



Universidad
Politécnica
de Cartagena

UNIDAD DIDÁCTICA VI. INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES DE HORMIGÓN

LECCIÓN 25

TIPOLOGÍA Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DE HORMIGÓN

DPTO. DE INGENIERÍA MINERA Y CIVIL
ÁREA DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
Juan José JORQUERA LUCERGA



Universidad
Politécnica
de Cartagena

Índice

5. Puentes losa
6. Tableros de puentes de vigas de hormigón
7. Apoyos
8. Pilas
9. Estribos
10. Diseño preliminar



Universidad
Politécnica
de Cartagena

5

Puentes losa



PUENTES LOSA

Puentes de luces cortas y medias cuya sección transversal se obtiene por aligeramiento de una sección de losa maciza que cubre la anchura del tablero.

El aligeramiento, en general, crece con la luz del puente.

Los puentes losa se construyen generalmente mediante hormigonado “in situ” del tablero, utilizando cimbras apoyadas en el suelo, móviles o autoportantes, según el número de vanos y la velocidad de construcción.

Debido a este método constructivo, el puente losa se puede acoplar perfectamente a cualquier disposición en planta, sea curva, oblicua, etc, así como con canto constante o variable.

Las formas exteriores del puente losa son mucho menos depuradas que las del puente prefabricado, ya que utiliza un encofrado que, a priori, no se va a utilizar muchas veces. Los puentes losa son, casi siempre, continuos. Resulta muy fácil conseguir la continuidad gracias al proceso constructivo. Esto es muy ventajoso a la hora de reducir los momentos flectores.



Características del puente tipo losa

- a) Mas adecuado que el prefabricado para acoplarse a condiciones de trazados curvos ó variables.
- b) Da lugar a puentes continuos, con inercia constante o variable, lo que permite reducir la cuantía de los momentos totales.
- c) Puentes mas rebajados que los de vigas y con una mayor capacidad de resistencia última por redistribución de esfuerzos.
- d) Puente más artesanal que el de vigas prefabricadas, aunque la utilización de cimbras autoportantes ha convertido su construcción en un proceso muy industrializado.
- e) Mayor libertad en la forma y colocación de pilas que el puente prefabricado.



SECCIÓN TRANSVERSAL

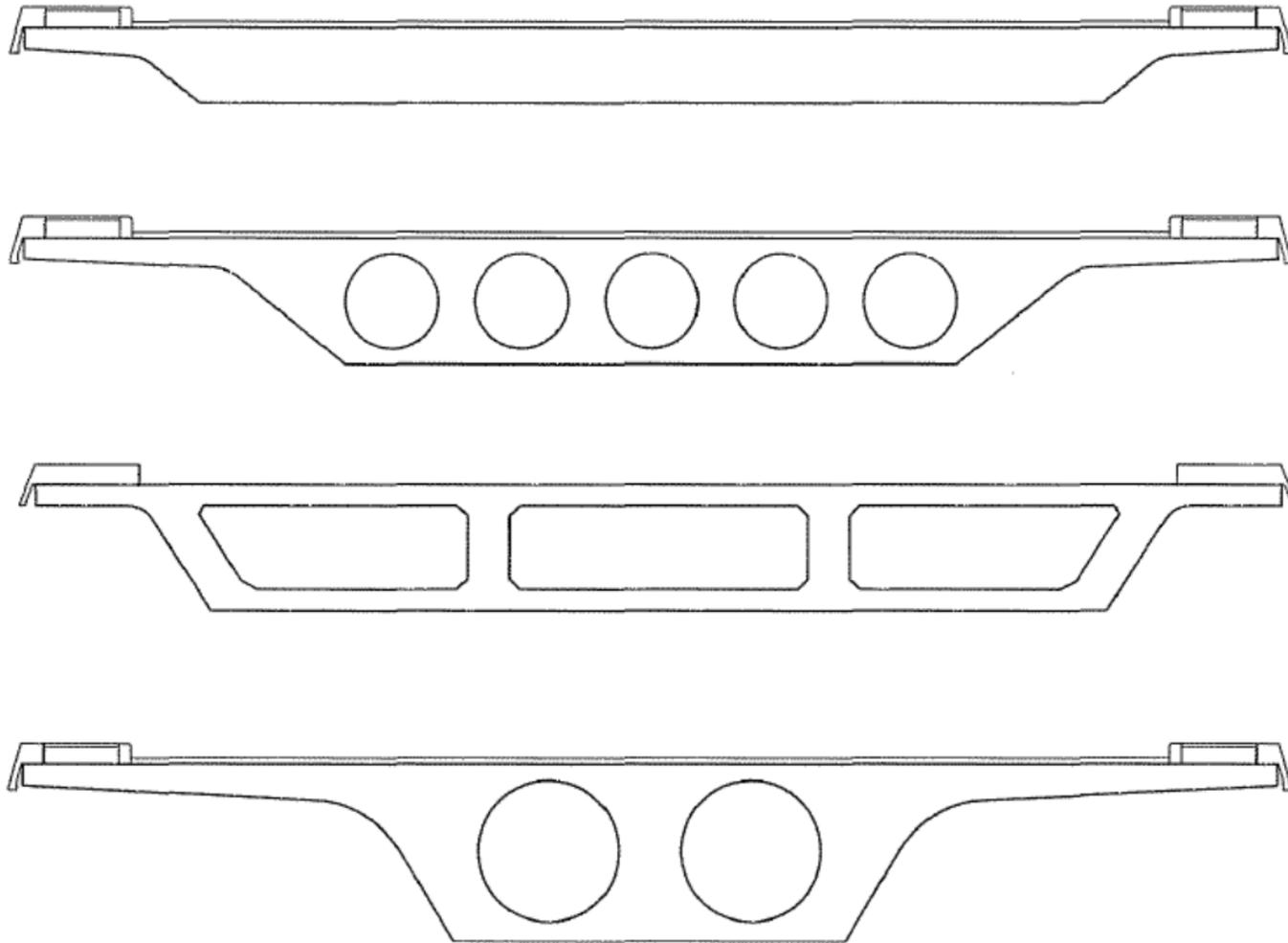


Fig. 4.0.2

Secciones típicas de puentes losa.

(Manterola, Cap. 4)

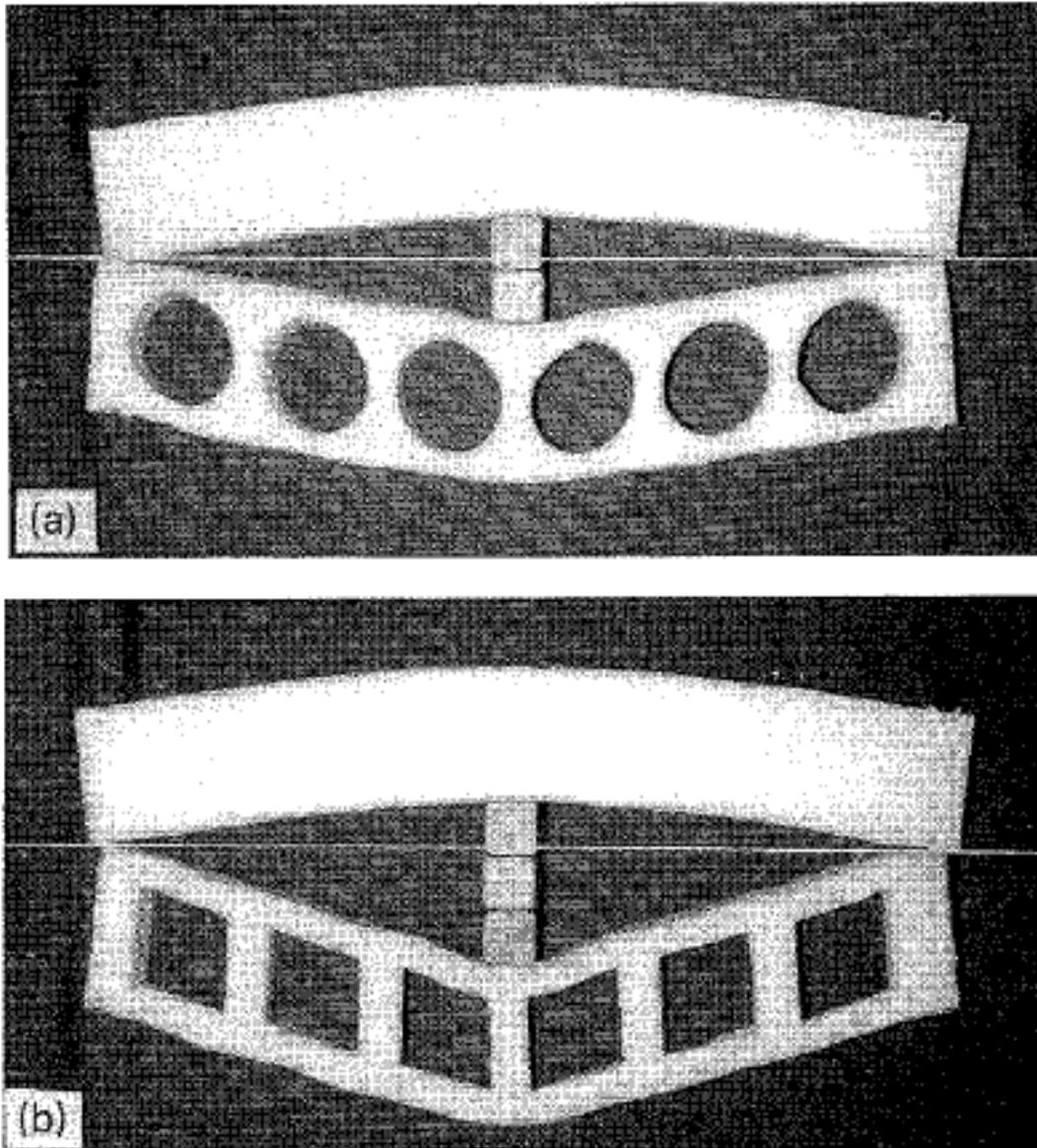
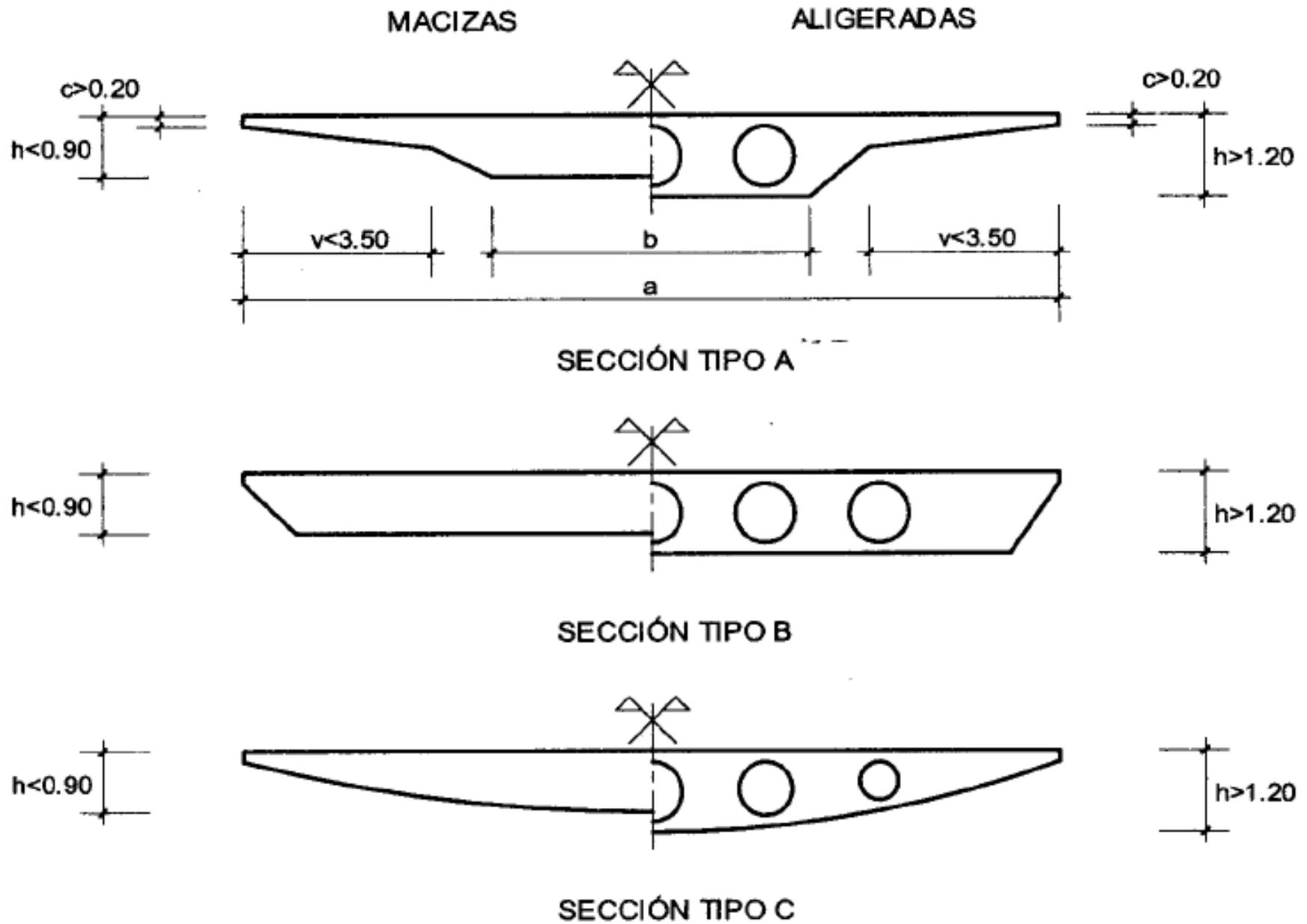
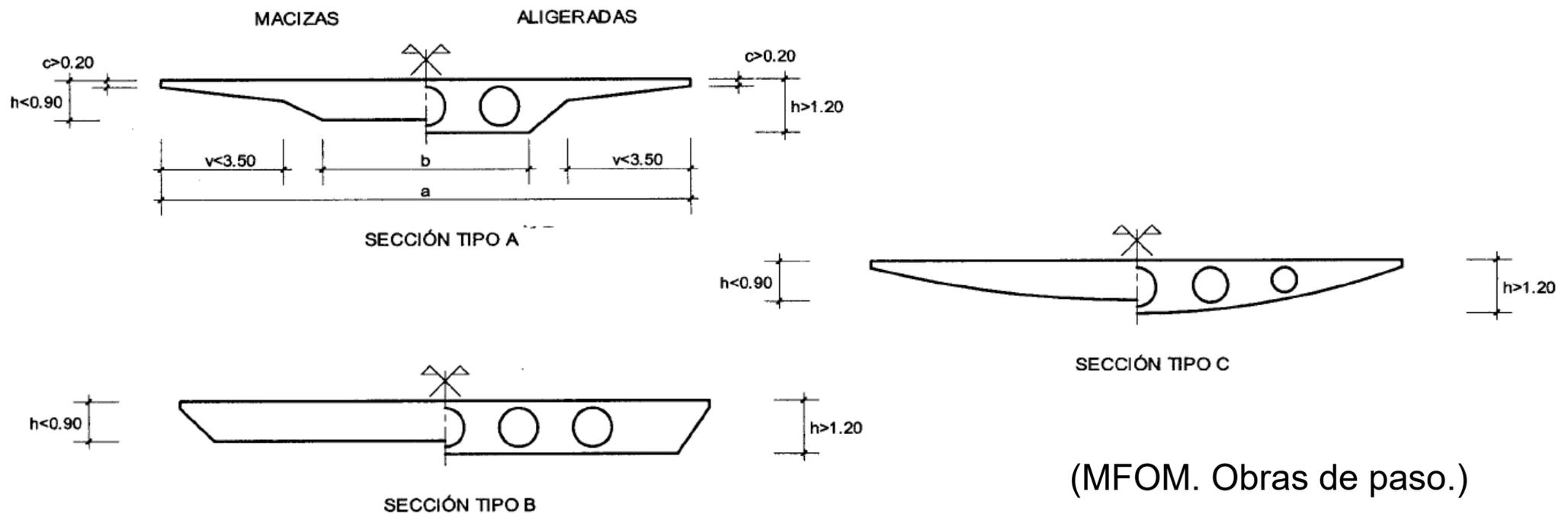


Fig. 5.16 Foam plastic cellular and solid beams flexed back to back to compare deflections under identical loads.



(MFOM. Obras de paso.)



(MFOM. Obras de paso.)

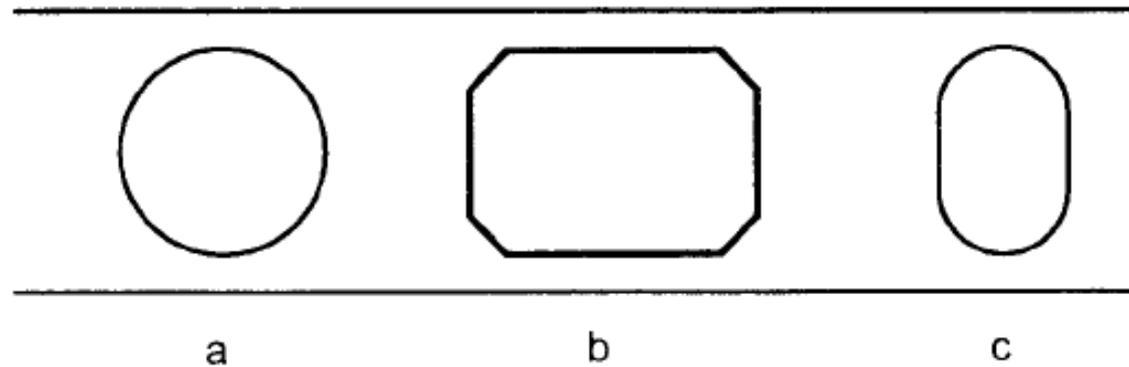
En general las mayores esbelteces las permite la sección tipo **B**, mientras que la tipo **A** representa la mayor economía de materiales. La sección tipo **C** se reserva, en general, para aquellos casos en que el aspecto estético y cierta originalidad resulten determinantes, aunque como se ha comentado en el apartado 1.2, cualquier opinión sobre estética tiene una gran componente de subjetividad.

Para la sección tipo **A** la relación núcleo/ancho total no debe ser inferior a 0,35. Por lo que respecta a los voladizos, no es frecuente que su dimensión transversal sea superior a los 3,50 m.

Cualquiera de los tipos de secciones mencionadas pueden ser macizas o aligeradas. Desde un punto de vista económico y constructivo, para cantos inferiores a 90 cm la solución óptima es la maciza, mientras que para cantos superiores a 120 cm lo razonable es disponer aligeramientos. Para cantos comprendidos entre 90 y 120 cm la opción no resulta clara, influyendo en la misma gran número de factores.

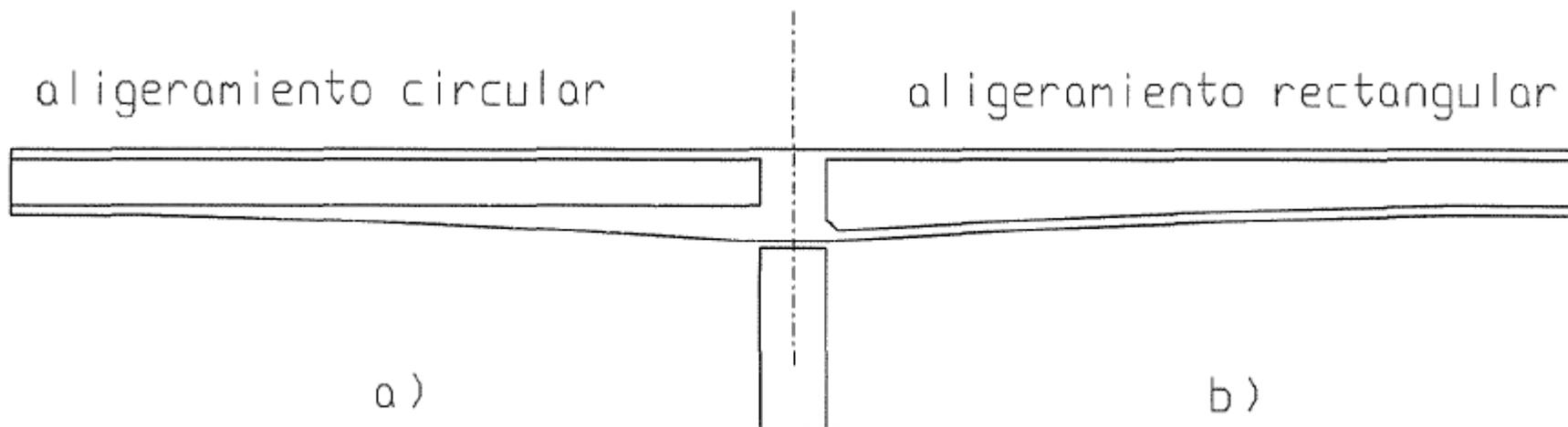


Los aligeramientos se realizan en general con poliestireno expandido, aunque también se utilizan otros tipos de encofrado perdido como Nervometal, Tablex, bidones, etc. Las formas más habituales para los aligeramientos son las circulares, no obstante pueden utilizarse otras, como las que se indican en la figura 21 (b y c).



Los aligeramientos circulares “a” y los circulares suplementados “c” facilitan el hormigonado. El principal inconveniente de los aligeramientos circulares es que producen una relación de aligeramiento ($\Omega_{\text{hueca}}/\Omega_{\text{maciza}}$) baja. Cuando los cantos son grandes y se precisa una alta relación de aligeramiento debe recurrirse a los aligeramientos circulares suplementados “c” o, para el máximo aligeramiento, a los rectangulares achaflanados “b”.

(MFOM Obras de paso)



(MANTEROLA. Tomo I)



En cualquier caso el problema práctico que presenta cualquier tipo de aligeramiento es el de su flotabilidad durante el hormigonado, por lo que deben ser cuidadosamente posicionados y sujetos a los encofrados. Por este motivo y por la práctica imposibilidad de asegurar una inmovilidad absoluta de los aligeramientos, según se ha podido comprobar en demoliciones y controles de puentes reales, además de por la necesidad de tener un espesor mínimo suficiente tanto para absorber los efectos locales de las cargas, como para asegurar un correcto hormigonado, las distancias a los paramentos no deben ser inferiores a las indicadas en la figura 22.

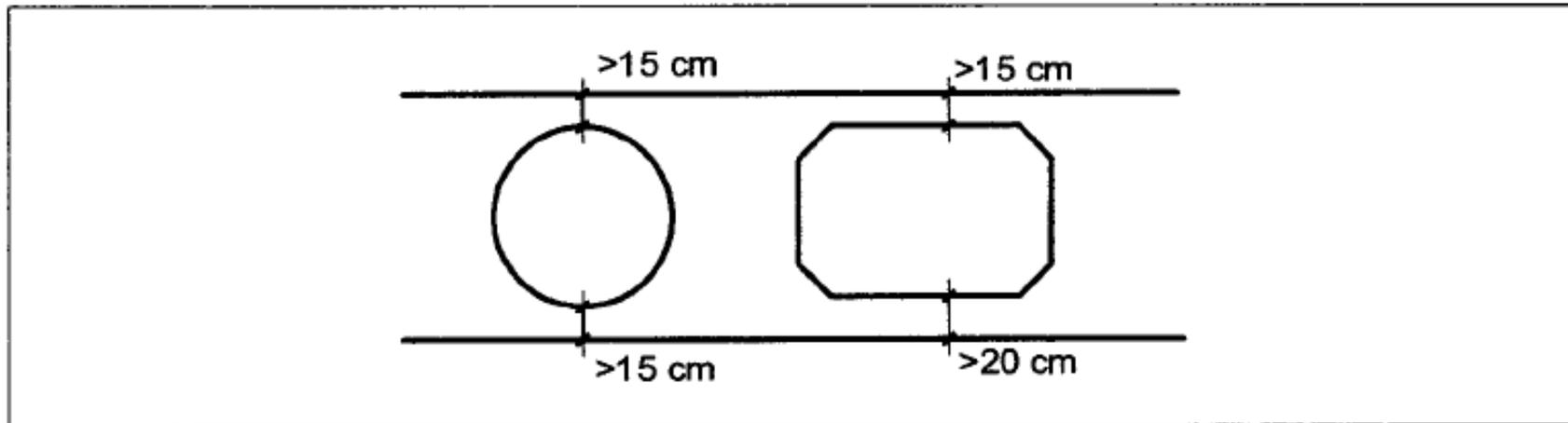


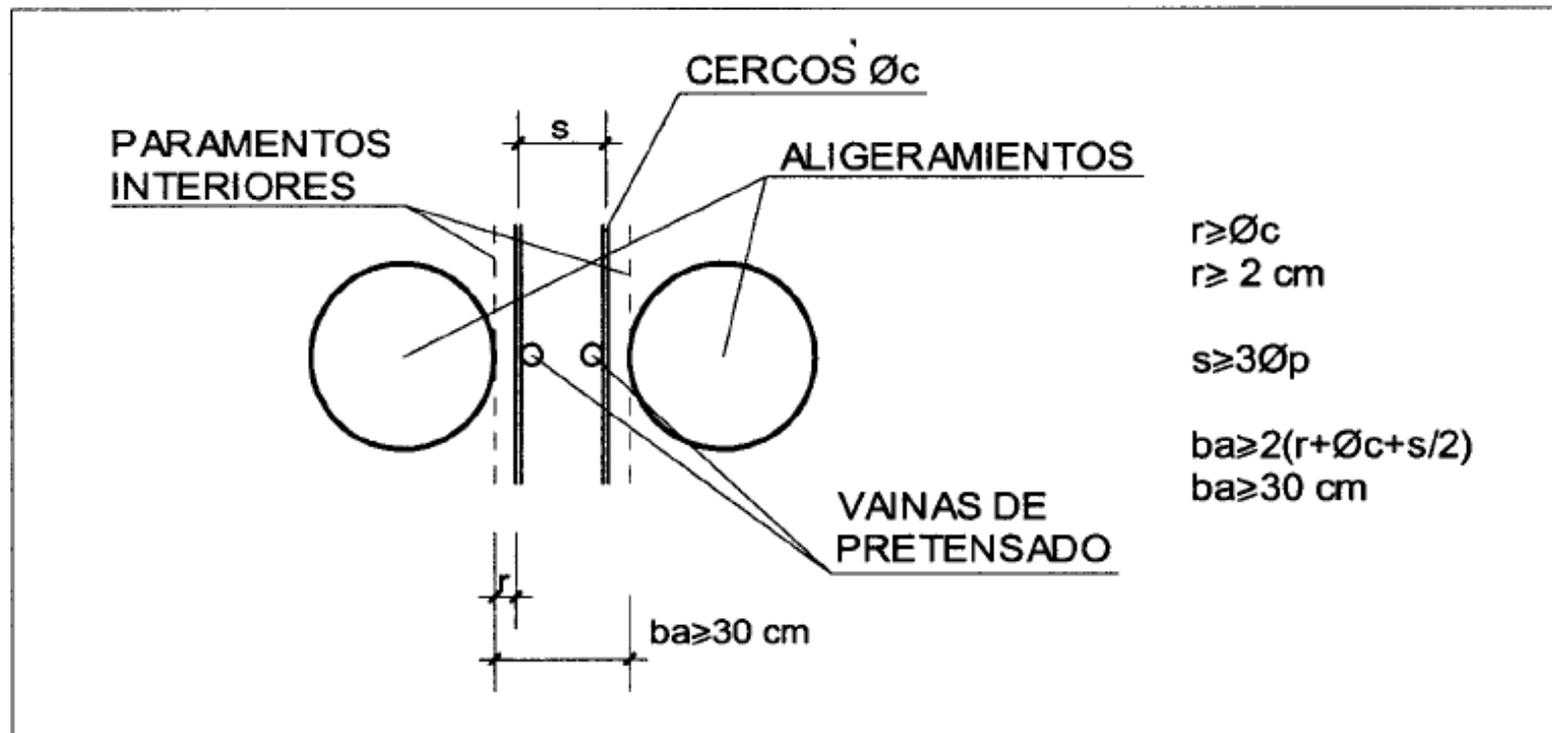
Figura 22



Por lo que respecta a la separación entre los aligeramientos, debe fijarse de tal modo que, en el caso de puentes pretensados, los tendones puedan desplazarse verticalmente en el interior de los cercos, cumpliendo las separaciones entre vainas y los recubrimientos de la armadura pasiva fijados por la normativa (EHE o Instrucción que la sustituya). A efectos de recubrimiento de las vainas de los tendones de pretensado, no es necesario considerar el paramento interior del aligeramiento como paramento exterior, lo que sí debe hacerse con las armaduras pasivas por consideraciones de adherencia y anclaje.

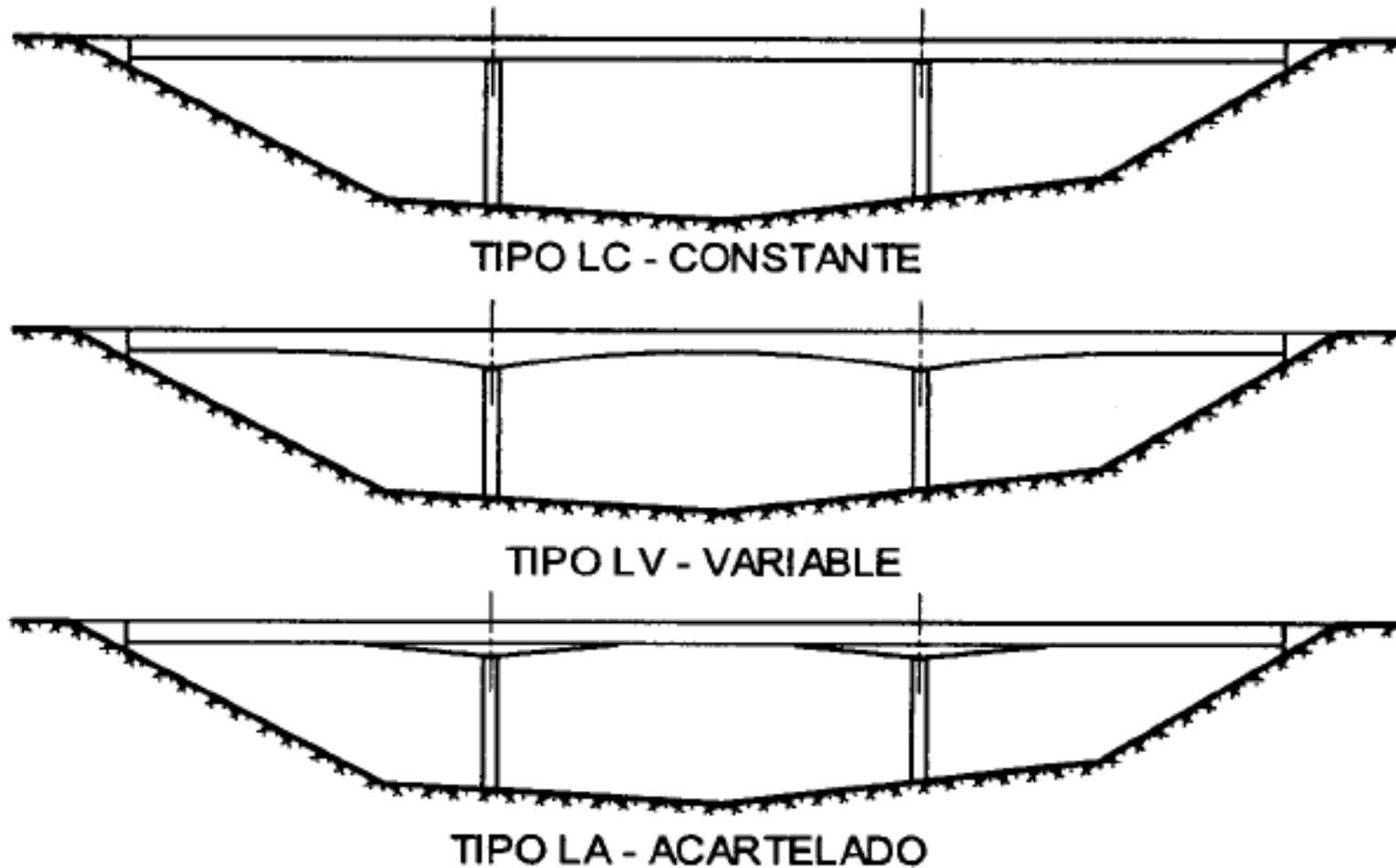
Debe evitarse, siempre que sea posible, el desplazamiento horizontal de los tendones de pretensado saliéndose de los cercos, debido a la complicación de ferralla que dicha práctica produce y, sobre todo, a las dificultades que ello añade para el correcto hormigonado de la zona inferior de los aligeramientos.

En cualquier caso no deben disponerse almas de espesor inferior a 30 cm. En la figura 23 se representa el caso habitual de dos vainas por alma.



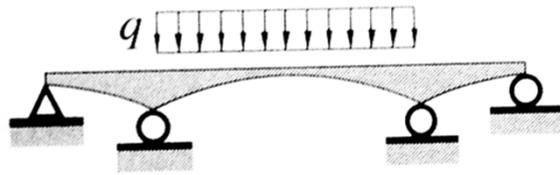
(MFOM.
Obras de paso)

CONFIGURACIÓN LONGITUDINAL



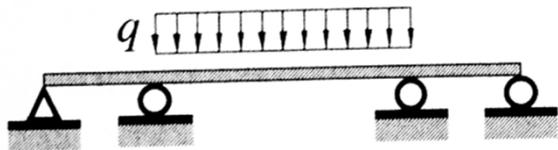
Las soluciones en alzado de canto variable o acarteladas, se emplean para luces mayores que las de canto constante, normalmente por encima de los 30-35 metros de vano máximo.

(MFOM. Obras de paso.)



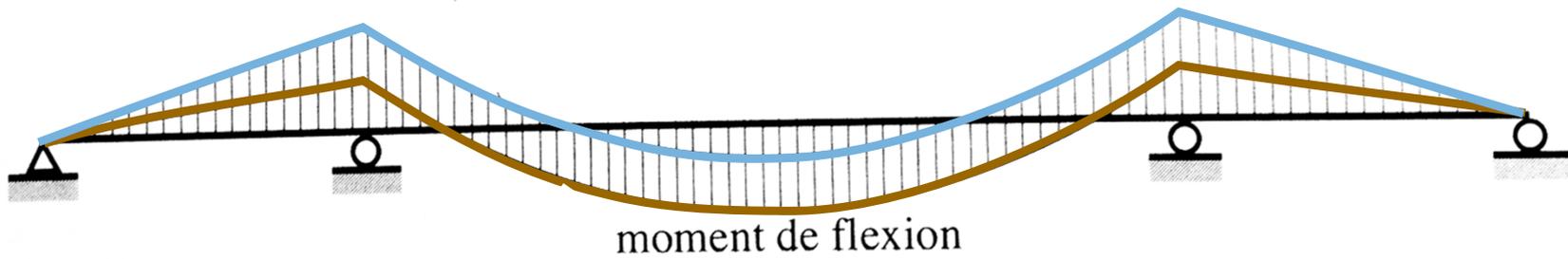
???

hauteur variable

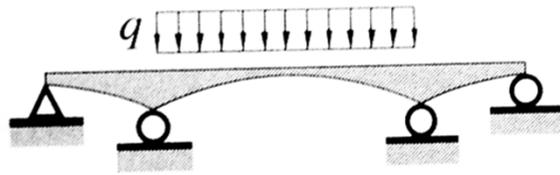


???

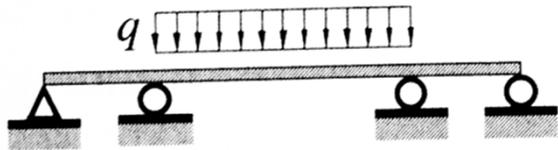
hauteur constante



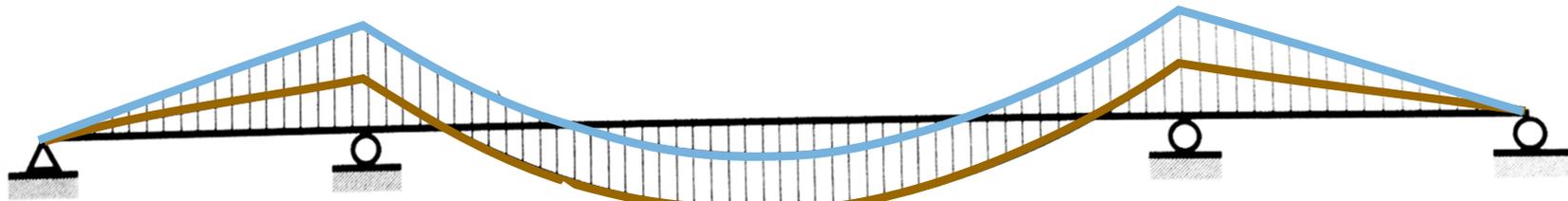
(Lebet, Hirt. *Steel bridges*)



hauteur variable



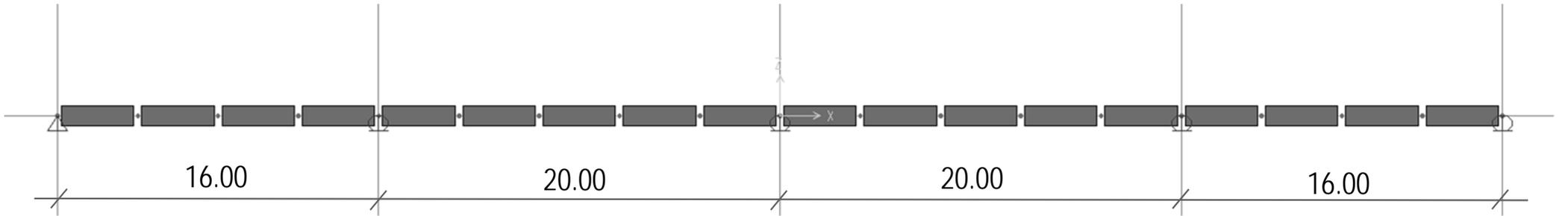
hauteur constante



moment de flexion

Sección transversal

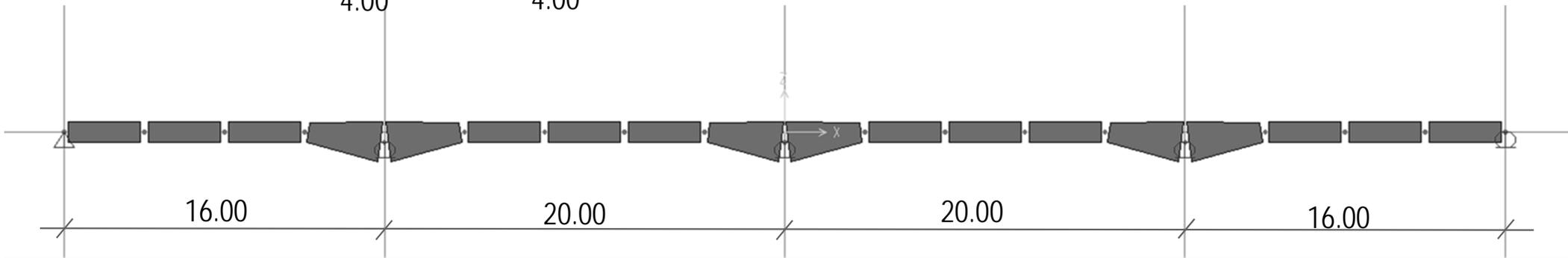
Todas
1.00
4.00



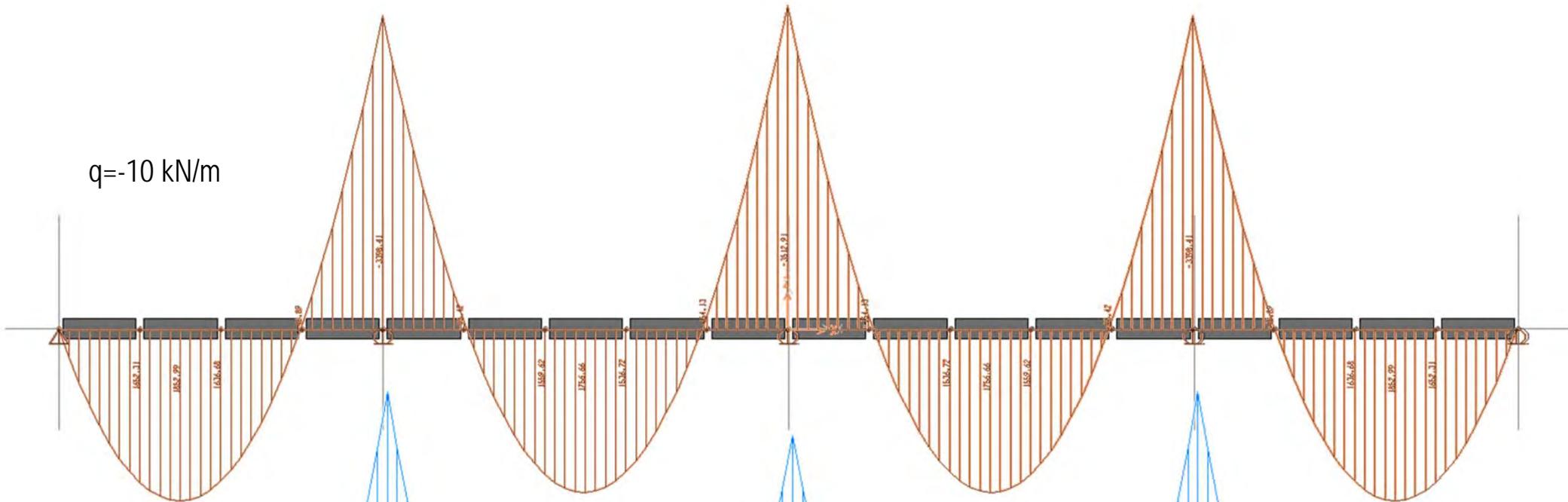
Secciones transversales

Apoyos 2.00
4.00

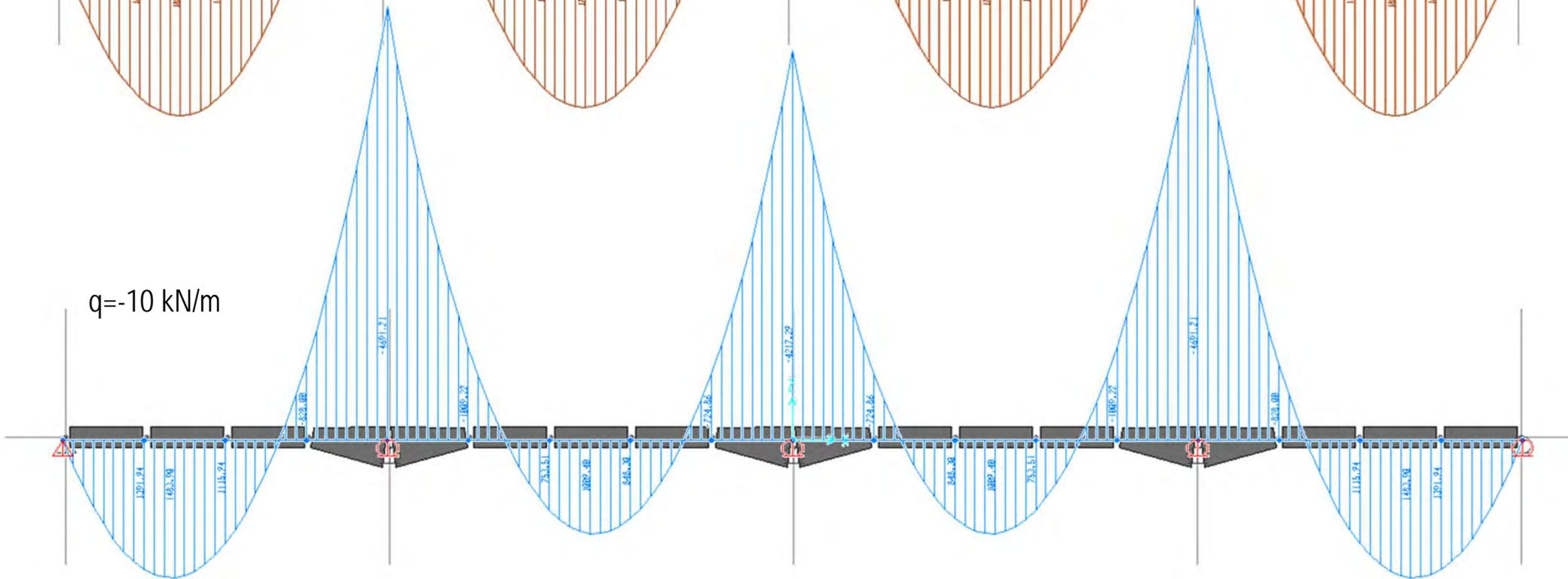
Vanos 1.00
4.00

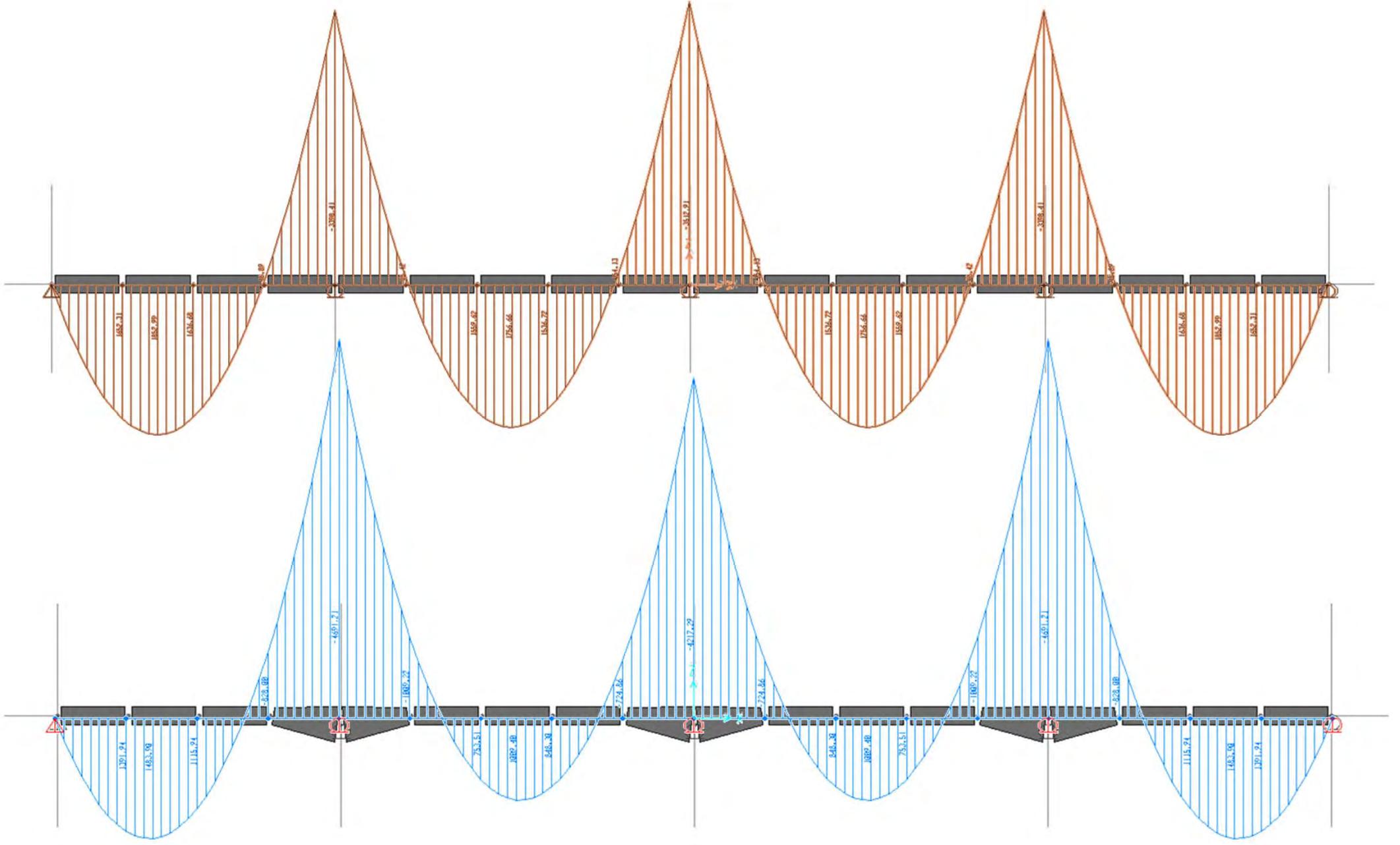


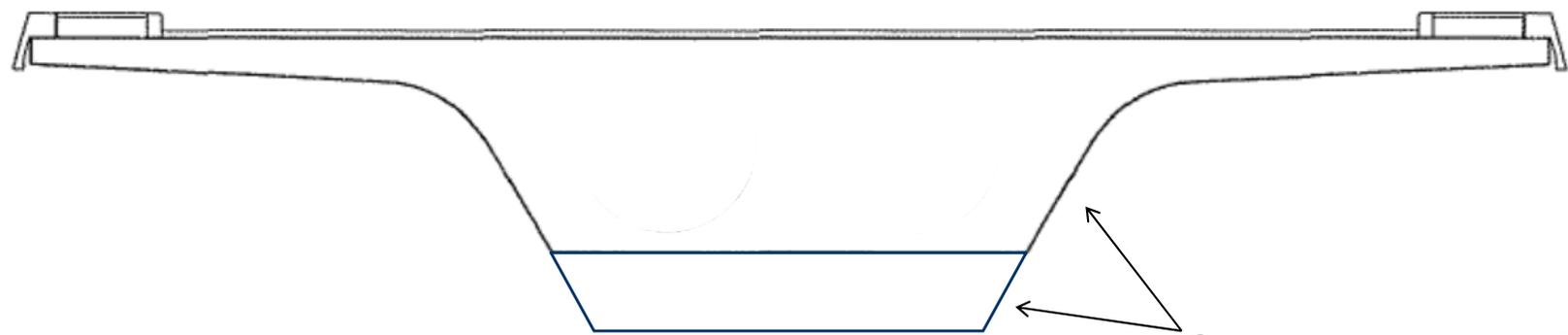
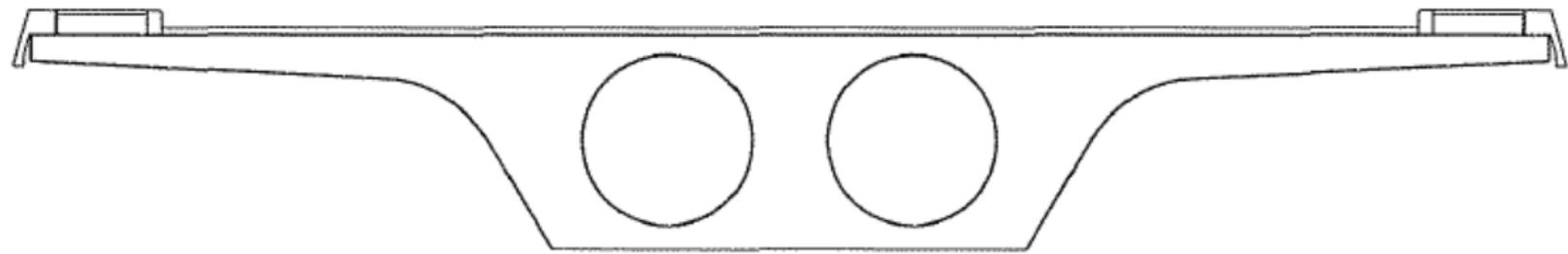
$q = -10 \text{ kN/m}$



$q = -10 \text{ kN/m}$







Cara en prolongación
para canto variable



TIPO LV - VARIABLE

(Manterola, Cap. 4)

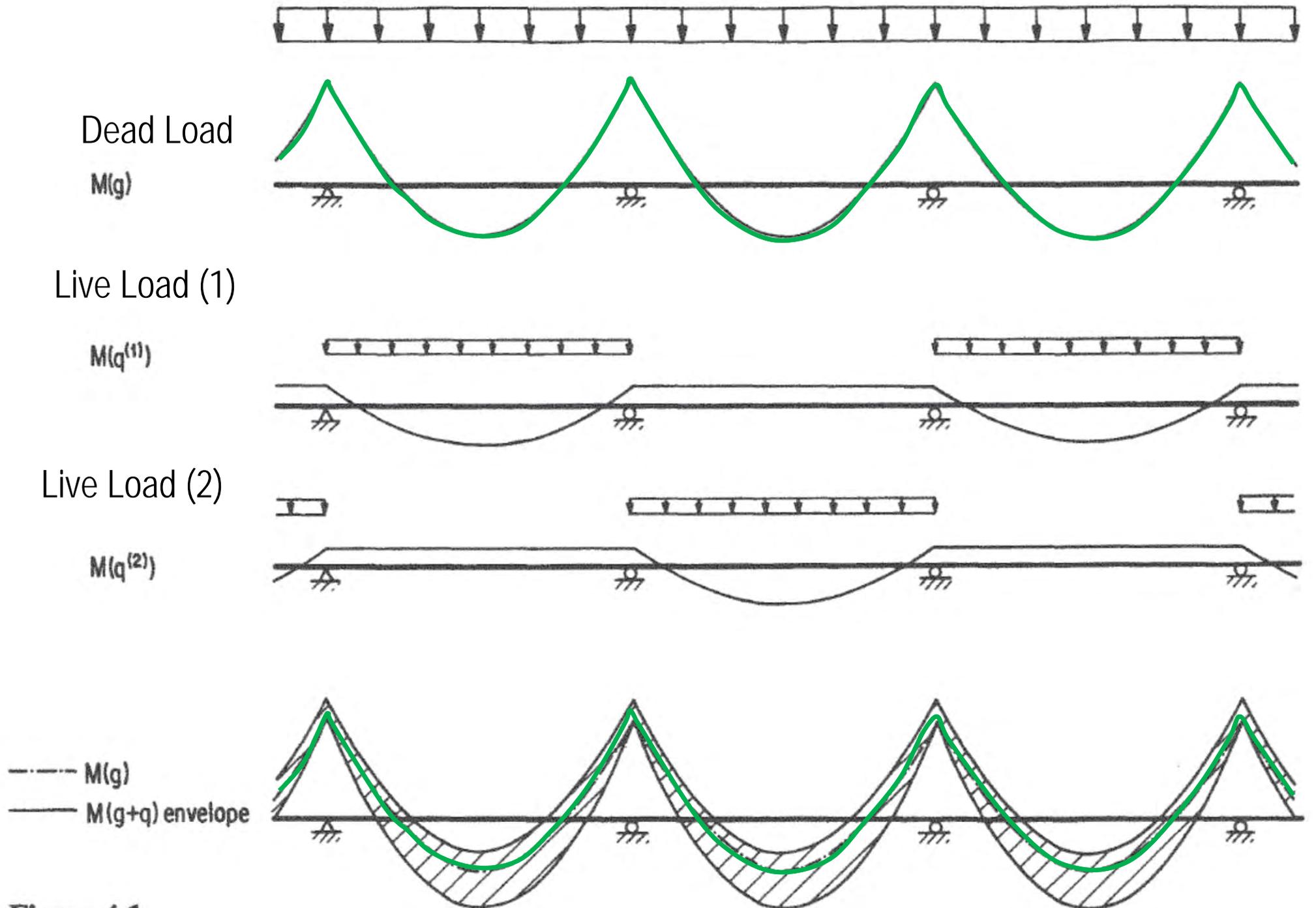


Fig. 4.1

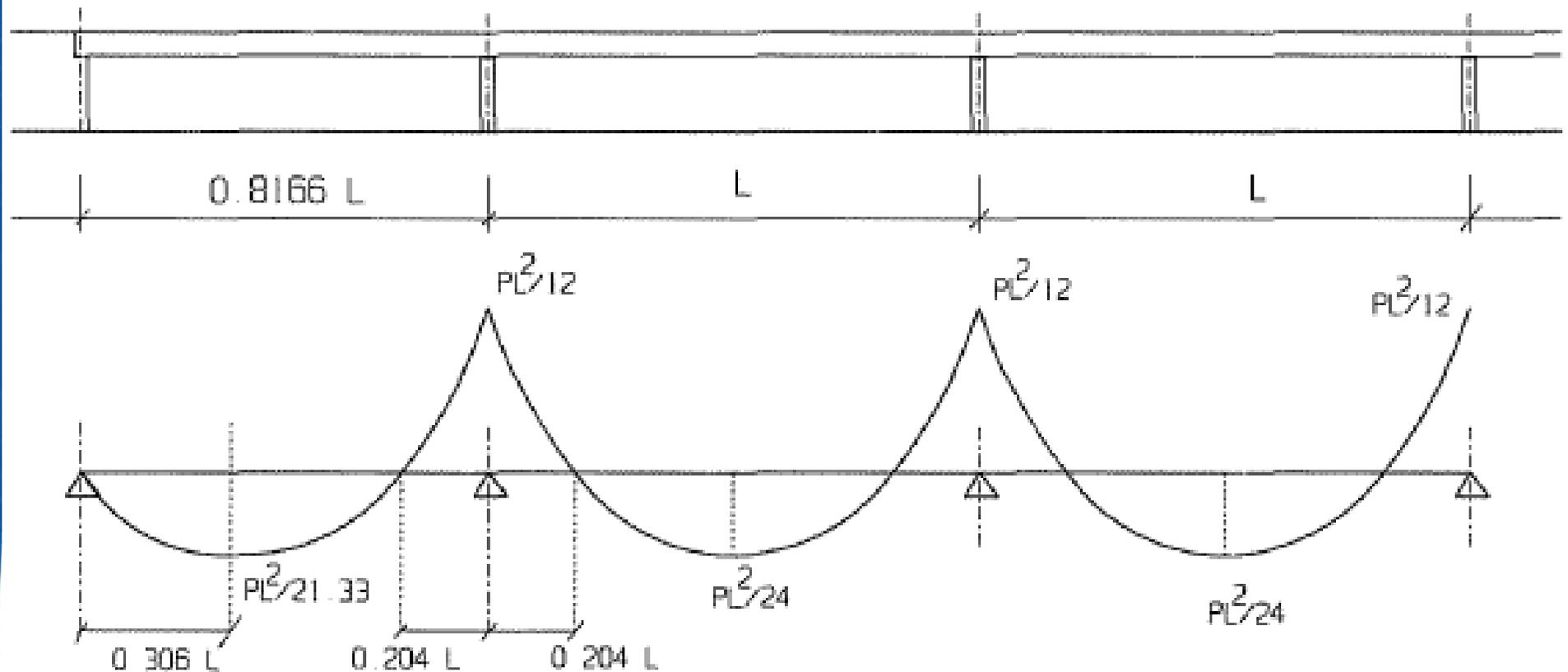


Relación entre la luz del vano extremo y del vano tipo

Para que la ley de momentos flectores de una viga continua, de canto constante y carga constante tenga el mismo momento en todos los apoyos debe ocurrir que la luz del vano extremo sea:

$$L_1 = 0,8166 L$$

Siendo L la luz del vano principal.



(Manterola, Cap. 4)



PREDIMENSIONAMIENTO

Las losas, debido a su mayor esbeltez y mayor adaptabilidad a la geometría de la traza, están especialmente indicadas en aquellos casos en que la geometría del trazado en planta sea compleja (anchos variables, fuertes curvaturas), o cuando la pequeña altura de la rasante obligue a la utilización de cantos reducidos.

Al igual que en otros tipos de sección transversal, esta solución puede utilizarse para tramos continuos o isostáticos. Aunque en lo sucesivo las luces que se mencionan corresponden a tramos continuos, las consideraciones realizadas pueden aplicarse a todas las condiciones de sustentación sin más que emplear, de acuerdo con el esquema de la figura 19, la luz equivalente "L*".

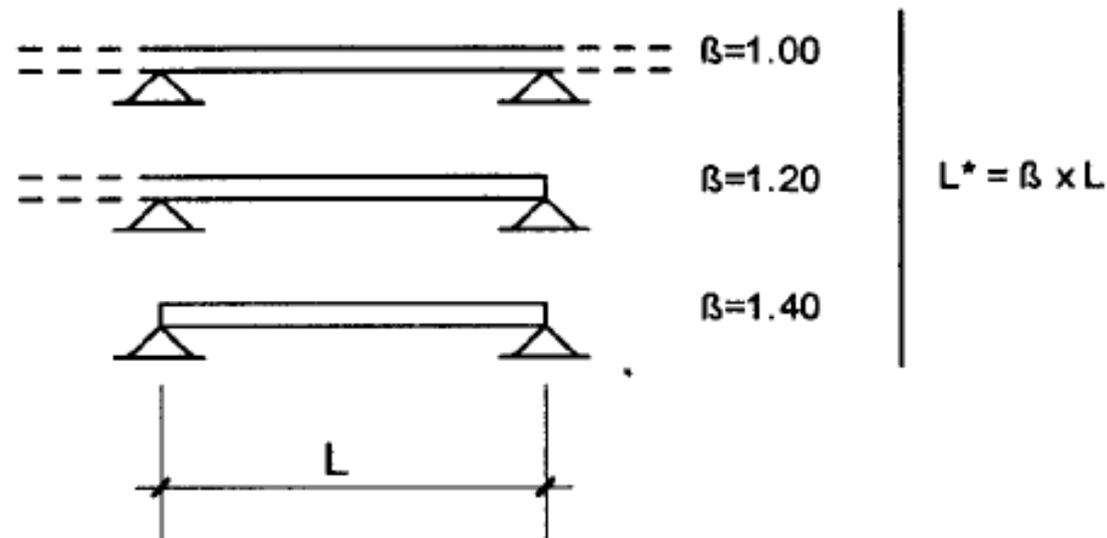
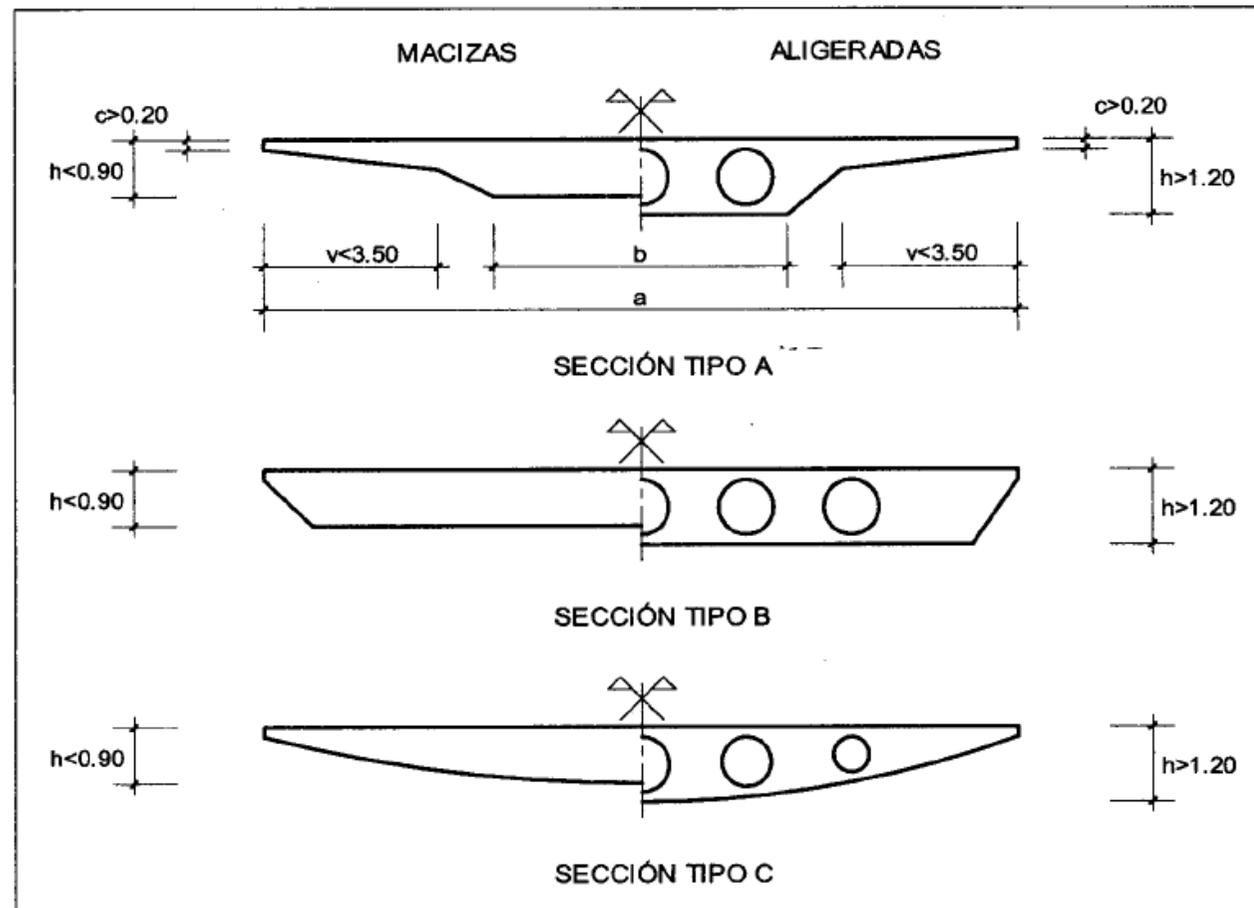


Figura 19

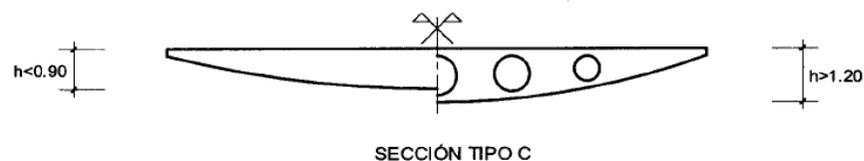
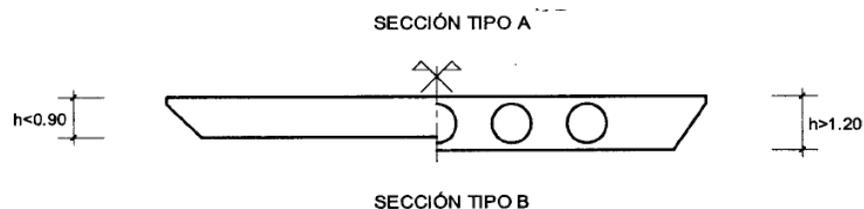
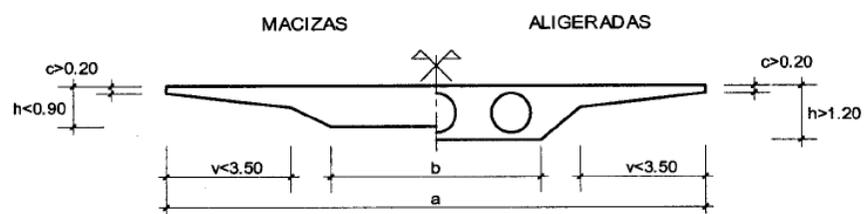
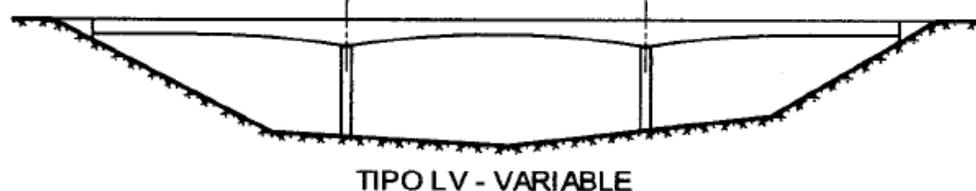
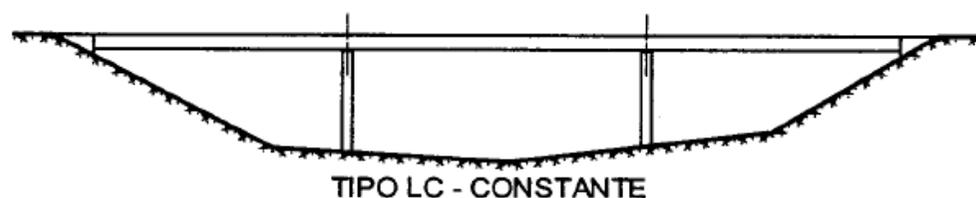


El rango de utilización de este tipo de soluciones está comprendido entre los 10 y los 45 m. Para luces inferiores a 18 m, la solución de menor coste resulta la losa de hormigón armado; mientras que para luces superiores a los 20 m, son más competitivas las soluciones pretensadas. En el entorno de 18 a 20 m, ambas soluciones resultan de similar coste y deben ser otro tipo de consideraciones (esbeltez, facilidad constructiva, condiciones medioambientales, etc.) las que decanten la decisión.

Dentro de las soluciones pretensadas, hasta luces en torno a 30-35 m, las secciones de canto constante son más económicas que las de canto variable o acarteladas, siendo éstas últimas más ventajosas para luces mayores.

A continuación se recogen, para cada tipo de sección transversal y disposición longitudinal, las relaciones canto/luz más habituales en la práctica. En los casos en que no se indica dicha relación, es que ese tipo de sección transversal no es habitual para esa disposición longitudinal.

MATERIAL	TIPO DE ESTRUCTURA		RELACIÓN CANTO/LUZ TIPO DE SECCIÓN		
			A	B	C
HORMIGÓN ARMADO	LC		1/15-1/20	1/16-1/22	—
HORMIGÓN PRETENSADO	LC		1/22-1/30	1/24-1/32	1/18-1/24
	LV	CENTRO APOYOS	1/35-1/45 1/18-1/22	— —	— —
	LA	CENTRO APOYOS	1/35-1/45 1/18-1/22	— —	1/34-1/38 1/17-1/20





Dimensionamiento

La primera dimensión que hay que definir es el canto. Podemos establecer unas magnitudes iniciales, a partir de las cuales matizar estos valores para cada tipo de sección.

$$\text{Tableros de inercia variable} \left\{ \begin{array}{l} \text{vanto apoyo} \quad \frac{L}{20} \\ \text{canto centro de vano } c = \frac{L}{40} \end{array} \right.$$

$$\text{Tableros de inercia constante } c = \frac{L}{25}$$

L= luz del tablero en metros



Otros ejemplos de predimensionamiento de puentes losa:

<https://victoryepes.blogs.upv.es/2015/03/12/predimensionar-puente-pretensado-aligeramientos-carreteras/>

<http://estructurando.net/2012/11/12/predimensionamiento-de-puentes-losa/>

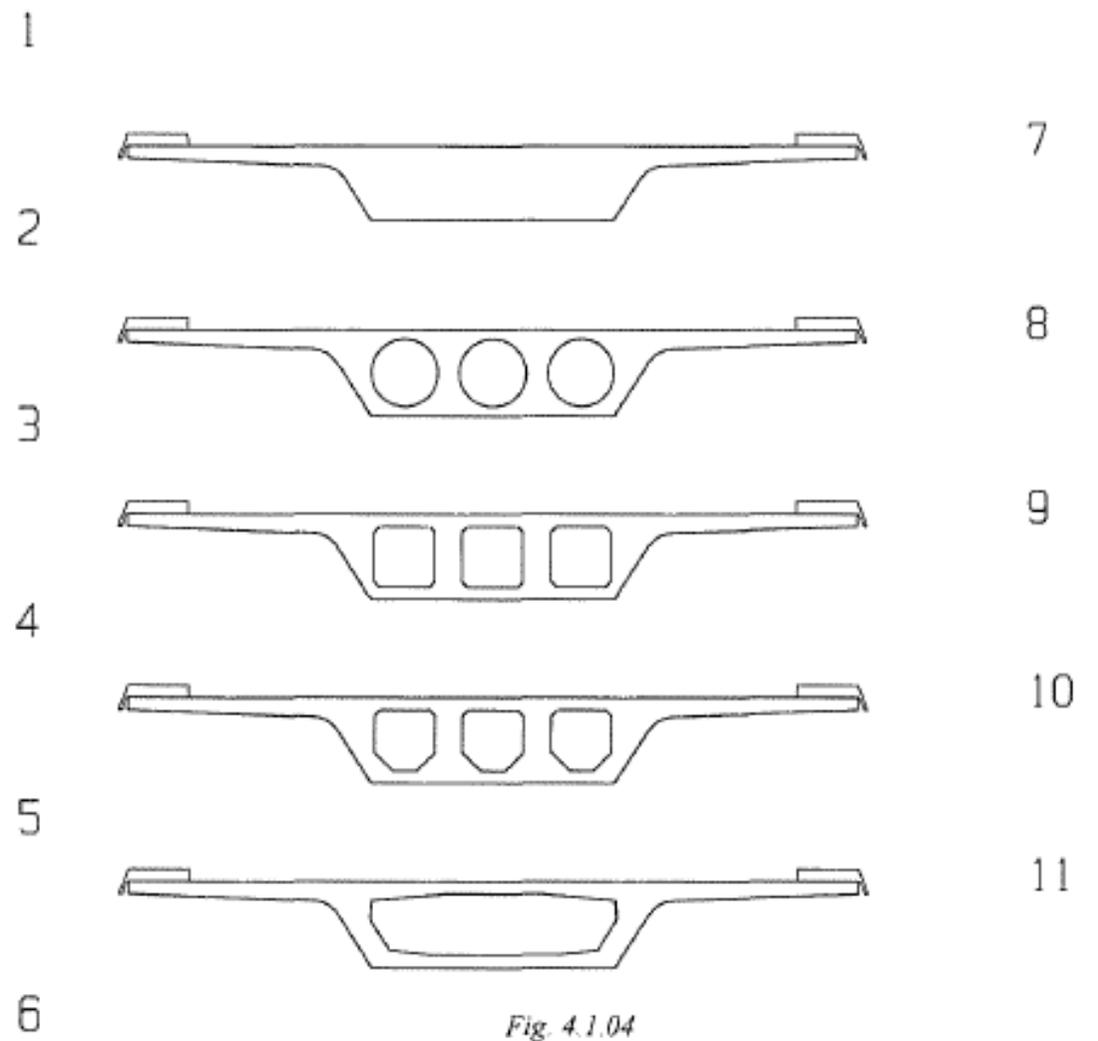
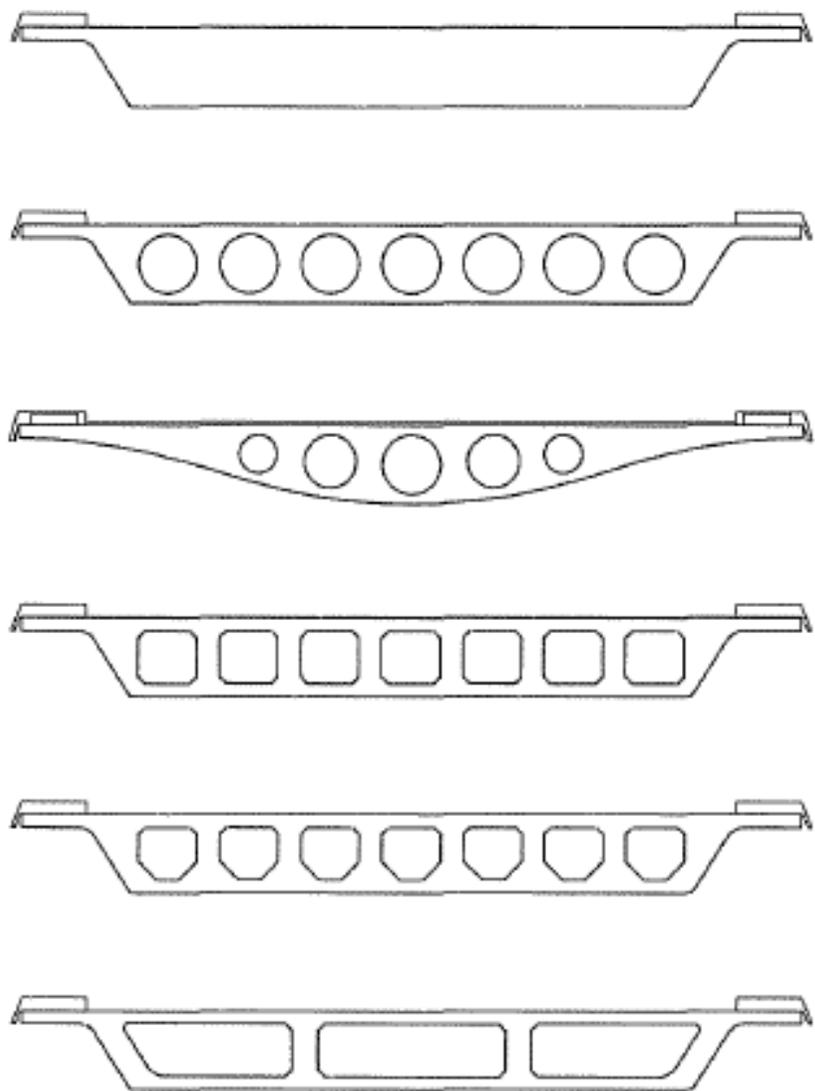


Fig. 4.1.04



3.2.3. Losas en voladizo

En este caso, el momento de empotramiento a lo largo del borde $x=0$ es:

$$M_x = -\frac{P}{\pi} \frac{1}{1 + \left(\frac{y}{u}\right)^2}$$

habiéndose utilizado la notación de la figura 3.4.

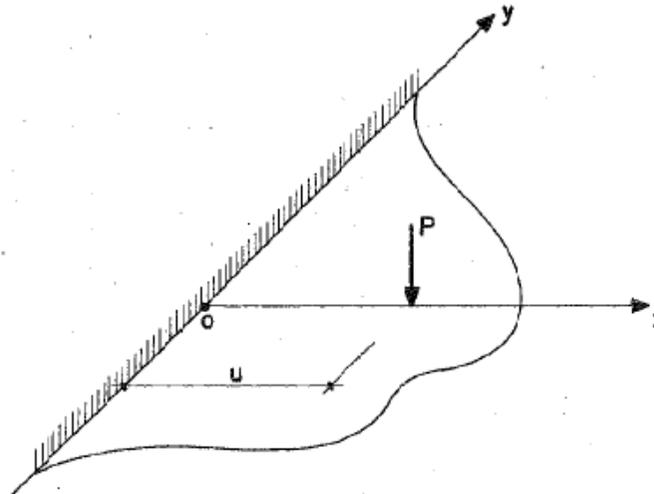


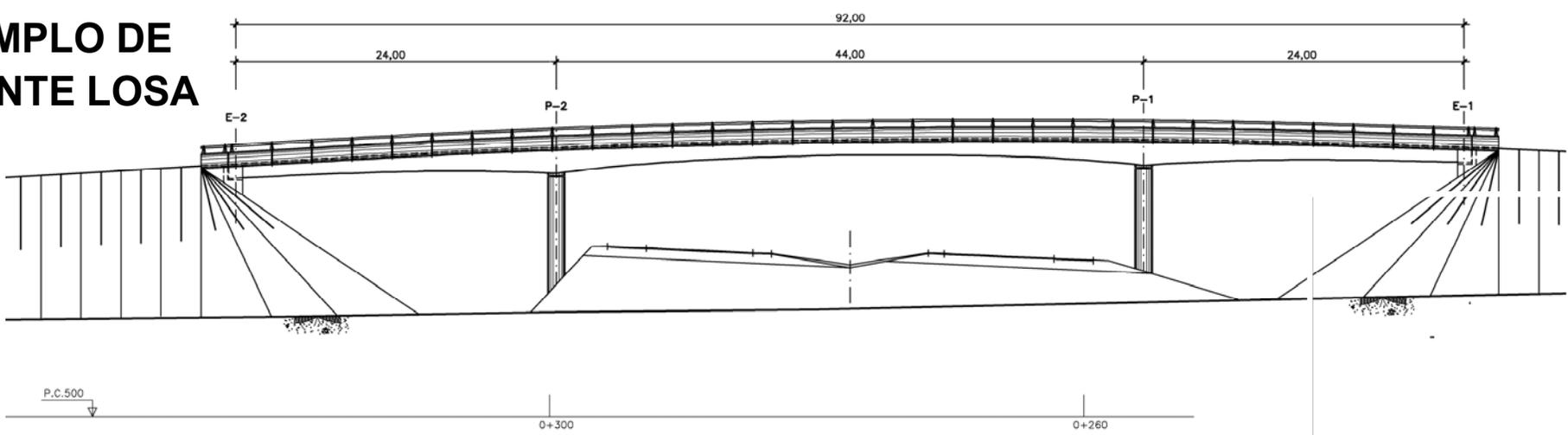
Figura 3.4. Momentos en voladizo.

Se observa que $(M_x)_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$ ocurre para $y=0$, y su valor resulta independiente de la distancia u . En efecto, se obtiene, para $y=0$

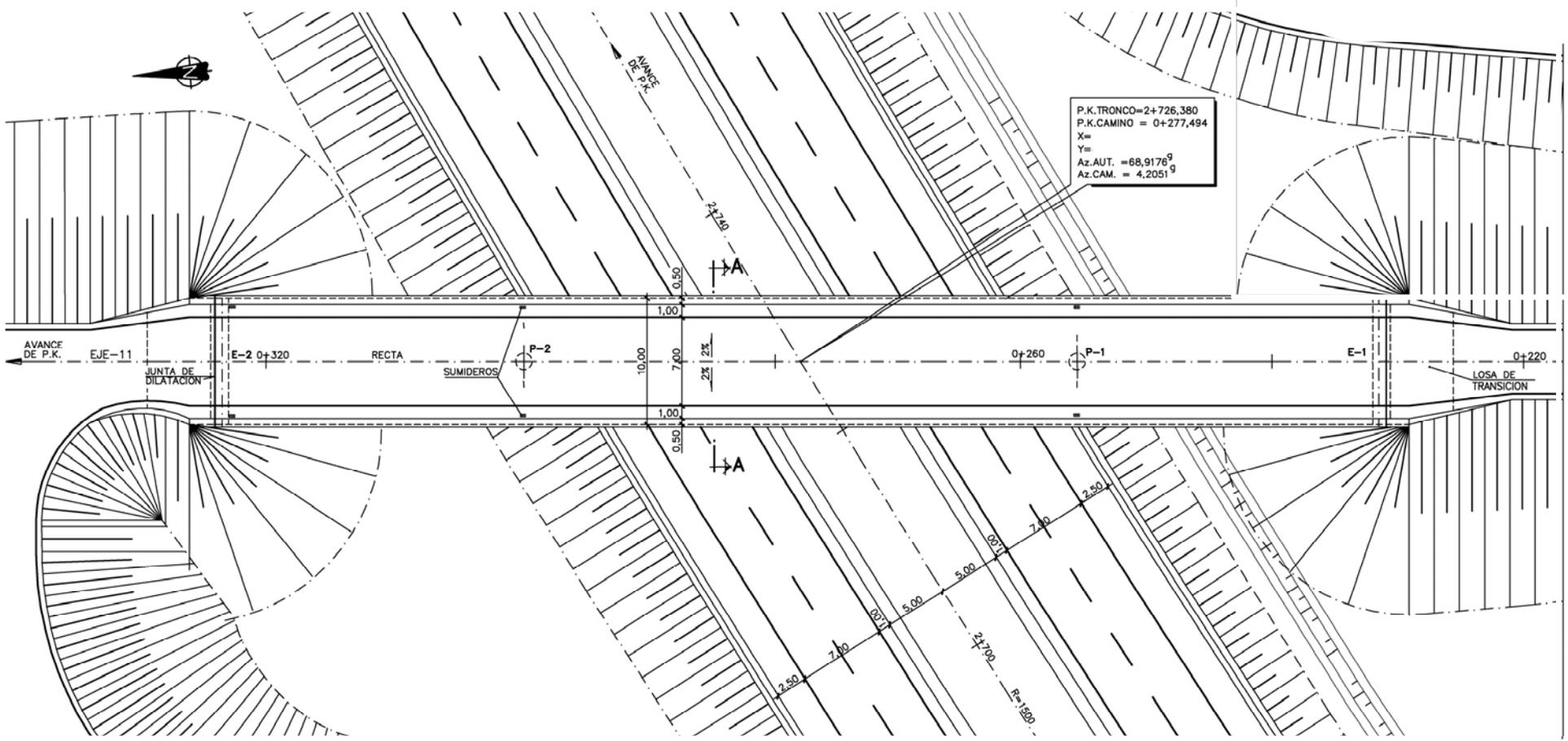
$$(M_x)_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = -\frac{P}{\pi}$$

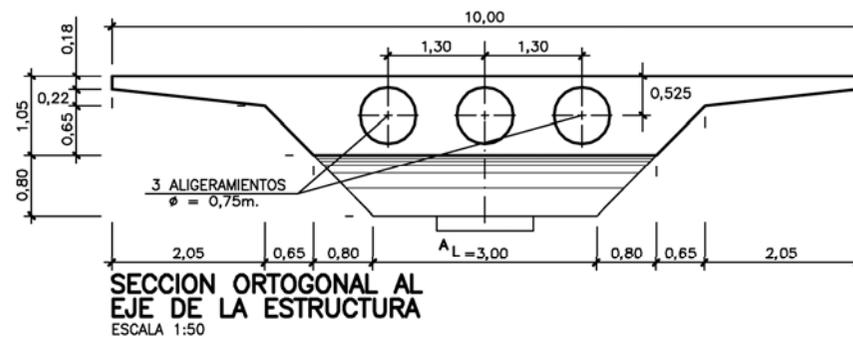
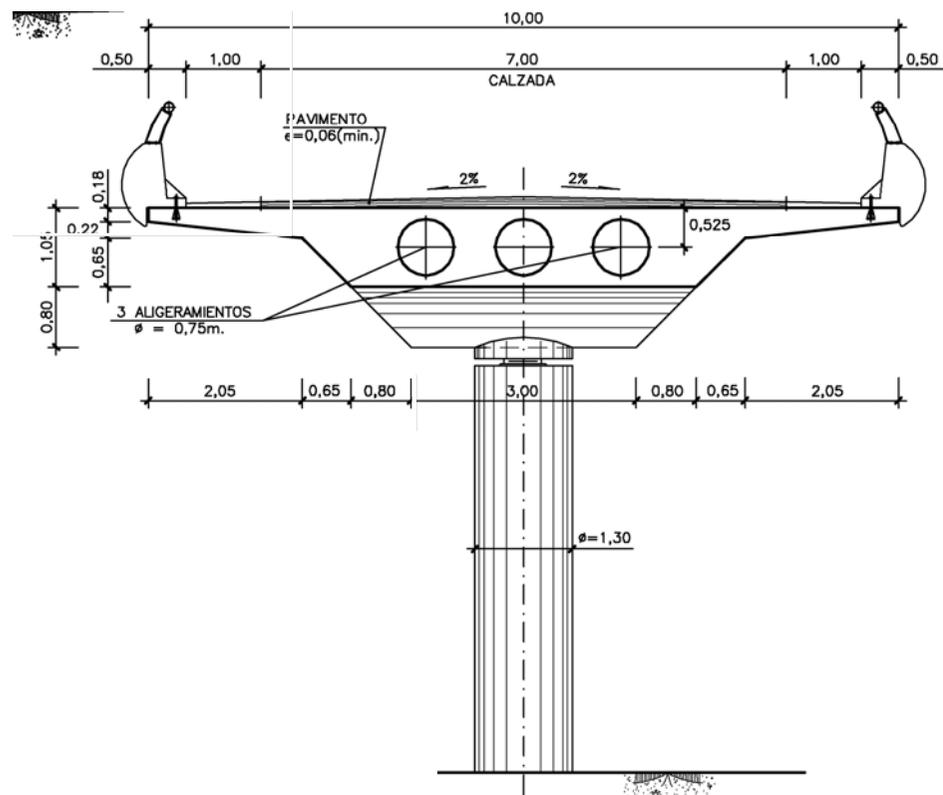
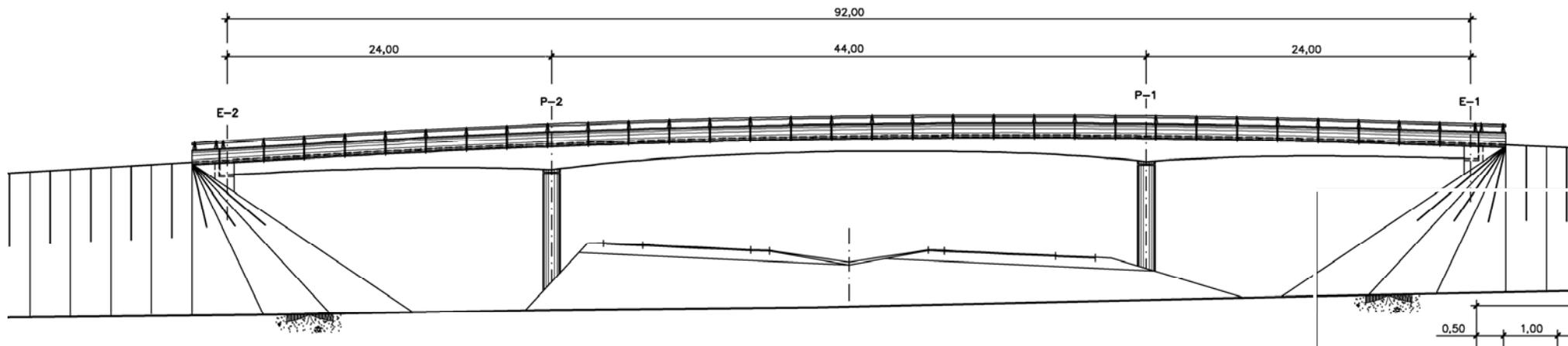
La fórmula anterior, que determina M_x en función de y , sirve para deducir el valor del momento flector en un voladizo, cuando actúan varias cargas puntuales, mediante superposición de los resultados.

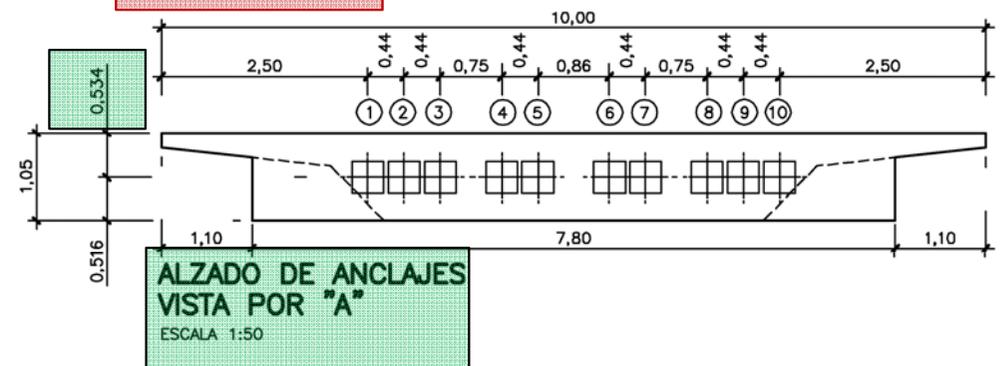
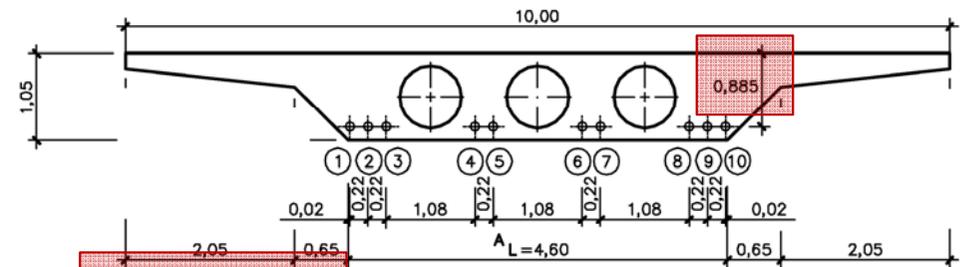
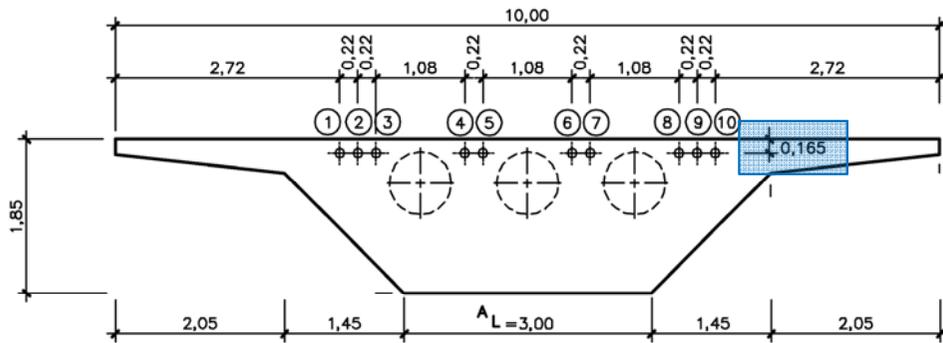
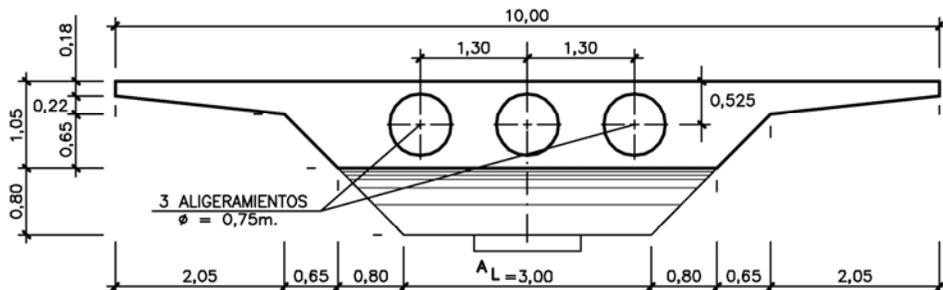
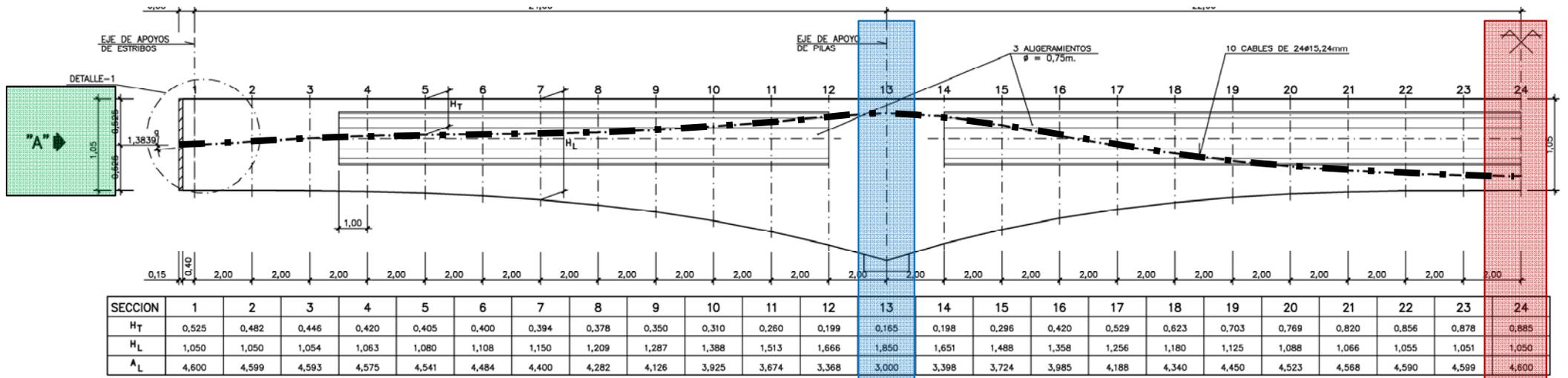
EJEMPLO DE PUENTE LOSA

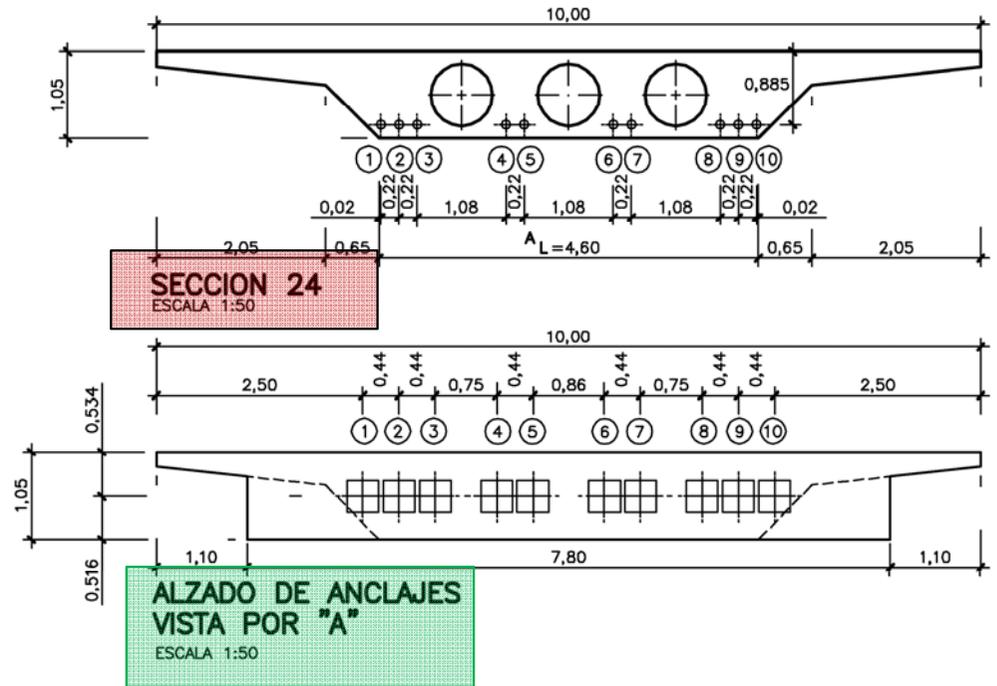
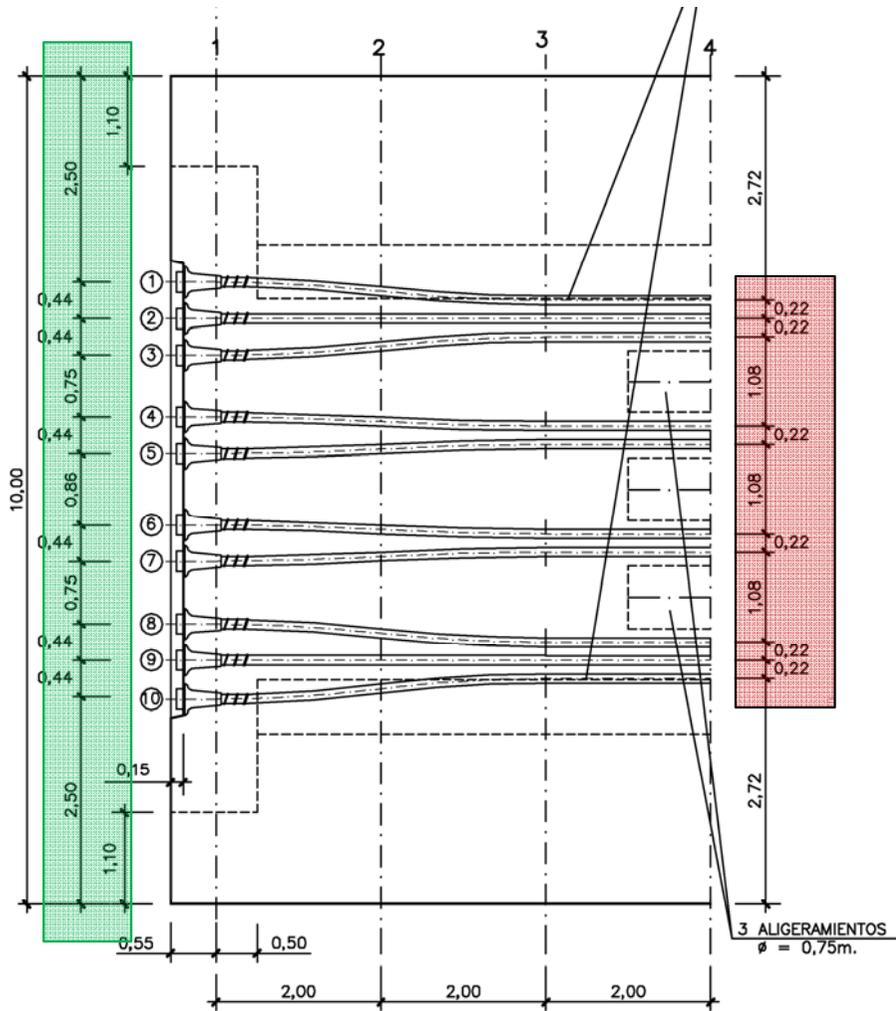
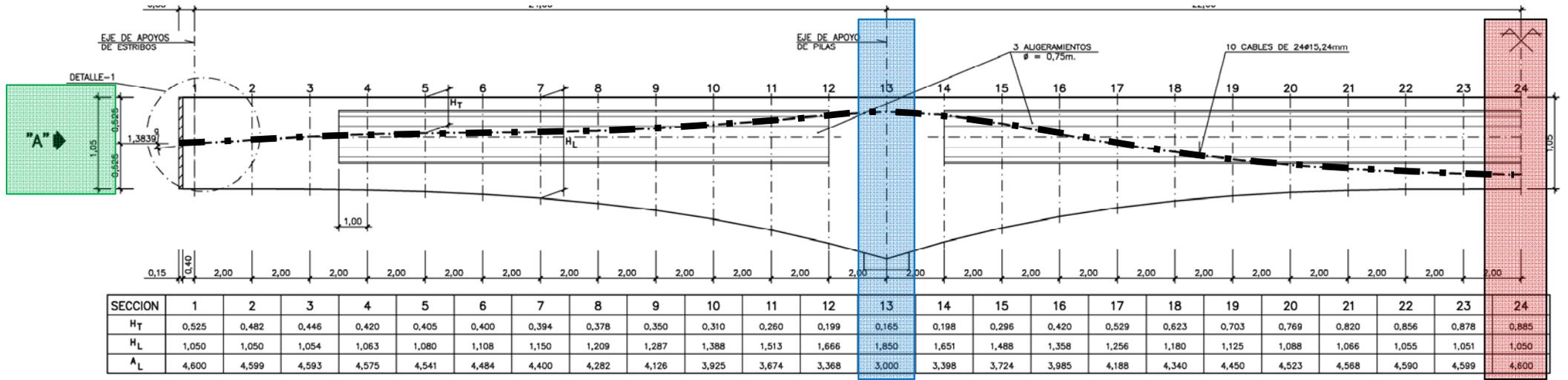


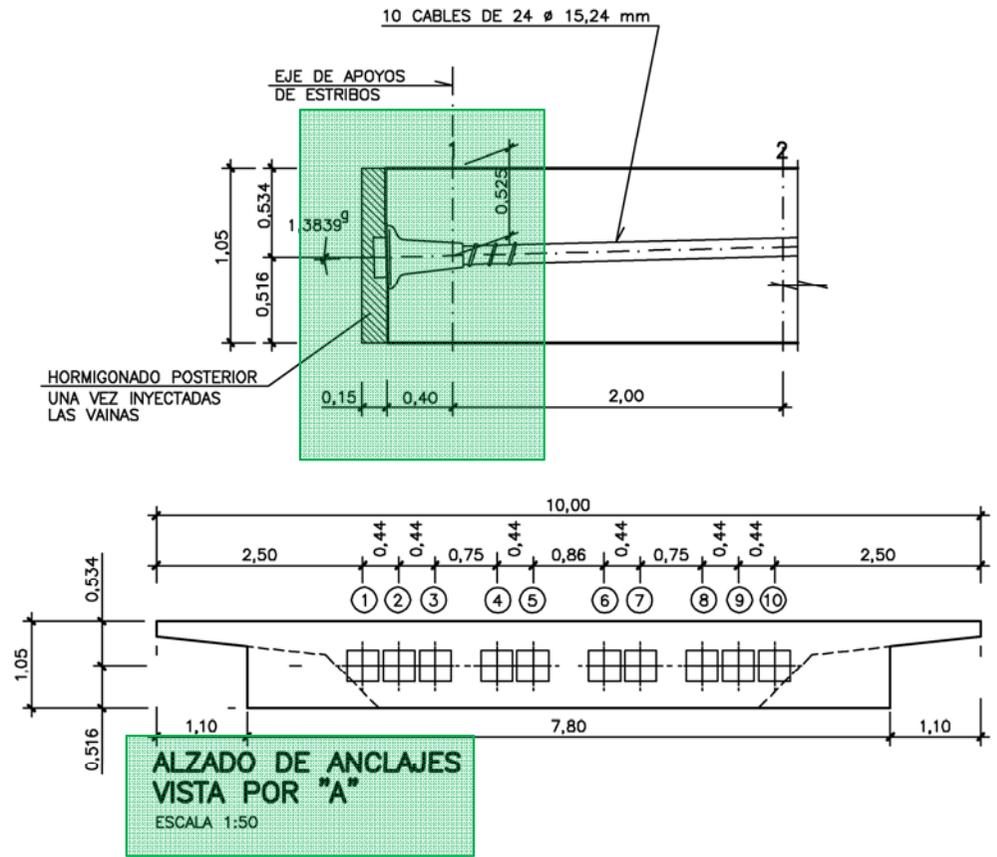
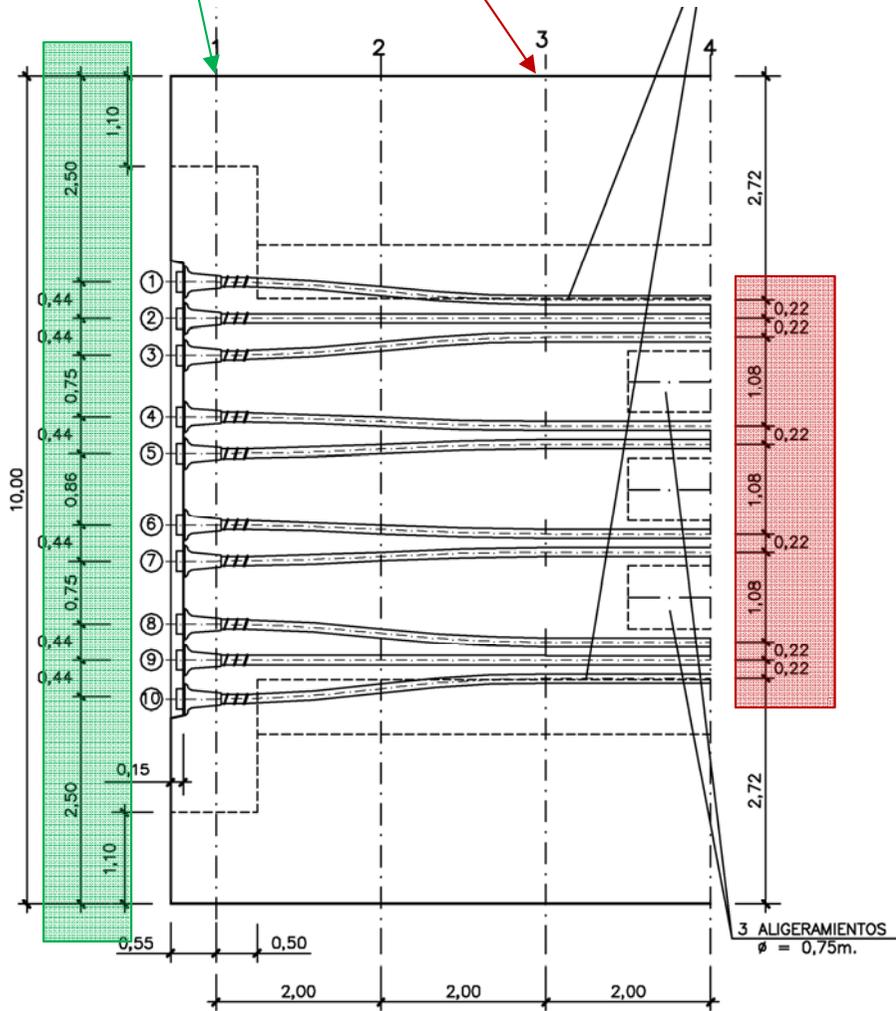
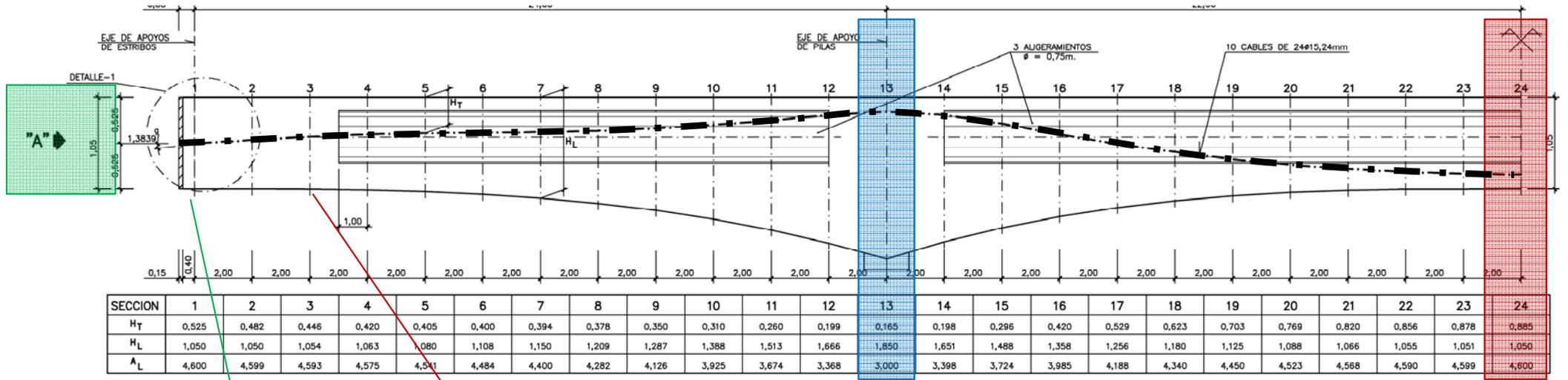
ALZADO FRONTAL
ESCALA 1:200

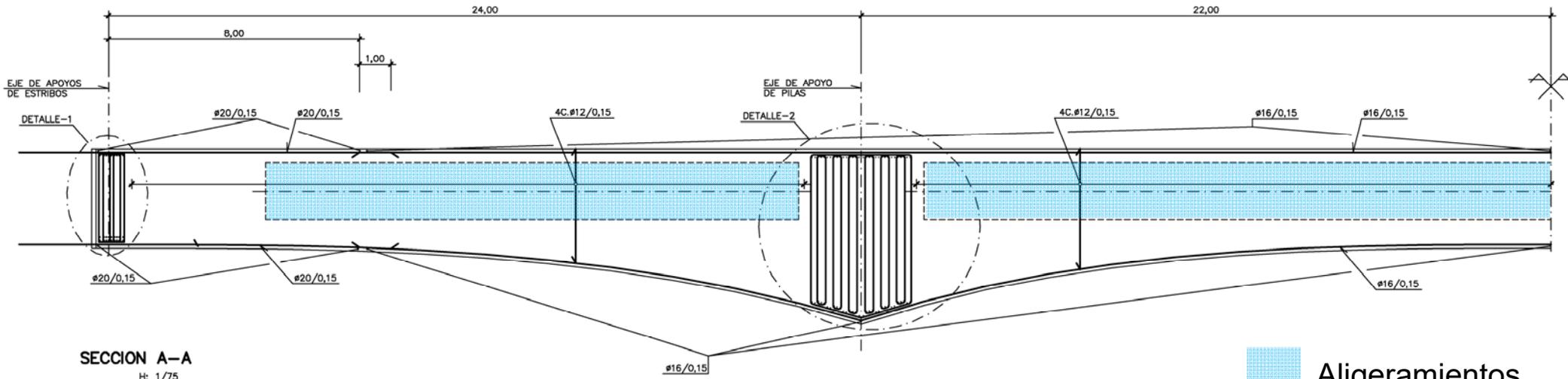








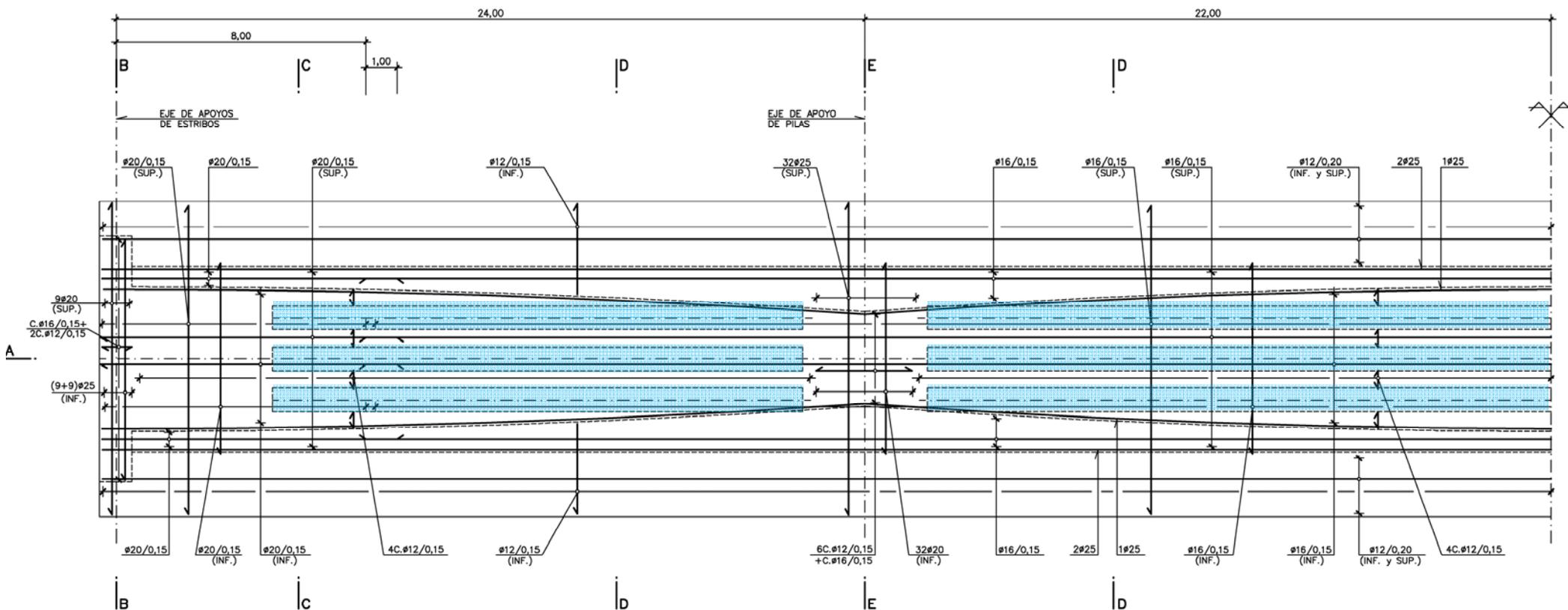




SECCION A-A

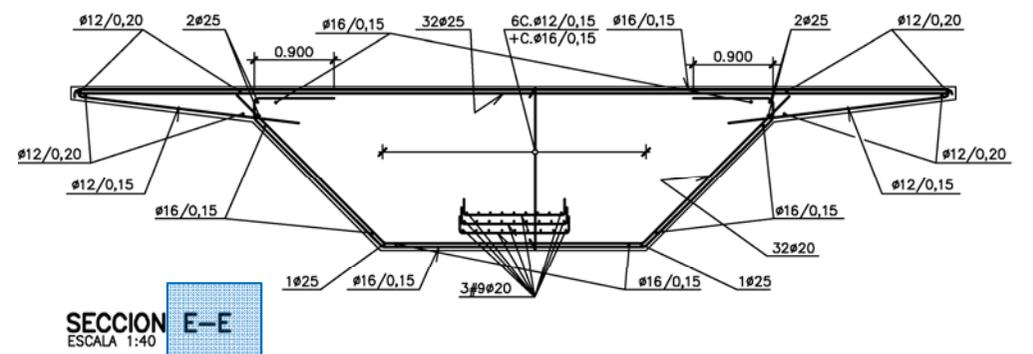
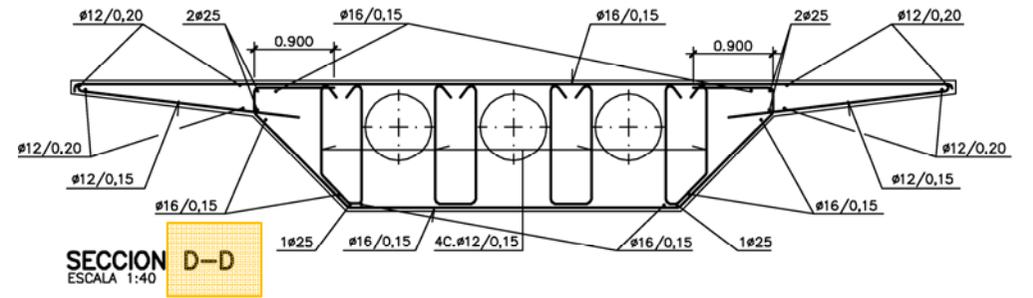
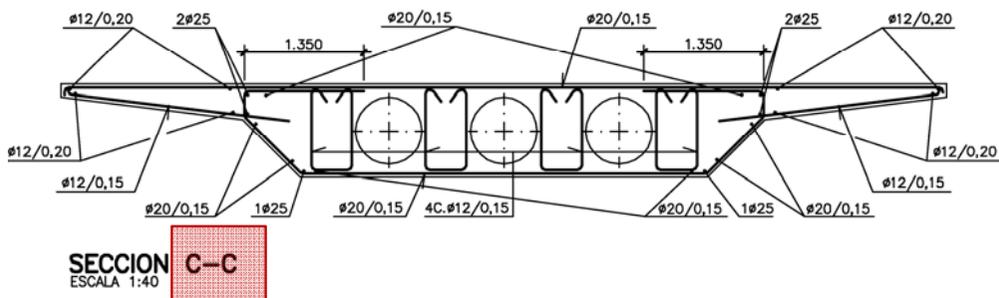
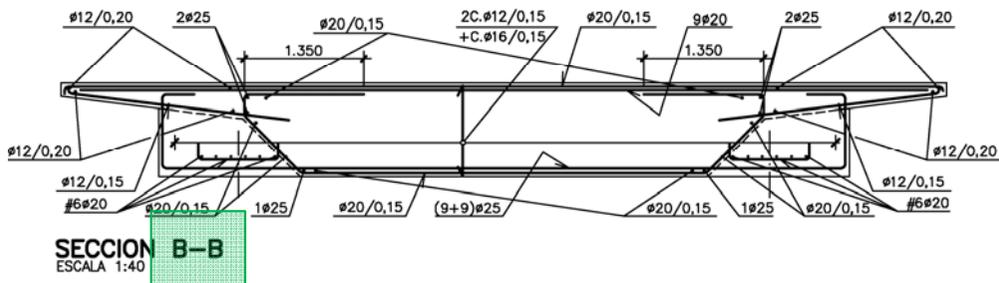
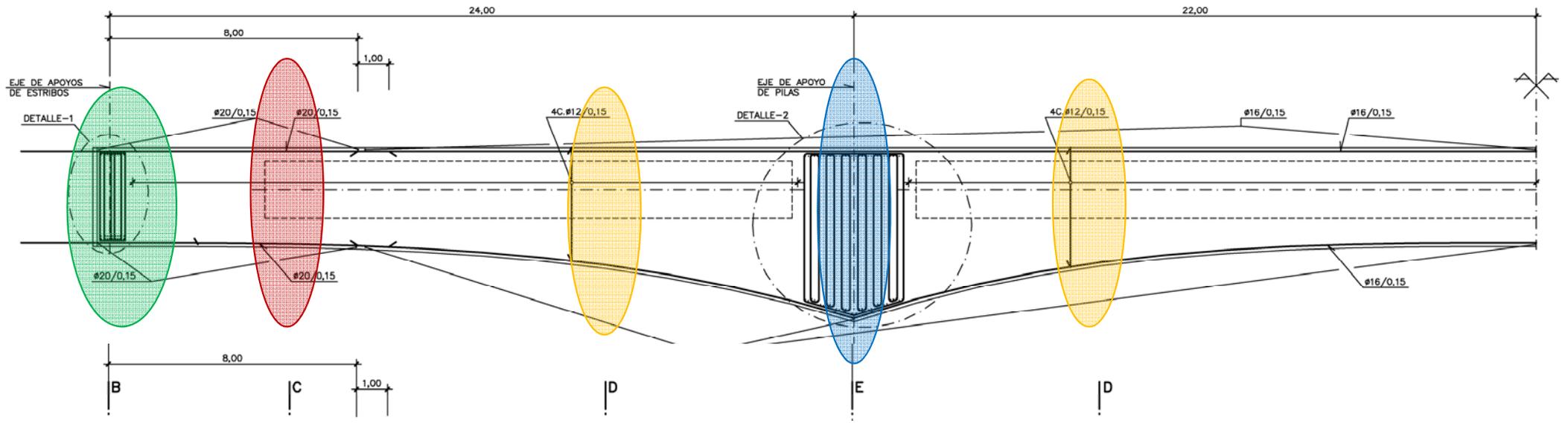
ESCALAS H: 1/75
V: 1/25

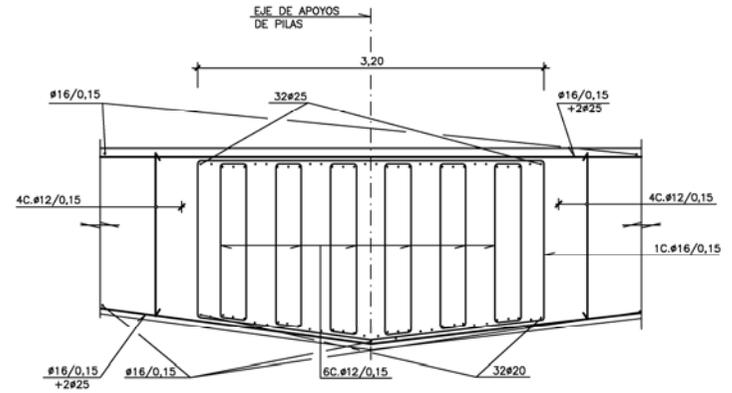
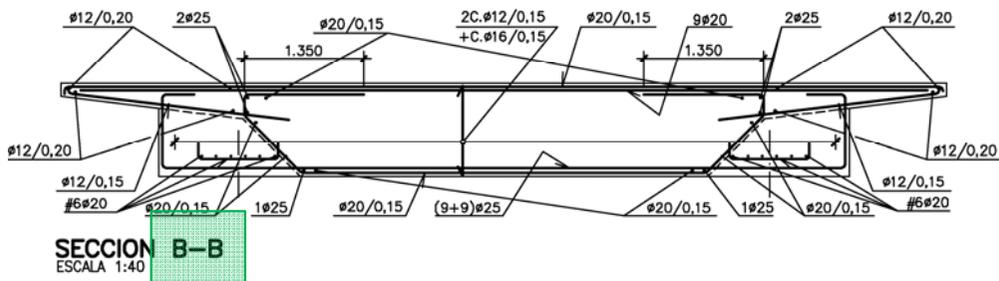
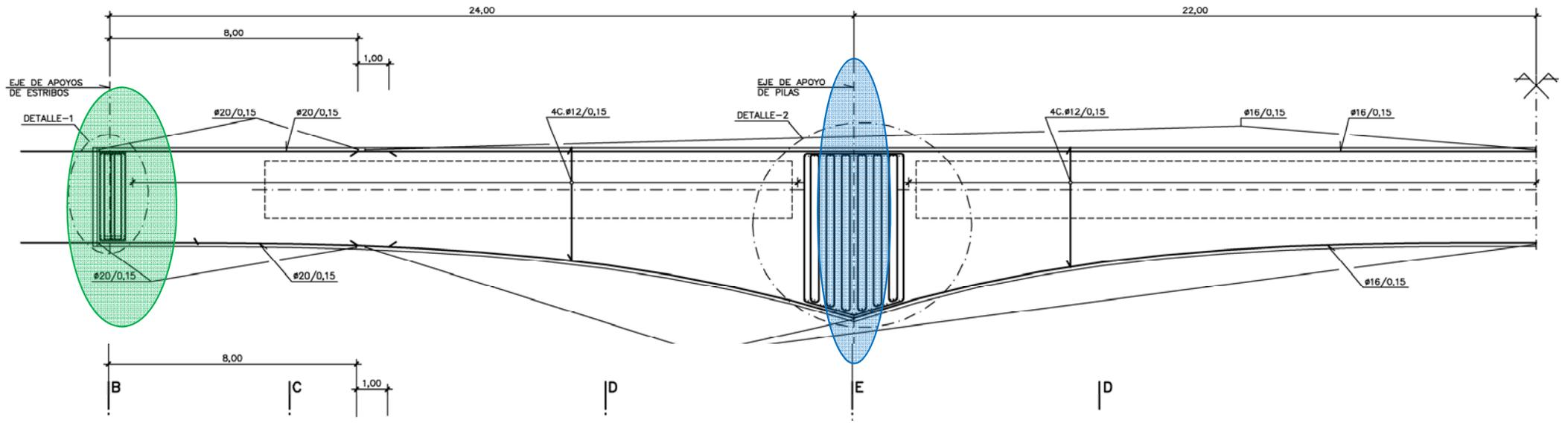
 Aligeramientos



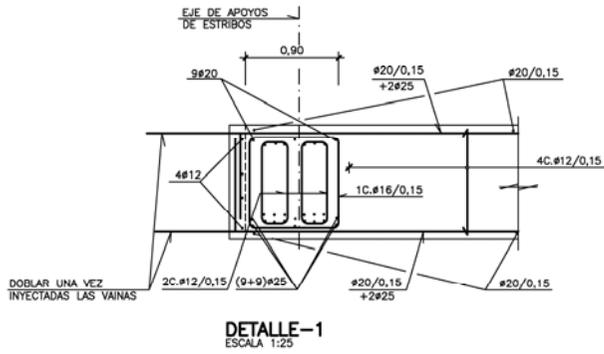
SEMI-PLANTA ARMADURAS DE LOSA

ESCALA 1:75

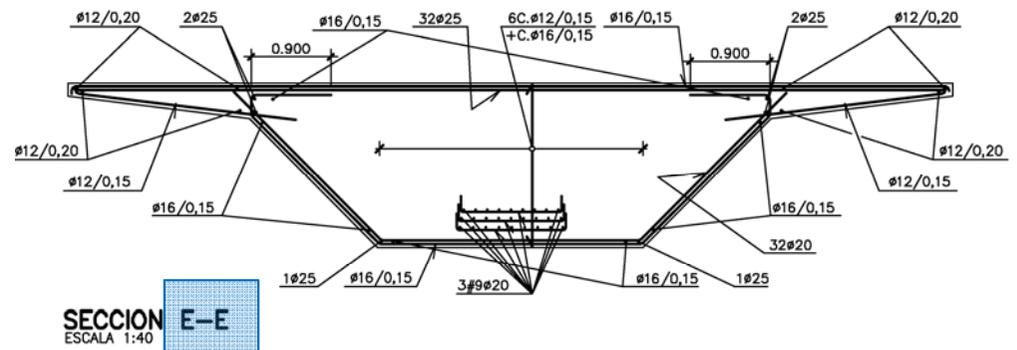




Riostra de pilas



Riostra de estribos





Universidad
Politécnica
de Cartagena

6

Tableros de puentes de vigas de hormigón



PUNTES DE VIGAS

La materialización de un tablero recto por un conjunto de vigas longitudinales que se apoyan en dos pilas y una determinada estructura transversal que completa el tablero en su parte superior, es una idea antigua en la historia de los puentes. Esta idea, plenamente vigente hoy en día, lleva implícita una manera clara de resolución de los dos problemas básicos de todo puente: El problema resistente y el constructivo. Fig. 3.0.1.

Problema resistente

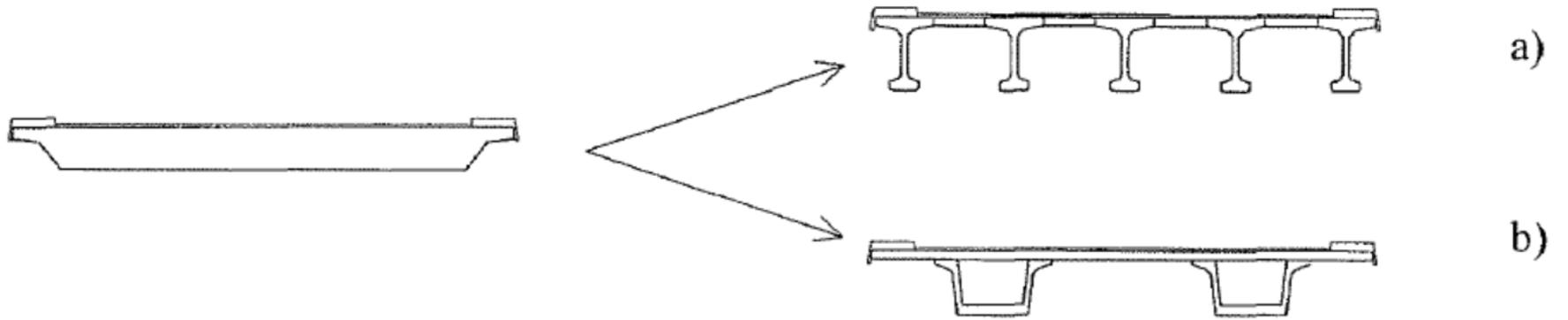
En todo tablero recto bi-apoyado o continuo, con dos bordes libres, el esfuerzo predominante bajo la actuación del peso propio, la carga muerta y la sobrecarga, es la flexión longitudinal. Esta flexión puede ser resistida de dos maneras. Distribuyendo uniformemente la rigidez longitudinal a lo ancho del tablero, lo que nos proporciona el tablero losa, o concentrándola en determinadas líneas paralelas, con lo que tenemos el puente de vigas. En general y desde el punto de vista de la cantidad de materiales empleados, concentrar la rigidez en una serie de líneas longitudinales es un criterio de economía, ya que la flexión se resiste más fácilmente cuanto mayor sea el canto. Fig. 3.0.2.

La losa superior que materializa el tablero tiene una doble misión:

- a) Repartir el efecto de las cargas que actúan sobre ella entre las distintas vigas longitudinales.
- b) contribuir a la inercia longitudinal de las vigas longitudinales.

Problema constructivo

En la morfología del puente de vigas existe además una voluntad constructiva. Cada una de las vigas que constituye el tablero puede realizarse independientemente y montarla sobre las pilas, con lo que el peso del elemento a manejar es mucho menor que el del tablero total. Una vez colocadas las vigas se construye la losa superior apoyándose sobre ellas. De esta manera se consiguen dos metas importantes de todo puente: manejar elementos de poco peso, lo que determina medios de montaje poco importantes y liberarnos del apoyo en el terreno durante la construcción.





2.1.1. Tableros constituidos por vigas prefabricadas

El empleo de vigas prefabricadas en la construcción de obras de paso de hormigón es un recurso que se emplea profusamente desde hace tiempo. Estos elementos se realizan en un parque de prefabricación permanente; o a pie de obra en parques montados al efecto, con lo que se evitan los gastos y dificultades que, en algunos casos, puede ocasionar su transporte.

Las vigas se unen generalmente “in situ” mediante el hormigonado de una losa-forjado, aunque también es frecuente en la actualidad el empleo de losas prefabricadas, o soluciones intermedias como es el empleo de prelosas que sirven de encofrado y al mismo tiempo, en general, colaboran estructuralmente con el resto de la losa vertida “in situ”.

Para facilitar la conservación de la estructura, en esta losa de forjado se debe disponer el menor número posible de juntas de calzada que sea compatible con la flexibilidad de la subestructura y con las características de los apoyos. En cualquier caso, a diferencia de otros tipos con los que se pueden alcanzar longitudes mucho mayores, la distancia máxima entre juntas de dilatación no suele superar los 100 metros.

Es muy importante que se hayan dado bien las contraflechas para no tener problemas funcionales o estructurales, producidos por la fluencia, una vez que la estructura ha entrado en servicio.



2.1.1. Tableros constituidos por vigas prefabricadas

En la actualidad se tiende hacia la prefabricación integral del puente, incluyendo algunos elementos de la subestructura como son las pilas, estribos, muros, etc., a partir de piezas de tamaños y pesos cada vez mayores, limitados exclusivamente por problemas de transporte. En este sentido, para salvar luces importantes con elementos prefabricados, se han ideado soluciones que facilitan la ejecución de estructuras continuas (hiperestáticas) a partir de los citados elementos prefabricados, dándoles la continuidad estructural “in situ” mediante armaduras activas o pasivas.

Como ejemplos ya frecuentes de lo anteriormente enunciado se pueden citar:

- las soluciones en alzado de canto constante, acarteladas o de canto variable con directriz parabólica o circular, hasta luces de 70 metros;
- las soluciones monovigas de sección artesa () o cajón () para anchos de tablero de hasta 15 metros; etc.



Primera clasificación:

1. Puentes de vigas **hormigonadas in situ**

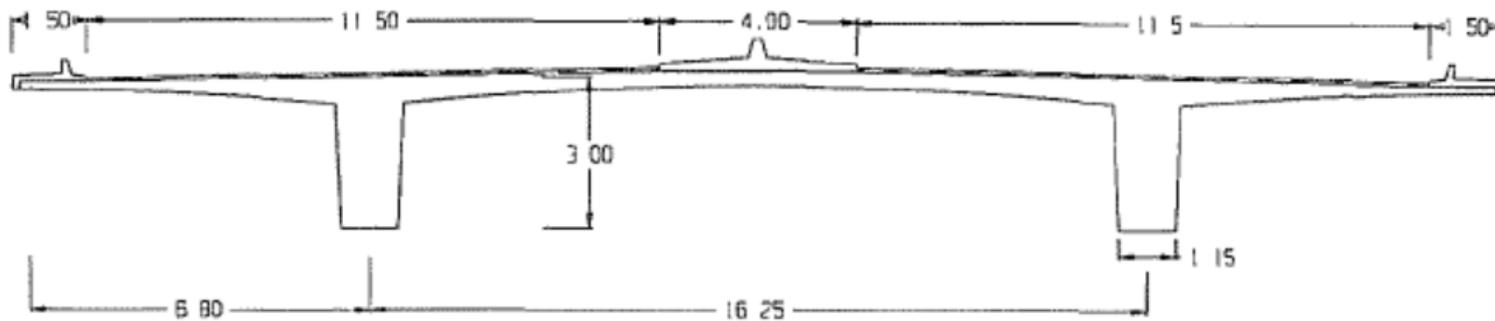
Con respecto a tableros de vigas prefabricadas:

- Separación de vigas mayor que en prefabricadas
- Vigas más pesadas
- Sección menos definida

Con respecto a tableros losa:

- Complejidades constructivas similares
- Comportamiento resistente peor

No son muy frecuentes.





Primera clasificación:

2. Puentes de vigas **prefabricadas**

a. Vigas prefabricadas isostáticas.

Ventajas resistentes y constructivas.

Generalmente en vigas biapoyadas hasta 40-45 m

b. Puentes prefabricados continuos.

Actualmente se consiguen luces mayores mediante dinteles continuos, con continuidad a cuartos de la luz o colocando puntales (artesas)



Puentes isostáticos con vigas DOBLE T (Información de PACADAR)

Este tipo de puentes constituyen la solución más utilizada en la construcción de puentes prefabricados desde la década de 1950. El tablero se compone de varias vigas de este tipo sobre las cuales se hormigona una losa “in situ”, y permite resolver **luces de entre 10 a 55 m** de la forma más económica posible. [...] En la actualidad, PACADAR fabrica vigas Doble T con cantos comprendidos entre 0.45 y 2.50 m.

DEFINICIÓN DEL PRODUCTO

Producto básico y más conocido de la prefabricación.
Máximo aprovechamiento resistente con mínima sección.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS

Los cantos oscilan entre los 45 cm en las más pequeñas hasta los 2.5 m.
Reducido peso. Optimización del material.

TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN LAS QUE PUEDE UTILIZARSE

Aplicación en soluciones isostáticas. Permite alcanzar luces de hasta 45 m.
Las soluciones en cantilever superan estos valores.

APLICACIONES PRINCIPALES

[...] Permite cualquier ancho de tablero. Muy indicada para ampliaciones de puentes existentes. Muy adecuada en tableros de ferrocarril de luces cortas. Solución ideal para puentes muy esviados.

VENTAJAS

Fácil manipulación y rápido montaje. Precio competitivo con la calidad de un elemento industrializado.
Adaptabilidad a geometrías complicadas.
Poco peso por elemento y facilidad para acceder a ubicaciones complicadas de la obra.

DETALLES CONSTRUCTIVOS

La separación entre vigas oscila entre 1 y 4 m. Un solo apoyo por extremo.
Luces más habituales desde 10.0 m hasta 40.0 m.
Relación canto/luz más adecuada en torno a 1/18 para puentes de carretera y 1/12 para puentes de ferrocarril.



Puentes isostáticos con vigas ARTESA (Información de PACADAR)

Puentes con vigas tipo Artesa ejecutados en las Líneas de FFCC de Alta Velocidad en España.

PACADAR fabrica vigas tipo Artesa con cantos comprendidos entre 0.80 m y 2.60 m.

DEFINICIÓN DEL PRODUCTO

Salto tecnológico en la prefabricación en los años 80. Actualmente presenta una cuota de mercado mayor del 30%.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS

Sección celular cerrada. Cantos desde 0.80 hasta 2.60 m

Adecuado reparto entre rigidez y peso.

Se sitúa entre el cajón y la doble T, con un ancho de tabla inferior de sólo 1.72 m.

TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN LAS QUE PUEDE UTILIZARSE

Utilización en esquemas isostáticos e hiperestáticos

En estructuras hiperestáticas presenta un óptimo compromiso entre rigidez y canto mínimo

Anchos de tablero entre 11.0 y 14.0 m resuelto con doble artesas

Se pueden resolver anchos mayores con más artesas, separadas entre 3.0 y 7.0 m entre ejes

Mínimo 2 artesas en sección transversal, ya que se suelen disponer con un único apoyo por extremo.

APLICACIONES PRINCIPALES

Sección ideal para resolver puentes de AVE con tablero tipo de ancho 14.0 m.

En AVE es factible llegar hasta 40 m con esquemas hiperestáticos

Adecuada para tableros de puente con ancho entre 11.50 y 13.0 m.

Luces entre pilas desde 25 hasta 45 m con vanos simplemente apoyados y hasta 60 m con vanos en cantilever.

VENTAJAS

Solidez y resistencia de la sección celular cerrada. Mayor separación entre vigas. Inmejorable relación entre capacidad resistente y peso de cada elemento portante.

DETALLES CONSTRUCTIVOS

Disposición típica con dos elementos artesas transversalmente. Separaciones entre 5.5 y 6.5 m. Luz entre apoyos más habitual entre 25 y 45 m. Un solo apoyo por extremo.



Puentes isostáticos con vigas CAJÓN (Información de PACADAR)

Este tipo de viga, desarrollada por PACADAR en los últimos 20 años, permite la ejecución de tableros con una de hasta 40 m de luz y 13 m de anchura con esquema estructural isostático utilizando una única viga. Los últimos desarrollos de este tipo de solución lo representan la ejecución de vigas de directriz curva de hasta 50 m de radio.

DEFINICIÓN DEL PRODUCTO

Es el elemento más potente en la prefabricación actual. Surge por la mayor capacidad de los medios de transporte y elevación que ofrece el mercado, Permite adoptar soluciones análogas a los puentes “in situ”.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS

Sección celular cerrada. Cantos desde 0.80 hasta 2.00 m. Gran rigidez torsional. Anchos de tabla inferior de 2.10, 3.30 y 3.96 m. Elementos potentes para realizar tableros de 12.0 m de ancho con un solo elemento portante.

TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN LAS QUE PUEDE UTILIZARSE

Utilización es esquemas isostáticos e hiperestáticos de canto constante o variable. Anchos de tablero entre 8.0 y 14.0 m. Se utiliza en puentes curvos de geometría complicada tanto en planta como en alzado; radios entre 50 y 200m.

Secciones monocajón con doble apoyo por extremo.

APLICACIONES PRINCIPALES

En esquemas isostáticos luces de 20-45 m. Se puede incrementar hasta 60 m. en cantilever y en hiperestáticos hasta 80 m. Su rigidez a torsión se aprovecha con grandes voladizos de la losa y para puentes en curva. El espacio interior se puede aprovechar para el paso de servicios (cajón porta-tubería).

VENTAJAS

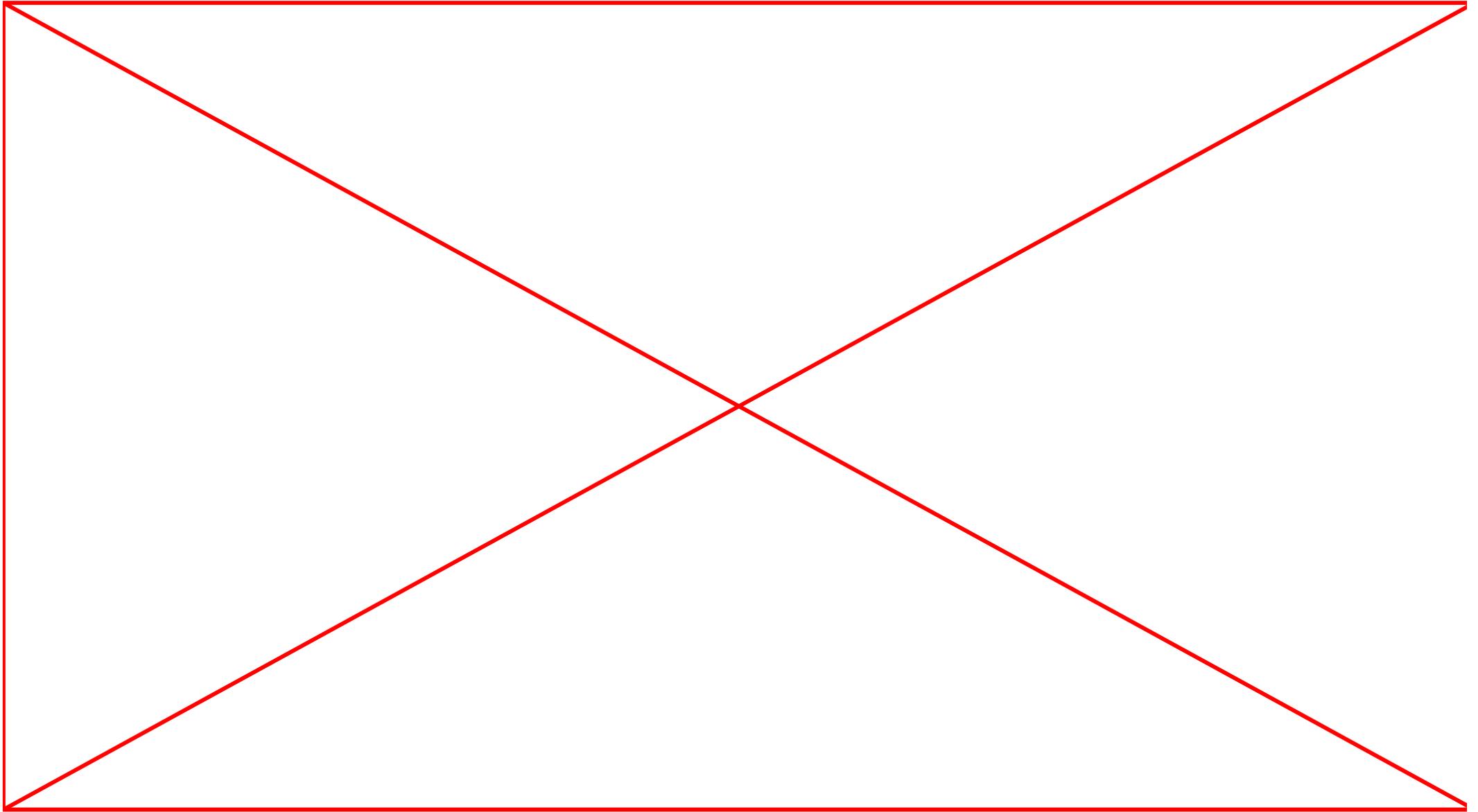
Solidez y resistencia de la sección celular cerrada. Apariencia estética más atractiva. En puentes de canto variable presenta ventaja sobre cimbrados o avance en voladizo sucesivo. En estructuras hiperestáticas permite el trabajo en su interior para la realización de las uniones. Rapidez de ejecución y montaje, al cubrir con un solo elemento muchos m² de tablero

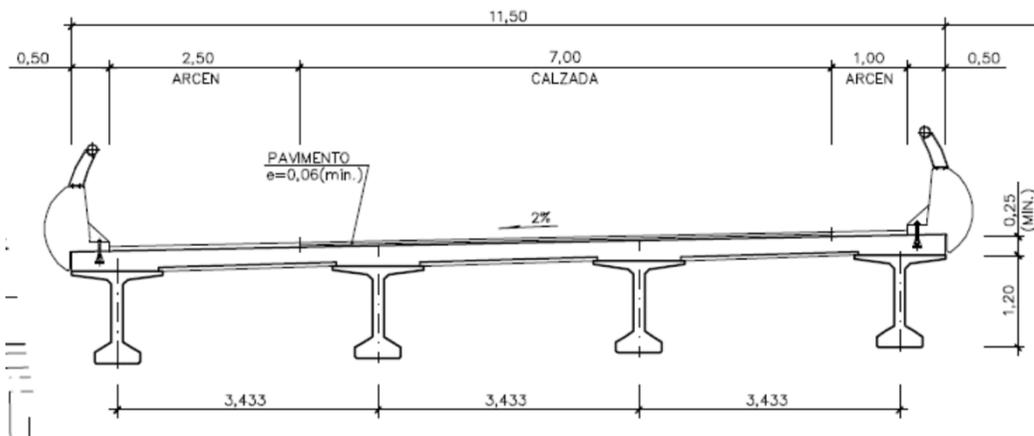
DETALLES CONSTRUCTIVOS

Disposición típica de sección monocajón. Luz entre apoyos más habitual entre 25 y 45 m. Doble apoyo por extremo.

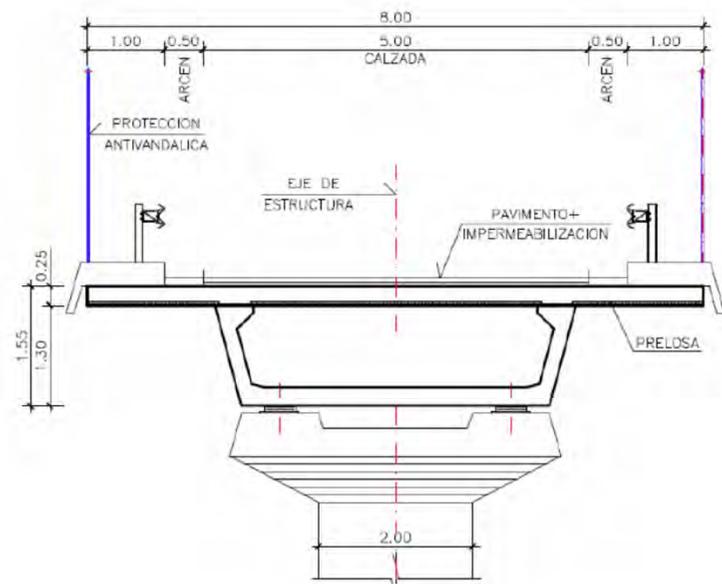


Viaducto de Espinel

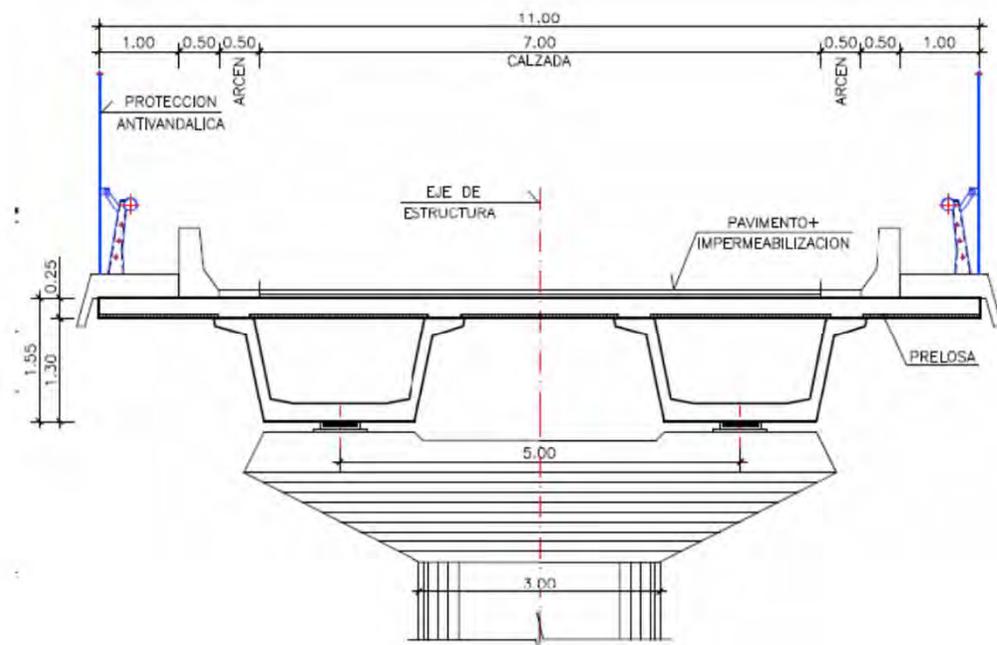




Vigas doble T



Viga cajón



Vigas artesa



Puentes prefabricados continuos. (Información de PACADAR)

Puentes que se caracterizan por la unión sobre apoyos consiguiendo un funcionamiento continuo en sentido longitudinal. Innovación en la prefabricación a principios de los años 90.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS

Continuidad entre vigas mediante barras de acero de alta resistencia postesadas e inyección posterior de la junta con grout. Mediante el tablero continuo se salvan mayores luces con cantos menores. Las soluciones con secciones cajón y artesas proporcionan al tablero las ventajas de sección cerrada y facilitan la ejecución de las uniones dentro de las mismas.

TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN LAS QUE PUEDE UTILIZARSE

Son empleados en tableros de planta recta y curva. Gracias a la continuidad en pila se pueden ejecutar soluciones con apoyos únicos en pila en caso de secciones cajón. Son empleados en soluciones de canto variable (parabólico y recto) y canto constante.

APLICACIONES PRINCIPALES

En puentes de ferrocarril mejoran el comportamiento dinámico.

En puentes de ave con soluciones hiperestáticas se llegan a luces de hasta 40 metros.

Si la unión entre vigas se realiza en apoyo a media madera o con apeos provisionales se pueden conseguir luces de hasta 80 metros en tableros de carretera.

VENTAJAS

En tableros con grandes cargas se consiguen soluciones de tableros muy rígidos respetando el canto mínimo.

La no existencia de juntas entre vigas mejora considerablemente la estética del tablero y el confort en la rodadura.

La contribución del momento negativo en pila permite descargar la viga a positivos en tableros muy solicitados pudiendo ir a luces grandes y cantos menores.

Los movimientos verticales son menores, se reducen las flechas y los efectos dinámicos.

DETALLES CONSTRUCTIVOS

Luces entre apoyos entre 25 y 45 metros si las uniones entre vigas se ejecutan en pila y superiores si las uniones son en media madera. Permite la solución de un solo apoyo en pila en cajones

EHE Art 76.4 Uniones de elementos prefabricados

76.4

UNIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

Las uniones entre las distintas piezas prefabricadas que constituyen una estructura, o entre dichas piezas y los otros elementos estructurales contruidos *in situ*, deberán asegurar la correcta transmisión de los esfuerzos entre cada pieza y las adyacentes a ella.

Se construirán de tal forma que puedan absorberse las tolerancias dimensionales normales de prefabricación, sin originar sollicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos en los elementos prefabricados.

Las testas de los elementos que vayan a quedar en contacto, no podrán presentar irregularidades tales que impidan que las compresiones se transmitan uniformemente sobre toda la superficie de aquéllas. El límite admisible para estas irregularidades depende del tipo y espesor de la junta; y no se permite intentar corregirlas mediante enfoscado de las testas con mortero de cemento, o cualquier otro material que no garantice la adecuada transmisión de los esfuerzos sin experimentar deformaciones excesivas.

En las uniones por soldadura deberá cuidarse que el calor desprendido no produzca daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.

Las uniones mediante armaduras postesas exigen adoptar precauciones especiales si estas armaduras son de pequeña longitud. Su empleo es recomendable para rigidizar nudos y están especialmente indicadas para estructuras que deban soportar acciones sísmicas.

En las uniones roscadas, se atenderá especialmente tanto a las calibraciones de los equipos dinamométricos utilizados, como a que la tensión de apriete aplicada en cada tornillo se corresponde con la especificada en el proyecto.

Comentarios:

Desde el punto de vista de la resistencia, durabilidad, deformaciones, etc., de la estructura, las uniones constituyen siempre puntos singulares que exigen una atención especial y un estudio detallado para garantizar:

- Que la junta es capaz de acomodarse a los desplazamientos relativos necesarios para movilizar su resistencia;
- Que es capaz de resistir todas las acciones resultantes del análisis de la estructura en conjunto, así como las que resulten del análisis de los elementos individuales;
- Que la resistencia y deformabilidad de la junta aseguran un comportamiento estable de la estructura en conjunto;
- Que la resistencia al fuego y a la corrosión son adecuadas.

En el momento en que se proyecte la junta, deben también tenerse en cuenta los requisitos de tolerancias y ajuste, así como los requisitos de construcción para alcanzar un buen acabado y permitir posteriores trabajos de conservación o inspección.

Durante la ejecución debe prestarse especial atención a los detalles de la junta para evitar hendimientos o desportillados del hormigón en los extremos de las piezas prefabricadas.

Como las armaduras postesas utilizadas en uniones de continuidad son generalmente muy cortas, cualquier irregularidad en su trazado, variación en su longitud o deslizamiento en los anclajes, origina una fuerte variación en su tensión. Por ello resulta de la mayor importancia controlar cuidadosamente la colocación de estas armaduras y el comportamiento de dichos anclajes. La longitud de los tendones de empalme será al menos igual a la suma de las longitudes de anclaje de las armaduras adherentes de las piezas empalmadas, para evitar roturas frágiles por fallos de adherencia. Por otra parte, la fuerte curvatura que suele darse al trazado de estas armaduras ocasiona importantes pérdidas de tensión por rozamiento, que es necesario tener en cuenta en los cálculos.



Puente R-45.
www.pacadar.es



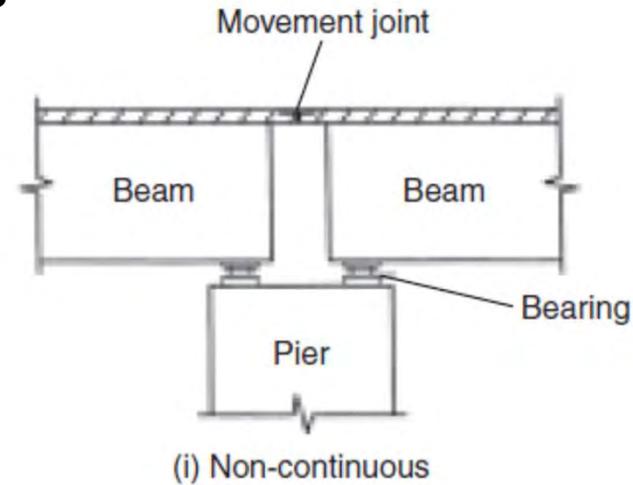
Viaducto de Manilva-Estepona
www.pacadar.es



Tipos de continuidad en puentes de vigas

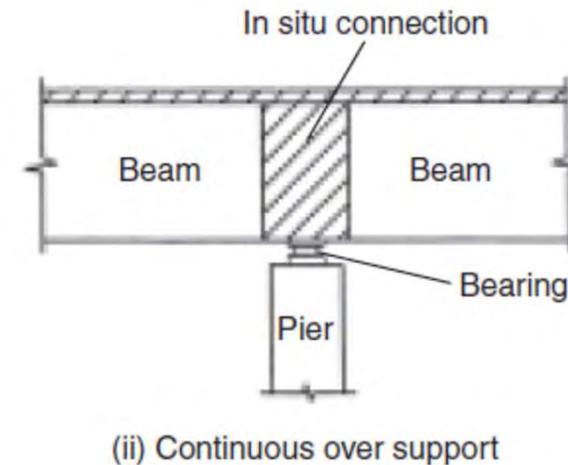
Sin continuidad

- Vanos isostáticos e independientes



Continuidad en vigas y losa

- Vanos isostáticos hasta que se da continuidad a las vigas. A partir de ese momento funciona como continuo.
- Apoyo único en pila



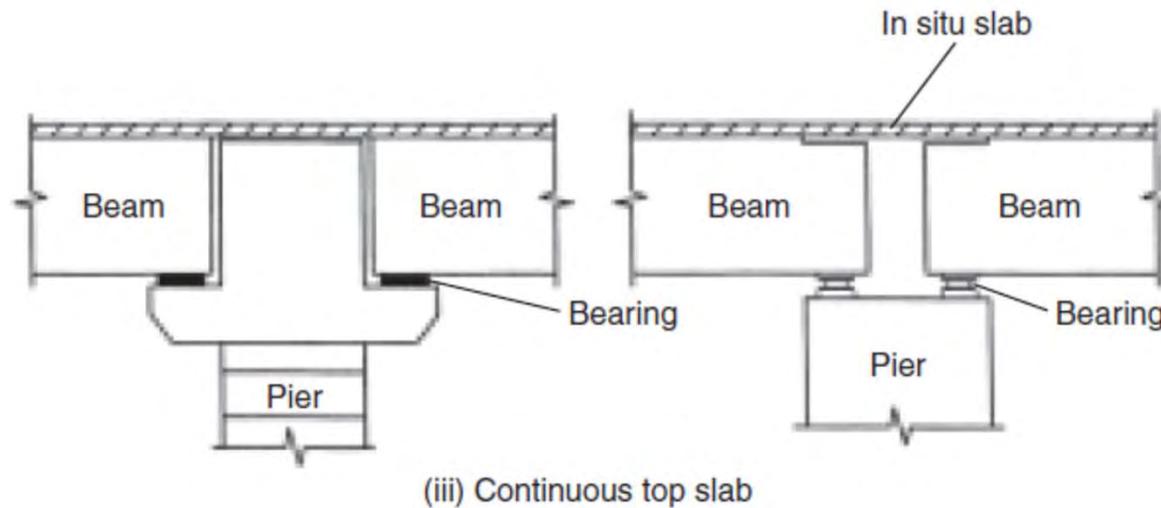




Tipos de continuidad en puentes de vigas

Continuidad solo en losa

- Vanos isostáticos hasta la continuidad de la losa.
- Comportamiento como vanos isostáticos, donde sólo se transfieren, en la práctica, entre cada vano, esfuerzos horizontales a nivel de la losa, como el frenado.



EHE Art. 60.1

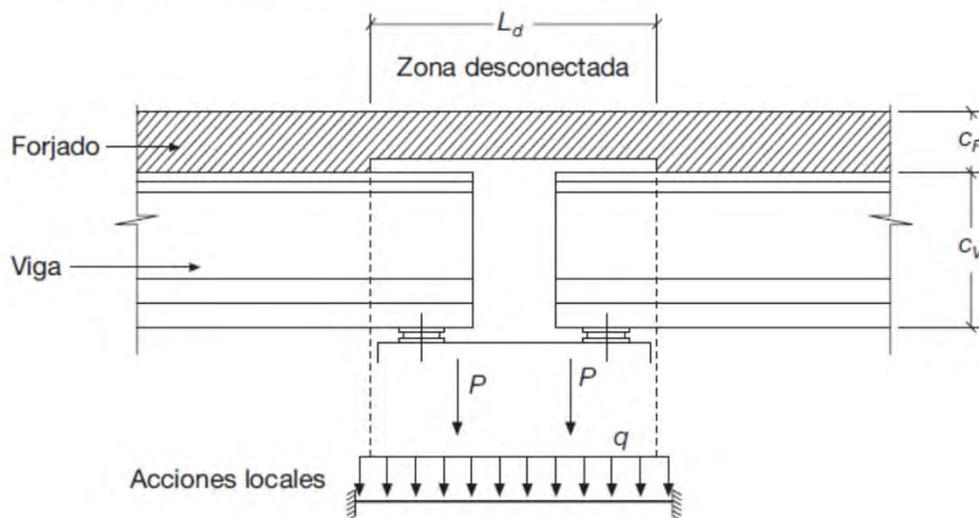
Tableros constituidos por vigas prefabricadas

Cuando por razones de comodidad de rodadura se desee minimizar el número de juntas transversales de la calzada, ello podrá conseguirse bien mediante una losa de continuidad entre tableros, bien disponiendo una articulación entre las losas de compresión de los tableros con pasadores. En el primero de los casos se dará continuidad a la losa-forjado sobre los extremos de las vigas prefabricadas debiendo desconectarse aquélla de éstas en una determinada longitud L_d (figura 60.1.2). A efectos del dimensionamiento de dicha zona, deberán tenerse en cuenta no sólo las acciones locales, sino también los esfuerzos inducidos por las deformaciones impuestas al elemento por el giro relativo entre los extremos de ambos tableros.

En el caso de disponerse rótula de continuidad con armadura pasante, esta armadura deberá ser de acero inoxidable corrugado, por razones de durabilidad.

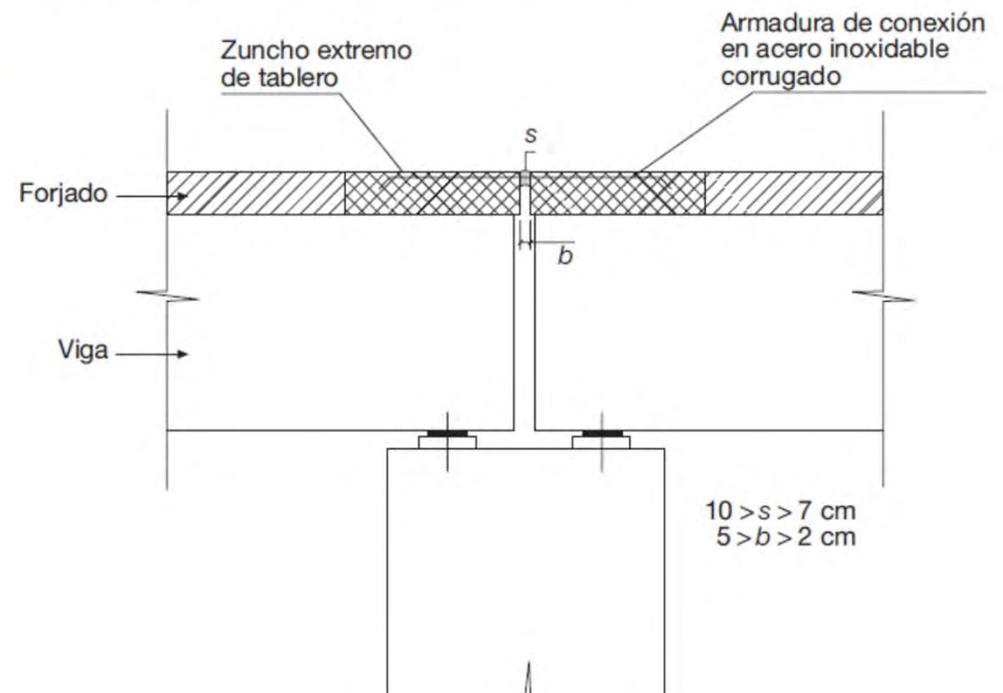
En tableros con continuidad de la losa superior, la longitud desconectada L_d deberá fijarse mediante un compromiso entre los esfuerzos locales y los debidos a los giros relativos de ambos tableros, ya que la minimización de los primeros requiere la utilización de valores pequeños de L_d mientras que las deformaciones impuestas conducen a la conveniencia de aumentar dicha longitud.

a) Losa de continuidad entre tableros



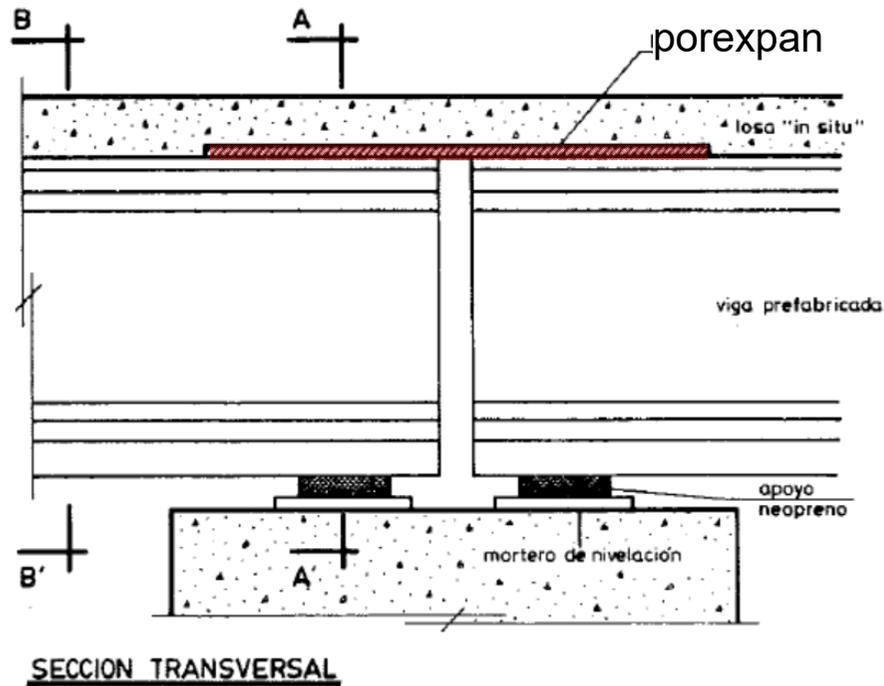
(Lopez, Guillón. Hormigón y Acero, nº 167)

b) Articulación entre losas de conexión con pasadores



Tipos de continuidad en puentes de vigas

Continuidad solo en losa



En la zona discontinua los estribos no sobresalen de la viga

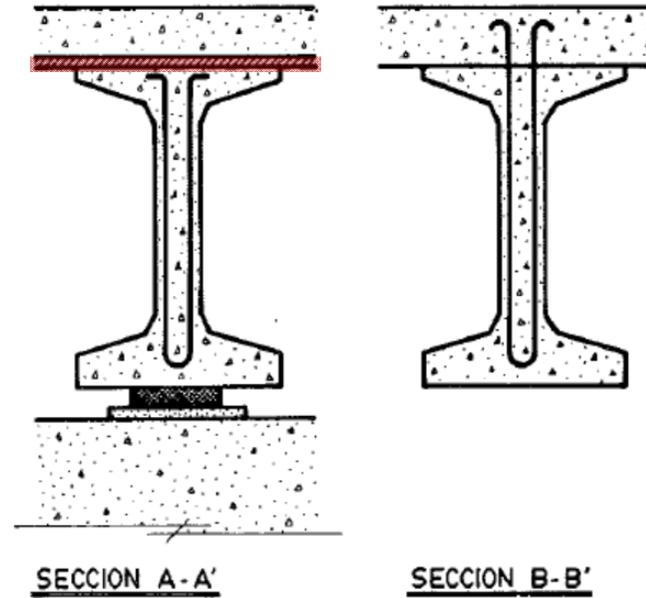


Fig. 1. Detalles constructivos de una losa de continuidad.

Acciones sobre la zona desconectada de la losa:

Directas: Peso propio de la losa y carga permanente (p. ej. pavimento).

Sobrecarga uniforme de vehículos/peatones

Carro de 600 kN de la IAP o EC (las huellas que quepan)

Indirectas: Las transmitidas (movimientos impuestos y giros) por los vanos adyacentes en los extremos



Las secciones de tablero pueden estar constituidas por:

- A) Vigas a tope.
- B) Vigas doble T.
- C) Vigas artesa.

- A) Las vigas a tope forman secciones transversales con aspecto exterior visual de losa y cantos reducidos (por tanto, elevadas esbelteces). Las secciones más habituales en la práctica son las recogidas en la figura 16.

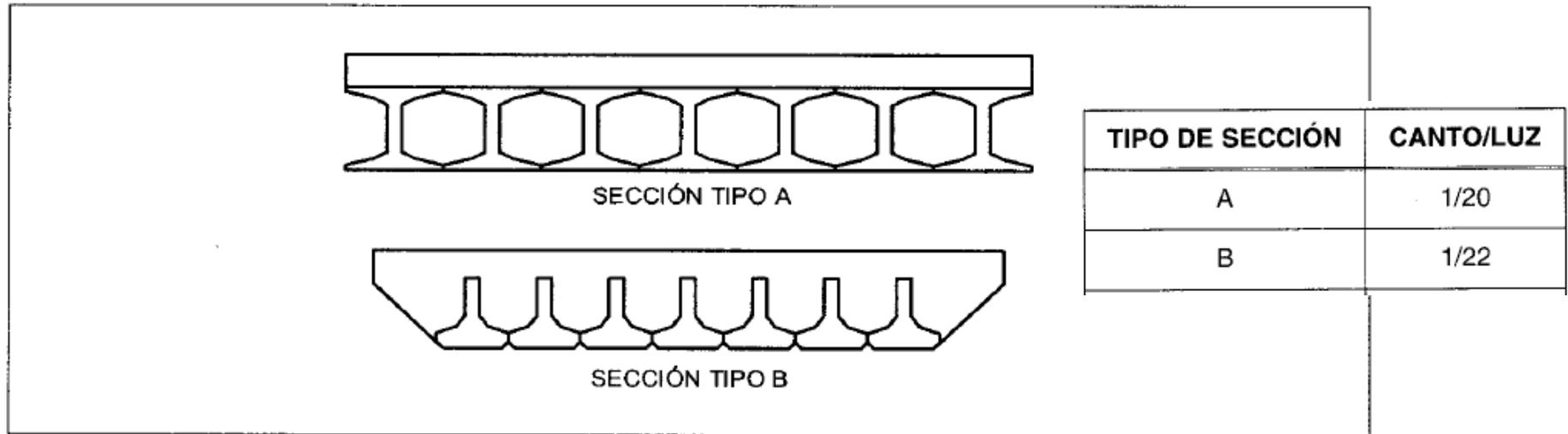


Figura 16

La sección tipo **A** corresponde a vigas doble T tradicionales colocadas a tope con losa-forjado hormigonada "in situ" sobre las propias vigas. La sección tipo **B** corresponde a semi-vigas que se unen monolíticamente mediante hormigonado del resto de la sección para formar una sección tipo losa. Este tipo de secciones, aunque pueden ser utilizadas en luces de hasta casi 20 m, en general no son frecuentes por encima de los 10-12 metros.

- B) Las secciones más empleadas hoy en día son las de vigas en doble T que se representan en la figura 17. La sección tipo **C** corresponde a vigas de canto normal y la tipo **D** a vigas de canto reducido.

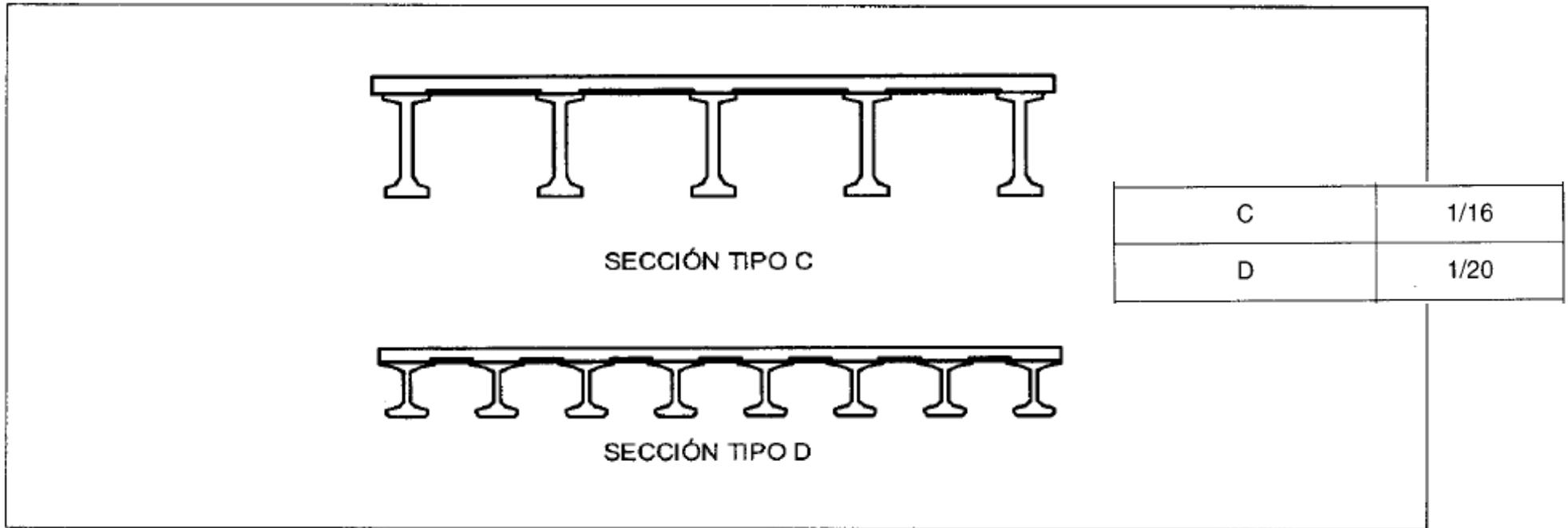


Figura 17

- C) También se utilizan cada vez con mayor profusión, las secciones en artesa con una o varias vigas, representadas en la figura 18 por las secciones tipo F y E respectivamente.

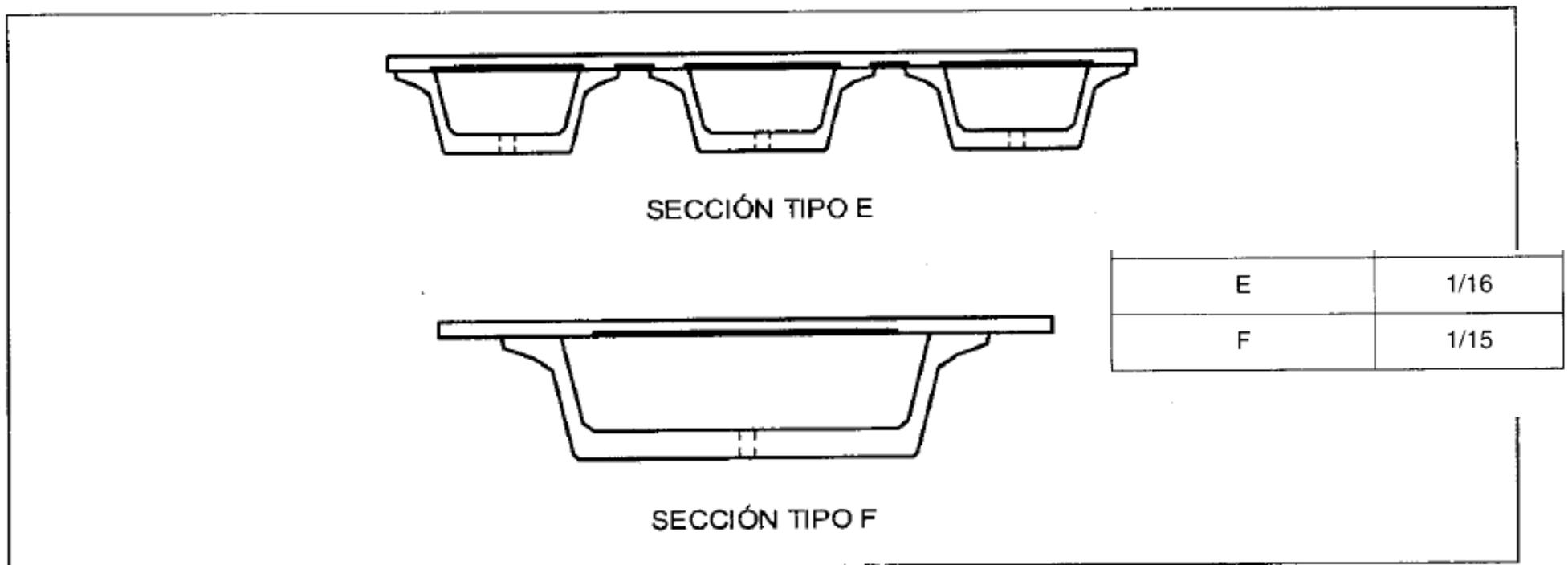


Figura 18



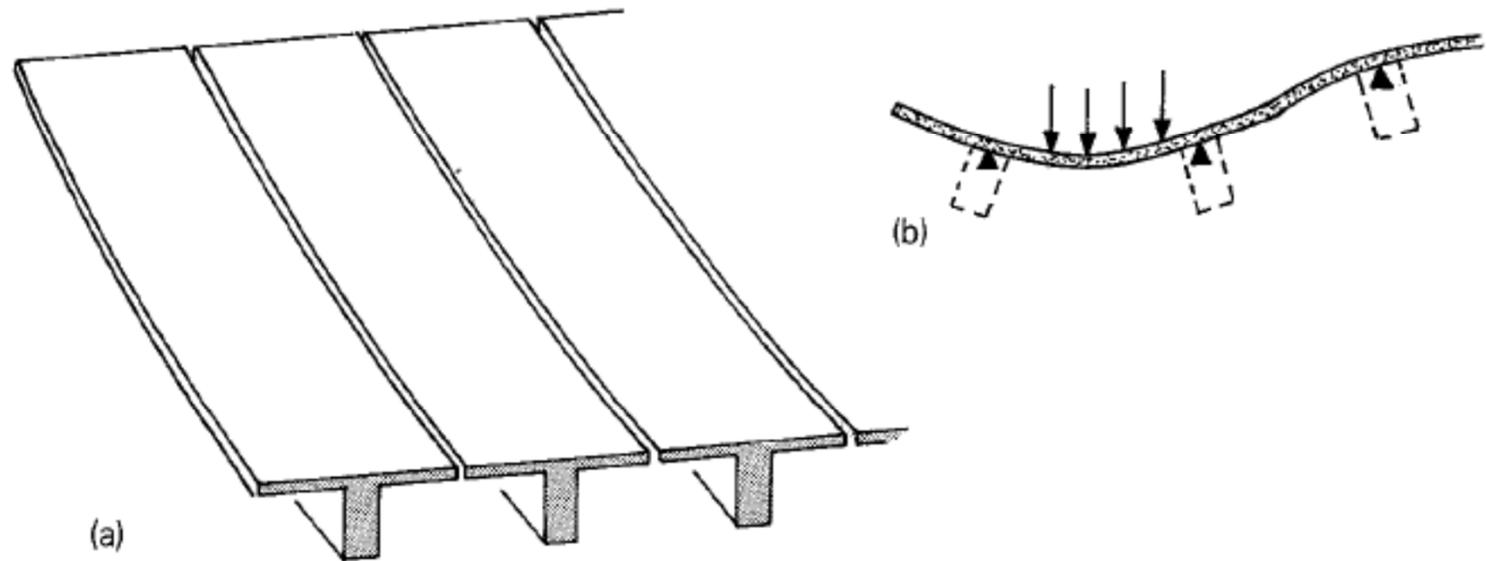
Las soluciones más habituales son las isostáticas, con unas relaciones canto/luz:

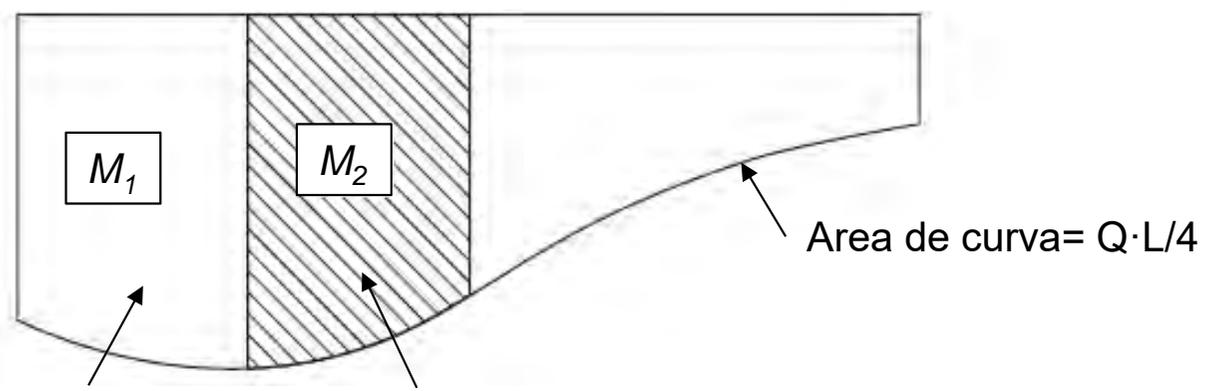
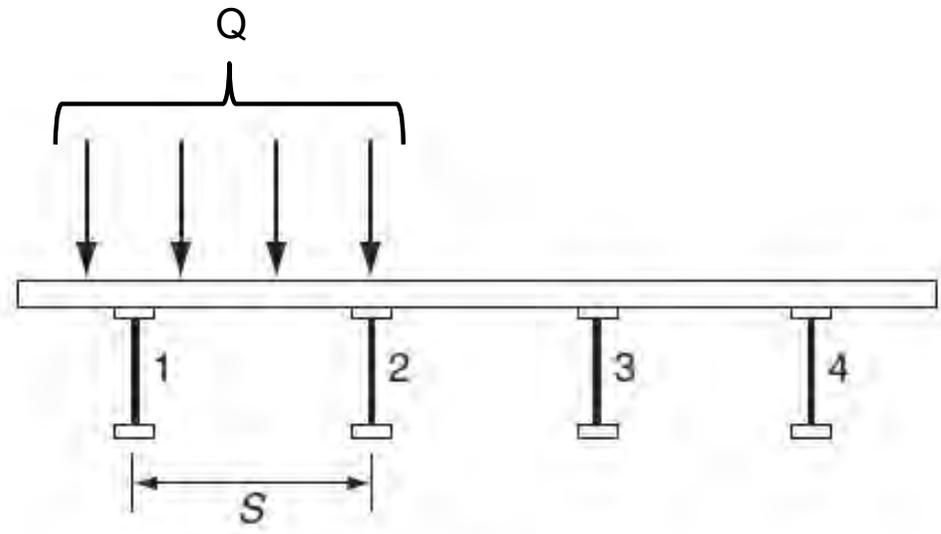
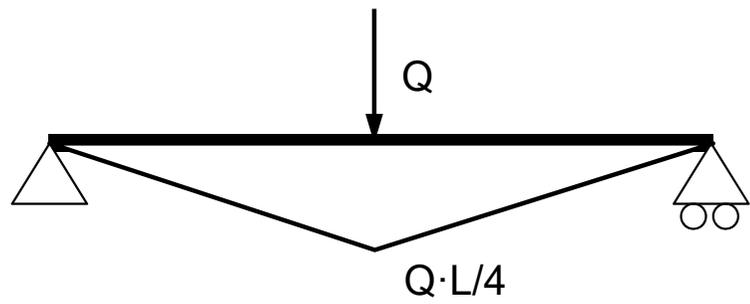
TIPO DE SECCIÓN	CANTO/LUZ
A	1/20
B	1/22
C	1/16
D	1/20
E	1/16
F	1/15

No obstante, en el caso de los tipos C, D y E, estos valores están muy condicionados por el número de vigas que se disponen en el tablero. Si no existen condicionantes geométricos (gálibos ajustados), la tendencia es disponer pocas vigas de más canto, en vez de más vigas de menos canto, ya que la primera solución es, en general, más barata que la segunda.

Se resalta aquí la gran importancia que tiene el hecho de que las arquetas y cajones dispongan de unos orificios, con los correspondientes tubos de evacuación y en el lugar adecuado de su losa inferior según la geometría de la estructura, para impedir que, ante un fallo de la impermeabilización, el agua que se filtre a través de la losa superior pueda acumularse en el interior de la viga y propiciar así su deterioro, lo que resulta especialmente preocupante en este caso al no llevar los cordones de pretensado ninguna protección adicional.

Fig. 4.2 Action of slab of beam-and-slab deck in (a) longitudinal bending as flanges of T-beams and (b) transverse bending as continuous beam.





Momento en la viga 1 Momento en la viga 2

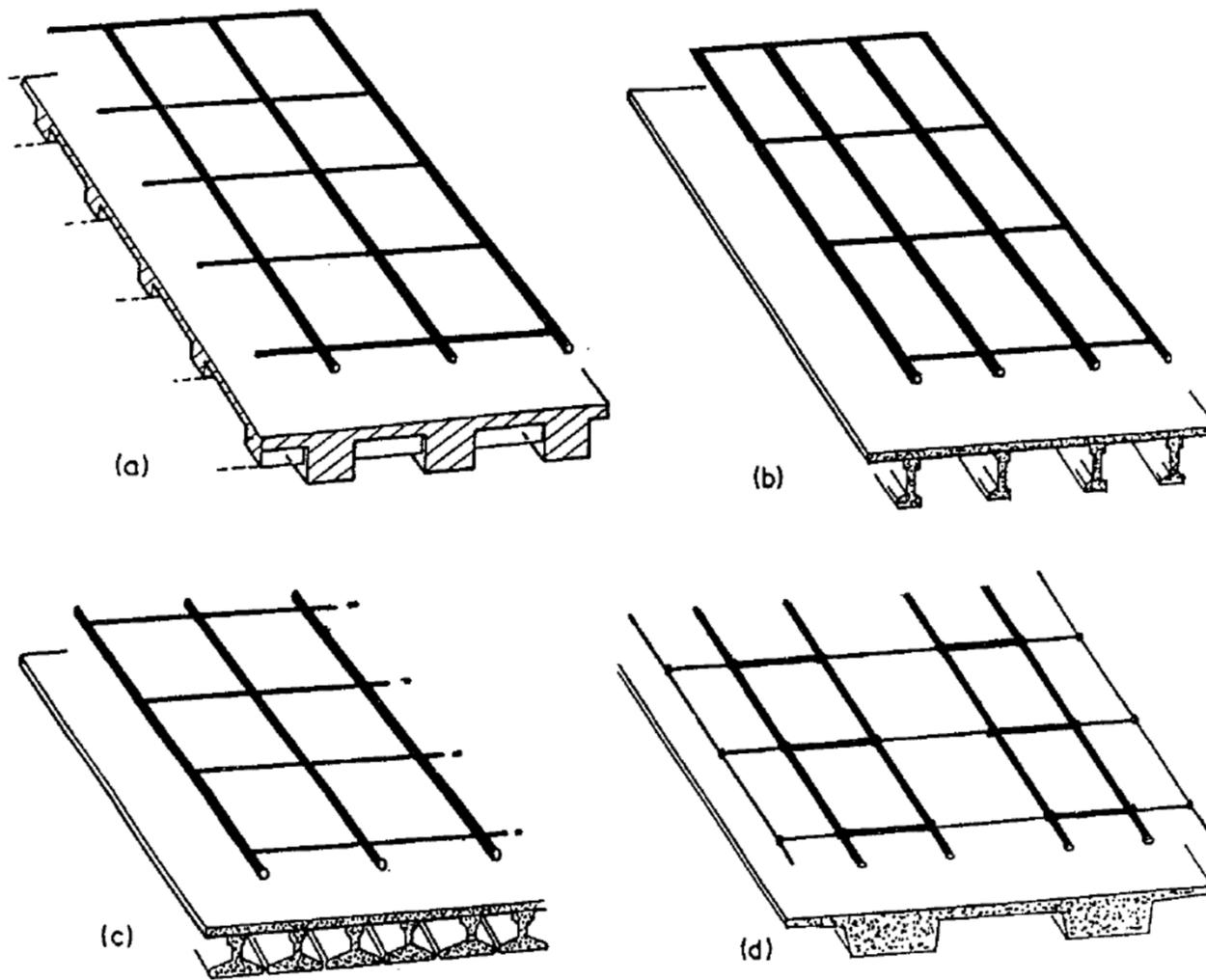
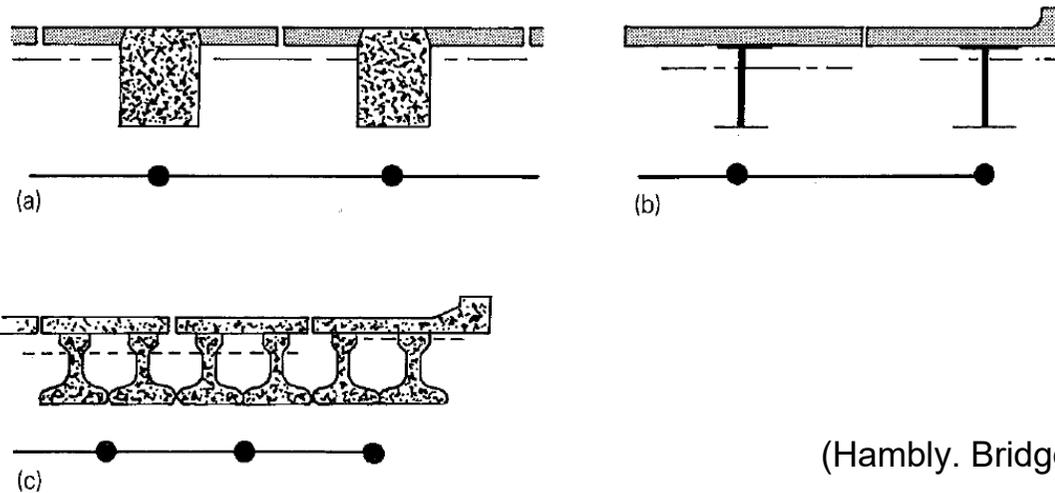


Fig. 4.6 Sections represented by longitudinal grillage members.

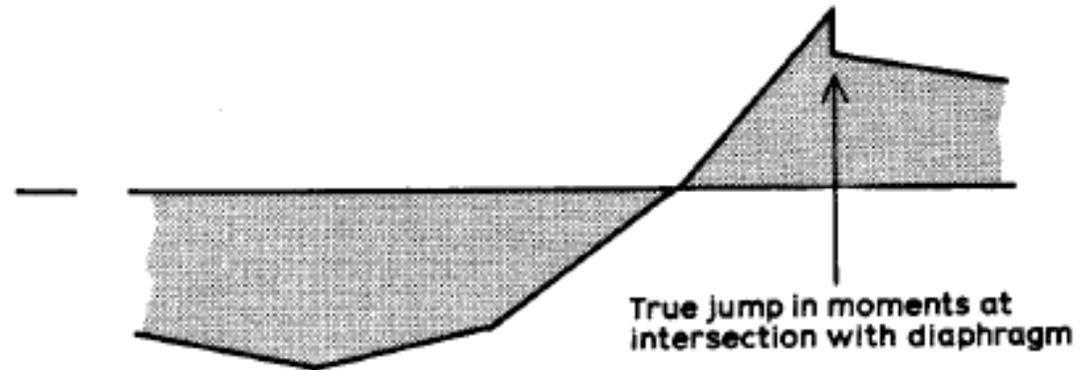


(Hambly. Bridge deck behaviour)



Interpretacion de resultados

Fig. 4.12 Jump in grillage moment diagram for beam-and-slab deck at intersection of longitudinal beam and transverse diaphragm.





Efecto membrana en puentes viga

Fig. 4.21 Longitudinal 'warping' movement of slab of beam-and-slab deck: (a) and (b) span section; (c) support elevation; and (d) support plan.

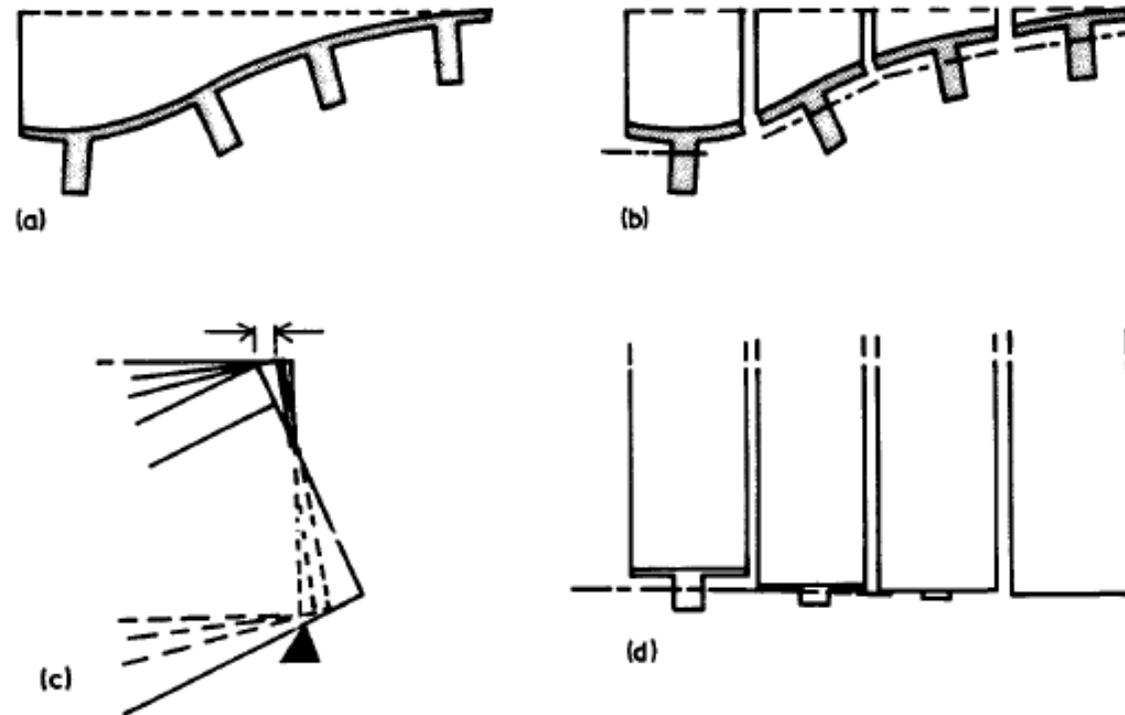


Fig. 4.22 Effects of slab membrane action in beam-and-slab deck: (a) in-plane shear in slab; (b) axial force in beam; and (c) movement of neutral axis.



(Hambly, 102-3)

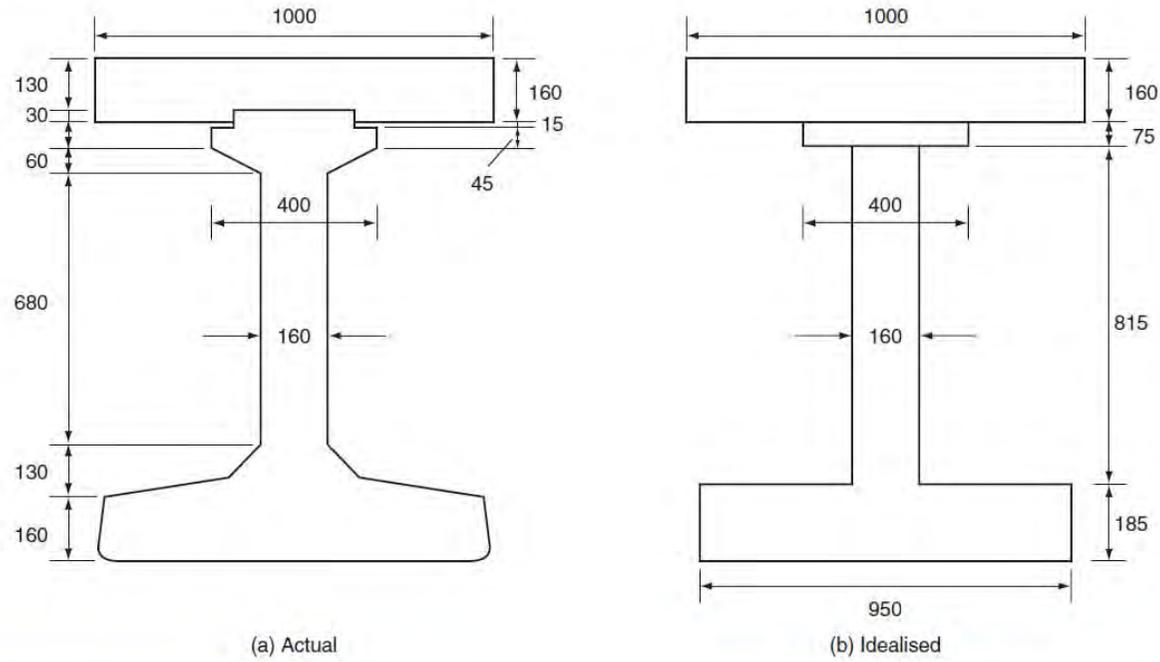
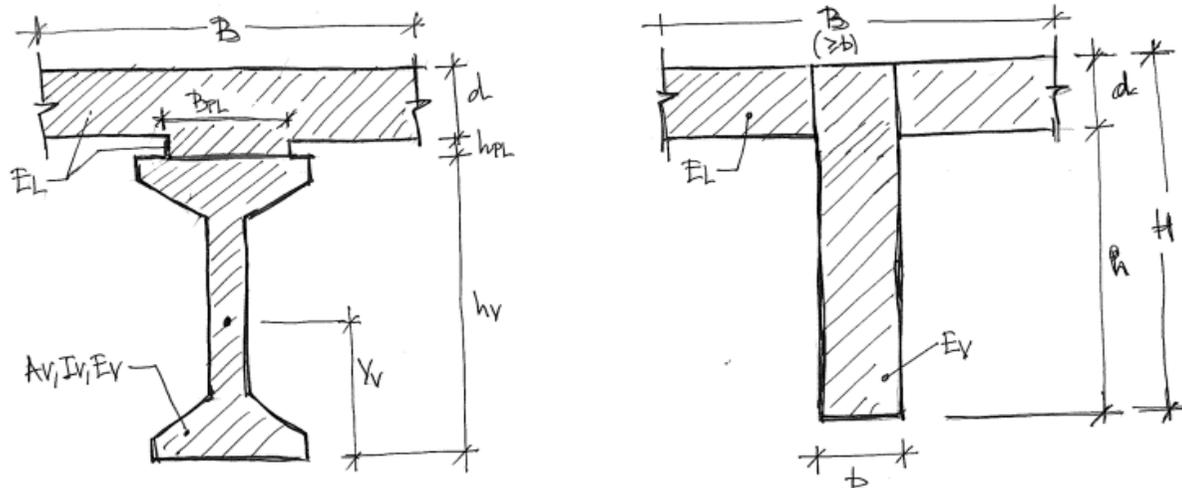


Figure 58 T-beam and top slab (after West, 1971)



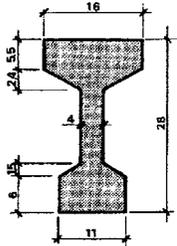
VIGAS SERIE BÁSICA



Características de las secciones

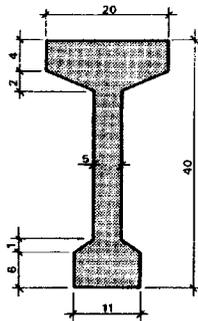
- A Área de la sección en cm².
- I Momento de inercia en cm⁴.
- Y_G Distancia del CDG al borde inferior en cm.

ALCE
CANTO: 28 cm.
PESO: 60 Kg/ml.



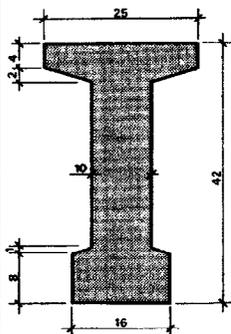
Sección Bruta	
Y _G	15,47
A	239,65
I	21682,15
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	15,14
A	249,05
I	23106,86
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	14,77
A	260,80
I	24820,08

PEQUEÑO DELFIN
CANTO: 40 cm.
PESO: 79 Kg/ml.



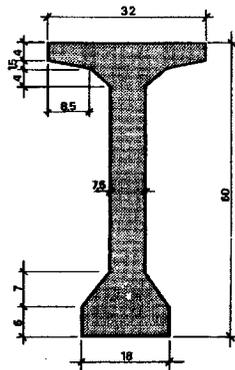
Sección Bruta	
Y _G	22,09
A	314,00
I	59414,49
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	21,71
A	323,41
I	62693,65
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	21,26
A	335,17
I	66666,03

CORZO
CANTO: 42 cm.
PESO: 136 Kg/ml.



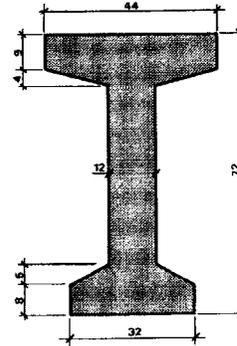
Sección Bruta	
Y _G	21,97
A	546,00
I	101578,09
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	21,68
A	560,96
I	106422,45
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	21,33
A	579,66
I	112348,31

GAMO
CANTO: 60 cm.
PESO: 172 Kg/ml.



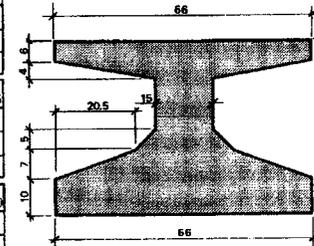
Sección Bruta	
Y _G	31,75
A	686,75
I	296852,65
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	31,27
A	705,53
I	309842,05
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	30,70
A	729,01
I	325644,70

RENO
CANTO: 72 cm.
PESO: 357 Kg/ml.



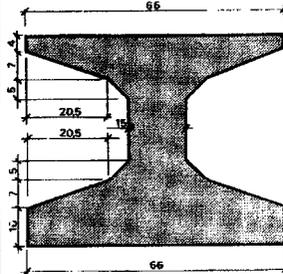
Sección Bruta	
Y _G	39,00
A	1426,00
I	889779,67
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	38,40
A	1463,57
I	930976,77
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	37,69
A	1510,53
I	981066,83

LINCE
CANTO: 45 cm.
PESO: 458 Kg/ml.



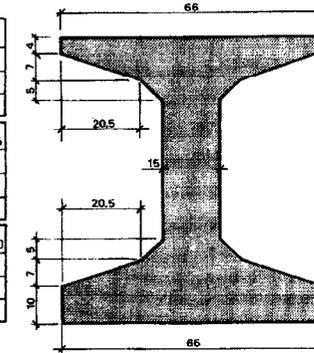
Sección Bruta	
Y _G	20,54
A	1831,50
I	429693,16
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	20,16
A	1894,67
I	446612,90
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	19,73
A	1973,63
I	467077,82

PUMA
CANTO: 60 cm.
PESO: 523 Kg/ml.



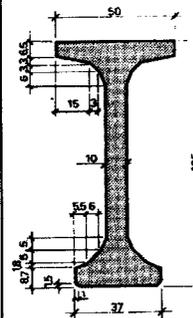
Sección Bruta	
Y _G	27,32
A	2091,00
I	929976,37
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	26,78
A	2162,06
I	967006,92
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	26,15
A	2250,89
I	1011647,88

JAGUAR
CANTO: 80 cm.
PESO: 598 Kg/ml.



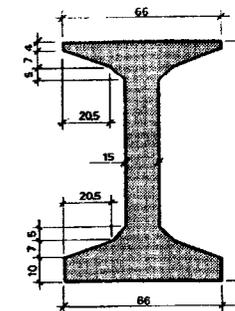
Sección Bruta	
Y _G	36,38
A	2391,00
I	1959494,98
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	35,66
A	2485,75
I	2057695,81
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	34,83
A	2604,19
I	2177138,72

REBECO
CANTO: 105 cm.
PESO: 438 Kg/ml.



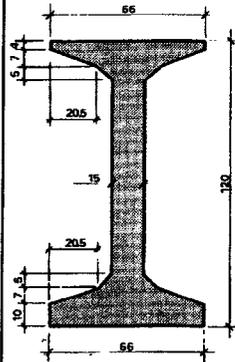
Sección Bruta	
Y _G	53,74
A	1751,60
I	2508204,97
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	52,73
A	1806,87
I	2624550,71
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	51,55
A	1875,96
I	2765140,47

LEOPARDO
CANTO: 100 cm.
PESO: 673 Kg/ml.



Sección Bruta	
Y _G	45,64
A	2691,00
I	3463906,88
Sección Homogeneizada n=5	
Y _G	44,71
A	2793,65
I	3636316,64
Sección Homogeneizada n=10	
Y _G	43,63
A	2921,96
I	3845520,63

PANTERA
CANTO: 120 cm.
PESO: 748 Kg/ml.

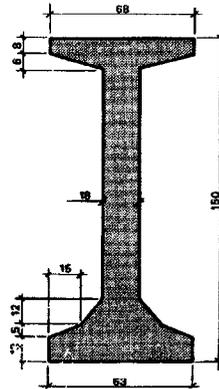


Sección Bruta	
Y_G	55,06
A	2991,00
I	5504207,06

Sección Homogeneizada n=5	
Y_G	53,90
A	3101,54
I	5779575,80

Sección Homogeneizada n=10	
Y_G	52,56
A	3239,72
I	6112970,07

BUFALO
CANTO: 150 cm.
PESO: 1.049 Kg/ml.

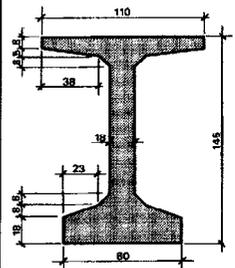


Sección Bruta	
Y_G	69,47
A	4195,00
I	11611170,08

Sección Homogeneizada n=5	
Y_G	67,89
A	4345,02
I	12176841,99

Sección Homogeneizada n=10	
Y_G	66,08
A	4532,55
I	12855960,49

JABALI
CANTO: 145 cm.
PESO: 1.293 Kg/ml.

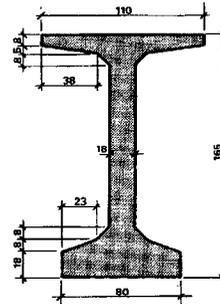


Sección Bruta	
Y_G	68,88
A	5172,00
I	14703058,25

Sección Homogeneizada n=5	
Y_G	67,31
A	5361,50
I	15425989,80

Sección Homogeneizada n=10	
Y_G	65,50
A	5598,38
I	16295472,44

TIGRE
CANTO: 165 cm.
PESO: 1.383 Kg/ml.

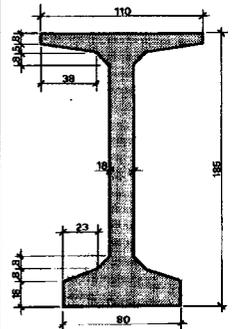


Sección Bruta	
Y_G	78,36
A	5532,00
I	20309623,52

Sección Homogeneizada n=5	
Y_G	76,57
A	5729,40
I	21301124,55

Sección Homogeneizada n=10	
Y_G	74,51
A	5976,15
I	22493185,51

BISONTE
CANTO: 185 cm.
PESO: 1.473 Kg/ml.

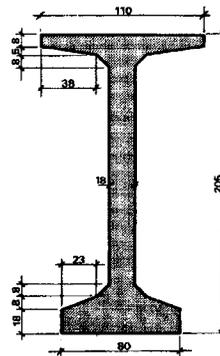


Sección Bruta	
Y_G	87,89
A	5892,00
I	27019888,62

Sección Homogeneizada n=5	
Y_G	85,89
A	6037,30
I	28335242,22

Sección Homogeneizada n=10	
Y_G	83,58
A	6353,92
I	29916053,87

RINOCERONTE
CANTO: 205 cm.
PESO: 1.563 Kg/ml.



Sección Bruta	
Y_G	97,48
A	6252,00
I	34906319,99

Sección Homogeneizada n=5	
Y_G	95,17
A	6473,09
I	36653320,47

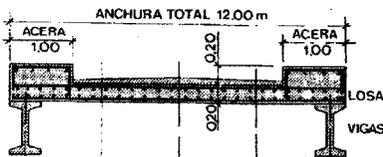
Sección Homogeneizada n=10	
Y_G	92,50
A	6749,45
I	38747252,01

TABLAS DE PREDIMENSIONADO

NÚMERO DE VIGAS EN TABLEROS DE CARRETERA

TABLEROS DE CARRETERAS

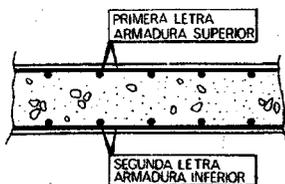
Orden Ministerial 28/2/72



NUMERO DE VIGAS Y ARMADURA DE LA LOSA

VIGA	ALZ	PROF	CONTO	CANAL	FINO	LINCE	PUMIA	JAGUAR	REBESCO	LOPANDO	PAINTERA	REPULEO	JABALI	TIGRE	BRONTE	UNDO	PROFITE
5	43AE	29AE	10AL														
6	46AI	30AG	14AL	9CN	5NX	5NX											ARMADURA SUPERIOR DE LOSA
7	50AJ	38AI	19AJ	11AN	5NI	6IU											
8	66AL	49AJ	24AL	14AL	6IV	6IV											ARMADURA SUPERIOR DE LOSA
9			30AL	16AL	7ET	6IX	5NZ										
10			37AL	20AL	9CO	8CT	5Na										
11			46AL	23AL	10AO	9BT	6IX										
12			28AL	11AP	11AS	7EV	5NZ	6IV									
13			33AL	13AN	13AO	8CU	5Na	6IV									
14			15AN	15AP	9BT	6IX	7ET										
15			18AL		11AO	6IX	8CS	5NZ									
16			21AL		12AS	7EV	9CO	5Na									ARMADURA INFERIOR DE LOSA
17			24AL		14AP	8CT	10AP	6IV	5NZ								
18					17AN	9BT	11AP	6IX	5NZ								
19					10AS	12AN	7EU	5NZ									
20					11AS	14AN	8CT	6IV									
21					13AP	15AN	9BS	6IV									
22					14AP	17AL	10AO	7EU	4Ve								
23					16AN	19AL	11AP	8CS	4Ve								
24					22AL	12AP	8CT	5NY	4Vd								
25					13AN	9BS	5NZ	4Ve									
26					15AN	10AO	5NZ	5LY									
27					16AL	11AP	6IV	5LY	4Vd								
28					12AN	6IV	5LY	4Vd									
29					14AL	7ET	6GU	5LX									
30					15AL	8CS	6GU	5LX	4Vc								
31					17AL	8CS	7ES	5LX	5LX								
32					9BP	7ES	6GT	5LX	4Vc								
33					10AN	8CO	6GU	5LX	4Vc								
34					11AN	8CO	7ES	5LX	4Vc								
35					12AL	9BP	7ES	6GT	5LX								
36					13AL	10AN	8CP	6GT	5LX								
37					14AL		8CP	7ER	5LX								
38					15AJ		9BN	7ER	6GT								
39					17AI		10AN	8CP	6GT								
40							8CP	6GT									
41							9BN	7EQ									
42							10AL	7EQ									
43								8CN									
44								9BN									
45								9BN									
46								10AL									

SECCION TRANSVERSAL LOSA
VER CUADRO EN PAGINA Nº 15



TABLAS DE PREDIMENSIONADO

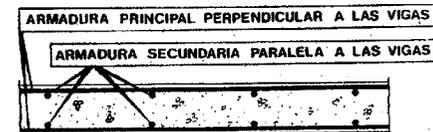
ARMADURA DE LA LOSA

ARMADURA DE LA LOSA

por m.l. de tablero

NUMERO Y DIAMETRO DE ARMADURAS

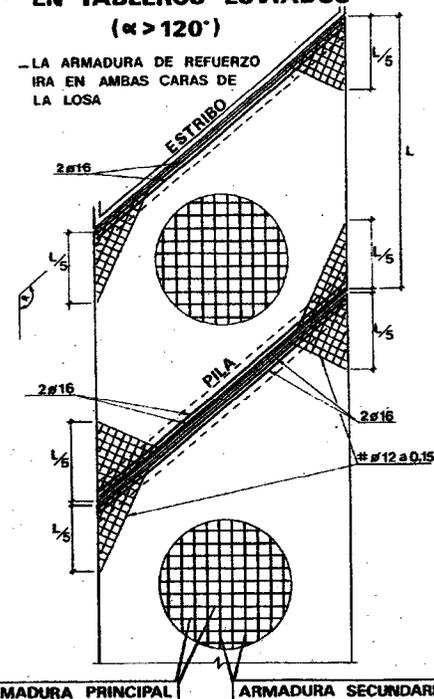
	PRINCIPAL	SECUNDARIA
A	10 Ø 6	8 Ø 6
B	6 Ø 8	8 Ø 6
C	7 Ø 8	8 Ø 6
D	7 Ø 8	9 Ø 6
E	8 Ø 8	8 Ø 6
F	8 Ø 8	9 Ø 6
G	9 Ø 8	8 Ø 6
H	9 Ø 8	9 Ø 6
I	10 Ø 8	8 Ø 6
J	7 Ø 10	8 Ø 6
K	7 Ø 10	9 Ø 6
L	8 Ø 10	8 Ø 6
M	8 Ø 10	9 Ø 6
N	9 Ø 10	8 Ø 6
O	9 Ø 10	9 Ø 6
P	10 Ø 10	8 Ø 6
Q	10 Ø 10	9 Ø 6
R	7 Ø 12	9 Ø 6
S	8 Ø 12	9 Ø 6
T	8 Ø 12	10 Ø 6
U	9 Ø 12	10 Ø 6
V	9 Ø 12	6 Ø 8
W	9 Ø 12	7 Ø 8
X	10 Ø 12	7 Ø 8
Y	8 Ø 14	7 Ø 8
Z	8 Ø 14	8 Ø 8
a	9 Ø 14	8 Ø 8
b	9 Ø 14	9 Ø 8
c	10 Ø 14	9 Ø 8
d	10 Ø 14	10 Ø 8
e	8 Ø 16	10 Ø 8
f	9 Ø 16	10 Ø 8
g	9 Ø 16	7 Ø 10
h	10 Ø 16	8 Ø 10



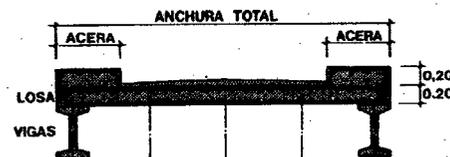
REFUERZOS RECOMENDADOS
EN TABLEROS ESIADOS

(α > 120°)

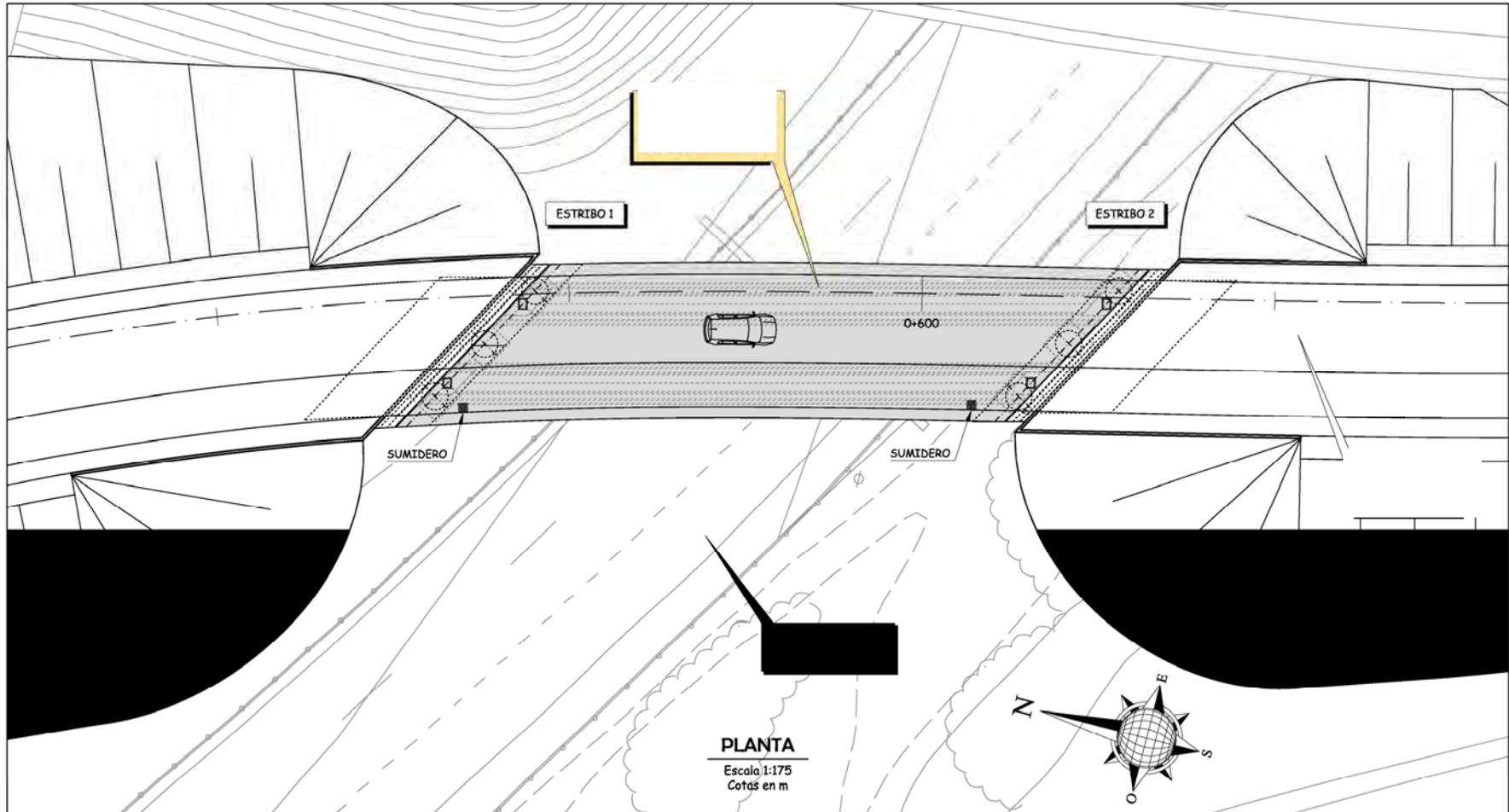
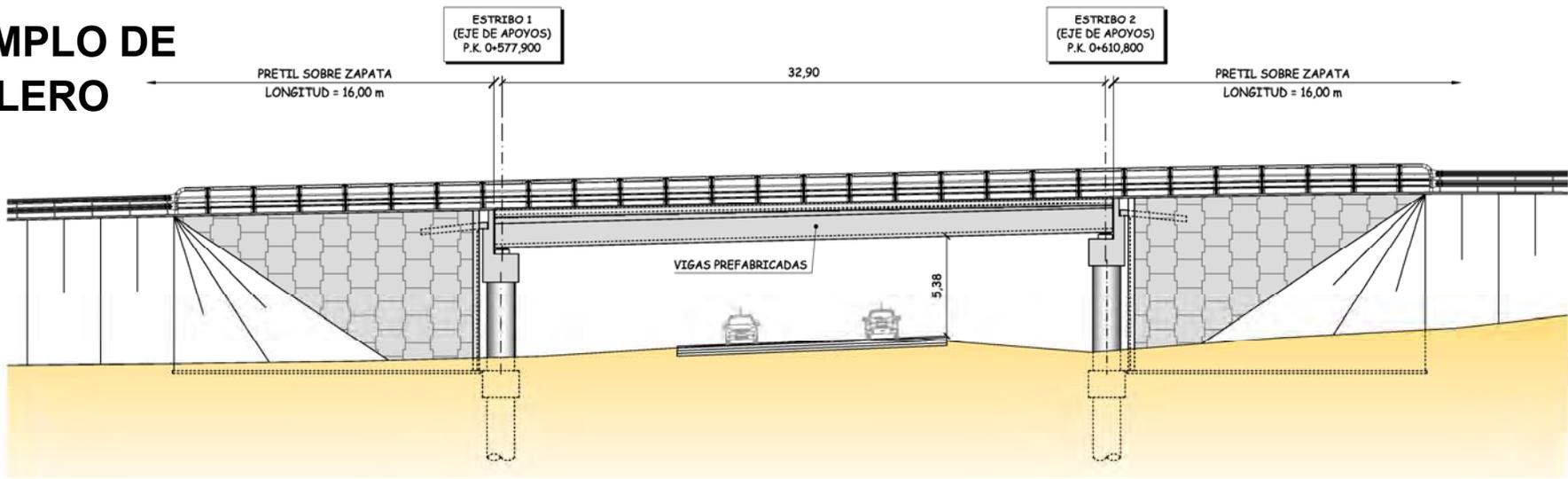
LA ARMADURA DE REFUERZO
IRA EN AMBAS CARAS DE
LA LOSA



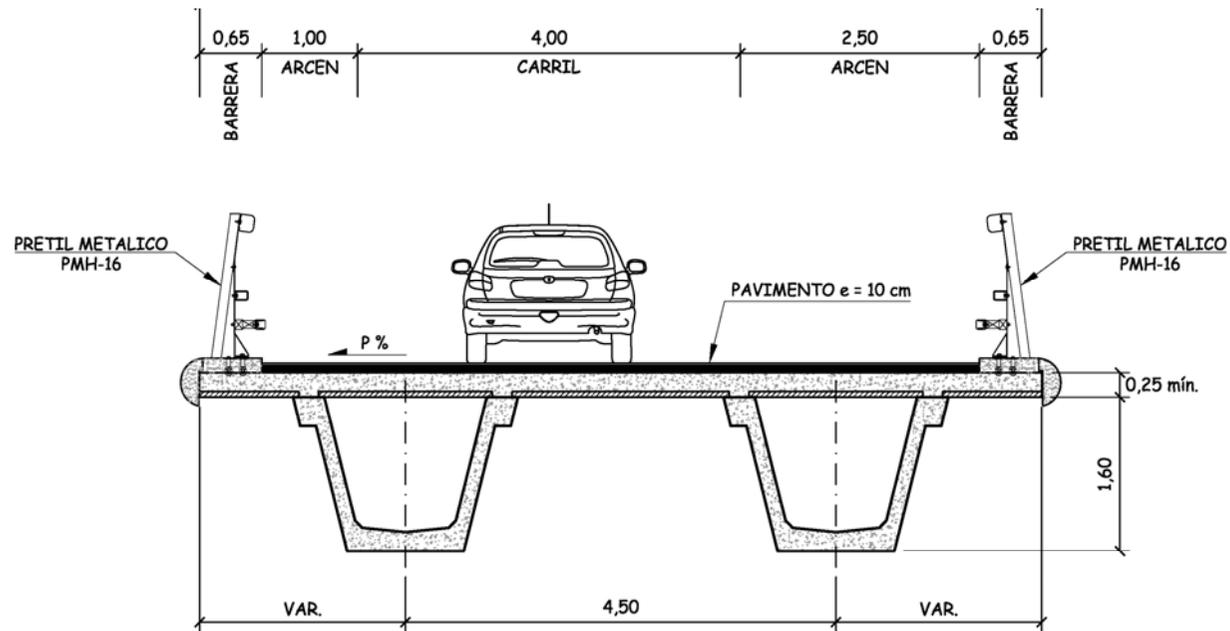
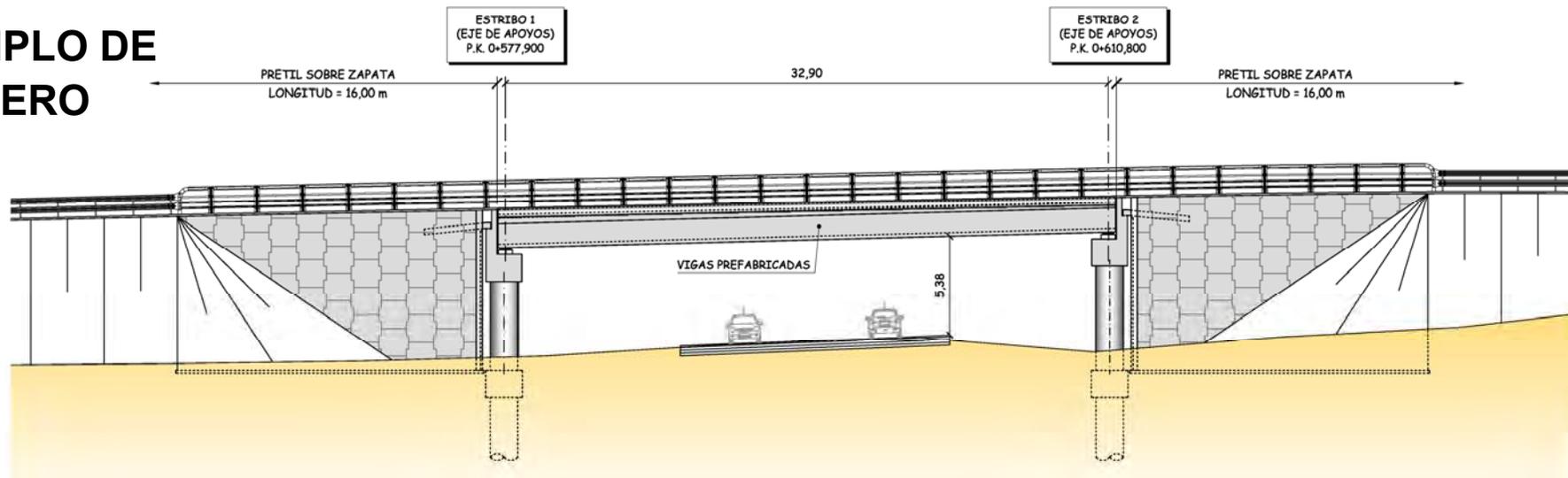
ARMADURA PRINCIPAL ARMADURA SECUNDARIA



EJEMPLO DE TABLERO

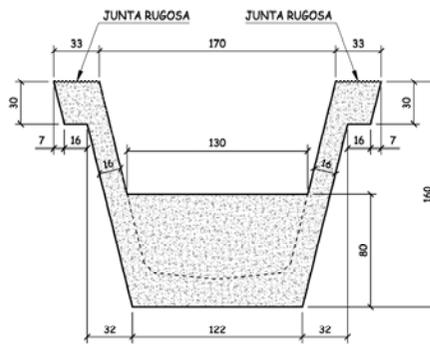
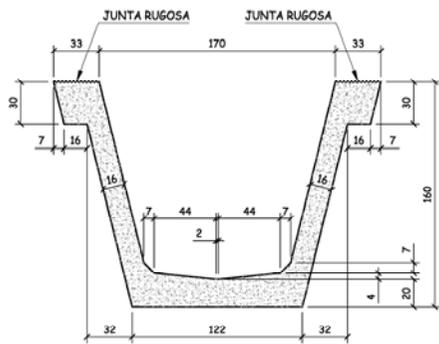
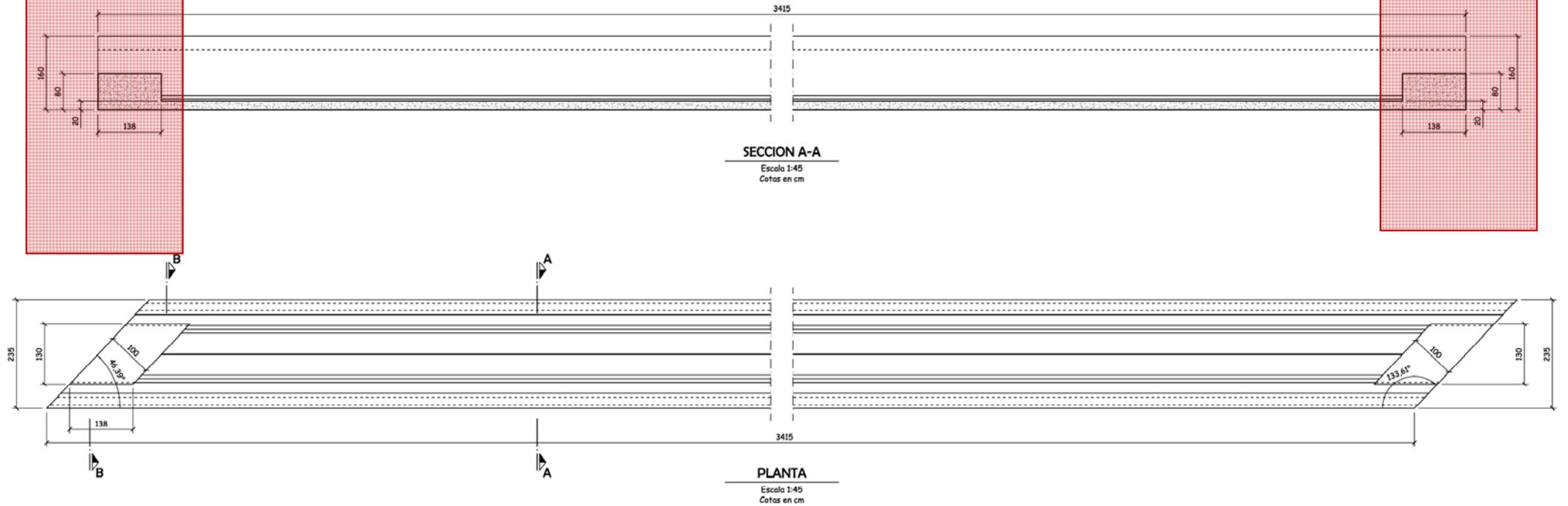


EJEMPLO DE TABLERO



SECCION TRANSVERSAL

Escala 1:50
Cotas en m

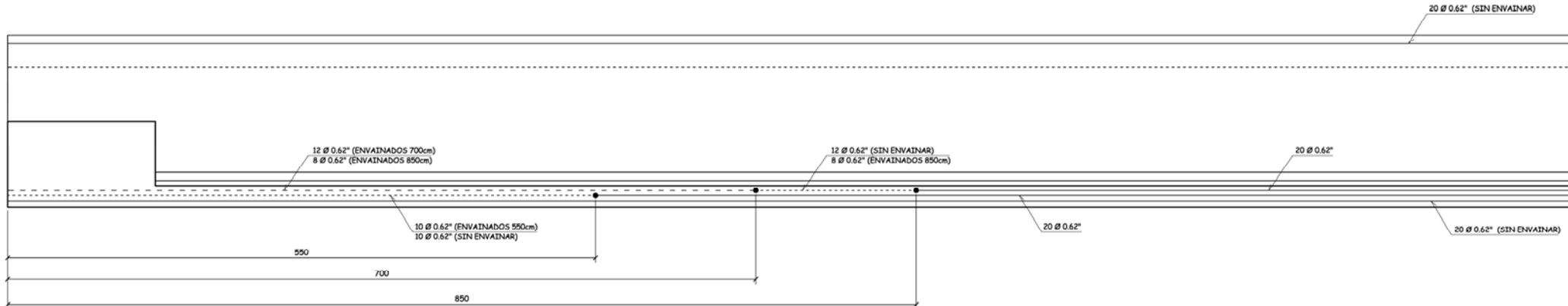


CUADRO DE MATERIALES EHE

MATERIALES	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGÓN EN VIGAS PREFABRICADAS	HP-95/8/17/IIb	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1.50$
ACERO PASIVO	B 500 S	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$
EJECUCION		INTENSO	$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

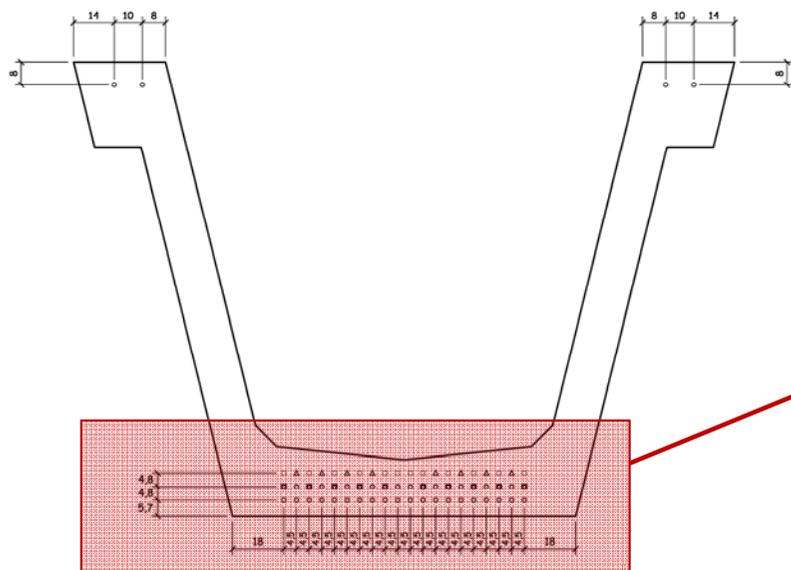
MATERIALES	RECURRIMIENTO (mm)	RELACION a/c MÁXIMA	CONTENIDO MÍNIMO CEMENTO (kg/m ³)
HORMIGÓN EN VIGAS PREFABRICADAS	30	0,55	300





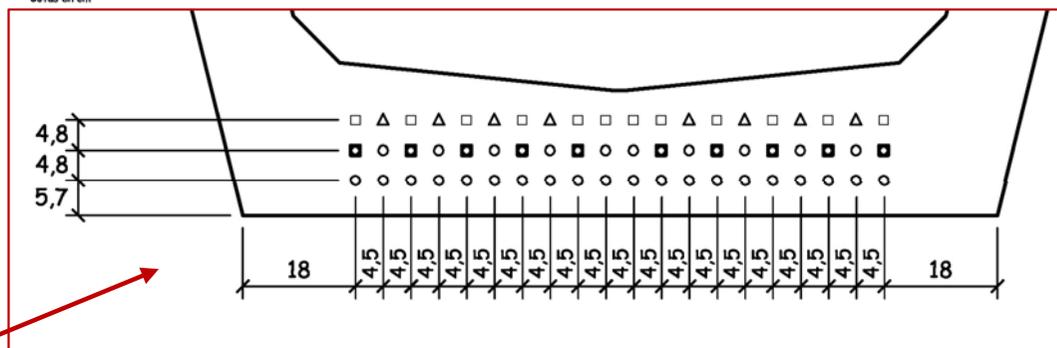
SECCION LONGITUDINAL. ARMADURA ACTIVA

Escala 1:20
Cotas en cm



SECCION TRANSVERSAL. ARMADURA ACTIVA

Escala 1:10
Cotas en cm



- 34 CABLES Ø 0.62" SIN ENFUNDAR
- 10 CABLES Ø 0.62" ENFUNDADOS 5.5 METROS POR EXTREMO
- 12 CABLES Ø 0.62" ENFUNDADOS 7.0 METROS POR EXTREMO
- △ 8 CABLES Ø 0.62" ENFUNDADOS 8.5 METROS POR EXTREMO

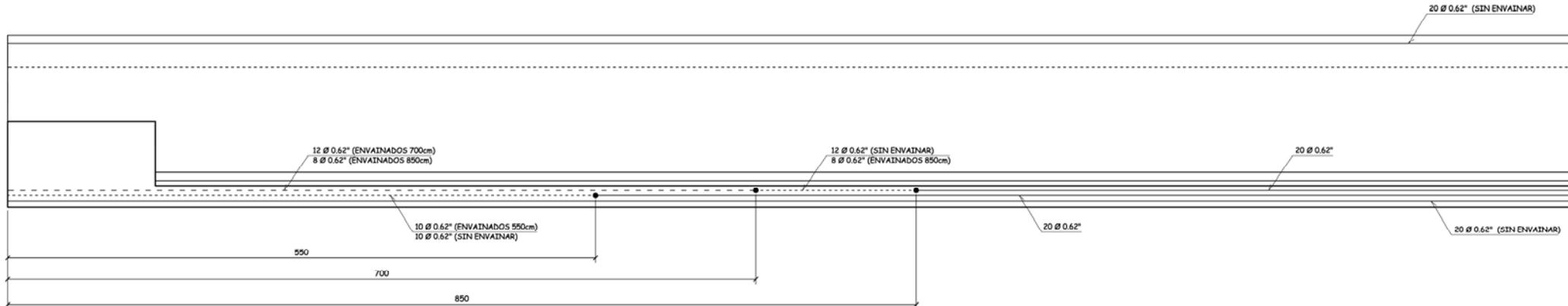
CUADRO DE MATERIALES EHE

MATERIALES	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGON EN VIGAS PREFABRICADAS	HP-55/B/17/IIb	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$
ACERO PASIVO	B 500 S	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$

Definición pretensado

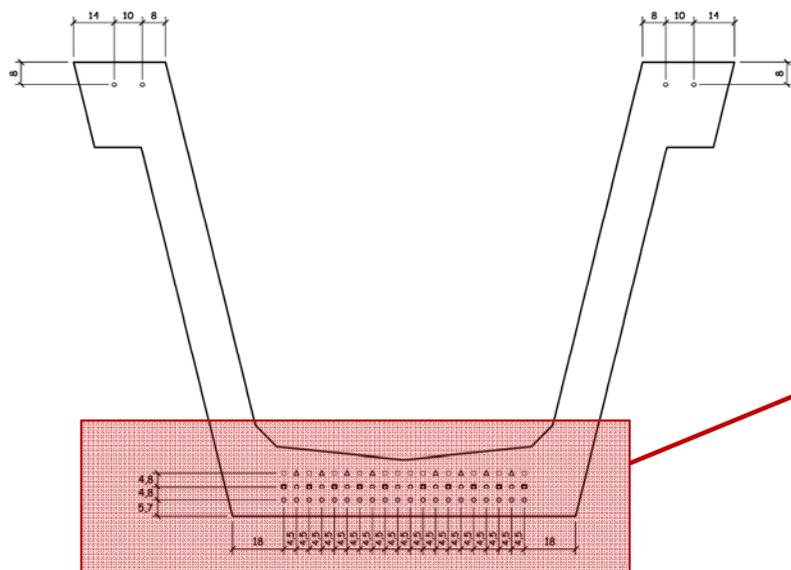
NOTA

- LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA ESTIMADA DEL HORMIGÓN EN EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA SERÁ AL MENOS DE:
 $f_{ck} / 46.5 \text{ N/mm}^2$
- EN LOS CALCULOS SE HA SUPUESTO UNA TENSION EN CABLES TRAS PENETRACIÓN DE CUÑAS DE:
 $s = 1395 \text{ N/mm}^2 = 0.75 \cdot 1860 \text{ N/mm}^2$
- AREA DE CADA CABLE = 150 mm^2



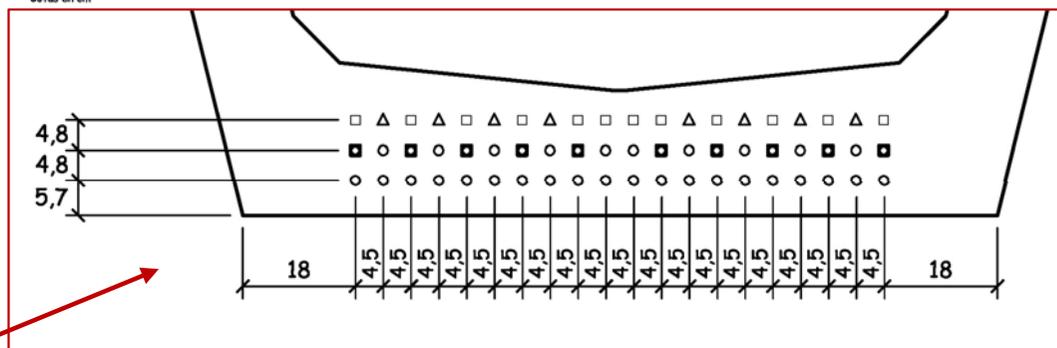
SECCION LONGITUDINAL ARMADURA ACTIVA

Escala 1:20
Cotas en cm



SECCION TRANSVERSAL ARMADURA ACTIVA

Escala 1:10
Cotas en cm



- 34 CABLES Ø 0.62" SIN ENFUNDAR
- 10 CABLES Ø 0.62" ENFUNDADOS 5.5 METROS POR EXTREMO
- 12 CABLES Ø 0.62" ENFUNDADOS 7.0 METROS POR EXTREMO
- △ 8 CABLES Ø 0.62" ENFUNDADOS 8.5 METROS POR EXTREMO

CUADRO DE MATERIALES EHE

MATERIALES	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGON EN VIGAS PREFABRICADAS	HP-55/B/17/IIb	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$
ACERO PASIVO	B 500 S	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$

Definición pretensado

NOTA

- LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA ESTIMADA DEL HORMIGÓN EN EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA SERÁ AL MENOS DE:
 $f_{ckj} / 46.5 \text{ N/mm}^2$
- EN LOS CALCULOS SE HA SUPUESTO UNA TENSION EN CABLES TRAS PENETRACIÓN DE CUÑAS DE:
 $s = 1395 \text{ N/mm}^2 = 0.75 \cdot 1860 \text{ N/mm}^2$
- AREA DE CADA CABLE = 150 mm^2

EHE 10.4.1.

En cada tendón, por medio del gato o elemento de tesado utilizado, se aplica una fuerza, denominada fuerza de tesado, que a la salida del anclaje, del lado del hormigón, toma el valor de P_0 , que vendrá limitado por los valores indicados en 20.2.1.

EHE 20.2.1.

En general, la fuerza de tesado P_0 ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} no mayor, en cualquier punto, que el menor de los dos valores siguientes:

$$0,70f_{p\max k} \quad ; \quad 0,85f_{pk}$$

En el caso de elementos pretensados con armadura pretesa o de elementos postesados en el que tanto el acero para armaduras activas como el aplicador del pretensado, o en su caso el prefabricador, presenten un nivel de garantía adicional conforme al artículo 81° de esta Instrucción, se acepta un incremento de la tensión hasta el menor de los siguientes valores:

a) Situaciones permanentes:

$$0,75f_{p\max k} \quad ; \quad 0,90f_{pk}$$

b) Situaciones temporales:

$$0,85f_{p\max k} \quad ; \quad 0,95f_{pk}$$

CUADRO DE MATERIALES EHE

MATERIALES	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGON EN VIGAS PREFABRICADAS	HP-55/B/17/IIb	ESTADISTICO	$\gamma_c = 1.50$
ACERO PASIVO	B 500 S	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	NORMAL	$\gamma_s = 1.15$

EHE 49.2.1. Aparición de fisuras por compresión

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60f_{ck,j}$$

donde:

- σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
- $f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

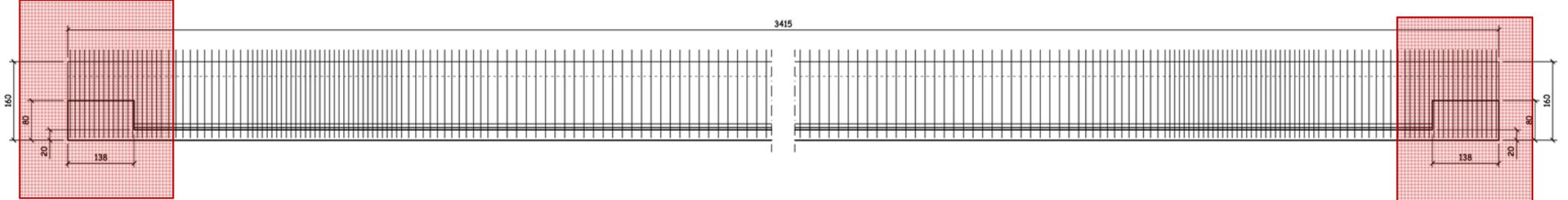
Para estructuras pretensadas deberá comprobarse esta condición en el momento que sea más desfavorable, teniendo en cuenta la resistencia del hormigón en esa situación.

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot 46.5 = 27.9 \text{ N/mm}^2$$

NOTA

- LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA ESTIMADA DEL HORMIGÓN EN EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA SERÁ AL MENOS DE:
 $f_{ckj} / 46.5 \text{ N/mm}^2$
- EN LOS CALCULOS SE HA SUPUESTO UNA TENSIÓN EN CABLES TRAS PENETRACIÓN DE CUÑAS DE:
 $s = 1395 \text{ N/mm}^2$
- AREA DE CADA CABLE = 150 mm^2

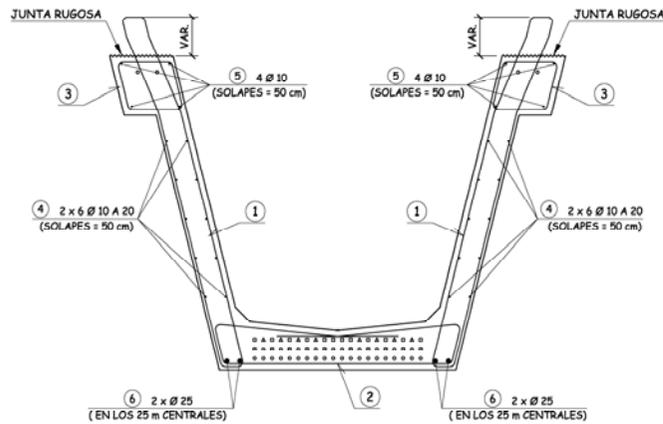
$$= 0.75 \cdot 1860 \text{ N/mm}^2$$



	330				994				330			
①	c Ø16 a 10	c Ø16 a 15	c Ø12 a 10	c Ø12 a 15	c Ø12 a 20	c Ø10 a 20	c Ø12 a 20	c Ø12 a 15	c Ø12 a 10	c Ø16 a 15	c Ø16 a 10	
②	c Ø12 a 10	c Ø12 a 15	c Ø10 a 10	c Ø12 a 15	c Ø12 a 20	c Ø10 a 20	c Ø12 a 20	c Ø12 a 15	c Ø12 a 10	c Ø16 a 15	c Ø16 a 10	
③	c Ø10 a 20	c Ø8 a 15	c Ø10 a 20	ccØ8 a 15		c Ø8 a 20		c Ø8 a 15	c Ø10 a 20	c Ø8 a 15	c Ø10 a 20	
	200	180	320	180	1654				180	320	180	200

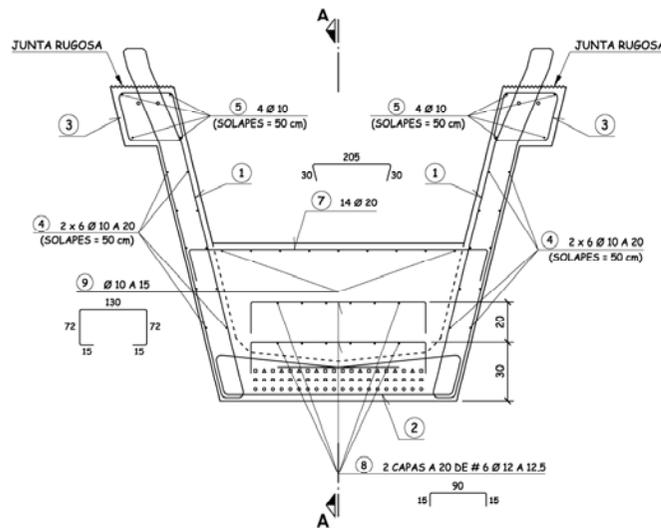
SECCION LONGITUDINAL ARMADURA PASIVA

Escala 1:45
Cotas en cm



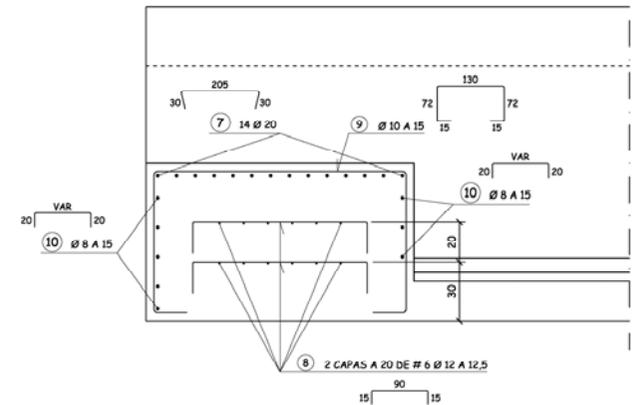
SECCION TRANSVERSAL GENERAL. ARMADURA PASIVA

Escala 1:15
Cotas en cm



SECCION TRANSVERSAL RIOSTRA APOYO. ARMADURA PASIVA

Escala 1:15
Cotas en cm

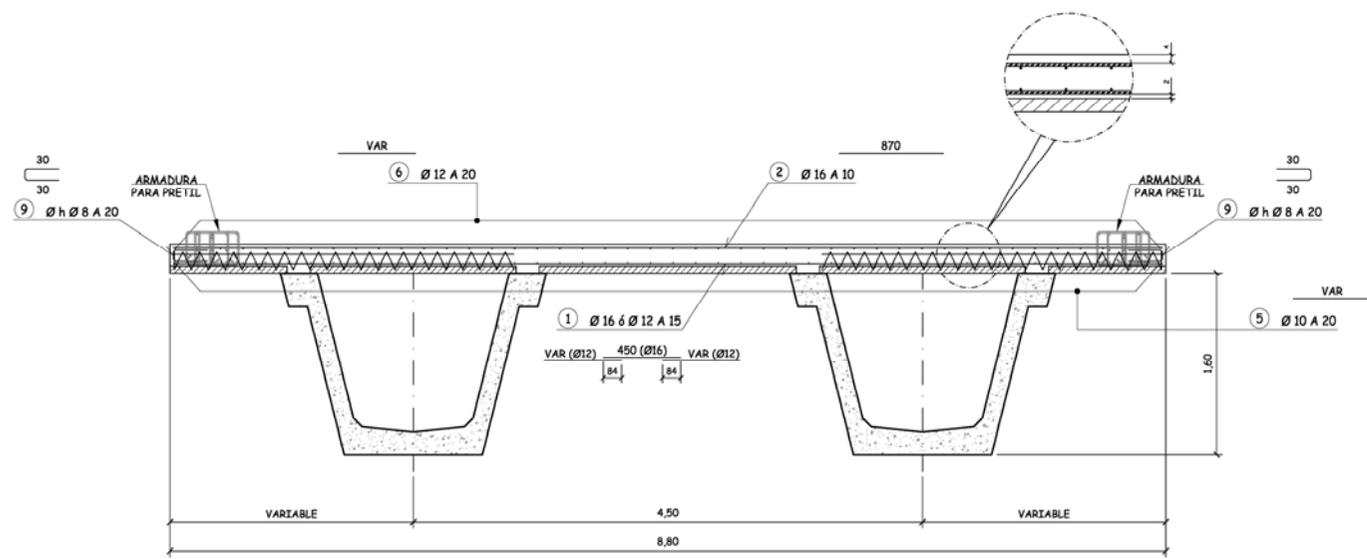


SECCION A-A. ARMADURA PASIVO

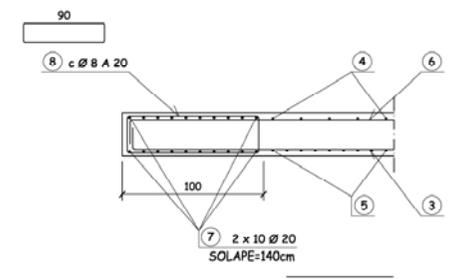
Escala 1:15
Cotas en cm

NOTA IMPORTANTE
 EN LOS BORDES DE LA LOSA DEBERA DISPONERSE
 ADEMÁS LA ARMADURA DE REFUERZO DE ANCLAJE
 DE BARRERA, DEFINIDA EN EL PLANO DE DETALLES

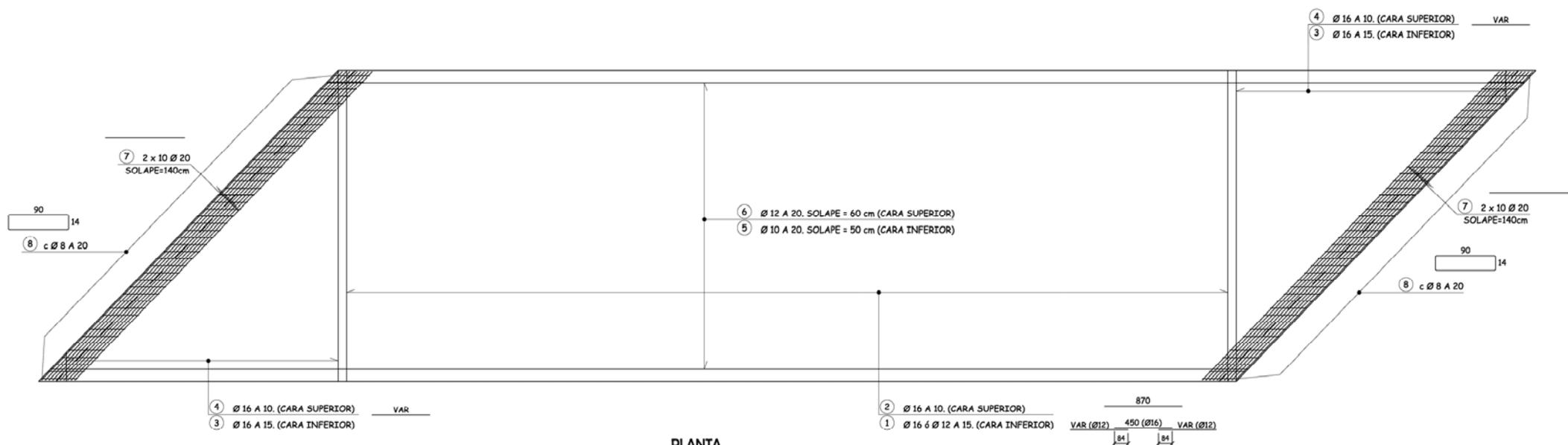
NOTA IMPORTANTE
 - TAL COMO VIENE EN PLANOS, LA ARMADURA TRANSVERSAL DE
 LOSA (POSICIONES 1 Y 2) ES EXTERIOR A LA LONGITUDINAL
 (POSICIONES 3 Y 4).
 - LA ARMADURA TRANSVERSAL INFERIOR SE COLOCARA CON UN
 RECUBRIMIENTO NO MAYOR DE 2 cm RESPECTO A LA PRELOSA.



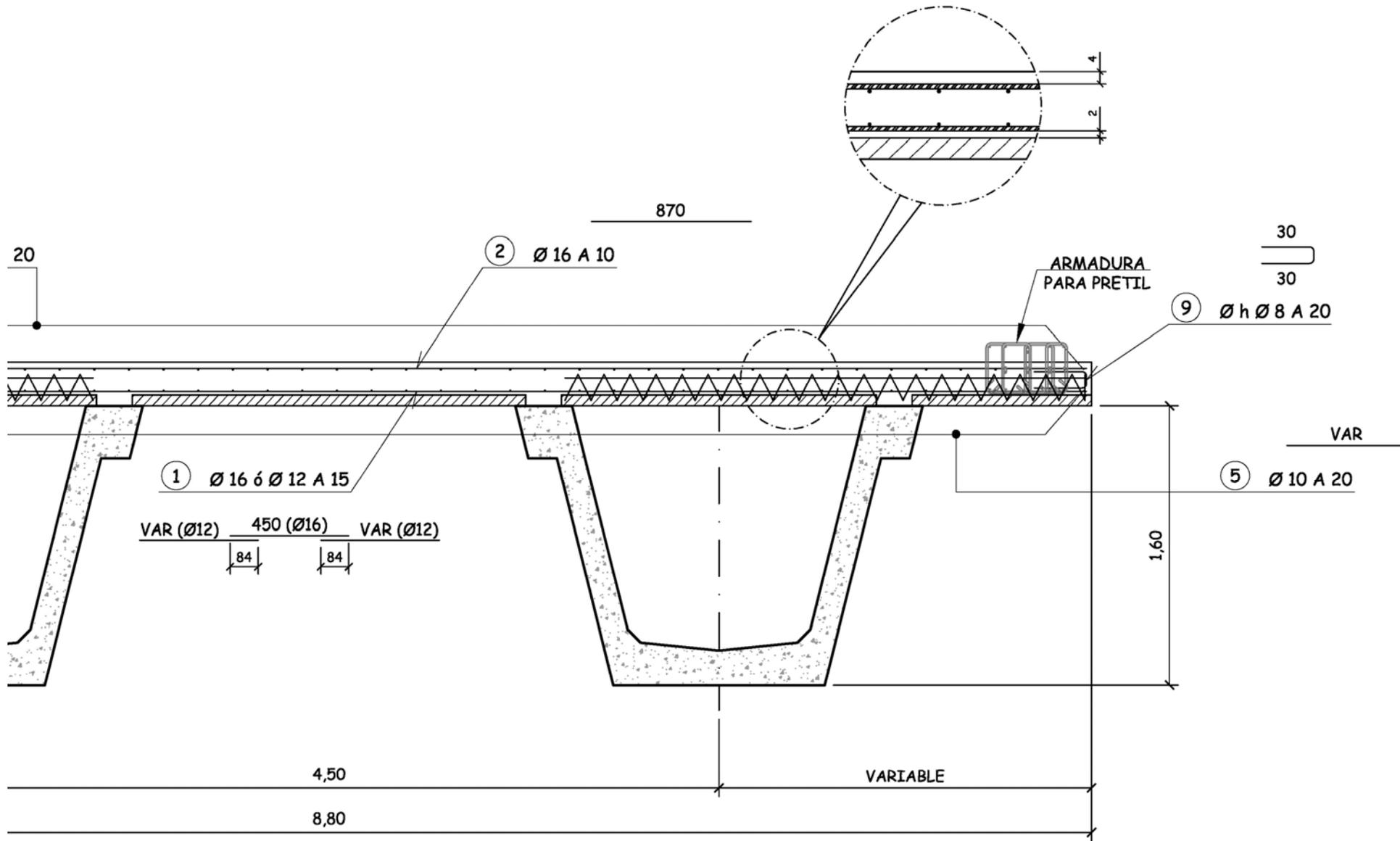
SECCION TRANSVERSAL TABLERO
 Escala 1:25
 Cotas en m



DETALLE ARMADO DE BORDE
 Escala 1:20
 Cotas en cm



PLANTA
 Escala 1:60
 Cotas en m



Detalle prelosas



Detalle prelosas



Universidad
Politécnica
de Cartagena

7

Apoyos



APOYOS

Los aparatos de apoyo son los elementos a través de los cuáles el tablero transmite las acciones que le solicitan a las pilas y/o los estribos. Establecen, por tanto, una vinculación entre estos elementos que condiciona en gran medida el diseño de la subestructura y, en menor medida, el del tablero. A este respecto es especialmente importante resaltar el hecho de que la proyectar las zonas de apoyo en pilas y estribos, siempre se ha de tener en cuenta:

- Que sea posible la colocación de todos los dispositivos que se requieran para la sustitución de los apoyos una vez que estos hayan alcanzado su vida útil.
- Que no se produzca la acumulación de agua, sino que por el contrario se realice una correcta evacuación.

El diseño de los apoyos propiamente dichos está condicionado por las cargas que transmite el tablero y sus movimientos en la línea de apoyo.

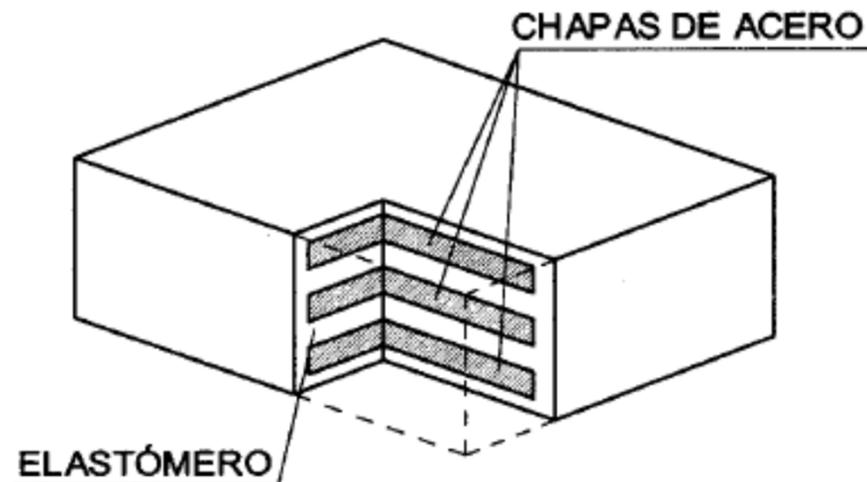
En algunas circunstancias, cuando las pilas son muy flexibles o la longitud de los tableros es pequeña, se prescinde de la utilización de los aparatos de apoyo si el diseño de las pilas no se ve excesivamente condicionado por las deformaciones del tablero en su plano.



Principales tipo de apoyos:

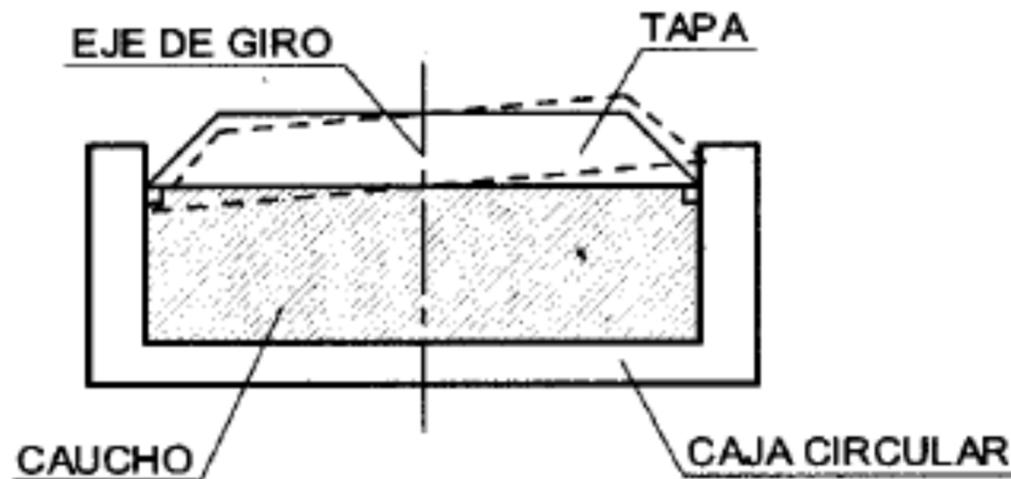
Los apoyos que se utilizan en las obras de paso aparecen ampliamente tratados en documentos de la Dirección General de Carreteras. No obstante, se describen a continuación muy brevemente los tipos que más frecuentemente se utilizan en las estructuras que se contemplan en este documento:

- El más común es el apoyo de neopreno zunchado (figura 86). Las cargas verticales condicionan, en principio, las dimensiones en planta del apoyo, mientras que las acciones horizontales y movimientos del tablero, en función de la flexibilidad de la subestructura, suelen condicionar su espesor.



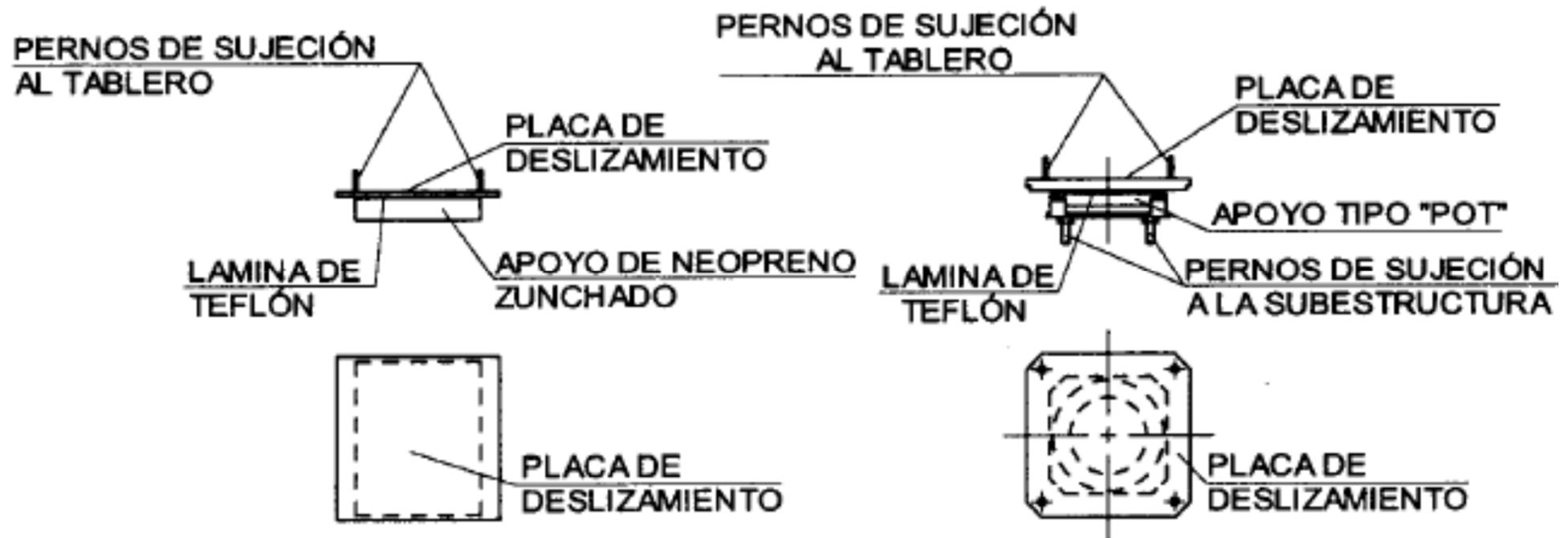


- En ocasiones, cuando las reacciones verticales del tablero son elevadas, no es posible absorberlas con apoyos de neopreno, cuya tensión de trabajo está limitada a 15 N/mm^2 , siendo necesario recurrir a los denominados apoyos de tipo “caja” o “pot” (figura 88) que pueden trabajar a tensiones del orden del doble que los de neopreno. La vinculación que estos apoyos establecen entre el tablero y la subestructura puede permitir sólo el giro relativo; añadir el libre desplazamiento en una dirección pero impedirlo en la perpendicular, apoyo deslizante unidireccional; o permitir movimientos completamente libres en todas las direcciones, apoyo deslizante bidireccional.

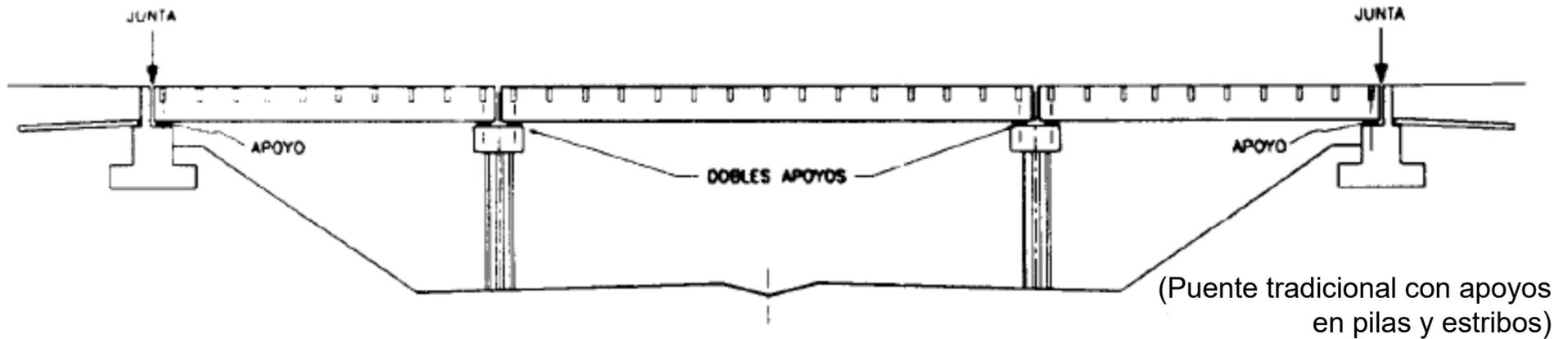




- Cuando los puentes son de gran longitud y las pilas excesivamente rígidas, es necesario recurrir a apoyos deslizantes que desvinculan, salvedad hecha del rozamiento, el tablero de las pilas en las direcciones que no se coaccionan mediante guías. En la figura 87 se recogen algunos ejemplos.

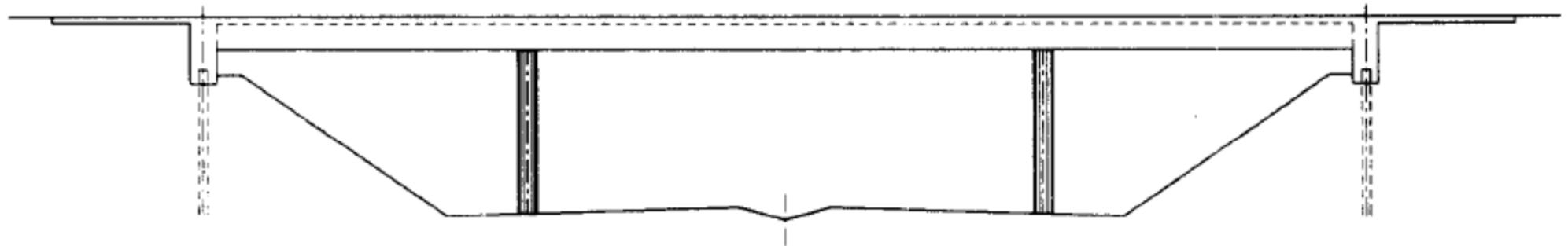


En algunas circunstancias, cuando las pilas son muy flexibles o la longitud de los tableros es pequeña, se prescinde de la utilización de los aparatos de apoyo si el diseño de las pilas no se ve excesivamente condicionado por las deformaciones del tablero en su plano.



1ª GENERACION

TABLEROS DE VIGAS MÚLTIPLES 1a) CON NUMEROSOS DIAFRAGMAS TRANSVERSALES
1b) CON DIAFRAGMAS SOLO EN EJE DE APOYOS



4ª GENERACION

PUNTES INTREGRALES: TABLEROS EMPOTRADOS EN PILAS Y ESTRIBOS

(Puente integral, empotrado en pilas y estribos)

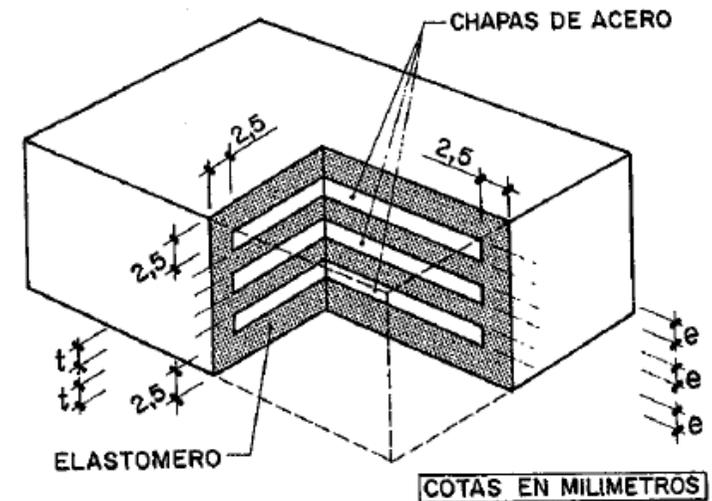


APOYOS DE NEOPRENO ZUNCHADO:

Al apoyo de neopreno zunchado más frecuente es de la figura.

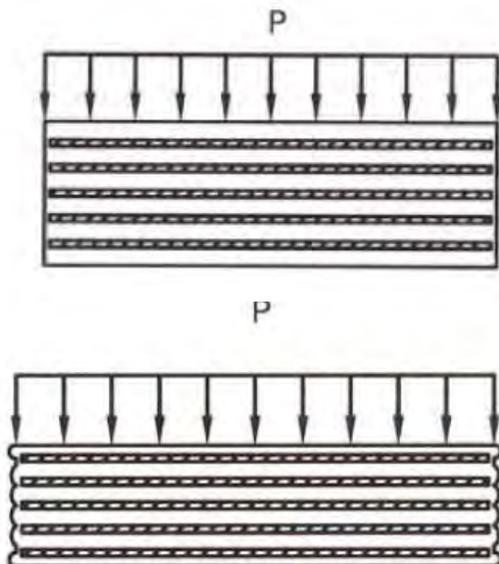
Comportamiento a cargas verticales:

Al recibir una carga vertical, las capas de neopreno se deforman lateralmente por efecto Poisson, con lo que traccionan las chapas de acero intercaladas.

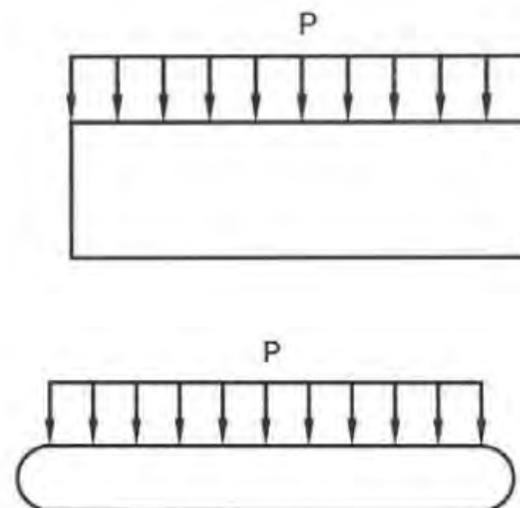


Se trata de un apoyo totalmente recubierto de elastómero, siendo los recubrimientos superior e inferior y laterales de 2,5 mm.

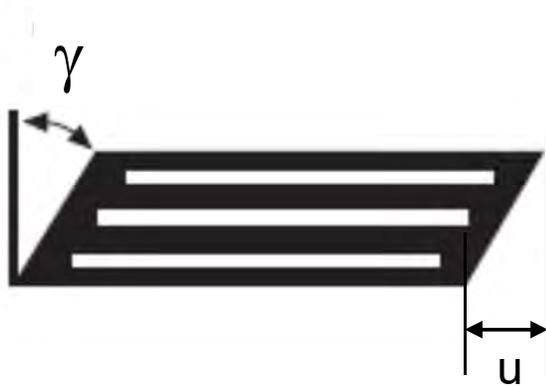
Con chapas de acero



Sin chapas de acero





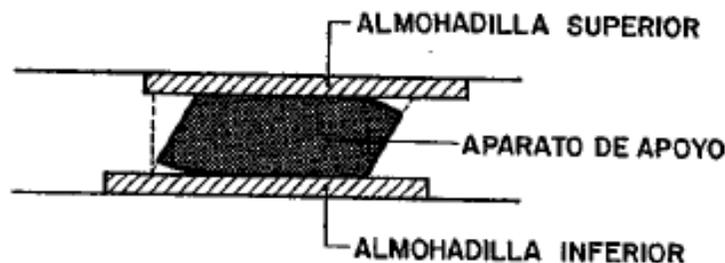


$$\gamma = u/e_N$$

$$H = A_N \cdot G / e_N \cdot u$$

Rigidez de un apoyo:

$$K_N = A_N \cdot G / e_N$$



Apoyo con distorsión excesiva

Imágenes: MOPU. Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera. 1982

Comportamiento a cargas horizontales:

Al recibir una carga horizontal o un desplazamiento impuesto, el neopreno se distorsiona.

La capacidad de distorsión γ depende del **espesor neto de neopreno**, es decir, descontando el espesor de las chapas de acero.

u desplazamiento horizontal

H Fza horizontal en cabeza de neopreno

A_N Area en planta de neopreno

e_N Espesor neto de neopreno

G Módulo de deformabilidad transversal

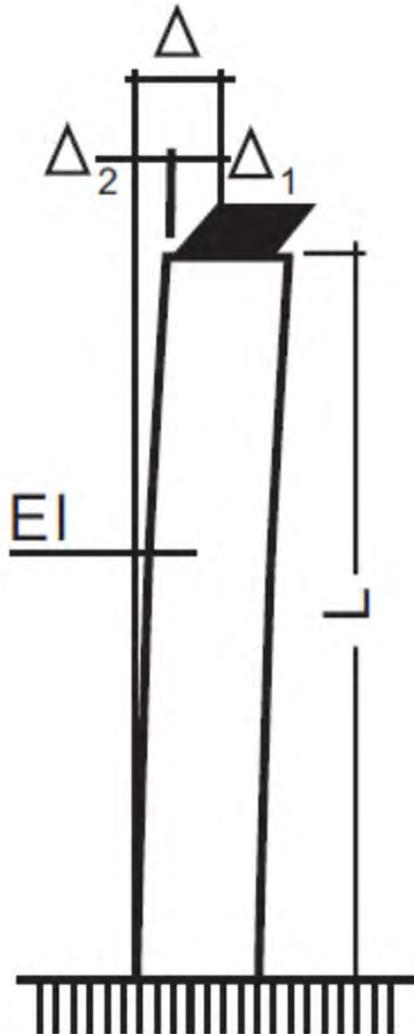
900 kN/m² (Acciones lentas)

1800 kN/m² (Acciones rápidas)

Como orden de magnitud, se puede aceptar que la distorsión máxima admisible es de $\gamma \leq 0.7$, es decir, **el desplazamiento máximo admisible es del orden del 70% del espesor neto, e_N**



Desplazamiento Δ del tablero



Rigidez de un apoyo:

$$K_N = n_{ap} \cdot A_N \cdot G / e_N$$

(n_{ap} : nº de apoyos en la línea de apoyos)

Rigidez de pila:

$$K_P = 3 \cdot EI / L^3$$

Rigidez conjunta pila-apoyo:

$$K_{NP} = 1 / (1 / K_N + 1 / K_P)$$

Durante la fase de proyecto, se pueden modificar las acciones que llegan a cada pila o a los estribos (lo que se conoce como **reparto de acciones longitudinales**) eligiendo adecuadamente las características de los apoyos (en este caso, de las dimensiones de los neoprenos) que los vinculan al tablero.

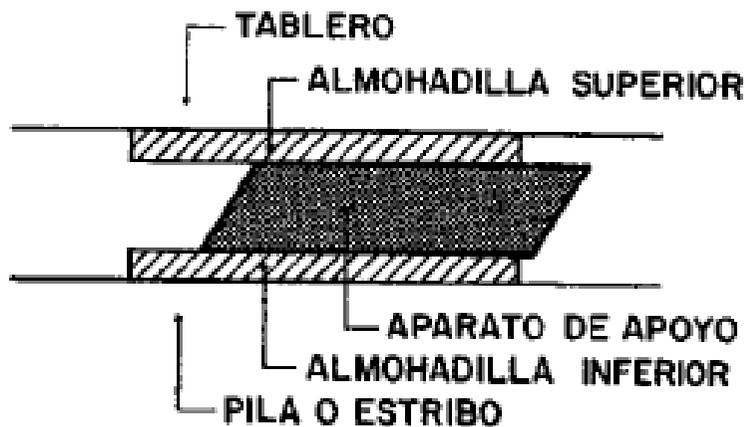
Por ejemplo, una pila muy baja en relación a las demás (es decir, muy rígida) puede descargarse en perjuicio de las demás si el espesor neto de su(s) neopreno(s) se aumenta, lo que reduce su rigidez conjunta en relación a las demás.



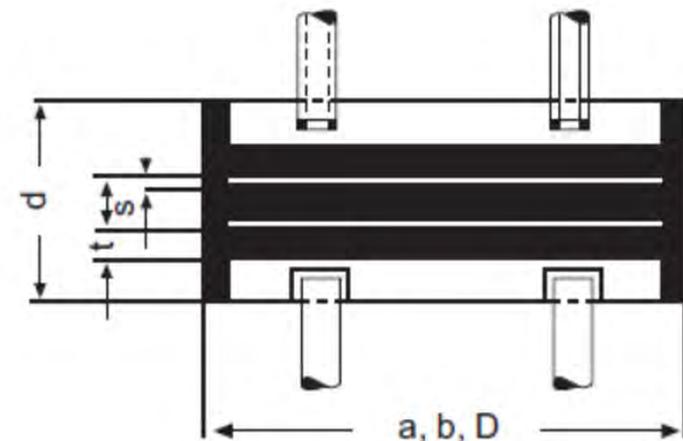
El apoyo ha de estar permanentemente comprimido con una tensión mayor aproximadamente de 5 N/mm^2 .

Si la tensión es menor, cuando reciba desplazamientos o acciones horizontales, puede deslizar sobre la pila, un fenómeno conocido como **reptación del apoyo**, hasta incluso llegar a caer al pie de la pila.

Para evitar esto, cuando no se puede garantizar que la tensión sea mayor de 5 N/mm^2 , se debe utilizar un tipo de apoyo que incluya algún dispositivo que impida la reptación, generalmente **apoyos anclados**, con pernos que quedan embebidos en las dos superficies de hormigón que unen.



Reptación del apoyo



Apoyo anclado

APOYOS ARMADOS STANDARD Y ANCLADOS



1 Formato Dimensiones en planta a · b D mm	2 Carga Admisible kN	3 Módulo E N/mm ²	4 Nº de capas	mínima $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$			mínima $\sigma < 5 \text{ N/mm}^2$						14 n · α arc.	15 n · α arc.	16 n · α arc.	17 n · α arc.	
				5 Desplaza- miento admisible Tipo 1 mm	6 Altura total		8 Desplaza- miento admisible Tipos 2 a 5 mm	9 Altura total del apoyo			12 de elastómero Tipos 2 a 5 T mm	13 Pernos para Tipos 2 y 4 ver 1.2.2					
					del apoyo Tipo 1 mm	de elastómero Tipo 1 T mm		Tipo 2 mm	Tipo 4 mm	Tipo 5 mm							
100 x 150	225	235	1	7,0	14	10	--	--	--	--	--	1	0,004	0,003	0,005		
				2	10,5	21	15	7,0	42	72	26		10	0,008	0,006	0,010	
				3	14,0	28	20	10,5	49	79	33		15	0,012	0,009	0,015	
				4	16,3	35	25	14,0	56	86	40		20	0,016	0,012	0,020	
				5	18,0	42	30	16,3	63	93	47		25	0,020	0,015	0,025	
				6	--	--	--	18,0	70	100	54		30	0,024	0,018	0,030	
150 x 200	450	480	1	7,0	14	10	--	--	--	--	--	1	0,003	0,003	0,004		
				2	10,5	21	15	7,0	42	72	26		10	0,006	0,006	0,008	
				3	14,0	28	20	10,5	49	79	33		15	0,009	0,009	0,013	

Ø 250 250 x 400	735 1500	366 610	1	9,1	19	13	--	--	--	--	--	1	0,003	0,001	0,003	0,004		
				2	14,7	30	21	11,2	49	79	33		16	2	0,005	0,002	0,005	0,008
				3	20,3	41	29	16,8	60	90	44		24	0,008	0,004	0,008	0,012	
				4	25,9	52	37	22,4	71	101	55		32	0,010	0,005	0,010	0,016	
				5	31,5	63	45	28,0	82	112	66		40	0,013	0,006	0,013	0,020	
				6	36,5	74	53	33,6	93	123	77		48	0,015	0,007	0,016	0,024	
				7	40,0	85	61	37,9	104	134	88		56	0,018	0,009	0,018	0,028	
				8	43,1	96	69	41,2	115	141	99		64	0,020	0,010	0,021	0,032	
				9	--	--	--	44,1	126	156	110		72	0,023	0,011	0,023	0,036	

APOYOS ARMADOS STANDARD Y ANCLADOS



				mínima $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$			mínima $\sigma < 5 \text{ N/mm}^2$									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Formato Dimensiones en planta a · b D	Carga Admisible	Módulo E	Nº de capas	Desplaza- miento admisible Tipo 1	Altura total del apoyo de elastómero		Desplaza- miento admisible Tipos 2 a 5	Altura total del apoyo de			Pernos para Tipos 2 y 4 ver 1.2.2	Angulos de giro				
					Tipo 1	Tipo 1		Tipo 2	Tipo 4	Tipo 5		de elastómero Tipos 2 a 5 T	n · α	n · α	n · α	n · α
mm	kN	N/mm ²		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		arc.	arc.	arc.	arc.
100 x 150	225	235	1	7,0	14	10	--	--	--	--	--	1	0,004	0,003	0,005	
			2	10,5	21	15	7,0	42	72	26	10	0,008	0,006	0,010		
			3	14,0	28	20	10,5	49	79	33	15	0,012	0,009	0,015		
			4	16,3	35	25	14,0	56	86	40	20	0,016	0,012	0,020		
			5	18,0	42	30	16,3	63	93	47	25	0,020	0,015	0,025		
			6	--	--	--	18,0	70	100	54	30	0,024	0,018	0,030		
150 x 200	450	480	1	7,0	14	10	--	--	--	--	--	1	0,003	0,003	0,004	
			2	10,5	21	15	7,0	42	72	26	10	0,006	0,006	0,008		
			3	14,0	28	20	10,5	49	79	33	15	0,009	0,009	0,013		

$$\sigma_{\max} = 1500 \cdot 1000 / (250 \cdot 400) = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$31.5 = 0.7 \cdot 45 = 0.7 \cdot e_N$$

$$33.6 = 0.7 \cdot 48 = 0.7 \cdot e_N$$

Ø 250 250 x 400	735 1500	366 610	1	9,1	19	13	--	--	--	--	--	1	0,003	0,001	0,003	0,004
			2	14,7	30	21	11,2	49	79	33	16	2	0,005	0,002	0,005	0,008
			3	20,3	41	29	16,8	60	90	44	24	0,008	0,004	0,008	0,012	
			4	25,9	52	37	22,4	71	101	55	32	0,010	0,005	0,010	0,016	
			5	31,5	63	45	28,0	82	112	66	40	0,013	0,006	0,013	0,020	
			6	36,5	74	53	33,6	93	123	77	48	0,015	0,007	0,016	0,024	
			7	40,0	85	61	37,9	104	134	88	56	0,018	0,009	0,018	0,028	
			8	43,1	96	69	41,2	115	141	99	64	0,020	0,010	0,021	0,032	
			9	--	--	--	44,1	126	156	110	72	0,023	0,011	0,023	0,036	



5.1.1 Colocación

a) En una misma línea de apoyo, los aparatos deben presentar acortamientos verticales idénticos bajo cargas verticales idénticas, bien entendido que sus posibilidades de traslación no tienen porqué ser necesariamente las mismas (fig. 20).

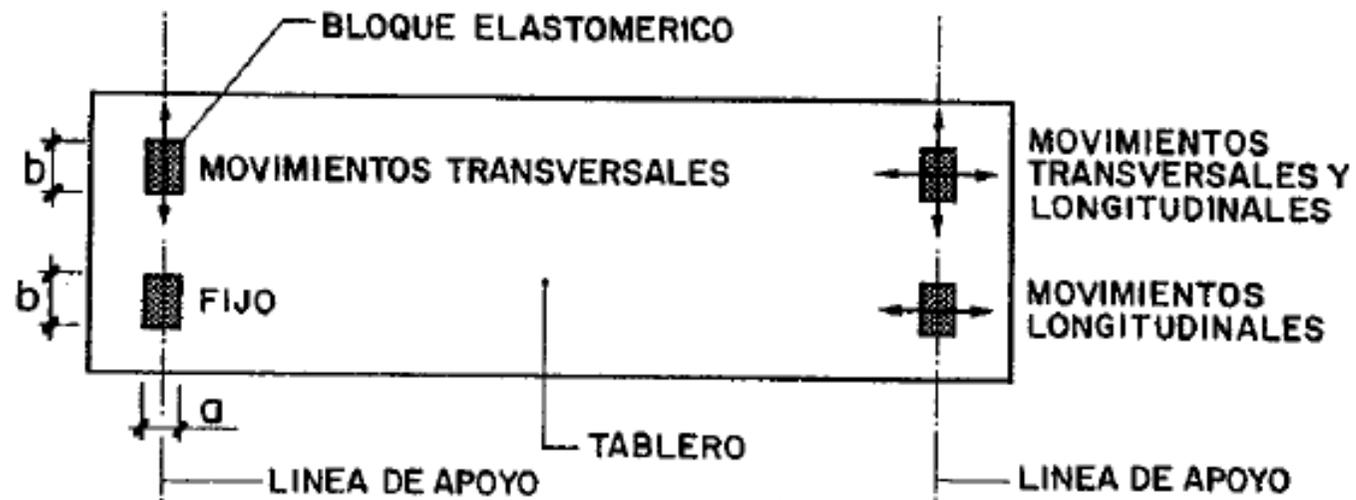


Figura 20

(MOPU. Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elásticos para puentes de carretera. 1982)



b) No es aconsejable superponer en el sentido logitudinal varios aparatos de apoyo destinados a formar un solo punto de carga. En el caso de que se tenga un apoyo desdoblado y se considere en el cálculo como tal, no será de aplicación lo anterior siempre que la distancia entre ejes sea mayor de 2 m (fig. 21).

c) En el sentido transversal se pueden superponer varios aparatos de apoyo destinados a formar un solo punto de apoyo. Estos aparatos de apoyo deben ser necesariamente idénticos en sus dimensiones y en su constitución (ver esquema II, figura 21).

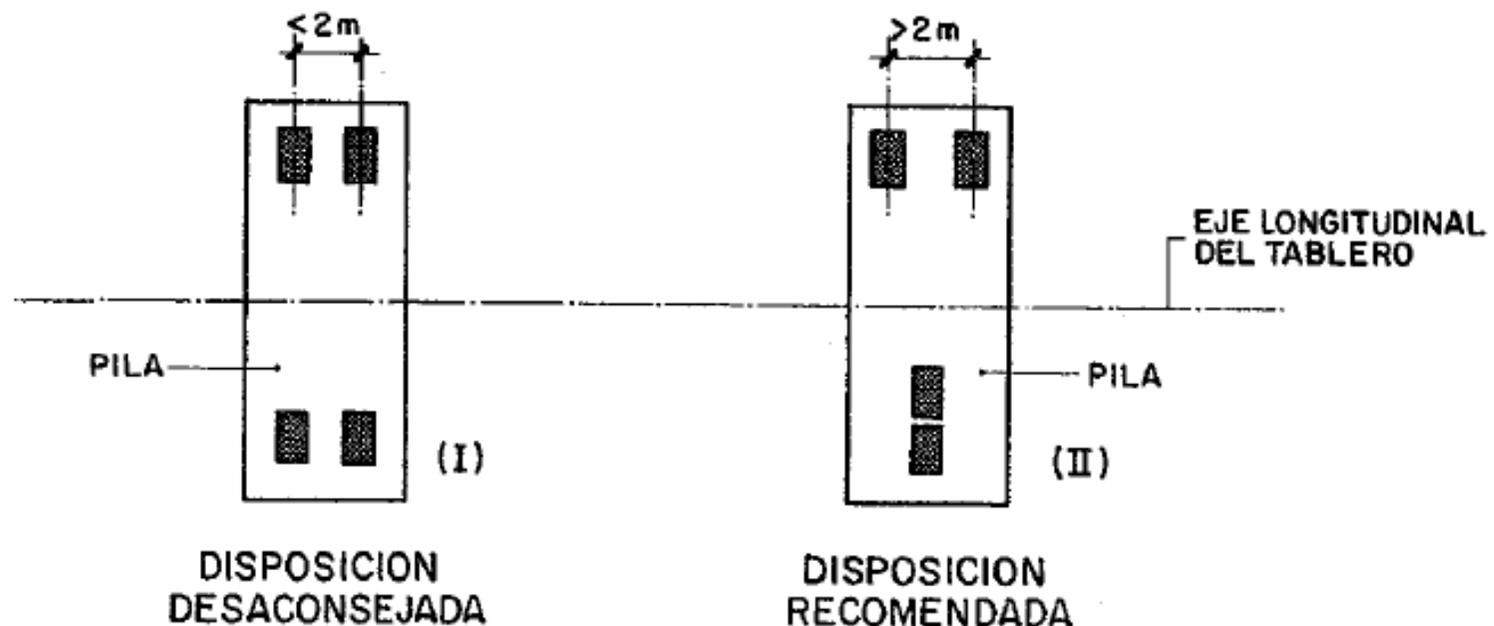


Figura 21

(MOPU. Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera. 1982)



d) En puentes rectos de vigas, el lado mayor del apoyo se dispondrá, generalmente, según la normal al eje del tablero, o, lo que es lo mismo, paralelo a la línea de apoyo (fig. 22).

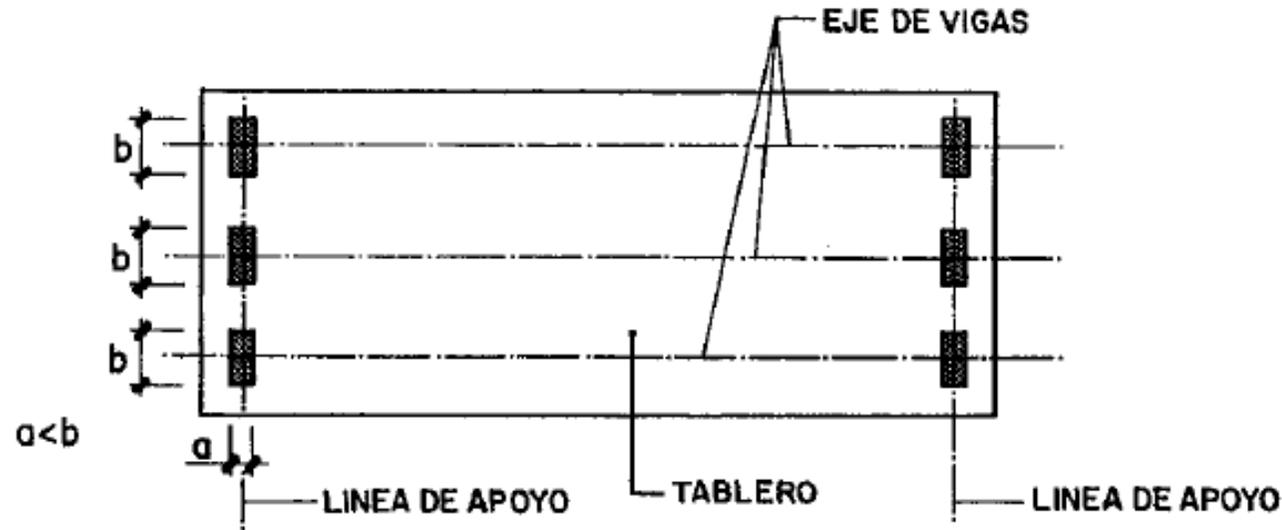


Figura 22

e) Análoga disposición a la comentada en d) se seguirá en el caso de puentes losa y puentes nervados.

f) En el caso de puentes esviados de vigas es preferible disponer sobre la línea de apoyo aparatos de apoyo idénticos, siendo las dimensiones de todos el del más desfavorablemente solicitado. Generalmente se dispondrá el lado mayor del aparato de apoyo perpendicularmente al eje de las vigas, aunque lo ideal será una posición intermedia entre la paralela a la línea de apoyo y la perpendicular al eje de las vigas.

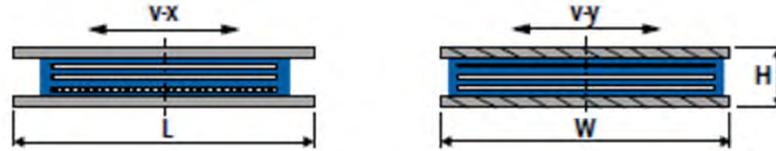
(MOPU. Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera. 1982)



MAURER Elastomeric Bearings without Steel Restraints

□ = Type V2 - horizontally free-deforming in all directions according to DIN 4141

Elastomeric bearings of type 1 can be set between steel plates to avoid direct contact to the structure. The bearing steel plates can be additionally anchored to the concrete/steel structure by studs/bolts. The anchorage dimensions are not included yet.

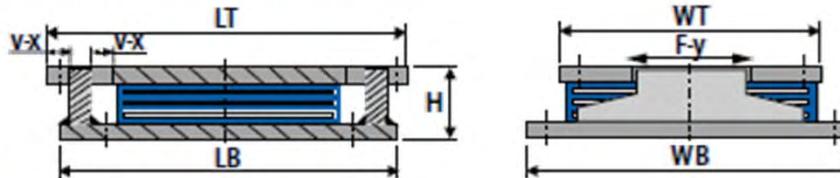


Apoyo de neopreno.
Sin movimientos impedidos

MAURER Elastomeric Bearings with Steel Restraints

□ = Type V1 - horizontally deforming in one direction and fixed in the other direction according to DIN 4141

In order to block horizontal structural movements steel restraints are welded to the steel plates of the V2-Type. The V1 is deforming in one direction and is transmitting horizontal forces in the other direction. The bearing steel plates can be additionally anchored to the concrete/steel structure by studs/bolts. The anchorage dimensions are not included yet.

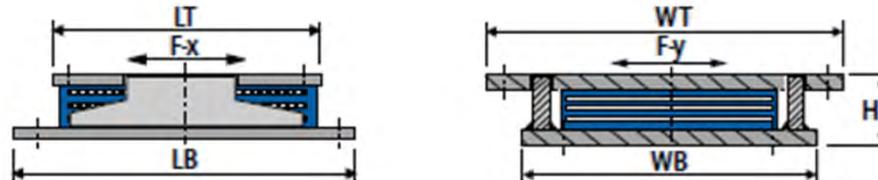


Apoyo de neopreno zunchado.
Un movimiento horizontal impedido

MAURER Elastomeric Bearings with Steel Restraints

□ = Type V - horizontally fixed in all directions according to DIN 4141

Similar to the V1, restraints are blocking the horizontal movements. But the V is absolutely rigid and transmitting horizontal forces in any horizontal direction. The bearing steel plates can be additionally anchored to the concrete/steel structure by studs/bolts. The anchorage dimensions are not included yet.

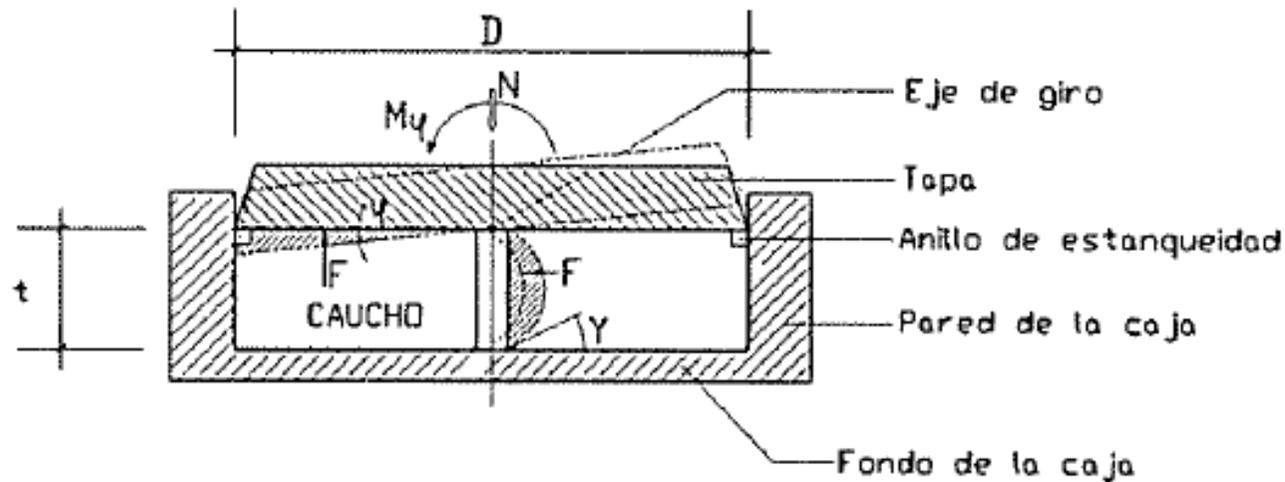


Apoyo de neopreno zunchado.
Ambos movimientos horizontales impedidos



APOYOS TIPO POT

DE FORMA CIRCULAR
EN PLANTA

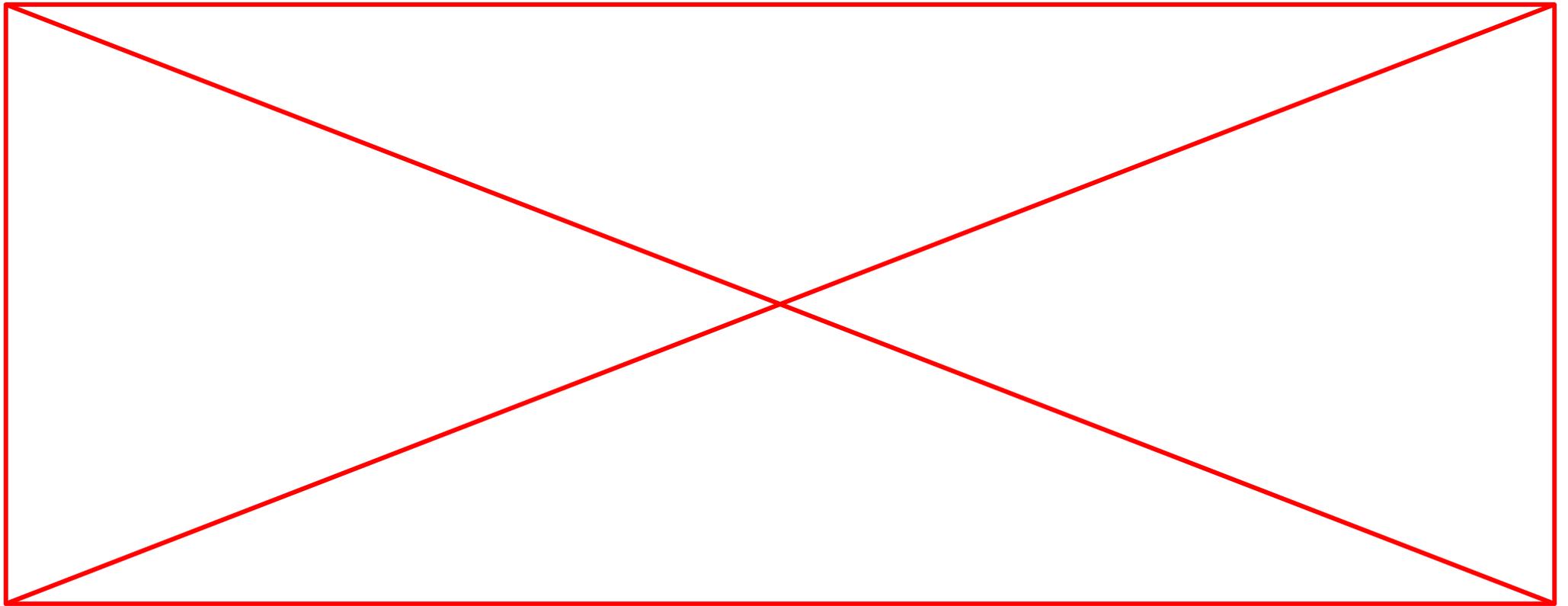


Esquema de funcionamiento

El elastómero que constituye el relleno de la cápsula se trata de un elastómero blando (Dureza Shore -A 50°, módulo de elasticidad transversal $G = 8 \text{ Kp/cm}^2$) que, sometido a alta presión, actúa como un líquido viscoso en una prensa hidráulica. Se debe disponer una junta hermética (anillo de estanqueidad) entre la placa que tapa la cápsula y la pared del cilindro para evitar la salida de posibles rebabas del elastómero.

Sometido a una compresión centrada, el elastómero actúa como un líquido prácticamente incomprensible, por lo que estos apoyos se pueden considerar infinitamente rígidos en sentido vertical.

(Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera)



Apoyo POT fijo

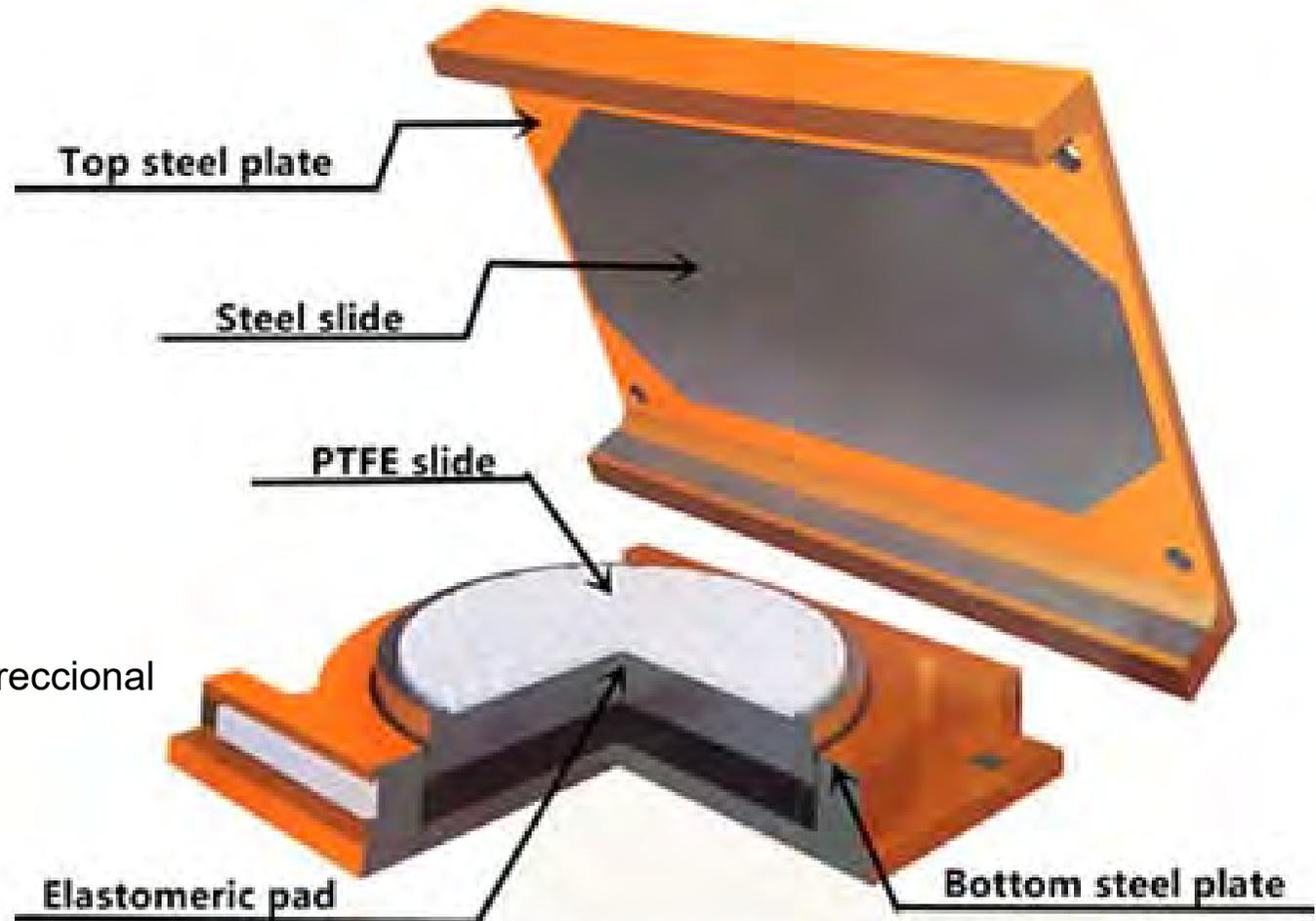
Apoyo POT guiado unidireccional
(guía central)

Apoyo POT libre



Esta clase de apoyos es adecuada para admitir grandes cargas desplazamientos y rotaciones. Están constituidos por una almohadilla elastomérica enclavada en una cazuela metálica, de tal manera que mediante un pistón queda confinada, admitiendo presiones del orden de 30 N/mm^2 y giros hasta $0,03 \text{ rad}$, dependiendo del estándar de diseño utilizado. En combinación con elementos móviles/deslizantes se pueden dotar de capacidad de movimiento en una o dos direcciones.

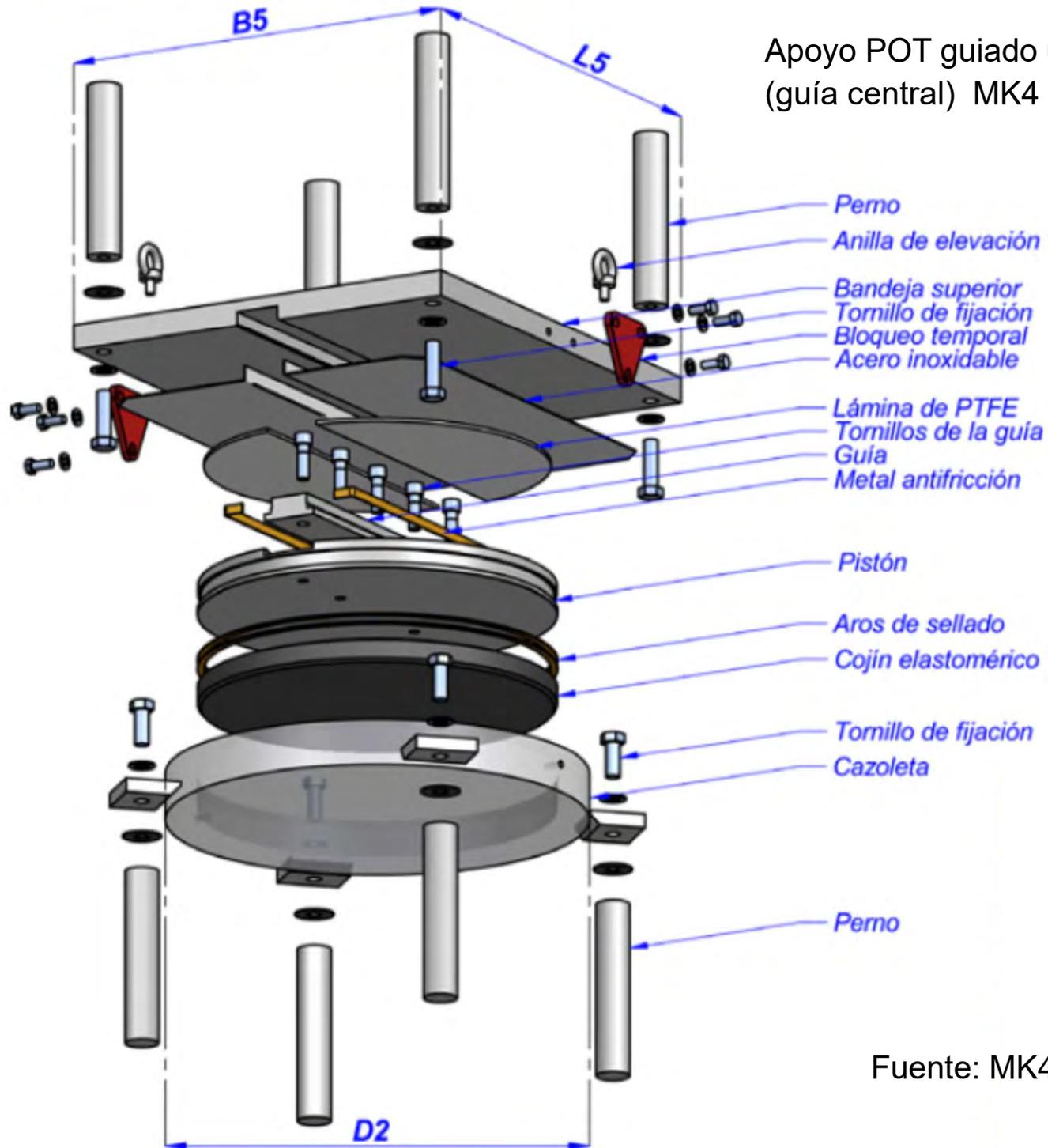
Apoyo POT guiado unidireccional
(guías en laterales)





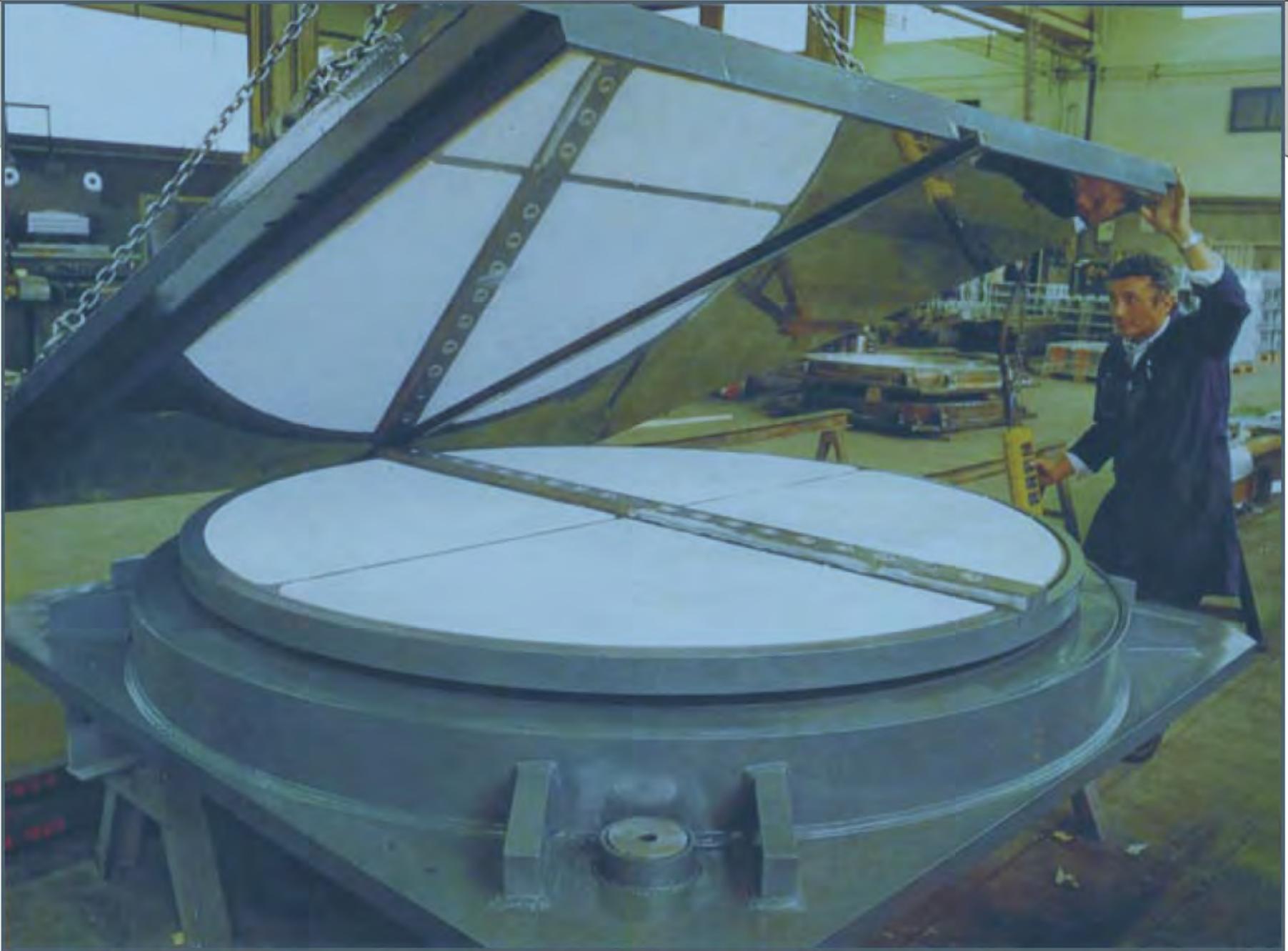


Apoyo Guiado tipo PG y PT



Apoyo POT guiado unidireccional (guía central) MK4

Fuente: MK4

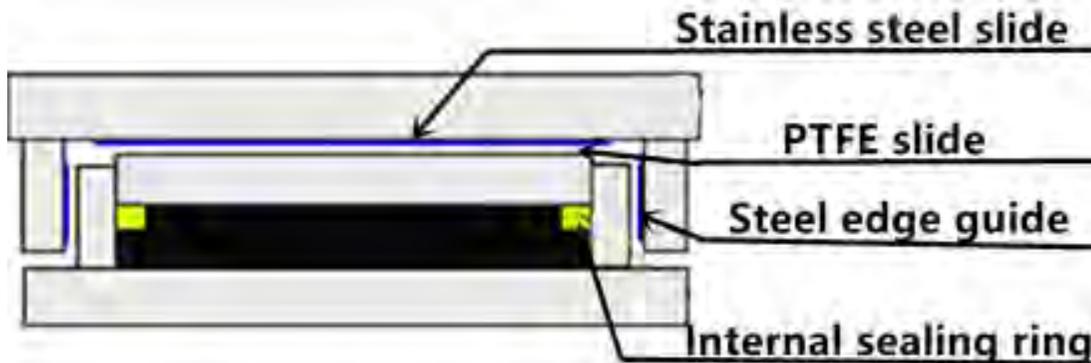


La lavorazione dei componenti per appoggi Algapot viene effettuata utilizzando le più moderne attrezzature.
Manufacturing details of steel components of Algapot bearings, using the most updated machining equipment.



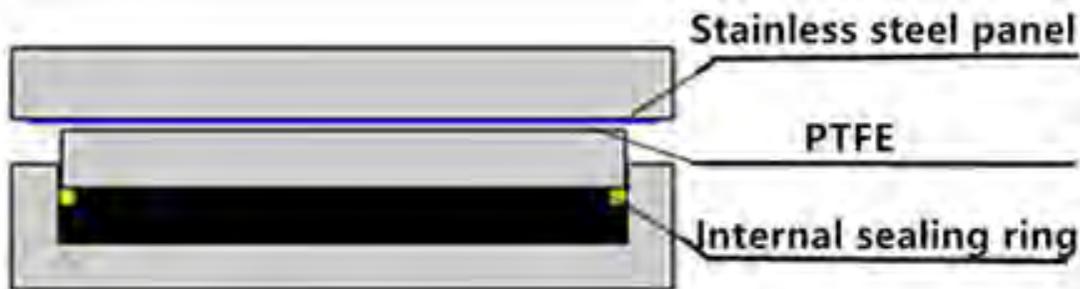
Fixed pot bearing structure

Apoyo POT fijo



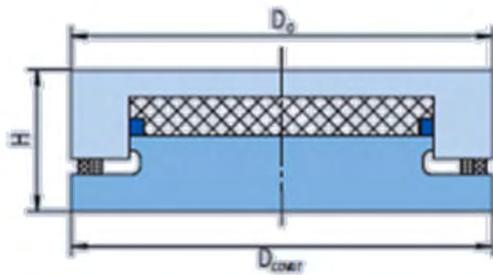
Guided pot bearing structure

Apoyo POT guiado unidireccional
(guías en laterales)



Free sliding pot bearing structure

Apoyo POT libre



Fixed pot bearing *TF*
Apoyo POT fijo

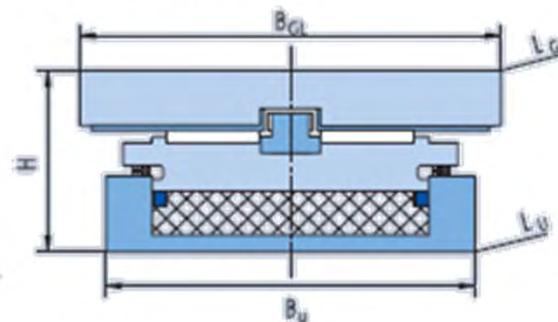
Fixed pot bearing *TF*

The very simply constructed fixed bearing, which consists only of pot, elastomer pad and pot cover, transfers horizontal forces in both axis directions actuated by adherence by contact between cover and ring. The steel/steel friction, arising in the contact area, must be considered on determination of torsional restraint.

Unilaterally mobile pot bearing *TGe*

This bearing is locked in one axis direction by a guide stop and thus can absorb horizontal forces rectangularly to the guide stop. The guide stop transfers the horizontal forces from the sliding plate into the pot cover, where they will be transferred by contact into the pot ring actuated by adherence. The elastomer pad is not used for deducing horizontal loads. Friction restraints in the contact area between guide stop and sliding plate are kept small by suitable sliding parts. Instead of one axially arranged guide stop two lateral guide stops can be provided.

Apoyo POT guiado unidireccional (guía central)

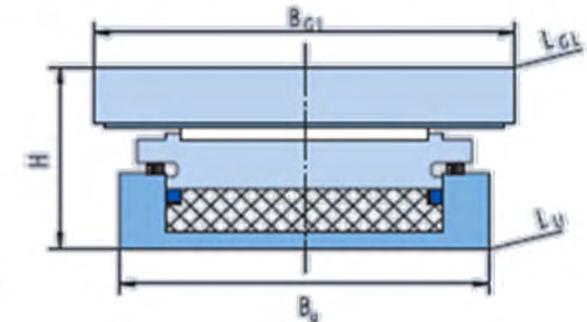


Unilaterally mobile pot bearing *TGe*

Apoyo POT libre

Generally mobile pot bearing *TGa*

Displacements in x- and y-direction are permitted. No absorption of outside horizontal forces.



Generally mobile pot bearing *TGa*

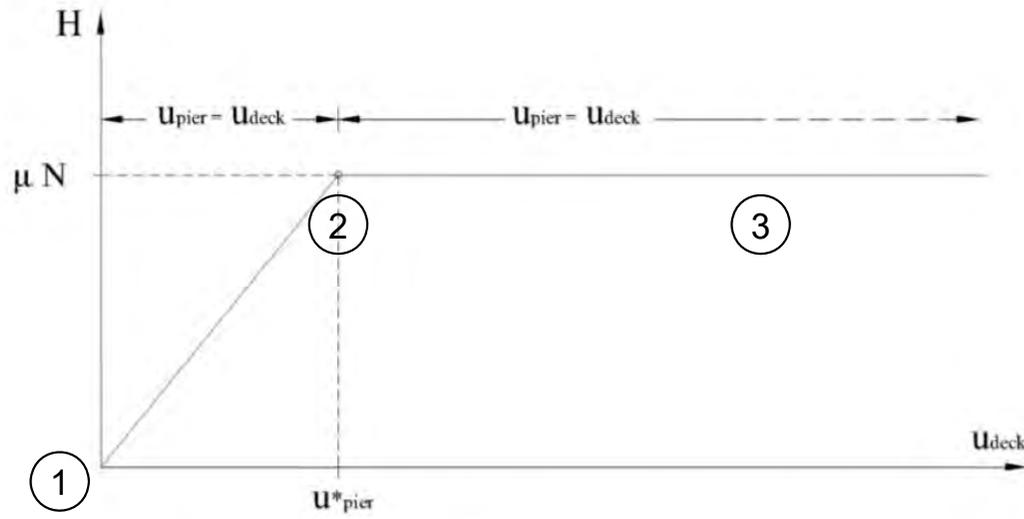
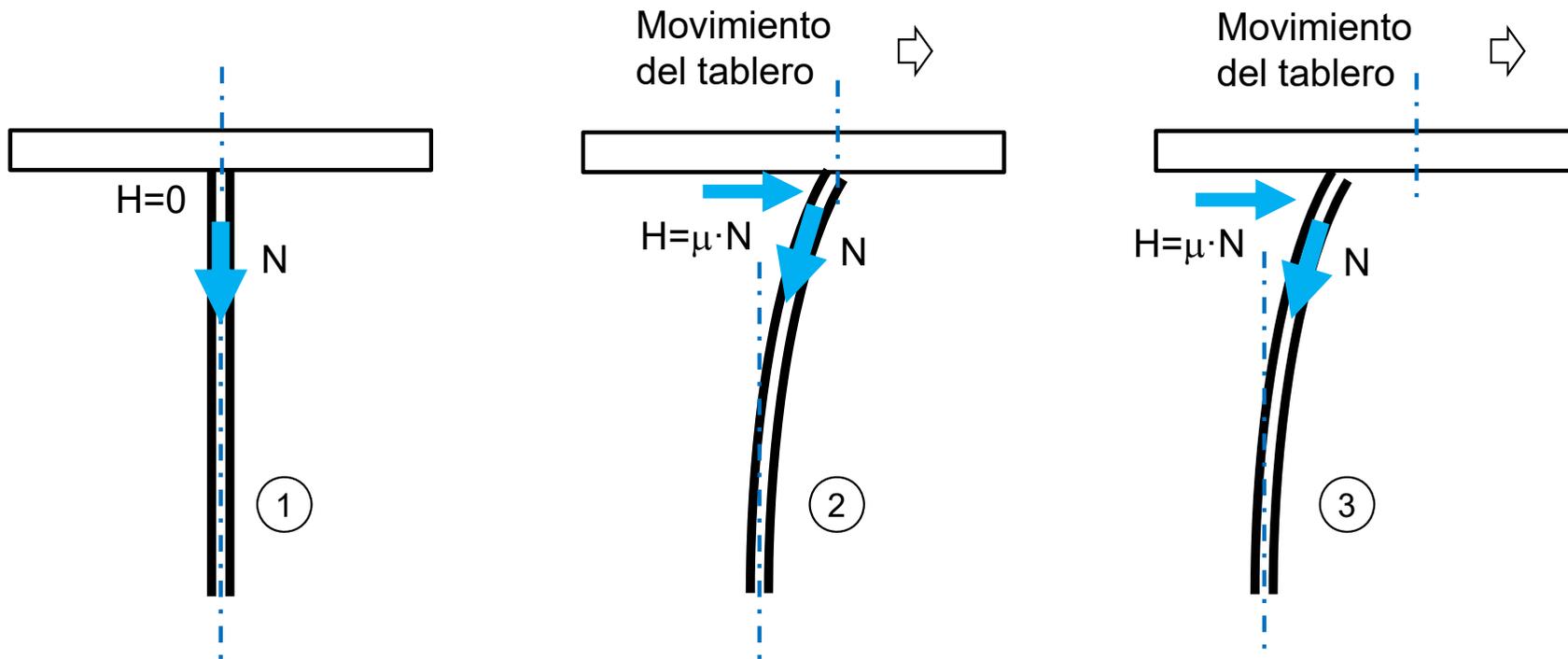


Figure 5.12: PTFE bearing friction behavior





- Como valores del coeficiente de rozamiento μ para unas condiciones medias de trabajo, en función de la tensión vertical σ aplicada se pueden tomar los de la siguiente tabla:

σ Kp/cm ²	100	200	300	400
μ	0,050	0,040	0,030	0,027

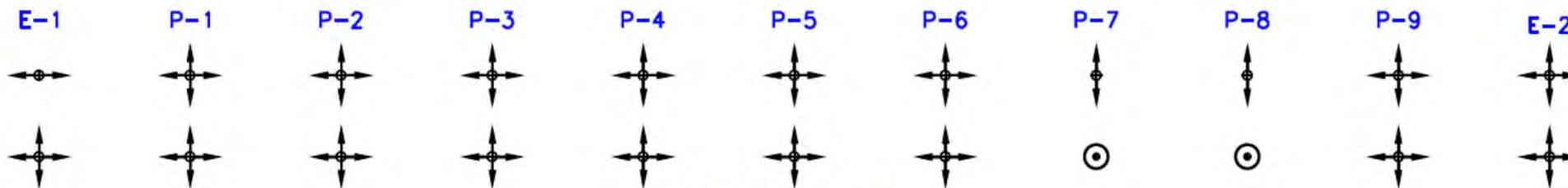
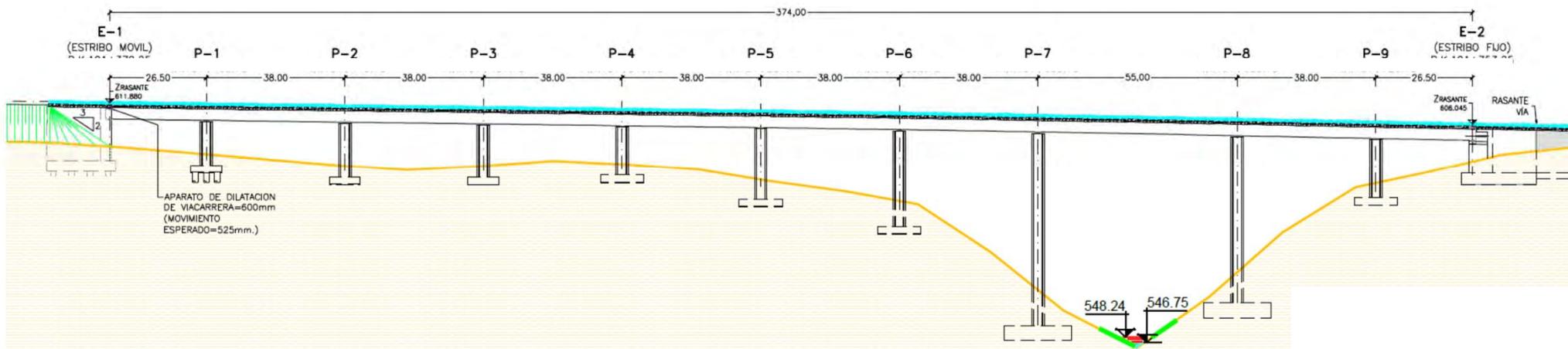
- En cualquier caso, como puede deducirse de todo lo anterior, la elección del coeficiente μ debe ser objeto de un cuidadoso análisis en la fase de proyecto por la importancia que dicha elección puede tener en el diseño de la subestructura.

8.- Acciones indirectas

Para las acciones reológicas se realizará el cálculo de acuerdo con lo indicado en la Instrucción EHE. Deberá tenerse en cuenta el proceso de ejecución y el punto de fijación del tablero. A estos efectos, en caso de ser de teflón los aparatos de apoyo, se supondrá un coeficiente de rozamiento $\mu = 0,05$ para efectos desfavorables y $\mu = 0,01$ para efectos favorables.

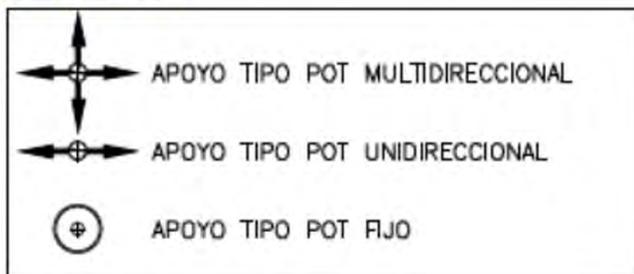
(IGP 2008) ADIF

Como orden de magnitud, se puede asumir que, al deslizar, **en el apoyo POT se genera, en el caso más desfavorable, una fuerza horizontal en cabeza de pila igual al 5% de la carga vertical**



ESQUEMA DE APOYOS

LEYENDA



Ejemplo de distribución de apoyos tipo POT en un puente de LAV



Universidad
Politécnica
de Cartagena

8

Pilas



PILAS

PILAS DE ALTURA MODERADA

Pilas tabique

Pilas de 1 o varios fustes

Pilas martillo

PILAS DE GRAN ALTURA

PILAS

Las pilas son los elementos que constituyen los soportes intermedios de las obras de paso. Su morfología está condicionada fundamentalmente por dos factores: su altura y el tipo del tablero que sustentan. Para la descripción de los distintos tipos de pilas posibles, se va a diferenciar entre pilas de altura moderada y pilas de gran altura. Fijar el límite de altura que permite distinguir entre uno y otro tipo es, sin duda, muy relativo, pero para la redacción de los siguientes epígrafes se ha considerado que está en torno a los 20-30 metros.

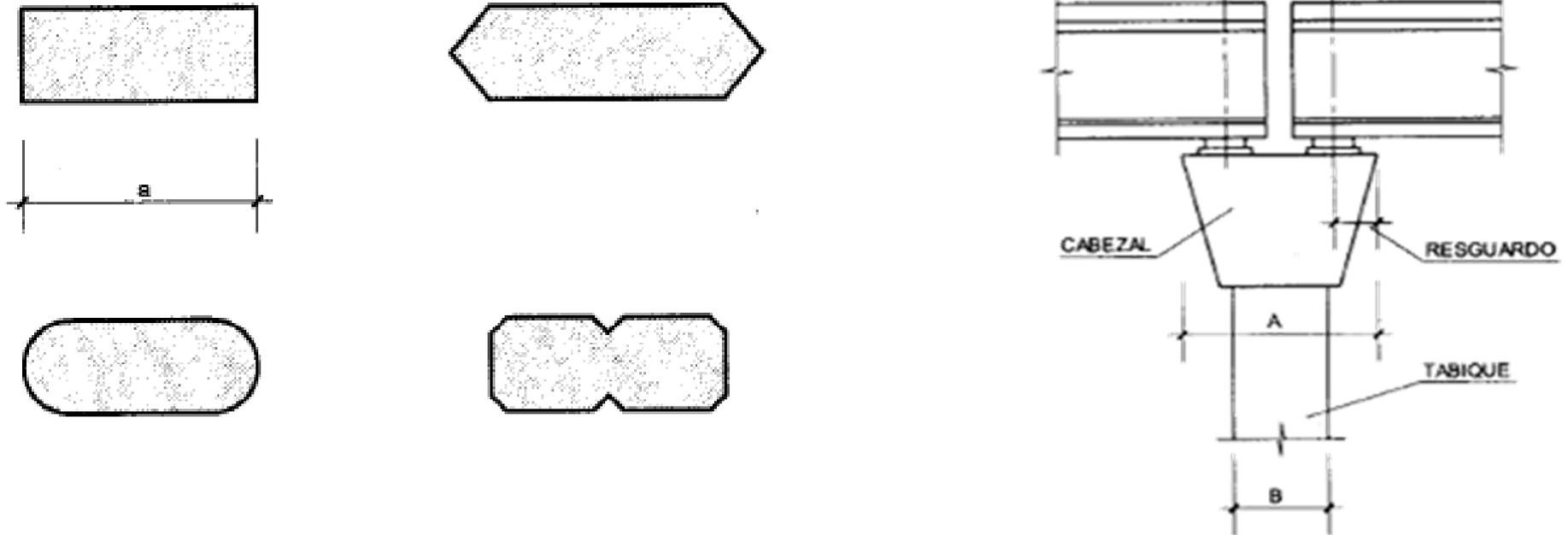


PILAS DE ALTURA MODERADA

Las secciones transversales de estas pilas son siempre macizas. Se pueden distinguir dos grandes grupos: las constituidas por un fuste de tipo tabique que recoge al tablero en todo su ancho, y las constituidas por uno o varios fustes de secciones cuadradas, poligonales o circulares.

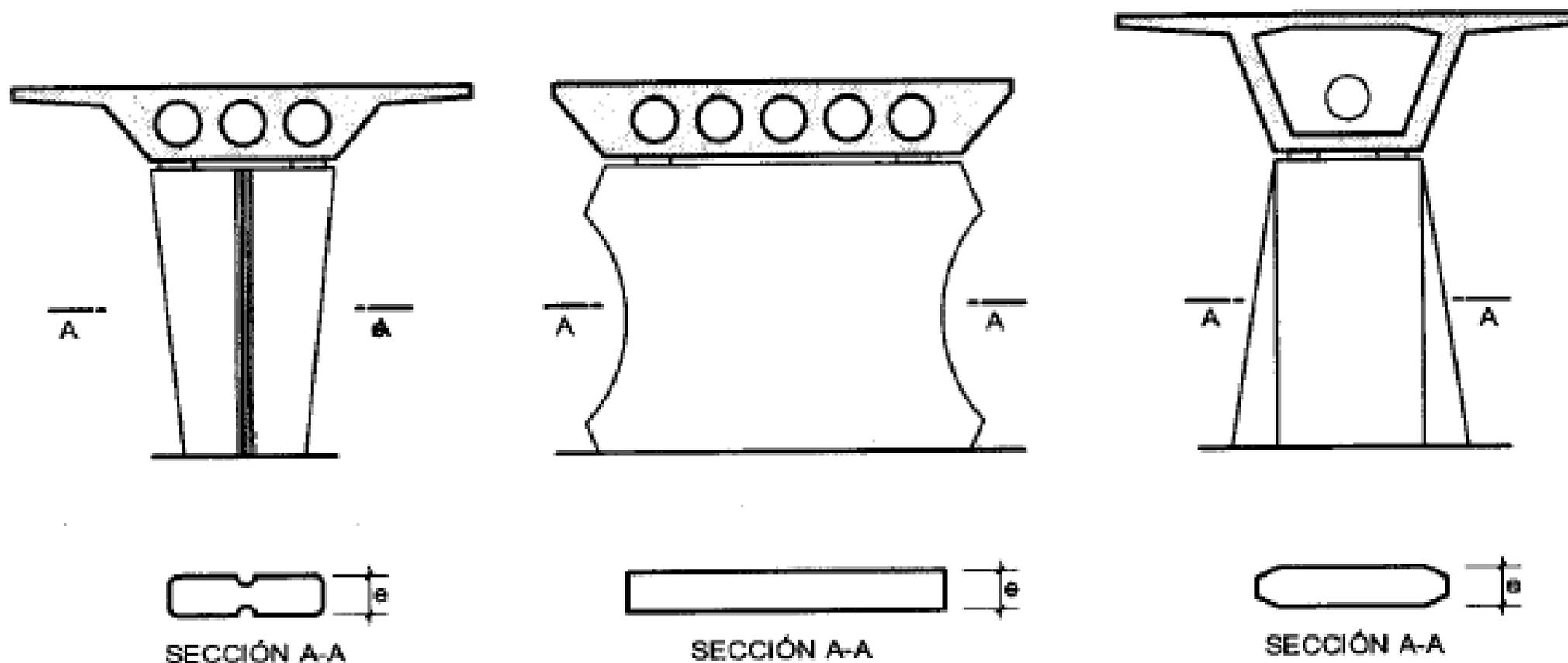
3.1.1. Pilas de tipo tabique

En estas pilas son frecuentes secciones como las indicadas en la figura 54, en las que el ancho "a" del tabique vendrá condicionado por el ancho inferior del tablero.



En el caso de tableros convencionales de vigas, la necesidad de dar apoyo a las vigas extremas del tablero, da lugar a tabiques excesivamente anchos y opacos, que pueden resultar poco afortunados estéticamente. Además, las exigencias geométricas derivadas de disponer dos líneas de apoyo en el tabique, una correspondiente a cada vano adyacente, y permitir que los apoyos tengan un resguardo razonable y las vigas las entregas y separación entre extremos mínimas, suelen obligar a disponer un cabezal en la coronación (figura 55), a no ser que se proyecte un tabique excesivamente grueso.

En el caso de tableros de tipo losa o cajón, la “pila tabique” suele permitir siempre el disponer al menos dos apoyos. Por tanto, salvedad hecha de la flexibilidad transversal de las pilas, que suele ser despreciable, se puede considerar que cada vano está empotrado a torsión en las pilas, lo que favorece el trabajo del tablero. En la figura 56 se pueden ver algunos tipos posibles de pila para estos puentes. Su espesor “e” sólo viene determinado por condiciones resistentes, ya que sólo hay necesidad de disponer una única línea de apoyos del tablero con los resguardos oportunos.





Puentes Viga

■ Pasos superiores de la M-40, Madrid - 1994

volver

(www.cfcsl.com)



Puentes Viga

■ Puente de Castejón sobre el río Ebro en Navarra - 1972

[volver](#)



Cortesía J. A. Torroja



Cortesía J. A. Torroja



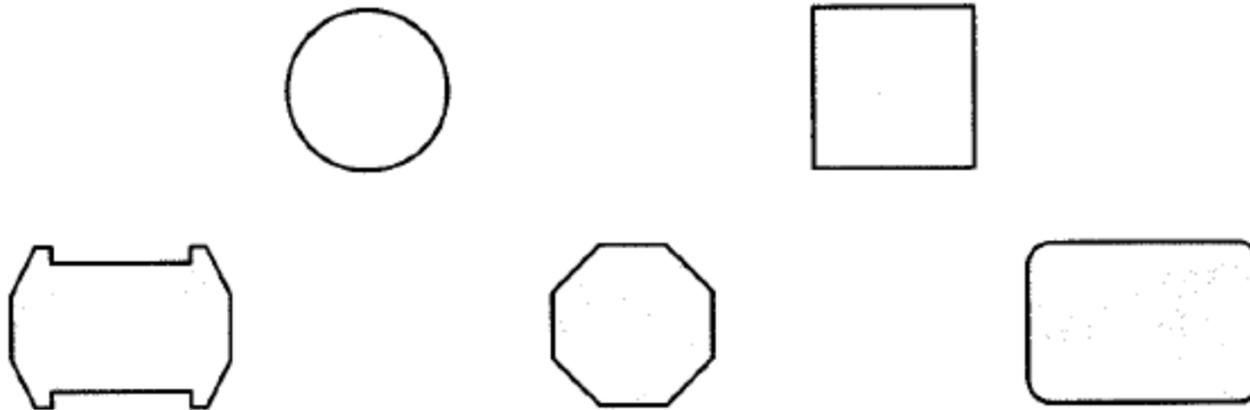
Puentes Viga

● Punte de Almodóvar del río sobre el río Guadalquivir - 1964

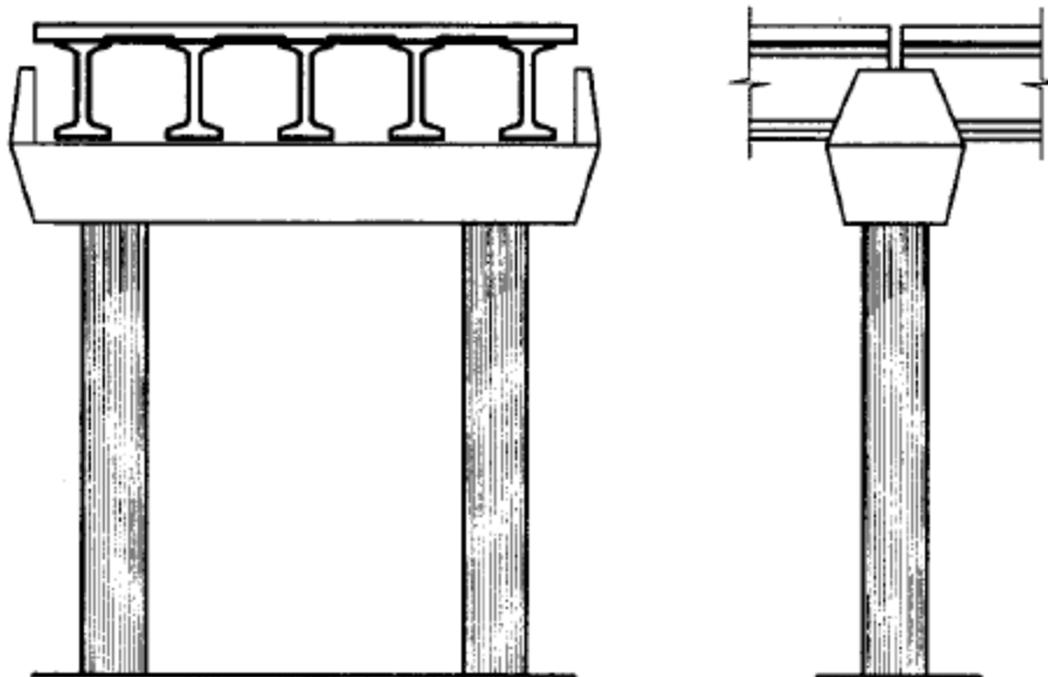
volver

3.1.2. Pilas con uno o varios fustes

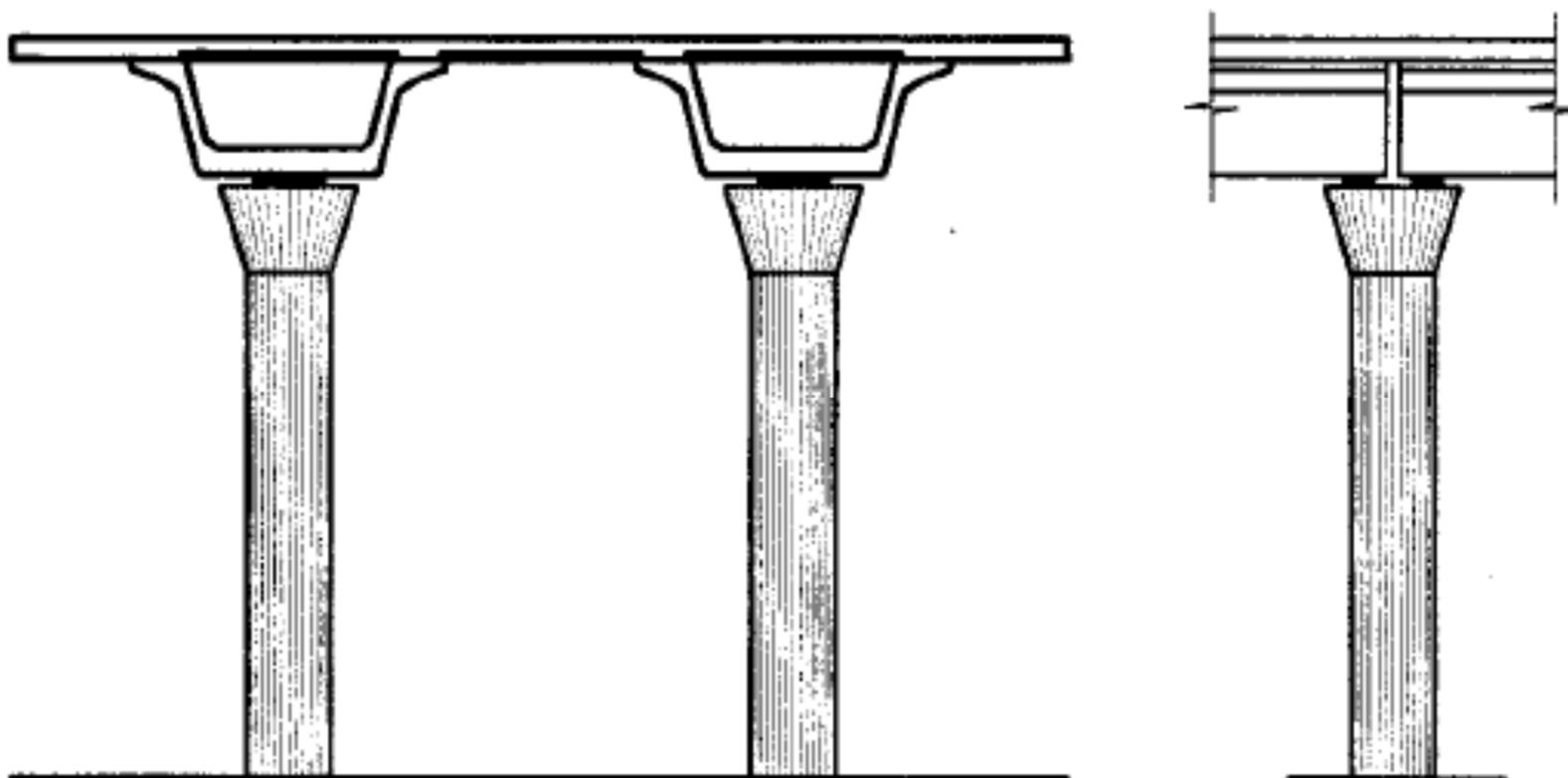
Partiendo de las secciones más simples –circular y cuadrada–, se pueden obtener distintas posibilidades de fustes, tal y como se indican en la figura 57.



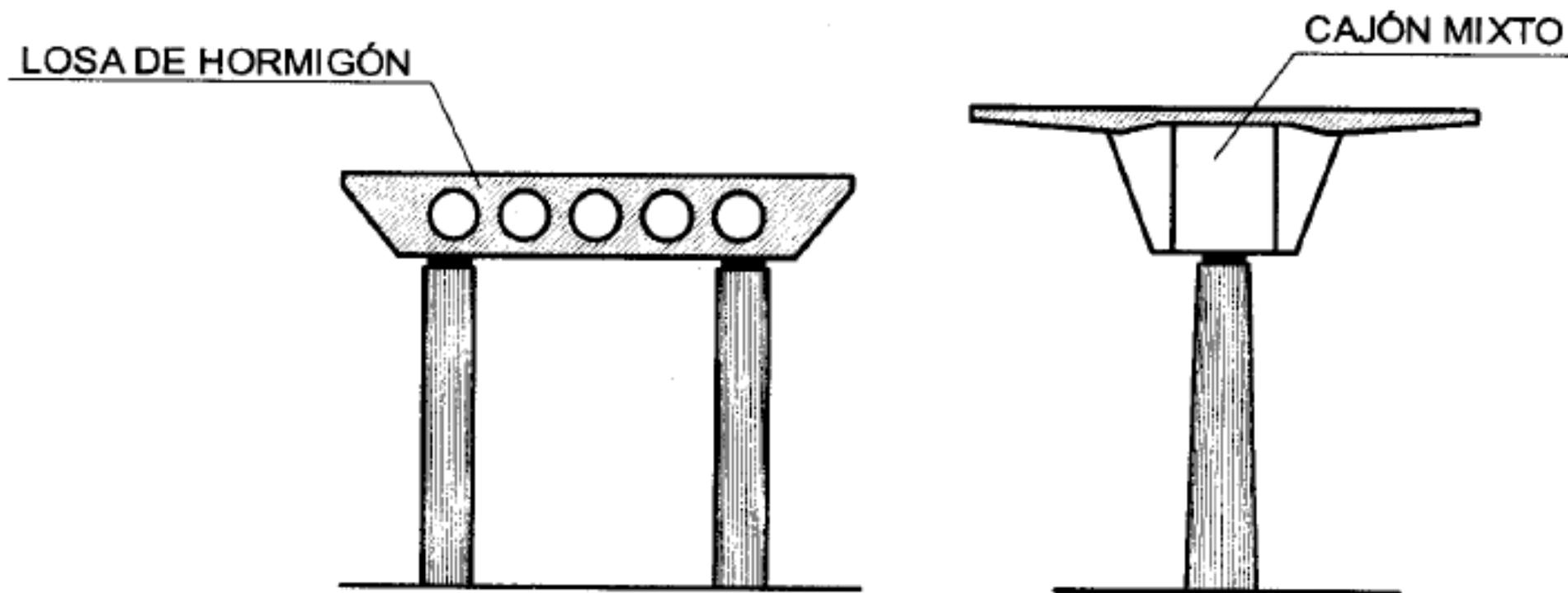
En el caso de tableros de vigas, es necesario disponer un dintel o cabezal que una los fustes y que constituye, junto con ellos, un pórtico (figura 58).



Solamente en el caso de tableros con pocas vigas, como pueden ser los constituidos por vigas artesa, se elimina este dintel y se dispone un fuste por viga. Como ya se ha comentado, las necesidades geométricas de apoyo de las vigas, obligan a disponer un cabezal en la coronación de los fustes, so pena que éstos se dimensionen excesivamente sobrados (figura 59).



En el caso de tableros de tipo cajón o de tipo losa, el número de fustes a disponer es función del ancho de la tabla inferior (figura 60). Es cada vez más frecuente recurrir a un solo fuste si esta es inferior a los 10-12 metros, ya que permite gran libertad de encaje en planta, siempre que la resistencia del tablero, frente a la torsión y la flexión transversal, lo permita.





Cortesía J. A. Torroja

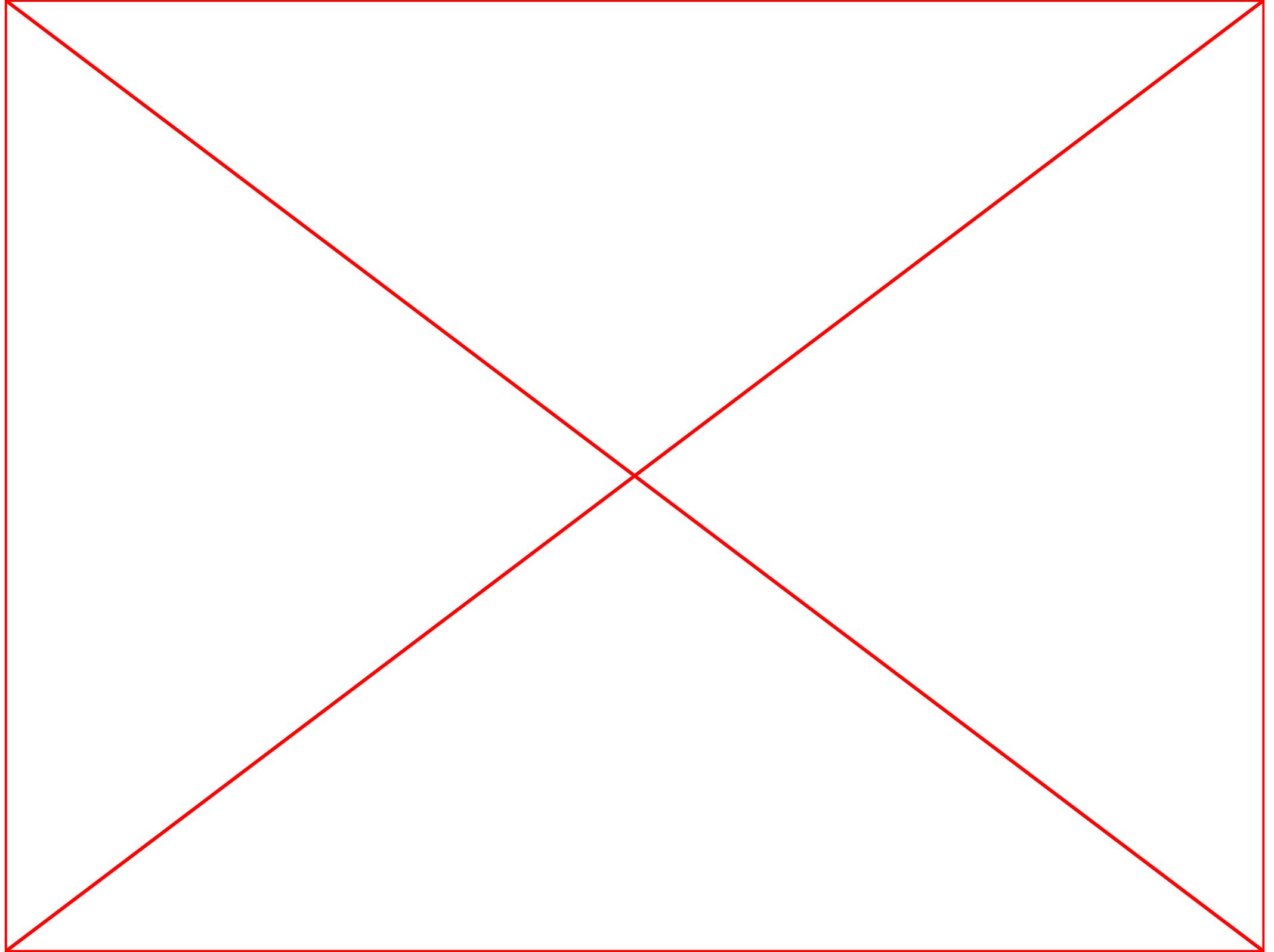




Cortesía J. A. Torroja

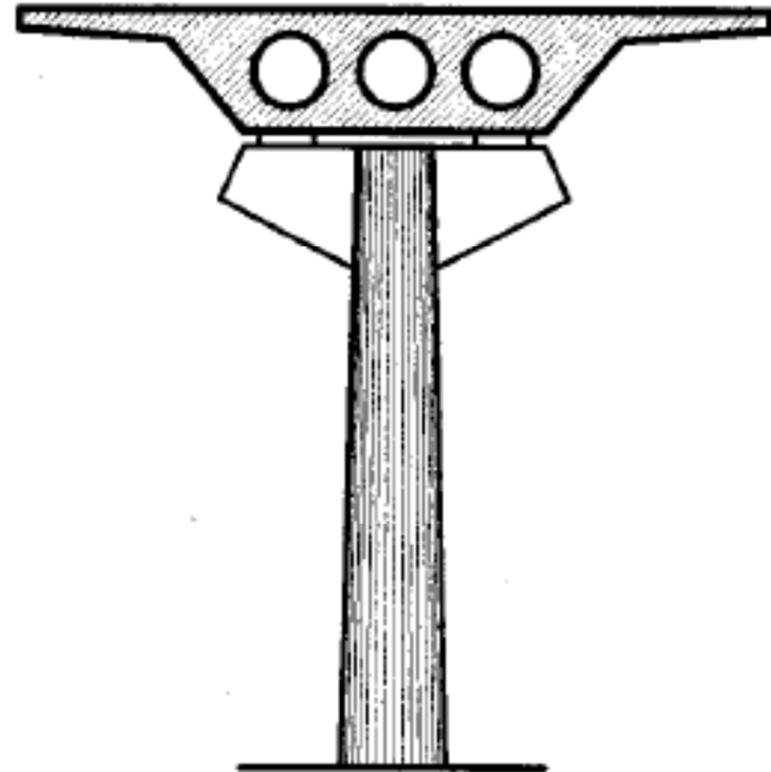
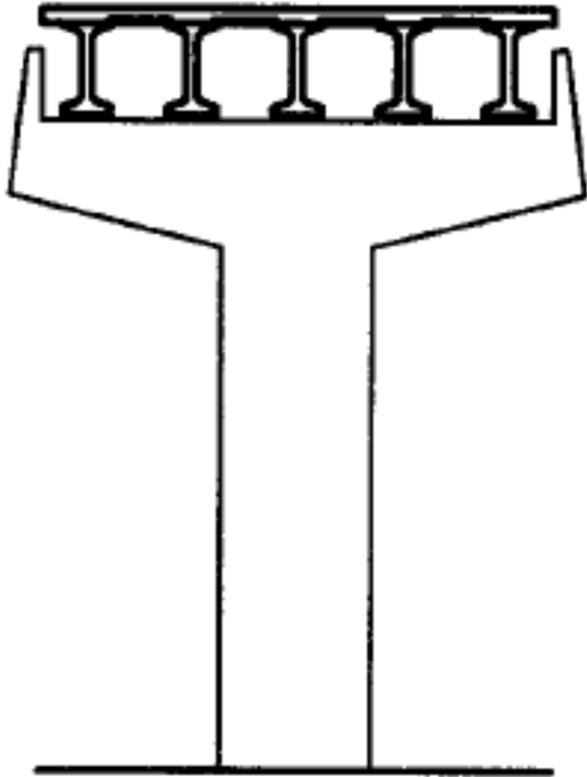


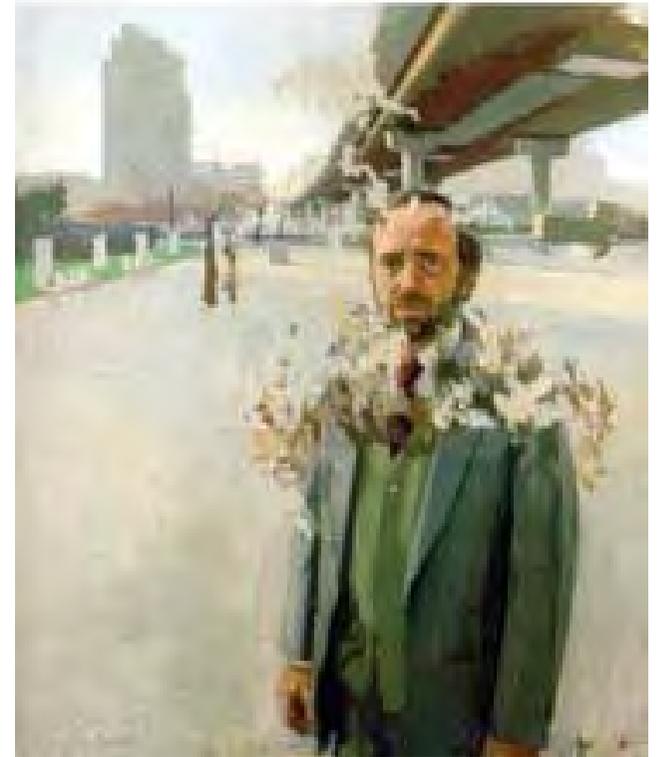
Cortesía J. A. Torroja



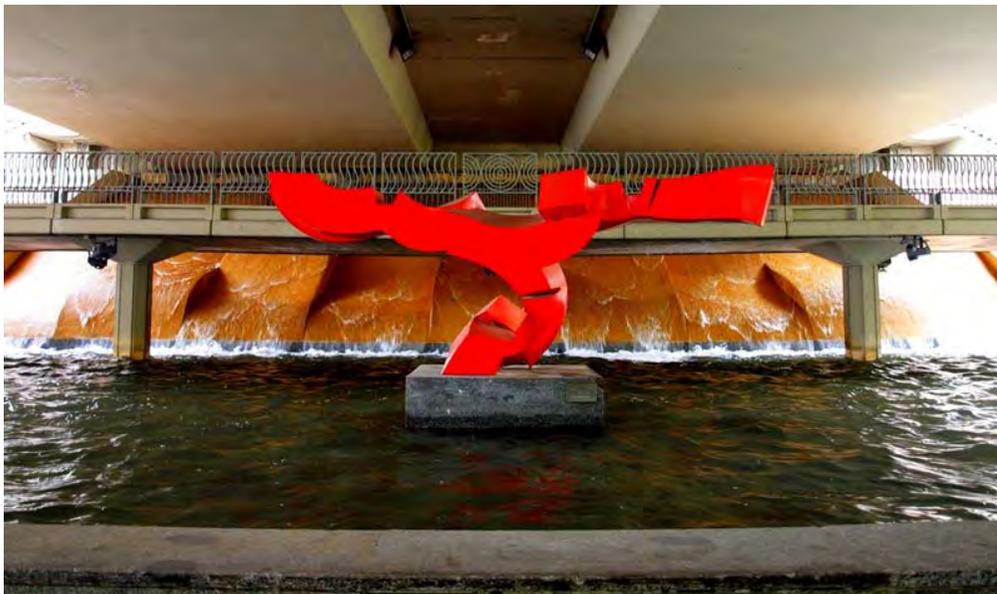
3.1.3. Pilas martillo

En algunas ocasiones, tanto en tableros de vigas como en losas o cajones, se combinan soluciones de un solo fuste, con dos o más apoyos en sentido transversal, por lo que es necesario disponer un dintel. Son soluciones muy clásicas que se denominan “pilas martillo”. A diferencia de las “pilas tabique”, en este caso, aunque existan dos o más apoyos en la línea de apoyo, “a priori” no se pueden considerar los tableros empotrados a torsión en las pilas, ya que la flexibilidad de los fustes no suele resultar despreciable (figura 61).





<http://www.wikivia.org>



Puente Enrique de la
Mata Gorostizaga
(www.puentemania.com)





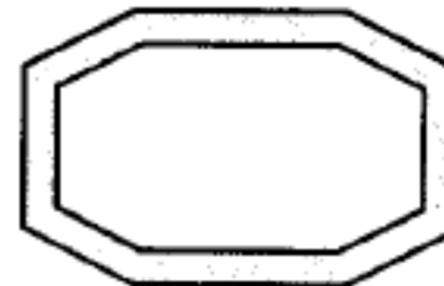
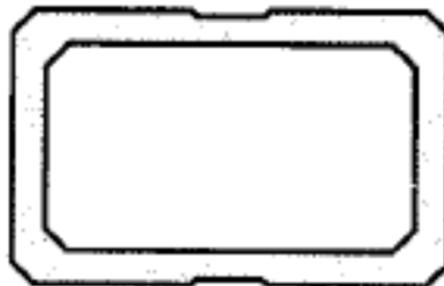
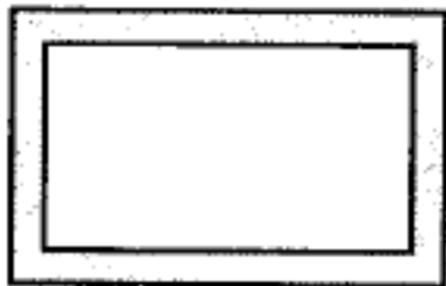
Eduardo Chillida. La sirena varada. (Wikipedia)



PILAS DE GRAN ALTURA

En el caso de pilas de gran altura, las acciones verticales y horizontales del tablero se suman a las propias acciones que actúan sobre ellas. Estas elevadas sollicitaciones obligan a recurrir a secciones con dimensiones apreciables, tanto longitudinal como transversalmente al eje del puente, por lo que se utilizan secciones de tipo cajón, v.g. rectangulares aligeradas interiormente, algunos de cuyos ejemplos pueden observarse en la figura 62.

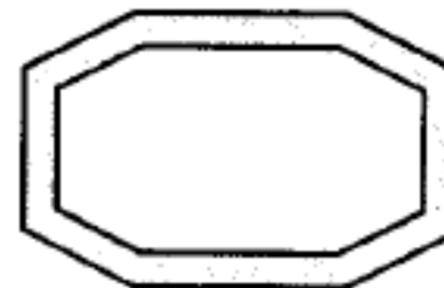
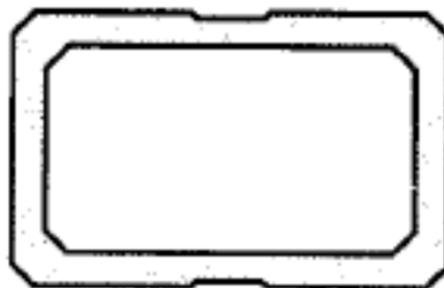
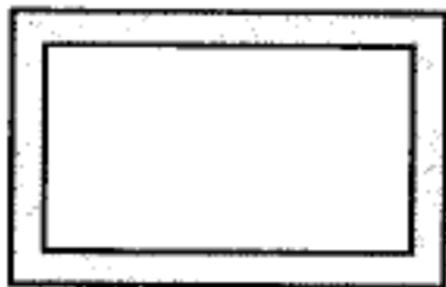
El espesor mínimo aconsejable de la pared suele estar en torno a los 0,25-0,30 m, y los espesores máximos no suelen superar los 0,45-0,50 m.



PILAS DE GRAN ALTURA

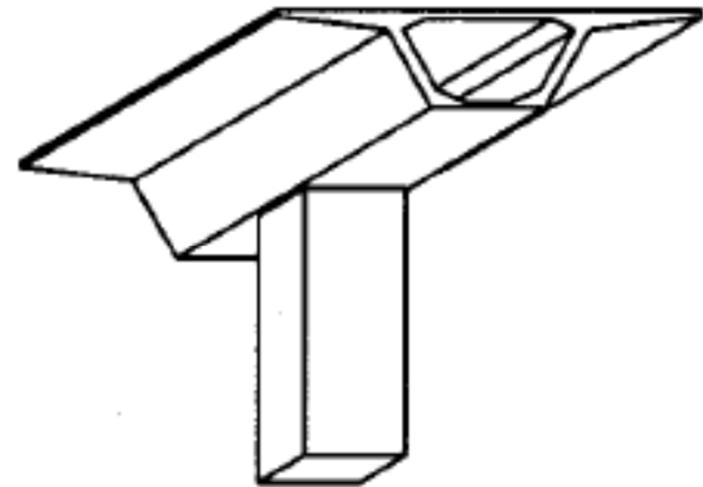
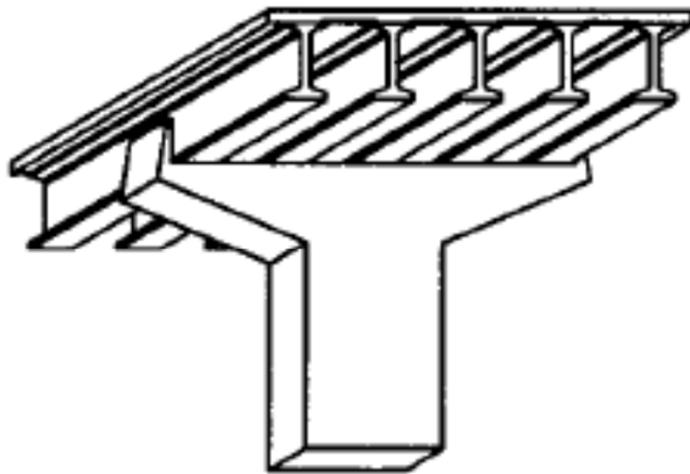
En el caso de pilas de gran altura, las acciones verticales y horizontales del tablero se suman a las propias acciones que actúan sobre ellas. Estas elevadas sollicitaciones obligan a recurrir a secciones con dimensiones apreciables, tanto longitudinal como transversalmente al eje del puente, por lo que se utilizan secciones de tipo cajón, v.g. rectangulares aligeradas interiormente, algunos de cuyos ejemplos pueden observarse en la figura 62.

El espesor mínimo aconsejable de la pared suele estar en torno a los 0,25-0,30 m, y los espesores máximos no suelen superar los 0,45-0,50 m.

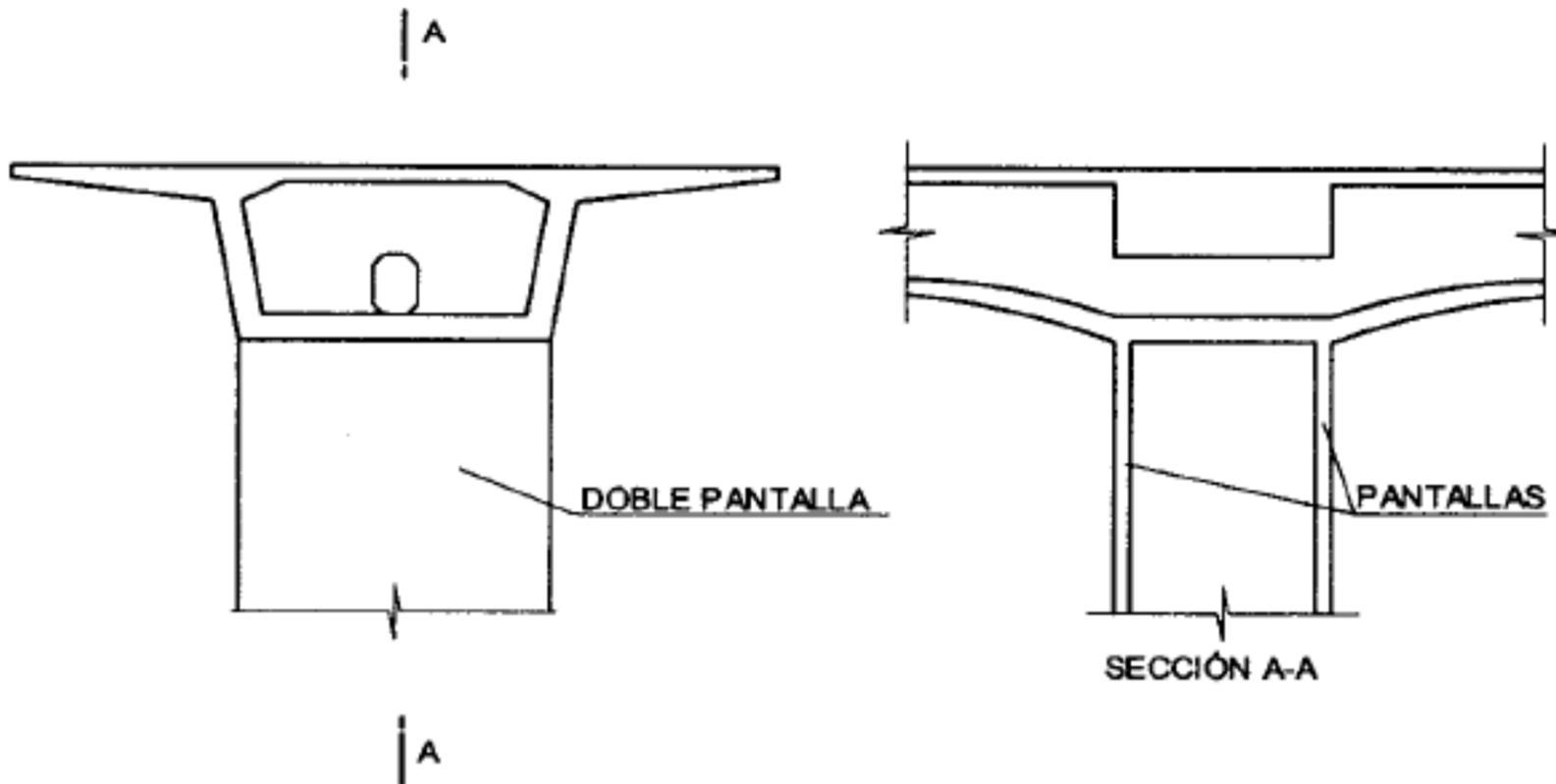


En función de la dimensión longitudinal de la pila en cabeza, determinada por las necesidades geométricas de apoyo del tablero, si la altura es elevada se puede recurrir a ataluzarlas en sentido longitudinal. En sentido transversal al puente el ataluzamiento resulta menos frecuente.

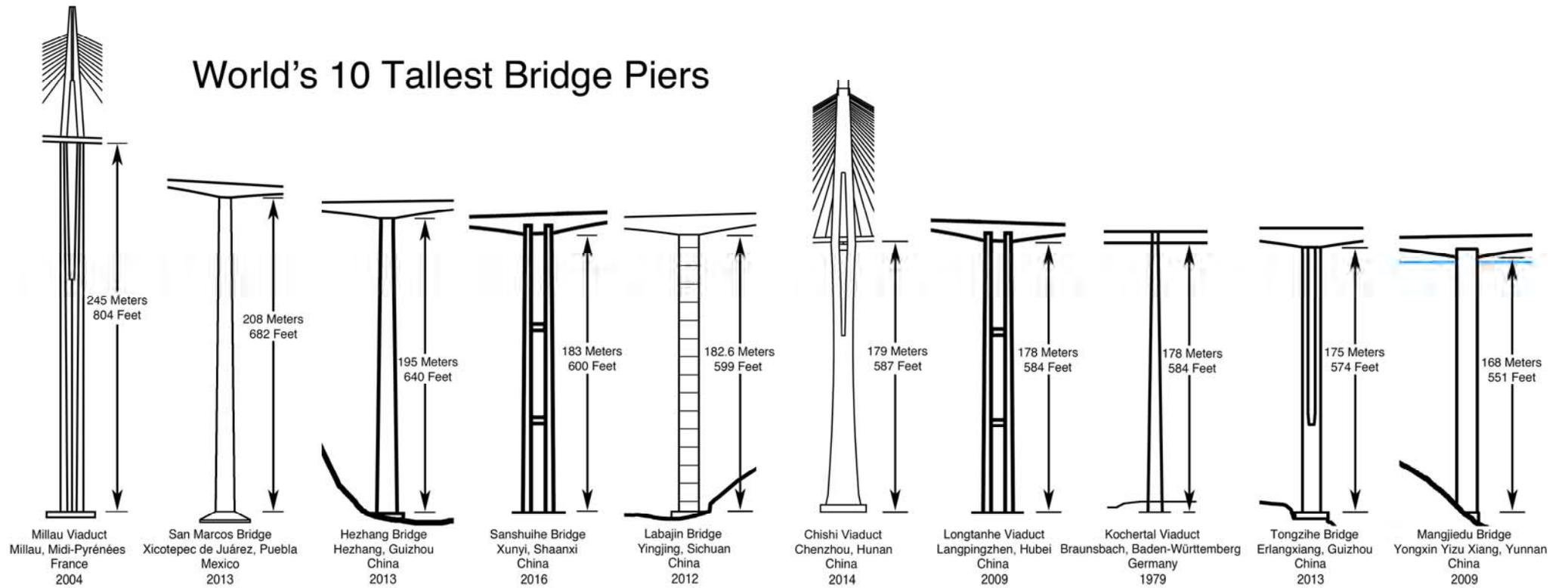
Dependiendo del tipo de tablero que soportan, será necesario disponer un dintel en la coronación –tableros de vigas– o simplemente macizar la coronación para apoyar la tabla inferior de la losa o del cajón (figura 63).

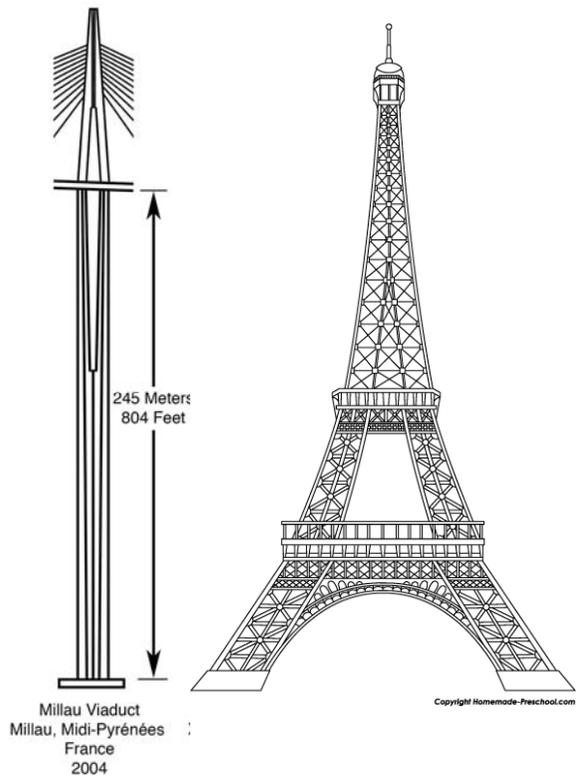


Cuando la flexibilidad longitudinal de las pilas lo permite, se puede empotrar la pila en el tablero y eliminar los aparatos de apoyo. Esta solución se aplica con éxito en el caso de tableros cajón construidos por avance en voladizo, ya que permite asegurar la estabilidad durante la construcción sin recurrir a dispositivos de anclaje provisionales (figura 64).

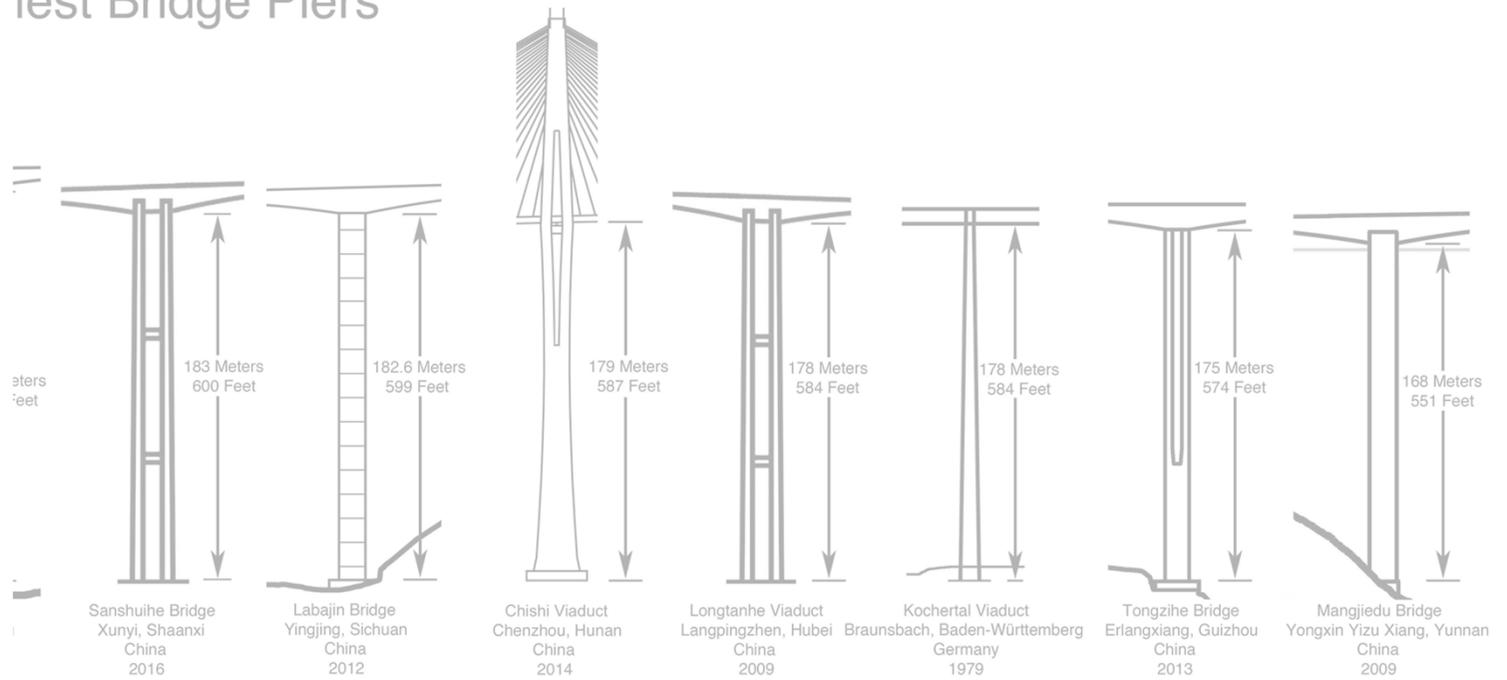


World's 10 Tallest Bridge Piers





Best Bridge Piers

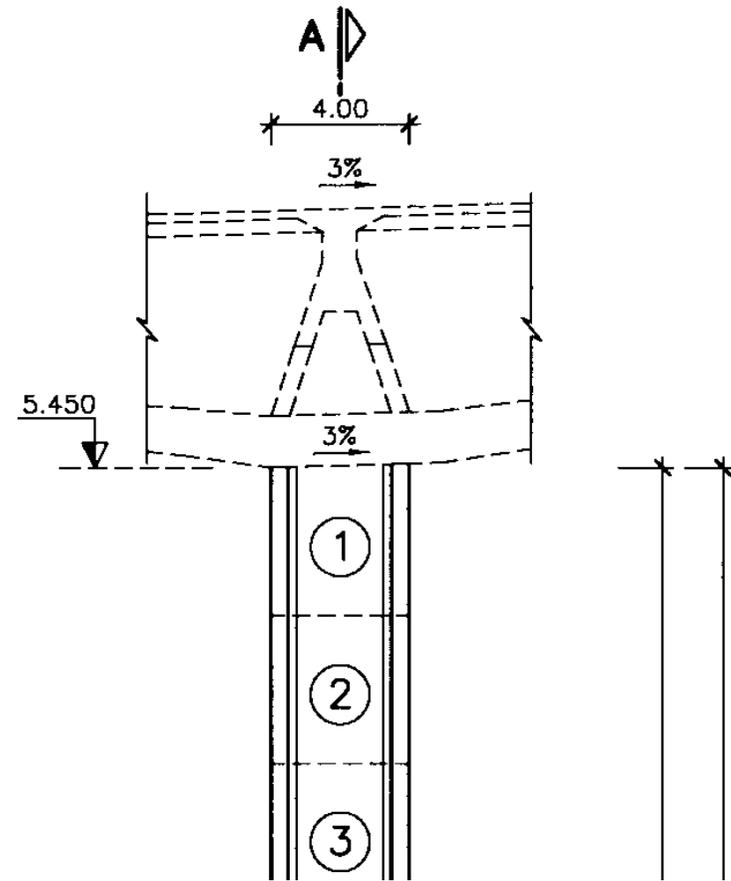
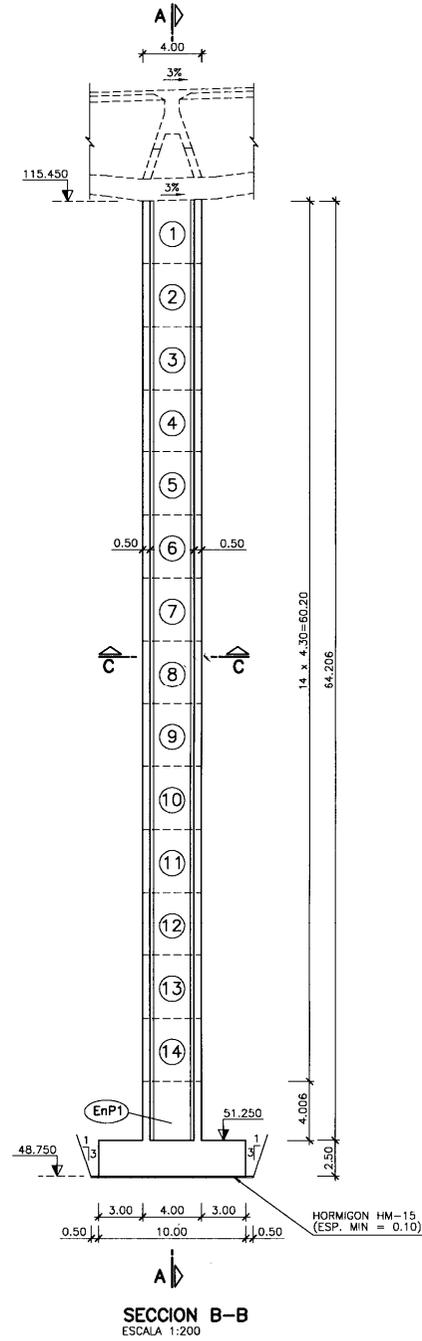
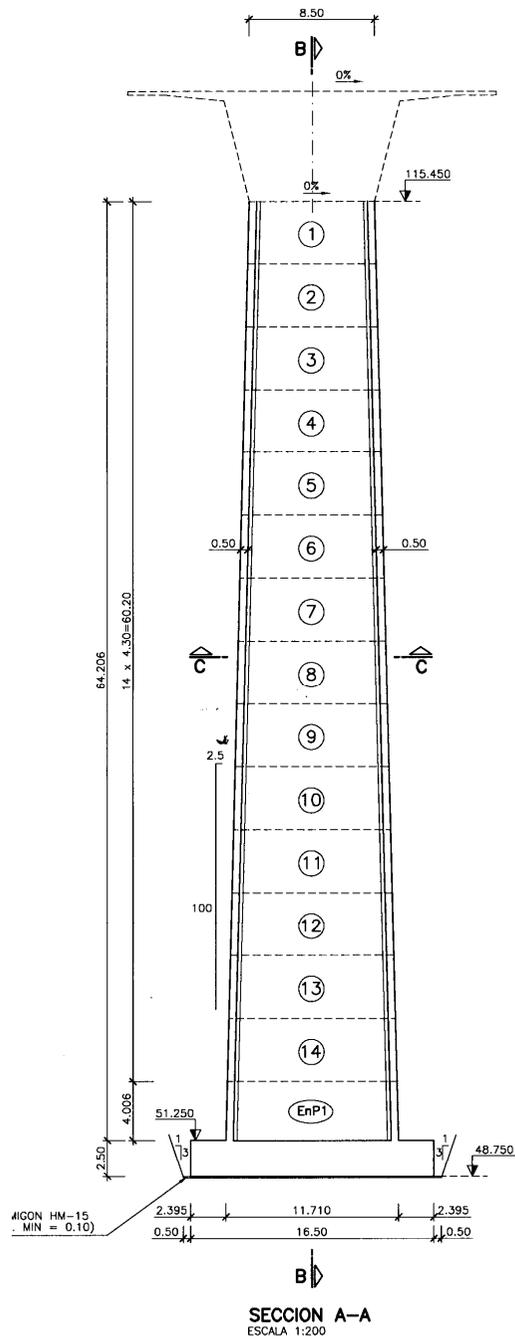




Viaducto de Kochertal (Wikipedia)



Viaducto de Felsenau (www.structurae.net)



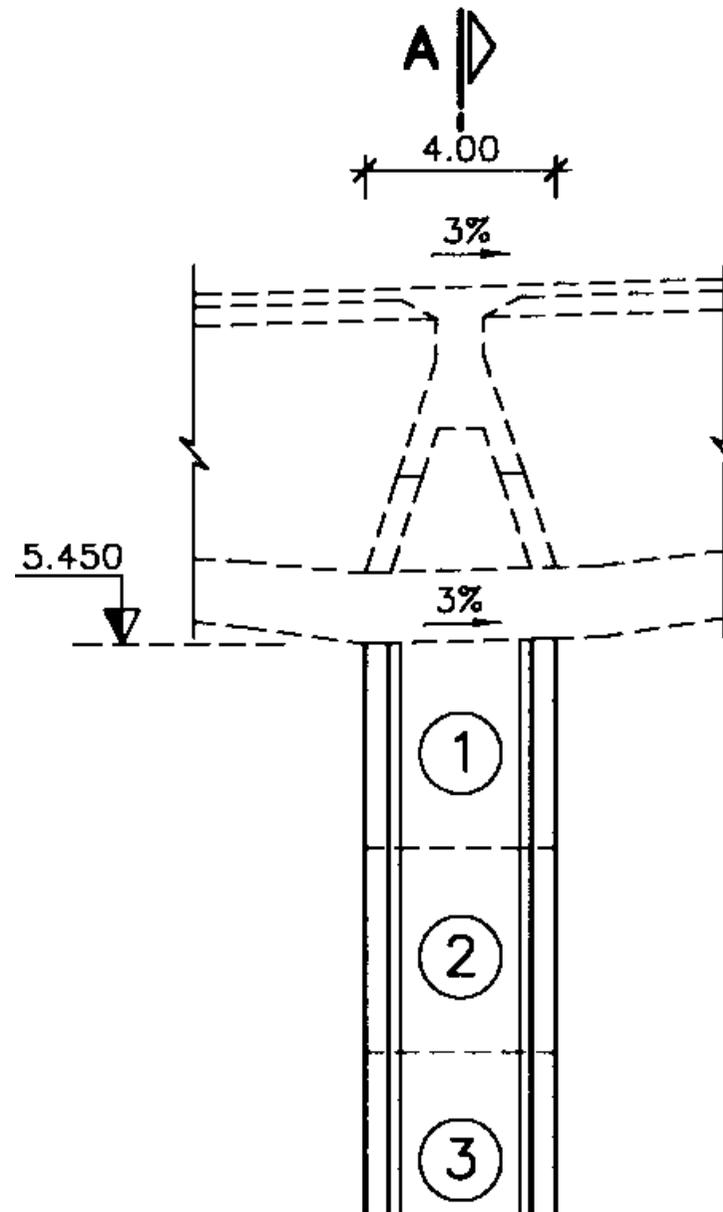
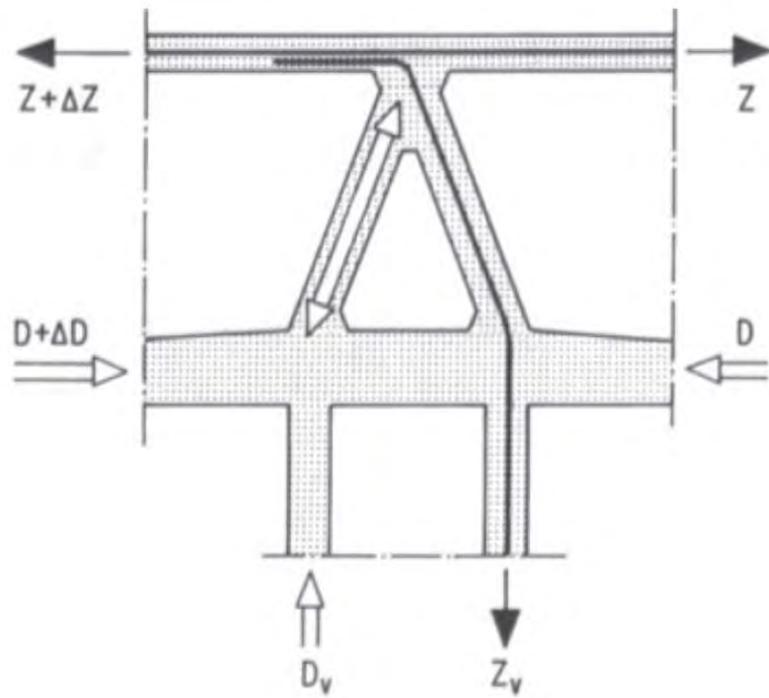
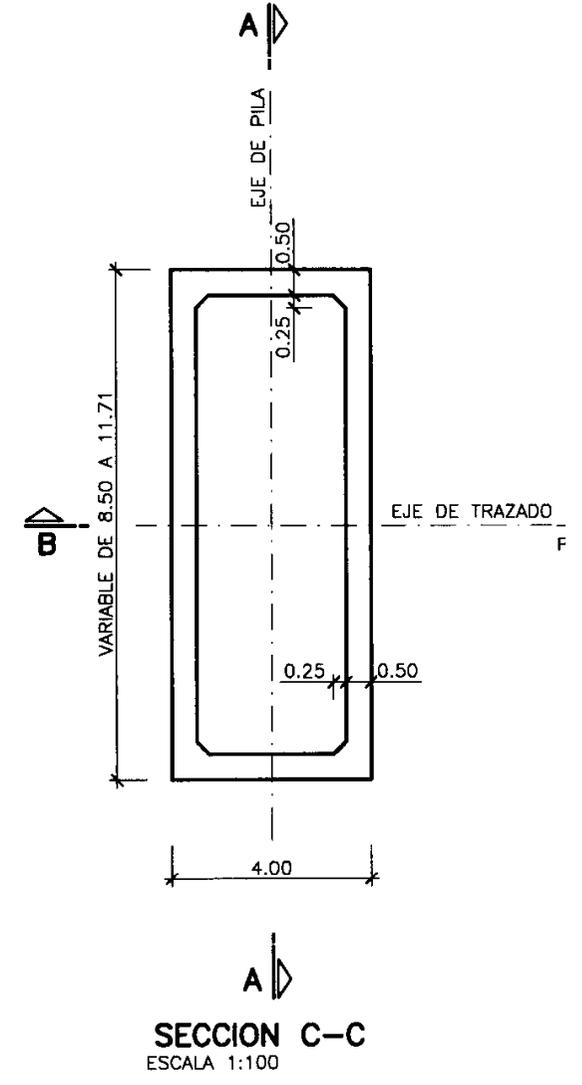
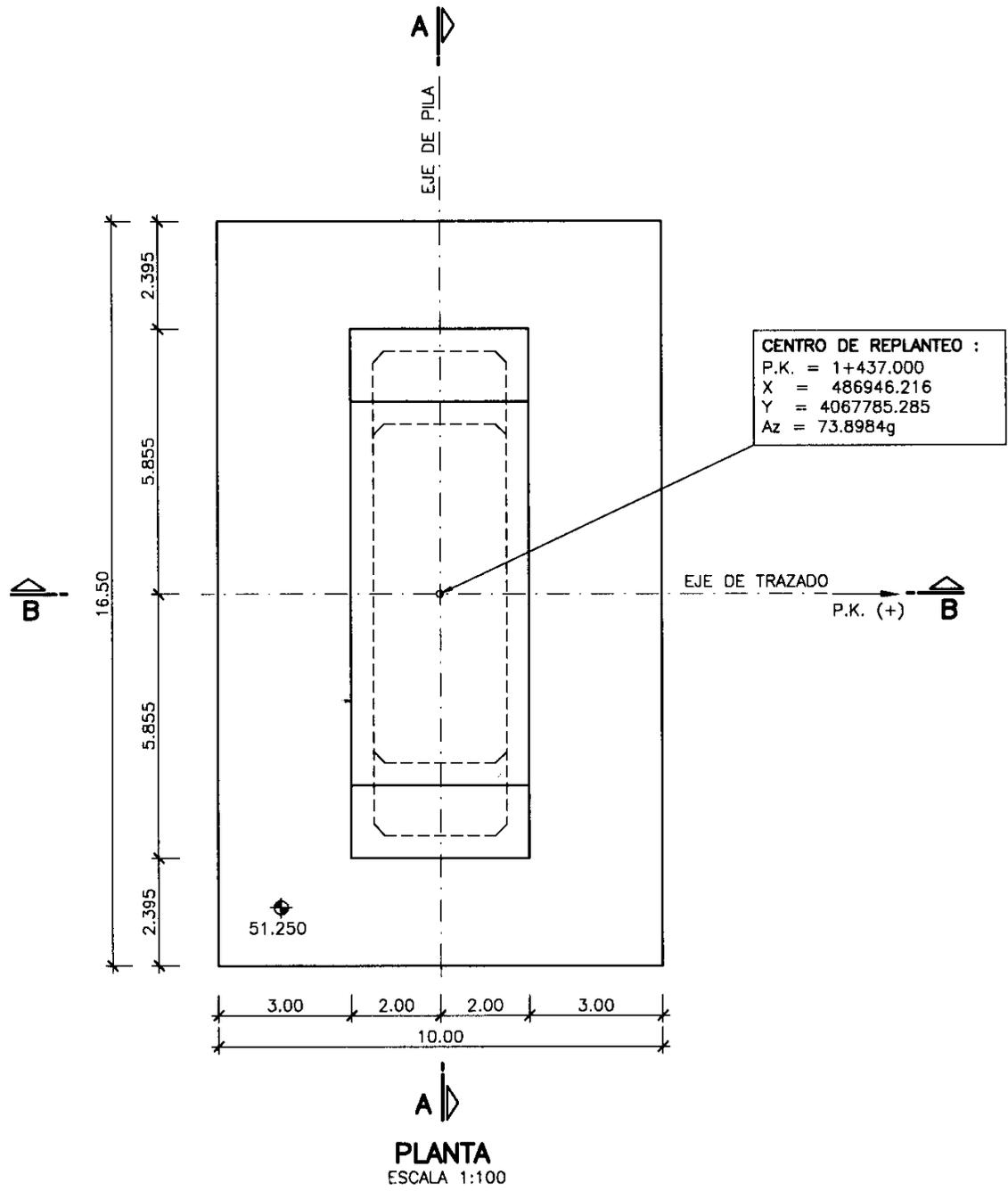
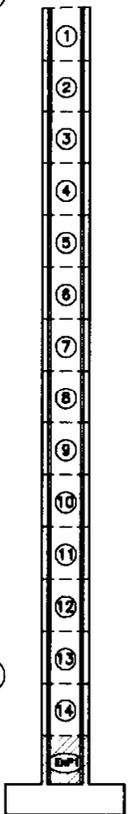
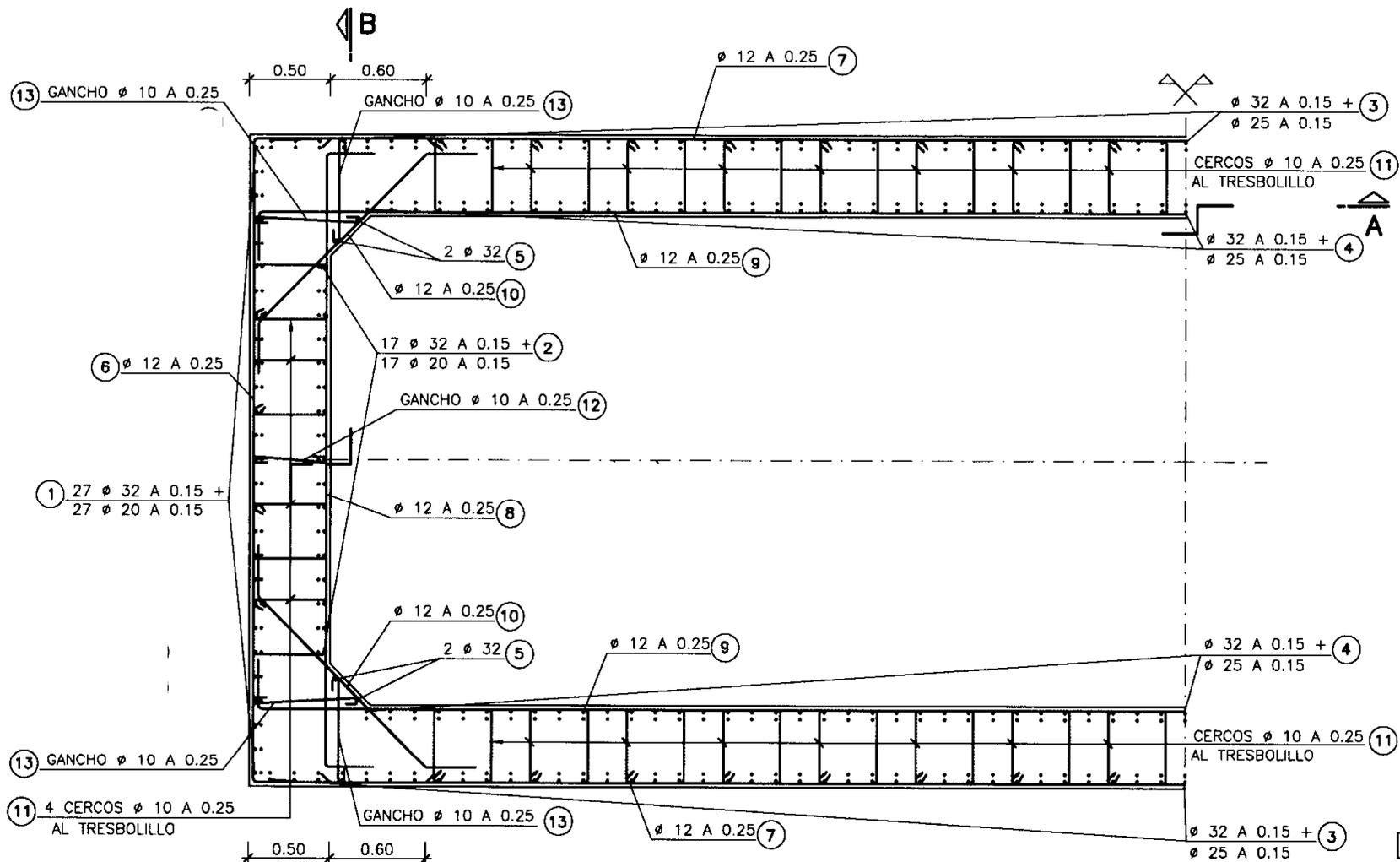


Figure 4.26
Transfer of moment from a box girder to a
box column: triangular diaphragms

MENN. Prestressed Concrete Bridges, p.122





SEMI-SECCION 5-5
 ESCALA 1:25

ALZADO. ESQUEMA GENERAL

OTRAS PILAS: EJEMPLOS



Foto: J. J. Jorquera



Cortesía J. A. Torroja

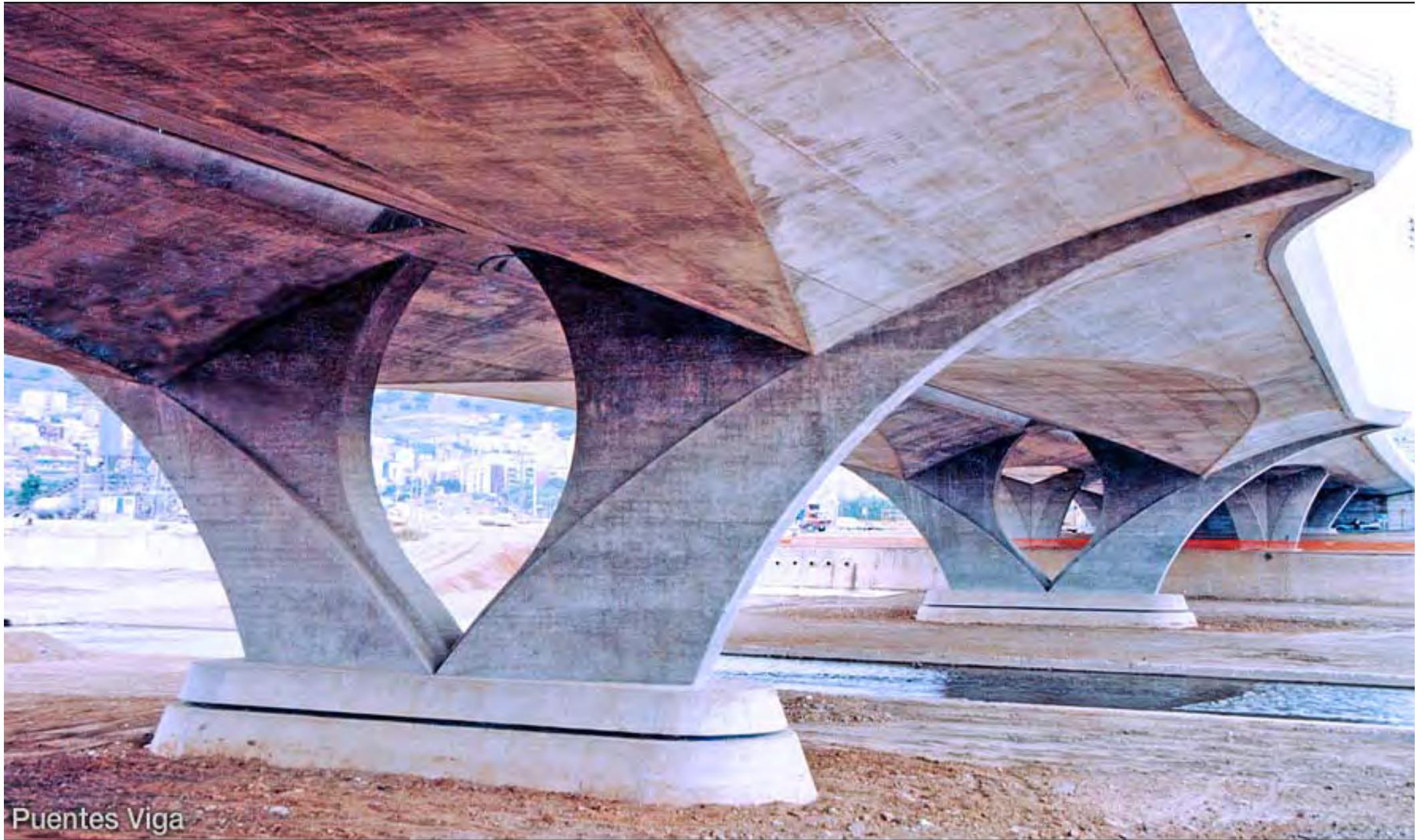


Puentes.Viga

● Puente de Puente de Eume sobre la ría de Arosa (Eume) - 1998

[volver](#)

(www.cfcsl.com)



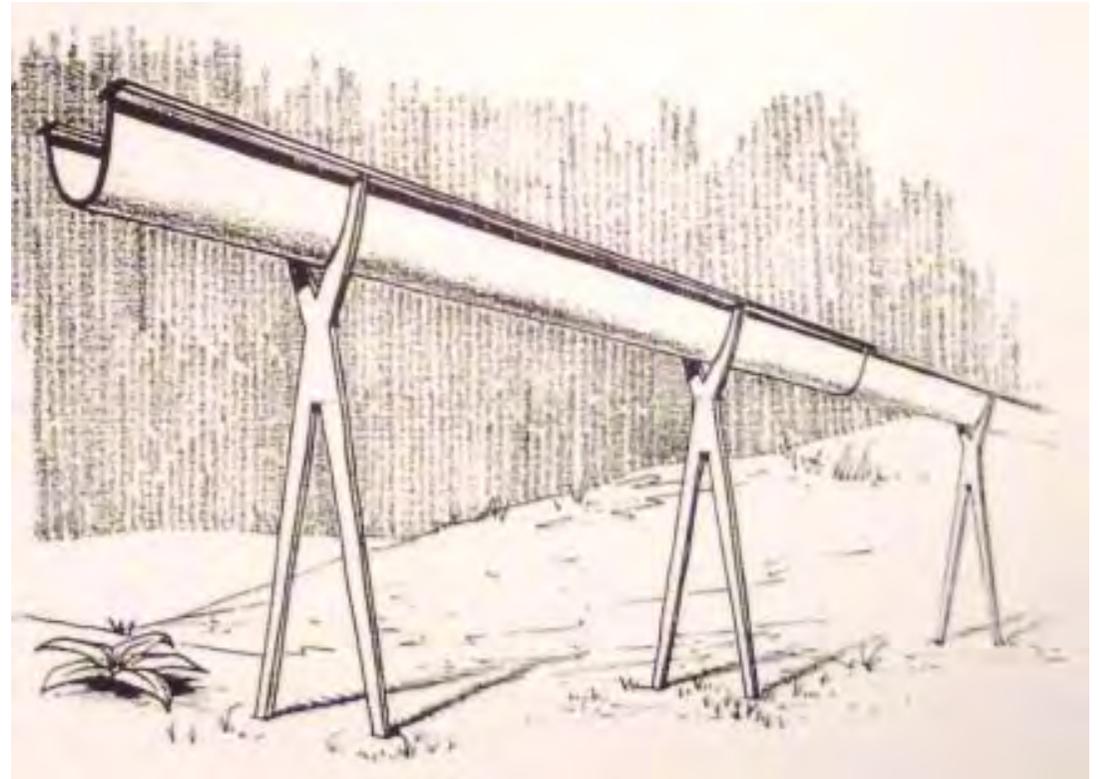
Puentes Viga

■ Puente sobre el río Besós en la autopista Trinidad – Mongat, Barcelona - 1992

volver



*Puente de ferrocarril
entre Villaverde y Vicálvaro.
1972.
Carlos Fernández Casado.*



Acueducto de Allos (E. Torroja, 1939)



Puentes Viga

● Paso de la carretera de Navacerrada - 1967

volver



Puentes Viga

■ Puente de Los Franceses, Madrid - 1997

[volver](#)



Cortesía J. A. Torroja

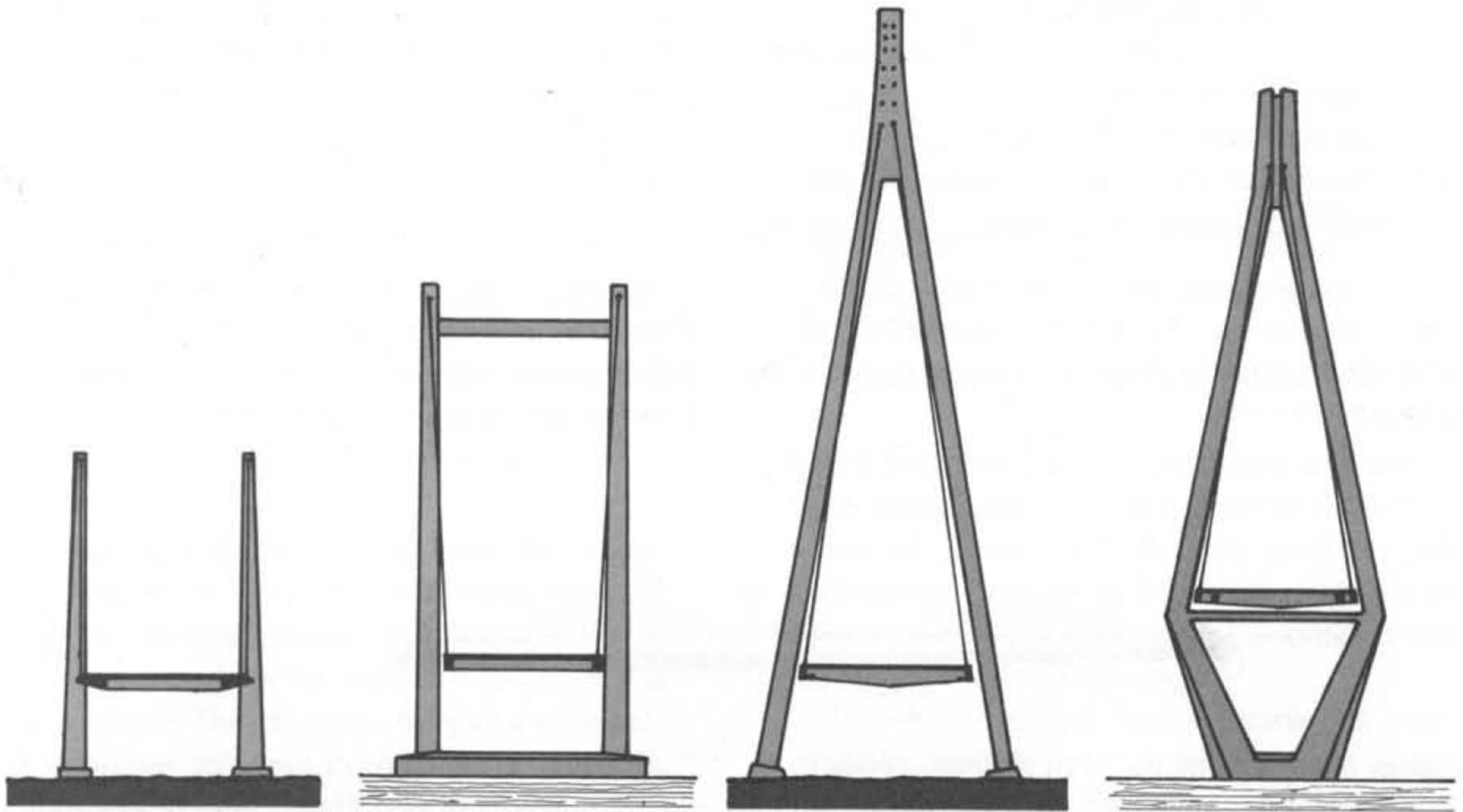


FIGURE 59 Simple shapes of pylons for suspension along the deck edges.



Øresund Bridge (www.structurae.de)



Puente Barrios de Luna (Wikipedia)



*Puente de Normandía (Francia)
© Jean Marx. MRW Zeppelin*

*Complex forms for pylons:
Suspension bridges.*

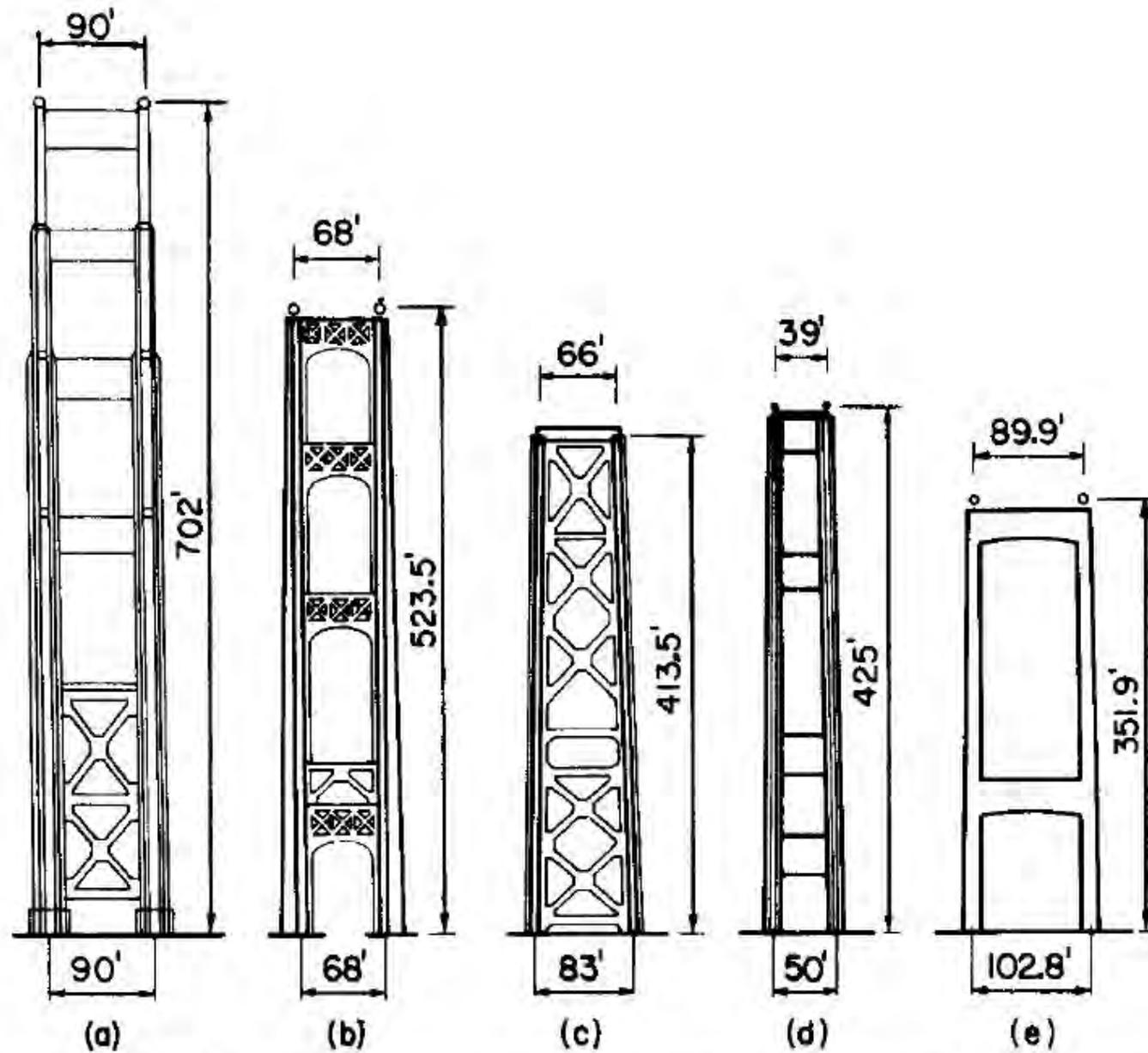


FIGURE 15.14 Suspension-bridge pylons: (a) Golden Gate, (b) Mackinac, (c) San Francisco-Oakland Bay, (d) First Tacoma Narrows, (e) Walt Whitman.



*Puente
Manhattan
(Wikipedia)*



Golden Gate Bridge (Wikipedia)



Universidad
Politécnica
de Cartagena

9

Estribos



ESTRIBOS

Los estribos son los elementos que constituyen los soportes extremos de las obras de paso. Además de recibir las cargas transmitidas por el tablero, han de sostener las tierras de los terraplenes de acceso de la estructura. En general, es este trabajo como muro de contención de tierras, el determinante en su dimensionamiento, a no ser que se ancle el tablero a los estribos, v.g. en zonas sísmicas, en cuyo caso resultan también muy condicionados por las acciones del tablero. La función de contención de tierras incide también en su durabilidad, por lo que hace necesario una buena impermeabilización de su trasdós, y la correcta ejecución de los oportunos sistemas para la recogida, conducción y evacuación del agua.

La altura máxima de los estribos no suele superar los 15 metros, ya que para alturas mayores, e incluso por encima de los 10 metros, dependiendo de la topografía del terreno y de la rasante, suele resultar más ventajoso aumentar la longitud del puente y disminuir dicha altura.

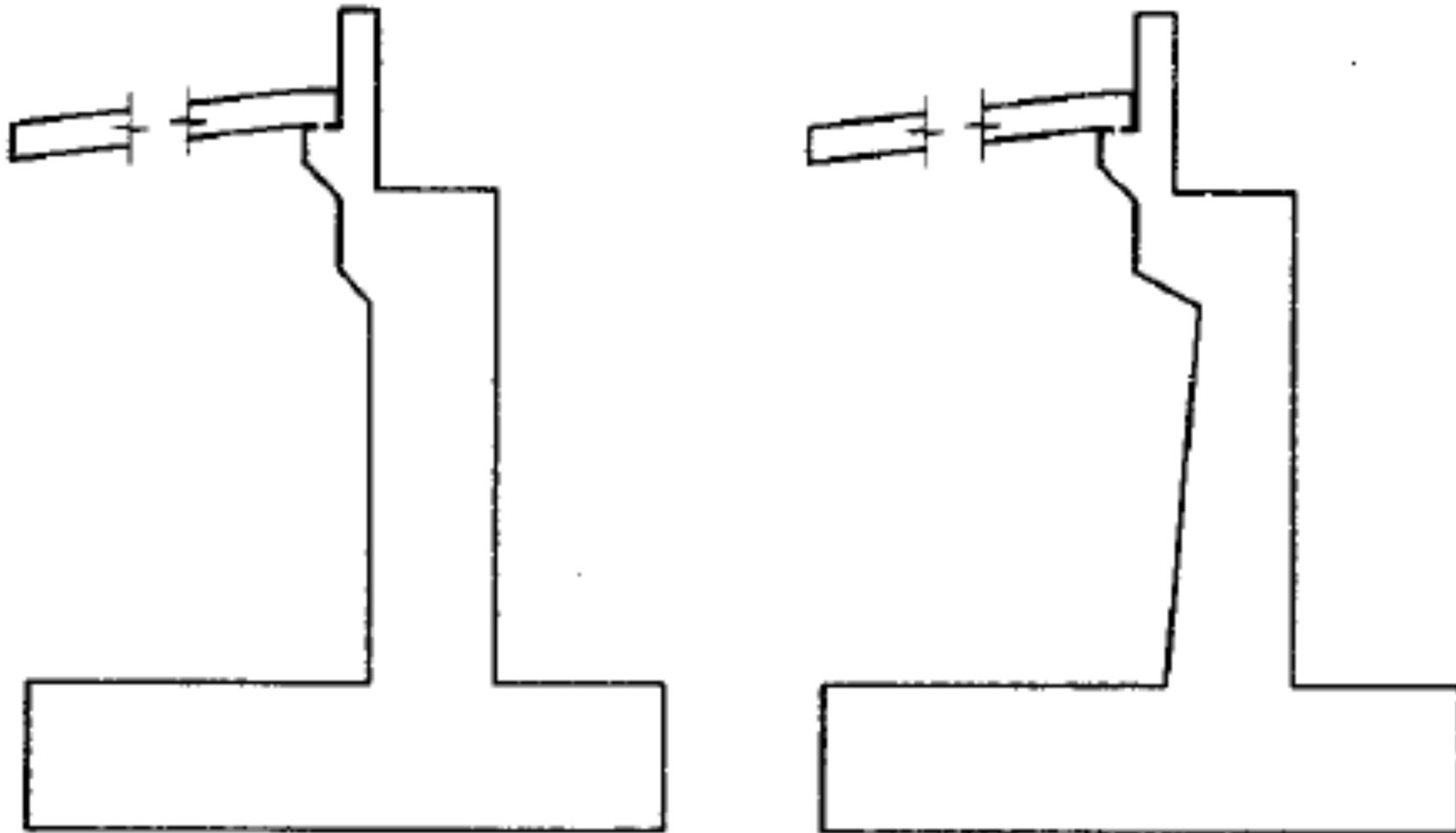
Para la descripción de sus tipologías, se han agrupado en los siguientes tipos:

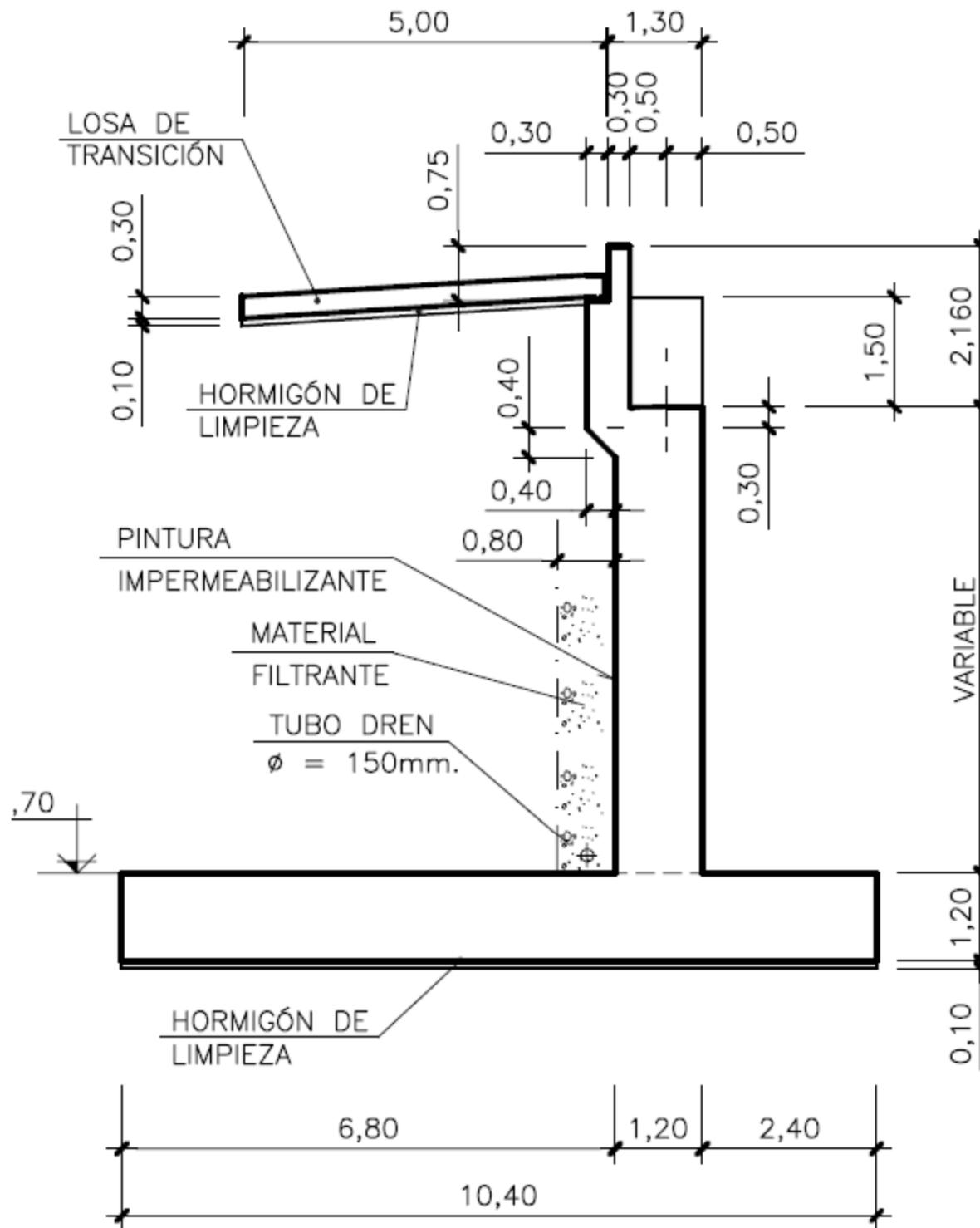
- Estribos cerrados.
- Estribos abiertos.
- Sillas-cargadero.
- Estribos de tierra reforzada.



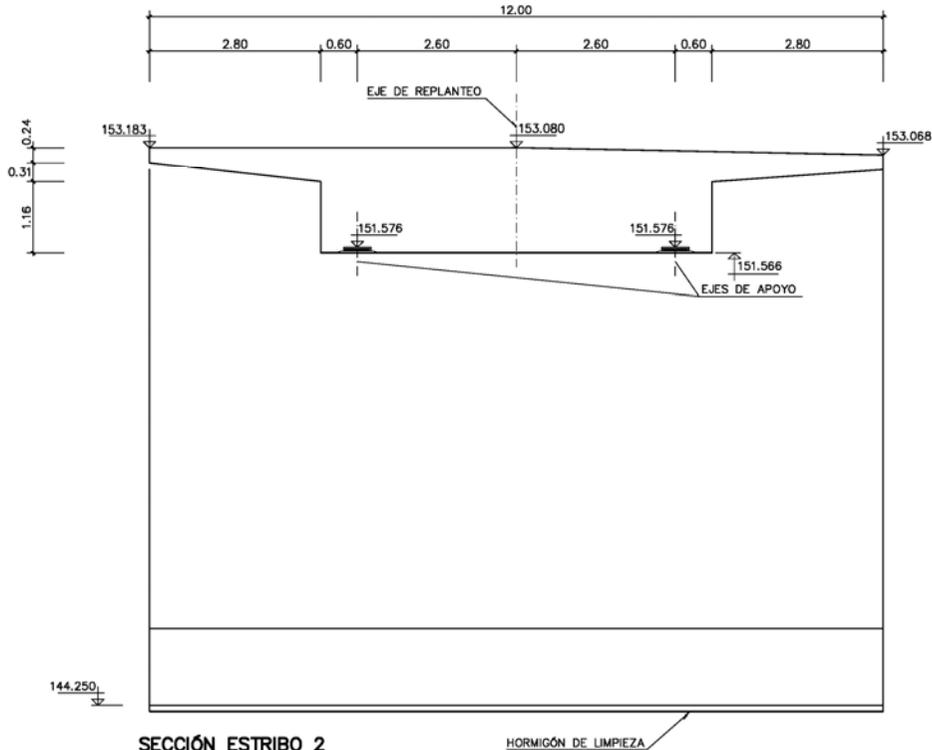
ESTRIBOS CERRADOS

Es la tipología más común de estribo de puente. Su sección transversal es la indicada en la figura 65.

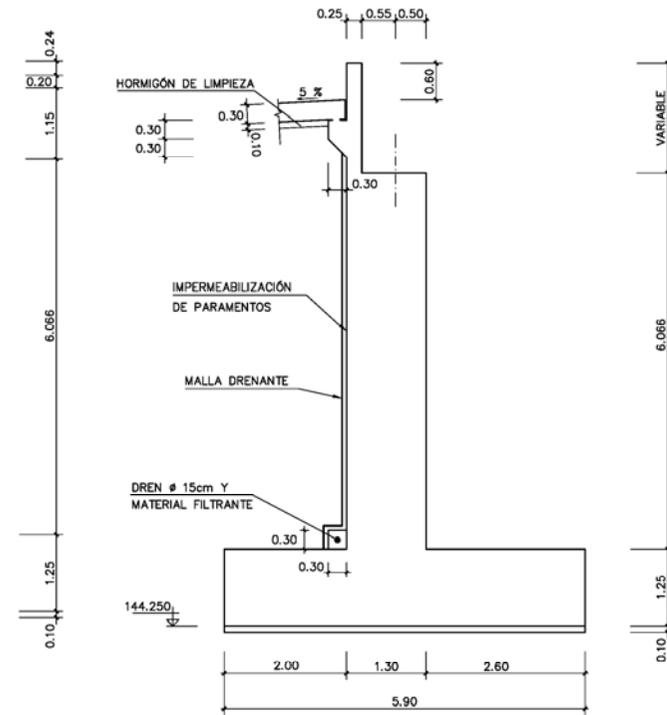




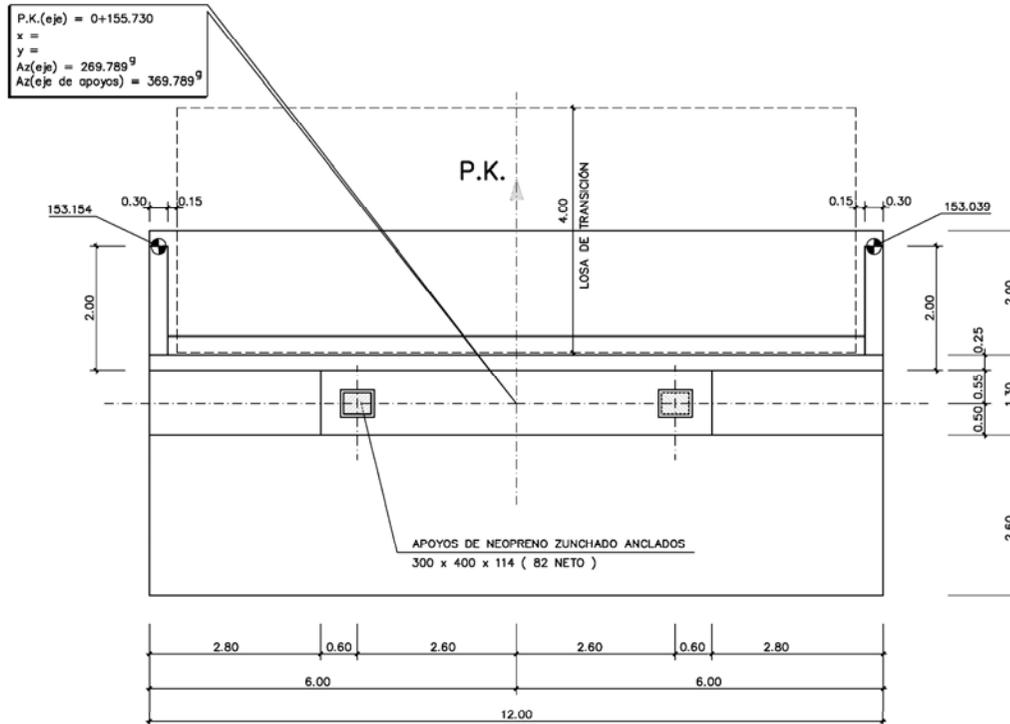
Sección típica de estribo cerrado



SECCIÓN ESTRIBO 2
E. 1:50

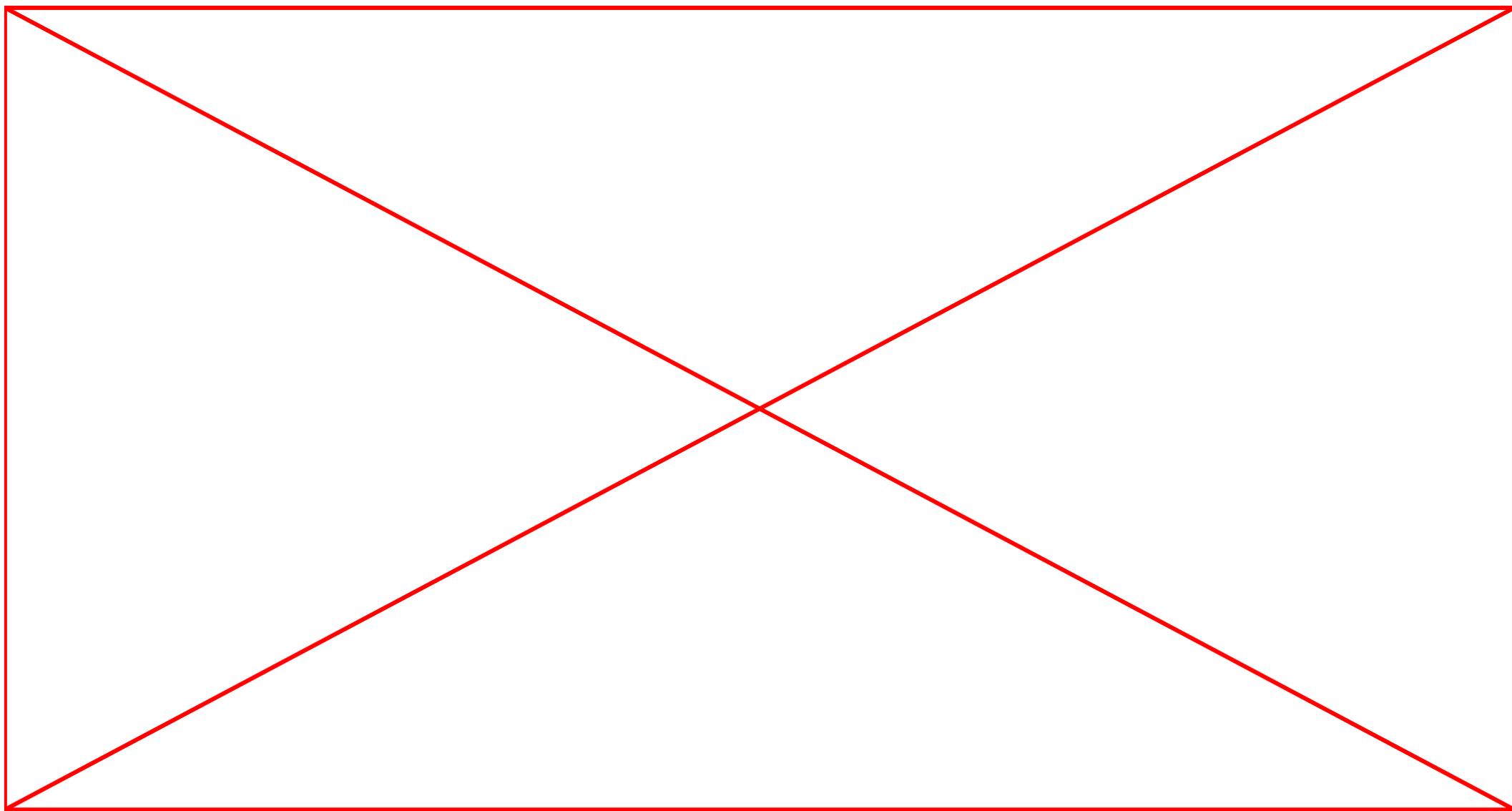


SECCIÓN. DEFINICIÓN
E. 1:50



PLANTA ESTRIBO 2
E. 1:50

Sección, alzado y planta típicos de estribo cerrado en puente losa





Su cierre lateral vendrá condicionado por el hecho de que las tierras puedan o no derramar por delante del estribo. En el primer caso, que no es frecuente en los estribos cerrados, la solución es disponer una pequeña **aleta triangular**, perpendicular al muro frontal del estribo, cuya altura y longitud dependerán del canto del tablero y del talud del derrame de las tierras del terraplén (figura 66).

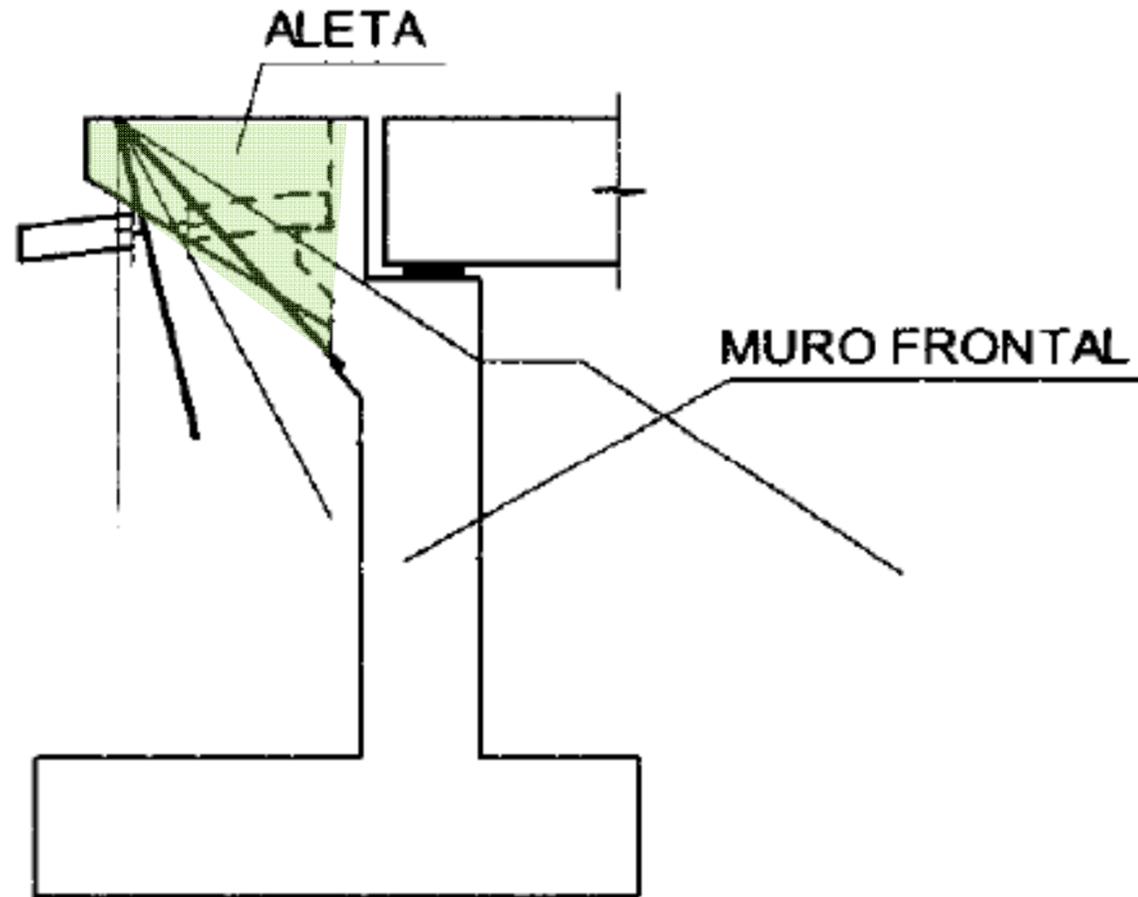


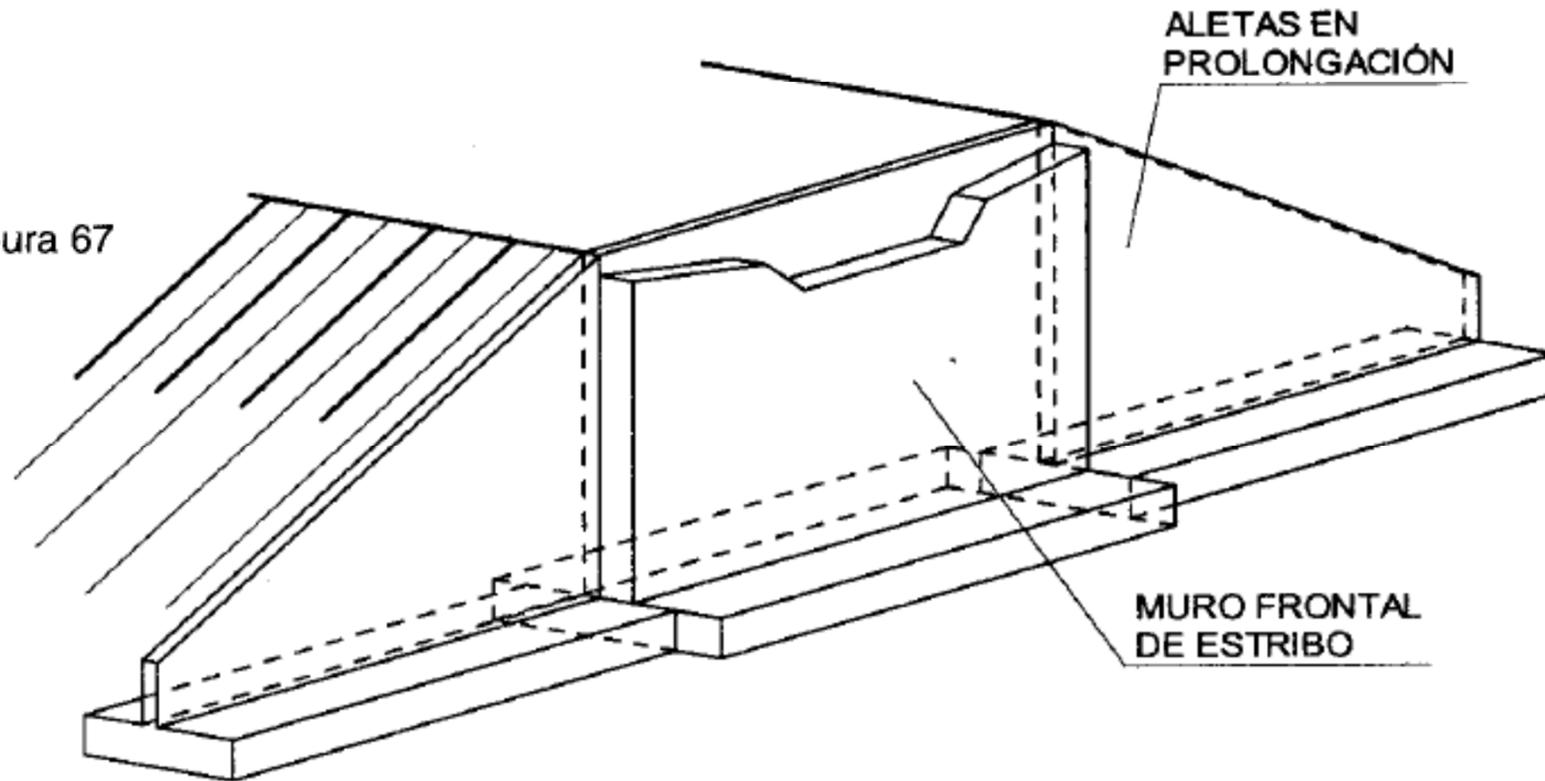
Figura 66



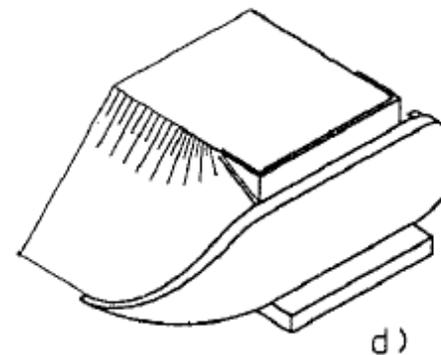
Cuando las tierras no puedan derramar por delante del estribo, caso más habitual, hay dos soluciones posibles:

- Proyectar muros en prolongación del muro frontal –aletas en prolongación– tal como se indica en la figura 67.

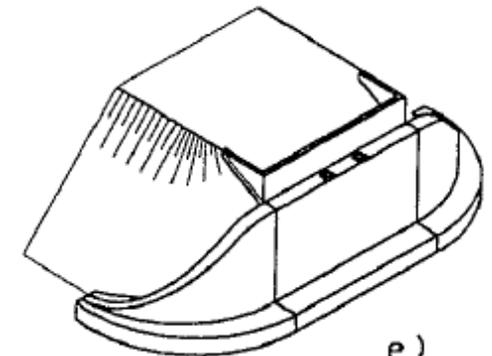
Figura 67



Aletas en prolongación de forma curva (menos frecuentes)

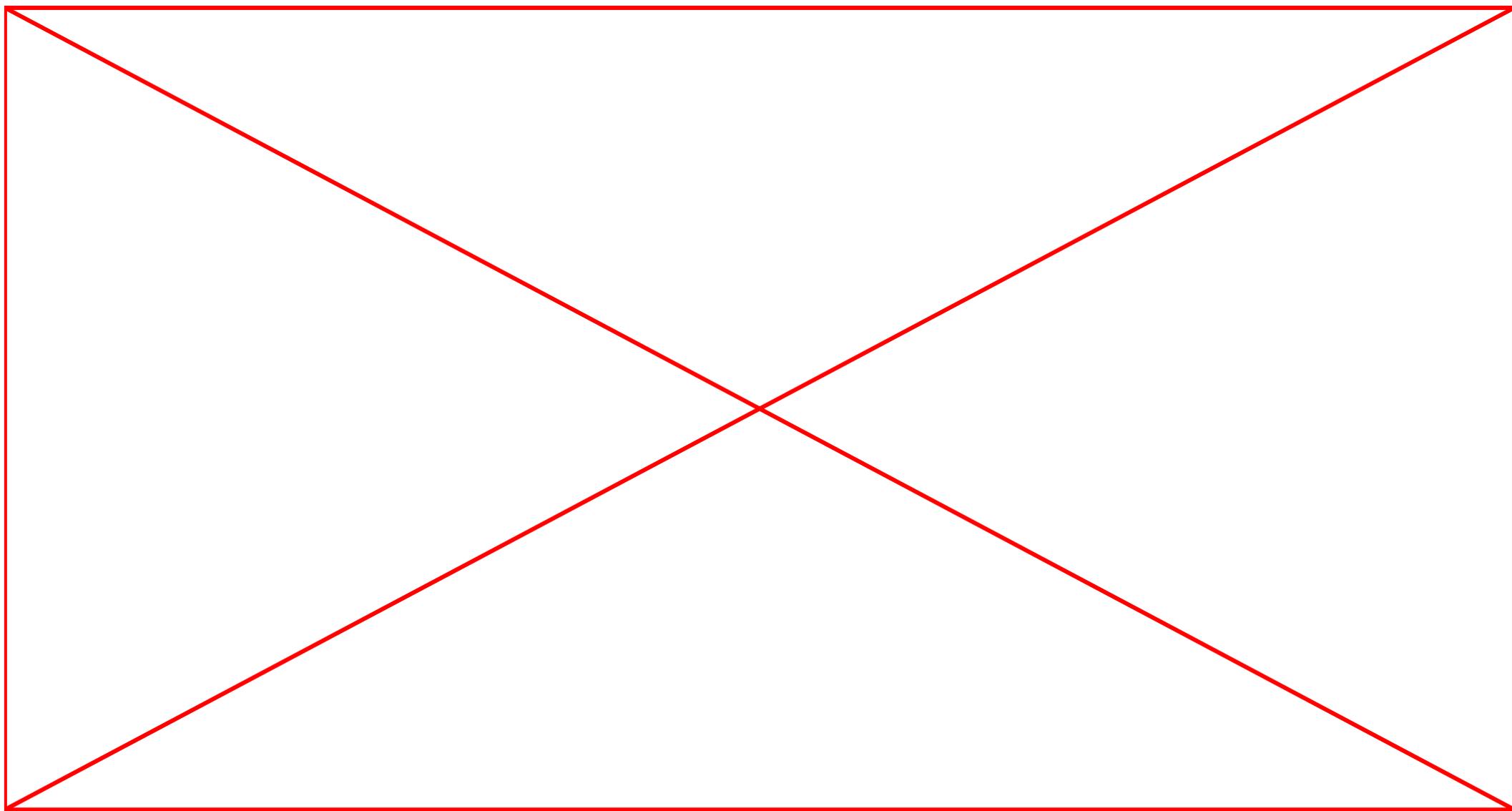


d)



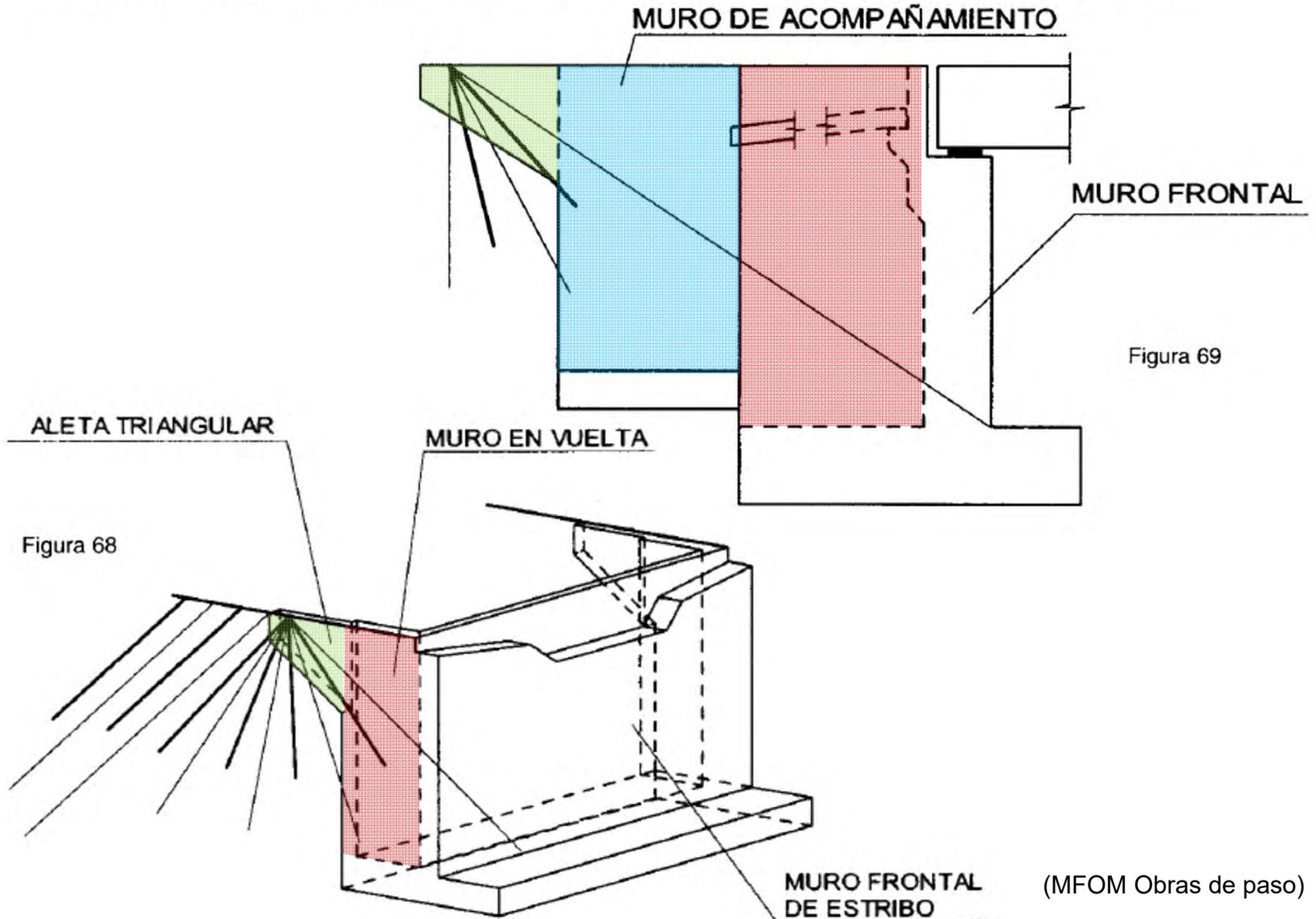
e)

(MFOM Obras de paso)





- Disponer muros solidarios con el propio muro frontal y perpendiculares a él –**muros en vuelta**– tal como se indica en la figura 68. En este último caso, en función de la altura del estribo y del talud de las tierras, puede llegar a ser necesario hacer auténticos **muros de acompañamiento** que contenga el terraplén (figura 69).

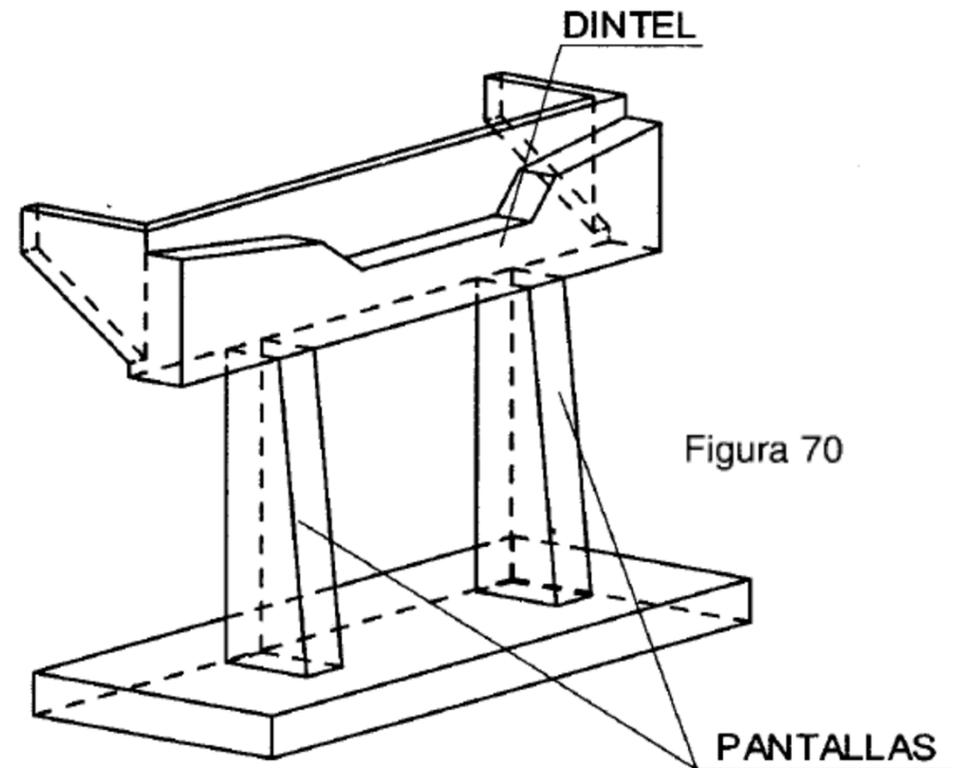




ESTRIBOS ABIERTOS

En el caso de que las tierras puedan derramar por delante del muro frontal del estribo (figura 66), la solución de estribo cerrado, sobre todo para alturas de estribo superiores a los 4 ó 5 metros, supone un consumo de materiales que se puede ahorrar, en parte, adoptando la tipología de estribo abierto (figura 70). En esencia consiste en un dintel o cargadero, sobre el que apoya el tablero, que descansa en unas pantallas que transmiten las cargas a la cimentación. Por tanto, en el estribo abierto las pantallas sustituyen a gran parte del muro frontal del estribo cerrado, lo que produce el consiguiente ahorro de hormigón.

El número de pantallas a disponer, y su espesor y canto en la base, serán función del ancho total del estribo, siendo incluso posible estribos abiertos con sólo dos pantallas para anchos de tablero en torno a los 20 metros





Torroja Ingeniería. Paso superior sobre Autovía N-630. Enlace Sur Zamora (ZAMORA)



En el caso de cimentaciones pilotadas con estribos abiertos, es frecuente recurrir a soluciones como las que se esquematizan en la figura 71. En este caso el dintel o cargadero se ejecuta una vez que se ha realizado el terraplén y los pilotes, y éstos a su vez se construyen cuando se han finalizado los terraplenes para así descargarlos, en la medida de lo posible, de los empujes de las tierras.

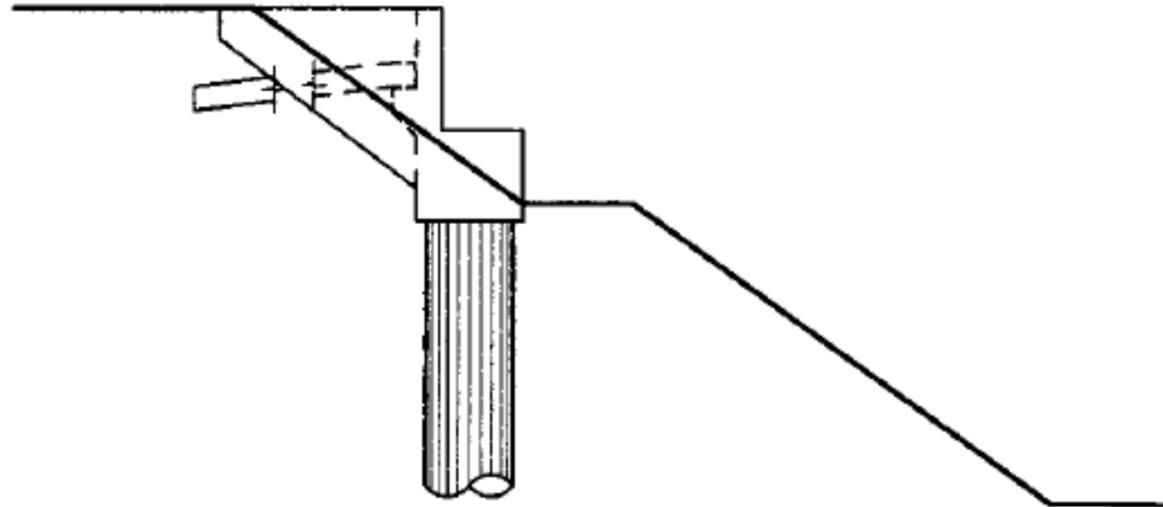


Figura 71



SILLAS-CARGADERO

Cuando está permitido el derrame frontal de las tierras se pueden utilizar los denominados estribos “sillas-cargadero”. Su sección transversal es la indicada en la figura 72. Son un durmiente o viga flotante que recoge al tablero en todo su ancho y que apoya en el terraplén adecuadamente compactado. La necesidad de respetar un resguardo mínimo “a”, función de las características geotécnicas del terraplén y de la estabilidad del talud, pero en general no menor de 2 a 2,50 metros, implica que cuando se adopta esta solución de estribo, los vanos laterales del tablero resulten más largos que cuando los estribos son cerrados o abiertos.

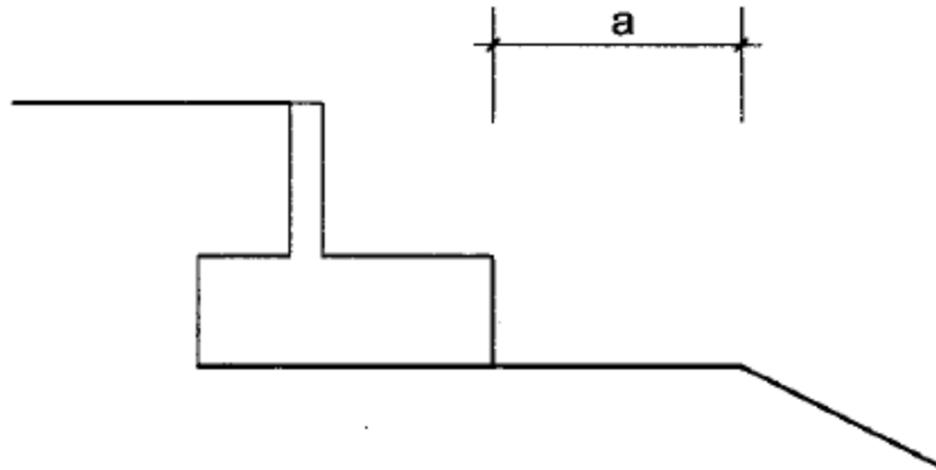


Figura 72

Esta solución de silla-cargadero ha sido muy frecuente en el caso de tableros isostáticos, pero menos en los hiperestáticos por las dificultades que conlleva el determinar los asientos del terraplén y evaluar su incidencia en el trabajo resistente del tablero. No obstante, es muy importante verificar que los movimientos que pudieran producirse no afectarían a la funcionalidad de la estructura desde el punto de vista de la rodadura, y realizar una cuidadosa ejecución para que los reales sean inferiores a los previstos.



ESTRIBOS DE TIERRA ARMADA

En aquellas situaciones en que las tierras no pueden derramar por delante del estribo, y los terrenos sean de baja capacidad portante y/o muy deformables, por lo que no es posible disponer "sillas-cargadero", es frecuente recurrir a estribos de tierra armada. En este tipo de estribos (figura 73) la misión de contener las tierras se consigue gracias a los flejes que tienen las escamas.

Deben estar muy bien ejecutados para que no se produzcan las frecuentes patologías posteriores de rotura de escamas, desplazamientos, etc.

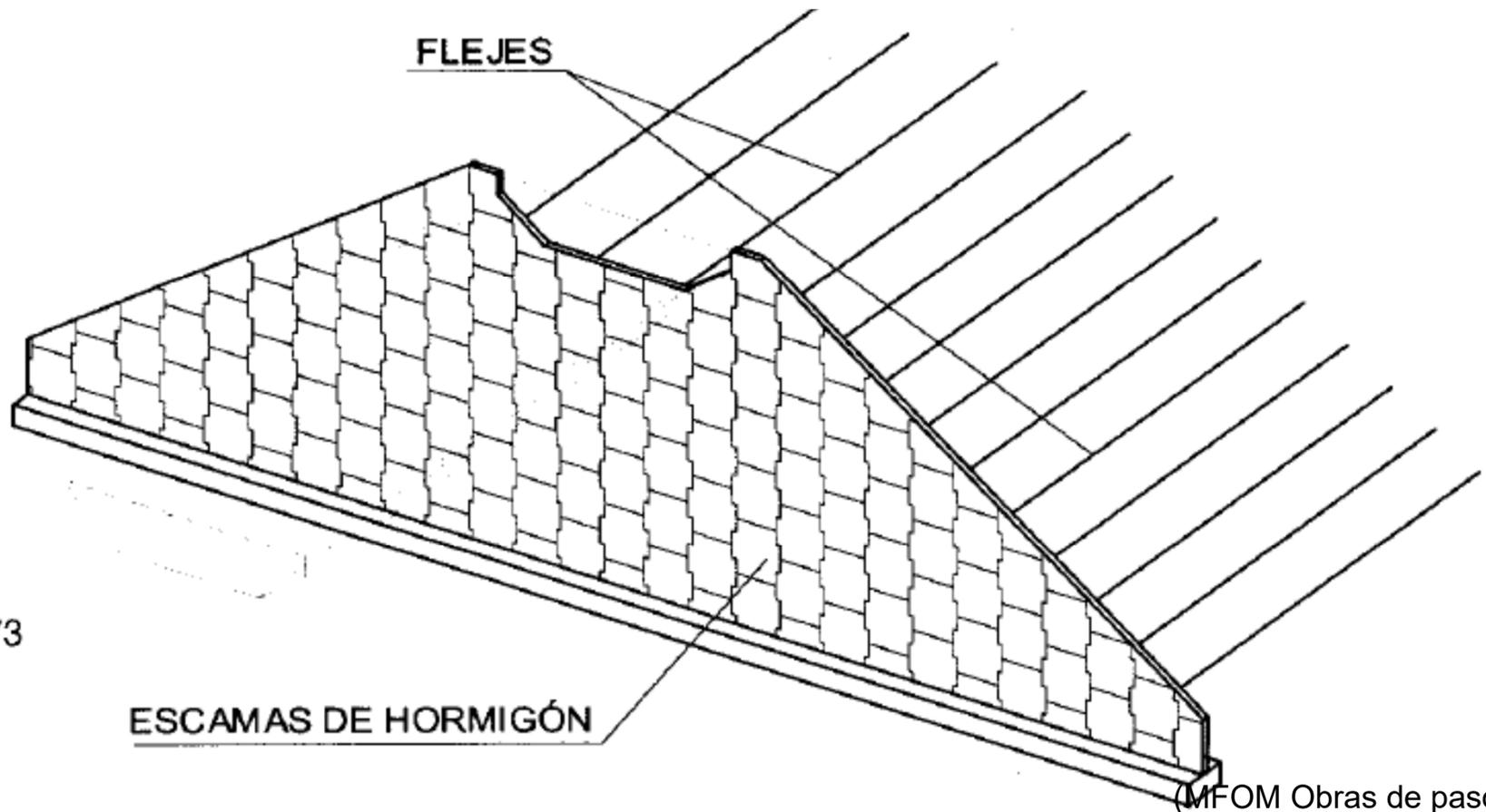


Figura 73







El sistema Tierra Armada (información de la empresa)

El sistema Tierra Armada está basado en el refuerzo del macizo de relleno gracias a unos flejes, metálicos o sintéticos, que provocan el rozamiento con el terreno. Así, el propio macizo se convierte en muro de contención, con lo que no necesita cimentación alguna, ya que su base de apoyo es toda la superficie del terraplén. Esto hace que su utilización sea muy indicada en suelos compresibles y de baja capacidad portante.

También es reseñable su uso en estribos de puente, ya que evita las grandes y complejas cimentaciones típicas de estas estructuras, con la ventaja de realizar el terraplén del trasdós a medida que se va levantando la estructura, quedando al final los dos trabajos realizados al mismo tiempo, y dotando a los paramentos vistos con el aspecto característico de las escamas prefabricadas de Tierra Armada.

Según las condiciones de contorno, y el fin de la estructura proyectada, disponemos de flejes metálicos de alta adherencia por sus resaltes diseñados para mejorar e incrementar las tensiones tangenciales producidas entre terreno y armadura.

Así mismo, también disponemos de flejes sintéticos perfectamente aplicables en ambientes donde, ya sea por la agresividad del material de relleno, como por la existencia de corrientes parásitas, hacen aconsejable su utilización.

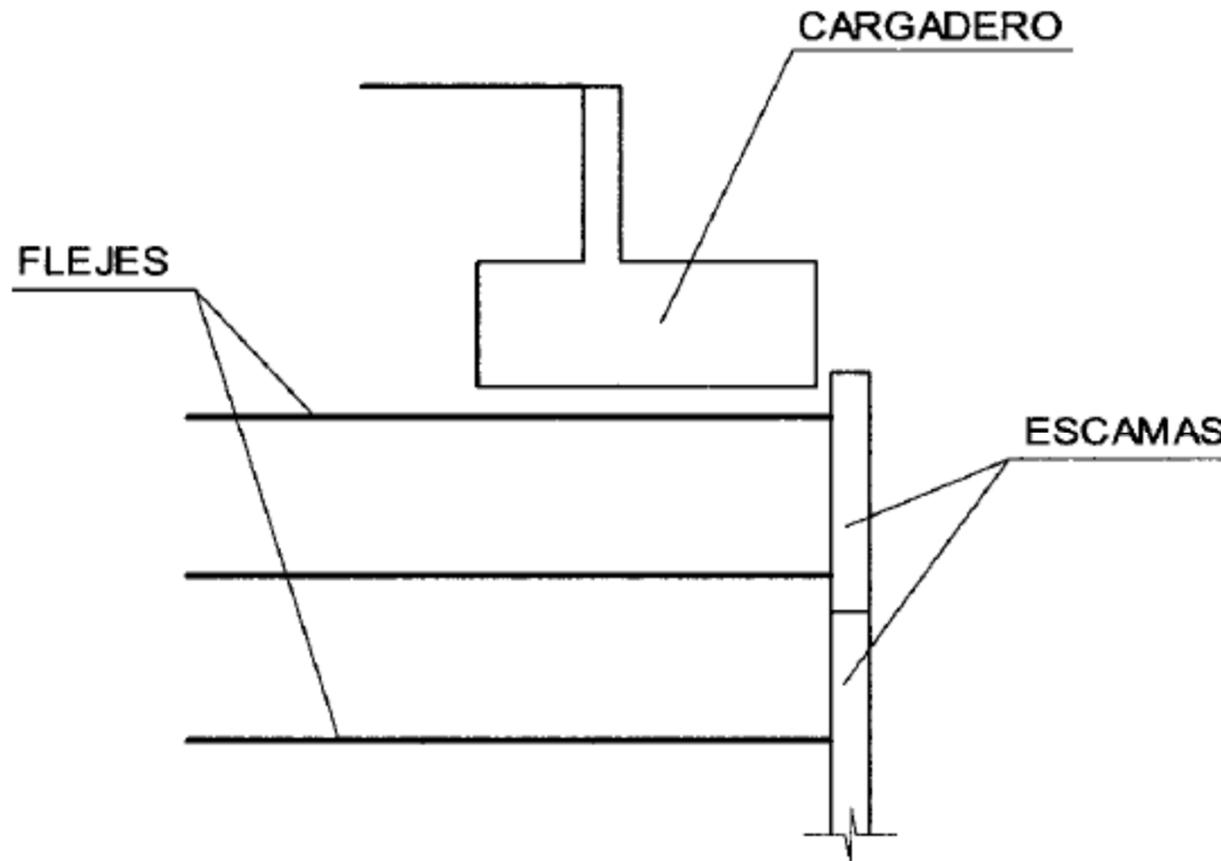
El paramento habitual lo componen las escamas cruciformes de hormigón típicas de Tierra Armada. No obstante, es posible la utilización de otras geometrías de escamas (cuadradas o rectangulares) dotando de diferente estética a las caras vistas.

También los acabados decorativos ayudan a realzar la diferenciación respecto a la escama tradicional, siendo muy variados y perfectamente adaptados al entorno que se desea destacar.



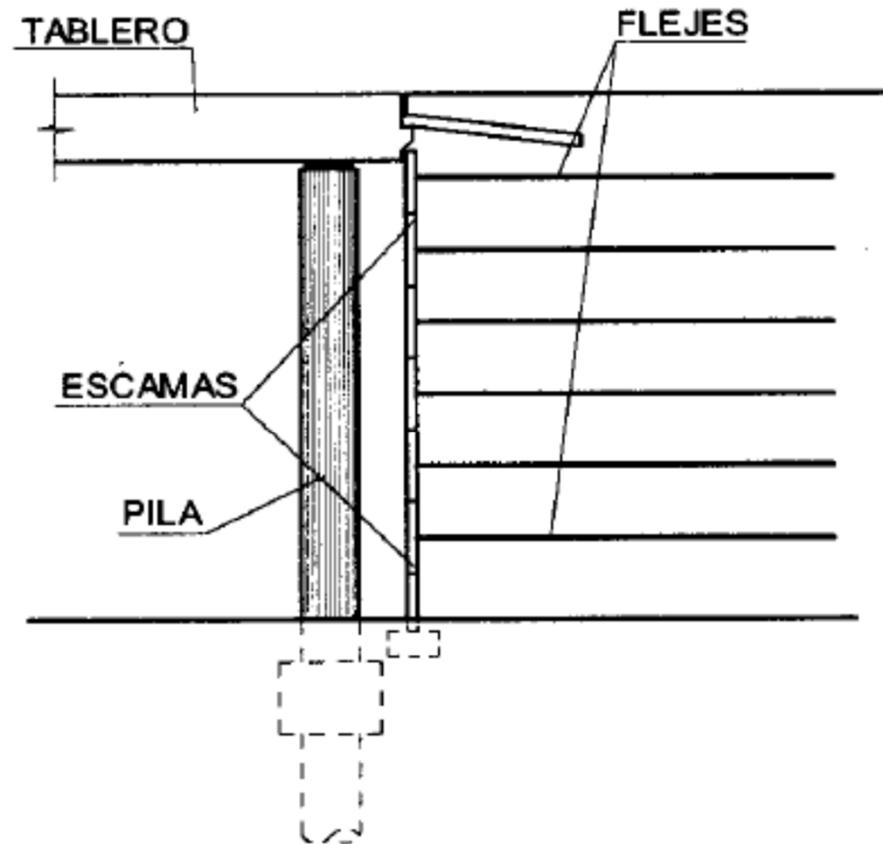
El apoyo del tablero se efectúa de varias maneras:

- En el caso de **estructuras isostáticas**, lo más común es disponer una “silla-cargadero” en la coronación del macizo de tierra reforzada, tal como se indica en la figura 74. Hay que asegurarse que los posibles asientos del terraplén, aun tratándose de estructuras isostáticas, no afecten a la funcionalidad de la estructura desde el punto de vista de la rodadura.





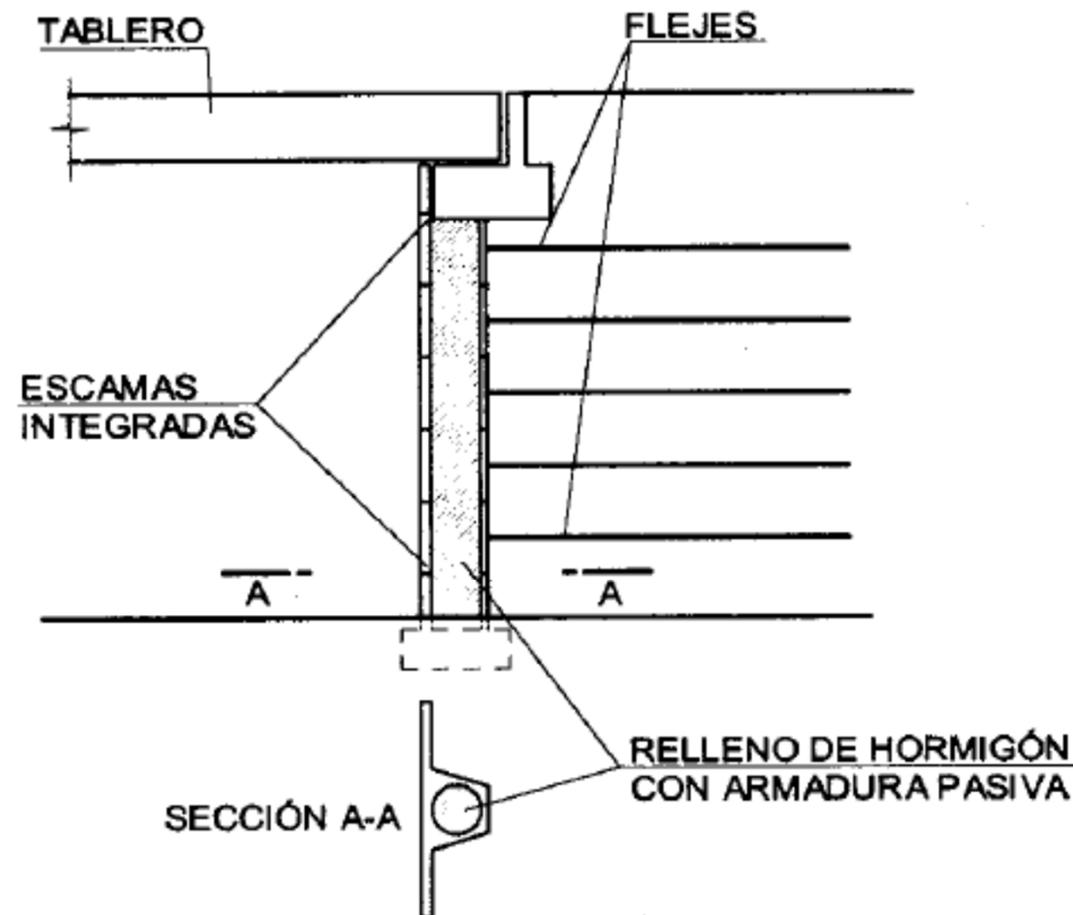
En el caso de estructuras hiperestáticas, que pueden verse muy afectadas por los movimientos del macizo de tierra reforzada, lo más común es independizar el apoyo extremo del tablero del muro de tierra reforzada disponiendo lo que se podría considerar como una pila más, tal como se puede ver en la figura 75.







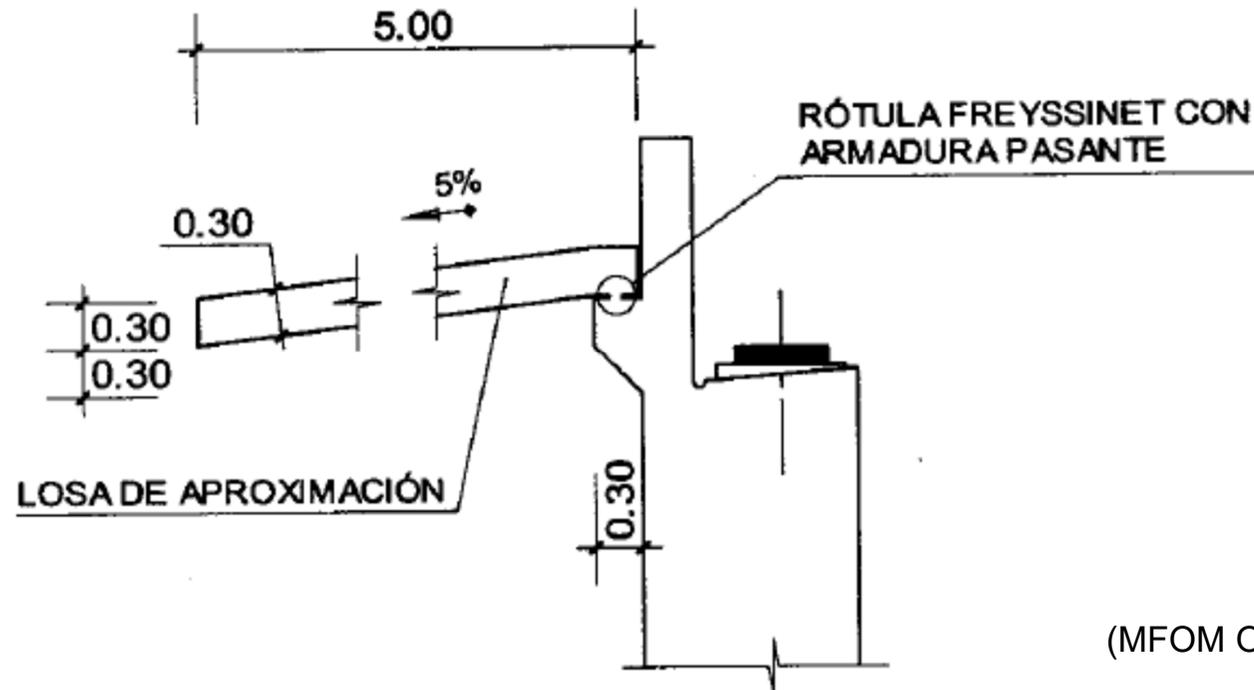
Otra solución que también se emplea consiste en transmitir las acciones verticales del tablero a través del propio muro de tierra reforzada, para lo que es necesario aumentar su espesor en la zona de apoyo del tablero con las denominadas “**escamas integradas**”, disponer un cargadero en la coronación sobre el que apoye el puente, y una cimentación que recoja las acciones verticales transmitidas por el tablero, el peso del dintel de coronación y el peso de las tierras que sobre ella actúen. Las acciones horizontales del puente se absorben a través de los flejes de las escamas de tierra reforzada. En la figura 76 se puede ver un esquema de lo comentado.





LOSAS DE TRANSICIÓN

Como la deformabilidad de los terraplenes de acceso es mucho mayor que la de los estribos, que verticalmente constituyen un auténtico punto “duro”, en el trasdós del estribo tiende a producirse un escalón brusco entre las tierras y el muro frontal. Para evitar o minimizar este efecto, además de vigilar cuidadosamente las características y compactación de los rellenos del trasdós (lo que es fundamental para evitar problemas posteriores), es necesario disponer losas de transición o de aproximación en el trasdós del estribo (figura 77). La problemática de las losas de transición y sus características están tratadas en la “Nota de Servicio sobre losas de transición en obras de paso” elaborada por la D.G.C., Tecnología, en julio de 1992. Tan solo en el caso de las “sillas-cargadero”, cuando las alturas máximas sean del orden de 2 metros, puede prescindirse de la losa de aproximación ya que, al estar el estribo apoyado en el propio terraplén, le seguirá en sus movimientos y, en general, no se producirá el escalón típico de otras tipologías de estribos.



(MFOM Obras de paso)

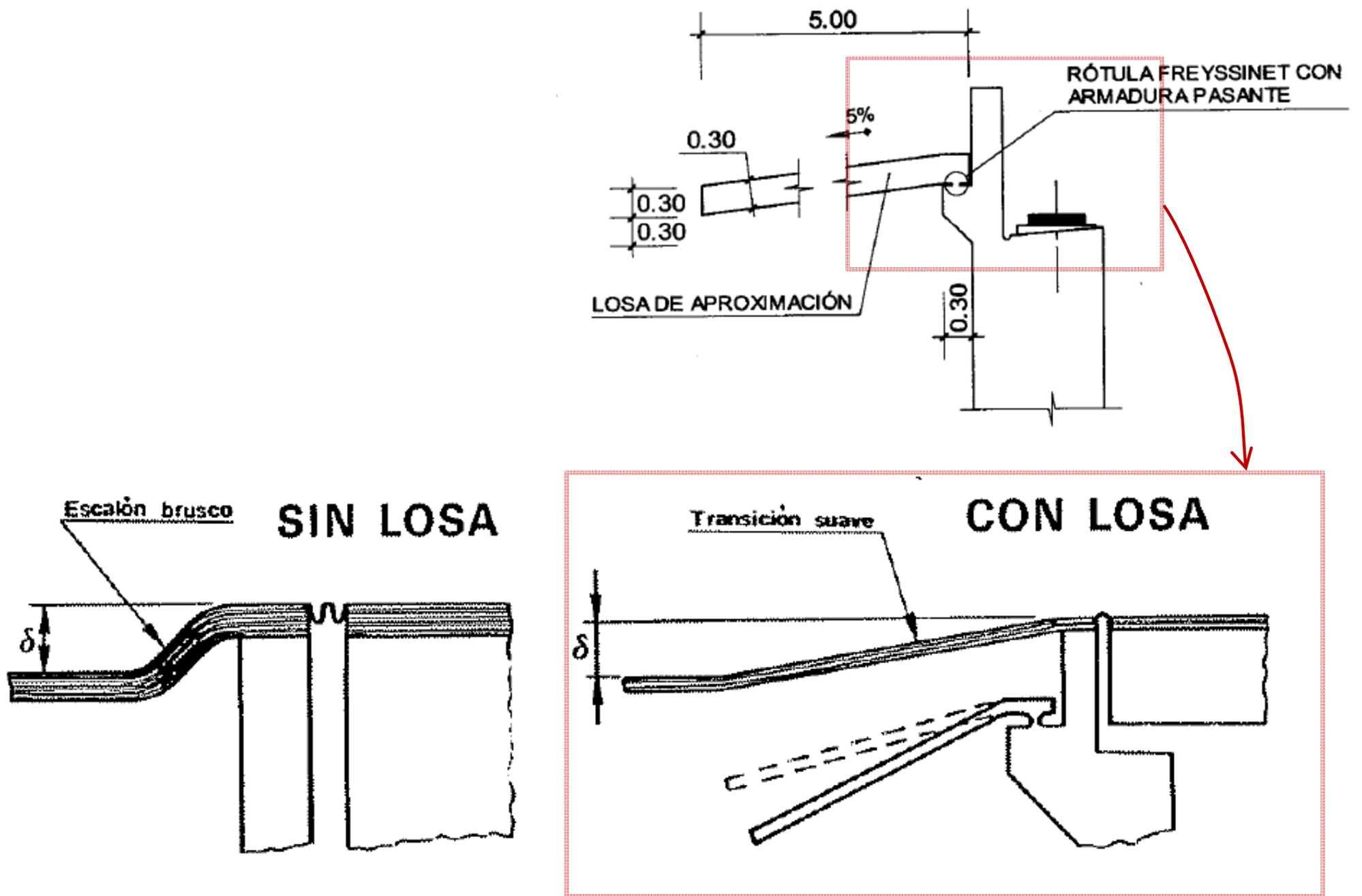


Fig. 1.12. Misión de la losa de transición.

TRANSICIÓN TERRAPLÉN-PUENTE EN PUENTES DE FF. CC.

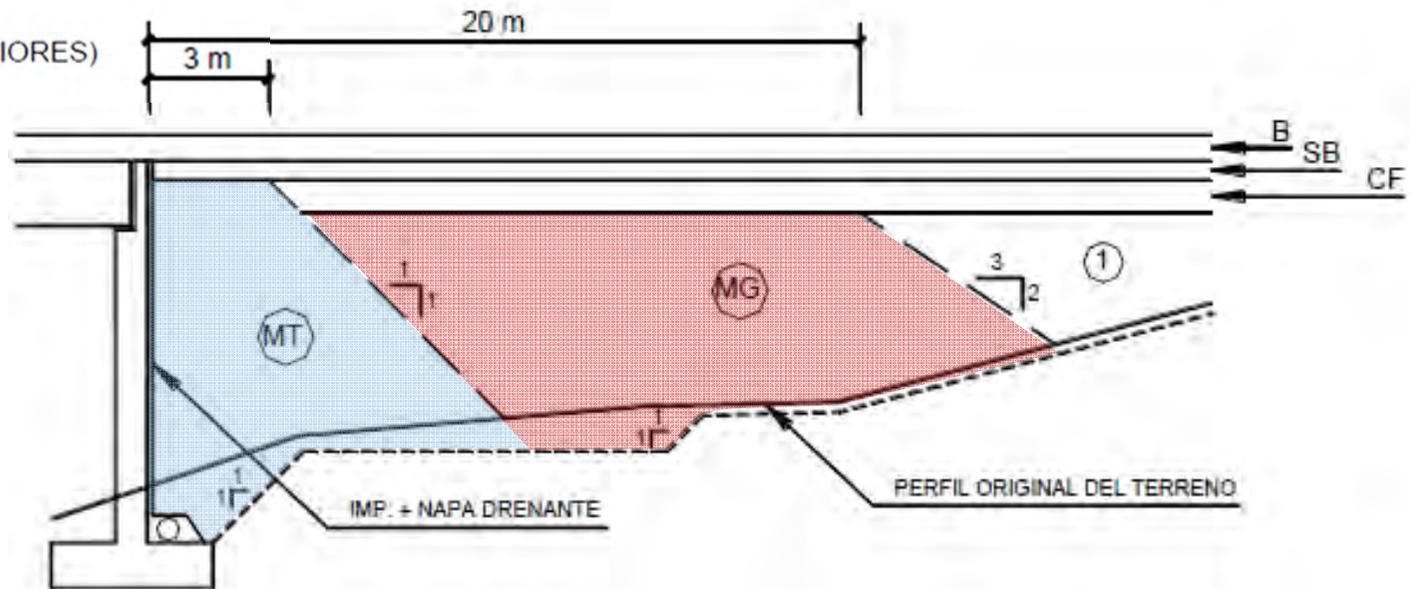
TRANSICIONES TERRAPLÉN-OBRA DE FÁBRICA

CASO I (NORMAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON ANTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.

ESTRUCTURAS A RASANTE
(VIADUCTOS, PUENTES, PASOS INFERIORES)

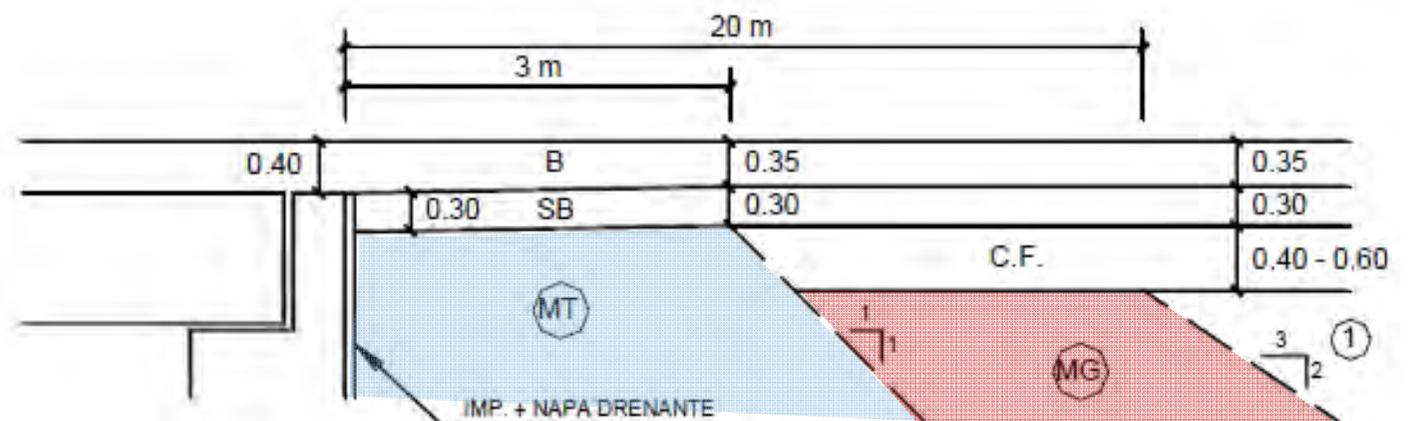
MATERIALES:

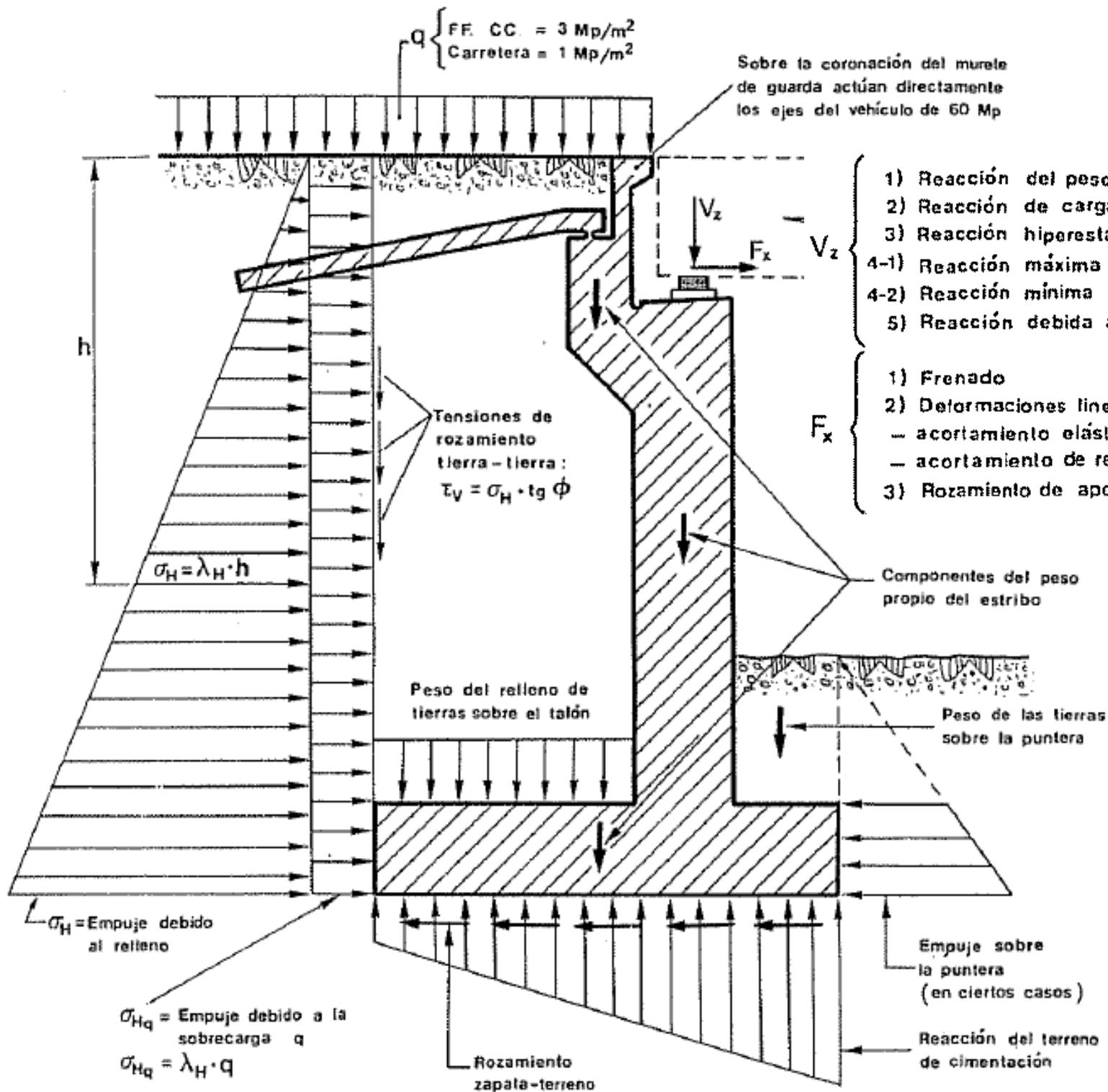
LAS LÍNEAS DE TRAZOS NO INDICAN UN TALUD REAL A EJECUTAR, SI NO QUE DEFINEN, A LA ALTURA DE CADA TONGADA DEL RELLENO GENERAL EL LÍMITE APROXIMADO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL: 1 (MATERIAL PARA NÚCLEO Y CORONACIÓN), MG (MATERIAL GRANULAR) Y MT (MG MEZCLADO CON CEMENTO).



NOTA:

SIEMPRE QUE SE PRESENTE ESTE CASO, EL PROYECTO DEBE PROCURAR QUE SOBRE EL TABLERO ENTRE SOLAME EN ESPESOR MÍNIMO DE 0.40 m. Y MÁXIMO DE 0.50 m.





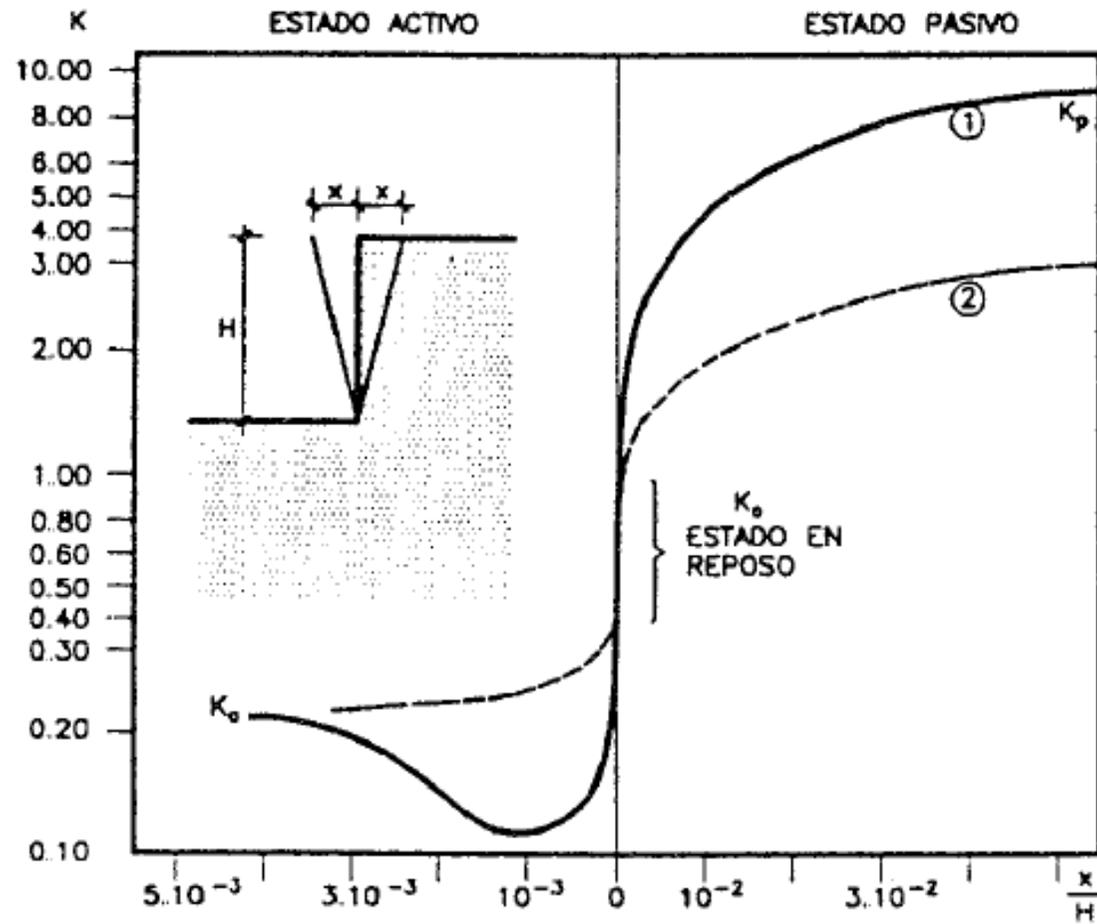
ACCIONES DEL TABLERO

- 1) Reacción del peso propio del dintel
 - 2) Reacción de carga permanente de superestructura
 - 3) Reacción hiperestática de pretensado
 - 4-1) Reacción máxima de sobrecarga
 - 4-2) Reacción mínima de sobrecarga
 - 5) Reacción debida a acciones indirectas (Δt asientos)
-
- 1) Frenado
 - 2) Deformaciones lineales:
 - acortamiento elástico por pretensado
 - acortamiento de retracción y fluencia y variación térmica
 - 3) Rozamiento de apoyos deslizantes

(Arenas & Aparicio.
Estribos de puente de tramo recto)



ESQUEMA DE LA RELACION ENTRE EMPUJE Y MOVIMIENTO



$$\lambda = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{empuje activo}$$

$$\lambda = 1 - \operatorname{sen} \varphi \quad \text{empuje al reposo}$$

$$\lambda = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{empuje pasivo}$$



Se adoptarán los valores de asientos diferenciales indicados en el Informe Geotécnico para t_{∞} .

Para el cálculo de los empujes de rellenos se considera un peso específico de $2,0 \text{ t/m}^3$ y coeficientes de empuje de valor:

Empuje activo $K_a = \text{tg}^2 (45 - \phi / 2)$

Empuje pasivo $K_p = 0,6 \cdot \text{tg}^2 (45 + \phi / 2)$, siendo $\phi \leq 35^\circ$

Empuje al reposo $K_r = 1 - \text{sen } \phi$, siendo $\phi \leq 35^\circ$

En el caso de terreno rocoso no se aplicará la reducción del 0,6 en el empuje pasivo, pero tampoco se considerará la cohesión de la roca.

El empuje activo se considerará en muros y estribos no anclados de puentes. El empuje al reposo se considerará que actúa sobre hastiales de pasos bajo el FF. CC. y en trasdós de estribos anclados.

Cuando las sobrecargas actúen a una distancia medida en horizontal desde la parte superior de la estructura igual o menor a la mitad de su altura, deberá añadirse para el cálculo del empuje una sobrecarga de 3 t/m^2

(IGP 2008) ADIF



Los coeficientes de seguridad a vuelco y deslizamiento deberán ser de 1,50 en servicio y de 1,35 en construcción. Si se consideran acciones accidentales deberán ser 1,00. El coeficiente de seguridad de 1,50 podrá ser rebajado a 1,35 para el caso de aplicación de las fuerzas de frenado.

La tensión máxima admisible con ley trapecial será un 30% superior a la tensión media admisible para acciones dinámicas de corta duración y un 25% superior para las de larga duración. En el caso de hipótesis excepcionales (choque, etc.) las tensiones admisibles se aumentarán un 50%.

(IGP 2008) ADIF



Universidad
Politécnica
de Cartagena

10

Diseño preliminar

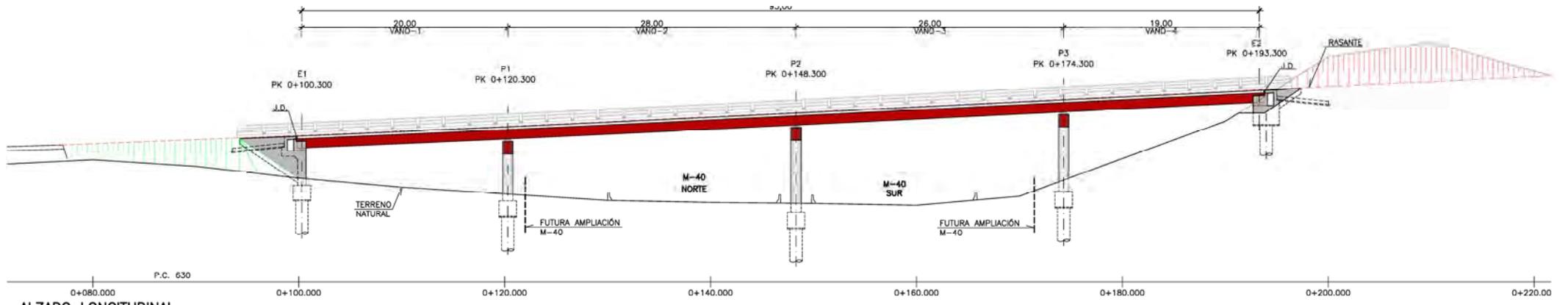


DISEÑO PRELIMINAR

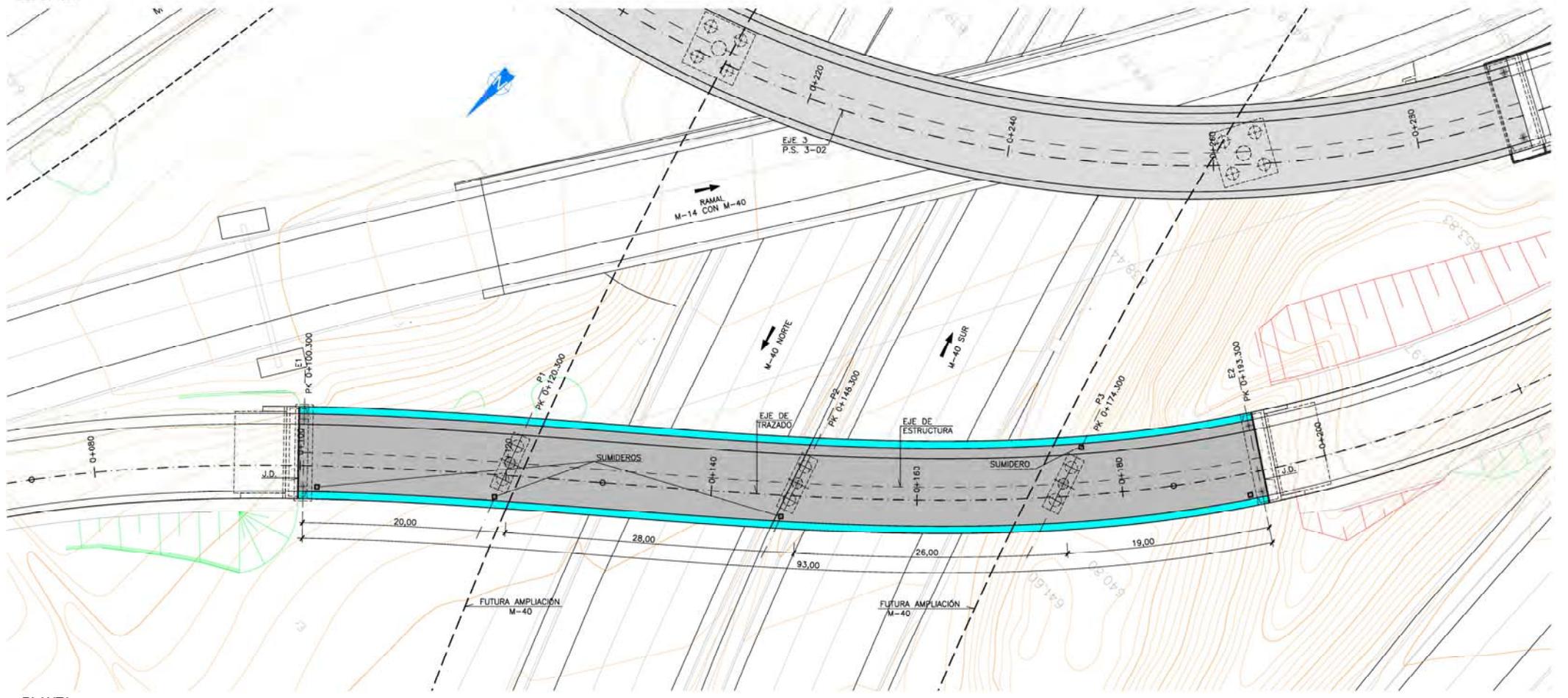
Lecturas previas:

Para aprovechar completamente este capítulo es muy necesaria la información que aparece de la asignatura en los capítulos anteriores, especialmente la contenida en los capítulos sobre **tableros de puentes losa, tableros de puente de vigas, estribos y pilas**.

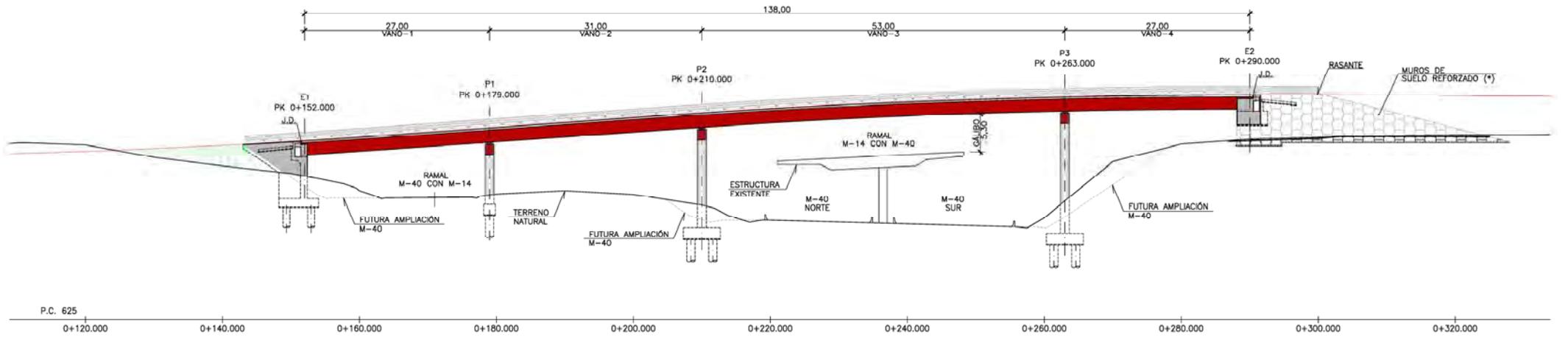
Es muy recomendable la lectura del **apartado 7.1** de la publicación **“Obras de paso de nueva construcción”**.



ALZADO LONGITUDINAL
ESCALA 1:200

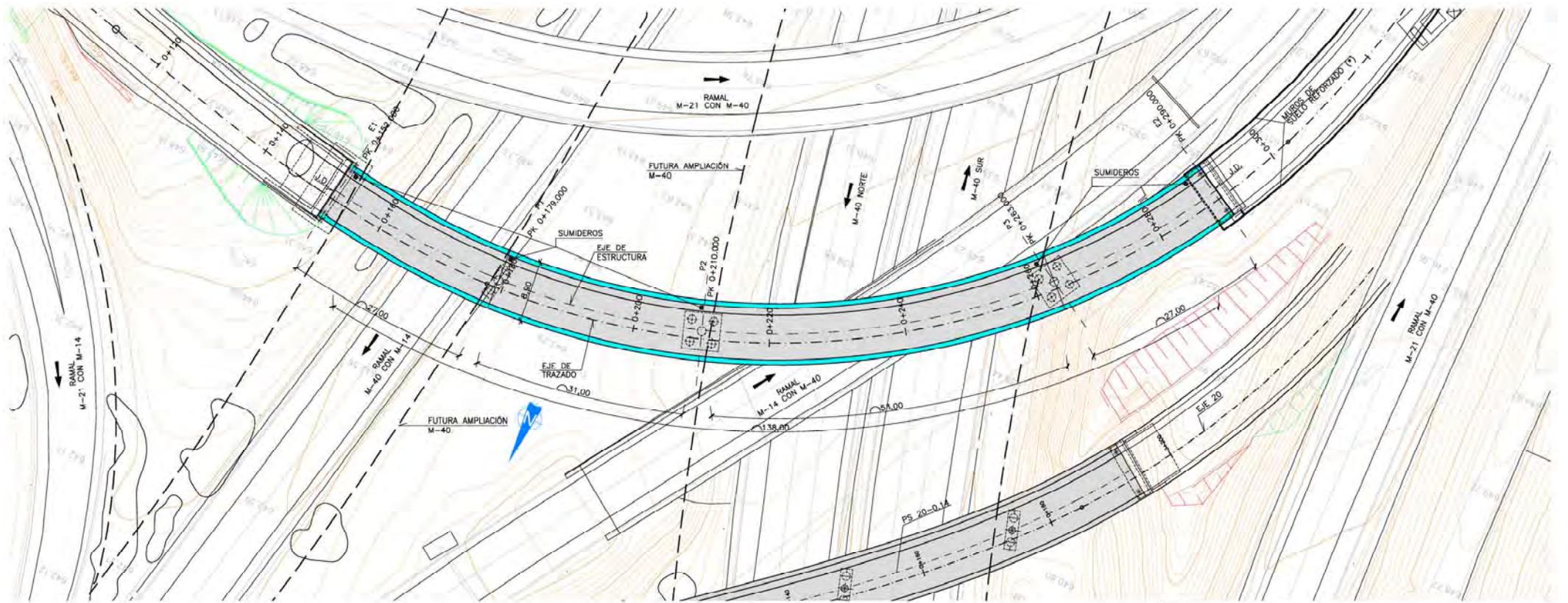


PLANTA
ESCALA 1:200



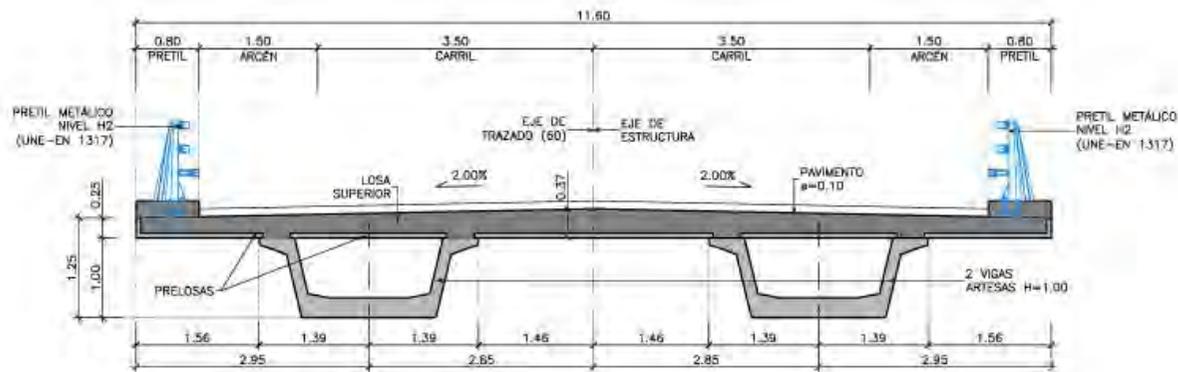
P.C. 625

ALZADO LONGITUDINAL
ESCALA 1:300

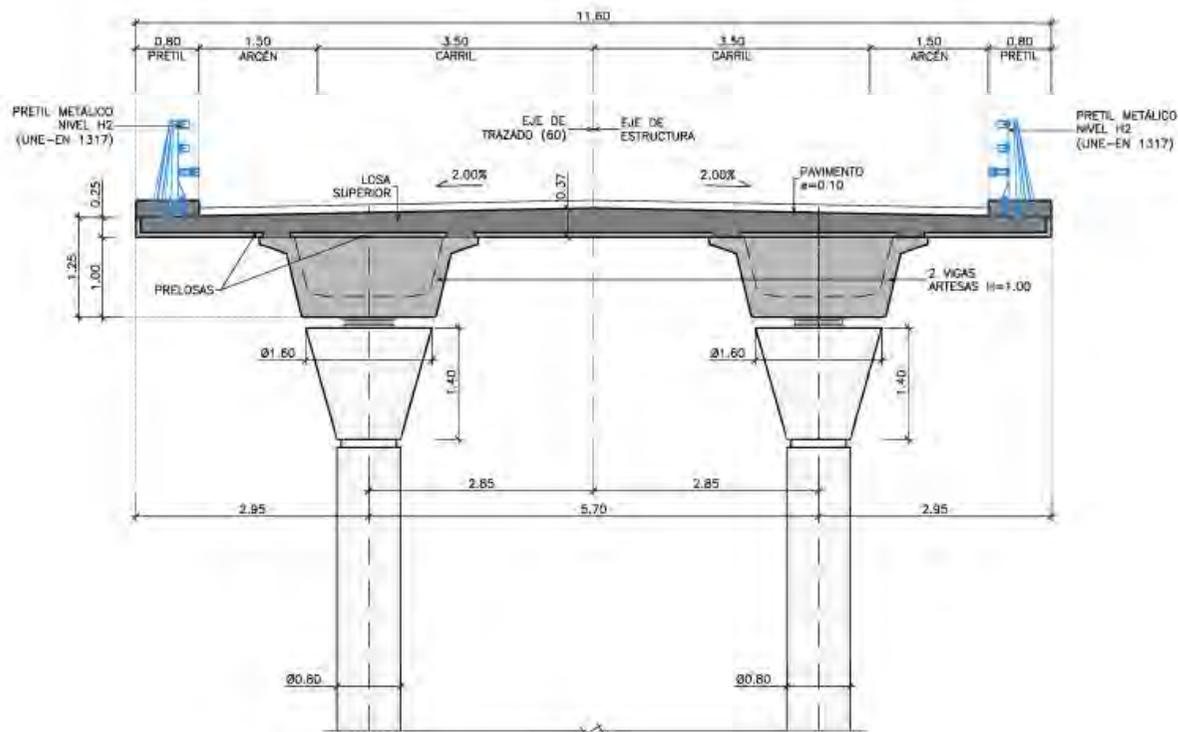


PLANTA
ESCALA 1:300

(*) NOTA:
VER DEFINICION DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO EN EL PLANO 2.9.1.5 HOJA 6 A 8.



SECCIÓN TIPO (CENTRO DE VANO)
ESCALA 1:40
(NOTA: TODAS LAS COTAS EN METROS)



SECCIÓN TIPO (POR PILA)
ESCALA 1:40
(NOTA: TODAS LAS COTAS EN METROS)

NOTAS GENERALES:

1.- DOSIFICACIÓN DE HORMIGONES:

INDEPENDIEMENTE DE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DE PROYECTO EL HORMIGÓN DEBERÁ ASIMISMO CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE LIMITACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA Y CEMENTO INDICADOS EN LA TABLA 37.3.2.a Y 37.3.2.b DE LA INSTRUCCIÓN EHE.

2.- TABLA DE LONGITUDES DE SOLAPE Y ANCLAJE:

Ø	ANCLAJE (L _a) (cm)		SOLAPE (L _s) (cm)	
	L _{a1}	L _{a2}	L _{s1}	L _{s2}
6	15	25	30	30
8	20	30	40	40
10	25	40	50	60
12	30	45	60	80
16	40	60	80	120
20	60	85	120	170
25	95	130	190	260
32	125	175	270	380

Ø	ANCLAJE (L _a) (cm)		SOLAPE (L _s) (cm)	
	L _{a1}	L _{a2}	L _{s1}	L _{s2}
6	15	25	30	30
8	20	30	40	40
10	25	40	50	60
12	30	45	60	80
16	40	60	80	120
20	55	75	110	150
25	85	115	170	230
32	135	190	270	380

Ø	ANCLAJE (L _a) (cm)		SOLAPE (L _s) (cm)	
	L _{a1}	L _{a2}	L _{s1}	L _{s2}
6	15	25	30	30
8	20	30	40	40
10	25	40	50	60
12	30	45	60	80
16	40	60	80	120
20	50	75	100	150
25	65	90	130	180
32	105	145	210	290

EL SUBÍNDICE I Y II EN LAS LONGITUDES DE SOLAPE Y ANCLAJE DE LA TABLA SE REFIERE A LA POSICIÓN DE LA BARRA, A ANCLAR O SOLAPAR, EN LA PIEZA RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL HORMIGONADO.

LA INSTRUCCIÓN EHE DEFINE: LA ARMADURA PASIVA DEBERÁ DISPONER DE UN CERTIFICADO DE ADHERENCIA, SEGÚN EL ANEXO C DE LA NORMA UNE-EN 10080. EN CASO CONTRARIO, LA DIRECCIÓN FACULTATIVA DECIDIRÁ SOBRE LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y SOLAPE A EMPLEAR, DE ACUERDO CON EL APARTADO 69.5 DE EHE-08.

- a) POSICIÓN I, DE ADHERENCIA BUENA, PARA LAS ARMADURAS QUE DURANTE EL HORMIGONADO FORMAN CON LA HORIZONTAL UN ANGULO COMPROMIDO ENTRE 45° Y 90° B DUE, EN EL PASO DE FORMAR UN ANGULO INTERIOR A 45°, ESTÁN SITUADAS EN LA MITAD INFERIOR DE LA SECCIÓN O A UNA DISTANCIA (BIAL) O MAYOR A 30 cm DE LA CARA SUPERIOR SE UNA CAPA DE HORMIGONADO.
- b) POSICIÓN II, DE ADHERENCIA DEFICIENTE, PARA LAS ARMADURAS QUE, DURANTE EL HORMIGONADO, NO SE ENCUENTRAN EN NINGUNO DE LOS CASOS ANTERIORES.

3.- RECURRIMIENTOS NOMINALES (r) S/ART. 37.2.4 EHE:



- ALZADO PILAS Y ESTRIBOS : r nom. = 30 mm.
- ZAPATAS : r nom. = 50 mm.
- VIGAS : r nom. = 25 mm.
- LOSA SOBRE VIGAS : r nom. = 30 mm.
- PRELOSA : r nom. = 25 mm.

PARA ASEGURAR ESTOS RECURRIMIENTOS SE USARÁN SEPARADORES DE MORTERO DE CEMENTO U OTRO SISTEMA ADECUADO SEGÚN ARTICULO 37.2.5 DE LA INSTRUCCIÓN EHE.

- LA VIDA ÚTIL NOMINAL QUE SE HA CONSIDERADO EN EL PROYECTO ES DE 100 AÑOS. EL CEMENTO QUE SE HA CONSIDERADO PARA LA ESTIMACIÓN DE LOS ESPESORES DE RECURRIMIENTO ES: EN LA EJECUCIÓN DEL TABLERO SE UTILIZARÁ CEM I, EN ALZADO DE PILAS Y ESTRIBOS SE UTILIZARÁ CEM I, EN ZAPATAS SE UTILIZARÁ CEM I.
- EN CASO DE NO PODER EMPLEAR DICHS CEMENTOS EN LOS HORMIGONES DE LA OBRA, LA DIRECCIÓN FACULTATIVA ADOPTARÁ LAS MEDIDAS QUE PERMITAN UNA PRESTACIÓN EQUIVALENTE EN RELACIÓN CON LA DURABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.

4.- CALIDAD DEL ACERO ACTIVO

TANTO EL SISTEMA DE POSTESADO COMO EL ACERO EMPLEADO PARA LA ARMADURA ACTIVA DEBERÁN ESTAR EN POSESIÓN DE UN DISTINTIVO DE CALIDAD OFICIALMENTE RECONOCIDO. EN EL CASO DE QUE NO PUEDAN CUMPLIRSE ESTAS CONDICIONES EN LA OBRA, LA DIRECCIÓN FACULTATIVA ADOPTARÁ LAS MEDIDAS QUE PERMITAN OBTENER UNA GARANTÍA EQUIVALENTE, DE ACUERDO CON LO CONTEMPLADO EN EL ARTICULO 81° DE LA INSTRUCCIÓN EHE-08.

CUADRO DE MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL

MATERIALES	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	C.SEG.
HORMIGÓN DE LIMPIEZA	HL-150/B/20		
HORMIGÓN EN ZAPATAS	HA-25/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	Y _c = 1,50
HORMIGÓN ALZADO PILAS Y ESTRIBOS	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	Y _c = 1,50
HORMIGÓN EN VIGAS PREFABRICADAS	HP-35/F/12/IIa	ESTADÍSTICO	Y _c = 1,50
HORMIGÓN EN LOSA TABLERO DE VIGAS	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	Y _c = 1,50
HORMIGÓN EN PRELOSAS	HA-30/F/12/IIa	ESTADÍSTICO	Y _c = 1,50
ACERO PASIVO	B-500 S	NORMAL	Y _s = 1,15
ACERO ACTIVO VIGAS	Y-1860 S7	NORMAL	Y _s = 1,15

SEGÚN IAP-11

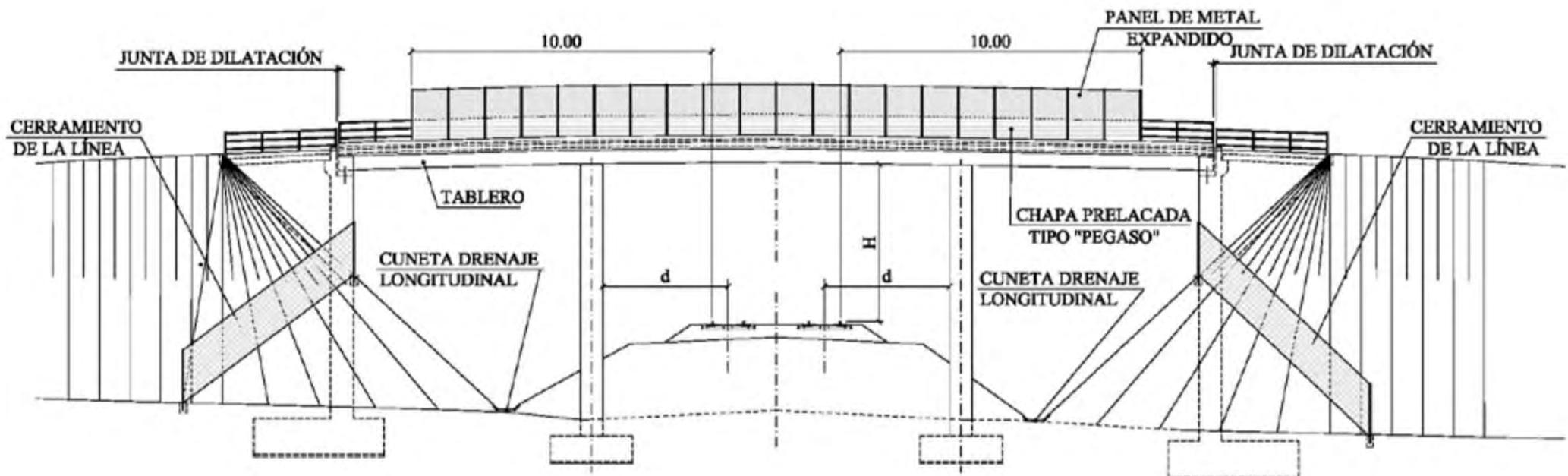
4.2.1.- GÁLIBO HORIZONTAL

Como norma general la distancia horizontal mínima entre el eje de la vía más cercana y los paramentos de las pilas u otros soportes de los tableros, será tal que según el artículo 2.4.2.2.2 de la IAPF, no precise el cálculo a impacto.

Estas distancias serán según el ancho de vía:

Ancho de vía	d
1,435 m	5,1 m
1,668 m	5,4 m
1,000 m	4,6 m

Tabla 2. Distancia horizontal mínima entre el eje de la vía más cercana y los paramentos de las pilas u otros soportes de tableros según el ancho de vía.

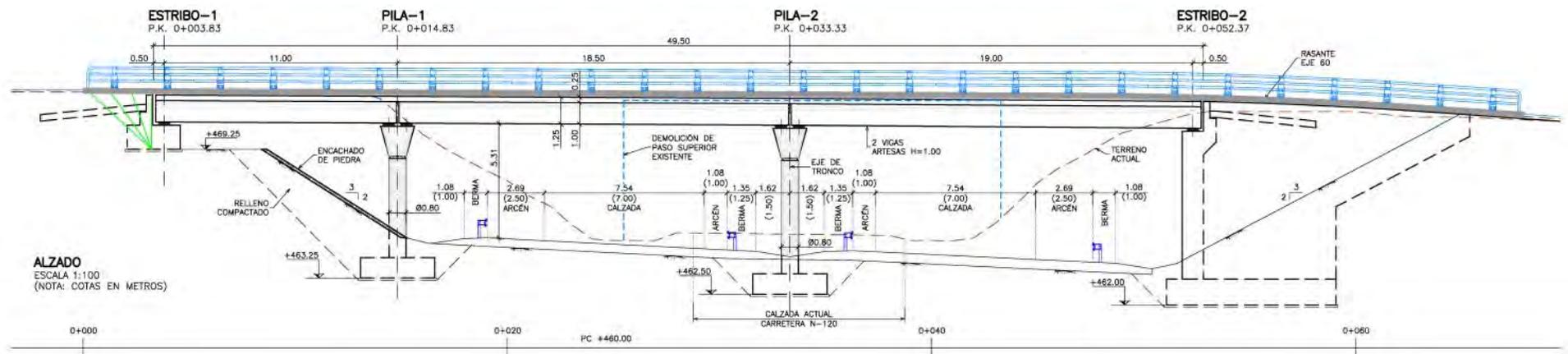




DISEÑO PRELIMINAR

Trazado de la vía inferior (sobre la que se pasa):

- Ancho vía inferior
- Posibilidad futura de ampliaciones.
- Derrames de tierras.
- Considerar sobreanchos, curvas, incorporaciones.
- Posibilidad de apoyo en mediana
- Resguardos de calzada respecto paramentos pilas y estribos (Funcionales, visibilidad, psicológica)

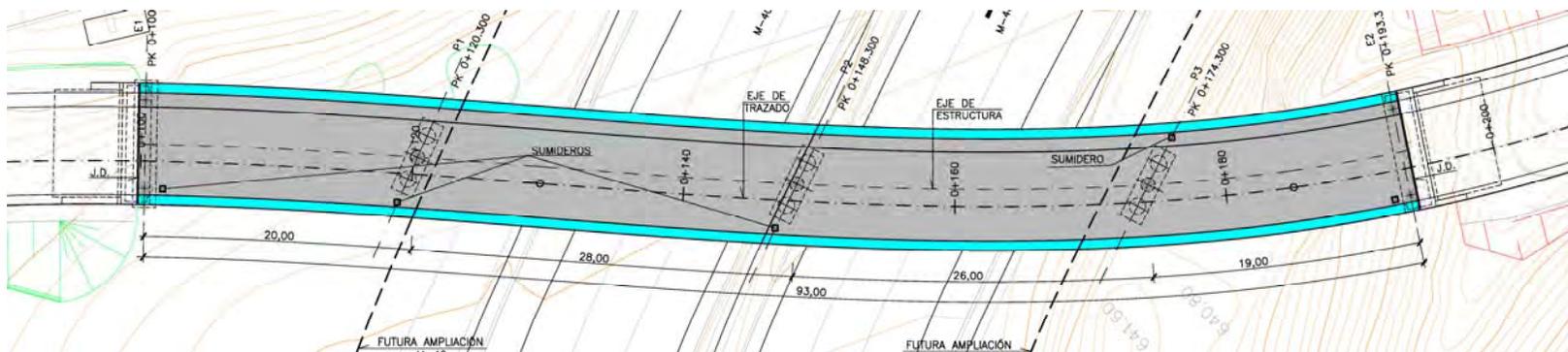




Trazado de la vía superior (sostenida por la estructura proyectada)

- Planta, curvatura, esviaje
- Si es una vía de gran capacidad, se impone y determina la geometría de la estructura.
- Si es una vía de poca capacidad (p.ej. Reposición de un camino rural), procurar una intersección ortogonal y reducir la longitud de puente y el coste.
- Evitar colocar sobrecanchos de incorporaciones en la estructura

Coordinar el trazado con el proyecto de la estructura en fases simultáneas y no consecutivas





Aspectos estructurales.

Es imposible sistematizar con “recetas” válidas para cualquier caso.

Para las obras de paso continuas vistas en esta Ud. hay dos casos fundamentales:

1. Se conoce **la longitud total** de la estructura
2. Se conoce **la luz máxima** de la estructura



1. Longitud total conocida de la estructura.

Por ejemplo, en un encauzamiento de un río.

Si se proyecta un puente losa, se ha de ir a una distribución de luces donde la luz de los vanos extremos sea cercana a 0.8 veces la luz principal, por motivos económicos.



Puente de hierro.
Murcia.
(Wikipedia)



1. Longitud total conocida de la estructura.

Por ejemplo, en un encauzamiento de un río.

Si se proyecta un puente losa, se ha de ir a una distribución de luces donde la luz de los vanos extremos sea cercana a 0.8 veces la luz principal, por motivos económicos.

En puentes sobre ríos:

- Gálibos verticales y luces libres vienen dados, además, por estudios hidráulicos.
- A veces, el impacto ambiental condiciona las luces (vegetación de ribera, etc)
- Muy importante el proceso constructivo (penínsulas, ataguías, empuje, etc).
- Son frecuentes las pilas en tabique, con la forma más hidrodinámica posible (tajamares)
- En cauces con posibles avenidas, las cimentaciones se suelen proteger contra la socavación.
- Cuidar la estética del puente sobre todo en entornos urbanos.

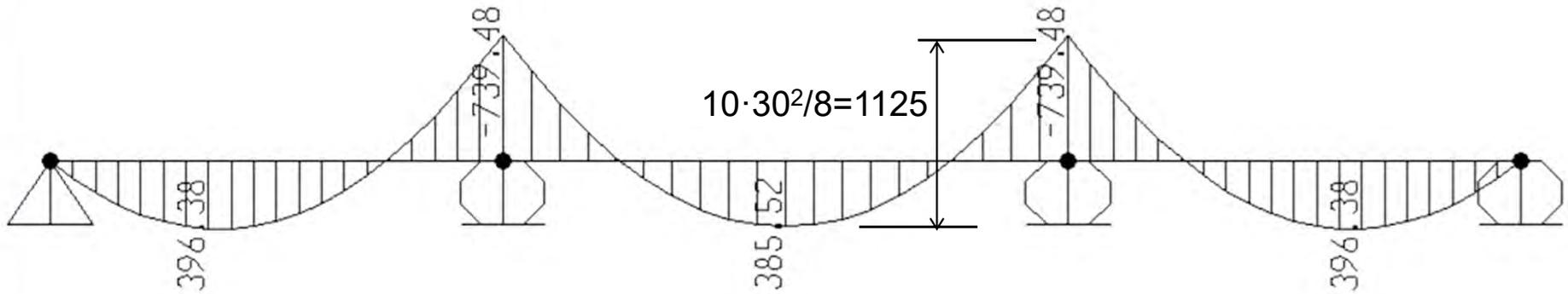


2. Luz máxima de la estructura conocida.

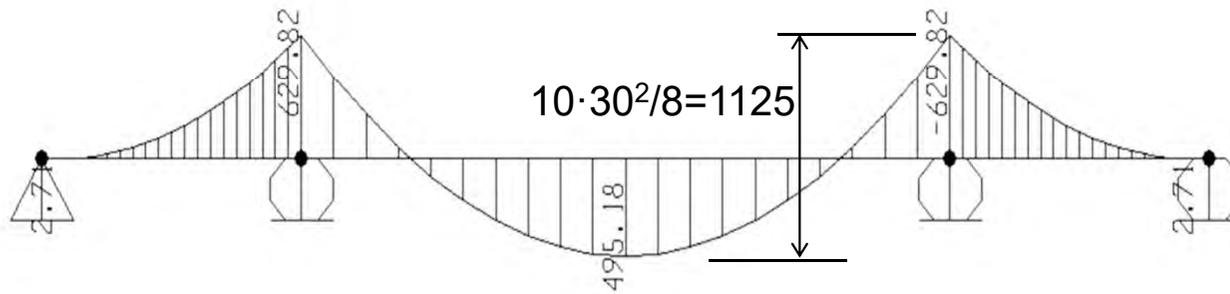
Para que la solución pueda ser un puente losa o de vigas isostáticas, no se han de superar los 45-50 m. Con vigas prefabricadas continuas la luz máxima crece, pero también el coste.

Lo ideal desde el punto de vista estructural serían las luces laterales del orden del 80% de la luz máxima, pero ello obliga a alargar el puente, que es más caro que reducir los vanos laterales y alargar a cambio el terraplén.

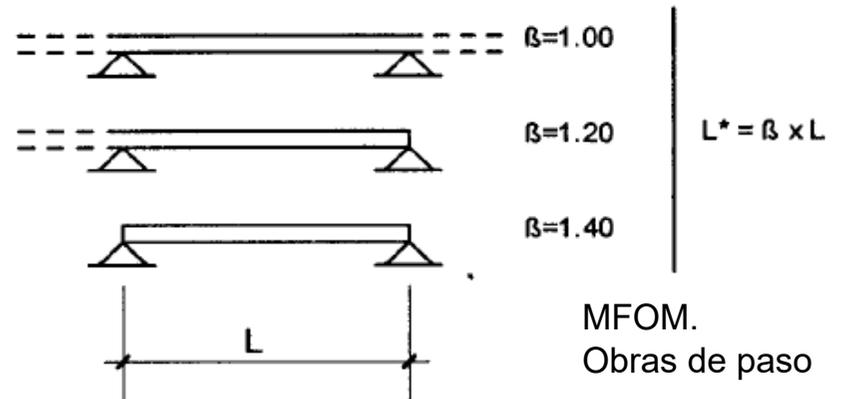
Si la luz del vano extremo baja de 0.5 veces la luz del vano adyacente, puede aparecer “tiro” (reacción vertical negativa) en los estribos, lo que no es deseable. Para corregirlo, hay que incrementar la reacción, lo que puede conseguirse dejando sin aligerar la zona del vano lateral más cercana al estribo, colocar una traviesa en la sección de apoyos, o pretensar el tablero contra el estribo, lo que encarece la solución y dificulta el mantenimiento, aunque es una solución común en estos casos.



$$24 + 30 + 24$$
$$(0.8 \cdot L + L + 0.8 \cdot L)$$



$$12 + 30 + 12$$
$$(0.4 \cdot L + L + 0.4 \cdot L)$$

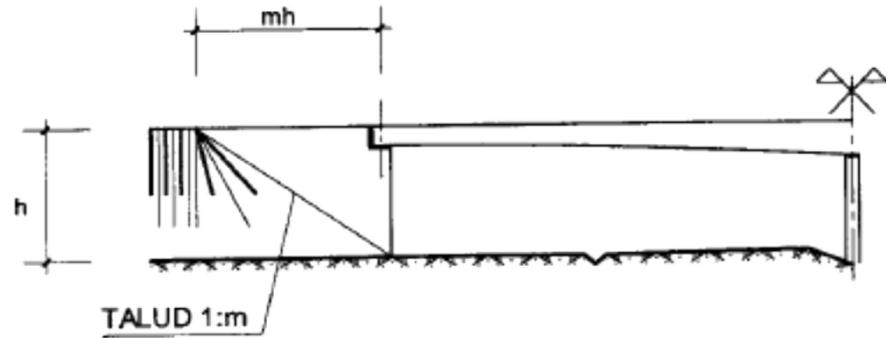




Paso superior de **2 vanos**:

Dos vanos iguales, con apoyo en mediana.

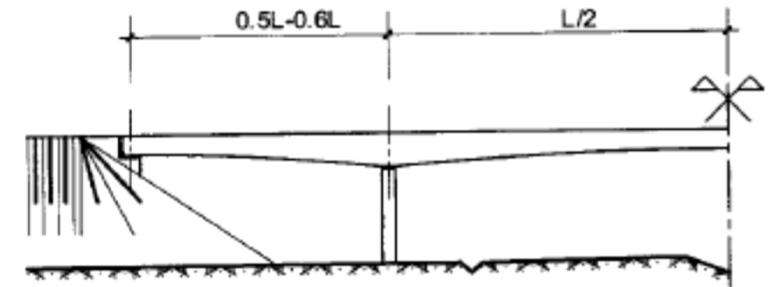
Estribos cerrados sin derrame frontal para minimizar la longitud de puente.



Paso superior de **3 vanos**:

Sin apoyo en mediana

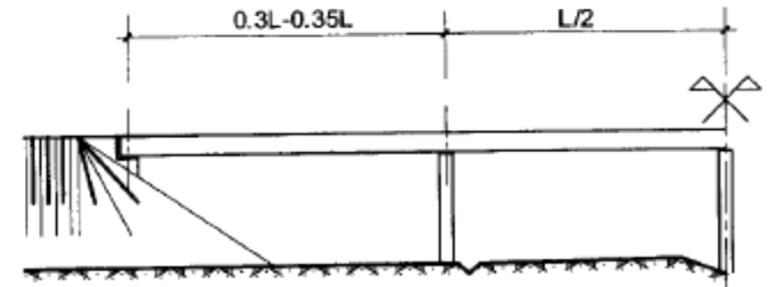
Vanos laterales de 0.5 a 0.6 del vano central (hasta 0.8).



Paso superior de **4 vanos**:

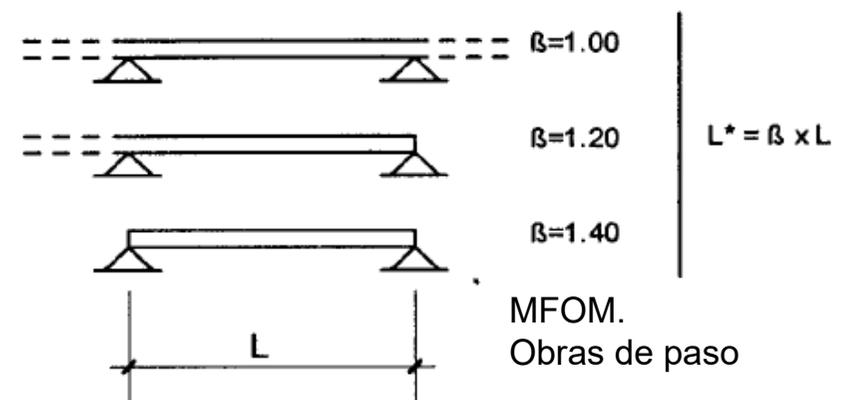
Apoyo en mediana.

Vanos laterales de 0.6 a 0.7 de los vanos centrales (hasta 0.8).



Ejemplos de distribuciones de luces de pasos superiores de carretera en losa pretensados en autovías españolas (s/ Yepes):

2 vanos	30 + 30
3 vanos:	20 + 36 + 20
4 vanos	12 + 18 + 18 + 12





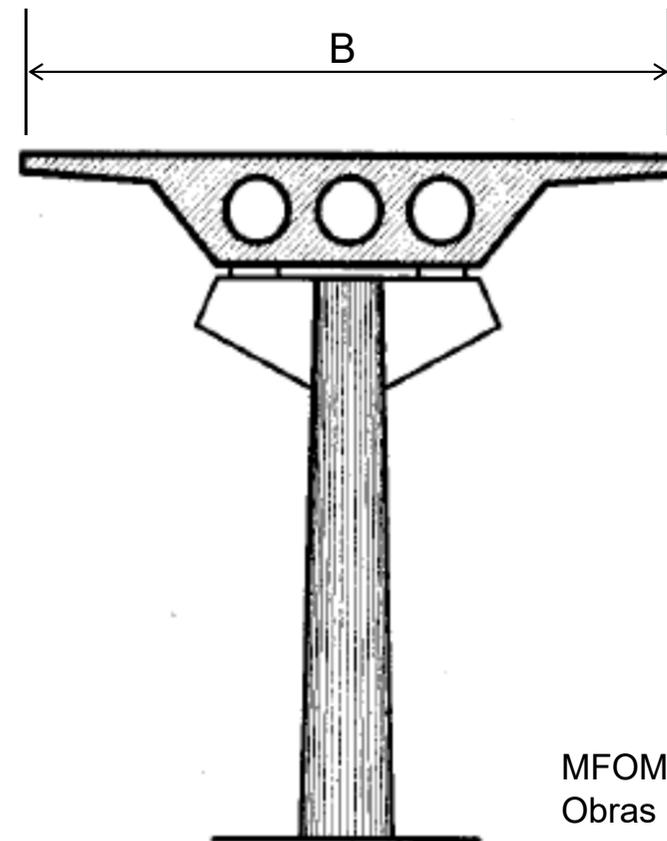
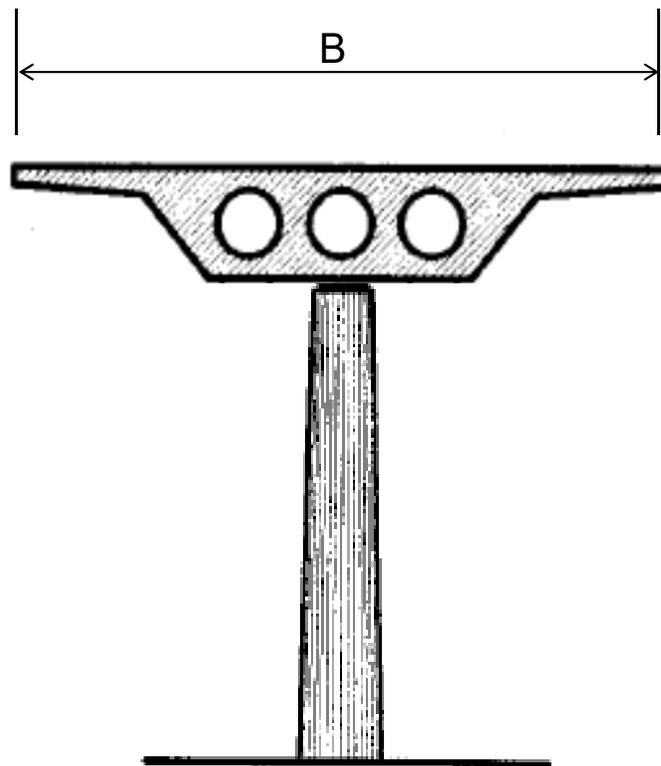
Número de apoyos habitual en la sección transversal tipo losa:

- **Longitud del puente < 100 m y $B \leq 10$ m.**

La torsión se recoge bien y se puede apoyar en pilas en un apoyo centrado.

- **Si $B > 10$ m o la longitud del puente > 100 m**

Empotrar a torsión en pilas. Si aún así, se usa un solo apoyo, ser generoso con el canto (usar zonas de menor esbeltez de los rangos recomendados)





Tipo de estribos:

Si se ha de permitir la circulación bajo los vanos laterales, el cerrado (y la tierra armada) permite evitar que las tierras derramen y reduce luces extremas y coste.

Si el estribo es bajo, es mejor cerrado por facilidad constructiva.

En entornos urbanos, con limitaciones de espacio.

El estribo abierto se usa cuando es alto y se permite el derrame delantero.

A veces precisa un encachado para proteger el derrame delantero.

Atención al proceso constructivo:

Por ejemplo, usar cargaderos sobre terraplén obliga a ejecutar antes el terraplén que el estribo.

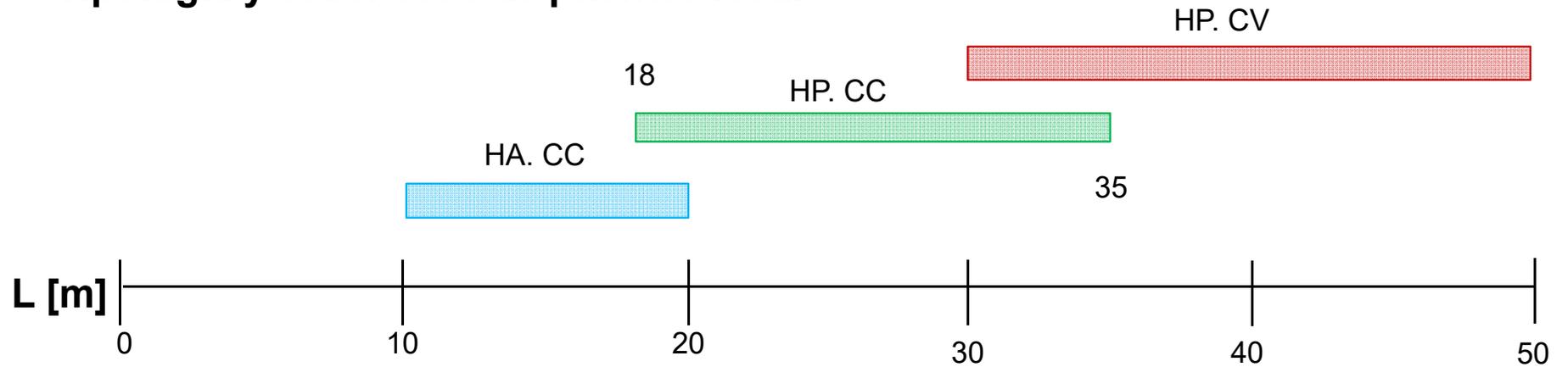
Las grúas han de poder acceder para colocar elementos prefabricados.

Las soluciones cimbradas pueden interferir con una vía en servicio.

Además, para el diseño preliminar de estructuras, ha de repasarse el apartado “condicionantes para el proyecto” de esta unidad.

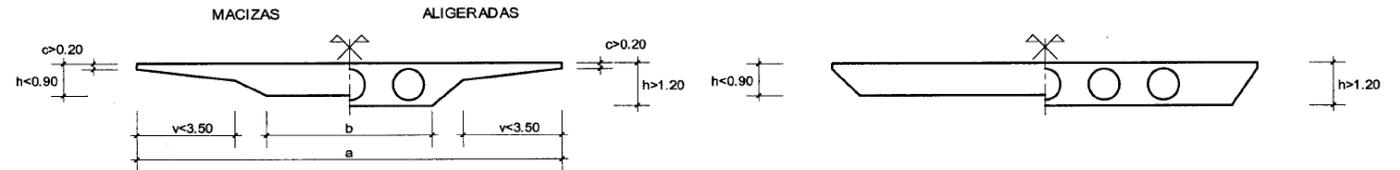


Tipología y esbelteces de puentes losa.



Esbeltez

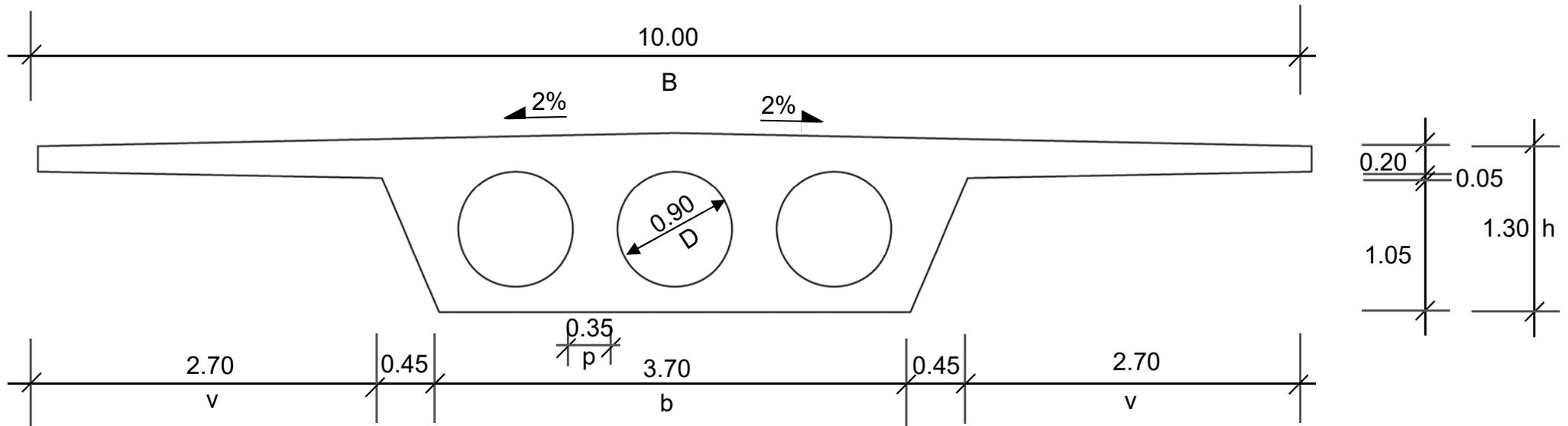
HA	C. Cte	1/15-1/20	1/16-1/22
	C. Cte	1/22-1/30 (1/25)	1/24-1/32
HP	C. Var.	CDV	1/35-1/45 (1/40)
		AP.	1/18-1/22 (1/20)



¿Aligeramientos?

$h < 0.90$ sin aligerar
 $0.90 < h < 1.20$ estudiar caso
 $h > 1.20$ aligerado

Sección transversal de puente losa con núcleo y voladizos



- B según necesidades de plataforma
- h según criterios de esbeltez
- Bombeo del 2% en recta para evacuación de agua
- Ancho núcleo $b > 0.35$ a $0.4 B$
- Diámetro del aligeramiento D de $h-0.40$, pero no mayor.
- Pasillos para pretensado p de 0.35 a 0.45 m (también laterales)
- Voladizo v no mayores de 3.50 a 4.00 m
- Canto en el extremo del voladizo 18 a 20 cm
- Canto en el arranque del voladizo: $v/10$ a $v/7$