

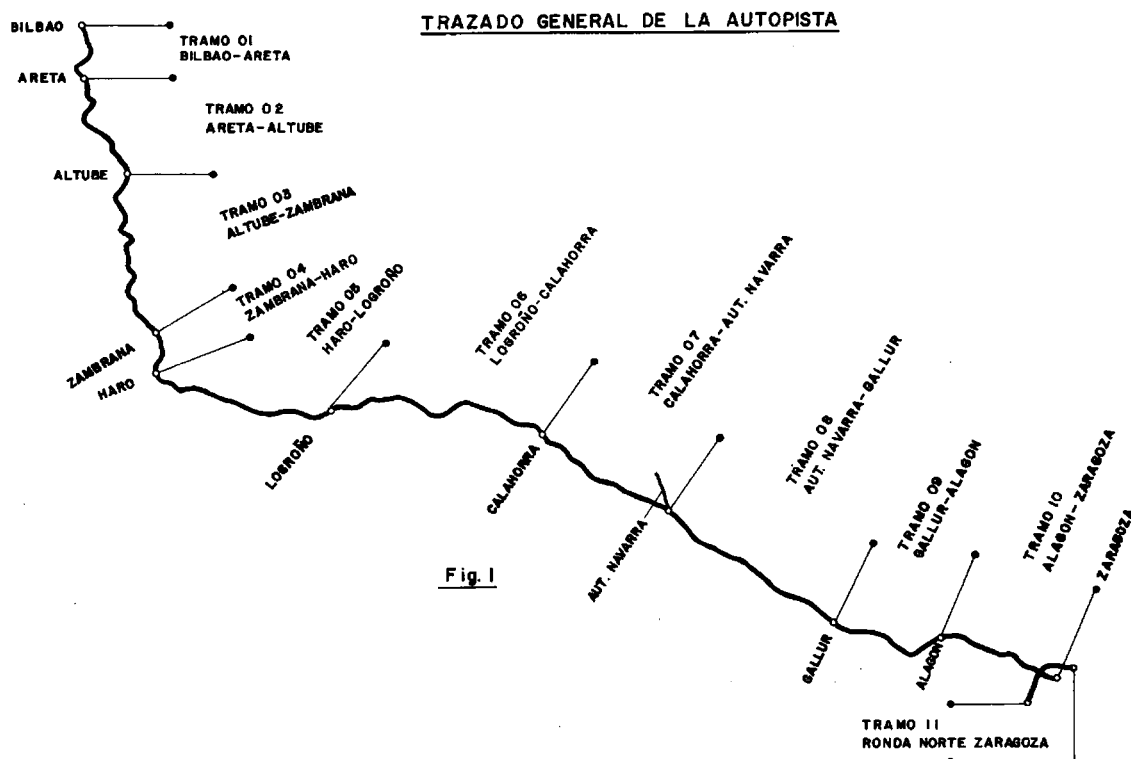
Dos pasos superiores en el enlace de la Ronda Norte de Zaragoza con la Autopista del Ebro.

Carlos Siegrist, Avelino Samartín, Manuel Martínez Lafuente, Arturo del Tiempo
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

1. INTRODUCCION

La autopista del Ebro, en el itinerario Bilbao-Zaragoza, ha sido objeto de concurso para su construcción y explotación en régimen de peaje, siendo adjudicataria de la misma la empresa Autopista Vasco-Aragonesa, Concesionaria Española, S.A. La concesión de la construcción y explotación del mencionado itinerario, incluía la obligación de construir la Ronda Norte de Zaragoza, que se desarrolla a lo largo de 11 km. entre la Carretera Nacional II, de Madrid a Barcelona, y la autopista de Alfajarín, comienzo del itinerario Zaragoza-Vendrell que completa la Autopista del Ebro.

El itinerario total está dividido en once tramos, de los que el décimo se desarrolla entre el enlace de Alagón y Zaragoza, y el undécimo es la propia Ronda Norte de Zaragoza. Estos dos tramos se cruzan prácticamente en ángulo recto a unos 4 km. de la Avenida de M^a Agustín, donde finaliza la Autopista (Fig. 1).



ANTEPROYECTO DE ENLACE EN RONDA NORTE

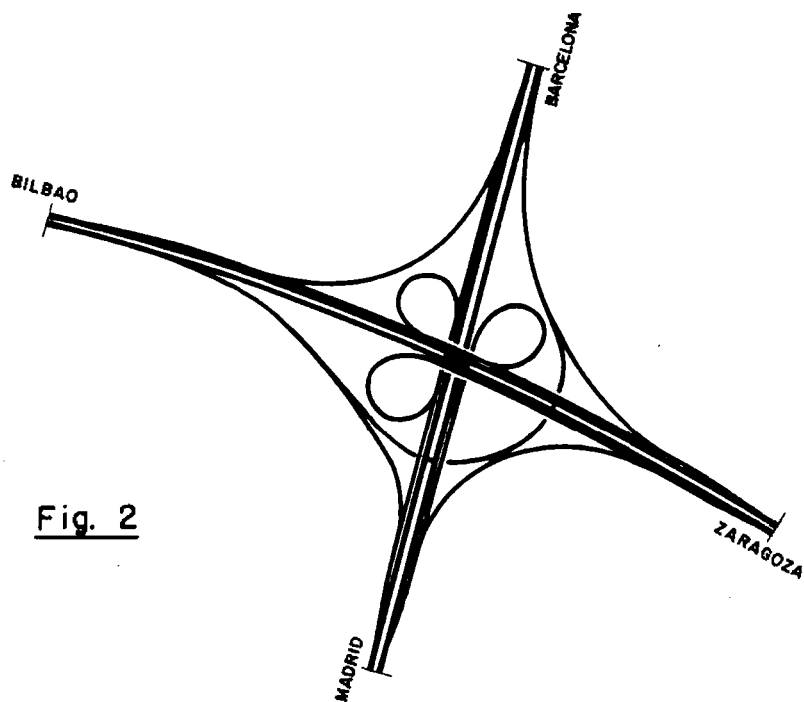


Fig. 2

PROYECTO DEFINITIVO DE ENLACE EN RONDA NORTE

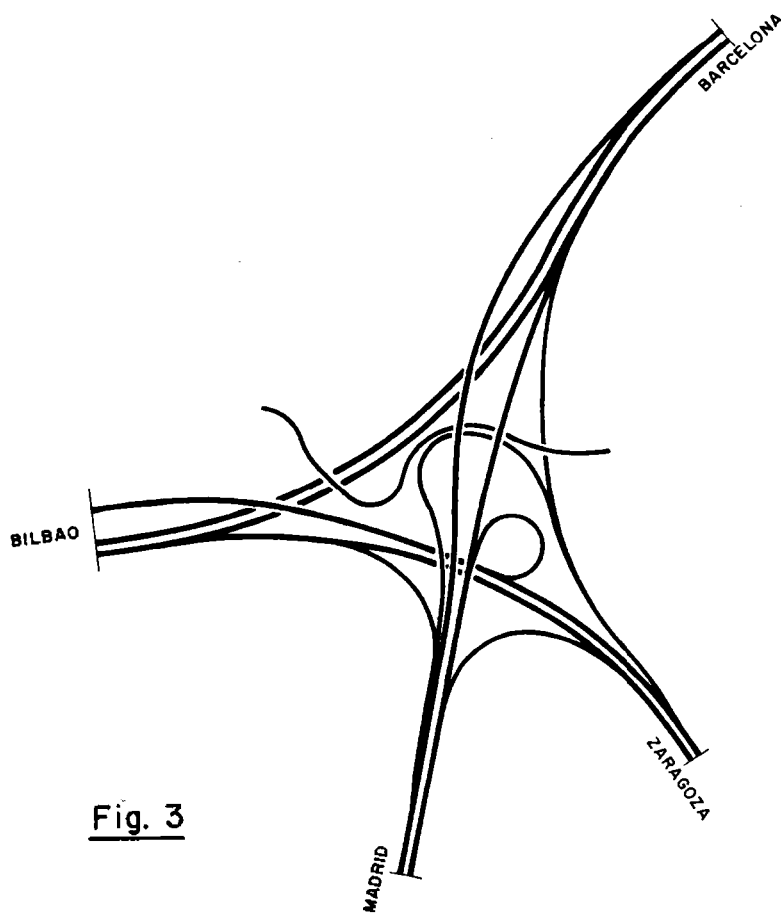


Fig. 3

En el Anteproyecto de la Administración se daba continuidad a la Ronda Norte y a la penetración de la Autopista en Zaragoza, dejando el recorrido Bilbao-Barcelona como un ramal del enlace (Fig. 2). La Sociedad Concesionaria introdujo una modificación sustancial en éste, que fue aprobada por la Administración, dando continuidad geométrica y funcional a la Autopista del Ebro, a través del tramo de Ronda Norte, hacia la autopista ya existente Zaragoza-Alfajarín, y con la que estaba entonces en construcción y hoy ya está en funcionamiento, de Alfajarín a Vendrell.

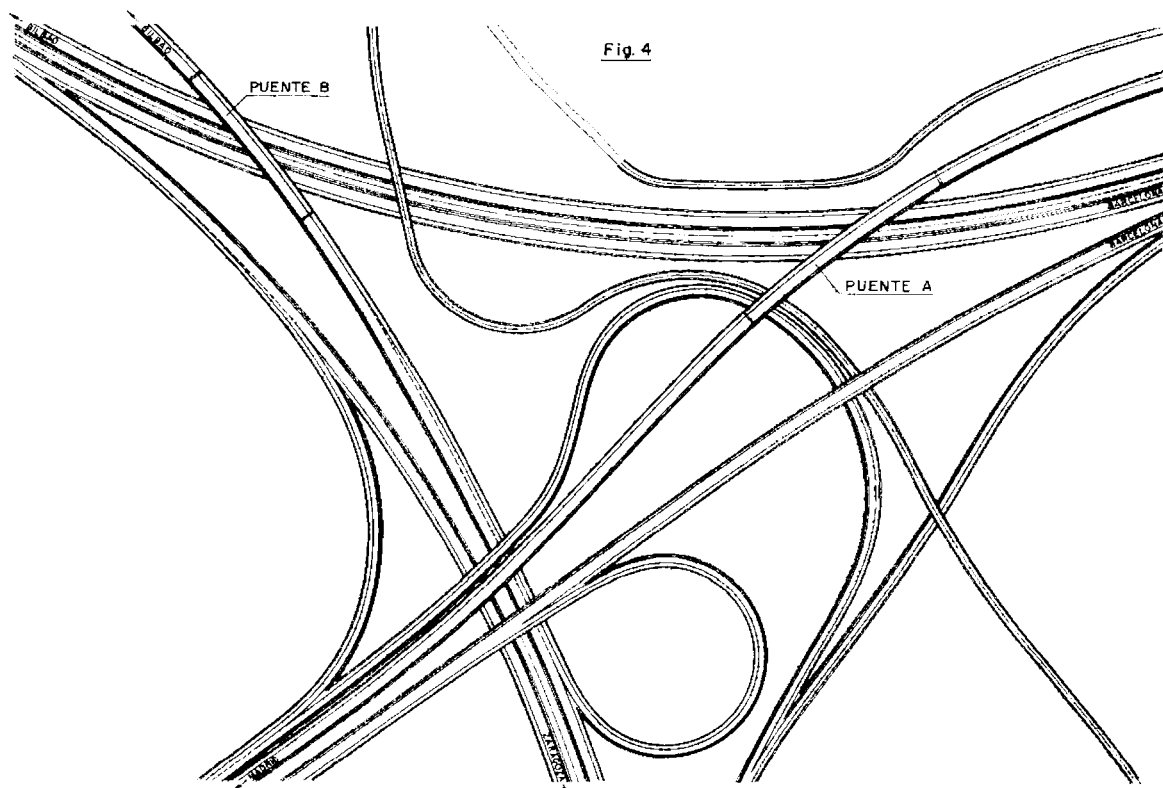
De esta forma, la penetración en Zaragoza, del itinerario Bilbao-Zaragoza, se desprende del tronco principal como un ramal de acceso, e igualmente lo hace la propia Ronda Norte, en su dirección hacia la carretera N-II (Fig. 3).

El enlace entre las cuatro direcciones, Bilbao, Alfajarín, Zaragoza y Carretera N-II, es completo, a excepción del movimiento Alfajarín-Zaragoza, que se ha omitido por su escaso interés, dado que ya existe en el inmediato enlace de la Ronda Norte con la carretera N-232, a 1 Km. de distancia.

La complicación geométrica del enlace, y de las estructuras que se originan en el cruce de los diversos sentidos de circulación, viene agravada por la existencia del camino de Monzalbarba, que cruza todos los ramales del enlace por el lado Norte, y la propia Autopista del Ebro.

El enlace da lugar a la existencia de ocho estructuras, de las cuales, tres son losas macizas de canto constante, dos son puentes de vigas-cajón isostáticas prefabricadas, una a base de vigas de sección en doble "T" prefabricadas, y las otras dos, que son de las que se va a tratar a continuación, son losas continuas aligeradas.

Corresponden estas dos últimas estructuras al paso de los ramales Alfajarín-Carretera N-II y Zaragoza-Bilbao, sobre la autopista del Ebro. Ambas tienen un ancho total de 13 metros, distribuidos en una calzada de dos carriles de 3,75 m., cada uno, un arcén derecho de 2,50 metros, un arcén izquierdo de 1 metro y dos aceras de 1 metro cada una. El ancho total de la autopista del Ebro es de 34 metros entre bordes exteriores de bermas, correspondiente a dos



calzadas de dos carriles de 3,75 m. cada uno, con arcenes de 2,50 m., el exterior y 1 metro el interior, y una mediana de 10 metros. Los dos cruces están fuertemente esviados, desarrollándose las estructuras en ambos, en curvas circulares de 800 m., de radio. En lo que sigue se designará por "Puente A" el primero y "Puente B" el segundo. (Fig. 4).

2. DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

Desde el primer momento se desechó la posibilidad de hacer los puentes en esviaje, puesto que éste es acusadísimo, y origina grandes problemas en las esquinas y en los apoyos, además de alargar fuertemente la longitud de los muros de estribos. Además, en el "Puente A", existía la necesidad de salvar el camino de Monzalbarba y el ramal Zaragoza-Carretera N-II, con un ángulo de esviaje mucho menor; por todo ello se decidió disponer las líneas de apoyos normales al puente.

Se tanteó la posibilidad de disponer apoyo único, en las pilas, pero, dado que las condiciones de los cruces imponen luces muy diferentes, y dan lugar a estructuras de bastante longitud, sobre todo en el Puente A, así como por el ancho de 13 metros, se decidió poner apoyo doble, aún a costa de aumentar un poco la longitud de los vanos centrales, empotrando elásticamente a torsión el tablero sobre las pilas.

Las luces resultantes en los dos puentes son las siguientes:

Puente A: 28,00-41,00-37,50-32,75-26,75 metros.

Longitud total: 166,00 metros.

Puente B: 25,45-41,00-35,50-23,35 metros.

Longitud total: 125,30 metros.

(Figs. 5a y 5b).

2.1 Tablero

La elección de la sección transversal venía condicionada por aspectos resistentes (luz máxima de 41 metros, y apoyos dobles pero con poca separación transversal en cada pila) y por aspectos estéticos (son puentes de altura estricta, con gálibo de 5 metros sobre la autopista inferior). Por otra parte, la diferencia de luces y la curvatura en planta de las estructuras aconsejaba realizar tableros continuos, eliminando asimismo las juntas de dilatación intermedias, siempre molestas para el tráfico, de conservación difícil y, a menudo, con problemas de estanquidad.

Conjugando todos los aspectos anteriores se decidió la adopción de una sección en artesa, trapezoidal, con voladizos laterales de 4 metros de longitud que contribuyen a aumentar la sensación de esbeltez del tablero.

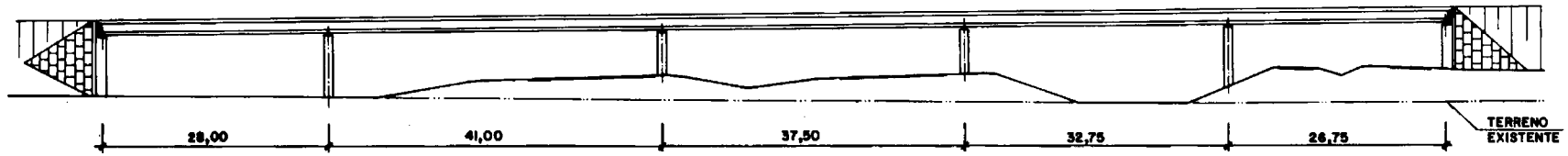
La sección tiene 1,65 metros de canto constante, lo que representa una esbeltez de 1/25 respecto a la luz máxima de 41 metros.

Está aligerada con cuatro alveolos, de los que dos corresponden a las zonas laterales, en orden a reducir al máximo el peso propio, con espesores de 20 cm. en las tablas inclinadas laterales y en la zona central del forjado superior, y de 25 cm. en los laterales del forjado superior y en la losa inferior. El espesor de las tres almas verticales es de 50 cm.

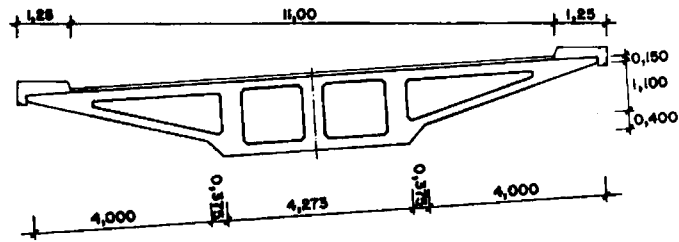
Los paramentos laterales inclinados tienen un quiebro a 40 cm. del plano inferior con objeto de disimular la posible junta de hormigonado en esta zona; sin embargo, como se explicará más adelante, la primera fase de hormigonado ha abarcado la losa inferior y las inclinadas en toda su longitud haciendo innecesaria la mencionada junta de hormigonado.

La sección transversal se maciza en las zonas de apoyo, en una longitud de 3 metros sobre las pilas y de 2,45 m sobre los estribos.

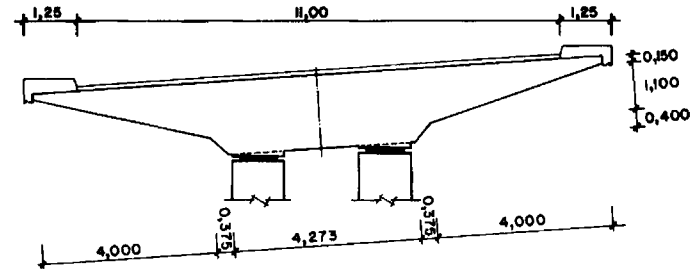
PUENTE-A
ALZADO



SECCION A-A



SECCION B-B



PLANTA

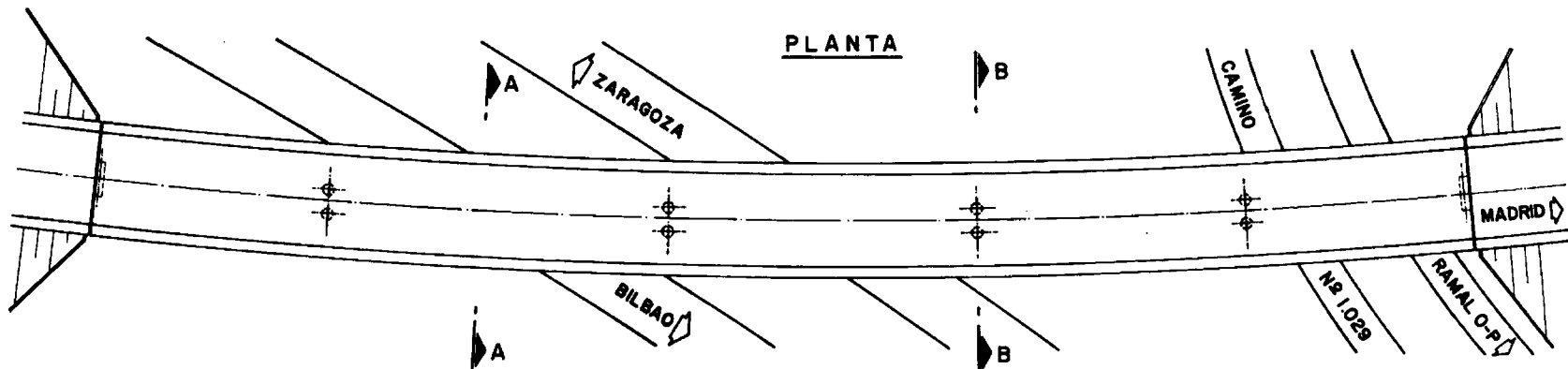
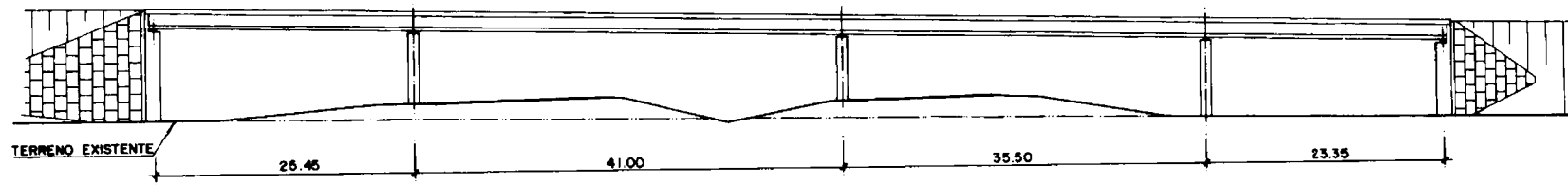
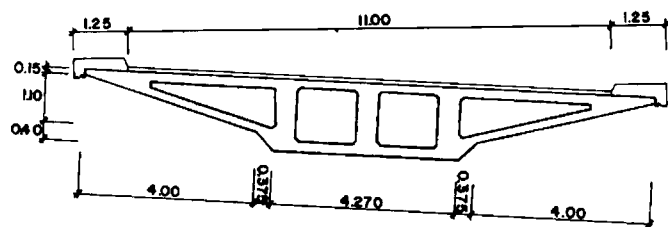


Fig. 5 a

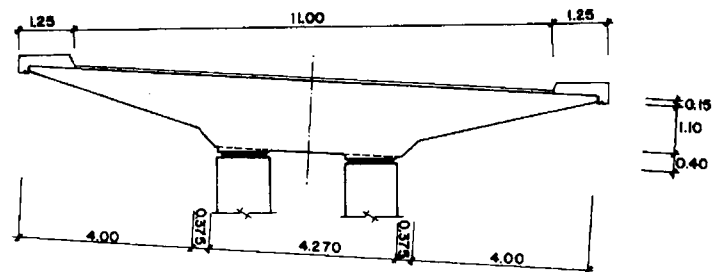
PUENTE-B
ALZADO



SECCION A-A



SECCION B-B



PLANTA

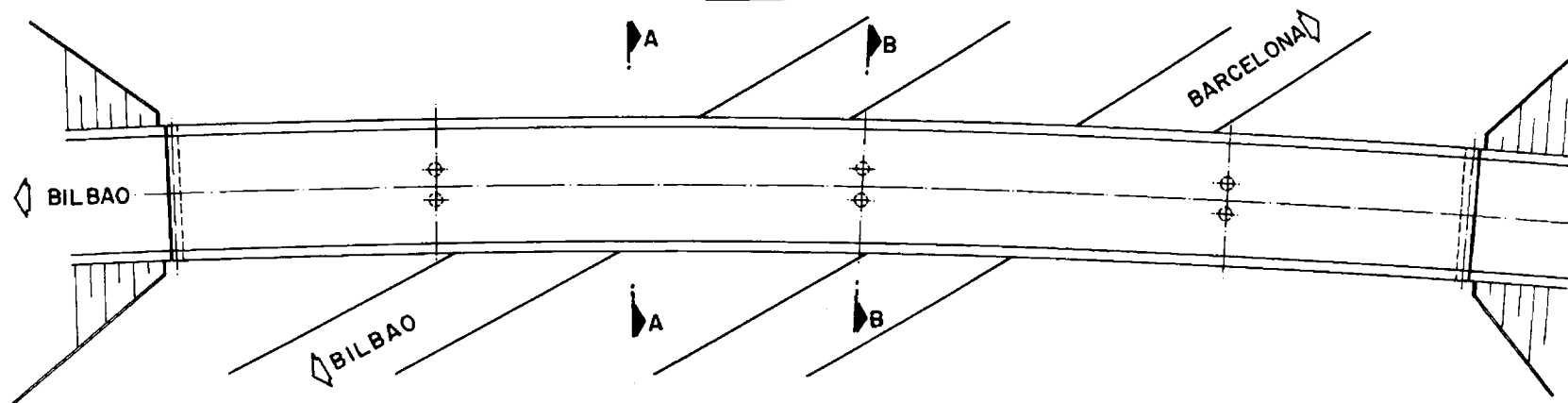


Fig. 5 b

2.2 Pretensado del Tablero

Dada la diferente longitud total de los tableros se han construido de forma diferente, como más adelante se verá. Esto ha influido de forma decisiva en el trazado y disposición de los cables de pretensado, pues mientras el "Puente B" se ha hormigonado cimbrándolo en su

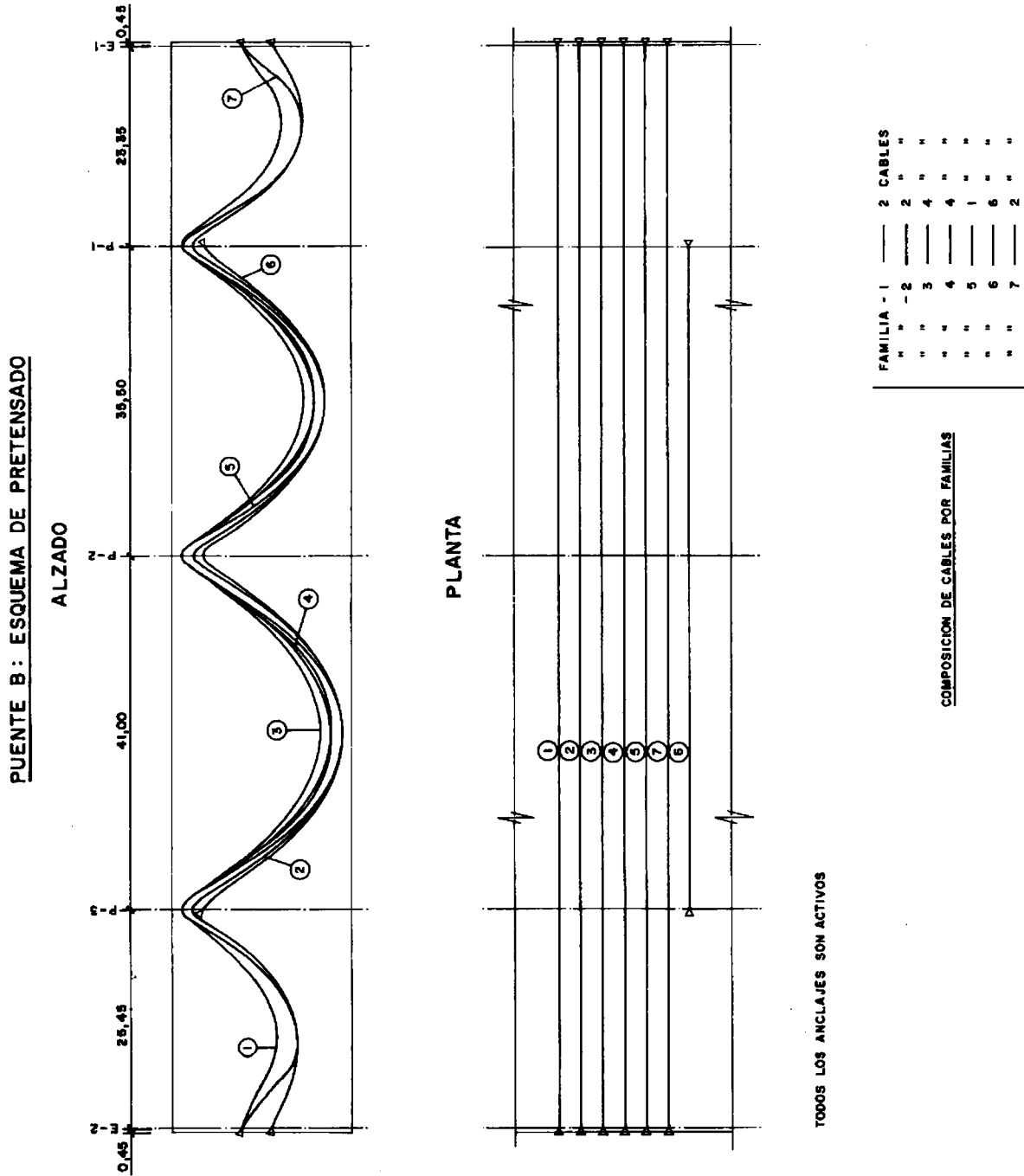
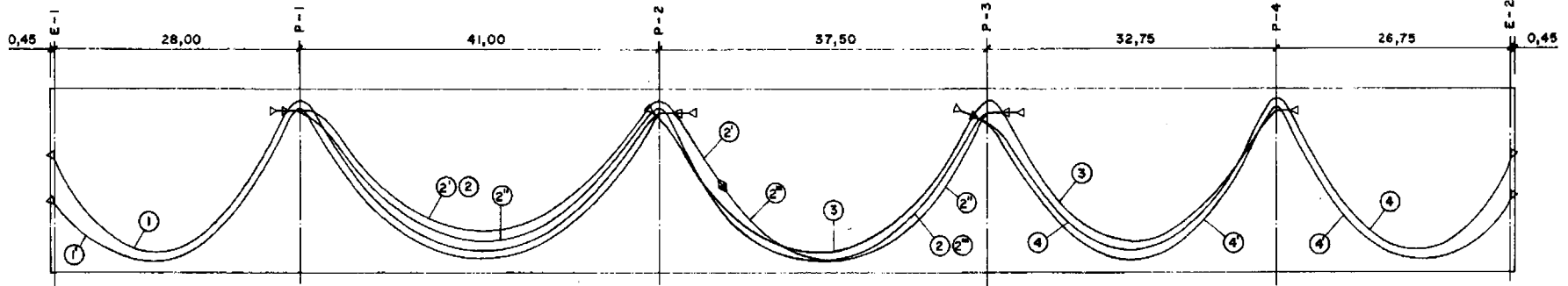


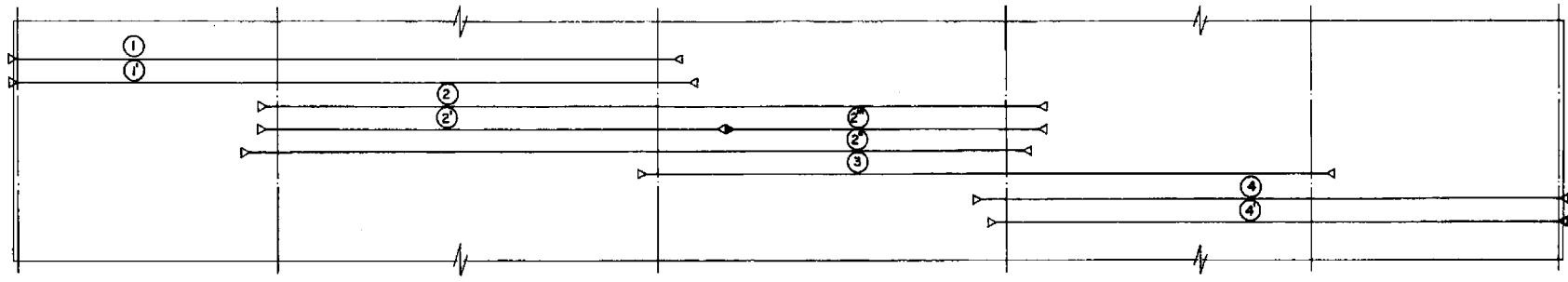
Fig. 6

PUENTE A: ESQUEMA DE PRETENSADO

ALZADO



PLANTA



▷ ANCLAJE ACTIVO
 ▽ ANCLAJE PASIVO

COMPOSICION DE CABLES POR FAMILIAS

FAMILIA - 1	—	6	CABLES
" " 1'	—	6	" "
" " 2	—	3	" "
" " 2'	—	3	" "
" " 2''	—	6	" "
" " 2'''	—	3	" "
" " 3	—	6	" "
" " 4	—	6	" "
" " 4'	—	6	" "

Fig.7

totalidad, el "Puente A" se ha ejecutado en dos fases, cimbrando en la primera los dos vanos de 25, 45 y 41,00 metros y 7,50 metros del tercer vano, y en la segunda fase el resto.

En ambos puentes se utilizan cables de 18 torones de 0,5" de diámetro, de acero superestabilizado de 190 kg/mm² de tensión de rotura, tesados a 254 toneladas, lo que representa el 75 por 100 de la carga de rotura.

En el "puente B" existen siete familias de cables de las que 6 tienen sus anclajes en los extremos del tablero; la séptima familia se ancla sobre las pilas 1 y 3, pretensando sólo los dos vanos centrales. Existen 6 cables en esta familia, y en total, 21 (Fig. 6).

En el "Puente A", por el contrario, el cableado es mucho más complicado, como es lógico. Por un lado existen 15 cables distribuidos en 3 familias que se tesan en la 1^a fase de hormigonado, de las cuales, una se prolonga en la 2^a fase mediante conexión con un acoplador de tipo fijo. En esta 2^a fase de hormigonado se tesan 30 cables distribuidos en 6 familias. El trazado está hecho de modo que ningún cable abarque más de dos vanos, con objeto de evitar las fuertes pérdidas de pretensado que se producen al acumularse los cambios de sentido de curvatura. (Fig. 7).

De esta forma, las cuantías de acero de pretensado obtenidas son las siguientes:

Puente A: 18,87 kg/m² de tablero.

Puente B: 20,21 kg/m² de tablero.

2.3 Pilas y cimentación

El ancho inferior del tablero es de 4,27 metros. Para darle apoyo doble cabe la posibilidad de disponer una pila única, ensanchada en su coronación para disponer los dos apoyos, o bien desdoblar la pila en dos fustes independientes.

La primera solución exige pilas de forma trapecial o en "V", muy adecuadas cuando la altura de todas es prácticamente la misma. Sin embargo, en nuestro caso, aunque la altura desde la coronación de zapata hasta el tablero es semejante, la altura visible de las pilas varía considerablemente a causa del peralte de la autopista inferior, y de las diferencias de cotas de ra-



Fig. 8.

sante entre ésta y el camino y ramal salvados. Por otra parte, el peralte de las estructuras, que es del 6 por 100 en el puente A y del 5,5 por 100 en el puente B, obliga a coronar las pilas a diferente altura en sección transversal, o por el contrario, a disponer tacones de apoyo de altura distinta en el tablero, para coronar la pila en horizontal, lo que no contribuye a realzar el aspecto estético del puente.

Por todo ello se ha decidido disponer pilas formadas por dos fustes cilíndricos circulares, de 1,20 m. de diámetro, separados 2,90 m. entre ejes. A ello ha contribuido también un deseo de uniformidad con los otros pasos superiores del enlace, que van apoyados sobre pilas cilíndricas circulares (Fig. 8).

En cuanto al terreno de cimentación es semejante en ambos pasos, pues ambos están situados en el lecho de inundación del Ebro, en zona afectada por meandros actualmente abandonados.

En ambos casos aparecen tres niveles, con espesores y características variables a causa del continuo proceso de erosión y deposición efectuado por el río:

- Tierra vegetal y limos arenosos blandos con espesores comprendidos entre 2 y 8 metros.
- Gravas en matriz limo-arenosa, con espesores variables entre 6,50 y 12 metros.
- Margas arcillosas grises con nódulos de yeso y algún banco métrico de yeso masivo, perteneciente al Mioceno. En el contacto con las gravas hay una capa de arcilla margosa alterada, con un espesor de 1 a 2 metros.

Dada la deficiente calidad del estrato superficial, y su espesor, y la existencia de la capa de arcilla margosa alterada bajo las gravas, se decidió disponer una cimentación profunda, que redujera claramente la posibilidad de aparición de asentamientos diferenciales, con su repercusión sobre las estructuras hiperestáticas proyectadas.

En total, cada pila del Puente A va cimentada sobre 10 pilotes de 1 metro de diámetro y unos 19 metros de longitud, y las de la estructura B sobre 8 pilotes de 1 m de diámetro, y longitudes comprendidas entre 12 y 17 metros. Todos los pilotes se empotran 8 metros en las margas arcillosas.

2.4 Estribos

Mención especial merecen los estribos de estas estructuras que, como se justifica a continuación, presentan la particularidad de no estar físicamente en contacto con el terraplén de acceso.

El diseño de estos estribos, fue consolidándose tras un proceso de tanteo y comparación económica entre diferentes soluciones. Como factores de peso que influyeron de forma más determinante en la elección de la solución, intervinieron los siguientes:

- a) El elevado coste del pilotaje, unido a la brevedad del plazo de ejecución, exigían minimizar en lo posible el número de pilotes de estos estribos.
- b) La excesiva altura de los terraplenes de acceso, obligaba a prolongar la obra con muros de acompañamiento que, caso de ser tradicionales, hubieran requerido de una cimentación por pilotes o pantallas para poder resistir los elevados empujes a que se veían solicitados.
- c) La cuantía de armadura de los pilotes del muro de contención del estribo resultaba muy elevada ya que estaban solicitados por fuertes esfuerzos de flexión originados por el empuje del relleno de trasdós.

Por estos motivos, se decidió independizar la cimentación propia del puente, de la contención de tierras del relleno, lo que podía conseguirse interponiendo un muro de Tierra Armada que aislase el trasdós del estribo, del terraplén (Fig. 9).

El hueco que quedaba abierto entre ambos elementos se salvaba en coronación mediante un murete de guarda que se prolongaba hacia atrás hasta tomar contacto con el terraplén permitiendo así salvar la discontinuidad de la rodadura.

Para cimentación de los tabiques de 4,00 x 1,30 metros de apoyo extremo del tablero, se dispusieron seis pilotes de 1,00 metro de diámetro en ambos puentes.

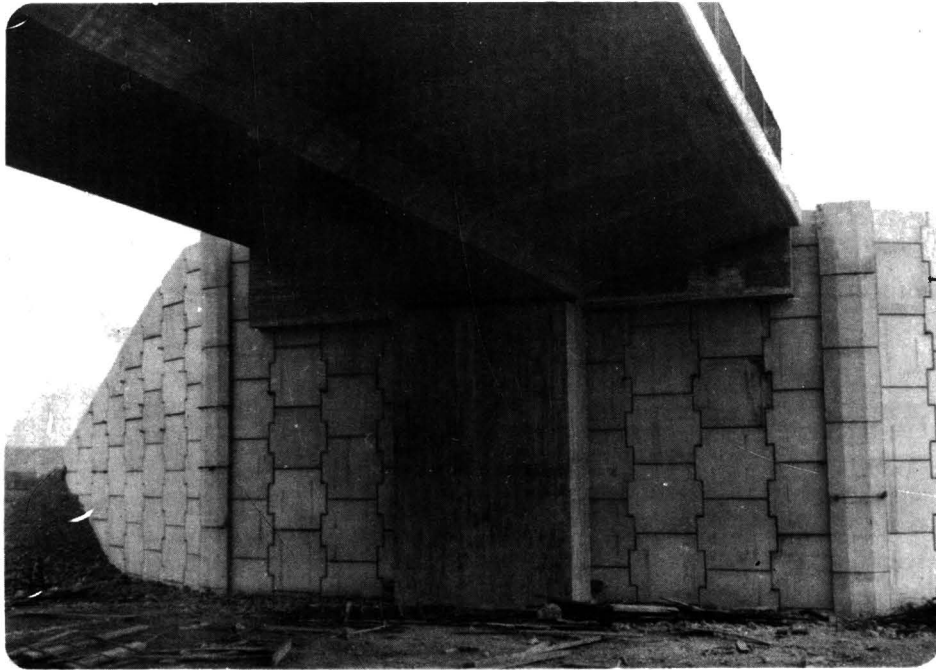


Fig. 9

3. ANALISIS ESTRUCTURAL

Se comentan a continuación los aspectos más importantes considerados en el cálculo del puente. En particular se describen los modelos estructurales utilizados, el análisis propiamente dicho y los resultados obtenidos. Con este objeto se supone el puente, dividido en tres partes diferenciadas:

- 1) tablero, 2) pilas, estribos y cimentación. 3) Apoyos y detalles constructivos.

3.1 Tablero

Estructuralmente constituye una losa continua de sección constante muy aligerada. Como es habitual en este tipo de tableros, se suele considerar separado el cálculo en dos fases.

- a) Análisis de los esfuerzos totales “a todo ancho”, es decir, como estructura monodimensional (viga).
- b) Estudio transversal.
- a) *Cálculo longitudinal.*

En el estudio longitudinal a todo ancho, se ha supuesto el tablero, dada su pequeña curvatura en planta, como una viga recta continua de varios vanos, con las luces siguientes:

ESTRUCTURA A 28,00 - 41,00 - 37,50 - 32,75 - 26,75

ESTRUCTURA B 25,45 - 41,00 - 35,50 - 23,35

Las características mecánicas de la sección transversal utilizadas, han sido:

– Sección normal

A = Area = 7,5222 m²

I = Inercia = 2,13305 m⁴

Posición del centro de gravedad.

V = Distancia a la fibra superior = 0,627 m.

V' = Distancia a la fibra inferior = 1,023 m.

Sección maciza (sobre apoyos).

A = 13,700 m²; I = 2,4738 m⁴; V = 0,652 m; V' = 0,998 m.

Las acciones actuantes consideradas, fueron:

– Peso propio (suponiendo un peso específico del hormigón de 2,5 T/m³).

– Superestructura (barandillas, acera y pavimento).

– Sobrecarga de la Instrucción Española de Puentes de Hormigón (carro de 60 T y sobrecarga uniforme de 0,400 T/m²).

Mediante un programa de cálculo por computador, realizado específicamente para este tipo de estructuras de tableros, se han obtenido los siguientes resultados:

Esfuerzos (momentos flectores y cortantes) en secciones a décimos de la luz de cada vano y reacciones de apoyos producidas por las anteriores acciones. En particular, para la sobrecarga, se han calculado para cada esfuerzo y reacción pésima (máximas y mínimas), la posición del tren que la alcanza, así como los esfuerzos acompañantes, que el tren en dicha posición produce.

El pretensado se ha considerado en el cálculo como una acción exterior y es tratado también dentro del programa anterior de computador, a partir de los datos de la geometría del trazado de los cables y sus características (resistencia, tensión inicial y tipo de tesado, etcétera).

Los cables de pretensado utilizados han sido tendones de cordón de 18 ϕ 0,5" sistema Stronghold.

Dos situaciones extremas se han previsto en el estado tensional del pretensado:

1) Inicial: obtenida a partir de la situación de tesado, deducidas las pérdidas de tensión debidas al rozamiento y penetración de los anclajes y no simultaneidad de la puesta en tensión.

2) Final: igual a la situación inicial, deduciendo las pérdidas debidas a la relajación del acero, retracción y fluencia del hormigón.

El estudio tensional ha sido dividido en dos grandes apartados:

Tensiones longitudinales de flexión

En las secciones a décimos de luz de cada vano, se combinan los esfuerzos anteriores, en las distintas etapas funcionales (construcción y servicio) del tablero.

A efectos indicativos, se calcularon las tensiones medias longitudinales de flexión de las secciones anteriores, obteniéndose los siguientes valores extremos:

Fase constructiva	$\sigma_{\min} = 20,4 \text{ kg. cm}^{-2}$	$\sigma_{\max} = 75,1 \text{ kg. cm}^{-2}$
Fase servicio	$\sigma_{\min} = 10,7 \text{ "}$	$\sigma_{\max} = 112,5 \text{ "}$

Sin embargo, como es bien conocido, la distribución transversal de tensiones longitudinales no es uniforme, al existir una excentricidad de la sobrecarga y una distinta colaboración de los elementos estructurales en esta flexión (ancho eficaz del ala). Con objeto de determinar esta distribución transversal, se han obtenido a partir del estudio transversal, que se describe más tarde, los coeficientes k_i de excentricidad de flexión en las fibras 1, 2, 3, 7 y 8 (figura 10); es decir, las relaciones entre las tensiones reales en dichas fibras σ_i y la tensión media, σ_m .

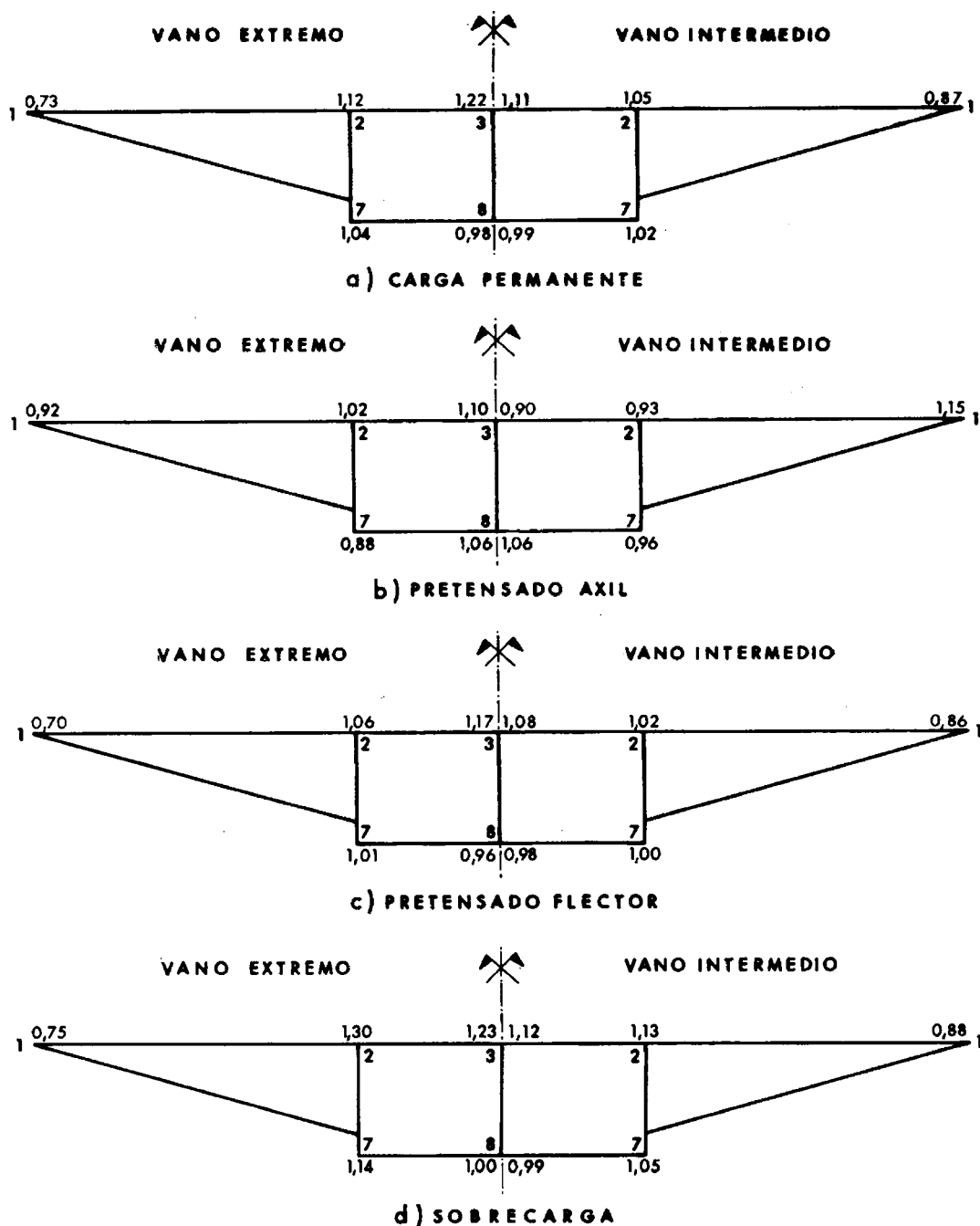


Figura 10 - k_i COEFICIENTES DE EXCENTRICIDAD DE FLEXION LONGITUDINAL

Conviene observar que estos coeficientes de excentricidad son distintos para cada solici-tación (pretensado, carga permanente, peso propio, sobrecarga).

Considerando esta variación transversal, los valores máximos y mínimos de las tensio-nes son los siguientes, en Kg/cm².

FIBRA	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$
1	74,9	9,5
2	74,1	-10,3
3	72,1	-11,8
4	110,7	-12,4
5	108,4	- 6,1

Valores considerados totalmente admisibles ya que el hormigón del tablero es del tipo H-350.

Además de esta comprobación de las tensiones de servicio, se han estudiado las situa-ciones de fisuración y rotura, deduciéndose respectivamente la armadura pasiva y el margen de seguridad, según las recomendaciones francesas de la A.S.P. -65.

Tensiones tangenciales de flexión y torsión

El flujo de tensiones tangenciales que aparecen a lo largo de cada sección transversal, procede de la acción conjunta del esfuerzo cortante y el momento torsor actuante en dicha sección. Para su determinación es necesaria la utilización de ciertos resultados deducidos de un estudio transversal.

En particular se precisa conocer los coeficientes K_I de cada fibra i , que representan la relación entre la tensión tangencial en dicha fibra y el esfuerzo cortante total actuante en la sección, es decir, $K_I = T_I/Q$. Conviene observar que en este valor del coeficiente K_I está in-cluido el efecto de la posible excentricidad de la sobrecarga (torsión), y además depende de la situación de la sección transversal estudiada.

A partir de los coeficientes K_I , se calcularon las tensiones tangenciales en las secciones situadas a décimos de la luz de cada vano, producidas por las acciones de peso propio, super-estructura, sobrecarga en sus situaciones extremas (máxima y mínima), y pretensado en sus fases inicial y final. Así como el valor acompañante de la tensión longitudinal de flexión, ne-cesario para la comprobación según las recomendaciones citadas. Esta comprobación ha sido realizada mediante un programa específico de cálculo por computador, obteniéndose la ar-madura de las distintas fibras y su variación a lo largo del tablero.

b) Estudio Transversal.

Lámina plegada prismática

El elevado aligeramiento de la losa, exige para su estudio transversal adecuado, su mo-delización como estructura tridimensional (West, 1973). Sin embargo, a efectos comparati- vos, se ha estudiado asimismo como una estructura bidimensional, mediante emparrillado pla-no.

La lámina plegada ha constituido la estructura tridimensional utilizada como modelo del tablero. La adecuación, en el estudio de puentes ha sido mostrada por numerosos autores (Scordelis 1966, Samartin 1974) por lo que no se repiten sus argumentos aquí.

La idealización de la losa real en lámina plegada, es directa, ya que impone el mínimo

de artificio. En este caso, la lámina plegada tiene las siguientes características (figura 11) y los siguientes espesores de las placas:

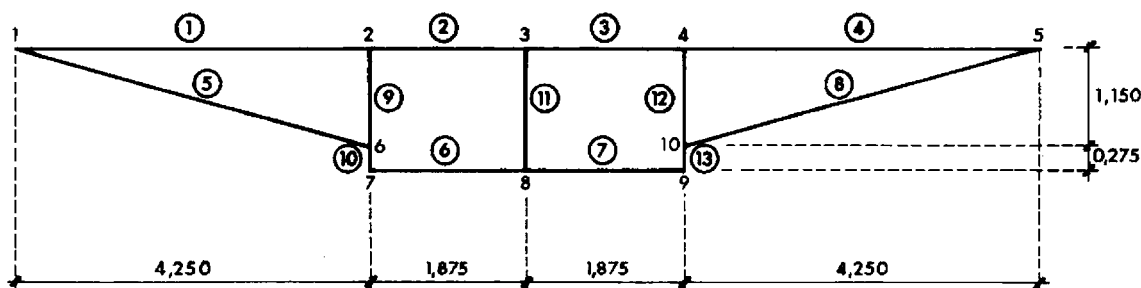


Figura 11.- LAMINA PLEGADA. SECCION TRANSVERSAL

LOSA	ESPESOR DE EXTENSION (laja)	ESPESOR DE FLEXION (placa)
1 y 4	0,250 m	0,324 m
2 y 3	0,200	0,246
5 y 8	0,200	0,259
6 y 7	0,250	0,307
11 y 12	0,500	0,500
10 y 13	0,750	0,750

El espesor de flexión se ha obtenido mediante consideración de la luz libre existente para la flexión entre nudos.

Si bien un cálculo como lámina plegada continua es posible, para el estudio transversal no se ha considerado preciso tal refinamiento, habiéndose supuesto la consideración de láminas plegadas simplemente apoyadas de luz igual a la distancia entre puntos de inflexión. En este caso, se han considerado las dos luces (casos extremos), de las láminas plegadas biapoyadas siguientes:

- 1) $L_1 = 25,00$ m
- 2) $L_2 = 17,00$ m

Los casos de carga estudiados se esquematizan en la figura 12.

Los resultados obtenidos mediante un programa de computador, son los movimientos a lo largo de las aristas (tres desplazamientos y un giro), y los esfuerzos en los extremos de cada losa (flector, cortante transversal, axil y cortante en el plano de la losa o rasante).

A partir de estos resultados se obtuvieron los siguientes valores característicos del estudio transversal de la sección:

- 1) Coeficiente de excentricidad de momentos longitudinales.
- 2) Coeficiente de cortantes.
- 3) Esfuerzos transversales. Momentos flectores.
- 4) Esfuerzos transversales. Axiles,

para las diferentes acciones (peso propio, superestructura, pretensado y sobrecarga) en todas las fibras de la sección transversal.

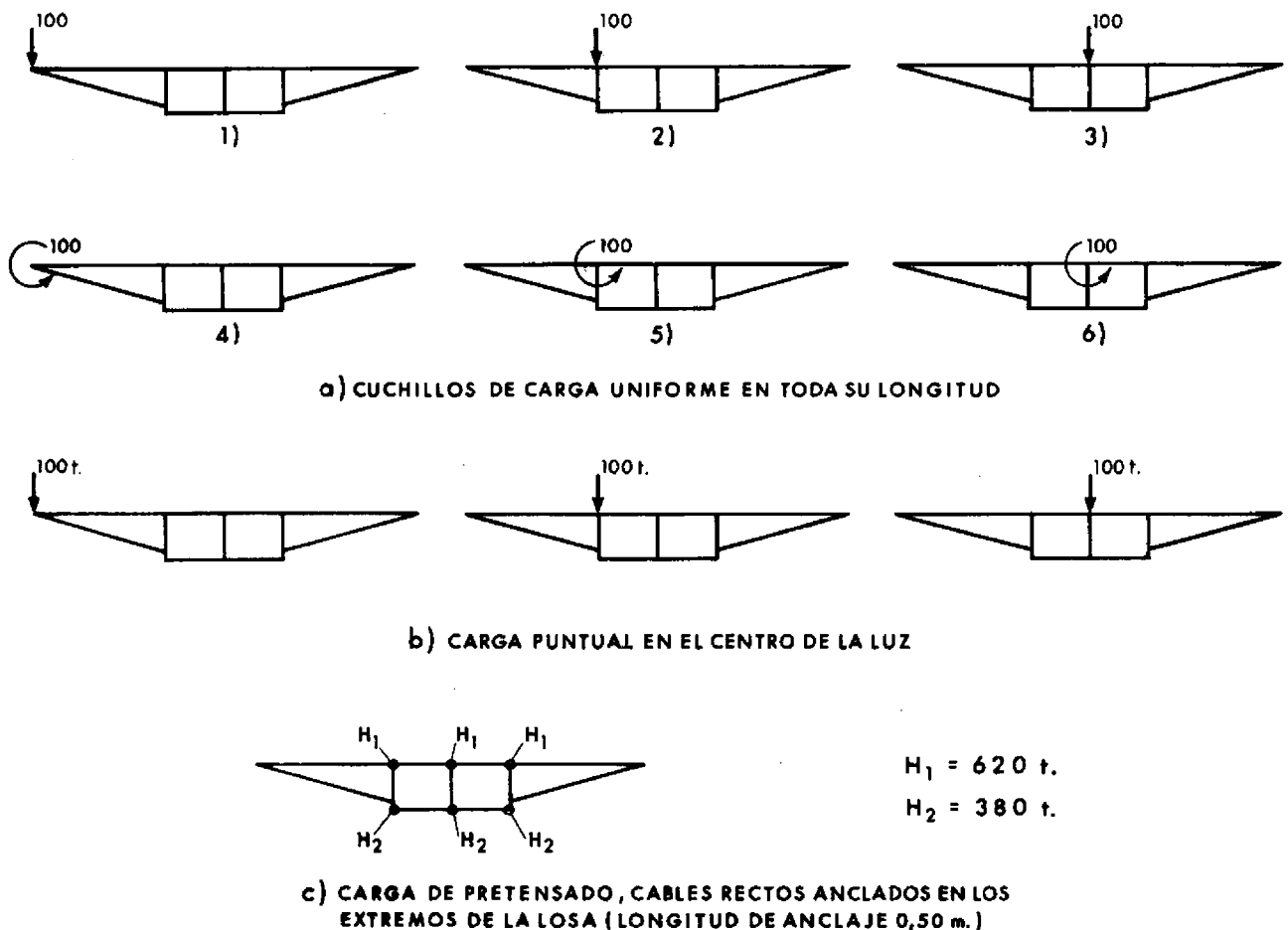


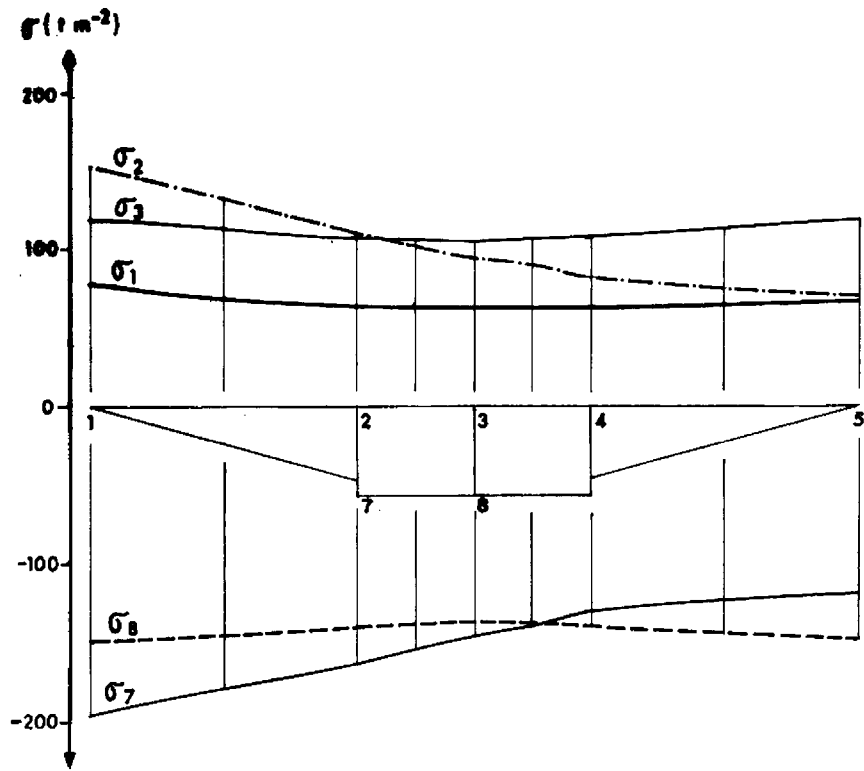
Figura 12.- LAMINA PLEGADA. CASOS DE CARGA ESTUDIADOS

Conviene observar que los valores de los esfuerzos transversales (momentos flectores) obtenidos de este cálculo como lámina plegada, son de carácter global y deben de ser sumados a los producidos localmente por la carga. En particular, si actúa la sobrecarga, el cálculo en lámina plegada, determina los momentos flectores transversales producidos por las posibles desnivelaciones entre apoyos. El otro sumando del momento transversal corresponde a la actuación directa de la sobrecarga sobre el forjado. Su cálculo puede realizarse mediante Westergaard o los ábacos de Pigeaud. Este último procedimiento fue el utilizado en este caso.

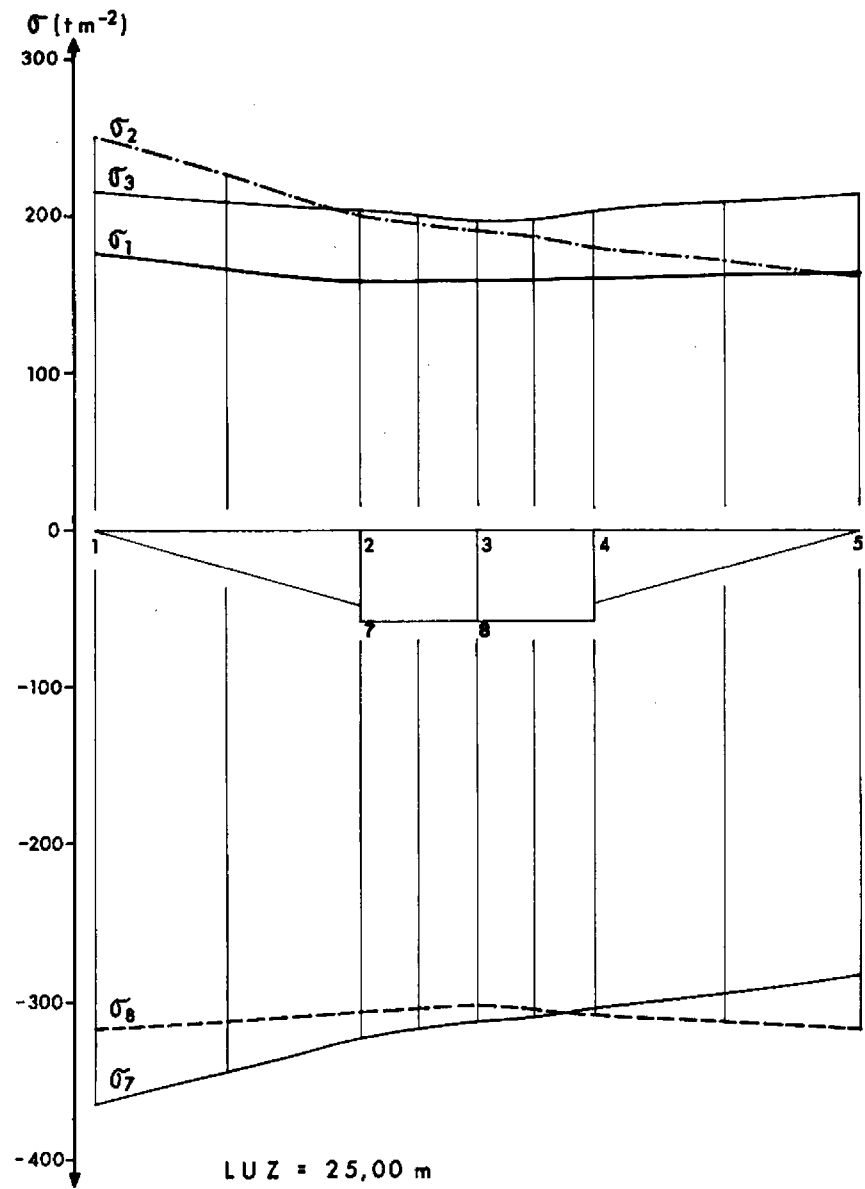
A continuación se exponen brevemente los resultados obtenidos en el cálculo como lámina plegada y el procedimiento seguido para la obtención de los coeficientes de excentricidad y esfuerzos citados anteriormente, que han constituido el objetivo fundamental de este estudio transversal.

1. Coeficientes de excentricidad de momentos longitudinales

De los resultados del cálculo como láminas plegadas se deducen las líneas de influencia de las tensiones longitudinales de flexión en las fibras 1, 2, 3, 7 y 8, que se denominan: σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_7 y σ_8 , cuando un cuchillo de carga uniforme de 100 tm^{-1} actúa a lo largo del tablero. (Fig. 13).



LUZ = 17,00 m.



LUZ = 25,00 m

Figura 13. -LAMINA PLEGADA. LINEAS DE INFLUENCIA DE TENSIONES LONGITUDINALES DE FLEXION

De modo análogo se procedió en los restantes casos de carga (puntual) y pretensado:

Para la fibra i y una acción determinada, se definen los coeficientes de excentricidad como sigue:

$$k_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_m}$$

σ_i = Tensión real longitudinal que aparece en la fibra i .

σ_m = Tensión media de todas las fibras situadas a la misma distancia de la fibra neutra, que la fibra i .

Los coeficientes de excentricidad de momentos obtenidos son los siguientes:

– Peso propio y superestructura.

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,73	1,12	1,22	1,04	0,98
Luz = 25,00	0,87	1,05	1,11	1,02	0,99

– Sobrecarga (vehículo de 60 t y carga repartida)

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,75	1,30	1,23	1,14	1,00
Luz = 25,00	0,88	1,13	1,12	1,05	0,99

– Pretensado (esfuerzos axiales)

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,92	1,02	1,10	0,88	1,06
Luz = 25,00	1,15	0,93	0,90	0,96	1,02

– Pretensado (momentos flectores)

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,70	1,06	1,17	1,01	0,96
Luz = 25,00	0,86	1,02	1,08	1,00	0,98

2. Coeficientes de excentricidad de cortantes

De los resultados del análisis de láminas plegadas se obtienen las líneas de influencia de los esfuerzos tangenciales T_I (tm^{-1}), que aparecen en la sección de apoyos, en las

diferentes fibras de la sección transversal, cuando actúa un cuchillo de carga de 100 tm^{-1} en toda la longitud del tablero.

De modo análogo se podrían dibujar las líneas de influencia, cuando actúan las cargas puntuales.

La tensión tangencial T_I en la fibra i , puede expresarse, en función del cortante total Q existente en la sección, mediante la fórmula:

$$T_I = k_I Q \quad (T_I \text{ en } \text{tm}^{-1} \text{ y } Q \text{ en } t)$$

en donde k_I incluye los efectos de torsión, y no homogeneidad de distribución del cortante en la sección.

Estos coeficiente k_I se deducen para cada clase de acción y cada fibra i —que se define, aquí, por conveniencia como extremo 1 ó 2 de la losa, mediante la notación 1-j ó 2-j respectivamente. De modo análogo al caso de k_j , a partir de los resultados de la fig. 16 se obtiene:

— Carga permanente ($k_I \times 10^3$).

FIBRAS	1-1	2-1	1-2	2-2	1-5	2-5	1-6	2-6	1-9	2-9	1-10	2-10	1-11	2-11
	1-4	2-4	1-3	2-3	1-8	2-8	1-7	2-7	1-12	2-12	1-13	2-13		
Luz = 17,00	80	120	38	57	85	33	125	43	122	123	125	190	91	120
Luz = 25,00	67	142	24	64	67	29	125	44	160	166	125	184	88	188

— Sobrecarga ($k_I \times 10^3$).

FIBRAS	1-1	2-1	1-2	2-2	1-5	2-5	1-6	2-6	1-9	2-9	1-10	2-10	1-11	2-11
	1-4	2-4	1-3	2-3	1-8	2-8	1-7	2-7	1-12	2-12	1-13	2-13		
Luz = 17,00	150	161	179	174	162	93	252	156	224	220	252	322	115	143
Luz = 25,00	127	183	162	182	130	86	242	165	220	224	242	302	104	144

3. Momentos flectores transversales (M_i)

El cálculo de la lámina plegada se puede aplicar directamente para la evaluación de estos esfuerzos M en la sección central del puente. Estos esfuerzos, así obtenidos, proceden de las desnivelaciones o diferencias de flechas entre las distintas almas de la sección transversal, (esfuerzos globales), por lo que deben de ser incrementados en los esfuerzos directos de transmisión de las cargas a las almas (esfuerzos locales) que se han obtenido, como se ha indicado antes, mediante los ábacos de Pigeaud.

La envolvente de momentos flectores globales máximos y mínimos que aparecen en el tablero se representa a continuación, para la luz de 25,00 m y carga del carro de 60 t. (Véase fig. 14).

Los efectos locales de las ruedas se deducen mediante los ábacos de Pigeaud. (Véase fig. 14). Obteniéndose los momentos transversales $M_i = 4,9$ y $3,1 \text{ mt/m}$ en las losas 1 y 2 respectivamente.

4. Axiles transversales (P_i)

De modo análogo al cálculo anterior se obtienen directamente de las líneas de influencia

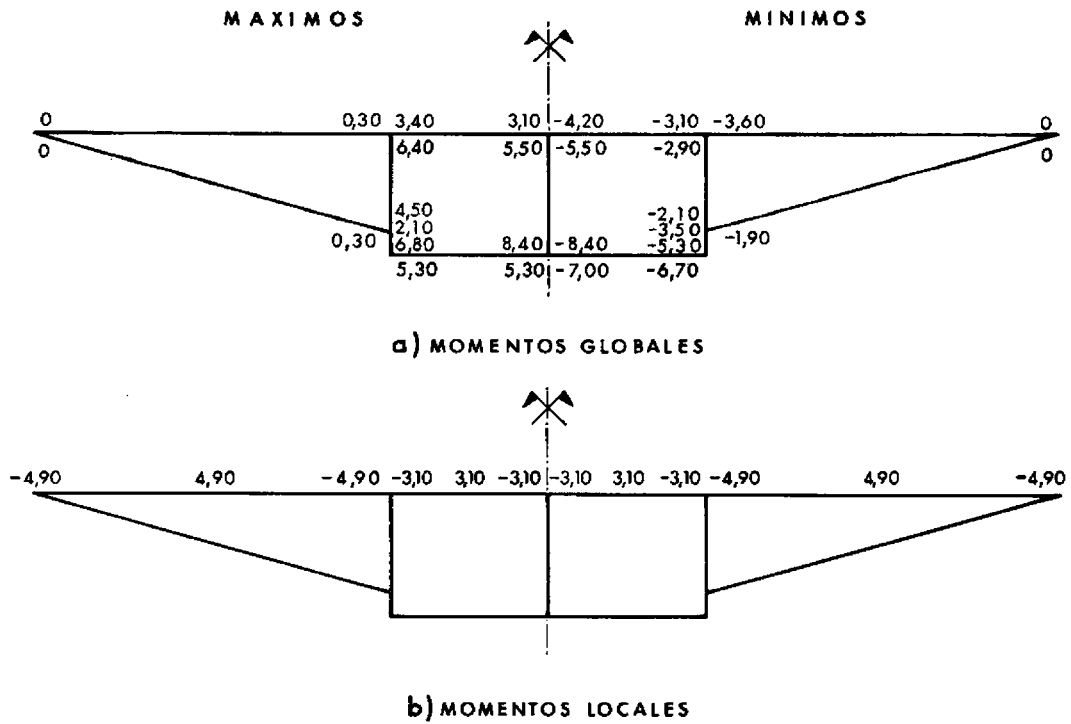


Figura 14.- LAMINA PLEGADA. RESULTADOS. MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES (LUZ = 25,00 m)

del cálculo de lámina plegada, la envolvente de axiles transversales máximos que aparecen en la sección central del tablero; se indican, con fines ilustrativos, los resultados correspondientes a la luz de 25,00 m. (Véase fig. 15).

Siendo: P_1 (tm^{-1}), las tracciones máximas que aparecen debidas a la carga permanente y la sobrecarga uniforme en la situación más desfavorable y P_2 la tracción (tm^{-1}) producida por la sobrecarga del tren en la posición más desfavorable.

Emparrillado Plano

Como se ha indicado anteriormente, se procedió asimismo al cálculo transversal del ta-

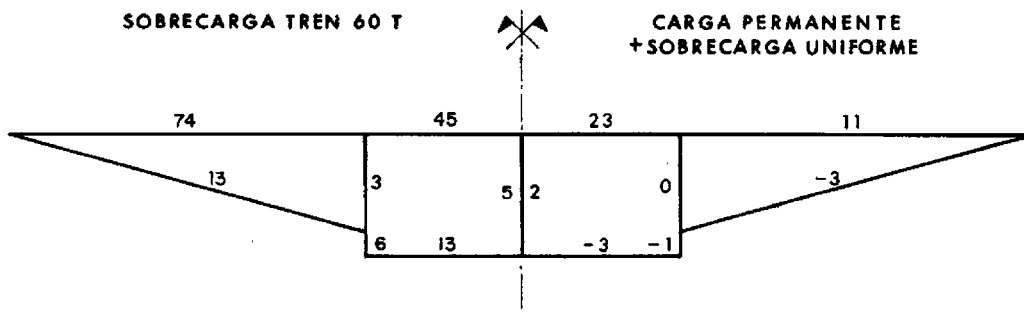


Figura 15.- LAMINA PLEGADA. RESULTADOS. AXILES TRANSVERSALES (tm^{-1})

blero como un emparrillado plano, que ha servido a efectos comparativos, con relación al modelo anterior de lámina plegada.

La aplicación del método del emparrillado al análisis de puentes, constituye un procedimiento tradicional, si bien algunas dificultades han sido apuntadas (West 1973, Samartín 1971) en relación con la idealización de las características reales de la losa al esquema del emparrillado. Un extensivo estudio de esta problemática puede verse en West. Aquí sólo se presenta el emparrillado utilizado (figura 16), que contiene 176 nudos y 295 barras para la estructura A. Se han dispuesto cuatro vigas longitudinales, correspondientes a los centros de gravedad de cada alveolo.

Las características de flexión se han determinado con la condición de que la energía total real del tablero, se conservase en el modelo emparrillado. Con relación a la torsión, se procedió de modo análogo, considerando la sección transversal de la losa como rígida (se comprobó, en el estudio mediante lámina plegada la adecuación de esta hipótesis). Para la deducción del módulo de torsión de la sección completa se ha procedido de acuerdo con la teoría de torsión de piezas multicelulares. Para la distribución de esta inercia a torsión entre los cuatro nervios de las vigas longitudinales del emparrillado se ha procedido mediante criterios energéticos (conservación de la energía de deformación de torsión en la estructura real y el emparrillado supuesto).

De esta forma se obtienen los siguientes valores:

Inercia a torsión total: $J_t = 4,605\,138 \text{ m}^4$.

Que se distribuye entre las cuatro vigas longitudinales del emparrillado, según los valores:

$J_t = 0,780\,110$ (vigas extremas).

$J_t = 1,526\,327$ (vigas intermedias).

El estudio de la distribución de la tensión tangencial τ a lo largo de los nervios de la sección multicelular se obtuvo, en función del cortante Q vertical total y del torsor M_T actuante en la sección transversal.

Los resultados obtenidos, en el supuesto de sección rígida transversalmente, son los valores que se indican a continuación (tabla I), correspondientes a las tensiones tangenciales τ producidas por $Q = 1 \text{ t}$ y $M_T = 1 \text{ mt}$, y que se representan por τ_Q y τM_T respectivamente. A partir de estos valores, se pueden deducir los coeficientes de cortante k_I , calculados anteriormente en el método de la lámina plegada, para la carga permanente k_{cp} y sobrecarga K_{sc} . El primero se deduce multiplicando el valor de τ_Q por el espesor de la sección del nervio que se considere y el segundo, la suma $\tau_Q + 2,42 \tau M_T$, por el espesor citado. Esta suma corresponde a la situación de carro excéntrico (con una excentricidad de 4,0) y carga uniforme en todo el ancho del tablero, ya que se comprueba que en este caso la relación M_T/Q puede adoptar a efectos comparativos el valor aproximado de 2.4, independiente de la sección transversal.

Se pueden comparar estos valores de k_I , tabla 1, con lo deducido anteriormente en la lámina plegada, y si bien en general son acordes, se observan algunas diferencias, dadas las distintas hipótesis utilizadas.

3.2 Pilas y estribos

El cálculo estructural de las pilas y estribos, se ha realizado considerando de un modo conjunto dentro de un emparrillado espacial, las pilas, estribos y el tablero como elementos bidimensionales. Se han incluido asimismo, en el cálculo, los soportes de neopreno.

Las acciones tenidas en cuenta en el análisis, han sido: Acciones verticales de sobrecarga

TABLA 1

Fibras	1-1 1-4	2-1 2-4	1-2 1-3	2-2 2-3	1-5 1-8	2-5 2-8	1-6 2-7
τ_Q	0,114	0,726	0,040	0,432	0,490	0,128	0,589
τM_T	0,140	0,140	0,312	0,312	0,175	0,175	0,250
$10^3 k_{cp}$	29	182	8	86	98	26	147
$10^3 k_{sc}$	115	266	158	236	182	110	297

TABLA 1

Fibras	2-6 2-7	1-9 1-12	2-9 2-12	1-10 1-13	2-10 2-13	1-11	2-11
τ_Q	0,215	0,320	0,369	0,284	0,371	0,205	0,336
τM_T	0,250	0,055	0,055	0,125	0,125	0	0
$10^3 k_{cp}$	54	160	185	221	278	103	168
$10^3 k_{sc}$	206	227	252	456	505	103	168

móvil, frenado, retracción y fluencia, cambio de temperatura, viento longitudinal y transversal. El choque accidental de vehículos sobre las pilas no se ha considerado, ya que se ha previsto la colocación de una barrera de protección alrededor de cada una de ellas. La carga sísmica correspondiente a una aceleración horizontal de 0,03 g sobre todos estos elementos estructurales ha sido introducida como acción estática equivalente. La cimentación ha sido analizada mediante las técnicas usuales de cálculo de grupos de pilotes. La carga máxima admisible de trabajo por pilote (de diámetro ϕ 1,00 m) se ha supuesto alcanzaba un valor de 300 t.

3.3 Detalles constructivos

Los apoyos de noepreno han sido comprobados para las cargas (máximas y mínimas), ángulo máximo y distorsiones máximas admisibles. Las sollicitaciones y movimientos sobre cada apoyo se han obtenido del cálculo tridimensional del puente completo como emparillado, que se ha descrito anteriormente.

Las barreras, desagües y juntas de dilatación han sido estudiadas dentro de la normativa general de todo el proyecto de la autopista.

4. ASPECTOS SINGULARES DE PROYECTO Y CONSTRUCCION

4.1 Generalidades

Se van a comentar en este apartado más en detalle, algunas de las características particu-

ESTRUCTURA -A-
PLANTA DEL EMPARRILLADO

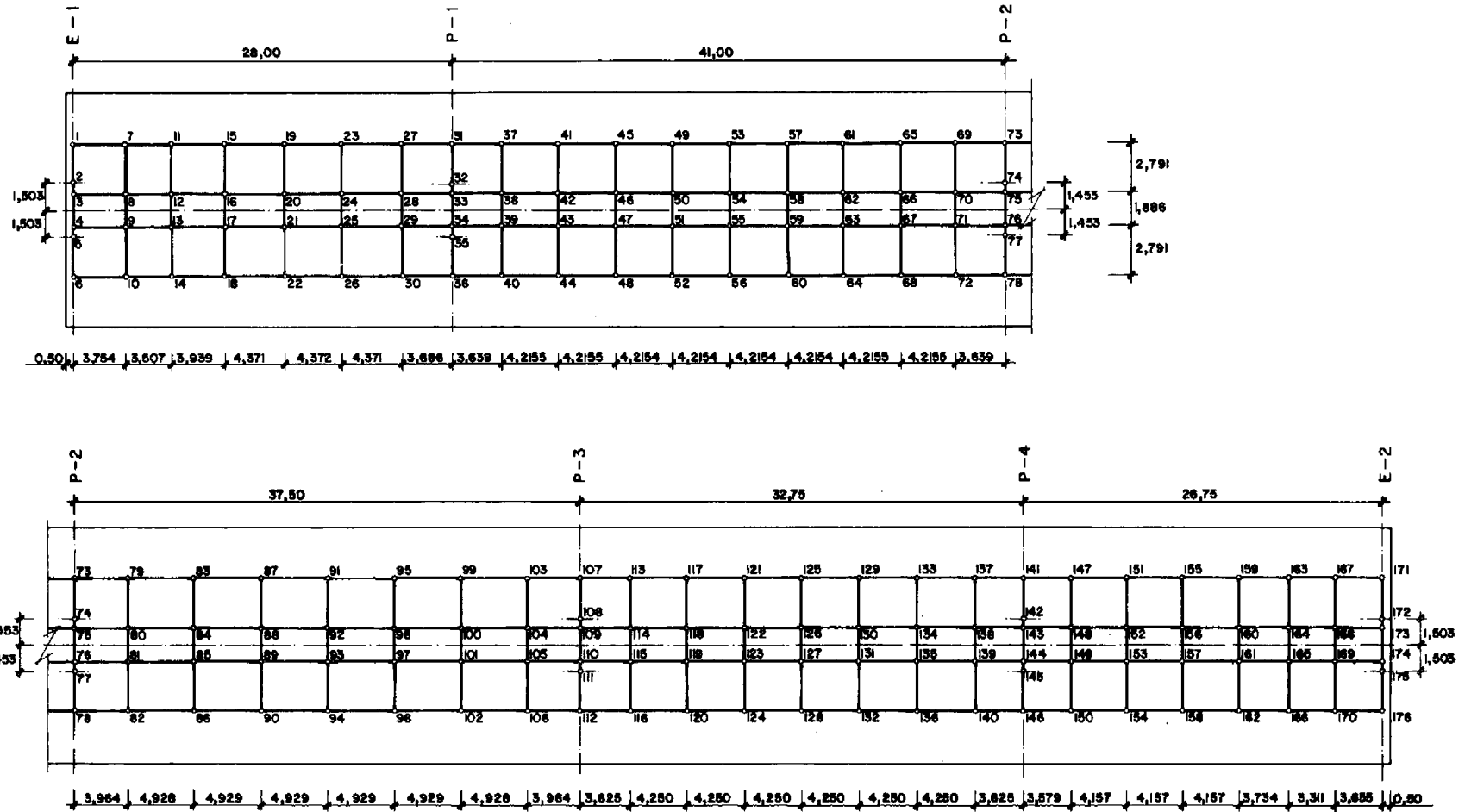


FIGURA -16

lares que condicionaron la ejecución de estos dos pasos, y por lo tanto han influido directamente en el proyecto de los mismos. Ante la imposibilidad de un tratamiento exhaustivo del tema, se centra la exposición en los aspectos siguientes:

a) Infraestructura

- a.1: Pilotaje
- a.2: Pilas
- a.3: Estribos

b) Tablero

- b.1: Hormigonado en sección transversal
- b.2: Fases de hormigonado longitudinal
- b.3: Ejecución del pretensado

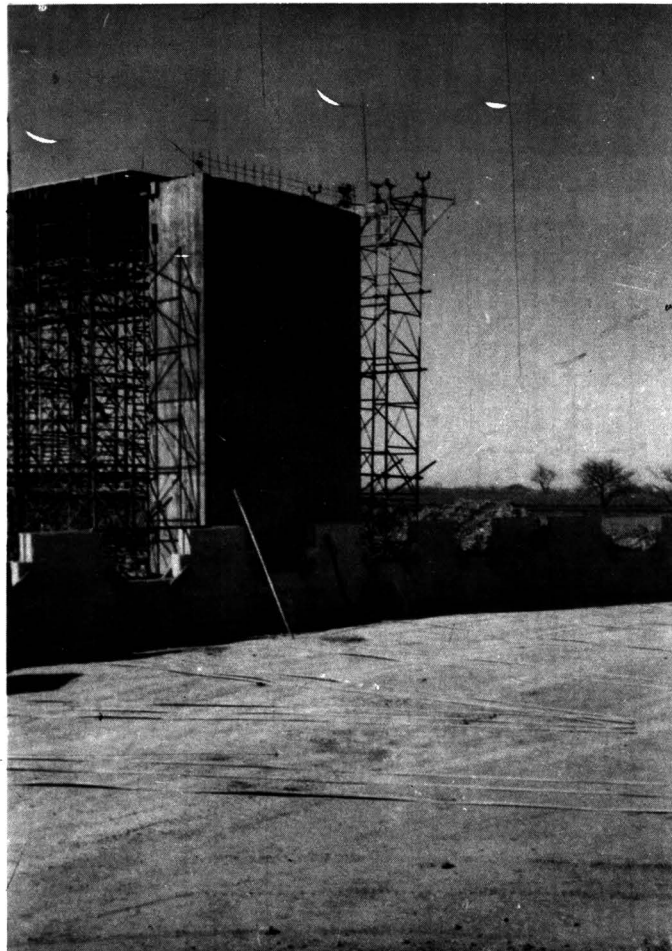


Fig. 17.

Infraestructura.—Ya se ha dicho que, dadas las características del terreno, se optó por ir a cimentaciones sobre pilotes empotrados en el estrato de margas inalteradas, que aparece a una profundidad media de unos 18 metros bajo el nivel del terreno. Estos pilotes, de un metro de diámetro, se dimensionaron para una carga admisible de 300 toneladas bajo solicitaciones ordinarias.

Dimensionada la cimentación a partir de las acciones de cálculo de la estructura (O.M. Febrero 1972), se comprobó que se necesitaban 10 pilotes por pila en el puente A, 8 pilotes

por pila en el puente B, y 6 pilotes por estribo, con lo que la medición total del pilotaje, en estas estructuras, ascendía a 979,00 m, en la estructura A y 600,00 m en la estructura B.

La ejecución de estos pilotes se acometió por métodos tradicionales:

- : Hinca de camisa metálica por vibración.
- : Excavación en el interior de camisa, con cuchara.
- : Hormigonado y extracción de la camisa.

Estos pilotes se unían en cabeza mediante un encepado rectangular de 9,50 x 7,00 x 2,00 en pilas del puente A, de 7,00 x 7,00 x 2,00 en pilas del puente B y de 7,00 x 4,50 x 2,25 m en estribos.

– *Pilas*.—Las pilas se componen de dos fustes cilíndricos de 1,20 m de diámetro que se ejecutaron con encofrado metálico tradicional (Véase fig. 8).

La cuantía de armaduras media en pilas fue de 220 kg/m³ (acero de alta adherencia y de límite elástico 4.200 kg/cm²).

– *Estribos*.—Los estribos se ejecutaron por fases en forma análoga a las pilas. Una vez hormigonados los alzados hasta la cota de apoyo del tablero, se comenzaron a levantar los muros de Tierra Armada cuyo relleno se compactaba por tongadas, de forma que se pudiese simultanear esta operación con la de fijación de los flejes, como es tradicional en este sistema (Véase figura 17).

Una vez pretensado el tablero, se hormigonó el murete de guarda y la losa de transición apoyada en él (Véase figura 18).



Fig. 18.



Fig. 19.

Tablero.—En cuanto a la ejecución de los tableros, ya descrita en 2.1, merece la pena destacar los siguientes aspectos:

— *Hormigonado en sección transversal.* Dada la geometría de la sección se estimó conveniente ir a un hormigonado por fases en sección transversal, ya que de esta forma se conseguía:

- Eliminar riesgos de aparición de coqueas.
- Reducir encofrados interiores.
- Mejorar la accesibilidad de las zonas de hormigonado más conflictivo.
- Colocar la armadura pasiva por fases según las necesidades de cada etapa.

De esta forma, la sección transversal se hormigonó en tres fases que correspondían a las siguientes zonas de la sección.

1ª Fase: Losa inferior del cajón, tablas inferiores de los voladizos y banquetas de arranque de las almas verticales (Véase Fig. 19).

2ª Fase: Hormigonado de las almas hasta la cota inferior de la losa superior.

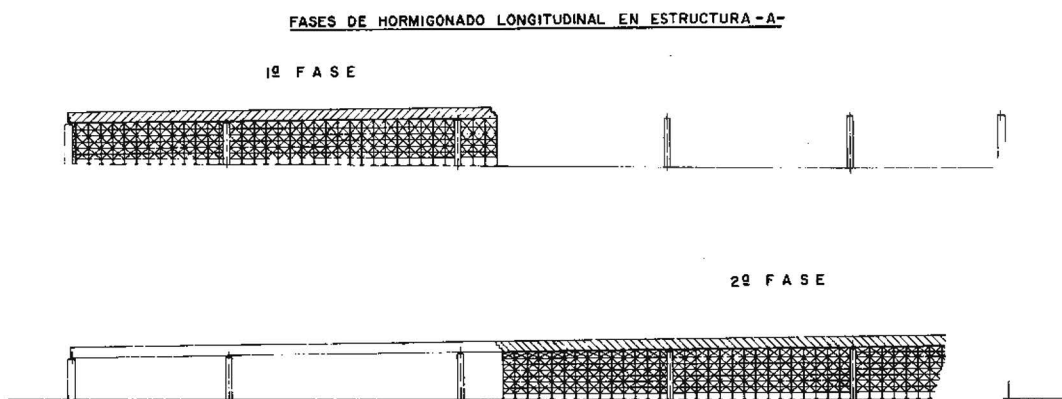
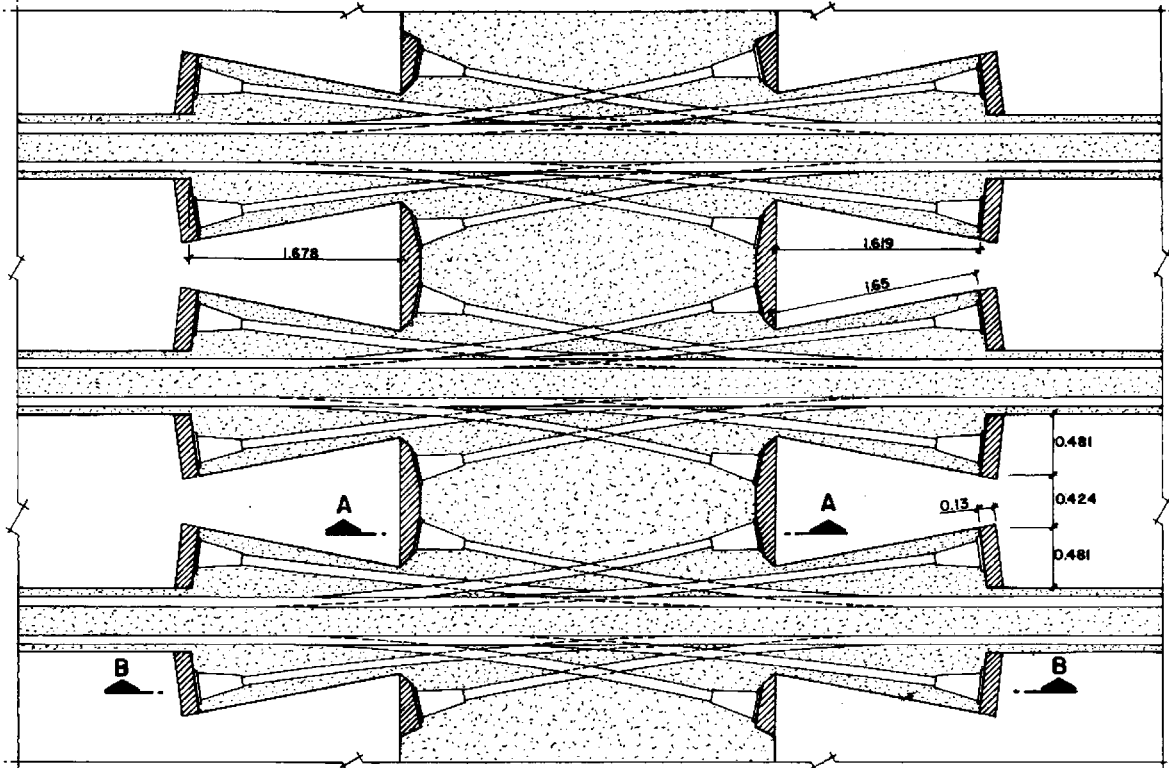
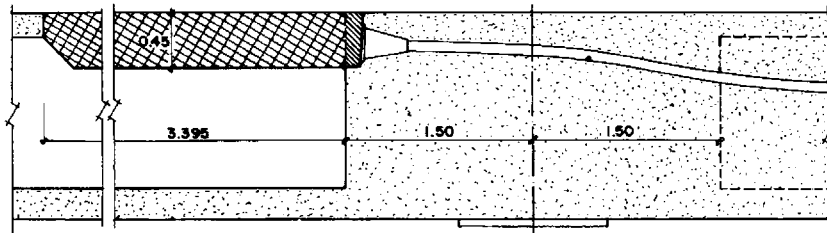


FIGURA 20

CRUCE DE CABLES EN ZONA DE RIOSTRA



SECCION A-A



SECCION B-B

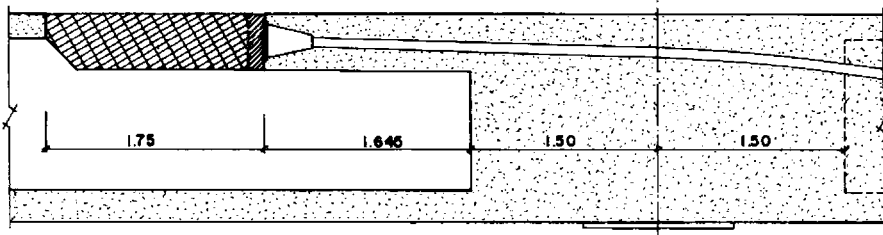


FIGURA 21

3ª Fase: Losa superior y macizado situado bajo los bordes extremos de la calzada.

Una vez tesados los puentes se hormigonarán "in situ", las aceras e impostas.

Los encofrados interiores de los alveolos de la sección se recuperaron, pues el interior del tablero era accesible, como veremos más adelante, desde las ventanas de tesado situadas junto a las riostras de pilas, salvo en los dos vanos centrales de la estructura B, en los que se dejaron unas ventanas en losa superior en centros de vano que se hormigonaban una vez extraídos los encofrados.

— *Hormigonado en sección longitudinal.* En la estructura A, dada su longitud, se planteó la posibilidad de hormigonar el tablero en dos etapas (en sentido longitudinal) con objeto de ahorrar cimbra y encofrados. Estas etapas abarcaban las siguientes zonas:

1ª Etapa: Vanos 1 y 2 y 7,50 m en voladizo del vano 3 (Véase Fig. 20).

2ª Etapa: Resto vano 3 y vanos 4 y 5.

De esta forma los 1.363 m³ de hormigón del tablero, quedaban divididos en 625 m³ y 738 m³, en primera y segunda fase, respectivamente.

En la zona de almas de la sección de junta de construcción se dispusieron tres escalonamientos distribuidos en la altura total de la sección, con objeto de mejorar la transmisión de esfuerzos cortantes a ambos lados de la junta.

La ejecución de ambas etapas se desfasó en unos tres meses.

En la estructura B se cimbró el tablero completo, hormigonándose de una sola vez (en sentido longitudinal).

— *Ejecución del pretensado.*— Como se dijo en 2.2 el esquema general del cableado obligaba a dejar anclajes intermedios de cables junto a las riostras de pilas, lo que representaba una nueva dificultad a salvar, cara a la ejecución del hormigonado en estas zonas. Por otra parte, dada la geometría de la sección transversal del tablero, para poder acceder a estos anclajes había que suprimir la losa superior del tablero en longitud suficiente para poder alojar los gatos en el interior de los alveolos de la sección. Además, dadas las dimensiones de los aligeramientos y el reducido espesor de las almas, los anclajes debían desfasarse en longitud suficiente para dar cabida a las placas de todas las familias que anclaban en la misma riostra.

ESQUEMA DE HORMIGONADO EN ZONA DE ANCLAJE DE CABLES

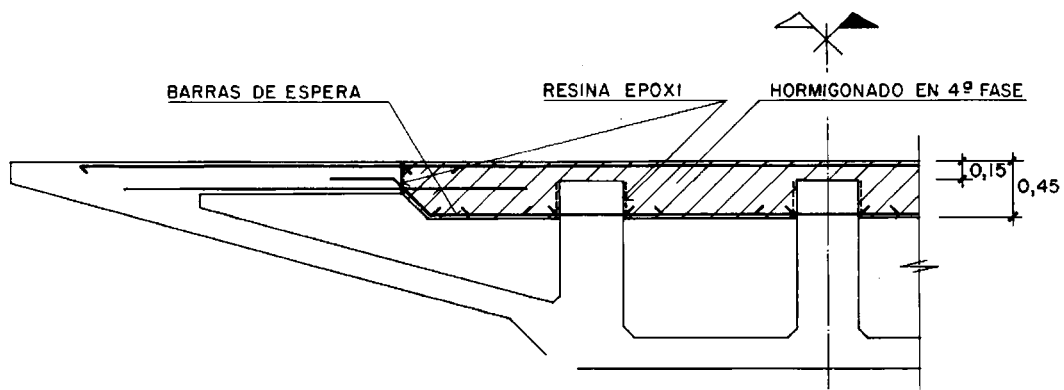


FIGURA 22

Tratando de resolver todos estos problemas se llegó al diseño representado en la figura 21, que corresponde a la riostra sobre pila 4 de la estructura A.

En el caso de la estructura B, se fue a un diseño análogo pero de mucha menor complejidad, pues, en este caso, habida cuenta de que se cimbró de una sola vez el tablero, sólo se precisaba anclar una familia de cables en riostras.

Como se comprenderá, la dificultad de ejecución de estas zonas de tablero fue notoria, fundamentalmente por la necesidad de restituir toda la armadura pasiva que interceptaban estos huecos. Por eso se decidió hormigonar las almas hasta un nivel situado a 15 cm. de la cara superior del tablero, con lo que sólo había que dejar en espera las armaduras inferiores de la losa superior (véase figura 22). No obstante, la ejecución de estas zonas fue lenta debido a que no siempre se podían empalmar dichas barras por solape, pues, en algunas zonas, por haber interferencias con los gatos, hubo que ir a empalmes por soldadura a tope (Véase figura 23).



Fig. 23.

Junto a estas dificultades de ejecución, se presentaban otras de carácter técnico, dado que se estaba disminuyendo considerablemente la rigidez de la estructura, precisamente, en las zonas donde mayores esfuerzos iban a solicitarla en servicio. Por ello, dentro de cada fase de tesado, se daban varias etapas desfasadas para comprimir la losa superior en estas zonas, una vez que se iban tesando los cables que permitían hormigonar los aligeramientos mencionados.

Como precaución auxiliar, antes de hormigonar cada ventana, se procedía a un picado e impregnación con resina epoxi de las superficies de contacto.

Pese a todas estas medidas, en algunos casos se comprobó que los coeficientes de rozamiento previstos en proyecto ($f = 0,30$, $\beta = 0,010$) se habían superado en exceso (alargamientos del orden del 75 por 100 del previsto). A ello sin duda contribuyó el hecho de que la sección transversal se hormigonase por etapas, pues las vainas, aunque se fijaron con extrema minuciosidad, habían sufrido la incidencia del peso del hormigón de estas fases, de los vibradores, del paso de hombres, etc., con mucha mayor intensidad que en los casos normales, con lo que es previsible que se produjesen determinados quiebros en el trazado.



Fig. 24.

Para solucionar este problema se recurrió a inyectar aceite hidrosoluble por los respiraderos de las vainas, a la vez que se insuflaba aire a presión desde los anclajes. De esta forma se lograba distribuir el aceite por los conductos, lo que permitió, tras sucesivas operaciones de tesado y destesado recuperar prácticamente la totalidad del alargamiento perdido. Una vez sellados los cajetines de anclaje, se inyectó agua a presión desde los orificios de inyección de lechada para provocar el arrastre del aceite, que se comprobaba con sólo contrastar el color del líquido que escapaba por los respiraderos situados en los puntos altos.

Al final se inyectaron las vainas con lechada de características análogas a las que son habituales en los productos autorizados para estas inyecciones.

En las figuras 24 y 25 aparecen los dos puentes terminados.



Fig. 25.

5. COLABORACIONES

En la ejecución de ambas estructuras intervinieron:

- a) TECNICA Y OBRAS, S.A. (Contratista).
- b) HICEOSA (pilotaje).
- c) HIERROS ARBULU, S.A. (ferralla).
- d) C.T.T., S.A. (pretensado).

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS:

- 1966 – A.C. Scordelis “Analysis of simply supported box girder decks”. Report SESM 66-17. Dept . Civil Eng. Universidad de California. Berkeley.
- 1971 – A. Samartín “Notas al cálculo de esfuerzos en tableros de puentes”. Hormigón y Acero núm. 98.
- 1973 – R. West “Recommendations in the use of grillage analysis for slab and pseudo-slab bridge decks. Report 26017. Cement and Concrete Association and CIRIA. London.
- 1974 – A. Samartín y J. Martínez “Reparto transversal de la sobrecarga en tableros de puentes”. Hormigón y Acero nº 113.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de Noviembre.

* * *

NOTA DE PRENSA

Nos comunica *Euroestudios, S.A.* que ha solicitado y le ha sido concedida la homologación en sus categorías A y C, por el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, de su organización de Control de Calidad. Esta División de Control de Calidad de *Euroestudios, S.A.* viene funcionando de forma operativa desde hace varios años, y ha controlado obras de tanta envergadura como la Autopista Burgos - Málaga, los trabajos de movimiento de tierras de la Central Nuclear de Trillo, así como numerosas obras de edificación.

La gama de servicios de ingeniería de *Euroestudios, S.A.* abarca estudios topográficos y geotécnicos, proyecto, supervisión de obra y control de calidad en todo tipo de obras civiles y de edificación.

Su domicilio social es Pedro de Valdivia, 10; Madrid -6. Teléfono 411 32 12.