

puentes de la autopista de Madrid a La Coruña

C. FERNANDEZ CASADO, Dr. Ing. de Caminos

La ocasión feliz de haberse planeado con urgencia la transformación en autopista de la carretera de La Coruña en un trozo que se estaba mejorando por desdoblamiento, determinó que se proyectaran con cierta premura, es decir, de una vez y por una sola mano, los diez pasos para cruce a distinto nivel que exigía el cambio de categoría en el trozo de Las Rozas a Villalba.

A la presión de estas circunstancias imperiosas, pero con el tiempo suficiente para madurar el estudio de las soluciones más convenientes, ha surgido esta serie de pasos inmersos en un paisaje que vibra al contrapunto de la llanura en que se asienta Madrid y de su cercana Sierra. La carretera asciende ganando escalones, jalonados por la orografía y por el poblamiento, entroncando trozos sucesivos de vía romana, cañada pecuaria, arrecife de los Austrias, calzada de los Borbones y atajos del camino de postas. Precisamente, por una coincidencia lógica, nuestras obras están en las coyunturas de esta retícula.

La similitud de las condiciones del tráfico y de las facilidades geotécnicas para cimentar las obras, favorables a una homogeneidad en la morfología de las construcciones que había que proyectar, tendencia reforzada por una voluntad expresa de normalización con horizonte más amplio hacia el futuro de las autopistas españolas, ha quedado contrarrestada por la individuación que exigen las particularidades de cada caso, atendidas con un interés si cabe más importante que a la otra dirección.

En estas condiciones contrapuestas la normalización ha salido a flote en los pasos inferiores, tres de carretera y uno de ferrocarril, pues no sólo una misma solución ha sido utilizada dos veces (losas pretensadas de Pinar de Las Rozas y Peñascales), sino que cualquiera de ellas pudiera volver a reproducirse en otro proyecto de autopista o simplemente de paso vial a distinto nivel, cuando la inferior sea ferrocarril o carretera de importancia secundaria.

Por el contrario, en los pasos superiores la normalización ha fracasado, ya que aun manteniéndose la misma idea en todas las estructuras, no existe reproducción material en ninguna de ellas. Las obras correspondientes son mucho más importantes que las de pasos inferiores, y además los detalles particulares de la acomodación al terreno tienen mayor repercusión en la totalidad del proyecto. Esto hay que rebajarlo un tanto teniendo en cuenta que en nuestro caso se trata de una carretera desdoblada que pasó a autopista en pleno desarrollo.

Bien mirado, no resulta tan descorazonador el resultado en que hemos desembocado, ya que lo posible y, a la par, interesante, es disponer de una colección de pasos inferiores que solucionen la casi totalidad de las obras de esta clase. En cambio, la importancia y variedad de condiciones de los pasos superiores no permiten alcanzar este desiderátum, pero se tiene actualmente normalizado su cálculo a través de programas de ordenador electrónico, que reduce a un mínimo la labor engorrosa del cálculo, y además permite desarrollarlo dentro de la mayor finura de precisiones y variantes. Para aquellos casos de excepción donde esto no se consigue, tenemos los modelos reducidos estructurales.

De este modo el ingeniero puede emplearse a fondo en su misión primordial de proyectar y precisamente sobre una de las estructuras que más se prestan a ello, por la riqueza de sus posibilidades todavía no desarrolladas en el hormigón pretensado, que por una coincidencia no casual, al permitir luces y esbelteces casi dobles que en hormigón armado normal, cumple mejor las condiciones de altura estricta de dintel y máxima diafanidad en el paso.

Este tipo de viaducto para cruce vial, que es el más reciente en la historia del puente, trae una demanda de perfección formal al destacarse desde todos los puntos de vista, pero además, al limitar un espacio que ha de vivir fugazmente el conductor forzado a atravesarlo, impone nuevas obligaciones al ingeniero que lo proyecta. En este aspecto la solidaridad humana entre ingeniero y usuario se establece a través de un mensaje de serenidad lograda por el equilibrio en tensión de la estructura, serenidad tan necesaria al hombre actual, ajetreado no sólo por el tráfico de la carretera, sino que más profundamente por el tráfico de la vida.



**puentes
de la autopista de La Coruña**

Dr. Ingeniero de Caminos C. FERNANDEZ CASADO

madrid

I **consideraciones generales**

1.1. Evolución de los proyectos.—Las obras de fábrica, que vamos a describir y criticar, han ido apareciendo en grupos independientes desde su etapa de proyecto, que fue desarrollándose en el transcurso de la construcción de la propia carretera a que sirven. Esta carretera, después de comenzada su construcción, y en sucesivos momentos, ha ido subiendo de categoría, desde la correspondiente a carretera mejorada por desdoblamiento, hasta la de autopista, lo que ha dado lugar a la inadecuada situación de alguna de las obras, como ocurre con los dos pasos de La Navata, y a la escasa envergadura del paso de Las Rozas.

La primera en aparecer, y única existente en el proyecto primitivo, es la de paso sobre el ferrocarril, ya que tenía que reemplazar al existente, que a su vez era segundo en la serie, pues se había construido no hace más de veinte años, para restaurar las condiciones de viabilidad primitiva, trastornadas violentamente cuando la construcción del primer paso sobre el ferrocarril.

Este tipo de obras de supresión de pasos a nivel, se sobreentendía hasta hace pocos años que se refería a cruces de carretera y ferrocarril. El cruce a distinto nivel de carreteras empezó a ser cuestión en los años veinte, cuando aparecieron las autopistas, o sea, carreteras de gran envergadura, y los caminos-exprés de salida rápida de las grandes ciudades. El problema era el mismo que en la intersección con los ferrocarriles, debido a la incompatibilidad de tráfico cruzados y, sobre todo, veloces en una vía de gran circulación.

En nuestro caso, antes de adquirir categoría de autopista, la carretera de La Coruña tenía planteado el problema de la bifurcación a El Escorial, la cual se resolvía parcialmente mediante enlace en dos triángulos con sentidos únicos, y un punto de cruce, que era preciso suprimir en la simple mejora de la carretera. También existía en esta zona un punto negro, al estar la estación del ferrocarril de Las Rozas pegada a la carretera, enfrente, al otro lado del pueblo. La incompatibilidad se refería en este caso al tráfico vial con el de peatones, los cuales materialmente invadían la carretera a la llegada de los trenes suburbanos.

De este modo surgió, casi desde el principio de la construcción, el tener que proyectar dos obras, que resolvieran estos dos problemas planteados, aunque realmente existió prioridad a favor de la primera: desviación de El Escorial, frente a la segunda: paso de Las Rozas. En la ordenación general son segunda y tercera, respectivamente.

El conjunto de las demás obras irrumpió cuando se acordó dar categoría de autopista a la carretera, con su correspondiente aislamiento de toda clase de tráfico y sin pasos a nivel. Pero como la zona de autopista actual se ha construido en dos etapas, con proyectos diferentes, del mismo modo se han agrupado las obras correspondientes.

En la primera etapa de proyectos aparecieron siete pasos que iban a quedar todos sobre la autopista en la sucesión que se indica en la lámina I; pero al salir de la fase de anteproyecto bajaron a inferiores el segundo y tercero, alterándose, por consiguiente, la secuencia establecida en dicha lámina. Los de segunda etapa, que corresponden al nudo Villalba, han pasado por diversas alternativas, ya que se estudió llevar la autopista en alto y en bajo, triunfando esta segunda solución, que dio por resultado la inferioridad de ésta en los cruces, y así han sido construidos (lámina Ib). Resultan, en definitiva, siete pasos superiores y cuatro inferiores con respecto a la autopista.

1.2. Pasos superiores y pasos inferiores.—Como la autopista es la causante de todos los pasos, geoméricamente ha de ser la referencia de cada uno de ellos, por lo cual, al designarlos por superiores e inferiores, debe sobreentenderse que esto indica nivel relativo a la autopista. Además, en nuestro caso todas las vías que la cruzan son de mucha menor importancia, con diferencia notable en sus latitudes, lo cual no ocurriría si, por ejemplo, tuviéramos cruce de autopista sobre autopista.

Con estos supuestos, resultan problemas completamente distintos en ambas categorías de pasos y conviene analizarlos previamente, pues se pueden obtener consecuencias válidas no sólo en nuestro caso, sino en general y muy especialmente para la normalización de las obras de cruce a distinto nivel.

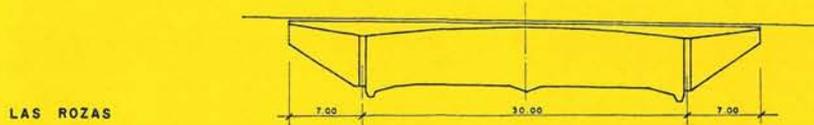
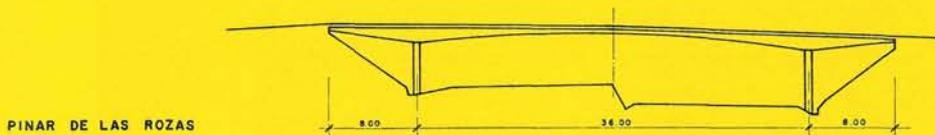
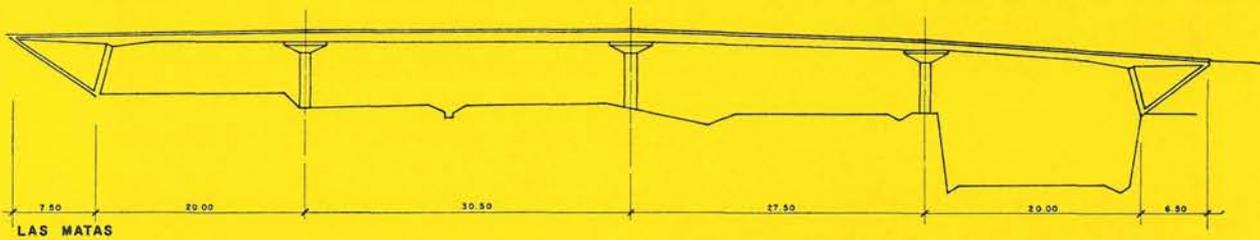
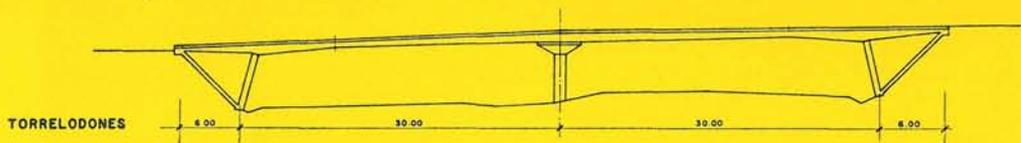
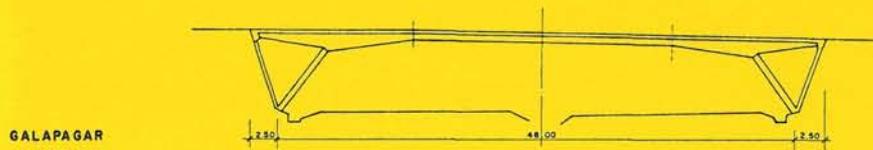
Llevando el contraste al máximo podemos asimilar los pasos inferiores a túneles practicados en la explanación de la autopista, mientras que los pasos superiores son puentes con una diafanidad todavía mayor que en los puentes normales. Lo mismo en unos que en otros la luz ortogonal del paso viene definida por la latitud de la plataforma inferior; mientras que lo que podemos llamar longitud del paso, o sea, dimensión perpendicular a la anterior, corresponde tanto a la latitud de la plataforma superior como a la oblicuidad. Por consiguiente, nuestros pasos inferiores van a estar caracterizados por pequeña luz y gran longitud, pudiendo tomarse como invariante la luz de flexión ortogonal, que es el ancho de la vía secundaria y que, completada por la altura de gálibo, nos dan una sección rectangular mínima de cruce, que puede adoptarse, ya que la exigencia de diafanidad suele ser muy reducida.

Concretando a los pasos proyectados, tenemos un paso inferior de ferrocarril y tres de carretera de dos carriles. En el primero el gálibo del ferrocarril nos da un rectángulo de $9,50 \times 5,50$ m, que mantenemos estricto, en la longitud del paso, que es de 119 m. En los tres de carretera el gálibo estricto es de $14 \times 4,50$, que se ha mantenido en toda la longitud del cruce: 39 m en uno de ellos y limitándolo estrictamente a la zona de paso bajo las vías de la autopista en los otros dos.

En los pasos superiores, exceptuando los de La Navata, que corresponden a una sola vía, las luces varían desde 30 a 50 m con vano único y a 60 m en Hoyo de Manzanares, donde hemos introducido apoyo central. Frente a estas luces, las anchuras de plataforma superior que nos dan la otra dimensión de la obra no pasan de 14 m, siendo 11 en la mayoría de ellos. Además, la exigencia de diafanidad y, sobre todo, de no mermar la visibilidad general, nos obligan a ampliar el rectángulo del gálibo estricto hasta el trapecio correspondiente a la sección transversal de la explanación.

lámina I_a

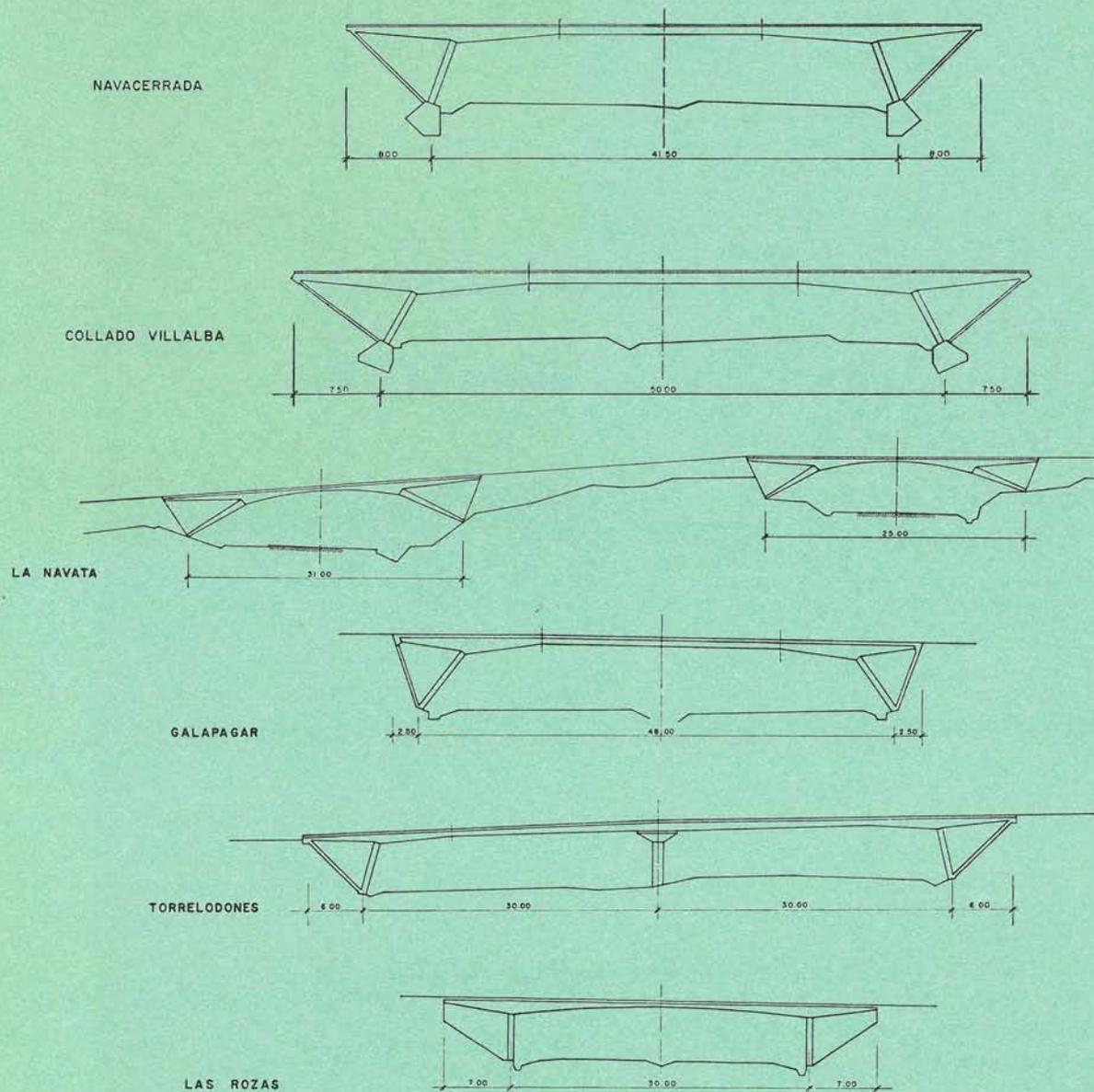
agrupación de la primera serie de pasos sobre la autopista



Por consiguiente, en el paso inferior tenemos una invariante rotunda, que es la sección geométrica del paso: rectángulo con el ancho total de la vía que cruza, y la altura del gálibo; variando en cada caso la longitud de la obra según la anchura de plataforma de la vía superior y la oblicuidad del cruce. En cambio, en la luz del paso sobre autopista influye la anchura normal de la plataforma superior, la oblicuidad y curvatura del cruce, la existencia muy probable de vías suplementarias para entrada y salida, y, en nuestro caso particular de desdoblamiento, la distancia que existe entre

lámina 1b

sucesión de los pasos superiores construidos

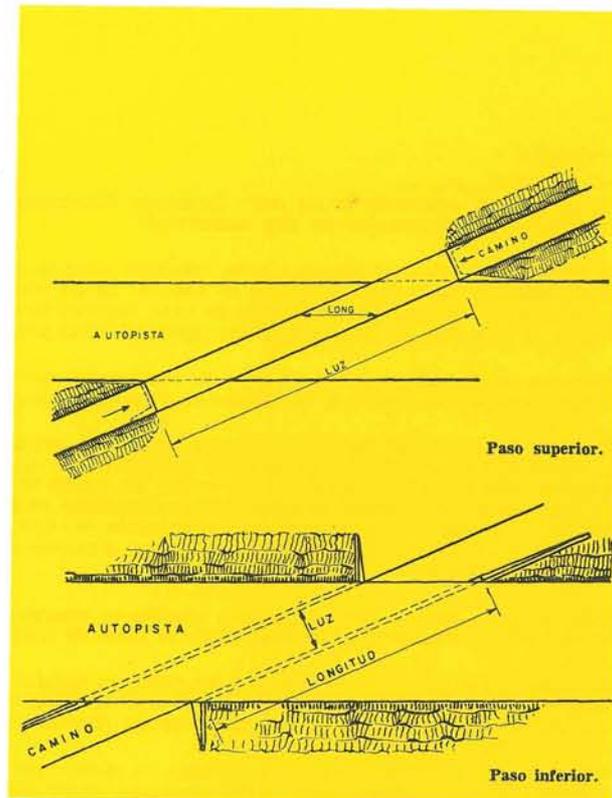


las dos vías desdobladas. Las variables que definen la longitud en el paso inferior son las mismas que definen la sección de paso en el superior y, a la inversa, la longitud del paso superior viene dada por la latitud de la vía que cruza que, como ya hemos indicado, es una invariante.

Las condiciones que acabamos de analizar explican el porqué sea mucho más fácil normalizar los pasos de vías secundarias por debajo de una principal, que los pasos por encima de la misma, ya que la sección ortogonal de cruce viene siempre definida por la anchura de la vía inferior, y la longitud, por la de la vía superior y por la oblicuidad. En la autopista, y especialmente en las zonas de cruce, la variabilidad de su latitud es muy grande; mientras que en la vía secundaria, la latitud es invariante y mucho más reducida y se puede salvar sin apoyos intermedios. Como además la longitud del paso inferior de ésta será siempre mayor que su anchura, sobre todo cuando sea oblicuo, podemos ir a un paso tubular adoptando sección invariante con distinta longitud en cada caso particular. En cambio, en los pasos sobre autopista de carreteras estrechas no tiene utilidad la invariancia del ancho, ya que se mantiene en poca longitud si es ortogonal, y carece de sentido en cuanto la oblicuidad sea apreciable.

Estas consideraciones se refieren al planteamiento del problema en el conjunto de todos los pasos, es decir, a nivel nacional, y se refleja en nuestro caso particular, pues las soluciones empleadas pueden volverse a utilizar en todas las ocasiones en que pase por debajo de cualquier carretera un ferrocarril de simple o doble vía, o una carretera de dos carriles; son proyectos normalizados. Por el contrario, no se puede repetir ninguna de las soluciones empleadas en pasos superiores, por la misma razón que no se han utilizado dos veces en este trozo de autopista que consideramos.

Otra ventaja de la normalización de los proyectos está en la normalización de la construcción, que además puede desembocar en la prefabricación, tan conveniente aparentemente desde los puntos de vista: económico, de rapidez de construcción y de mínimas molestias al tráfico existente. En nuestro caso podríamos haber aplicado la prefabricación en los pasos inferiores, y así se pensó en el puente pérgola, aunque luego no se hizo. En los pasos de ferrocarril, ya desde muy antiguo hemos estudiado el procedimiento para aplicarlo de un modo sistemático a la supresión de pasos a nivel, pero no resulta económico aplicarlo en un solo caso. En los pasos inferiores de carreteras las losas que resultan son muy fáciles de construir y, además, se hicieron sin perturbar el tráfico. En este caso concreto nuestra voluntad de prefabricar, que de siempre nos lleva, no ha dado más resultados que la prefabricación de las 22 columnas cilíndricas, de 60 cm de diámetro, que existen en los puentes de Hoyo y de Galapagar, donde se conserva el diámetro, aunque no la longitud.



Pero la exigencia de normalización vuelve a aparecer en cada caso particular de autopista como el nuestro, en la homogeneidad necesaria entre todas las obras que van saliendo al paso del usuario de la autopista, con ese carácter impositivo de verlos a distancia y tener que pasar por debajo de ellos. Aquí reside la exigencia de diafanidad de la que ya hemos hablado y de mínima perturbación, no desviando la atención del conductor a gran velocidad para resolver su enigma, ni mucho menos para reaccionar contra su agresividad. La cortesía del ingeniero que proyecta pasos está en no aprovechar la situación que se le presenta para producir el sobrecogimiento del alarde.

1.3. Soluciones estructurales adoptadas.—La ocasión de proyectar una serie de obras alineadas en una misma carretera, por las cuales hay que ir pasando sucesiva y necesariamente, impone una actitud de coordinación y más, como en nuestro caso, donde la unidad del tramo se manifiesta de antemano en medio ambiente, tráfico y condiciones geológicas.

Tenemos un paisaje persistente con la despejada Sierra de Guadarrama al frente y la limpia llanura urbana de Madrid a la espalda; y una intención constante, ir remontando escalones para franquear la Sierra. Primero es el escalón de Torrelozanes; luego, el de Villalba, y, por último, el de Guadarrama, para actualmente atravesarla en túnel.

Al pasar el escalón de Torrelozanes aparece el granito en superficie, y ya podemos contar con él para cimentar y aguantar empujes sin tener que buscar profundidad.

Tenemos, por consiguiente, homogeneidad de paisaje y terreno de cimentación, lo que, unido a la casi constancia del tráfico, nos facilita la homogeneización de las estructuras de la zona, pero el factor más importante para lograr esto ha de estar en la analogía de los perfiles transversales, que es donde falla por heterogeneidad el logro de nuestro objetivo.

La primera divergencia se manifiesta entre las soluciones estructurales de los pasos superiores y los inferiores por las razones que acabamos de analizar. Son seis superiores y cuatro inferiores, correspondiendo a hormigón pretensado todos los superiores; mientras que se reparten por mitades entre hormigón armado y pretensado los inferiores. Apurando las cosas, pudieran haber sido también de hormigón armado los superiores de La Navata, puesto que al quedar separadas las dos vías de la autopista, podemos salvarlas con obras de menor luz que la normal.

En todos los pasos inferiores con luces máximas de 14 m pudiera haberse empleado el hormigón armado normal, pero la ventaja que nos ofrece el pretensado al resolver con dintel de losa sencilla esta última luz nos ha decidido a utilizarlo en dos de los pasos de carretera que tienen dicha luz. En el paso de ferrocarril con una luz de 10 m para vía doble y otra de 5 m para vía sencilla utilizamos, sin titubeo, solución de hormigón armado normal que con estructura de pórtico nos permite salvarlo con losa de 50 cm, a la cual aportaría pequeña ventaja el pretensado, pues es casi el mínimo constructivo en puentes pretensados.

Esta adopción de soluciones de losa en pasos inferiores es el ideal constructivo y vial, pues dan la altura estricta. Sin embargo, en el paso de bifurcación a El Escorial hemos adoptado el pórtico de vigas, teniendo en cuenta su gran oblicuidad y curvatura, con objeto de utilizar la luz ortogonal en la solución de puente pérgola.

Insistiremos de nuevo en que todas las soluciones adoptadas para los pasos inferiores pueden volverse a utilizar en casos sucesivos. Por ejemplo, el modelo de paso del ferrocarril con pórtico de 10 m puede servir íntegramente en cualquier otro paso sobre ferrocarril, cualquiera que sea la oblicuidad y el ancho de la carretera que cruza.

En cambio, las soluciones de los pasos superiores difícilmente podrían adaptarse a otro caso, si no se dan las mismas condiciones particulares que las han determinado.

El paso de Las Rozas se implanta sobre trinchera entre muros, ya que estamos dentro del pueblo. Los de Hoyo y Galapagar están en trinchera con taludes de roca; el de La Navata, desdoblado en dos, y ambos, encaramados incómodamente sobre el terreno por imposición de unas rasantes violentas. Por último, Villalba y Navacerrada están sobre explotación de terraplén con una normalidad casi total en el primero y completamente trastornada en el segundo.

Situación privilegiada es la del de Hoyo de Manzanares, que se encuentra justamente al coronar el escalón de Torreldones, sirviendo de pórtico a un cambio de paisaje, particularmente espectacular viniendo hacia Madrid.

En todo paso superior de vía importante la primera solución que siempre intentamos es la de salvar de un sólo vano la plataforma de circulación, es decir, el intervalo entre cunetas externas. En los casos más corrientes las luces están comprendidas entre los 35 y los 50 m, y esta aspiración se logra con una solución adecuada y económica. Pero cuando se fuerza este último límite no tiene ventaja empeñarse en ello, pues con apoyo intermedio se reduce mucho la altura del dintel, lo que mejora en apariencia y economía, sin que la introducción de ese apoyo central situado en la mediana empeore las condiciones de utilización. Es peor accidente saltar a la otra vía que chocar contra un apoyo intermedio, cuando un coche se sale de su vía.

Otra condición que ya hemos apuntado consiste en mantener la diafanidad de la sección en perfil, siempre trapecial, con taludes más o menos pronunciados, según se trate de trinchera en la plataforma inferior o de terraplén en la superior.

Así como en el paso inferior teníamos un perfil rectangular y el pórtico sencillo es la estructura ideal si hemos de extremar las posibilidades del vano único, en el perfil trapecial del paso superior la solución perfecta es el dintel compensado con vanos de compensación natural más o menos desarrollados según las inclinaciones de los taludes.

En estas condiciones geométricas, y teniendo en cuenta que en nuestro caso las condiciones de cimentación son excelentes, la solución indicada es el dintel sustentado sobre células triangulares extremas que es una variante del dintel compensado propuesto, adicionando péndolas oblicuas amoldadas a los taludes que limitan la sección.

En lámina II se indican las soluciones particulares que pueden deducirse de la general del tramo compensado para las distintas condiciones de nuestros pasos. El tramo compensado con bordes simplemente anclados es la solución de Las Rozas, donde la cimentación no es de roca y además tenía que construirse en dos mitades.

Desde esta solución estructural se evoluciona hacia el dintel sustentado en células triangulares o hacia el pórtico trapecial en $\pi\pi$, es decir, de pilares inclinados. La primera es la aceptada como definitiva y la hemos utilizado en los cuatro más importantes; la segunda se ha aplicado a los pasos de La Navata por la aspereza del perfil natural del terreno y la delimitación de plataforma con rasantes tan forzadas.

Como hemos indicado, las células adaptan los elementos de tracción a los taludes de desmonte o terraplén que existan, suprimiéndose de este modo los estribos. El elemento a compresión de la célula lo inclinamos hacia el interior todo lo que se puede, para mejorar la compensación de luces y disminuir la central.

De este modo se ha podido conservar la idea en todos los pasos superiores, aunque esto no aparezca a primera vista, pues para empezar el de Las Rozas no tiene células y sus columnas son verticales (motivos de cimentación y proceso constructivo). Hoyo de Manzanares tiene un pilar intermedio (exceso de anchura por el número anormal de vías en la autopista), y los de La Navata son muy diferentes entre sí al enfrentarse con rasantes muy forzadas y terreno en brusco desnivel.

En lámina III aparecen las distintas disposiciones de células adoptadas para los cinco pasos en que se utilizan, empezando por la de Las Rozas, donde no son triangulares, sino rectangulares. En Hoyo de Manzanares, con paso ortogonal, tenemos las más simples, con inclinación de desmonte en las péndolas, que son seis, cuatro verticales y dos laterales oblicuas complementarias para dar rigidez transversal en el plano de las mismas. Esta rigidez se incrementa notablemente en Galapagar, duplicando el número para formar una serie continua en zigzag, a causa de la oblicuidad del cruce, que es de 30°. En Villalba, con oblicuidad de unos 10°, completamos triángulos por la adición de péndolas complementarias iniciada en Hoyo. El triángulo es más tendido que en las anteriores, pues corresponde a talud de terraplén. Por último, en Navacerrada, con oblicuidad de 46°, las péndolas se macizan en un diafragma adaptado al terraplén y, además, las columnas que tienen gran desplome se equilibran al introducir sus duplicados formando zigzag.

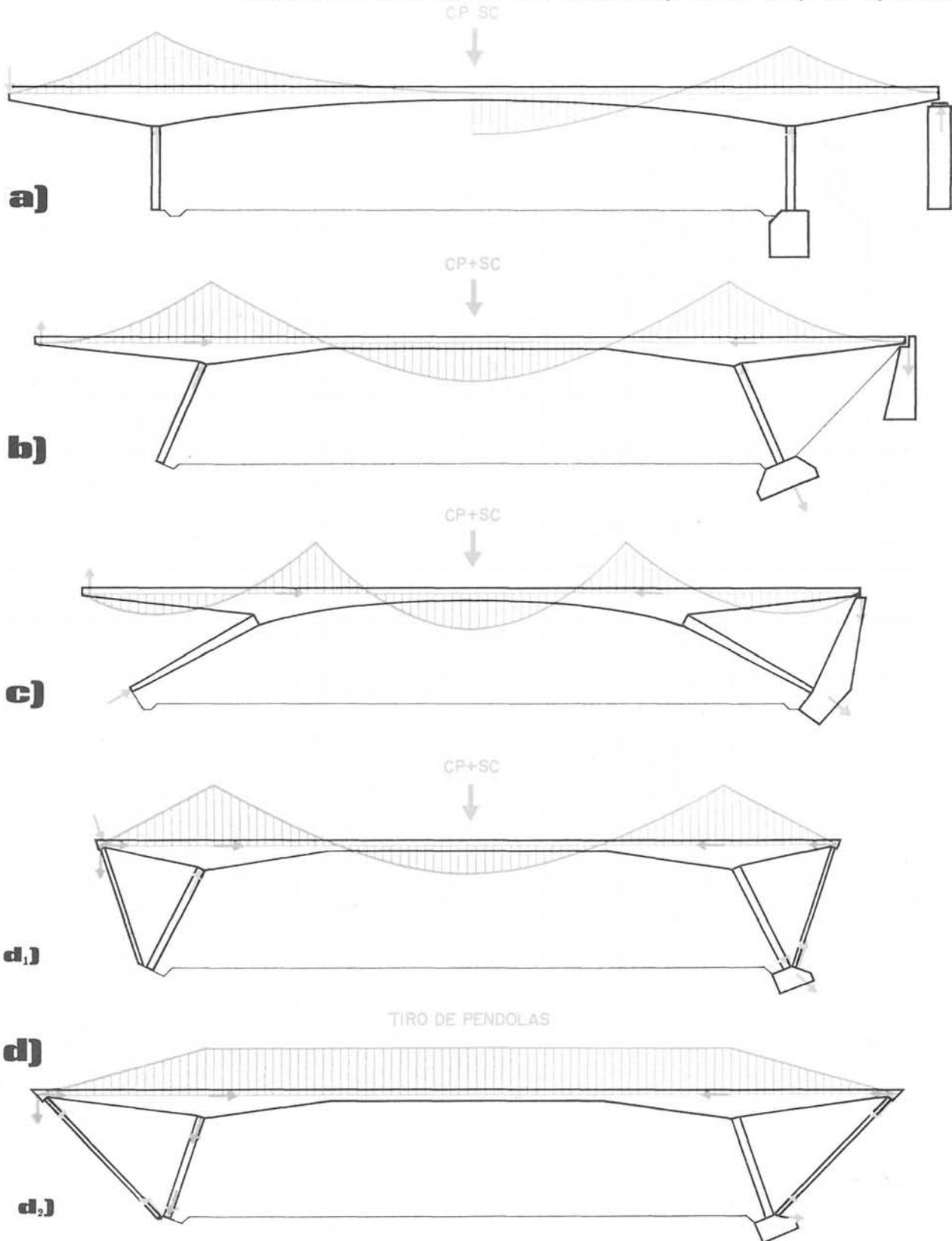
1.4. Cálculo de las estructuras.—En el cálculo de las estructuras de los pasos hemos empleado los métodos típicos de los puentes de hormigón armado y de los de pretensado. Aunque los primeros son de sobra conocidos, los resumimos al tratar del puente de Puerta de Hierro (ver 2.2). En cuanto a los correspondientes al hormigón pretensado, los vamos a resumir ahora para evitar estar refiriéndonos a ellos en cada obra.

El cálculo se ha ordenado en las tres etapas normales de: 1) Determinación de las acciones; 2) Cálculo de los esfuerzos, y 3) Comprobación de las tensiones.

1.4.1. Determinación de las acciones.—Hemos supuesto las acciones correspondientes al **peso propio** con un peso específico de 2.500 kg/m³. En la **carga muerta** hemos considerado el **pavimento** a razón de 150 kg/m², y la **barandilla**, a 150 kg/m. l.

lámina II

esquemas de las soluciones estructurales adoptadas en los pasos superiores



a) Tramo compensado naturalmente. b) Pórtico en $\pi\pi$. c) Arco \leftrightarrow dintel. d) Dintel sustentado sobre células triangulares: d_1), en trinchera; d_2), en terraplén.

La acción debida a las cargas de servicio se ha tenido en cuenta considerando la instrucción actualmente en ensayo, la cual considera 400 kg/m² en todas las zonas que acumulen efectos con las fuerzas de 12 t a 10 m de separación, correspondientes a los ejes posteriores de vehículos en fila formando trenes que deben ocupar todas las fajas longitudinales de 3 m de ancho que puedan destacarse en la calzada. La hipótesis más desfavorable para el dintel es cargar con los trenes en las fajas transversales que se deduzcan mediante las líneas de influencia del esfuerzo correspondiente. En cambio, cuando hay columna central, puede ser más desfavorable la consideración de la actuación de un solo tren de cargas lo más descentrado posible en una mitad longitudinal. Esta hipótesis nos da las máximas flexiones transversales de la columna.

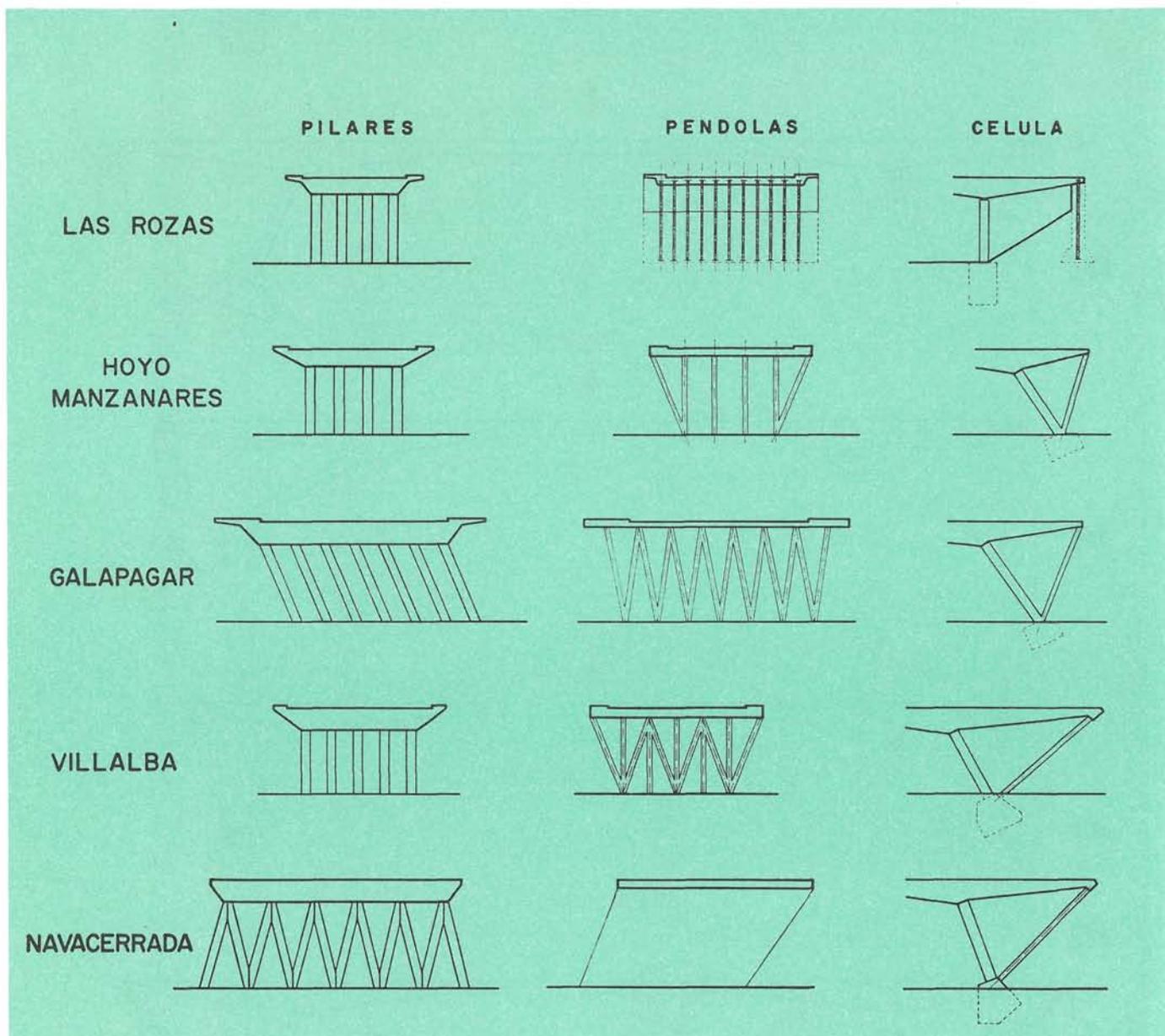


lámina III

variación de los elementos estructurales de las células triangulares en los distintos pasos

En la actuación de sobrecarga consideramos el frenado de vehículos con una acción equivalente a la décima parte del peso de los ejes de 12 toneladas.

Otra acción considerada es la de **variación de temperatura**, considerando elongaciones en ambos sentidos a partir de la sección central, lo cual nos da esfuerzos horizontales en la cabeza de pilares verticales a través del neopreno, y en el caso de células triangulares produce una ligera desnivelación en los vanos laterales. Los efectos sobre el dintel se han despreciado en todos los casos.

No se ha considerado **asiento diferencial de apoyos**, teniendo en cuenta la bondad de los cimientos. Además, casi todas las estructuras pueden asimilarse a pórticos biarticulados.

Los accesos en rotura se han obtenido amplificando los de servicio según la fórmula binaria de la Jefatura de Puentes: $1,2 CP + 2,4 SC$; tomando, además, como tensiones máximas para definir la capacidad de rotura de las secciones principales, el 80 por 100 de la característica del hormigón y el 100 por 100 de la del acero.

1.4.2. Cálculo de los esfuerzos.—El cálculo de los esfuerzos más desfavorables se ha llevado a cabo considerando la estructura íntegra con un dintel simétrico de tres o cuatro vanos solidario en el segundo caso de la columna central y con posibilidad de desplazamiento longitudinal.

El análisis de esta estructura se ha hecho por el método de Cross en su especialidad en reparto de pares 100 en los nudos central e intermedio que facilita notablemente la determinación de las líneas de influencia, que se han determinado para nueve secciones características en cada medio dintel.

Mediante las líneas de influencia hemos calculado los esfuerzos flectores y esfuerzos cortantes más desfavorables para cargas simétricas distribuidas con respecto al eje longitudinal. Para obtener los esfuerzos unitarios consideramos el dintel como indeformable transversalmente, teniendo en cuenta la gran rigidez transversal y su esbeltez geométrica longitudinal. Esto es válido excepto para el caso del paso de Galapagar, que es de plataforma de mayor anchura y gran oblicuidad, y en el de Navacerrada, donde la oblicuidad pasa de 45 grados. En los demás casos lo hemos comprobado por los cálculos como emparrillados virtuales, en el ensayo de modelo reducido del puente de Galapagar y en las pruebas de carga. De acuerdo con estos resultados distribuimos los esfuerzos flectores y cortantes uniformemente en todo el ancho del dintel, lo que se traduce prácticamente en distribuir de este modo la armadura calculada para los esfuerzos totales.

Excepcionamos también de la consideración anterior la zona próxima a la columna central del paso de Hoyo de Manzanares, donde se produce un efecto local de doble ménsula que da lugar a un reparto de esfuerzos en campana, el cual tiene importancia y debe conocerse con exactitud, especialmente en los casos de cargas asimétricas en sentido longitudinal. El estudio correspondiente lo detallamos en el artículo dedicado a Hoyo de Manzanares.

1.4.3. Comprobación de tensiones.—Determinados los máximos y mínimos momentos flectores para todas las secciones características y los momentos nucleares que nos representan en un solo diagrama los esfuerzos del pretensado, trazamos el diagrama panorámico enfrentando unos con otros. La primera condición para comprobar que no existen tracciones en fibras longitudinales, es que los dos diagramas de momentos flectores de acciones externas han de quedar dentro de los de momentos nucleares del pretensado. En este mismo diagrama, mediante una



sencilla construcción, deducimos las distribuciones de los componentes normales de las tensiones en todas las secciones características. Este diagrama panorámico, que denominaremos «gallo» por el dentillado que lo caracteriza, corresponde al proceso descrito en la monografía número 243 del Instituto Eduardo Torroja (Cálculo de puentes pretensados, por L. Fernández Troyano).

De los diagramas de esfuerzos cortantes simultáneos de los máximos momentos flectores, y utilizando también los métodos expuestos en la citada monografía, deducimos las distribuciones de las componentes tangenciales de las tensiones en las mismas secciones. Componiendo en el círculo de Mohr las componentes de tensiones normales tangenciales, llegamos a las tensiones principales que nos definen las condiciones de trabajo de las fibras más desfavorecidas en la sección.

Para el cálculo en rotura amplificamos los momentos flectores en servicio de las secciones más cargadas según la fórmula indicada y los comparamos con los resistentes de las secciones deducidas según fórmula de Guyon.

1.5. Métodos constructivos.—Las modalidades constructivas peculiares de un paso pretensado se refieren, por un lado, al sistema de pretensado que se adopte y, por otro, a las condiciones de interferencia con el tráfico existente.

Como sistema de pretensado hemos adoptado el Dywidag con barras de 26 mm para el pretensado longitudinal y el transversal de vigas; y de 18,6 mm para el pretensado transversal en tableros. La armadura longitudinal se ha conseguido con dos tipos de plantilla: una, que va de extremidad a extremidad, quedando en cara superior de vanos extremos y descendiendo a la inferior en el centro del vano central, y otra, de tipo cable sombrero, que se localiza en vanos laterales y zonas simétricas del central. El tesado de las primeras se ha hecho siempre desde ambos extremos para reducir las pérdidas por rozamiento lineal y en curvas. En cambio, en las plantillas cortas disponemos ciegos los anclajes que están en vano central y tesamos únicamente desde el otro anclaje, que está en zona inferior del borde extremo correspondiente. Por consiguiente, en este borde se reúnen anclajes de todas las barras completas y de la mitad de las cortas. En general, se disponen en dos capas, y a veces en tres, realizándose el tesado con dos juegos de gatos en sentidos contrarios y con arreglo a los programas previamente estudiados en cada paso. En el caso de Hoyo tenemos, además, las plantillas correspondientes a las unidades limitadas en la zona central, junto a la columna, en las cuales fue preciso disponer un anclaje activo en cara inferior.

En todos los anclajes activos hicimos un retesado antes de proceder a la inyección de vainas, lo cual nos ha permitido eliminar casi totalmente las pérdidas por relajación del acero, y una parte de las de fluencia y retracción del hormigón. En algún caso hemos actuado sobre las armaduras activas de las péndolas, que son también barras de 26 mm, para ayudar al descimbrado; en Galapagar, además, se procedió a la corrección de sus esfuerzos de tracción para mejorar la repartición transversal de cargas en las columnas y la de flexiones en dintel, y en todo momento intermedio de la construcción se procedía a comprobar las cargas en péndolas, aplicando el gato en los anclajes. Al final se redistribuyeron las tracciones adquiridas por el juego natural de acciones y reacciones, y después de hormigonar las juntas de extremidad se dio una compresión de 20 kg/cm² al hormigón de envolvimiento de las mismas.

Una operación importante en el proceso constructivo ha sido el descimbrado de los dinteles compensados, ya que tratándose de estructuras continuas muy particulares, con gran descompensación de vanos, y con desplazabilidad por cargas asimétricas, no responden como en el caso de tramos simples que se despejan totalmente de la cimbra al realizar el pretensado.

El modo de reaccionar se estudió previamente en el modelo reducido de Galapagar, comprobándose que no se recuperaba la flecha de peso propio al realizar el pretensado, por lo cual había que bajar el encofrado actuando sobre los husillos del andamio tubular. Como operación previa se despejaban completamente los vanos laterales, con los castilletes especiales correspondientes al apoyo de las columnas, y después se procedía al descenso por filas transversales desde el centro hacia los extremos simétricamente, actuando sobre los husillos en número de vueltas igual para cada uno y en cuatro veces, es decir, con descenso aproximadamente igual a la cuarta parte de la flecha residual que se calculó.

En el puente de Hoyo se realizó el descimbrado tirando de las péndolas por tesado de sus barras, inmediatamente después de terminar el tesado de las barras horizontales.

En todos los pasos superiores se utilizó andamio tubular que nos facilitó la operación del descimbrado, ya que los tubos terminaban en husillos sobre los que se actuaba con pequeñas palancas a mano. En estos andamios se dejaron huecos de paso con el ancho de 12 m, correspondiente a dos carriles de circulación. De este modo las interferencias con el tráfico no fueron costosas, puesto que, aunque se reducía la altura a 4,20 m, siempre se podían desviar los vehículos de mayor gálibo por las vías laterales de los enlaces del nudo, que por lo menos estaban explanadas. Se montó un pórtico de tubos, marcando el gálibo de paso en las inmediaciones de cada obra, para comprobarlo antes de llegar al andamio. Los incidentes fueron poco importantes, y las molestias de paso por las obras de fábrica fueron similares a las de la construcción de explanaciones y afirmados.

1.6. Crítica.—Este conjunto de obras se ha realizado en equipo, equipo que ha llevado toda la fase del proyecto, y que ha crecido al llegar a la construcción. Dentro de él se han planteado todos los problemas estructurales y constructivos en una apretada labor de aportación y crítica mutua. Creemos que le hemos dedicado todo el tiempo que requerían, y esto, además, a la presión que ha exigido el planteamiento seguido de las dos fases, proyecto y construcción que en cierto modo han ido entrelazadas.

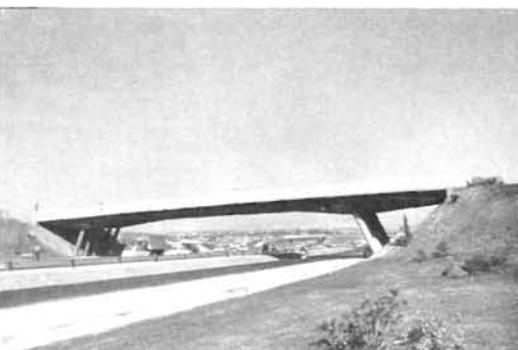
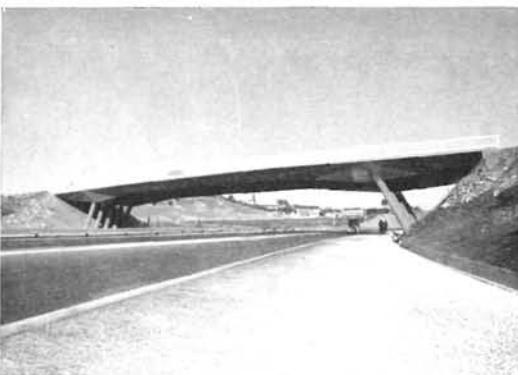
A esta interrogante de la suficiencia de la dedicación a una obra, que a veces ésta plantea en el momento crucial de su prueba de carga, creo que podemos contestar afirmativamente en cada una de ellas. En el paso del ferrocarril desemboca toda una labor previa de normalización de las obras de supresión de los pasos a nivel con ferrocarril, que había estudiado en mi Colección de Puentes de Altura Estricta. El puente-pérgola ha puesto a punto un problema análogo que no habíamos desarrollado, pero que teníamos planteado en los tableros oblicuos de vigas. Las losas de los pasos inferiores han sido primeras experiencias en la normalización de los puentes de tramos rectos pretensados que tenemos en redacción.

El conjunto de todos los demás ha sido la sistematización de los puentes de tramo compensado en las luces típicas de pasos de carreteras desde 30 a 50 m. Hemos partido de todo lo realizado en los puentes construidos que utilizan esta estructura. Para el análisis de los mismos, se han movlizado todos los métodos aplicables a estructura longitudinal y transversal: pórtico de células triangulares; losa con malla triangular de momentos de inercia variable; emparrillados virtuales y, por último, ensayo directo en modelo reducido de hormigón pretensado. Incluso hemos organizado el estudio experimental directo, aunque esto nos ha fallado, por el poco rendimiento obtenido, pero, no obstante, volveremos sobre ello.

En las condiciones de partida hemos aceptado todas las que ha planteado la vialidad, no aminorando las dificultades que planteaban las rasantes, oblicuidad y pendientes transversales de las curvas. Así, en los dos pasos de La Navata nos encontramos con obras muy difíciles y desagradecidas, a las cuales hemos hecho frente porque teníamos, como patrón sereno, el puente de La Chantrea, en Pamplona. Las oblicuidades fuertes de 30° en Galapagar y de más de 45° en Navacerrada se tranquilizan con la asistencia de Hoyo y Collado Villalba, casi ortogonales. La integración de todas ellas en la secuencia de ir las atravesando sucesivamente, recorriéndolas en el sentido más puro de la palabra teoría, es la que da una superación a las insuficiencias particulares de cada una de ellas, y de los defectos que entraña toda realización.

En cuanto a la realización misma no hemos ahorrado esfuerzo en cuanto a repetir cálculos y dibujos, cuando se producían variaciones, por replanteo de obra, por variación ligera de trazado, inclusive cuando se alteraba el perfil debido a las voladuras para emplazamiento y cimientos. Se han seguido en todo detalle la realización material de los encofrados, del hormigonado, del descimbramiento y de las pruebas. Y se ha procurado, en lo posible, obtener una restauración del paisaje en lo que no es alteración obligada por la obra.

Como en el artículo correspondiente a cada obra haremos su crítica particular, sólo queremos aquí consignar un resultado que no habíamos buscado, sino, por el contrario, rehuido, la de la apariencia de alarde que en algunos puede apreciarse. Esto ha resultado unas veces por causas ajenas como, por ejemplo, en el puente-pérgola se elevó la altura de la obra en 1,50 m empezada la construcción; y en otros casos por el empleo al máximo de posibilidades propias del hormigón pretensado, como en esbeltez de dinteles donde hemos llegado al sesentavo en el centro de los de altura variable.



II

el puente de Puerta de Hierro

2.1. Introducción.—El puente de Puerta de Hierro representa en España el momento de las estructuras continuas de hormigón armado con dintel de altura variable. Los puentes de tramo continuo habían tenido mucho antes su iniciación en los puentes ferroviarios donde las jácenas de varios vanos, generalmente tres, de altura constante, calculadas por el método de los puntos fijos, o mediante tabulación de sus líneas de influencia, no habían presentado problema especial alguno, excepto el de su cálculo, con respecto a las jácenas de un solo vano utilizadas con profusión en toda la primera etapa de puentes ferroviarios.

Pero la introducción de las vigas continuas en los puentes de hormigón armado españoles no fue tan sencilla, aunque en obras prematuras de Zafra, como los embarcaderos de las minas de Cala, en el puerto de Sevilla, no sólo eran continuas las vigas, sino que también solidarias de los pilares, aunque el efecto pórtico carecía de importancia dada la gran flexibilidad de éstos.

En nuestra época, años veinte, la viga de varios vanos fue uno de los instrumentos de tortura para los estudiantes de Resistencia de Materiales; esto detuvo su incorporación a las soluciones de puentes de hormigón armado, acentuándose la animadversión por la complicación de los cálculos que producía la variación de la inercia de las secciones, que es una modalidad específica en las soluciones de este otro material.

En junio de 1931 se celebró en París el primer Congreso de la Asociación Internacional de Puentes y Estructuras, al cual tuve la suerte de asistir y donde uno de los temas principales fue el de los puentes de tramo recto de gran luz y allí me enteré de la existencia de los puentes continuos. Además, en 1930 había tenido el primer contacto con el método de Cross que se publicaba en los *Proceeding* de la ASCE de dicho año. Morfología de los puentes de tramo recto continuos y método apropiado para estudiarlos, fueron mis dos grandes descubrimientos y los dos puntos de apoyo firmes para lanzarme con verdadero entusiasmo hacia la conquista de los puentes de tramo recto, lo cual se materializó años más tarde en mi «Colección de puentes de altura estricta», y de la cual una de las primeras aplicaciones de ensayo fue el puente de Puerta de Hierro.

Consecuencia también de este entusiasmo fue la publicación de mi primer libro, «Cálculo de Estructuras Reticulares», que vio la luz en mayo de 1934. La sistematización de este método y, de un modo general, la del problema de las deformaciones de la estructura, orientando el estudio hacia una visión directa del fenómeno físico, y prescindiendo de disertaciones académicas, fue mi aportación al estudio de las Estructuras Reticulares. Precisamente para resolver el problema de las barras con momento de inercia variable, que no estaba muy claro en el método de las deformaciones angulares en su versión americana del *slope-deflection*, apliqué a éste las características de la barra en el método de Cross (*), lo cual me valió la admonición acre y dura de un acérrimo defensor del método de los puntos fijos, recibida por correo a los pocos días de publicarse mi libro. Poco grata fue esta primera reacción del lector, pero, afortunadamente, el libro ha alcanzado su octava edición al llegar al tercio de siglo de su existencia.

En mi Colección de Puentes de Altura Estricta pretendía resolver de un modo sistemático el problema de los puentes más normales en nuestros ríos y el de los pasos a distinto nivel en los cruces con ferrocarril, que ya empezaban a extenderse en el extranjero a los cruces de carreteras.

(*) Me permito llamar la atención sobre este libro, que, escrito en colaboración con el ingeniero José Luis Fernández Casado, entonces alumno de la Escuela, es el segundo libro (1934) que se escribe sobre el método de Cross. Es preciso esperar a 1942 para que aparezca el tercero. Hoy día son innumerables los libros dedicados exclusivamente al método o que tratan de él como referencia fundamental.



Vista parcial de tramo principal y palizada (1934).

En los primeros años treinta se ponía en marcha la red de autopistas alemanas sin cruces a nivel y aparecieron los caminos expresos en la descongestión del tráfico de entrada y salida a la ciudad de New York, con puentes para salvar sin interferencias de tráfico las vías existentes.

Los primeros puentes de altura estricta se construyen en la provincia de Jaén, con pórticos triples de losa (Puente de la Vega y del Onsares) y de vigas (puente del Guadalimar), realizados en 1932, siguiéndoles en 1933 el de Puerta de Hierro, que me encargó el Gabinete Técnico de Accesos y Extrarradio, recién formado, cuyo primer proyecto de envergadura era la mejora del acceso a Madrid por la carretera de La Coruña. Se construyó inmediatamente (1933-1934).

El proyecto de este puente sirve para poner a punto la Colección de Puentes de Altura Estricta ya citada, pues cuando tuve que reajustar el proyecto para construirlo había evolucionado mucho en el enfoque del problema, ante la visión directa de los puentes realizados y de otros varios en proyecto, llegando entonces a una modulación de luces y espesores que ha sido definitiva en la Colección. El reparto de luces en proporción de 15 + 20 + 15; los contornos rectos con acartelamientos al cuarto de la luz del central y, por consiguiente, al tercio de las laterales; y las alturas de viga de 0,90; 1,00, y 1,40 en los vértices del contorno; han sido los módulos invariables para el proyecto de los ejemplares sucesivamente construidos, que en la actualidad creo llegan a los sesenta.

2.2. Descripción de la obra.—Copiamos del artículo publicado en 15 de septiembre de 1934 en la «Revista de Obras Públicas»:

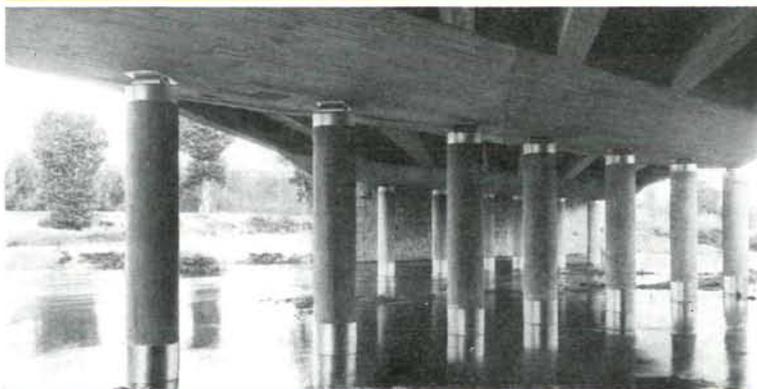
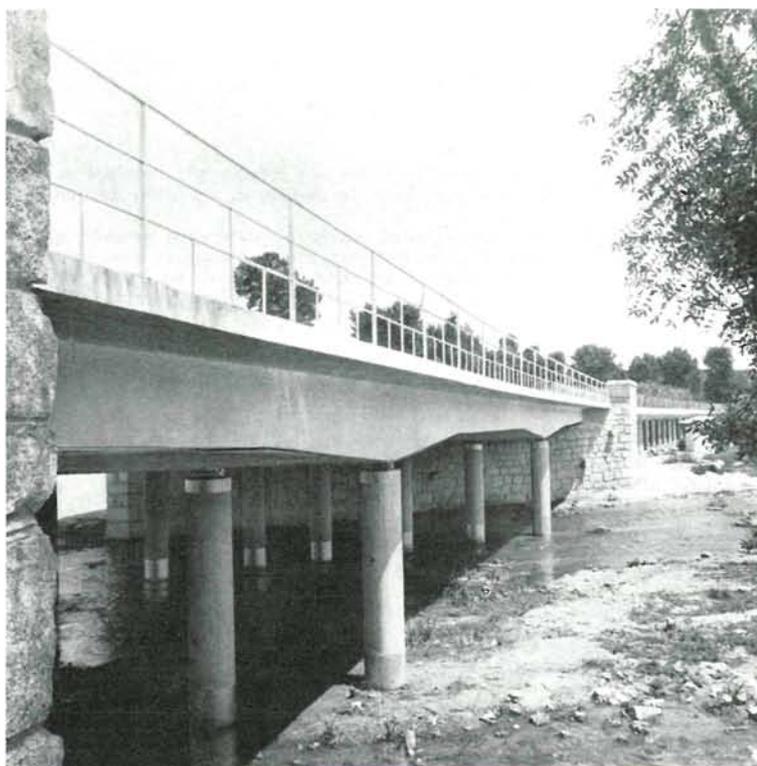
El trazado.—En planta, definido exclusivamente por razones viarias, une, mediante amplia curva, las dos alineaciones de la carretera de La Coruña, anterior a Puerta de Hierro y Cuesta de las Perdices, en el arranque de la pendiente fuerte.

En alzado, es consecuencia de razones naturales y económicas, perfectamente armonizadas en la idea de lo estricto, salvando el río con la mínima altura, reduciendo los terraplenes de avenida, causando la menor alteración del régimen hidráulico, el menor obstáculo a la futura urbanización de la ribera, prescindiendo de preocupaciones estéticas y huyendo de trastornar la serenidad del ambiente; en una palabra, procurando encajar naturalmente el puente en el paisaje.

El cauce.—El trazado corta al cauce con una gran oblicuidad, en desarrollo de unos 150 m, distinguiéndose dos zonas: la del río propiamente dicho, 50 m, y los 100 m restantes, por donde circulan las aguas únicamente en avenidas extraordinarias, y que será zona de ribera urbanizada en un porvenir muy próximo.

El puente.—El cauce define francamente las dos funciones a cumplir por el puente: salvar el río y dejar libre la zona de ribera, a las que responden las dos partes de la obra: tramo principal y palizada de acceso.

Columnas en tramo principal y palizada de acceso.



El puente ha de realizar la plataforma del camino que requiere el trazado, cumpliendo las dos funciones definidas por el cauce, y, además, e ingenierilmente se impone la condición de que esto sea del modo más natural y económico.

Así, la plataforma se materializa en tablero de hormigón armado, que en la palizada de acceso conserva toda su simplicidad en la estructura de losa continua sobre columnas; y en tramo principal (con apoyos necesariamente más distanciados) se refuerza con vigas longitudinales, cuyo espesor se modula para que resulte el estricto. De este modo resolvemos, con la mayor aproximación posible, la ecuación entre lo funcional y lo estructural, que debe ser norma de toda obra de ingeniería.

Tramo principal.—La luz salvada por el tramo principal es de 50 m, definida por el cauce de avenidas normales, no habiendo sido preciso ocuparse del desagüe lineal, puesto que la palizada de acceso deja libre el ancho total para avenidas extraordinarias.

La solución adoptada ha sido tramo recto estudiando para reducir al mínimo la altura disponible, cuyas características hemos justificado en nuestra «Colección de puentes de altura estricta». El problema planteado es buscar la viga de hormigón armado de igual resistencia a la flexión; a continuación resumimos su desarrollo.

Estudiando la viga apoyada, de un solo tramo y altura constante, nos encontramos que ésta viene determinada por las condiciones de trabajo en la sección más desfavorable, que suponiendo carga uniforme es la central, resultando que sólo esta sección es aprovechada eficazmente, ya que el momento flector es máximo en el centro y nulo en los extremos.

Si, por cualquier procedimiento, coartamos la libertad de giro de las secciones extremas, aparecerán momentos de empotramiento de signo contrario a los existentes (momentos isostáticos); y al combinarse ambos tendremos la ley de distribución correspondiente, que habrá mejorado con relación a la del caso anterior, en que se ha reducido el momento máximo (generalmente corresponde a las secciones extremas), y, por consiguiente, la altura de la sección.

La reducción de la altura trae consigo una disminución del peso propio y, por tanto, de los momentos flectores, lo que a su vez reduce la altura; pero, además, si en lugar de conservar ésta constante la hacemos variar para que todas las secciones estén en idénticas condiciones de trabajo, nos encontraremos con que, en el caso general de mayores momentos en los extremos que en el centro, podremos reducir las secciones en esta zona, obteniendo, en primer lugar, una reducción notable de los momentos isostáticos, ya que reducimos el peso propio, y precisamente en el centro de la viga, y en segundo lugar un aumento de los momentos de empotramiento, como consecuencia de que la variación de los momentos de inercia es creciente del centro a los extremos.

Por consiguiente, la viga semiempotrada, de igual resistencia, tiene las siguientes ventajas con relación a la apoyada de altura constante:

- 1) Momentos isostáticos más reducidos, al disminuir el peso propio, y precisamente en la zona central, que es donde mayor efecto produce.
- 2) Disminución de los momentos totales, por la causa anterior y por la existencia de momentos de empotramiento, a los que favorece la modulación de espesores, creciente del centro a los extremos.

La distribución de espesores correspondientes a una viga de igual resistencia sigue líneas de variación curvas; pero, teniendo en cuenta que se trata de hormigón armado, éstas se sustituyen por rectas (razón constructiva), conservando de todos modos la categoría de igual resistencia, puesto que disponemos, además, de la distribución de hierros para cumplirla.

En cuanto a la forma de coartar la libertad de giro de las barras, la más simple es disponer el tramo en tres vanos, obteniendo de este modo un semiempotramiento en las secciones de los apoyos centrales. Las secciones extremas quedan apoyadas, favoreciendo así la libre dilatación. Pudiera obtenerse mayor coacción en las sustentaciones, disponiendo las pilas solidarias de las vigas; pero no hemos adoptado esta solución teniendo en cuenta que, por la gran oblicuidad del trazado, los tabiques centrales quedarían en condiciones de trabajo muy desfavorables y de difícil cálculo.

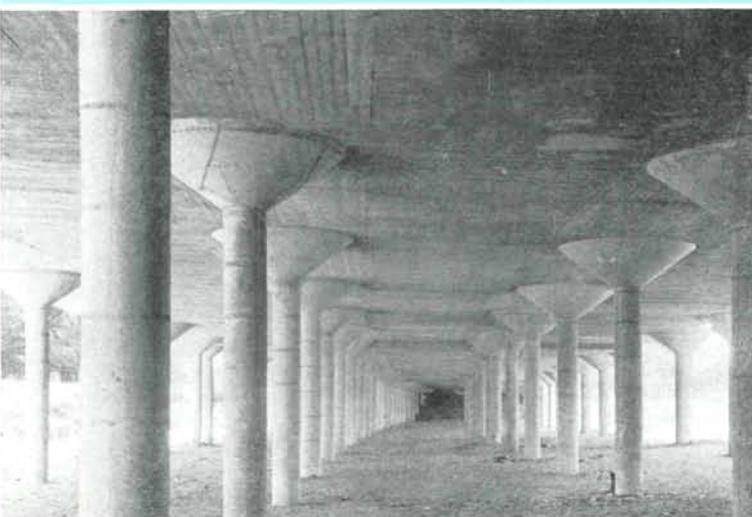
Teniendo en cuenta estas consideraciones hemos adoptado dintel de tres vanos, constituido por tablero de hormigón armado, sobre vigas longitudinales, de altura variable según las siguientes leyes: 0,90 m constantes en la mitad central del tramo central, variando linealmente hasta 1,40 m en los apoyos y en los tramos laterales, reproducción simétrica con relación al pilar de la zona variable del central, y después, disminución también lineal hasta terminar sobre los apoyos en 0,70 metros.

En sección transversal, las vigas se encuentran espaciadas 2 m, estando cortado el tablero en dos mitades por junta longitudinal, que tiene por objeto evitar los esfuerzos anormales que pudieran producirse por desigual funcionamiento de los aparatos de apoyo en una sección de tal anchura, teniendo, además, en cuenta la gran oblicuidad; también facilita la construcción en dos mitades. En las zonas de acartelamientos, junto a los apoyos centrales, se ha colocado tablero inferior, con objeto de disponer cabeza de compresión para los momentos negativos, obteniendo a todo lo largo de la viga trabajo en T. Los tableros son de 20 y las vigas de 40 cm de espesor. Las aceras se disponen voladas, en parte, sobre las vigas exteriores, las cuales tienen altura aumentada en los 20 cm que corresponden al sobrealto de aceras.

Transversalmente se disponen 8 vigas de arriostramiento: 2 en los extremos, enlazando las cabezas de las longitudinales sobre los apoyos de deslizamiento; otras 2 sobre los apoyos centrales, y 4 en los extremos de los acartelamientos, que enlazan, además, los dos tableros.

Los apoyos centrales, en lugar de ser muros continuos, que, dada la anchura y oblicuidad, hubieran aparecido cerrando el cauce para casi todos los puntos de vista, son columnas aisladas que reciben las cargas directamente de las vigas longitudinales y tienen una sección de 70 cm de diámetro, capaz, no sólo de la función sustentadora, sino también de resistir las avenidas, no muy violentas, del río.

Las extremidades del tramo se apoyan sobre estribos de hormigón, uno de los cuales se encaja en la orilla derecha, y el otro establece separación con la palizada de acceso, cuya extremidad descansa también sobre él.



Para el cálculo se han tenido en cuenta los siguientes esfuerzos:

- 1) Peso propio, considerando 2.500 kg/m².
- 2) Peso del pavimento (hormigón asfáltico de 5 cm).
- 3) Sobrecarga móvil, la de la Instrucción vigente, repartida en el ancho de vía de 3 m y aumentada en un 30 por 100 por efecto dinámico.

Las máximas cargas admitidas han sido:

Hormigón 55 kg/cm²
 Hierro 1.200 kg/cm²

El cálculo se ha desarrollado por el método elástico, considerando la variación del momento de inercia y empleando el procedimiento de las líneas de influencia. El resumen de los cálculos es el siguiente:

- A) Determinación de los momentos de empotramiento en dinteles central y extremos, para varias posiciones de la fuerza unidad.
- B) Deducción de las líneas de influencia de los momentos flectores y esfuerzos cortantes de las secciones más interesantes.
- C) Cálculo de los momentos flectores y esfuerzos cortantes debidos al peso propio y carga permanente.
- D) Cálculo de los momentos flectores y esfuerzos cortantes máximos debidos a la sobrecarga.
- E) Determinación de los momentos flectores y esfuerzos cortantes máximos, por combinación de los C) y D).
- F) Cálculo de las armaduras y comprobación en las secciones central y extremas de los dinteles.
- G) Distribución de los hierros a lo largo de los dinteles.
- H) Cálculo de la armadura secundaria, habida cuenta del esfuerzo tangencial absorbido por las barras dobladas.

Para el cálculo del tablero se ha tenido en cuenta que trabaja en flexión transversal por las cargas directas y en flexión longitudinal como cabeza de las vigas, combinación que resulta favorable en la zona de momentos longitudinales positivos y desfavorable para los negativos. Además, se ha considerado la influencia de la oblicuidad del tramo, lo que origina flechas distintas en las vigas longitudinales para puntos del tablero situados en sección transversal; por consiguiente, éste se ha calculado en las hipótesis extremas de losa de un tramo empotrada en sus extremos y losa continua con tres apoyos intermedios, los cuales pueden tener asientos. La armadura resulta de más importancia que en los casos corrientes, sin oblicuidad. Como puede observarse, en la sección transversal se han suprimido acartelamientos, habiendo tenido la precaución de cepillar en bisel las tablas del encofrado en la unión de viga y tablero.

Igual criterio de economía en la mano de obra se ha seguido en el proyecto de armaduras, existiendo únicamente la transversal

Columnas del tramo principal y de la palizada de acceso.

y una longitudinal de repartición, que son dobles, para absorber en todos los casos los momentos flectores de signos contrarios que puedan producirse.

Esta norma de economía y sencillez en la mano de obra ha sido fundamental en la distribución de armaduras en las vigas principales, habiendo sacrificado el criterio de armado estricto a la claridad y uniformidad del mismo. En la figura 8 damos los planos de armado, pudiendo apreciarse que cada viga consta de cinco cuchillos, cada uno de los cuales se descompone en cinco partes, armadas independientemente y enlazadas entre sí para obtener continuidad en el conjunto.

El número de plantillas diferentes se ha reducido al mínimo, y el diámetro máximo de las mismas es 36 milímetros.

La armadura de las pilas (figs. 12 y 13) se compone de 12 barras de 20 con zunchado de 8 mm a 5 cm. Las cabezas se refuerzan con estribos diametrales y la extremidad inferior con armadura cónica, que las enlaza con una viga longitudinal de repartición.

Los aparatos de apoyo son juegos de dos placas de bronce pulimentado en las extremidades y apoyo móvil de rodillos y fijo de articulación sobre las pilas. Este último se obtiene mediante cuatro barras que pasan de la viga al pilar, quedando libres en una altura de centímetro y medio. (Hasta aquí es copia del citado artículo de septiembre de 1934.)

2.4. Crítica y consideraciones estéticas.—Uno de los problemas que de modo implícito teníamos entre manos al estudiar este puente, era el que ya hemos indicado de transformar en espacio habitable el volumen que el puente confina debajo de él. De un modo directo aparecía en la palizada de acceso donde siempre vimos que el espacio liberado permitía no sólo el paso de las avenidas sin poner obstáculos al funcionamiento del río, sino que serviría de expansión a los vecinos de Madrid, que tienen derecho a disponer de las márgenes de su río, como viene ocurriendo desde el siglo XVII, proporcionándoles, además, una mejora al darles un techo para defenderse del sol de los días estivales. Esta ventaja es utilizada intensivamente, pues los bañistas de la zona han tenido un balneario gratuito con una superficie cubierta de 1.700 metros cuadrados.

Otra solución definitiva que descubrimos dentro de los problemas que indicamos, es la de romper la continuidad de las pilas transformándolas en alineaciones de columnas cilíndricas. En aquella época no teníamos noticia de que esto se hubiera hecho en puente alguno, y creo, además, que fue de las primeras aplicaciones de la solución en pilas de río. En cambio, la solución de losa sobre columnas se había utilizado ya en algunos viaductos: ferrocarril de la estación terminal en Chicago, pasos de carretera y el viaducto de Ostensfeld en Estocolmo.

Otra solución que apareció también por aquellos años para puentes fue la denominada de estribos perdidos, pues se suprimían éstos, dejando pasar el terraplén de la explanación cortada por el puente por entre pilares aislados, que cumplían la misión de transmitir al cimientto las cargas verticales del dintel, sin que estuvieran afectados por el empuje horizontal debido a la contención de las tierras. La aplicamos en la extremidad de la palizada de acceso que cortaba con una gran oblicuidad al escarpe de la margen izquierda. Esta solución no era muy correcta en aquella época, puesto que, al no compactarse bien los terraplenes, las tierras que desbordaban entre los últimos pilares no se estabilizaban, produciéndose un bache molesto en el borde extremo del dintel. Este defecto ha desaparecido actualmente al hacerse una compactación completa de los terraplenes y de los taludes desbordantes.

Aun estando en esta tesitura de llegar a la máxima diafanidad y habiéndolo aplicado a las pilas, rompiendo con la continuidad de las pilas clásicas de los puentes de arcos de fábrica tradicionales heredada por los puentes de tramo recto, no aplicamos la misma norma a la pila-estribo intermedia que separa puente propiamente dicho y palizada de acceso, dejándola en su acartonada rigidez de muro continuo que adapta sus frentes a las condiciones de oblicuidad.

Otro detalle de época en este puente es el revestimiento de los frentes de estribos con sillarejo de granito, en lugar de permitir al hormigón ostentar la desnudez de su paramento, en el que, naturalmente, hay que cuidar su aspecto, especialmente en lo que se refiere a juntas de construcción y encofrado.



Puente de El Pardo sobre el río Manzanares en la no inaugurada carretera a la sierra. Modelo de pórtico continuo 20 M de la Colección de Puentes de Altura Estricta (1935).

III

paso inferior del ferrocarril del Norte

3.1. Condiciones de partida.—En esta zona la autopista ha tomado la ubicación de la carretera, en una variante construida en los años cuarenta, para mejorar el paso sobre el ferrocarril, que en el trazado anterior se verificaba en ángulo recto. Trazado que a su vez era cambio forzado del primitivo, trocando su alineación recta por doble incurvación para subordinarse al ferrocarril y cruzarlo perpendicularmente. En realidad, la variante fue volver al trazado primitivo cruzando el ferrocarril con gran oblicuidad.

Por consiguiente, en la carretera anterior se había ya resuelto el mismo problema, aunque defectuosamente, con una bóveda de hormigón en masa muy oblicua construida por rebanadas paralelas a los frentes, bóveda que elevaba inútilmente la rasante al enarcarse sobre el gálibo del ferrocarril. Su funcionamiento resistente no fue muy bueno y tenía numerosas grietas. Se demolió una vez terminada la primera parte de la obra nueva, al dar paso por ella. En cambio, el paso anterior sigue sirviendo para el acceso a la urbanización de Los Peñascales, con simple mejora en las curvas de enlace.

Al proyectar la nueva obra no pudo servir de ejemplo la anterior, que se había construido en una época de gran penuria de acero, y tampoco se utilizó el proyecto existente para la mejora de la carretera, que era un dintel de vigas simplemente apoyado, para construir por prefabricación de las vigas, lanzamiento longitudinal de las mismas y ejecución del tablero en su sitio. De una circunstancia a la otra la oblicuidad había aumentado desfavorablemente, la planta de la autopista se desarrolla en curva, como la del ferrocarril, y por parte de éste la Renfe exigía un gálibo mayor para la doble vía y consideraba, además, una tercera, pues la obra está muy cerca de la estación de Las Matas. La anchura de la autopista es anormal, ya que existe en esa zona un camino de despeje para acceso al paso inferior de Los Peñascales.

La oblicuidad resulta variable dadas las curvaturas de ambos trazados, y de una magnitud poco frecuente; empezando por 53 grados sexagesimales en el borde izquierdo (dirección Villalba) y llegando a 68 en el opuesto. El gálibo del ferrocarril exigía 9,50 m libres en la doble vía y 5 m en la vía sencilla, pudiendo disponerse tabique intermedio.

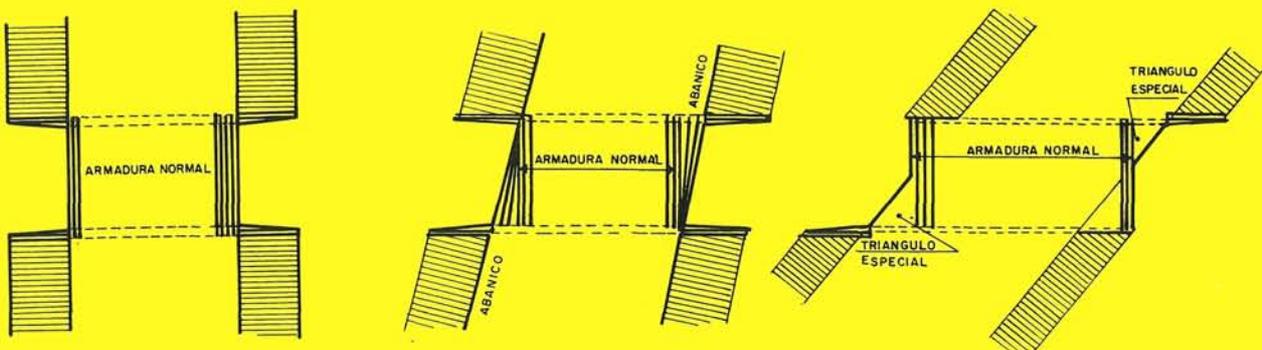
Desde el punto de vista constructivo, las dificultades estaban en mantener los dos tráfico con las mínimas molestias. El problema de la carretera ya hemos dicho cómo se resolvió; el del ferrocarril era más complicado, dada la intensidad de circulación, la gran longitud de la obra y la existencia del cable de alta tensión para alimentación del mismo. La ejecución en dos obras independientes facilitó la resolución.

3.2. Descripción.—Es un pórtico doble con losa de espesor constante 50 cm tanto en dintel como en los tres tabiques que constituyen los dos estribos y el de separación del vano de 10 m correspondiente a la circulación actual de doble vía y el de 5 m para la ampliación prevista en tercera vía. El dintel de cada vano está limitado por los bordes externos de la plataforma vial y un segmento en cada lado, que chafana perpendicularmente en los 2/3 de la luz el encuentro agudo de cada borde con la prolongación del tabique correspondiente. En realidad, son dos obras independientes, una para cada vía de la autopista, que se han enlazado posteriormente para cerrar el espacio intermedio. Como el ferrocarril va en trinchera no hacen falta acompañamientos.

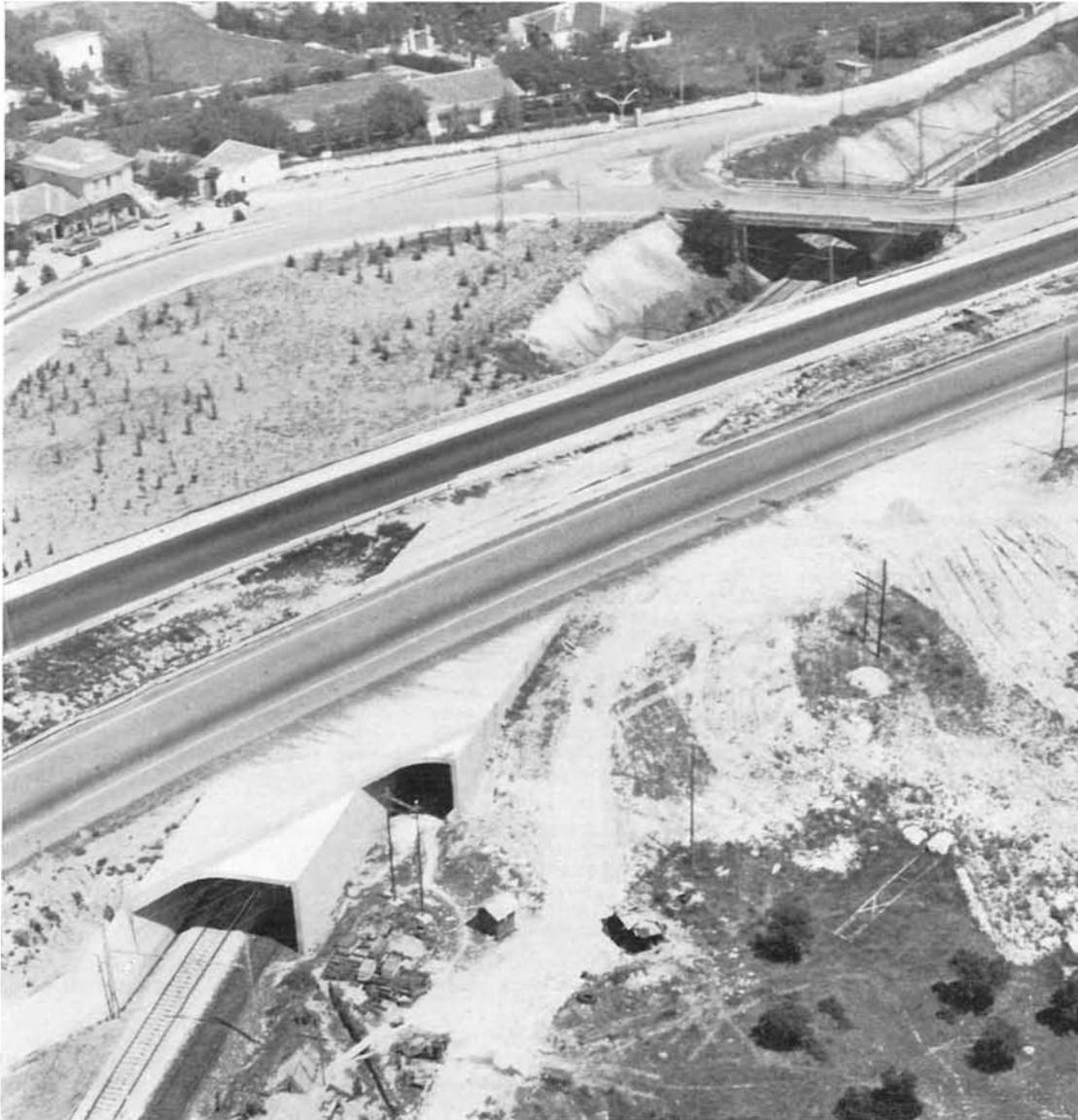
Como no estaba definido el problema desde el principio, se proyectaron dos obras independientes y muy distintas, porque la combinación de las curvaturas de la autopista y del ferrocarril, aquella variable, ya que se trata de una clotoide, y ésta constante, ya que es circular, más la oblicuidad pronunciadísima del encuentro, dan lugar a figuras geométricas del tablero completamente diferentes en planta, lo que se complica además con la pendiente longitudinal de las rasantes de ambos trazados y las transversales de las plataformas a consecuencia del peralte. Las variaciones de niveles por todos estos motivos complicaron el replanteo de la obra, la ejecución del encofrado y el raseado del hormigón.

En planta, como ya hemos anticipado, se utilizó la solución de los modelos normalizados para pasos de carretera sobre ferrocarril, adicionando triángulos en los dos bordes de cada vano, adosados sobre los 2/3 de la luz oblicua. El enlace del triángulo con el borde natural se chafanó en arco de círculo.

En superficies aparentes se utilizó la subdivisión horizontal mediante hendiduras horizontales con cuño triangular en todos los planos verticales de pilares y estribos a separación de 50 cm, en los cuales se localizaban todas las juntas de construcción. En los frentes correspondientes a los dinteles se utiliza un estriado vertical, continuo, que se obtiene como en el caso de las hendiduras mediante berenjenos triangulares clavados al encofrado por su cara interna.



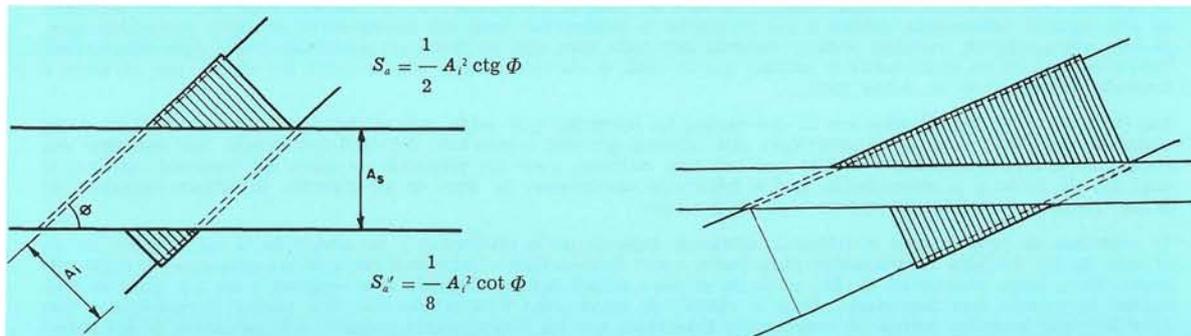
Modos de resolver el cruce oblicuo con dintel flectando ortogonalmente.



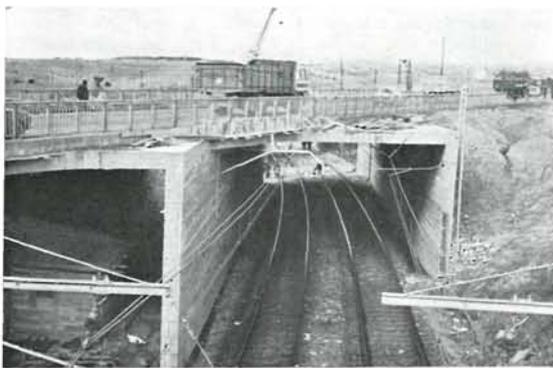
Vista aérea de la obra de paso. Se ha dejado anchura suficiente para instalar los terceros carriles en cada vía de la autopista. En el ferrocarril no se utiliza en la actualidad la acera complementaria para la tercera vía. En segundo término, el paso más antiguo que sigue utilizándose en el camino de servicio a Los Peñascales.

3.3. Organización estructural.—Para resolver este paso echamos mano a la idea que sirvió de base a nuestra colección de pasos normalizados a distinto nivel en carreteras y ferrocarriles. Esta aplicación la habíamos desarrollado ya antes de nuestra guerra civil al presentar a aprobación oficial nuestra Colección de Puentes de Altura Estricta (mayo 1936); y posteriormente, juzgando el interés que podía tener la supresión sistemática de pasos a nivel, la recogimos en propuesta aparte (1940), con estudio de su realización mediante prefabricación, por rebanadas normalizadas, en talleres estratégicos para acometer el problema en gran escala. La tramitación de esta última propuesta fue desgraciada y fracasó dos veces por detalles nimios en el Consejo de Obras Públicas, lo cual nos desanimó a presentarla por tercera vez, juzgando, además, que iba a ser poco utilizada ante la casi prohibición oficial de utilizar el hormigón armado en los puentes.

La idea consiste en organizar la estructura para flexar en sentido perpendicular al eje de la vía inferior, ferrocarril o carretera, con lo que tenemos una luz de flexión independiente de la oblicuidad, primera ventaja teórica, obteniendo



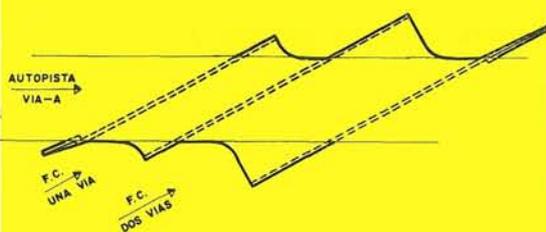
Resolución de los cruces muy oblicuos con triángulos adicionales completos o parciales.



Vista del paso desde el ferrocarril.



Vista del paso desde la carretera.



Planta de la primera zona construida.

una estructura invariante en sección transversal; pero, además, con luz mínima igual al ancho de la vía inferior, lo que nos permite resolver el dintel con altura estricta, segunda gran ventaja para la obra en sí al realizarla con la máxima economía en altura, en acompañamientos, en terraplenes de enlace, en variantes de pavimento, en superficie ocupada y en perturbación para la vía que pasa por encima. Pero, además, dado el margen en que nos movemos para las latitudes de ferrocarril en doble vía o carreteras secundarias, podemos mantenernos en soluciones de dintel de losa, que resulta óptimo en todos los puentes y más en los casos de cruce a distinto nivel. No sólo se mantiene la invariante de la estructura con la oblicuidad, sino que también con la curvatura, tanto de la vía superior como de la inferior, si se organiza para resistir la flexión en dirección radial respecto a esta última. La oblicuidad interviene para definir la longitud de la obra en el eje de la vía inferior.

La idea se materializa en la planta de la obra, al sustituir el paralelogramo común a los dos trazados superpuestos por el rectángulo que lo circunscribe, conservando los dos vértices más alejados. Este rectángulo puede mirarse estructuralmente como un dintel integrado por fajas longitudinales que flectan en la dirección perpendicular a los bordes sustentados, con luz que es la invariante citada. Las ventajas ya analizadas se obtienen, por consiguiente, a costa de la introducción de dos triángulos inútiles para el tráfico, adosados al paralelogramo intersectado. Denominando A_i y A_s los anchos totales de los trazados superior e inferior, y α el ángulo de oblicuidad, la proporción del aumento por triángulos respecto a la superficie inicial será:

$$\frac{A_i}{A_s} \operatorname{tg} \alpha .$$

Puede reducirse este incremento adoptando una solución intermedia por disminución de la amplitud de los triángulos adosados, sustituyendo los totales, que son triángulos rectángulos y tienen por hipotenusas los bordes libres primitivos de longitud igual a la luz oblicua, por otros homotéticos, conservando las alineaciones correspondientes a la sustentación prolongada y a la del borde libre que sirve de hipotenusa, pero sólo en una parte proporcional de la anterior. El cuadrado de esta proporción define la reducción conseguida, que se pone en la 1/4 parte si cogemos sólo 1/2 de la luz oblicua, y en la mitad si cogemos los 3/4 de la misma.

Al realizar esta reducción no desarrollamos la idea en toda su integridad y desembocamos, como ya hemos indicado, en una solución intermedia, debido a que se pierde la integración total del nuevo dintel en fajas perpendiculares, ya que nos queda un triángulo oblicuo residual por cada lado, que no flecha perpendicularmente, pues está sustentado a lo largo de un cateto sobre el estribo, por un lado, y en continuidad con el resto del dintel, por el otro, y teniendo la hipotenusa en borde libre.

Las fajas virtuales consideradas son de dos clases: las normales que están dentro del paralelogramo estricto y las restantes a ambos lados de las anteriores que rebasan por uno u otro lado del contorno de éste. Las segundas van resultando menos solicitadas a medida que son más externas, pues los vehículos no salen del contorno estricto, lo cual nos da razón a la aminoración de los triángulos adicionales, ya que, de no hacerla, la última rebanada de borde quedaría sometida únicamente a su propio peso.

El problema de proporcionar el triángulo adicional depende de la oblicuidad y del ancho de la vía inferior; así en el caso de los modelos normalizados para pasos sobre ferrocarriles o carreteras secundarias utilizamos la mitad del borde libre, hasta oblicuidad de 45°; pero en el paso actual hemos ampliado esta longitud a los 2/3, pues la oblicuidad es todavía más importante. Para el cálculo de estas losas triangulares con dos bordes sustentados y uno libre hay que tener en cuenta las condiciones favorables que les corresponden respecto a la actuación de las sobrecargas, especialmente si se trata de plataforma subdividida en calzada y aceras, puesto que éstas, además de reforzar el borde libre, lo defienden de la actuación próxima de los vehículos. Esta misma defensa tenemos en las fajas laterales que rebasan el contorno primitivo, ya que, además de no actuar vehículos en la zona externa, tampoco lo hacen en la interna, donde pasa la acera. Para completar la enumeración de las condiciones favorables de nuestra solicitud con respecto a los efectos de la sobrecarga hay que tener en cuenta que con el aumento de oblicuidad mejoran las condiciones de trabajo de las fajas ortogonales, pues aumenta su número (es decir, la anchura total de la suma de ellas) y, en cambio, no aumenta el número total de vehículos que las sobrecargan. Para las luces que tenemos que considerar, entre los 10 y los 20 m, la hipótesis de sobrecarga más desfavorable es la de una fila de ejes de 12 t en la línea media, independientemente de la oblicuidad; pero si queremos afinar al máximo hay que considerar que las dos ruedas de cada eje van separándose de dicha línea simétricamente a cada lado.

La solución afecta también los estribos que se prolongan cada uno por un lado (el del ángulo agudo del dintel) en longitud $A/\text{sen } \alpha$ para la amplificación total, o con la reducción proporcional igual a la de hipotenusas que se adopte. Este alargamiento no es inútil, ya que los avances que se obtengan pueden servir de aletas de acompañamiento para contener el terraplén de la vía superior.

3.4. Cálculo.—El cálculo es muy simple, pues en la mayor parte de la longitud se trata de un pórtico sencillo con dintel y pilares de sección constante. En las zonas extremas tenemos un pescante con luz de voladizo variable. De todos modos, para peso propio, la estructura funciona en una primera fase como dos pescantes independientes, y así se hizo el cálculo.

Una vez conseguidos los dos pescantes, el cierre del hueco se hizo disponiendo unas vigas Boyd, obtenidas de viguetas perfil que sirvieron de armadura rígida, pues de ellas se colgaron los encofrados, quedando embebidas en el hormigón. También hubo que respetar el tráfico de carretera, para lo cual se abrió la primera parte inmediatamente de terminada, pasando por ella el tráfico, para poder derribar la obra antigua y construir la segunda parte.

3.5. Proceso constructivo.—El problema que complicó la construcción fue la necesidad de no perturbar en lo más mínimo el tráfico ferroviario durante toda la obra y en una de las líneas con mayor número de trenes diarios. Esto parecía aconsejar la prefabricación de vigas y su montaje, pero no resultó necesario, pues el pórtico se subdividió en dos pescantes con vuelo de 2,50 m y el tramo de dintel intermedio entre dichos vuelos. Los pescantes se ejecutaron independientemente, empezando por su cimentación, después el tabique y luego el vuelo que se apoyó sobre un andamio en la zona permitida por el gálibo del que volaba lo estricto para hormigonar la zona primera del dintel. Se construyó primero la obra correspondiente a la vía A, que no interfería con la carretera existente, dando después el tráfico por ella para derribar el paso antiguo y ejecutar la segunda obra.

3.6. Crítica.—El problema de los triángulos adicionales, que para algunos ingenieros resulta intolerable desde el punto de vista estético, no tiene trascendencia, pues los triángulos no se ven desde la plataforma superior, ya que los oculta la correspondiente barandilla para el que circula por la vía externa. Como tampoco se ven desde el ferrocarril y, sobre todo, no perturban al maquinista, creemos que es una solución indiscutible para el caso de paso inferior de ferrocarril. Hay que tener en cuenta que tenemos un tablero de 50 cm de espesor que incluso puede disminuirse disponiendo acartelamientos en dintel. Para dejarlo plenamente justificado, basta recordar algunos pasos oblicuos en carreteras importantes que son verdaderamente monstruosos, causando una joroba monumental en la explanación. A lo largo del tiempo, hemos reunido una colección de fotografías de tales monumentos, pero no publicamos ninguna en gracia del lector de estos artículos.

Además de su aplicación al caso presente, esta solución se concretó ya en los pasos de Echevecoiz, en Navarra (194), y en el de Cubillas, en Granada (195).

IV

pasos inferiores de losa pretensada

4.1. Condiciones de partida.—Sirven a dos bifurcaciones de la autopista para pasar a las vías de servicio laterales, aunque se localizan, además, frente a puntos donde este servicio diluido paralelamente al trazado, en general, se concentra, además, con cierta intensidad. Así, uno de ellos está frente al apeadero del ferrocarril de Pinar de Las Rozas, y el otro, frente a la urbanización de Los Peñascales.

Como no existía bifurcación de carreteras anterior y la topografía de la zona es sencilla, se ha podido diseñar el cruce con perfecta geometría, habiéndose llegado a características análogas, aunque no iguales, ya que por la naturaleza desdoblada de la autopista la separación entre vías no es la misma en ambos casos. La vía inferior plantea las mismas

condiciones en los dos pasos, con plataforma para dos carriles y cunetas laterales que dan un ancho mínimo de plataforma de 12,00 m que adoptamos para luz del paso. Las pendientes son reducidas el 1,6 por 100 en el primero y el 2,0 por 100 en el segundo; la longitud en ambos, dada por la latitud entre bordes externos de la autopista, varía, como ya apuntamos, por variar la separación entre vías y por la influencia de las vías de entrada y salida, y, además, hemos adoptado el criterio de partir el dintel en dos, uno para cada vía de la autopista, dejando un espacio abierto ortogonal de 15,00 intermedio encauzado entre muros, pero libre de dintel para evitar el efecto túnel. Si la oblicuidad hubiera sido importante esta solución no sería tan acertada, pues nos resultan cuatro bordes con corte oblicuo. La traza es recta y los abanicos no se introducen en el paso. Las oblicuidades son de 20,10 y 24,60 grados sexagesimales.

4.2. Descripción.—Cada paso está formado por dos dinteles independientes de losa, simplemente apoyados sobre muros-estribos paralelos que continúan sin interrumpirse la zona intermedia libre de dintel. Tienen planta en paralelogramo diferente según la oblicuidad, que determina longitud variable de los bordes en vano desde 14,50 a 15,80 m. La entrega de las losas en dirección ortogonal es de 0,70 m y la luz libre 13,00. La altura del paralelogramo se amolda en cada caso a la plataforma superior, que es de tres carriles, variando únicamente según la zona incluida de la vía de entrada o salida.



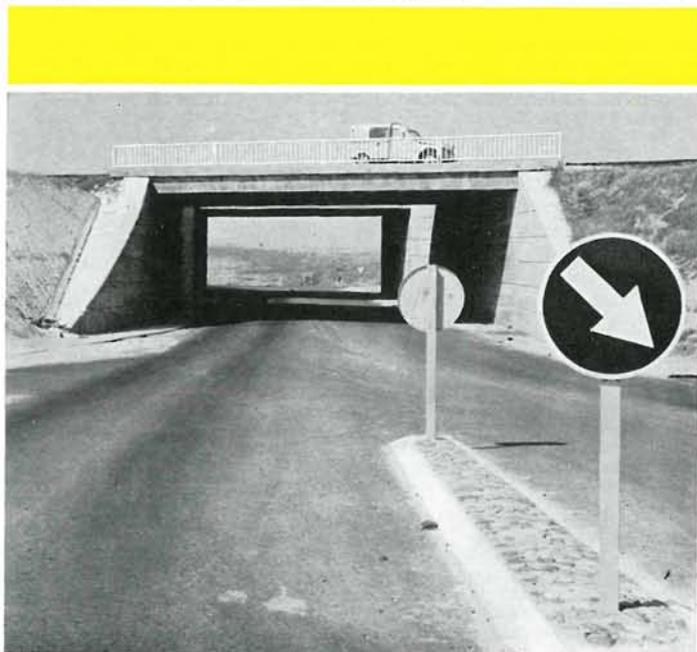
Vista aérea del nudo correspondiente a Pinar de Las Rozas.

El espesor es constante de 60 cm, aunque aumenta en rebordes laterales, primero, para compensar la diferencia de espesores en pavimento de calzada y arcenes, y después, para formar bordillo de defensa contra las ruedas de los coches, impidiendo que se salgan, y sirviendo de empotramiento a la barandilla.

Se arman con armadura activa longitudinal compuesta de barras Dywidag de 26 mm, a razón de 7 por metro, de un extremo al otro pasando de la cara inferior en el centro a zonas intermedias en los extremos, anclándose en dos capas para conseguir un pretensado con resultante en borde superior del núcleo central, es decir, al tercio desde arriba en ambas extremidades. Además se ha dispuesto una armadura pasiva distribuida en emparrillados en las dos caras, y puentes de redondo de 14, necesarios para sostener la armadura activa y la superior complementaria.

Los apoyos sobre los estribos se articulan a través de placas de neopreno en toda la longitud.

Vista frontal de la obra correspondiente al paso de Los Peñascales.





Los estribos son muros de espesor constante 1,40 m con el retallo superior correspondiente a la entrega de las losas y ensanchados en la zona inferior mediante zapatas rectangulares de $2,90 \times 1,50$ en toda la longitud; estos muros van desde la entrada a la salida del paso con juntas verticales en los bordes de cada una de las obras separadas.

Los acompañamientos son aletas curvas o rectas, según los casos. Tanto éstos como los estribos, que son de fábrica de hormigón se dejan con el hormigón a la vista, ordenado en ranuras triangulares horizontales, a separación constante, que rayan la superficie obligando a hacer las juntas de construcción en los planos de las mismas.

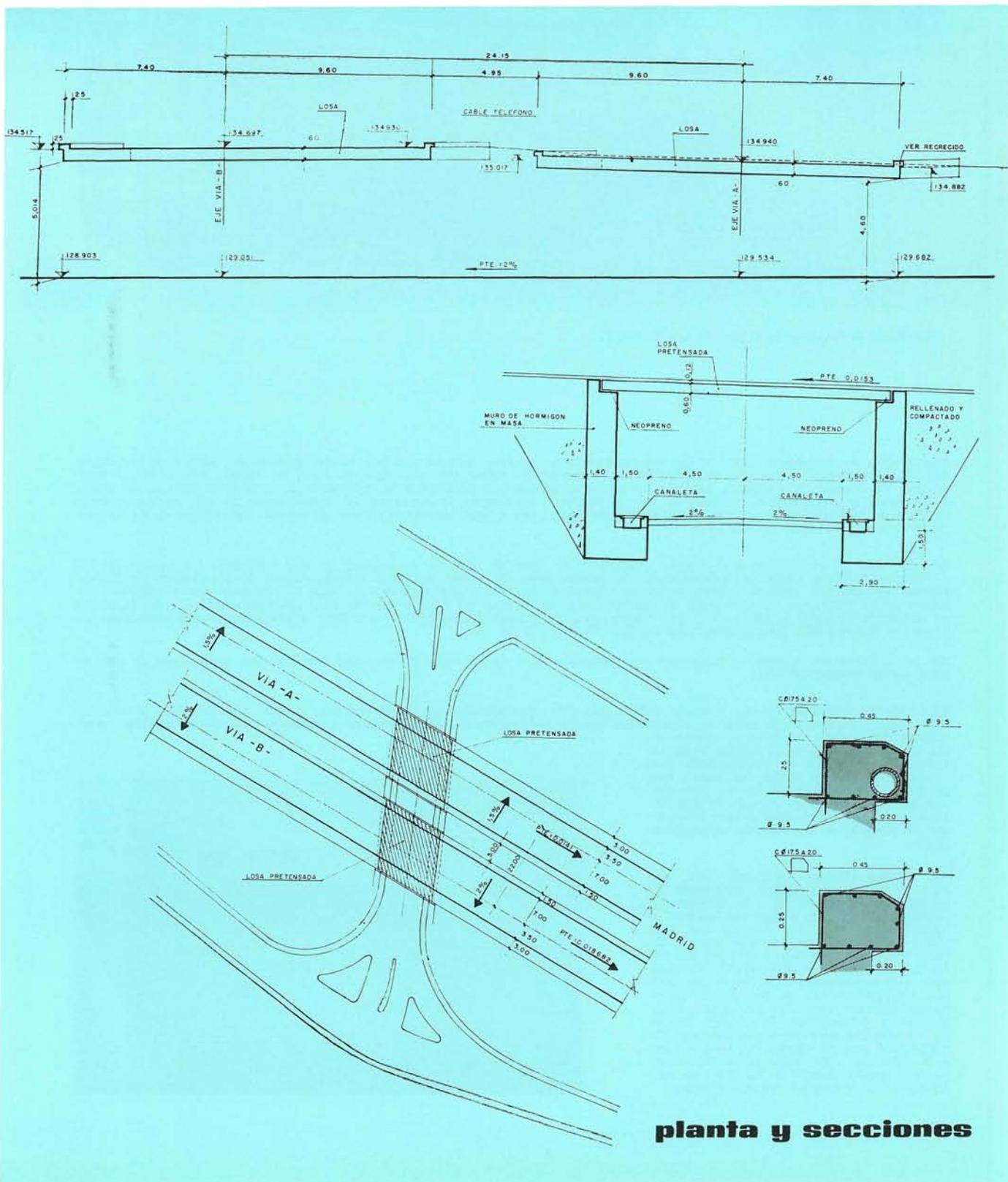
4.3. Estructura adoptada.—Se han aplicado por vez primera los modelos de nuestra Colección normalizada de puentes de hormigón pretensado, serie losas. Sus luces varían de 10 a 20 m. Dada la simplicidad de la estructura los elementos constitutivos son verdaderamente simples. Si se trata de puentes ortogonales, las armaduras activa y pasiva se reparten uniformemente en todo el ancho de la plataforma, que no influye en la cuantía, pues el mínimo, que será 10 m, da ya una intervención de toda la losa para la repartición de las fuerzas aisladas de la sobrecarga. La clásica fórmula del ancho eficaz, igual a los $\frac{2}{3}$ de la luz, nos da para la fuerza única un valor de 6,60 m en la de menor luz (10,00 m), y como van siempre dos fuerzas enlazadas en un eje, con separación transversal de 1,50, tendremos como ancho eficaz $6,60 + 1,50 = 8,10$ para acción de un tren. La hipótesis más desfavorable será la actuación simultánea de dos trenes y, por consiguiente, el ancho que a cada una le correspondería para absorber el total sería de 5,00 m como mínimo, que es menos del que, como acabamos de ver, queda interesado físicamente por la luz de flexión. Esta ventaja de las losas de gran luz deriva de su esbeltez longitudinal.

En la antigua Colección de Puentes de Tramo Recto, redactada por nosotros, las luces de losa son: 2, 3, 4, 5 y 6 m (hormigón armado) con espesores medios de 0,20, 0,25, 0,30, 0,35 y 0,40; soluciones que han sido profusamente empleadas. Por este motivo, una aspiración nuestra, al redactar la nueva Colección, fue ampliar el campo de las losas, no sólo al disponer de la técnica del pretensado, sino que también en las losas de armado corriente, ya que fabricamos hormigones de resistencia de rotura más elevadas y esto conduce a reducir espesores y, por consiguiente, carga permanente, lo que permite dicha ampliación de campo a costa de reducir el de los tramos de vigas. Hemos establecido para dinteles de vigas los 10 m como luz mínima, dejando a la exclusividad de las losas las luces inferiores y poniendo en competencia losas pretensadas y vigas de hormigón armado normal en la gama 10-20 metros.

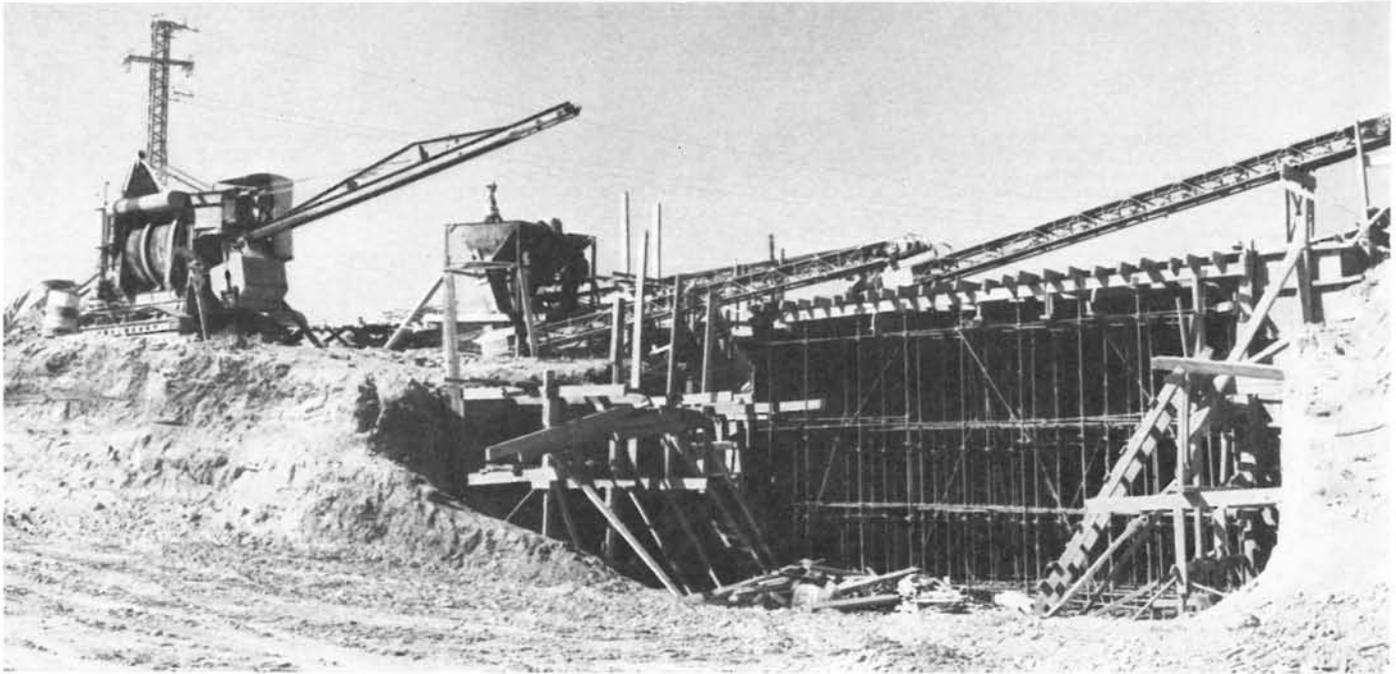
La ampliación del campo de las losas, que como ya hemos dicho hay que conseguirla a costa de reducción del peso propio, se obtiene, en una primera etapa, reduciendo simplemente el espesor de la losa, y después, reduciendo la sección transversal al disponer aligeramientos circulares longitudinales, artificio que, aunque no es privativo del hormigón pretensado, se ha empleado casi exclusivamente en aplicaciones de esta técnica.

La solución de losa alveolar, que reduce peso, pero complica construcción, que son dos condiciones que se contraponen desde el punto de vista económico, tiene por esta razón una luz mínima óptima que depende en cada caso de los precios unitarios de los materiales y de la mano de obra. Como la solución alveolar la hemos empleado en todos los demás pasos de hormigón pretensado de nuestra autopista, hemos tenido ocasión para estudiar este problema económico, llegando a la conclusión de que la transición se encuentra alrededor de la luz de nuestros pasos inferiores. Un espesor mínimo para introducir el aligeramiento circular es el de 60 cm, pues dejando recubrimientos de 15 cm en caras superior e inferior nos queda un diámetro de 30 cm, ya conveniente para poder distanciarlos a 50 cm con tabiques mínimos de separación de 20 cm. La realización de estos alvéolos mediante un encofrado perdido en EE. UU. se realiza con

tubos de cartón de fabricación comercial y resultan muy económicos; en nuestros pasos hemos empleado tubos de uralita que no son muy baratos y tubos de chapa delgada de acero, en virolas de 2 mm, fabricadas en cada caso y reforzadas internamente con marcos de madera ligera para evitar que se abollen por presión del hormigón en fresco. El caso más importante de aligeramientos alveolares conseguido por este procedimiento de tubo metálico ha sido el de las vigas del



planta y secciones



Organización de las obras en el paso de Los Peñascales.

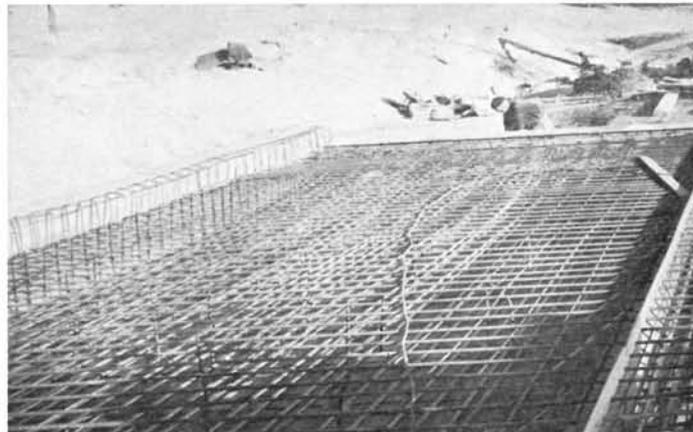
puente-sifón de Bembézar sobre el Guadalquivir, aunque en este caso no era por motivo económico, sino para conseguir dos vigas tubulares en las que se prolongan las tuberías del sifón. En este caso el tubo de acero, que es de 3 mm, además de formar la oquedad, asegura la impermeabilidad y contribuye a la resistencia de la presión interna, así como a las tensiones tangenciales producidas por la flexión y la torsión de las vigas. La colaboración de este elemento tenía matices de perturbación para ciertas hipótesis de carga, por lo que fue preciso hacer un estudio estructural de su influencia en modelo reducido fotoelástico.

4.4. Cálculo.—El cálculo es muy simple, tratándose de losas de pequeña oblicuidad; pueden obtenerse los valores de los momentos flectores unitarios longitudinales y transversales en centro, bordes y ángulo obtuso, en los gráficos de Rüsck. Hemos tomado los valores correspondientes máximos (centro) y mínimos (borde) para el cálculo de las armaduras por metro lineal extremas, aunque luego el número total de barras las hemos distribuido uniformemente en todo el ancho en dirección oblicua, a razón de 7 por metro. Los momentos transversales nos dan la armadura complementaria en dirección transversal, adoptándose una normal de $5 \varnothing 17,5$ p. m.

En las pruebas del puente se colocaron dos camiones por vía en contacto de colas con los ejes posteriores de dos de ellos en la sección central.

4.5. Proceso constructivo.—La construcción de las losas pretensadas no puede ser más simple, pues se llevó a cabo en fajas longitudinales, cortándolas en tres partes que se hormigonaron sucesivamente y dejando una junta vertical longitudinal con enlace retallado al clavar un tablón a media altura en el encofrado lateral. El tesado, que se realizó desde uno o ambos extremos, según los casos, nos permitió conocer las pérdidas de cable por rozamiento lineal. Una ventaja de los tramos simples pretensados es que al tesar las armaduras se descimbran automáticamente.

4.6. Crítica.—Hemos empleado una sección de paso rectangular, adoptando el gálibo estricto al ancho con cunetas incluidas, pero creemos que en cuanto a la importancia de la vía inferior sea algo mayor debería adoptarse una sección de paso trapezoidal, que iría muy bien con estructuras continuas tipo dintel, compensado por prolongación del vano con apoyos intermedios en los bordes de plataforma inferior formados por filas de columnas y contrapesos de anclaje finales en los vértices superiores del trapecio. La diafanidad mejora extraordinariamente en esta solución, y la continuidad del dintel permite quedar dentro de las luces de losa inclusive de hormigón armado normal.



V

paso para la desviación a El Escorial en Las Rozas

5.1. **Condiciones de partida.**—Esta obra sirve al paso, bajo la vía B de la autopista, de la desviación a El Escorial, que se despega de la vía A antes de alcanzar el pueblo de Las Rozas.

El ancho de plataforma inferior es de 10,00 m, pero teniendo en cuenta las cunetas de ambos lados tenemos una latitud de paso de 14,00 m con una pendiente longitudinal del 3,52 por 100 y una transversal del 8 por 100, debida a la curva, que es circular, con radio de 120,00 m, lo que da, además, un ángulo de 22° entre los planos de los pórticos extremos.

La plataforma superior tiene 14,00 m y pendiente del 1,91 por 100, siendo 68 cm el desnivel entre vértices extremos del paralelogramo destacado por la planta común a ambas plataformas.

La oblicuidad del cruce varía debido a la curvatura de los ejes de ambas vías, y es tal que la luz perpendicular de 14,00 m se amplifica a oblicua de 32,80 en la entrada y a 22,00 en la salida, es decir, en proporciones de 2,34 y 1,49 respectivamente.

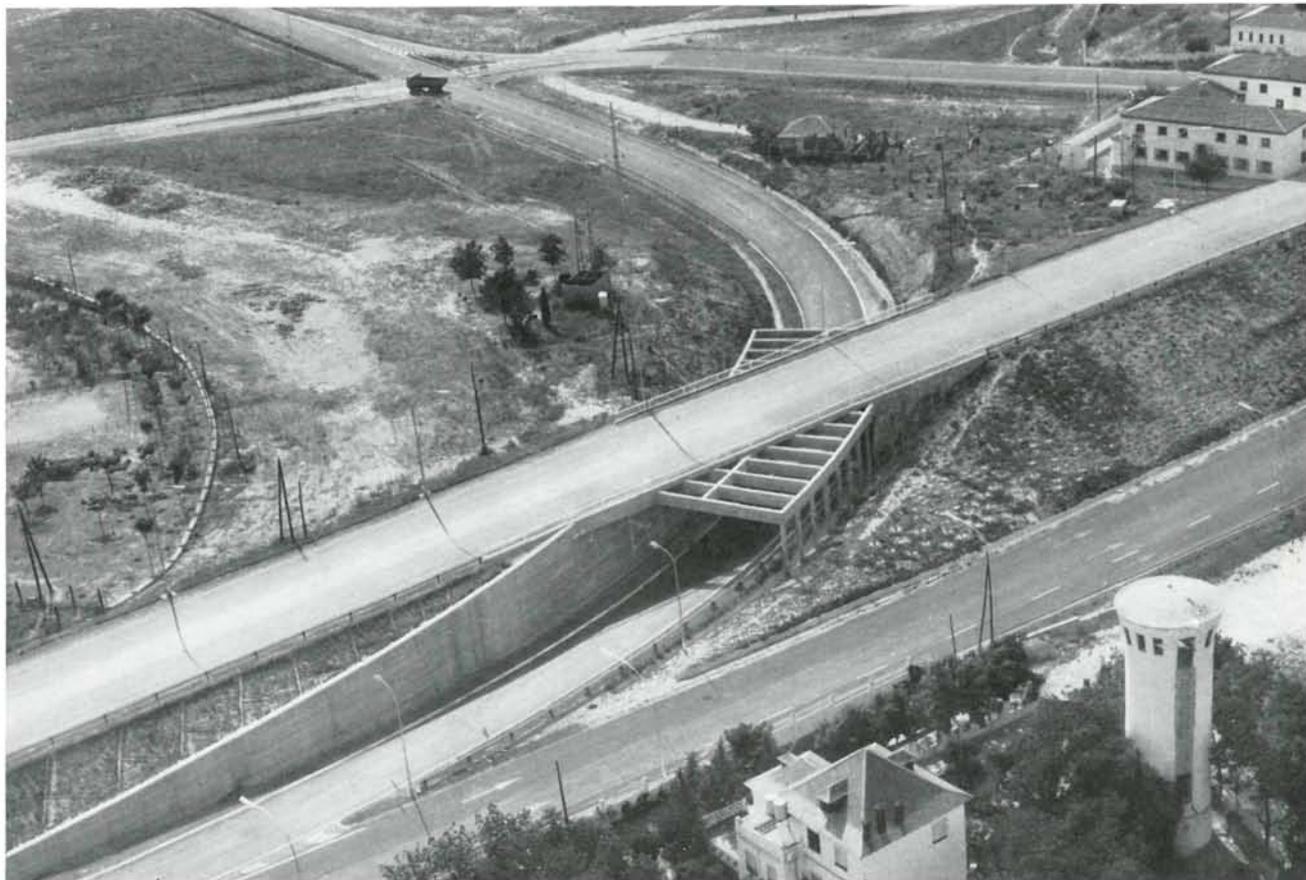
5.2. **Descripción.**—Se trata de una estructura de 15 pórticos transversales de 14 m de luz libre, dispuestos en dirección radial con respecto a la curva de la vía superior, integrados por un dintel de 1,10 × 0,40 adaptado a la plataforma superior, y dos pilares, uno de sección circular de 0,40 de diámetro, y otro rectangular de 1,50 × 0,40, excepto en dos pórticos centrales en los que la sección circular se modifica ligeramente para adaptarse al tabique del estribo. La altura de los pórticos es variable, dadas las diferentes alturas que median entre las plataformas de los dos caminos, en las cuales existe pendiente longitudinal por trazado y pendiente transversal por peralte.

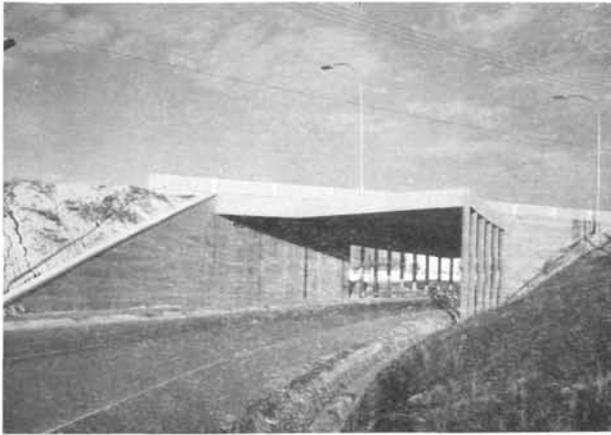
Estos pórticos están enlazados por tres vigas longitudinales continuas de 1,10 × 0,40, o de 1,20 × 0,40, según los casos, en extremidades y en la línea central. Además existen dos vigas que marcan los bordes de la plataforma, ya que ésta sólo se materializa en forjado en su superficie estricta, con espesor de 20 cm normal y dos rebordes de 30 cm para absorber la diferencia de los espesores del pavimento en calzada y arcenes.

La obra se acompaña por muros longitudinales para contener los conos de tierras en dos de los cuatro vértices, y por aletas curvas en los otros dos siguiendo la dirección de la vía inferior.

Los pórticos transversales que ordenan la flexión de la estructura según luz invariante de 14,00 m en dirección radial al eje de la vía «Escorial»; pero, en cambio, debido a las pendientes longitudinales de ambas vías y a la transversal de la inferior, la altura de los pilares es distinta en cada uno desde un mínimo de 5,90 en la primera columna hasta un máximo de 8,00 en la última. La distancia entre pórticos varía desde 2,621 en pilares internos de la curva hasta 2,955 m en los externos.

Vista aérea de la bifurcación.





Por consiguiente, las dimensiones básicas son: diámetro de 40 cm para las columnas, sección 110×40 cm para pilares rectangulares y vigas dintel, correspondiendo también esta dimensión a las vigas longitudinales que enlazan los dinteles en cabezas de pilares y a mitad de distancia. La losa que materializa el tablero es de 20 cm, salvo en las zonas de arcones, donde se incrementa en 10 cm para tener en cuenta la diferencia de espesores de pavimento, siendo solidaria del emparrillado de vigas y fijando el plano superior de las mismas cuando se exteriorizan. Por esta razón, los dinteles en su zona exenta tienen una altura de 1,20. Esta misma altura y el ancho común de 40 cm tienen las vigas de borde que cierran los dos triángulos oblicuos que exceden del emparrillado en ambas extremidades.

Las columnas se han armado con barras de acero normal en número de ocho de 16 mm con cercos de 10 a 200 mm. Los pilares rectangulares se arman de un modo variable desde 8×22 hasta 10×28 , añadiendo en cabezas los suplementos correspondientes.

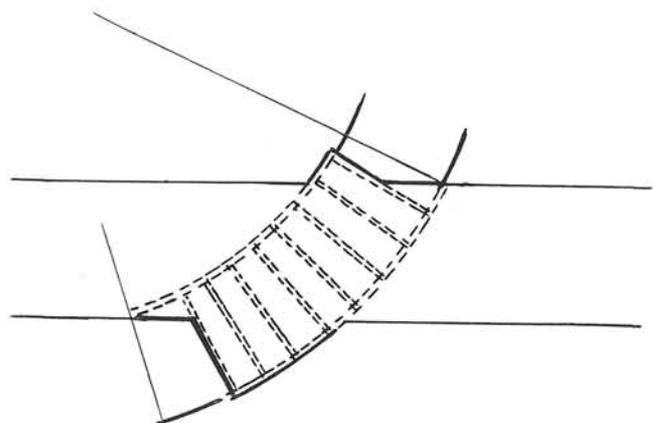
Los dinteles se arman de modo variable según su posición, ya que las acciones que les corresponden son variables, tanto en lo que afecta a la carga permanente como a la sobrecarga.

La losa del forjado se arma en dirección perpendicular a los dinteles en continuidad mediante $\varnothing 14,5$ ó 16 mm a $\varnothing 15$ cm de separación.

Tanto los estribos como los muros de acompañamiento, cuya única misión es contener el terraplén, con macizos de fábrica de hormigón, de sección trapecial, cuyo paramento externo se ordena con entalladuras horizontales y verticales obtenidas mediante berenjenos triangulares que se clavan en el encofrado. Todas las juntas de construcción están y quedan inadvertidas en los planos definidos por estas entalladuras.

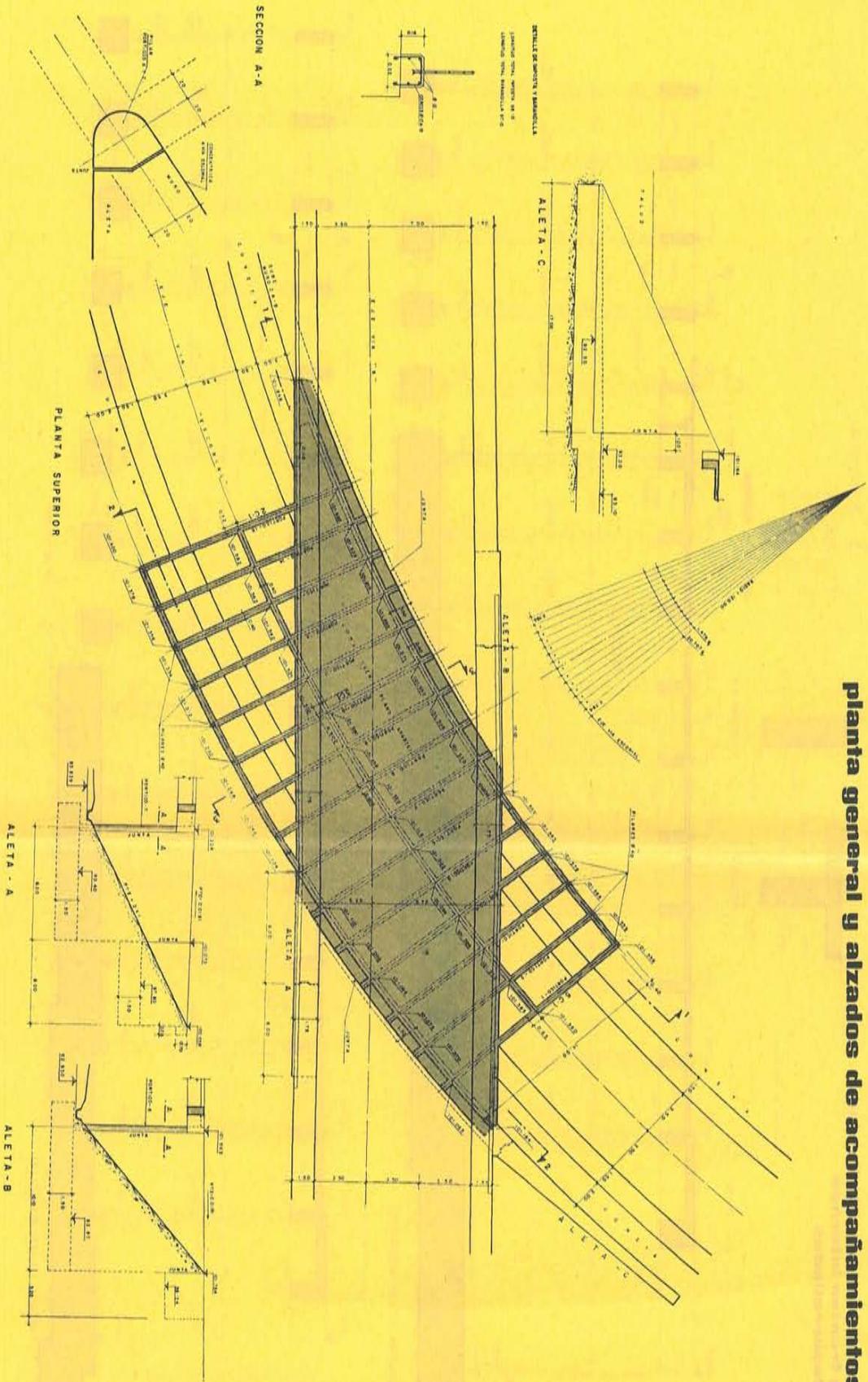
La cimentación ha sido sencilla, pues aparece arena arcillosa compacta a pequeña profundidad, y las cargas transmitidas por los pilares son reducidas y uniformemente distribuidas a lo largo de las dos líneas de delimitación de la obra. En las columnas exentas se han dispuesto macizos rectangulares individuales de $1,20 \times 1,20$, y en las zonas de estribos, macizo corrido de 3 m de ancho.

5.3. Idea aplicada.—Se ha aplicado la misma idea que en el paso del ferrocarril, pero adaptada al caso de tablero de vigas, organizando la estructura en pórticos radiales, en plan de «pérgola», cuyos espacios sólo se rellenan, verticalmente, en lo indispensable para contener las tierras, y horizontalmente, en lo que corresponde a la plataforma de circulación. De este modo conseguimos tener elementos transversales iguales que soportan la flexión principal con luz invariante, y en número que dependerá en cada caso de la oblicuidad del cruce y del ancho de la plataforma superior.



Esquema simplificado de la solución adoptada.

planta general y alzados de acompañamientos



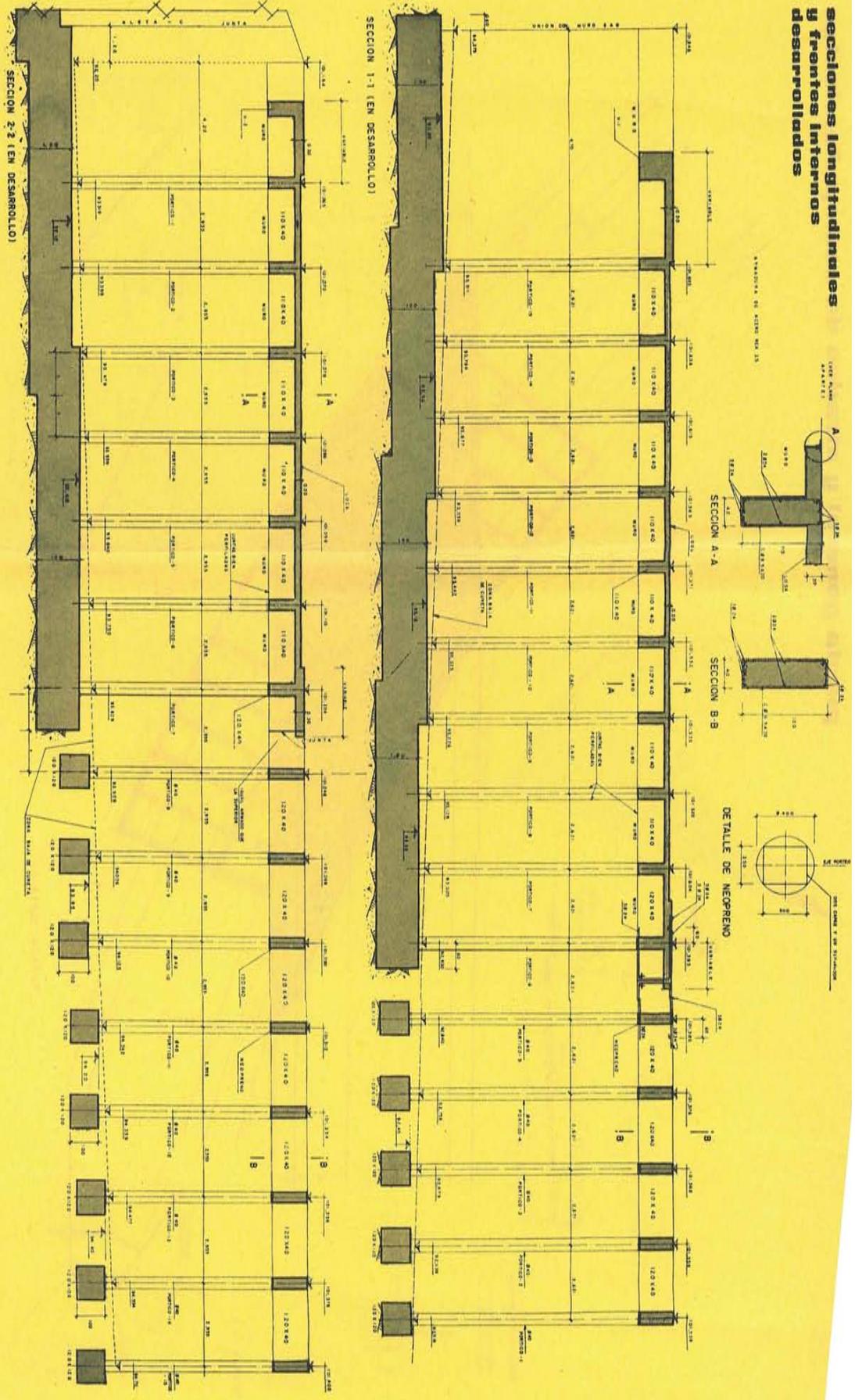
Lo mismo que en el caso de tablero de losa no se extiende la pérgola hasta los vértices del cuadrilátero curvilíneo que corresponde a la planta común de los trazados superpuestos, ya que el último portico estaría sometido únicamente a su propio peso, quedando triángulos terminales que se limitan exteriormente por vigas de borde que embrochala en el dintel del portico extremo y se encarga de recibir la losa correspondiente al forjado de esa zona. En este caso de dintel de vigas no se prolonga el dintel íntegro como en el portico-losa, y sólo destacan exentos los pórticos en zonas triangulares a ambos lados.

5.4. Proceso constructivo.—Se realizaron los cimientos rellenando las zanjas longitudinales correspondientes, elevándose después independientemente los pilares del portico, tanto los que han de quedar exentos como los rectangulares, que se encajan en el muro, dejando en estos sus caras externas aparentes con chabanes verticales de separación. Se utilizaron sólo cuatro empujados de cada tipo. A continuación se procedió a la ejecución de los dinteles, dejando las armaduras de enlace con el forjado que se modeló después sucesivamente. La última etapa corresponde a la obra de labra de hormigón en estribos y muros de acompañamiento que resaca constructivamente el empuje de las vigas. A cabo de un sero tiempo se sellaron las juntas de dinteles de separación entre tablero y estribos, que estaban en las líneas delimitadas por las caras externas de los pilares rectangulares.

Como todos los dinteles de portico, son de la misma longitud y sección transversal, y su peso no es grande (14 t), podrían haberse prefabricado, pero las armaduras cambian en todos, ya que sólo existen dos que tengan que resistir la misma carga. En total eran quince, lo cual no hacía interesante el problema económico, y como tampoco el plazo era apretado, se decidió por la construcción en el sitio sobre andamio.

5.5. Cálculo de la estructura.—El cálculo es sencillo, prescindiendo del efecto de empujamiento, ya que las condiciones más desfavorables corresponden a sobrecarga total, y entonces las cargas varían gradualmente de un dintel al inmediato, y puede prescindirse de la ayuda eléctrica de los apoyos con menos superficie de tablero. Las armaduras se han ajustado a las distintas condiciones de carga, aunque conservándose iguales las de

secciones longitudinales y frentes internos desarrollados



dos o tres elementos seguidos. Tampoco son de tener en cuenta los efectos correspondientes a temperatura en sentido de la mayor longitud, ya que hemos establecido juntas en las vigas de borde en las proximidades de los estribos. En sentido transversal las columnas son tan esbeltas que permiten el libre desplazamiento de los diámetros a ambos lados de la plataforma.

5.6. Cálculo.—La calidad característica de esta solución es la de permitir la mínima altura de tablero, es decir, lo que yo he denominado altura estricta, al sumar esta altura con la de gálibo. Así se obtienen varias ventajas: menor perturbación a la viabilidad del sistema, mínima altura y, por consiguiente, mínimo volumen de terraplenes, estribos, acompañamientos y muros. Otra gran ventaja deriva de la posibilidad de normalizar proyectos, los cuales pueden tenerse preparados para servir cualquiera que sea la oblicuidad, curvatura y ancho de la vía superior. Esta normaliza-

ción se reflejará en construcción, en la posibilidad de prefabricar los elementos, especialmente diámetros de pórticos, y, por lo menos, ejecución en serie de encostrados, armaduras, etc.

Como consecuencia de todo lo anterior se obtiene, en definitiva, una economía en plazo y presupuesto. Esta última depende por las mismas razones que hemos visto en el paso sobre ferrocarril, de la relación entre los anchos de vías superior e inferior, ya que los triángulos suplementarios sólo dependen de esta última, mientras que la longitud total de obra depende de los dos anchos, y ambos, triángulos y longitud, además, de la oblicuidad.

El inconveniente está en la presencia de los triángulos adicionales, que si bien no destacan al tráfico superior, sí lo hacen notablemente al inferior, no resultando comprensibles incluso para ingenieros, salvo que éstos conozcan de antemano el artificio de la solución.

En nuestro caso parece que se ha hecho un alarde de esbeltez de columnas, pero hay que tener en cuenta que se elevó la rasante durante la construcción 1,50 m y, además, existe una diferencia de ese orden entre la primera de un lado y la última del otro. El diámetro se definió para que igualase a la anchura de las vigas en que se empotrán.

VI

paso superior de Las Rozas

6.1. Condiciones iniciales.—Paso en cruce perpendicular sobre la autopista para servicio del pueblo de Las Rozas, dando entrada a la vía procedente de Madrid, comunicando la estación de ferrocarril con el pueblo, y dando oportunidad de cambio de dirección al tráfico de la autopista.

La plataforma para el tráfico superior está constituida por calzada de 7 m y dos aceras de 1,75, o sea, en total, 10,50 m, que se ensancha hasta 12,20 en abanicos simétricos por ambas extremidades para enlazar con las vías de servicio paralelas a la autopista y separadas 34,12 del eje de la misma.

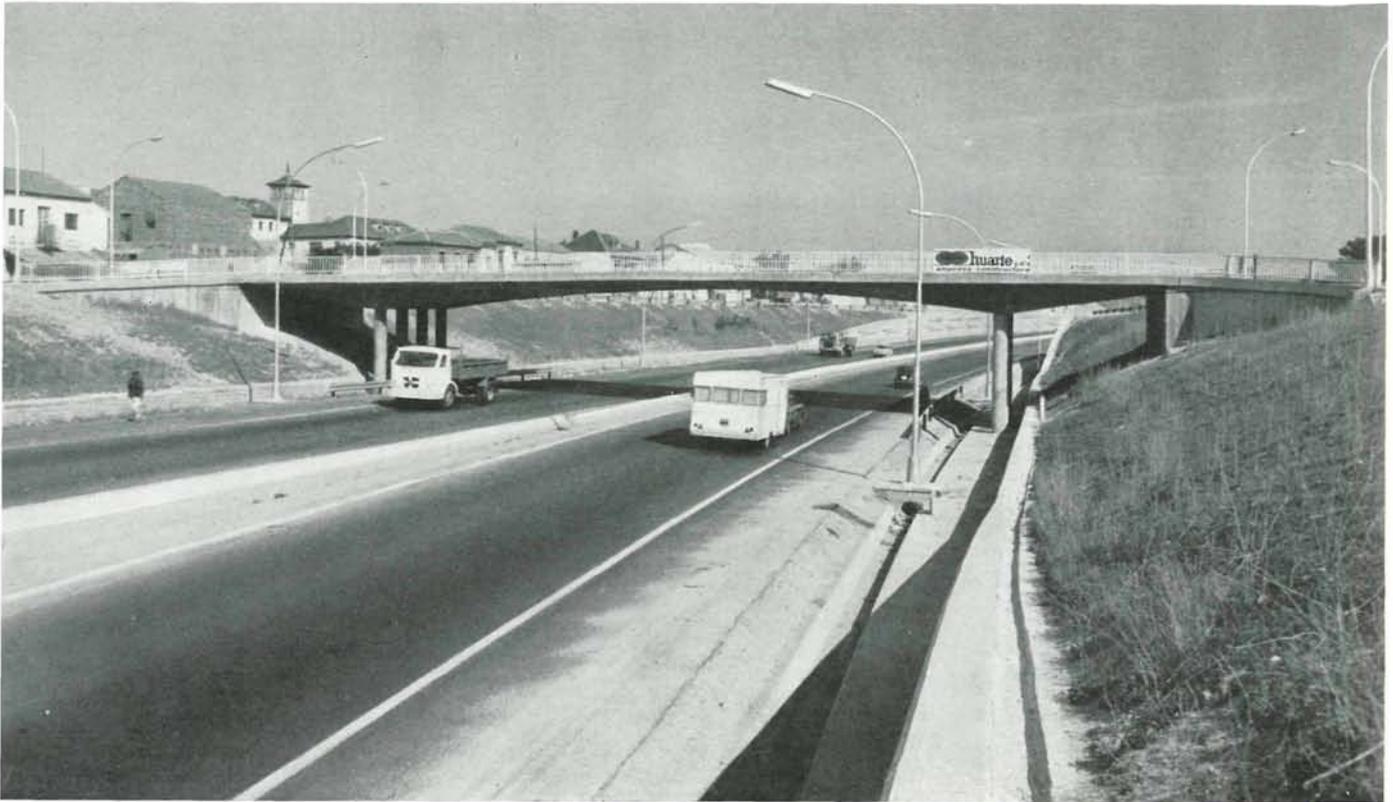
La plataforma inferior está constituida por las dos vías de tres carriles exclusivamente, separadas por mediana mínima y con cunetas longitudinales; va en desmante y entre muros, aunque en la zona de paso éstos disminuyen de altura hasta casi anularse, para evitar el efecto de angostura en el cruce de la obra.

6.2. Descripción.—Dintel compensado, recto y ortogonal, con tres vanos de 7,00 + 30,00 + 7,00, apoyado sobre pilas intermedias constituidas por cuatro columnas cilíndricas de 62 cm de diámetro, y anclado en extremidades sobre macizos de hormigón en masa que sirven de estribos.

La sección transversal se delimita por un contorno trapecial de altura variable desde 0,50 a 1,50 m y bases constantes, salvo en las zonas afectadas por los abanicos, donde se llega a latitudes 7,65 y 8,05 m, inferior y superior respectivamente, con la adición de dos voladizos trapeciales de 1,45 m de saliente y espesores de 15 a 20 cm. Estos voladizos enrasan con el tablero, pues las aceras que van sobre ellos se ejecutaron al final en su sitio. El contorno trapecial es macizo en la zona central en una longitud de 90 cm, y en extremidades de vanos laterales, aligerándose en el resto mediante alvéolos longitudinales que primero son circulares hasta 5,00 m del centro por ambos lados, y luego son rectangulares. Los alvéolos circulares son de diámetro constante 0,25 y están a separaciones de 0,98 m entre ejes, mientras que los aligeramientos se acomodan a la altura variable para dejar losas superiores e inferiores de 16 cm con tabiques verticales, también de 16 cm, a la misma separación que los centros de los alvéolos circulares. Estos aligeramientos se interrumpen por vigas transversales de 0,40 sobre pilares, y de 0,20 en el tránsito de circular a rectangular.

La armadura activa longitudinal se compone de 58 barras de 26 mm en cara superior sobre los apoyos que se prolongan hasta la extremidad adyacente y van anclándose en planos sucesivos para llegar sólo 8 hasta el centro. La armadura de continuidad en cara inferior consta de 34 barras en el centro, que van perdiéndose en ambas direcciones.





La cimentación fue sencilla, pues se encontró buen terreno a poca profundidad. Un macizo de $10 \times 2,50$ recoge cada fila de columnas. El macizo de anclaje, que no necesita repartir cargas, es un tabique de $14,50 \times 1,00$, ensanchado en la base a 1,60 metros.

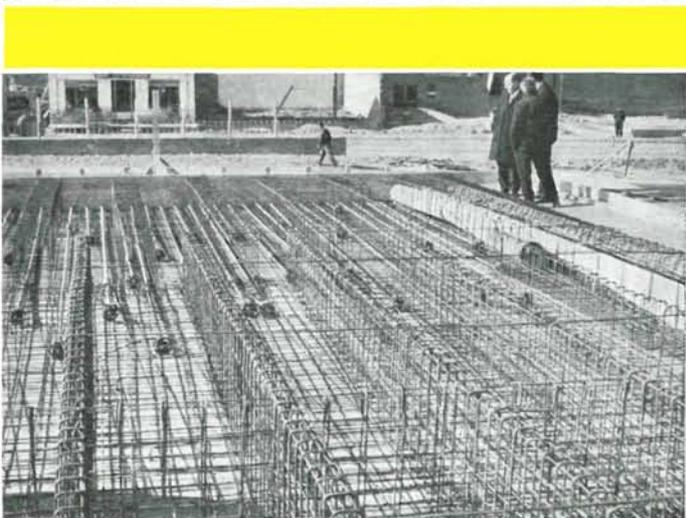
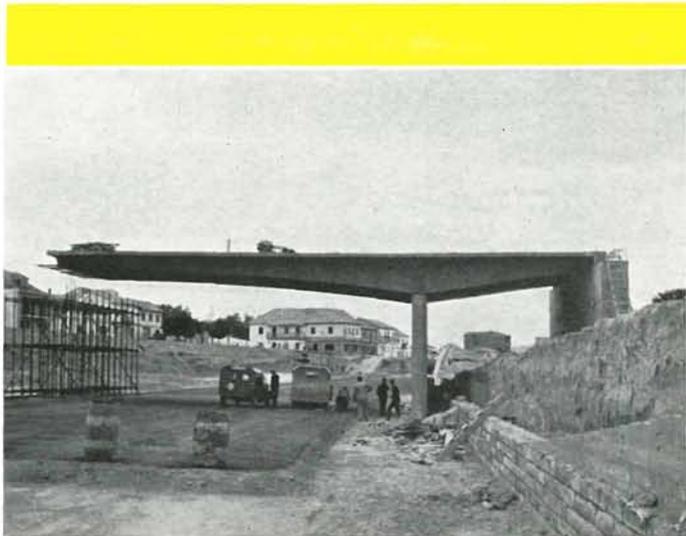
Las columnas se arman con doce redondos de 30 milímetros las interiores y 8 las exteriores, y cercos de 10 a 150. Las péndolas de retención son barras tipo Dywidag de 26 mm con la entubación y anclajes finales correspondientes.

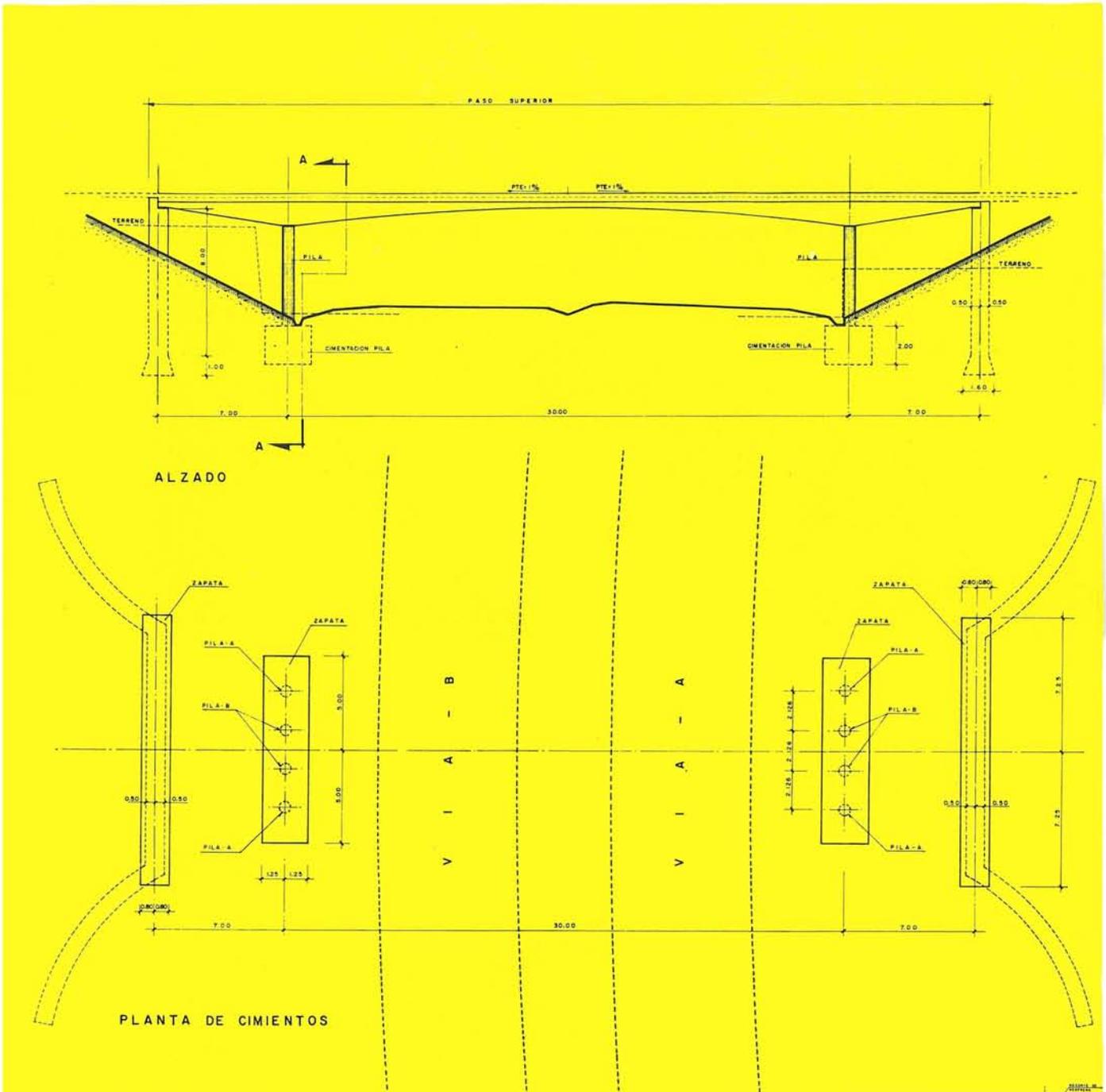
6.3. Tipo de estructura.—Hemos adoptado el tramo compensado con vano central salvando la anchura de plataforma más cunetas y dejando libres los vanos laterales para no disminuir la visibilidad. No se ha utilizado la célula triangular, por la razón de que había que construir el dintel en dos mitades para no perturbar el tráfico de la carretera y debía funcionar el dintel como voladizo en medio vano central durante la etapa intermedia. Hubiera sido más conveniente en condiciones normales llevar las extremidades del dintel hasta el nivel del terreno, pero no en nuestro caso, pues la plataforma aumentaba rápidamente de anchura al introducirse los abanicos de enlace con las vías de servicio.

Inicialmente, para peso propio, funcionó como estructura isostática, pareja de tramos prolongados en voladizos, y después del cierre, como tramo simplemente apoyado con voladizos, lo que permitió realizar el pretensado, salvo el de continuidad de las dos mitades, sin efectos hiperestáticos. El anclaje en los estribos se realizó mediante barras de pretensado verticales con anclajes regulables de tuerca, lo que permitió: primero, corregir la altura de los extremos de los voladizos provisionales para hacer el empalme de ambos a nivel; segundo, regular los efectos hiperestáticos finales para tener las condiciones de compensación más convenientes en el funcionamiento definitivo de la estructura, y por último, después de fijar la sustentación, precomprimir el macizo de anclaje para que resistiera en mejores condiciones los efectos de la sobrecarga.

El dintel se articula en los apoyos intermedios a través de placas de neopreno sobre las cabezas de cada columna, las cuales, por sus pies, están empotradas en la cimentación.

Vista desde el lado Madrid. Medio puente construido por necesidades del tráfico. Armadura en zona central.

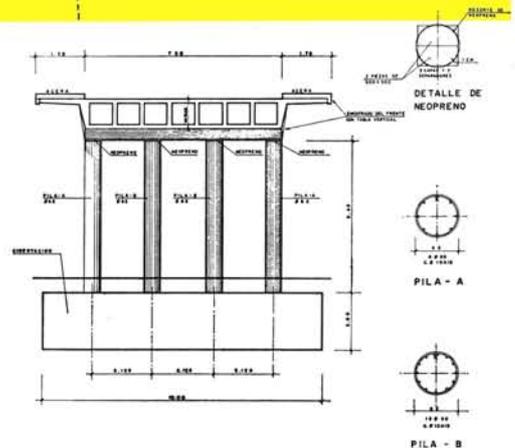




El anclaje en extremidades de dintel permite el libre desplazamiento horizontal de éstas, pues las barras de pretensado con sus vainas van dentro de tubos de uralita individuales que se rellenaron de hormigón, excepto en el metro superior, que se rellenó de asfalto, lo cual permite a la barra actuar de biela en esa altura.

Las extremidades del dintel apoyan sobre el macizo a través de placas de neopreno situadas entre las barras de anclaje. Este neopreno queda ligeramente precomprimido.

6.4. Proceso constructivo.—Como ya hemos indicado, la condición de mantener el tráfico sin perturbaciones importantes impuso el construir el dintel en dos mitades, lo cual no fue inconveniente, pues permitió reducir a la mitad la cimbra y el encofrado, que se emplearon dos veces y, como ya hemos indicado, llevar a cabo casi todo el pretensado sin efectos hiperestáticos. El cierre de la zona central, que se dejó en vacío de 0,30 m, se hizo con encofrado colgado de las extremidades de los voladizos previos.



La acera se ejecutó en una segunda etapa, con lo cual se pudo conseguir una buena alineación de aristas.

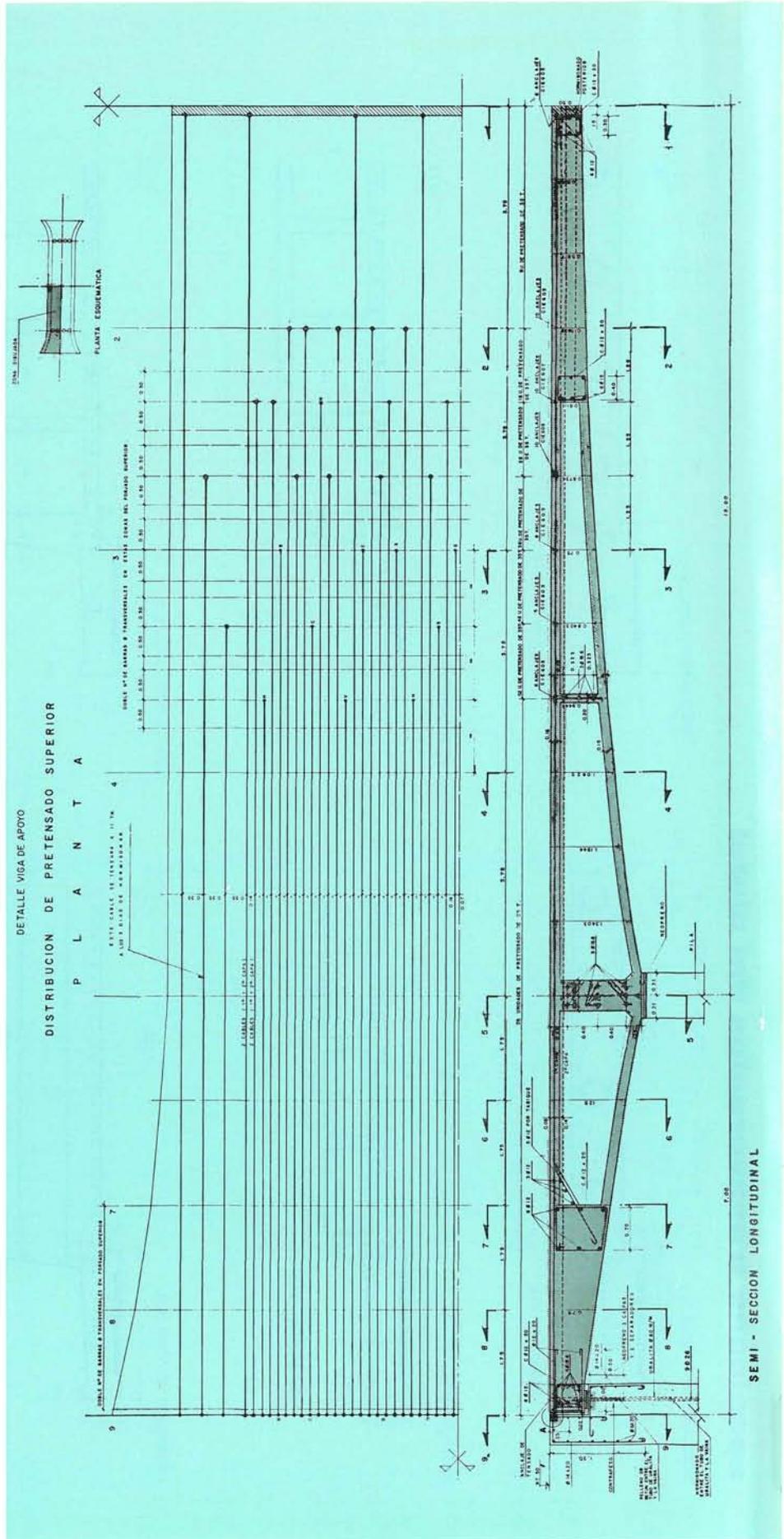
6.5. Cálculo.—El cálculo no ofreció complicaciones; para peso propio tenemos una estructura isostática idéntica en cada mitad, y para actuaciones de sobrecarga, una viga de tramo continuo con tres vanos. Se calcularon las líneas de influencia de las secciones características, considerando, naturalmente, la variación de momento de inercia a lo largo del dintel, y se llegó a los momentos flectores más desfavorables en los dos sentidos a lo largo del eje.

En cuanto al reparto transversal, teniendo en cuenta la gran rigidez de las secciones transversales, lo mismo a flexión que a torsión, y la esbeltez geométrica longitudinal del dintel, hemos supuesto distribución uniforme, lo cual se ha comprobado en las pruebas del puente, para las distintas distribuciones de los trenes de carga.

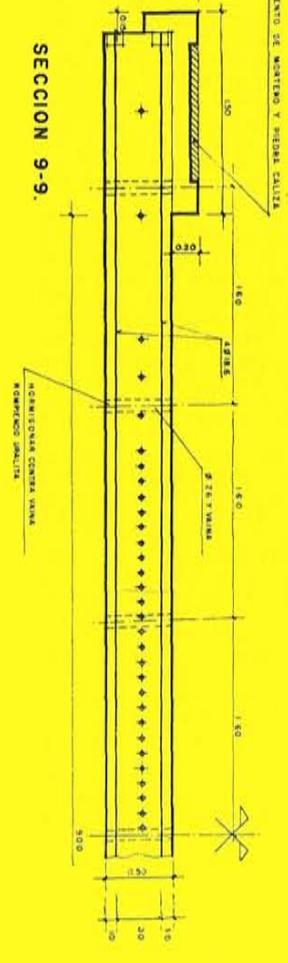
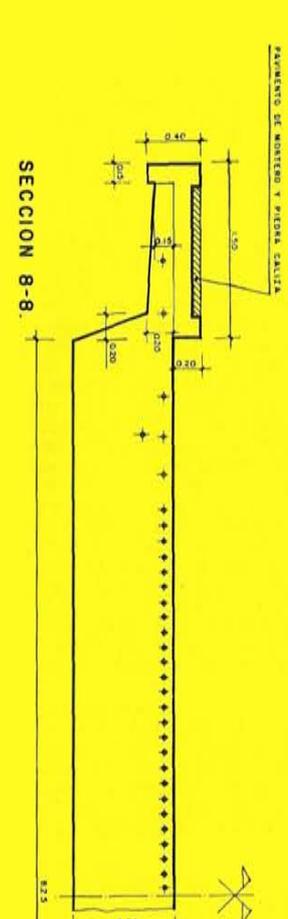
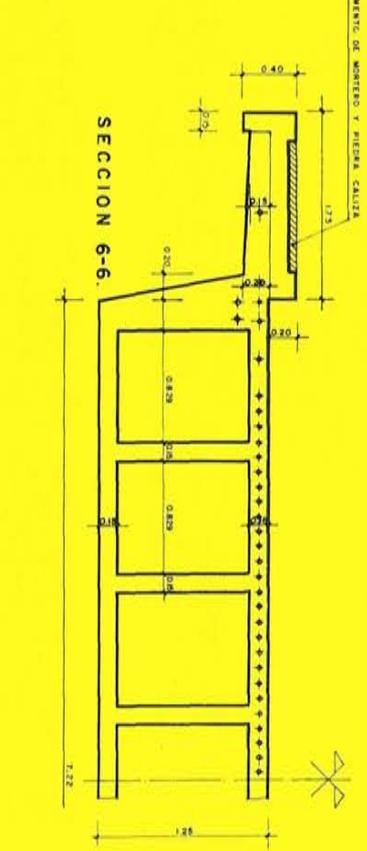
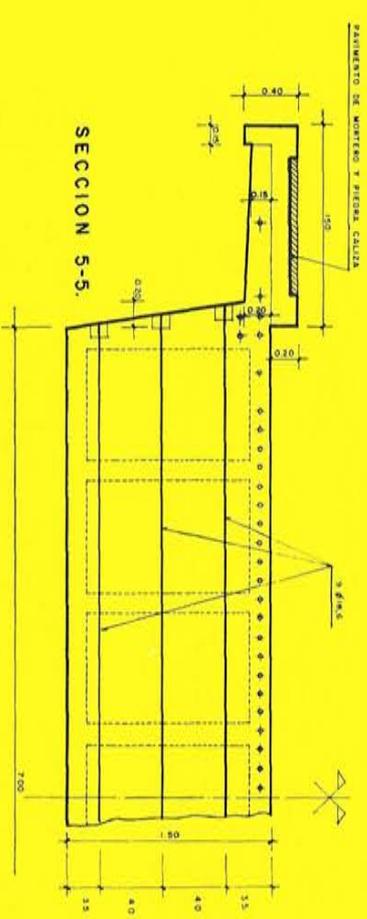
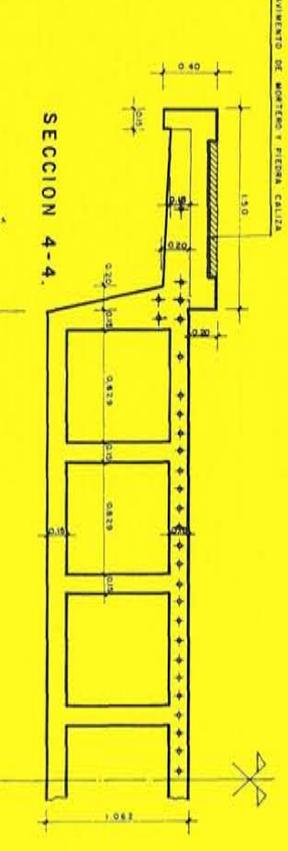
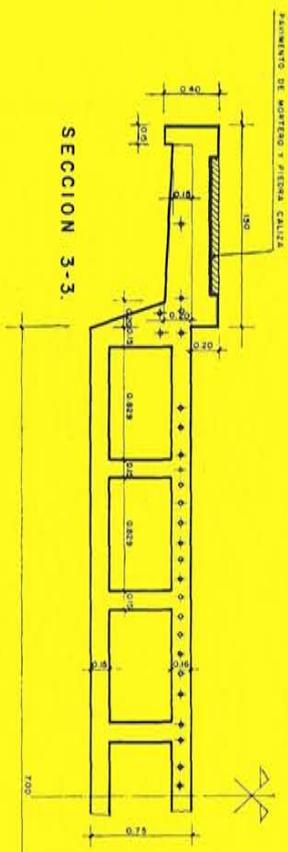
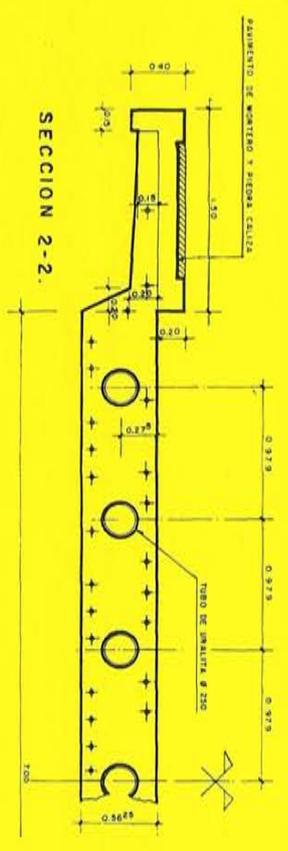
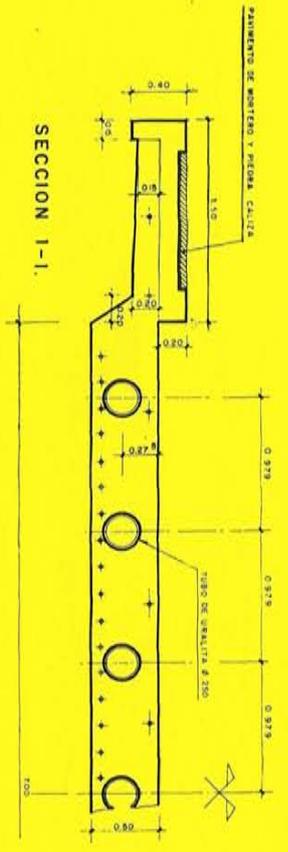
En los pilares tenemos el efecto de la retracción muy disminuido y una parte de los efectos máximos por temperatura en el dintel, que dan una fuerza horizontal en cabeza, la cual se combina con la vertical debida a las cargas. En los estribos se dejaron las entubaciones de las barras de pretensado inyectadas y también las de los tubos de urilita hasta 1 m por debajo del apoyo, rellenándose de betún el resto, de modo a conseguir un libre movimiento de las extremidades.

6.6. Prueba de carga.—Se llevó a cabo después de transcurrir más de un año desde su terminación, con lo cual podemos suponer que se habían producido la casi totalidad de pérdidas de pretensado.

Se sometió a la acción de dos trenes de cuatro camiones con una carga total media de 19,50 t, que se colocaron sucesivamente para ir obteniendo concentraciones variables en una sola fila excentrica de cada lado y en las dos que daban sobrecarga total. La flecha máxima obtenida fue de 19 mm, que nos daría con respecto a la flecha de cálculo un módulo de elasticidad de 410.000 kg/cm². La distribución a lo largo del dintel es muy adecuada. Como ya hemos indicado, la comparación de las tres flechas en una misma sección transversal, especialmente para un solo tren de carga descentrado, indica el comportamiento del dintel perfectamente rígido trabajando como sección rectangular tanto a flexión como a torsión. La flecha en el centro correspondiente a un solo tren de camiones es aproximadamente la mitad de la de dos trenes, resultando la diferencia de flecha entre bordes extremos adecuada a la rigidez de torsión del dintel.



secciones transversales del dintel



VII

paso superior de la carretera de Hoyo de Manzanares

7.1. Condiciones de partida.—Sirve a la confluencia de la carretera de Hoyo de Manzanares en la autopista, utilizándose también para permitir el cambio de sentido al tráfico de esta última. Por este motivo, el tráfico inferior tiene, además de las plataformas correspondientes a sus dos vías, de tres carriles normales cada una, las correspondientes a las vías de entrada y de salida en la misma. Esto hace que aunque el cruce sea aproximadamente perpendicular al eje general, la luz total a salvar, incluyendo cunetas, sea de 60 m. Como las vías laterales de salida y afluencia tienen que ser necesariamente divergentes, no se puede conseguir la ortogonalidad de cruce, pero la diferencia de alineaciones de sus dos estribos con las vías laterales es poco importante.

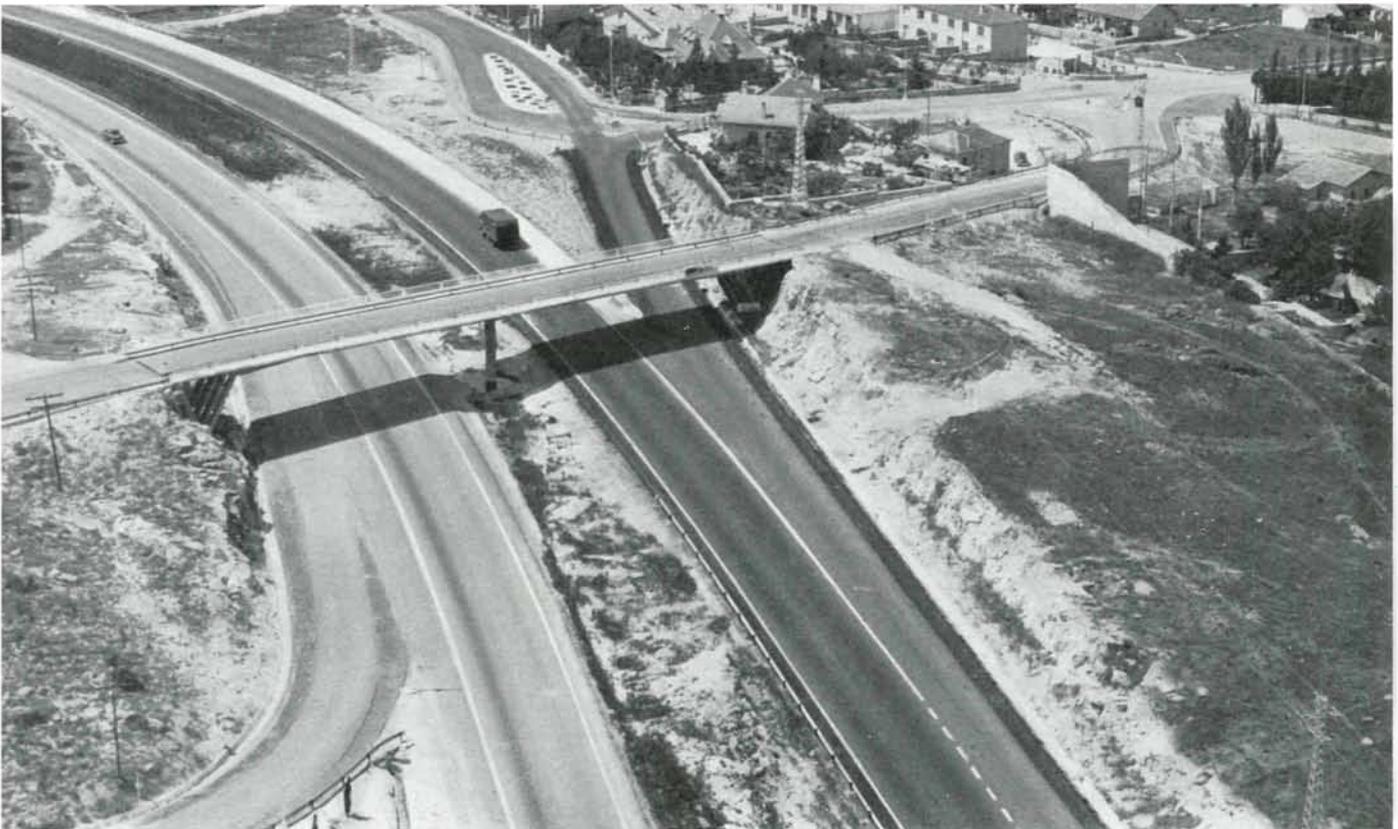
La vía superior es para dos circulaciones, es decir, dos carriles de 3,50 y aceras elevadas de 1,50, que dan un total de 10,00 m. La planta es rectangular en casi toda la superficie y se abre ligeramente en uno de los extremos para enlazarse en curva a la rampa de enlace. La rasante ha estado determinada por el gálibo estricto, ya que la carretera de Hoyo tiene un nivel inferior al de paso, siendo horizontal en casi todo el trayecto del puente, aunque descendiendo al final para enlazar con la rampa de bajada lado Madrid.

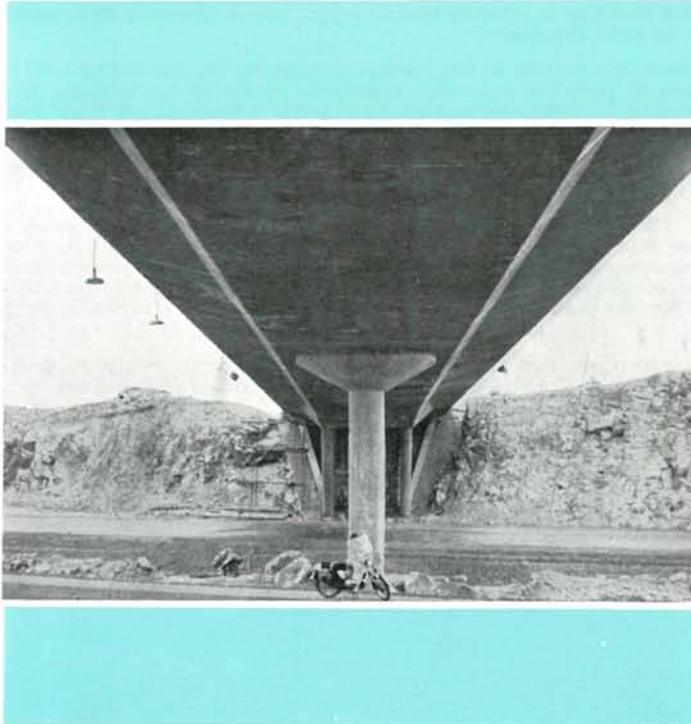
La autopista va en trinchera con los taludes de perfil en roca, pues se trata de granito sano en toda la altura.

7.2. Descripción de la obra.—Se trata de un dintel continuo de 68 m de longitud total, sustentado en cédulas triangulares y columna única central, sucediéndose cuatro vanos de $7 + 27 + 27 + 7$, aunque en estructura principal son dos vanos de 30,00 m de luz entre vértices inferiores de triángulos. Estos quedan determinados por los taludes de desmante que limitan la autopista, a los que se adaptan las péndolas, con supresión del estribo y por los pilares cilíndricos, inclinados en lo que permite la distancia desde el borde externo de cuneta a la vertical del borde de arcén.

El apoyo central es una columna circular de 1,00 m de diámetro con capitel troncocónico, que amplía el círculo hasta 4,00 en una altura de 1,00, continuando en anillo cilíndrico 0,20 más hasta la intersección con el dintel.

Vista aérea del nudo de Hoyo de Manzanares.





El dintel es de sección trapecial con base inferior constante 7,00 m y costados con el mismo talud en toda su longitud. La altura es constante 1,00 m en los 42 m centrales, aumentando hasta 1,40 m en la incidencia de las columnas mediante acartelamientos rectos; disminuye después bruscamente en la zona de contacto con éstas, quedando reducida a 1,20 m, para disminuir también linealmente hasta 0,60 metros en ambas extremidades. Del cuerpo trapecial así formado sobresalen por ambos lados voladizos de envergadura variable para completar la calzada y recoger las aceras. Los bordes extremos se refuerzan con vigas en reborde inclinado donde anclan las péndolas.

Las células están constituidas por cuatro columnas de 60 cm de diámetro y 5,75 m de longitud, articuladas en cabeza y pie, que aguantan las compresiones, y seis péndolas embebidas en secciones de 30×25 de hormigón, que aguantan las tracciones. Estas péndolas se ordenan en cuatro situadas en los mismos planos verticales de las columnas y dos laterales inclinadas, que arrancan de cimientos con los mismos pies que las últimas verticales y van a las extremidades de la viga reborde del tablero. La distancia entre planos comunes a péndolas y columnas es 1,45 metros.

La cimentación de cada triángulo se realiza mediante un macizo, que recoge en plano perpendicular las compresiones que transmiten las columnas a través de las articulaciones y sirve de anclaje a las péndolas.

La sustentación en células triangulares hace que la estructura sea traslacional para solicitaciones asimétricas, por lo cual ha sido preciso disponer articulación deslizante en el pie de la columna central, ya que, de lo contrario, la flexión por des-

plazamiento de la cabeza sería muy elevada. Hemos dispuesto articulación pendular en dirección longitudinal, pero con suficiente latitud en sentido transversal para resistir las flexiones transversales que corresponden a la sollicitación de cargas en medio puente a todo lo largo.

La cimentación de la columna central se efectúa a través de una biela de hormigón armado de $3,00 \times 1,00$ m en planta y 1,00 de altura, que permite el libre desplazamiento de su pie en la dirección longitudinal de la obra, pero le da resistencia a flexión en el plano transversal. El macizo de cimientos es rectangular con $5,00 \times 3,00$ m; la columna tiene un ensanchamiento en su base hasta $3,00 \times 1,00$ en 1 m de altura, para adaptarse a la planta de la biela.

La biela que sirve de articulación deslizante a esta columna es de hormigón armado, de $3,00 \times 1,00 \times 1,00$, armada con cercos verticales ϕ 14 a 100, cercos horizontales ϕ 12 a 100 y cercos longitudinales ϕ 14 a 100 enlazados, además, por horquillas de 12 mm. Existen 30 barras pasantes de acero inoxidable de 45 mm que anclan en cimentación y en el ensanchamiento de base de la columna.

El dintel se aligera mediante cinco alvéolos circulares de 0,60 m de diámetro situados a 1,00 m de separación, excepto en los 8,00 m de zona central, y en las zonas extremas, junto a las vigas de borde, donde la sección es maciza, en 4,00 m. También se intercalan vigas riostras transversales que macizan los alvéolos en el arranque de los acartelamientos y en la zona de incidencia de las columnas.

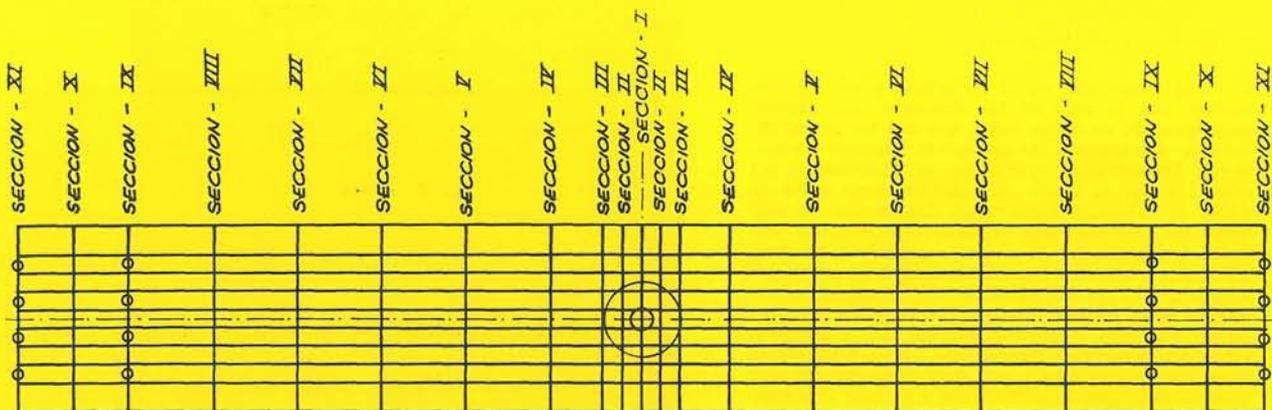
Las columnas inclinadas se arman con redondos de acero normal doce longitudinales de 30 mm y cercos transversales de 10 a separación normal de 12,5 cm, que se reduce a 5 cm gradualmente en ambas cabezas junto a las articulaciones. Estas son de acero fundido especial con una elevada característica de tracción y una fuerte resistencia a la oxidación. La zona de estrangulación de la articulación tiene 50 cm y está constituida por un cuadradillo de 80×80 soldado a la placa superior, que se encaja entre otros dos de 60×60 en la placa inferior. La columna central se arma con 28 barras de 36 mm y cercos de 14 a 20. El capitel abre su armadura en abanico concéntrico con la de la columna y tiene también 28 ϕ 30, que llegan a empotrarse en la zona maciza del dintel, lo mismo que las barras verticales de la columna.

Las péndolas se arman con tres barras Dywidag de 26 mm y una armadura complementaria formada por 4 ϕ 30 y cercos de 10 a 20. Dada la pequeña sección del hormigón de envoltura no es preciso disponer articulaciones específicas en extremidades; además, esas zonas en cabeza superior son las últimas que se hormigonan, permitiendo que las péndolas tomen libremente la inclinación que les corresponde durante la obra. Este modo de hormigonar las péndolas permite, asimismo, que las barras de pretensado introduzcan acciones de compensación en extremidades del dintel, y después de hormigonarlas precompriman el hormigón de envoltura para que las tracciones que corresponden a la sobrecarga no lo agrieten.

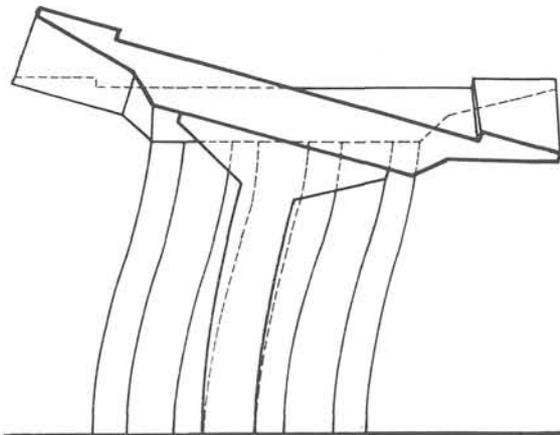
La armadura del dintel se integra de barras Dywidag de 26 mm en dirección longitudinales y barras de 18,6 en dirección transversal. Las longitudes arman la cabeza superior en la zona central a ambos lados de la columna, descendiendo después en las zonas centrales de los vanos y volviendo a la cara superior sobre las columnas inclinadas, para terminar en tres capas simétricas en las caras extremas del dintel. Sobre la columna central tenemos 64 barras; en el centro de los vanos principales, 66; sobre las columnas inclinadas, 50, y en las extremidades, 30. Existe un gran número de anclajes activos en cara inferior que complica el tesado de sus barras.

Existen tres tipos de barras longitudinales: a) barras que parten de las extremidades del dintel y van por la cara superior de vanos laterales; pasan a la inferior del vano adyacente, yendo a anclarse en cara superior cerca del punto de momento nulo en carga permanente; b) cables tipo sombrero sobre columna central que parten de cara superior en las mismas zonas en que se anclan los anteriores y ascienden paralelos a ellos hasta pasar por cara superior sobre la columna y bajar en el vano inmediato simétricamente; c) cables sombrero sobre las columnas inclinadas.

La armadura transversal de barras de 18,6 se reparte uniformemente en cara superior a razón de dos por metro y además se concentra en las vigas transversales en armadura simétrica, existiendo cuatro en las vigas de borde y seis en las vigas sobre columnas inclinadas.



Emparillado estudiado.



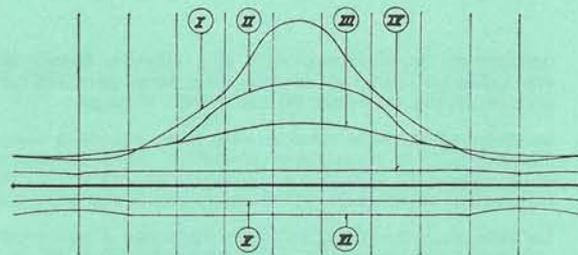
Deformación transversal de medio puente

7.3. Cálculo.—El cálculo de la estructura se ha hecho como dintel de cuatro vanos sustentado en un apoyo central deslizante y en dos triángulos traslacionales, articulados en cimientos. La anchura efectiva del dintel en relación con la longitud del mismo y su gran rigidez a la flexión horizontal, hacen que pueda considerarse ancho eficaz de la losa toda su anchura, excepto en las zonas próximas al apoyo. Sin embargo, hemos analizado la estructura como emparrillado de vigas longitudinales, que son las efectivas dobles T obtenidas al cortar los planos diametrales verticales de los alvéolos, y vigas transversales virtuales en las que se agrupa la rigidez a torsión y flexión transversal de los tramos de losa en que hemos dividido la total longitud.

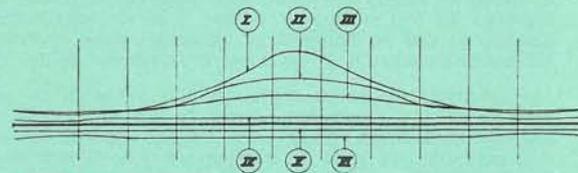
En el cálculo del emparrillado suponemos cinco hipótesis de sobrecarga:

- 1.ª Total en las dos vías.
- 2.ª En una sola vía, es decir, en una mitad longitudinal del puente.
- 3.ª La de medio puente cargado en sus dos vías.
- 4.ª La de recuadros del cuarto de la superficie, alternados en diagonal.
- 5.ª La acción del pretensado.

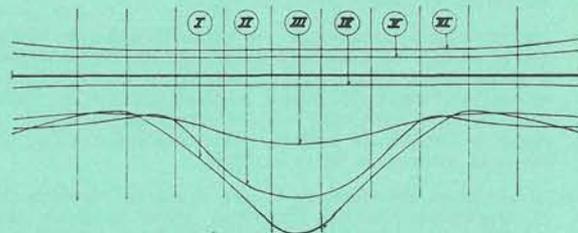
La zona interesante es la inmediata a la columna central, por lo cual se ha dispuesto una retícula más apretada en dicha zona, que nos ha permitido estudiar la variación de momentos flectores en secciones transversales afectadas por el refuerzo del capitel y por el modo de trabajar como ménsula doble en dirección transversal. Obtenemos de este modo las distribuciones de momentos flectores unitarios longitudinales en dichas secciones y, además, las de los momentos flectores unitarios transversales a lo largo del eje del dintel. En las figuras se representan estas curvas, donde aparece claramente el efecto campana alrededor del eje de la columna tanto en dirección longitudinal como transversal. Esto nos ha permitido ver claramente la distribución de tensiones en dicha zona y ajustar el dimensionamiento del propio capitel.



CARGAS - PESO PROPIO + CARGA MUERTA

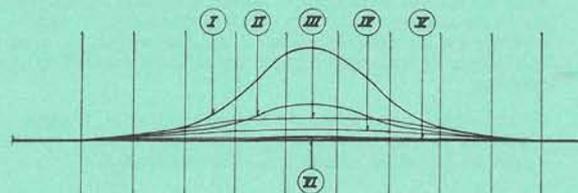


CARGA - SOBRECARGA

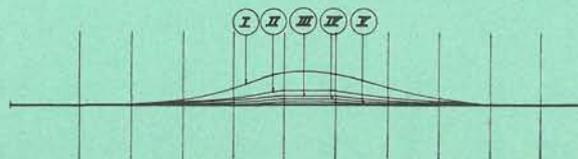


CARGA - PRETENSADO LONGITUDINAL

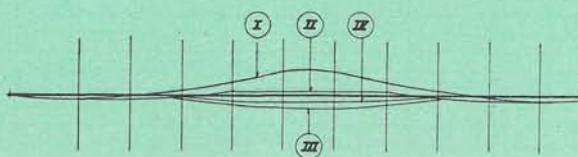
Distribución transversal de momentos flectores longitudinales.



CARGAS - PESO PROPIO + CARGA MUERTA



CARGAS - SOBRECARGA



CARGAS - PRETENSADO LONGITUDINAL

Distribución directa de momentos flectores transversales.

En todos estos análisis de emparrillados hay que tener en cuenta las rigideces de flexión y torsión de los elementos longitudinales y transversales. Para los primeros no existe dificultad en su determinación, pero sí en la de los elementos transversales, donde tenemos una viga agujereada tipo Vierendel, a la cual hemos aplicado la definición de rigidez relación del par de flexión o de torsión aplicado en una extremidad al ángulo de giro producido en la misma y los hemos determinado directamente.

Los momentos flectores máximos en zona central se obtienen cargando en simetría todo el dintel, a excepción de los vanos laterales. En cambio, para las zonas centrales hay que cargar sólo en vano correspondiente, y para las extremas, medio puente completo cortado por la sección central. Para las máximas tensiones tangenciales y para la flexión transversal en la columna, corresponde distribución en medio puente cortado por el eje longitudinal. En este análisis de la flexión en columna hay que considerar la estructura en sus tres dimensiones, pues la cabeza del pilar puede desplazarse transversalmente en tanto se lo permitan las células, ya que la rigidez horizontal del dintel puede considerarse infinita.

Para las hipótesis de simetría de solicitación con respecto a dos ejes el emparrillado virtual que se precisa para el cálculo es la cuarta parte del total, incluyendo las barras en los ejes con rigideces virtuales y tiene 66 nudos, mientras que en los otros casos la estructura virtual es sólo la mitad del total y tiene 121 ó 126 nudos, respectivamente. Estos emparrillados se han resuelto en el ordenador del Instituto Eduardo Torroja, utilizando el programa de emparrillados.

Dibujando las curvas de distribución transversal de los momentos unitarios longitudinales se observa claramente localizado en el entorno de la columna, es decir, en la zona del capitel y en la zona macizada, el efecto campana que habíamos advertido, pues a los 5 m de distancia de la sección central tenemos ya repartidos uniformemente en el ancho de la sección dichos momentos que en el centro tienen una amplificación de cinco. Cosa análoga ocurre con los momentos unitarios transversales a lo largo de las secciones en esta dirección, que son prácticamente nulos en la sección límite indicada, llegando a tener valores importantes en la sección central y demostrando la existencia de un efecto importante de doble ménsula compensada en dicha sección, como se deduce de la más simple interpretación de la estructura.

Se ha estudiado sobre el mismo emparrillado la hipótesis correspondiente a las acciones de pretensado longitudinal, para una organización de barras uniformemente distribuidas, y observamos también un efecto campana del mismo diagrama y de sentido contrario al anterior, con lo cual se consiguen automáticamente las concentraciones y no es preciso concentrar las unidades de pretensado en la zona central, dejándolas uniformemente repartidas en toda la longitud del puente.

Por el contrario, en el caso de los momentos transversales, tenemos, como ya hemos dicho, un efecto de doble ménsula, que unas veces se consigue y otras se amplifica por efecto del pretensado longitudinal, por lo cual es preciso atacarlos directamente por una armadura activa transversal, pero localizada en esta zona del entorno de la columna, con la particularidad que al final de la misma tenemos unos efectos ascendentes que exigen la armadura en la cara inferior. En el resto de la zona situamos la armadura en cara superior, como corresponde al efecto ménsula normal y con una concentración creciente hacia dicha sección.

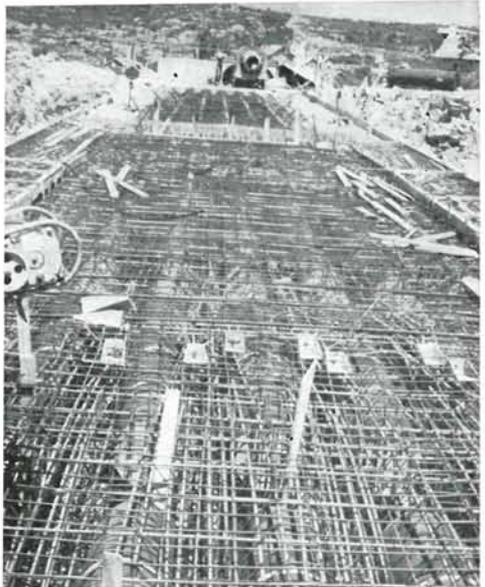
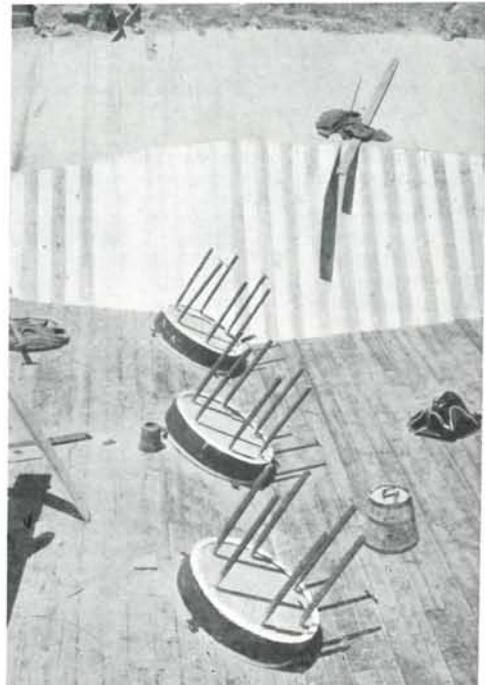
Las tensiones principales de tracción son siempre despreciables, ya que el espesor total de alma es grande y el esfuerzo ascendente por curvatura de barras equilibra al esfuerzo cortante.

Tratándose de una estructura hiperestática tendremos los efectos hiperestáticos correspondientes a las acciones de pretensado; pero se pueden controlar estos efectos actuando directamente sobre las péndolas por tesado de la armadura activa mediante gatos, con lo cual se puede imponer la tracción final sobre estos elementos, después de realizar el descimbramiento. Esta tracción nos permite repartir flexiones entre zonas centrales y zonas sobre apoyos, pues ejerciendo un tiro en las dos extremidades aumentamos los momentos de empotramiento sobre columnas inclinadas, reduciendo en la misma magnitud los de la sección sobre columna central, verificándose también que descargamos esta columna en un peso que se reparte por igual en las laterales. Metemos de este modo una flexión ascendente en las dos terceras partes de los dinteles centrales, y a la inversa, al descimbrar y tomar flexión contraria estos dinteles, se descargan las péndolas, que fue lo que ocurrió en la primera parte del descimbramiento, consiguiéndose el destensado al actuar directamente con gatos sobre las péndolas, con lo cual se completó el despegue del encofrado, ya que se produjo una elevación del dintel.

7.4. Proceso constructivo.—La construcción de este puente no ha tenido más complicación que la de su importante armadura activa. Los encofrados se hicieron con gran esmero, disponiendo las tablas orientadas en direcciones de máxima pendiente en los frentes y en dirección transversal en los fondos, cuidando especialmente las aristas y los vértices de intersección. Los alvéolos circulares se hicieron con virolas de acero de 2 mm, que se acodalaron por dentro con cercos de madera para evitar el aplastamiento.

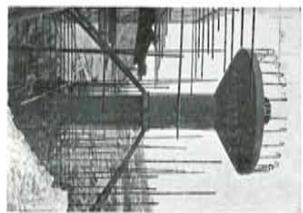
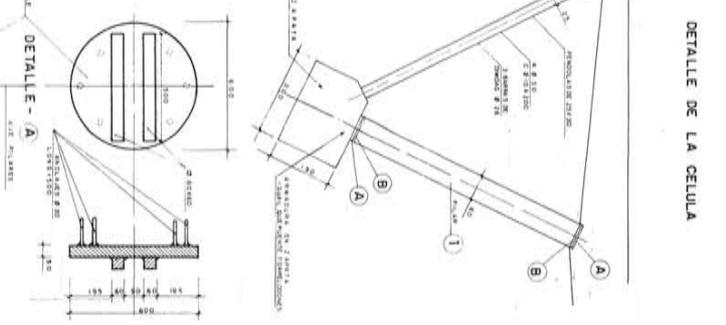
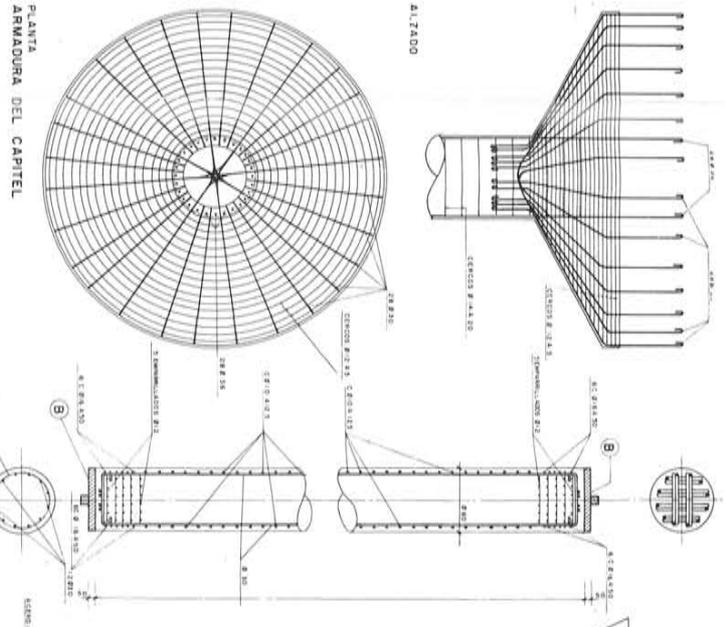
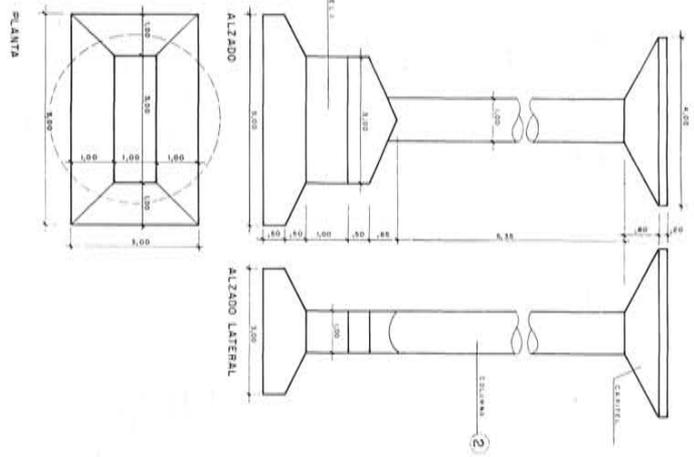
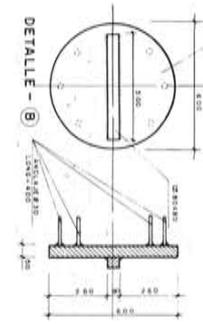
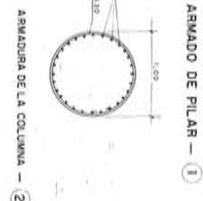
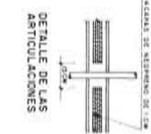
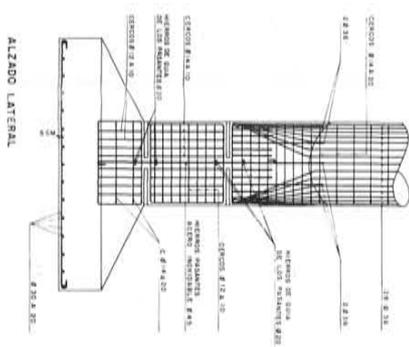
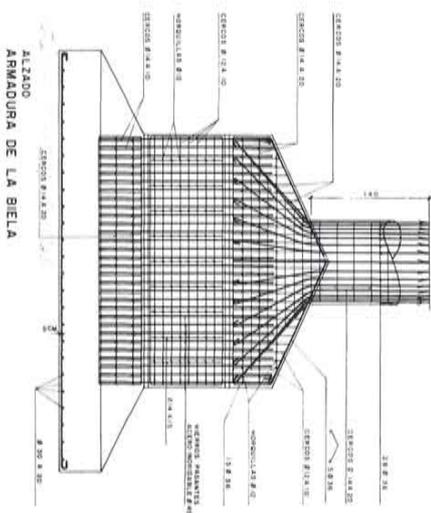
Las columnas se prefabricaron en el mismo tajo que las de Galapagar, utilizando el mismo encofrado, aunque las longitudes variaban. Se dispusieron, desde el principio, las articulaciones de cabeza y pie y se moldearon horizontalmente con abertura longitudinal, quitando dos tablas del encofrado. Se transportaron a obra con una grúa sobre ruedas que las colocó desde arriba.

El hormigonado del dintel se llevó a cabo en sección completa, cortando por secciones transversales junto a las vigas riostras. La primera zona hormigonada fue la maciza que corresponde a la columna; después, las macizas de zonas extremas; luego, las alveolares de vanos centrales hasta riostras sobre pilares inclinados y, por último, estas vigas y las zonas alveolares de vanos laterales.



diversos momentos
del proceso constructivo

detalles de los apoyos



El descimbrado se consiguió en gran parte al tesar las armaduras longitudinales, e inmediatamente se quitó el andamio de vanos laterales para cargar las columnas y después se tesaron las barras locales de zona de columna. Mientras tanto se vigilaba la tensión en las barras de péndolas sobre las que no se había actuado, pero habían entrado en tensión por el juego natural de acciones y reacciones. En la última fase que hemos indicado, perdieron casi todo el esfuerzo adquirido, pero entonces se procedió al tesado de las mismas hasta la acción considerada en el cálculo, con lo cual se consiguió terminar el descimbramiento.

El hormigonado de zona final de péndolas fue la última operación, que se completó al introducir un esfuerzo de 5 t suplementarias a cada una de las barras para precomprimir el hormigón de envoltura.

7.5. Crítica de la solución.—Se trata de una modalidad de aplicación del tipo de estructura adoptado: dintel sustentado en células triangulares. Al pasar la luz total de un cierto límite —este límite lo hemos fijado en 50 m— introducimos la modificación mínima: un pilar central que en el comportamiento estructural es como una fuerza ascendente anulando la flecha en ese punto. Al ser las fuerzas actuantes verticales (a excepción del frenado), esta nueva fuerza vertical, aunque de sentido contrario, no introduce modificación esencial en el comportamiento del dintel, sino que lo alivia disminuyendo la luz de flexión. Es una especie de sumidero de cargas que reduce a la mitad el recorrido de flexión, sin que el pilar flecte, pues no tiene rigidez mecánica en sentido longitudinal.

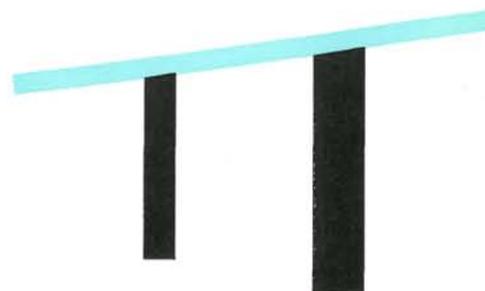
En aspecto da la mínima perturbación, ya que el dintel sigue teniendo altura constante en esa zona; además, la columna no varía de forma con el cambio de punto de vista y no contrasta la oblicuidad de las vías centrales.

Se ha criticado esta sencilla adición, por un lado en teoría de organización, tomando el punto de vista contrario al que acabamos de exponer, y diciendo que el cambio de solución debió ser más profundo y surgir de un nuevo planteamiento total del problema. Pero a eso hay que contestar que el problema planteado en un puente de paso superior es siempre el mismo: un dintel de altura estricta cerrando el trapecio invertido que corresponde al perfil de la explanación, sea ésta en desmonte o en terraplén. En nuestro caso, la cimentación sigue admitiendo células triangulares, pues es roca superficial; el cambio consiste en partir en dos el vano, con lo cual se economiza altura de tablero, por la simple introducción de una columna. Las flexiones se reducen notablemente, las torsiones se llevan a los triángulos extremos, y la componente horizontal en articulaciones se puede regular a través de las péndolas que tienen armadura activa.

También se ha criticado el que existiendo un empuje en el dintel sustentado sobre células, se trata de un arco y resulta inadecuado poner un puntal en el centro de un arco. El efecto arco es el correspondiente a todo pórtico sencillo con estribación, y no creemos que extrañe a nadie el dividir la luz pasando a pórtico doble por introducción de un pilar, si las condiciones de utilización lo permiten y lo aconseja la luz. Es una solución normal y se ha utilizado de antiguo; por ejemplo, recordamos algunos pasos superiores de los ferrocarriles suecos cerca de Estocolmo.

El pórtico siempre tiene de común con el arco la actuación de reacciones horizontales en sustentaciones, pero difiere de él en lo esencial de su forma, que viene determinada por condiciones funcionales, existencia de estribos y dintel que se estructuran en su sencilla geometría rectangular, mientras que el arco responde a condiciones mecánicas, aspirando a ser funicular de las cargas. Repugna a toda persona apea un arco poniéndole un puntal en clave, pero no creemos que exista ingeniero a quien perturbe la introducción de un pilar en el centro de un dintel, aunque sea de pórtico, y más si este pilar está preparado para desplazarse longitudinalmente, sin absorber flexiones. Como ya hemos dicho, gracias a la introducción de un simple pilar, la luz de 60 m se reduce a 30 m en dos vanos, y el juego de empujes no se altera en lo que tiene de beneficioso. El pórtico sacrifica de antemano a los pilares sometiéndoles a una fuerte flexión, que, en nuestro caso, la hemos eludido convirtiendo cada pilar en una célula con su cordón de compresión en las columnas y su cordón de tracción en las péndolas. Además, con respecto al pórtico ortodoxo, hemos reducido la luz central y la hemos situado entre dos laterales que compensan en parte sus flexiones.

Un defecto que puede achacarse a este puente es el no conservar la altura constante en dintel, introduciendo acartelamientos para aumentarla en la sección de ataque de las columnas, las cuales merman esa altura en el chaflián necesario para una buena incidencia. Este incremento obliga a elevar el dintel, puesto que el acartelamiento está dentro de la zona de gálibo. En un nuevo caso de puente en que empleamos la solución de columna central con laterales también verticales, el dintel puede mantenerse con espesor constante de un borde a otro.



VIII

paso de Galapagar

8.1. Condiciones de partida.—Este puente sirve a la bifurcación de la carretera a Galapagar, pasando por la estación del ferrocarril común a este pueblo y al de Torrelodones, utilizándose además, para cambio de sentido en el tráfico de la autopista. Sirve a tres carriles con calzada de 10,50 y aceras de 1,75, que proporcionan una anchura total de 14,00 m, incrementada en ambas extremidades hasta 19,00 por introducción de los abanicos del enlace con las vías de servicio.

En esta zona la autopista tiene sus dos vías normales y va en trinchera con taludes de roca, pues se encuentra granito sano en la superficie del desmante. No ha sido preciso ajustarse a gálibo estricto, ya que por necesidades de trazado una rasante horizontal entre rampa y pendiente de los accesos lo salva con amplitud. El tráfico inferior tiene pendiente hacia Madrid y el cruce se realiza con una oblicuidad de 30 grados sexagesimales.

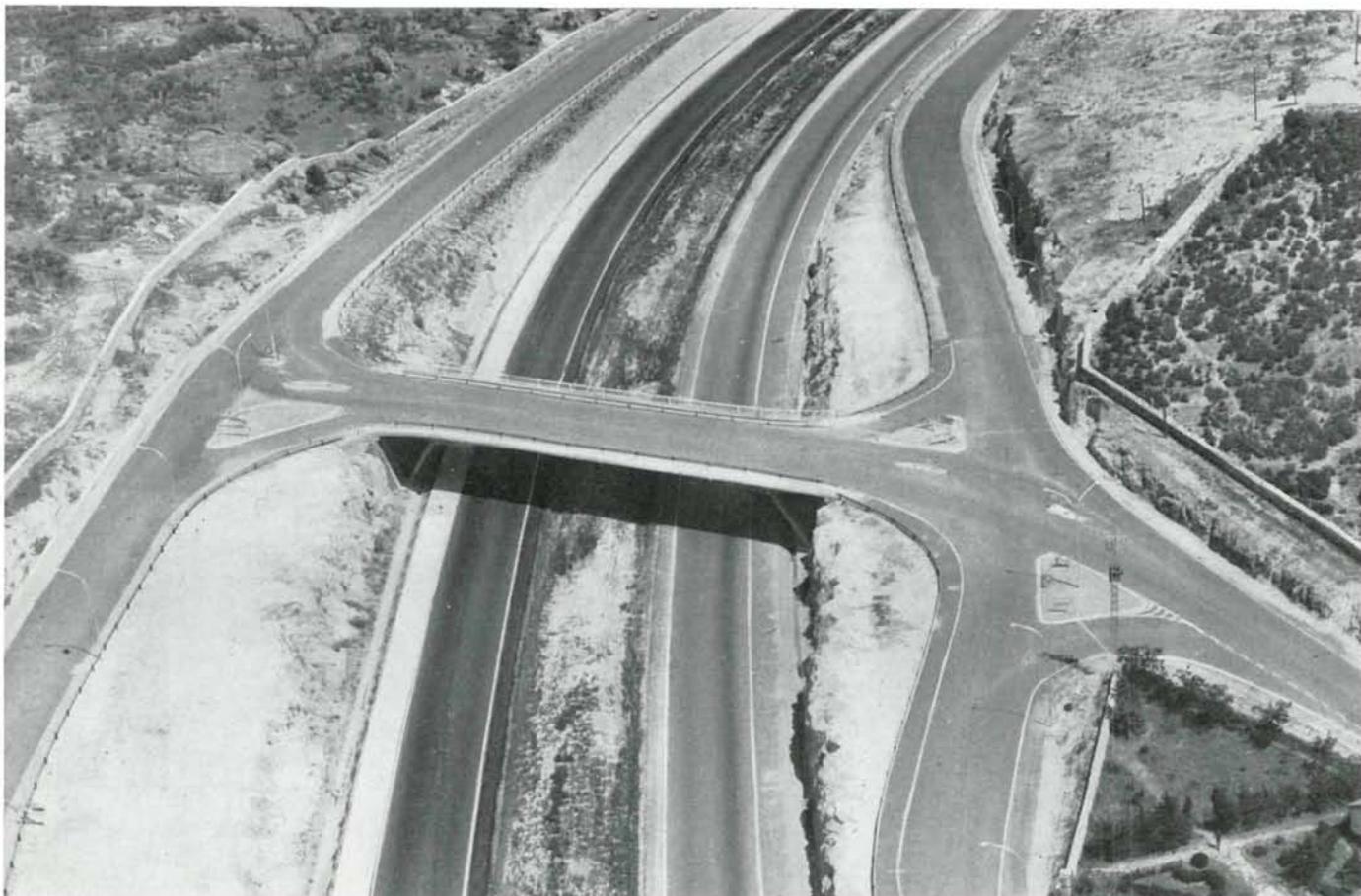
8.2. Tipo de estructura utilizado.—En este paso se ha utilizado el tipo elegido en toda su pureza: dintel sustentado en células triangulares; aunque tiene en contra para el lucimiento completo la oblicuidad del cruce. Como se trata de taludes en desmante de roca, la pendiente del plano de péndolas es máxima, 3,5 : 1, que hay que combinar con la de oblicuidad del cruce, resultando la péndola definida en proyección horizontal por ángulo de 45° con respecto al borde de la plataforma superior y situada en plano vertical longitudinal con la columna correspondiente; ésta se inclina todo lo que le permite el gálibo introduciéndose dentro del volumen correspondiente a los planos verticales de bordes de arcenes externos, lo cual permite reducir la luz efectiva del dintel a una longitud menor que la distancia entre los referidos planos. La luz teórica entre vértices inferiores de triángulos es de 48,00 metros.

El dintel se organiza, como en los demás casos, en losa aligerada con alvéolos circulares en la parte central de altura constante y con alvéolos rectangulares en las dos zonas de acartelamientos rectos del vano central y de los vanos laterales. Las columnas se articulan de modo efectivo en cabeza y pie.

8.3. Descripción de la obra.—La obra está constituida por un dintel de tres vanos continuos de 6,50 + 40,00 + 6,50 en dirección oblicua, sustentado sobre dos células triangulares con columnas cilíndricas de 60 cm de diámetro inclinadas en planos paralelos al eje longitudinal de la plataforma superior y péndolas rectangulares de 30 × 25, situadas cada una en los mismos planos que los pilares conjugados, y todas ellas sobre el plano correspondiente al talud del desmante. Las péndolas conjugadas de las columnas se duplican por sus simétricas en el plano, enlazándose así cabezas y pies de las contiguas y formando una serie seguida en zigzag simétrico.

En las dimensiones reales de la célula, la columna avanza 4,00 hacia el interior y la péndola 2,50 en sentido contrario. Por consiguiente, cada columna se corresponde con una péndola a la que oculta para visión desde el plano longitudinal correspondiente, quedando aparente la péndola conjugada, en cuya serie hay una más que desborda a la de pilares por el lado del ángulo obtuso en plataforma. Son siete columnas y quince péndolas, y la separación oblicua entre sus planos directores es de 2,10 metros.

Vista aérea del nudo.



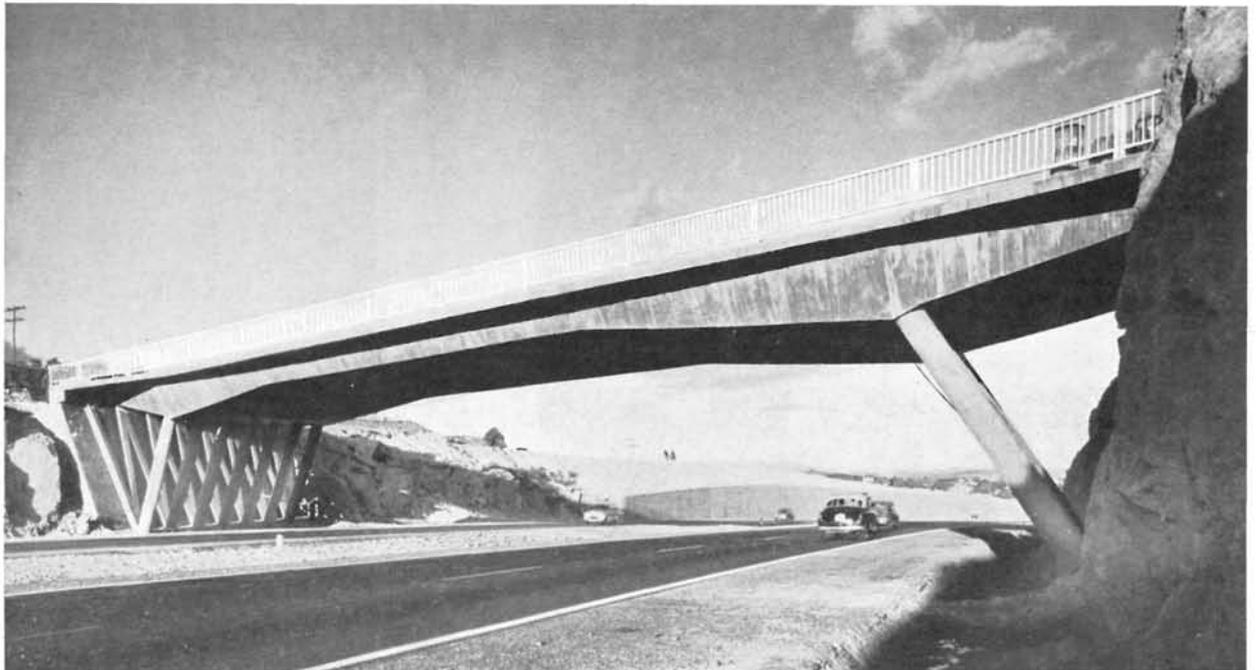


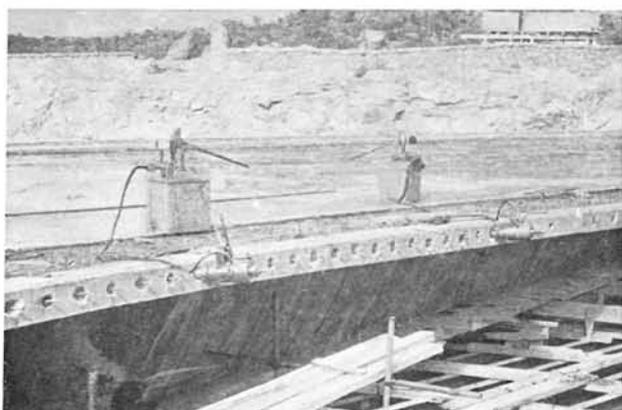
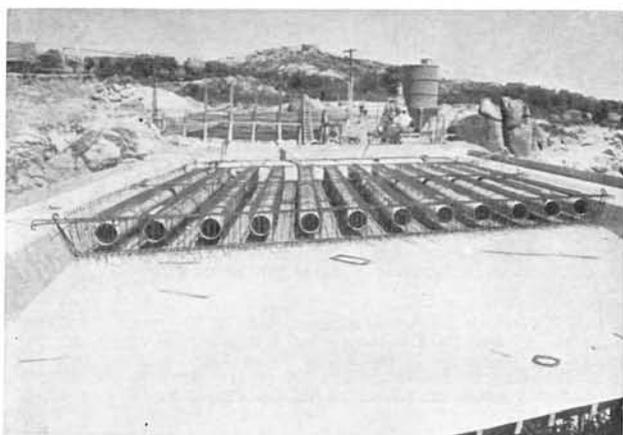
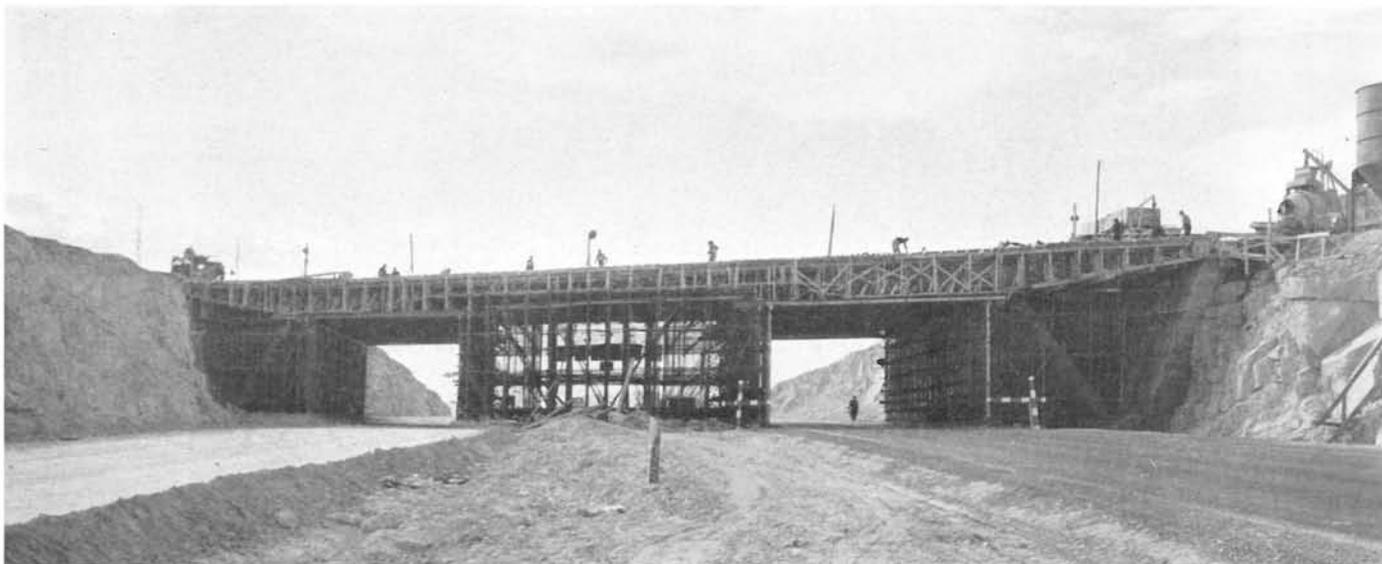
Vista sobre el lado Villalba.

El dintel se organiza en sección trapecial con base inferior constante de 11,40 m en dirección ortogonal y altura variable según intradós paralelo al trasdós a 80 cm en la zona central, paralelogramo con borde de 20 m, aumentando a ambos lados en planos inclinados hasta 1,60 m en las líneas inferiores de incidencia de las columnas. Este espesor baja hasta 1,40 m al final del chaflán de acoplamiento de las articulaciones de las columnas, disminuyendo después hasta 75 cm en las extremidades, que se refuerzan con vigas de reborde donde anclan las armaduras de las péndolas. Estas vigas tienen toda la longitud de los bordes correspondientes. La sección trapecial del dintel mantiene constante la base inferior y además la inclinación de los costados, y así, donde la altura es variable, también será variable la base superior, resultando unos contornos rectilíneos en el tablero a partir de los cuales disponemos voladizos para llegar a los bordes de la plataforma. Estas zonas en vuelo corresponden a una parte de las aceras y tienen espesor variable con mínimo en las extremidades de 25 cm. La pendiente del plano inferior de estos voladizos se mantiene también constante y determina el contorno aparente del propio paramento. En la zona de ensanchamiento el contorno curvo del ensanche se reproduce paralelo en el bordillo y en el borde externo, con lo cual tendremos una superficie curva en el paramento de esas zonas.

La organización interna del dintel es de losa con doce aligeramientos circulares longitudinales de 0,50 m de diámetro en la zona de altura constante y losa celular con diafragmas verticales y losas superior e inferior de 20 cm en las zonas de altura variable, macizándose en las zonas terminales (hasta 2,00 m del borde) y en vigas riostras con dirección oblicua, que existen en la sección central, en los arranques de acartelamientos y en las zonas de incidencia de las columnas. Estas últimas vigas son las más importantes y están en prolongación del plano de las columnas con 0,60 m de espesor que en las otras tres es sólo de 0,30 metros.

Vista sobre el lado Madrid.

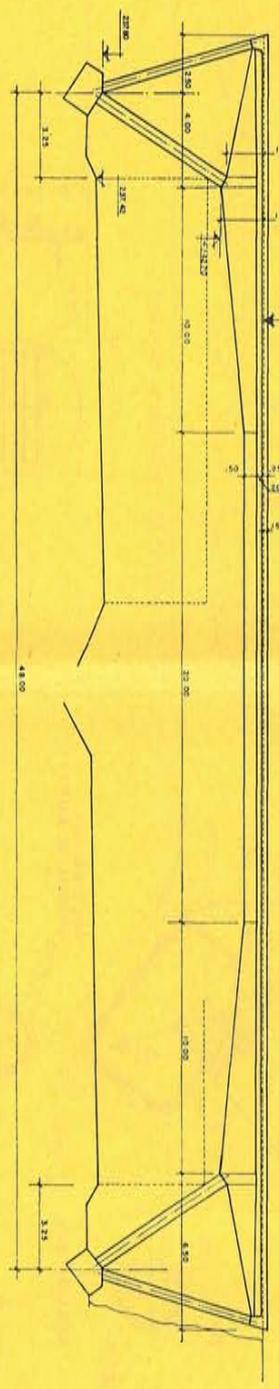
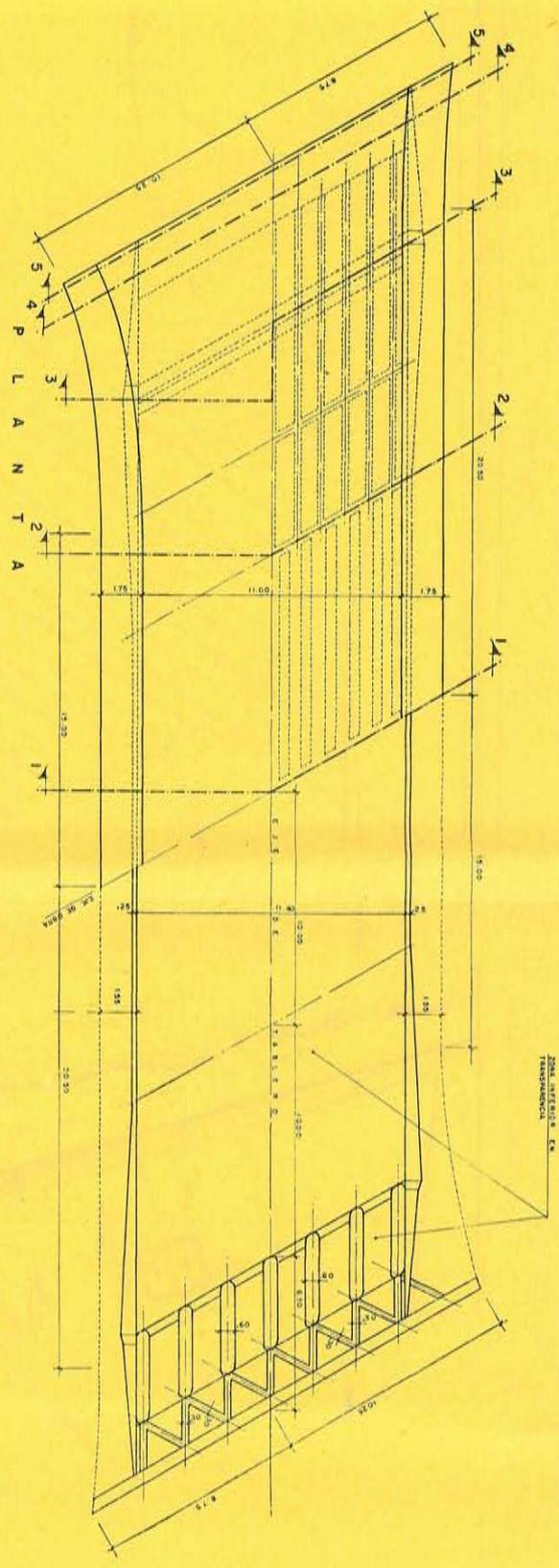




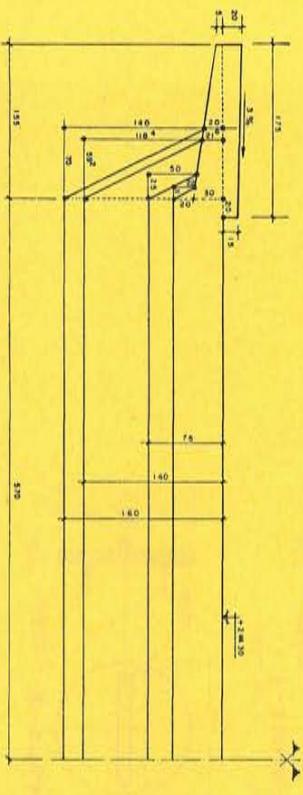
La armadura de pretensado se distribuye en principal y transversal, aquella en la dirección longitudinal del tablero y guiada por los diafragmas verticales, a excepción de las zonas extremas, donde cambian de orientación junto a los bordes, aprovechando que la sección es maciza. La armadura transversal se distribuye en las vigas transversales integrada por barras de 26 mm y de 18,6 mm en las losas superiores e inferiores del tablero, según la zona. Las barras longitudinales son de dos tipos: unas de toda la longitud del tablero, pasando de la cara inferior en el centro a la cara superior sobre las columnas y anclándose en las secciones extremas en tres capas para tener un pretensado centrado en estas secciones. El segundo tipo se localiza en las zonas sobre apoyos intermedios y es de barras dispuestas en cable-sombbrero, anclándose por un lado en la sección extrema y por el otro en la cara inferior del dintel. El número de barras que son



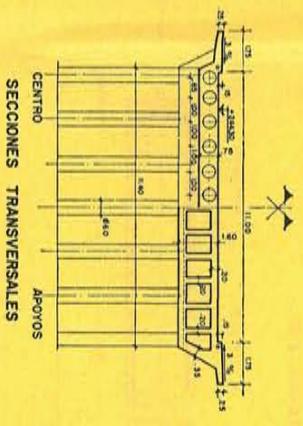
Distintos aspectos del proceso constructivo.



A L Z A D O



SECCIONES TRANSVERSALES



SECCIONES TRANSVERSALES
CENTRO
APOYOS

planos generales del paso

de 26 mm varía por tabique según se esté del lado agudo o del obtuso; en los tabiques centrales tenemos ocho barras en el centro, que se completan con otras seis en los extremos. En éstas se combinan un anclaje activo y uno ciego, mientras que en las largas el tesado se hace desde los dos anclajes para reducir las pérdidas intermedias. En la armadura transversal el tesado se realiza desde una de las extremidades, ya que se trata de barras rectas. Su dirección es ortogonal en zona central para cambiarse, mediante abanico, hasta paralela a los bordes en extremidades.

Existe, además, una armadura complementaria de redondo normal de 12 y 14 mm, formando emparrillados en todas las caras a separaciones entre 15 y 25 centímetros.

Las columnas circulares de 60 cm se arman con doce redondos de 30 mm longitudinales y cercos circulares de 10 a 12,5 centímetros que se apiñan en las zonas terminales, combinándose con retículas rectangulares a 5 cm. Las articulaciones están realizadas por placas circulares de 5 cm adaptadas a las secciones extremas, en las que una de ellas lleva soldado un cuadrado de 80 x 80 que se encaja en dos de la otra de 60 x 60. Las péndolas van armadas con 4 \varnothing 30, y dos, tres o cuatro barras de 26 mm Dywidag con cercos de 10 a 15 cm. Las cimentaciones donde inciden péndolas y columnas son macizos paralelos con sección neta de 2,00 x 1,25 y con base inclinada para transmitir la reacción perpendicularmente y una longitud total de 16,80 m; van armadas ligeramente según el contorno y con zunchos cilíndricos en las zonas de incidencia de columnas.

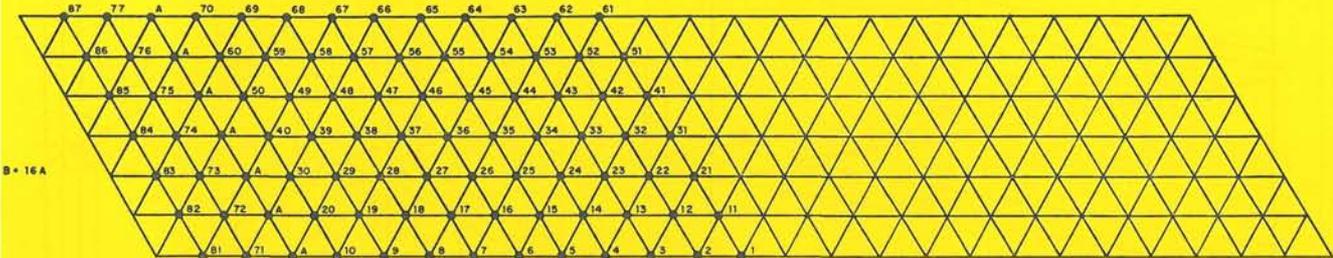
8.4. Cálculo.—Dadas las características extraordinarias de este puente, tanto en lo que se refiere al sistema de estructura como a la luz y oblicuidad, hemos abordado el cálculo por todos los caminos actualmente posibles: métodos analíticos y experimental en modelo reducido, habiéndose intentado además una comprobación por experimentación directa sobre obra, aunque en esta última dirección hemos obtenido pocos resultados.

En los métodos analíticos hemos empezado por estudiar la estructura transformada considerando tablero ortogonal con la luz oblicua y la anchura normal, estructura que es fácil abordar aislando una faja longitudinal con dintel recortado a equidistancia entre planos de células y las parejas de columna y péndola correspondientes. Esto nos da una primera aproximación que puede considerarse como valor medio para amplificar sucesivamente en las fajas correspondientes a la mitad donde queda el ángulo obtuso y reducir en la otra mitad.

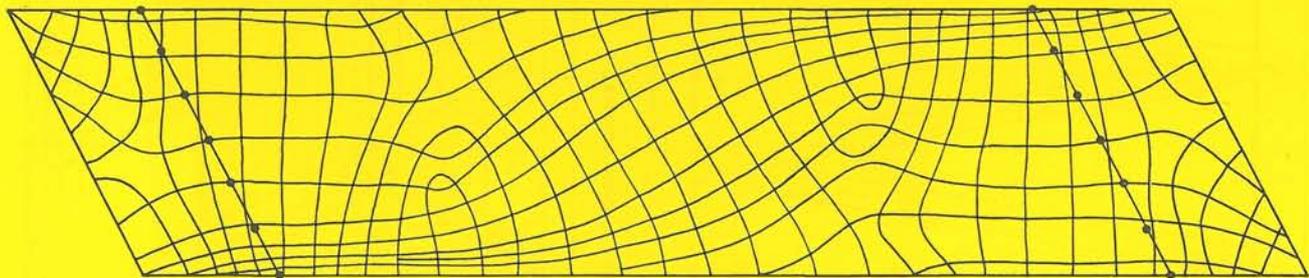
Los métodos válidos actualmente para el cálculo de nuestro dintel, que es intermedio entre una losa de tres vanos de espesor variable y un emparrillado, son los que la transforman encajándola en una u otra estructura, o sea: losa isotropa de espesor variable con las mismas rigideces longitudinales y transversales a flexión y a torsión, y emparrillado con los elementos longitudinales claramente marcados por los diafragmas longitudinales y elementos transversales oblicuos materializados por las vigas transversales existentes, y otras virtuales intermedias obtenidas concentrando fajas transversales en secciones a equidistancias de las anteriores.

Para el primer encauzamiento del problema tenemos el procedimiento de las mallas, que en nuestro caso conduce a ecuaciones sencillas, dado que como la oblicuidad es 30° se puede introducir una malla de triángulos equiláteros abrazando el ancho total de la losa y que, además, se ha podido encajar de modo a situar nudos en los mismos puntos de incidencia de péndolas y columnas. De este modo, y aplicando el procedimiento de Jensen, es decir, descomponiendo el sistema general en dos independientes, por introducción de las incógnitas momentos unitarios longitudinales y transversales en los nudos de la malla, llegamos a sistemas de ecuaciones fáciles de plantear para distintas hipótesis de sobrecarga y para la carga permanente.

Cálculo como losa oblicua de espesor variable.



MALLA TRIANGULAR DE CALCULO

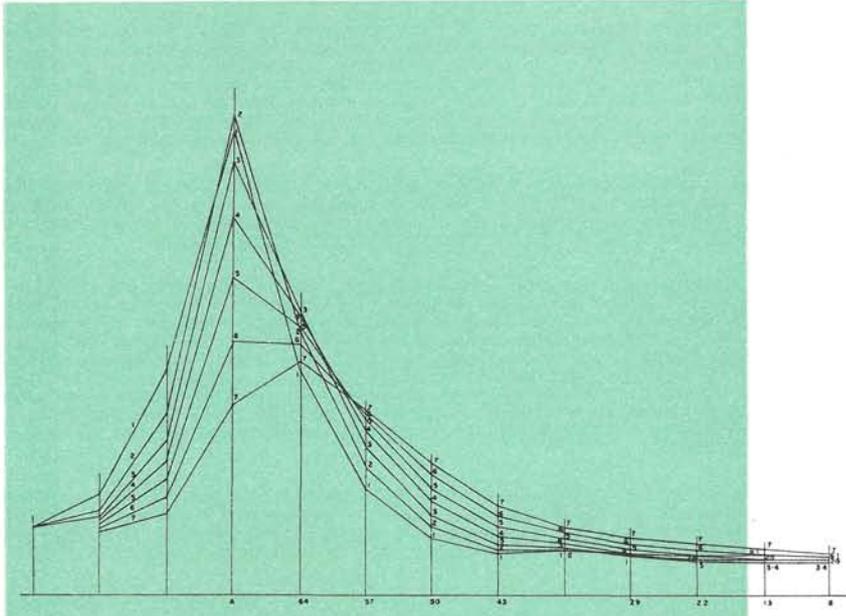


TRAYECTORIA DE LOS MOMENTOS UNITARIOS PRINCIPALES

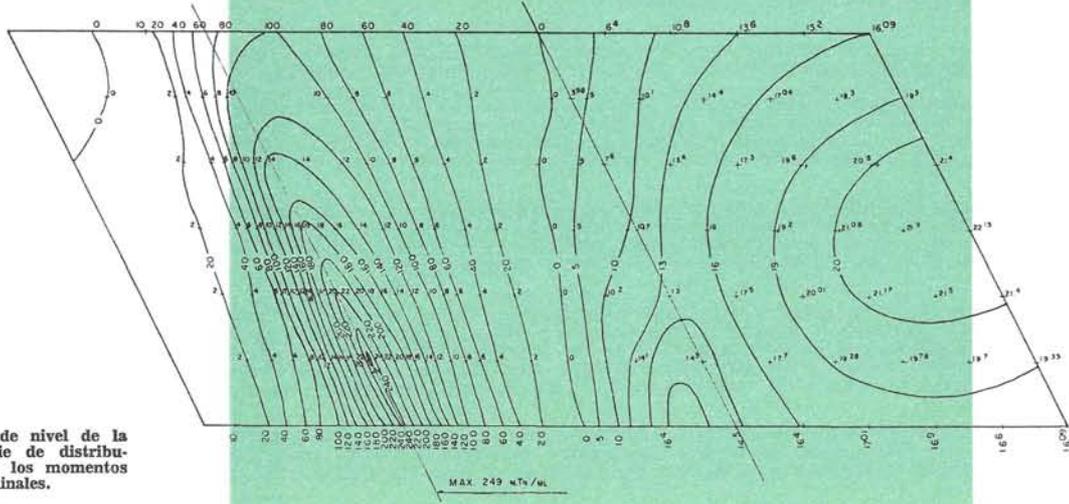
Los sistemas de ecuaciones resultantes para las distintas hipótesis de sobrecarga consideradas se resolvieron en el ordenador del Instituto Eduardo Torroja. Estas hipótesis fueron, como en el caso del paso de Hoyo de Manzanares, las de: 1) carga permanente con distribución variable según la zona; 2) sobrecarga total; 3) sobrecarga en medio puente cortado por el eje longitudinal; 4) idem por el eje transversal oblicuo; y 5) sobrecarga en dos cuartos del tablero en alternancia. Las dos primeras tienen simetría mecánica doble con respecto a los dos ejes oblicuos longitudinal y transversal; en cambio, para las tercera y cuarta tenemos sólo un eje de simetría, y para la quinta, ninguno; pero las cosas se simplifican considerando solicitaciones de tipo antimétrico intermedias, con lo cual la estructura virtual que hay que estudiar no pasa de la cuarta parte de la total.

Por este procedimiento encontramos los momentos flectores en las dos direcciones oblicuas y los de torsión para los distintos puntos de la retícula, con lo cual llegamos a los momentos unitarios principales y a sus direcciones,

Líneas de distribución de momentos flectores longitudinales en siete secciones paralelas al eje longitudinal.



Líneas de nivel de la superficie de distribución de los momentos longitudinales.



que, en definitiva, son las de las tensiones principales en cara superior e inferior de la losa. Así conseguimos las isostáticas en dichas caras, que nos orientan sobre la distribución de armaduras y sobre el modo de comportarse la estructura oblicua. En los esquemas adjuntos damos la retícula utilizada y la malla correspondiente a las isostáticas para carga total. Vemos en esta última cómo la tendencia a trabajar en luz oblicua (isostáticas con retícula casi ortogonal a los bordes longitudinales) en las zonas junto a los apoyos intermedios se convierte en flexión según dirección ortogonal a apoyos en el centro de la losa (retícula con inclinación paralela a la dirección transversal oblicua), concentrándose las líneas activas de transmisión hacia el rincón de losa con ángulo obtuso, mientras que se forma una especie de remanso junto al rincón de ángulo agudo. Hay que tener en cuenta que las isostáticas no inciden perpendicularmente a los bordes extremos de la losa, puesto que en ellos existen fuerzas correspondientes a las tracciones de las péndolas.

El otro método analítico utilizado ha sido el del emparrillado virtual, ahora oblicuo, que ya hemos expuesto en el paso de Hoyo de Manzanares. Consideramos siete vigas longitudinales y veinticinco transversales, haciendo las mismas hipótesis definitivas y las intermedias de antimetría que en el método de las mallas. En los esquemas adjuntos tenemos, por un lado, las distribuciones de los momentos flectores longitudinales para carga total en las siete secciones correspondientes a los ejes de las vigas virtuales consideradas, y, por otro lado, las líneas de nivel de la superficie de distribución de los momentos flectores longitudinales en la media planta del puente para el caso de sobrecarga total.

Observamos en ambos esquemas cómo el comportamiento de las secciones oblicuas que viene orientado por la dirección oblicua de los apoyos intermedios (columnas inclinadas) es casi uniforme y simétrico en toda la zona central del tramo y va desigualándose de modo notable al llegar a la línea de proyección de dichos apoyos, volando a una igualdad forzada al pasar por ellos, ya que en el borde extremo los momentos han de anularse. La línea de momentos nulos es casi recta y perpendicular a los bordes laterales. Los momentos flectores en el centro varían de 16 a 22 (máximos de efecto dintel), mientras que en el apoyo de variación es de 100 a 240 (máximos de efecto ménsula) con una media de 152, lo cual comprueba, además, la eficacia del empotramiento en las células triangulares.

Comparando los resultados analíticos obtenidos por ambos métodos con los experimentales deducidos del estudio en modelo reducido, que fueron abundantes, y los de la medición directa sobre obra, que, desgraciadamente, fueron escasos, llegamos a la conclusión de que el método analítico más adecuado es el de los emparrillados, por lo cual lo hemos adoptado definitivamente en el estudio de los otros pasos de estructura similar.

Una segunda orientación que nos proporcionó este ataque polifacético de la cuestión, fue la de estudiar la conveniencia de una actuación sobre péndolas con objeto de llegar a una mayor uniformidad en el trabajo de las fajas longitudinales a flexión en dicha dirección. Nosotros podemos variar a voluntad la tracción que ejerce cada una de las péndolas mediante actuación del gato de pretensar sobre las unidades de pretensado que forman la armadura activa de dichos elementos; podemos también descargar las más cargadas y, a la inversa, cargar las más descargadas, con lo cual llegamos a un reparto uniforme de todas las tracciones en borde de tablero, es decir, a un reparto también uniforme de flexiones en el empotramiento virtual que corresponde a la célula. De este modo transformamos la desigualdad de flexiones longitudinales debidas a la oblicuidad en un reparto uniforme con un valor medio más reducido que el máximo correspondiente al borde del rincón obtuso y una distribución uniforme de armadura, que aprovecha mejor la uniformidad geométrica de las secciones del hormigón.

Esta regulación se estudió analíticamente, pero más directa y eficazmente en el ensayo en modelo reducido, el cual nos proporcionó los datos necesarios para la actuación propiamente dicha en la estructura construida. Por este motivo expondremos todo lo relativo a este problema en el artículo correspondiente al modelo reducido estructural, que es el capítulo XII. Ahora expondremos el gráfico adjunto, que da una comparación de resultados.

8.5. Proceso constructivo.—Teniendo en cuenta que las columnas son de la misma sección que las de Hoyo de Manzanares, para controlar mejor su ejecución se prefabricaron en común utilizando dos moldes y transportándolas después al tajo, para montarlas con grúa automóvil. En total fueron veintidós, aunque las longitudes no fueron iguales. Para ejecutar las péndolas se prepararon los taludes del desmonte rellenando de hormigón los huecos y recreciéndolos hasta planos paralelos a los de péndolas y a una distancia de 2 cm del plano de caras inferiores de ellas. La zona superior no se hormigonó hasta el final, de modo que quedaron interrumpidas en cabeza para permitir los movimientos del dintel con toda libertad y, además, ejercer un tiro por cualquiera de ellas en la operación de corrección del reparto de cargas. Después de hormigonar se procedió a dar una ligera precompresión al hormigón de las mismas, inyectando finalmente las vainas.

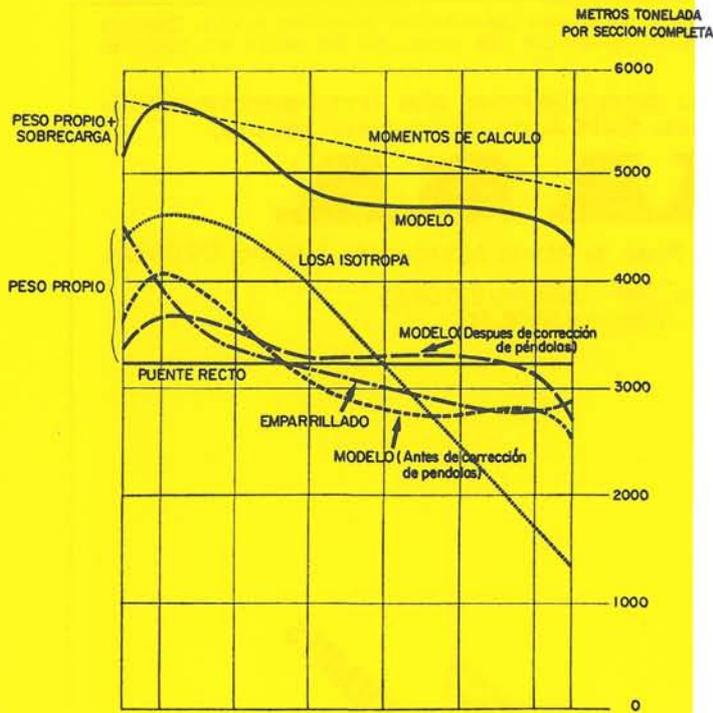
En el hormigonado del tablero se procedió por etapas sucesivas haciéndose cortes transversales en los planos de las riostras, cortes longitudinales entre diafragmas y cortes horizontales para hormigonar losa inferior, almas y losa superior en las zonas de aligeramientos rectangulares.

El tesado de la armadura longitudinal se hizo después de terminar el transversal y se procedió con arreglo a un programa muy minucioso, incrementando por cuartos de la carga total en recorridos completos y procediendo siempre desde el lado del ángulo obtuso en plataforma al lado contrario. Las primeras barras que se tesaron fueron las cortas sobre las columnas, en las cuales había sólo un anclaje activo. En el resto de las barras que se anclaban en secciones extremas se tesaba desde ambos lados, con lo cual se reducían a la mitad las pérdidas de pretensado por rozamiento lateral y curvatura. Se comprobó que éstas eran siempre inferiores al 12 por 100. Antes de efectuar la inyección de los cables, que se hizo después del descimbramiento, se llevó a cabo un retesado de todas las barras.

El problema más importante que hubo que resolver en construcción fue el del descimbramiento. Como veremos en el artículo referente al modelo reducido de este puente, este problema tuvo su correlativo en la ejecución del modelo al ser obligatorio simultáneas la introducción del pretensado en el modelo ya libre del molde con la colocación de la carga complementaria para tener la equivalente al peso propio del prototipo.

La diferencia está precisamente en esta última circunstancia, pero en el fondo el problema consiste en lo mismo: realización de un programa para que los efectos sucesivos del pretensado de barras, tanto en el prototipo como en el modelo, sean compatibles con los efectos producidos por el peso propio, que también van apareciendo sucesivamente en el caso del modelo porque lo introducimos a nuestro arbitrio, y en el caso real porque se va incorporando por partes al irse despegando el dintel de la cimbra, a causa de las deformaciones que ambos efectos determinan en la estructura.

Merced a este estudio se dedujo que la operación de tesar la armadura activa no produciría el despegue del dintel, como ocurre, por ejemplo, en los tramos simplemente apoyados. En estas condiciones había que asegurarse perfectamente de que no se podía producir una situación intermedia en que los esfuerzos de pretensado se hubieran adelantado



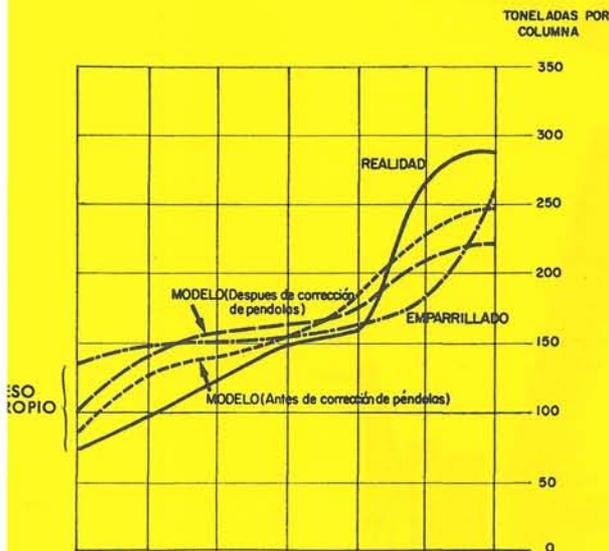
Comparación de resultados obtenidos por los distintos métodos de cálculo para los momentos flectores longitudinales en la sección sobre columnas.

a los del peso propio y tuviéramos una carga de miles de toneladas, actuando sin la compensación parcial que el peso propio introduce.

La gran ventaja del andamio tubular está en la precisión con que puede acometerse la operación del descimbramiento con el programa que sea necesario, puesto que podemos actuar sobre muchos puntos intermedios a la vez y graduar la separación entre dintel y andamio, bajando éste con la amplitud de superficie que sea necesaria y con la lentitud de operación que se estime en cada instante.

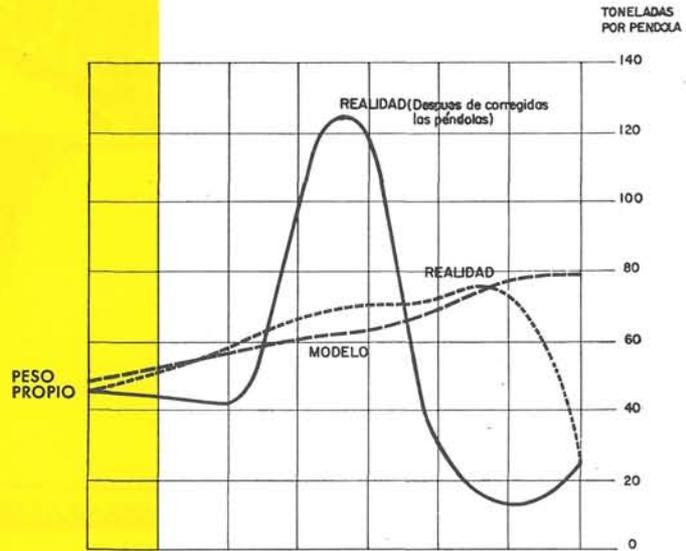
Podíamos haber actuado simultáneamente sobre las péndolas introduciendo los esfuerzos descendentes necesarios para hacer subir a la zona central, análogamente a como se hizo en Hoyo, pero, dado el mayor número de puntos de acción y la desigualdad de resultados según de cual péndola se tiraba, debido a la oblicuidad del puente, nos aconsejaron no recurrir a este artificio. Por el contrario, para evitar estos desajustes en la distribución de acciones descendentes, fue necesario un control riguroso de los esfuerzos en las péndolas, lo cual era muy fácil introduciendo el gato y midiendo en manómetro la tracción que existía en cada una. Si ésta había variado se volvía a llevar a su valor, dejando la tuerca de anclaje en la posición precisa.

La materialidad de operaciones consistió en bajar husillos por líneas transversales con simultaneidad en todos los tubos correspondientes, por cantidades del orden de la cuarta parte de la fecha teórica en carga permanente, procediendo desde las filas centrales, hasta las de planos de apoyo en columnas. Previamente se había hecho un despegue total en vanos laterales y en los castilletes más fuertes correspondientes a los gálibos inmediatamente debajo de las columnas.



CARGAS EN PILARES

Cálculo por emparrillados.



CARGAS EN PENDOLAS

Resultados comparativos de la actuación mediante corrección de péndolas.

continuará en el próximo número