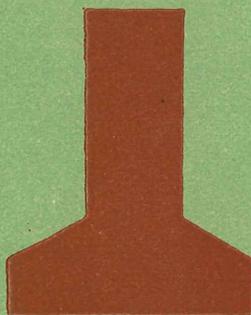
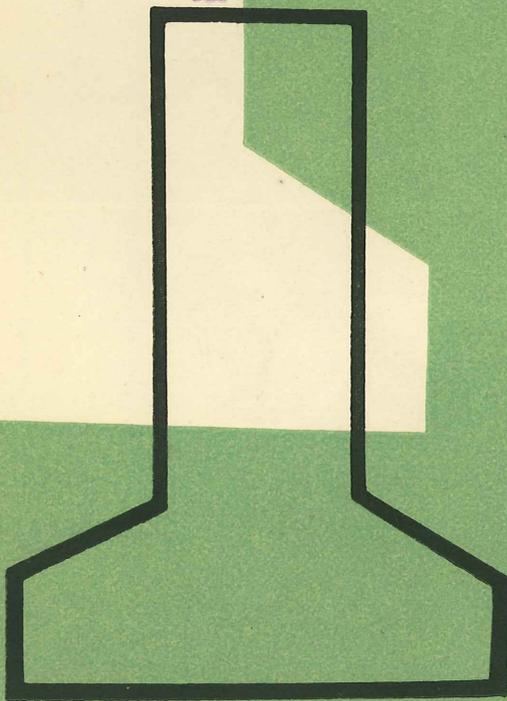


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

# hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 19 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO  
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

a

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS  
Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica

U L T I M A S   N O T I C I A S

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 19

Marzo-Abril 1954

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

457-3-5 Estructuras hiperestáticas en período elástico y en régimen plástico.- Por Y. Guyon.

- - -

N o t a : El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS EN PERIODO ELASTICO Y EN REGIMEN PLAS  
TICO.

Por Y. Guyon

- S i n o p s i s -

Se publica el informe, presentado por M. Y. Guyon al primer Congreso Internacional de la F. I. P. celebrado en Londres en Octubre de 1953, sobre el tema cuyo título encabeza este trabajo. En primer lugar M. Guyon hace un resumen de los trabajos entregados al Congreso, entre los que destacan los del Dr. Thomas, el prof. Magnel y M. Steinmann.

El trabajo del primero es un amplio y completo estudio del tema propuesto. El prof. Magnel pasa revista a las dificultades inherentes a las obras hiperestáticas de hormigón - pretensado en régimen plástico, llegando a la conclusión de que, en numerosos casos, la continuidad de una estructura no proporciona una economía cuantitativa. La memoria de M. Steinmann trata del cálculo de vigas continuas, placas y membranas.

Después de resumir también, aunque brevemente, otros trabajos presentados por M. Franco Levi, M. Paduart, M. de Keyser, etc., el profesor Y. Guyon critica y comenta ampliamente los temas resumidos anteriormente.

Sobre "Construcciones hiperestáticas" se han recibido varias comunicaciones que, por el hecho de referirse a diversos aspectos del tema, nos parece útil, dar una breve reseña de cada una, antes de intentar exponer las tendencias generales.

Tres de estas comunicaciones, la del Dr. Thomas, la del profesor Magnel y la de M. Steinmann, son verdaderas memo-

rias generales sobre el tema.

El trabajo del Dr. Thomas es un estudio condensado y muy completo de la cuestión, que él examina bajo los diferentes puntos de vista que a continuación se citan: práctica y ejecución, investigación experimental y teórica y proyecto.

Desde el punto de vista de la ejecución, el ensayo a que fué sometida la Pasarela del Festival de Londres puso de manifiesto que, sobre la seguridad a la fisuración y a la rotura, influyen ciertos factores que actúan desfavorablemente durante la construcción. Estos factores son, entre otros, las pérdidas de tensión en los cables por causa de un excesivo rozamiento, los errores cometidos en el trazado de las armaduras, la insuficiente calidad de los morteros que se inyectan, etc.

Según el Dr. Thomas, y éste es también nuestro parecer, estas circunstancias desfavorables son las que hacen que los coeficientes de seguridad, si bien suficientes para una obra normal sean inferiores a los valores que normalmente cabe esperar en una obra hiperestática. La comprobación que se ha realizado sobre este punto es concluyente en el sentido de que no hace intervenir la seguridad del sistema constructivo; sirve al mismo tiempo de advertencia sobre la necesidad de una rigurosa vigilancia de la obra durante la ejecución. Es esta última conclusión, sin duda alguna, la más interesante del ensayo.

Posteriormente, se han realizado otros ensayos sobre el rozamiento, que han puesto de manifiesto las sensibles mejoras que pueden lograrse si se evita el contacto de los cables con el material que les rodea, mediante la colocación de los -

mismos dentro de unas espiras de metal.

A continuación, y al tratar del comportamiento de las obras hiperestáticas bajo las cargas normales de trabajo, el autor de la memoria da como probable el hecho de que dicho comportamiento sea elástico.

Se estudia también la cuestión referente a las reacciones parásitas que se originan a causa de las deformaciones debidas al esfuerzo de pretensado, y el modo de reducir las o su primirlas; se indica, con este motivo, la conveniencia de realizar ensayos a largo plazo, con el fin de comprobar si tales reacciones, y en particular las debidas a los acortamientos ocasionados por la acción del pretensado y la retracción, y a la rigidez de los apoyos, se mantienen constantes a través del tiempo ó si, por el contrario, se produce una relajación.

Al abordar la cuestión del comportamiento de las estructuras en régimen plástico, el Dr. Thomas supone que la posibilidad de redistribución de momentos antes de la rotura, debe ser menor en el hormigón pretensado que en el hormigón armado; por el hecho de no existir un número suficientemente grande de ensayos, realizados sobre estructuras hiperestáticas pretensadas, esta opinión tiene que basarse en la circunstancia de que las deformaciones en la fase de rotura son sensiblemente menores en el hormigón pretensado que en el hormigón armado.

Por el contrario, siendo las deformaciones producidas antes de la aparición de daños visibles, mayores en el hormigón pretensado que en el hormigón armado, se deduce que es probable que el hormigón pretensado se adapte mejor que el hormigón armado a los asientos de apoyo y peor en la fase de rotura.

Parece ser que es fácil lograr un aumento de la resistencia a la rotura, lo mismo en el hormigón pretensado que en el hormigón armado ordinario, mediante estribos colocados en las zonas en las que el hormigón debe romperse.

Queda así de manifiesto la conveniencia y utilidad de realizar los cálculos basándose en la deformación de los materiales.

A continuación de lo expuesto, el Dr. Thomas pasa a comprobar que las economías obtenidas mediante la continuidad de las estructuras pretensadas, son muy pequeñas; describe seguidamente un sistema mixto hormigón pretensado-hormigón armado, que ha resultado ventajoso durante la construcción de un edificio en Londres; se consiguió la continuidad, entre un forjado no prefabricado, y las vigas principales, moldeadas "in situ" y pretensadas, mediante el empleo de aceros dulces introducidos en el forjado, perpendicularmente a las vigas principales.

Se ha demostrado, mediante un ensayo de carga cuyas medidas fueron registradas con elongómetros, que la colaboración, entre el forjado y las vigas, estaba perfectamente asegurada en los puntos previstos.

El autor se refiere después a la ventaja que proporciona la introducción de aceros dulces en ciertas zonas, con el fin de limitar y regularizar la fisuración debida a efectos secundarios.

En su memoria, el profesor Magnel pasa igualmente revista a las dificultades inherentes a las obras hiperestáticas de hormigón pretensado en régimen elástico, primera cuestión -

del tema propuesto.

Existen dificultades de cálculo a causa de las reacciones introducidas por las deformaciones debidas al esfuerzo de pretensado, dificultades de ejecución motivadas, por la sinuosidad del trazado que corrientemente se da a las armaduras y por las pérdidas de tensión que se producen por rozamiento, durante el tesado.

El profesor Magnel da los resultados obtenidos en los ensayos realizados para obtener el valor de dichas pérdidas.

Estos valores conducen a la ecuación exponencial

$$T = T_0 e^{-f\alpha}$$

en donde T es la tensión en una sección dada,  $T_0$  la tensión en el origen, f el coeficiente de rozamiento y  $\alpha$  la desviación desde el origen; esta ecuación es válida para valores de f comprendidos entre 0.27 y 0.3 con alambres de 5 mm. y entre 0.24 y 0.28 con alambres de 7 mm. Esto demuestra que cuando se toman las necesarias disposiciones, las pérdidas por rozamiento son muy pequeñas. El profesor Magnel atribuye este fenómeno al hecho de que los alambres no están en contacto continuo con el material que les rodea; esta afirmación está en perfecto acuerdo con la realizada por el Dr. Thomas.

El trabajo del profesor Magnel pone de relieve además, el hecho de que, en numerosos casos, la continuidad de una estructura no proporciona una sensible-economía; este es el caso, por ejemplo, de las vigas continuas de tramos iguales en las que la variación de momento (en el caso de carga en todo el

tramo), es la misma, en el punto medio de los tramos, que cuando las vigas son isostáticas; porque, si bien es verdad que el momento máximo positivo en un tramo cargado se reduce, este mismo tramo estará sometido a momentos negativos cuando esté descargada y los tramos adyacentes cargados.

En una reciente comunicación, hemos demostrado que, por el contrario, se pueden realizar economías evitando la transmisión de momentos negativos de un tramo al otro, mediante la adopción de empotramientos más o menos perfectos, en los extremos que han de beneficiarse con la reducción del momento positivo. En la misma comunicación hemos demostrado que puede lograrse el mismo resultado alternando tramos largos con tramos cortos. En su trabajo, el profesor Magnel se refiere a esta comunicación y la estudia en el caso particular de un tramo central largo y dos tramos cortos laterales; la relación óptima de las luces es igual a 0,3 y las economías entonces son importantes.

Independientemente de toda cuestión económica, la continuidad de una estructura, puede venir impuesta por las condiciones peculiares de cada obra.

Se indican en el trabajo del prof. Magnel diferentes procedimientos para lograr la continuidad de una estructura: moldeo "in situ", con cables interiores o exteriores; esta última forma permite aumentar las excentricidades del cable ya que, al no necesitar recubrimiento, puede alcanzar su trazado el borde de la viga; otros procedimientos son: empleo de bloques prefabricados; ejecución de la obra con juntas provisionales en los apoyos que posteriormente se sustituyen por piezas especiales

de unión para conseguir la continuidad.

El profesor Magnel emplea con preferencia para dichas piezas, barras de un diámetro relativamente grande, roscadas en sus extremos y tesadas con la ayuda de tuercas.

Se hace notar el hecho de que pueden simplificarse - los proyectos admitiendo que ciertas zonas pueden trabajar en tracción en casos extremos, y armándolas por consiguiente como si se tratase de hormigón armado.

Pasando a estudiar el período plástico, que es la segunda cuestión del tema propuesto, y basándose en los resultados obtenidos en ciertos ensayos el profesor Magnel estima necesario comprobar la seguridad a la fisuración, mediante un cálculo elástico que, según él, permitiría valorar la carga de fisuración con un 10% de error máximo aproximadamente. Para esta afirmación se apoya en los resultados de ensayos efectuados.

En lo que respecta a la seguridad a rotura, se refiere a una teoría que ya habíamos expuesto como consecuencia de ciertos ensayos realizados y que es una transposición al hormigón pretensado de los resultados obtenidos con otros materiales. Según esta teoría, si una sección alcanza, para un cierto valor  $P$  de la carga, su momento resistente  $M$  a rotura, el momento cesa de crecer en esta sección como consecuencia de las deformaciones plásticas, que dan lugar a giros bajo momento constante; la sección se comporta, para cargas superiores a  $P$ , como una rótula; los momentos  $M'$  de sentido contrario a  $M$ , aumentan rápidamente desde ese instante, en la sección más solicitada, hasta que  $M'$  alcanza, a su vez, el valor del momento resistente, para una carga  $P'$ ; por encima de esta carga, dicha

sección se comportará como una segunda rótula; la estructura se libera así, sucesivamente, uno tras otro, de sus enlaces superabundantes, hasta que alcanza un estado de equilibrio isostático, es decir hasta que el número  $N$  de rótulas plásticas que aparecen sucesivamente, sea igual al número de enlaces superabundantes en la zona que se estudia; la aparición de la rótula  $N + 1$  convierte ya al sistema en inestable y la carga bajo la cual se presenta esta rótula, es la carga de rotura.

Dicha teoría fué enunciada por nosotros en una conferencia pronunciada en Londres en Diciembre de 1952. Posteriormente se ampliaron detalles en una publicación de la revista "Travaux" y en la conferencia dada en Madrid en Mayo de 1953.

El profesor Magnel no está conforme con esta teoría a menos que se le impongan importantes restricciones. Una de estas, referente al caso de una carga única que, partiendo de cero, llega a ser la carga de rotura, nos parece que es consecuencia de una confusión sobre el significado de los términos empleados en la exposición de dicha teoría. El profesor Magnel interpretó que considerábamos que el momento de una sección se hacía estacionario o casi estacionario al alcanzar la fisura, cuando, en realidad, el momento puede aumentar aún (a veces mucho), hasta alcanzar el momento resistente a rotura.

Sólo cuando se alcanza este límite, puede considerarse como infinita la capacidad de rotaciones plásticas en comparación con el número necesario de ellas; por consiguiente la estructura, puede adaptarse a la configuración que necesita adoptar para alcanzar el estado final de equilibrio que, como

consecuencia de la determinación de los momentos en un número suficiente de secciones, resulta isostático. Y es precisamente dicho momento resistente a la rotura y no el momento de fisuración, el que hemos tomado como límite en las secciones de las rótulas plásticas sucesivas.

Añadiremos que, expuesta así la teoría, toda ella que da confirmada por los ensayos realizados (en Francia y en Inglaterra). Hemos creído poder deducir una propiedad bastante notable que cita el profesor Magnel, y que es una generalización al régimen plástico de una propiedad demostrada ya para el período elástico: la seguridad de una viga dada, al menos entre amplios límites (\*), no depende más que de la forma intrínseca del cable medio (es decir del lugar geométrico de los centros de gravedad de los cables) y de la posición de los anclajes extremos, siendo independiente de los puntos de paso del cable medio sobre las verticales de los apoyos intermedios.

Pero admitiendo que esta teoría sea válida en el caso de cargas únicas ¿lo será también en el caso de cargas repetidas?

El prof. Magnel estima que no, basándose para esta negativa, por una parte, en los resultados experimentales obtenidos sobre vigas de acero por el prof. Massonet, y por otra, en

---

(\*) Si un cable está situado muy próximo a un borde comprimido, puede aparecer fuertemente disminuido el momento resistente como consecuencia de la insuficiente resistencia del hormigón que rodea el cable y en este caso dicha propiedad no se satisface.

los resultados obtenidos por él mismo en unos ensayos de fisura ción y de rotura de vigas isostáticas sometidas a cargas alter-nadas.

Llega a la conclusión de que la adaptación del mate- rial permite contar con una elevación de la carga de rotura res pecto a la que se podría prever con ayuda de las teorías elásti cas; pero, que el establecimiento de reglas suficientemente se- guras necesita el estudio teórico y experimental de leyes reales de deformación (variación del momento en función de la curvatu- ra cuando se ha sobrepasado el límite elástico) reemplazando la noción demasiado esquemática de rótula plástica.

El trabajo de M. Steinmann trata del cálculo de vigas continuas, pórticos y membranas en régimen elástico y en perio- do plástico.

En régimen elástico, considerado por el autor como el normal de trabajo, M. Steinmann, admite esfuerzos de tracción bajo carga, del orden de  $1/4$  a  $1/6$  (para las vigas) y de  $1/2$  a  $1/3$  (para las placas) de la resistencia en tracción del hormi- gón, bajo la acción de un momento flector; por ello se necesitan aceros complementarios no tesos debiendo ser el diagrama tensión -deformación de estos aceros semejante al de los aceros de pre- tensado (En los puentes ferroviarios no se admiten tracciones). En relación con el período plástico se estudia sólo lo que se - refiere a la seguridad a rotura.

M. Steinmann expone a continuación una teoría de adap- tación, en vigas o pórticos, por medio de la formación de rótu- las plásticas, análogas a los que se han reseñado anteriormente.

Un punto muy importante del trabajo es el que se refie

re a las articulaciones plásticas en sistemas bidimensionales: placas, bóvedas y cúpulas; estas articulaciones adoptan la forma bien de líneas (de rotura), rectas en el caso de placas, ó curvas trazadas sobre la superficie de las bóvedas cilíndricas, ó bien superficies plásticas limitadas por un contorno cerrado en el caso de cúpulas.

El autor presenta algunos ejemplos numéricos y los resultados de algunos ensayos efectuados; la experiencia demuestra que la resistencia de una cúpula pretensada es superior a la de una no pretensada; el peligro de pandeo, causa de la probable ruina, queda aminorado por la acción del pretensado, sin duda alguna a causa de la deformación previa que modifica los radios de curvatura en sentido favorable.

M. Paduart examina en su trabajo la influencia que la plasticidad del hormigón ejerce sobre las deformaciones de las vigas; y por consiguiente sobre las reacciones en los apoyos de las estructuras hiperestáticas. Si se supone que el diagrama tensión-deformación es de forma parabólica, las sencillas fórmulas indicadas por M. Paduart permiten determinar fácilmente los elementos de reducción ( $N$ ,  $M$ ) cuando se conocen las contracciones de las fibras extremas o bien resolver el problema inverso. Se facilitan los cálculos mediante unos ábacos que se refieren a secciones rectangulares y secciones en doble T. En el período normal de trabajo, si el hormigón posee la calidad media supuesta, el aumento de curvatura con relación a la que habría tenido sin plasticidad, parece bastante débil bajo las cargas de trabajo, siempre que las secciones estén completamente comprimidas. En un ejemplo numérico, M. Paduart logra alcanzar un

aumento del 9%.

La SOCOE ha presentado un estudio sobre obras hiperestáticas, recientemente construídas en Bélgica, que ofrecen nuevos detalles muy interesantes: en una primera serie de obras (puentes sobre el canal Nimy-Blaton) se realizó un ajuste de las reacciones en los apoyos, por medio de gatos planos, que permitió crear un empuje regulable a la altura de la zapata de cimentación; en otra obra la organización de los apoyos y su separación, permitió crear empotramientos en los extremos de los tramos.

M. de Keyser, ingeniero de la misma Sociedad, estudia, refiriéndose particularmente a las obras mencionadas, el problema de la relajación de los esfuerzos de pretensado en las construcciones hiperestáticas. En el caso de uniones no regulables, esta relajación consiste en una pérdida de tensión de los aceros y pueden conservarse los coeficientes que se emplean para determinar esta pérdida en las obras isostáticas.

El hecho de regular las reacciones, constituye un pretensado de la misma clase que el que se realiza mediante el tensado de los cables; pero este pretensado complementario da lugar a una modificación determinada de la posición de los apoyos. Es esta una diferencia esencial con los otros tipos de pretensado. Estos últimos, en efecto, hacen aparecer reacciones parásitas que anulan, en los apoyos, la deformación que sufriría la viga si careciese de enlaces; siendo la deformación proporcional a  $\frac{1}{E}$ , y siendo el esfuerzo necesario para anularla, proporcional a E y a la deformación, este esfuerzo, es decir, la reacción parásita, puede considerarse como independiente de las variaciones que, a lo largo del tiempo, sufra el módulo de

elasticidad. Por el contrario, al regular las reacciones, la de formación permanece constante, ya que es esta la que se habría debido crear para obtener, en el momento de efectuar dicha regulación, el esfuerzo que se desea ejercer; una vez que cesa la acción de los gatos, la reacción complementaria introducida, - disminuye con el tiempo como consecuencia de la disminución progresiva del módulo elástico.

El profesor Sarmento describe un sistema mixto de estrutura hiperestática empleado en Portugal; el tipo descrito con más detalle es un forjado con nervios ortogonales; los nervios situados en uno de los sentidos están pretensados y l o s perpendiculares a ellos están armados con aceros dulces; el encofrado de estos nervios, que queda incorporado al forjado, está formado, por una parte, por placas pretensadas que constituyen la armadura inferior de los nervios sometidos al esfuerzo de pretensado, y por otra parte está constituido por piezas cerámicas apoyadas sobre las placas e intercaladas entre ellas, y de forma tal que dejan los huecos necesarios, destinados a ser rellenados al verter posteriormente el hormigón y constituir - los nervios no pretensados. Se han efectuado ensayos, pero los resultados no han sido publicados todavía, el profesor Sarmento ha comprobado que la colaboración entre ambos tipos de armadura, es muy satisfactoria y se mantiene hasta la rotura como - consecuencia de los fenómenos plásticos. Propone un método de cálculo elástico y plástico, así como una fórmula que da el momento de rotura para cada dirección de los nervios.

El profesor Franco Levi ha enviado, con carácter particular, una memoria sobre los ensayos que ha efectuado en el aerodromo de Casella (Italia) sobre placas pretensadas en dos-

direcciones, y que se apoyan sobre suelo elástico. Esta memoria ha sido ya publicada, pero creemos que ello no es obstáculo para que ahora sea comentada. Estos ensayos constituyen, en efecto, una importante contribución en lo que se refiere a un especial comportamiento elasto-plástico. Las extraordinarias resistencias alcanzadas, muy superiores a las previstas, de acuerdo con las teorías elásticas parecen debidas a que, cuando el momento positivo bajo la carga, ha alcanzado el valor del momento resistente, la placa se articula como consecuencia de un agrietamiento invisible (peso revelado por las medidas realizadas a partir de cierta carga) en la cara inferior; entonces los momentos negativos crecen más rápidamente hasta que alcanzan a su vez el valor del momento resistente de la placa, sobre una circunferencia concéntrica a la carga, y cuyo radio depende de la rigidez relativa de la placa y del suelo que sirve de apoyo.

Los ensayos del profesor Franco Levi confirman ciertas interpretaciones que habíamos dado respecto de los ensayos realizados en Orly sobre una placa de igual naturaleza.

M. Lebelle ha presentado una comunicación que se refiere a ciertas innovaciones en la construcción, actualmente en período de realización, de placas igualmente pretensadas en dos direcciones y apoyadas sobre un suelo elástico, destinadas a pistas de aterrizaje.

De Holanda se han recibido dos comunicaciones. Una de ellas (Sociedad Schokbeton) describe ciertas estructuras hiperestáticas realizadas mediante elementos prefabricados: vigas continuas constituidas por piezas unidas entre sí mediante cables; arcos destinados a soportar un techo o cubierta, consti-

tuidos, igual que el tirante por bloques unidos de igual modo, etc.

La otra comunicación se refiere al puente de Nimega, (Sporwegbouwbedrijf), puente carretero de tres tramos de 25 m. de luz cada uno. La originalidad de este puente consiste en haber conseguido la continuidad mediante una especie de entarimado realizado con vigas prefabricadas; a tal efecto las vigas de cada tramo se prolongan más allá del apoyo intermedio y quedan en voladizo entre las vigas del tramo adyacente. La unión de todas se obtiene mediante un pretensado transversal.

Por nuestra parte hemos presentado dos comunicaciones, una sobre los recientes ensayos efectuados sobre placas continuas, otra sobre una relación entre las rotaciones plásticas y los momentos en las secciones de apoyo de una viga continua.

El conjunto de trabajos recibidos refleja el interés que se tiene, en todos los países, por el estudio de las dificultades especiales que presenta la continuidad en el hormigón pretensado. Como consecuencia de estas dificultades el desarrollo de las estructuras hiperestáticas pretensadas ha sido mucho menor y más lento que el de las isostáticas. Y, sin embargo, poco a poco, incluso en los países que parecían más opuestos a esta modalidad se han realizado ya importantes y numerosas estructuras de este tipo.

No podía ser de otro modo; independientemente de to-

da preferencia, independientemente de toda ventaja económica, que no siempre es evidente, puede imponerse la continuidad y, en este caso, el ingeniero no debe soslayar las dificultades sino vencerlas.

Su recompensa es por otra parte el hecho de que una obra hiperestática es casi siempre un éxito; ya que no puede tratarse nunca de una obra mediocre.

Nos hubiera gustado, para finalizar, citar el mayor número posible de obras de este tipo realizadas hasta el momento. Sólo podemos dar un resumen, de acuerdo con los datos que hemos recibido.

Salvo error por nuestra parte, Francia es el primer país en el que se ha aplicado el pretensado a obras hiperestáticas, y aún hoy se encuentra a la cabeza, por el número total de obras de esta clase realizadas. Basta citar el puente de Lu zancy, que puede considerarse como un arco muy rebajado del que se deriva toda una escuela constructiva; los cinco puentes so bre el Marne que le siguieron, se construyeron según sus mismas ideas directrices, mejoradas por la experiencia: prefabricación de dovelas en taller, unión por medio de pretensado par cial, transporte fluvial, lanzamiento sin cimbra y control de los apoyos. La galería cubierta de Rouen, los depósitos de Orléans, numerosos edificios industriales, la Estación marítima del Havre, el puente Battan, son otros tantos ejemplos que demuestran como se han ido superando las dificultades.

En Bélgica, el profesor Magnel nos cita el puente de Sclayn y el de Dinant, que son dos bellos puentes continuos de dos tramos, constituidos por vigas cajón con cables rectilíneos;

el puente de Zofu que será construido en el Congo a base de bloques prefabricados, el puente sobre el Canal periférico de Gante, con cables exteriores a las vigas y diversas estructuras de edificios.

También en Bélgica, la S.O.C.O.L cita los puentes sobre el canal Nimy-Blaton en los que el pretensado ha permitido realizar empotramientos artificiales en los extremos del tramo, y el puente de Erembodegem en el que se han creado empotramientos en los apoyos de cada tramo, para impedir la transmisión de momentos de un tramo al otro.

En Inglaterra, la Pasarela de Oxford constituye el primer ejemplo de pórtico empotrado, destacable por su ligereza. El puente del Festival, ya citado, es un ejemplo muy interesante de pórtico múltiple. Se han realizado además diversas estructuras, entre otros la oficina de Correos en Willesden.

Creemos que debe añadirse a esta lista en concepto de obras completamente hiperestáticas, las cubiertas pretensadas.

En Holanda se han realizado las obras mencionadas anteriormente: vigas continuas y arcos para cubiertas, constituidos por bloques unidos; el puente de Nimega; el de Leymuiden y el que se está construyendo sobre el Amstel, en Amsterdam; en uno y otro las vigas son prefabricadas y pretensadas aisladamente uniéndolas posteriormente por un pretensado general; las uniones entre vigas se sitúan dentro de lo posible, en las secciones de débil variación de momentos. Es preciso citar igualmente las cubiertas en diente de sierra pretensadas mediante cables parabólicos, que crean a la vez el pretensado longitudi-

nal y los empujes necesarios en el sentido transversal.

En Alemania son numerosos los puentes continuos. No hemos recibido comunicaci3n alemana, pero conocemos bien las obras construidas por Wayss und Freytag; las realizaciones de M. Leonhardt, con sus cables de sinuosidad mltiple; es tambi3n muy conocido su procedimiento de tesado mediante placas de deslizamiento interpuestas entre los alambres.

De Italia no hemos recibido tampoco m3s comunicaci3n que la que se refiere a las placas del aer3dromo de Cassella.

Pero sabemos que en este pa3s se estudia mucho la hiperestaticidad y que se han proyectado muchos puentes continuos; tambi3n sabemos que se construyen varias estructuras de edificios.

De Portugal hemos resumido los estudios y realizaciones del Prof. Sarmiento. No hemos recibido ninguna comunicaci3n de Am3rica del Norte ni de Am3rica del Sur. Pero el puente de Joazeiro, en el Brasil, que es un puente ferroviario de trece tramos de 45 m. de luz, constituido por vigas prefabricadas, pretensadas y unidas entre s3 mediante un pretensado general - realizado con cables exteriores a las vigas, es un ejemplo muy conocido de todos.

Igualmente se conocen los puentes en arco de la carretera de Caracas a la Guaira, con luces de 152 m.

En el Jap3n aumenta cada vez m3s el inter3s en favor de la continuidad; se ha proyectado construir una galer3a cubierta y se est3 estudiando el problema de las estructuras de edificios.

Una vez resumidas las diferentes comunicaciones y después de haber intentado mostrar cómo se encuentra el panorama -- internacional, puede intentarse deducir las tendencias generales que se manifiestan.

Todos los autores coinciden en apreciar las grandes dificultades que se presentan en el período elástico a consecuencia de las exigencias resistentes particularmente cuando es necesario emplear cables curvos; a consecuencia de estas dificultades es preciso realizar un riguroso control de la obra pues en caso contrario pueden cometerse errores que desvirtúan los -- penosos cálculos, que ha de realizar el proyectista, errores que por otra parte pueden reducir la seguridad. Los rozamientos deben reducirse al mínimo, dependiendo de ello la seguridad a la fisuración y en cierta medida la seguridad a la rotura; los con -- tactos no continuos de las armaduras con sus fundas permiten -- una mejora sensible, pudiendo obtenerse la discontinuidad de di -- ferentes modos (paso por diafragmas, interposición de espiras -- metálicas etc.).

Deben cuidarse mucho las inyecciones so pena de una reducción de la seguridad y de que se produzcan corrosiones en las barras.

Las dificultades disminuyen si se pueden emplear ca -- bles rectilíneos (galería cubierta de Ronen, depósitos de Or -- leans, puente de Schyn, etc.). Es este un asunto que depende -- del proyecto y de las formas de las vigas.

Las dificultades inherentes a las reacciones hiperes -- táticas de pretensado pueden eliminarse, teóricamente, mediante articulaciones provisionales o regulando adecuadamente las reac --

ciones de apoyo. Pero aquí se presenta una dificultad comentada por el Dr. Thomas en su informe y desarrollada con mayor extensión en la comunicación de M. de Keyser. Realizar una corrección en los apoyos es imponer una deformación; ahora bien esta deformación, que exige un esfuerzo  $R$  en el instante de su creación, no necesitará más que un esfuerzo  $\frac{R}{2}$  ó  $\frac{R}{3}$  al fin de un determinado plazo como consecuencia de las deformaciones lentas del hormigón. Parece ser que los únicos métodos que es posible emplear con el fin de asegurarse de la exactitud de la regulación consisten, bien en disponer lo necesario para poder repetir la regulación cuando ello sea preciso, o bien en crear una reacción de regulación mayor que la necesaria durante un tiempo limitado con el fin de obtener al cabo de este tiempo la deformación límite que se habría tenido al final de un largo plazo bajo la reacción deseada (por ejemplo durante un mes y medio un esfuerzo igual a vez y media el querido, de acuerdo con lo que propone M. de Keyser). Pero esto no siempre se puede hacer y, por otra parte, en obras de poca importancia, las operaciones necesarias para lograrlo son de una complicación que no guarda proporción con el resultado obtenido.

Cuando no sea posible efectuar la regulación de los apoyos habrá que afrontar todas las dificultades que se presentan en el cálculo normal de una obra hiperestática.

Desde el punto de vista de la resistencia y no considerando más que el comportamiento de la pieza en período elástico, el problema se reduce a obtener, después del tesado de las armaduras y teniendo en cuenta las reacciones hiperestáticas debidas a las deformaciones engendradas por el esfuerzo de pretensado, una curva de presión tal que, en cada sección, y -

bajo la influencia de los momentos producidos por las cargas exteriores, el centro de presión caiga siempre dentro de un cierto núcleo límite.

Es a esta curva de presiones de pretensado a la que hemos llamado curva estable o concordante (porque un cable (\*) que coincide con ella no crea ninguna reacción hiperestática); es preciso buscar el procedimiento para trazarla del modo más sencillo posible. Tanto, si se intenta obtener, sin tanteo directamente, una forma posible de cable, como si, por el contrario, se adopta en principio un trazado arbitrario para modificarlo posteriormente, no se puede prescindir de esta noción de curva estable de presiones (y por consiguiente de la noción de cable concordante) ya que es sobre esta curva sobre la que han de efectuarse las comprobaciones; en el caso de que se haya elegido a priori arbitrariamente la trayectoria del cable, las correcciones sucesivas, bien de la forma de la viga, bien del trazado del cable, no constituyen mas que uno de los procedimientos, y no siempre de éxito seguro, para determinar dicho cable concordante. La deducción de leyes generales para el trazado de cables concordantes, permitiría sin duda, alcanzar más rápidamente y con mayor seguridad el resultado apetecido.

Tales leyes han sido enunciadas en numerosas ocasiones y por diversos autores y creemos que no es necesario insis

---

(\*) El cable es siempre el medio; es decir, el lugar del centro de gravedad de los distintos alambres y el esfuerzo que crea puede ser uniforme o variable.

tir más sobre ellas. Unicamente conviene llamar la atención sobre las posibilidades de transformación de los trazados así obtenidos mediante giros y traslaciones del conjunto de cables - en cada tramo, conservando las posiciones de los anclajes y - manteniendo la forma intrínseca del cable en cada tramo.

Por otra parte, a nuestro parecer, y esta es una razón más para no haber insistido sobre propiedades ya bien conocidas (aunque no siempre fáciles de aplicar), las experiencias realizadas para estudiar el período plástico, parecen demostrar que no es necesario afinar mucho en esta cuestión.

De cualquier forma, y sin que ello entrañe la menor imprudencia, parece que, en general, se está de acuerdo en la ventaja de admitir, en ciertas zonas, tensiones de tracción moderadas a condición de introducir aceros dulces en las zonas - extendidas. El Doctor Thomas menciona esta ventaja pero desde un punto de vista cualitativo, sin dar detalles numéricos; este sería, a su parecer, el medio de regularizar y limitar el agrietamiento bajo efectos no previstos.

M. Steinmann admite tensiones de tracción del orden de  $1/4$  o de  $1/6$  de la resistencia a tracción, por flexión, para las vigas, disponiendo armaduras constituidas por aceros no tesos análogos a los que constituyen la armadura de pretensado.

El profesor Magnel admite un esfuerzo de tracción de  $35 \text{ Kg/cm}^2$ , calculado elásticamente, e indica que la armadura ordinaria constituida por los aceros dulces debe bastarse por sí sola para en caso de fisuración asegurar la resistencia como si se tratase de una pieza de hormigón armado.

Por nuestra parte hemos propuesto tensiones límites

de este orden en varios estudios y demostrado experimentalmente, que en las vigas isostáticas no había, en estas condiciones, ningún peligro grave de fisuración (a condición de que los aceros dulces necesarios fueran de pequeños diámetros, y estuviesen bien repartidos a distancias del orden de 6 a 7 cm.), y que por consiguiente no se perdería ninguna de las ventajas del pretensado. Creemos que, en el caso de estructuras hiperestáticas se debe llegar aún más lejos admitiendo el mismo límite de  $35 \text{ Kg/cm}^2$ , pero obtenido mediante cálculo plástico, según el procedimiento que expondremos más adelante.

No creemos, por otra parte, que los aceros dulces deban estar colocados obligatoriamente por encima de los apoyos, como indica el profesor Magnel; las zonas que han de estar armadas, o más exactamente, las que han de comportarse como dúctiles, por la distribución de los aceros, son aquellas que han de trabajar a tracción; esto puede ocurrir en las secciones medias de los tramos y depende de los estados de carga y de su asimetría.

Dentro de un orden de ideas análogo, en cuanto a asociación la resistencia conseguida por los aceros dulces, a la resistencia lograda mediante el pretensado, se manifiesta una tendencia en favor de ciertas estructuras mixtas de hormigón pretensado-hormigón armado.

La analogía es, por otra parte más aparente que real, puesto que en este caso, se ha aceptado íntegramente el comportamiento de la estructura como hormigón armado puesto que únicamente se tiene en cuenta su resistencia y por consiguiente se ha aceptado el riesgo de que exista fisuración. En el ejemplo-

citado por el Dr. Thomas, los aceros dulces que se emplean para conseguir la continuidad se introducen por encima de las vigas principales; el Prof. Sarmiento hace trabajar la estructura como pretensada en un sentido, y como hormigón armado en el sentido perpendicular; en estos dos casos se han realizado ensayos y los resultados obtenidos han estado de acuerdo con lo previsto. Hemos de añadir que M. Lebelle construye actualmente un edificio en el que las vigas de hormigón armado están unidas entre sí mediante pretensado, trabajando entonces el hormigón armado a flexión compuesta.

Se manifiesta en esto una nueva tendencia a la cual no parece que puedan oponerse reparos, puesto que asociados procedimientos de construcción, cada uno de los cuales se encuentra suficientemente sancionado por la experiencia. Lo único que cabe discutir (y ello es de una importancia secundaria) es si se debe dar siempre a tales sistemas el nombre de hormigón pretensado.

- - -

El estudio de las estructuras de hormigón pretensado en régimen plástico, está todavía en sus comienzos; no es de extrañar, por consiguiente, que existan amplias divergencias entre los puntos de vista mantenidos sobre el particular por los diversos autores.

El profesor Magaél mantiene el criterio de que no es suficiente calcular a rotura las estructuras y de que es preciso tener en cuenta también el estado de fisuración. Afirma, que

mediante las teorías elásticas, que no es posible abandonar, puede preverse la solicitación de agrietamiento con un error menor del 10%. Para el Dr. Thomas, también bajo las cargas normales - de trabajo, las estructuras se comportan elásticamente. Sin embargo el criterio no es exactamente el mismo puesto que, aunque implícitamente, se hace ya intervenir un nuevo factor, el coeficiente de seguridad a la fisuración. En la comunicación de M. Paduart se afirma, igualmente, que los giros plásticos, en condiciones normales, son muy pequeños; pero se plantea también el problema de la seguridad a la fisuración. Este último trabajo se refiere a secciones totalmente comprimidas.

Según parece deducirse de los informes presentados por el prof. Sarmiento y M. Steinmann, ambos autores coinciden con la opinión del Prof. Magnel.

Por otra parte, el profesor Franco Levi, en sus ensayos sobre placas, he podido apreciar la presencia de fenómenos plásticos antes de llegar a la fisuración. Lo mismo ha sucedido en nuestras experiencias sobre vigas continuas. En ellas hemos comprobado, de un modo indudable, fenómenos plásticos antes de la fisuración. Ellos constituyen la única explicación posible a las tensiones de tracción extremadamente elevadas que se observan. En algunos casos, dichas tensiones han llegado a ser iguales a dos veces y media la resistencia medida sobre probetas sometidas a flexión. Análogos resultados se han obtenido también, en recientes ensayos sobre placas continuas.

Estas divergencias de opinión no pueden explicarse como simples diferencias de interpretación, siendo necesario admitir que lo que ocurre es que, en unos casos, existe adapta -

ción y en otros no. Resulta, por consiguiente, evidente, que ciertos sistemas son adaptables y otros no lo son.

El estudio de las posibilidades de adaptación, aparece, en consecuencia, como esencial si se quiere sacar el debido fruto de las ventajas que ofrece, sin correr riesgo alguno. Para efectuar dicho estudio conviene, previamente, aclarar el significado de los diversos términos que en él se emplean.

Toda sección posee, con las naturales variaciones, un determinado momento resistente a la fisuración, o, más exactamente, dos momentos resistentes, uno positivo y otro negativo. La adaptación consiste en una tendencia de la estructura a utilizar al máximo sus posibilidades resistentes, mediante una redistribución de los momentos, para lo cual se producen unos giros plásticos unitarios (\*) en aquellas zonas en las cuales el valor del momento se aproxima al del momento resistente.

Para otros materiales, se emplea, frecuentemente, la expresión "rótula plástica". El profesor Magnel hace notar, con razón a nuestro modo de ver, que tal designación es impropia - cuando se trata de la fisuración del hormigón pretensado. No se puede hablar de rótulas más que cuando el momento permanece estacionario mientras que las deformaciones aumentan. En el caso de la fisuración, el momento no es constante sino únicamente -

---

(\*) Se entiende por "giro unitario" el giro por unidad de longitud, es decir, la relación entre el giro  $d\alpha$  y la longitud  $ds$ . El giro unitario es, por consiguiente, igual a la curvatura  $\frac{1}{r}$ .

de crecimiento lento en función de los giros unitarios; (ó, inversamente, el aumento de curvatura se hace muy rápido en función de los momentos). Sin embargo, no existe mayor inconveniente en aceptar la palabra "rótula", siempre que se especifique claramente lo que tal palabra significa.

Por otra parte, una rótula no es, en realidad, una sección sino una zona de cierta longitud cuya sección central alcanza su momento límite; la magnitud del giro total posible en la rótula es igual a la suma de giros plásticos a lo largo de la zona, entendiendo por giro plástico la diferencia entre el giro real y el que experimentaría trabajando en régimen elástico. Esta amplitud total de giro, aparece limitada en función de la curvatura admisible y de la longitud de la zona.

Supongamos un sistema constituido por  $N$  enlaces hiperestáticos. Dicho sistema quedará determinado cuando se conozca la magnitud del momento en  $N$  puntos; lo que ocurrirá cuando  $N$  secciones alcancen su momento resistente (momento conocido). En general, el signo de estos momentos es, alternativamente, positivo y negativo en las sucesivas rótulas. Finalmente, el sistema se destruirá (es decir, en este caso, se fisurará) cuando un nuevo aumento de carga origine la  $(N + 1)$  éxima rótula.

Cuando tal estado de cosas sea posible, podrá decirse que en el sistema existe adaptación completa. Pero ello no siempre es posible ya que en algunas ocasiones, la magnitud de los giros necesarios en las diferentes rótulas es superior a la admisible. En estos casos, la sección que primero ha alcanzado su momento límite, no puede "esperar" a que las otras secciones (las de futuras rótulas) se encuentran en estado plástico.

Todo esto conduce a tener que estudiar, conforme a lo indicado por el prof. Maguel y el Dr. Thomas, las leyes que ligan los momentos con las deformaciones. Es decir, habra que estudiar: por una parte, las leyes de variación de los giros unitarios en función de los momentos; por otra, los límites de curvatura admisibles y, finalmente, la determinación de las longitudes afectadas por la plastificación. Estos estudios deben - ser, fundamentalmente experimentales. Sin embargo, interesa también conocer dichos fenómenos teóricamente aunque sólo sea para poder interpretar correctamente los resultados obtenidos en los ensayos. Por nuestra parte, y a título de contribución al amplio plan de trabajos que se plantea, hemos presentado al Congreso una comunicación sobre un aspecto particular del problema.

Cuando se realicen los ensayos, será preciso tener en cuenta una serie de circunstancias, si no se quiere correr el riesgo de interpretar erróneamente muchos resultados, por ejemplo, cuando no se compruebe ningún aumento sensible de resistencia.

Primeramente, los giros unitarios no serán suficientes (primera condición para que sea posible la redistribución de momentos) más que cuando el material sea adecuadamente dúctil. En el caso del hormigón a tracción, parece ser que esta ductilidad sólo puede obtenerse, introduciendo una armadura suplementaria de distribución, conforme a lo indicado por el Dr. Thomas.

Por otra parte, determinados sistemas no se adaptan porque no tienen necesidad de adaptarse ya que los momentos re

sistentes límites son alcanzados elástica y simultáneamente en el número suficiente de secciones. Es lo que ocurre, por ejemplo, en el caso de una viga continua de dos tramos iguales y sección constante, pretensada mediante la acción de un cable central y sometida a una carga uniformemente distribuida sobre un sólo tramo, de tal modo que el momento sobre el apoyo central y sobre el tramo tengan el mismo valor absoluto. Es también el caso de cualquier sistema elástico en el cual las resistencias límites se alcanzan, simultáneamente, en un número suficiente de secciones.

Esto equivale a decir que, toda estructura en la cual, aplicando las teorías elásticas, se logra aprovechar al máximo las posibilidades de la materia, no presentará ninguna reserva de resistencia.

Ello puede ser exacto pero, precisamente, una de las cuestiones que más interesan, es la simplificación de los métodos para determinar el trazado de los cables y, a este respecto, puede considerarse como muy importante, la demostración experimental de que una misma resistencia dada, puede alcanzarse tanto en un sistema concordante, como en un sistema discordante, diciéndose que un sistema es discordante cuando en él las tensiones en las secciones de "rótula" son distintas, y concordante cuando dichas tensiones son iguales. La discordancia, aparece así como una segunda condición necesaria para que exista - adaptación. Pero será preciso además que no sea excesiva, pues de lo contrario tampoco sería posible la adaptación.

Considerando de nuevo un ejemplo citado por el Prof. Magnel (él lo aplica a la rotura, pero resulta igualmente váli

do para el caso de fisuración), supongamos una viga de dos tramos iguales, sometida a un pretensado central y sobre la cual actúan: bien dos cargas iguales, una en el centro de cada tramo; o bien una sola carga en el centro de uno de los tramos. Si existe adaptación completa, el valor P de las cargas que producen la fisuración será el mismo tanto si se trata de dos cargas, como de una sola. Dicho de otro modo, la viga se fisurará, bien bajo la acción de dos cargas, P, o bien bajo la acción de una sola carga P del mismo valor que cada una de las anteriores. La comprobación es inmediata, puesto que si  $M_a$  es el momento resistente en el apoyo y  $M_t$  el momento resistente en el tramo, en ambos casos se debe verificar:

$$P \frac{l}{4} = M_t + \frac{M_a}{2}$$

Sin embargo, estamos persuadidos de que si se hiciese el ensayo, se encontraría que la carga P de fisuración es mayor en el caso de dos cargas que en el de una sola. La razón de ello sería que el primer sistema es adaptable y el segundo no lo es por ser su discordancia demasiado fuerte.

Por todo ello, el estudio de la discordancia, y de sus límites, resulta esencial. Se objetará, evidentemente, que si es necesario realizar un estudio elástico antes de saber si se puede hacer el estudio plástico, este último pierde gran parte de su interés. Ello es cierto y uno de los fines principales que deben perseguirse en los estudios teóricos y experimentarlas, es el de encontrar un criterio o unos límites que definan los sistemas que pueden ser estudiados plásticamente. Por ejemplo, si se demuestra que una estructura muy asimétrica no es adaptable,

mientras que sí lo es cuando se trata de un sistema simétrico, conviene establecer con precisión donde comienza el límite de la asimetría inaceptable.

Por otra parte, y esto es ya otra cuestión que no es posible desarrollar aquí, parece que todo sistema incompletamente adaptable, pueda ser asimilado a un sistema ficticio, totalmente adaptable, en el cual se haya disminuido el límite de las tensiones admisibles. Si esto es así, se comprende que con tal de elegir adecuadamente los límites, todo sistema puede ser transformado en adaptable.

Si se adoptasen estos procedimientos, los cálculos y construcciones gráficas necesarias para proyectar una estructura, serían mucho más sencillos que los que exigen los métodos elásticos. Se reducirían a trazar unas determinadas curvas de presión con la condición de que, en un número suficiente de secciones, alcanzasen las posiciones límites deducidas de las tensiones límites elegidas.

El problema de las cargas repetidas, ha sido planteado para la rotura por el prof. Magnel, pero puede igualmente plantearse para la fisuración. Para estudiar esta cuestión es indispensable realizar numerosos ensayos. Es necesario someter una estructura al sistema de cargas repetidas que se considere, y ver si esta repetición, y sólo ella, es capaz de rebajar la carga de estabilización y en qué magnitud. Así por ejemplo, en el caso ya mencionado de una viga de dos tramos sometida a una carga en su punto medio o a dos cargas simétricas aplicadas en los centros de los tramos, será necesario concretar para cual de los dos casos se quiere ensayar el efecto de la repetición.

Es posible que el conjunto de deformaciones permanentes disminuya la carga de estabilización; la experiencia es la única que puede aclarar esta cuestión y suministrar los datos necesarios para saber en que proporción debe ser, eventualmente, rebajada la tensión admisible.

En general, se considera que el estudio de la fase de rotura es el esencial, y, evidentemente, desde el punto de vista de la seguridad, así es en realidad. Sin embargo, aunque ello parezca paradójico, desde el punto de vista económico tiene mayor importancia el estudio de la fisuración; en efecto, si estuviese plenamente demostrado que la seguridad a la rotura se satisface siempre con exceso, pero que se está obligado a ello a causa de las condiciones de fisuración, no habría más remedio que aceptar este exceso de seguridad a rotura, a menos que, como ocurre en algunos sistemas compuestos ya mencionados, se admitiese la eventualidad de fisuras temporales que el pretensado volvería a cerrar una vez desaparecida la causa que las produjo. Pero, como ya se ha dicho, esta hipótesis es discutible.

El problema de la seguridad a la rotura, parece más sencillo y menos discutible que el de la seguridad a la fisuración; los giros unitarios posibles antes de alcanzar la rotura son mucho mayores que los de fisuración, en una proporción que debe estar comprendida entre los valores 10 y 15. Sin embargo, esto no basta para poder asegurar de antemano, sin antes realizar un amplio plan de ensayos, que la adaptación en rotura ha de ser siempre completa. Hay que tener en cuenta que la amplitud del giro unitario posible es sólo uno de los factores que determinan la posibilidad de adaptación; así por ejemplo, si la longitud de la zona en régimen plástico es insufi -

ciente, el giro total de la "rótula" puede serlo también. Por consiguiente, pueden darse también en rotura casos de sistemas no adaptables, si bien, el riesgo de que ello ocurra, parece ser menor que en el caso de fisuración.

El problema de las cargas repetidas y las cargas móviles, se plantea para la rotura del mismo modo que para la fisuración, y los ensayos necesarios parece ser que deben realizarse de un modo análogo en uno y otro caso.

Los ensayos sobre placas, se continúan, obteniéndose resultados que pueden llegar a ser de gran trascendencia. Así por ejemplo, el profesor Franco Levi, manifiesta en su comunicación que en los ensayos que describe, se ha confirmado la perfecta adaptabilidad del hormigón pretensado a los sistemas bidimensionales. Estas experiencias se realizaron sobre placas que pueden ser consideradas como indefinidas, y en las cuales se presentan fenómenos de revolución alrededor de la carga. - Por otra parte, se trata de casos particulares de condiciones de apoyo.

Por lo que respecta a las placas rectangulares apoyadas en sus bordes, el profesor Sarmiento indica la existencia de fenómenos plásticos en las proximidades de la rotura.

El profesor Steinmann justifica ciertos resultados obtenidos en los ensayos admitiendo la existencia de unas líneas de articulación plástica (líneas de rotura).

Por nuestra parte, hemos realizado recientemente ciertos ensayos sobre placas rectangulares continuas, de cuyos resultados daremos cuenta en la correspondiente comunicación.

En estos casos, se discute también la cuestión de la adaptabilidad antes de la fisuración. Pero hay un punto esencial que parece ya universalmente aceptado y que está de acuerdo con los resultados obtenidos en todos los ensayos conocidos, y es el de que la resistencia a tracción del hormigón puede tenerse, perfectamente, en cuenta para la valoración de la carga de fisuración. En efecto, contrariamente a lo que ocurre en las vigas, en los casos de placas, un defecto local no puede ser nunca causa de fisura, ya que los elementos contiguos, situados a la derecha o a la izquierda del punto afectado, vendrían inmediatamente en socorro de aquel elemento cuya resistencia se hubiese agotado. Si, por consiguiente, por prudencia, juzgada por otra parte, como ya se ha dicho, como excesiva por muchos ingenieros, algunas instrucciones no admiten, en el caso de vigas, tensiones de tracción en el hormigón, no parece que tal exigencia pueda mantenerse cuando de placas se trate. Debemos también hacer notar, por otra parte, que si se considera como carga de trabajo aquella para la cual aparece la primera fisura, resulta, en general, excesivamente elevado, el coeficiente de seguridad a la rotura. En nuestros ensayos, dicho coeficiente ha excedido de 5.

- - -

Diremos por último que si bien se saben construir obras hiperestáticas, y los ejemplos citados de estructuras ya realizadas son una perfecta confirmación de ello en cambio nos queda mucho que investigar, tanto por lo que se refiere al periodo elástico, que es el estado en que actualmente se considera -

una estructura como por lo que se refiere a los fenómenos plásticos, que deben ser tenidos en cuenta en el futuro. Hemos de simplificar por una parte los conceptos y los procedimientos; por otra parte hemos de comprender la verdadera naturaleza de los fenómenos que no podremos utilizar más que cuando conozcamos sus causas.

El progreso en lo que se refiere al primer punto puede conseguirse principalmente mediante la realización de obras sucesivas de este tipo.

Sobre el segundo, se encuentran en curso una serie de ensayos, pero parece indispensable una colaboración internacional con el fin de reunir los costosos medios materiales que es necesario poner en juego.

Después de redactada esta memoria, hemos recibido dos comunicaciones: Una de Estados Unidos de la que es autor M. Amirikian de Washington; otra de Holanda redactada por el prof. Haas, de la Haya.

La comunicación de M. Amirikian se refiere a un sistema especial de construcción, que utiliza elementos prefabricados de paredes delgadas, incluyendo por una parte elementos huecos de sección rectangular para estructuras, y por otra paneles, rigidizados mediante nervios, para las cubiertas o muros soportados por tales estructuras.

Los detalles sobre este sistema se dan en una descripción de un edificio industrial que se construye en California; la estructura está constituida por pórticos de sección tubular separados 7,20 m., estando compuesto cada pórtico por 3 elementos unidos mediante la acción del pretensado. Los aceros de pretensado y de unión pasan al interior de los elementos huecos y están protegidos por un enlucido de betún y una funda de papel. Cada elemento, en forma de cajón está formado por dos perfiles en U unidos cada 1,50 m. por soldadura. La cubierta está compuesta por paneles de 1,50 m. de anchura y 2,5 cm. de espesor rigidizados mediante nervios de 20 cm. de canto, que van de cercha a cercha; estos paneles están pretensados individualmente, para resistir los esfuerzos que se producen durante el transporte y elevación, y después de montados sufren dos pretensados complementarios, uno longitudinal y otro transversal. Se describe también un sistema de estructura celular, que utiliza asimismo elementos de sección rectangular hueca, abiertos en sus extremos.

Los elementos son de pequeñas dimensiones, del orden de 30 cm., y se unen como los ladrillos, estando dispuestos huecos tubulares alternativamente en dos direcciones perpendiculares de modo que se obtenga una estructura con tabiques cruzados; la unión se realiza mediante un pretensado en dos direcciones, pasando los aceros de pretensado por los huecos citados y por agujeros preparados en los tabiques.

Se encuentra en estudio una estructura celular de este tipo; se trata de un dique flotante de 3.000 toneladas, constituido por un pontón de 3,60 m. de espesor y dos muros laterales de 8,10 m. de altura, y que estará compuesto por 65.000 -

elementos unidos.

El profesor Haas estudia las principales dificultades de proyecto y realización de las estructuras hiperestáticas pretensadas.

Entre estas dificultades analiza las producidas por el rozamiento, en el caso de cables curvos. Se dan los resultados de los ensayos realizados sobre el particular en diversos países.

Se pone en evidencia el enorme interés existente en mantener los alambres en capas paralelas, y en evitar, en general, los corrimientos hacia el centro de curvatura. El estado de las superficies tiene igualmente una gran influencia.

Manifiesta que el coeficiente de rozamiento puede variar desde 0,1 para superficies engrasadas hasta 0,51 (e incluso, excepcionalmente, 0,9) para alambres oxidados; ello demuestra la considerable importancia que debe darse a los detalles constructivos.

El profesor Haas termina su memoria haciendo algunas indicaciones sobre los métodos constructivos empleados en el puente sobre el Amstel en Amsterdam, puente cuya parte central es una obra de tres tramos continuos de 34 m. 56 m. 34 m. de luces. Esta obra está construida a base de elementos prefabricados unidos mediante pretensado.

Las comprobaciones realizadas por el profesor Haas están de acuerdo con las indicadas en las otras memorias ya comentadas y aporta algunos detalles suplementarios. Los métodos constructivos empleados en el puente sobre el Amstel se aproximan y

recuerdan en cierto modo lo que hemos dicho sobre las articulaciones provisionales, puesto que se ejecutan juntas en las secciones en que la variación del momento es mínima; no son sin embargo verdaderas articulaciones y por otra parte el interés de tales articulaciones sería muy relativo, ya que al trazado de los cables es casi concordante, como ocurre siempre en el caso de una obra con numerosos cables, cuando en cada sección se ha aplicado el pretensado necesario con la excentricidad de seada.

El interés del trabajo presentado por M. Amirikian reside en la simplicidad e ingeniosidad de las uniones, recurriendo eventualmente a la soldadura.

En el caso de estructuras celulares es de señalar la gran ligereza obtenida puesto que se llega a densidades del orden de 0,8 (lo que puede ser muy ventajoso en ciertas obras), así como las importantes economías que pueden conseguirse con este sistema gracias a la fabricación en serie.

