

Puente sobre la Ría de Arosa

Por **SANTIAGO PEREZ-FADON MARTINEZ**

Ingeniero de Caminos, C. y P.
FERROVIAL, S. A.

En el presente artículo se hace primero una descripción del entorno y condiciones del proyecto del puente, después se describe el puente siguiendo el recorrido de las cargas desde el tablero a la cimentación. El último apartado, el más extenso, se dedica a explicar los apoyos dispuestos para permitir los movimientos de dilatación, contracción de un tablero de 2 Km. de largo y los cálculos que se realizaron para su dimensionamiento.

Uno de los aspectos más singulares del puente es el hecho de que el mismo se ha construido sin juntas en sus dos kilómetros de longitud total.

1. DETERMINANTES DEL PROYECTO

El puente de Arosa se situa en la ría de Arosa y une la isla de igual nombre con la costa gallega en un punto denominado estrecho del vado, situado entre Cambados y Villagarcía (figura 1).

El estrecho del vado es, geológicamente hablando, un tómbolo de arena formado al abrigo de la isla de Arosa, cuya proximidad al litoral ha permitido la formación de un istmo de arena que en las bajamares vivas equinociales casi se queda en seco permitiendo incluso vadear el estrecho.

En la isla de Arosa vive una población de unos 5.000 habitantes que hasta la construcción del puente, inaugurado en septiembre 1985, se abastecía y comunicaba por barco con la península. Esta comunicación naturalmente estaba sometida a las inclemencias meteorológicas, por lo que la construcción de un puente era una antigua aspiración de los isleños.

La población de la isla y la del litoral de la zona tiene entre sus actividades económicas principales la del marisqueo, siendo el estrecho del vado un área de especial riqueza dentro de una ría como la de Arosa que es de las de mayor abundancia de mariscos en nuestro litoral. Por ello la construcción del puente debía atender especialmente al entorno ecológico y alterarlo lo menos posible durante la construcción y una vez terminado.

Las características principales del puente se

habian fijado en un anteproyecto preparado por la Administración que sirvió de base a un concurso de proyecto y obra ganado por Ferrovial, S.A. con proyecto de su propia Oficina Técnica.

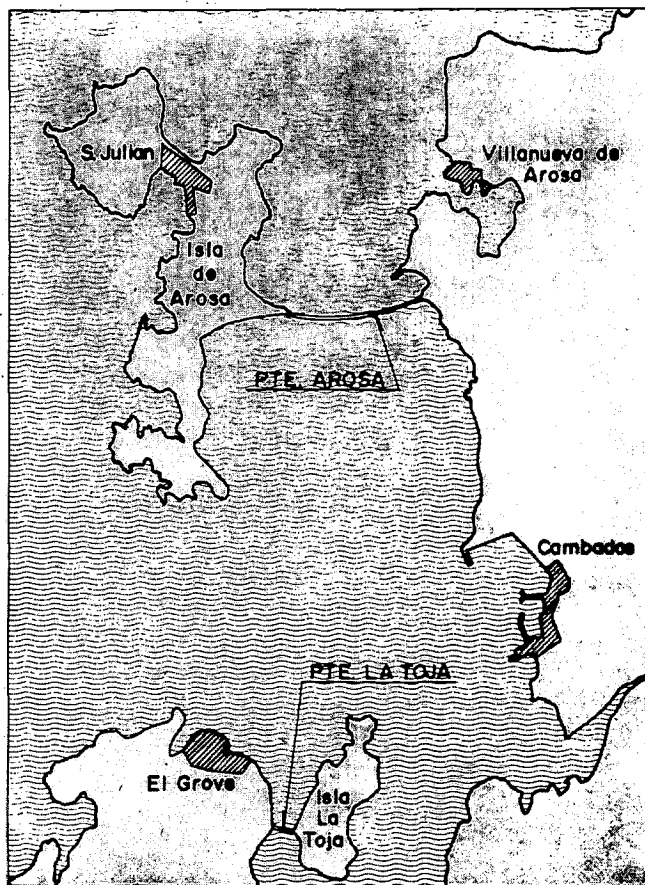


Figura 1.

En este anteproyecto se fijaba la longitud total del puente que, en la alternativa, pasaba de costa a costa sin ejecutar ninguna clase de relleno sobre el mar. Se fijaba asimismo la luz de los vanos, que había de ser de 50 m., y se determinaba la forma de las pilas. También se pedía en el anteproyecto que el puente tuviera el menor número de juntas de dilatación contracción posibles indicando la posibilidad de limitar unos elementos que disturban la comodidad de la circulación, son de difícil conservación y encarecen la construcción al romper la continuidad repetitiva de cuarenta vanos iguales.

Finalmente hay que señalar que el anteproyecto estudiaba y cuidaba los aspectos relacionados con el impacto ecológico del puente en su entorno, determinándose su influencia en la velocidad de las corrientes (menos de un 3 por 100) y en la alteración de las condiciones de vida de los mariscos.

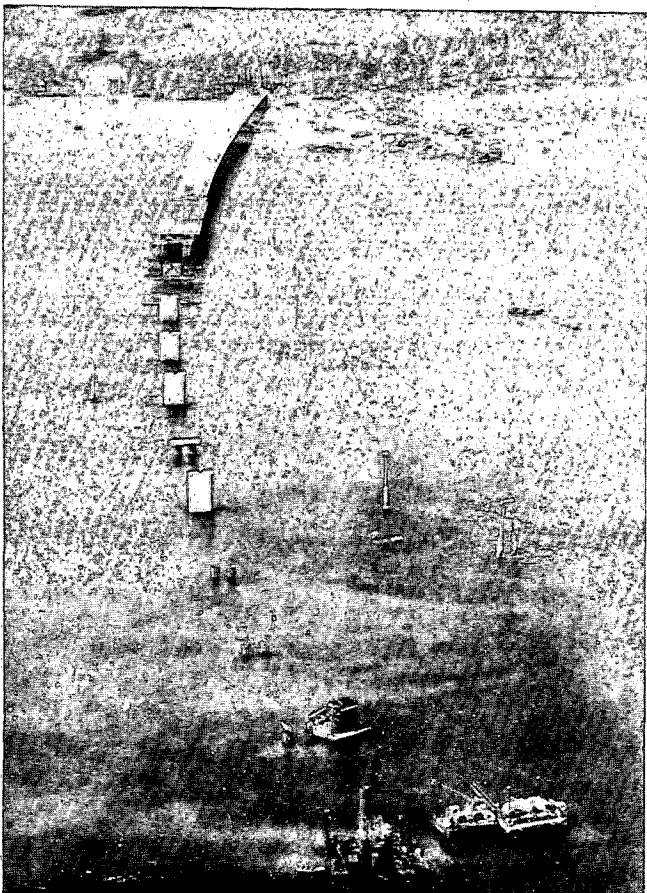


Figura 2.

2. DESCRIPCION DEL PUENTE

El tablero del puente es de hormigón pretensado y está formado por una viga continua de treinta y ocho vanos de cincuenta metros de luz y dos extremos de cuarenta (figura 2). El Puente no tiene juntas de dilatación contracción más que en los dos estribos. El tablero está constituido por una viga cajón monocelular con sendos voladizos transversales. El ancho total, sin impostas, es de 12,50 m. y el canto 2,30 m. (figura 3).

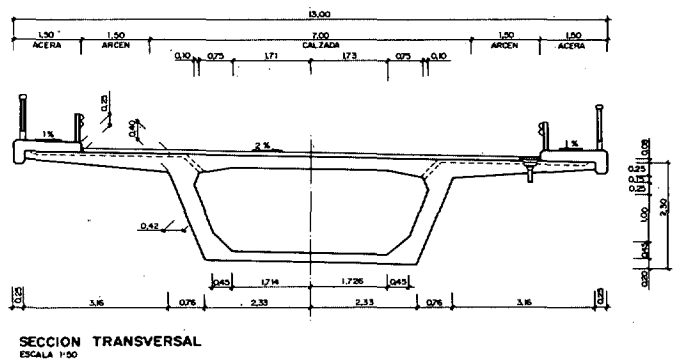


Figura 3.

El trazado del Puente en planta es una curva de radio 2.500 m. que se eligió precisamente, para hacerlo cinemáticamente compatible con los movimientos de dilatación contracción del Puente y aprovechar al mismo tiempo los menores fondos del vado. El trazado en alzado viene condicionado por la exigencia de un gálibo vertical libre para navegación de 7 m. sobre la pleamar viva equinocial. Así el perfil longitudinal son dos rampas, con una inclinación mínima para que corra el agua de lluvia hacia los sumideros, y entre ellas un acuerdo vertical que eleva la rasante unos cuatro metros sobre las rampas citadas. El acuerdo vertical no está centrado en el Puente dado que el gálibo de navegación se pedía en la zona del vado en que los fondos son mayores.

Transversalmente el tablero tiene el 2 por 100 de peralte, lo que se logra, no por giro simple del mismo, sino por deformación de sus ángulos para mantener el canto de 2,30 m. La calzada tiene pues un 2 por 100 de peralte a lo largo de todo el Puente hacia el lado cóncavo. Las aceras de 1,50 m. se materializan por me-

PUENTE SOBRE LA RIA DE AROSA

dio de impostas que elevan 25 cm. el paso peatonal.

La construcción se realizó mediante una cimbra autolanzable, por tramos que vuelan 11 m. desde el eje de apoyo de cada pila, lo que obliga a establecer en estas juntas de construcción la continuidad del pretensado. Para ello se ha utilizado un diseño de cruce de tendones de un vano con otro. De esta manera el tablero lleva en el extremo de cada tramo un regresamiento en los hastiales que permite el cruce de estos tendones. El regresamiento del hastial permite el tesado de los tendones desde ambos extremos. En una primera fase se tesan el 60 por 100 de los tendones desde ambos extremos. La segunda fase se tesan cuando se han construido dos tableros más.

Otros detalles del tablero son: la existencia de un tacón horizontal para recibir los apoyos en pilas. Este tacón horizontal, con espesores variables se extiende longitudinalmente en 1,75 m. a cada lado de la pila y transversalmente en todo el ancho de la losa inferior.

En los extremos del Puente, sobre ambos estribos, el tablero incorporará riostras transversales. La riostra del lado continente permite la unión del tablero al muro de guarda del estribo, creando el punto fijo temporal a movimientos horizontales durante la construcción. A través de la riostra del estribo se accede al interior del tablero, quedando este acceso practicable durante la vida del Puente una vez acabada la obra.

Las pilas del Puente de Arosa respetan el diseño del Anteproyecto con una ligera modificación en la dirección transversal al puente para adaptarlas a la diferente forma del tablero. Las pilas tienen sección ovalada en planta, con

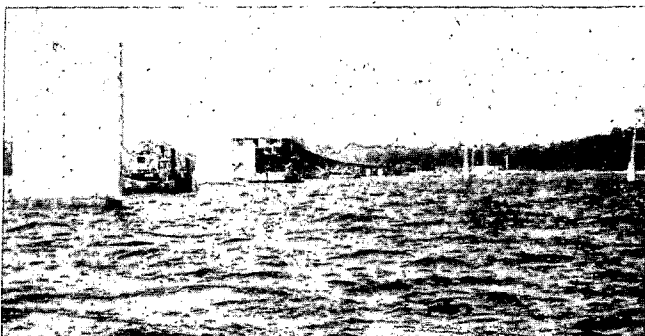


Figura 4.

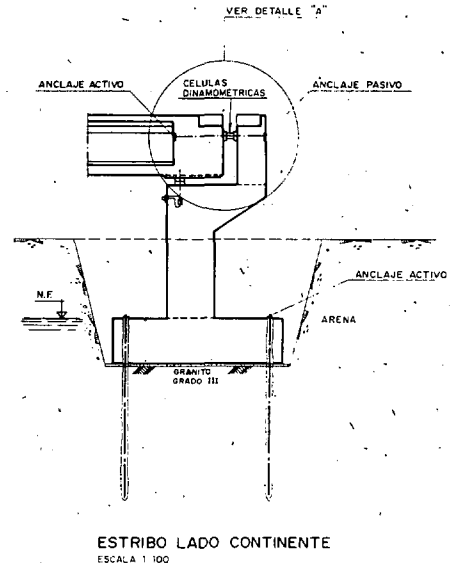


Figura 5.

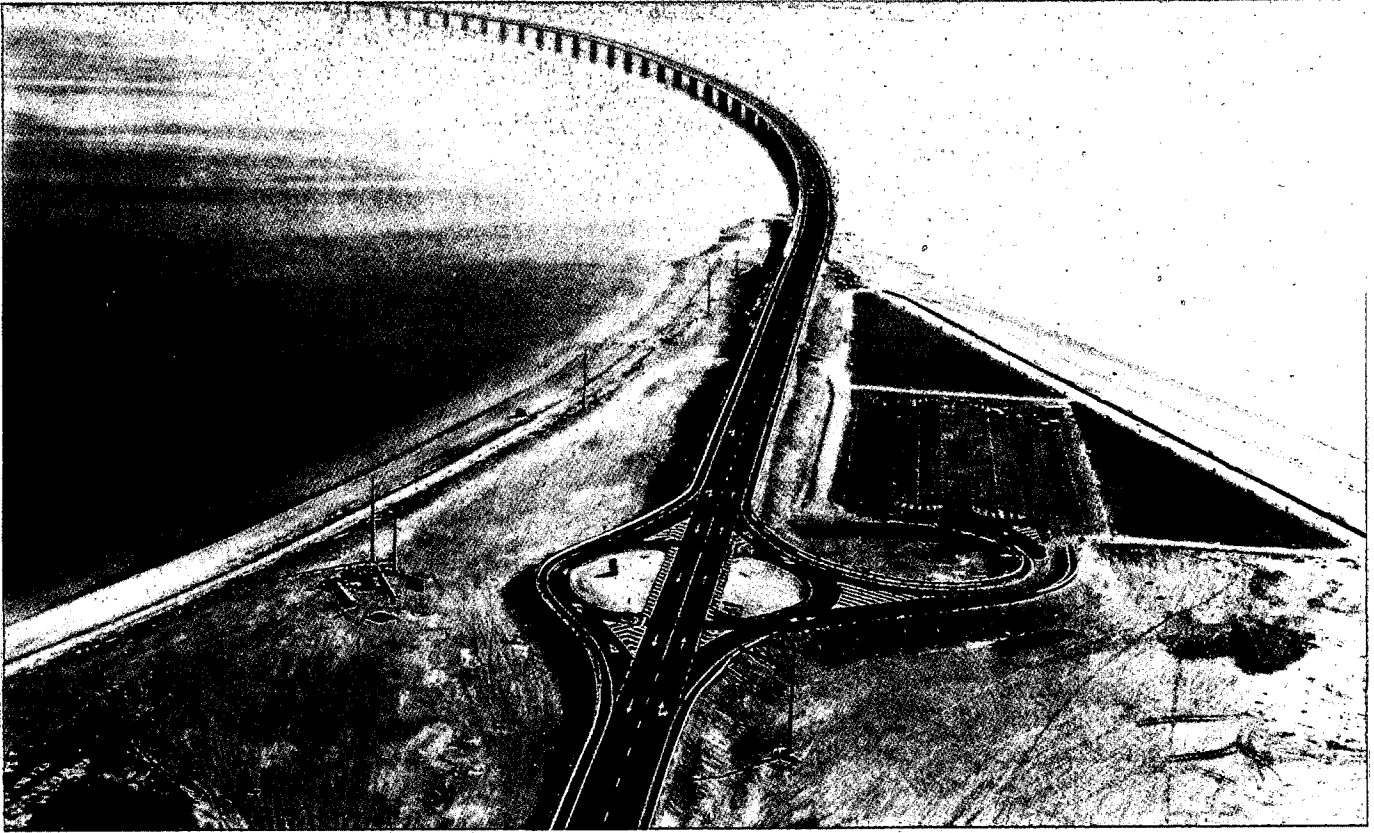
un espesor en sentido longitudinal del puente de 1,80 m. y una anchura total en sentido transversal de 5,25 m. Las alturas varían desde 3,5 m. hasta 12,0 m. medida desde el fondo del mar (figura 4).

Hay tres tipos de pilas en el Puente. Pilas sobre zapatas, Pilas-Pilote y Pilas sobre encepados de Pilotes. Las primeras, en número de nueve, aparecen coincidiendo con los afloramientos de roca, y corresponden a la parte más próxima al continente. La mayor parte de las pilas pertenecen al segundo tipo, ya que hay veinticinco de esta clase y se han proyectado para que su conexión estructural con los pilotes se realice por encima del agua. Al tercer tipo corresponden las cinco pilas centrales que están solicitadas por mayores fuerzas horizontales y requieren encepados en su cimentación.

Los estribos del continente y de la isla son diferentes. El primero requiere soportar los tiros o empujes del tablero durante la construcción y por ello su cimentación en roca se realiza mediante anclajes para impedir el vuelco (figura 5). El cuerpo del estribo está asimismo dimensionado para resistir los momentos flectores que le producen estas fuerzas horizontales debidas a los movimientos del tablero.

El estribo isla es un cargadero sobre pilotes, dado que la roca se encuentra bastante profunda.

Desde ambos estribos será practicable la en-



trada al tablero y también en ambos se dispondrán juntas de dilatación contracción para los movimientos del puente. Estas juntas se han calculado en varias hipótesis llegándose a la conclusión de que se necesitarán absorber movimientos de $-480 + 200$ mm. en el estribo isla y $-400 + 200$ mm. en el del continente.

Las cimentaciones son de distinto tipo según varia el terreno del fondo del mar que se muestra en la figura 6.

Para el estribo continente, una zapata anclada con barras pretensadas a roca granito grado III. Estos anclajes garantizan la inmovilidad del estribo a fuerzas horizontales. Las Pilas en que la roca aflora o se ha detectado a poca profundidad son nueve en total y en ellas se han proyectado una cimentación directa mediante zapatas.

En las pilas con pilotes se han de diferenciar las pilas con pilotes profundos (más de 12

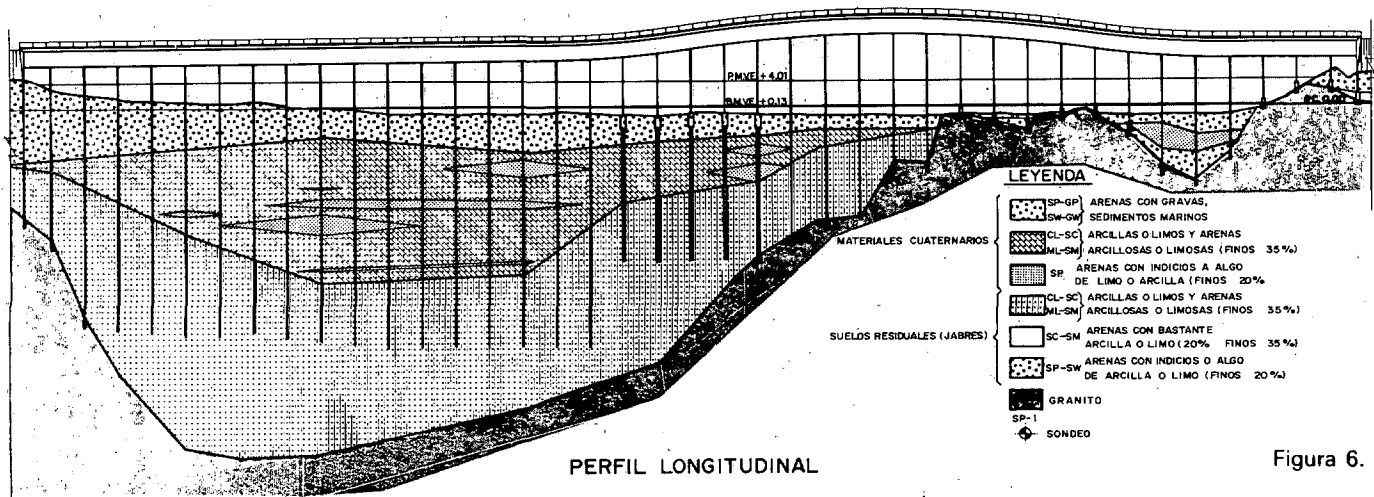


Figura 6.

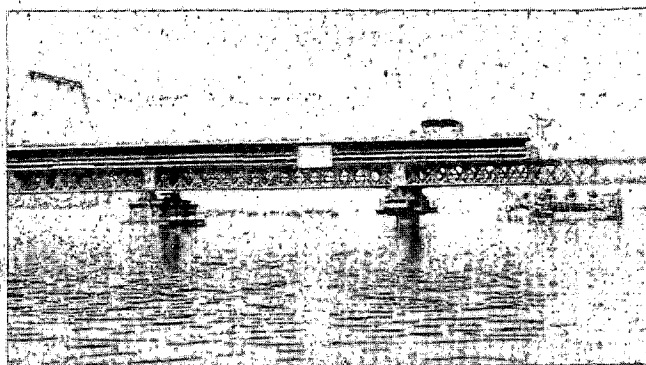


Figura 7.

m.) de aquellas en que la roca se encuentra a menos profundidad. En estas últimas, el esquema de dos pilotes por pila no es suficientemente estable a fuerzas horizontales y por ello, ante la incertidumbre de lograr el adecuado empotramiento en roca sana, se han diseñado con un grupo de seis a diez micropilotes que unen la punta del pilote a la roca formando un empotramiento de la punta. Estos pilotes «cortos» resisten por punta en roca y se les exige que dicha roca sea granito grado III.

En las pilas del lado isla los pilotes son flotantes dado que la roca se encuentra a profundidades del orden de hasta 50 m. Los pilotes se han dimensionado con formulación de suelo cohesivo. En la hipótesis más desfavorable, los pilotes serán solicitados por cargas verticales de unas 900 Tn. Para esta sollicitación con el oportuno coeficiente de seguridad, y teniendo en cuenta los parámetros del suelo que se obtuvieron en el estudio geotécnico, se obtiene una profundidad de pilotes de 35 m.

Las pilas centrales llevan encepado sobre cuatro pilotes porque las cargas horizontales que reciben agotarían en flexión a los pilotes de la Pila Pilote. Estos pilotes son flotantes, de 22 m. de profundidad.

La cimbra del puente de Arosa es un elemento esencial en la ejecución de la obra. La cimbra empleada es del tipo por debajo del tablero, trabaja a quintos de la luz del puente y durante el hormigonado apoya en el voladizo anteriormente construido, en una torre provisional intermedia, en pila del vano que se está hormigonando y en otra torre intermedia, en el vano siguiente. Su longitud total es de unos 72 m. y para el traslado utiliza los mismos puntos de

apoyo que durante el hormigonado excepto el cuelgue del voladizo. Quiere esto decir que la cimbra rueda sobre las pilas definitivas y los apoyos temporales (figura 7).

El encofrado exterior es tablero fenólico, ambas caras tratadas y descansa sobre correas longitudinales que llevan las cargas a unas vigas transversales denominadas cerchas. Las cerchas de la cimbra de Arosa se han diseñado en forma de zanca para aprovechar el hueco del tablero bajo los voladizos. Esto ha sido necesario porque había que subir las vigas principales a fin de que no las llegara el oleaje coincidiendo con la pleamar (figura 8).

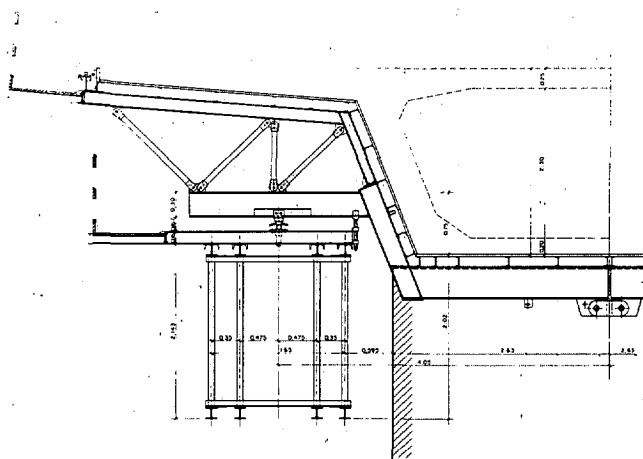


Figura 8.

Las cerchas están divididas en dos median- te una unión con pasadores en su centro para poder abrir en dos la cimbra longitudinalmente en el momento de su traslado. Las cerchas llevan las cargas a las vigas principales de la cimbra a través de unos husillos que transmiten la carga a unas vigas traviesas. Estos husillos se emplean para dar a la cimbra las contraflechas de cálculo longitudinales. Las vigas principales son vigas celosías del tipo H-33, de 2,14 m. de canto.

Las vigas principales se disponen en número de cuatro cuchillos para cada mitad de cimbra y en la zona de hormigonado. Los catorce metros delanteros que no reciben carga de hormigón solo llevan dos cuchillos a cada lado. Las vigas H-33 incorporan en sus extremos sendos patines curvos a fin de recuperar la flecha producida durante el lanzamiento en voladizo. Es-

tas vigas principales apoyan en las jacenas de cuelgue en pilas y en las torres intermedias.

Las jacenas de cuelgue en pilas son vigas metálicas de alma llena de sección en cajón, adosados a ellas unos cajones metálicos que le sirven de flotadores de modo que su traslado es flotando. Las jacenas cuelgan mediante dos tirantes de la pila y para su traslado se separa en dos longitudinalmente.

Las torres intermedias son torres de celosía metálica con material de serie denominado torres H-100 que descansan sobre un cajón cerrado de hormigón armado de $5,25 \times 2,25$ m. dividido interiormente en cuatro compartimentos. Cada uno de estos compartimentos tiene una tapa por la parte superior conectada a un compresor de aire. Por su parte inferior el cajón tiene una serie de huecos permanentemente abiertos para fondear el cajón se abren las válvulas superiores, el aire comprimido escapa por ellas en tanto el agua, entra por los huecos inferiores y el cajón se fondea lentamente (se puede fondear con peso nulo). Para reflotarlo se hace a la inversa. Una vez a flote es remolcado a la nueva posición (figura 9).

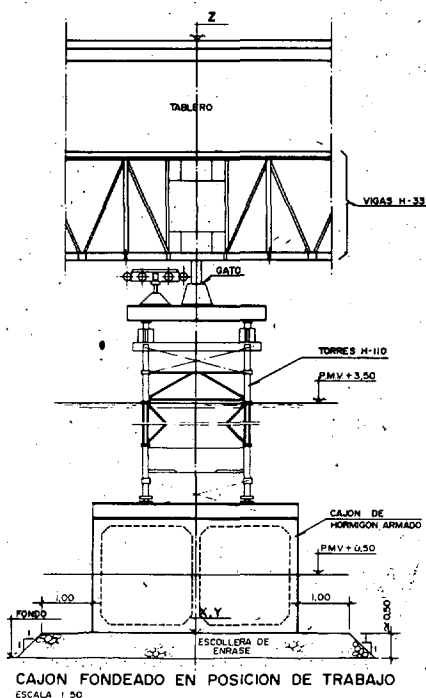


Figura 9.

3. APOYOS

Los apoyos del Puente vienen condicionados por la no existencia de juntas en toda la longitud del mismo, quedando solo ambos extremos para absorber los movimientos de dilatación contracción que se produzcan.

El tablero se construye partiendo del estribo continente y avanzando hacia la isla por tramos de cincuenta metros. Este proceso constructivo obliga a plantearse distinto punto fijo a movimientos horizontales, en situación de construcción y en situación definitiva (figura 11).

Al inicio de la construcción el tablero se une al estribo continente. De esta manera es el estribo continente el que actúa como punto fijo, de los movimientos horizontales del tablero. A medida que se van construyendo vanos se van colocando sobre las pilas apoyos deslizantes que permiten la dilatación o contracción del tablero.

Cuando se alcanza el centro del Puente, se colocan en las pilas centrales apoyos elastoméricos que sujetan al tablero y se suelta la unión que hasta ese momento tenía el mismo al estribo. Se transfiere de esta manera, el punto fijo desde su posición temporal o de construcción a su situación definitiva.

A partir de este momento se prosigue la construcción del Puente desde el centro del mismo hacia la isla, una vez alcanzada la cual, el Puente tiene sus apoyos definitivos con el punto fijo en el centro de simetría.

Se analizarán en lo que sigue los diversos elementos citados a título genérico en los párrafos anteriores.

La unión del tablero con el estribo, durante la primera mitad de la construcción, obedece a la necesidad de tener certeza de hacia donde o desde donde se producirán los movimientos en este período; y a tener bajo control las fuerzas de rozamiento generadas al deslizar una masa que llega a ser de 15 Tn. cuando la mitad del tablero está construido. Esta unión se realiza interponiendo entre el muro de guarda del estribo y la culata del tablero cuatro parejas de neoprenos entre las cuales van cuatro células dinamométricas. Una vez colocados neoprenos y células se procede a pretensar la unión mediante seis tendones de 12 cordones de 0,5 pul-

gadas tesados a 100 Tn. cada uno. Un precedente de una unión de este tipo se tiene en el Viaducto del Recht en Bélgica (figura 10).

De esta manera la unión queda hábil para recibir empujes del tablero de hasta 600 Tn. sin aflojar los anclajes; y para tiros de hasta unas 600 Tn. sin romper los tendones. La unión se realiza a la altura de la fibra neutra del tablero, que es por donde se produce la resultante del tiro o el empuje, de esta manera no se generan momentos entre dicha resultante y la reacción en neoprenos o tendones. Para la interpretación de las lecturas de las células dinamométricas y de los tendones se ha realizado un cálculo tomando en consideración la elasticidad de los tendones y la elasticidad de los neoprenos. El resultado de este cálculo es un par de diagramas que una vez conocida la lectura en célula da la magnitud de la reacción.

Pero esta reacción es el producto de una acción y esta acción se genera, precisamente en cada uno de los apoyos que se van construyendo sobre las pilas a medida que el Puente va avanzando. Para analizar estas acciones es preciso comenzar por describir el tipo de apoyos empleados.

Los apoyos consisten en esencia en un apoyo rectangular de neopreno zunchado que lleva en su cara superior una chapa de acero con acanaladuras en su cara superior. Sobre estas acanaladuras se reciben placas de teflón de 5 milímetros de espesor. Sobre las placas de teflón descansa una placa de acero recubierta de una lámina de acero inoxidable. Esta placa de

acero es la que, fijada al fondo del tablero proporciona la superficie de deslizamiento. Sus dimensiones en una y otra dirección del puente se obtienen por cálculo independiente para cada pila, ya que son función de los movimientos previstos para el tablero en cada apoyo.

Los apoyos del lado cóncavo en planta, son guiados unidireccionalmente en el sentido de la tangente en tanto que los del lado convexo son libres. El conjunto del apoyo se coloca sobre la pila mediante un mortero de nivelación, regulando previamente el acero de la placa de deslizamiento en función de la temperatura. Finalmente se cierra mediante un sistema de protección a base de faldones de goma y fuelles.

Volviendo ahora a la reacción que se generaba en el estribo durante la construcción, hay que conocer como funciona el conjunto apoyo-pila frente a las solicitaciones de deformación. Un determinado apoyo en pila o estribo en el que el tablero inicia un corrimiento horizontal se deformará primero elásticamente sin deslizamiento, deformando tangencialmente el neopreno y produciendo una cierta flecha en la pila, al tiempo que se va generando una fuerza de valor creciente hasta el límite de la fuerza vertical por el coeficiente de rozamiento global de la superficie acero-teflón. A partir de este punto se inicia el deslizamiento manteniéndose la fuerza horizontal aproximadamente constante. Si ahora se invierte el movimiento del tablero, desde el punto alcanzado se interrumpe el deslizamiento y la fuerza horizontal va disminuyendo hasta alcanzar un valor cero y luego invertir su sentido. Cuando nuevamente se alcance el valor límite del deslizamiento en la otra dirección se iniciará un nuevo deslizamiento de sentido contrario. Lógicamente, cabe imaginar toda serie de paradas, escalones e inversiones de sentido y de hecho así ha sido registrado por la investigadora Mary Emerson que publicó gráficos de este tipo en sus comunicaciones al primer Congreso Mundial de apoyos del año 81.

Si se supone ahora que, cuando se lleva construida una determinada longitud de Puente desde el estribo, se ha producido una contracción por retracción y fluencia del hormigón que sea capaz de movilizar la fuerza límite de rozamiento de los apoyos se tendrá en cada pila una fuerza horizontal de tiro sobre el tablero.

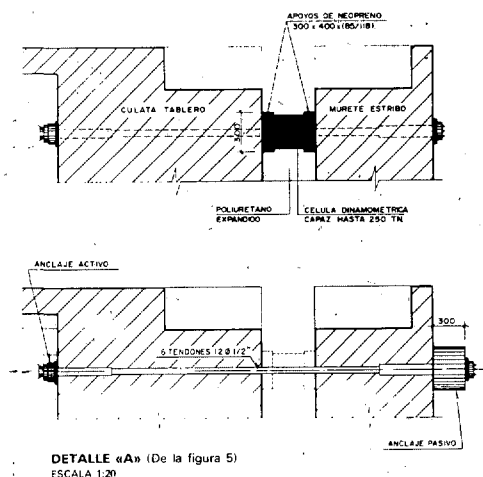


Figura 10.

PUENTE SOBRE LA RIA DE AROSA

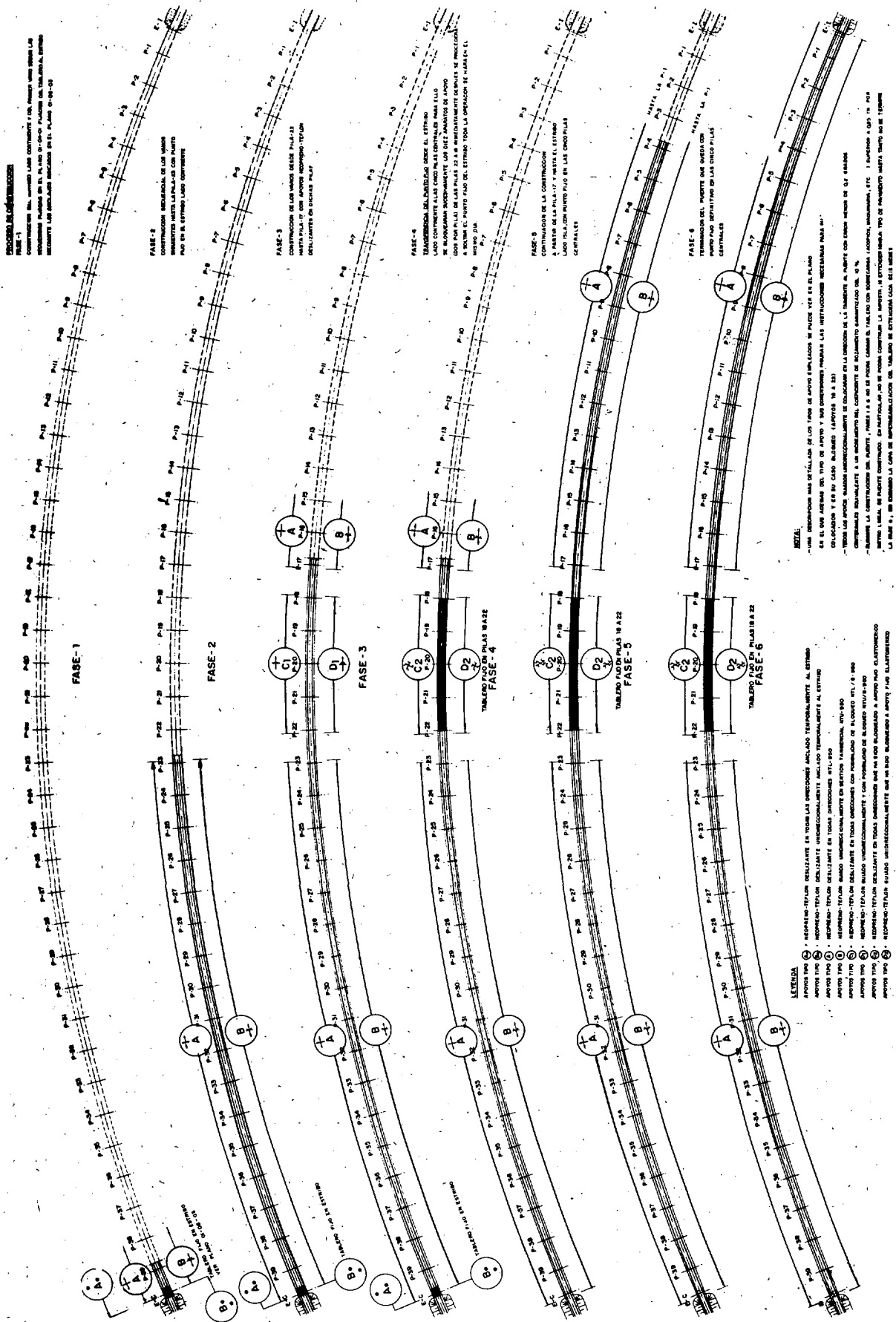


Figura 11.

La resultante de todas estas fuerzas horizontales es la que ha de ser equilibrada por el estribo. El valor de la reacción en el estribo es por tanto igual al valor de la suma de las fuerzas horizontales en pilas. Si se produce en ese momento un aumento de temperatura lo suficientemente grande como para invertir el deslizamiento de todos los apoyos, la reacción en el tablero habrá cambiado de signo. El valor de la reacción de peso propio en cada pila es del orden de 765 Tn., supuesto un coeficiente de rozamiento del 3 por 100 en cada pila se generan unas 23 Tn. de fuerza horizontal que sumadas veintitres pilas da unas 525 toneladas de reacción en el estribo que son la base para el dimensionamiento de la unión del tablero al estribo (figura 12).

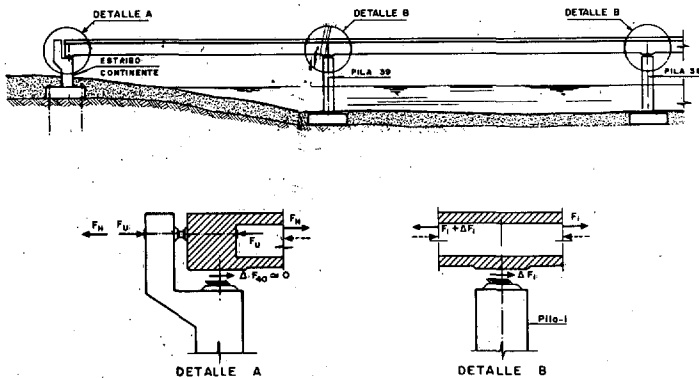


Figura 12.

El valor del coeficiente de rozamiento es básico en la determinación de esta fuerza. En el caso del Puente de Arosa el coeficiente de rozamiento global, tomó valores inferiores al 3 por 100 supuesto. Se entiende por coeficiente de rozamiento global a la proporción entre la fuerza horizontal y la vertical que actúan en el apoyo. Se incluye por tanto en tal concepto no sólo el rozamiento propiamente dicho, sino la inclinación de construcción y la de deformación estructural, el rozamiento en guías laterales, etc.

La transferencia del punto fijo desde el estribo a las pilas centrales tiene las siguientes consideraciones: Cuando se alcanza la pila P-22 que es la primera de las pilas del grupo de cinco que formarán el punto fijo definitivo del puente se podría pensar en trasladar dicho punto. Para ello habría que proceder a soltar el

tablero del estribo y a apoyar en dicha pila mediante un apoyo fijo de neopreno. Sin embargo, como se ha visto anteriormente, un cambio de temperatura puede movilizar una fuerza horizontal de 600 Tn. que en este caso debería ser soportada íntegramente por la pila 22 que no tiene capacidad resistente para ello. En consecuencia hay que pasar sobre la pila 22 con un apoyo deslizante igual a los anteriores y llegar a la pila 21. En esta situación ya son dos las pilas centrales que podrían actuar frente a las 600 Tn. si se cambiaran sus apoyos a fijos. Sin embargo, se necesitan cinco pilas para que los esfuerzos en las pilas y cimentaciones estén dentro de valores admisibles. Así se pasan las pilas 22 a 18 con neopreno-teflón y cuando se alcanza la 17 se procede a la transferencia del punto fijo. Esta operación, que se realizará en unas pocas horas consistirá en bloquear los diez apoyos de las cinco pilas centrales e inmediatamente soltar de forma controlada la unión. Es posible, que en esta operación se transfieran hasta 600 Tn. del estribo a las pilas centrales, o puede ocurrir que no transfiera nada; en cualquier caso esto no es relevante dado que un cambio de temperatura suficientemente grande movilizaría nuevamente el total de esta fuerza.

Para bloquear los apoyos de estas pilas centrales se diseñaron varios sistemas alternativos, el sistema finalmente elegido ha sido el siguiente: los apoyos se construyeron igual que los anteriormente descritos pero incorporando en su centro una ranura en la placa de deslizamiento y un cilindro de acero que puede moverse a lo largo de ella unido solidariamente a la placa del neopreno. El cilindro tiene un diámetro de 10 cm., y sobresale de la ranura de la placa introduciéndose en el fondo del tablero en una ranura coincidente con la de la placa. En tanto los apoyos funcionan como deslizantes, el cilindro se mueve en el interior de la ranura, cuando se desea bloquearlo, se hormigona la ranura con un hormigón de corto tiempo de fraguado a partir de entonces los apoyos pasan a funcionar como neoprenos (figura 13).

Un precedente de puente con gran longitud sin juntas y un grupo de pilas fijas con neoprenos para repartir la fuerza horizontal se puede encontrar en las rampas de acceso al puente sobre el canal de Kiel en la República Federal de

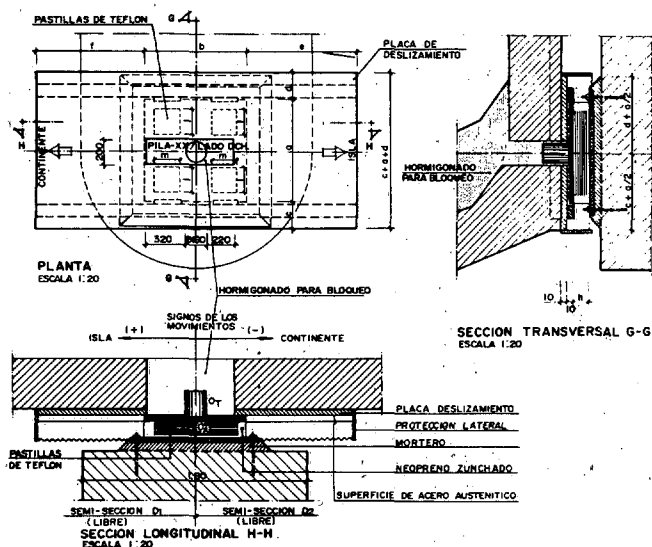


Figura 13.

Alemania. El tablero de la rampa del Este, tiene una longitud sin juntas de 1371,25 m. y un grupo de cinco pilas centrales actúa como punto fijo. En la rampa del lado Oeste la longitud son 911,44 m. y el número de pilas centrales fijas solo tres.

El dimensionamiento de estos apoyos centrales se hace con el criterio de repartir por igual la fuerza horizontal entre todos ellos. Para esto se varía el espesor de goma a fin de que la elasticidad conjunta pila más neopreno sea igual en todos ellos. Por otra parte, además de las acciones usuales se supone un desequilibrio de las fuerzas de rozamiento de valor 20 por 100 del total generado en uno de los lados para tener en cuenta la posibilidad de que los coeficientes de rozamiento globales estén sesgados hacia un lado.

Referente al cálculo de los apoyos hay que destacar, por una parte el cálculo cinemático que permite determinar las longitudes de las placas de deslizamiento y las aperturas/cierres previstos para la junta; y por otra el cálculo de las fuerzas longitudinales y transversales sobre cada apoyo. Del cálculo de las fuerzas longitudinales se ha hablado ya. Se expondrá en lo que sigue el cálculo de las fuerzas transversales y el cálculo cinemático.

Los movimientos del Puente se deben a tres causas: contracciones debidas a retracción elástica y fluencia; y contracciones a dilataciones

por temperatura. La primera distinción, en un Puente de planta curva, es que los movimientos de retracción y temperatura se producen respecto a un polo en tanto que los debidos a deformación elástica del pretensado y a su fluencia se producen tangencialmente si el Puente tiene pretensado céntrico en planta como es lo lógico.

Quiere decirse que una deformación por acortamiento elástico y fluencia no modifica el radio en planta del Puente en tanto que una deformación de retracción o temperatura si lo hacen. Dicho de otra forma; la planta curva es cinemáticamente compatible con apoyos guiados tangencialmente pero no lo es con apoyos orientado a un polo. Al revés ocurre con las deformaciones por temperatura y retracción que son cinemáticamente compatibles con un polo y los apoyos guiados orientados hacia el polo; pero no son compatibles con los apoyos guiados tangencialmente. La coincidencia sólo se da para planta recta y por ello en el caso del Puente de Arosa se ha buscado un radio en planta lo mayor posible (2.500 m.), y se han guiado los apoyos tangencialmente, sacrificando cierto grado de compatibilidad con las deformaciones de temperatura y retracción.

Por lo tanto el Puente no tiene una compatibilidad cinemática total y las deformaciones de temperatura y retracción producirán fuerzas transversales a los apoyos guiados tangencialmente. El cálculo exacto de estas fuerzas es inabordable pues habría de conocerse la temperatura de los vanos ya construidos cada vez que se hormigona un vano nuevo. No obstante, se puede hacer un cálculo simplificado que acote la magnitud de estas fuerzas. Para ello se va a suponer que todo el tablero se coloca sobre los apoyos a temperatura media y que su incremento o decremento de temperatura es uniforme a todo lo largo. En estas hipótesis las fuerzas transversales se pueden calcular imponiendo una deformación en planta al Puente consistente en la diferencia de la deformada libre por temperatura y retracción menos la deformada impuesta por las guías. Dado el gran radio de curvatura del Puente de Arosa, el resultado de este cálculo ha mostrado que las fuerzas transversales, por falta de compatibilidad cinemática eran de pequeña cuantía (inferiores a una tonelada por apoyo). También aparecen fuerzas

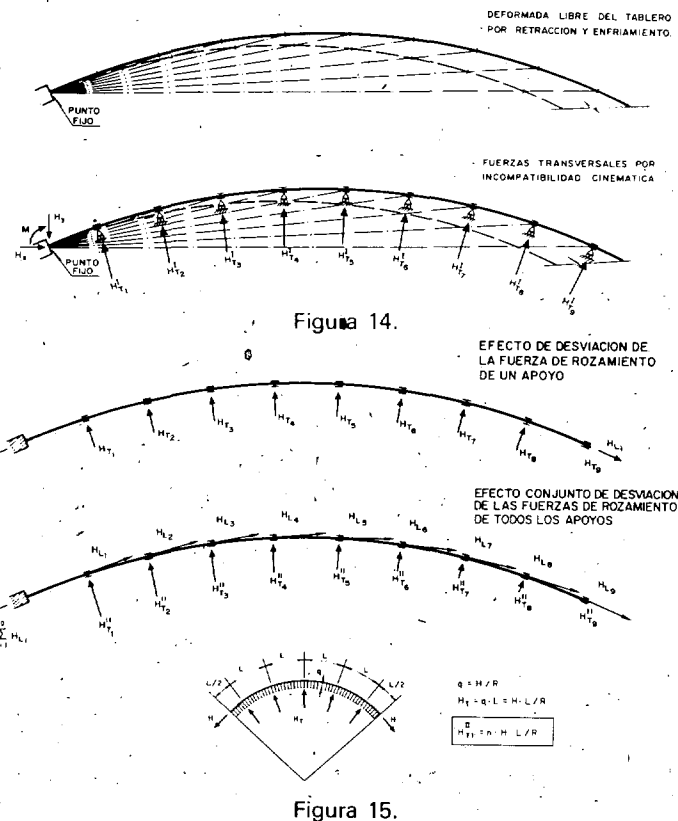
PUENTE SOBRE LA RIA DE AROSA

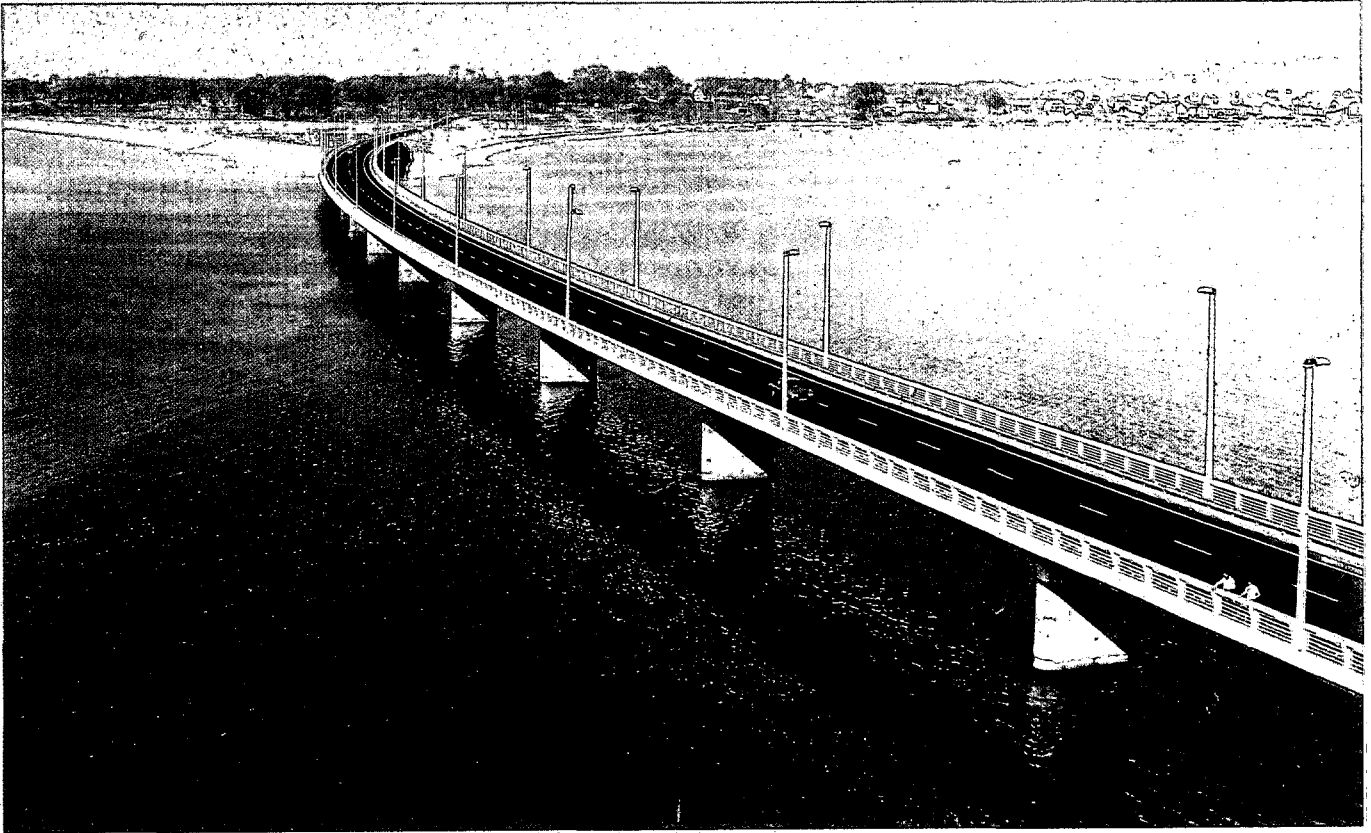
transversales de desviación consecuencia de la forma curva en planta. En efecto, la orientación tangencial de las fuerzas de rozamiento horizontales se logra por la actuación de unas fuerzas de desviación radiales en cada apoyo. Para el caso del Puente de Arosa el valor máximo resulta ser de 11.0 Tn/apoyo (figuras 14 y 15). Otras fuerzas transversales provienen de los errores de colocación en la orientación de las guías y las convencionales procedentes del viento sobre el tablero. Para repartir y amortiguar todas estas fuerzas se ha buscado un diseño de apoyos elásticos en el sentido transversal.

Respecto al cálculo cinemático de los movimientos longitudinales el primer paso es el cálculo o la determinación de los distintos coeficientes de acortamiento o alargamiento del Puente. El coeficiente de dilatación térmica, el coeficiente de retracción, el módulo de elasticidad y el coeficiente de fluencia. En el caso del Puente de Arosa todos estos coeficientes se han calculado según preconiza la instrucción española EH-80. En algunos parámetros que influyen en la determinación de estos coeficientes se han dado varias hipótesis. Así por ejemplo la humedad relativa, la edad de puesta en car-

ga, la velocidad de construcción. Para poder tantear la sensibilidad del cálculo se ha preparado un programa de ordenador específico.

Una vez determinados los coeficientes unitarios se han calculado para la pila n las deformaciones del tablero debido a retracción y fluencia teniendo en cuenta: Primero que a la pila n sólo le influye la retracción del vano i desde el tiempo $n \times P$ siendo P el periodo de construcción de un vano y que por tanto no hay que tomar en consideración las deformaciones que se producen en el vano i desde el tiempo $i \times P$ de su hormigonado hasta el tiempo $n \times P$ del hormigonado del vano n . Segundo, cual es el punto fijo en cada tiempo para cada apoyo n (hay apoyos con dos puntos fijos en el tiempo y otros, los del lado isla, que siempre tiene el mismo). Tercero, la hipótesis del tiempo t_f que se hace la transferencia ha de ser máxima o mínima según el sentido de los movimientos que se estudie y además el salto térmico habrá de ser triple que el real para los apoyos del lado continente que cambian de punto fijo. En efecto supongase, que se está calculando el movimiento de la pila n hacia la isla. Habrá que suponer que el día de la transferencia hace mucho calor y por tanto el tablero sobre pila n se ha movido hacia la isla en lo correspondiente al salto térmico desde la temperatura media del hormigón hasta el incremento máximo previsible sujeto al estribo continente. Después de la transferencia habrá de suponerse que el tablero se enfría hasta la temperatura media primero (segundo salto térmico) y hasta la mínima después (tercer salto térmico). Estos enfriamientos acortarán el tablero y harán que la pila n vuelva a moverse hacia el punto fijo que es ahora el centro del Puente, es decir, se moverá otra vez hacia la isla. Por otra parte, habrá que suponer un coeficiente de retracción y fluencia lo más abajo posible y una velocidad de construcción lenta como una hipótesis extrema; y una velocidad de construcción rápida con un coeficiente alto como la otra hipótesis extrema. Todas estas combinaciones se ha hecho para cada apoyo de cada pila y el resultado se ha incrementado en un 15 por 100 para dimensionar las placas de deslizamiento de los apoyos. Estas placas varían desde + 890 — 472 mm. en el estribo continente pasando por + 291 — 406 mm. en pila — 23 y llegando a + 227 — 710 mm. en estri-





bo isla (figura 16). El mismo programa se ha utilizado restando dos pasadas para calcular las juntas. Una pasada se hizo al momento de colocación y otra a tiempo infinito.

Referente a como se puede garantizar que los apoyos se colocan siempre para el tablero en su temperatura media, hipótesis implícita en el modelo de cálculo expuesto; hay que indicar que los apoyos llevan un dispositivo de predeslizamiento que permite colocarlos con el cero de la placa desplazado según la temperatura que

tengan los vanos ya construidos y la distancia al punto fijo. La fórmula de ajuste es simple y sólo se requiere conocer la temperatura del tablero (se han dispuesto termopares) y la temperatura media anual del hormigón.

Para este último dato se ha utilizado un modelo de cálculo de la citada Mary Emerson que correlaciona la temperatura del aire a la sombra media de las 48 horas anteriores con la del hormigón del Puente. La correlación es lineal y da la mínima diaria, la máxima se obtiene sumando un incremento de grados función de la estación. Para aplicarlo se han obtenido datos de varios años de estaciones próximas y con ellos se ha procesado un programa que ha dado como resultado que la T media será de unos 18° y que las variaciones máxima y mínima serán menores de los 20° tomados en cálculo.

Para cada pila o estribo del Puente se han calculado las reacciones y movimientos previsibles del tablero lo que se ha llevado a unos cuadros resúmenes de dimensionamiento de los apoyos. A partir de estos cuadros se ha realizado el dimensionamiento de los apoyos del puente.

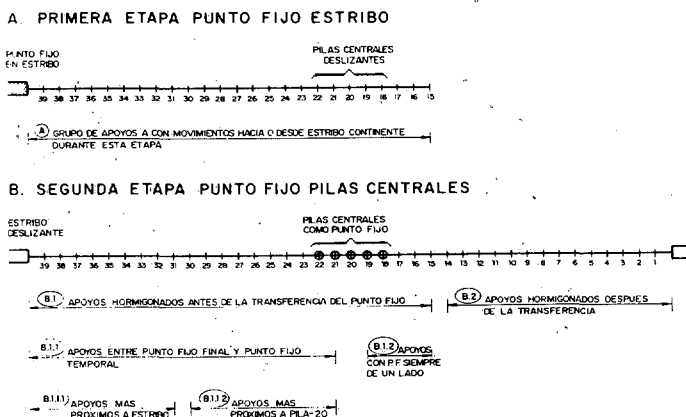


Figura 16.

El anteproyecto realizado por el Centro de Estudios y Apoyo Técnico (C.E.A.T.) de la Coruña, fue terminado en Febrero de 1980. El concurso se adjudicó a Ferrovial, S.A. en la primavera de 1983 y las obras empezaron en el verano de ese mismo año. El puente se inauguró el 14 de septiembre de 1985.

Una obra de esta envergadura siempre es el producto del trabajo y la colaboración de muchos ingenieros especializados en distintas materias, en el caso del puente de Arosa las intervenciones han sido muy numerosas y esperando no olvidar ninguna de las principales hay que citar las siguientes:

El anteproyecto del puente del C.E.A.T. de la Coruña fue dirigido por don Ramón Vidal de Artaza. El proyecto del concurso y de construcción fue realizado por don Santiago Pérez-Fadón de la Oficina Técnica de Ferrovial, S.A. a cuyo frente se encuentra don Fermin Velasco. En el Proyecto de la cimbra autolanzable se contó con la colaboración de Mekanotubo a cuyo señor Gewehr de su Oficina Técnica se debe el proyecto de este elemento auxiliar que resulta esencial para la construcción de este tipo de puentes. En el Proyecto de detalle de los apoyos se contó con la colaboración de Centro de Trabajos Técnicos C.T.T. que desarrolló sus diseños a partir de los más generales de la Oficina Técnica de Ferrovial, S.A., con especial participación de don Luis Ripoll. Para el estudio geotécnico y proyecto de la cimentación se contó con Geoestudios, S.A. y especialmente con don Antonio Guerra que diseñó la cimentación del Puente de acuerdo con los requerimientos estructurales del mismo.

En la construcción de la obra intervinieron:

La Dirección de Obra en una primera etapa fue ejercida por el C.E.A.T. de La Coruña, por don Andrés Corral de la División de Construcción a cuyo frente estaba don Pedro Sánchez Tamayo. Posteriormente la obra fue transferida a la Xunta de Galicia y la Dirección de obra pasó a don Antonio Iribarren, fallecido en julio-84, a partir de cuya fecha dirigió la obra don Crescenciano Esteban del Valle. La Jefatura de Obra fue ejercida por don J. Luis Gar-

cía Santiago asistido por don Agustín Fernández Vigo como Jefe de Producción, ambos de la Delegación Galicia de Ferrovial, S.A., a cuyo frente está don Juan Loureda Mantiñán.

Se ha contado además con la participación de las siguientes empresas especializadas:

El pretensado se realizó con sistema Tecpresa, empresa dirigida por don Antonio Gil. El control de calidad de materiales y fabricación se realizó por la Xunta de Galicia y para lo referente a los apoyos, por Intemac, cuyo director de su laboratorio don Adolfo Delibes participó directamente en el control de calidad de los apoyos. La instrumentación ha sido realizada por las empresas Ofiteco y Medytza respectivamente con la especial participación de J. A. Rabadán de la primera y R. Fernández Cuevas de la segunda.

Santiago Pérez-Fadón Martínez



Nació en Burgos en 1945 y es Ingeniero de Caminos Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Madrid, promoción 1971. Perteneció a la comisión internacional de métodos de construcción de la Federación Internacional de Pretensado. Perteneció asimismo a la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y a la A.I.P.C.R.

Desde 1971 a 1981 trabajó en Euroestudios, S.A. Ingenieros de consulta. En esta etapa desarrolló proyectos en varias especialidades entre los cuales destacan varios puentes pretensados: Puentes para la autopista Bilbao-Behobia, Puente sobre la ría de Urola, Puente restaurante en Arrigorriaga en la autopista Bilbao-Zaragoza, etc... A partir de 1982 se incorpora a la Oficina Técnica de Ferrovial, S.A. en la cual es responsable de las estructuras de obras civiles. Es autor del proyecto del puente de Arosa; de varios puentes en prolongación de la autopista de Palma de Mallorca al Arenal, Puentes en la circunvalación de Vitoria incluyendo un gran viaducto sobre el río Zadorra, y en la actualidad Ferrovial, S.A. está construyendo otro gran viaducto de voladizos con dovelas prefabricadas del cual es asimismo autor del proyecto.