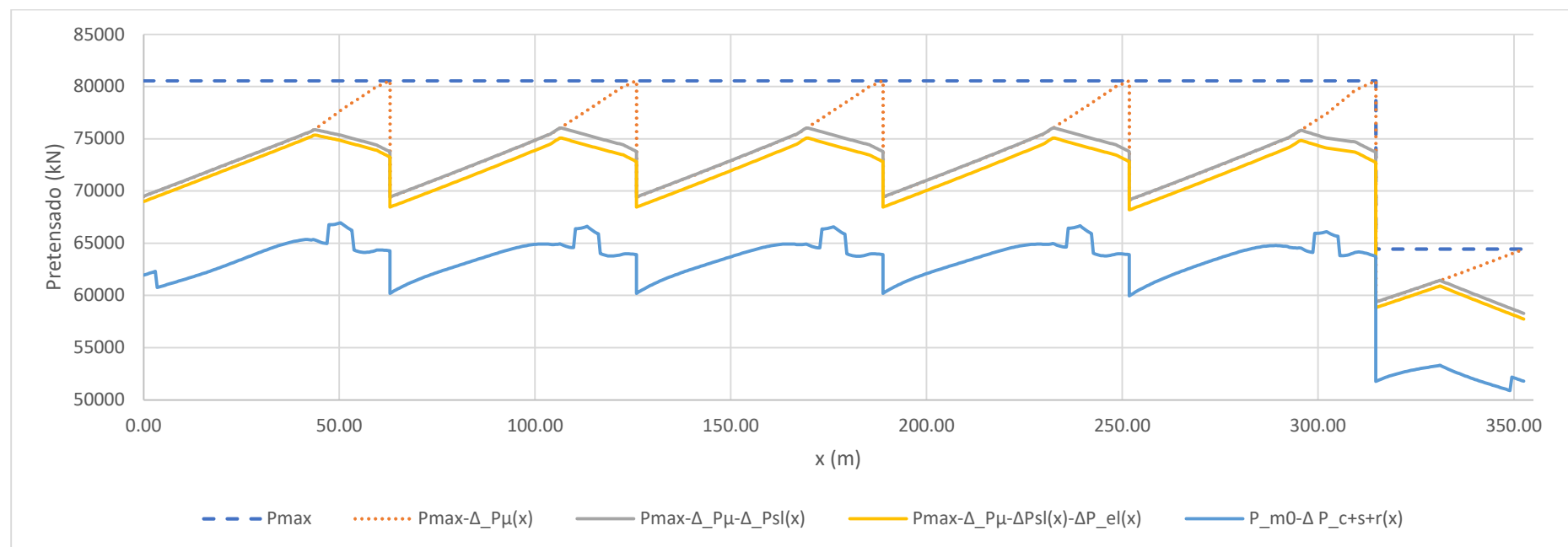
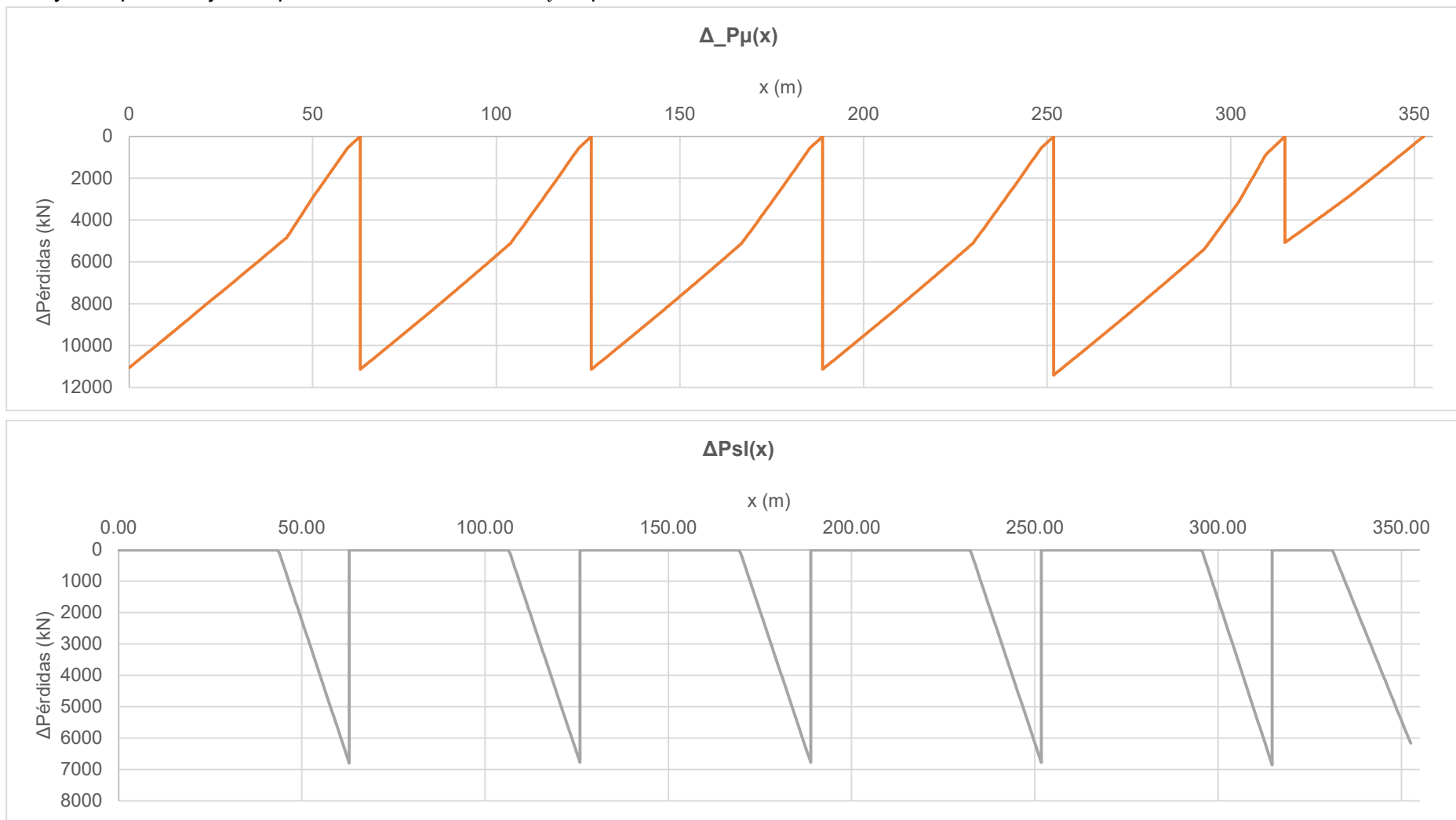


Figura 6.24 Pretensado final tras las pérdidas diferidas

6.2.9 PÉRDIDAS TOTALES DE PRETENSADO

A continuación, se presenta una recapitulación de los valores de pérdidas de pretensado obtenidos en los apartados anteriores. Se incluye el porcentaje de pérdidas instantáneas ΔP_i respecto a la

fuerza de tesado inicial P_{max} , así como el porcentaje de pérdidas diferidas ΔP_{c+s+r} en relación con el valor característico del pretensado inicial P_{m0} . Estos resultados permiten verificar la validez de las pérdidas adoptadas en la fase de predimensionamiento.



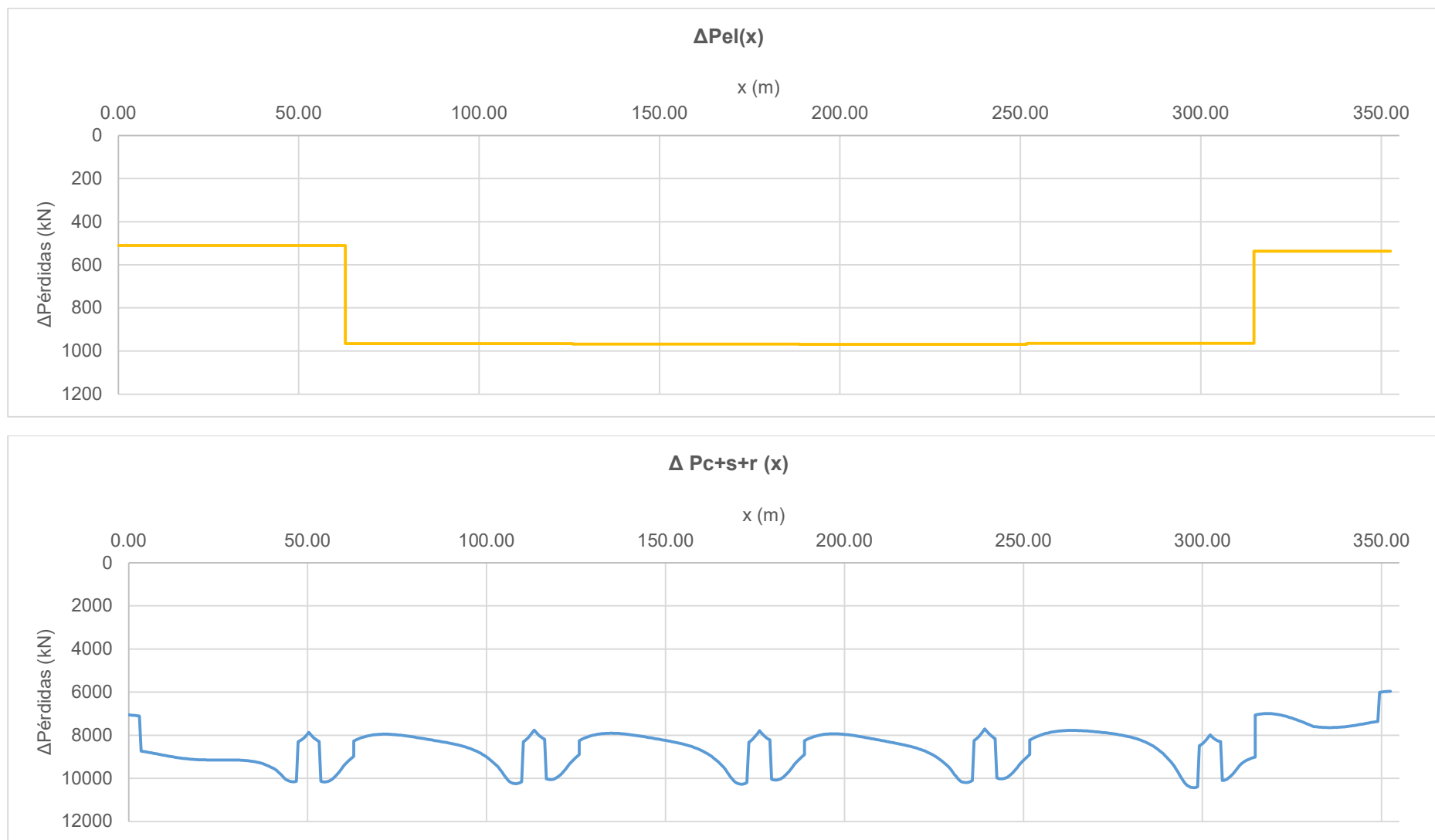


Figura 6.25 Pérdidas instantáneas y diferidas del pretensado

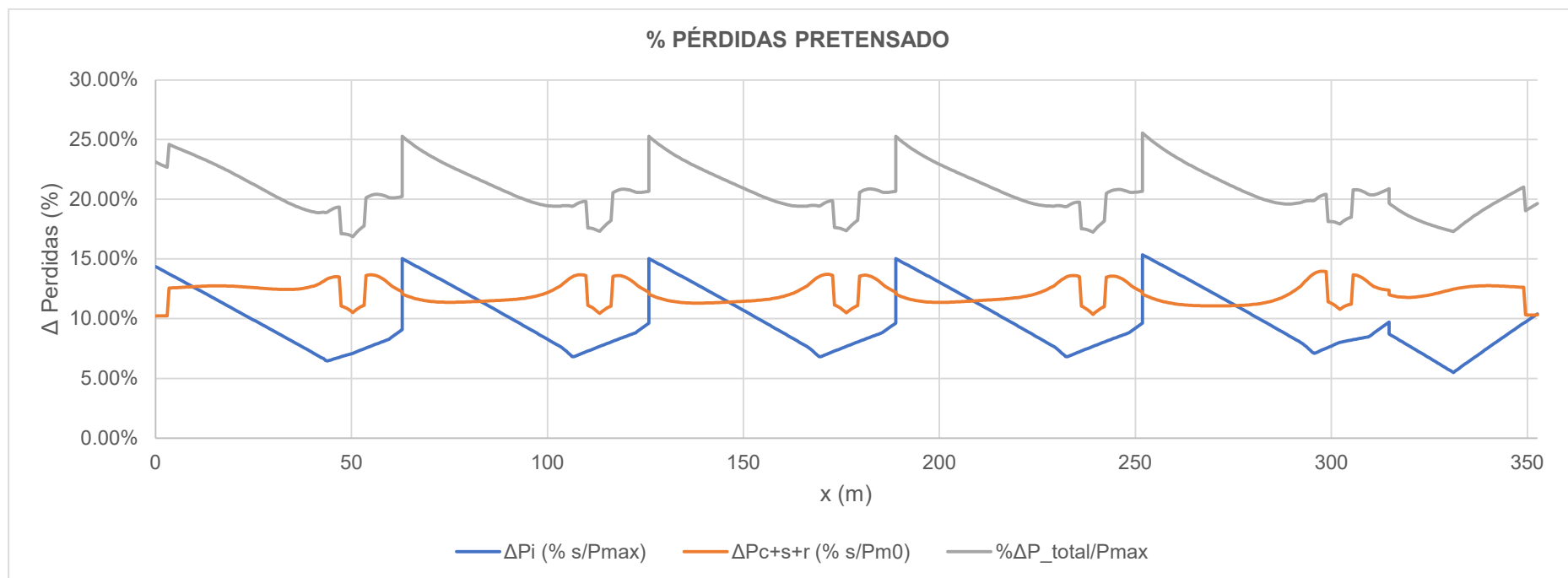


Figura 6.26 Pérdidas del pretensado en porcentajes

	ΔP_i (% s/ P_{max})	ΔP_{c+s+r} (% s/ ΔP_{m0})	
Predimensionamiento	10%	15%	% $\Delta P_{TOTAL} / \Delta P_{max}$
Reales teóricas	9.82%	12.04%	20.69%

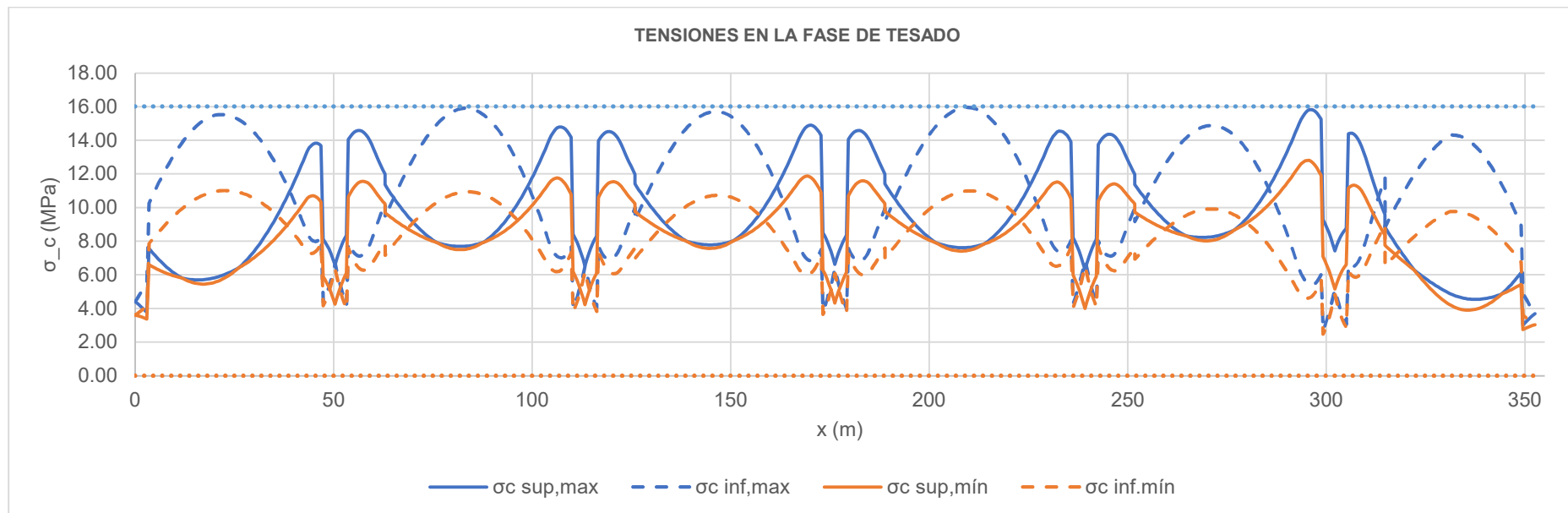
Tabla 6.14 Pérdidas medias del pretensado

6.2.10 COMPROBACIÓN DE TENSIONES

En este apartado se lleva a cabo la verificación de tensiones en las fibras superior e inferior de la sección, comprobando que no superan los límites establecidos previamente según los criterios de diseño. Asimismo, se verifica que las armaduras activas permanecen dentro de la zona comprimida de la sección bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

	Tesado (3 días)	En servicio ($t \geq 28$ días)
$\sigma_{c,max}$	16.02 MPa	30.00 MPa
$\sigma_{c,min}$	0.00 MPa	$f_{ctm}(28)/2 = -2.04$ MPa

Tabla 6.15 Limitaciones tensionales



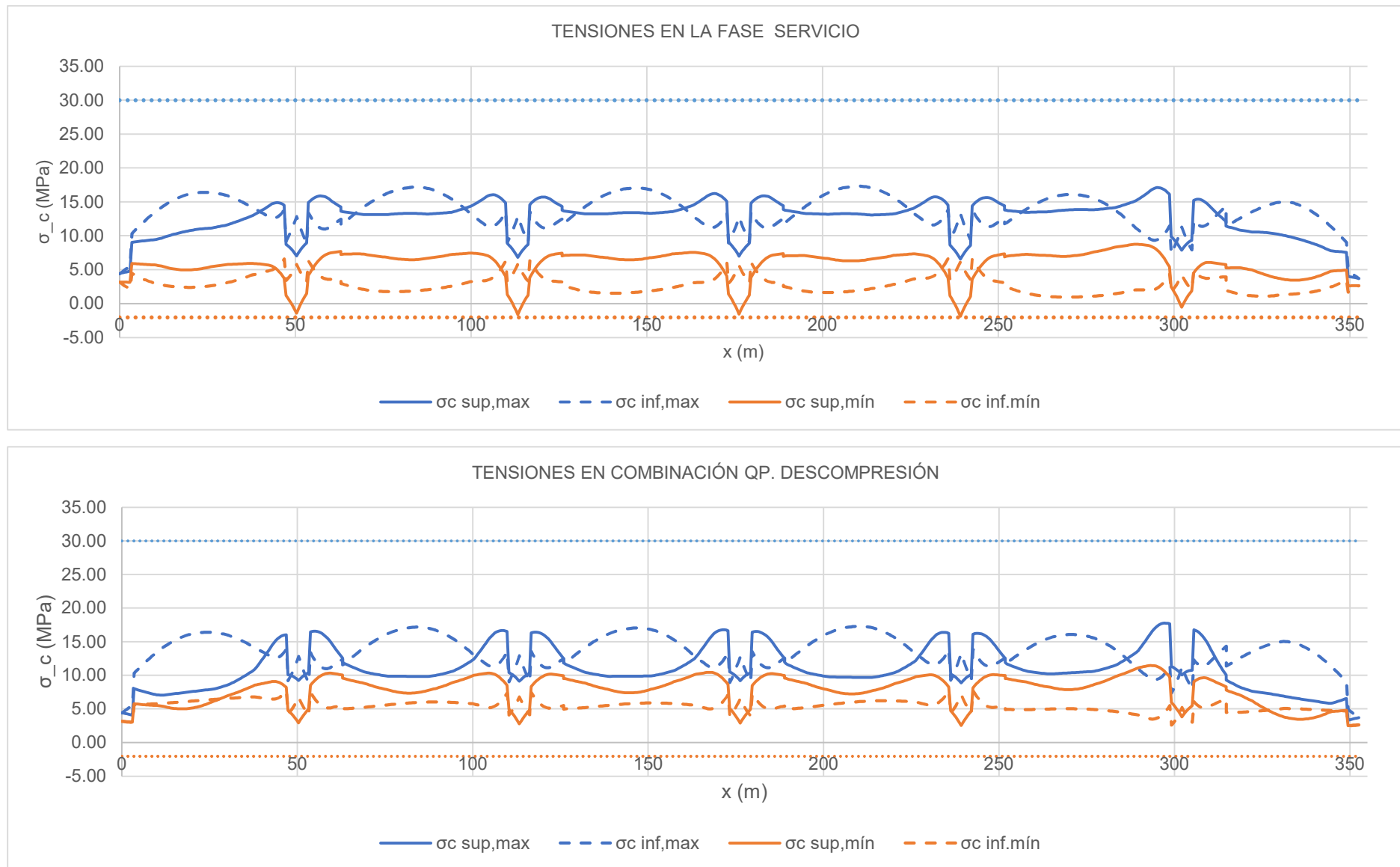


Figura 6.27 Tensiones en las fibras superior e inferior de la sección.

6.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA PASIVA

El diseño y comprobación de secciones frente a esfuerzos combinados se llevara a cabo aplicando el siguiente método general de diseño:

- Se determina la sección hueca eficaz de cálculo
- Se determina, mediante métodos elásticos o plásticos, la distribución de las tensiones normales y tangenciales en cada pared de dicha sección eficaz debidas al conjunto de los esfuerzos de torsión, flexión, axil y cortante longitudinales, así como a los esfuerzos de flexión transversal.
- Se calculan las armaduras y se comprueba el hormigón mediante el modelo general de tensión plana o de lámina según proceda.

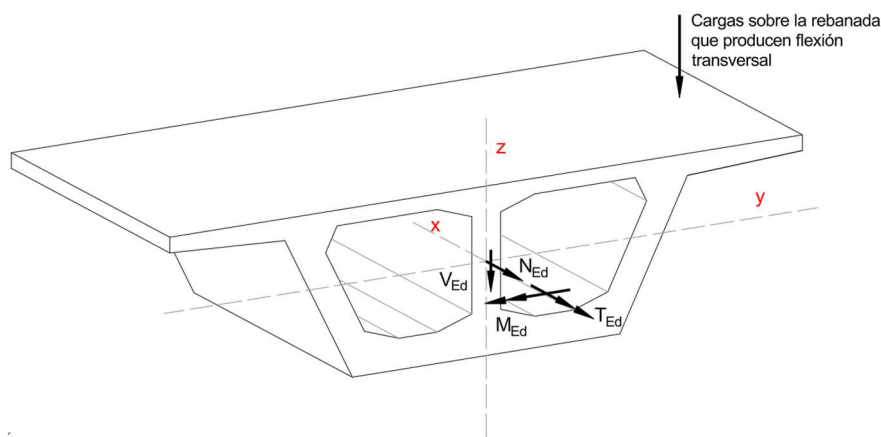


Figura 6.28 Esfuerzos seccionales

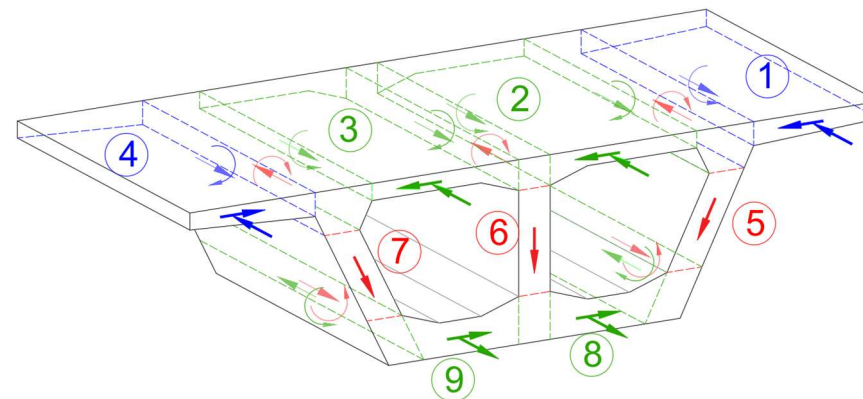


Figura 6.29 División en láminas y esfuerzos generados por cada esfuerzo seccional

Las secciones correspondientes a los apoyos y estribos se analizarán mediante el método de bielas y tirantes, al tratarse de regiones discontinuas (regiones D) en las que no es posible aplicar la teoría general de flexión ni descomponer la sección en láminas planas. En estas zonas, las hipótesis de Navier-Bernoulli dejan de ser válidas debido a la concentración de esfuerzos y a la distribución no lineal de tensiones.

6.3.1 MODELO DE COMPORTAMIENTO RESISTENTE

Los ejes de referencia se toman en dirección de las armaduras.

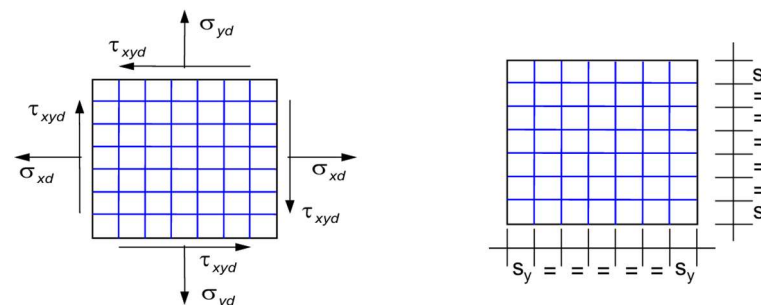


Figura 6.30 Nomenclatura y ejes de referencia empleados

Las armaduras longitudinales se identifican como aquellas dispuestas en la dirección X, mientras que las armaduras transversales corresponden a las situadas en la dirección Y/Z.

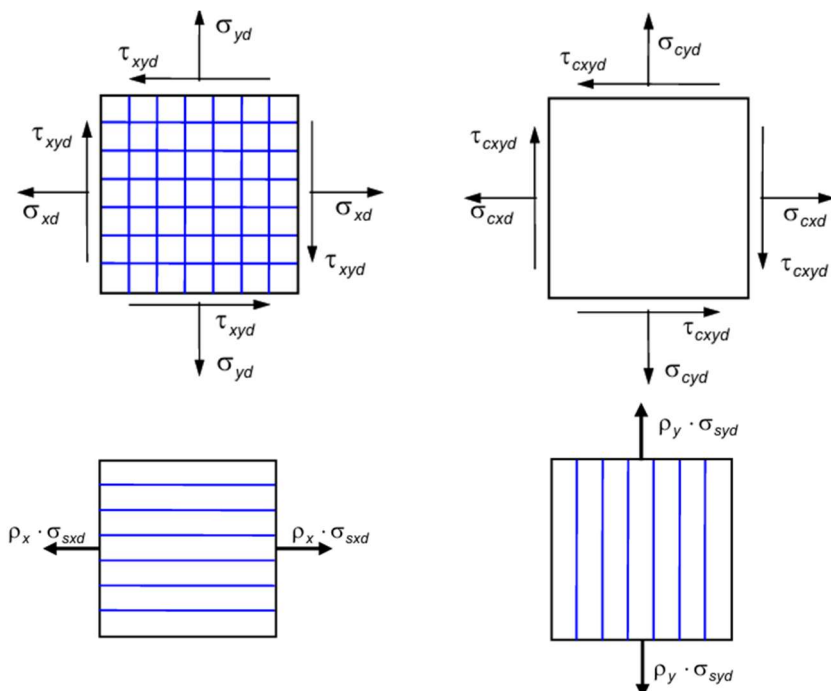


Figura 6.31 Modelo de comportamiento resistente. Tensiones

$$\sigma_{xd}, \sigma_{yd} < 0 \rightarrow \text{Compresiones} \quad \rho_x = \frac{A_{sx}}{b \cdot s_x}; \rho_y = \frac{A_{sy}}{b \cdot s_y}$$

La hipótesis adoptada establece que las armaduras únicamente resisten esfuerzos en su dirección longitudinal (σ_{sxd} ; σ_{syd}), de modo que las tensiones tangenciales generadas en la sección son absorbidas exclusivamente por el hormigón (σ_{cxd} ; σ_{cyd} ; τ_{cxyd}). Las ecuaciones de equilibrio se muestran a continuación:

$$\sigma_{xd} = \sigma_{cxd} + \rho_x \cdot \sigma_{sxd}$$

$$\sigma_{yd} = \sigma_{cyd} + \rho_y \cdot \sigma_{syd}$$

$$\tau_{xyd} = \tau_{cxyd}$$

Las tensiones principales en el hormigón quedan determinadas mediante las siguientes expresiones:

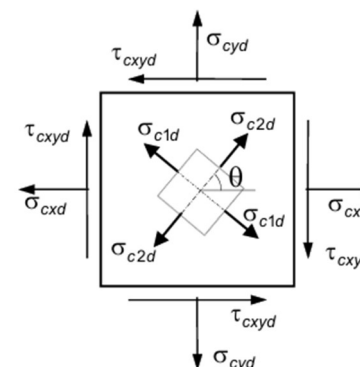
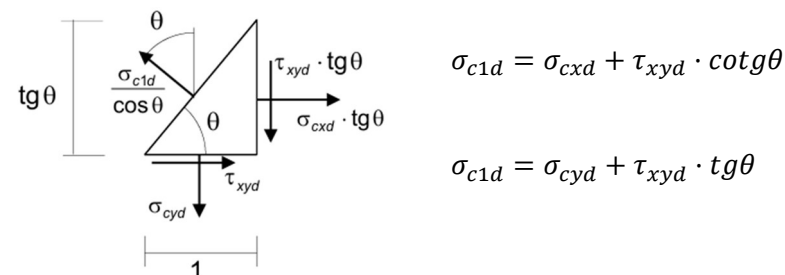


Figura 6.32 Tensiones principales en el hormigón

Tensión principal mayor:

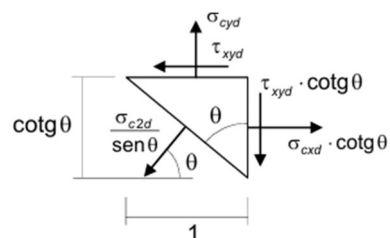


$$\sigma_{c1d} = \sigma_{cxd} + \tau_{xyd} \cdot \cot \theta$$

$$\sigma_{c1d} = \sigma_{cyd} + \tau_{xyd} \cdot \tan \theta$$

$$\sigma_{c1d} = \frac{\sigma_{cxd} + \sigma_{cyd}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cxd} - \sigma_{cyd}}{2}\right)^2 + \tau_{xyd}^2}$$

Tensión principal menor:



$$\sigma_{c2d} = \sigma_{cxd} - \tau_{xyd} \cdot \operatorname{tg} \theta$$

$$\sigma_{c2d} = \sigma_{cyd} - \tau_{xyd} \cdot \cotg \theta$$

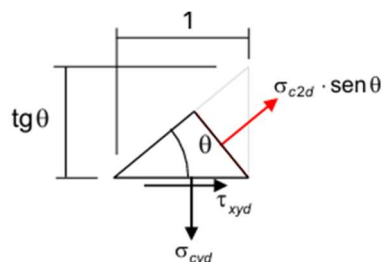
$$\sigma_{c2d} = \frac{\sigma_{cxd} + \sigma_{cyd}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cxd} - \sigma_{cyd}}{2}\right)^2 + \tau_{xyd}^2}$$

$$\sigma_{c1d} - \sigma_{c2d} = \tau_{xyd} \cdot (\operatorname{tg} \theta + \cotg \theta)$$

Cuando el hormigón se encuentra fisurado, se adopta la hipótesis de que las bielas son paralelas a las fisuras, es decir, no hay efecto pasador ni engranamiento de áridos $\rightarrow \sigma_{c1d} = 0$

$$\sigma_{cxd} = -\tau_{xyd} + \cotg \theta$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{cxd} = -\tau_{xyd} \cdot \cotg \theta \\ \sigma_{cyd} = -\tau_{xyd} \cdot \operatorname{tg} \theta \end{array} \right\} \rightarrow \tau_{xyd} = \sqrt{\sigma_{cxd} \cdot \sigma_{cyd}}$$



$$\sigma_{c2d} = -\tau_{xyd} \cdot (\cotg \theta + \operatorname{tg} \theta)$$

En cuanto a las deformaciones se establecen las siguientes hipótesis y ecuaciones de compatibilidad:

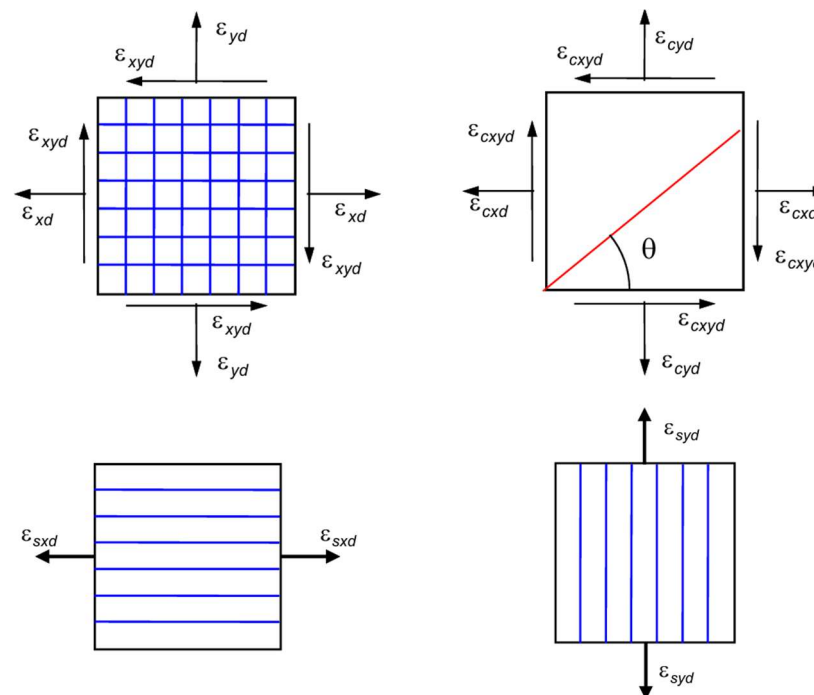


Figura 6.33 Modelo de comportamiento resistente. Deformaciones

- Las deformaciones de las armaduras son iguales a las deformaciones medias del hormigón.
- El ángulo θ de las tensiones y deformaciones principales coinciden

$$\varepsilon_{xd} = \varepsilon_{sxd} = \varepsilon_{cxd} = \varepsilon_{c1d} \cdot \sin^2 \theta + \varepsilon_{c2d} \cdot \cos^2 \theta$$

$$\varepsilon_{yd} = \varepsilon_{syd} = \varepsilon_{cyd} = \varepsilon_{c1d} \cdot \cos^2 \theta + \varepsilon_{c2d} \cdot \sin^2 \theta$$

$$\varepsilon_{c1d} = \max \begin{cases} \varepsilon_{sxd} + (\varepsilon_{sxd} - \varepsilon_{c2d}) \cdot \cot^2 \theta \\ \varepsilon_{syd} + (\varepsilon_{syd} - \varepsilon_{c2d}) \cdot \tan^2 \theta \end{cases}$$

La comprobación del agotamiento del hormigón fisurado se basa en el MFCT (Modified Compression Field Theory).

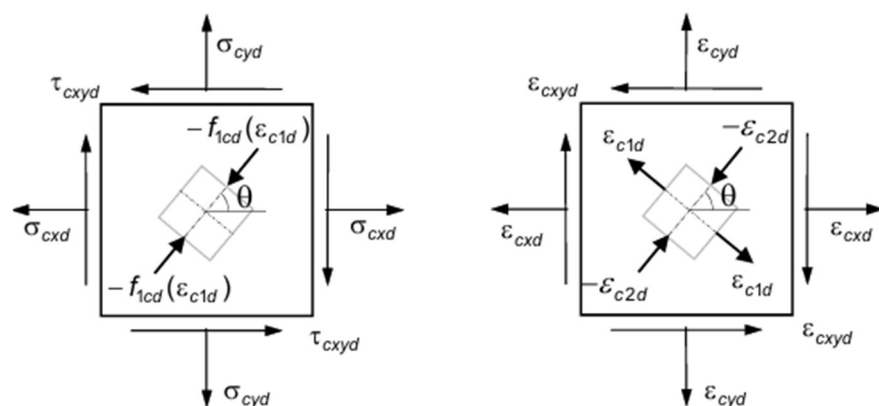


Figura 6.34 Tensiones y deformaciones en el hormigón. MFCT

Hormigón fisurado $\rightarrow -\sigma_{2cd} \leq f_{1c}$; $f_{1cd} = \nu \cdot f_{cd}$; $\nu = 0.4$

Hormigón no fisurado $\rightarrow -\sigma_{2cd} \leq f_{2c} = f_{cd}$

En cuanto al agotamiento de las armaduras:

$$\rho_x \cdot \sigma_{sxd} = \sigma_{xd} + \tau_{xyd} \cdot \cot \theta \leq \rho_x \cdot f_{yd}$$

$$\rho_y \cdot \sigma_{syd} = \sigma_{yd} + \tau_{xyd} \cdot \tan \theta \leq \rho_y \cdot f_{xd}$$

6.3.2 PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO

La membrana requiere armadura si cumple una de las tres condiciones siguientes:

- $\tau_{xyd}^2 \geq \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd}$ ($\sigma_{xd} < 0$; $\sigma_{yd} < 0$)
- $\sigma_{xd} \geq 0$
- $\sigma_{yd} \geq 0$

Se dispone de 2 ecuaciones de equilibrio en rotura:

- $f_{tdx} = \rho_x \cdot f_{yd} = \sigma_{xd} + \tau_{xyd} \cdot \cot \theta$
- $f_{tdy} = \rho_y \cdot f_{xd} = \sigma_{yd} + \tau_{xyd} \cdot \tan \theta$

Se puede elegir el ángulo θ siempre que se cumplan estas 3 condiciones:

- $-\sigma_{2cd} = \tau_{xyd} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) \leq f_{1cd}$
- $0.5 \cdot f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 \cdot f'_{tdx}$; $0.5 \cdot f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 \cdot f'_{tdy}$
- $\rho_{min} \cdot f_{yd} = f_{ct,m}$

Donde f'_{tdx} y f'_{tdy} son los valores de f_{tdx} y f_{tdy} calculados para el ángulo θ^* que minimiza la armadura total. El ángulo θ^* es diferente según los valores de las tensiones de cálculo aplicadas (dominios de dimensionamiento).

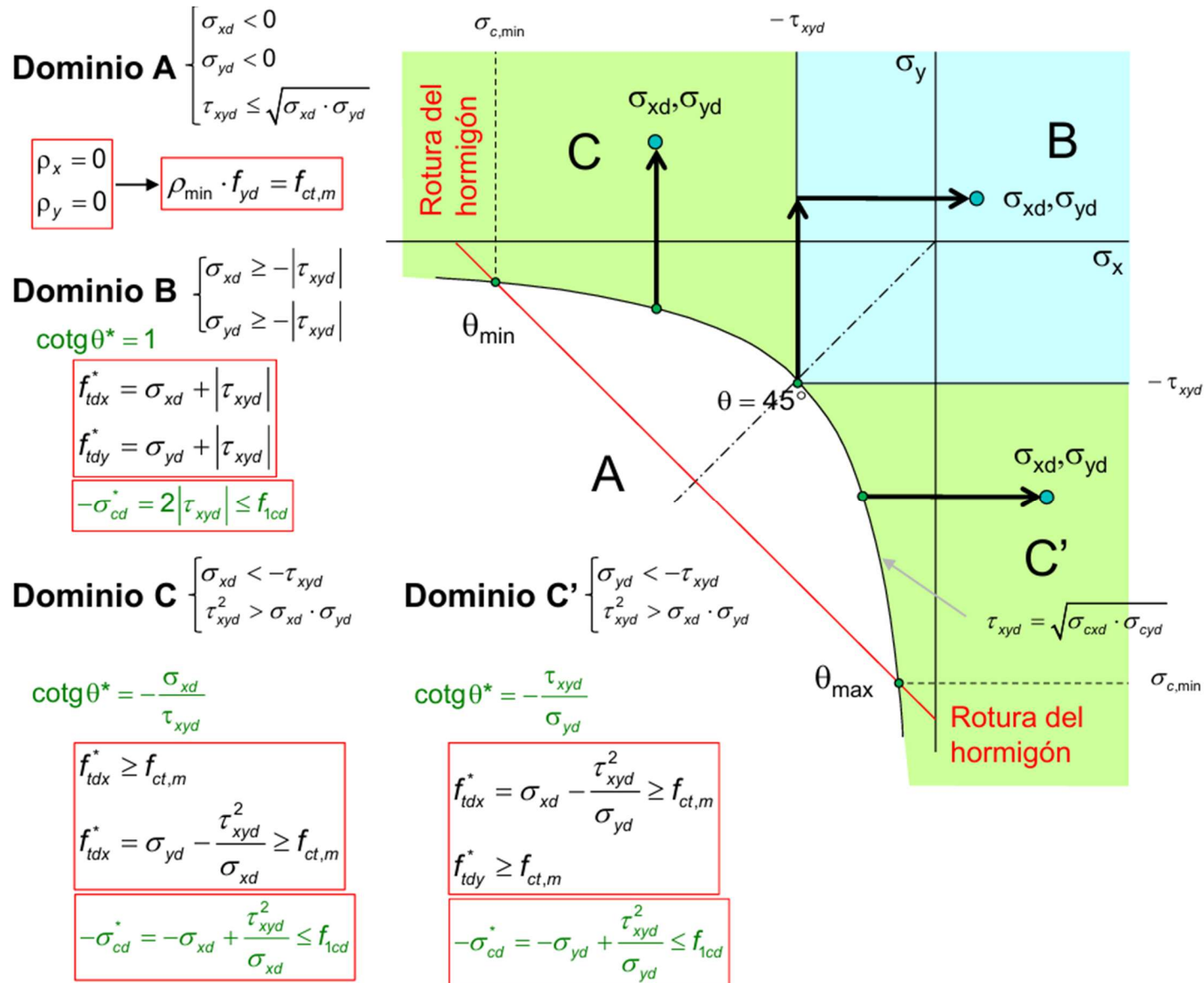


Figura 6.35 Dominios de dimensionamiento. Fuente: Apuntes asignatura H.E.A

6.3.3 E.L.U DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

En primer lugar, es necesario establecer las hipótesis de cálculo adoptadas para el análisis seccional frente a axil y flexión:

- ❖ Se considera el estado tensional de la armadura activa. Los efectos inducidos por esta en la sección de hormigón no se incluyen dentro de los esfuerzos totales a los que está sometida la sección.
- ❖ Se asume que las deformaciones en la sección de hormigón son planas, de acuerdo con la hipótesis de Bernoulli. En consecuencia, los alargamientos o acortamientos de la armadura pasiva dependen directamente de la deformación de la sección, según la expresión:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 + c \cdot z$$

- ❖ El agotamiento de la sección se produce cuando se alcanzan las deformaciones límite en puntos específicos de la fibra de hormigón o del acero, definiendo así los distintos dominios de deformación
- ❖ Las tensiones en el hormigón se representan mediante el diagrama rectangular equivalente, despreciando la resistencia a tracción del material.

Una vez expuestas estas hipótesis básicas, se requiere una mayor especificación de la segunda y tercera hipótesis, con el fin de disponer de valores numéricos precisos que permitan su aplicación directa en el cálculo.

El diagrama rectangular de tensiones del hormigón adoptado corresponde a lo establecido en el artículo 3.1.7 del Anejo 19 del Código Estructural. En la figura siguiente se representa la relación entre deformaciones y tensiones tanto en el hormigón como en las armaduras pasivas, lo que constituye la base para la determinación

de la capacidad resistente de la sección frente a solicitaciones combinadas.

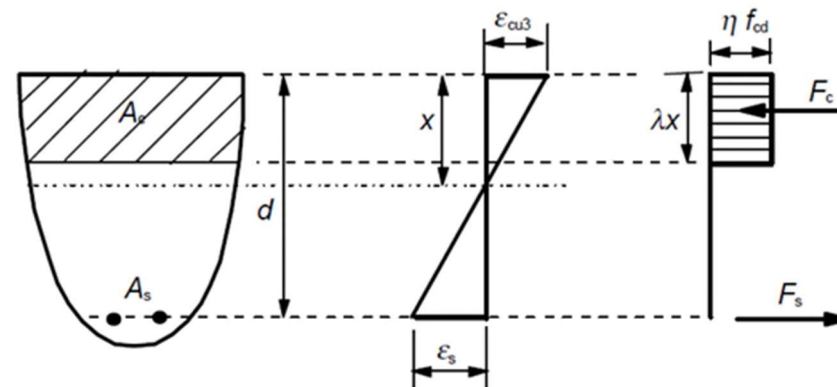


Figura 6.36 Diagrama rectangular de tensiones

En ella aparecen dos coeficientes dependientes del tipo de hormigón empleado:

- El coeficiente λ define la profundidad eficaz de la zona de compresión, tomando un valor $\lambda=0.8$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.
- El coeficiente η define la resistencia eficaz de la sección, tomando un valor de $\eta=1.0$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.

En cuanto a las deformaciones del hormigón, la deformación unitaria de acortamiento ε_{cu} toma un valor de 0.0035 para $f_{ck} \leq 50$ MPa.

Las tensiones del acero se rigen por las siguientes hipótesis de cálculo:

- El límite de alargamiento de cálculo del acero pasivo se alcanza para el valor de $\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} \geq 0.01$
- La máxima tensión que soporta el acero $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \geq f_{yd}$. Tomando como f_{yd} la máxima tensión de cálculo que soporta el acero $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

- El límite de alargamiento de cálculo del acero activo se alcanza para el valor de $\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} \geq 0.02$
- El valor del cálculo para la tensión del acero f_{pd} , se tomará como $f_{p0,1k}/\gamma_s$, siendo $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0.9$.

Los dominios de deformación que definidos, se dan cuando se produce un pivote, es decir, cuando alguna de las fibras de la sección alcanza una deformación límite, agotando así la sección.

De este modo, se determina un punto del plano de deformaciones en función del modo de agotamiento de la sección: ya sea por rotura de la armadura pasiva a tracción, por compresión localizada del hormigón en una fibra debido a la flexión, o bien por agotamiento global de la sección bajo un estado predominantemente axial de compresión. Estos casos se representan mediante los pivotes A, B y C, respectivamente, pudiendo presentarse tanto para curvatura positiva como negativa.

El segundo punto de referencia se obtiene a partir de la posición de la fibra neutra de la sección, definida como el lugar geométrico en el que la tensión es nula, sirviendo de base para caracterizar el diagrama de deformaciones en equilibrio.

Los criterios de rotura del hormigón son:

- En flexión: $\varepsilon_{cu,f} = \varepsilon_{cu} = 0.0035$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.
- En compresión: $\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{c3} = 0.00175$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.

De acuerdo con estos dominios de deformación, se obtienen las siguientes ecuaciones de equilibrio a partir de la integración del estado tensional al que se encuentra sometida la sección, que expresada de forma genérica e igualando a los esfuerzos últimos de rotura $N_u(x)$ y $M_u(x)$ queda de la siguiente forma:

$$N_u(x) = N_c(x) + N_s(x)$$

$$M_u(x) = M_c(x) + M_s(x)$$

De esta forma se puede definir que la resistencia de una sección de hormigón cualquiera, queda condicionada por la resistencia del hormigón a axiles y flectores y la contribución resistente frente a los mismos esfuerzos, de la armadura.

Por ello, es posible definir un conjunto de soluciones a los esfuerzos últimos de rotura para una fibra neutra determinada, para las que una sección resiste unos esfuerzos, mediante diagramas de interacción flexión-axil.

La posición de las armaduras ha sido prefijada, disponiéndose en el ala superior, en 2 capas, con simetría respecto al eje horizontal y vertical del ala. La configuración del armado del ala inferior es idéntico, quedando el diagrama de deformaciones de la siguiente forma, para el caso de curvatura positiva:

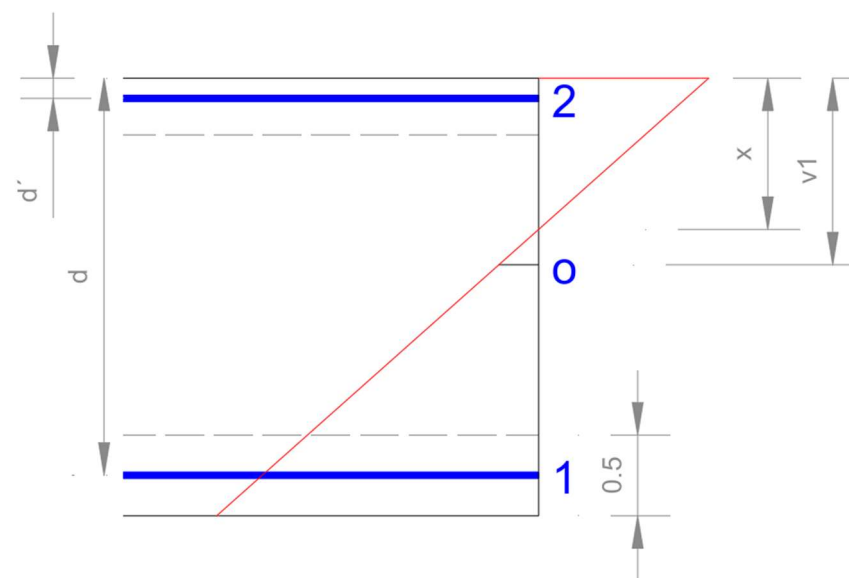


Figura 6.37 Esquema para la representación tensional

Con d y d' , se refieren a los cantos útiles de la armadura de compresión y tracción respectivamente, mientras que la x supone la

posición de la fibra neutra respecto a la fibra comprimida, y v_1 la distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra superior del tablero.

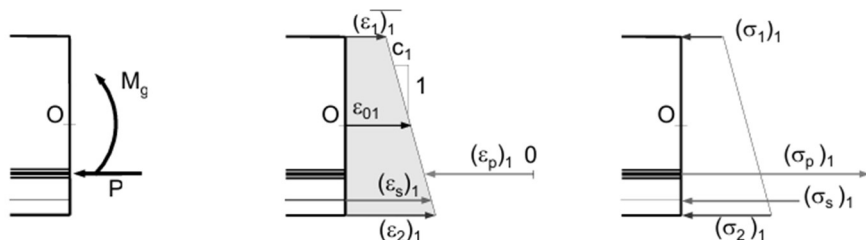
Al aplicar las ecuaciones de equilibrio para cada uno de estos puntos lo que se logra es despejar una de las incógnitas en las ecuaciones, dado que en la armadura desde la que se tomen momentos, no se generarán ningunos y por tanto, se podrá obtener el valor de cálculo de la opuesta. Por ejemplo, el momento de diseño referido a la posición de la armadura inferior será M_{1d} , mientras que para la superior será, M_{2d} .

FUERZA DE NEUTRALIZACIÓN

La fuerza de neutralización del pretensado, es la fuerza que, aplicada a la sección de hormigón, anula las tensiones generadas por la fuerza de pretensado en ausencia de cargas exteriores. En otras palabras, es la fuerza necesaria para equilibrar el efecto del pretensado y devolver la sección a un estado de tensión nula.

A continuación se muestra a modo de ejemplo el cálculo desarrollado para la sección de centro luz correspondiente al vano 5, sección con el máximo flector positivo de todo el tablero.

Tensiones antes de la inyección (Sección neta)



$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{01} \\ c_1 \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_r \cdot (I_c \cdot A_c \cdot S_c^2)} \begin{bmatrix} I_c & -S_c \\ -S_c & A_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ P \cdot (e_p + e_H) + M_g \end{Bmatrix}$$

$$A_c = 8.90 \text{ m}^2; S_c = 0.16 \text{ m}^3; I_c = 7.53 \text{ m}^4; E_r = 37277.87 \text{ MPa}$$

$$e_p = -1.15 \text{ m}; e_H = 0.32 \text{ m}; P = 63126.64 \text{ kN}; M_g = 81461.37 \text{ kN}$$

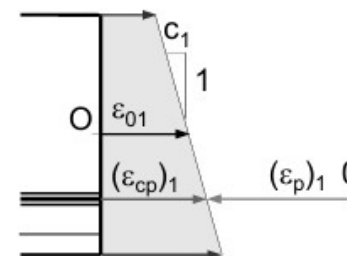
Luego:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{01} \\ c_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2.1987 \cdot 10^{-4} \\ 1.15106 \cdot 10^{-4} \end{Bmatrix}$$

$$\sigma_1 = E_c \cdot (\epsilon_{01} + c_1 \cdot v_1) = 11.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = E_c \cdot (\epsilon_{01} + c_1 \cdot v_2) = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = -\frac{P}{A_p} = -1093.1 \text{ MPa}$$



La deformación de neutralización queda de la siguiente manera:

$$\epsilon_{p0} = (\epsilon_p)_1 - (\epsilon_{cp})_1 = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} - (\epsilon_{01} + c_1 \cdot e_p) = -0.00584$$

$$P_n = A_p \cdot \sigma_{p0} = A_p \cdot (E_p \cdot \epsilon_{p0}) = -64082.35 \text{ kN}$$

$$M_n = P_n \cdot e_n = 73913.34 \text{ kN}; e_n = e_p$$

En el resto de secciones se obtienen valores de ϵ_{p0} similares, pudiéndose adoptar como valor general en todo el tablero un valor de $\epsilon_{p0} = -0.006$.

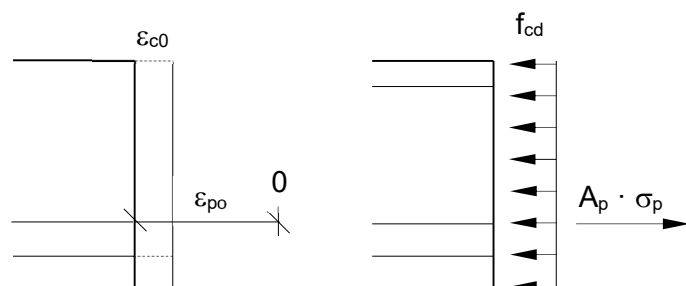
COMPROBACIÓN DE BORDE

Para cada sollicitación de cálculo debe determinarse el signo de la curvatura del diagrama de pivotes para el que debe formularse las ecuaciones. Los valores que se indican a continuación corresponden a la sección indicada anteriormente, sección neta correspondiente al centro luz del vano 5.

Dado que la fuerza de neutralización es negativa y los esfuerzos axiales de cálculo son nulos o de compresión, basta con comprobar:

$$e_{d,n} = \frac{M_d - M_n}{N_d - P_n} < e_{cu,n} = \frac{M_{cp}(\infty) - M_n}{N_{cp}(\infty) - P_n}$$

en la que $N_{cp}(\infty)$ y $M_{cp}(\infty)$ son los esfuerzos de agotamiento de la sección sin armaduras pasivas cuando la sección esta deformada en compresión uniforme de $\varepsilon_{c0}(x = \infty)$.



En esta situación el hormigón absorbe una compresión uniforme de valor igual a f_{cd} y la tensión de la armadura activa será el siguiente:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{c0} = -0.00584 + 0.00175 = -0.0041$$

$$\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p = 190000 \cdot (-0.0041) = -777.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p \geq -f_{pd} = -1455.65 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Los esfuerzos de agotamiento referidos al centro de la sección se obtienen por suma de los esfuerzos absorbidos por el hormigón y las armaduras activas:

$$N_{cp}(\infty) = f_{cd} b h + \sigma_p A_p$$

$$= \frac{50}{1.5} \cdot 9.05 \cdot 10^3 + 777.15 \cdot \frac{57750}{10^{-3}} = 251802.49 \text{ kN}$$

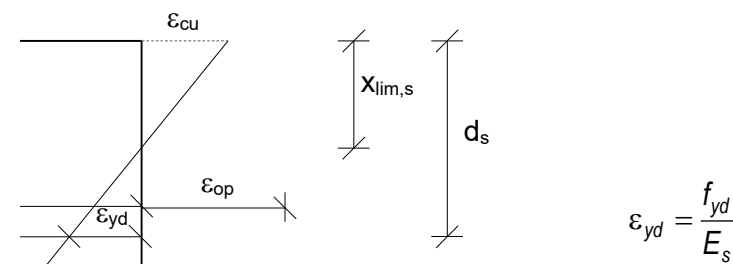
$$M_{cp}(\infty) = \sigma_p A_p (v_1 - d_p) = -777.15 \cdot \frac{57750}{1000} \cdot (1.15 - 2.30)$$

$$= 51765.67 \text{ m kN}$$

La excentricidad $e_{cu,n}$ es, en consecuencia, igual a:

$$e_{cu,n} = \frac{M_{cp}(\infty) - M_n}{N_{cp}(\infty) - P_n} = \frac{51765.67 - 73913.34}{251802.49 - (-64082.35)} = -0.07$$

Se empleará el diagrama de interacción correspondiente a deformaciones de rotura con curvatura positiva.

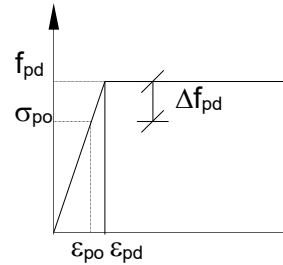
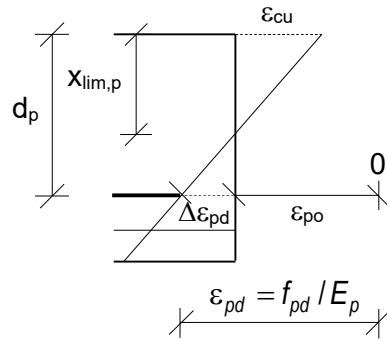


$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Teniendo en cuenta que la resistencia característica del hormigón es igual a 50 MPa $\rightarrow \varepsilon_{cu} = 0.0035$ y, en consecuencia, la profundidad límite para la armadura pasiva resulta:

$$x_{lim,s} = \frac{d_s}{1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu}}} = \frac{d_s}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{2.7 - 0.5/2}{1 + \frac{434.8}{700}} = 1.511 \text{ m}$$

Y la profundidad límite para la armadura activa:

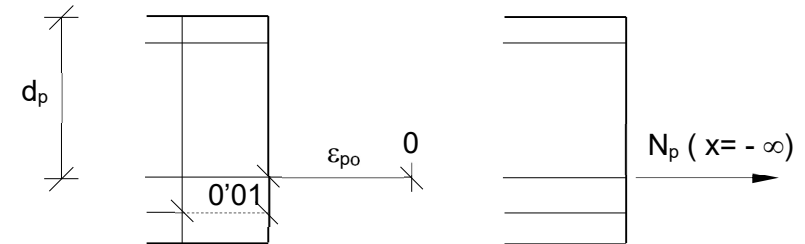


$$\Delta \varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon_{po} = \frac{1455.65}{190000} - 0.0041 = 0.00182$$

$$x_{lim,p} = \frac{d_p}{1 + \frac{\Delta \varepsilon_{pd}}{\varepsilon_{cu}}} = \frac{2.3}{1 + \frac{0.00178}{0.0035}} = 1.516 \text{ m}$$

Para delimitar las diferentes zonas de dimensionamiento se calculan los momentos flectores referidos a las posiciones de las armaduras pasivas inferior y superior correspondientes a las deformaciones de rotura asociadas a las profundidades de la fibra neutra ($x = -\infty$), ($x = x_{lim,s}$) y ($x = \infty$), los cuales definen las rectas que delimitan las distintas zonas de dimensionamiento.

Esfuerzos de agotamiento para ($x = -\infty$)



El plano de deformación de rotura de la sección corresponde a una deformación uniforme de -0.01 (curvatura nula). En esta situación el hormigón no absorbe ningún esfuerzo y la armadura activa tomara su máxima tracción, encontrándose necesariamente plastificada. Por consiguiente, los esfuerzos de agotamiento de la sección sin armaduras pasivas referidos al centro de gravedad de la sección bruta son:

$$N_{cp}(-\infty) = (-f_{pd}) A_p = -1478.26 \cdot \frac{57750}{1000} = -84063.91 \text{ kN}$$

$$M_{cp}(-\infty) = N_{cp}(-\infty)(v_1 - d_p) = 96960.31 \text{ m kN}$$

Y los referidos a las posiciones de las armaduras pasivas (rectas que delimitan la zona de dimensionamiento B) son:

$$M_{1cp}(-\infty) = M_{cp}(-\infty) + N_{cp}(-\infty)(d_s - v_1) = -109597.17 \text{ m kN}$$

$$M_{2cp}(-\infty) = M_{cp}(-\infty) + N_{cp}(-\infty)(d'_s - v_1) = 183243.86 \text{ m kN}$$

Esfuerzos de agotamiento para $x=\infty$

Los esfuerzos de agotamiento de la sección sin armaduras pasivas en este estado ya han sido calculados previamente.

$$N_{cp}(\infty) = 251802.49 \text{ kN}$$

$$M_{cp}(\infty) = 51765.67 \text{ m kN}$$

Los esfuerzos referidos a las posiciones de las armaduras pasivas (rectas que delimitan la zona de dimensionamiento F) son:

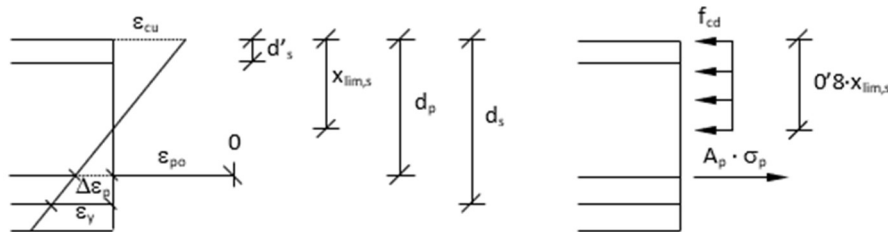
$$M_{1c}(\infty) = M_{cp}(\infty) + N_{cp}(\infty)(d_s - v_1) = 136697 \text{ m kN}$$

$$M_{2cp}(\infty) = M_{cp}(\infty) + N_{cp}(\infty)(d'_s - v_1) = -60166.17 \text{ m kN}$$

$$\varepsilon_p = \frac{-f_{pd}}{E_p} = \frac{-1455.65}{190000} = 0.00766$$

Los esfuerzos de agotamiento de la sección sin armaduras pasivas para $x = x_{lim,s}$ referidos al centro de la sección son:

Esfuerzos de agotamiento para $x = x_{lim,s}$



Como la profundidad límite de la fibra neutra correspondiente a la armadura pasiva ($x=1.511\text{m}$) es menor que la profundidad límite de la fibra neutra correspondiente a la armadura activa (1.52m), la armadura activa alcanzará la tensión de su límite elástico:

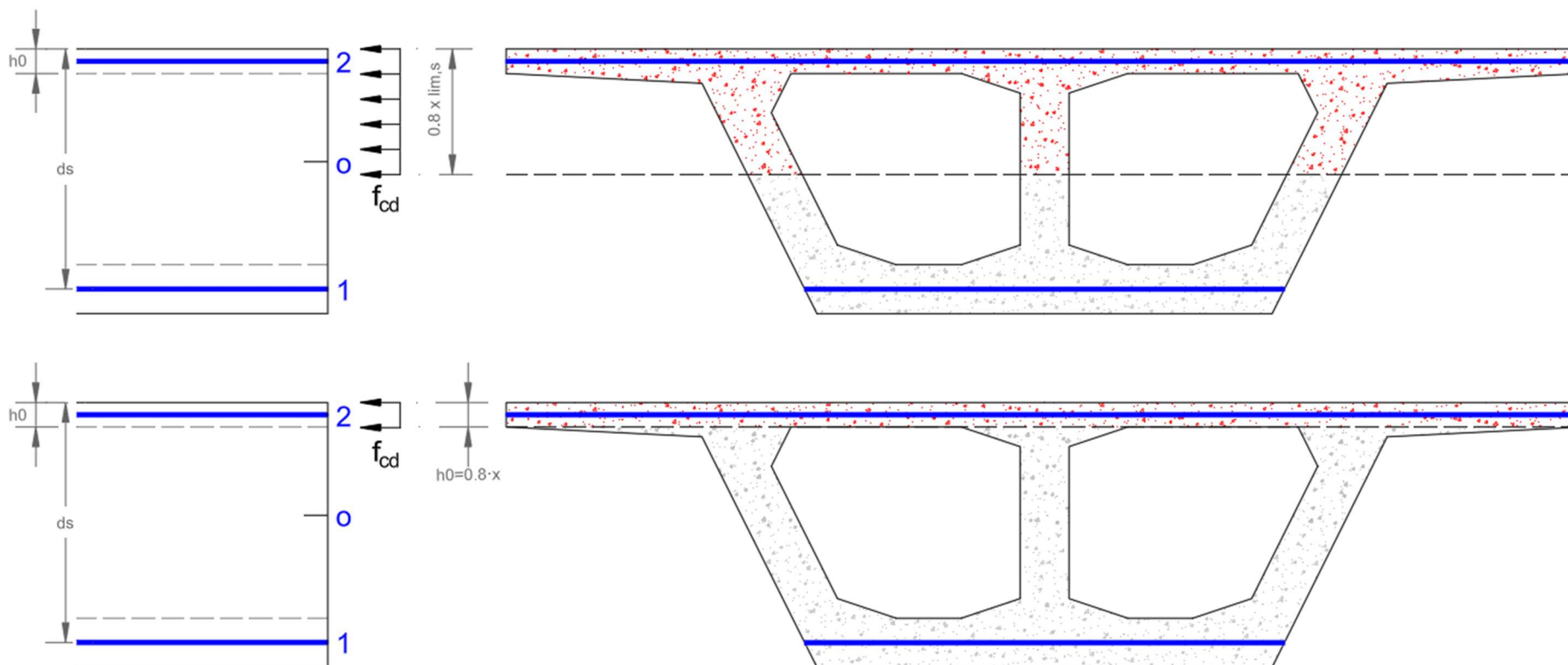


Figura 6.38 Profundidades fibra neutra

Si el momento de cálculo M_{1d} es menor a $M_{1cp}(x = h_0/0.8)$ la fibra neutra se encontrará en el ala superior, de lo contrario se ubicará en las almas de la sección teniendo una ecuación de tercer grado para su resolución.

$$N_{cp}(x_{lim,s}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_{lim,s} + \sigma_{p1} \cdot A_p$$

$$= \frac{50}{1.5} \cdot 4.78 \cdot 10^3 + (-1093.1) \cdot \frac{57750}{1000} = 96\,206.7 \text{ kN}$$

*4.78 es el área sombreada en rojo

$$M_{cp}(x_{lim,s}) = f_{cd} \cdot \frac{2.75}{1000} \cdot (v_1 - h_0/2) +$$

$$f_{cd} \cdot 2.03/1000 \cdot (v_1 - h_0 - (0.8 \cdot x_{lim,s} - h_0)) + \sigma_{p1} \cdot A_p (v_1 - d_p)$$

$$= 195\,445.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

*2.75 es el área correspondiente a h_0 (ala superior)

Y los referidos a las posiciones de las armaduras pasivas (rectas que delimitan la zona de dimensionamiento D) son:

$$M_{1c}(x_{lim,s}) = M_{cp}(x_{lim,s}) + N_{cp}(x_{lim,s})(d_s - v_1) = 320\,379.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2cp}(x_{lim,s}) = M_{cp}(x_{lim,s}) + N_{cp}(x_{lim,s})(d'_s - v_1) = 108\,724.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Repitiendo el mismo proceso pero con $x = h_0/0.8$:

$$N_{cp}(x = h_0/0.8) = f_{cd} \cdot b \cdot h_0 + \sigma_{p1} \cdot A_p = 28\,540.03 \text{ kN}$$

$$M_{cp}(x = h_0/0.8) = f_{cd} \cdot b \cdot h_0 \cdot (v_1 - h_0/2) + \sigma_{p1} \cdot A_p (v_1 - d_p) = 166\,898.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1cp}(x = h_0/0.8) = N_{cp}(x = h_0/0.8) + M_{cp}(x = h_0/0.8)(d_s - v_1) = 203\,960.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Los momentos de cálculo referidos a las posiciones de la armadura pasivas son:

$$M_d = M_{Ed,ELU}(\text{centro} - \text{luz vano 5}) = 134\,873.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_d = N_{Ed,ELU}(\text{centro} - \text{luz vano 5}) = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{1d} = M_d + N_d(d_s - v_1) = 134\,873.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2d} = M_d + N_d(d'_s - v_1) = 134\,873.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se comprueba que la fibra neutra de la sección analizada se encuentra en el ala superior.

$$M_{1d} < M_{1cp}(x = h_0/0.8) < M_{1c}(x_{lim,s})$$

El diagrama de interacción axil-momento de la sección sin armaduras pasivas es el siguiente:

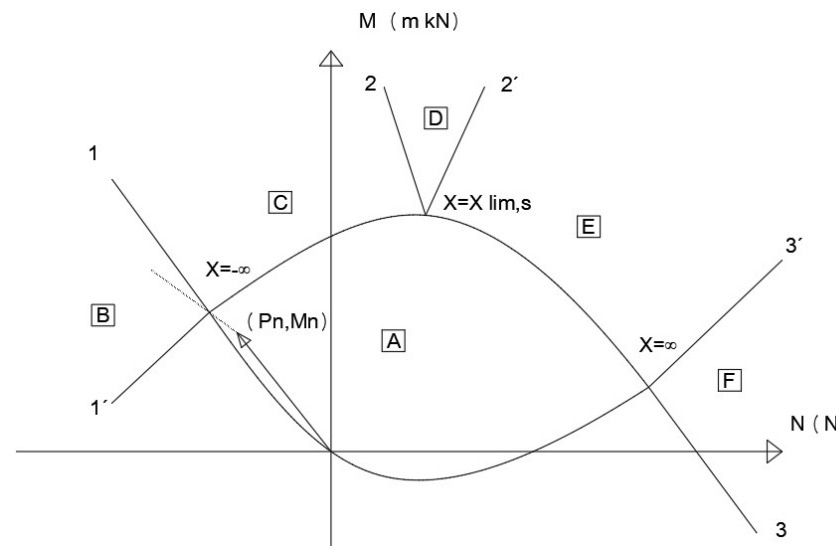


Figura 6.39 Diagrama interacción axil-momento

La sollicitación puede estar en la zona C o en la zona A. En cualquier caso, el proceso se sigue como si estuviera en la zona C.

En la zona C, solo es necesario disponer armadura inferior, por tanto, la condición para el dimensionamiento es que $A'_s = 0$. Si el valor de A_s obtenido es negativo significa que la sollicitación se encuentra dentro de la zona A y no es necesario disponer ninguna armadura pasiva.

Si la zona de dimensionamiento es la C, la profundidad de la fibra neutra es menor que la profundidad límite de la fibra neutra correspondiente a la armadura pasiva ($x < x_{lim,s}$), por tanto, la armadura de tracción está plastificada.

Dado que $x_{lim,p} > x_{lim,s}$, permite asegurar que la armadura activa esté plastificada. Se plantea la hipótesis de que la fibra neutra no

está en el alma de la sección, sino en el ala superior, tal como se ha demostrado anteriormente.

La profundidad de la fibra neutra de la deformación de rotura se obtiene mediante la ecuación de equilibrio de momentos referidos a la posición de la armadura de tracción:

$$M_{1d} = M_{1cp}(x) = f_{cd} b 0.8 x (d_s - 0.4x) + A_p (-f_{pd})(d_s - d_p)$$

$$134\,873.86 = \frac{50}{1.5} \cdot 10^3 \cdot 11 \cdot 0.8 x (2.45 - 0.4x) + 57750 \cdot (-1455.65/10^3)(2.45 - 2.30)$$

$$-117333.33x^2 + 718666.66x - 147078.60 = 0$$

$$x = 0.212 \text{ m} < h_0 = 0.25 \text{ m}$$

CÁLCULO DE LAS ÁREAS DE LAS ARMADURAS

La armadura de compresión; la armadura superior en este caso A'_s ; no es necesaria. La armadura inferior traccionada puede determinarse mediante la ecuación de equilibrio de axiles:

$$N_d = f_{cd} b 0.8 x + A_p (-f_{pd}) + A_s (-f_{yd})$$

$$0 = \frac{50}{1.5} \cdot 10^3 \cdot 11 \cdot 0.8 x + 57750 \cdot \left(-\frac{1455.65}{10^3}\right) + A_s \cdot (-434.8 \cdot 10^3)$$

$$A_s = -0.0050413 \text{ m}^2 = -504.14 \text{ cm}^2 < 0$$

El valor negativo de A_s significa que la sollicitación (N_d, M_d) se encuentra en la zona A en la que no es necesaria ninguna armadura para el equilibrio en E.L.U.

Este mismo procedimiento se ha aplicado al resto de secciones de control. En la tabla siguiente se recogen los resultados de las cuantías de armadura necesarias para cada caso analizado.

Cabe destacar que, en las secciones ubicadas sobre apoyos, las cuales están macizadas, la curvatura es negativa, lo que implica que la zona comprimida se sitúa en la parte inferior de la sección. Debido a la geometría trapezoidal de estas secciones, la ecuación para determinar la posición de la fibra neutra adopta un carácter cúbico (de tercer grado).

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

	x	ENVOLVENTE ELU				d_p (m)	curvatura	Zona	Ax^3	Bx^2	Cx	D	x (m)	A_{s_inf} (cm ²)	A_{s_sup} (cm ²)
		$N_{ed,max,conc}$	$M_{Ed,max}$	$N_{ed,max,conc}$	$M_{Ed,min}$										
Estribo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-108145	0.154	-893.59	-
1/3 Vano Ext	16.95	0.00	106930.09	0.00	39899.04	2.13	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-133574	0.192	-640.11	-
C-L Vano Ext	24.93	0.00	106683.71	0.00	33424.84	2.11	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-135585.9	0.195	-619.91	-
2/3 Vano Ext	33.40	0.00	72571.08	0.00	9189.94	1.76	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-130464	0.187	-671.29	-
Pila 1	50.35	0.00	-48159.05	0.00	-137226.80	0.60	-	C'	-4266.67	-23466.67	306900	-164487.2	0.565	-	-243.69
1/3 Vano	71.42	0.00	102587.48	0.00	29221.02	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-136944.6	0.197	-606.26	-
C-L Vano	81.89	0.00	128994.44	0.00	43337.73	2.31	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-141135.7	0.203	-564.09	-
2/3 Vano	92.36	0.00	103433.67	0.00	27096.86	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-138317.4	0.199	-592.46	-
Pila 2	113.30	0.00	-49859.79	0.00	-137440.47	0.60	-	C'	-4266.67	-23466.67	306900	-164700.9	0.566	-	-241.39
1/3 Vano	134.37	0.00	104332.43	0.00	28333.78	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-138689.5	0.199	-588.72	-
C-L Vano	144.84	0.00	130570.51	0.00	43514.89	2.31	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-142711.7	0.205	-548.21	-
2/3 Vano	155.31	0.00	104833.67	0.00	27796.70	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-139717.4	0.201	-578.37	-
Pila 3	176.25	0.00	-47493.94	0.00	-136900.22	0.60	-	C'	-4266.67	-23466.67	306900	-164160.6	0.564	-	-247.19
1/3 Vano	197.32	0.00	104415.96	0.00	27384.22	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-138773.1	0.200	-587.88	-
C-L Vano	207.79	0.00	129038.58	0.00	42406.15	2.31	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-141179.8	0.203	-563.65	-
2/3 Vano	218.26	0.00	101685.57	0.00	26482.61	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-136569.3	0.196	-610.03	-
Pila 4	239.20	0.00	-52117.39	0.00	-140491.77	0.60	-	C'	-4266.67	-23466.67	306900	-167752.2	0.576	-	-208.53
1/3 Vano	260.27	0.00	106927.83	0.00	29585.78	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-141284.9	0.203	-562.59	-
C-L Vano	270.74	0.00	134838.40	0.00	47681.88	2.31	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-146979.6	0.212	-505.14	-
2/3 Vano	281.21	0.00	110775.59	0.00	35408.32	2.04	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-145659.4	0.210	-518.47	-
Pila 5	302.15	0.00	-37264.08	0.00	-122522.65	0.60	-	C'	-4266.67	-23466.67	306900	-149783	0.515	-	-400.23
1/3 Vano	318.71	0.00	80053.93	0.00	14962.62	1.92	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-124889.6	0.179	-727.05	-
C-L Vano	327.16	0.00	113232.04	0.00	38137.54	2.33	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-123076.1	0.176	-745.15	-
2/3 Vano	335.61	0.00	111762.48	0.00	43528.34	2.37	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-118352.9	0.169	-792.23	-
Estribo	352.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16	+	C	0.00	-117333.3	718666.67	-108145	0.154	-893.59	-

Tabla 6.16 Armaduras necesarias por cálculo en las secciones de control

Se observa como la armadura activa es capaz de resistir los esfuerzos exteriores solicitantes siendo no necesario disponer de armadura pasiva para resistir esfuerzos los flectores.

A continuación se muestran los diagramas interacción N-M de las dos secciones correspondientes con los esfuerzos más

desfavorables, los puntos verdes representan la posición N-M de las solicitaciones exteriores y los naranjas los correspondientes a la fuerza de neutralización (P_n, M_n)

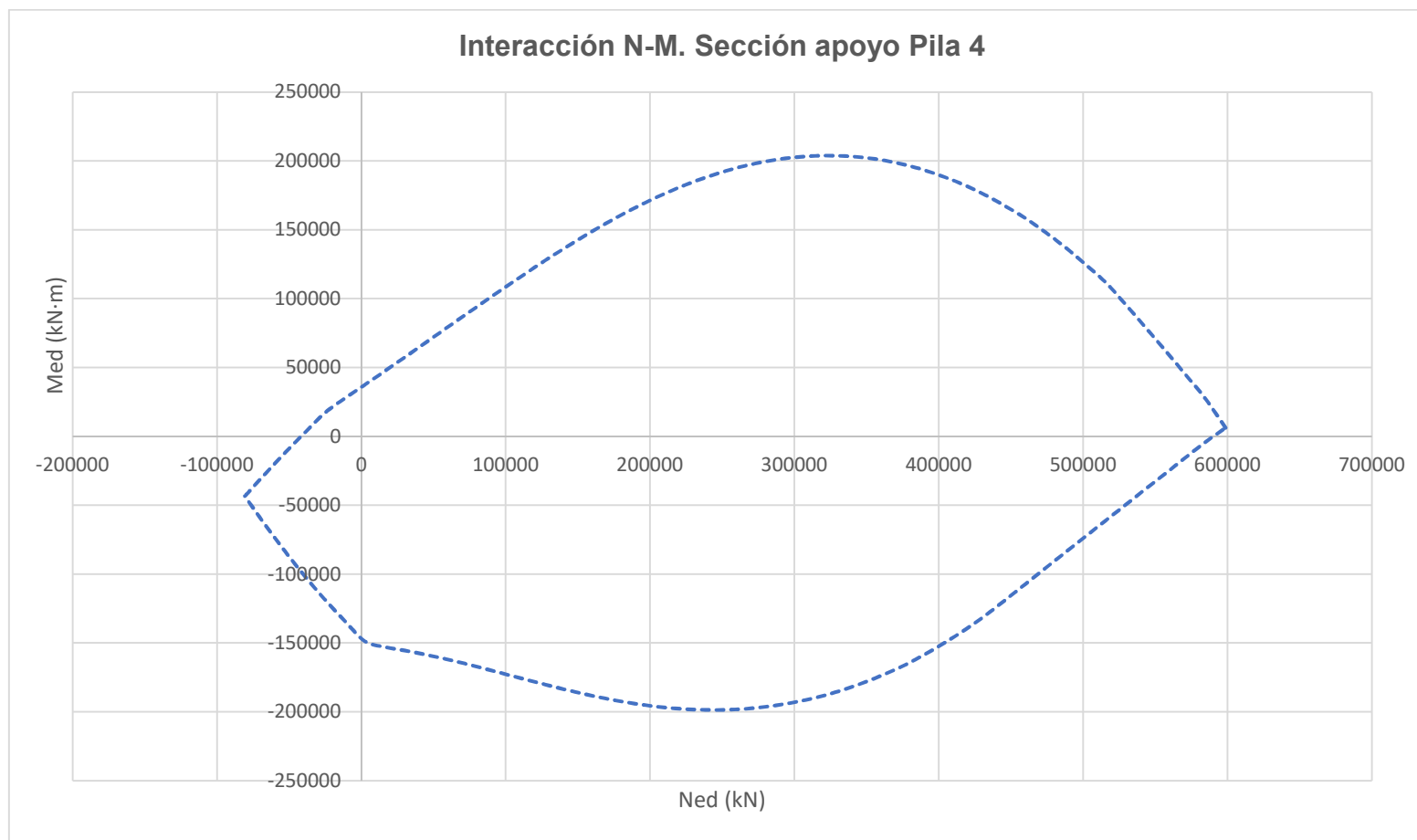


Figura 6.40 Diagrama interacción axil-flector en apoyo de pila 4

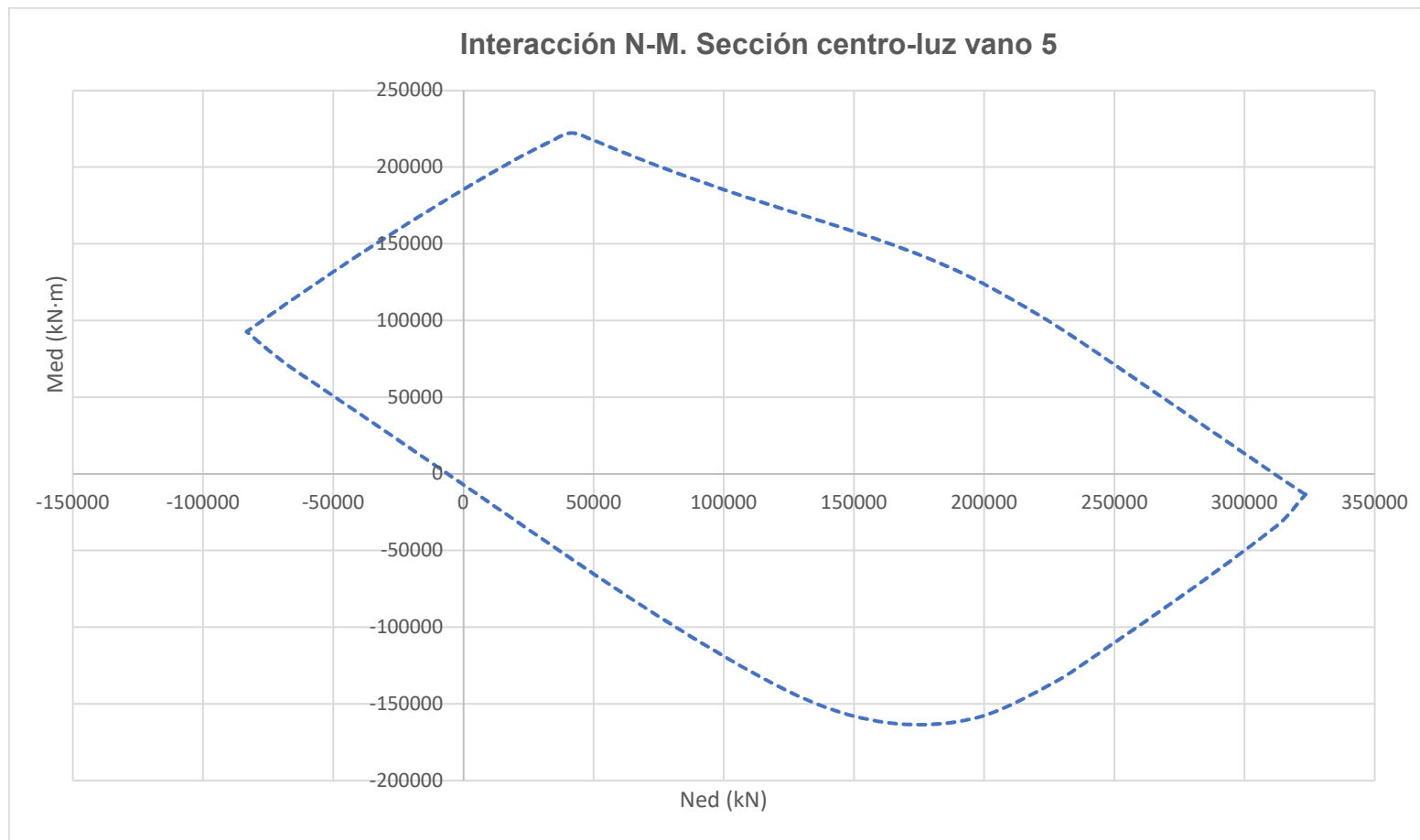


Figura 6.41 Diagrama interacción axil-flector en centro luz del vano 5

6.3.4 ESFUERZOS DE MEMBRANA

6.3.4.1 Flexión y axil

En la tabla que se muestra en la siguiente página se recogen los esfuerzos normales de cálculos y esfuerzos de membrana en las secciones de control.

- Axiles exteriores nulos: N_{Ed}
- Momentos debidos a las acciones exteriores y a la acción del pretensado: M_{Ed}
- $n_{Edx,F,i} > 0 \rightarrow$ Tracción.
- $n_{Edx,F,i} < 0 \leftarrow$ Compresión

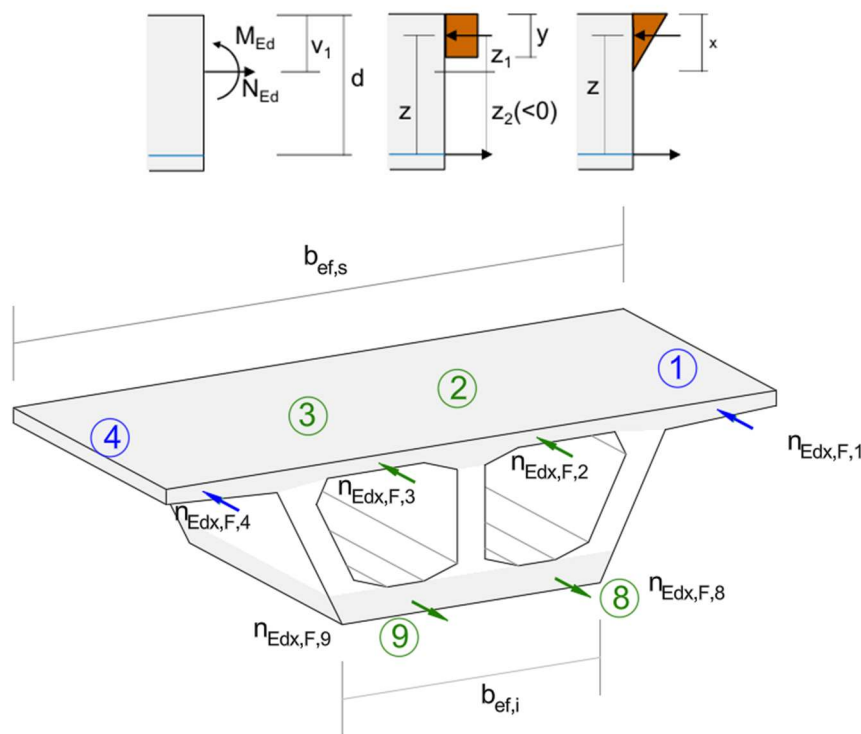


Figura 6.42 Esquema esfuerzos de membrana debidos a axiles y flectores

$$z_{max} = d - \frac{0.8x_{F,N}}{2}$$

Conviene tomar un brazo z menor para no agotar el hormigón en compresión cuando se aplica solamente la flexión.

En las secciones aligeradas que se han tomado de control se ha observado que se encuentran siempre bajo esfuerzos flectores positivos (losa superior comprimida) y la posición de la fibra neutra es inferior a la mitad del espesor de la misma; 0.25 m; por ende conviene tomar un brazo z menor para no agotar el hormigón en compresión cuando se aplica solamente la flexión, luego se tiene:

$$z_{F+} = d - \frac{0.5}{2} = 2.20 \text{ m}$$

$$n_{Edx,F,1} = n_{Edx,F,2} = n_{Edx,F,3} = n_{Edx,F,4} = - \frac{N_{Ed} \cdot z_2 + M_{Ed}}{z \cdot b_{ef,s}}$$

$$n_{Edx,F,8} = n_{Edx,F,9} = \frac{N_{Ed} \cdot z_1 + M_{Ed}}{z \cdot b_{ef,i}}$$

									n _{Ed,F,i} (kN/m)			
									1/2/3/4		8/9	
Sección		x (m)	ELU M _{ed} (kN·m)		P _{diff} (kN)	e _p (m)	e _h (m)	M _{pret} (kN·m)	Max	Min	Max	Min
Vano 1	Mitad transición	5.48	51458.29	21383.18	60979.23	-0.47	0.04	-26565.82	-1028.61	198.53	2433.28	-469.63
	Inicio Transición	7.48	65897.64	26958.18	61201.60	-0.61	0.05	-34099.60	-1313.97	273.56	3108.31	-647.12
	1/3 Vano Ext	16.95	106930.09	39899.04	62321.35	-0.98	0.11	-53943.71	-2189.52	537.99	5179.51	-1272.67
	C-L Vano Ext	24.93	106683.71	33424.84	63430.79	-0.95	0.17	-49792.59	-2350.87	626.98	5561.20	-1483.18
	2/3 Vano Ext	33.40	72571.08	9189.94	64625.35	-0.60	0.22	-24404.31	-1990.36	582.80	4708.38	-1378.66
	Inicio Transición	42.87	4131.75	-48772.67	65317.09	0.18	0.29	30536.12	-1432.56	698.56	3388.84	-1652.52
	Mitad transición	44.87	-9142.83	-69075.91	65150.49	0.36	0.30	42912.28	-1395.43	1002.22	3301.02	-2370.84
Vano 2	1/3 Vano	71.42	102587.48	29221.02	61715.42	-0.89	0.33	-34126.34	-2828.97	187.90	6692.19	-444.50
	C-L Vano	81.89	128994.44	43337.73	63042.52	-1.15	0.33	-51915.83	-3185.07	328.59	7534.57	-777.31
	2/3 Vano	92.36	103433.67	27096.86	64272.19	-0.88	0.33	-35355.29	-2813.16	316.35	6654.78	-748.34
Vano 3	Mitad transición	119.11	-5824.48	-62547.07	63775.23	0.37	0.33	44372.16	-1592.88	696.20	3768.10	-1646.93
	Inicio Transición	121.53	14965.62	-32410.12	63871.05	0.17	0.32	31864.71	-1935.14	20.89	4577.75	-49.42
	1/3 Vano	134.37	104332.43	28333.78	61755.66	-0.89	0.32	-34630.77	-2880.23	241.21	6813.46	-570.61
	C-L Vano	144.84	130570.51	43514.89	63091.01	-1.15	0.32	-52353.90	-3232.09	338.58	7645.81	-800.95
	2/3 Vano	155.31	104833.67	27796.70	64306.75	-0.88	0.32	-35683.82	-2857.43	302.12	6759.52	-714.70
	Inicio Transición	167.77	15223.45	-34564.08	64863.64	0.15	0.32	30739.41	-1899.29	146.51	4492.95	-346.58
	Mitad transición	171.26	-9802.70	-71613.05	64629.62	0.42	0.32	48199.96	-1586.66	896.86	3753.40	-2121.59
Vano 4	1/6 Vano	184.97	16547.72	-32698.06	63913.01	0.13	0.32	28782.75	-1873.16	149.98	4431.13	-354.79
	1/3 Vano	197.32	104415.96	27384.22	61728.63	-0.89	0.32	-34610.50	-2884.52	276.81	6823.60	-654.81
	C-L Vano	207.79	129038.58	42406.15	63018.51	-1.15	0.33	-52228.96	-3173.95	376.27	7508.27	-890.10
	2/3 Vano	218.26	101685.57	26482.61	64221.05	-0.88	0.33	-35509.56	-2734.55	345.78	6468.82	-817.98
	5/6 Vano	230.22	14830.00	-32543.95	64879.81	0.10	0.33	27678.31	-1756.54	186.38	4155.26	-440.90
Vano 5	1/3 Vano	260.27	106927.83	29585.78	61595.17	-0.89	0.32	-34682.48	-2985.35	195.23	7062.11	-461.84
	C-L Vano	270.74	134838.40	47681.88	63062.27	-1.15	0.32	-52611.33	-3397.81	188.83	8037.84	-446.69
	2/3 Vano	281.21	110775.59	35408.32	64312.83	-0.88	0.32	-36112.95	-3085.23	26.99	7298.40	-63.85
Vano 6	Mitad transición	307.47	-483.05	-57652.67	63866.26	0.34	0.28	39554.11	-1614.51	693.28	3819.26	-1640.01
	Inicio Trans	309.90	15230.15	-33787.20	64149.44	0.09	0.26	22599.73	-1563.22	428.54	3697.94	-1013.76
	1/3 Vano	318.71	80053.93	14962.62	52338.55	-0.76	0.26	-25987.02	-2234.17	422.30	5285.13	-998.98
	C-L Vano	327.16	113232.04	38137.54	53064.48	-1.18	0.20	-52288.36	-2518.33	542.06	5957.35	-1282.29
	2/3 Vano	335.61	111762.48	43528.34	52581.99	-1.22	0.13	-57327.41	-2249.38	528.58	5321.12	-1250.41
	Inicio Trans	345.05	67912.38	15530.44	51359.84	-0.76	0.06	-35875.12	-1323.85	779.32	3131.70	-1843.55
	Mitad transición	347.03	52916.92	22510.53	51128.62	-0.59	0.04	-27906.93	-1033.47	206.71	2444.77	-489.00

Tabla 6.17 Esfuerzos de membrana debidos a flectores y axiles

6.3.4.2 Cortante

La sección transversal consta de 3 almas, el esfuerzo tangencial debido al cortante en las almas queda de la siguiente manera:

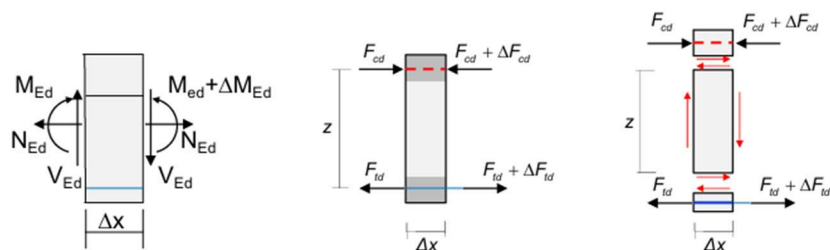


Figura 6.43 Esfuerzos a nivel sección en almas

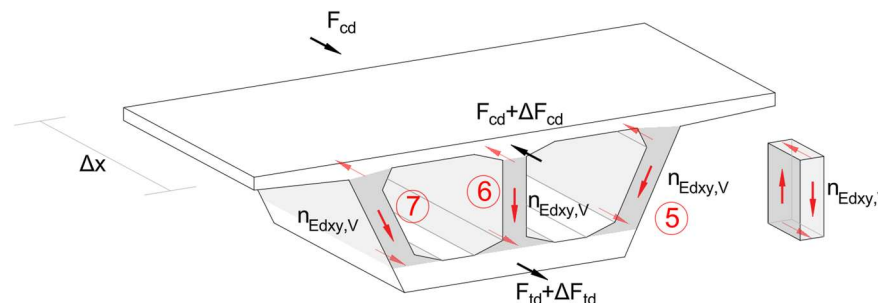


Figura 6.44 Esquema esfuerzos transversales

$$n_{Edxy,V} = \frac{V_{Ed}}{3 \cdot z}; \tau_{Edxy,V} = \frac{n_{Edxy,V}}{b_{w,i}}; b_{w,i} = 0.50 \text{ m}$$

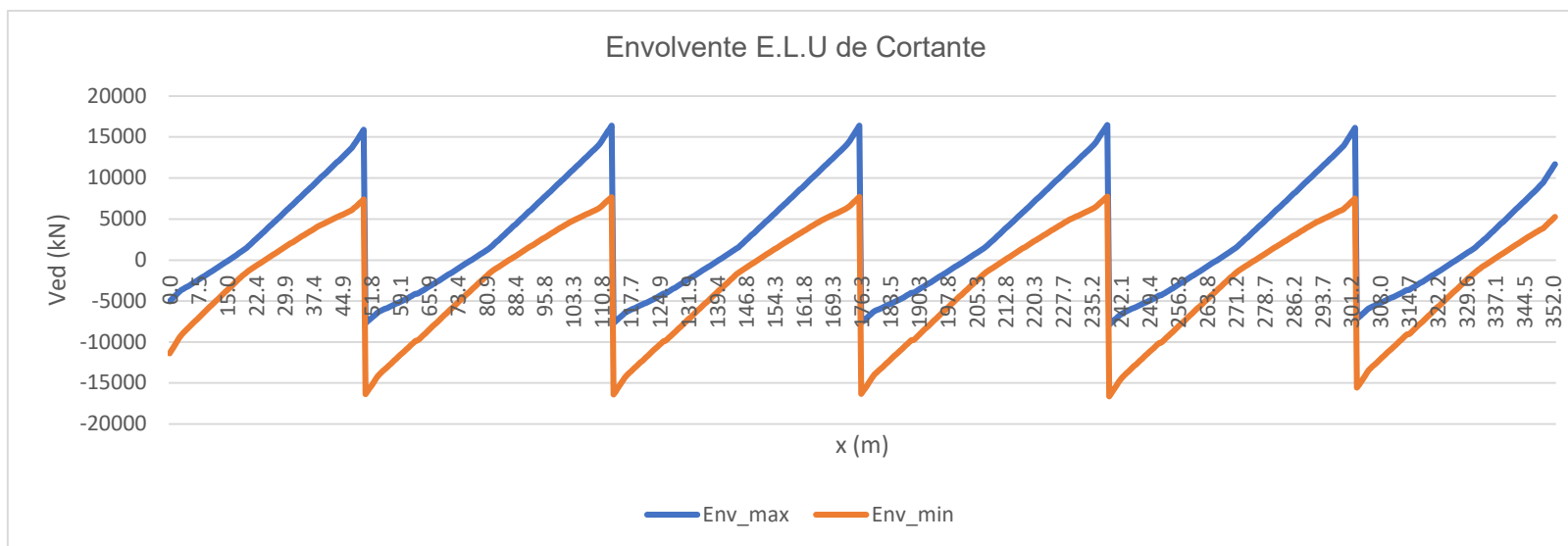


Figura 6.45 Ley de esfuerzos cortantes. E.L.U

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

	Sección	x (m)	V _{ed} (kN)		V _{Ed,i} /3 (kN)		n _{Edxy,v} (kN/m)		τ _{Edxy,v} (MPa)	
			Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	-3005.96	-7989.09	-1001.99	-2663.03	455.45	1210.47	0.46	1.21
	Inicio transición	7.48	-2411.38	-7068.06	-803.79	-2356.02	365.36	1070.92	0.73	2.14
	1/3 Vano	16.95	483.13	-2782.56	161.04	-927.52	73.20	421.60	0.15	0.84
	C-L Vano	24.93	3645.84	59.15	1215.28	19.72	552.40	8.96	1.10	0.02
	2/3 Vano	33.40	7412.92	2608.28	2470.97	869.43	1123.17	395.19	2.25	0.79
	Inicio transición	42.87	11664.47	5089.39	3888.16	1696.46	1767.34	771.12	3.53	1.54
	Mitad transición	44.87	12562.10	5535.60	4187.37	1845.20	1903.35	838.73	1.90	0.84
Vano 2	1/3 Vano	71.42	-1655.61	-6078.97	-551.87	-2026.32	250.85	921.06	0.50	1.84
	C-L Vano	81.89	1526.44	-1502.73	508.81	-500.91	231.28	227.69	0.46	0.46
	2/3 Vano	92.36	6109.12	1676.65	2036.37	558.88	925.62	254.04	1.85	0.51
Vano 3	Mitad transición	119.11	-5758.09	-12945.76	-1919.36	-4315.25	872.44	1961.48	0.87	1.96
	Inicio transición	121.53	-5216.29	-11858.01	-1738.76	-3952.67	790.35	1796.67	1.58	3.59
	1/3 Vano	134.37	-1632.72	-6127.87	-544.24	-2042.62	247.38	928.47	0.49	1.86
	C-L Vano	144.84	1544.37	-1545.62	514.79	-515.21	234.00	234.19	0.47	0.47
	2/3 Vano	155.31	6126.77	1628.91	2042.26	542.97	928.30	246.80	1.86	0.49
	Inicio transición	167.77	11691.38	5131.54	3897.13	1710.51	1771.42	777.51	3.54	1.56
	Mitad transición	171.26	13259.67	5912.59	4419.89	1970.86	2009.04	895.85	2.01	0.90
Vano 4	1/6 Vano	184.97	-5042.46	-11536.74	-1680.82	-3845.58	764.01	1747.99	1.53	3.50
	1/3 Vano	197.32	-1556.37	-6024.94	-518.79	-2008.31	235.81	912.87	0.47	1.83
	C-L Vano	207.79	1646.83	-1469.92	548.94	-489.97	249.52	222.71	0.50	0.45
	2/3 Vano	218.26	6231.03	1704.20	2077.01	568.07	944.10	258.21	1.89	0.52
	5/6 Vano	230.22	11571.78	5085.43	3857.26	1695.14	1753.30	770.52	3.51	1.54
Vano 5	1/3 Vano	260.27	-1848.62	-6337.65	-616.21	-2112.55	280.09	960.25	0.56	1.92
	C-L Vano	270.74	1330.95	-1755.60	443.65	-585.20	201.66	266.00	0.40	0.53
	2/3 Vano	281.21	5851.96	1482.20	1950.65	494.07	886.66	224.58	1.77	0.45
Vano 6	Mitad transición	307.47	-5355.04	-12342.13	-1785.01	-4114.04	811.37	1870.02	0.81	1.87
	Inicio transición	309.90	-4813.35	-11252.77	-1604.45	-3750.92	729.30	1704.96	1.46	3.41
	1/3 Vano	318.71	-2505.36	-7295.30	-835.12	-2431.77	379.60	1105.35	0.76	2.21
	C-L Vano	327.16	29.48	-3538.39	9.83	-1179.46	4.47	536.12	0.01	1.07
	2/3 Vano	335.61	3099.41	-250.59	1033.14	-83.53	469.61	37.97	0.94	0.08
	Inicio transición	345.05	7371.45	2634.51	2457.15	878.17	1116.89	399.17	2.23	0.80
	Mitad transición	347.03	8289.43	3227.40	2763.14	1075.80	1255.97	489.00	1.26	0.49

Tabla 6.18 Esfuerzos tangenciales en las almas debidos al cortante

6.3.4.3 Torsión

En secciones bicelulares simétricas:

- el alma central no trabaja (antisimetría)
- las alas se desprecian, su rigidez a torsión es despreciables

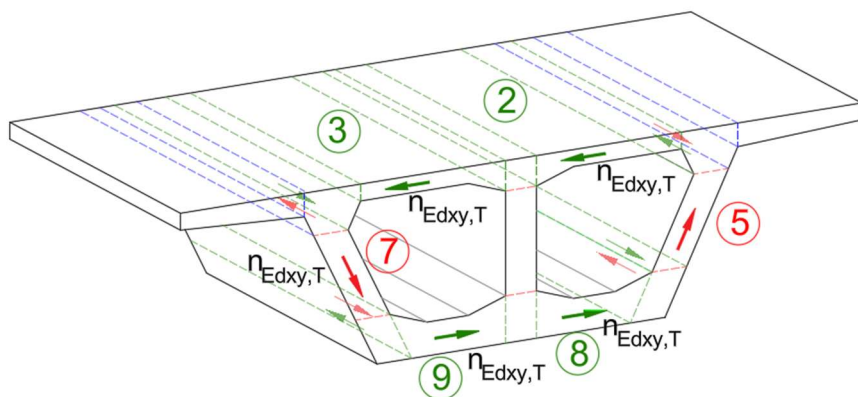


Figura 6.46 Esfuerzos tangenciales debidas a la torsión

$$n_{Edxy,T,2} = n_{Edxy,T,3} = n_{Edxy,T,5} = n_{Edxy,T,7} = n_{Edxy,T,8} = n_{Edxy,T,9}$$

$$n_{Edxy,T,i} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} ; \tau_{Edxy,T} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot t_{ef}}$$

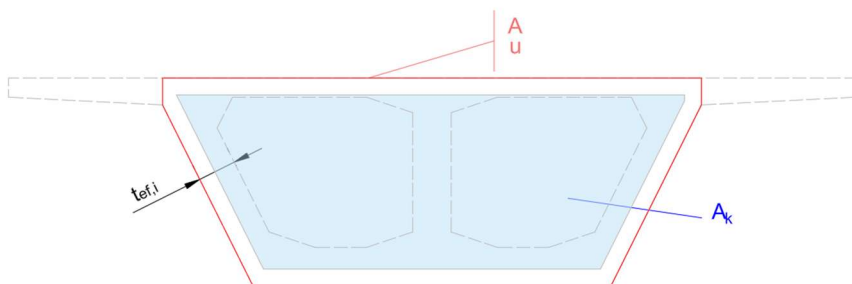


Figura 6.47 Sección hueca eficaz

El espesor eficaz de la sección se obtiene mediante la siguiente formulación (C.E A19/6.3.2)

$$t_{ef,i} < \frac{A}{u} \left\{ \begin{array}{l} \leq h_i \text{ espesor real de la pared (secciones huecas)} \\ \geq 2c_i \end{array} \right\}$$

$$t_{ef,i} < \frac{A}{u} = 0.917 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \leq h_i = 0.25; 0.50 \text{ m} \\ \geq 2c_i = 2 \cdot 0.125; 2 \cdot 0.25 \end{array} \right\} \rightarrow t_{ef,i} = 0.50 \text{ m}$$

El área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz A_k que se tiene es de 12.9 m².

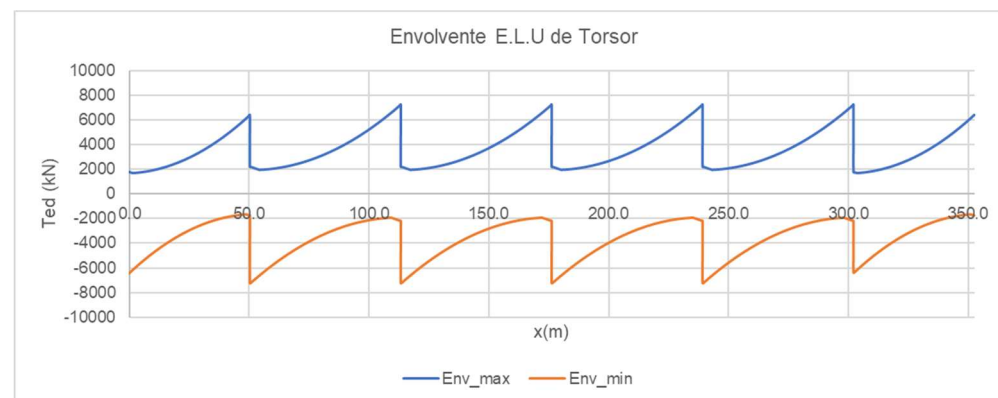


Figura 6.48 Envolvente de esfuerzos torsores

	Sección	x (m)	T_{ed} (kN·m)		$n_{Edxy,T}$ (kN/m)		$\tau_{Edxy,T}$ (MPa)		$\tau_{Edxy,T}$ (MPa)	
			Env_{max}	Env_{min}	Env_{max}	Env_{min}	Env_{max}	Env_{min}	Env_{max}	Env_{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	1743.79	-5458.77	67.59	211.58	0.14	0.42	0.27	0.85
	Inicio transición	7.48	1803.70	-5142.49	69.91	199.32	0.14	0.40	0.28	0.80
	1/3 Vano	16.95	2275.01	-3826.88	88.18	148.33	0.18	0.30	0.35	0.59
	C-L Vano	24.93	2911.18	-2958.27	112.84	114.66	0.23	0.23	0.45	0.46
	2/3 Vano	33.40	3826.80	-2275.07	148.33	88.18	0.30	0.18	0.59	0.35
	Inicio transición	42.87	5142.39	-1803.74	199.32	69.91	0.40	0.14	0.80	0.28
	Mitad transición	44.87	5458.66	-1743.82	211.58	67.59	0.42	0.14	0.85	0.27
Vano 2	1/3 Vano	71.42	2507.57	-4199.76	97.19	162.78	0.19	0.33	0.39	0.65
	C-L Vano	81.89	3258.93	-3174.45	126.32	123.04	0.25	0.25	0.51	0.49
	2/3 Vano	92.36	4313.05	-2451.89	167.17	95.03	0.33	0.19	0.67	0.38
Vano 3	Mitad transición	119.11	1951.74	-6266.64	75.65	242.89	0.15	0.49	0.30	0.97
	Inicio transición	121.53	1996.76	-5888.65	77.39	228.24	0.15	0.46	0.31	0.91
	1/3 Vano	134.37	2507.57	-4199.76	97.19	162.78	0.19	0.33	0.39	0.65
	C-L Vano	144.84	3258.93	-3174.45	126.32	123.04	0.25	0.25	0.51	0.49
	2/3 Vano	155.31	4313.05	-2451.89	167.17	95.03	0.33	0.19	0.67	0.38
	Inicio transición	167.77	5962.69	-1986.44	231.11	76.99	0.46	0.15	0.92	0.31
	Mitad transición	171.26	6501.47	-1933.00	252.00	74.92	0.50	0.15	1.01	0.30
Vano 4	1/6 Vano	184.97	2007.83	-5815.11	77.82	225.39	0.16	0.45	0.31	0.90
	1/3 Vano	197.32	2507.57	-4199.76	97.19	162.78	0.19	0.33	0.39	0.65
	C-L Vano	207.79	3258.93	-3174.45	126.32	123.04	0.25	0.25	0.51	0.49
	2/3 Vano	218.26	4313.05	-2451.89	167.17	95.03	0.33	0.19	0.67	0.38
	5/6 Vano	230.22	5888.46	-1996.82	228.23	77.40	0.46	0.15	0.91	0.31
Vano 5	1/3 Vano	260.27	2507.57	-4199.76	97.19	162.78	0.19	0.33	0.39	0.65
	C-L Vano	270.74	3258.93	-3174.45	126.32	123.04	0.25	0.25	0.51	0.49
	2/3 Vano	281.21	4313.05	-2451.89	167.17	95.03	0.33	0.19	0.67	0.38
Vano 6	Mitad transición	307.47	1743.80	-5458.96	67.59	211.59	0.14	0.42	0.27	0.85
	Inicio transición	309.90	1820.83	-5065.72	70.57	196.35	0.14	0.39	0.28	0.79
	1/3 Vano	318.71	2275.03	-3826.97	88.18	148.33	0.18	0.30	0.35	0.59
	C-L Vano	327.16	2958.25	-2911.29	114.66	112.84	0.23	0.23	0.46	0.45
	2/3 Vano	335.61	3888.44	-2242.59	150.71	86.92	0.30	0.17	0.60	0.35
	Inicio transición	345.05	5220.35	-1787.49	202.34	69.28	0.40	0.14	0.81	0.28
	Mitad transición	347.03	5540.07	-1730.99	214.73	67.09	0.43	0.13	0.86	0.27

Tabla 6.19 Esfuerzos tangenciales debidos a la torsión

6.3.4.4 Rasante

Cabeza traccionada

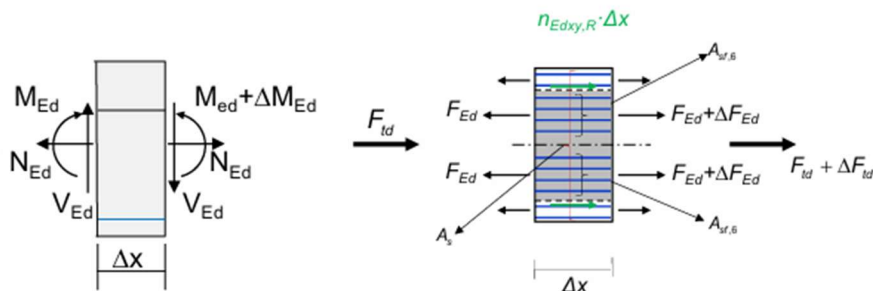


Figura 6.49 Esfuerzos en cabeza traccionada

Para flectores positivos la cabeza traccionada corresponde a la losa inferior (láminas 8 y 9).

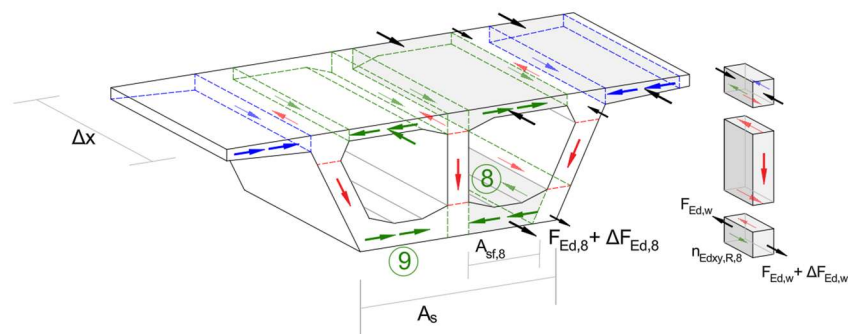


Figura 6.50 Esfuerzos de rasante en lámina traccionada

$$\Delta F_{Ed,i} = \frac{A_{sf,i}}{A_s} \Delta F_{td} = \frac{A_{sf,i}}{A_s} \cdot \frac{\Delta M_{Ed}}{z}$$

Donde A_s es el ancho completo de la losa inferior y $A_{sf,i}$ es el ancho descontando los recubrimientos mecánicos y los espesores de las almas.

$$n_{Edxy,R,i} = \frac{\Delta F_{Ed,i}}{\Delta x}$$

Cabeza comprimida

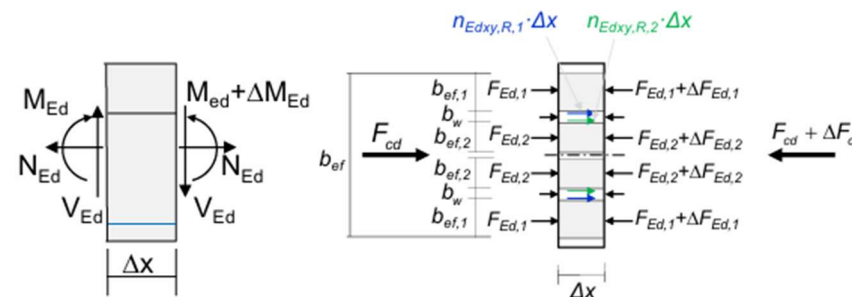


Figura 6.51 Esfuerzos en cabeza comprimida

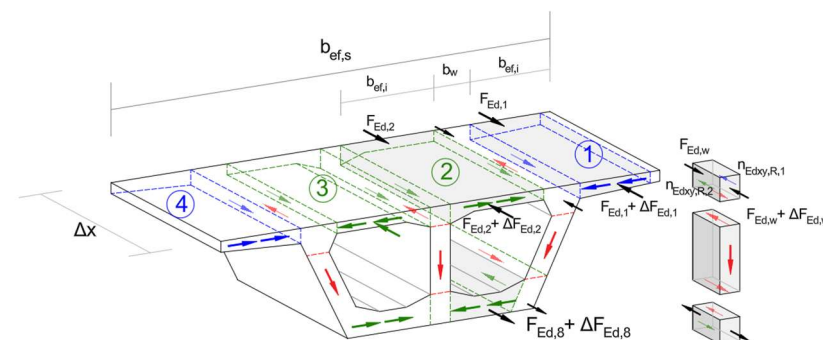


Figura 6.52 Esfuerzos de rasante en lámina comprimida

Para flectores positivos la cabeza comprimida corresponde a la losa superior (láminas 1,2,3 y 4).

$$\Delta F_{Ed,i} = \frac{b_{ef,i}}{b_{ef}} \Delta F_{cd} = \frac{b_{ef,i}}{b_{ef}} \cdot \frac{\Delta M_{Ed}}{z}$$

El valor de Δx a considerar en los cálculos no debe ser mayor a:

$$\Delta x_1 \leq \frac{x(M = M_{max}) - x(M = 0)}{2}$$

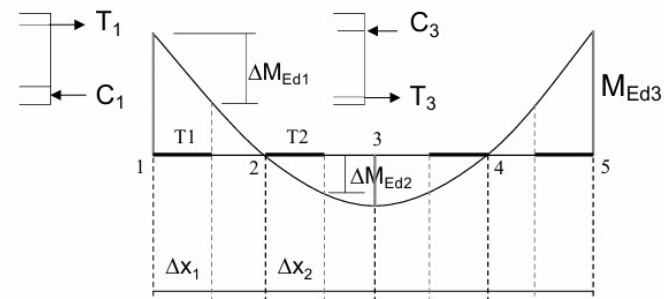


Figura 6.53 Esquema incremento de flectores

En la tabla que se muestra a continuación se recogen los valores de los esfuerzos de membrana debidos al esfuerzo rasante en las láminas correspondientes a losa superior, inferior y voladizos.

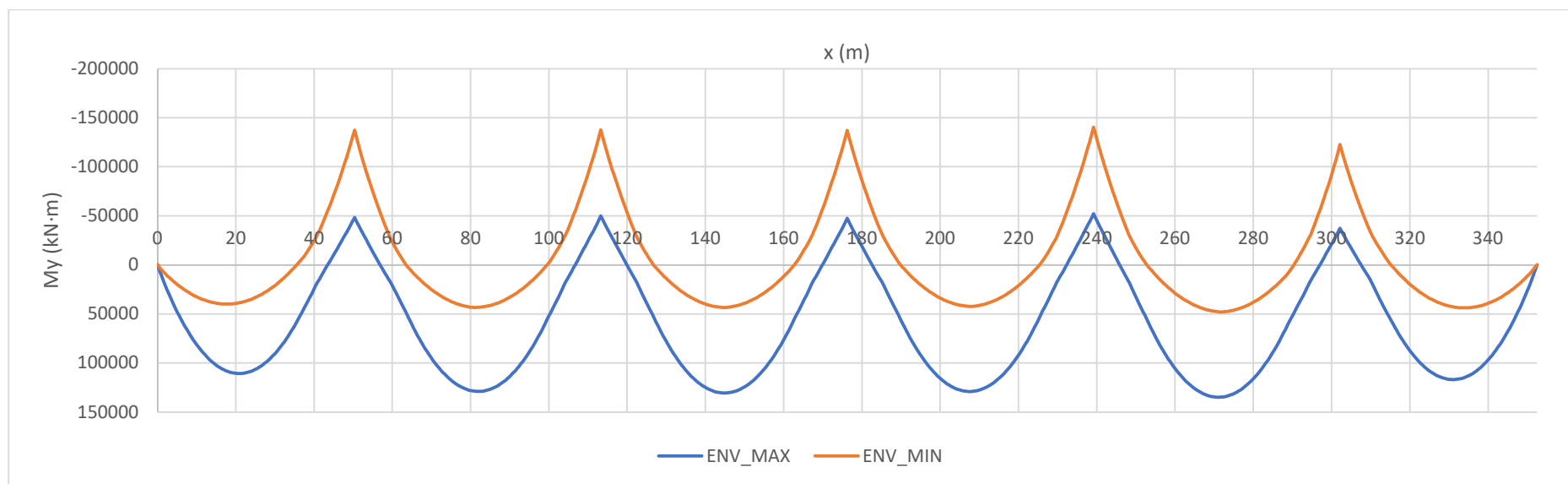


Figura 6.54 Ley de flectores en ELU

			ΔM_{Ed} (kN·m)		Losa inferior		Losa superior		Voladizos	
					8/9		2/3		1/4	
					$n_{Edxy,R}$ (kN/m)		$n_{Edxy,R}$ (kN/m)		$n_{Edxy,R}$ (kN/m)	
	Sección	x (m)	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	17732.35	17649.14	1365.03	294.71	1007.52	217.53	732.74	158.20
	Inicio transición	7.48	43379.75	12940.86	636.07	216.09	469.48	159.50	341.44	116.00
	1/3 Vano	16.95	8323.43	9450.13	122.04	157.80	90.08	116.47	65.51	84.71
	C-L Vano	24.93	50663.75	1884.05	742.87	31.46	548.31	23.22	398.77	16.89
	2/3 Vano	33.40	37084.00	25102.15	543.75	419.16	401.34	309.38	291.89	225.01
	Inicio transición	42.87	13869.24	18009.87	1067.65	1386.39	788.02	1023.29	573.11	744.21
	Mitad transición	44.87	23716.84	34033.08	1043.26	1497.06	770.03	1104.97	560.02	803.61
Vano 2	1/3 Vano	71.42	25553.05	14122.44	327.84	245.68	241.98	181.34	175.99	131.88
	C-L Vano	81.89	36313.24	12252.26	465.90	213.15	343.88	157.32	250.09	114.42
	2/3 Vano	92.36	24981.96	15261.33	320.52	265.49	236.57	195.96	172.05	142.52
Vano 3	Mitad transición	119.11	20790.10	38157.65	1280.33	1678.49	945.00	1238.88	687.28	901.01
	Inicio transición	121.53	27432.88	24533.12	1206.73	1079.17	890.68	796.53	647.77	579.29
	1/3 Vano	134.37	25350.84	14736.56	325.25	256.36	240.06	189.22	174.59	137.62
	C-L Vano	144.84	36521.76	11792.35	468.57	205.15	345.85	151.42	251.53	110.12
	2/3 Vano	155.31	25181.83	14832.01	323.08	258.02	238.46	190.45	173.43	138.51
	Inicio transición	167.77	28019.84	25635.28	1232.54	1127.65	909.73	832.31	661.63	605.32
	Mitad transición	171.26	25026.15	37048.97	1100.86	1629.72	812.54	1202.89	590.94	874.83
Vano 4	1/6 Vano	184.97	30886.52	27169.29	1358.64	1195.13	1002.81	882.12	729.32	641.54
	1/3 Vano	197.32	23433.28	14548.19	300.65	253.09	221.91	186.80	161.39	135.86
	C-L Vano	207.79	38444.76	11975.65	493.24	208.33	364.06	153.77	264.77	111.83
	2/3 Vano	218.26	27029.67	14995.44	346.79	260.87	255.96	192.55	186.15	140.03
	5/6 Vano	230.22	27937.62	25101.57	1228.93	1104.17	907.07	814.99	659.68	592.72
Vano 5	1/3 Vano	260.27	27343.96	17182.35	350.82	298.91	258.94	220.63	188.32	160.46
	C-L Vano	270.74	34522.77	8794.49	442.92	152.99	326.92	112.92	237.76	82.13
	2/3 Vano	281.21	23265.06	12339.76	298.49	214.67	220.31	158.45	160.23	115.23
Vano 6	Mitad transición	307.47	19365.82	34625.65	1192.62	1523.12	880.26	1124.21	640.19	817.61
	Inicio transición	309.90	30755.37	25920.95	1352.88	1140.22	998.55	841.59	726.22	612.07
	1/3 Vano	318.71	36851.44	23984.16	472.80	417.24	348.97	307.96	253.80	223.97
	C-L Vano	327.16	14440.92	5154.36	185.28	89.67	136.75	66.18	99.46	48.13
	2/3 Vano	335.61	3240.04	9242.88	47.51	135.53	35.07	100.03	25.50	72.75
	Inicio transición	345.05	45853.41	28286.27	672.34	414.75	496.25	306.13	360.91	222.64
	Mitad transición	347.03	56347.66	20482.47	826.21	300.33	609.82	221.67	443.51	161.22

Figura 6.55 Esfuerzos tangenciales debidos al esfuerzo rasante

6.3.4.5 Flexión transversal

Tal como se expuso previamente en el apartado correspondiente a las acciones consideradas, se determinó que la siguiente distribución de la sobrecarga de uso genera la situación más desfavorable para el análisis de la flexión transversal en la sección.

El cálculo se ha llevado a cabo considerando un modelo tipo marco correspondiente a una rebanada transversal de un metro de ancho, representativo del comportamiento estructural en dicha dirección.

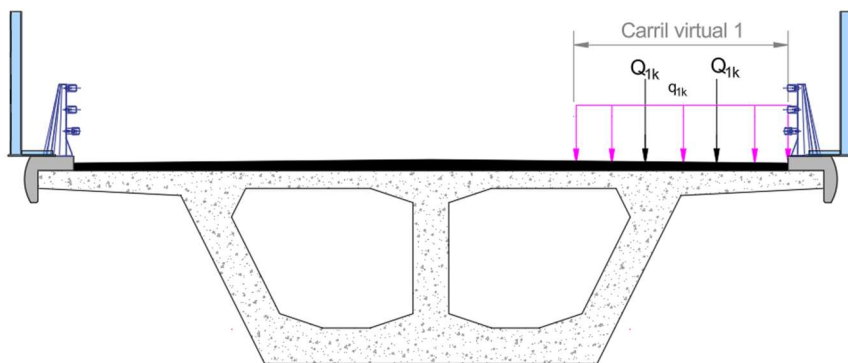


Figura 6.56 Configuración pésima de la sobrecarga para flexión transversal

Las cargas consideradas, adicionales al peso propio de las láminas, y sus puntos de aplicación se describen a continuación:

- | | | |
|----------------------------------|-------|------|
| • Capa de asfalto: | 2.30 | kN/m |
| • Pretiles metálicos: | 5.00 | kN |
| • Rigolas: | 2.40 | kN |
| • Viento vertical: | 17.00 | kN |
| • Sobrecarga uniforme q_{1k} : | 9.00 | kN/m |
| • Vehículo pesado Q_{1k} : | 300.0 | kN |

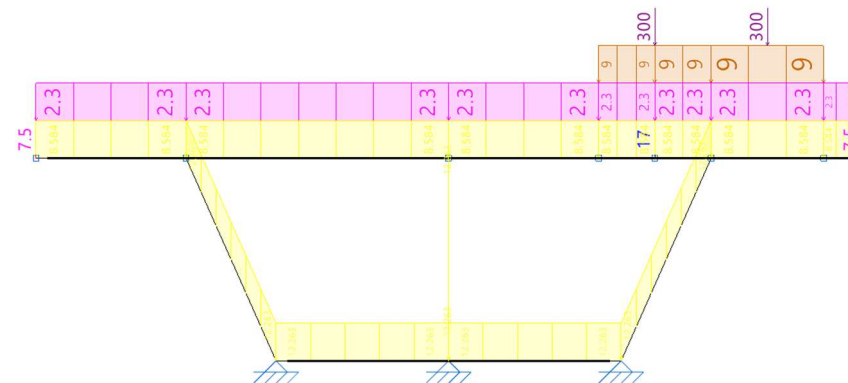


Figura 6.57 Cargas y puntos de aplicación en la sección transversal

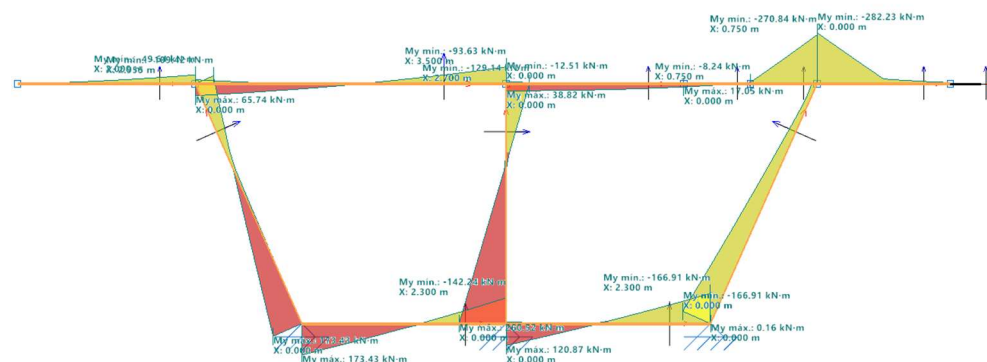
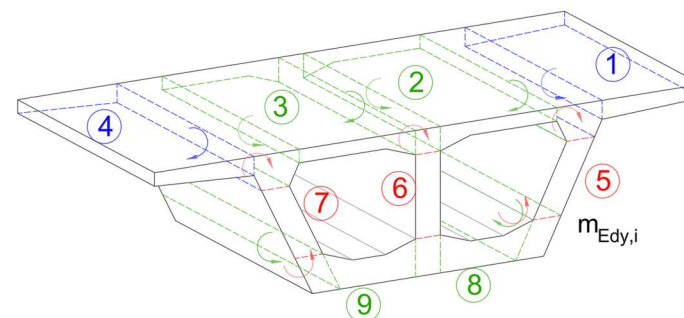


Figura 6.58 Esfuerzos flectores transversales en las láminas

6.3.5 INTERACCIÓN ESFUERZOS DE MEMBRANA

Anteriormente se han expuesto los esfuerzos normales y tangenciales inducidos por las acciones exteriores en los elementos lámina en los que se ha descompuesto la sección aligerada. En este apartado se verificará que la interacción de dichos esfuerzos no conduzca al agotamiento resistente del hormigón y, a continuación, se procederá a la determinación del armado necesario mediante cálculo.

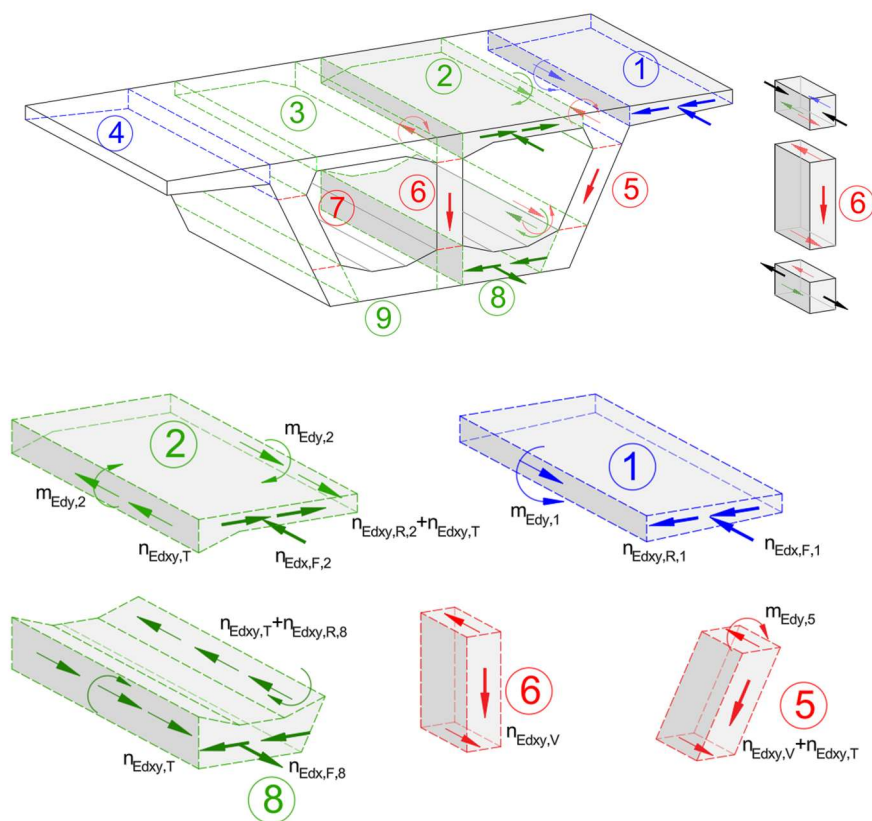


Figura 6.59 Esfuerzos en cada elemento lámina

En función de las tensiones de cálculo, se selecciona el ángulo θ de inclinación de las bielas. El dimensionamiento se inicia sin considerar los esfuerzos en la dirección transversal n_{Edy} generados por los momentos flectores transversales m_{Edy} .

A partir del resto de esfuerzos n_{Edx} y n_{Edxy} , se determina el ángulo θ en función del dominio de dimensionamiento correspondiente.

Una vez verificado que el hormigón es capaz de resistir las tensiones tangenciales, se comprueba, para el cálculo del armado, que el campo de compresiones es único y de espesor $x_v \leq b_w$. En este punto, se verifica que el ángulo θ inicialmente adoptado sigue siendo válido. En caso contrario, se ajustará θ hasta que se satisfagan todas las comprobaciones de resistencia y compatibilidad anteriores.

$$x_v \geq x_{v,min} = \frac{n_{Edxy}}{v \cdot f_{cd}} (\tan\theta + \cot\theta) \geq b_w$$

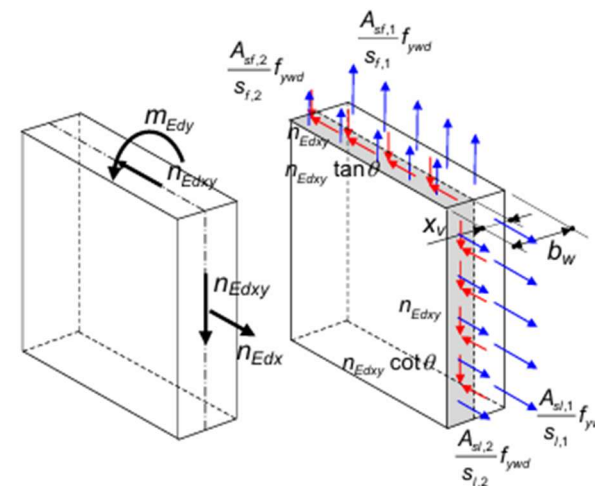


Figura 6.60 Modelo simplificado resistente para cortante con flexión transversal

6.3.5.1 Comprobación del agotamiento por compresión oblicua

Almas

	Sección	x (m)	Alma central		Alma inclinada	
			6		5/7	
			τ_{Edxy} (MPa)		τ_{Edxy} (MPa)	
			Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	0.59	1.63	0.46	1.21
	Inicio transición	7.48	0.87	2.54	0.73	2.14
	1/3 Vano	16.95	0.32	1.14	0.15	0.84
	C-L Vano	24.93	1.33	0.25	1.10	0.02
	2/3 Vano	33.40	2.54	0.97	2.25	0.79
	Inicio transición	42.87	3.93	1.68	3.53	1.54
Vano 2	Mitad transición	44.87	2.33	0.97	1.90	0.84
	1/3 Vano	71.42	0.70	2.17	0.50	1.84
	C-L Vano	81.89	0.72	0.70	0.46	0.46
Vano 3	2/3 Vano	92.36	2.19	0.70	1.85	0.51
	Mitad transición	119.11	1.02	2.45	0.87	1.96
	Inicio transición	121.53	1.74	4.05	1.58	3.59
	1/3 Vano	134.37	0.69	2.18	0.49	1.86
	C-L Vano	144.84	0.72	0.71	0.47	0.47
	2/3 Vano	155.31	2.19	0.68	1.86	0.49
Vano 4	Inicio transición	167.77	4.01	1.71	3.54	1.56
	Mitad transición	171.26	2.51	1.05	2.01	0.90
	1/6 Vano	184.97	1.68	3.95	1.53	3.50
	1/3 Vano	197.32	0.67	2.15	0.47	1.83
	C-L Vano	207.79	0.75	0.69	0.50	0.45
Vano 5	2/3 Vano	218.26	2.22	0.71	1.89	0.52
	5/6 Vano	230.22	3.96	1.70	3.51	1.54
	1/3 Vano	260.27	0.75	2.25	0.56	1.92
Vano 6	C-L Vano	270.74	0.66	0.78	0.40	0.53
	2/3 Vano	281.21	2.11	0.64	1.77	0.45
	Mitad transición	307.47	0.95	2.29	0.81	1.87
	Inicio transición	309.90	1.60	3.80	1.46	3.41
	1/3 Vano	318.71	0.94	2.51	0.76	2.21
	C-L Vano	327.16	0.24	1.30	0.01	1.07
	2/3 Vano	335.61	1.24	0.25	0.94	0.08
	Inicio transición	345.05	2.64	0.94	2.23	0.80
	Mitad transición	347.03	1.69	0.62	1.26	0.49

Figura 6.61 Tensiones tangenciales en las almas



$$\sigma_{Ed,x} = 0 \text{ MPa}; \sigma_{Ed,y} = 0 \text{ MPa} \rightarrow \text{Dominio B} \rightarrow \cot\theta = 1$$

$$\text{Alma central} \rightarrow \tau_{xyd} = \tau_{xyd,V}$$

$$\text{Almas inclinadas} \rightarrow \tau_{xyd} = \tau_{xyd,V} + \tau_{xyd,R}$$

$$-\sigma_{c2d} = \tau_{xyd} \cdot (\cot\theta + \tan\theta) \leq f_{1cd} = 0.4 \cdot \frac{50}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$-\sigma_{c2d} = \tau_{xyd} \leq f_{1cd}/(\cot\theta + \tan\theta) = 13.33/(1 + 1) = 6.67 \text{ MPa}$$

Se verifica que las tensiones tangenciales en las almas, a lo largo de todo el desarrollo del tablero, son inferiores a los límites establecidos, por lo que no se produce agotamiento por compresión oblicua.

En el resto de los elementos, debido a la presencia de tensiones en dirección X, el dominio de dimensionamiento varía entre las distintas láminas y secciones.

En las tablas siguientes se recogen los valores de las tensiones obtenidas, los dominios de dimensionamiento empleados, los ángulos θ adoptados, así como la comprobación de que no se alcanza el agotamiento resistente en las restantes láminas de la sección y el valor de x_v .

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

	Sección	x (m)	Losas superior		Losas inferior		Losas superior		Losas inferior		Voladizos	
			2/3		8/9		2/3		8/9		1/4	
			σ_{Edx} (MPa)		σ_{Edx} (MPa)		τ_{Edxy} (MPa)		τ_{Edxy} (MPa)		τ_{Edxy} (MPa)	
			Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	-4.11	0.79	4.87	-0.94	4.30	1.72	2.87	1.01	2.44	0.53
	Inicio transición	7.48	-5.26	1.09	6.22	-1.29	2.16	1.44	1.41	0.83	1.14	0.39
	1/3 Vano	16.95	-8.76	2.15	10.36	-2.55	0.71	1.06	0.42	0.61	0.22	0.28
	C-L Vano	24.93	-9.40	2.51	11.12	-2.97	2.64	0.55	1.71	0.29	1.33	0.06
	2/3 Vano	33.40	-7.96	2.33	9.42	-2.76	2.20	1.59	1.38	1.01	0.97	0.75
	Inicio transición	42.87	-5.73	2.79	6.78	-3.31	3.95	4.37	2.53	2.91	1.91	2.48
	Mitad transición	44.87	-5.58	4.01	6.60	-4.74	3.93	4.69	2.51	3.13	1.87	2.68
Vano 2	1/3 Vano	71.42	-11.32	0.75	13.38	-0.89	1.36	1.38	0.85	0.82	0.59	0.44
	C-L Vano	81.89	-12.74	1.31	15.07	-1.55	1.88	1.12	1.18	0.67	0.83	0.38
	2/3 Vano	92.36	-11.25	1.27	13.31	-1.50	1.61	1.16	0.98	0.72	0.57	0.48
Vano 3	Mitad transición	119.11	-6.37	2.78	7.54	-3.29	4.08	5.93	2.71	3.84	2.29	3.00
	Inicio transición	121.53	-7.74	0.08	9.16	-0.10	3.87	4.10	2.57	2.61	2.16	1.93
	1/3 Vano	134.37	-11.52	0.96	13.63	-1.14	1.35	1.41	0.84	0.84	0.58	0.46
	C-L Vano	144.84	-12.93	1.35	15.29	-1.60	1.89	1.10	1.19	0.66	0.84	0.37
	2/3 Vano	155.31	-11.43	1.21	13.52	-1.43	1.62	1.14	0.98	0.71	0.58	0.46
	Inicio transición	167.77	-7.60	0.59	8.99	-0.69	4.56	3.64	2.93	2.41	2.21	2.02
	Mitad transición	171.26	-6.35	3.59	7.51	-4.24	4.26	5.11	2.71	3.41	1.97	2.92
Vano 4	1/6 Vano	184.97	-7.49	0.60	8.86	-0.71	4.32	4.43	2.87	2.84	2.43	2.14
	1/3 Vano	197.32	-11.54	1.11	13.65	-1.31	1.28	1.40	0.80	0.83	0.54	0.45
	C-L Vano	207.79	-12.70	1.51	15.02	-1.78	1.96	1.11	1.24	0.66	0.88	0.37
	2/3 Vano	218.26	-10.94	1.38	12.94	-1.64	1.69	1.15	1.03	0.71	0.62	0.47
	5/6 Vano	230.22	-7.03	0.75	8.31	-0.88	4.54	3.57	2.91	2.36	2.20	1.98
Vano 5	1/3 Vano	260.27	-11.94	0.78	14.12	-0.92	1.42	1.53	0.90	0.92	0.63	0.53
	C-L Vano	270.74	-13.59	0.76	16.08	-0.89	1.51	0.94	1.14	0.55	0.79	0.27
	2/3 Vano	281.21	-12.34	0.11	14.60	-0.13	1.55	1.01	0.93	0.62	0.53	0.38
Vano 6	Mitad transición	307.47	-6.46	2.77	7.64	-3.28	3.79	5.34	2.52	3.47	2.13	2.73
	Inicio transición	309.90	-6.25	1.71	7.40	-2.03	4.28	4.15	2.85	2.67	2.42	2.04
	1/3 Vano	318.71	-8.94	1.69	10.57	-2.00	1.75	1.83	1.12	1.13	0.85	0.75
	C-L Vano	327.16	-10.07	2.17	11.91	-2.56	1.01	0.72	0.60	0.41	0.33	0.16
	2/3 Vano	335.61	-9.00	2.11	10.64	-2.50	0.74	0.75	0.40	0.44	0.09	0.24
	Inicio transición	345.05	-5.30	3.12	6.26	-3.69	2.79	1.50	1.75	0.97	1.20	0.74
	Mitad transición	347.03	-4.13	0.83	4.89	-0.98	3.30	1.16	2.08	0.73	1.48	0.54

Tabla 6.20 Tensiones normales y tangenciales en las losas superior e inferior

			DOMINIO DE DIMENSIONAMIENTO						cotg θ					
			Losa superior		Losa inferior		Voladizos		Losa superior		Losa inferior		Voladizos	
			2/3		8/9		1/4		2/3		8/9		1/4	
	Sección	x (m)	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	B	B	C	B	B	B	1.00	1.00	1.40	1.00	1.00	1.00
	Inicio transición	7.48	C	B	C	B	B	C	2.44	1.00	3.85	1.00	1.00	1.80
	1/3 Vano	16.95	C	B	C	B	B	C	12.28	1.00	33.42	1.00	1.00	4.81
	C-L Vano	24.93	C	B	C	B	B	C	3.56	1.00	5.90	1.00	1.00	10.76
	2/3 Vano	33.40	C	B	C	B	B	C	3.62	1.00	6.82	1.00	1.00	3.47
	Inicio transición	42.87	C	B	C	B	B	C	1.45	1.00	2.50	1.00	1.00	1.51
	Mitad transición	44.87	C	B	C	B	B	C	1.42	1.00	2.49	1.00	1.00	2.02
Vano 2	1/3 Vano	71.42	C	B	C	B	B	C	8.34	1.00	16.08	1.00	1.00	1.29
	C-L Vano	81.89	C	B	C	B	B	C	6.77	1.00	12.74	1.00	1.00	2.77
	2/3 Vano	92.36	C	B	C	B	B	C	6.97	1.00	16.35	1.00	1.00	2.57
Vano 3	Mitad transición	119.11	C	B	C	B	B	B	1.56	1.00	2.32	1.00	1.00	1.00
	Inicio transición	121.53	C	B	C	B	B	B	2.00	1.00	2.99	1.00	1.00	1.00
	1/3 Vano	134.37	C	B	C	B	B	C	8.54	1.00	16.50	1.00	1.00	1.62
	C-L Vano	144.84	C	B	C	B	B	C	6.85	1.00	12.85	1.00	1.00	2.92
	2/3 Vano	155.31	C	B	C	B	B	C	7.04	1.00	16.48	1.00	1.00	2.50
	Inicio transición	167.77	C	B	C	B	B	B	1.66	1.00	2.87	1.00	1.00	1.00
	Mitad transición	171.26	C	B	C	B	B	C	1.49	1.00	2.68	1.00	1.00	1.66
Vano 4	1/6 Vano	184.97	C	B	C	B	B	B	1.73	1.00	2.57	1.00	1.00	1.00
	1/3 Vano	197.32	C	B	C	B	B	C	9.04	1.00	17.87	1.00	1.00	1.87
	C-L Vano	207.79	C	B	C	B	B	C	6.47	1.00	11.99	1.00	1.00	3.22
	2/3 Vano	218.26	C	B	C	B	B	C	6.46	1.00	14.69	1.00	1.00	2.84
	5/6 Vano	230.22	C	B	C	B	B	B	1.55	1.00	2.66	1.00	1.00	1.00
Vano 5	1/3 Vano	260.27	C	B	C	B	B	C	8.38	1.00	15.85	1.00	1.00	1.20
	C-L Vano	270.74	C	B	C	B	B	C	7.50	1.00	14.29	1.00	1.00	1.89
	2/3 Vano	281.21	C	B	C	B	B	B	7.96	1.00	19.26	1.00	1.00	1.00
Vano 6	Mitad transición	307.47	C	B	C	B	B	B	1.70	1.00	2.52	1.00	1.00	1.00
	Inicio transición	309.90	C	B	C	B	B	B	1.46	1.00	2.15	1.00	1.00	1.00
	1/3 Vano	318.71	C	B	C	B	B	C	5.11	1.00	8.80	1.00	1.00	2.19
	C-L Vano	327.16	C	B	C	B	B	C	10.02	1.00	25.32	1.00	1.00	7.16
	2/3 Vano	335.61	C	B	C	B	B	C	12.11	1.00	88.20	1.00	1.00	6.69
	Inicio transición	345.05	C	B	C	B	B	C	1.90	1.00	3.67	1.00	1.00	4.91
	Mitad transición	347.03	C	B	C	B	B	C	1.25	1.00	2.33	1.00	1.00	1.69

Tabla 6.21 Dominios de dimensionamiento y valores de θ

		$f_{1cd} / (\cotg\theta + tg\theta)$ (MPa)							$\tau_{xyd} < f_{1cd} / (\cotg\theta + tg\theta)$					
		Losas superior		Losas inferior		Voladizos			Losas superior		Losas inferior		Voladizos	
		2/3		8/9		1/4			2/3		8/9		1/4	
	Sección	x (m)	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	6.67	6.67	6.30	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
	Inicio transición	7.48	4.68	6.67	3.25	6.67	6.67	5.65	si	si	si	si	si	si
	1/3 Vano	16.95	1.08	6.67	0.40	6.67	6.67	2.66	si	si	si	si	si	si
	C-L Vano	24.93	3.47	6.67	2.20	6.67	6.67	1.23	si	si	si	si	si	si
	2/3 Vano	33.40	3.42	6.67	1.91	6.67	6.67	3.55	si	si	si	si	si	si
	Inicio transición	42.87	6.23	6.67	4.60	6.67	6.67	6.14	si	si	si	si	si	si
	Mitad transición	44.87	6.27	6.67	4.61	6.67	6.67	5.30	si	si	si	si	si	si
Vano 2	1/3 Vano	71.42	1.58	6.67	0.83	6.67	6.67	6.45	si	si	si	si	si	si
	C-L Vano	81.89	1.93	6.67	1.04	6.67	6.67	4.26	si	si	si	si	si	si
	2/3 Vano	92.36	1.87	6.67	0.81	6.67	6.67	4.50	si	si	si	si	si	si
Vano 3	Mitad transición	119.11	6.06	6.67	4.85	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
	Inicio transición	121.53	5.33	6.67	4.01	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
	1/3 Vano	134.37	1.54	6.67	0.81	6.67	6.67	5.96	si	si	si	si	si	si
	C-L Vano	144.84	1.91	6.67	1.03	6.67	6.67	4.09	si	si	si	si	si	si
	2/3 Vano	155.31	1.86	6.67	0.81	6.67	6.67	4.59	si	si	si	si	si	si
	Inicio transición	167.77	5.89	6.67	4.14	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
	Mitad transición	171.26	6.17	6.67	4.36	6.67	6.67	5.89	si	si	si	si	si	si
Vano 4	1/6 Vano	184.97	5.77	6.67	4.51	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
	1/3 Vano	197.32	1.46	6.67	0.74	6.67	6.67	5.54	si	si	si	si	si	si
	C-L Vano	207.79	2.01	6.67	1.10	6.67	6.67	3.78	si	si	si	si	si	si
	2/3 Vano	218.26	2.01	6.67	0.90	6.67	6.67	4.17	si	si	si	si	si	si
	5/6 Vano	230.22	6.08	6.67	4.39	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
Vano 5	1/3 Vano	260.27	1.57	6.67	0.84	6.67	6.67	6.55	si	si	si	si	si	si
	C-L Vano	270.74	1.75	6.67	0.93	6.67	6.67	5.51	si	si	si	si	si	si
	2/3 Vano	281.21	1.65	6.67	0.69	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
Vano 6	Mitad transición	307.47	5.82	6.67	4.57	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
	Inicio transición	309.90	6.21	6.67	5.09	6.67	6.67	6.67	si	si	si	si	si	si
	1/3 Vano	318.71	2.51	6.67	1.50	6.67	6.67	5.04	si	si	si	si	si	si
	C-L Vano	327.16	1.32	6.67	0.53	6.67	6.67	1.83	si	si	si	si	si	si
	2/3 Vano	335.61	1.09	6.67	0.15	6.67	6.67	1.95	si	si	si	si	si	si
	Inicio transición	345.05	5.50	6.67	3.38	6.67	6.67	2.61	si	si	si	si	si	si
	Mitad transición	347.03	6.50	6.67	4.83	6.67	6.67	5.84	si	si	si	si	si	si

Tabla 6.22 Verificación de no agotamiento por compresiones oblicuas

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

			X _v (m)									
			Losa superior		Voladizos		Losa inferior		Alma inclinada		Alma central	
			2/3		1/4		8/9		5/7		6	
	Sección	x (m)	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	0.16	0.06	0.12	0.02	0.21	0.08	0.08	0.21	0.07	0.18
	Inicio transición	7.48	0.12	0.05	0.11	0.02	0.11	0.07	0.07	0.19	0.05	0.16
	1/3 Vano	16.95	0.17	0.04	0.16	0.01	0.03	0.12	0.02	0.09	0.01	0.06
	C-L Vano	24.93	0.19	0.02	0.18	0.00	0.13	0.12	0.10	0.02	0.08	0.00
	2/3 Vano	33.40	0.16	0.06	0.15	0.03	0.10	0.14	0.19	0.07	0.17	0.06
	Inicio transición	42.87	0.16	0.16	0.12	0.11	0.19	0.24	0.29	0.13	0.27	0.12
	Mitad transición	44.87	0.16	0.18	0.12	0.12	0.19	0.30	0.32	0.14	0.29	0.13
Vano 2	1/3 Vano	71.42	0.22	0.05	0.21	0.02	0.06	0.06	0.05	0.16	0.04	0.14
	C-L Vano	81.89	0.24	0.04	0.24	0.02	0.09	0.08	0.05	0.05	0.03	0.03
	2/3 Vano	92.36	0.22	0.04	0.21	0.02	0.07	0.08	0.16	0.05	0.14	0.04
Vano 3	Mitad transición	119.11	0.17	0.22	0.14	0.14	0.20	0.29	0.14	0.33	0.13	0.29
	Inicio transición	121.53	0.18	0.15	0.16	0.09	0.19	0.20	0.13	0.30	0.12	0.27
	1/3 Vano	134.37	0.22	0.05	0.22	0.02	0.06	0.07	0.05	0.16	0.04	0.14
	C-L Vano	144.84	0.25	0.04	0.24	0.02	0.09	0.08	0.05	0.05	0.04	0.04
	2/3 Vano	155.31	0.22	0.04	0.22	0.02	0.07	0.08	0.16	0.05	0.14	0.04
	Inicio transición	167.77	0.19	0.14	0.16	0.09	0.22	0.18	0.30	0.13	0.27	0.12
	Mitad transición	171.26	0.17	0.19	0.14	0.13	0.20	0.29	0.34	0.15	0.30	0.13
Vano 4	1/6 Vano	184.97	0.19	0.17	0.16	0.10	0.22	0.21	0.13	0.30	0.11	0.26
	1/3 Vano	197.32	0.22	0.05	0.22	0.02	0.06	0.08	0.05	0.16	0.04	0.14
	C-L Vano	207.79	0.24	0.04	0.24	0.02	0.09	0.09	0.06	0.05	0.04	0.03
	2/3 Vano	218.26	0.21	0.04	0.21	0.02	0.08	0.09	0.17	0.05	0.14	0.04
	5/6 Vano	230.22	0.19	0.13	0.15	0.09	0.22	0.18	0.30	0.13	0.26	0.12
Vano 5	1/3 Vano	260.27	0.23	0.06	0.22	0.02	0.07	0.07	0.06	0.17	0.04	0.14
	C-L Vano	270.74	0.26	0.04	0.26	0.01	0.09	0.05	0.05	0.06	0.03	0.04
	2/3 Vano	281.21	0.24	0.04	0.23	0.02	0.07	0.05	0.16	0.05	0.13	0.03
Vano 6	Mitad transición	307.47	0.16	0.20	0.14	0.12	0.19	0.26	0.13	0.31	0.12	0.28
	Inicio transición	309.90	0.17	0.16	0.14	0.09	0.21	0.20	0.12	0.29	0.11	0.26
	1/3 Vano	318.71	0.17	0.07	0.17	0.03	0.08	0.11	0.07	0.19	0.06	0.17
	C-L Vano	327.16	0.19	0.03	0.19	0.01	0.04	0.11	0.02	0.10	0.00	0.08
	2/3 Vano	335.61	0.17	0.03	0.17	0.01	0.03	0.11	0.09	0.02	0.07	0.01
	Inicio transición	345.05	0.13	0.06	0.11	0.03	0.13	0.19	0.20	0.07	0.17	0.06
	Mitad transición	347.03	0.13	0.04	0.09	0.02	0.16	0.06	0.22	0.08	0.19	0.07

Tabla 6.23 Valor del espesor del campo de compresiones en las láminas

6.3.5.2 Armaduras necesarias por cálculo

La cuantía de las armaduras longitudinales (x) y transversales (y) se obtendrán a través de las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\frac{A_{st}}{s_t} \cdot f_{yd} = \eta_{Edx} + \eta_{Edxy} \cdot \cot \theta$$

$$\frac{A_{st}}{s_t} \cdot f_{yd} = \eta_{Edy} + \eta_{Edxy} \cdot \tan \theta$$

Una vez verificado que el hormigón resiste los esfuerzos tangenciales, se ha comprobado que, con el ángulo θ adoptado para la comprobación de agotamiento por compresiones oblicuas, el valor del campo de compresiones x_v queda contenido en el espesor de las láminas.

$$x_v \geq x_{v,min} = \frac{\eta_{Edxy}}{v \cdot f_{cd}} (\tan \theta + \cot \theta) \nless b_w$$

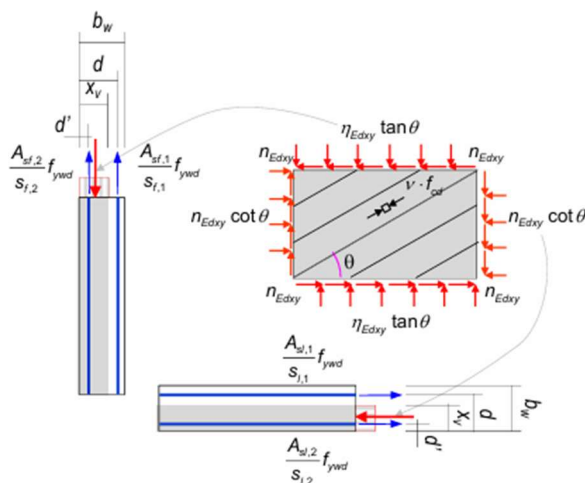


Figura 6.62 Campo de compresiones con flector transversal

$$\frac{A_{sf,1}}{s_{f,1}} \cdot f_{ywd} = \frac{1}{d - d'} (m_{Edy} - (d' - \frac{x_v}{2}) \cdot \eta_{Edxy} \cdot \tan \theta) \geq 0$$

$$\frac{A_{sf,2}}{s_{f,2}} \cdot f_{ywd} = \frac{1}{d - d'} (-m_{Edy} + (d - \frac{x_v}{2}) \cdot \eta_{Edxy} \cdot \tan \theta) \geq 0$$

$$\frac{A_{sf,1}}{s_{f,1}} \cdot f_{ywd} + \frac{A_{sf,2}}{s_{f,2}} \cdot f_{ywd} = \eta_{Edxy} \cdot \tan \theta$$

La suma de ambas armaduras transversales $(\frac{A_{sf,1}}{s_{f,1}} + \frac{A_{sf,2}}{s_{f,2}})$ corresponde a la armadura necesaria para los esfuerzos de membrana, sin flector transversal.

$$\frac{A_{sl,1}}{s_{l,1}} \cdot f_{ywd} = \frac{1}{d - d'} (\eta_{Edx} \cdot (\frac{b_w}{2} - d') + (\frac{x_v}{2} - d') \cdot \eta_{Edxy} \cdot \cot \theta) \geq 0$$

$$\frac{A_{sl,2}}{s_{l,2}} \cdot f_{ywd} = \frac{1}{d - d'} (\eta_{Edx} \cdot (d - \frac{b_w}{2}) + (d - \frac{x_v}{2}) \cdot \eta_{Edxy} \cdot \cot \theta) \geq 0$$

$$\frac{A_{sl,1}}{s_{l,1}} \cdot f_{ywd} + \frac{A_{sl,2}}{s_{l,2}} \cdot f_{ywd} = \eta_{Edx} + \eta_{Edxy} \cdot \cot \theta$$

La suma de ambas armaduras longitudinales $(\frac{A_{sl,1}}{s_{l,1}} + \frac{A_{sl,2}}{s_{l,2}})$ corresponde a la armadura necesaria para los esfuerzos de membrana sin flector transversal, se puede repartir o acumular en los extremos.

En las siguientes tablas se muestran las cuantías de los armados longitudinales y transversales necesarios por cálculo.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

			Armadura longitudinal (Dirección X) (cm ² /m)									
			Losa superior		Voladizos		Losa inferior		Alma inclinada		Alma central	
			2/3		1/4		8/9		5/7		6	
	Sección	x (m)	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	1.07	14.44	0.00	8.20	88.92	0.84	12.03	32.71	10.48	27.84
	Inicio transición	7.48	0.00	14.54	0.00	8.96	87.73	0.00	10.01	29.22	8.40	24.63
	1/3 Vano	16.95	0.00	18.46	0.00	14.32	123.96	0.00	3.71	13.11	1.68	9.70
	C-L Vano	24.93	0.00	17.59	0.00	14.81	147.59	0.00	15.30	2.84	12.71	0.21
	2/3 Vano	33.40	0.00	22.55	0.00	18.58	124.21	0.00	29.24	11.12	25.83	9.09
	Inicio transición	42.87	0.00	41.21	0.00	33.18	107.08	0.00	45.23	19.34	40.65	17.74
	Mitad transición	44.87	0.00	50.02	0.00	41.53	104.78	0.00	48.64	20.85	43.78	19.29
Vano 2	1/3 Vano	71.42	0.00	12.24	0.00	7.35	163.70	0.00	8.00	24.93	5.77	21.18
	C-L Vano	81.89	0.00	14.01	0.00	10.19	186.92	0.00	8.22	8.07	5.32	5.24
	2/3 Vano	92.36	0.00	13.97	0.00	10.55	164.28	0.00	25.13	8.03	21.29	5.84
Vano 3	Mitad transición	119.11	0.00	50.09	0.00	36.74	117.85	6.31	21.81	50.70	20.07	45.11
	Inicio transición	121.53	0.00	24.05	0.00	13.80	134.82	28.93	19.96	46.57	18.18	41.32
	1/3 Vano	134.37	0.00	13.64	0.00	8.71	166.43	0.00	7.93	25.10	5.69	21.35
	C-L Vano	144.84	0.00	14.10	0.00	10.32	189.54	0.00	8.29	8.22	5.38	5.39
	2/3 Vano	155.31	0.00	13.51	0.00	10.13	166.74	0.00	25.20	7.86	21.35	5.68
	Inicio transición	167.77	0.00	24.28	0.00	17.29	137.00	19.74	46.06	19.65	40.74	17.88
	Mitad transición	171.26	0.00	50.02	0.00	40.75	117.44	0.00	52.00	22.33	46.21	20.60
Vano 4	1/6 Vano	184.97	0.00	28.92	0.00	18.20	134.95	24.51	19.36	45.39	17.57	40.20
	1/3 Vano	197.32	0.00	14.41	0.00	9.49	166.09	0.00	7.66	24.74	5.42	21.00
	C-L Vano	207.79	0.00	15.02	0.00	11.23	186.94	0.00	8.64	7.95	5.74	5.12
	2/3 Vano	218.26	0.00	14.57	0.00	11.17	160.60	0.00	25.56	8.12	21.71	5.94
	5/6 Vano	230.22	0.00	24.81	0.00	17.92	129.09	17.04	45.58	19.50	40.33	17.72
Vano 5	1/3 Vano	260.27	0.00	13.31	0.00	8.18	172.73	0.00	8.68	25.83	6.44	22.09
	C-L Vano	270.74	0.00	9.77	0.00	6.23	197.96	0.00	7.54	8.95	4.64	6.12
	2/3 Vano	281.21	0.00	6.45	0.00	3.27	178.57	5.65	24.24	7.35	20.39	5.17
Vano 6	Mitad transición	307.47	0.00	46.67	0.00	34.75	116.83	2.18	20.22	47.88	18.66	43.01
	Inicio transición	309.90	0.00	33.73	0.00	23.93	117.79	7.42	18.40	43.73	16.77	39.21
	1/3 Vano	318.71	0.00	20.21	0.00	14.86	134.46	0.00	10.76	28.83	8.73	25.42
	C-L Vano	327.16	0.00	16.58	0.00	13.57	143.92	0.00	2.74	14.93	0.10	12.33
	2/3 Vano	335.61	0.00	16.46	0.00	13.83	126.94	0.00	14.27	2.87	10.80	0.87
	Inicio transición	345.05	0.00	26.56	0.00	23.05	92.15	0.00	30.34	10.77	25.69	9.18
	Mitad transición	347.03	0.00	11.40	0.00	8.46	80.17	0.00	33.83	12.79	28.89	11.25

Tabla 6.24 Cuantías de armado longitudinal necesarias por cálculo

			Armadura transversal (Dirección Y/Z) (cm ² /m)									
			Losa superior		Voladizos		Losa inferior		Alma inclinada		Alma central	
			2/3		1/4		8/9		5/7		6	
	Sección	x (m)	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}	Env _{max}	Env _{min}
Vano 1	Mitad transición	5.48	24.73	9.87	12.01	3.64	32.95	11.64	12.03	32.71	10.48	27.84
	Inicio transición	7.48	5.09	8.25	2.04	2.67	16.24	5.30	10.01	29.22	8.40	24.63
	1/3 Vano	16.95	0.33	6.09	0.05	1.95	4.84	1.47	3.71	13.11	1.68	9.70
	C-L Vano	24.93	4.28	3.17	1.56	0.39	19.68	0.31	15.30	2.84	12.71	0.21
	2/3 Vano	33.40	3.49	9.14	0.98	5.18	15.92	3.36	29.24	11.12	25.83	9.09
	Inicio transición	42.87	15.65	25.14	5.27	17.12	29.14	22.16	45.23	19.34	40.65	17.74
	Mitad transición	44.87	15.88	26.97	5.17	18.48	28.86	17.80	48.64	20.85	43.78	19.29
Vano 2	1/3 Vano	71.42	0.94	7.91	0.25	3.03	9.78	7.27	8.00	24.93	5.77	21.18
	C-L Vano	81.89	1.60	6.45	0.45	2.63	13.62	2.79	8.22	8.07	5.32	5.24
	2/3 Vano	92.36	1.33	6.69	0.24	3.28	11.22	3.22	25.13	8.03	21.29	5.84
Vano 3	Mitad transición	119.11	15.04	34.08	6.82	20.72	31.19	44.19	21.81	50.70	20.07	45.11
	Inicio transición	121.53	11.14	23.57	4.99	13.32	29.53	30.07	19.96	46.57	18.18	41.32
	1/3 Vano	134.37	0.91	8.10	0.24	3.17	9.72	5.95	7.93	25.10	5.69	21.35
	C-L Vano	144.84	1.59	6.31	0.45	2.53	13.68	2.59	8.29	8.22	5.38	5.39
	2/3 Vano	155.31	1.32	6.57	0.24	3.19	11.28	3.24	25.20	7.86	21.35	5.68
	Inicio transición	167.77	15.76	20.91	5.30	13.92	33.66	27.71	46.06	19.65	40.74	17.88
	Mitad transición	171.26	16.43	29.39	5.06	20.12	31.12	23.61	52.00	22.33	46.21	20.60
Vano 4	1/6 Vano	184.97	14.34	25.47	6.53	14.76	33.04	32.67	19.36	45.39	17.57	40.20
	1/3 Vano	197.32	0.81	8.04	0.21	3.12	9.15	5.11	7.66	24.74	5.42	21.00
	C-L Vano	207.79	1.74	6.37	0.51	2.57	14.25	2.37	8.64	7.95	5.74	5.12
	2/3 Vano	218.26	1.51	6.61	0.29	3.22	11.82	2.88	25.56	8.12	21.71	5.94
	5/6 Vano	230.22	16.88	20.52	5.70	13.63	33.51	27.18	45.58	19.50	40.33	17.72
Vano 5	1/3 Vano	260.27	0.98	8.82	0.27	3.69	10.30	8.82	8.68	25.83	6.44	22.09
	C-L Vano	270.74	1.39	5.43	0.38	1.89	13.09	3.35	7.54	8.95	4.64	6.12
	2/3 Vano	281.21	1.12	5.83	0.19	2.65	10.71	7.12	24.24	7.35	20.39	5.17
Vano 6	Mitad transición	307.47	12.80	30.72	5.84	18.80	28.98	39.90	20.22	47.88	18.66	43.01
	Inicio transición	309.90	16.82	23.87	7.76	14.08	32.74	30.74	18.40	43.73	16.77	39.21
	1/3 Vano	318.71	1.97	10.49	0.66	5.15	12.90	5.94	10.76	28.83	8.73	25.42
	C-L Vano	327.16	0.58	4.12	0.09	1.11	6.90	0.65	2.74	14.93	0.10	12.33
	2/3 Vano	335.61	0.35	4.30	0.01	1.67	4.56	0.76	14.27	2.87	10.80	0.87
	Inicio transición	345.05	8.48	8.63	2.26	5.12	20.12	2.27	30.34	10.77	25.69	9.18
	Mitad transición	347.03	15.13	6.64	4.38	3.71	23.94	4.99	33.83	12.79	28.89	11.25

Tabla 6.25 Cuanías de armado transversal necesarias por cálculo

6.3.6 ARMADURAS MÍNIMAS Y MÁXIMAS

Flexión. Artículo 6.1 del Anejo 21 del Código Estructural

La cuantía mínima de armado longitudinal de tracción para evitar la rotura frágil es:

$$A_p \cdot f_{pyd} \cdot \frac{d_p}{d_s} + A_{s,min} \cdot f_{yd} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z} + \frac{P}{z} \cdot \left(\frac{W}{A} + e \right)$$

donde:

z : es el brazo mecánico en la sección en Estado Límite Último

W : módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada

$f_{ctm,fl}$: resistencia media a flexotracción

f_{yd} : resistencia media de cálculo de las armaduras pasivas

f_{pyd} : resistencia media de cálculo de las armaduras activas

d_s : profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección

d_p : profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección

e : excentricidad del pretensado

P : fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas

Luego para flectores positivos y negativos, el módulo resistente de la sección será:

$$M_+ \rightarrow W = \frac{I_b}{v_2} = \frac{8.61}{1.504} = 5.725 \text{ m}^3$$

$$M_- \rightarrow W = \frac{I_b}{v_1} = \frac{8.61}{1.196} = 7.199 \text{ m}^3$$

Luego las cuantías mínimas de flexión en las secciones de control son las siguientes:

		Cuantía mínima (cm ² /m)		
		Flexión +		Flexión -
	Sección	x (m)	1/2/3/4	8/9
Vano 1	Mitad transición	5.48	-127.34	-337.08
	Inicio transición	7.48	-134.34	-353.73
	1/3 Vano	16.95	-152.39	-396.83
	C-L Vano	24.93	-147.60	-385.90
	2/3 Vano	33.40	-122.52	-327.02
	Inicio transición	42.87	-69.68	-202.29
Vano 2	Mitad transición	44.87	-58.03	-174.65
	1/3 Vano	71.42	-133.98	-353.06
	C-L Vano	81.89	-149.91	-391.23
Vano 3	2/3 Vano	92.36	-133.21	-352.18
	Mitad transición	119.11	-57.68	-173.32
	Inicio transición	121.53	-69.51	-201.35
	1/3 Vano	134.37	-134.43	-354.14
	C-L Vano	144.84	-150.29	-392.15
	2/3 Vano	155.31	-133.50	-352.87
Vano 4	Inicio transición	167.77	-69.83	-202.47
	Mitad transición	171.26	-53.39	-163.48
	1/6 Vano	184.97	-72.42	-208.23
	1/3 Vano	197.32	-134.43	-354.13
	C-L Vano	207.79	-150.23	-391.97
Vano 5	2/3 Vano	218.26	-133.40	-352.60
	5/6 Vano	230.22	-72.74	-209.34
	1/3 Vano	260.27	-134.60	-354.48
Vano 6	C-L Vano	270.74	-150.56	-392.77
	2/3 Vano	281.21	-133.90	-353.83
	Mitad transición	307.47	-62.20	-184.04
Vano 7	Inicio transición	309.90	-78.12	-221.82
	1/3 Vano	318.71	-133.32	-348.08
	C-L Vano	327.16	-157.82	-406.28
	2/3 Vano	335.61	-162.98	-418.32
	Inicio transición	345.05	-143.48	-371.74
	Mitad transición	347.03	-136.07	-354.12

Tabla 6.26 Cuantías mínimas por flexión

El valor negativo significa que la armadura activa es suficiente para evitar la rotura frágil de la sección en el momento de producirse la fisuración de la sección. El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,max} = 0.04 A_c$.

Cortante. Artículo 9.2.2(5) del Anejo 19 del Código Estructural

La cuantía de armadura de cortante viene indicada en la siguiente ecuación:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen} \alpha} \leq \rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.00113$$

Las armaduras se colocan verticalmente ($\alpha = 90^\circ$), luego en las almas de las secciones aligeradas ($b_w = 0.5 \text{ m}$) la cuantía mínima es de $5.66 \text{ cm}^2/\text{m}$.

En las secciones de transición entre las zonas macizadas y aligeradas, se dispondrá el doble de cuantía, dado que se adopta un valor medio del espesor de las almas en estas secciones de 1.0 m .

Fisuración. Artículo 7.3.2 del Anejo 19 del Código Estructural

Sin un cálculo más riguroso que demuestre que sea adecuada la utilización de una sección inferior, el área mínima de armadura se puede calcular como se indica a continuación. En secciones como vigas en T y vigas cajón, la armadura mínima debe determinarse para cada parte de la sección por separado (almas, alas).

La cuantía mínima de armado para control de fisuración se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A'_p \cdot \Delta\sigma_p = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

donde:

- A_{ct} es el área de hormigón en la zona traccionada
- σ_s es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de que se produzca la primera fisura

$f_{ct,eff}$ es el valor es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón en el momento en el que se supone que aparecerán las primeras fisuras, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$

k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas, los anchos son mayores a $800 \text{ mm} \rightarrow k = 0.65$

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de las tensiones

$\Delta\sigma_p$ es la variación de tensiones en las armaduras activas a partir del estado de deformación cero del hormigón situado en el mismo nivel.

ξ_1 es el coeficiente de ajuste de la capacidad adherente, teniendo en cuenta los diferentes diámetros de la armadura activa y pasiva

A'_p es el área de armadura activa

En elementos pretensados no se requiere una armadura mínima en secciones donde, bajo la combinación característica de carga y el valor característico del pretensado, el hormigón se encuentre comprimido o el valor absoluto de la tensión de tracción en el hormigón sea inferior a $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff}$.

Estas verificaciones se demostraron en el apartado de dimensionamiento de la armadura activa, por tanto no es necesario colocar una armadura mínima para controlar la fisuración.

Membranas. Modelo tensión plana

Una de las condiciones para poder elegir el valor del ángulo θ es que se cumpliera la condición:

$$\rho_{min} \cdot f_{yd} = f_{ct,m} \rightarrow \rho_{min} = 0.00936$$

Las losa superior, inferior y almas tienen un espesor de 0.50 m, por tanto, la cuantía mínima es de:

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \rho_{min} \cdot b_w = 0.00936 \cdot 0.5 = 46.82 \text{ cm}^2/m$$

Los voladizos tienen un espesor máximo de 0.35 m, luego:

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \rho_{min} \cdot b_w = 0.00936 \cdot 0.35 = 32.78 \text{ cm}^2/m$$

En la siguiente tabla se muestran los valores de las distintas cuantías de armado mínimas para cada elemento de la sección.

Sección	Cuantías mínimas (cm ² /m)					
	Longitudinal		Transversal		Long/Trans	
	Flexión		Cortante		Mínimo membranas	
	1/2/3/4	8/9	1/2/3/4	5/6/7/8/9	1/4	2/3/5/6/7/8/9
Mitad transición	-	-	2.83	11.31	32.78	93.65
Aligerada	-	-	2.83	5.66	32.78	46.82

Tabla 6.27 Cuantías mínimas para los distintos elementos de la sección

6.3.7 ELECCIÓN DEL ARMADO

Las cuantías necesarias en cada dirección y elemento de la sección son las siguientes:

			Cuantías a disponer (cm ² /m)									
			Losa superior		Voladizos		Losa inferior		Alma inclinada		Alma central	
			2/3		1/4		8/9		5/7		6	
	Sección	x (m)	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans
Vano 1	Mitad transición	5.48	93.65	93.65	32.78	32.78	93.65	93.65	93.65	93.65	93.65	93.65
	Inicio transición	7.48	46.82	46.82	32.78	32.78	87.73	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	1/3 Vano	16.95	46.82	46.82	32.78	32.78	123.96	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	C-L Vano	24.93	46.82	46.82	32.78	32.78	147.59	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	2/3 Vano	33.40	46.82	46.82	32.78	32.78	124.21	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	Inicio transición	42.87	46.82	46.82	33.18	32.78	107.08	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	Mitad transición	44.87	93.65	93.65	41.53	32.78	104.78	93.65	93.65	93.65	93.65	93.65
Vano 2	1/3 Vano	71.42	46.82	46.82	32.78	32.78	163.70	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	C-L Vano	81.89	46.82	46.82	32.78	32.78	186.92	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	2/3 Vano	92.36	46.82	46.82	32.78	32.78	164.28	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
Vano 3	Mitad transición	119.11	93.65	93.65	36.74	32.78	117.85	93.65	93.65	93.65	93.65	93.65
	Inicio transición	121.53	46.82	46.82	32.78	32.78	134.82	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	1/3 Vano	134.37	46.82	46.82	32.78	32.78	166.43	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	C-L Vano	144.84	46.82	46.82	32.78	32.78	189.54	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	2/3 Vano	155.31	46.82	46.82	32.78	32.78	166.74	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	Inicio transición	167.77	46.82	46.82	32.78	32.78	137.00	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	Mitad transición	171.26	93.65	93.65	40.75	32.78	117.44	93.65	93.65	93.65	93.65	93.65
Vano 4	1/6 Vano	184.97	46.82	46.82	32.78	32.78	134.95	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	1/3 Vano	197.32	46.82	46.82	32.78	32.78	166.09	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	C-L Vano	207.79	46.82	46.82	32.78	32.78	186.94	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	2/3 Vano	218.26	46.82	46.82	32.78	32.78	160.60	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	5/6 Vano	230.22	46.82	46.82	32.78	32.78	129.09	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
Vano 5	1/3 Vano	260.27	46.82	46.82	32.78	32.78	172.73	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	C-L Vano	270.74	46.82	46.82	32.78	32.78	197.96	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	2/3 Vano	281.21	46.82	46.82	32.78	32.78	178.57	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
Vano 6	Mitad transición	307.47	93.65	93.65	34.75	32.78	116.83	93.65	93.65	93.65	93.65	93.65
	Inicio transición	309.90	46.82	46.82	32.78	32.78	117.79	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	1/3 Vano	318.71	46.82	46.82	32.78	32.78	134.46	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	C-L Vano	327.16	46.82	46.82	32.78	32.78	143.92	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	2/3 Vano	335.61	46.82	46.82	32.78	32.78	126.94	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	Inicio transición	345.05	46.82	46.82	32.78	32.78	92.15	46.82	46.82	46.82	46.82	46.82
	Mitad transición	347.03	93.65	93.65	32.78	32.78	80.17	93.65	93.65	93.65	93.65	93.65

Tabla 6.28 Cuantías a disponer en cada elemento de la sección transversal

Dado que se emplea un hormigón de resistencia a compresión elevada, la armadura mínima es proporcional a dicha resistencia.

Salvo en el caso del armado longitudinal de la losa inferior, el resto de los elementos se dimensionan con las cuantías mínimas reglamentarias.

El armado queda definido, por tanto, mediante un entramado de barras extendidas a lo largo de toda la sección, cuya cuantía debe cumplir los mínimos y máximos definidos anteriormente, así como las separaciones mínimas y máximas.

Se deben aplicar las siguientes restricciones relativas a las separaciones entre barras:

- Separación mínima entre barras (A19/Art.8.2 CE):

$$s_{min} = \max\{d_g + 5 \text{ mm}; 60 \text{ mm (vibrado)}; \phi; 20 \text{ mm}\} = 60 \text{ mm}$$

- Separación máxima entre barras (A19/Art.9.3.1.1 CE):

$$s_{max,slabs} = \min\{3 \cdot h; 300 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

Se propone el siguiente esquema de armado en aquellos elementos que requieren cuantías mínimas:

$$2 \text{ capas con } \phi 25/20 = 49.1 > 46.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Voladizos} \rightarrow \begin{cases} \text{capa sup} \rightarrow \phi 25/20 \\ \text{capa inf} \rightarrow \phi 20/20 \end{cases} = 40.30 > \begin{cases} 36.71 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 32.78 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

En la losa inferior, se colocarán como armado longitudinal:

$$\text{Capa base} \rightarrow \begin{cases} \text{capa sup} \rightarrow \phi 32/10 = 80.4 \\ \text{capa inf} \rightarrow \phi 32/10 = 80.4 \end{cases} \rightarrow 160.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con esta cuantía se cubren las armaduras requeridas en la losa inferior de los vanos extremos, así como en los tercios extremos de la luz de los vanos intermedios. Para el tercio central de los vanos intermedios, se dispone como refuerzo del armado longitudinal una capa adicional de barras $\phi 32$ separadas cada 20 cm.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Capa base: } 2\phi 32/10 \\ \text{Refuerzo en cara inf: } \phi 32/20 \end{array} \right\} = 201.11 \text{ cm}^2/\text{m} > 197.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

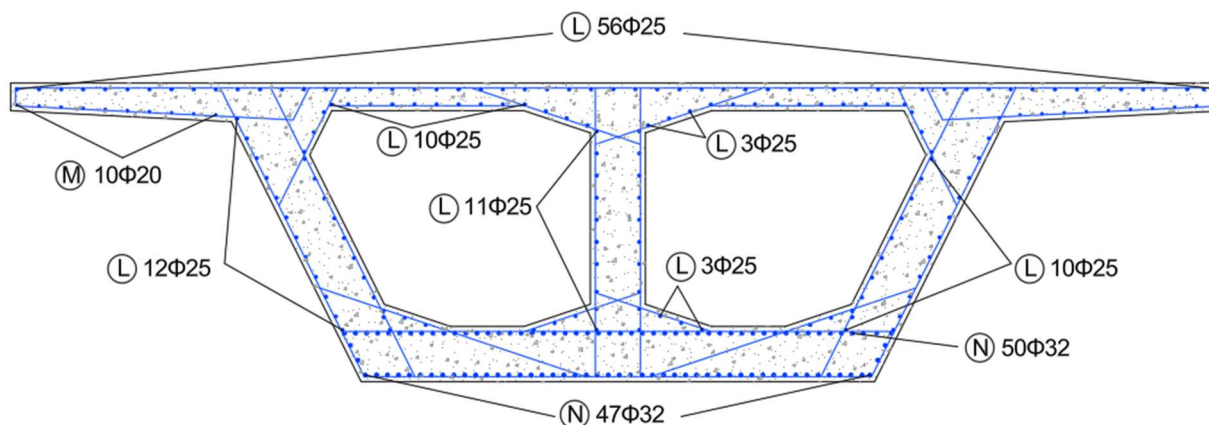


Figura 6.63 Armado longitudinal en sección tipo

6.3.8 REGIONES DISCONTINUAS

Se denominan regiones discontinuas aquellas partes o elementos de una estructura en las que no es aplicable la teoría general de la flexión, por lo que no pueden emplearse las hipótesis de Navier-Bernoulli.

En el caso del tablero, estas regiones corresponden a las secciones macizadas situadas en los estribos y en las zonas de apoyo sobre las pilas intermedias.

6.3.8.1 Método y modelos de cálculo

El método de cálculo empleado se basa en la realización de un análisis plástico, considerando que el hormigón puede comportarse como un material dúctil siempre que su rotura se produzca tras la plastificación previa de las armaduras. Este enfoque persigue determinar un campo de tensiones sencillo y estáticamente equilibrado, que permita transmitir las cargas de manera eficaz a través de la estructura.

El modelo de cálculo se desarrolla a partir de las trayectorias de los esfuerzos internos y externos, resolviéndose de forma análoga a un sistema de barras articuladas equivalente al estado tensional. En este sentido, si se configura una estructura de bielas y tirantes que sea estáticamente admisible y en la que no se alcance la rotura en ninguno de los puntos de la región analizada, la carga equilibrada obtenida constituirá un valor inferior o igual a la carga última que puede resistir la sección.

6.3.8.2 Dimensionamiento armadura pasiva

Diafragmas con un único apoyo central/dos apoyos

En este caso el objeto fundamental del diafragma consiste en dar paso a las cargas verticales desde las almas hasta el apoyo central.

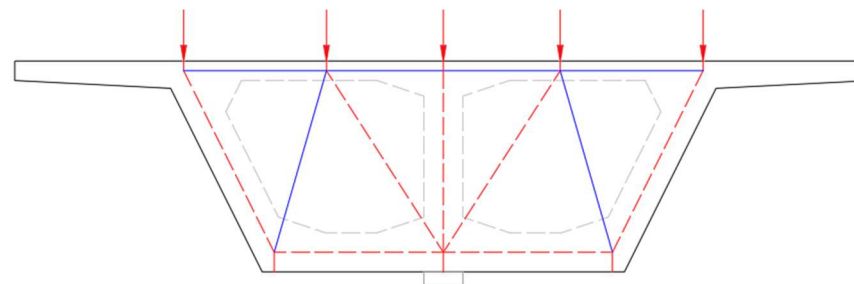


Figura 6.64 Modelo B-T de diafragma con un único apoyo central

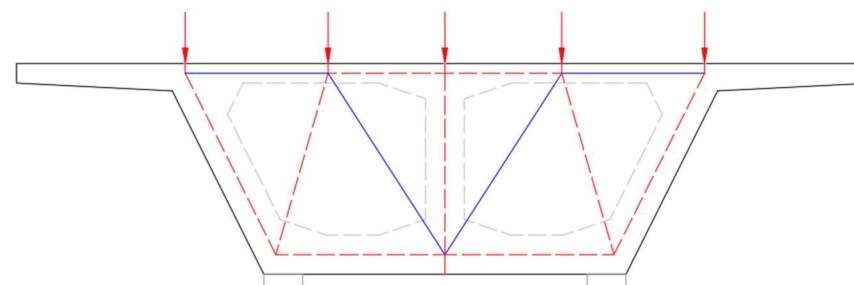


Figura 6.65 Modelo B-T de diafragma con dos apoyos

Dado que no existen impedimentos para colocar apoyos bajo las tres almas, se descarta estas opciones, además es necesario colocar una armadura en malla, para absorber las tracciones que se producen en el elemento.

Diafragmas con apoyos situados bajos las almas

En este caso, las cargas verticales (cortantes en las almas del cajón) se transmiten directamente a los apoyos. Por lo tanto se produce una transferencia directa de cargas, minimizando la armadura a colocar en la sección.

Máximo cortante en pilas → Pila 4 → 16484.66 kN/m

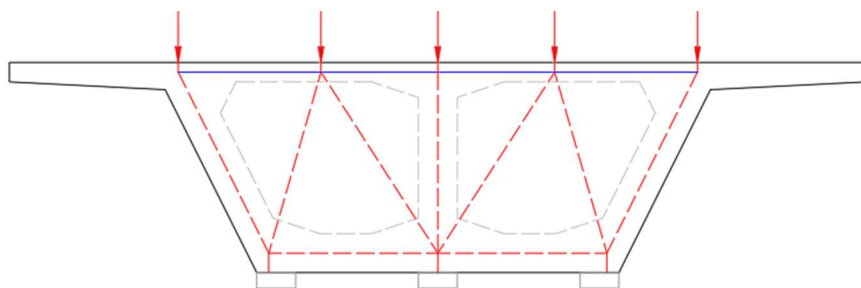


Figura 6.66 Modelo B-T de diafragma con apoyo en almas

La máxima tracción en el tirante superior que se genera es de 1727.30 kN/m, luego la armadura necesaria por metro de ancho es:

$$\frac{A_s}{m} = \frac{F_t}{f_{ywd}} = \frac{1727.30 \cdot 10^{-3}}{400 \cdot 10^{-4}} = 43.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

No obstante, la presencia de momentos torsores, consecuencia de la excentricidad de las cargas o de la curvatura, y de cortantes de eje horizontal, como los producidos por la fuerza centrífuga, viento o sismo, suponen el paso de fuerzas desde las tablas superiores e inferiores de la sección transversal a los apoyos, a través del diafragma.

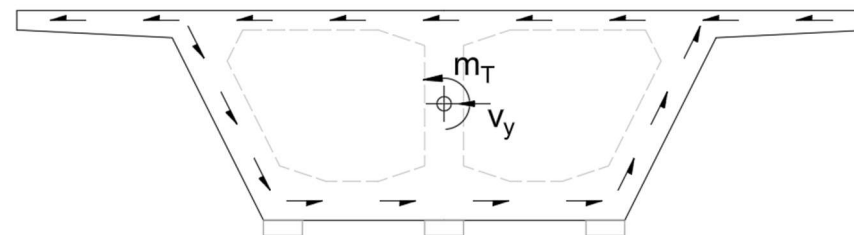


Figura 6.67 Esfuerzos y cortantes de eje horizontal

El máximo momento torsor en las secciones sobre pilas es de 7250.05 kN·m/m. Tras transformar dicho momento en un sistema de fuerzas equivalentes y aplicarlas al modelo de bielas y tirantes descrito anteriormente, se obtienen las tracciones máximas generadas en los tirantes, que se indican a continuación:

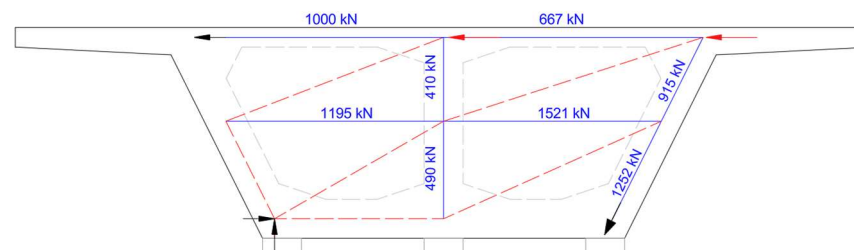


Figura 6.68 Modelo B-T de diafragma bajo torsor

Tirantes horizontales → Max $F_t \approx 1200 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow 30 \text{ cm}^2/\text{m}$

Tirantes verticales $\begin{cases} \text{centro} \rightarrow \text{Max } F_t \approx 500 \text{ kN} \rightarrow 12.5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{bordes} \rightarrow \text{Max } F_t \approx 1250 \text{ kN} \rightarrow 31.25 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$

Para el cálculo de la armadura longitudinal en las secciones macizadas, primero se determina las fuerzas equivalentes en el contorno de las regiones D.

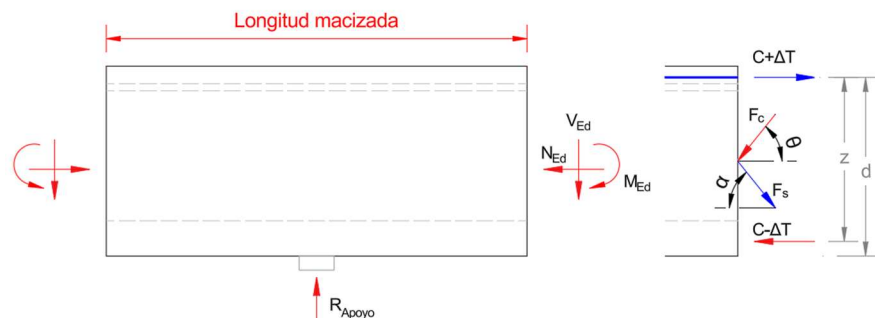


Figura 6.69 Esfuerzos y sistema equivalente de fuerzas puntuales

El valor máximo del esfuerzo flector en el contorno, considerando el efecto del pretensado, es de -80 926.93 kN·m. El esfuerzo cortante asociado alcanza un valor de 16 484.66 kN. A partir de estos resultados, las fuerzas equivalentes del sistema se determinan de la siguiente manera:

$$C = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - v_1)}{z}; T = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - v_1 - z)}{z}$$

$$\Delta T = \frac{V_{Ed}}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha); z = 2.37 \text{ m}$$

$$F_s = \frac{V_{Ed}}{\sin \alpha} \cdot \frac{\cot \alpha}{(\cot \theta + \cot \alpha)}; \alpha = 90^\circ \rightarrow F_s = 0$$

$$F_c = \frac{V_{Ed}}{\sin \theta} \cdot \frac{\cot \theta}{(\cot \theta + \cot \alpha)}; \theta = 45^\circ$$

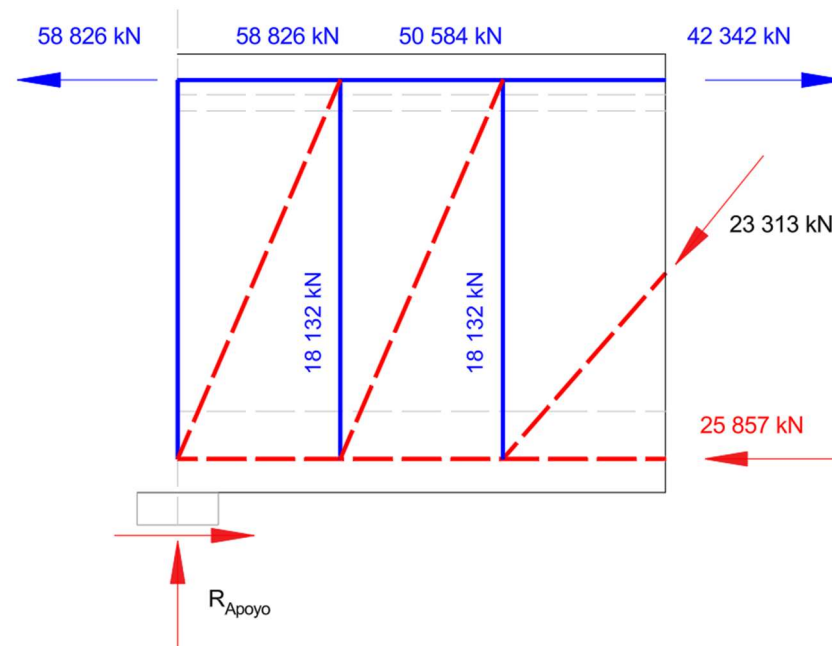


Figura 6.70 Modelo de BT y valores de las tirantes

El valor de la fuerza de tracción máxima en el ala superior es de aproximadamente 60 000 kN. Dividiendo esta fuerza entre el ancho del ala, 11 m, se obtiene una cuantía de armadura longitudinal de 136.4 cm²/m. En cuanto al armado vertical, el valor máximo del tirante es de aproximadamente 18 150 kN. Considerando como ancho del alma el lado menor de la sección trapezoidal, 4.65 m, se deduce una cuantía de armadura vertical necesaria de 97.6 cm²/m.

En la tabla siguiente se recopilan las cuantías necesarias en las secciones macizadas de los apoyos.

	Cuantía (cm ² /m)		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
Losa Superior	136.40	43.18	-
Alma	-	30.00	97.60

Tabla 6.29 Cuantías de armado a disponer en las secciones macizadas en apoyos

Diafragmas de estribos

En el caso de estribos suele ser posible aumentar de la separación entre apoyos con objeto de aumentar el brazo requerido para transmitir adecuadamente la torsión del tablero al estribo mediante un par de fuerzas.

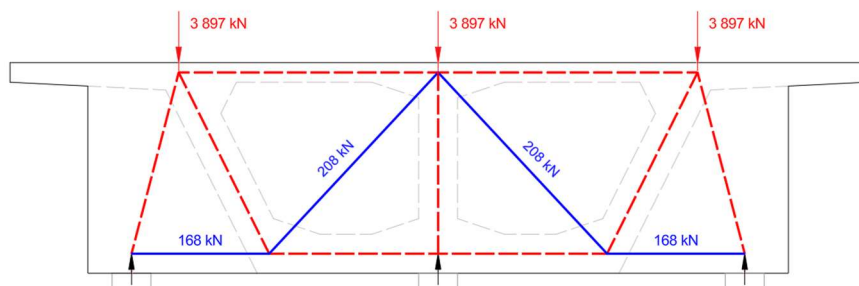


Figura 6.71 Modelo B-T de diafragma en estribo

En este caso se plantea la necesidad de transmitir los cortantes desde las almas hasta los dos apoyos. En la figura anterior, se presenta el caso en que la torsión es pequeña y es preponderante el cortante que se transmite por las almas.

Anclaje en regiones D

El anclaje de los cables del pretensado de la última fase constructiva se produce en el estribo. Por tanto, a las armaduras obtenidas del modelo de bielas y tirantes anterior se deben añadir aquellas necesarias para garantizar la transmisión de esfuerzos de anclaje,

así como para asegurar la difusión horizontal de la fuerza de pretensado en el entorno del anclaje.

En el otro estribo, el inicial, como armado longitudinal se dispondrá el correspondiente las cuantías mínimas, puesto que los esfuerzos flectores son nulos o de valor bajos en dichas secciones.

El trazado medio de los cables en el estribo ejecutado en la última fase está comprendido dentro del núcleo central de la sección, por tanto las zonas de regularización de tensiones quedan representado mediante el siguiente modelo de bielas y tirantes:

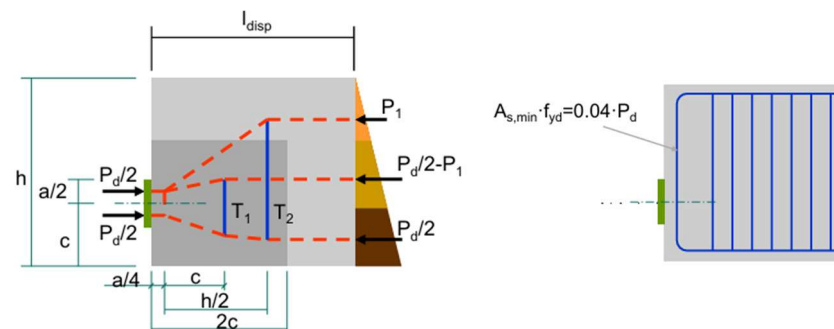


Figura 6.72 Modelo de BT en las zonas de anclajes

Para el diseño y cálculo de los anclajes de pretensado en las zonas macizadas se sigue la siguiente metodología:

- Se calculan los tirantes verticales T1 y T2.
- Se determinan las tracciones máximas en régimen elástico

$$\sigma = \alpha \cdot \frac{T}{b \cdot l_p}; \begin{cases} \alpha = 2 \text{ compresiones cercanas al anclaje} \\ \alpha = 8 \text{ tracciones cercanas al anclaje} \end{cases}$$

- Si $\sigma < f_{ctd}$ no es necesaria la armadura, se dispone la mínima.

- Si $\sigma > f_{ctd}$ se coloca armadura de acuerdo con el método de bielas y tirantes.

$$A_s = \frac{T}{f_{sy}}; \begin{cases} f_{sy} \approx 250 \text{ MPa} \rightarrow \text{Art 8.10.3(104) A21} - CE \\ \text{No se requiere comprobación de abertura de fisura} \end{cases}$$

- Se debe considerar la difusión del pretensado tanto en alzado como en planta

Los anclajes se disponen según la configuración que se muestra en la figura inferior. Con esta disposición, se proponen los siguientes modelos de bielas y tirantes para representar el comportamiento de los tendones ubicados en las zonas laterales y en la parte central.

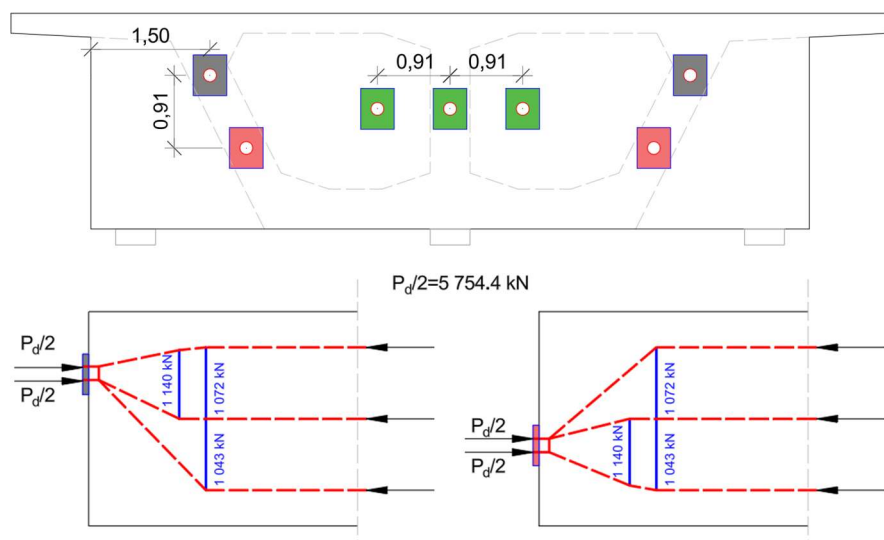


Figura 6.73 Modelos BT de los tendones laterales

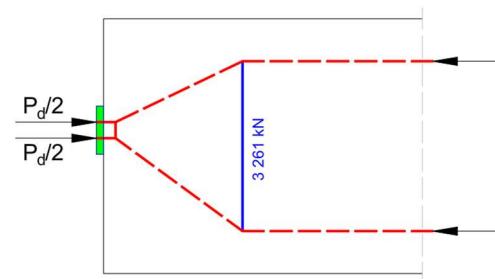


Figura 6.74 Modelos BT de los tendones centrales:

f_{ctk} (3 días)	2.44 MPa		
f_{ctd} (3 días)	1.63 MPa	α	2

	T1	T2	b	σ
Tendón	kN	kN	m	MPa
Lateral superior	1140	1072	2	0.74
Lateral inferior	1140	1072	2	0.74
Central	3261	-	0.91	2.39

Tabla 6.30 Tensiones de tracción en la zona de anclaje

Como las tensiones en los tendones laterales son inferiores a f_{ctd} , se colocan las armaduras mínimas por metro de ancho conforme a las siguientes expresiones:

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \frac{f_{ctk} \cdot l_p}{f_{yd} \cdot \alpha} = 100 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Borde} \rightarrow A_s = 0.04 \cdot \frac{P_d}{f_{yd} \cdot b} = \frac{0.04 \cdot 11508.75}{435 \cdot 10^3 \cdot 1} \cdot 10^4 = 10.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En los tendones ubicados en la zona central, la menor distancia entre anclajes reduce el ancho efectivo, lo que incrementa las tensiones generadas. La cuantía de armadura necesaria para absorber estas tracciones se calcula conforme al procedimiento siguiente:

$$A_s = \frac{T}{f_{sy}} = 130.44 \text{ cm}^2 \rightarrow b = 0.91 \text{ m} \rightarrow 143.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En las zonas de apoyo de puentes la distancia desde el borde del área cargada al borde libre de la sección de hormigón no debe ser inferior a 1/6 de la dimensión correspondiente de la zona cargada, medida en la misma dirección. En ningún caso se puede tomar una distancia al borde libre inferior a 50 mm.

Con el fin de evitar los daños locales en los bordes de las piezas, se debe disponer una armadura paralela a la cara cargada y uniformemente distribuida hasta el punto en que las tensiones locales de compresión se hayan dispersado. Este punto se determina dibujando una línea inclinada formando con un ángulo θ (30°) con la dirección de aplicación de la carga, desde el borde de la superficie cargada hasta la intersección con el borde opuesto de la pieza, como se muestra en la figura de abajo. La armadura dispuesta para evitar el deslizamiento del borde se tiene que anclar de forma adecuada.

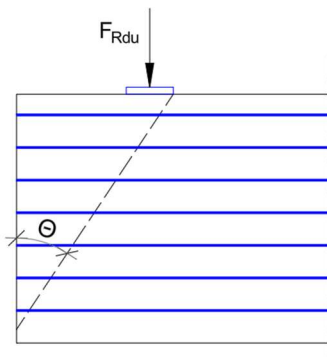


Figura 6.75 Determinación de la zona de colocación de armadura

La armadura dispuesta con el fin de evitar los daños locales en los bordes de las piezas (A_r), debe calcularse de acuerdo con la expresión:

$$A_r \cdot f_{yd} \geq \frac{F_{R,du}}{2} \rightarrow F_{R,du} = 11690 \text{ kN} \rightarrow A_r = 134.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Losa superior} \rightarrow A_r = \frac{134.37}{11} = 12.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Alma} \rightarrow A_r = \frac{134.37}{9} = 14.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adicionalmente, en las zonas de anclaje donde se vayan a anclar dos o más armaduras activas se debe comprobar la tensión existente detrás de las placas de anclaje de la siguiente forma (Art J.104.2 A21-CE):

- La distancia mínima entre eje del anclaje y el borde del hormigón no puede ser menor que la especificada en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. Este valor mínimo depende de la resistencia del hormigón en el momento del tesado. (Punto verificado en el apartado 6.2.7)
- La armadura necesaria para prevenir la rotura y el desconchamiento en las zonas de anclaje se determina en relación a un prisma rectangular de hormigón conocido como el prisma transversal de regularización, situado detrás de cada anclaje. La sección del prisma asociado a cada rectángulo se le conoce como rectángulo asociado. El rectángulo asociado tiene el mismo centro y los mismos ejes de simetría que la placa de anclaje y deberá cumplir:

$$\frac{P_{max}}{c - c'} \leq 0.6 \cdot f_{ck}(t); t = 3 \text{ días}$$

El rectángulo asociado debe tener aproximadamente el mismo coeficiente de forma que la placa de anclaje. Esta condición se cumple si c/a y c'/a' no son mayores que $1.25 \cdot \sqrt{(c - c')/(a - a')}$,

donde a y a' son las dimensiones del rectángulo más pequeño que contiene la placa de anclaje.

Luego:

$$\frac{11509}{0.91 \cdot 0.91} \cdot 10^{-3} = 13.89 \leq 0.6 \cdot 26.7 = 16.02 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

La armadura necesaria para prevenir la rotura y el desconchamiento del hormigón en cada prisma de regularización (definido anteriormente) no puede ser inferior a:

$$A_s = 0.15 \cdot \frac{P_{max}}{f_{yd}} \cdot \gamma_{p,unfav}; \gamma_{p,unfav} \geq 1.20$$

$$A_s = 0.15 \cdot \frac{11\,509 \cdot 10^4}{435 \cdot 10^3} \cdot 1.20 = 39.69 \text{ cm}^2$$

Se debe distribuir la armadura pasiva en las dos direcciones a lo largo de la longitud del prisma. El área de armadura pasiva dispuesta en la cara cargada no puede ser inferior a $0.05 \cdot \frac{P_{max}}{f_{yd}} \cdot \gamma_{p,unfav} = 13.23 \text{ cm}^2$ en cada dirección.

El fabricante en su Evaluación Técnica Europea propone el siguiente armado de zunchado junto a los anclajes en las estructuras de hormigón.

Los zunchos que se indican en las tablas que aparecen a continuación se deducen de las armaduras empleadas en los prismas de ensayo y para una resistencia cilíndrica del hormigón de 24 ó 44 MPa. Si se trata de otras resistencias, se podrán interpolar los valores indicados en las tablas.

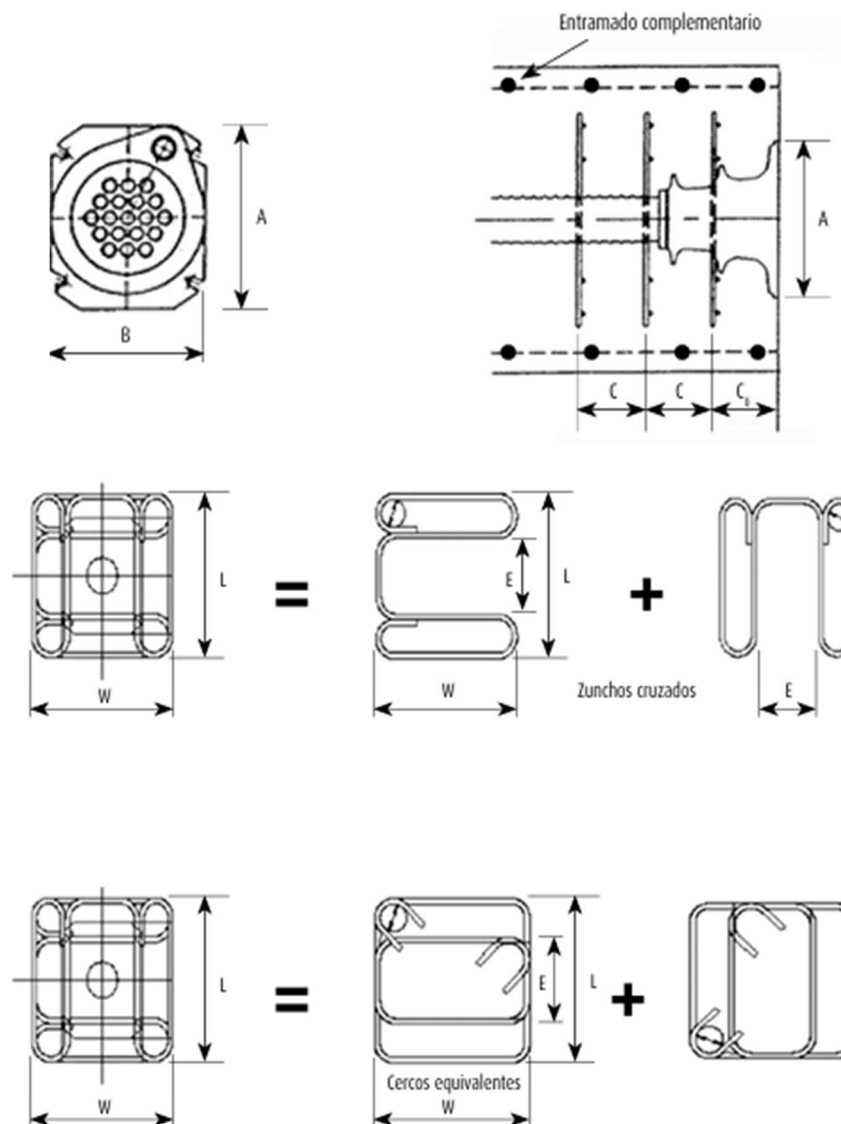


Figura 6.76 Esquema de zunchado propuesto por Freyssinet

		Número de capas	Zunchos cruzados o cercos equivalentes (FeE 235)						(B500) Elementos complementarios (cercos)		
$f_{cm,0}$ (Mpa)	Unidades		Co (mm)	C (mm)	Diámetro d (mm)	Diámetro mandril D (mm)	Distancia centro mínima E (mm)	Distancia sin L0 (mm)	Paso (mm)	Diámetro d (mm)	Número
24	37C15	4	250	225	20	130	270	740	130	25	5
	55C15	5	290	200	25	160	340	1050	200	20	6
44	37C15	4	250	225	20	120	270	600	210	20	4
	55C15	5	290	255	25	150	340	730	200	20	4

Tabla 6.31 Zunchados propuesto por Freyssinet

Los modelos anteriores de bielas y tirantes utilizados para dimensionar la armadura pasiva en las zonas de anclaje se desarrollaron bajo la hipótesis de que las placas de anclaje eran verticales. No obstante, dichas placas están inclinadas, de acuerdo con el plano perpendicular a la pendiente de los tendones en la zona de anclaje. Para simplificar se puede asumir que el ángulo de dispersión de la fuerza de pretensado comienza a partir del extremo del dispositivo de anclaje y es igual a 2β , suponiendo $\beta = \arctan 2/3$.

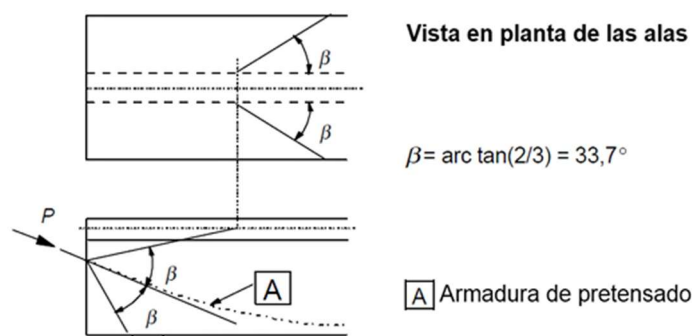


Figura 6.77 Dispersión del pretensado. A19.8.18 CE

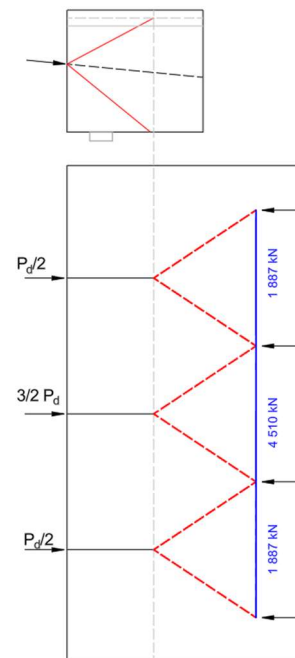


Figura 6.78 Tirantes por dispersión del pretensado en la losa superior

$$A_s = \frac{1887 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^3} = 47.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s/s = \frac{47.18}{0.5} = 94.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \frac{4510 \cdot 10^4}{400 \cdot 10^3} = 112.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s/s = \frac{112.75}{0.6} = 188 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la imagen siguiente se recopilan las cuantías necesarias en las secciones macizadas de los estribos:

	Cuantía (cm ² /m)			
	Longitudinal	Transversal		Vertical
		Zona central b=4.65 m	Laterales	
Losa Superior	12.22	188.00	94.36	-
Alma	14.93	112.75	47.18	143.34

Tabla 6.32 Cuantías a disponer en los estribos

Por otro lado, se exige la necesidad de la comprobación nodal, dado que las secciones tienen anchos suficientes y espesores de biela de forma que se evite el agotamiento de las bielas por excesivas compresiones.

6.3.8.3 Elección del armado

El armado queda definido, por tanto, mediante un entramado de barras extendidas a lo largo de toda la sección, cuya cuantía debe cumplir los mínimos y máximos definidos anteriormente, así como las separaciones mínimas y máximas.

Se deben aplicar las siguientes restricciones relativas a las separaciones entre barras:

- Separación mínima entre barras (A19/Art.8.2 CE):

$$s_{min} = \max\{d_g + 5 \text{ mm}; 60 \text{ mm (vibrado)}; \phi; 20 \text{ mm}\} = 60 \text{ mm}$$

- Separación máxima entre barras (A19/Art.9.3.1.1 CE):

$$s_{max,slabs} = \min\{3 \cdot h; 300 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

Para la sección de apoyos intermedios se opta por disponer la armadura con la siguiente configuración, de forma que se cumplan los armados mínimos:

- El armado longitudinal de la losa superior se compone del armado que continua de las secciones aligeradas ($\phi 25/20$) más un refuerzo de $\phi 32/20$ en la capa superior, y en la cara inferior se disponen $\phi 32/10$. Como armado transversal se mantiene la disposición empleada en las secciones aligeradas.
- El armado secundario vertical se dispone en 28 planos de armado, $\phi 20/20$, colocados cada 20 cm en dirección X.
- El armado secundario horizontal se dispone en 11 planos de armado, $\phi 20/20$, colocados cada 20 cm en dirección X.

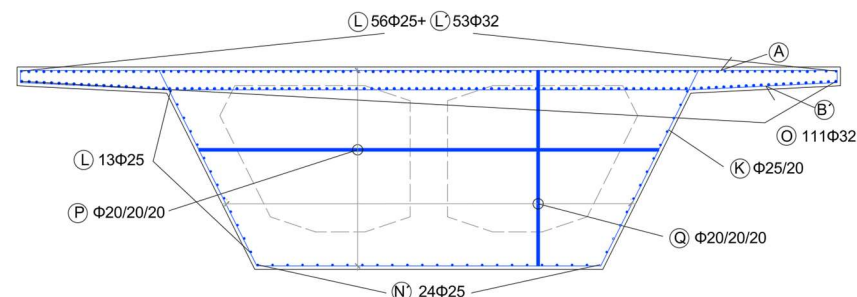


Figura 6.79 Armadura pasiva en secciones macizadas sobre pilas

Para la sección de apoyos intermedios se opta por disponer la armadura con la siguiente configuración, de forma que se cumplan los armados mínimos:

- El armado longitudinal mínimo se compone $\phi 25/20$ tanto en la cara superior como inferior de la sección.
- El armado principal vertical se dispone en 28 planos de armado, $\phi 20/20$, colocados cada 20 cm en dirección X.

- El armado primario horizontal se dispone en 11 planos de armado, $\phi 20/20$, colocados cada 20 cm en dirección X

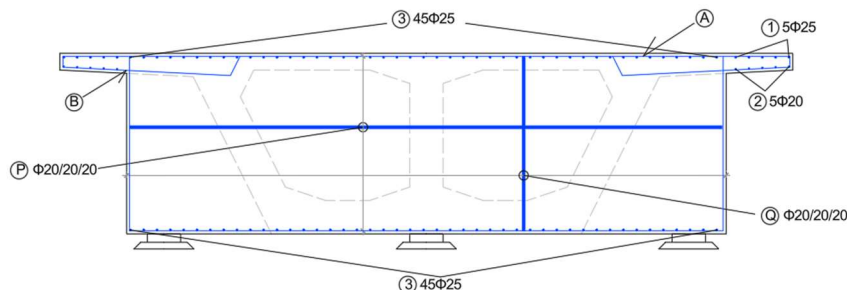


Figura 6.80 Armadura pasiva en estribos

6.3.9 LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPE

Las indicaciones que rigen la definición de las longitudes de anclaje y solape deben establecerse de acuerdo con el artículo 8.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

La armadura de barras se debe anclar de modo que las fuerzas de adherencia se transmitan de forma segura al hormigón y se eviten las fisuras longitudinales y los desconchones.

Se debe tener en cuenta que las patillas y los ganchos no contribuyen a los anclajes en compresión.

En cuanto a la tensión última de adherencia, esta debe ser suficiente para prevenir los fallos por adherencia. Su valor de cálculo se obtiene de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

donde:

f_{ctd} : valor de cálculo de la resistencia a tracción

η_1 : coeficiente relacionado con la condición de adherencia

η_2 : coeficiente relacionado con el diámetro de la barra

Los valores de estos parámetros para combinación ELU Persistente:

$$f_{ctd} = \alpha \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot \frac{50^{\frac{2}{3}}}{1.5} = 1.90 \text{ MPa}$$

Dado que existen barras en situaciones de mala y buena adherencia, se toma del lado de la seguridad un valor de $\eta_1 = 0.7$. No se emplean barras corrugadas con diámetro superior a $\phi 32$ mm ($\eta_2 = 1$).

Luego:

$$f_{bd} = 1.15 \text{ MPa}$$

Para el cálculo de la longitud básica de anclaje se debería tener en cuenta el tipo de acero y las condiciones de adherencia de las barras. La longitud básica de anclaje se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

La longitud básica de anclaje requerida $l_{b,rqd}$ para anclar la fuerza $A_s \cdot \sigma_{sd}$ en una barra recta suponiendo la tensión de adherencia constante e igual a f_{bd} , se deduce de:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = l_b \cdot \frac{A_{s,necesaria}}{A_{s,real}}$$

La longitud neta de anclaje l_{bd} es:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \nless l_{b,min}$$

α_1 : coeficiente que tiene en cuenta la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado.

α_2 : coeficiente que tiene en cuenta el efecto del recubrimiento mínimo de la armadura

α_3 : coeficiente que tiene en cuenta el efecto de confinamiento debido a la armadura transversal

α_4 : coeficiente que tiene en cuenta la influencia de barras transversales soldadas a lo largo de la longitud neta de anclaje.

α_5 : coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la presión transversal a lo largo de la longitud neta de anclaje.

Se debe considerar que el producto $(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) \geq 0.7$ y $\alpha_1 = 1$ de lado de la seguridad, se obtiene el siguiente valor para la longitud neta de anclaje:

$$l_{bd} = l_{b,rqd}$$

La mínima longitud neta de anclaje se obtiene mediante las siguientes expresiones:

Arm. en tracción $\rightarrow l_{b,min} \geq \max \{0.6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\}$

Arm. en compresión $\rightarrow l_{b,min} \geq \max \{0.3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\}$

Los valores de anclaje de las armaduras rectas en función del diámetro de la armadura y condiciones de adherencia se indica en la tabla siguiente:

$A_s/A_{s,real}=1$	Longitud neta de anclaje, l_{bd} (m)			
	Tracción		Compresión	
	ϕ	Buena Adh.	Mala Adh.	Buena Adh.
6	0.15	0.21	0.15	0.21
8	0.2	0.29	0.2	0.29
10	0.25	0.36	0.25	0.36
12	0.3	0.43	0.3	0.43
14	0.35	0.5	0.35	0.5
16	0.4	0.57	0.4	0.57
20	0.5	0.71	0.5	0.71
25	0.63	0.89	0.63	0.89
32	1.02	1.43	1.02	1.43
40	1.6	2.24	1.6	2.24

Tabla 6.33 Longitudes de anclaje en elementos no armados con mínimos

$A_s/A_{s,real}=0.7$	Longitud neta de anclaje, l_{bd} (m)			
	Tracción		Compresión	
	ϕ	Buena Adh.	Mala Adh.	Buena Adh.
6	0.15	0.15	0.15	0.15
8	0.15	0.2	0.15	0.2
10	0.17	0.25	0.17	0.25
12	0.21	0.3	0.21	0.3
14	0.24	0.35	0.24	0.35
16	0.28	0.4	0.28	0.4
20	0.35	0.5	0.35	0.5
25	0.44	0.63	0.44	0.63
32	0.72	1	0.72	1
40	1.12	1.57	1.12	1.57

Tabla 6.34 Longitudes de anclaje en elementos armados con mínimos

Para el anclaje de cercos y de la armadura de cortante, se debería realizar mediante patillas y ganchos, disponiendo una barra dentro del gancho o patilla. En ganchos la longitud de barra recta tras el doblado debe ser el mayor entre 5ϕ y 50 mm. En patillas el valor debería ser el mayor entre 10ϕ y 70 mm.

Los cercos quedarán cerrados mediante ganchos, cuyo ángulo exterior de doblado será de 160° y se dispondrá de una longitud recta tras el doblado de 80 mm.

En cuanto a los empalmes por solape, el detalle constructivo de los solapes entre barras debe ser tal, que:

- Se asegure la transmisión de las fuerzas de una barra a la siguiente.
- Se impida el desconchado del hormigón en las cercanías de los empalmes.
- Se impida la aparición de grandes fisuras que afecten a las prestaciones de la estructura.

En cuanto a la localización de los solapes:

- Se deben alternar los solapes y no situarlos en zonas de esfuerzos elevados.
- La disposición en todas las secciones debería ser simétrica.

En cuanto a la disposición del empalme por solape de barras debería seguirse los siguientes puntos:

- La distancia libre entre barras solapadas no debería ser mayor que 4ϕ y 50 mm. Por lo tanto se dispondrán 30 mm entre barras.
- La distancia longitudinal entre 2 solapes contiguos no debería ser menor que 0,3 veces la longitud de solape, l_0 .

- En el caso de solapes adyacentes, la distancia libre entre barras contiguas no debería ser menor que 2ϕ y 20 mm. Para los diámetros empleados quedaría, 32 mm para $\phi 16$; 40 mm para $\phi 20$; 50 mm para $\phi 25$ y 64 mm para $\phi 32$. Todos ellos se cumplen dado que la distancia entre barras es superior (65 mm).

Al encontrarse la armadura dispuesta en varias capas, el porcentaje admisible de barras solapadas en una misma sección es del 50%.

En cuanto al valor de la longitud de solape de cálculo, esta se rige por la siguiente fórmula:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_5 = 1; \alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda \rightarrow k = 0.05 \text{ y } \lambda = A_{st}/A_s$$

$$\alpha_6 = \sqrt{\rho_1/25} \geq 1 \text{ y } \leq 1.5; \rho_1 = \% \text{ de armadura solapada}$$

$$l_{0,min} \geq \max \{0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}$$

Se decide que en cada sección se solape un tercio de la armadura total a solapar, de forma que en 2.6 veces la longitud de solape, se encuentren todos los centros de las longitudes de solape consideradas, garantizando, a su vez, las condiciones descritas con anterioridad

La siguiente tabla contiene los resultados para las longitudes de solape, en las que si dos barras contiguas solapadas tienen distinta longitud de solape l_0 se tomará la mayor de las 2 para el solape entre ellas:

$A_s/A_{s,real}=1$ $s < 10 \cdot \phi$ ϕ	Longitud de solapo l_0 (m)			
	Tracción		Compresión	
	Buena Adh.	Mala Adh.	Buena Adh.	Mala Adh.
6	0.27	0.39	0.15	0.21
8	0.36	0.51	0.2	0.29
10	0.45	0.64	0.25	0.36
12	0.54	0.77	0.3	0.43
14	0.63	0.9	0.35	0.5
16	0.72	1.03	0.4	0.57
20	0.9	1.29	0.5	0.71
25	1.13	1.61	0.63	0.89
32	1.84	2.58	1.02	1.43
40	2.88	4.03	1.6	2.24

Tabla 6.35 Longitudes de solapo en elementos no armados con mínimos

$A_s/A_{s,real}=0.7$ $s < 10 \cdot \phi$ ϕ	Longitud de solapo l_0 (m)			
	Tracción		Compresión	
	Buena Adh.	Mala Adh.	Buena Adh.	Mala Adh.
6	0.27	0.27	0.15	0.15
8	0.27	0.36	0.15	0.2
10	0.32	0.45	0.17	0.25
12	0.38	0.54	0.21	0.3
14	0.44	0.63	0.24	0.35
16	0.5	0.72	0.28	0.4
20	0.63	0.9	0.35	0.5
25	0.79	1.13	0.44	0.63
32	1.29	1.81	0.72	1.00
40	2.02	2.82	1.12	1.57

Tabla 6.36 Longitudes de solapo en elementos armados con mínimos

6.4 E.L.S DE FISURACIÓN

La comprobación del Estado Límite de servicio de fisuración, de acuerdo con la tabla 27.2 del Anejo 19 del Código Estructural, se debe realizar en elementos de hormigón pretensado, para la combinación frecuente.

Clase de exposición	w_{max} (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasi-permanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0 ⁽²⁾ , XC1 ⁽²⁾	0,4	0,2
XC2, XC3, XF1, XF3, XC4	0,3	0,2 ⁽¹⁾
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1 ⁽³⁾	0,2	Descompresión
XS3, XA2 ⁽³⁾ , XA3 ⁽³⁾	0,1	

Tabla 6.37 Tabla 27.2 del A19 CE

En primer lugar, se debería de comprobar, previamente a la comprobación del cumplimiento de la abertura máxima de fisura, si la sección fisura o no para la situación frecuente.

Se define la fisuración de una sección, cuando se supera la resistencia eficaz a tracción de una sección en la fibra más traccionada, para la combinación de cargas actuantes sobre la sección. De esta forma, se puede obtener un momento último de fisuración, M_{fis} , a partir del cual la sección fisura. Por lo tanto, se debe comprobar que el momento de cálculo M_{Ed} no supere el valor definido por M_{fis} , para cada una de las secciones.

En el caso de una sección pretensada, el procedimiento de cálculo resulta menos directo que en una sección de hormigón armado convencional, pero sigue siendo suficientemente sencillo como para

poder plantearse de forma manual. En esencia, basta con superponer la tensión generada por el pretensado a la tensión derivada de las acciones externas, evaluándola en la fibra más desfavorable a tracción.

$$M_{fis} = P_k(t) \cdot \left(e + \frac{W}{A_h} \right) + W_h \cdot \left(f_{ctm} + \frac{N_{ext}}{A_h} \right)$$

donde:

W_h : módulo resistente de la sección homogeneizada respecto a la fibra más traccionada.

A_h : es el área homogeneizada de la sección.

f_{ctm} : es la resistencia media a tracción del hormigón empleado

$P_k(t)$: es el valor de la fuerza de pretensado en el instante de la evaluación

e : excentricidad del pretensado respecto al centro de gravedad.

Esta expresión depende de forma explícita del tiempo, no solo a través del valor de la fuerza de pretensado, sino también de todas las variables implicadas en las dos fórmulas expuestas. En efecto, el cálculo de M_{fis} resulta extraordinariamente complejo, dado que intervienen el comportamiento diferido del hormigón y del acero, ambos dependientes del tiempo (fluencia, retracción y relajación). No obstante, con el fin de simplificar el proceso de verificación, se adoptan los valores característicos de las propiedades mecánicas de los materiales referidos a los 28 días, así como el valor más desfavorable de la fuerza de pretensado, si procede. De este modo, se evita incorporar de forma explícita los fenómenos diferidos que afectan a la sección

En la siguiente tabla se recogen la envolvente de flectores bajo combinación frecuente y los momentos de fisuración para ambas curvaturas (positiva y negativa).

Sección	x (m)	ELS M_{ed} (kN·m)		M_{fis} (kN·m)		Fisura ϵ ?	
		Env _{max}	Env _{min}	F+	F-	F+	F-
Estribo	0.00	0.00	0.00	78549.52	-101670.90	NO	NO
Mitad transición	5.48	6965.53	-3399.36	61850.82	-77768.25	NO	NO
Inicio transición	7.48	8768.12	-4710.25	61991.41	-77945.02	NO	NO
1/3 Vano	16.95	15068.69	-8529.48	62699.36	-78835.16	NO	NO
C-L Vano	24.93	18195.06	-8232.24	63400.79	-79717.11	NO	NO
2/3 Vano	33.40	19967.64	-4304.91	64156.04	-80666.72	NO	NO
Inicio transición	42.87	24930.78	2293.26	64593.38	-81216.61	NO	NO
Mitad transición	44.87	24346.47	592.04	64488.05	-81084.18	NO	NO
Pila 1	50.35	2317.79	-28222.34	82553.26	-98221.03	NO	NO
1/3 Vano	71.42	31489.30	4510.33	62316.26	-78353.48	NO	NO
C-L Vano	81.89	31063.22	866.09	63155.31	-79408.45	NO	NO
2/3 Vano	92.36	30271.81	2572.88	63932.75	-80385.98	NO	NO
Pila 2	113.30	1601.27	-28513.20	82271.47	-106488.43	NO	NO
Mitad transición	119.11	30099.98	7053.51	63618.55	-79990.92	NO	NO
Inicio transición	121.53	33684.15	11993.18	63679.14	-80067.09	NO	NO
1/3 Vano	134.37	31715.89	4418.13	62341.70	-78385.47	NO	NO
C-L Vano	144.84	31451.31	1247.43	63185.96	-79447.00	NO	NO
2/3 Vano	155.31	30862.40	3161.16	63954.61	-80413.45	NO	NO
Inicio transición	167.77	35335.01	12956.30	64306.69	-80856.15	NO	NO
Mitad transición	171.26	29523.15	5037.21	64158.74	-80670.12	NO	NO
Pila 3	176.25	3013.79	-27967.19	82243.60	-106452.35	NO	NO
1/6 Vano	184.97	34550.18	12272.57	63705.66	-80100.44	NO	NO
1/3 Vano	197.32	31583.03	3809.93	62324.62	-78363.98	NO	NO
C-L Vano	207.79	30441.79	251.92	63140.13	-79389.37	NO	NO
2/3 Vano	218.26	28920.60	1698.31	63900.42	-80345.33	NO	NO
5/6 Vano	230.22	32245.65	10859.12	64316.91	-80869.00	NO	NO
Pila 4	239.20	-472.68	-30588.61	82313.98	-106543.45	NO	NO
1/3 Vano	260.27	33492.05	5720.07	62240.24	-78257.89	NO	NO
C-L Vano	270.74	34698.14	4509.21	63167.79	-79424.15	NO	NO
2/3 Vano	281.21	35614.05	8712.54	63958.45	-80418.28	NO	NO
Pila 5	302.15	10882.95	-19658.36	81873.85	-30123.61	NO	NO
Mitad transición	307.47	29653.12	5788.62	63676.11	-80063.29	NO	NO
Inicio transición	309.90	27881.00	5356.42	63855.15	-80288.40	NO	NO
1/3 Vano	318.71	24064.25	11.13	56387.83	-70899.36	NO	NO
C-L Vano	327.16	20566.23	-5879.97	56846.79	-71476.43	NO	NO
2/3 Vano	335.61	15276.72	-8290.69	56541.75	-71092.88	NO	NO
Inicio transición	345.05	8500.05	-4944.10	55769.06	-70121.33	NO	NO
Mitad transición	347.03	6717.84	-3618.03	55622.87	-69937.53	NO	NO
Estribo	352.50	0.00	0.00	70482.05	-91228.74	NO	NO

Tabla 6.38 Comprobación fisuración en secciones de control

Como se puede observar, no fisura ninguna sección del tablero. Esto se debe al elevado valor del esfuerzo axil, debido al pretensado, cuyo diseño, tal y como se ha explicado con anterioridad, sigue como criterio evitar el estado de descompresión. Esto es, que se generen tensiones de tracción superior a la resistencia media a flexotracción.

Por lo tanto, queda comprobado el Estado Límite de Servicio de Fisuración.

6.5 ELS DE DEFORMACIÓN. FLECHAS

De acorde a la IAP-11, se debe verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supere $L/1000$.

Sobrecarga uniforme $\rightarrow 44.5 \text{ kN/m}$; $\psi_1 = 0.75$

Vehículo pesado $\rightarrow 50 \text{ kN/m}$; $\psi_1 = 0.4$

$$f = \frac{Q_{S.U} \psi_1 L^4}{384 E_{cm} I} = \frac{(44.5 \cdot 0.75 + 50 \cdot 0.4) \cdot 62.95^4}{384 \cdot 37277.87 \cdot 10^3 \cdot 8.61} = 0.68 \text{ cm}$$

La flecha diferida se determina siguiendo el mismo procedimiento que para la flecha instantánea, con la única diferencia de que se emplea el módulo de deformación del hormigón correspondiente a los efectos diferidos.

$$E = \frac{E_{cm}}{(1 + X * \varphi(t, t_0))} = 37277.87 / (1 + 0.8 \cdot 1.83) = 15.13 \text{ GPa}$$

$$f = \frac{Q_{s.u} \psi_1 L^4}{384 E I} = \frac{(44.5 \cdot 0.75 + 50 \cdot 0.4) \cdot 62.95^4}{384 \cdot 15129 \cdot 10^3 \cdot 8.61} = 1.68 \text{ cm}$$

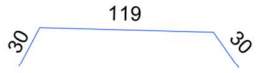
La flecha total se obtiene de la suma de las anteriores:

$$f_t = 0.68 + 1.68 = 2.36 \text{ cm} < \frac{6295}{1000} = 6.295 \text{ cm}$$

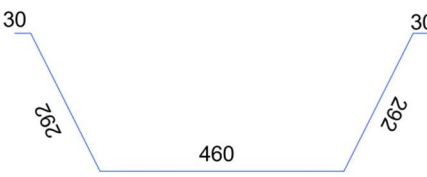
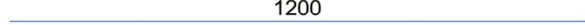
Se verifica que la flecha de la estructura se encuentra dentro de los límites admisibles. Es importante señalar que el pretensado induce

una contraflecha que equilibra la flecha derivada del peso propio y de las cargas adicionales, resultando una geometría final prácticamente horizontal.

7 CUADRO DE DESPIECES Y MEDICONES

ID	Φ	Forma cm	Nº de piezas	Longitud unitaria	LONGITUD TOTAL	Peso	PESO TOTAL
	mm			m	m	kg/m	kg
A	25		1175	11.23	13195.25	3.85	50846.05
B	20		2350	3.00	7050	2.47	17386.36
B'	25		150	11.26	1689	3.85	6508.32
C	25		1075	1.79	1924.25	3.85	7414.83
D	25		1075	2.38	2558.5	3.85	9858.82
E	25		1075	2.18	2343.5	3.85	9030.35
F	25		1075	3.84	4128	3.85	15906.67
G	25		1075	3.43	3687.25	3.85	14208.30
H	25		1075	3.13	3364.75	3.85	12965.59

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

I	25		1075	1.70	1827.5	3.85	7042.01
J	25		1075	5.60	6020	3.85	23197.23
K	25		1410	11.04	15566.4	3.85	59982.94
L	25		4222	12.00	50664	3.85	195226.62
L'	25		265	9.00	2385	3.85	9190.26
M	20		700	12.00	8400	2.47	20715.66
N	32		2070	12.00	24840	6.31	156823.48
N'	25		120	9.00	1080	3.85	4161.63
O	32		555	9.00	4995	6.31	31535.16
P	20		1650	6.85	11302.5	2.47	27873.66

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

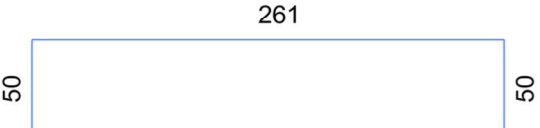
Q	20		4200	2.60	10920	2.47	26930.36
1	25		20	4.80	96	3.85	369.92
2	20		20	4.80	96	2.47	236.75
3	25		180	4.80	864	3.85	3329.30
3'	25		90	3.61	324.9	3.85	1251.96
						Σ	711992.23

Tabla 7.1 Cuadro de despieces y mediciones

Superficie de tablero: 3877.50 m²

Volumen total de hormigón: 3488.57 m³

m³ hormigón /m² tablero: 0.90

kg acero/ m² tablero: 183.62

kg pretensado/ m² tablero: 41.58



ANEJO N° 03. PROCESO CONSTRUCTIVO



ÍNDICE

1	OBJETO.....	1
2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	2
2.1	PREPARACIÓN DE LA OBRA Y OPERACIONES PREVIAS.....	3
2.2	MOVIMIENTOS DE TIERRA.....	3
2.3	EJECUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES.....	4
2.4	EJECUCIÓN DE LAS PILAS Y ESTRIBOS.....	4
2.5	EJECUCIÓN DEL TABLERO.....	4
2.5.1	Preparación cimbra.....	8
2.5.2	Ferrallado.....	8
2.5.3	Hormigonado del tablero.....	9
2.5.4	Tesado del tablero.....	10
2.5.5	Avance de la cimbra.....	10
2.6	EQUIPAMIENTOS Y APERTURA AL TRÁFICO.....	10
3	CONCLUSIONES.....	11



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Alzado general del puente	1
Figura 1.2 Sección transversal del tablero.....	2
Figura 2.1 Fases 0,1 y 2 de ejecución del tablero.....	5
Figura 2.2 Fases 3,4 y 5 de ejecución del tablero.....	6
Figura 2.3 Fase final en la ejecución del tablero.....	7
Figura 2.4 Avance de cimbra entre apoyos. Fuente: https://www.nrsas.com	8
Figura 2.5 Colocación de ferralla sobre el encofrado con grúa.	8
Figura 2.6 Fases de hormigonado	9
Figura 2.7 Esquema de cables acoplados en cada vano y solapados cada dos vanos	10



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Alturas mínimas de pilas y estribos	2
Tabla 2.1 Luces de vanos ejecutados en cada fase.....	4
Tabla 2.2 Características del tablero.....	7
Tabla 2.3 Comparativa métodos de ejecución	7
Tabla 2.4 Fuerza de tesado y cables necesarios en cada fase	10

1 OBJETO

El objeto del presente anejo consiste en la descripción del proceso constructivo a partir del cual se desarrolla el plan de obra para el puente sobre la A-1409 y el río Guadalope en la variante de Alcañiz de la CN-232 (Teruel).

La solución estructural adoptada para el puente que cruza el río Guadalope y la carretera A-1409 consiste en un tablero de sección transversal tipo cajón bicelular, de canto constante y pretensado interior adherente.

En planta, el trazado describe un arco con un radio de curvatura de 1.098 m. En alzado longitudinal, el eje presenta una pendiente descendente del 3,0 % en el sentido creciente de los puntos kilométricos (PK). La longitud total del tablero analizado, medida sobre su eje central, es de 352,5 m, dividida en seis vanos:

- ❖ Cuatro vanos interiores de 62,95 m
- ❖ Dos vanos extremos de 50,35 m (equivalentes al 80 % de la luz de los vanos interiores)

Con el objetivo de mejorar la capacidad resistente de la sección frente a momentos flectores y esfuerzos cortantes, se ha dispuesto la eliminación de los aligeramientos en zonas críticas: una franja de 3.0 m a cada lado de los apoyos centrales, así como en zonas de igual longitud adyacentes a los estribos.

La sección transversal del tablero presenta un cajón bicelular con las siguientes dimensiones:

- ❖ Ancho superior total: 11.00 m
- ❖ Ancho inferior: 4.65 m
- ❖ Canto constante: 2.70 m

Las almas laterales están inclinadas a 45°, mientras que el alma central es vertical. En las zonas aligeradas, el canto de las almas es de 0.50 m. La unión entre las almas y la losa superior se resuelve mediante acuerdos triangulares, que suavizan las transiciones geométricas y evitan concentraciones de tensiones.

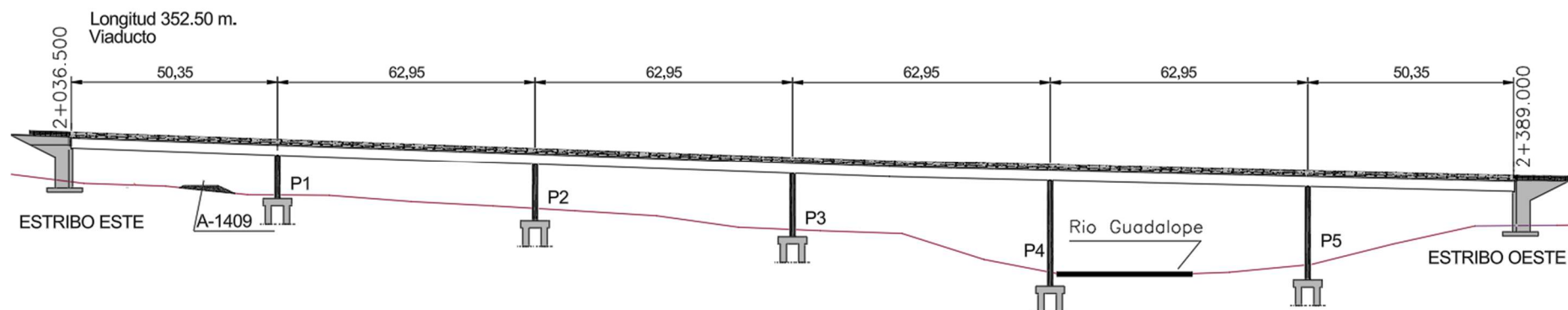


Figura 1.1 Alzado general del puente

Respecto a las alas del tablero, la losa superior se extiende con vuelos de 2.00 metros por cada lado, presentando un espesor variable, que va desde 0.25 metros en los extremos hasta su valor máximo en los encuentros con las almas, donde se garantiza una transición estructural adecuada. Por su parte, la losa inferior mantiene un espesor uniforme de 0.50 metros a lo largo de toda su anchura, que es de 4.65 metros, coincidiendo con la base del cajón y proporcionando continuidad estructural en la zona inferior del tablero.

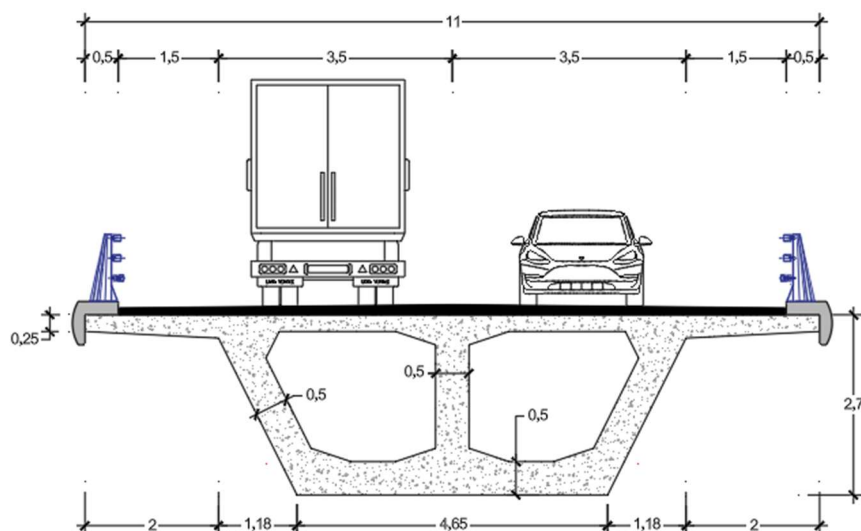


Figura 1.2 Sección transversal del tablero

El bombeo transversal del 2 % se resuelve mediante el perfil del pavimento, resultando un canto superior en el eje del tablero respecto a los bordes.

Aunque no se ha desarrollado el cálculo detallado de la subestructura, se especifican las alturas mínimas necesarias respecto al terreno natural para permitir el montaje del tablero.

Los apoyos intermedios consisten en pantallas de ancho coincidente con la base del tablero (4.65 m). Los estribos son del tipo cerrado con aletas laterales, diseñados para contener el trasdós del terreno y permitir el encaje completo del tablero en su sección transversal.

ELEMENTO	Altura mínima
ESTRIBO ESTE	8.5 m
PILA 1	9.8 m
PILA 2	10.9 m
PILA 3	13.8 m
PILA 4	22.5 m
PILA 5	19.2 m
ESTRIBO OESTE	8.4 m

Tabla 1.1 Alturas mínimas de pilas y estribos

La sección incorpora un total de siete tendones, cuya disposición varía en función de los esfuerzos que actúan en cada sección. En las secciones no centrales del vano se distribuyen de la siguiente manera: dos en cada una de las almas laterales inclinadas y los tres restantes en el alma central.

El proceso constructivo queda limitado por criterios económicos, además de por criterios hidrológicos y medioambientales, dado que el puente se ubica sobre un cauce de un río fluvial.

2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El proceso previsto para la construcción del puente se dividen en las siguientes fases:

2.1 PREPARACIÓN DE LA OBRA Y OPERACIONES PREVIAS

En primer lugar se debe llevar a cabo la retirada de los diversos servicios afectados por la ubicación de la obra y su desvío provisional.

A continuación se ejecutarán los accesos y plataformas de trabajo, adicionalmente se prepara una zona, mediante el desbroce de ésta con pala cargadora, en la que se ubicarán las distintas casetas de obra, suministros de agua y luz, así como otras instalaciones requeridas por los operarios. También se habilitará en esta zona un espacio destinado a los diversos acopios necesarios para las primeras fases de la ejecución de la obra.

Todas estas operaciones deben solaparse con los trabajos de replanteo del terreno, tanto para las zonas destinadas a acopios e instalaciones como para la definición de la ubicación de estribos y pilas, así como el replanteo de los movimientos de tierras a llevar a cabo.

2.2 MOVIMIENTOS DE TIERRA

El viaducto se apoya sobre cinco pilas (P1 a P5) y dos estribos (este y oeste), ubicados sobre un terreno en pendiente con un desnivel de aproximadamente 4 metros entre extremos. El entorno presenta una topografía variada, con pendientes suaves en la zona este, un cauce fluvial en el centro (río Guadalope) y taludes naturales en la margen oeste.

Para la ejecución del movimiento de tierras se prevé la habilitación de accesos y plataformas de trabajo. Las pilas P1 y P2 son accesibles desde la carretera A-1409, por lo que se acondicionarán plataformas mediante desbroce y nivelación. Para las pilas P3, P4 y P5 se habilitarán caminos provisionales de obra en ladera, con rellenos controlados y escolleras si fuera necesario. En el entorno del río, se establecerá un acceso temporal que minimice el impacto ambiental.

La secuencia prevista de los trabajos contempla inicialmente la ejecución de accesos y plataformas para las pilas P1 a P3, seguida de la excavación de sus cimentaciones. Posteriormente se habilitarán accesos a las pilas P4 y P5, y se procederá a sus excavaciones, adoptando medidas especiales para el control del agua. Finalmente, se ejecutarán las excavaciones en las zonas de los estribos, completando con la retirada de tierras sobrantes, la ejecución de rellenos estructurales y la restauración del entorno.

Las pilas P1 y P2 cuentan con acceso directo desde la carretera, lo que permite una excavación mecánica en terreno firme y posterior nivelación de la base mediante rellenos compactados. Las pilas P3 y P5 requerirán caminos temporales y el movimiento de tierras con maquinaria de tamaño medio. En estas zonas se controlará la estabilidad de los taludes mediante pendientes máximas de 2H:1V o con la colocación de escollera.

La pila P4, situada en el cauce del río Guadalope, presenta mayor complejidad. Su excavación podrá requerir el uso de tablestacas, canalizaciones provisionales o bombeo continuo, con una estricta coordinación con la Confederación Hidrográfica para evitar afecciones ambientales. Por su parte, los estribos se ejecutarán tras excavaciones locales, cuidando la estabilización de los taludes en las zonas de trasdós y preparando adecuadamente la base y los drenajes.

Las tierras excavadas serán clasificadas según su aptitud para ser reutilizadas. Las que sean aprovechables se destinarán a rellenos estructurales o caminos provisionales, mientras que el material excedente será transportado a vertedero autorizado. Se preverán zonas de acopio temporal dotadas de medidas contra la erosión.

Durante toda la ejecución se aplicarán medidas ambientales y de seguridad. Se protegerá el cauce mediante encauzamiento temporal y barreras de sedimentos, evitando el movimiento de tierras en épocas de lluvias o caudales elevados. Se instalarán drenajes

provisionales en los frentes de excavación y la maquinaria operará en zonas balizadas para limitar su impacto.

El planteamiento propuesto garantiza el acceso, estabilidad y preparación adecuada para la ejecución de las pilas y estribos del viaducto, priorizando la seguridad, la eficiencia constructiva y el respeto al medio ambiente.

2.3 EJECUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES

La cimentación de todas las pilas (P1 a P5) y estribos se realizará mediante pilotes. El procedimiento constructivo para estos elementos contempla las siguientes fases:

- ❖ Replanteo y excavación de la plataforma de trabajo para alcanzar la cota de arranque de pilotes.
- ❖ Instalación de entibaciones o protección perimetral si las condiciones del terreno lo requieren.
- ❖ Perforación de los pilotes con equipos rotativos (Kelly, CFA o hélice continua, según el terreno y diámetro previsto), garantizando la verticalidad y limpieza de fondo.
- ❖ Introducción de la armadura prefabricada.
- ❖ Hormigonado continuo desde el fondo mediante tubo tremie en caso de presencia de agua, o vertido directo si se encuentra en seco.
- ❖ Comprobación geométrica de profundidad y plomada. Control de integridad mediante ensayos no destructivos si procede.
- ❖ Retirada del entubado, limpieza del cabezal y ejecución del encepado mediante encofrado, armado y hormigonado.

2.4 EJECUCIÓN DE LAS PILAS Y ESTRIBOS

Una vez finalizadas las cimentaciones, se procederá a la ejecución de las pilas y estribos. Las pilas se ejecutarán in situ mediante encofrado vertical sobre los encepados previamente hormigonados. Se emplearán sistemas trepantes o convencionales, dependiendo de la altura. La colocación de armaduras se realizará conforme al detalle

de proyecto, garantizando la continuidad con los anclajes de la cimentación. El vertido del hormigón será por tongadas de altura limitada para evitar coqueras, utilizando vibración mecánica para asegurar su compactación. Tras el desencofrado, se aplicará el tratamiento superficial necesario para garantizar la durabilidad de la estructura.

En el caso de los estribos, se procederá a la ejecución de los muros y aletas laterales tras la colocación del sistema de drenaje, incluyendo geotextiles, tubos drenantes y material granular en trasdós. El hormigonado se hará en fases, comenzando por los muros y luego las aletas. Se instalarán juntas de dilatación y neoprenos conforme a proyecto. Tras el curado, se procederá al relleno y compactación del trasdós por tongadas.

Durante todas estas operaciones, se mantendrán las medidas de seguridad y control de calidad establecidas en el Plan de Obra, incluyendo ensayos de resistencia, verticalidad, alineación y recubrimiento, así como la protección de las armaduras expuestas y la prevención de fisuración por retracción o temperatura

2.5 EJECUCIÓN DEL TABLERO

El tablero se ejecuta vano a vano (span by span) en un total de 6 fases. En cada una de las cinco primeras fases se construyen tramos de 62,95 m de longitud. En la última fase, la fuerza de tesado aplicada es un 80 % de la empleada en las fases anteriores.

	Inicio (m)	Fin (m)	Longitud (m)	P_{max} (kN)
Fase 1	0	62.94	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 2	62.94	125.89	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 3	125.89	188.84	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 4	188.84	251.79	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 5	251.79	314.7375	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 6	314.7375	352.5	37.75	$0.8 \cdot P_{ref}$: 64448

Tabla 2.1 Luces de vanos ejecutados en cada fase

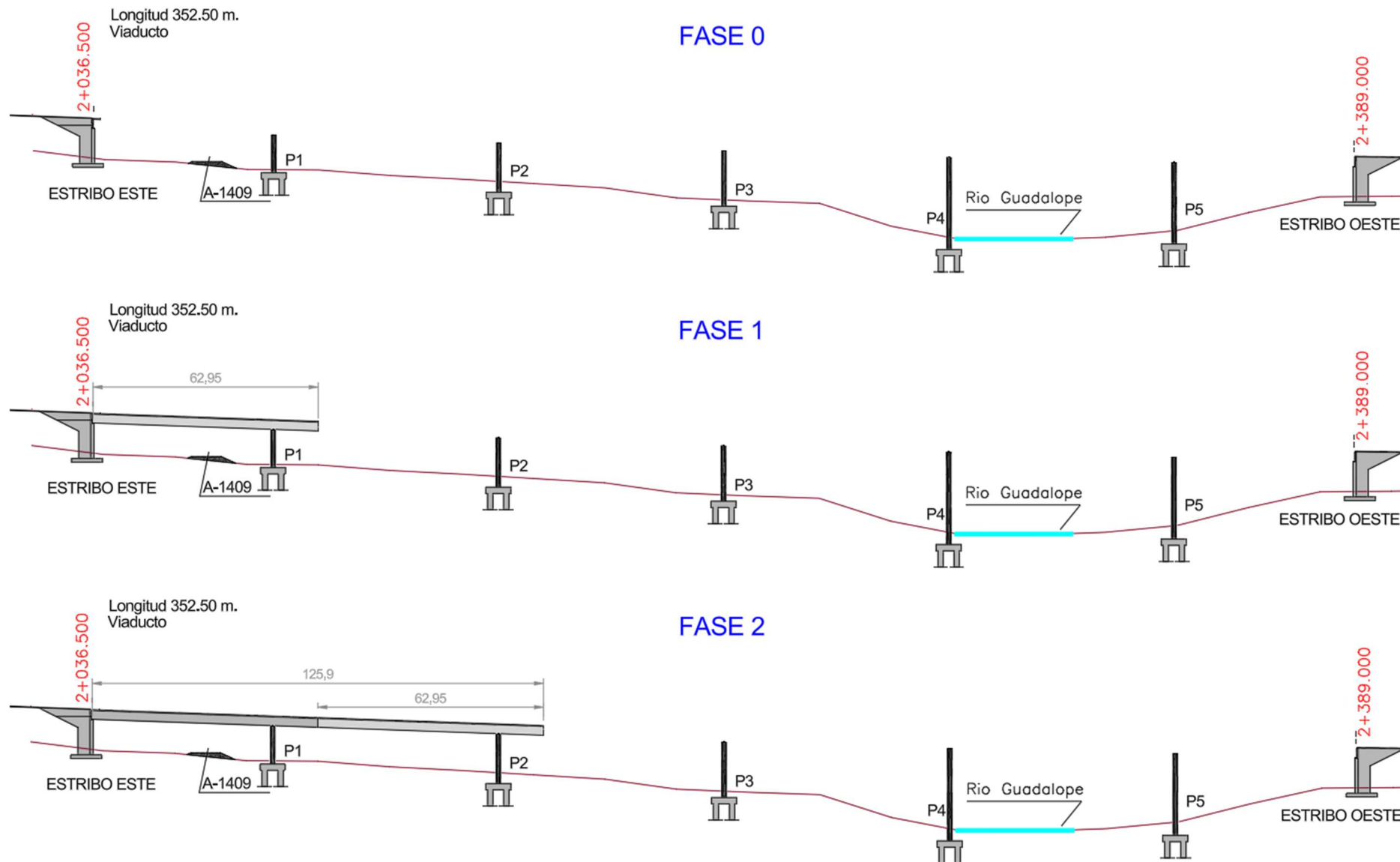


Figura 2.1 Fases 0,1 y 2 de ejecución del tablero

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

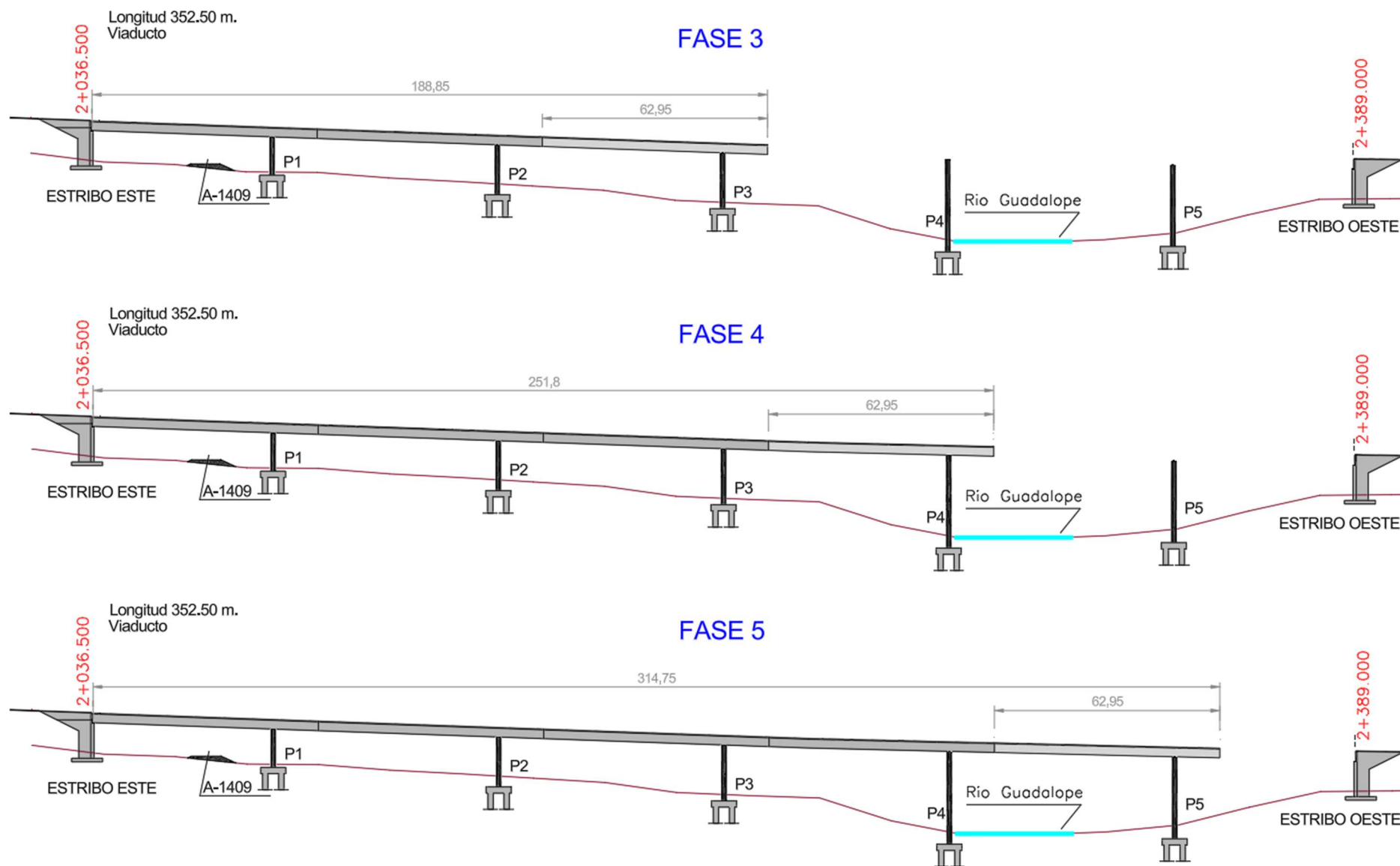


Figura 2.2 Fases 3,4 y 5 de ejecución del tablero

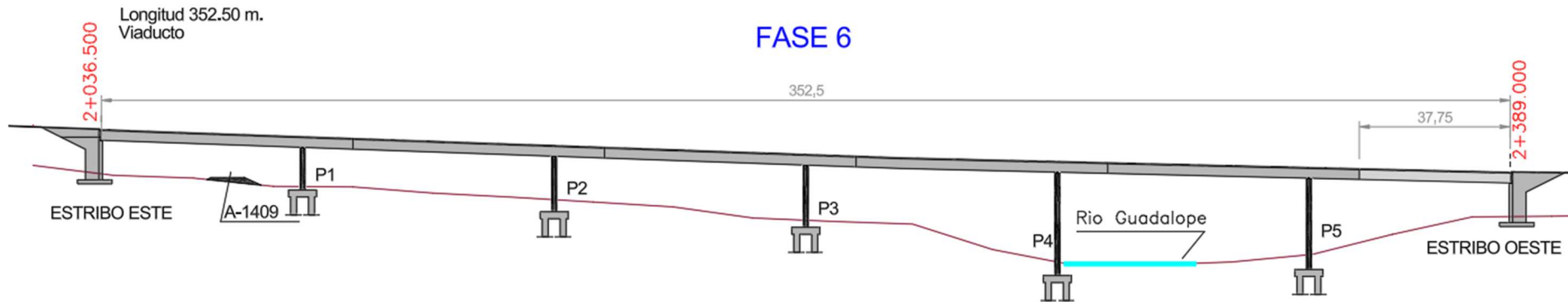


Figura 2.3 Fase final en la ejecución del tablero

Atendiendo a las características del tablero y del entorno, se expone el método de cimbra elegido:

Parámetro	Valor
Longitud total del tablero	352.50 m
Número de vanos	6 (4 interiores de 62.95 m y 2 extremos de 50.35 m)
Sección transversal	Cajón bicelular pretensado. canto constante (2.7 m)
Pendiente longitudinal	3 % descendente (sentido creciente de PK)
Entorno	Río en el vano 5, laderas en márgenes
Método constructivo previsto	Ejecución vano a vano (6 fases)

Tabla 2.2 Características del tablero

Método constructivo	Aplicabilidad	Ventajas principales	Inconvenientes
Cimbra desmontable	Vano a vano, acceso desde el suelo	Económica, técnica simple	Gran afección al terreno, desmontaje complejo, no viable sobre cauces

Cimbra sobre ruedas	Vano a vano con apoyo inferior	Menos desmontajes, adaptable a vanos medios	Necesita terreno firme bajo cada vano, difícil en zonas escarpadas
Cimbra autolanzable	Ideal para vanos de 50–70 m	No requiere apoyo inferior, ideal sobre cauces, ejecución continua	Mayor coste inicial, requiere sección constante

Tabla 2.3 Comparativa métodos de ejecución

Dada la configuración de los vanos, la topografía del terreno y el método constructivo seleccionado (“vano a vano”), la opción más adecuada para la ejecución del tablero es el empleo de una cimbra autolanzable superior. Esta solución es especialmente idónea al tratarse de una sección constante, con vanos dentro del rango óptimo, una topografía compleja y la necesidad de cruzar un cauce fluvial, ya que minimiza las afecciones al terreno y permite acelerar significativamente el proceso de ejecución.

El proceso de construcción empleado mediante cimbre autolanzable vano a vano presenta el siguiente faseado:

2.5.1 Preparación cimbra

La parte posterior de la cimbra se ancla al extremo del vano previamente ejecutado mediante una estructura denominada "cuelgue", situada entre un cuarto y un quinto del vano siguiente, coincidiendo con el punto de momento flector mínimo. Esto garantiza que los desplazamientos durante el hormigonado no generen discontinuidades con el vano posterior. La parte delantera de la cimbra se apoya sobre las pilas siguientes mediante estructuras metálicas.

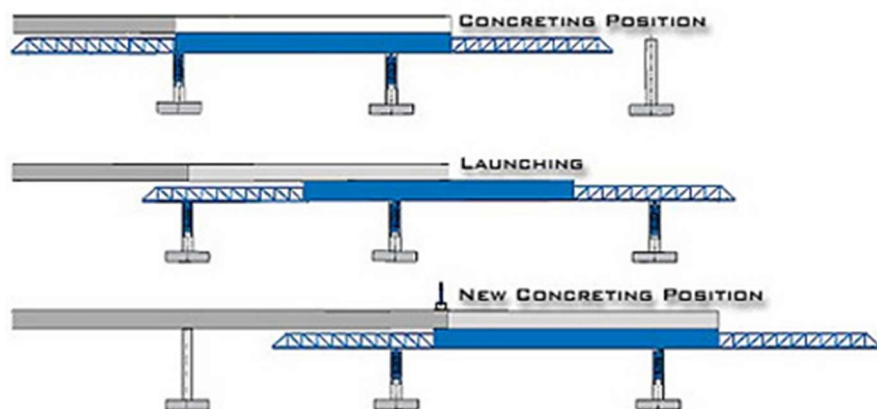


Figura 2.4 Avance de cimbra entre apoyos. Fuente: <https://www.nrsas.com>

Para corregir las contraflechas que pudieran presentarse, se ajustan puntales regulables, compensando las deformaciones elásticas de la cimbra provocadas durante el proceso de hormigonado. Una vez posicionada y asegurada la cimbra según el diseño del proyecto, se procede a regular los husillos de apoyo para situar el encofrado en la cota requerida.

2.5.2 Ferrallado

La colocación de armaduras comienza cuando hay suficiente encofrado listo para dar continuidad al proceso, especialmente en las zonas de apoyo. El montaje de la ferralla puede realizarse in situ o mediante módulos prearmados de diferentes dimensiones, dependiendo de su posición en el tablero. Estos módulos se preparan en el vano ejecutado o en zonas específicas de acopio.

El personal debe contar con plataformas de andamio tubular para acceder a partes elevadas. Cuando la altura de la sección supera los 1,80 m, es obligatorio el uso de andamios montados según las instrucciones del fabricante. La ferralla puede situarse mediante carros portaferralla —estructuras metálicas con cadenas de sujeción— o con grúa autopropulsada.

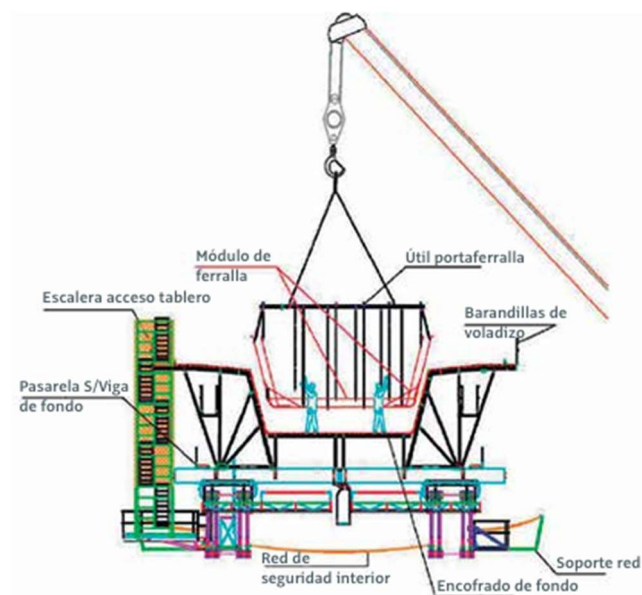


Figura 2.5 Colocación de ferralla sobre el encofrado con grúa.
Fuente: Manual de cimbras autolanzables. Confederación nacional de construcción, España 2015

Los módulos se transportan en camión hasta la grúa, ubicada en el suelo o sobre el tablero. Una vez enganchados, se trasladan al encofrado. Se comienza por el módulo que solapa con el vano anterior, y se colocan secuencialmente hasta el frente de fase. Estos módulos pueden incluir encofrados interiores y cajetines de anclaje del pretensado.

Durante la colocación, los operarios deben permanecer alejados de cargas suspendidas y solo manipular los módulos cuando estén próximos a su posición final. Una vez dispuestos, se ejecutan los solapes entre módulos, se colocan las vainas de tesado (ya sea in situ o integradas en los módulos) y se aseguran con barras soldadas para evitar desplazamientos durante el transporte o vertido del hormigón. Las vainas se unen mediante manguitos de conexión.

2.5.3 Hormigonado del tablero

El proceso de hormigonado está condicionado por el tipo de sección del tablero y la planificación establecida en el proyecto. En función de la capacidad estructural de la cimbra, pueden adoptarse distintos métodos de vertido, siempre considerando su deformabilidad.

En este caso, al tratarse de una sección tipo cajón, el hormigonado se ejecuta en dos fases:

- ❖ Primera fase: Construcción de la viga cajón.
- ❖ Segunda fase: Hormigonado de la losa superior central y los voladizos, tras el montaje del encofrado exterior.

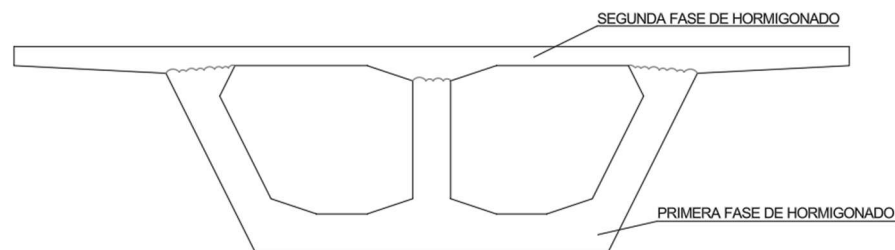


Figura 2.6 Fases de hormigonado

El vertido de hormigón se inicia por la viga riostra situada sobre la pila, avanzando alternadamente hacia delante y hacia atrás. En dirección transversal, primero se hormigonan las almas laterales y posteriormente la solera. Durante esta operación, el vibrado debe realizarse con especial cuidado en las proximidades de las vainas de tesado, para evitar su desplazamiento o rotura.

El hormigonado de la solera se ejecuta desde la parte superior de la armadura, mientras que el de las almas se realiza desde las zonas de voladizo. Finalizada esta actividad, el personal accede al voladizo desde la solera mediante una escalera de mano anclada en la parte superior del encofrado.

Una vez alcanzado el fraguado del hormigón, se procede al desencofrado interior. Para ello, se liberan los elementos de arriostramiento y se separan los paneles de encofrado mediante trácteles o palancas fijadas a asas embebidas en la solera. Estos trabajos se realizan desde el hormigón ya endurecido, utilizando escaleras para desmontar las uniones superiores. La extracción de los paneles se efectúa con una grúa autopropulsada.

Retirado el encofrado interior, se instala el encofrado exterior que permitirá hormigonar la losa superior central y los voladizos. Este encofrado se dispone sobre la solera ejecutada, colocando los módulos de forma secuencial hasta cubrir toda la superficie central. Se realiza también el encofrado in situ en la zona de la pila y se sellan las juntas entre paños. Los aparatos de apoyo del tablero se posicionan sobre la pila, aplicando desencofrante a medida que se prepara la superficie para el montaje de la ferralla.

El sistema de cimbrado consiste en una estructura portante sobre la cual se instala un encofrado metálico adaptado a la sección transversal. Una vez colocado, se fija lateralmente a la viga cajón mediante anclajes roscados, garantizando su estabilidad en cota durante el vertido.

Completado el montaje del encofrado central, se inicia la colocación de la armadura superior, tanto in situ como mediante parrillas

prearmadas que se colocan con ayuda de grúa. Tras la finalización del montaje y la correspondiente autorización técnica, se procede al hormigonado de esta segunda fase.

El vertido comienza sobre los hastiales desde el centro del frente de fase del vano, extendiéndose progresivamente hacia ambos lados de forma alterna, hasta completar la sección en el frente de fase del vano anterior.

2.5.4 Tesado del tablero

El tesado comienza cuando el hormigón alcanza la resistencia especificada. Se colocan placas, cuñas y se preparan los equipos (gato, central hidráulica, operadores). Una vez obtenidos resultados satisfactorios de las probetas, se sigue el procedimiento definido por la empresa especialista. Al alcanzar el porcentaje de tesado requerido, se inicia el descenso de la cimbra.

El cálculo de las pérdidas de pretensado se ha realizado bajo la hipótesis de que el tesado de todos los tendones se lleva a cabo al final de cada fase. Esta decisión se justifica en que, salvo en la última fase, es necesario tensar al menos el 70 % de los tendones presentes en la sección. Si bien la opción de solapar los tendones cada dos vanos resulta más eficiente desde el punto de vista constructivo, el hecho de requerir el tesado de más de la mitad de los cables en cada fase hace recomendable el tesado completo de los siete tendones en cada etapa.

Cable tipo	55c15	f_{ck} (MPa)	50
φ_v (mm)	160	f_{pk} (MPa)	1860
nº cables	7	$f_{pk0,1}$ (MPa)	1674

	P_{max} (kN)	Tesado a $0.75 f_{pk}$	Cables necesarios
Fase 1	41 536.27	46 030.00	4
Fase 2	57 323.93	57 540.00	5
Fase 3	55 933.58	57 540.00	5

Fase 4	55 835.86	57 540.00	5
Fase 5	55 848.65	57 540.00	5
Fase 6	33 476.74	34 520.00	3
En servicio	70 628.06	80 560.00	7

Tabla 2.4 Fuerza de tesado y cables necesarios en cada fase

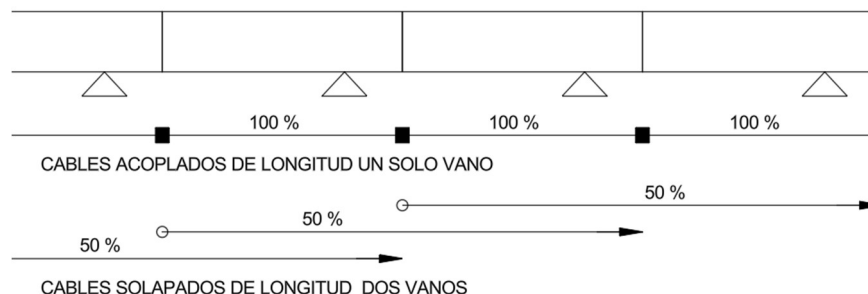


Figura 2.7 Esquema de cables acoplados en cada vano y solapados cada dos vanos

2.5.5 Avance de la cimbra

Para avanzar, se realiza la maniobra de lanzamiento. Si no hay apoyos intermedios, la cimbra debe tener una longitud al menos doble que el vano. El movimiento se efectúa mediante gatos hidráulicos que empujan la cimbra hasta el siguiente apoyo, donde se vuelve a cerrar el encofrado y se ajusta a la cota deseada.

Durante todo el proceso, es fundamental garantizar la seguridad del personal. La cimbra debe contar con sistemas de protección como redes anticaídas y dispositivos de seguridad apropiados.

2.6 EQUIPAMIENTOS Y APERTURA AL TRÁFICO

Una vez finalizada la estructura y montada la junta de dilatación, se procede a las labores de acabado del viaducto, comenzando por la colocación del pavimento, las impostas y los pretilles metálicos.

En primer lugar, se instalan de forma simultánea las impostas prefabricadas y los pretilles metálicos en los bordes del tablero. La secuencia conjunta responde a que la placa de anclaje de los

montantes del pretil se sitúa sobre la imposta, permitiendo así solapar ambas actividades y optimizar los plazos de ejecución.

Seguidamente, se acomete la extensión de las capas del firme mediante pavimentadora, seguida de su compactación utilizando rodillos metálicos y neumáticos, garantizando así las condiciones de regularidad y resistencia necesarias.

El viaducto no dispone de iluminación propia, únicamente de balizamiento reflectante. Las tareas finales incluyen la reposición de servicios afectados, revegetación y ajardinamiento del entorno, así como la ejecución de las marcas viales.

Una vez concluidas todas las unidades de obra, se procederá al desmantelamiento de las instalaciones provisionales de obra. Como fase previa a la puesta en servicio, se realizará una prueba de carga, tras la cual el puente podrá ser abierto al tráfico.

Durante todo el proceso constructivo se llevarán a cabo las actividades de control de calidad, gestión de residuos, seguimiento del proyecto y aplicación de las medidas de seguridad y salud previstas.

3 CONCLUSIONES

El procedimiento constructivo descrito en este documento ha sido considerado como base para la concepción y el cálculo de los distintos elementos que conforman el puente. Por ello, se recomienda su adopción durante la fase de ejecución, permitiendo no obstante las adaptaciones que puedan surgir en el desarrollo del proyecto constructivo definitivo.

El desarrollo pormenorizado de las operaciones a realizar entre las distintas fases de hormigonado, así como los tiempos necesarios para la adquisición de las resistencias requeridas antes del tesado, deberá abordarse con mayor nivel de detalle en el proyecto constructivo. Este análisis más exhaustivo permitirá definir con

precisión los plazos y condiciones específicas de ejecución de cada una de las fases estructurales.

En conclusión, el procedimiento constructivo descrito en el apartado 2 constituye la base organizativa y técnica de los procesos necesarios para la ejecución del puente. Dicho procedimiento deberá ser desarrollado y ajustado en el proyecto constructivo futuro, el cual tomará como referencia el presente proyecto básico y sus documentos complementarios.



ANEJO N° 04. CRONOGRAMA DE OBRA



ÍNDICE

1	OBJETO.....	1
2	ESTRUCTURA DE DESGLOSE DE TAREAS	1
3	DIAGRAMA DE GANTT	1

1 OBJETO

En el presente anejo se define un Programa de Trabajos mediante un diagrama de Gantt, en el que se describe la secuencia de las distintas actividades previstas, así como la organización necesaria para que la ejecución de las obras se desarrolle de manera coordinada. Este planteamiento permite asegurar la viabilidad constructiva y establecer una estimación razonable del plazo de ejecución.

La programación detallada corresponderá al adjudicatario de la obra, en función de los medios materiales y humanos de que disponga y del rendimiento efectivo de los equipos.

El plazo de ejecución propuesto para las obras es de 8 meses, tal como se refleja en el diagrama de Gantt, considerando la sucesión lógica de todas las actividades que intervienen en la construcción.

Para la estimación del plazo total se ha partido de meses equivalentes a 4 semanas de 5 días laborables, descontando 9 días anuales correspondientes a festivos. Asimismo, se ha aplicado un coeficiente reductor del 5 % sobre los días laborables anuales para contemplar las posibles interrupciones derivadas de condiciones meteorológicas adversas.

2 ESTRUCTURA DE DESGLOSE DE TAREAS

La tabla incluida en el presente apartado constituye un resumen del procedimiento de construcción descrito en el Anejo N°3: Proceso Constructivo.

En ella se recogen las distintas tareas en las que puede desglosarse la totalidad del proceso de ejecución del puente, asignando a cada una de ellas una duración aproximada.

Conviene señalar que la estructura de la tabla no refleja la secuencia temporal de las actividades, sino su desglose jerárquico. Este se organiza en un primer nivel correspondiente a grupos de tareas de

naturaleza similar y un segundo nivel en el que se detallan las tareas específicas. No obstante, en el caso de la ejecución de las cimentaciones, subestructura y superestructura, el desglose alcanza tres niveles. Esta mayor subdivisión responde al detalle requerido por el proceso constructivo particular seguido para su ejecución.

En el primer nivel se encuentran los siguientes grupos de tareas:

- ❖ Operaciones previas
- ❖ Movimientos de tierras
- ❖ Cimentaciones
- ❖ Subestructuras
- ❖ Superestructura
- ❖ Pavimentación, defensas y equipamientos
- ❖ Prueba de carga
- ❖ Gestión de proyecto
- ❖ Gestión de residuos
- ❖ Seguridad y salud

3 DIAGRAMA DE GANTT

En el diagrama de Gantt que se presenta a continuación se muestran las distintas tareas previstas, su duración y la secuencia de ejecución en formato de tabla.

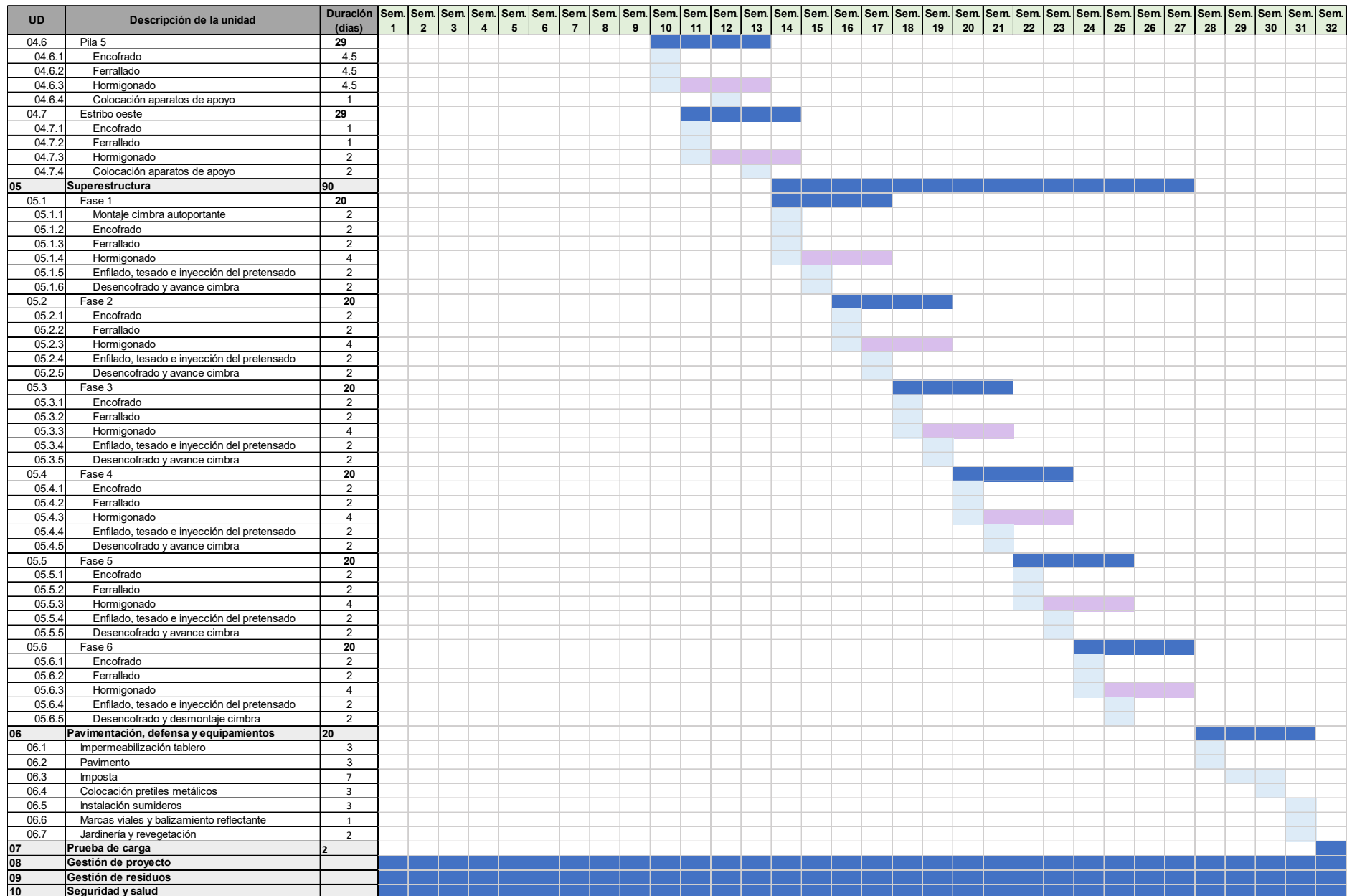
Las casillas moradas corresponden al tiempo de adquisición de la resistencia necesaria del hormigón.

Las casillas en azul claro indican la duración de cada tarea individual (en semanas), mientras que las casillas en azul oscuro reflejan la duración total de los grupos de tareas o capítulos.

ANEJO N°4: CRONOGRAMA DE OBRA

3. DIAGRAMA DE GANTT

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)**







ÍNDICE

PLANO Nº1: SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

PLANO Nº2: TOPOGRAFÍA Y REPLANTEO

PLANO Nº3: DEFINICIÓN GENERAL. ALZADO Y PLANTA

PLANO Nº4: DEFINICIÓN GENERAL. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO

PLANO Nº5: TABLERO. PROCESO CONSTRUCTIVO

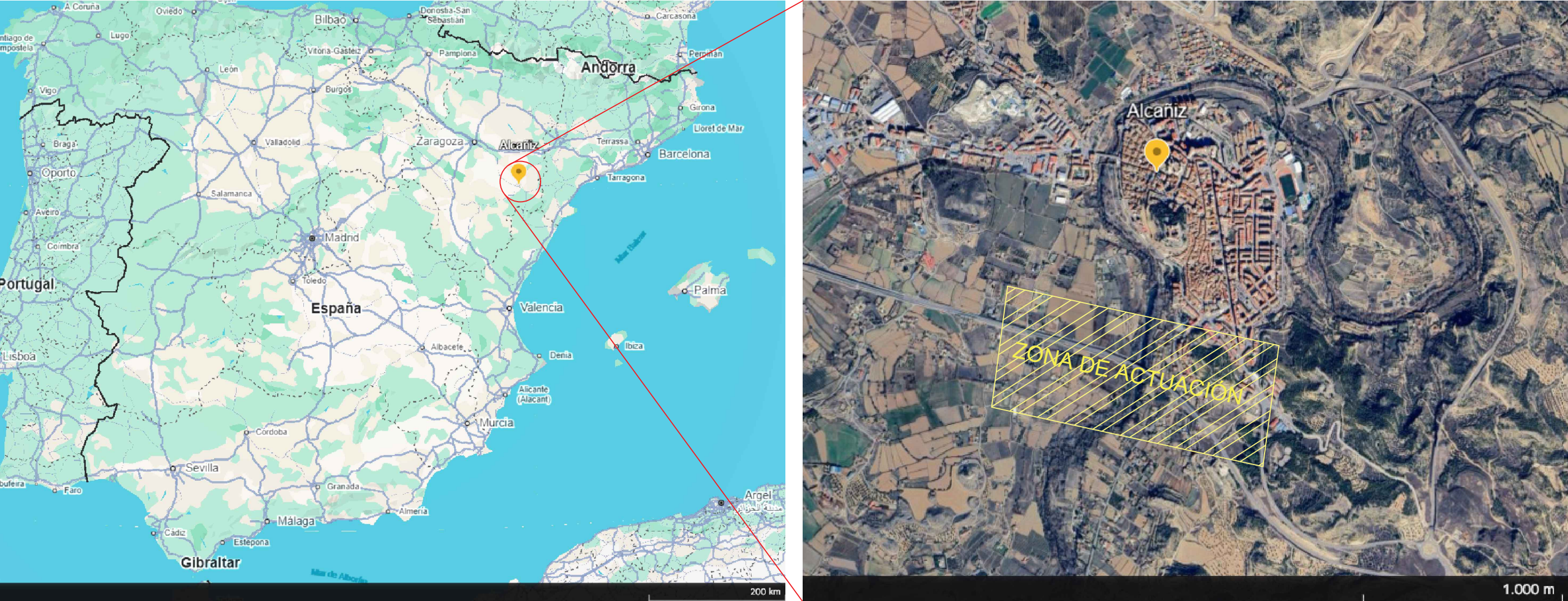
PLANO Nº6: TABLERO. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

PLANO Nº7: TABLERO. ARMADURA ACTIVA

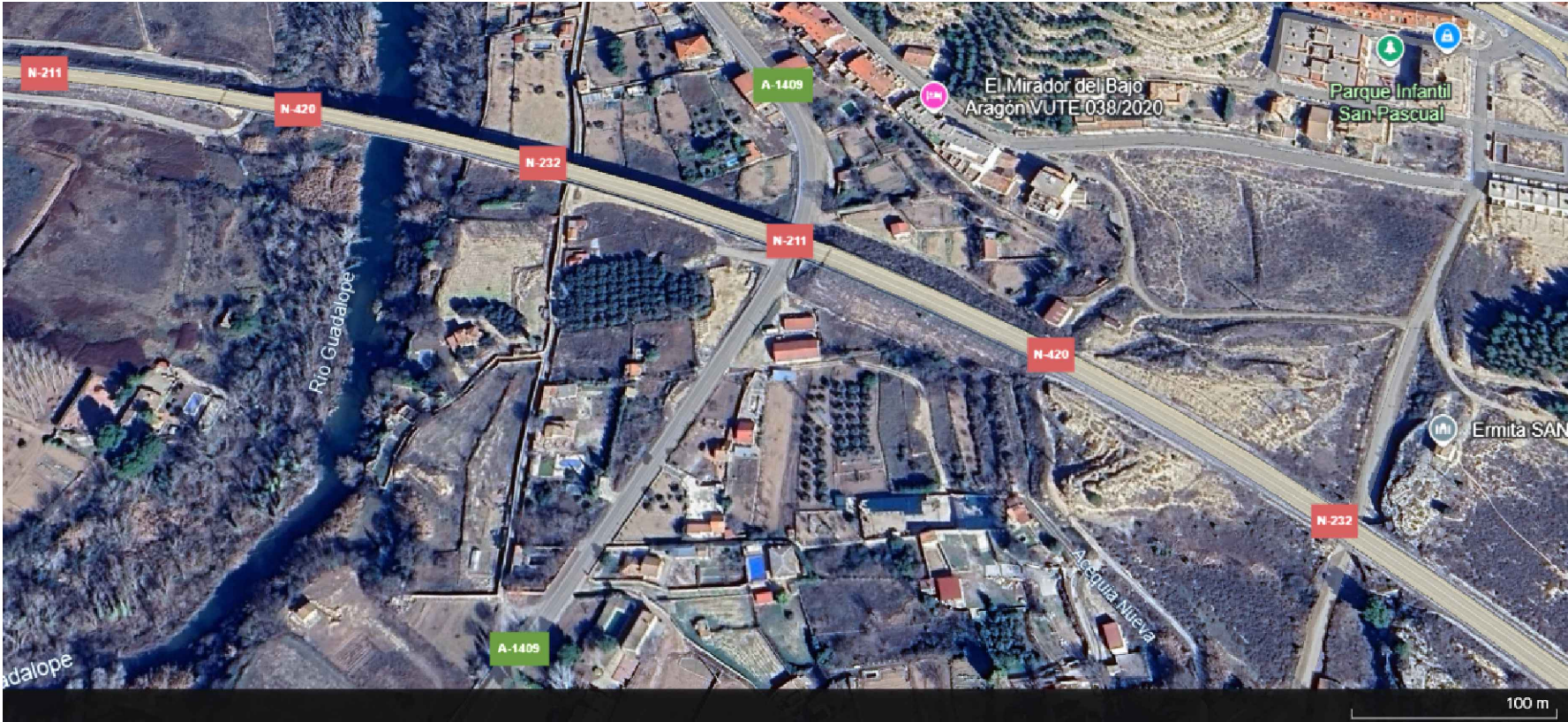
PLANO Nº8: TABLERO. ARMADURA PASIVA

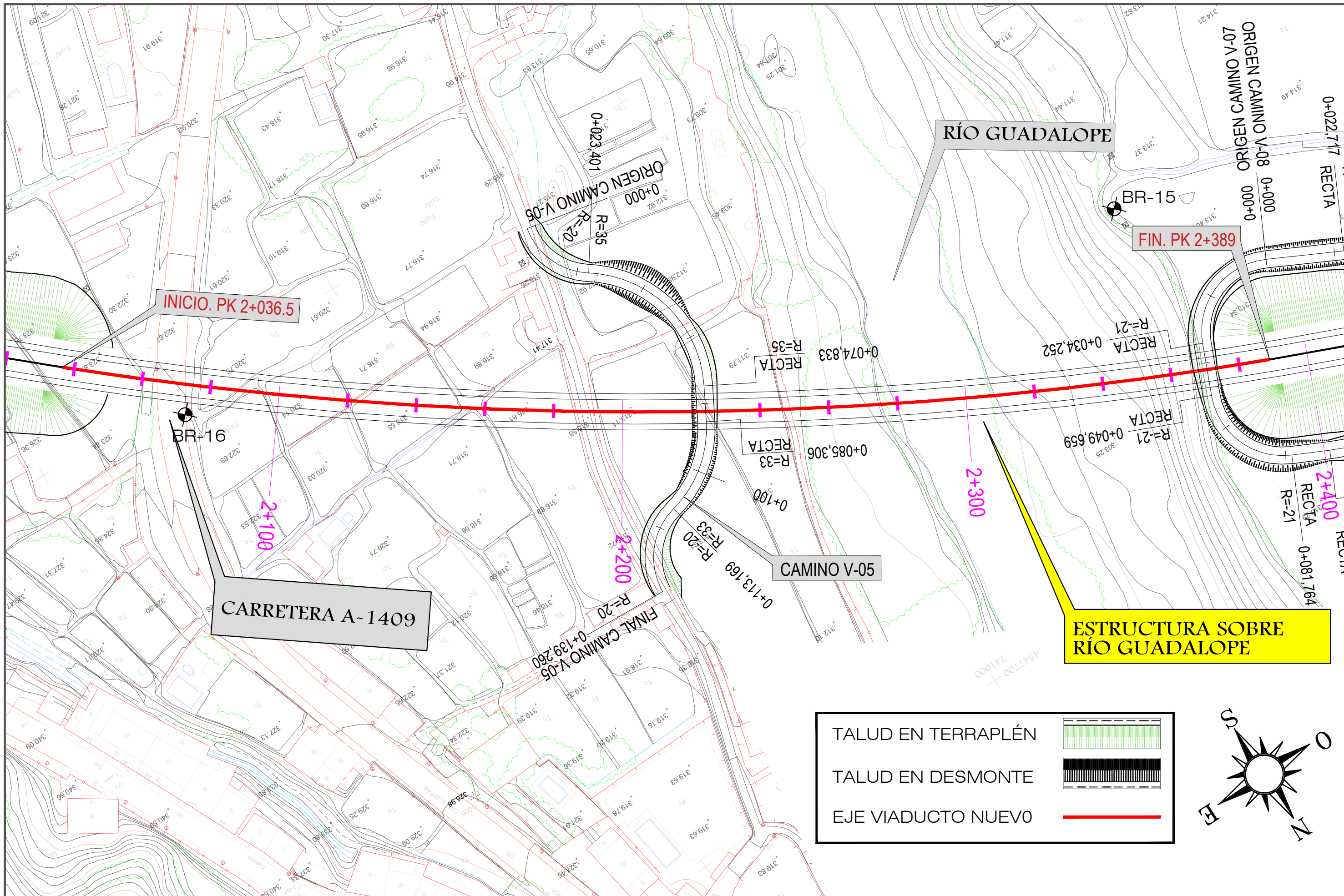
PLANO Nº9: TABLERO. EQUIPAMIENTOS

SITUACIÓN SIN ESCALA



EMPLAZAMIENTO SIN ESCALA

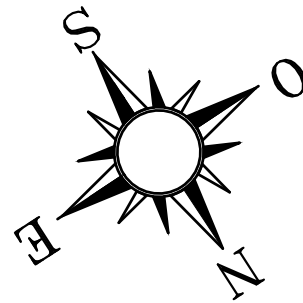




TALUD EN TERRAPLÉN

TALUD EN DESMONTE

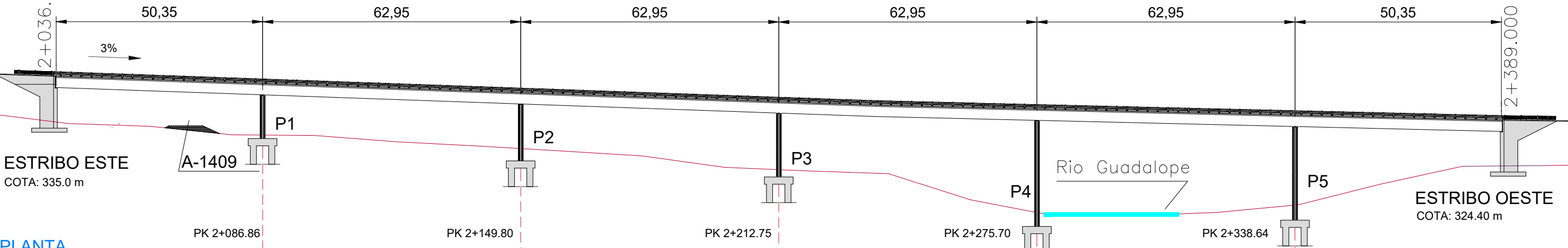
EJE VIADUCTO NUEVO



ALZADO

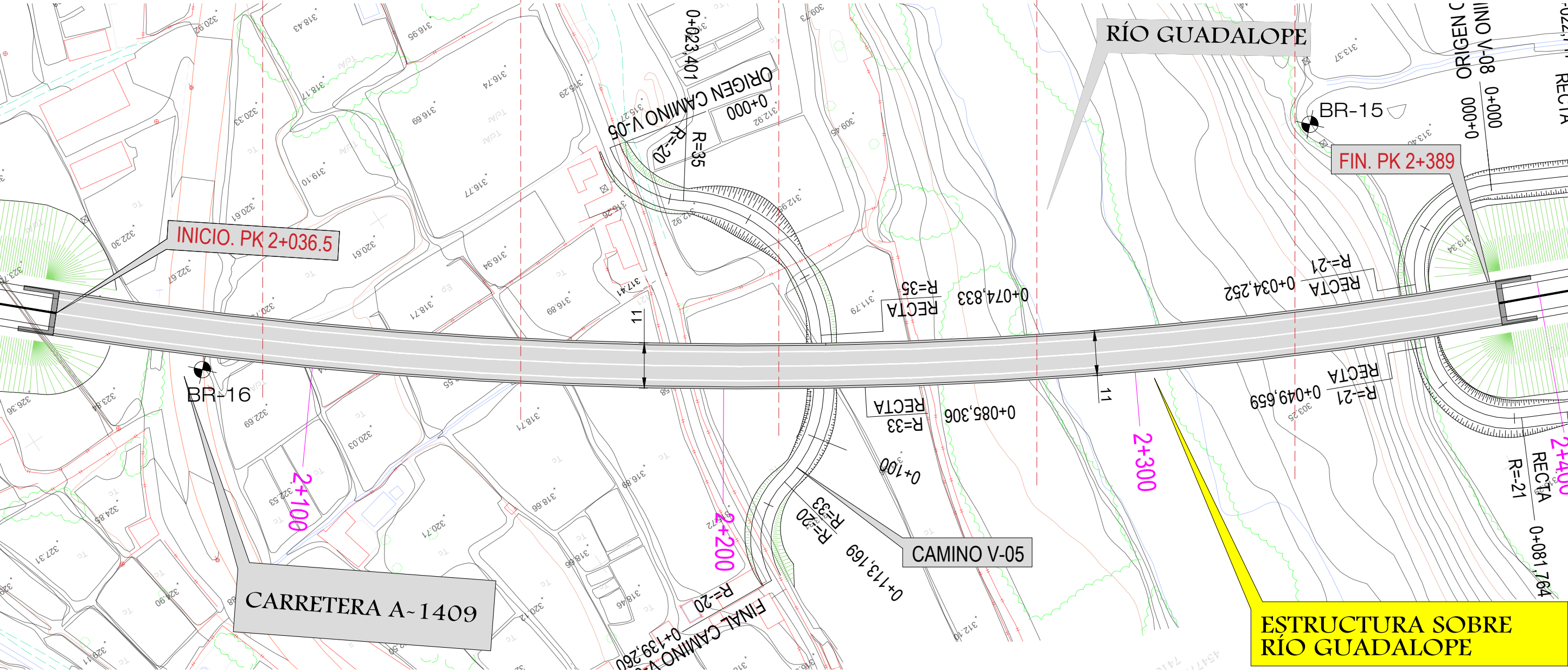
ESCALA 1/1000

Longitud 352.50 m.
Viaducto



PLANTA

ESCALA 1/1000



ESCALA 1/50

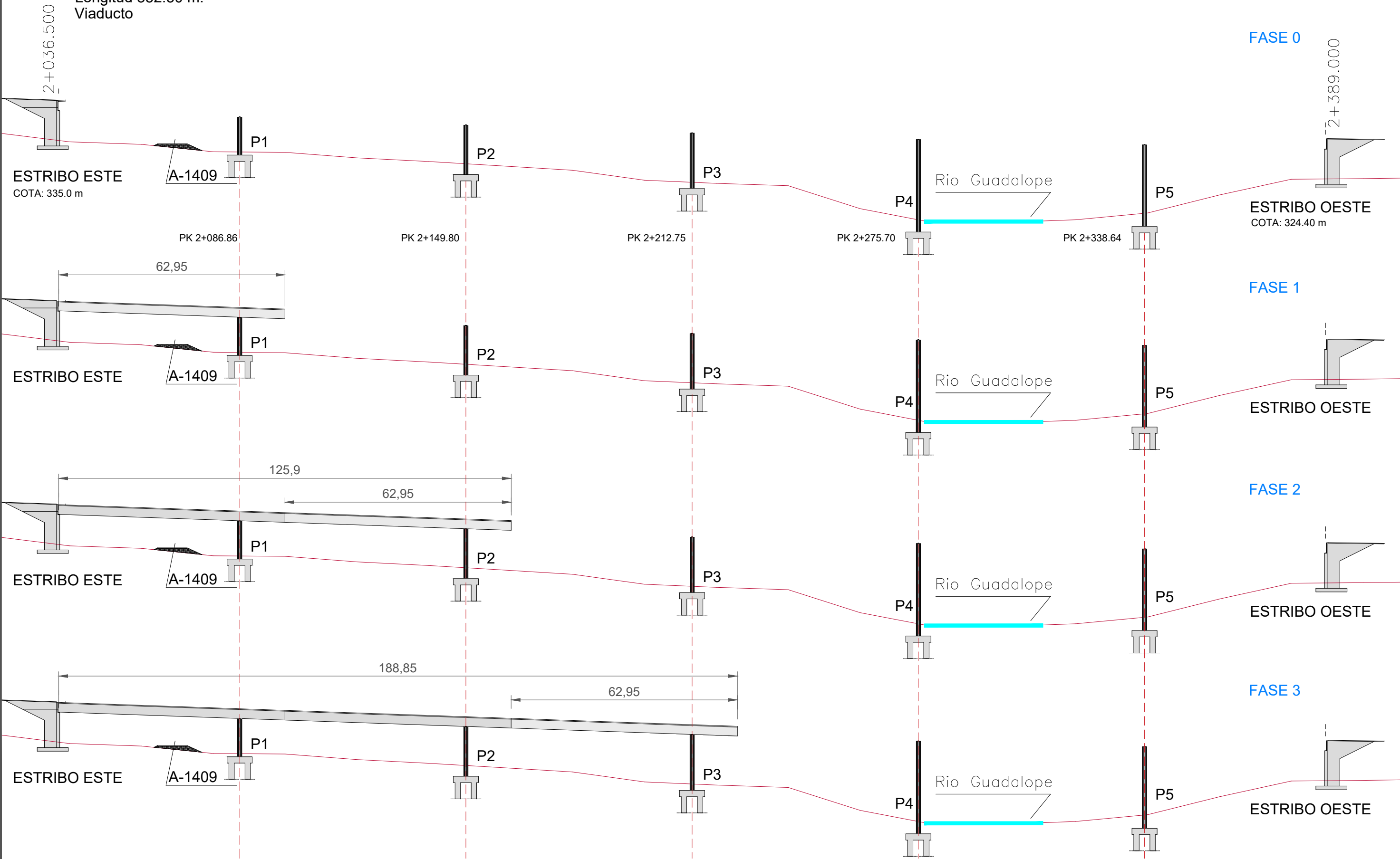


ESCALA 1/50

PROCESO CONSTRUCTIVO. FASEADO TABLERO

ESCALA 1/1000

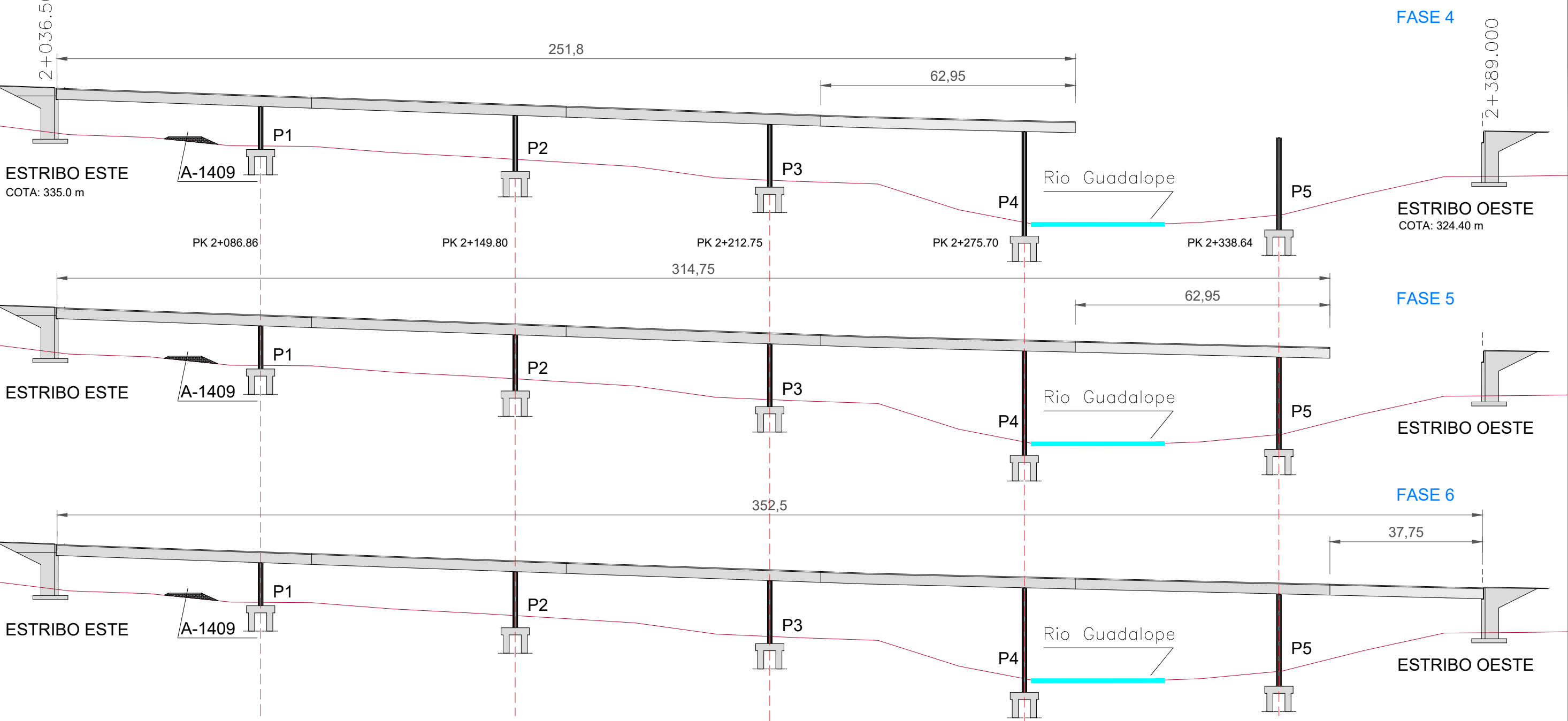
Longitud 352.50 m.
Viaducto



PROCESO CONSTRUCTIVO. FASEADO TABLERO

ESCALA 1/1000

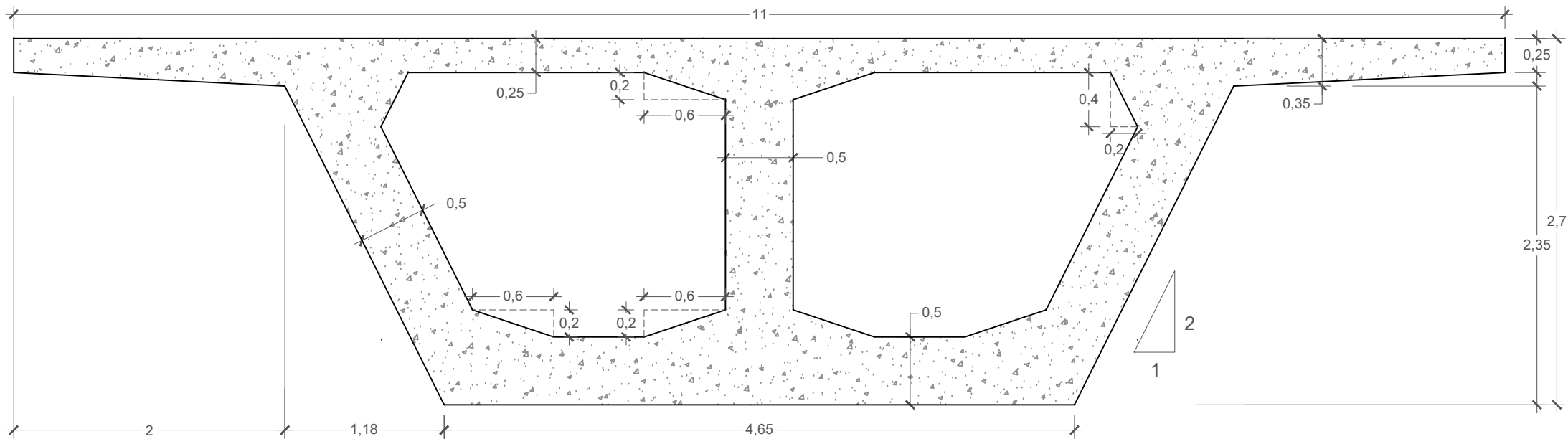
Longitud 352.50 m.
Viaducto



	Inicio (m)	Fin (m)	Longitud (m)	P_{max} (kN)
Fase 1	0	62.94	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 2	62.94	125.89	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 3	125.89	188.84	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 4	188.84	251.79	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 5	251.79	314.7375	62.95	P_{ref} : 80560
Fase 6	314.7375	352.5	37.75	$0.8 \cdot P_{ref}$: 64448

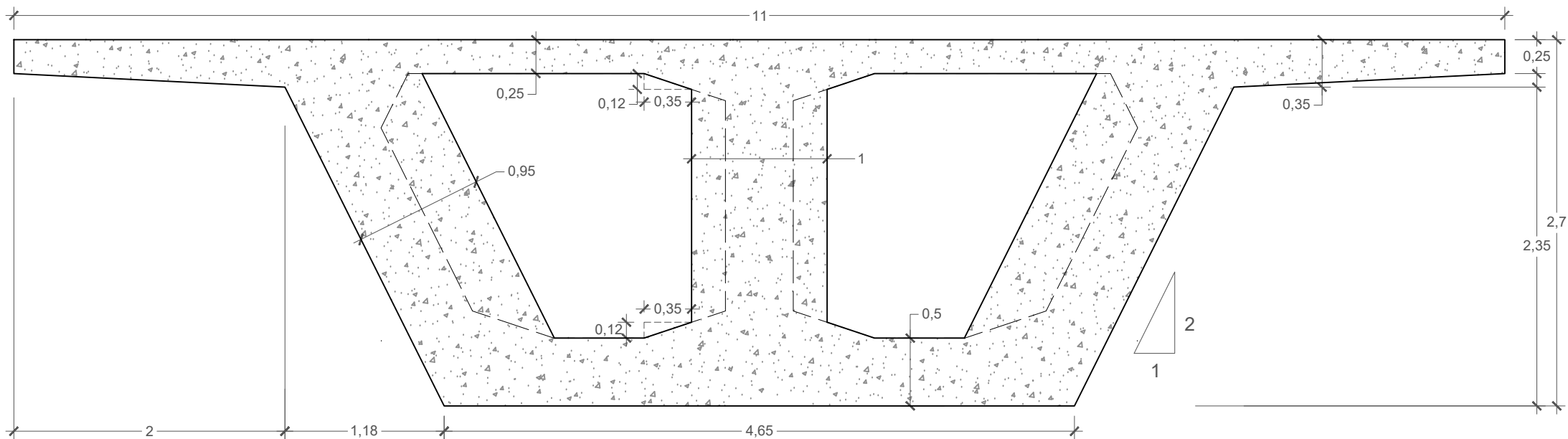
SECCIÓN ALIGERADA TIPO

ESCALA 1/40



SECCIÓN ENTRE FASES CONSTRUCTIVAS. FRENTE DE ANCLAJES

ESCALA 1/40



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

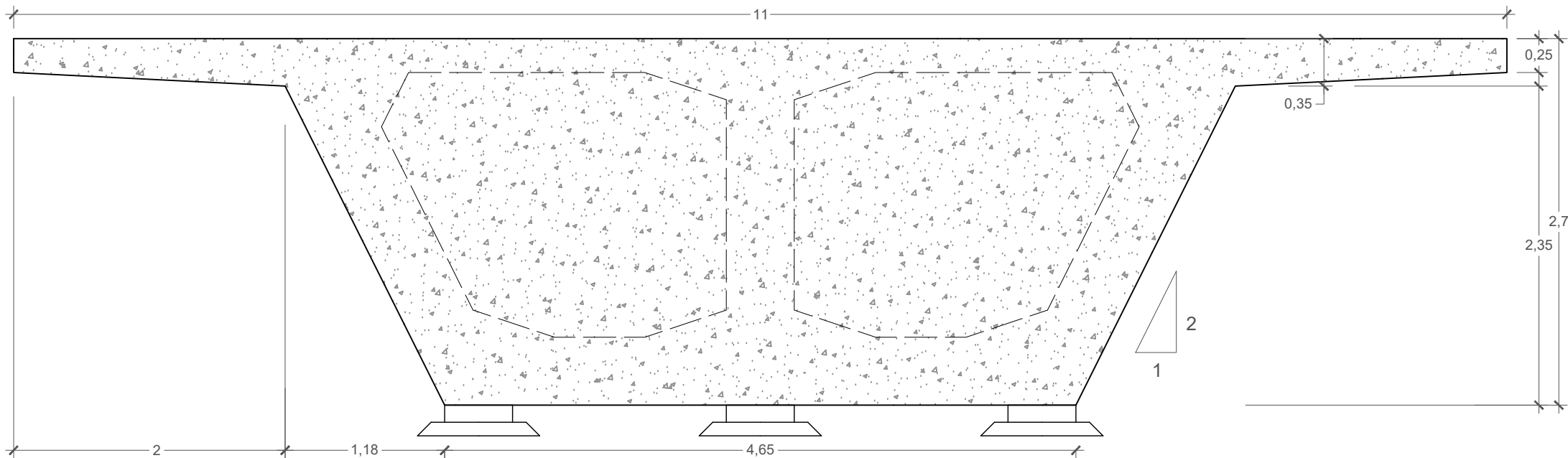
REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
	Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I Lb II
HA-50 (B-500S)	10	50	71	25 36
	12	60	86	30 43
	16	80	114	40 57
	20	104	146	50 71
	25	163	227	75 105
	32	266	377	123 172
	32	205	287	102 143

LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

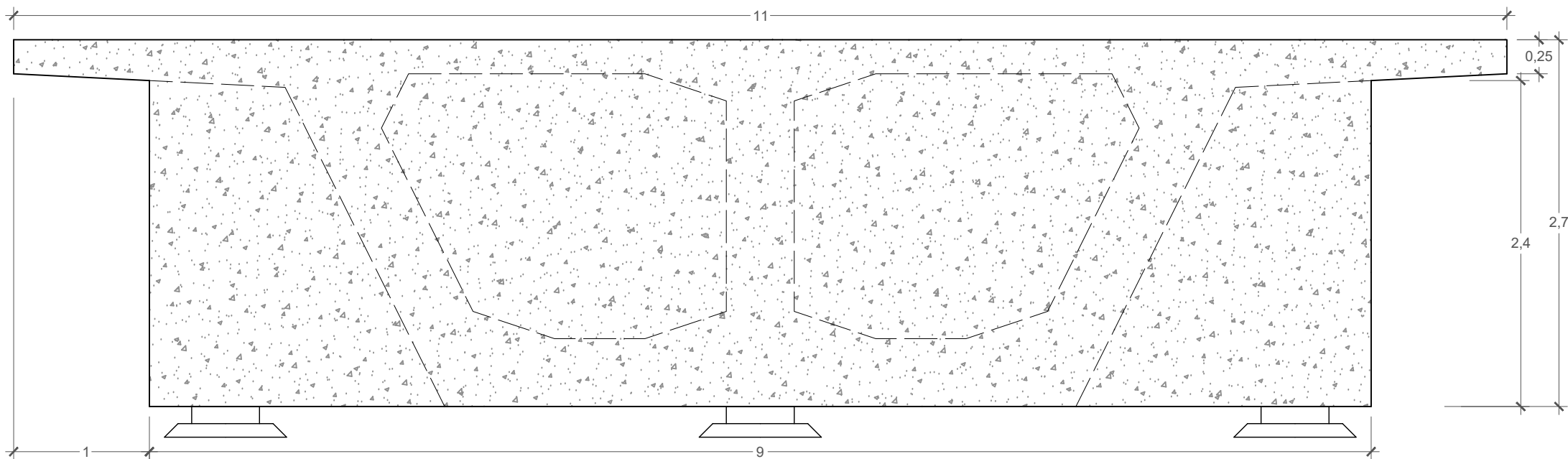
SECCIÓN MACIZADA SOBRE APOYOS

ESCALA 1/40



SECCIÓN RIOSTRA SOBRE ESTRIBOS

ESCALA 1/40



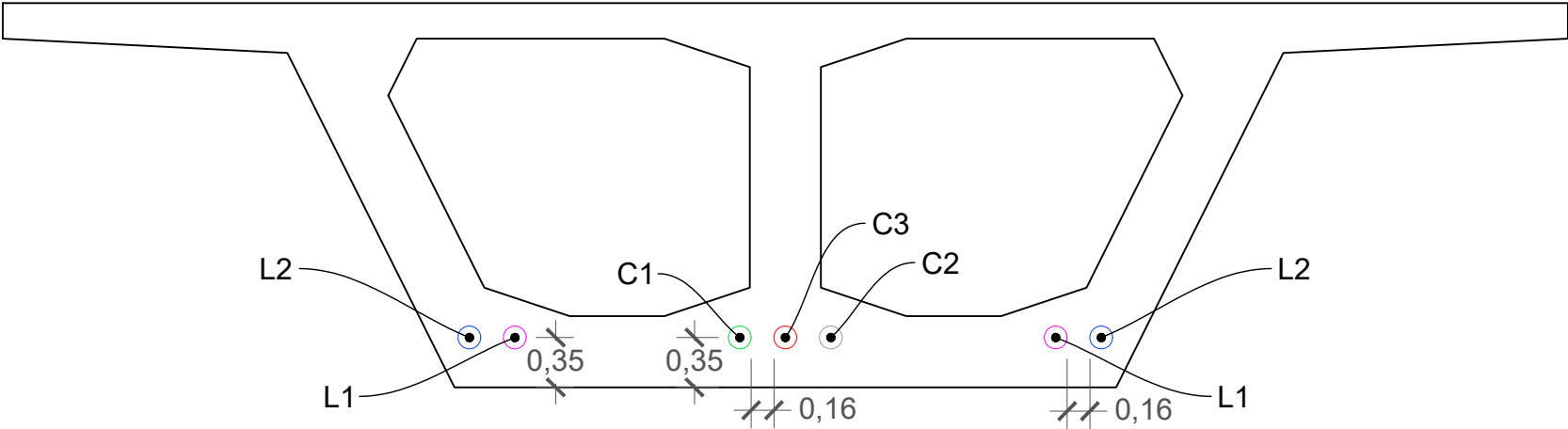
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
				SIT.PERS O TRANS	SIT.ACCIDENTAL	
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

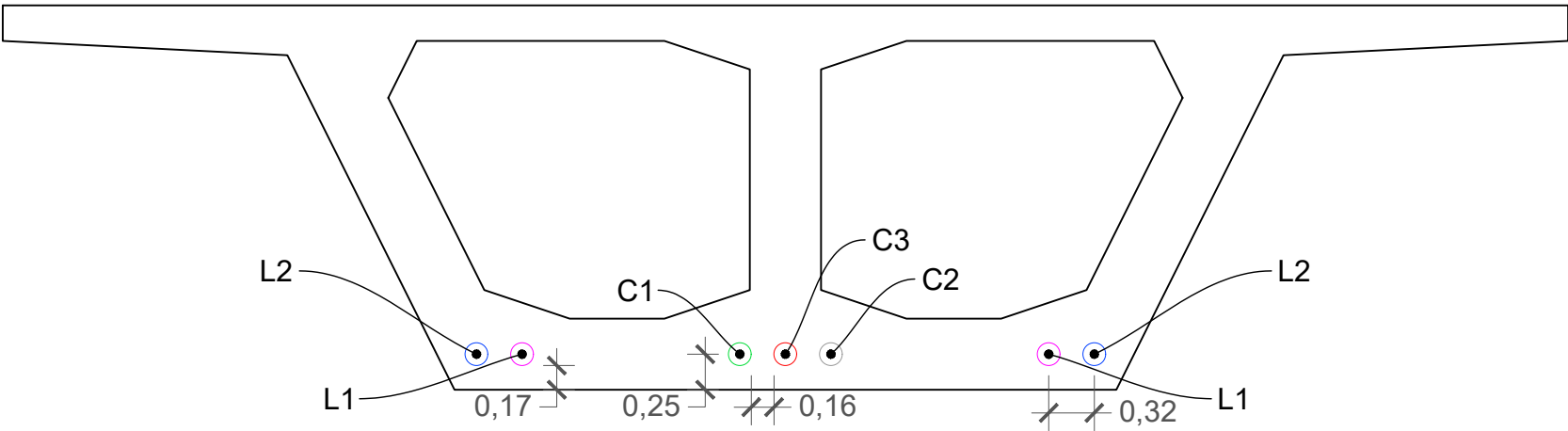
HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
	Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I
HA-50 (B-500S)	10	50	71	25
	12	60	86	30
	16	80	114	40
	20	104	146	50
	25	163	227	75
	32	266	377	123
HA-50 (B-500S)	10	50	71	25
	12	60	86	30
	16	80	114	40
	20	100	143	50
	25	125	179	63
	32	205	287	102

LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL.
(**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

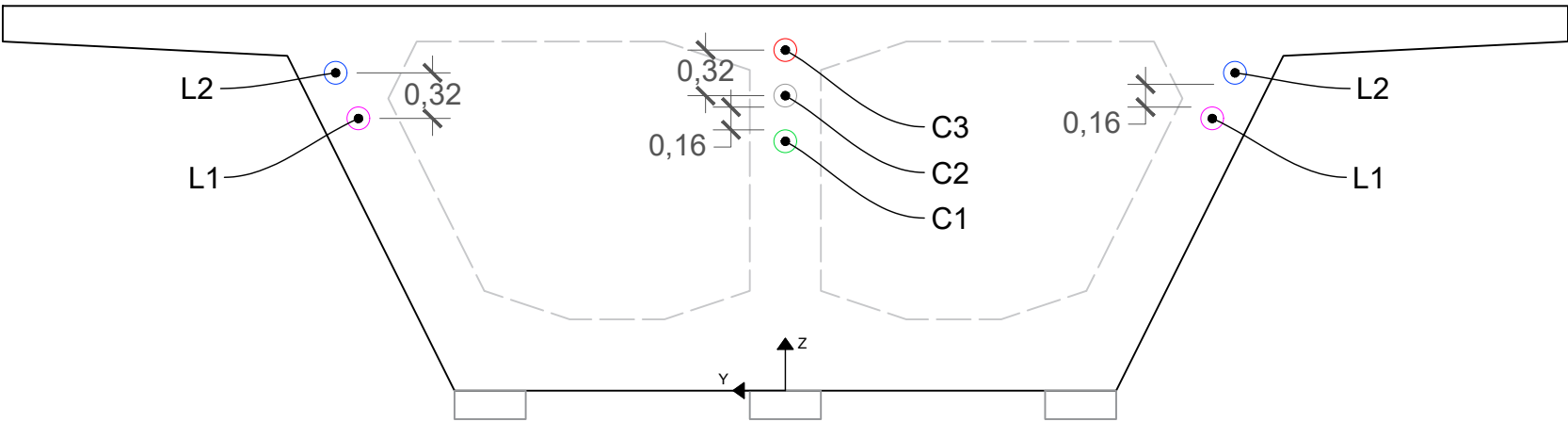
SECCIÓN CENTRO LUZ. VANOS INTERMEDIOS
ESCALA 1/50



SECCIÓN X=0.6 L. VANO EXTREMO OESTE
ESCALA 1/50



SECCIÓN APOYO SOBRE PILAS
ESCALA 1/50



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.I.S.
				SIT PERS O TRANS	SIT ACCIDENTAL	
HORMIGONES	HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN	HL-150/B/20	ESTADISTICO	1.50	1.30	1.00
	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

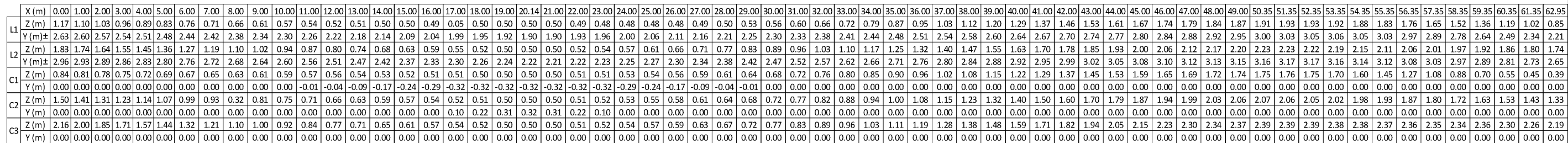
LOS SUBINDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

TENDÓN		
ID TENDÓN	CONFIGURACIÓN	Φ _v (mm)
L1/L2	55 cordones de φ15.7 mm	160
C1/C2/C3	55 cordones de φ15.7 mm	160

TENDÓN L1	●	■
TENDÓN L2	●	■
TENDÓN C1	●	■
TENDÓN C2	●	■
TENDÓN C3	●	■

ESCALA 1/175. COTAS EN m.



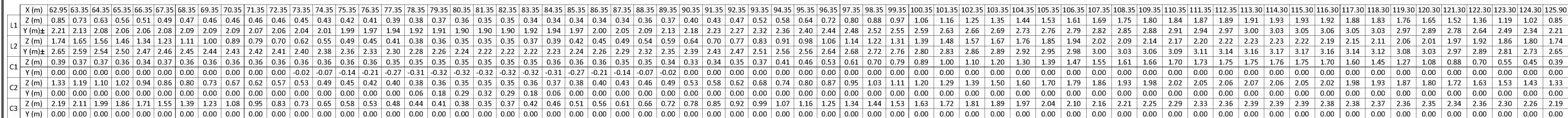
REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCORAFADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INTERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECURRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

LOS SUBINDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL.

(**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN L1		
TENDÓN L2		
TENDÓN C1		
TENDÓN C2		
TENDÓN C3		

ESCALA 1/175. COTAS EN m.

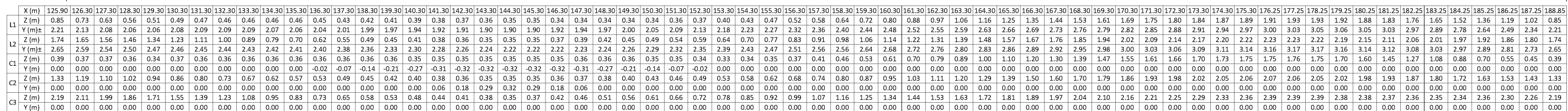


REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

LOS SUBINDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL.
(**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN L1		
TENDÓN L2		
TENDÓN C1		
TENDÓN C2		
TENDÓN C3		

ESCALA 1/175. COTAS EN m.



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
				SIT. PERS O TRANS	SIT. ACCIDENTAL	
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)			HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II		Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36		10	50	71	25	36
12	60	86	30	43		12	60	86	30	43
16	80	114	40	57		16	80	114	40	57
20	104	146	50	71		20	100	143	50	71
25	163	227	75	105		25	125	179	63	89
32	266	377	123	172		32	205	287	102	143

LOS SUBINDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL.

(**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN		
ID TENDÓN	CONFIGURACIÓN	Φ_v (mm)
L1/L2	55 cordones de $\phi 15.7$ mm	160
C1/C2/C3	55 cordones de $\phi 15.7$ mm	160

TENDÓN L1  

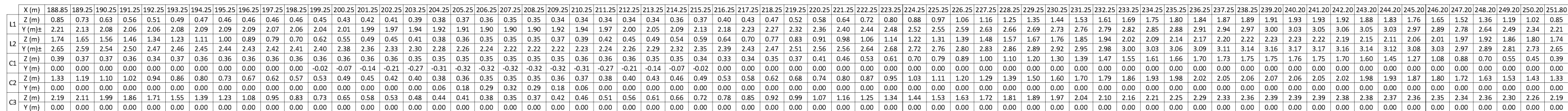
TENDÓN L2  

TENDÓN C1  

TENDÓN C2  

TENDÓN C3  

ESCALA 1/175. COTAS EN m.



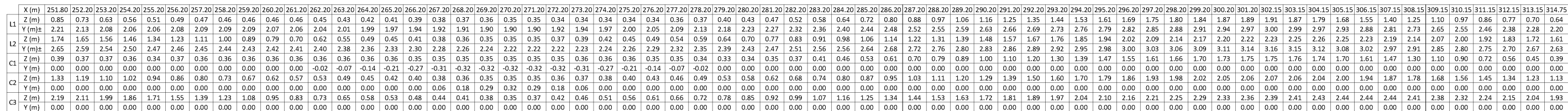
REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

LOS SUBINDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL.

(**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN L1		
TENDÓN L2		
TENDÓN C1		
TENDÓN C2		
TENDÓN C3		

ESCALA 1/175. COTAS EN m.



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
				SIT.PERS O TRANS	SIT.ACCIDENTAL	
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/C E)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1 a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

LOS SUBINDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL.

(**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN		
ID TENDÓN	CONFIGURACIÓN	Φ_v (mm)
L1/L2	55 cordones de $\phi 15.7$ mm	160
C1/C2/C3	55 cordones de $\phi 15.7$ mm	160

TENDÓN L1  

TENDÓN L2  

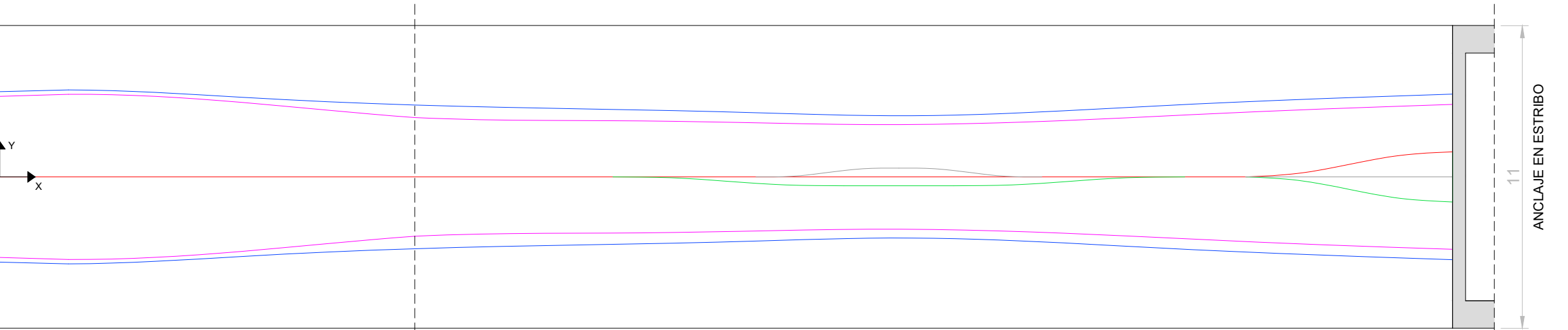
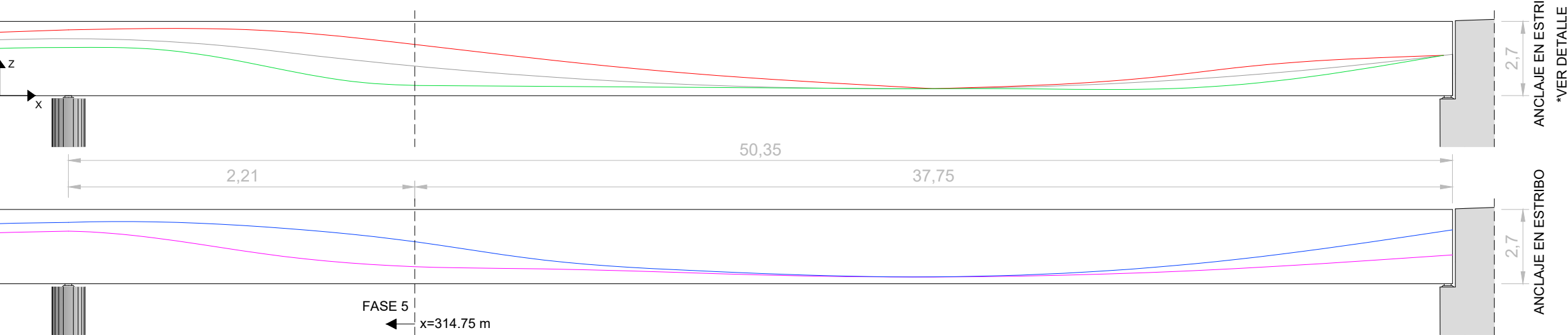
TENDÓN C1  

TENDÓN C2  

TENDÓN C3  

FASE 6. 75% LUZ VANO EXTREMO OESTE

ESCALA 1/175. COTAS EN m.



	X (m)	314.75	316.15	317.15	318.15	319.15	320.15	321.15	322.15	323.15	324.15	325.15	326.15	327.15	328.15	329.15	330.15	331.15	332.36	333.15	334.15	335.15	336.15	337.15	338.15	339.15	340.15	341.15	342.15	343.15	344.15	345.15	346.15	347.15	348.15	349.15	350.15	351.15	352.50
L1	Z (m)	0.64	0.58	0.57	0.55	0.54	0.53	0.50	0.48	0.45	0.42	0.38	0.35	0.32	0.30	0.28	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.27	0.28	0.30	0.33	0.36	0.40	0.43	0.48	0.53	0.58	0.63	0.69	0.76	0.82	0.89	0.96	1.05
	Y (m)±	2.20	2.10	2.08	2.06	2.05	2.04	2.04	2.04	2.03	2.02	2.00	1.98	1.96	1.95	1.93	1.91	1.90	1.90	1.92	1.94	1.97	2.00	2.04	2.08	2.12	2.17	2.22	2.27	2.31	2.36	2.40	2.44	2.48	2.52	2.55	2.59	2.63	
L2	Z (m)	1.61	1.33	1.17	1.03	0.89	0.78	0.70	0.62	0.56	0.51	0.47	0.42	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.25	0.25	0.25	0.27	0.29	0.33	0.37	0.42	0.49	0.56	0.64	0.73	0.83	0.94	1.06	1.19	1.32	1.47	1.61	1.76	1.96
	Y (m)±	2.63	2.57	2.54	2.52	2.50	2.48	2.46	2.45	2.43	2.41	2.38	2.36	2.33	2.30	2.27	2.25	2.23	2.22	2.22	2.24	2.27	2.30	2.34	2.39	2.44	2.49	2.55	2.56	2.65	2.70	2.74	2.78	2.82	2.86	2.89	2.93	2.96	3.00
C1	Z (m)	0.39	0.36	0.35	0.35	0.34	0.33	0.33	0.32	0.31	0.31	0.30	0.29	0.29	0.28	0.27	0.27	0.26	0.25	0.25	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.29	0.35	0.44	0.54	0.67	0.81	0.96	1.12	1.29	1.50
	Y (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.09	0.16	0.23	0.29	0.31	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.31	0.29	0.23	0.16	0.09	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.06	-0.16	-0.33	-0.54	-0.72	-0.84	-0.91
C2	Z (m)	1.13	0.95	0.87	0.79	0.71	0.65	0.58	0.53	0.48	0.43	0.31	0.35	0.32	0.30	0.28	0.26	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29	0.32	0.35	0.39	0.44	0.49	0.55	0.61	0.68	0.76	0.84	0.93	1.02	1.12	1.23	1.34	1.50
	Y (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.21	0.30	0.32	0.32	0.30	0.21	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	Z (m)	1.93	1.70	1.58	1.47	1.35	1.25	1.14	1.04	0.95	0.86	0.78	0.70	0.63	0.57	0.50	0.45	0.39	0.25	0.25	0.26	0.30	0.33	0.37	0.41	0.47	0.54	0.62	0.72	0.84	0.96	1.07	1.16	1.24	1.30	1.35	1.39	1.43	1.50
	Y (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.16	0.33	0.54	0.72	0.84	0.91	

- INDICACIONES RELATIVAS AL PRETENSADO:
- EL PRETENSADO DEL TABLERO SE EFECTUA MEDIANTE 7 TENDONES FORMADOS POR 55 CORDONES DE $\Phi 15.7$ mm.
 - EL PESO DE CADA CORDÓN ES DE 1.18 kg/m Y DE CADA TENDÓN ES DE 64.9 kg/m
 - EL ÁREA DEL TENDÓN ES DE 8 250 mm² CON UNA RESISTENCIA GARANTIZADA DE 15 345 KN
 - LOS TENDONES SE TESARÁN EN EL EXTREMO LIBRE DEL VOLADIZO EN CADA FASE CON UNA FUERZA DE TESADO DE 11 508 KN / TENDÓN
 - LOS TENDONES DE LA ULTIMA FASE SE TESARÁN EN EL ESTRIBO OESTE CON UNA FUERZA DE TESADO DE 9 207 KN / TENDÓN
 - LOS TENDONES DE DOS FASES CONSECUTIVAS SE EMPALMAN MEDIANTE ACOPLADORES FIJOS MULTICORDÓN
 - RESISTENCIA MÍNIMA DEL HORMIGÓN A LOS 3 DÍAS: 26.7 MPa
 - LA INYECCIÓN SE EFECTUARÁ CON UN MORTERO DE CEMENTO TIPO CEM-I, CON ADITIVO EXPANSIVO Y UNA PRESIÓN MÍNIMA DE 6 ATMÓSFERAS
 - LOS CABLES SE INYECTARÁN UNA VEZ SE HAYA COMPROBADO QUE LOS ALARGAMIENTOS Y LAS FUERZAS TRANSFERIDAS A LOS MISMOS SON ADECUADAS.
 - EL ALARGAMIENTO CARACTERÍSTICO A CARGA MÁXIMA > 3.5%
 - DIÁMETRO INFERIOR 160 mm
 - DIÁMETRO INFERIOR 165 mm
 - PÉRDIDAS DE PRETENSADO: SE HAN CONSIDERADO LOS SIGUIENTES VALORES
 - PENETRACIÓN DE CUÑAS: 6 mm
 - TESADO A 3 DÍAS
 - RELAJACIÓN DEL ACERO: A 120 h = 1.4%
A 1000 h = 2.5%
 - EL ALARGAMIENTO DE CADA CABLE DURANTE LA FASE DE TESADO SERÁ DE 462 mm (7.3 mm/m). PARA UN Pmax=11 508 KN, Ap=8 250 mm² , Y COEFICIENTE DE ROZAMIENTO: $\mu=0.17$
 $K/\mu=0.007$

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
				SIT.PERS O TRANS	SIT.ACCIDENTAL	
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m ³	300 Kg/m ³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

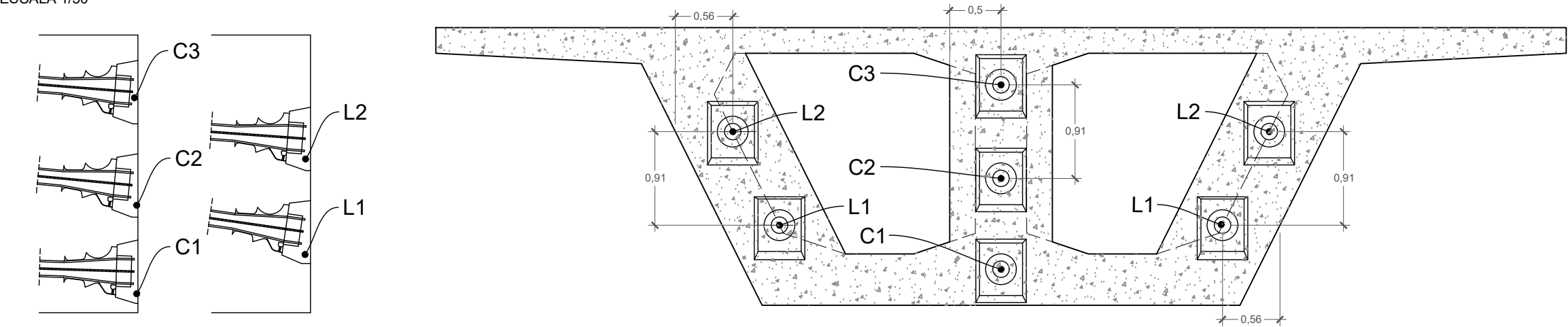
LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN		
ID TENDÓN	CONFIGURACIÓN	Φ _v (mm)
L1/L2	55 cordones de $\phi 15.7$ mm	160
C1/C2/C3	55 cordones de $\phi 15.7$ mm	160

- TENDÓN L1 ●
- TENDÓN L2 ●
- TENDÓN C1 ●
- TENDÓN C2 ●
- TENDÓN C3 ●

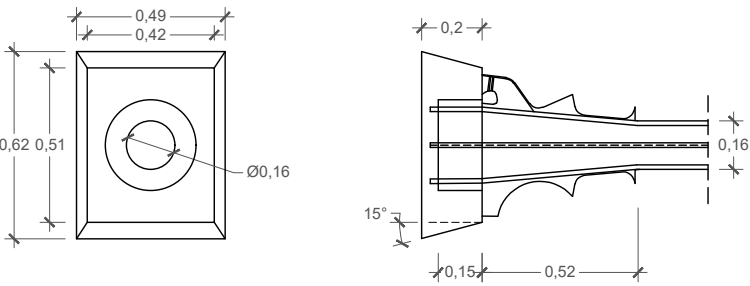
SECCIÓN ENTRE FASES CONSTRUCTIVAS. FRENTE DE ANCLAJES

ESCALA 1/50



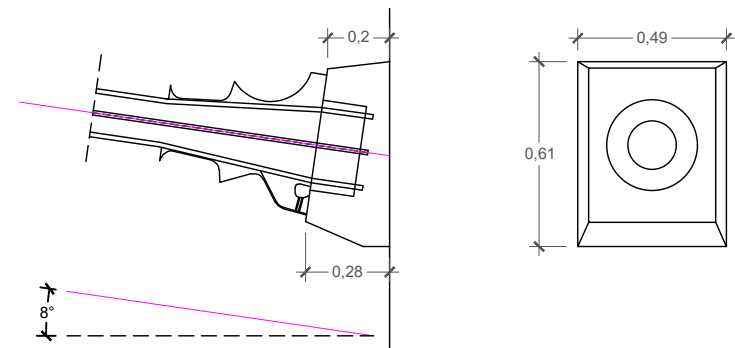
PLACA DE ANCLAJE Y CAJETÍN PARA 55C15

ESCALA 1/25



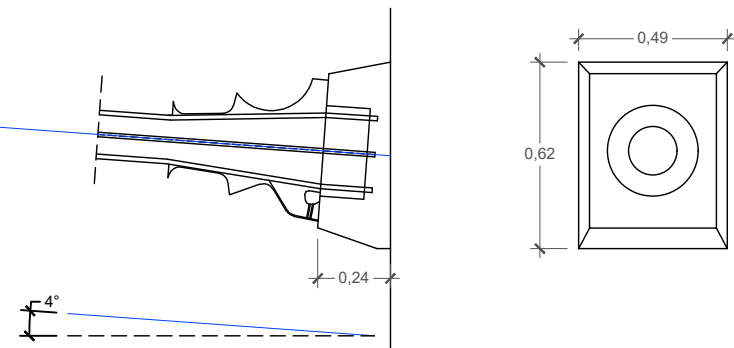
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN L1

ESCALA 1/25



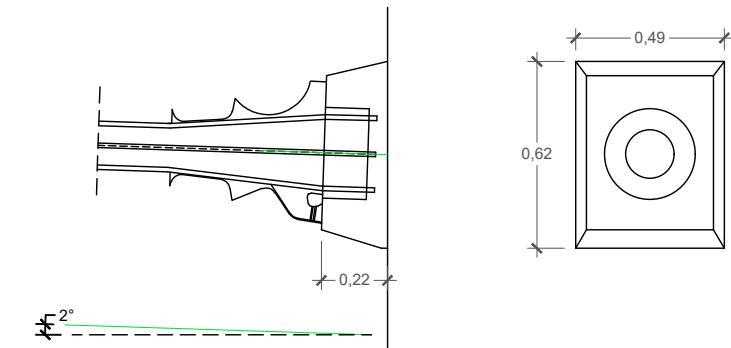
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN L2

ESCALA 1/25



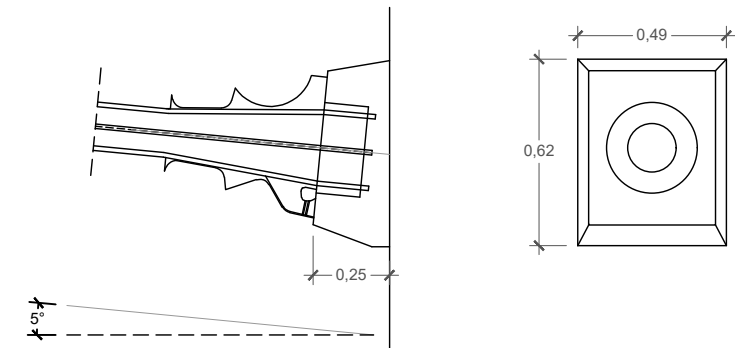
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN C1

ESCALA 1/25



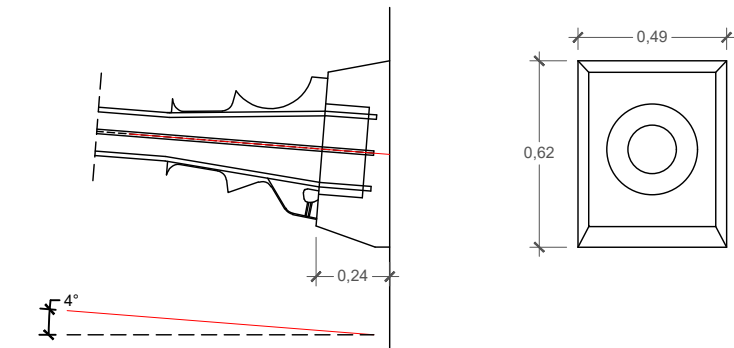
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN C2

ESCALA 1/25



DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN C3

ESCALA 1/25



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
				SIT.PERS O TRANS	SIT.ACCIDENTAL	
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

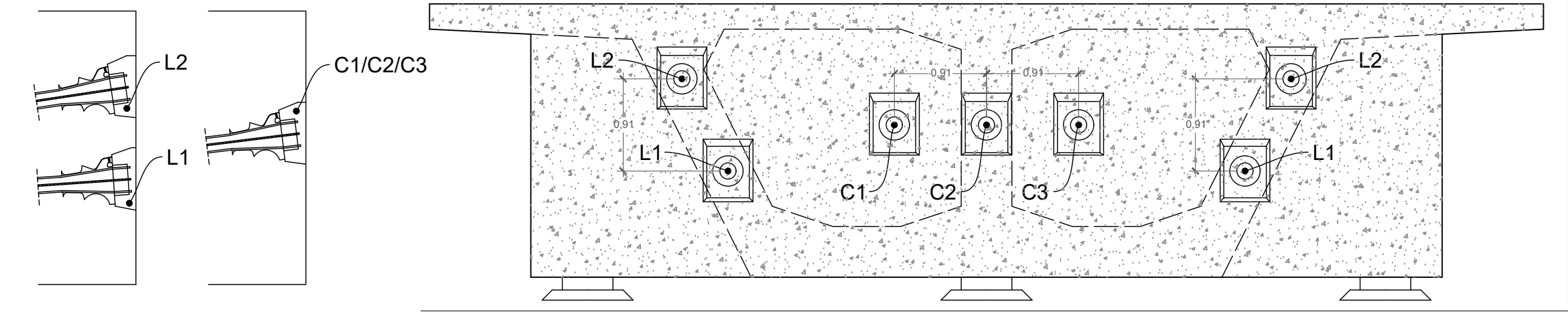
LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN		
ID TENDÓN	CONFIGURACIÓN	Φ _v (mm)
L1/L2	55 cordones de Ø15.7 mm	160
C1/C2/C3	55 cordones de Ø15.7 mm	160

- TENDÓN L1
- TENDÓN L2
- TENDÓN C1
- TENDÓN C2
- TENDÓN C3

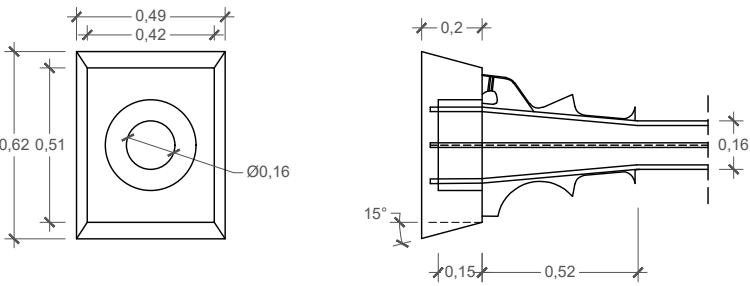
SECCIÓN ESTRIBO OESTE. ANCLAJE ULTIMA FASE

ESCALA 1/50



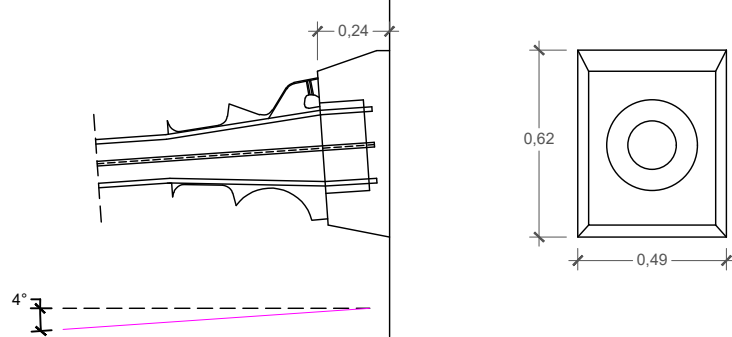
PLACA DE ANCLAJE Y CAJETÍN PARA 55C15

ESCALA 1/25



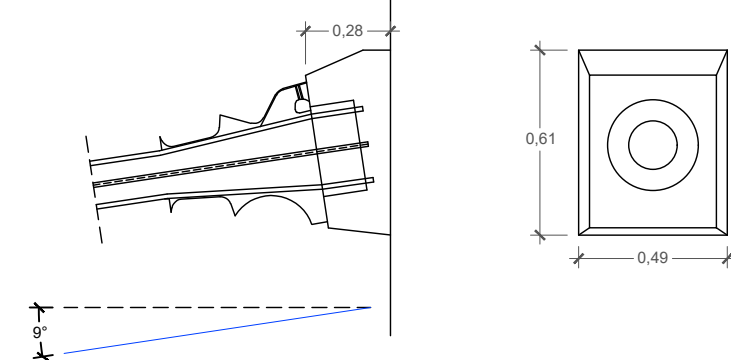
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN L1

ESCALA 1/25



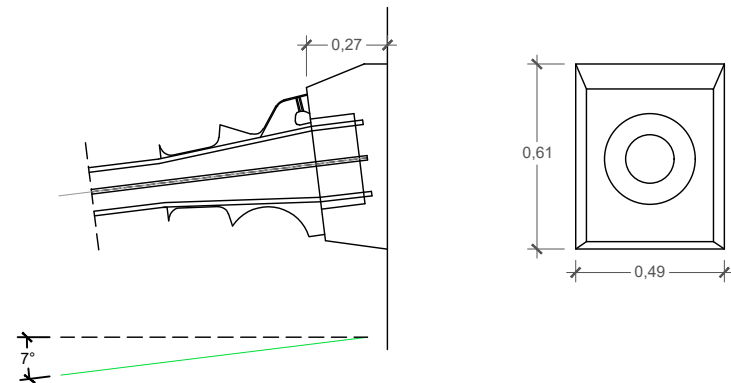
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN L2

ESCALA 1/25



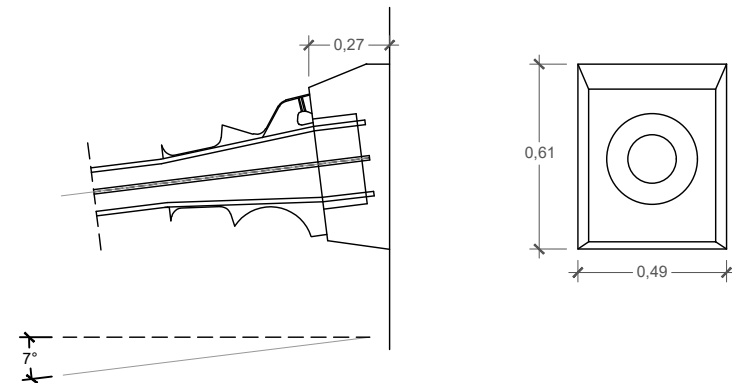
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN C1

ESCALA 1/25



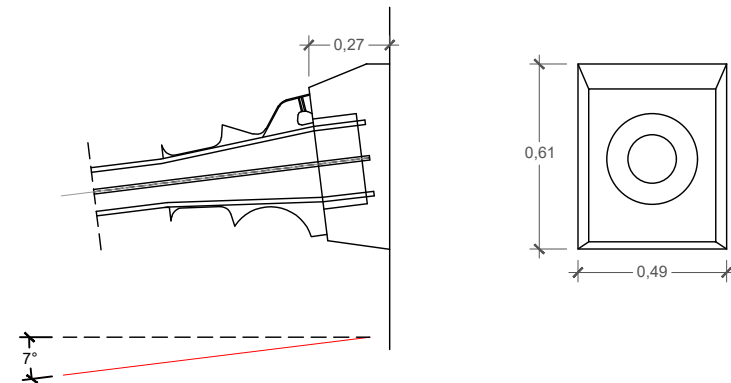
DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN C2

ESCALA 1/25



DETALLE CAJETÍN. ANCLAJE ACTIVO TENDÓN C3

ESCALA 1/25



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
				SIT.PERS O TRANS	SIT.ACCIDENTAL	
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

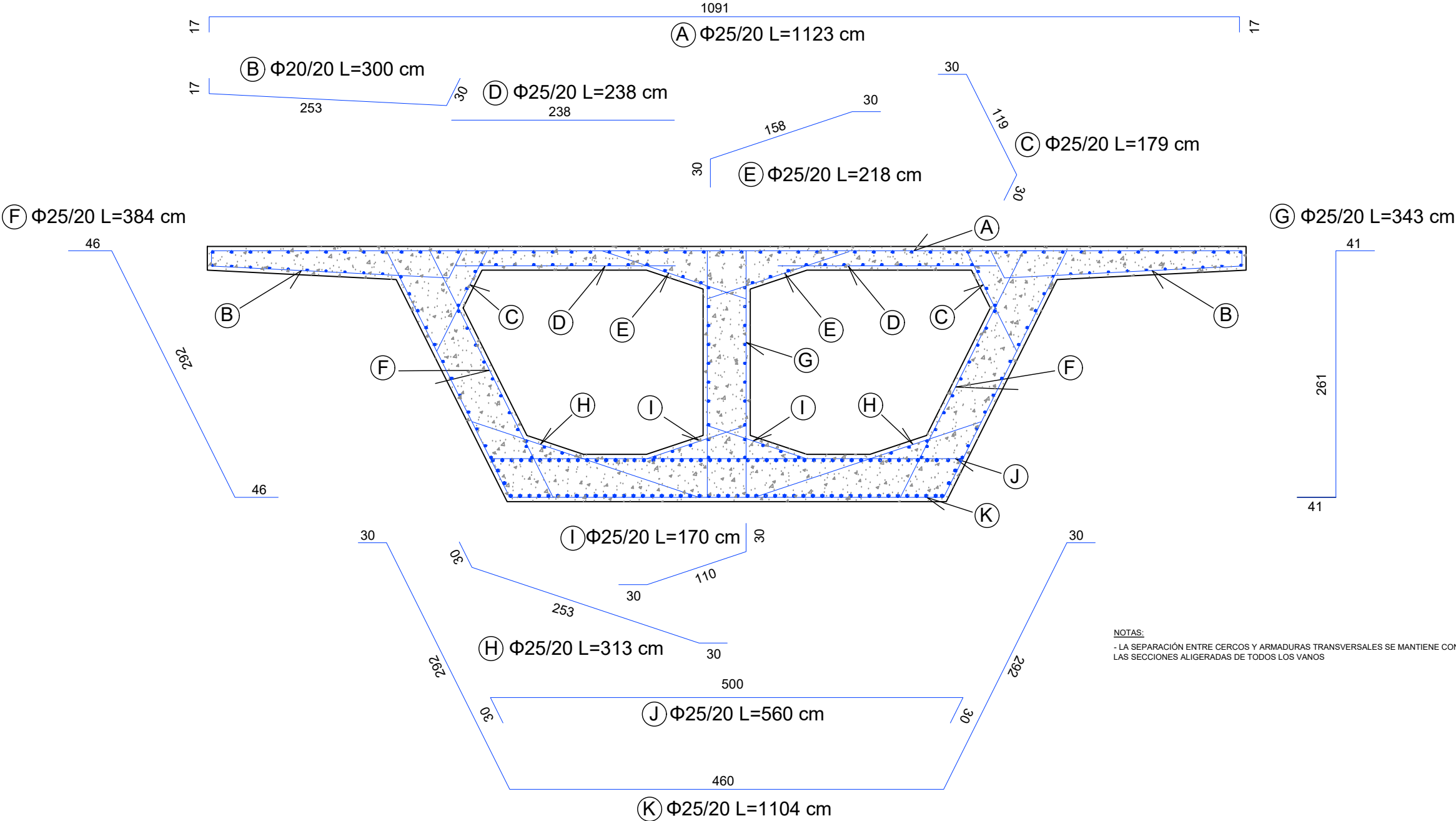
LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

TENDÓN		
ID TENDÓN	CONFIGURACIÓN	Φ _v (mm)
L1/L2	55 cordones de Ø15.7 mm	160
C1/C2/C3	55 cordones de Ø15.7 mm	160

TENDÓN L1	●	■
TENDÓN L2	●	■
TENDÓN C1	●	■
TENDÓN C2	●	■
TENDÓN C3	●	■

SECCIÓN ALIGERADA TIPO. ARMADURA TRANSVERSAL

ESCALA 1/50



NOTAS:
- LA SEPARACIÓN ENTRE CERCOS Y ARMADURAS TRANSVERSALES SE MANTIENE CONSTANTE EN LA TOTALIDAD DE LAS SECCIONES ALIGERADAS DE TODOS LOS VANOS

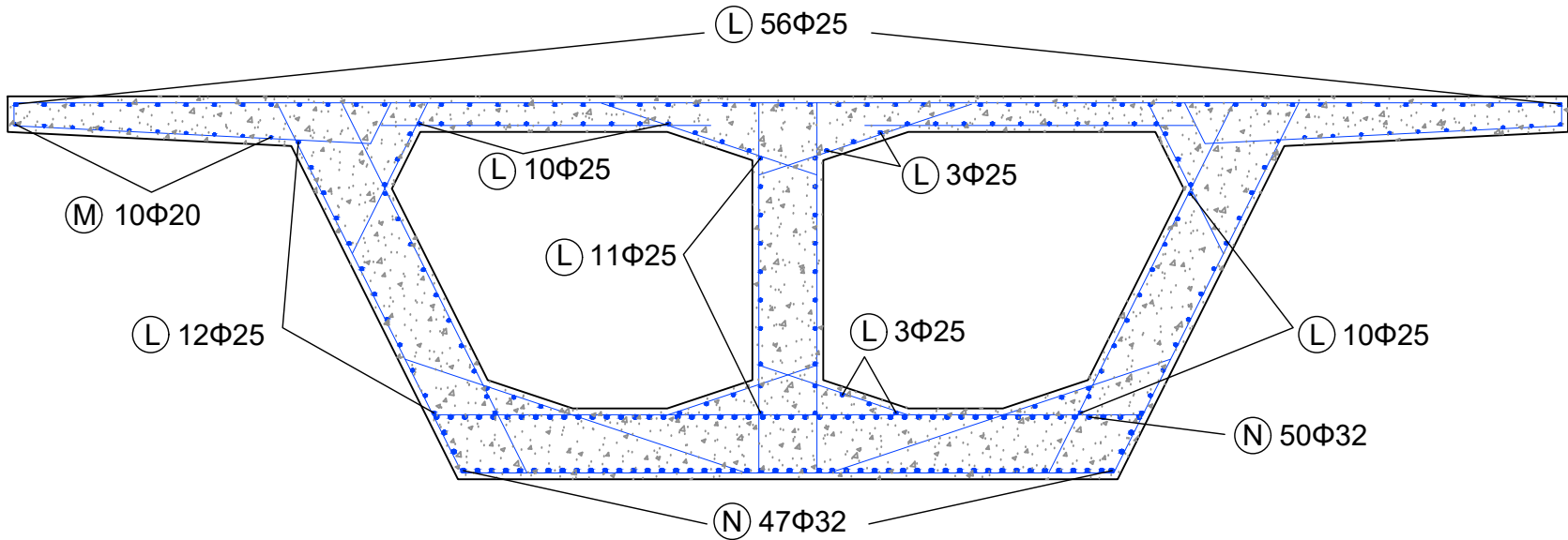
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
				SIT.PERS O TRANS	SIT.ACCIDENTAL	
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
	Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I
HA-50 (B-500S)	10	50	71	25
	12	60	86	30
	16	80	114	40
	20	104	146	50
	25	163	227	75
	32	266	377	123
LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.				

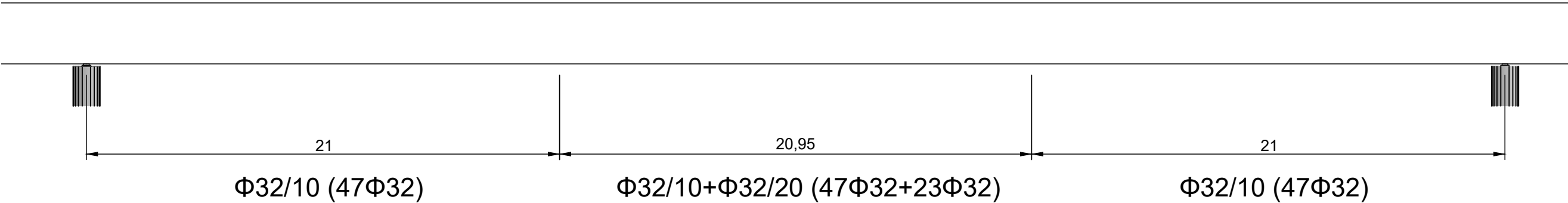
SECCIÓN ALIGERADA TIPO. ARMADURA LONGITUDINAL

ESCALA 1/50



REFUERZO LOSA INFERIOR. VANOS INTERMEDIOS. ARMADURA INFERIOR LONGITUDINAL

ESCALA 1/50



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.L.S.
HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30	1.00
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

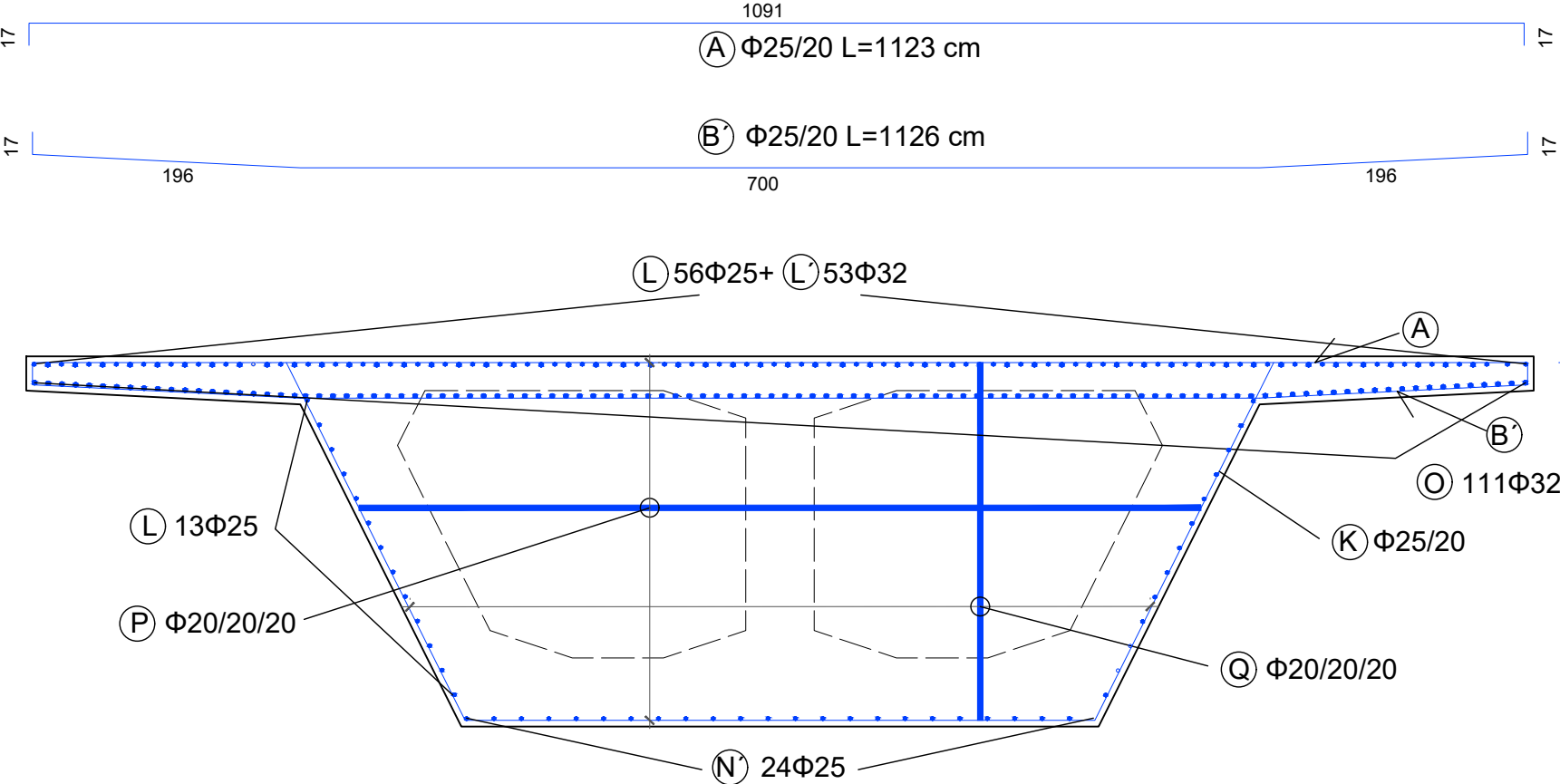
REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
	Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

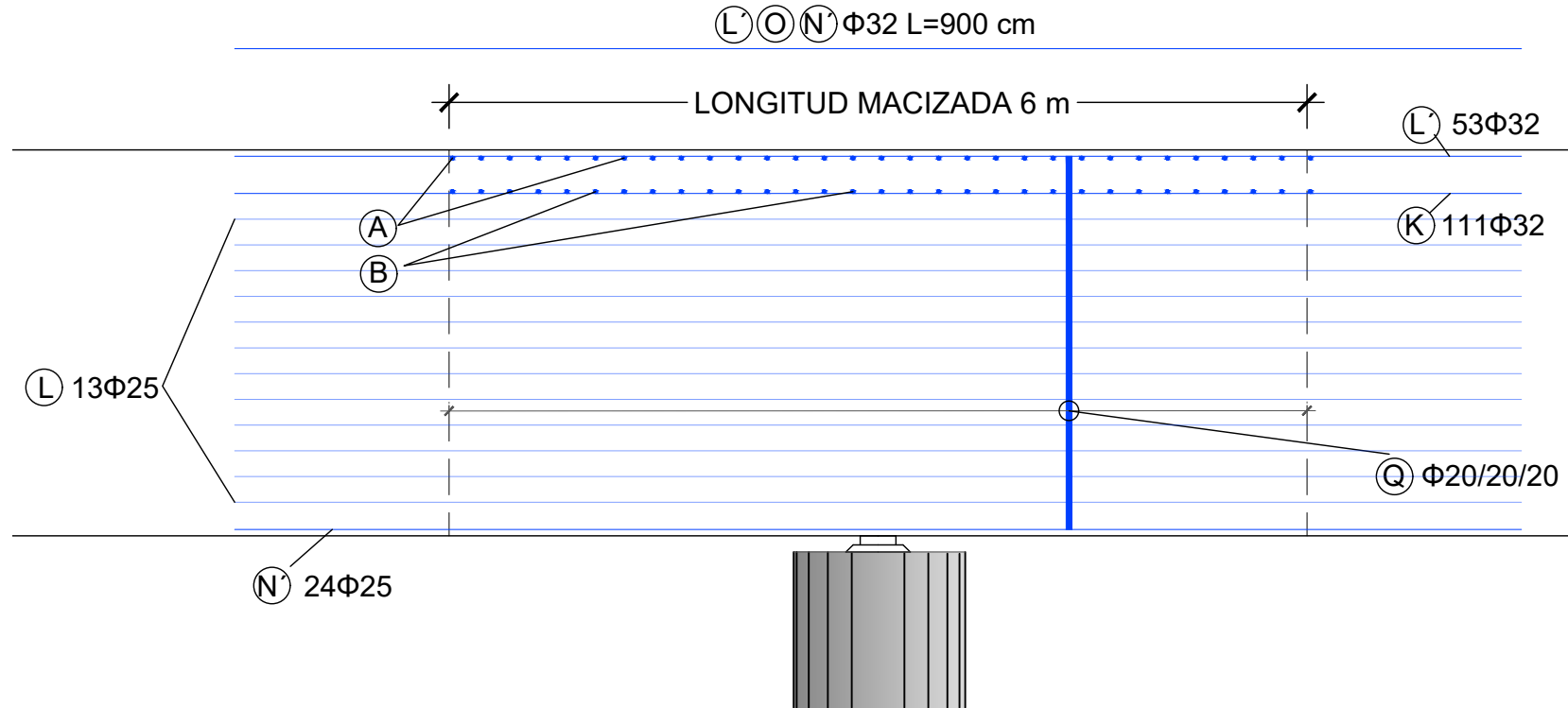
HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
	Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

SECCIÓN MACIZA SOBRE PILAS. ARMADURA PASIVA
ESCALA 1/50



ALZADO. CORTE POR EJE VERTICAL
ESCALA 1/50



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)					
MATERIAL	DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
			E.L.U.		E.L.S.
HORMIGONES	HORMIGÓN DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN	HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30
	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2			
	PILAS	HA-30/F/20/XC4			
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4			
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4			
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00

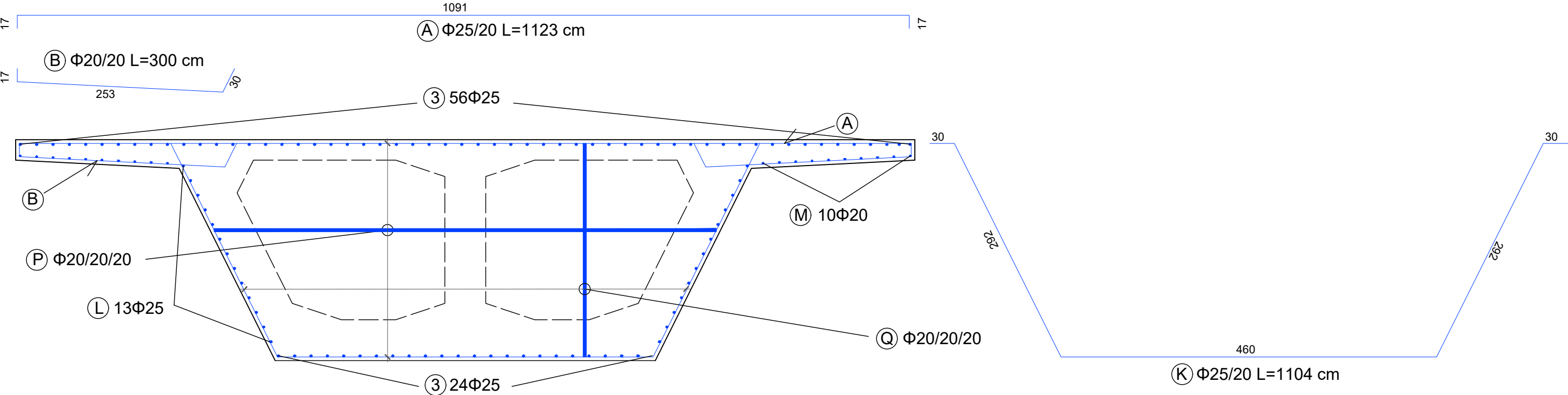
HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

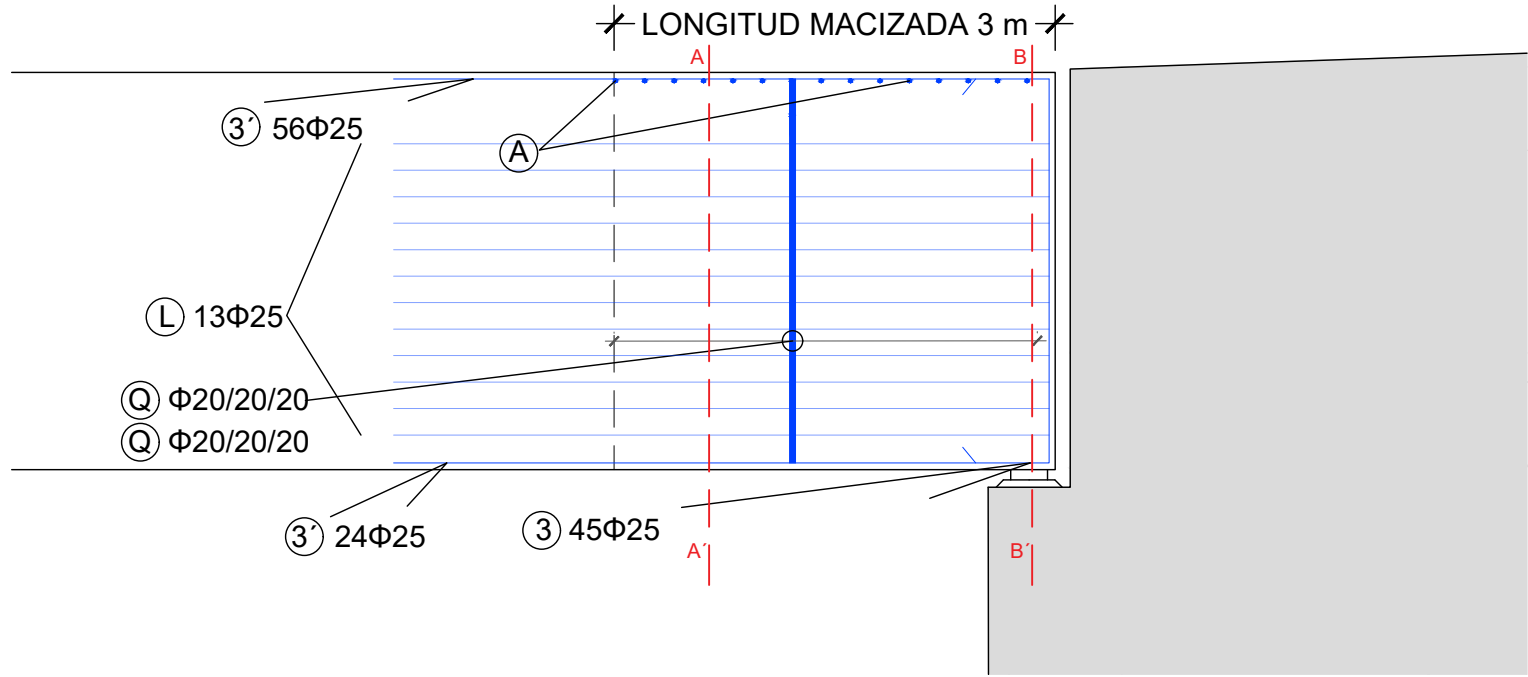
LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (*) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

SECCIÓN A-A'. ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL
ESCALA 1/50



ALZADO. CORTE POR EJE VERTICAL
ESCALA 1/50



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)					
MATERIAL	DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
			E.L.U.		E.L.S.
HORMIGONES	HORMIGÓN DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN	HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30
	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2			
	PILAS	HA-30/F/20/XC4			
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4			
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4			
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00

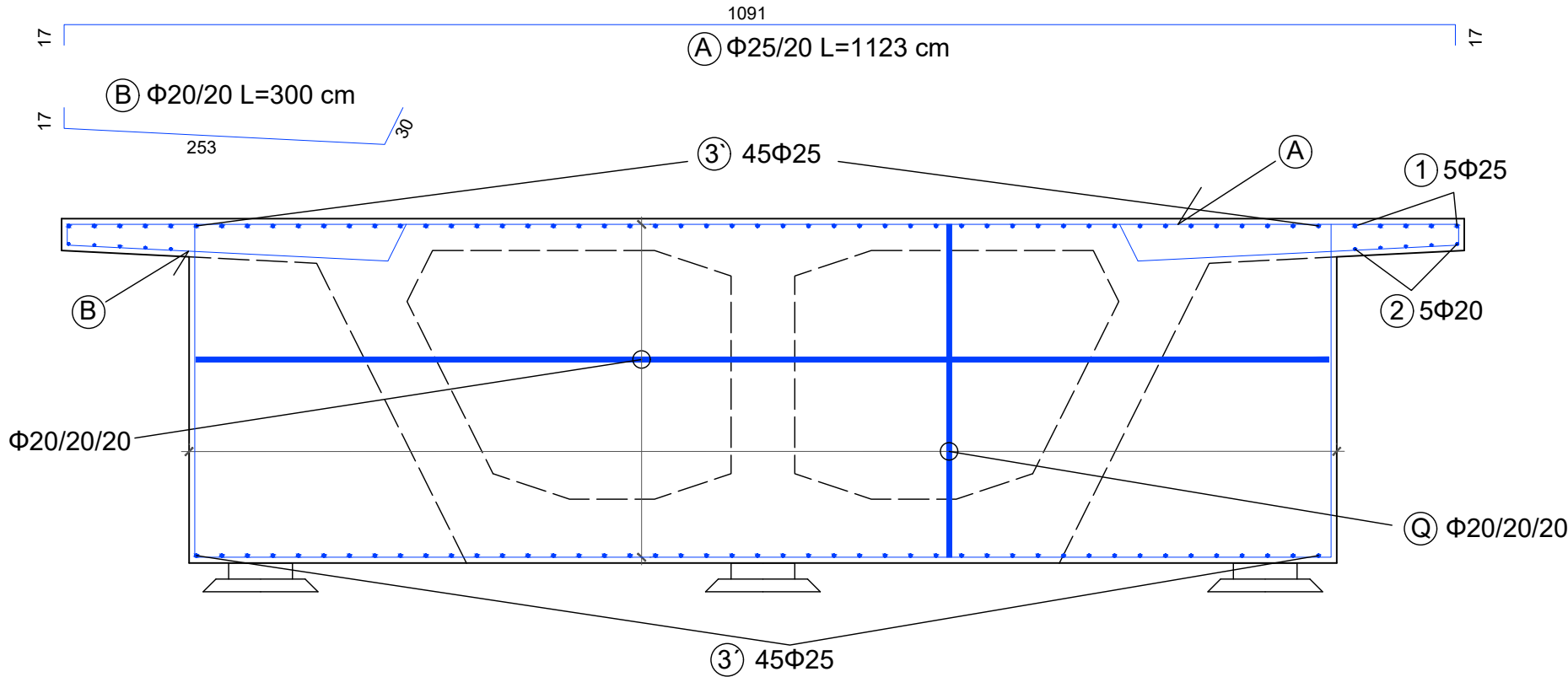
HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

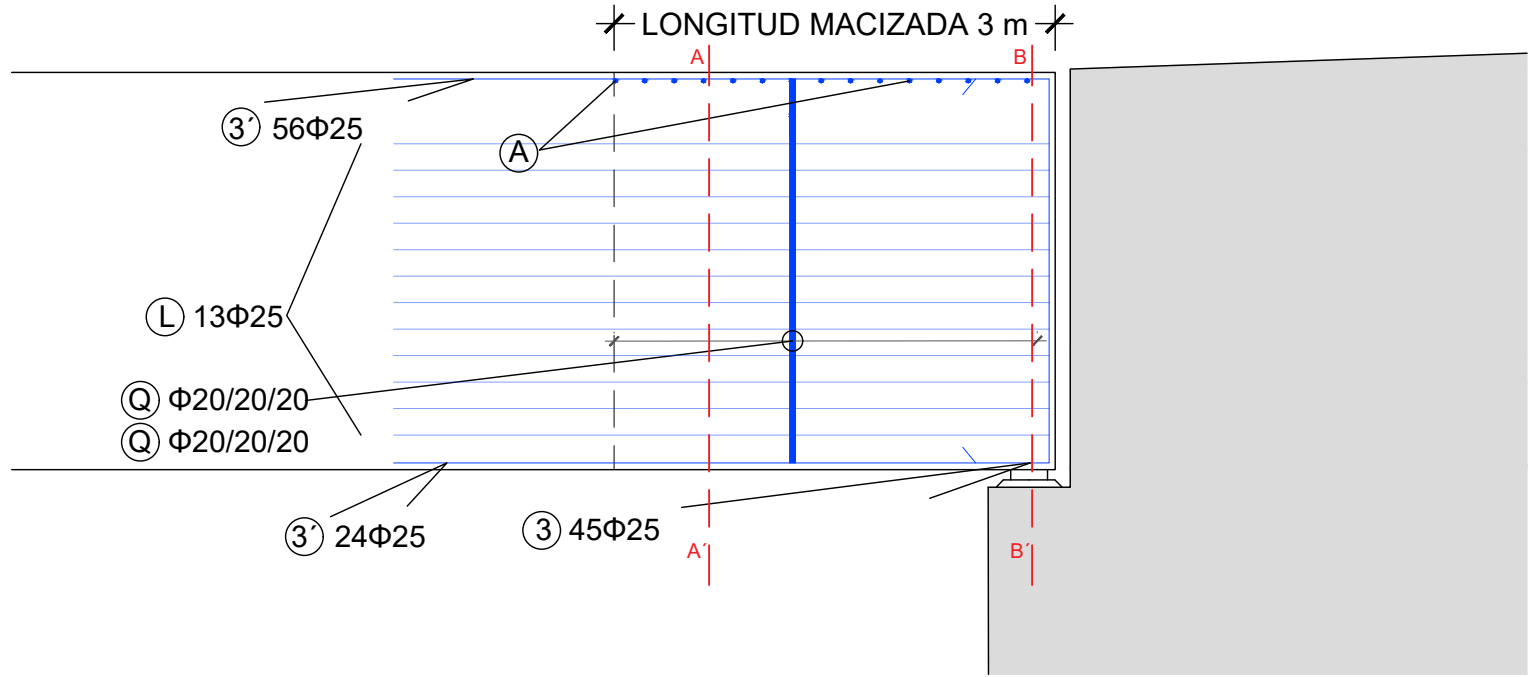
LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (*) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

SECCIÓN B-B'. ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL
ESCALA 1/50



ALZADO. CORTE POR EJE VERTICAL
ESCALA 1/50



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)					
MATERIAL	DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
			E.L.U.		E.L.S.
HORMIGONES	HORMIGÓN DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN	HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30
	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2			
	PILAS	HA-30/F/20/XC4			
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4			
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4			
ARMADURAS PASIVAS			B 500 SD	NORMAL	1.15
ARMADURAS ACTIVAS			Y 1860 S7	NORMAL	1.15
MALLAZO			B 500 T	NORMAL	1.15

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (*) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

CUADRO DE DESPIECE Y MEDICIONES
SIN ESCALA

ID	Φ mm	Forma cm	Nº de piezas	Longitud unitaria m	LONGITUD TOTAL m	Peso kg/m	PESO TOTAL kg
A	25		1175	11.23	13195.25	3.85	50846.05
B	20		2350	3.00	7050	2.47	17386.36
B'	25		150	11.26	1689	3.85	6508.32
C	25		1075	1.79	1924.25	3.85	7414.83
D	25		1075	2.38	2558.5	3.85	9858.82
E	25		1075	2.18	2343.5	3.85	9030.35
F	25		1075	3.84	4128	3.85	15906.67
G	25		1075	3.43	3687.25	3.85	14208.30
H	25		1075	3.13	3364.75	3.85	12965.59
I	25		1075	1.70	1827.5	3.85	7042.01
J	25		1075	5.60	6020	3.85	23197.23
K	25		1410	11.04	15566.4	3.85	59982.94
L	25		4222	12.00	50664	3.85	195226.62
L'	25		265	9.00	2385	3.85	9190.26
M	20		700	12.00	8400	2.47	20715.66
N	32		2070	12.00	24840	6.31	156823.48

ID	Φ mm	Forma cm	Nº de piezas	Longitud unitaria m	LONGITUD TOTAL m	Peso kg/m	PESO TOTAL kg
O	32		555	9.00	4995	6.31	31535.16
P	20		1650	6.85	11302.5	2.47	27873.66
Q	20		4200	2.60	10920	2.47	26930.36
1	25		20	4.80	96	3.85	369.92
2	20		20	4.80	96	2.47	236.75
3	25		180	4.80	864	3.85	3329.30
3'	25		90	3.61	324.9	3.85	1251.96
						Σ	711992.23

Superficie de tablero: 3877.50 m²
Volumen total de hormigón: 3488.57
m³ hormigón /m² tablero: 0.9
kg acero/ m² tablero: 183.62
kg pretensado/ m² tablero: 41.58

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)					
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES E.L.U.	
HORMIGÓN DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN		HL-150/B/20	ESTADÍSTICO	1.50	1.30
HORMIGONES	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2			
	PILAS	HA-30/F/20/XC4			
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4			
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4			
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00

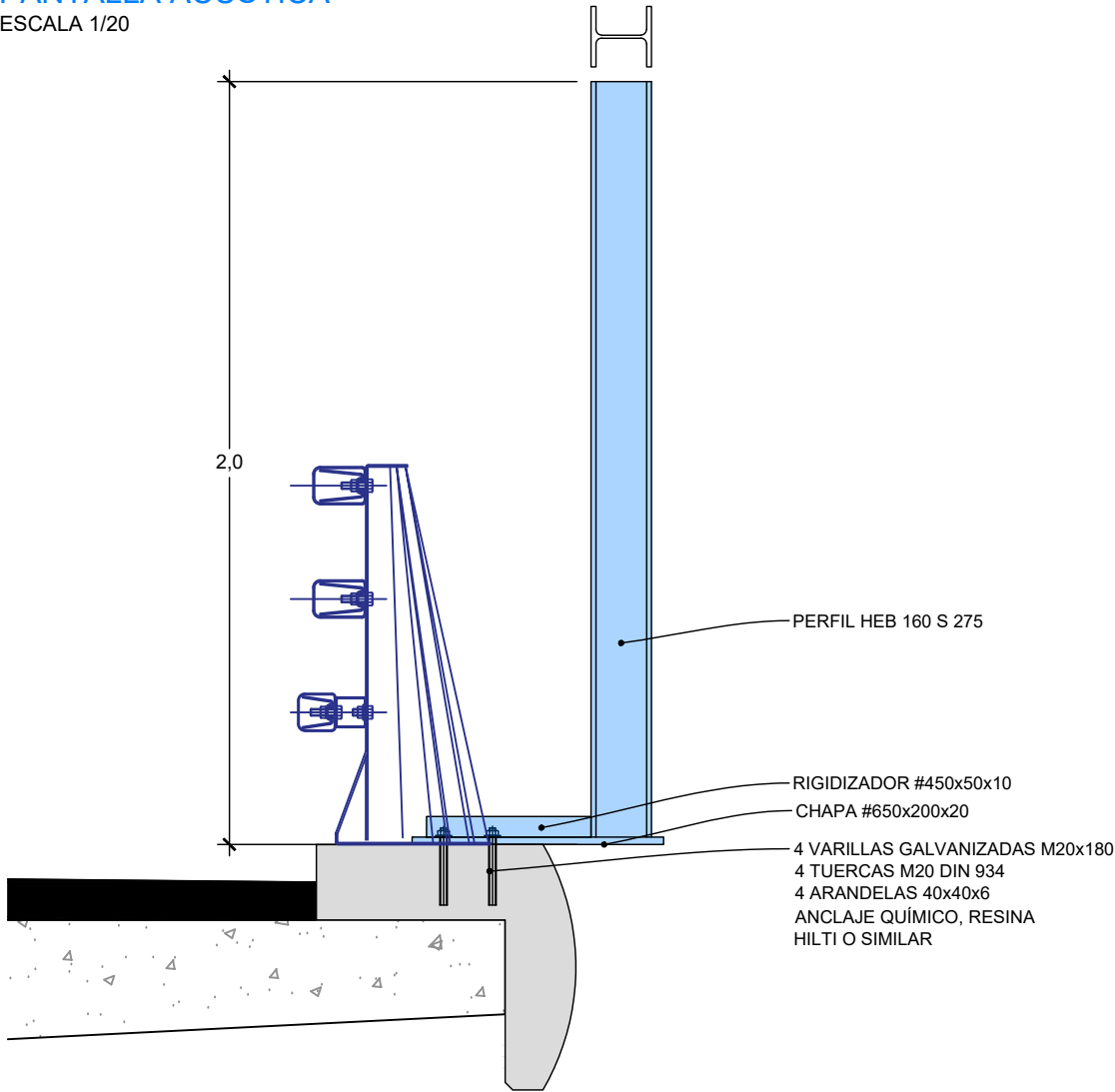
REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m ³	300 Kg/m ³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	104	146	50	71
25	163	227	75	105
32	266	377	123	172

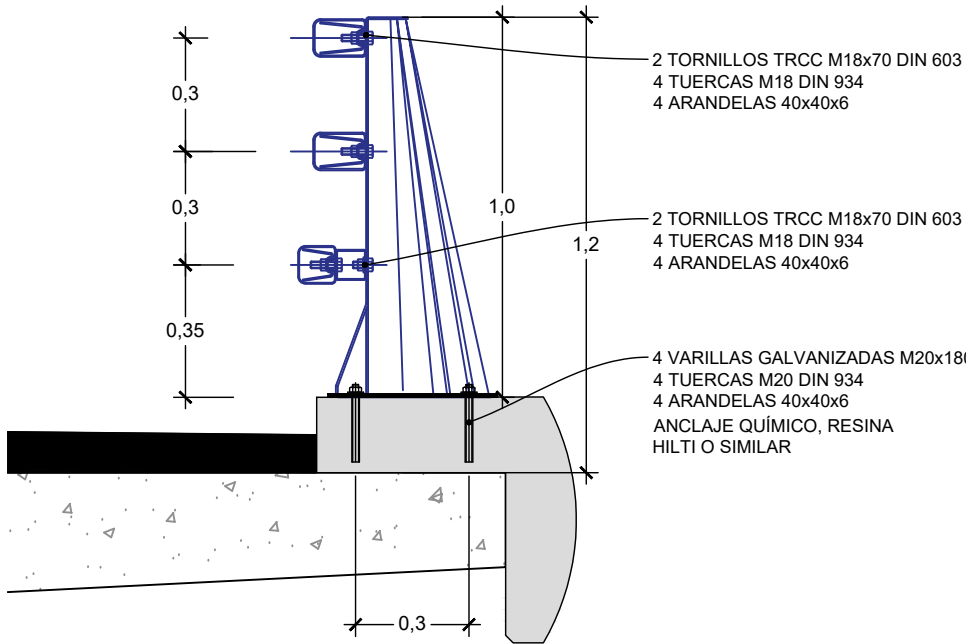
HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36
12	60	86	30	43
16	80	114	40	57
20	100	143	50	71
25	125	179	63	89
32	205	287	102	143

LOS SUBÍNDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO. SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL.
(**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

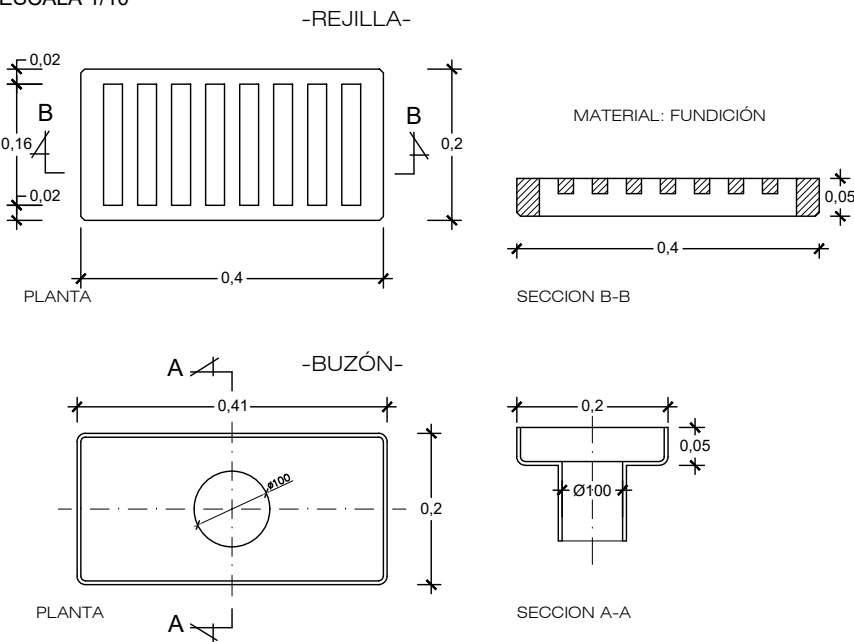
PANTALLA ACÚSTICA
ESCALA 1/20



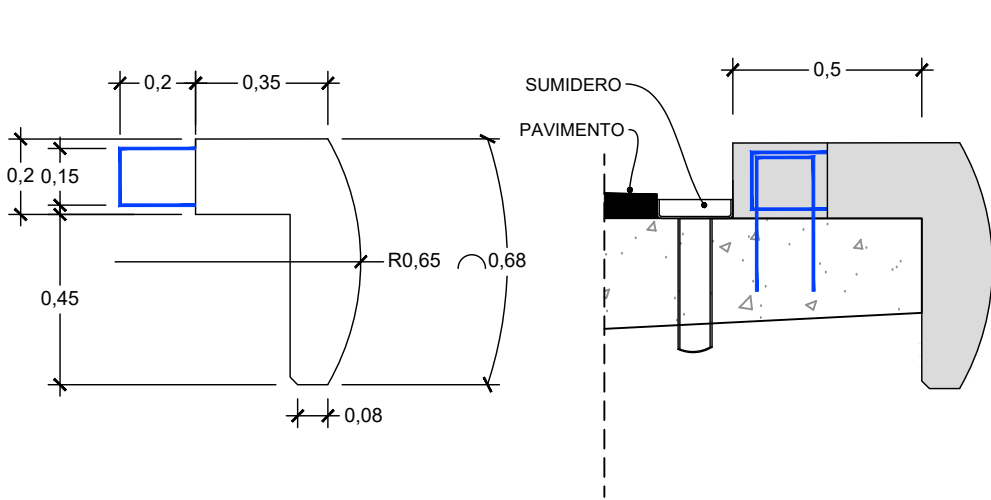
DEFENSA. PRETEL METÁLICO
ESCALA 1/20



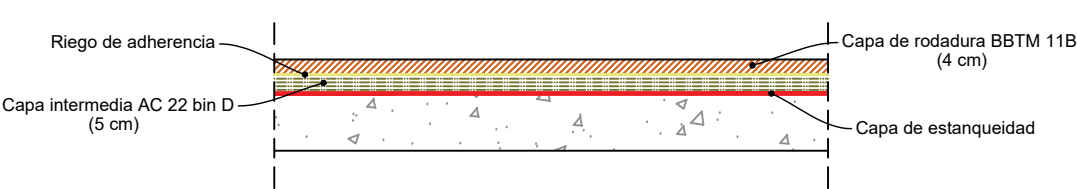
SUMIDERO
ESCALA 1/10



IMPOSTA PREFABRICADA
ESCALA 1/20



PAVIMENTO
ESCALA 1/20



CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL (S/ CÓDIGO ESTRUCTURAL)						
MATERIAL		DESIGNACIÓN	NIVEL DE CONTROL	COEF. SEGUR. MATERIALES		
				E.L.U.		E.I.S.
				SIT PERS O TRANS	SIT ACCIDENTAL	
HORMIGONES	HORMIGON DE LIMPIEZA Y REGULARIZACIÓN	HL-150/B/20	ESTADISTICO	1.50	1.30	1.00
	CIMENTACIONES	HA-30/B/20/XC2				
	PILAS	HA-30/F/20/XC4				
	ESTRIBOS	HA-30/F/20/XC4				
	TABLERO	HP-50/F/20/XC4				
ARMADURAS PASIVAS		B 500 SD	NORMAL	1.15	1.00	1.00
ARMADURAS ACTIVAS		Y 1860 S7	NORMAL	1.15	1.00	1.00
MALLAZO		B 500 T	NORMAL	1.15	1.00	1.00

HA-30 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)		HA-50 (B-500S)	SOLAPO (Ls) (cm)		ANCLAJE (Lb) prolong. recta (cm)	
Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II	Ø (mm)	Ls I	Ls II	Lb I	Lb II
10	50	71	25	36	10	50	71	25	36
12	60	86	30	43	12	60	86	30	43
16	80	114	40	57	16	80	114	40	57
20	104	146	50	71	20	100	143	50	71
25	163	227	75	105	25	125	179	63	89
32	266	377	123	172	32	205	287	102	143

LOS SUBINDICES I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPO Y ANCLAJE DE LAS TABLAS SE REFIEREN A LA POSICIÓN DE LA BARRA A ANCLAR O SOLAPAR, RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO, SEGÚN EL ART. 49.5 DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL. (**) CUANDO EL ANCLAJE SEA MEDIANTE PATILLA, LA LONGITUD DE LA MISMA DEBE SER MAYOR O IGUAL A 5 VECES EL DIÁMETRO DE LA BARRA.

REQUISITOS GENERALES DE DURABILIDAD (S/CE)		
(ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. CONTROL NORMAL)		
CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	XC2	XC4
RECUBRIMIENTO NOMINAL (PASIVA/ACTIVA)	35	40/50
MAXIMA RELACION AGUA/CEMENTO	0.60	0.55
MINIMO CONTENIDO DE CEMENTO	275 Kg/m³	300 Kg/m³
- RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE ELEMENTOS ENCOFRADOS CONTRA EL TERRENO (EN AUSENCIA DE HORMIGÓN DE LIMPIEZA): 70 mm. - RECUBRIMIENTO NOMINAL DE LA CIMENTACIÓN (CARA INFERIOR): 50mm. - SE HA CONSIDERADO UNA VIDA ÚTIL DE 100 AÑOS Y UN TIPO DE CEMENTO ACORDE CON EL RECUBRIMIENTO CONSIDERADO SEGÚN LAS TABLAS 44.2.1.1.a Y 44.2.1.1.b DEL CE.		



DOCUMENTO N° 03. VALORACIÓN ECONÓMICA



ÍNDICE

1	LISTADO DE MEDICIONES	1
2	CUADRO DE DESCOMPUESTOS	7
3	PRESUPUESTO	16
4	RESUMEN DEL PRESUPUESTO	23

1 LISTADO DE MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD
01	SUPERESTRUCTURA					
01.01	m3 Hormigón pretensado en tablero de puente Suministro y vertido de hormigón para pretensar de resistencia característica 50 N/mm ² . de consistencia fluida y tamaño máximo del árido 20 mm, con clase de exposición XC4, vertido mediante bombas en tablero de puente, incluidos el vibrado y curado según Código Estructural y DB SE-C del CTE.					
	Vano Extremo Macizado	2	6.00			208.08 17.34
	Vano Extremo Aligerado	2	44.35			802.74 9.05
	Vano Intermedio Macizado	4	6.00			416.16 17.34
	Vano Intermedio Aligerado	4	56.95			2,061.59 9.05
						3,488.57
01.02	kg Acero corrugado B 500 SD Suministro de jaulas montadas en taller de acero corrugado B500 SD de distintos diámetros y colocación como armado en tablero de puente, incluido el atado de solapes, la colocación de separadores, cortes y despunte, totalmente montada y lista para hormigonar, según Código Estructural y DB SE-C del CTE.					
	Ø32		29,835.00			188,258.85 6.31
	Ø25		111,718.30			430,450.61 3.853
	Ø20		37,768.50			93,212.66 2.468
						711,922.12
01.03	kg Acero Y 1860 S7 Ø16p/pretensado Suministro e instalación de acero pretensado Y 1860 S7Ø16 rn cordones, incluidas las vainas, anclajes pasivos y activos, acopladores, equipos y operaciones de tesado e inyección de lechada, el sellado de cajetines y todos los accesorios necesarios para su ejecución.					
	TENDON L1 55c15	2	353.11			45,833.68 64.9
	TENDON L2 55c15	2	353.35			45,864.83 64.9
	TENDON C1 55c15	1	352.80			22,896.72 64.9
	TENDON C2 55c15	1	353.18			22,921.38 64.9
	TENDÓN C3 55c15	1	354.10			22,981.09 64.9
						160,497.70



CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD
01.04	u Cimbra soporte autolanzable tableros viaductos Cimbra soporte autolanzable en tableros de viaductos, sin incluir encofrado exterior ni interior, para luces entre pilas de hasta 65 m, incluso montaje y desmontaje, amortizable en cinco viaductos.					
						1.00
01.05	m2 Encofrado interior viga cajón postesada Encofrado interior para vigas cajón postesadas, incluso apuntalamientos, elementos auxiliares, desencofrado y limpieza.					
	VANO CIMBRADO 62.95 m	1	53.95	15.62		842.70 1
						842.70
01.06	m2 Encofrado exterior viga cajón postesada Encofrado exterior para vigas cajón postesadas, incluso apuntalamientos, elementos auxiliares, desencofrado y limpieza.					
	VANO CIMBRADO 62.95 m	1	62.95	14.41		907.11
						907.11



CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD
02	EQUIPAMIENTOS Y DRENAJE					
02.01	m Pretil metálico H4b Pretíl metálico de acero calidad S235JR, S275JR Y S355JR con clase de contención muy alta (H4b), anchura de trabajo W4 e índice de severidad B, terminado galvanizado en caliente y termolacado, incluida la parte proporcional de los postes, sistemas de anclajes y tornillería, totalmente instalado listo para su puesta en servicio.					
	TABLERO	2	352.50			705.00
						705.00
02.02	m Imposta prefabricada Imposta prefabricada exterior con módulos de 2490 mm, incluido transporte y colocación					
	BORDE TABLERO	2	352.50			705.00
						705.00
02.03	u Sumidero en estructura PVC 100 mm Sumidero en estructura con tubo de PVC de 100 mm de diámetro y rejilla de fundición con dimensiones según planos. Totalmente colocado					
						60.00

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD
02.04	m2 Pantalla acústica de paneles de acero-metacrilato Pantalla acústica de paneles prefabricados colocados entre postes dispuestos cada 4 m formados por una chapa de acero galvanizado de 1 mm de espesor y relleno fono-absorbente de lana de roca con superficie perforada >32% de 4x0.5x0.11 m con un índice de absorción de 12 dB (a4) e índice de asilamiento 27dB (B39) combinados con paneles de polimetacrilato de 15 mm de espesor de 4x1x0.14 m con un índice de aislamiento 30dB (B3), completamente instalada, incluso la parte proporcional de accesorios y gomas de sellado, sin incluir los postes ni placas de anclaje					
	Margen derecha	352.50			2.00	705.00
	Margen izquierda	145.00			2.00	290.00
						995.00
02.05	u Poste acero S275 para pantalla acústica Instalación de poste para pantallas acústicas de 2 m de altura compuesto por un perfil HEB-160 de acero laminado S275 galvanizado y termolacado soldado sobre una placa de anclaje de 200x200x20 mm, incluso piezas especiales, totalmente instalado para su puesta en servicio					
	Margen derecha	89				89.00
	Margen izquierda	37				37.00
						126.00

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD
03	PAVIMENTO					
	Formación de capa de rodadura de 4 cm de espesor final una vez apisonada, ejecutada mediante el suministro, extendido y compactación de mezcla bituminosa en caliente tipo BBTM 11 B PMB 45/80-65 con árido calizo de tamaño máximo 11 mm, incluida una dotación de 0.045 t de betún por tonelada de mezcla y sin incluir su transporte.					
	TABLERO	1	352.50	10.00		3,525.00
						3,525.00
03.02	m Marca vial longitudinal Marca vial longitudinal permanente, tipo P-RR, de 10 cm de ancho, retroreflectante en seco, con humedad y con lluvia, no estructurada, ejecutada con pintura blanca acrílica en disolvente, aplicada manualmente, incluso preparación de la superficie y premarcaje, según la Guía para el proyecto y ejecución de obras de señalización horizontal del Ministerio de Fomento.					
	SEPARACIÓN CALZADA	1	352.50			352.50
	SEPARACIÓN ARCEN-CALZADA	2	352.50			705.00
						1,057.50
03.03	m2 Impermeabilización losa tablero Impermeabilización en tableros de puentes, con solución monocapa por: imprimación asfáltica, lámina asfáltica de betún modificado con elastómeros, totalmente adherida al soporte con soplete, totalmente instalada.					
	TABLERO	1	352.50	11.00		3,877.50
						3,877.50
03.04	t Capa intermedia 5 cm. AC bin 22 D Suministro, extendido y compactación de mezcla bituminosa en caliente tipo AC 22 BIN B35/50 D con árido calizo, y una dotación de betún de 0.05 t por tonelada de mezcla, sin incluir el transporte de la mezcla.					
	TABLERO		352.50	10.00	0.05	405.38
					2.3	405.38

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD
04	GESTIÓN DE RESIDUOS					
04.01	t CLASIFICACIÓN DE RCDs Recogida y clasificación selectiva por fracciones de residuos no peligrosos en la zona de almacenamiento de residuos de la obra (excepto tierras y piedras de excavación) realizados mediante medios manuales, sin incluir la carga en contenedor o camión					
	TABLERO	1	365.00			912.50 2.5
						912.50
04.02	t MACHAQUEO DE RCDs Machaqueo de los residuos de construcción o demolición de naturaleza pétreo realizado con machacadora mocil a pie de obra, incluida la alimentación de la planta con medios mecánicos.					
	TABLERO	1	11.00			27.50 2.5
						27.50
04.03	t CARGA DE RCDs EN CAMIÓN O CONTENEDOR Carga de RCDs compuestos por residuos mezclados (LER 17 09 04) de una densidad aproximada de 1t/m3 en camión o contenedor realizada mediante medios mecánicos.					
	RESTOS TABLERO	1	11.00			27.50 2.5
						27.50
04.04	t TRANSPORTE RCDs EN CAMIÓN Transporte de residuos de construcción y demolición no peligrosos en camión de 15 t realizado por transportista autorizado a instalación de valorización y/o eliminación considerando una distancia de 20 km y los tiempos de carga y espera.					
	RESTOS TABLERO	1	11.00			27.50 2.5
						27.50
05	SEGURIDAD Y SALUD					
06.01	PA Seguridad y Salud					1.00
						1.00

2 CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
01	SUPERESTRUCTURA					
01.01	Hormigón pretensado en tablero de puente		m3			
	Suministro y vertido de hormigón para pretensar de resistencia característica 50 N/mm2. de consistencia fluida y tamaño máximo del árido 20 mm, con clase de exposición XC4, vertido mediante bombas en tablero de puente, incluidos el vibrado y curado según Código Estructural y DB SE-C del CTE.					
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.180	h	27.54	4.96	
MOOA10a	Ayudante construcción	0.360	h	23.83	8.58	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.360	h	22.77	8.20	
PBPC25caceaaa		HP-50/F/20/XC4	1.050	m3	196.05	205.85
MMMH.3b	Bom H sob cmn 3060l	0.100	h	528.00	52.80	
MMMH15a	Vibrador gasolina aguja ø30-50 mm	0.100	h	3.48	0.35	
%0200	Costes directos complementarios	2.807	%	2.00	5.61	

TOTAL PARTIDA..... 286.35

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS OCHENTA Y SEIS EUROS con TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS

01.02	Acero corrugado B 500 SD		kg			
	Suministro de jaulas montadas en taller de acero corrugado B500 SD de distintos diámetros y colocación como armado en tablero de puente, incluido el atado de solapes, la colocación de separadores, cortes y despuntes, totalmente montada y lista para hormigonar, según Código Estructural y DB SE-C del CTE.					
MOOB.7a	Oficial montador de ferralla	0.004	h	30.20	0.12	
MOOB12a	Peón ordinario ferralla	0.004	h	23.34	0.09	
PEAA.3d	Acero B 500 SD elaborado	1.000	kg	1.12	1.12	
PBUW.5a	Alambre reco n13ø2.0mm mazos 5kg	0.020	kg	5.53	0.11	
%0200	Costes directos complementarios	0.014	%	2.00	0.03	

TOTAL PARTIDA..... 1.47

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con CUARENTA Y SIETE CÉNTIMOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
01.03	Acero Y 1860 S7 ø16p/pretensado kg Suministro e instalación de acero pretensado Y 1860 S7ø16 rn cordones, incluidas las vainas, anclajes pasivos y activos, acopladores, equipos y operaciones de tesado e inyección de lechada, el sellado de cajetines y todos los accesorios necesarios para su ejecución.					
CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
MOOA.7a	Capataz construcción	0.001	h	28.33	0.03	
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.006	h	27.54	0.17	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.006	h	22.77	0.14	
PEAA12d	Cordón acero Y1860 S7 ø16p/pretensado	1.000	kg	4.52	4.52	
PEAA21d	Accesorio de pretensado de tendones	0.100	u	1.69	0.17	
PBPL.1k	Lechada para inyecciones CEM I 42.5 R	0.002	m3	307.91	0.62	
MMMG.6d	Grúa autopropulsada 30T	0.010	h	103.94	1.04	
MMMV15a	Equipo tesado cables	0.004	h	76.85	0.31	
MMMH17a	Equipo inyección lechada c/grupo	0.004	h	43.32	0.17	
%0200	Costes directos complementarios	0.072	%	2.00	0.14	

TOTAL PARTIDA..... 7.31

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SIETE EUROS con TREINTA Y UN CÉNTIMOS

01.04	Cimbra soporte autolanzable tableros viaductos u Cimbra soporte autolanzable en tableros de viaductos, sin incluir encofrado exterior ni interior, para luces entre pilas de hasta 65 m, incluso montaje y desmontaje, amortizable en cinco viaductos.					
MOOA.7a	Capataz construcción	25.000	h	28.33	708.25	
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	50.000	h	27.54	1,377.00	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	125.000	h	22.77	2,846.25	
MOOA13a	Contrato formación 2º año construcción	125.000	h	13.85	1,731.25	
MMEU.7a	Cimbra soporte autolanzable en tableros de viaductos	0.200	m2	1,100,099.00	220,019.80	
MMEU.8a	Andamio tubular para cimbra autolanzable	0.200	u	86,879.61	17,375.92	
MMEU.9a	Torres de apoyo	0.800	u	101,547.60	81,238.08	
MMEU10a	Escaleras cimbra autolanzable	0.600	u	23,694.44	14,216.66	
MMEU11a	Anillos cimbra autolanzable	0.800	u	47,388.88	37,911.10	
MMEU12a	Pasarela cimbra autolanzable	0.400	u	78,981.47	31,592.59	
MMMI.4aqb	Grup eltg trif 100kva inso	100.000	h	21.61	2,161.00	
MMMG.6g	Grúa autopropulsada 300T	125.000	h	568.89	71,111.25	
MMMD.2a	Equipo de oxicorte	6.150	h	10.89	66.97	
MMEU13a	Enfiladora	75.000	h	51.20	3,840.00	
MMMT14ccb	Cmn de transp 15T 12m3 3 ejes	125.000	h	70.00	8,750.00	
MMMK.6a	Equipo inyección lechada	75.000	h	19.07	1,430.25	
MMEU14a	Pórtico tesado cimbra autolanzable	50.000	h	198.18	9,909.00	

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
MMEU15a	Gatos de tesado	125.000	h	301.07	37,633.75	
%0200	Costes directos complementarios	5,439.191	%	2.00	10,878.38	

TOTAL PARTIDA..... 554,797.50

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de QUINIENTOS CINCUENTA Y CUATRO MIL SETECIENTOS NOVENTA Y SIETE EUROS con CINCUENTA CÉNTIMOS

01.05 **Encofrado interior viga cajón postesada** **m2**
Encofrado interior para vigas cajón postesadas, incluso
apuntalamientos, elementos auxiliares, desencofrado y limpieza.

CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
MOOA.7a	Capataz construcción	0.050	h	28.33	1.42	
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.250	h	27.54	6.89	
MOOA10a	Ayudante construcción	0.250	h	23.83	5.96	
PBAD.8c	Desencofrante en base aceite	0.050	l	2.52	0.13	
MMEU.6a	Tablero contrachapado fenólico 18 mm 4p. encofrado visto	1.100	m2	8.03	8.83	
MMET.1aa	Puntal met 3.00m	0.030	u	19.40	0.58	
MMEM.4a	Mad encf tabl	0.010	m3	361.38	3.61	
MMMT.4b	Camión grúa 8t	0.010	h	70.00	0.70	
%0200	Costes directos complementarios	0.281	%	2.00	0.56	

TOTAL PARTIDA..... 28.68

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIOCHO EUROS con SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS

01.06 **Encofrado exterior viga cajón postesada** **m2**
Encofrado exterior para vigas cajón postesadas, incluso
apuntalamientos, elementos auxiliares, desencofrado y limpieza.

MOOA.7a	Capataz construcción	0.075	h	28.33	2.12	
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.300	h	27.54	8.26	
MOOA10a	Ayudante construcción	0.300	h	23.83	7.15	
PBAD.8c	Desencofrante en base aceite	0.050	l	2.52	0.13	
MMEU.6a	Tablero contrachapado fenólico 18 mm 4p. encofrado visto	1.100	m2	8.03	8.83	
MMET.1aa	Puntal met 3.00m	0.040	u	19.40	0.78	
MMEM.4a	Mad encf tabl	0.010	m3	361.38	3.61	
MMMT.4b	Camión grúa 8t	0.013	h	70.00	0.91	
%0200	Costes directos complementarios	0.318	%	2.00	0.64	

TOTAL PARTIDA..... 32.43

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TREINTA Y DOS EUROS con CUARENTA Y TRES CÉNTIMOS



CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
02	EQUIPAMIENTOS Y DRENAJE					
02.01	Pretil metálico H4b		m			
	Pretil metálico de acero calidad S235JR, S275JR Y S355JR con clase de contención muy alta (H4b), anchura de trabajo W4 e índice de severidad B, terminado galvanizado en caliente y termo lacado, incluida la parte proporcional de los postes, sistemas de anclajes y tornillería, totalmente instalado listo para su puesta en servicio.					
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.300	h	27.54	8.26	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.600	h	22.77	13.66	
MMMG.1a	Cmn grúa 6T	0.150	h	73.29	10.99	
PUSE51da	Pretil metálico H4b	1.000	m	218.76	218.76	
%0200	Costes directos complementarios	2.517	%	2.00	5.03	
TOTAL PARTIDA.....					256.70	
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS CINCUENTA Y SEIS EUROS con SETENTA CÉNTIMOS						
02.02	Imposta prefabricada		m			
	Imposta prefabricada exterior con módulos de 2490 mm, incluido transporte y colocación					
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.300	h	27.54	8.26	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.600	h	22.77	13.66	
PIMP01	Imposta prefabricada de hormigón en masa	1.000	m	48.60	48.60	
MMMG.1a	Cmn grúa 6T	0.150	h	73.29	10.99	
%0200	Costes directos complementarios	0.815	%	2.00	1.63	
TOTAL PARTIDA.....					83.14	
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHENTA Y TRES EUROS con CATORCE CÉNTIMOS						

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
02.03	Sumidero en estructura PVC 100 mm Sumidero en estructura con tubo de PVC de 100 mm de diámetro y rejilla de fundición con dimensiones según planos. Totalmente colocado		u			
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.900	h	27.54	24.79	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.900	h	22.77	20.49	
MT1235	Tubo liso de PVC ø100 mm	0.500		4.08	2.04	
MT13366	Sumidero sifónico función 30x30	1.000		36.17	36.17	
%0200	Costes directos complementarios	0.835	%	2.00	1.67	

TOTAL PARTIDA..... 85.16

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHENTA Y CINCO EUROS con DIECISÉIS CÉNTIMOS

02.04	Pantalla acústica de paneles de acero-metacrilato Pantalla acústica de paneles prefabricados colocados entre postes dispuestos cada 4 m formados por una chapa de acero galvanizado de 1 mm de espesor y relleno fono-absorbente de lana de roca con superficie perforada>32% de 4x0.5x0.11 m con un índice de absorción de 12 dB (a4) e índice de asilamiento 27dB (B39) combinados con paneles de polimetacrilato de 15 mm de espesor de 4x1x0.14 m con un índice de aislamiento 30dB (B3), completamente instalada, incluso la parte proporcional de accesorios y gomas de sellado, sin incluir los postes ni placas de anclaje		m2			
MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.300	h	27.54	8.26	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.600	h	22.77	13.66	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.600	h	22.77	13.66	
MMMG.1a	Cmn grúa 6T	0.300	h	73.29	21.99	
PUSE17a	Panel acero p/pantalla acústica	0.550	m2	43.00	23.65	
PUSE17c	Panel metacrilato p/pantalla acústica	0.550	m2	110.00	60.50	
%0200	Costes directos complementarios	1.281	%	2.00	2.56	

TOTAL PARTIDA..... 130.62

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO TREINTA EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
--------	---------	----------	----	--------	----------	---------

02.05	Poste acero S275 para pantalla acústica Instalación de poste para pantallas acústicas de 2 m de altura compuesto por un perfil HEB-160 de acero laminado S275 galvanizado y termolacado soldado sobre una placa de anclaje de 200x200x20 mm, incluso piezas especiales, totalmente instalado para su puesta en servicio		u			
-------	---	--	---	--	--	--

MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.200	h	27.54	5.51	
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.400	h	22.77	9.11	
MMMG.1a	Cmn grúa 6T	0.200	h	73.29	14.66	
PEAP60baaaa	Acero S 275 JR Imnd cal acab impr	85.200	kg	1.94	165.29	
PEAP60baaba	Acero S 275 JR Imnd cal acab impr	6.400	kg	1.94	12.42	
%0200	Costes directos complementarios	2.070	%	2.00	4.14	

TOTAL PARTIDA..... 211.13

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS ONCE EUROS con TRECE CÉNTIMOS

03 PAVIMENTO

03.01	Capa de rodadura mezcla bituminosa caliente AC Formación de capa de rodadura de 5 cm de espesor final una vez apisonada, ejecutada mediante el suministro, extendido y compactación de mezcla bituminosa en caliente tipo AC 16 surf B50/70 Scon árido calizo de tamaño máximo 16 mm, incluida una dotación de 0.045 t de betún por tonelada de mezcla y sin incluir su transporte.		m2			
-------	---	--	----	--	--	--

UPCM.1acaccbaa	Ext mez bit AC 16 SURF B50/70 S cal c/betún 0.115	m2	96.05	11.05		
----------------	---	----	-------	-------	--	--

TOTAL PARTIDA..... 11.05

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de ONCE EUROS con CINCO CÉNTIMOS

03.02	Marca vial longitudinal Marca vial longitudinal permanente, tipo P-RR, de 10 cm de ancho, retroreflectante en seco, con humedad y con lluvia, no estructurada, ejecutada con pintura blanca acrílica en disolvente, aplicada manualmente, incluso preparación de la superficie y premarcaje, según la Guía para el proyecto y ejecución de obras de señalización horizontal del Ministerio de Fomento.		m			
-------	--	--	---	--	--	--

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

MOON.8ª	Oficial 1ª pintura	0.008 h	27.54	0.22
MMM.V.1e	Barrdr rotación con aire	0.001 h	38.14	0.04
PUSE.1ª	Pintura acrílica	0.120 kg	2.16	0.26
PUSE.3ª	Microesferas de vidrio	0.075 kg	1.78	0.13
%0200	Costes directos complementarios	0.007 %	2.00	0.01

TOTAL PARTIDA..... 0.66

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CERO EUROS con SESENTA Y SEIS CÉNTIMOS

03.03 Impermeabilización losa tablero m2
Impermeabilización en tableros de puentes, con solución monocapa por: imprimación asfáltica, lámina asfáltica de betún modificado con elastómeros, totalmente adherida al soporte con soplete, totalmente instalada.

MOOA.8ª	Oficial 1ª construcción	0.246 h	27.54	6.77
MOOA10a	Ayudante construcción	0.244 h	23.83	5.81
PUVB.2º	Emulsión catiónica C60BF5 IMP	0.002	662.20	1.32
PNIB19a	Oxiasfalto OA 80/25	3.347	0.74	2.48
PNIL.2ª	Lámina LOM(SBS)-40-PE	1.100	4.04	4.44
%0200	Costes directos complementarios	0.208 %	2.00	0.42

TOTAL PARTIDA..... 21.24

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTIÚN EUROS con VEINTICUATRO CÉNTIMOS

03.04 Capa intermedia 5 cm. AC bin 22 D t
Suministro, extendido y compactación de mezcla bituminosa en caliente tipo AC 22 BIN B35/50 D con árido calizo, y una dotación de betún de 0.05 t por tonelada de mezcla, sin incluir el transporte de la mezcla.

MOOA.8a	Oficial 1ª construcción	0.072 h	27.54	1.98
MOOA12a	Peón ordinario construcción	0.048 h	22.77	1.09
PUVC.4adbbbaa	AC 22 BIN B34/50 D cal c/betún 1.050 t			83.05 87.20
MMM.V.5a	Extendidora de aglomerado	0.012 h	244.36	2.93
MMMC12a	Rodillo compactador autpro 5 t	0.012 h	101.50	1.22
MMMC.3a	Compactador neumático 120CV 25 T	0.012 h	109.96	1.32
%0200	Costes directos complementarios	0.957 %	2.00	1.91

TOTAL PARTIDA..... 97.65

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de NOVENTA Y SIETE EUROS con SESENTA Y CINCO CÉNTIMOS

CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
--------	---------	----------	----	--------	----------	---------

04 GESTIÓN DE RESIDUOS

04.01 CLASIFICACIÓN DE RCDs t
Recogida y clasificación selectiva por fracciones de residuos no peligrosos en la zona de almacenamiento de residuos de la obra (excepto tierras y piedras de excavación) realizados mediante medios manuales, sin incluir la carga en contenedor o camión

MOOA12a	Peón ordinario construcción	1.250 h		22.77	28.46
%0200	Costes directos complementarios	0.285 %		2.00	0.57

TOTAL PARTIDA..... 29.03

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de VEINTINUEVE EUROS con TRES CÉNTIMOS

04.02 MACHAQUEO DE RCDs t
Machaqueo de los residuos de construcción o demolición de naturaleza pétreo realizado con machacadora mocil a pie de obra, incluida la alimentación de la planta con medios mecánicos.

MOOA11a	Peón especializado construcción	0.025 h		23.66	0.59
MMMD14a	Planta móvil machaqueo residuos	0.020 h		137.88	2.76
MMMR.1c	Pala cargadora neumática 2.5 m3	0.020 h		125.00	2.50
%0200	Costes directos complementarios	0.059 %		2.00	0.12

TOTAL PARTIDA..... 5.97

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCO EUROS con NOVENTA Y SIETE CÉNTIMOS

04.03 CARGA DE RCDs EN CAMIÓN O CONTENEDOR t
Carga de RCDs compuestos por residuos mezclados (LER 17 09 04) de una densidad aproximada de 1t/m3 en camión o contenedor realizada mediante medios mecánicos.

GRNT.1ja	Carga mec RCDs residuos mezclados 17 09 04	1.000 m3		1.58	1.58
----------	--	----------	--	------	------

TOTAL PARTIDA..... 1.58

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de UN EUROS con CINCUENTA Y OCHO CÉNTIMOS



CÓDIGO	RESUMEN	CANTIDAD	UD	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
04.04	TRANSPORTE RCDs EN CAMIÓN Transporte de residuos de construcción y demolición no peligrosos en camión de 15 t realizado por transportista autorizado a instalación de valorización y/o eliminación considerando una distancia de 20 km y los tiempos de carga y espera.		t			
MMMT14cca	Cmn de transp 15T 12m3 2 ejes	0.036	h	80.50	2.90	
%0200	Costes directos complementarios	0.029	%	2.00	0.06	

TOTAL PARTIDA..... 2.96

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS EUROS con NOVENTA Y SEIS CÉNTIMOS

05 SEGURIDAD Y SALUD

06.01	Seguridad y Salud		PA			
			Sin descomposición			

TOTAL PARTIDA..... 41,440.60

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUARENTA Y UN MIL CUATROCIENTOS CUARENTA EUROS con SESENTA CÉNTIMOS

3 PRESUPUESTO

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
01	SUPERESTRUCTURA							
01.01	m3 Hormigón pretensado en tablero de puente Suministro y vertido de hormigón para pretensar de resistencia característica 50 N/mm ² . de consistencia fluida y tamaño máximo del árido 20 mm, con clase de exposición XC4, vertido mediante bombas en tablero de puente, incluidos el vibrado y curado según Código Estructural y DB SE-C del CTE.							
	Vano Extremo Macizado	2	6.00			208.08	17.34	
	Vano Extremo Aligerado	2	44.35			802.74	9.05	
	Vano Intermedio Macizado	4	6.00			416.16	17.34	
	Vano Intermedio Aligerado	4	56.95			2,061.59	9.05	
						3,488.57	286.35	998,952.02
01.02	kg Acero corrugado B 500 SD Suministro de jaulas montadas en taller de acero corrugado B500 SD de distintos diámetros y colocación como armado en tablero de puente, incluido el atado de solapes, la colocación de separadores, cortes y despuntes, totalmente montada y lista para hormigonar, según Código Estructural y DB SE-C del CTE.							
	Ø32		29,835.00			188,258.85	6.31	
	Ø25		111,718.30			430,450.61	3.853	
	Ø20		37,768.50			93,212.66	2.468	
						711,922.12	1.47	1,046,525.52
01.03	kg Acero Y 1860 S7 Ø16p/pretensado Suministro e instalación de acero pretensado Y 1860 S7Ø16 rn cordones, incluidas las vainas, anclajes pasivos y activos, acopladores, equipos y operaciones de tesado e inyección de lechada, el sellado de cajetines y todos los accesorios necesarios para su ejecución.							
	TENDON L1 55c15	2	353.11			45,833.68	64.9	
	TENDON L2 55c15	2	353.35			45,864.83	64.9	
	TENDON C1 55c15	1	352.80			22,896.72	64.9	
	TENDON C2 55c15	1	353.18			22,921.38	64.9	
	TENDÓN C3 55c15	1	354.10			22,981.09	64.9	
						160,497.70	7.31	1,173,238.19

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
01.04	u Cimbra soporte autolanzable tableros viaductos Cimbra soporte autolanzable en tableros de viaductos, sin incluir encofrado exterior ni interior, para luces entre pilas de hasta 65 m, incluso montaje y desmontaje, amortizable en cinco viaductos.							
						1.00	554,797.50	554,797.50
01.05	m2 Encofrado interior viga cajón postesada Encofrado interior para vigas cajón postesadas, incluso apuntalamientos, elementos auxiliares, desencofrado y limpieza.							
	VANO CIMBRADO 62.95 m	1	53.95	15.62		842.70	1	
						842.70	28.68	24,168.64
01.06	m2 Encofrado exterior viga cajón postesada Encofrado exterior para vigas cajón postesadas, incluso apuntalamientos, elementos auxiliares, desencofrado y limpieza.							
	VANO CIMBRADO 62.95 m	1	62.95	14.41		907.11		
						907.11	32.43	29,417.58
TOTAL 01.....								3,827,099.45

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
02	EQUIPAMIENTOS Y DRENAJE							
02.01	m Pretil metálico H4b Pretil metálico de acero calidad S235JR, S275JR Y S355JR con clase de contención muy alta (H4b), anchura de trabajo W4 e índice de severidad B, terminado galvanizado en caliente y termolacado, incluida la parte proporcional de los postes, sistemas de anclajes y tornillería, totalmente instalado listo para su puesta en servicio.							
	TABLERO	2	352.50			705.00		
						705.00	256.70	180,973.50
02.02	m Imposta prefabricada Imposta prefabricada exterior con módulos de 2490 mm, incluido transporte y colocación							
	BORDE TABLERO	2	352.50			705.00		
						705.00	83.14	58,613.70
02.03	u Sumidero en estructura PVC 100 mm Sumidero en estructura con tubo de PVC de 100 mm de diámetro y rejilla de fundición con dimensiones según planos. Totalmente colocado							
						60.00	85.16	5,109.60
02.04	m2 Pantalla acústica de paneles de acero-metacrilato Pantalla acústica de paneles prefabricados colocados entre postes dispuestos cada 4 m formados por una chapa de acero galvanizado de 1 mm de espesor y relleno fono-absorbente de lana de roca con superficie perforada >32% de 4x0.5x0.11 m con un índice de absorción de 12 dB (a4) e índice de asilamiento 27dB (B39) combinados con paneles de polimetacrilato de 15 mm de espesor de 4x1x0.14 m con un índice de aislamiento 30dB (B3), completamente instalada, incluso la parte proporcional de accesorios y gomas de sellado, sin incluir los postes ni placas de anclaje							
	Margen derecha		352.50		2.00	705.00		
	Margen izquierda		145.00		2.00	290.00		



02.05	u Poste acero S275 para pantalla acústica Instalación de poste para pantallas acústicas de 2 m de altura compuesto por un perfil HEB-160 de acero laminado S275 galvanizado y termolacado soldado sobre una placa de anclaje de 200x200x20 mm, incluso piezas especiales, totalmente instalado para su puesta en servicio		995.00	130.62	129,966.90
	Margen derecha	89	89.00		
	Margen izquierda	37	37.00		
			126.00	211.13	26,602.38
	TOTAL 02.....				401,266.08

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
03	PAVIMENTO							
03.01	m2 Capa de rodadura mezcla bituminosa caliente BBTM Formación de capa de rodadura de 4 cm de espesor final una vez apisonada, ejecutada mediante el suminsitro, extendido y comptactación de mezcla bituminosa en caliente tipo BBTM 11 B PMB 45/80-65 con árido calizo de tamaño máximo 11 mm, incluida una dotación de 0.045 t de betún por tonelada de mezcla y sin incluir su transporte.							
	TABLERO	1	352.50	10.00		3,525.00		
						3,525.00	8.44	29,751.00
03.02	m Marca vial longitudinal Marca vial longitudinal permanente, tipo P-RR, de 10 cm de ancho, retroreflectante en seco, con humedad y con lluvia, no estructurada, ejecutada con pintura blanca acrílica en disolvente, aplicada manualmente, incluso preparación de la superficie y premarcaje, según la Guía para el proyecto y ejecución de obras de señalización horizontal del Ministerio de Fomento.							
	SEPARACIÓN CALZADA	1	352.50			352.50		
	SEPARACIÓN ARCEN-CALZADA	2	352.50			705.00		
						1,057.50	0.66	697.95
03.03	m2 Impermeabilización losa tablero Impermeabilización en tableros de puentes, con solución monocapa por: imprimación asfáltica, lámina asfáltica de betún modificado con elástomeros, totalmente adherida al soporte con soplete, totalmente instalada.							
	TABLERO	1	352.50	11.00		3,877.50		
						3,877.50	21.24	82,358.10

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DEL PUENTE SOBRE LA A-1409 Y EL RÍO GUADALOPE EN LA VARIANTE DE
ALCAÑIZ DE LA CN-232 (TERUEL)

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
03.04	t Capa intermedia 5 cm. AC bin 22 D Suministro, extendido y compactación de mezcla bituminosa en caliente tipo AC 22 BIN B35/50 D con árido calizo, y una dotación de betún de 0.05 t por tonelada de mezcla, sin incluir el transporte de la mezcla.							
	TABLERO		352.50	10.00	0.05	405.38	2.3	
						405.38	97.65	39,585.36
	TOTAL 03.....							152,392.41
04	GESTIÓN DE RESIDUOS							
04.01	t CLASIFICACIÓN DE RCDs Recogida y clasificación selectiva por fracciones de residuos no peligrosos en la zona de almacenamiento de residuos de la obra (excepto tierras y piedras de excavación) realizados mediante medios manuales, sin incluir la carga en contenedor o camión							
	TABLERO	1	365.00			912.50	2.5	
						912.50	29.03	26,489.88
04.02	t MACHAQUEO DE RCDs Machaqueo de los residuos de construcción o demolición de naturaleza pétreo realizado con machacadora mocil a pie de obra, incluida la alimentación de la planta con medios mecánicos.							
	TABLERO	1	11.00			27.50	2.5	
						27.50	5.97	164.18
04.03	t CARGA DE RCDs EN CAMIÓN O CONTENEDOR Carga de RCDs compuestos por residuos mezclados (LER 17 09 04) de una densidad aproximada de 1t/m3 en camión o contenedor realizada mediante medios mecánicos.							
	RESTOS TABLERO	1	11.00			27.50	2.5	
						27.50	1.58	43.45

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
04.04	t TRANSPORTE RCDs EN CAMIÓN Transporte de residuos de construcción y demolición no peligrosos en camión de 15 t realizado por transportista autorizado a instalación de valorización y/o eliminación considerando una distancia de 20 km y los tiempos de carga y espera.							
	RESTOS TABLERO	1	11.00			27.50	2.5	
						27.50	2.96	81.40
	TOTAL 04.....							26,778.91
CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONG	ANCH	ALT	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
05	SEGURIDAD Y SALUD							
06.01	PA Seguridad y Salud					1.00		
						1.00	41,440.60	41,440.60
	TOTAL 05.....							41,440.60
	TOTAL							4,448,977.45

4 RESUMEN DEL PRESUPUESTO

CAPÍTULO	RESUMEN	IMPORTE	%
01	SUPERESTRUCTURA	3,827,099.45	86.02
02	EQUIPAMIENTOS Y DRENAJE	401,266.08	9.02
03	PAVIMENTO	152,392.41	3.43
04	GESTIÓN DE RESIDUOS	26,778.91	0.60
05	SEGURIDAD Y SALUD	41,440.60	0.93
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL		4,448,977.45	
17.00 % Gastos generales 756,326.17			
6.00 % Beneficio industrial 266,938.65			
Suma		1,023,264.82	
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA		5,472,242.27	
21% IVA		1,149,170.88	
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN		6,621,413.15	

Asciende el presupuesto a la expresada cantidad de SEIS MILLONES SEISCIENTOS VEINTIÚN MIL CUATROCIENTOS TRECE EUROS con QUINCE CÉNTIMOS.

Precio de ejecución por m2 de tablero: 1147.38 €/m²

Valencia, 17 de agosto de 2025