

ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

# hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 17 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO  
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica

ULTIMAS NOTICIAS

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 17

4º Trimestre 1953

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

=====

457-0-13	Comentarios a las Normas Alemanas para el proyecto de elementos de hormigón pretensado.- Por el Prof. Dr. Ing. Hubert Rüsck. . . . .	pág. 1
----------	--	--------

- - -

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.

-----

457-0-13 "COMENTARIOS A LAS NORMAS ALEMANAS PARA EL PROYECTO DE ELEMENTOS DE HORMIGON PRETENSADO"

(Explanations of the specifications for structural members in - prestressed concrete)

"CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION LIBRARY TRANSLATION" - Nº 34

Autor: Prof. Dr. Ing. Hubert Rüsck

- - -

El número de estructuras de hormigón pretensado que se construyen en Alemania, es cada día mayor y, hasta ahora, todas ellas han sido proyectadas de conformidad con lo dispuesto en la DIN-1045 (Parte A de las Normas del Deutscher Ausschuss für Stahlbeton), para hormigón armado. No obstante, y como quiera que los principios del hormigón pretensado son, en diferentes aspectos, distintos de los del hormigón armado, en muchas circunstancias las referidas normas resultan inaplicables.

Por esta razón, en 1943 el autor sugirió al citado - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Comisión Alemana de Especialistas de Hormigón Armado) la conveniencia de designar una Comisión para la redacción de unas normas específicas para el proyecto de estructuras de hormigón pretensado. Hecha una encuesta entre los diversos técnicos interesados en el problema, la mayoría de ellos se pronunciaron a favor de la propuesta aunque algunos se mostraron disconformes con ella. La principal objeción formulada fué la de que siendo el pretensado una nueva técnica constructiva todavía en desarrollo, la promulgación de unas normas concretas podría entorpecer su progreso.

Finalmente, se nombró la Comisión, que en seis años de trabajo, redactó siete propuestas consecutivas, la última de las cuales es la que ahora se publica.

El temor de algunos ingenieros a que la preparación de estas normas pudiera entorpecer el libre desarrollo de la nueva técnica resultó totalmente infundado. Por el contrario, los laboriosos estudios desarrollados por la Comisión sobre muchos de los problemas que tiene planteados este método constructivo, han servido para aclarar conceptos y eliminar dificultades. Puede afirmarse, sin exagerar, que los principales avances realizados durante los últimos años en el campo del hormigón pretensado, no hubieran sido posibles sin los trabajos de dicha Comisión.

Al redactar estas normas, no siempre resultó fácil mantenerse en un justo medio en cuanto a su extensión. Por un lado, al querer ser demasiado concisos, podría quedar reducida la propuesta a una simple enumeración de las prescripciones fundamentales. Por otro, si se trataba de justificar y explicar todos los conceptos básicos, resultarían unas normas excesivamente extensas. Estas notas tratan de aclarar los diversos puntos que hayan podido quedar oscuros en el articulado propiamente dicho de la Instrucción. No obstante, el espacio disponible es demasiado limitado para poder explicar los diferentes conceptos fundamentales con el detalle necesario para que, aquellos que carecen de conocimientos previos sobre este tema, puedan comprenderlos.

Los presentes comentarios sólo podrán entenderse si se leen conjuntamente con las normas. Las distintas secciones llevan el mismo número que las correspondientes de la Instrucción.

- - -

I n t r o d u c c i ó n.— El proyecto y ejecución de las estructuras de hormigón pretensado, requiere un perfecto conocimiento, tanto de los sistemas constructivos, como de las propiedades mecánicas de los materiales empleados. Se ha podido comprobar, en diversas ocasiones, que sin una suficiente experiencia y dominio de esta técnica, resulta muy difícil evitar errores que casi siempre terminan en fracasos. Por esta razón se recomienda que no se encargue del proyecto o ejecución de una obra pretensada a quien no sea suficientemente competente.

### 1. CAMPO DE APLICACION

1.11 De acuerdo con este párrafo, únicamente se considerará como pretensado un elemento, si después de deducidas todas las fuerzas que sobre él actúan incluso su peso propio, conserva un determinado "estado inherente de tensión" suficiente, bien para anular totalmente cualquier tensión de tracción en el hormigón, o bien para reducir al menos dicha tensión a un valor tal que quede eliminado el peligro de formación de fisuras.

De lo expuesto se deduce que el hecho de que no existan tracciones en un elemento, no es suficiente razón para poder decir que se trata de una pieza pretensada. Así por ejemplo, un soporte en el cual, a consecuencia de la compresión ejercida por las cargas verticales, no se produzcan tracciones bajo la acción de un determinado momento flector, de acuerdo con lo prescrito en las presentes normas, no podrá considerarse como pretensado. Lo mismo ocurrirá en el caso de un arco o una viga armada en los cuales aparecen en el borde superior tensiones de compresión proporcionales a la magnitud de las cargas. En todas estas estructuras no existen más tensiones que las originadas por las cargas y que,

por lo tanto, desaparecen cuando éstas se retiran. Por consiguiente, no conservan ningún "estado inherente de tensión".

1.12 El pretensado por medio de cables de acero en tracción, es el método más comunmente empleado, un ejemplo de pretensado realizado mediante un adecuado proceso constructivo, lo constituye la viga armada tipo Finsterwalder, cuyos elementos en tracción se hormigonan después de haber aplicado la carga. Al retirar ésta, el hormigón conserva una cierta compresión. Otro ejemplo es el de los puentes metálicos de construcción mixta. Si antes de hormigonar el tablero se apuntala la estructura dándole una ligera contraflecha, cuando una vez endurecido el hormigón se retiran los puntales, el tablero quedará en compresión. También es posible, por ejemplo en el caso de presas, crear un pretensado contra estribos fijos, introduciendo un esfuerzo horizontal en las juntas entre los distintos bloques de hormigón los cuales quedarán así comprimidos contra los estribos. Debe tenerse en cuenta sin embargo que, en tales casos, la mayor parte del esfuerzo de compresión creado, desaparece a consecuencia de las deformaciones lentas.

1.2 Una característica propia de la zona comprimida de los elementos pretensados sometidos a flexión es que en ella, bajo cargas superiores por ejemplo a las previstas, las tensiones de compresión aumentan mucho más rápidamente que las cargas. El pretensado disminuye los esfuerzos en compresión originados por las fuerzas exteriores cuando éstas se mantienen dentro de los límites previstos en el proyecto. Pero no ocurre lo mismo cuando las tensiones aumentan al superar las cargas dichos límites. Como consecuencia, las tensiones en compresión admisibles en las zonas comprimidas de los elementos pretensados, no deben ser superiores

a las permitidas en las piezas de hormigón armado ordinario. Además, de acuerdo con lo estipulado en la sección 12, los cálculos relativos a las cargas de rotura, deberán ir acompañados de una complementaria comprobación del coeficiente de seguridad en la referida zona de compresiones.

La expresión "zona extendida bajo la acción del momento de agotamiento" (1.22) resulta suficientemente descriptiva pero no muy satisfactoria. Sin embargo, no ha sido posible encontrar una designación más adecuada. En determinadas circunstancias, pueden producirse elevadas tensiones de compresión en esta zona, pero disminuyen rápidamente al aumentar la carga. Por ello, se admiten aquí tensiones en compresión muy superiores a las permitidas en elementos no pretensados. Hay que tener además en cuenta que una compresión excesiva origina la deformación plástica del hormigón con lo que, automáticamente, queda reducido su valor.

No debe olvidarse que una cierta parte de la sección transversal de una pieza, puede quedar, según la magnitud de la carga, bien dentro de la zona comprimida o de la extendida. Por consiguiente, al fijar la tensión admisible debe tenerse en cuenta, en este caso, si prescindiendo del esfuerzo de pretensado, la tensión en dicha zona y para la carga dada, es de tracción o compresión.

1.3 Esta sección, relativa al grado de pretensado, ha sido objeto de amplias discusiones. Varios miembros de la Comisión eran de la opinión de que un elemento debía considerarse como pretensado únicamente cuando no existiesen tracciones en ningún punto del hormigón, o todo lo más si sólo se producían pequeñas tracciones en algunas circunstancias muy raras y excepcionales. Por el contrario,



otros miembros mantenían que, en numerosos casos, tal estado de tensiones, denominado "pretensado total" en las presentes normas no podría conseguirse de un modo económico. Además, parece ilógico admitir sólo los dos tipos extremos de estructuras (es decir, las normales no pretensadas por un lado y las totalmente pretensadas por otro) excluyendo todo el amplio grupo de tipos intermedios. Por todo ello, se decidió finalmente incluir un estado intermedio, con la denominación de "pretensado parcial", en el cual se admite la presencia de tensiones de tracción, aun bajo las solicitaciones admisibles, cuando éstas sean superiores a las definidas por el coeficiente de seguridad total a la fisuración.

En resumen, y dentro de las estructuras de hormigón, habrá que distinguir entre los tres grupos siguientes:

- 1 - Estructuras de hormigón armado ordinario.
- 2 - Estructuras de hormigón parcialmente pretensado.
- 3 - Estructuras de hormigón totalmente pretensado.

La expresión "hormigón pretensado" debe emplearse exclusivamente cuando se trate de elementos totalmente pretensados.

1.4 Por razones económicas y debido al elevado coste de los dispositivos necesarios, el tesado de las armaduras con anterioridad al endurecimiento del hormigón (armaduras pretesas), se emplea, en general, únicamente para elementos prefabricados, contruidos en serie y cuando el esfuerzo de pretensado a introducir no es muy fuerte. En la construcción de puentes, el pretensado casi siempre se realiza después de endurecido el hormigón. Este último procedimiento tiene la ventaja de que, en muchos casos, permite eliminar las pérdidas de tensión en la armadura, ocasionadas por los fenómenos de retracción y fluencia.

1.5 El distinto comportamiento de los diversos tipos de anclaje establecidos en esta sección, tiene gran importancia. Los cálculos a rotura (ver sección 12) demuestran que la elevada resistencia de las armaduras puede aprovecharse mucho mejor en el caso de anclaje por adherencia que en el de sin adherencia. La razón es la siguiente: cuando las armaduras no están adheridas al hormigón, la tensión en el acero es, generalmente, constante a lo largo de todo el alambre. En cambio, si existe adherencia, la tensión de los elementos metálicos puede variar de una sección a otra y no alcanza su máximo valor más que en la sección más cargada.

En estructuras de grandes dimensiones y por razones económicas, el tesado de las armaduras se realiza, normalmente, después de endurecido el hormigón y sin que exista, inicialmente, adherencia entre éste y los cables. En tales casos, con el fin de lograr un mejor aprovechamiento de las propiedades resistentes del acero, se utiliza el sistema de pretensado por adherencia adicional, es decir, los alambres se tesan sin adherencia creándose luego ésta por un hormigonado posterior.

3.1 En los hormigones de elevada resistencia, las deformaciones tanto elásticas como plásticas (deformaciones lentas) son pequeñas. Las variaciones relativas de tensión originadas en la armadura a consecuencia de tales deformaciones, se reducen cuando se emplean aceros de alta resistencia en lugar de aceros ordinarios.

3.2 La prescripción de que los hormigones de resistencia inferior a  $300 \text{ Kg/cm}^2$  sólo pueden utilizarse en casos especiales se basa, principalmente, en las anteriores consideraciones (3.1) y en el hecho de que únicamente los hormigones de elevada resisten

cia son capaces de soportar las fuertes tensiones creadas en las zonas de los anclajes.

3.31 Como armaduras de pretensado se utilizan, en general, aceros especiales de elevada resistencia. Para los cálculos a rotura que, como se deduce de la sección 12, se realizan sin tener en cuenta el coeficiente  $n$  de equivalencia, es necesario conocer con exactitud una serie de datos relativos al acero de las armaduras, por ejemplo, el diagrama tensión-deformación y otras características de sus propiedades resistentes.

3.312 El alargamiento de rotura exigido es sorprendentemente bajo en comparación con los valores fijados para los aceros en la DIN-1045. Ello se debe a que, generalmente, los aceros de elevada resistencia poseen un alargamiento de rotura muy pequeño. Para las barras que hayan de soldarse, se exige un mayor alargamiento debido a que, según ha podido comprobarse mediante ensayos, durante la soldadura disminuye considerablemente la resiliencia de los aceros de alargamiento de rotura tan pequeño.

3.315 El fenómeno de las deformaciones lentas del acero, hasta hace pocos años, era casi desconocido. La naturaleza de tales deformaciones se describe en las secciones 8.1 y 8.2. En algunos tipos de acero estas deformaciones se manifiestan únicamente bajo tensiones próximas a su límite elástico; en otros, en cambio, aparecen ya para tensiones inferiores al 50% de dicho límite. En general, las deformaciones lentas cesan al cabo de unos cuantos días pero, no obstante, hay casos en que continúan por tiempo indefinido aunque con valores muy pequeños a partir de los primeros días. En el caso de tener que utilizar, como armaduras de pretensado, aceros de este último tipo, para garantizar la seguridad de la es

estructura no deberán someterse los alambres a tensiones superiores a su límite convencional de fluencia.

4.22 Normalmente puede suponerse que, en las uniones soldadas, las barras de pretensado se encuentran sometidas sólo a esfuerzos axiales. Por ello, bastaría con ensayar la resistencia en tracción de la soldadura. Una buena soldadura es capaz en general de soportar un esfuerzo análogo al resistido por la propia barra especialmente si la sección realizada con el material de aportación es ligeramente superior a la de la armadura que se empalma. Se ha mantenido, sin embargo, el ensayo de plegado, teniendo en cuenta que requiere dispositivos especiales y puede realizarse sin dificultad en la propia obra empleando, por ejemplo, una máquina de las utilizadas para el doblado de barras. Además, la experiencia demuestra que si una soldadura es capaz de soportar el ensayo de plegado, posee siempre la resistencia a tracción necesaria. Por otra parte, este tipo de ensayo permite comprobar al mismo tiempo si la deformabilidad del acero no se ha modificado, sensiblemente, a consecuencia de la soldadura.

El ensayo de plegado debe realizarse antes de empezar la soldadura y repetirse después de totalmente terminada ésta. El diámetro de la barra sobre la cual se dobla, se determina en función del alargamiento de rotura del acero debido a que, fundamentalmente, el ensayo de plegado es una prueba de la deformabilidad del acero. El alargamiento de rotura debe expresarse en forma decimal, es decir que, por ejemplo, un alargamiento del 10% se expresará así: 0,10. El diámetro exigido para la barra sobre la cual se dobla, se establece teniendo en cuenta las normas de la DIN-1045, que fija un diámetro igual a  $4d$  para aceros cuyo alargamiento de rotura es, normalmente, del orden del 0,25.

5.31 El pretensado mediante armaduras se realiza produciendo en éstos un cierto alargamiento. La magnitud del alargamiento que debe darse a los alambres para crear un determinado esfuerzo de pretensado, debe calcularse considerando exclusivamente las tensiones originadas en la armadura por tal causa, es decir, sin tener en cuenta los efectos producidos por las demás cargas. Cuando se desee que todos los alambres queden sometidos a la misma tensión, deberá producirse en todos ellos el mismo alargamiento unitario, o sea que si son de igual longitud, el corrimiento total deberá ser también igual en todos ellos. La expresión "alargamiento unitario" significa alargamiento por unidad de longitud y "corrimiento total" sirve, por el contrario para designar el aumento total de longitud experimentado por el alambre entero.

Cuando el pretensado se realiza mediante varios cables que se van tesando sucesivamente, la transferencia de esfuerzos al hormigón se va efectuando progresivamente, dando lugar en la pieza a una deformación que aumenta también poco a poco. Como consecuencia, el elemento empieza a elevarse, separándose de su molde o encofrado y las cargas correspondientes a su peso propio comienzan a actuar. Estas cargas, originan determinados esfuerzos sobre la armadura, por efecto de los cuales, cuando se desea obtener el mismo corrimiento total en los diferentes cables, ha de ejercerse, en cada uno de ellos, un esfuerzo diferente (esfuerzo en el gato de pretensado) que puede calcularse. En estos casos, por lo tanto, el esfuerzo en el gato no es el mismo que el de pretensado. Este será igual en todos los cables si todos ellos tienen el mismo corrimiento total. No obstante, conviene calcular el esfuerzo necesario en el gato pues la medida de los alargamientos está siempre sujeta a error (ver 5.32).

5.33 En numerosas ocasiones, es necesario dar a las armaduras de pretensado un trazado curvo. En estos casos, al tesar los cables, se originan esfuerzos de rozamiento entre el acero y el hormigón en los puntos de contacto, que pueden dar lugar a considerables caídas de tensión a lo largo de los alambres. Lo mismo puede ocurrir cuando se utilicen anclajes sin adherencia y, por un defecto de ejecución, las armaduras queden hormigonadas en algunas zonas.

Por ello, deben tomarse todas las precauciones necesarias para evitar que se produzcan tales pérdidas. Así, las armaduras de trazado curvo no podrán utilizarse más que cuando se adopten las medidas adecuadas para que los rozamientos sean razonablemente débiles.

6.2 Si en el pretensado con adherencia adicional se utilizan, como armadura, alambres agrupados en cables o paquetes, debe comprobarse la efectividad de la adherencia de acuerdo con lo establecido en 13.2 y 13.4. Es necesario asegurarse de que los esfuerzos cortantes y de adherencia, en las distintas secciones, quedan dentro de los límites admisibles y que, por lo tanto, el hormigón es capaz de transmitir al acero todos los esfuerzos. En un cable, por ejemplo, únicamente los alambres de la capa exterior quedan en contacto con el hormigón; los alambres del núcleo deberán, por consiguiente, considerarse como no adheridos.

6.3 En el caso de elementos de hormigón pretensado, los cálculos a rotura se realizan sin tener en cuenta el coeficiente de equivalencia  $n$  (ver sección 12). Esto permite aprovechar, mucho mejor que en las piezas de hormigón armado ordinario, la totalidad de la resistencia del hormigón situado en la zona comprimida. Como consecuencia, y a menos que las dimensiones del elemento se reduzcan indebidamente, no es necesario, en general, emplear armadura de --

compresión. Cuando se utiliza hormigón de alta resistencia existe el peligro de que los redondos situados en una zona de fuertes compresiones, hagan saltar el recubrimiento, en cuyo caso el efecto de tal armadura sería contraproducente pues daría lugar al debilitamiento de la sección. En diversas ocasiones han podido observarse hechos de esta naturaleza.

6.7 La prescripción de que los empalmes por soldadura eléctrica solo podrán utilizarse cuando esta sea a tope y previo corte de los extremos de las barras a soldar, mediante el soplete oxiacetilénico, se ha tomado de la DIN-1045 y resulta plenamente justificada en el caso de elementos de hormigón pretensado ya que los aceros de elevada resistencia que en ellos se emplean admiten difícilmente, tanto la soldadura al arco, como la autógena. La soldadura eléctrica a tope de barras con los extremos previamente cortados mediante el soplete, solo puede realizarse si las barras a empalmar tienen el mismo diámetro. Por ello, para anclajes y casos análogos, al no cumplirse dicha condición, se hace necesario recurrir a otros métodos de empalme por soldadura, para lo cual se requiere una autorización especial que se concederá, únicamente, cuando previamente haya sido demostrada la eficacia y buenos resultados prácticos del sistema elegido. Es preciso también hacer una distinción entre las soldaduras hechas en taller y las realizadas en obra. En este último caso y a menos que el contratista disponga de personal muy especializado, la perfección de la soldadura es mucho más dudosa.

7.1 De acuerdo con lo que se indica en la sección 9.1, se incluyen bajo la denominación de "solicitaciones previstas en el cálculo", todas aquellas cargas que se estima actuarán sobre la estructura

tura de estudio, tanto durante su construcción, como durante su período de servicio. El pretensado, generalmente, reduce los valores extremos de las tensiones en tracción y compresión. Si la carga va aumentando gradualmente hasta alcanzar su valor máximo (ver 12.31) se presentan deformaciones plásticas capaces de contrarrestar en gran parte los favorables efectos producidos por el pretensado (ver 12.2). Por todo ello, el hecho de que bajo las sollicitaciones previstas no se produzcan tensiones superiores a las admisibles, no guarda relación directa alguna con el margen de seguridad realmente disponible en el elemento de hormigón pretensado. Según se indica en la sección 12, en las estructuras pretensadas, es necesario realizar su comprobación a rotura, cosa que, normalmente, no se hace cuando se calcula un elemento de hormigón armado (DIN 1045). Por otra parte, sin embargo, también es necesario comprobar las tensiones que se producen bajo las sollicitaciones previstas con el fin, principalmente, de confirmar que no existen en el hormigón tensiones en tracción superiores a las admisibles. Esta comprobación sirve así mismo para conocer si los valores de las compresiones unitarias en el hormigón y tracciones en el acero, son los adecuados en relación con sus resistencias máximas respectivas. Finalmente, se exige calcular la seguridad a la fisuración, ya que es necesario saber si existe el margen suficiente para evitar que se puedan formar grietas bajo cargas sólo ligeramente superiores a las previstas.

7.2 Un hecho que en general se ignora es el de que los aceros estirados en frío poseen un módulo de elasticidad menor que el de los redondos normalmente empleados en construcción, según pue-



de apreciarse en la línea 2 de la tabla II. Debe hacerse notar que los valores que aparecen en dicha tabla, son sólo aproximados. La verdadera magnitud del citado módulo hay que determinar la mediante ensayos, conforme a lo dispuesto en la sección 3.31. Sin embargo, y con el fin de simplificar los cálculos, se permite adoptar los valores dados en la referida tabla II siempre que no difieran en más de un 5% de los deducidos en los ensayos.

En el caso de cables constituidos por varios alambres arrollados en espiral, ofrece especial interés la determinación experimental de su deformación bajo carga, ya que entonces, además del alargamiento elástico, se produce otro plástico cuyo valor varía entre límites relativamente amplios, según el método de fabricación empleado.

7.3 Los valores que se indican para el módulo de elasticidad del hormigón son la media de los resultados obtenidos en numerosos ensayos realizados bajo tensiones análogas a las que normalmente se producen bajo las solicitaciones previstas. Como quiera que en los elementos de hormigón pretensado las tracciones unitarias sólo tienen una importancia secundaria, se ha estimado innecesario establecer valores diferentes para el módulo de elasticidad del hormigón según el tipo de solicitación (tracción o compresión) a que se encuentre sometido.

Los valores que se indican en la tabla III, no deben tomarse como dato inalterable pudiendo adoptarse en su lugar, para un determinado hormigón, los obtenidos en los ensayos correspondientes realizados por un laboratorio oficial.

7.4 De acuerdo con la DIN-1045, para calcular la sección ideal de una pieza de hormigón armado, se multiplica el área de la sección de las armaduras por el coeficiente de equivalencia  $n$ . Sin

embargo, teniendo en cuenta que el acero sustituye a un área igual de hormigón, el verdadero valor que debería tomarse para dicho factor es  $(n-1)$ . Esta simplificación no es admisible en el caso del hormigón pretensado pues siendo pequeño el valor de  $n$ , el error cometido al introducir  $n$  en lugar de  $(n-1)$  es del orden del 20%.

8.2 En los cálculos de piezas de hormigón pretensado, debe tenerse en cuenta que si el acero se somete a tensiones superiores a su límite convencional de fluencia y no se compensan las deformaciones lentas experimentadas por los alambres, mediante una sobretensión previa o un tesado correctivo posterior, sólo podrá tomarse como valor del esfuerzo de pretensado el que resulte una vez deducido el efecto de las deformaciones lentas, que es necesario determinar previamente mediante ensayos.

8.3 Hasta ahora, es relativamente poco lo que se sabe sobre las deformaciones lentas del hormigón y los conocimientos que sobre este particular se tienen están basados, principalmente, en resultados obtenidos en ensayos de laboratorio. De estos ensayos se deduce que la magnitud de las deformaciones lentas depende de numerosos factores, entre los cuales, los más importantes son los que se enumeran en la sección 8.1. Únicamente en casos excepcionales (ver 8.5) es posible la determinación experimental de las caídas de tensión ocasionadas en la armadura a consecuencia de la retracción y deformaciones lentas del hormigón. Para poder deducir mediante el cálculo la magnitud de dichas pérdidas es necesario establecer diversas hipótesis que deberán ser sencillas y permitir determinar, con la suficiente aproximación, las variaciones producidas por las deformaciones lentas, tanto en las tensiones, como en las deformaciones.

Es preciso, sin embargo, tener en cuenta que la fórmula propuesta en 8.3 no refleja la totalidad de los factores que influyen en la magnitud de las deformaciones lentas. Así por ejemplo, la influencia de la naturaleza del hormigón (composición granulométrica, clase de árido, contenido de cemento, contenido de agua, etc) sólo se refleja en la fórmula suponiendo que las deformaciones plásticas son proporcionales a las elásticas y que, por consiguiente, dependen del módulo de elasticidad  $E$ , el cual, a su vez, varía con la naturaleza del hormigón. Esta hipótesis es relativamente arbitraria y coincide con las condiciones reales únicamente en que da resultados del mismo orden de magnitud. Del mismo modo, los valores de  $K$  dados por el gráfico, son sólo aproximados. Por análogas razones, y con el fin de cubrir las variaciones posibles, en la tabla V se dan los valores límites, superior e inferior, de los coeficientes de fluencia.

Otra simplificación admitida es la de que las deformaciones lentas son proporcionales a las tensiones. Tal hipótesis se ha visto confirmada por la mayor parte de los resultados obtenidos en los ensayos hasta ahora realizados, pero es posible, no obstante, que futuras experiencias demuestran la necesidad de rectificar este supuesto.

Quando se trata de determinar mediante el cálculo la pérdida de tensión originada a consecuencia de la retracción y las deformaciones lentas, debe tenerse en cuenta la opinión de los relevantes técnicos que se han dedicado al estudio de este problema. Algunos autores mantienen la teoría de que las tensiones en una estructura varían continuamente por efecto de las deformaciones lentas. Según esto, resulta inaplicable la ley de variación lineal propuesta por otros especialistas.

En las normas (ver 3.3), se hace intervenir la influencia del envejecimiento del hormigón a través del factor  $W/W_{\infty}$ , - lo que resulta correcto si se tiene en cuenta que, en realidad, la magnitud de las deformaciones lentas depende, no de la edad - del hormigón, sino del grado de endurecimiento que haya alcanzado en el instante en que comienzan a actuar sobre el elemento las cargas permanentes. En ciertas condiciones, si el endurecimiento se retarda por una causa cualquiera (bajas temperaturas, porejemplo), un hormigón viejo puede experimentar deformaciones lentas muy importantes. Por ello, resulta más exacto hablar de la edad - "química" del hormigón. En esta idea esta basada la fórmula representada en la figura que dá los valores de K, factor que permite determinar la magnitud de las deformaciones lentas en función del cociente que resulta de dividir la resistencia del hormigón en el momento de aplicación del pretensado, por su resistencia final.

3.4 Si el pretensado se realiza antes de que el hormigón haya endurecido, la retracción da lugar a una pérdida de tensión en la armadura. Por el contrario, si el pretensado se crea después de endurecido el hormigón, la retracción sufrida por este material con anterioridad al pretensado, no influye en la tensión de la armadura. La influencia de la retracción, por consiguiente, varía de un caso a otro. En el límite entre ambos casos, cuando el pretensado se aplica inmediatamente después de endurecido el hormigón, o sea, para  $W/W_{\infty} = 0,65$ , el valor de K es 1,5 y la fórmula propuesta da una caída de temperatura equivalente ( $1,5 \times 15 = 22,5^{\circ}$ ) muy próxima al valor indicado para el primer caso ( $25^{\circ}$ ).

8.5 Como ya se ha mencionado en 8.1, la relación entre las rigideces de las secciones transversales del hormigón y del acero, influye considerablemente en las pérdidas de tensión producidas por

las deformaciones lentas y la retracción. Por este motivo, aun suponiendo que todas las demás condiciones (conservación, resistencia, propiedades de los materiales, edad del hormigón en el momento del pretensado, sistema de pretensado, etc.) permanecen constantes, la caída de tensión variará de un elemento a otro. Por otra parte, las pérdidas de tensión en dos piezas de las mismas dimensiones, serán distintas según las condiciones de conservación, momento de aplicación de las cargas, etc. De todo lo expuesto se deduce que raras veces es posible valorar experimentalmente los diferentes factores que intervienen en el fenómeno y que son necesarios para conocer con exactitud las pérdidas ocasionadas por la retracción y las deformaciones lentas.

Con el fin de eliminar la necesidad de tener que realizar cálculos especiales en los casos corrientes, así como - también para poder tener una indicación aproximada sobre las - probables pérdidas de tensión, que sirva de dato de partida en la redacción de anteproyectos de casos más complicados, se dan los valores de la tabla VII. Estas cifras representan las medias de los valores superiores obtenidos en diversos ensayos y, por consiguiente, bajo ciertas condiciones particularmente desfavorables, pueden resultar un poco inferiores a los reales. Si el pretensado se aplica estando aún muy fresco el hormigón, si la pieza se conserva en atmósfera muy seca, si la carga permanente ha de empezar a actuar mucho tiempo después de haber sido aplicado el pretensado (por ejemplo, cuando se trata de elementos prefabricados) si las tensiones de compresión en las zonas extendidas bajo la acción del momento de agotamiento son - muy elevadas, o si la cuantía de armadura es muy pequeña, las pérdidas probables de tensión serán extraordinariamente importantes.

9.21 El procedimiento de considerar los esfuerzos y tensiones producidos por el pretensado como una carga independiente, sin tener en cuenta los efectos de las otras sollicitaciones, es muy conveniente, sobre todo por lo que respecta a la influencia de las deformaciones lentas. La tensión existente en la armadura - una vez aplicadas las restantes cargas, depende sólo parcialmente del esfuerzo de pretensado introducido. Las cargas permanentes, las accidentales, las sobrecargas, originan también tensiones en la armadura. Cuando, una vez endurecido el hormigón, se efectúa el pretensado de una pieza, ésta se deforma separándose de su molde o encofrado y, como consecuencia, empieza a tener que soportar su peso propio; el esfuerzo ejercido por los gatos no es ya, por consiguiente, igual al del pretensado. Por lo tanto, en los casos en que el pretensado se efectúa una vez endurecido el hormigón, debe tenerse en cuenta que el alargamiento que es necesario dar a los alambres (y que se determinará de acuerdo con lo indicado en 5.3) es función del esfuerzo denominado "de pretensado" (9.21), mientras que el esfuerzo realmente ejercido es la suma de los efectos del pretensado y del peso propio del elemento.

9.25 En general, basta con tener en cuenta solamente el mayor de los dos valores obtenidos para el coeficiente de fluencia en 8.3. El valor inferior, interesa principalmente cuando se trata de calcular los límites de las deformaciones previstas. Únicamente en el caso excepcional mencionado al final de la sección 9.3, el límite inferior del coeficiente de fluencia es el más desfavorable, por ser el que da valores más altos de la tensión de la armadura.

9.3 Los diferentes estados de carga a que se hace referencia en las secciones 9.31 a 9.34, representan las distintas condi ciones a que puede estar sometida la estructura desde el momento en que se construye hasta que la retracción y las defor maciones lentas dejan de manifestarse de un modo efectivo.

En el estado indicado en 9.31, que es el que existe con anterioridad a la transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón, pueden presentarse tensiones considerables en es te material, si el pretensado se realiza una vez endurecido - el hormigón. Así ocurre, por ejemplo, en el caso de puentes - cuando se retira parte de la cimbra antes de pretensar la estructura, o en el caso de traviesas de hormigón si se trasladan de un lugar a otro antes de pretensarlas. En tales circuns tancias, deben calcularse las dimensiones de los elementos con forme a lo dispuesto en la DIN-1045 (hormigón armado, ordinario).

Inmediatamente después del pretensado, las tensiones en la "zona comprimida bajo la acción del momento de agotamiento", son relativamente pequeñas ya que el esfuerzo del pretensado contrarresta el efecto del peso propio del elemento. Estas tensiones aumentan a medida que empiezan a actuar las - otras cargas permanentes y las sobrecargas. Los fenómenos de retracción y deformación lenta, al originar una caída de tensión en la armadura, producen un nuevo incremento de tensión en la zona comprimida. En esta zona, por consiguiente, las ma yores tensiones se presentan bajo el estado de carga menciona do en 9.34.

En la "zona extendida bajo la acción del momento de agotamiento" las mayores tensiones de compresión se presentan,

en general, inmediatamente después de haberse transmitido al hormigón el esfuerzo de pretensado. Al aplicar las restantes cargas y sobrecargas, dichas tensiones disminuyen. Lo mismo ocurre a consecuencia de los efectos producidos por la retracción y las deformaciones lentas. Por consiguiente, la menor tensión de compresión o la máxima de tracción, según el caso, se presentará bajo la mayor sobrecarga y una vez que la retracción y las deformaciones lentas hayan tenido lugar. Es decir que la mayor tensión de compresión en la "zona extendida bajo la acción del momento de agotamiento" se produce bajo el estado de carga 9.32 y la más elevada tracción, o la menor compresión, según el caso, en las condiciones indicadas en 9.34.

Si las armaduras se tesan contra estribos fijos y antes de que el hormigón haya endurecido, la tensión de los alambres alcanza su máximo valor, generalmente, en este estado inicial. Una vez endurecido el hormigón, cuando el anclaje se hace ya sobre la propia pieza, dicha tensión disminuye a consecuencia de la contracción elástica del hormigón. Posteriormente, la tensión vuelve a aumentar cuando actúan las sobrecargas y decrece por efecto de los fenómenos de retracción y deformación lenta. Cuando las armaduras se tesan una vez endurecido el hormigón, se presentan los mismos casos que acabamos de citar, excepto el primero, es decir que el estado inicial corresponde al momento en que el anclaje se hace ya sobre la propia pieza.

En resumen, en los elementos con armadura pre-tesa, los alambres adquieren su máxima tensión cuando todavía están anclados en los estribos fijos, es decir, en el estado 9.31. Para este estado se admite una tensión superior a la normal, según se indica en la tabla VIII, línea 43. En la misma tabla, líneas 44 ó



45, se indican las tensiones máximas admisibles cuando ya el anclaje se ha trasladado a la propia pieza o se trata de elementos con armadura pos-tesa. En estos casos, la tensión más elevada se presenta, generalmente, bajo la acción de la máxima sobrecarga aplicada a la pieza antes de producirse los fenómenos de retracción y deformación lenta, es decir, en el estado 9.33. En el caso especial en que la máxima sobrecarga no se aplique hasta después de haberse producido la mayor parte de la retracción y deformasión lenta, la tensión más elevada de la armadura puede corresponder a éste último estado. Como las deformaciones lentas disminuyen la tensión en los alambres, es éste el único caso en el cual el límite inferior indicado en la tabla V, 8.3, para el coeficiente de fluencia, corresponde al estado de tensión más desfavorable.

10.31 La hipótesis fundamental admitida en los proyectos de hormigón armado, según la cual debe despreciarse la resistencia en tracción del hormigón, se adopta también para el hormigón pretensado (ver 7.5). En los cálculos relativos al estado I (sección no fisurada) debe, por consiguiente, comprobarse que la armadura es capaz de absorber por si sola, sin tener en cuenta el hormigón, la totalidad de los esfuerzos de tracción que puedan presentarse.

Como consecuencia, en el caso de pretensado sin adherencia, la zona de tracciones calculada para el estado de carga I, debe ir provista de armadura sin tesar, de la sección adecuada. Sin embargo, hay que tener en cuenta que la armadura auxiliar exigida en 10.4 (calculada para una sollicitación superior pero con una tensión admisible también más elevada) es, generalmente, mayor. Aumentando el esfuerzo de pretensado, puede evitar se el tener que emplear una armadura suplementaria inncesariamente fuerte.

En el caso de pretensado con adherencia, los propios alambres tesos bastan, en general, para absorber la totalidad de estos esfuerzos de tracción. Debe comprarse, sin embargo, que las tensiones producidas en los alambres (suponiendo que el hormigón es incapaz de resistir tracciones y que, por consiguiente, todos los esfuerzos de tracción son absorbidos por la armadura tesa) son inferiores a los límites máximos establecidos en la tabla VIII línea 44. Si exceden de dichos límites, habrá que aumentar la sección de los alambres de pretensado o colocar una armadura suplementaria de tracción, sin tesar. Naturalmente, la distribución de la armadura tesa o sin tesar en la zona de tracciones, deberá ser siempre lo más uniforme posible.

10.41 En los elementos de hormigón pretensado, las tensiones de tracción aumentan mucho más rápidamente que las cargas aplicadas. Puede, por consiguiente, suceder que aún cuando no sean de esperar tracciones bajo las sollicitaciones previstas en el proyecto, un pequeño aumento de carga dé lugar a la aparición de elevadas tensiones de tracción. Por ello, y con el fin de eliminar el peligro de fisuración, se prescribe que la armadura de la zona extendida debe calcularse para una sollicitación igual a 1,35 veces la prevista en el proyecto, admitiéndose para el acero una tensión superior a la normal.

10.42 Es muy conveniente que, en todas las secciones de los elementos pretensados, exista una cierta cuantía mínima de armadura. De esta forma se dispone de un margen adicional de seguridad contra los efectos secundarios despreciados en general en el proyecto, tales como: diferencias de temperatura, diferencias en el grado de humedad y, por lo tanto, en la magnitud de la retracción y el entumecimiento, tensiones secundarias.

originadas en las proximidades de las aristas y de los puntos de aplicación de las cargas concentradas, efectos producidos por las deformaciones transversales (efecto de Poisson), etc. En el caso de piezas pretensadas sin adherencia, es fundamental asegurarse de que no existe ninguna sección de hormigón desprovista totalmente de armadura.

10.5 En esta sección, se amplía el principio fundamental establecido en 10.41, para aplicarlo al caso de piezas pretensadas con adherencia adicional. Se establece que si los alambres de la armadura pretesa no se encuentran uniformemente distribuidos por la sección sino agrupados en unos pocos cables, sólo podrá descontarse, al calcular la armadura auxiliar de tracción necesaria, la sección correspondiente a los cables tesos comprendidos en la zona extendida. Esto significa que no deben tenerse en cuenta más que aquellos cordones que por estar adheridos al hormigón son capaces de absorber eficazmente las tracciones que en dicho material se produzcan. Para ello es imprescindible que la distancia entre cables no sea excesiva, pudiendo calcularse análogamente a como de ordinario se hace en hormigón armado. Esta norma debe ser aplicada con cierta tolerancia.

11.1 Con respecto a la formación de fisuras en tracción, los elementos parcialmente pretensados ocupan una posición intermedia - entre los totalmente pretensados y los de hormigón armado ordinario, los cuales deben ser calculados con arreglo a la DIN-1045. El pretensado parcial se emplea en aquellos casos en que siendo aplicable el pretensado total, no puede éste realizarse por resultar a un coste prohibitivo como ocurre, frecuentemente, cuando la sección de hormigón ha de ser muy fuerte, por ejemplo, en los puentes en arco con tablero inferior, en los que éste actúa como ti-

rante. Debido a la gran sección del tablero, el esfuerzo de pretensado necesario para eliminar la totalidad de las tensiones de tracción originadas por las sobrecargas, tendría que ser, en estos casos, muy elevado. Por ello lo que se hace es proyectar la armadura de tal forma que se alcance un estado de pretensado total, por lo menos, bajo las cargas permanentes, admitiendo la presencia de tracciones para estados de carga más desfavorables. El valor de estas tensiones de tracción no deberá nunca exceder de los límites prescritos para los casos de pretensado parcial. En estas condiciones, cuando los estados de carga sean excepcionalmente desfavorables se producirán fisuras en tracción, pero tales fisuras desaparecerán en cuanto que las sobrecargas recuperen sus valores normales.

11.2 Los valores prescritos para las tensiones de tracción admisibles son iguales, aproximadamente, al 75% de la resistencia en tracción del hormigón. Por consiguiente, existe un aceptable margen de seguridad a la fisuración.

12.13 El hecho de que se produzcan signos exteriores que denuncien el peligro de una rotura inminente de la pieza, supone siempre una ventaja. Esto es lo que, en general, ocurre por ejemplo en los elementos de hormigón armado ordinario con cuantías normales de armadura. Cuando se rebasa el límite elástico del acero, aparecen grandes fisuras pero, sin embargo, la pieza es todavía capaz de resistir nuevos incrementos de carga sin que se produzca la rotura. La experiencia ha demostrado, no obstante, que en elementos con cuantías supracríticas, se produce la rotura, por aplastamiento del hormigón de la zona de compresiones, antes de que el acero alcance su límite elástico. Como además, sobre todo si se trata de hormigones de alta resistencia, la rotura de

las fibras comprimidas es frágil, la ruina del elemento se presentará en estos casos de un modo brusco, sin señales previas que avisen la inminencia del peligro. Por todo ello es conveniente adoptar ciertas precauciones cuando se trata de calcular la resistencia de la zona comprimida. Este es, precisamente el objeto de las normas prescritas en la presente sección.

En el caso de elementos con muy débiles cuantías de armadura, la rotura puede también producirse de un modo repentino, pero tales piezas raras veces se presentan en la práctica.

12.2 Inicialmente, el cálculo de las dimensiones de las piezas de hormigón pretensado, se hacía partiendo de las solicitaciones previstas con arreglo al criterio de las tensiones admisibles. Las tensiones se calculaban para el estado de carga I - (sección no fisurada). Este método se basaba en la hipótesis de que la acción de un esfuerzo de pretensado suficientemente elevado, era capaz de originar en el hormigón propiedades mecánicas completamente nuevas que lo transformaban en un material homogéneo. En algunos casos se ha podido comprobar que el momento de agotamiento de los elementos calculados de acuerdo con estas normas, era inferior al de los no pretensados proyectados según la DIN-1045.

La explicación de esta anomalía no se ha conocido hasta hace muy poco tiempo, cuando ya la presente instrucción se encontraba en preparación. Por ello, se exige ahora la comprobación de la sección bajo el momento de agotamiento. La influencia del pretensado en la magnitud del momento de agotamiento de una pieza, varía con la cuantía de la armadura tesa. Como puede verse en las secciones 12.21 a 12.23, únicamente con armadu

ras supracríticas se consigue un apreciable incremento en la resistencia máxima del elemento. Ello es debido a que sólo en este caso y gracias al pretensado, puede lograrse que, en el momento de la rotura, la tensión en el acero sea igual a su límite elástico.

12.3 Por lo que se refiere al acero, el coeficiente de seguridad es igual a la relación entre su límite elástico y la tensión admisible prescrita. Los fabricantes, generalmente, no garantizan un límite elástico definido para los aceros de las calidades que normalmente se emplean en construcción. Tomando como límite elástico el menor de los valores deducidos en los ensayos sobre barras de los diámetros normales y en función de las tensiones admisibles prescritas, se obtienen los siguientes coeficientes de seguridad:

En obras de hormigón armado:

$$\text{Aceros de la calidad I : } \frac{2.400}{1.400} = 1,72$$

$$\text{Aceros de la calidad II : } \frac{3.600}{1.800} = 2,00$$

En obras metálicas:

$$\text{Acero St. 37/12 : } \frac{2.400}{1.400} = 1,72$$

$$\text{Acero St. 53 : } \frac{3.600}{2.100} = 1,72$$

Es decir, excepto para el acero de la calidad II, el coeficiente de seguridad es 1,72. La adopción de un valor superior para el coeficiente del acero II resulta aconsejable por la necesidad de evitar el peligro de una fisuración excesiva - en los elementos no pretensados, fisuración que podría producirse caso de utilizar para el acero tensiones más elevadas. Los ensayos a rotura de vigas de hormigón armado demuestran, no obstante, que aun excluyendo aquellos casos en los cuales el límite elástico del acero es más elevado de lo normal, el coeficiente de seguridad es del orden de 1,75 a 1,85, es decir, superior al valor calculado. Ello es debido a que, en los cálculos ordinarios, se considera para la resistencia de la zona comprimida, un valor inferior al que realmente le corresponde. Como consecuencia, la profundidad de la fibra neutra correspondiente al esfuerzo de compresión en el hormigón bajo la sollicitación de agotamiento, es demasiado grande y el brazo mecánico excesivamente pequeño. Además, en el caso de secciones con armadura infracrítica, las tensiones en el acero, bajo la sollicitación de agotamiento, pueden en la realidad ser superiores a su límite elástico. Por todas estas razones y con el fin de no renunciar totalmente a la seguridad adicional que poseen las piezas de hormigón armado ordinario cuando se proyectan de acuerdo con la DIN 1045, se prescribe el valor de 1,75 para el coeficiente de seguridad a adoptar en los proyectos de elementos de hormigón pretensado, cuando se les calcula sin tener en cuenta el coeficiente de equivalencia  $n$ .

El hecho de que se compruebe la sección para una sollicitación igual a 1,75 veces la prevista en el proyecto, no quiere decir que se admita la posibilidad de alcanzar dicha carga bajo circunstancias desfavorables. El coeficiente de seguridad

dad se introduce con el fin de compensar diversos fenómenos cuyos efectos no se conocen exactamente y que no pueden, por consiguiente, ser tomados en consideración de otra manera.

Entre dichos efectos el de menor importancia es el relativo a la posibilidad de aparición de una sobrecarga excepcional. Hay que tener en cuenta que las solicitaciones que se prevén en los proyectos son de magnitud suficiente para cubrir, en general, los más desfavorables estados de carga que en la práctica pueden presentarse. Las principales causas cuyos efectos son difíciles de valorar, son las siguientes:

El que las hipótesis en las cuales se basa el cálculo de las solicitaciones que actúan sobre la sección no sean rigurosamente exactas.

El carácter sólo aproximado de las hipótesis en las cuales se basan los cálculos de las tensiones.

El que las hipótesis relativas a las propiedades resistentes de los materiales, bajo los distintos tipos de tensión no sean más que una interpretación simplificada de comportamientos más complejos.

El que las hipótesis relativas a la calidad de los materiales adolezcan del mismo defecto.

El que la posibilidad de un defecto de ejecución sea imprevisible e imponderable.

La imprecisión en los cálculos que obliga a admitir unas determinadas tolerancias.

Debe hacerse notar que todos los cálculos se basan en hipótesis más o menos verosímiles, las cuales, debido a la ine-



vitabile dispersión de los datos experimentales y a otras causas de error solo se corresponden aproximadamente con la realidad de los hechos. La experiencia ha demostrado que los accidentes en las construcciones se producen únicamente cuando varios de los factores anteriormente mencionados, suman sus efectos, de un modo accidental. Algunos de los citados factores tienen una influencia mucho mayor en el hormigón que en el acero y por esta causa el coeficiente de seguridad del hormigón debe ser superior al adoptado para la armadura. El método indicado en sección 12.32 constituye un procedimiento para introducir dos coeficientes de seguridad distintos en la misma pieza.

12.4 Los principios generales establecidos en la sección 12.41 para determinar la carga de rotura de una pieza, conducen a un método de cálculo en el que no interviene el coeficiente de equivalencia  $n$ , y que es, por consiguiente, distinto del establecido en la DIN 1045 para elementos de hormigón armado ordinario. Esta innovación está justificada por ser el único procedimiento que permite tener en cuenta, con mayor o menor aproximación, la influencia que sobre la sollicitación de agotamiento de un elemento, ejerce el alargamiento inicial que experimenta el acero, en relación con el hormigón, como consecuencia del pretensado. El diagrama de tensiones puede deducirse con la ayuda de los diagramas tensión-deformación de los dos materiales, y admitiendo la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de sufrir la deformación. El diagrama tensión-deformación del acero, se determina mediante los ensayos prescritos en la sección 3.31. El del hormigón se basa en una hipótesis simplificada que aparece comprobada por los datos experimentales disponibles. En general, resulta difícil determinar exactamente el diagrama tensión-deformación, correspondiente a cada clase par-

ticular de hormigón. Como las propiedades de este material influyen una serie de factores que dependen de las condiciones locales y cuyas variaciones son, por consiguiente, inevitables, parece más lógico partir para los cálculos del indicado valor medio que deducir, en cada caso particular, el correspondiente diagrama tensión-deformación, sobre todo si se tiene en cuenta que la influencia de los posibles errores, queda compensada al tomar para este material un mayor coeficiente de seguridad.

El diagrama tensión-deformación reproducido en la Fig. 1, supona que, en todos los hormigones, el acortamiento máximo es de 0,18%. Este valor es discutible y varios autores indican cifras muy superiores pero existen razones para suponer que ello es debido, únicamente a las distintas técnicas empleadas en los ensayos.

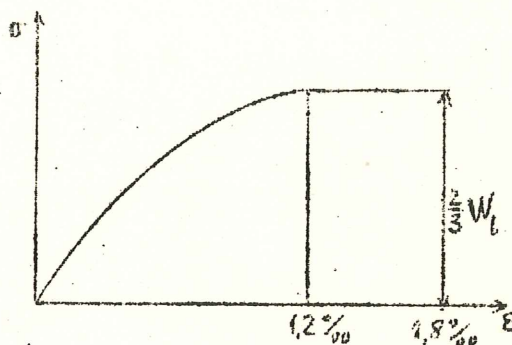


Figura 1.

En determinadas circunstancias, el hormigón sometido a tensiones que le hacen trabajar en régimen plástico, puede experimentar grandes acortamientos sin que aparezcan fisuras perceptibles. Sin embargo, tales deformaciones se deben, en realidad, a profundos cambios en la textura interna del hormigón cuya cohesión queda parcialmente destruida antes de que se formen grietas visibles, según demuestra la pérdida de tensión de compresión que generalmente acompaña al fenómeno. Sería erróneo calcular la sollicitación de agotamiento a partir de estos elevados valores del acortamiento máximo. Según se ha demostrado

mediante ensayos realizados lentamente, los cambios en la textura interna del hormigón pueden producir su rotura antes de haber alcanzado tales deformaciones.

Un detenido estudio de los diversos datos experimentales que se poseen, parece demostrar que el acortamiento máximo, es aproximadamente igual para todos los tipos de hormigón. Cuanto mejor sea un hormigón, mayor será su módulo de deformación,\* pero mayor será también su resistencia máxima. Por consiguiente, su deformación máxima será aproximadamente la misma, sea cual sea la calidad del material. En la actualidad, se están realizando ensayos para comprobar estos extremos, y en tanto no se conozcan los resultados, no será posible saber si es preciso, en determinadas circunstancias asignar a la deformación máxima, valores diferentes según la calidad del hormigón y quizás también según el estado de tensión considerado. Es probable, sin embargo, que tales diferencias, si es que existen, queden comprendidas entre límites muy próximos.

El diagrama tensión deformación reproducido en la fig. 1, se ha deducido en función de un valor extremo de la tensión. Se ha partido de una tensión igual a  $2/3$  de  $W_b$ , (siendo  $W_b$  la resistencia en compresión, a los 28 días, en probeta cúbica). Esto significa que con el fin de compensar las posibles variaciones de la resistencia en compresión del hormigón, se ha trazado el diagrama tensión-deformación para un hormigón de resistencia igual a los  $2/3$  de la que realmente posee el material de la pieza. La elección de  $W_b$  como valor extremo de la tensión de referencia parece ser arbitraria y algunos autores mantienen que los

---

\* ) Es análogo al de elasticidad pero referido a la deformación total.

cálculos deben basarse en los valores de  $K_b$  (resistencia a los 28 días, en probeta prismática). Esta cuestión se discutirá más adelante, en 12.53.

Admitiendo la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de la deformación de la pieza, la distribución de las tensiones en la zona comprimida, aparece perfectamente representada por el diagrama tensión-deformación. El volumen de tensiones de la zona comprimida, valdrá, por consiguiente:

$$\frac{2}{3} \times \frac{2}{3} \times W_b \times F_{bd} = 0,44 W_b \cdot F_{bd} \quad (*)$$

es decir, considerablemente inferior al valor  $0,55 W_b F_{bd}$  dado en la ecuación (3) de la sección 12.53. No ha sido posible poner de acuerdo ambas soluciones debido a que el texto de la instrucción estaba ya en imprenta. Esta cuestión requiere un detenido estudio posterior.

Cuando se utilicen los diagramas tensión-deformación obtenidos directamente en los ensayos, debe tenerse en cuenta que el correspondiente a un prisma axialmente comprimido no tiene por qué ser igual al de la zona comprimida de una pieza en flexión sometida a un esfuerzo excéntrico de compresión, sobre

---

\* ) En esta fórmula, el primer factor  $2/3$  es el coeficiente de seguridad adicional; el segundo factor  $2/3$  es el característico del área de la parábola lo mismo que el 1 para la sección rectangular y  $1/2$  para la triangular. El factor  $0,85$  que aparece en la ecuación (3) de las normas, es la media de los correspondientes a las secciones parabólica y rectangular, es decir el característico de una distribución de tensiones en régimen de plasticidad total.

todo si trabajan en régimen plástico. Es muy posible que en la zona comprimida de una pieza en flexión, la máxima tensión en lugar de producirse en las fibras extremas, como normalmente se supone, se presente a cierta distancia del borde, en el interior de la sección en una zona en la cual el hormigón sea incapaz de dilatarse transversalmente (efecto de Poisson).

Los trabajos experimentales ya iniciados, ayudarán a aclarar este punto. A la luz de los actuales conocimientos, parece lo más indicado dar en las presentes normas un trazado simplificado del diagrama tensión-deformación, elegido de tal manera que los valores que de él se obtengan quedan del lado de la seguridad. Con el fin de compensar el error introducido en la expresión (3) de las presentes normas, al que se ha hecho mención anteriormente, parece oportuno adoptar el diagrama tensión-deformación modificado en la fig. 1.

Admitiendo la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas después de la deformación, este diagrama modificado de tensiones-deformaciones, da para el volumen de tensiones de la zona comprimida, el valor de  $0,52 W_b F_{bd}$ . Si por otra parte, se reduce a 0,80 el factor 0,85 indicado en la sección 12,53 para la determinación de dicho volumen, en función de  $W_b$  el esfuerzo total de compresión deducido de la ecuación (3) se transforma en  $0,53 W_b F_{bd}$ . De esta manera, los resultados obtenidos mediante el cálculo gráfico serán casi iguales a los deducidos analíticamente.

12.51 La resistencia de los materiales empleados en la fabricación de las probetas utilizadas para la determinación experimental de la sollicitación de agotamiento de una pieza, debe ser

igual al valor mínimo de la resistencia correspondiente a los materiales con los cuales habrá de fabricarse realmente la estructura. En general, esta norma, en la práctica, no se cumple pues hay que tener en cuenta que las características resistentes, tanto del acero como del hormigón, a menos que se trate de materiales especialmente seleccionados, difiere en mayor o menor proporción de los valores que tienen asignados. Por otra parte, únicamente en casos especiales, los efectos producidos por la retracción y fluencia en las probetas, resultan análogos a los que, en la práctica, originan dichos fenómenos en la estructura real. Por todo ello, aplicando los métodos teóricos - de cálculo, gráficos o numéricos, para la determinación de la sollicitación de agotamiento de una pieza, se pueden obtener valores más aproximados, sobre todo porque tales métodos permiten considerar la acción simultánea, sobre las distintas secciones, de los más desfavorables estados de carga. En consecuencia, la comprobación experimental de la sollicitación de agotamiento debe reservarse, exclusivamente, para aquellos casos en que, por su complejidad, resulte difícil la aplicación de los métodos teóricos.

12.53 Uno de los temas más discutidos, es el relativo al tipo de probeta (prismática o cúbica) que debe utilizarse para la determinación de la resistencia del hormigón que constituye la zona comprimida de los elementos que trabajan a flexión. No obstante, dicha cuestión carece de importancia, a no ser que, como en las antiguas instrucciones se hacía, se suponga que la relación entre las resistencias prismática y cúbica, disminuye rápidamente a medida que aumenta la resistencia del hormigón. Los resultados obtenidos en los más recientes ensayos parecen

indicar que tal relación permanece constante, o, todo lo más oscila entre límites muy próximos (entre 0,75 y 0,90). En la actualidad, se están realizando nuevos ensayos para comprobar estos extremos. Admitiendo que dicha relación es constante, resulta indiferente adoptar uno u otro valor como base para el cálculo del coeficiente de seguridad ya que entonces lo único que habrá que hacer será modificar el valor de una constante de acuerdo con el tipo de probeta utilizado. Como quiera que resultan mucho más sencillos los ensayos con probeta cúbica que con prismática, en las presente normas se establece, como valor fundamental de referencia, la resistencia en probeta cúbica. En muchos casos la comprobación de la sollicitación de agotamiento se realizó tanto experimental como analíticamente y se ha visto que tomando como base de los cálculos analíticos la resistencia cúbica, los resultados obtenidos por ambos procedimientos, concuerdan perfectamente sobre todo si los hormigones poseen la resistencia que para las piezas pretensadas se exige.

Quando se emplee la ecuación (3), deben tenerse en cuenta las observaciones hechas al tratar de la sección 12.4. En mi opinión y en tanto la instrucción no haya sido aprobada definitivamente, el volumen de tensiones de la zona comprimida debe tomar se igual a  $0,53 W_b F_{bd}$ .

12.55 En toda sección genérica, las tensiones son más fuertes en las proximidades de los bordes que cerca del eje neutro. Por esta causa, el punto de aplicación de la resultante de las tensiones de compresión en el hormigón, queda, generalmente, un poco más alto que el centro de gravedad del área de la sección comprimida. Por otra parte, cuando se alcanza la sollicitación de agotamiento, la distribución de tensiones en la zona comprimida es

totalmente distinta de la representada por el diagrama triangular prescrito en la DIN 1045, adoptando una forma casi rectangular con los vértices redondeados. A este diagrama rectangular corresponde, precisamente, la simplificación admitida en la sección 12.55. Los valores supuestos para el brazo mecánico, resultan así algo inferiores a los valores reales, es decir, - que dicha simplificación hace que los resultados queden del lado de la seguridad.

12.61 La magnitud del alargamiento inicial que es necesario dar a los alambres en relación con el hormigón para producir el efecto de pretensado deseado, podrá únicamente determinarse si se supone que el hormigón no se encuentra sometido a tensión alguna en la dirección de la armadura. Esta condición se cumple en el caso de que las armaduras se tesen, antes de endurecido el hormigón, contra estribos independientes. Si el tesado se realiza después del endurecimiento, habrá que calcular en cada caso la tensión efectiva en las armaduras, en función del alargamiento dado a los alambres y de las deformaciones experimentadas por el hormigón. Si el trazado de los cables no es rectilíneo, deberá suponerse que los esfuerzos transversales son absorbidos por la rigidez de la bancada de pretensado.

12.63 La hipótesis de que las tensiones, tanto en la armadura pretesa como en la ordinaria, alcanzan simultáneamente los valores correspondientes al límite elástico de las dos clases de acero, se basa en el hecho de que el alargamiento máximo de los redondos no tesos es mucho mayor que el de los alambres de pretensado. Bajo un aumento progresivo de carga, la primera que alcanza el límite elástico es, generalmente, la armadura ordinaria. Para nuevos incrementos de carga, las tensiones de esta



armadura permanecen casi constante mientras que en la de pretensado se elevan hasta llegar al límite elástico previo un ligero alargamiento adicional.

12.7 En el caso de pretensado con adherencia y siempre que no se exceda de las tensiones de adherencia admisibles, puede suponerse que no se produce deslizamiento entre el acero y el hormigón aunque las tensiones en secciones próximas de la armadura - sean diferentes. Para calcular la sollicitación de agotamiento - de una pieza, bastará, por consiguiente, comprobar aquellas secciones que se encuentren sometidas a las cargas más severas. La forma y las tensiones de las secciones adyacentes, no tienen influencia alguna en el agotamiento de las secciones críticas.

En el caso de pretensado sin adherencia las condicio- nes son totalmente distintas. El alargamiento de los alambres no adheridos, depende de los esfuerzos y deformaciones en todas las secciones de la pieza y, por lo tanto, no basta ya la hipótesis de la permanencia plana de las secciones, para poder determinar lo. El esfuerzo de tracción a que se encuentra sometida la armadura bajo la sollicitación de agotamiento, es función del estado de tensiones en la totalidad de la pieza y depende en gran parte de la deformación que a causa de dicho estado de tensiones - experimenta la zona comprimida. En las secciones próximas a la crítica, el hormigón se encuentra en estado plástico; en cambio, a cierta distancia de dicha sección, como las tensiones son más débiles, el hormigón se comporta todavía elásticamente. Resulta, por consiguiente, extremadamente difícil determinar con exactitud la tensión a que se encuentra sometido el acero bajo la sollicitación de agotamiento. Únicamente mediante los oportunos ensayos será posible conocer, con cierta aproximación, la magnitud

llo pero conduce a fórmulas bastante largas. Los correspondientes estudios comparativos realizados demuestran que la expresión propuesta en las normas conduce a resultados que concuerdan con suficiente aproximación, con las condiciones reales.

12.9 En el caso de secciones que después de fabricadas se completan añadiéndoles hormigón existe, generalmente, cierta diferencia entre las tensiones en el hormigón de la sección inicial y en el últimamente vertido, una vez endurecido éste. Esta diferencia aumenta algo a consecuencia de la retracción del hormigón pero, por otra parte, se reduce considerablemente por efecto de las deformaciones lentas. Corresponde a una diferencia de deformación relativamente pequeña. Cuando la carga se eleva hasta su valor máximo, la diferencia de tensiones correspondiente a esta diferencia de deformación se reduce considerablemente debido a que el módulo de deformación disminuye cuando el hormigón alcanza su estado plástico. Además, todas las tensiones que se producen cuando la carga se eleva desde su valor normal al de agotamiento, son absorbidas por la sección total actuando como si hubiese sido hormigonada de una sola vez. Por consiguiente, puede suponerse que una diferencia inicial de tensión de  $40 \text{ Kg/cm}^2$ , por ejemplo, se reduce a  $30 \text{ Kg/cm}^2$  debido al efecto combinado de la retracción y de las deformaciones lentas, y posteriormente, cuando ya el hormigón se encuentra en estado plástico, a  $15 \text{ Kg/cm}^2$ . Para un hormigón de la clase B.450, esta pequeña diferencia de tensión no tiene, prácticamente, influencia alguna sobre el valor calculado para la sollicitación de agotamiento de un elemento. Mediante los oportunos ensayos se ha comprobado que tal efecto es, en realidad, despreciable. Por ello, y por lo que a la sollicitación de agotamiento se refiere, dichas secciones deben ser estudiadas como si hubiesen sido fabri

cadadas de una sola vez. Sin embargo, resulta evidente que tales secciones deben comprobarse no sólo para el estado final de carga sino también para los estados temporales intermedios, que se presentan cuando la sección no está todavía completa.

13.1 La prescripción establecida en esta sección se basa en el hecho de que las tensiones cortantes son valores arbitrarios de cálculo que dependen de la orientación del sistema de ejes coordenados adoptados. Los proyectos deben, por consiguiente, basarse no en las artificiales tensiones cortantes, sino en las tensiones principales reales.

13.3 Como valores de las tensiones principales en tracción admisibles en los elementos totalmente pretensados bajo las cargas previstas en el proyecto, se han tomado los mismos que para las tensiones cortantes permitidas en las estructuras de hormigón armado ordinario, sin necesidad de colocar armaduras transversales especiales (\*).

La experiencia ha demostrado que cuando las tensiones principales no exceden de dichos valores límites, puede asegurarse que no se producirán fisuras. En los casos de pretensados parciales, se admiten valores más elevados, que pueden llegar hasta los  $3/4$  de la resistencia en tracción del hormigón sometido a esfuerzo axial. Los valores límites para las tensiones de adherencia bajo las sollicitaciones previstas en el pro-

---

\*) En la DIN 1045 se prescribe que cuando los esfuerzos cortantes exceden de determinados valores límites, debe disponerse una armadura transversal capaz de absorber la totalidad de dichos esfuerzos. Para valores inferiores no es preceptiva la colocación de esta clase de armadura. Este es el límite al que aquí se hace referencia.

yecto son los mismos que se preciben en las normas relativas a elementos de hormigón armado ordinario.

13.4 La armadura transversal que se coloca para absorber los esfuerzos cortantes, debe comprobarse también para el estado de carga correspondiente a las solicitaciones de agotamiento. Bajo las cargas previstas en el proyecto, las tensiones principales de tracción se encuentran considerablemente reducidas debido al esfuerzo de pretensado. Cuando las cargas se elevan más allá de los valores previstos en el proyecto sin llegar a los de agotamiento, dichas tensiones aumentan más rápidamente que los esfuerzos. Por ello es necesario comprobar las tensiones que se producen bajo las solicitaciones de agotamiento, según se indica en la sección 12.31.

Los valores máximos admisibles fijados para las tensiones principales en tracción, se han elegido de tal forma que quede asegurado el que bajo la solicitación de agotamiento, dichas tensiones no han de ser superiores en los elementos pretensados que en los no pretensados. En relación con el coeficiente de seguridad, estos valores son, por consiguiente, mayores que los correspondientes valores límites admitidos para las piezas de hormigón armado ordinario proyectadas de acuerdo con la DIN 1045. (Es decir son una fracción mayor de la resistencia máxima del material).

Por la misma razón se exige comprobar que la armadura transversal es capaz de absorber la totalidad de los esfuerzos cortantes, en todos aquellos casos en que, bajo la solicitación de agotamiento, las tensiones cortantes en los elementos pretensados se hacen iguales a las que se producen en los no pretensados. El mismo razonamiento es aplicable a las tensiones de adherencia bajo la solicitación máxima. Al calcular las tensiones de adhe

rencia es necesario tener en cuenta que dichas tensiones varían a lo largo de la armadura, por lo cual deben determinarse, como normalmente se hace, a partir de las variaciones en la magnitud de la tracción en los alambres de una a otra sección.

Cuando el trazado de la armadura de pretensado no es rectilíneo, hay que tener en cuenta que, como sucede en las vigas acarteladas, a consecuencia de la inclinación de los esfuerzos en relación con la directriz de la pieza, la sección en la cual se presentan las mayores tensiones cortantes y de adherencia no es, necesariamente, la misma en donde se produce el mayor esfuerzo transversal.

15.3 El anclaje por medio de lazos se ha comprobado que da excelentes resultados. La magnitud de la reducción experimentada por la resistencia máxima del acero a consecuencia de las tensiones secundarias producidas por la curvatura dada a los alambres de pretensado, no ha sido todavía determinada experimentalmente con la suficiente aproximación. Sin embargo, puede asegurarse que el incremento del 15% indicado para las tensiones máximas admisibles en el caso de que se tenga en cuenta el aumento de tensión producido por la flexión originada por la curvatura de los cables, queda del lado de la seguridad. Parece, por lo tanto, probable que cuando se disponga de los suficientes datos experimentales, estos valores podrán ser aumentados todavía más.

En cuanto al problema de los valores admisibles para las tensiones locales originadas por los anclajes por medio de lazos sobre el hormigón, se tropieza de nuevo con la insuficiencia de datos experimentales, especialmente cuando se trata de -

hormigones de elevada resistencia. Los valores que en la instrucción se indican, han sido deducidos de los ensayos realizados sobre hormigones de resistencia normal. (\*)

15.4 En los casos de anclaje por adherencia y rozamiento, deben adoptarse precauciones especiales ya que, en diversas ocasiones, se ha podido comprobar que las pérdidas de tensión experimentadas por la armadura cuando se utiliza este tipo de anclaje, son superiores, durante el transcurso de los años, a - las que pueden ser atribuidas a la contracción que sufre el - hormigón por efecto de la retracción y deformaciones lentas. Este hecho es particularmente apreciable en el caso de que se empleen armaduras lisas. En tales circunstancias, el esfuerzo de anclaje depende en una proporción muy considerable del rozamiento desarrollado en las proximidades de los extremos de la pieza como consecuencia de la fuerte compresión transver - sal originada por la dilatación diametral que sufren los alambres de acero cuando se desprenden de los dispositivos de te - sado. Esta dilatación da lugar a una elevada tensión local de tracción en el hormigón que rodea a los cables, tensión que se reduce considerablemente a consecuencia de las deformaciones - lentas, sobre todo si cuando la armadura se desprende de los - dispositivos de tesado, el hormigón es todavía de corta edad. En algunos casos, la reducción del esfuerzo de rozamiento es tan grande que los alambres deslizan. La eficacia de este ti - po de anclaje puede mejorarse utilizando armaduras rugosas. No

---

\*) Véase, por ejemplo, Wastland "Untersuchungen für Bewehrung von winkelförmigen Eisenbetonkonstruktionen", Beton und Eisen, 1936. Nº 13 pág. 222 - 227.

obstante, en cada caso particular será necesario determinar experimentalmente la magnitud del esfuerzo de pretensado que se conserva de un modo efectivo después de transcurridos varios años. En determinadas circunstancias especiales, resulta asimismo preciso tener en cuenta los efectos producidos por las vibraciones a las cuales puede estar expuesta la pieza durante su vida de servicio.

En las proximidades de los extremos de los elementos de hormigón pretensado en los que se emplee este tipo de anclaje, la tensión en la armadura es nula. Como consecuencia, precisamente en estas zonas en donde los esfuerzos cortantes son mayores, desaparece el efecto desfavorable producido por el pretensado sobre las tensiones principales de tracción. Esta es la causa por la cual, en los ensayos sobre piezas de hormigón pretensado con armaduras ancladas por adherencia, la rotura se produce, casi siempre, por esfuerzo cortante.

15.5 En realidad, las dimensiones de los anclajes deberían calcularse para las sollicitaciones de agotamiento y partiendo de unas tensiones admisibles iguales a las resistencias máximas de los materiales. Sin embargo, resulta más sencillo calcularlas en la forma indicada en la Instrucción, en función de un esfuerzo ficticio y tomando para las tensiones admisibles los valores prescritos en las correspondientes normas, es decir, de acuerdo con la DIN 1050, para los elementos metálicos, y conforme a lo dispuesto en la Tabla VIII líneas 9 y 10 de la presente Instrucción, para el hormigón sobre el cual se apoya la placa de anclaje.

Es fácil comprobar que el método de cálculo propues-  
to proporciona la necesaria seguridad en las distintas partes

del anclaje. Las tensiones admisibles en la armadura de pretensado bajo las cargas previstas en el proyecto, pueden ser muy elevadas ya que cuando las sollicitaciones aumentan desde los valores previstos a los de agotamiento, dichas tensiones crecen mucho más lentamente a consecuencia del efecto producido por el pretensado. Por la misma razón pueden también adoptarse valores muy elevados para las tensiones admisibles en los anclajes bajo las sollicitaciones previstas. Como los anclajes pueden ser de muy diversos tipos, hubiese resultado muy laborioso tener que especificar las tensiones admisibles para cada caso particular. Resultó más sencillo establecer como base de cálculo una sollicitación ficticia reducida y adoptar para las tensiones admisibles los límites ya estipulados en previas Instrucciones.

16.11 Es muy probable que, más adelante, sea necesario modificar los valores que para las tensiones se indican en la tabla VIII. Recientemente, se ha decidido elevar las tensiones admisibles para los hormigones de alta resistencia B450 y B600 que se utilizan en la construcción de elementos no pretensados, prefabricados; en la nueva edición de la DIN 4225 se incluyan ya los nuevos valores. Es de esperar la aceptación de un análogo incremento en relación con las piezas de hormigón pretensado, pero todavía no se ha llegado a un acuerdo sobre las nuevas tensiones a adoptar. En la tabla que a continuación figura, se indican los valores aproximados que, según parece, van a ser aprobados. El número del renglón corresponde al de la Tabla VIII



Renglón	Tipo de hormigón		
	B300	B450	B600
	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
1	110	140	170
2	130	160	190
3	100	130	150
4	80	110	140
5	150	190	230
6	170	210	150
7	130	170	200
8	110	150	190
9	90	120	140
39	120	165	210
40	150	200	250

En el caso de secciones sometidas a flexión esviada pueden adoptarse, como tensiones máximas en la esquina más cargada, los valores límites consignados en la Tabla VIII, líneas 2, 6, 16, 17, 21, 25 y 26, superiores a los admitidos para flexión simple. No obstante, deberá satisfacerse siempre la condición de que las tensiones creadas por cada uno de los momentos independientemente considerado, no excedan de los límites estipulados para los casos normales de flexión en un solo plano. Se establece esta segunda limitación con el fin de evitar que si uno de los momentos que componen el par oblicuo de flexión es muy pequeño, pueda el otro originar tensiones superiores a las

previstas, sin que la suma de las cargas unitarias creadas por ambos momentos en la esquina, rebase los límites fijados al efecto. Otra anomalía se observa también en las tensiones cortantes admisibles para el caso de pretensado parcial, cuyos valores se indican en los renglones 30 a 32. En las aclaraciones a la Tabla VIII, se explica cómo se han obtenido las tensiones límites. Los valores dados en las líneas 30 a 32, se han determinado en función de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axial. Sin embargo, la resistencia a esfuerzo cortante del hormigón es, aproximadamente, igual a su resistencia a tracción en flexión, que es distinta de la que posee en régimen de tracción pura; por consiguiente, hubiese sido más correcto determinar las tensiones cortantes admisibles en función de la citada resistencia a tracción en flexión, lo que, por otra parte, habría conducido a valores ligeramente superiores a los indicados en las líneas 30 a 32. Esta cuestión será discutida nuevamente por el Comité de redacción de las presentes normas.

16.15 Los dos límites fijados para las tensiones admisibles en las armaduras de pretensado, han sido determinados de manera que quede garantizado un suficiente margen de seguridad entre las tensiones a que han de estar sometidos los alambres bajo las sollicitaciones previstas en el proyecto y las efectivas propiedades resistentes del acero. En todos los casos, habrá de tomarse el menor de los dos citados límites. Estos, coinciden cuando el límite elástico es aproximadamente igual al 75 % de la resistencia a rotura del acero. Si la relación entre el límite elástico y la resistencia a rotura es inferior a 0,75, resulta menor el valor basado en dicho límite elástico, siendo éste, por consiguiente, el que se toma. Lo contrario ocurre -

cuando tal relación es superior a 0,75 en cuyo caso es el valor deducido de la resistencia a rotura, el que debe adoptarse para el cálculo. Para el estado transitorio que se produce antes de desprender los alambres de los estribos de tesado, se admiten tensiones más elevadas. Tal estado es, generalmente, de corta duración y puede considerarse, en cierto modo, como un ensayo de la resistencia del acero; si uno de los alambres se rompiera en estas circunstancias, podría, todavía, sustituirse fácilmente. Naturalmente, debe evitarse que tal cosa ocurra, especialmente por el peligro que ello supone para los operarios. Por ello es por lo que los valores elevados de las tensiones solo se admiten en casos especiales y siempre previa autorización que no será concedida más que cuando se compruebe que las propiedades resistentes del acero utilizado son lo suficientemente uniformes como para que no sean de temerse roturas mientras la pieza está en la bancada de pretensado.

16.3 Las normas relativas a los casos de cargas concentradas son, esencialmente, las mismas que se prescriben en la DIN 1045 y únicamente se han ampliado con algunos detalles explicativos, necesarios para este caso especial. Así se establecen determinados requisitos en relación con las áreas de apoyo  $F_1$ . La prescripción de que el baricentro de la superficie de distribución  $F$ , debe coincidir con el del área cargada  $F_1$ , garantiza que no habrá de producirse una concentración excesiva de tensiones en las proximidades de los bordes de la sección transversal de la pieza.

Tabla VIII

A continuación se dan indicaciones sobre la forma en que han sido calculadas las distintas tensiones admisibles.

A.- Tensiones de compresión en el hormigón.

- 1 - En la zona de compresiones bajo las solicitaciones admisibles.

Los valores consignados en las líneas 1 a 4 corresponden a los prescritos en la DIN 1045 (hormigón armado or dinario) y DIN 4225 (elementos prefabricados de hormigón armado) según el caso.

- 2 - En la zona de tracciones bajo las solicitaciones admisibles.

Los valores que figuran en las líneas 5 a 8, se obtuvieron aumentando los anterior de las líneas 1 a 4 en la relación 4:3.

- 3 - Apoyos y hormigón bajo placas de anclaje.

Los valores de las líneas 9 y 10, son los mismos de las DIN 1045 y DIN 4225.

B.- Tensiones de tracción en el hormigón.

- 1 - En el caso de pretensado total y bajo las solicitaciones admisibles.

Línea 11.- 75% de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axil.

Línea 12.- 0

Línea 13.- 50% de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axil.

Línea 14.- 40% de la resistencia en tracción en regimen de flexión.

Línea 15.- 50% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 16.- 50% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 17.- 60% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

2 - En el caso de pretensado parcial y bajo las solicitaciones admisibles.

Línea 18.- 100% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 19.- 75% de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axial.

Línea 20.- 75% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 21.- 90% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 22.- 100% de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axial.

Línea 23.- 85% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 24.- 100% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 25.- 100% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

Línea 26.- 120% de la resistencia en tracción en régimen de flexión.

### C.- Tensiones cortantes en el hormigón.

1 - Tensiones cortantes o tensiones principales de tracción bajo las solicitaciones admisibles.

1.1 En el caso de pretensado total.

Los valores indicados en las líneas 27 a 29 coinciden con los exigidos en las DIN 1045 y DIN 4225.

1.2 En el caso de pretensado parcial.

Línea 30.- 75% de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axial.

Línea 31.- 75% de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axial.

Línea 32.- 90% de la resistencia en tracción bajo esfuerzo axial.

2 - Tensiones cortantes o tensiones principales de tracción bajo las sollicitaciones de agotamiento.

Los valores que aparecen en las líneas 33 a 38 se obtienen multiplicando por el coeficiente de seguridad 1,75 los correspondientes valores prescritos en las - DIN 1045 y DIN 4225.

D.- Tensiones locales en el hormigón.

Línea 39.- 50% de la resistencia en probeta prismática.

Línea 40.- 60% de la resistencia en probeta prismática.

E.- Tensiones de adherencia en el hormigón.

Los valores indicados en las líneas 41 y 42 son los mismos que figuran en las DIN 1045 y DIN 4225.

F.- Tensiones de tracción en el acero.

Los valores de las líneas 43 a 45 se dan en función del límite elástico y de la resistencia de rotura.

Los valores indicados en las líneas 46 a 48, corresponden a los prescritos en las DIN 1045 y DIN 4225.

Los valores que figuran en las líneas 49 a 51 corresponden al límite elástico.

- - -

La publicación de la presente propuesta de Instrucción para el cálculo de elementos de hormigón pretensado provocará, seguramente, una amplia serie de discusiones y controversias. Algunas de las cuestiones que exigen posterior estudio, han sido ya señaladas en estos comentarios. Cuando se hayan recibido todas las contrapropuestas y sugerencias que son de esperar, será posible preparar el texto definitivo de las presentes normas, en breve plazo y establecer así una firme base para el proyecto de los elementos de hormigón pretensado que tan considerable importancia han alcanzado en los últimos años. Cuando se redacte el texto definitivo deberá cuidarse especialmente de evitar todo aquello que pueda perjudicar o impedir el posterior desarrollo de este método constructivo.

- - -

