

PODER EJECUTIVO NACIONAL  
MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS  
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

**INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA**

**I  
N  
P  
R  
E  
S**

Consideraciones sobre algunos  
criterios básicos del  
Reglamento INPRES-CIRSOC 103  
para construcciones sismorresistentes  
en Argentina

PUBLICACION  
TECNICA Nº 12

Noviembre de 1986

REPUBLICA ARGENTINA

CONSIDERACIONES SOBRE ALGUNOS CRITERIOS BASICOS DEL REGLAMENTO  
INPRES-CIRSOC 103 PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES EN ARGENTINA.

L.D. DECANINI \*  
A. GIULIANO \*\*  
C.A. PRATO \*

RESUMEN:

Se tratan fundamentos y objetivos de diversos requerimientos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes", considerando los contenidos de la Parte I (Acciones - Métodos de Análisis - Suelos y Fundaciones) y de la Parte II (Construcciones Sismorresistentes de Hormigón Armado y Pretensado).

Al comienzo se presenta una síntesis de los aspectos destacables que constituyen lineamientos fundamentales. Luego se indican características de la Zonificación Sísmica y examina la Descripción de las Acciones Sísmicas. Los Espectros de Diseño y el Factor de Reducción por Capacidad de Disipación de Energía son tratados con particular énfasis en la influencia de la Configuración Estructural. Se presentan criterios para la valoración del Coeficiente de Regularidad Vertical (C.R.V.).

Por otra parte se consideran Estados de Cargas, Simultaneidad de Efectos de las Acciones Sísmicas y Deformaciones. La selección de los procedimientos de Análisis y los Efectos Torsionales se examinan en función de la Regularidad Estructural.

En la segunda parte se analizan varios tópicos del Diseño Sismorresistente del Hormigón Armado relativos a Estructuras de Pórticos, con particular detenimiento en Limitaciones Dimensionales, Esfuerzos de Corte y Armaduras de Confinamiento para extremos de Columnas.

Trabajo presentado y publicado en 4as. JORNADAS CHILENAS DE SISMOLOGIA E INGENIERIA ANTISISMICA AND INTERNATIONAL SEMINAR ON THE CHILEAN MARCH 3, 1985 EARTHQUAKE- UTFSM/ACHISINA, Viña del Mar 1986.

\* Profesor Titular. Departamento de Estructuras. Universidad Nacional de Córdoba, Argentina - Asesor de CIRSOC.

\*\* Jefe Departamento Ingeniería Sismorresistente. INPRES - Argentina.

## 1.- INTRODUCCION.

El Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes" constituye un conjunto integral de requerimientos de diseño y ejecución de obras en zonas sísmicas, orientados particularmente a edificios. Los niveles esperables y adecuados de protección sísmica se logran mediante una serie completa de especificaciones, disposiciones, criterios y orientaciones que deben aplicarse integral y coherentemente durante el Diseño, Construcción y Mantenimiento. Uno de sus propósitos fundamentales es guiar al proyectista y al ejecutor para la obtención de la protección sismorresistente requerida para las construcciones.

Este Reglamento es el resultado de un extenso proceso de trabajo que comenzó en 1979 con una completa y comprensiva revisión de las normas preexistentes en el país, inicialmente realizada por CIRSOC (Centro de Investigación de los Reglamentos de Seguridad para las Obras Civiles). Reconocida la necesidad de una actualización y perfeccionamiento, se preparó y presentó una primera versión en 1980, la que fue llevada a discusión pública. Simultáneamente INPRES (Instituto Nacional de Prevención Sísmica del Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Nación) examinó las normas vigentes modificándolas en las "Normas Anti-sísmicas Argentinas - NAA 80". Posteriormente se integró la Comisión INPRES-CIRSOC para la elaboración de un texto único para la futura norma para construcciones sismorresistentes. Como resultado de los trabajos y actividades de consulta de dicha comisión se preparó el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 en su actual versión. El INPRES aprobó este cuerpo normativo y lo declaró de aplicación efectiva en todo el territorio nacional a partir de 1984.

El Reglamento INPRES-CIRSOC 103 integra el conjunto de Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles CIRSOC y resulta compatible con los criterios contenidos en los restantes Reglamentos Nacionales para situaciones no-sísmicas.

En el Reglamento se introducen, de acuerdo al actual estado del arte, modernos lineamientos y criterios probados, aceptados y recomendados internacionalmente, habiéndose considerado cuidadosamente su aplicación a las características sísmicas propias de nuestro país y a la realidad del medio.

Contiene tres partes diferenciadas en correspondientes volúmenes: Parte I dedicada a zonificación sísmica, acciones de diseño, criterios generales para análisis y diseño, métodos de análisis, comportamiento de suelos bajo acciones sísmicas, especificaciones para fundaciones, etc. Parte II se refiere específicamente a Construcciones Sismorresistentes de Hormigón Armado y Pretensado. La parte III contiene todo lo atinente a Construcciones Sismorresistentes de Mampostería.

Se ha considerado imprescindible disponer de la Parte II y de la Parte III específicamente dedicadas al tratamiento de materiales estructurales. La experiencia disponible ha evidenciado que códigos para construcciones sismorresistentes referidos solamente a acciones y métodos de análisis no son suficientes para brindar una adecuada y racional protección. Los requerimientos y detalles propios del Hormigón Armado y la Mampostería sometidos a acciones sísmicas resultan cruciales para la performance de las construcciones.

En la presente nota se examinan y comentan algunos aspectos básicos correspondientes a las Partes I y II.

## 2.- ASPECTOS DESTACABLES.

- \* El objetivo de las especificaciones sobre Acciones Sísmicas, Métodos de Análisis, Requerimientos de Ductilidad y Resistencia, Limitación de Deformaciones de la Estructura, Disposiciones Constructivas, etc., es evitar (mantener bajo niveles aceptables de confiabilidad) el colapso o inutilización total de la estructura bajo los efectos de terremotos severos de características destructivas, a la vez que evitar o reducir al mínimo los daños durante la ocurrencia de terremotos moderados. En todos los casos se considera esencial la protección de la vida humana.
- \* La valoración de las Acciones de Diseño, evaluación de Resistencias y otras propiedades, estimación de Respuestas Estructurales, etc., obedecen a Criterios Probabilísticos para la Apreciación de la Seguridad, aunque no siempre resulte posible la aplicación de estos criterios en forma directa, explícita y completa.
- \* Teniendo en cuenta la naturaleza del fenómeno, la aleatoriedad de excitaciones y respuestas, la protección sismorresistente se fundamenta no sólo en términos de sollicitaciones y resistencias sino también en el planteo del sistema estructural y en el diseño detallado del material estructural de manera que garanticen una adecuada disponibilidad de capacidad de disipación de energía frente a las demandas esperables.
- \* Las prescripciones, en general, crecen en severidad con la peligrosidad sísmica de las distintas zonas consideradas teniendo en cuenta los probables requerimientos de incursiones en campo anelástico correspondientes a cada una de ellas.
- \* El concepto básico de seguridad se asocia a evitar el colapso efectivo de la estructura luego de repetidas deformaciones anelásticas reversibles acompañadas de un probable deterioro de rigideces y resistencias, con agotamiento de uno o más componentes estructurales necesarios para mantener la estabilidad del conjunto. Por otra parte, se intenta evitar la inutilización definitiva de la estructura (falla económica).
- \* Se acepta explícitamente que las estructuras tengan comportamiento anelástico bajo los efectos de terremotos severos de tipo destructivo.
- \* Aún cuando se reconoce la importancia de controlar diversos Estados Límites (Servicio, Dañabilidad, etc.) considerando niveles adecuados de seguridad para cada uno de ellos, para las estructuras convencionales se ha adoptado una solución aproximada que consiste en prescribir un "valor único de la acción sísmica" para considerar el Estado Límite Último y en introducir en forma implícita la verificación de los restantes Estados Límites. Para ello se regula el control de deformaciones (Distorsión Horizontal de Piso), Verificación de Componentes de Construcción y otros requerimientos que permiten admitir un adecuado comportamiento para estos Estados Límites. Este criterio se adoptó en mérito a la simplicidad y claridad necesaria para los usuarios de los casos



corrientes.

- \* Se ha relacionado a las Acciones de Diseño con el Esquema Estructural Seleccionado y con el Dimensionamiento y Detalle Constructivo del material adoptado. Ello se logra a través de la formulación del Factor de Reducción  $R$  que tiene en cuenta la Capacidad de Disipación de Energía de la Estructura mediante deformaciones Anelásticas, de los procedimientos de análisis especificados y de los requerimientos y detalles de diseño.

Singular énfasis se ha puesto en la "Concepción de la Estructura Sismorresistente" aspecto que resulta crucial para la obtención de una adecuada performance. Esto en función de las enseñanzas y conocimientos adquiridos en diversos terremotos destructivos y de los estudios analíticos dinámicos realizados en campo no-lineal.

- \* El planteo general de los requerimientos normativos giran alrededor de la idea básica que una correcta concepción estructural unida a un adecuado dimensionamiento, detalle y construcción son factores esenciales para obtener una adecuada protección sísmica.

En general, los valores de acciones, los procedimientos de análisis y demás requerimientos tienden a desalentar el empleo de configuraciones estructurales irregulares y de esquemas que se han revelado inadecuados para el comportamiento sismorresistente.

- \* Particular trascendencia se ha otorgado a la influencia del Suelo y Sistema de Fundación que han merecido un completo y extenso capítulo.

Para reconocer la notable incidencia que tiene el manto de suelo tanto en la respuesta dinámica de la estructura (influencia en las vibraciones transmitidas) como en los efectos provocados por fallas del plano de fundación, se distinguen dos clases de comportamiento de suelos frente a excitaciones dinámicas:

a) Suelos Dinámicamente Estables .

Bajo los niveles de excitaciones previstas no sufren deformaciones permanentes considerables ni pérdidas momentáneas de su capacidad resistente, ni roturas manifiestas en su superficie, ni modificaciones topográficas apreciables. La influencia de estos suelos se pone de manifiesto por las modificaciones de las formas espectrales con respecto al Suelo Tipo I (firme) considerado como referencia.

b) Suelos Dinámicamente Inestables.

Son aquéllos que pueden dejar de constituir un medio adecuado para el apoyo de la construcción a causa de sufrir considerables deformaciones permanentes o desplazamientos relativos o a consecuencia de la pérdida transitoria de su capacidad portante (ej. licuefacción).

Se indican criterios para examinar el riesgo potencial de desarrollo de problemas de "inestabilidad dinámica de suelos" así como lineamientos para mitigar sus efectos.

- \* Aparte de los Procedimientos Generales, el Reglamento contiene Procedimientos Simplificados utilizables en situaciones usuales siempre que se cumplan condiciones de aplicabilidad. Ello permite el tratamiento de un número considerable de casos corrientes.
- \* Los criterios de Comportamiento que se indican para Estructuras y Elementos Estructurales, están formulados de manera que sirvan de orientación y aclaración para las aplicaciones de los requerimientos establecidos.
- \* En términos generales, la estructuración y contenido del Reglamento procuran dar al usuario lineamientos y guías que ayuden a la comprensión de los propósitos y procedimientos a emplear en la protección sismorresistente.

### 3.- ZONIFICACION SISMICA.

La República Argentina se ha dividido en cinco zonas sísmicas designadas de 0 a 4 en función creciente de la peligrosidad sísmica. En el cuadro siguiente se indican algunas de sus características.

Zona Sísmica	Peligrosidad Sísmica	$a_s$ (g)	Z	Ej. Ciudades comprendidas
4	Muy elevada	0,35	1,00	Mendoza - San Juan
3	Elevada	0,25	1,05	Salta - Jujuy
2	Moderada	0,16	1,15	La Rioja - Tucumán - San Luis
1	Reducida	0,08	1,25	Córdoba - Sgo. del Estero

$a_s$  representa la Aceleración Efectiva de Diseño o Pico Efectivo de Aceleración en terrenos firmes, expresada como fracción g.

Z es el Factor de Zona Sísmica que se utiliza en las prescripciones específicas de Construcciones Sismorresistentes de Hormigón Armado y Pretensado. Empleada en forma inversa permite graduar ciertos requerimientos en función de la zona sísmica.

La zona sísmica 0 corresponde a una muy reducida actividad sísmica y en ella para las construcciones normales no se aplican todos los requerimientos del Reglamento.

#### 4.- DESCRIPCION DE LAS ACCIONES SISMICA.

Las acciones sísmicas se describen a partir de Espectros Elásticos de Pseudoaceleraciones  $S_a$  para el Diseño. La forma y magnitud de dichos espectros dependen de la actividad sísmica correspondiente a la zona considerada y del tipo de manto de suelo sobre el que se emplaza la construcción.

Se adoptó este criterio para partir de un concepto físico concreto y claro que sirve de arranque a todo el proceso lógico de diseño sismo-resistente.

Si bien esta descripción mediante Espectros Elásticos de Diseño no interviene directamente en las aplicaciones al aceptar el comportamiento anelástico, permite concientizar al proyectista sobre la esencia y naturaleza del fenómeno y sobre el comportamiento esperado de la estructura, conocimiento y comprensión que resulta imprescindible para el éxito del proyecto. Por otra parte, esta definición de las Acciones Sísmicas de Diseño, permite disponer de los lineamientos de base cuando las verificaciones deban realizarse al margen de los criterios convencionales contenidos en las Normas.

Los Espectros Elásticos de Diseño especificados corresponden a un amortiguamiento del 5% y describen las Acciones Sísmicas Horizontales en la parte superior del manto de suelo.

Las ordenadas al origen " $a_g$ " de los Espectros Elásticos prescriptos corresponden al concepto de "Pico Efectivo de Aceleración" o "Aceleración Efectiva de Diseño", ellos se han correlacionado con estudio de Riesgo Sísmico. Debe entenderse que los mismos representan un parámetro que permite caracterizar la intensidad de la Excitación Sísmica de Diseño y que permite "anclar" la forma espectral definida. Los valores de " $a_g$ " se han adoptado en base a consideraciones probabilísticas en forma de obtener para cada zona niveles de excedencia adecuados en ciertos períodos de riesgo (50 - 100 años) considerando también condiciones sismotectónicas y asociándolos a todo el conjunto de criterios y procedimientos que integran la protección sísmica especificada.

Para las dos zonas sísmicamente más activas (4 y 3) el valor de " $a_g$ " no es modificado por las condiciones locales de suelo. Ellas sólo afectan al contenido de frecuencias. Para las otras dos zonas de menor peligrosidad sísmica (2 y 1) el valor de " $a_g$ " se incrementa con la deformabilidad del manto de suelo; el contenido de frecuencias de la excitación es también modificado ensanchando el espectro a medida que disminuye la rigidez del suelo.

En la Fig. N° 1 se muestran los Espectros Elásticos de Diseño correspondientes a las Zonas Sísmicas 4 y 1. El Reglamento establece tres tipos de condiciones de suelos considerados "dinámicamente estables": Tipo I (firme), Tipo II (intermedio) y Tipo III (blando). Las características de estos tres tipos de mantos de suelo están indicados en la Tabla N° 1.

Los factores de amplificación correspondientes a las formas espectrales adoptadas para diferentes tipos de suelos término medio corresponden aproximadamente a porcentuales del 70 al 80% en base a diversos estudios estadísticos. Ellos se han calibrado para las condiciones po-



sibles en la República Argentina y se controlan con los registros disponibles del medio.

El Reglamento contiene especificaciones para la eventual modificación de los espectros para amortiguamiento menores que el 5% .

#### 5.- ESPECTROS DE DISEÑO. FACTOR DE REDUCCION DE LA RESPUESTA ELASTICA. INFLUENCIA DE LA REGULARIDAD ESTRUCTURAL.

El Espectro de Diseño para la valoración de las Fuerzas Sísmicas se obtiene dividiendo las ordenadas del Espectro de Diseño Elástico por un Factor de Reducción  $R$  que tiene en cuenta la Capacidad de Disipación de Energía mediante deformaciones anelásticas de la Estructura.

El Factor de Reducción  $R$  depende del tipo de Material Estructural, de la Naturaleza de los Planos Sismorresistentes Verticales que integran la Estructura y de la Configuración Estructural en Elevación.

En forma compacta y general puede indicarse:

$$R = \text{Función } ( T ; \bar{\mu} ; \text{Configuración Estructural} )$$

Siendo ,  $T$  : Período de Vibración que se considere.

$\bar{\mu}$  : Ductilidad Global Nominal de la Estructura, que depende del tipo de Material Estructural y de la Tipología de los Planos Sismorresistentes Verticales.

Para la formulación de los valores de los parámetros intervinientes en  $R$  se ha partido de un análisis detallado y calibrado de antecedentes existentes resultantes de análisis dinámicos no lineales, de estudios experimentales y de las enseñanzas recogidas del análisis de daños de terremotos destructivos. En particular se ha procurado considerar las dificultades y limitaciones inherentes a la extensión del concepto de Factor de Reducción a las estructuras modelables como sistemas de múltiples grados de libertad. Por ello se han considerado valores ponderados y, en general, conservativos.

Los valores correspondientes a la Ductilidad Global Nominal  $\bar{\mu}$  de la Estructura que se especifican en el Reglamento se han condensado en la Tabla N° 2.

La Ductilidad Global de la Estructura  $\bar{\mu}$  que efectivamente se considera en la Reducción de la Respuesta, depende de la Ductilidad Global Nominal antes indicada y de la Configuración Estructural en Elevación. Es decir que ella se vincula directamente con las posibilidades de disipar energía mediante deformaciones anelásticas de la estructura.

$$\bar{\mu} = \text{Función } ( \bar{\mu}, \text{Configuración Estructural en Elevación} )$$

En la normativa se ha introducido el término "Ductilidad" a los efectos de facilitar la conceptualización de los factores que intervienen, de acuerdo con el léxico corriente de los usuarios.



Los resultados de estudios analíticos sobre la respuesta dinámica no-lineal señalan que el Factor de Reducción varía con el período de vibración  $T$  que se considere. En términos generales puede señalarse que para períodos no muy bajos el Factor de Reducción resulta del orden de la Ductilidad del Sistema, mientras que para períodos bajos el Factor de Reducción resulta menor que la Ductilidad.

En el Reglamento se ha considerado un criterio aproximado y simplificado que cubre los resultados de los análisis dinámicos no-lineales teniendo en cuenta las formas espectrales elásticas adoptadas.

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T < T_1$$

$$R = \mu \quad \text{para } T > T_1$$

Siendo:  $T_1$  el período correspondiente al comienzo del plafond del Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones.  $T_1 = 0,2$  seg. para Suelos Tipo I -  $T_1 = 0,3$  seg. para Suelos Tipo II  $T_1 = 0,3$  seg. para Suelos Tipo III.

Se observa que el Factor de Reducción decrece para períodos menos que  $T_1$  haciéndose igual a uno para  $T = 0$ . Para valores de  $T$  mayores que  $T_1$  el Factor de Reducción coincide con la Ductilidad Global de la estructura.

La relación con la Configuración Estructural en Elevación obedece a la necesidad de considerar que la mayor parte de la estructura participe de manera uniforme en la Disipación de Energía por deformaciones anelásticas, evitando que se produzcan concentraciones de deformaciones plásticas en sólo algunas regiones de la estructura.

Aún cuando el problema no puede resolverse en forma completa y rigurosa mediante criterios cuantitativos sencillos aplicables a los métodos usuales, ante la imprescindible necesidad de considerar el fenómeno, se ha optado por introducirlo aún con forma muy simplificada mediante el concepto de Índice de Sobrerresistencia. Para ello se han considerado los antecedentes contenidos en las provisiones ATC, Código Mexicano y otros.

Con este procedimiento se procura evitar variaciones bruscas de resistencia y rigidez en elevación. Regulando que la relación entre resistencia Efectiva y la Resistencia Requerida por las Acciones de Diseño no cambien en modo acentuado a lo largo de toda la altura del edificio se intenta controlar concentraciones de plastificaciones y consecuentes roturas prematuras. En otros términos, se procura lograr que la estructura sea capaz de sufrir una plastificación "difusa".

Para posibilitar la aplicación de estos criterios, se introduce el Coeficiente de Regularidad Vertical (C.R.V.) que puede definirse como la relación entre el Valor Mínimo del Índice de Sobrerresistencia obtenido en toda la altura del edificio considerando cada uno de sus pisos y el Valor Promedio de todos los Índices de Sobrerresistencia obtenidos.

- \* Índice de Sobrerresistencia de Piso I.S.R. =  $\frac{\text{Resistencia Efectiva}}{\text{Resistencia Requerida}}$
- \* Coeficiente de Regularidad Vertical C.R.V. =  $\frac{\text{Mínimo I.S.R.}}{\text{Promedio I.S.R.}}$

En la Figura 2a. se esquematiza la tendencia probable entre las frecuencias de colapsos o daños graves y el valor de C.R.V. puede observarse que se presenta un marcado incremento de la frecuencia de colapsos o daños graves para valores bajos de C.R.V.

Esta tendencia probable que surge de la consideración de distintos estudios de daños, han tratado de ser tenidas en cuenta en las prescripciones normativas elaboradas.

De lo anterior resulta que la Reducción de las Fuerzas por capacidad de disipación de energía en campo anelástico debe ser menor cuando disminuye la Regularidad Estructural en Elevación (Figura 2 b).

En consideración de lo precedente, para la valoración de la Ductilidad Global de la Estructura  $\mu$  y consecuentemente de R, se ha establecido el siguiente criterio.

- |                                       |                             |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| * Si C.R.V. $\geq 0,8$                | $\mu = \bar{\mu}$           |
| * Si $0,8 > \text{C.R.V.} \geq 0,75$  | $\mu = 0,2 + 0,8 \bar{\mu}$ |
| * Si $0,75 > \text{C.R.V.} \geq 0,65$ | $\mu = 0,4 + 0,6 \bar{\mu}$ |
| * Si $0,65 > \text{C.R.V.} \geq 0,55$ | $\mu = 0,5 + 0,5 \bar{\mu}$ |

Se ha considerado que valores de C.R.V. menores que 0,55 conducen a esquemas estructurales inadecuados para el desarrollo aproximadamente uníforme de deformaciones anelásticas en la estructura.

En la Figura N° 3 se ilustra el concepto de Coeficiente de Regularidad Vertical (C.R.V.) y su incidencia en la valoración de la Ductilidad Global de la Estructura.

Para determinación de C.R.V. las estructuraciones usuales de edificios puede considerarse que el análisis de Requerimientos y Resistencias al Esfuerzo de Corte sobre el conjunto es suficiente para la evaluación de los índices de Sobrerresistencia en cada nivel. Ello teniendo en cuenta que el propósito fundamental de la determinación del C.R.V. es detectar variaciones importantes y bruscas de resistencias o rigideces de la estructura en elevación que puedan producir respuestas desfavorables y fuertemente diferentes de las previstas mediante el procedimiento de reducir las ordenadas espectrales elásticas, a causa de la concentración de disipación de energía. Este criterio es considerado en los Comentarios de A.T.C. 3-06 y también se ha incluido en forma análoga en el documento de estudio para Normas Italianas para Construcciones en Zonas Sísmicas (Diciembre de 1984).

Es decir que puede establecerse el I.S.R. en cada piso y consecuentemente el C.R.V. de la estructura evaluando la capacidad resistente última a cortante y el esfuerzo de corte de diseño (requerido) en cada nivel.

Siendo necesario establecer el C.R.V. para llegar a las fuerzas de diseño, se sugiere el siguiente procedimiento aproximado considerando el edificio en su conjunto.

- 1.- Determinar inicialmente los Esfuerzos de Corte de Diseño estimando el valor de la Ductilidad Global de la Estructura (por ejemplo:  $\mu = \bar{\mu}$ )
- 2.- Calcular el I.S.R. como la relación entre la Capacidad Resistente Última al Corte (Resistencia Existente) y el Esfuerzo de Corte de Diseño, considerando cada nivel de la estructura.  
  
La Resistencia Efectiva Última en cada piso se determina como la suma de las correspondientes a todos los elementos verticales existentes que operan en la dirección considerada.
- 3.- Determinar el C.R.V. comparando el valor mínimo de los I.S.R. obtenido con el valor promedio de los Índices.
- 4.- Con C.V.R. determinar la Ductilidad Global de la Estructura en función de la Ductilidad Global Nominal y de la Configuración Estructural en Elevación.
- 5.- Comparar el valor de Ductilidad Global obtenido con el inicialmente estimado.
- 6.- Si resulta necesario se ajustan las Fuerzas para el Diseño modificando el valor del Factor de Reducción R. Eventualmente, puede resultar necesario modificar la configuración del sistema estructural en elevación.

Se destaca que la inclusión del C.V.R. para la determinación de las Fuerzas para Diseño tiene el propósito fundamental de detectar configuraciones desfavorables para la respuesta Sísmica y con ello se procura guiar el proyecto del sistema sismorresistente.

#### Cálculo aproximado de la Resistencia al Corte en cada nivel.

Como en la fase preliminar la estructura se encuentra predimensionada en general sin haber determinado armaduras, es aceptable considerar solamente las resistencias límites al corte teniendo en cuenta las secciones y los valores de tensiones límites correspondientes.

Sumando las resistencias de todos los elementos que pueden contribuir, para un determinado nivel del edificio se tiene:

$$V_{uR} = V_u \text{ lím. columnas} + V_u \text{ lím. tabiques H}^{\circ}\text{A}^{\circ} + V_u \text{ lím. mampost. incluida.}$$

- \* La Resistencia Límite de Columnas al Corte puede determinarse aproximadamente en la siguiente forma:

$$V_u \text{ lím. columnas} = Z \zeta_{03} \Sigma A_b$$

Siendo  $\Sigma A_b$  : la suma de las secciones de columnas de los dispositivos sismorresistentes operantes en la dirección analizada.

$Z$  : Factor de Zona Sísmica

$\zeta_{03}$  : Tensión de Corte Límite para el Hormigón Armado

\* La Resistencia Límite de Tabiques o Pantallas de Hormigón Armado se puede establecer como:

$$V_u \text{ lím. tabiques H}^\circ \text{ A}^\circ = Z \zeta_{03} \Sigma A_t$$

Siendo  $\Sigma A_t$  : la suma de las secciones de tabiques de H<sup>o</sup> A<sup>o</sup> operantes en la dirección analizada.

\* La Resistencia Límite al Corte de la Mampostería Incluida puede valorarse aproximadamente con:

$$V_u \text{ lím. mampost. incluida} = 0,6 \zeta_{mo} \Sigma B_M$$

Siendo  $\Sigma B_M$  : la suma de las secciones horizontales de muros de mampostería incluida operantes en la dirección considerada.

$\zeta_{mo}$  : Resistencia básica al corte de la Mampostería.

Si las mamposterías incluidas son de diversos tipos a cada una de ellas se aplicará la resistencia básica al corte correspondiente.

## 6.- ESTADOS DE CARGA.

Para las situaciones sísmicas, los Estados de Carga para la evaluación de la seguridad considerando los "estados límites últimos" que corresponden a los máximos de capacidad portante, son:

$$U = 1,3 E_w \pm E_s$$

$$U = 0,85 E_w \pm E_s$$

En los que  $E_w$  son los efectos provocados por las cargas gravitatorias y  $E_s$  los efectos correspondientes a las acciones sísmicas especificadas.

Los factores 1,3 y 0,85 que afectan a los efectos de las cargas gravitatorias tratan de tomar en cuenta los efectos de la componente vertical de los movimientos sísmicos y cubren incertidumbres en los valores de las cargas gravitatorias.

De acuerdo a diversos antecedentes disponibles, se ha estimado que las cargas permanentes efectivas pueden resultar hasta un 15% mayores que las nominales adoptadas en el diseño. Admitiendo que el efecto de la acción sísmica vertical aproximadamente pueden ser del orden de  $\pm 15\%$ ,



surgen los valores de 0,85 y 1,3 que no resultan simétricos con relación a la unidad por las consideraciones señaladas.

#### 7.- SIMULTANEIDAD DE EFECTOS DE LAS ACCIONES SISMICAS.

Se ha tenido en cuenta la naturaleza tridimensional de la excitación sísmica. La componente vertical se considera en forma general de acuerdo a lo indicado para Estados de Carga, y en forma directa en aquellos casos en que sus efectos puedan resultar significativos (Voladizos, Miembros Horizontales de Estructuras de Hormigón Pretensado, etc.).

Para las direcciones horizontales se ha estimado satisfactorio suponer la acción simultánea de dos componentes ortogonales adecuadamente combinadas, para ello se consideran los valores más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de:

Gravitatorias  $\pm$  Sismo Dirección 1  $\pm$  0,3 Sismo Dirección 2

Gravitatorias  $\pm$  Sismo Dirección 2  $\pm$  0,3 Sismo Dirección 1

Para Estructuras Regulares en planta y elevación estas consideraciones se pueden aplicar solamente a los elementos verticales comunes a dos planos sísmorresistentes verticales. Para estructuras tipo péndulo invertido, columnas aisladas y similares, el coeficiente de combinación vale 0,5.

#### 8.- DEFORMACIONES.

El control de las deformaciones de la estructura se realiza mediante la consideración de: Distorsión Horizontal de Piso (story drift) y de los Efectos P-Delta (Efectos de Segundo Orden). Asimismo se incluyen especificaciones para Separaciones y Juntas Sísmicas.

Los desplazamientos se obtienen multiplicando por la Ductilidad Global de la Estructura a los valores de los desplazamientos determinados considerando la acción de fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía.

Los valores límites permisibles de la Distorsión Horizontal de Piso se establecen en función del Grupo de Construcciones (destino y funciones) y de la posibilidad de daño en los elementos denominados "no estructurales". Para las construcciones normales, el valor máximo de la distorsión de Piso es de 0,014, pudiendo llegar a 0,019 si los elementos "no estructurales" están unidos a la estructura de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. Los límites se han adoptado considerando los niveles de acciones sísmicas prescriptas, el grado de confiabilidad implícito en las mismas y la necesidad de controlar las condiciones de servicio sin recurrir a otra verificación con terremotos de menor período de ocurrencia que los establecidos para el diseño. Si bien estas limitaciones están dirigidas al control de los Estados Límites de Servicio y de Daños, también tratan de evitar que sean superadas las capacidades de deformación anelástica de los elementos estructurales correspondientes al dimensionamiento y detalle requeridos en el Reglamento.

Aún cuando se reconoce que la Distorsión Horizontal de Piso no es el único índice para el control de daños, se lo ha adoptado considerando las posibilidades de aplicación práctica.

La consideración de los Efectos de Segundo Orden ( P-Delta ) bajo los efectos de terremotos severos tiene en cuenta la posibilidad de alcanzar un estado de colapso por grandes desplazamientos inelásticos dinámicos con agotamiento de resistencias. Cuando la relación entre el Momento de Segundo Orden de la Carga Gravitatoria total operante hasta el nivel considerado y el Momento debido al Corte en ese nivel es menor que 0,08 los Efectos de Segundo Orden pueden desprejarse, de acuerdo con los resultados de estudios dinámicos analíticos. En el Reglamento se indica una forma aproximada de considerar los efectos P-Delta mediante la amplificación de esfuerzos y deformaciones.

#### 9.- PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS. EFECTOS TORSIONALES.

Los métodos de Análisis para determinar los efectos de las excitaciones sísmicas indicados por el Reglamento son:

##### I.- Procedimientos con Fuerzas Estáticas Equivalentes

- Método Estático
- Procedimiento Estático Aproximado para edificios de H°A° colado "in situ" y altura no mayor de 14 m. ni más de cuatro pisos, con excentricidad en planta que no supere el 10%.

##### II.- Métodos Dinámicos

- Análisis Modal Espectral
- Superposición Modal Paso a Paso
- Integración Directa Paso a Paso.

Para cada uno de ellos se establecen las especificaciones y condiciones necesarias para su aplicación.

Los requerimientos mínimos de análisis dependen de la configuración estructural en planta y elevación así como de la envergadura y destino del edificio. La tendencia general es que a menor regularidad estructural se requieren procedimientos más detallados y sofisticados.

A fin de reconocer los niveles mínimos de análisis requeridos, los procedimientos a seguir pueden agruparse en la siguiente manera:

- A.1.- Los efectos traslacionales y torsionales se determinan mediante el Método Estático.
- A.2.- Los efectos traslacionales se determinan mediante el Análisis Modal Espectral y los torsionales en base al Método Estático.
- A.3.- Análisis Dinámico Completo con tres grados de libertad como mínimo por nivel, acoplando traslación y torsión.

En la Tabla N° 3 se sintetizan los niveles mínimos de análisis requeridos considerando las limitaciones de los métodos, la configuración estructural en elevación y la configuración estructural en planta. Esta

Última se introduce mediante los casos de torsión correspondientes.

La condición de Regularidad Estructural en Elevación se define mediante diversos conceptos contenidos en el Reglamento. Las variaciones de resistencias en altura se han cuantificado mediante el C.V.R.

En la Tabla N° 3 no se han considerado el Procedimiento Estático Aproximado para Edificios de H°A° de pequeña envergadura ni los procedimientos de análisis correspondientes a las Construcciones de Mampostería.

#### \* Efectos Torsionales

La evaluación de la respuesta torsional de una estructura frente a acciones sísmicas es indispensable para estimar la distribución espacial de las sollicitaciones y deformaciones entre los diversos componentes de la misma.

Los efectos torsionales provienen de dos causas:

- i) Acción rotacional transmitida a la estructura a través de las ondas sísmicas que inciden en su fundación.
- ii) Falta de coincidencia entre los centros de masa y los centros de rigidez (o de reacción) debido a asimetría en la configuración estructural o en la distribución de pesos.

La cuantificación de las rotaciones del terreno alrededor de un eje vertical depende de la composición de los distintos trenes de ondas incidentes y es en general desconocida. Más aún, la carencia de datos instrumentales que avalen las hipótesis que se puedan formular hacen que se considere prematura su inclusión en forma explícita en las reglamentaciones. Trabajos de Newmark y otros autores han permitido establecer estimaciones de la excitación rotacional, pero sus resultados son de tipo orientativo y su consideración directa en el diseño sismorresistente está limitada, por ahora, al estudio de casos especiales. Por otra parte las torsiones causadas por la componente rotacional del movimiento sísmico resultan funciones de las características dinámicas de la estructura afectada.

En determinadas condiciones de relaciones de rigidez, de masas y de contenido de frecuencia de la excitación los efectos torsionales inducidos por excentricidades mecánicas pueden dar origen a fuertes acoplamientos entre la respuesta traslacional y rotacional del sistema sometido a una traslación en su base. Este acoplamiento puede caracterizarse por una significativa amplificación dinámica de la rotación conjuntamente con una reducción del efecto acoplado de traslación. Las incertidumbres derivadas de la naturaleza de la excitación hace que a los efectos del diseño se tenga en cuenta la posibilidad de amplificación dinámica de la torsión pero sin ser asociada a una reducción del efecto de traslación. Para ciertas condiciones ideales, el efecto de amplificación dinámica de la torsión es más acentuado en las estructuras simétricas que en las con pronunciada asimetría.

Para reconocer la amplificación dinámica se multiplican las excentricidades torsionales calculadas por un factor igual a 1,5. Es sabido



que este factor puede tomar valores más altos, por ejemplo en el caso de elementos rigidizantes próximos al centro de la estructura, sin embargo la posibilidad de reducción de los efectos traslacionales ya mencionados y otras incertidumbres justifican la adopción del valor 1,5.

Las diferencias entre las distribuciones de rigidez, masa y resistencia consideradas en el análisis y las efectivas que operan bajo los efectos de movimientos sísmicos severos, como así también la influencia de la componente rotacional del movimiento del terreno, son las causas por las que se introduce la denominada "excentricidad accidental" que se expresa como una fracción de la dimensión del edificio en la dirección normal a la considerada.

La multiplicidad de parámetros intervinientes, las incertidumbres existentes y las dificultades para formular procedimientos más refinados de aplicación práctica hacen que se acepten los criterios precedentemente señalados.

En el Reglamento se ha establecido cuatro casos básicos para evaluar los efectos torsionales considerando en su formulación, entre otros, a los siguientes aspectos:

- Respuestas observadas durante terremotos severos para diversas situaciones de configuración estructural y resultados de análisis dinámicos lineales y no-lineales.
- La presencia de considerables deformaciones anelásticas de la estructura bajo los niveles de excitación correspondientes a las acciones de diseño. Ello puede alterar significativamente las condiciones de rigidez previstas admitiendo comportamiento elástico.
- Favorecer la adopción de esquemas estructurales regulares con adecuada distribución de resistencias y rigideces.
- Dificultades propias de la definición de "centro de rigidez" de un piso o de una estructura. Especialmente cuando se trata de sistemas estructurales compuestos por pórticos y tabiques sismorresistentes.
- Multiplicidad de variables intervinientes en los efectos torsionales y compatibilización de las incertidumbres aceptadas.
- Formas de realizar el análisis de los efectos torsionales y posibilidades de aplicación en los casos prácticos.

Los casos de torsión se han designado como a), b), c) y d) contemplando condiciones de asimetrías y naturaleza del comportamiento de los planos sismorresistentes verticales que integran la estructura.

Caso a) Estructuras con doble eje de simetría en planta.

Estas incluyen casos de asimetrías que no superan el 5% de las respectivas dimensiones en planta. La posición del centro de reacción es próxima a la intersección de los ejes de simetría.

La excentricidad se refiere a la distancia entre el Centro de Masas (C.M) y el Centroides de Sistemas Sismorresistentes Ver-



tales (C.S.). Definiendo a este último como el baricentro de los momentos de inercia individuales de las secciones de los elementos sismorresistentes en un piso determinado.

El Momento Torsor en el nivel k se determina con:

$$M_{tk} = (1,5 e_1 + 0,10 l) V_k$$

$$M_{tk} = (e_1 - 0,19 l) V_k$$

Siendo  $V_k$  : Esfuerzo de corte en el nivel k

$e_1$  : distancia entre el centroide de sistemas sismorresistentes del nivel k (C.S.) y la línea de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección considerada.

$l$  : máxima dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección  $V_k$ .

Si el análisis estático se realiza en forma espacial, las cuplas por piso valen:

$$m_{tk} = (1,5 e_2 + 0,10 l) F_k$$

$$m_{tk} = (e_2 - 0,10 l) K_k$$

$e_2$  = distancia entre el centro de masas del nivel k y el C.S. del mismo nivel.

$F_k$  = Fuerza sísmica en el nivel k.

Estas previsiones se aplican tanto en el Método Estático como en los procedimientos dinámicos.

La amplificación dinámica de 1,5 es incluida sólo en el estado de carga cuyo signo coincide con el de la excentricidad accidental.

Caso b) Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar.

En este caso están comprendidas aquellas estructuras asimétricas en planta pero que están constituidas por elementos estructurales cuyas características de deformación son similares (sistemas aperticados puros - sistemas de tabiques sismorresistentes, etc. sin que haya combinación de los mismos). En tal caso es posible definir, con cierta precisión y significado físico, un Centro de Rigidez (C.R.) en cada piso.

El Momento Torsor en el nivel k se determina con:

$$M_{tk} = (1,5 e_3 + 0,07 l) V_k$$

$$M_{tk} = (e_3 - 0,07 l) V_k$$

Siendo  $e_3$  : la distancia entre el C.R. del nivel  $k$  y la línea de acción del Esfuerzo de corte medida perpendicularmente a la dirección considerada.

Si en el análisis estático se realiza en forma espacial, las cuplas por piso valen:

$$m_{tk} = (1,5 e_4 + 0,07 l) F_k$$

$$m_{tk} = (e_4 - 0,07 l) F_k$$

Siendo:  $e_4$  la distancia entre el C.M. y el C.R. del nivel  $k$ .

La excentricidad estructural en ningún nivel debe superar al 25% de las respectivas dimensiones de la planta.

Se ha reducido la componente de excentricidad accidental al 7% de  $l$  para contemplar que sólo una parte de dicho valor representa el posible efecto de rotación en la base y el restante una ponderación de las incertidumbres en la excentricidad estructural, valor este último que al ser más significativo en este caso y amplificado por 1,5 cubre parcialmente lo perseguido con la excentricidad accidental.

Las cuplas de piso son aplicables al caso de análisis estático o dinámico usando modelos de análisis en los que las deformaciones laterales son tratadas independientemente de las torsionales. Las cuplas torsionales indicados serán aplicables al modelo torsional.

En caso de formular un modelo acoplado la torsión y traslación se aplicará lo establecido para el caso c) .

**Caso c) Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento diferente.**

En ninguna planta la excentricidad geométrica (distancia entre C.M. y C.S.) es mayor que el 25% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección analizada.

En este caso deberá formularse un modelo acoplado traslaciones y torsiones.

Si el análisis se efectúa en base al método estático, el mismo será espacial, considerando la influencia de las fuerzas estáticas equivalentes correspondientes a los componentes de la construcción.

Las torsiones accidentales se tendrán en cuenta aplicando cuplas por piso de valor:

$$m_{tk} = \pm 0,12 l F_k$$

Nótese que en este caso no es posible definir consistentemente un centro de rigidez por piso, por lo que no se utiliza el criterio de excentricidad.

**Caso d) Estructuras no encuadradas dentro de los casos anteriores**

En estas estructuras por las asimetrías y complejidad estructu-

ral se requiere un análisis dinámico considerando el acoplamiento de traslación y torsión.

## 10.- CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO.

### 10.1.- Cuestiones Generales.

- \* Se ha asignado una trascendental importancia al proyecto y detalle de los elementos estructurales de Hormigón Armado y Pretensado.

El sustento fundamental de los requerimientos elaborados radica en un completo análisis de las investigaciones experimentales y analíticas disponibles hasta el presente. Sin embargo dicho estudio ha sido realizado críticamente, calibrando cada una de las condiciones y parámetros intervinientes para adecuar sus conclusiones a las características de los materiales y modalidades constructivas de las estructuras de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> y Pretensado en la República Argentina.

- \* Un condicionamiento decisivo fue la necesidad de establecer coherencia y continuidad de las prescripciones para construcciones Sismorresistentes de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> con las reglamentaciones vigentes para H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> en situaciones no-sísmicas. Estas últimas corresponden al Reglamento CIRSOC 201, que deriva directamente de las Normas Alemanas DIN 1045, cuyos lineamientos y especificaciones responden a la consideración de sollicitaciones no-sísmicas. Ello dio lugar a un intenso y detallado trabajo de adecuación.
- \* Debe tenerse presente que las condiciones correspondientes al caso de excitaciones sísmicas son considerablemente distintas a las usuales y clásicas del H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> común. En efecto, aparecen sollicitaciones cíclicas en estado de plastificación, fuertes deformaciones anelásticas, degradación de resistencia y rigidez, necesidad de considerar el comportamiento histerético, problemas de adherencia y anclaje bajo acciones repetidas o cíclicas, mecanismos de transferencia de los esfuerzos de corte que no pueden interpretarse con las esquematizaciones clásicas, necesidad de confinamiento, etc.
- \* El texto normativo intenta identificar, encuadrar y cuantificar los múltiples aspectos conexos al proyecto de estructuras sismorresistentes de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> y Pretensado. En la Fig. 4 se condensan los Aspectos Involucrados en el Diseño Sismorresistente de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> y Pretensado.
- \* Una premisa fundamental establece claramente que el dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales se realizará compatibilizando y considerando los criterios adoptados para el establecimiento de las fuerzas sísmicas de Diseño-
- \* Ciertos requerimientos para el diseño sismorresistente de los elementos estructurales de Hormigón Armado, han sido establecidos variándolos gradualmente en función de la peligrosidad sísmica de la zona considerada con lo que se toma en cuenta el número probable de ciclos de deformación anelástica previstas para cada zona.

- \* En elementos estructurales de H°A° o Pretensado, la seguridad se considerará satisfactoria cuando las solicitaciones que teóricamente puedan soportar las secciones en estado de agotamiento convencional o límite  $S_{UR}$ , resulten iguales o mayores que las Solicitaciones Ultimas  $S_u$  derivadas de los estados de cargas y eventuales coeficientes amplificatorios previstos en la reglamentación.

$$S_{UR} \geq S_u$$

- \* El Reglamento contiene criterios de comportamiento puesto que se ha considerado necesario introducir requisitos formulados cualitativamente referidos a elementos estructurales o a subconjuntos. Con ello se procura aclarar al proyectista el tipo de comportamiento que se requiere a fin de obtener las condiciones adecuadas de seguridad y capacidad de disipación de energía que deben ser satisfechas.

Los criterios de guía para el diseño que permita la posibilidad de desarrollar una adecuada disipación de energía mediante deformaciones anelásticas sin que se produzcan degradaciones sensibles de la resistencia (habilidad de la estructura que suele designarse genéricamente como "ductilidad") parten del concepto de que la probabilidad de falla por mecanismo de tipo frágil (falla de H° Comprimido, rotura por predominio de corte, inestabilidad, deslizamientos de armaduras, etc.) resulte inferior a la probabilidad de falla por mecanismos dúctiles que son esencialmente más disipativos.

## 10.2.- Tipos de Hormigón Armado.

Se permite al diseñador elegir entre dos alternativas con relación al material estructural Hormigón Armado. Para ello se definen dos tipos de Hormigón Armado Sismorresistente a saber:

- \* Hormigón Armado Sismorresistente Convencional HASC.
- \* Hormigón Armado Sismorresistente Ductil HASD.

Esta tipología corresponde a un orden creciente de la capacidad de disipación de energía disponible en los elementos estructurales.

Los dos tipos de material estructural señalados corresponden a un dimensionamiento y detalle apropiado para el comportamiento disipativo y revistente frente a las acciones sísmicas. Ambos poseen propiedades y características de ductilidad superiores a las que corresponden al Hormigón Armado común.

La capacidad de disipación de energía y el comportamiento histerético estable se asegura mediante requerimientos progresivamente mayores de dimensionamiento, trazado de armaduras, confinamiento del hormigón, detalles constructivos, calidad de materiales, etc.

La selección de uno u otro tipo de Hormigón Armado Sismorresistente está ligada a la reducción de fuerzas por capacidad de disipación de energía que se adopte y al grado de protección sísmica que se desee proveer.



Se podrá utilizar HASC en aquellos casos en que se considere una ductilidad global normal  $\bar{\mu}$  menor o igual que 4. Es decir que corresponde a niveles normales o moderados de ductilidad.

El HASD se adoptará cuando se trabaje con valores de ductilidad global nominal superiores a 4. Para construcciones esenciales del Grupo A<sub>0</sub> en zonas sísmicas 3 y 4 se utilizará siempre el tipo HASD cualquiera sea la ductilidad global nominal adoptada en el establecimiento de las fuerzas de diseño; con ello se procura dar protección sismorresistente adicional al crecer las reservas de capacidad de disipación de energía disponible en las estructuras. El HASD corresponde a niveles elevados de ductilidad que minimiza la posibilidad de fallas frágiles, manteniendo valores adecuados de resistencia mecánica.

### 10.3.- Calidad de los Materiales.

El establecimiento de condiciones para la calidad de los materiales obedece a la considerable influencia que la misma tiene sobre la respuesta sismorresistente de las estructuras.

En la Tabla N° 4 se han sintetizado los requerimientos para los materiales componentes del Hormigón Armado Sismorresistente.

La variabilidad de las características mecánicas efectivas de los materiales hace necesario no sólo la especificación de resistencias mínimas y máximas nominales sino también la consideración de valores efectivos.

El diseño basado en características nominales puede resultar inseguro en ciertos aspectos del comportamiento sismorresistente: resistencia al corte, sollicitaciones en columnas y nudos, mecanismos disipativos, etc. Ello se ha tenido en cuenta en las sollicitaciones de diseño que se especifican y en las limitaciones señaladas para la calidad del acero. Por ejemplo, sobrerresistencias no controladas de las armaduras resultan desfavorables por la alteración del funcionamiento disipativo que se hipotetiza, por ello se limita la tensión de fluencia efectiva del acero a 1,3 veces la tensión nominal de fluencia adoptada en el dimensionamiento.

Con la limitación de la tensión nominal de fluencia a 420 MP<sub>a</sub> como máximo, se reconoce que la ductilidad seccional decrece con el aumento de tensión del acero. Por otra parte para niveles elevados de ductilidad (HASD) se impone la utilización de aceros de dureza natural.

La exigencia de conformación superficial correspondiente a barras nervuradas deriva del comportamiento adherente frente a sollicitaciones cíclicas.

La calidad mínima del hormigón requerida para HASC resulta inferior a los valores usualmente establecidos por reglamentaciones del ámbito internacional para situaciones sísmicas comparables; sin embargo, ha sido necesario considerar la práctica actual de la tecnología del hormigón en nuestro país sobretodo para las construcciones convencionales de relativa envergadura. Por ello se ha indicado como recomendación el empleo de hormigones de mejor calidad. Por otra parte, los detalles de armaduras especificados contribuyen a balancear el efecto de la relativamente baja resistencia mínima aceptada.

El aumento de resistencia mínima para HASD corresponde a la necesidad

de obtener un comportamiento estable bajo deformaciones alternadas repetidas y fisuraciones multidireccionales.

Finalmente debe destacarse la necesidad de realizar adecuados controles de calidad de los materiales durante la construcción de las obras.

#### 10.4.- Clasificación de los elementos estructurales en sistemas de Pórticos de H° A°.

La clasificación de los elementos estructurales a los fines de las prescripciones para diseño sísmorresistente considera esencialmente el efecto de los niveles de fuerza axial sobre la posibilidad de desarrollar deformaciones anelásticas.

Se distinguen:

- a) Elementos Estructurales predominantemente flexados (vigas)

$$N_u^* \leq 0,12 A_b \beta_R$$

- b) Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas)

$$N_u^* > 0,12 A_b \beta_R$$

Siendo :  $N_u^*$  la fuerza axial de diseño a la compresión  
 $A_b$  el área de la sección total de hormigón del elemento considerado  
 $\beta_R$  valor de cálculo de la resistencia del hormigón

Consideraciones analíticas y comprobaciones experimentales indican que para valores de fuerza axial superiores al 30% ó 40% de la carga axial correspondiente a la falla balanceada, la ductilidad de curvatura disponible en un elemento estructural convencionalmente armado resulta muy reducida o nula. Por lo tanto, en tal situación es necesario adoptar disposiciones para confinar el hormigón en los extremos de los elementos estructurales y otras previsiones diferentes de las que corresponden a vigas. El valor de fuerza axial precedentemente indicado corresponde aproximadamente a  $0,10 A_b \sigma'_{bk}$ .

En la clasificación reglamentaria de los elementos estructurales se ha introducido la resistencia  $\beta_R$  de cálculo que se utiliza para el dimensionamiento en el Reglamento CIRSOC 201. La relación existente entre  $\beta_R$  y la resistencia característica  $\sigma'_{bk}$  para hormigones H-13; H-17 y H-21 es aproximadamente:

$$\beta_R \approx 0,82 \sigma'_{bk}$$

Para valores de  $\sigma'_{bk} \geq 30 M P_a$  el factor para obtener  $\beta_R$  resulta menor.

Se considera que columnas con fuerza axial igual o menor que  $0,12 A_b \beta_R$  se comportan en forma similar a las vigas.

#### 10.5.- Limitaciones Dimensionales en Vigas.

En general las restricciones para las dimensiones tienden a lograr un comportamiento dúctil de los elementos estructurales asegurando

una adecuada capacidad de disipación de energía.

La Fig. N° 5 condensa las limitaciones dimensionales que se prescriben para las vigas en los sistemas de pórticos de H°A°.

- \* La condición de esbeltez (relación entre luz libre y altura total de la sección) igual o mayor que 4, se fundamenta en el comportamiento no dúctil que se presenta en elementos flexados de altura considerable con relación a la luz.

Investigaciones experimentales y daños observados en terremotos severos ponen en evidencia que bajo deformaciones anelásticas significativas en elementos flexados de poca esbeltez se general elevados esfuerzos de corte que dominan el comportamiento y conducen a fallas de tipo frágil con escasa disipación de energía. Asimismo se ha comprobado que en tal caso las armaduras convencionales no resultan adecuadas.

La presencia de los denominados "elementos no-estructurales" (tabiques, muros internos, etc.) puede reducir la luz libre de la viga produciendo los efectos señalados.

Cuando excepcionalmente se presentan elementos estructurales con estas características resulta necesario aplicar por extensión las disposiciones correspondientes a las vigas de acoplamiento de tabiques sismorresistentes (por ej. utilización de armaduras diagonales en dos direcciones).

- \* Los problemas de estabilidad lateral para elementos estructurales sometidos a sollicitaciones cíclicas reversibles en campo anelástica, con las consecuentes degradaciones de rigidez que pueden ocurrir, condicionan las relaciones entre ancho  $b_0$  de la viga, luz libre  $l$  y canto total de la sección  $d$ .

Las relaciones establecidas derivan de la adaptación de estudios analíticos y criterios normativos para la estabilidad lateral de vigas. Dicha adaptación se realiza considerando la disminución de rigidez que puede ocurrir en la situación de sollicitaciones cíclicas reversibles bajo condiciones de plastificación.

La contribución de las alas, que se construyan integralmente con el alma de secciones en T; L ó Y, a la estabilidad se tiene en cuenta aceptando que las relaciones  $b_0/l$  mínimas sean 0,7 veces de las correspondientes a secciones rectangulares.

Las especificaciones resultan más severas a medida que se adoptan niveles de ductilidad más elevados (crecen con  $\bar{u}$ ).

Las limitaciones para el valor mínimo de la relación entre ancho y canto total de la viga  $b_0/d$  de 0,2 para HASC y de 0,3 para HASD surgen de las experiencias disponibles sobre ductilidad de secciones de vigas. Se tiende a la utilización de secciones más o menos compactas puesto que no se tiene suficiente evidencia experimental de que secciones muy alargadas de vigas puedan desarrollar suficiente ductilidad frente a sollicitaciones cíclicas reversibles.

Las relaciones límites entre ancho, luz y canto total de la viga se han representado en los gráficos de la Fig. N° 6 considerando el caso de ductilidad global nominal 4 y ubicación en Zona Sísmica 4 (Peligrosidad sísmica muy elevada).

El ancho mínimo absoluto de las vigas se fija en 15 cm. para HASC y en 20 cm. para HASD.



- \* En el comportamiento de pórticos frente a acciones sísmicas los nudos (uniones, vigas-columnas) resultan de fundamental importancia. Bajo estas solicitaciones resulta imprescindible asegurar la efectiva transferencia de esfuerzos entre vigas y columnas. Los momentos en los extremos de tramos de vigas deben ser equilibrados por los momentos en las columnas y el intercambio de esfuerzos debe ocurrir a través del núcleo del nudo. Por ello resulta necesario establecer limitaciones del ancho de vigas con relación al ancho de columnas. Siendo desaconsejable la adopción de anchos de vigas mucho mayores que el ancho de la respectiva columna.

Lo anteriormente señalado implica que el grueso de la armadura flexional de la viga resulte anclado en el núcleo de la columna extrema o pase a través del mismo (columna intermedia).

Para procurar un eficiente funcionamiento del sistema aporticado se establece que el ancho de la viga no podrá ser mayor que el ancho de la columna más una distancia a cada lado no mayor que la mitad de la altura total de la viga, esto para el caso de HASC. Esta condición se hace más restrictiva para HASD, que implica mayor demanda de ductilidad, limitándose el ancho máximo de la viga al valor del ancho de la columna correspondiente.

Las limitaciones dimensionales señaladas para las vigas deberán cumplir se a menos que estudios especiales detallados y documentados justifiquen su exención.

#### 10.6.- Limitaciones Dimensionales en Columnas.

Las condiciones reglamentarias establecidas tienden a: evitar el empleo de configuraciones estructurales que no han resultado aptas para el funcionamiento sismorresistente, evitar problemas de inestabilidad del equilibrio, distinguir columnas de tabiques sismorresistentes y lograr adecuada capacidad de disipación de energía frente a eventuales demandas. En la Fig. N°7 se han sintetizado las limitaciones dimensionales para columnas.

##### \* Columna Corta

El caso denominado "columna corta" de falla frágil con dominio del esfuerzo de corte e interacción con flexión y fuerza axial que se presenta en columnas en que la relación entre luz libre y dimensión de la columna  $l/d_c$  es baja, ha ocasionado numerosas y reiteradas fallas en terremotos severos y aún moderados.

Investigaciones experimentales han puesto en evidencia que columnas con relaciones  $l/d_c$  relativamente pequeñas puede desarrollar sólo moderadas deformaciones anelásticas antes de su rotura frágil por corte o de una notable degradación de la rigidez al cortante, cuando se encuentran sometidas a niveles constantes de carga axial y corte unidireccional reversible. Esta moderada capacidad de deformación anelástica puede ser considerablemente superada por la magnitud y naturaleza de la demanda esperable, en esta última interviene la configuración estructural del conjunto. Los cambios y variaciones del nivel de fuerza axial y la presencia de corte bidireccional pueden afectar significativamente en forma desfavorable a la posibilidad de desarrollar deformaciones plásticas antes de la rotura.

En el Reglamento INPRES-CIPSOC 103 el problema de "columna corta" se ha indicado en forma cualitativa señalando que la relación entre luz



libre y la dimensión de la columna deben ser tales que se eviten configuraciones de este tipo. Considerando los estudios experimentales existentes y el análisis de daños ocurridos, al preparar la reglamentación no resultó posible dar una definición cuantitativa simple de carácter general para el análisis de cada situación. Ello es así en virtud de los múltiples factores intervinientes en el fenómeno, entre los que además de la relación  $l/d_c$ , pueden señalarse:

- configuración global de la estructura.
- valores absolutos de las dimensiones de la columna
- variaciones y cambios de nivel de fuerza axial que actúa.
- nivel de fuerza sísmica operante en el momento en que comienza la plastificación de los extremos de columnas, y su posterior evolución.
- características adherentes de las barras longitudinales de la columna (conformación superficial, diámetro) y cuantía de las mismas.
- disposición (tipo) y cuantía de armaduras transversales
- resistencia y granulometría del hormigón
- relación entre sección total y sección del núcleo de la columna.
- interacción de corte según dos direcciones.

Otras reglamentaciones actuales (por ej. CEB, COVENIN, etc.) dan sólo algunas indicaciones sobre el problema sin explicitar cuantitativamente una definición sobre "columna corta".

Solamente con carácter orientativo puede sugerirse que el problema de "columna corta" puede ocurrir cuando la relación  $l/d_c$  es inferior a 4 ó 5.

También puede servir como guía para reconocer una situación de columna corta, el control de que el corte resultante de la plastificación de los extremos de la columna resulte mayor que la capacidad resistente límite señalada por la norma, es decir:

$$v_u = \frac{2 M_u}{l} > 0,85 h_c b_c \tau_{03}$$

Siendo,  $h_c$  : altura útil de la sección de columna en la dirección considerada

$b_c$  : ancho de la columna

$\tau_{03}$  : tensión de corte límite.

Deberá considerarse la presencia de "elementos no-estructurales" que puedan reducir la luz libre de la columna generando los efectos precedentemente indicados. Esta situación se ha verificado muy frecuentemente en los daños causados por terremotos.

Por otra parte el Reglamento permite aceptar la situación de "columna corta" si la respuesta estructural es claramente elástica, es decir se ha diseñado con la pseudoaceleración elástica sin reducir las fuerzas por el factor R, y se adoptan disposiciones adecuadas de diseño (verificación de esfuerzo cortante, confinamiento en toda la altura del tra-

mo corto, etc.) Naturalmente ello deriva de considerar que no se producirán demandas de plastificaciones en la estructura y que por lo tanto la columna no incursionará en campo anelástico.

\* Esbeltez de columnas

La esbeltez máxima de las columnas deberá ser compatible con la seguridad al pandeo cuya verificación debe realizarse teniendo en cuenta la naturaleza reversible de las acciones sísmicas y con posibles incursiones anelásticas que reducen la rigidez.

Como elemento de guía para el planteo de la estructura pueden emplearse las limitaciones para las relaciones entre ancho, alto y luz de vigas, considerando como luz a la longitud de pandeo  $S_k$  de la columna.

\* Relación entre lado mayor y lado menor de la sección

Se establece que las columnas deberán tener una relación lado mayor a lado menor de la sección que no supere a 4. En caso contrario se aplican las disposiciones correspondientes a tabiques sismorresistentes de H°A°.

Para construcciones de HASD se requiere que las columnas tengan una sección en que el lado mayor no sea superior a 2,5 veces el lado menor. Ello obedece a la mejor aptitud de secciones compactas ante eventuales requerimientos de deformaciones anelásticas.

\* Espesores mínimos

Los espesores mínimos para columnas hormigonadas verticalmente "in situ" para la Zona Sísmica 4 (  $Z = 1,25$  - Peligrosidad Sísmica Reducida) corresponden a los valores especificados por el Reglamento CIRSOC 201 para situaciones no-sísmicas, excepto el caso de secciones huecas en que se ha incrementado levemente el mínimo requerido.

Los valores mínimos requeridos se incrementan gradualmente con la peligrosidad sísmica, hasta llegar en la Zona Sísmica 4 (  $Z = 1$  - Peligrosidad Sísmica Muy Elevada), a un aumento de aproximadamente del 25% con relación a la situación no-sísmica.

Esto obedece al criterio de que los espesores mínimos no son exclusivamente dependientes de las necesidades constructivas sino que también integran el conjunto de disposiciones tendientes a lograr una adecuada protección sismorresistente la que no sólo se logra con la consideración de las solicitaciones convencionales de diseño y las resistencias de ellas derivadas. El aumento de espesores mínimos con la peligrosidad sísmica considera el número esperable de incursiones en campo anelástico de la estructura y la entidad de la reversibilidad de las acciones.

10.7.- Dimensionamiento para Esfuerzos de Corte.

El encuadre general del problema del dimensionamiento para Esfuerzos de Corte en componentes de sistemas aporticados, se ha tratado de adaptar a las formas operativas del Reglamento CIRSOC 201 para situaciones no-sísmicas, pero considerando el carácter cíclico y reversible de las solicitaciones derivadas de las acciones sísmicas así como la presencia de deformaciones anelásticas en las zonas críticas.

De acuerdo con la filosofía general del diseño sismorresistente, se ha considerado fundamental evitar las roturas prematuras por corte antes que se hayan desarrollado suficientes deformaciones anelásticas.

\* Valores Límites de las Tensiones de Corte.

El nivel máximo de las tensiones de corte tiene una significativa importancia sobre la posibilidad de disipar energía. En efecto, un inadecuado comportamiento al corte produce el "estrangulamiento" de los ciclos histeréticos.

Al examinar el comportamiento experimental de regiones críticas de elementos estructurales bajo sollicitaciones reversibles en campo anelástico se encuentra que para tensiones de corte elevadas se producen considerables disminuciones de rigidez y de capacidad de absorción y disipación de energía. La resistencia al cortante se degrada y pueden ocurrir fallas por deslizamientos.

Si se pretende mantener niveles aceptables de comportamiento a medida que aumenta el número de ciclos de deformación anelástica, resulta necesario disminuir el valor de la tensión de corte operante. Este concepto se ilustra en la Fig. N° 8 que puede construirse considerando los resultados de distintos ensayos.

Para mantener niveles adecuados de Disipación de Energía sin que se produzcan pérdidas significativas de rigidez y resistencia a la vez que evitando fallas prematuras por deslizamiento, es necesario imponer límites a los valores de las Tensiones de Corte con que se diseña.

Prof. Bertero ha señalado que en las zonas críticas de vigas es conveniente evitar tensiones de corte que excedan de  $0,5 \sqrt{\sigma'_{bk}} \text{ (MPa)}$ .

De otros estudios se han sugerido límites que varían entre  $0,65 \sqrt{\sigma'_{bk}} \text{ (MPa)}$  y  $0,85 \sqrt{\sigma'_{bk}} \text{ (MPa)}$ , sin embargo debe indicarse que a veces se trata de situaciones no comparables en cuanto a severidad del número de ciclos.

En el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, los valores límites de las Tensiones de Corte dependen de la resistencia del hormigón y de la Zona Sísmica:

$$\text{máx. } \tau_{ou} \leq Z \tau_{03}$$

$\tau_{03}$  es la Tensión de Corte de Referencia que depende de la resistencia característica del hormigón a compresión  $\sigma'_{bk}$ .  $Z$  es el factor de Zona Sísmica ya indicado en el punto 3 ( $Z=1$  para zona 4 de muy Flevada Peligrosidad Sísmica y  $Z=1,25$  para Zona 1 de Reducida Peligrosidad Sísmica).

Variando gradualmente el valor de Límite de la Tensión de Corte se procura tener en cuenta el número de ciclos de deformación anelásticas que se esperan en cada zona.

Por necesidad de coherencia con el Reglamento CIRSOC 201, el valor de la Tensión de Corte de Referencia  $\tau_{03}$  son los mismos, pero en un caso se aplica a sollicitaciones de servicio (situaciones no-sísmicas) y en otro a sollicitaciones de corte en estado último (dimensionado sismorresistente).

La variación de la Tensión Límite de Corte normalizada con respecto

a  $\sigma'_{bk}$  se representa en la Fig. N° 9. Se observa que los valores adoptados en el Reglamento resultan más conservativos que los hormigones de bajas resistencias, con ello se ha tenido en consideración las tipologías de los hormigones utilizados en los ensayos disponibles y las orientaciones que surgen del estudio de daños provocados por terremotos severos.

En la Fig. N° 10 se comparan los valores absolutos de las Tensiones Límites de Corte especificadas en INPRES-CIRSOC 103 para Zona Sísmica 4, con las indicadas por otras Reglamentaciones para Construcciones Sísmorresistentes. Es evidente que los valores de I.C. 103 resultan más conservativos que los que corresponderían a los criterios de ACI 318 y ATC 3-06 y algo menores que las de Nueva Zelanda NZS, ello ocurre más marcadamente para los hormigones de menores resistencias (13 - 17 MPa) que no son aceptados por las normativas mencionadas. Además puede observarse que I.C. 103 se mantiene razonablemente con los límites que resultan aceptables de acuerdo a los resultados experimentales disponibles.

\* Determinación de Armaduras al Corte en Regiones Críticas de Vigas.

De acuerdo con el valor de la tensión de corte máxima se consideran para el dimensionado tres zonas de corte (Fig. N° 11). Todas las tensiones se expresan en MPa.

a) Zona de Corte 1.

Cuando se cumple máx.  $\tau_{ou} \leq 2 \tau_{o12}$

$\tau_{o12}$  es una tensión de referencia que depende de la resistencia del hormigón, y cuyo valor oscila entre  $0,139 \sqrt{\sigma'_{bk}}$  para H-13 y  $0,180 \sqrt{\sigma'_{bk}}$  para H-30 y mayores resistencias.

En este campo de dimensionado se requieren armaduras mínimas.

b) Zona de Corte 2.

Ella queda definida por

$$2 \tau_{o12} < \text{máx } \tau_{ou} \leq 2 \tau_{o2}$$

$\tau_{o2}$  es también una tensión de corte de referencia cuyos valores aproximadamente resultan:

$$\tau_{o2} = \left(0,24 + \frac{\sigma'_{bk}}{133}\right) \sqrt{\sigma'_{bk}} \quad \text{si } 13 \leq \sigma'_{bk} \leq 21$$

$$\tau_{o2} = \left(0,29 + \frac{\sigma'_{bk}}{200}\right) \sqrt{\sigma'_{bk}} \quad \text{si } 21 \leq \sigma'_{bk} \leq 30$$

$$\tau_{o2} = 0,438 \sqrt{\sigma'_{bk}} \quad \text{si } \sigma'_{bk} \geq 30$$

En este campo de dimensionado se determinan las armaduras con los procedimientos usuales pero sin considerar ninguna innovación por la contribución del hormigón.

Obsérvese que las armaduras convencionales de corte (estribos) son admitidas para valores de tensiones de corte que varían entre



$0,33 \sqrt{\sigma'_{bk}}$  y  $0,438 \sqrt{\sigma'_{bk}}$  en la Zona Sísmica 4. Con ello se ha tratado de tener en cuenta los resultados de estudios experimentales que indican un comportamiento histerético satisfactorio con las armaduras convencionales cuando las tensiones de corte no superan en demasía valores del orden de  $0,3 \sqrt{\sigma'_{bk}}$ .

\* Zona de Corte 3.

Este campo de dimensionado queda definido por:

$$z \zeta_{02} < \text{máx. } \zeta_{0u} \leq z \zeta_{03}$$

En estas situaciones, además del cálculo de armaduras de corte sin tener en cuenta ninguna innovación, se exige adicionalmente el empleo de barras longitudinales intermedias en las caras laterales de las vigas en el caso de HASC. Para construcciones de HASC también se requiere la utilización de armaduras oblicuas tipo X cuyas secciones resistan por lo menos el 75% del esfuerzo de corte correspondiente.

Estas disposiciones obedecen a la necesidad de disponer armaduras especiales cuando los esfuerzos de corte son elevados para lograr un adecuado comportamiento histerético, como se desprende de las investigaciones experimentales.

La Figura N° 12 ilustra sobre estas disposiciones para el caso de HASC.

\* Confinamiento de Extremos de Vigas.

En los extremos de las vigas, y en general, en las zonas en que eventualmente puedan desarrollarse articulaciones plásticas por efecto de las acciones sísmicas, se requieren determinados valores y disposiciones de armaduras transversales especiales, con el objeto de proveer un cierto grado de confinamiento al hormigón y de evitar el pandeo de las barras longitudinales de vigas. Los valores mínimos establecidos se colocarán cualquiera sea el campo de dimensionado al corte. La Fig. N° 12 contiene las indicaciones correspondientes para el caso de HASC.

10.8.- Relaciones entre Secciones de Armaduras Longitudinales de Vigas

En la Fig. N° 13 se han graficado las relaciones que deben cumplir las secciones de las armaduras longitudinales de vigas y los diámetros máximos en zonas de nudos intermedios, considerando HASC.

10.9.- Confinamiento de Extremos de Columnas.

- \* El Reglamento INPRES-CIRSOC 103 prescribe que las zonas críticas de las columnas deben confinarse mediante armaduras transversales especiales en forma de estribos rectangulares o en espiral. La extensión de estas zonas críticas se indica en la Fig. N°14.
- \* Un criterio fundamental del diseño sismorresistente es tratar que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas (columnas fuertes - columnas débiles). Sin embargo aún cuando se adopten ciertas provisiones en las sollicitaciones a considerar en

columnas (amplificación de las mismas o control con resistencia flexionales últimas de vigas sean por lo menos iguales a las de las vigas) existen ciertas dificultades para asegurar que no se formarán articulaciones plásticas en columnas. Para garantizar completamente tal situación se requerirán resistencias de columnas considerablemente mayores que las usualmente resultantes de los di se ños establecidos por los Reglamentos.

Lo expresado en el párrafo anterior se deriva de los resultados de análisis dinámicos paso a paso sobre estructuras de hormigón armado, aparecen apreciables diferencias en las solicitaciones de columnas con relación a las correspondientes a los procedimientos convencionales de diseño con corrimientos marcados de los puntos de inflexión del diagrama de momentos. Por otra parte debe considerarse la posibilidad de variaciones no intencionales de la resistencia a flexión de vigas y los efectos de la flexión biaxial de las columnas.

De manera que se considera como inevitable la posibilidad de formación de algunas articulaciones plásticas en las columnas. Consecuentemente es necesario disponer adecuadas armaduras transversales en las zonas críticas de las columnas para asegurar un eventual comportamiento dúctil y además para evitar el pandeo de las barras longitudinales de la misma.

- \* Los criterios originales para confinamiento de extremos de columnas se fundamentaron en mantener la resistencia máxima de columnas cargadas axialmente luego del descascaramiento, considerando el aumento de resistencia que proporciona el zunchado (SEAOC 1973 - ACI 318. - etc.). Este concepto no vincula directamente los requerimientos de armadura de confinamiento con la disponibilidad de de de formación anelástica en columnas con cargas excéntricas.

Park y Paulay propusieron un procedimiento más racional para la de de terminación de las armaduras de confinamiento necesarias. Para ello consideraron la relación momento-curvatura de columnas con diversos niveles de carga axial que, entre otras variables, consideraba una ley constitutiva adecuada para el hormigón confinado que depende de la cantidad de armadura transversal utilizada. Como resultado de estos estudios analíticos propusieron modificaciones del criterio original, teniendo en cuenta el nivel de carga axial. Las armaduras de confinamiento resultantes de las especificaciones SEAOC resultaban conservativas para cargas axiales bajas e inseguros para esfuerzos de compresión elevados. Estas consideraciones fueron recogidas en el Primer Borrador de las Normas DZ 3101 de Nueva Zelandia y mantenidas con algunas modificaciones resultantes de estudios experimentales en la versión definitiva NZS 3101 de 1982.

Se comprende que la mayor necesidad de confinamiento para cargas axiales elevadas resulta de la mayor profundidad de la zona comprimida de hormigón y por lo tanto el comportamiento anelástico depende en mayor medida del hormigón.

- \* Especificaciones para Armaduras de Confinamiento de INPRES CIRSOC 103.

Los requerimientos establecidos se fundamentan en los estudios realizados en Nueva Zelandia, con algunas modificaciones y adaptaciones.

## a) Armaduras de Confinamiento con Estribos Rectangulares.

Cuando se utilizan estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama, la sección total de armadura transversal  $A_{sh}$  contenida en una capa no podrá ser menor que los valores que se indican y se controlará según cada una de las direcciones principales de la sección. Para HASC se tiene:

$$(A) \quad A_{sh} = (0,6 n_u^* + 0,15) \left( \frac{A_b}{A_k} - 1 \right) \frac{\beta_R}{\beta_S} s_e h_k$$

$$(B) \quad A_{sh} = (0,2 n_u^* + 0,05) \frac{\beta_R}{\beta_S} s_e h_k$$

$$\text{con } n_u^* = \frac{N_u^*}{A_b \beta_R}$$

Siendo  $n_u^*$  el esfuerzo específico de compresión dado por la relación entre la fuerza axial de diseño  $N_u^*$  y la resistencia de toda la sección de hormigón  $A_b$ , la separación entre capas de armaduras se designa  $s_e$ . La dimensión del núcleo de la columna medida perpendicularmente a la dirección analizada considerando como bordes los estribos perimetrales se designa como  $h_k$ .

Se observa que la fórmula (B) da mayores valores que la (A) cuando la relación entre la sección total de la columna y la sección de su núcleo  $A_k$  resulta menor que 1,33.

La norma contiene también una expresión aproximada para casos usuales de columnas de edificios con recubrimientos normales.

Cuando se trate de HASD las secciones de armaduras se incrementan un 10% con relación a las indicadas.

En las Figuras N°15 - N°16 y N°17 se muestran detalles de las prescripciones sobre armaduras de confinamiento realizadas con estribos rectangulares y estribos suplementarios.

## b) Armaduras de Confinamiento en Espiral.

La cuantía volumétrica  $\rho_w$  no debe resultar menor que el mayor de los valores siguientes: para el caso de HASC:

$$(C) \quad \rho_w = 0,65 (n_u^* + 0,40) \left( \frac{A_b}{A_k} - 1 \right) \frac{R}{S}$$

$$(D) \quad \rho_w = 0,15 (n_u^* + 0,40) \frac{\beta_R}{\beta_S}$$

La expresión (D) da mayores valores que la (C) cuando la relación entre la sección total de la columna  $A_b$  y la sección de su núcleo  $A_k$  resulta menor que 1,23.

Para HASD se adoptan secciones de armaduras un 10% mayores que las resultantes de las expresiones anteriores.

### Consideraciones sobre Armaduras de Confinamiento.

En la Figura N° 18 se comparan las armaduras de confinamiento requeridas por el Reglamento INPRES CIRSOC 103 con las correspondientes a las previsiones de NZS 3101 y ATC 3-06, considerando armaduras en Espiral en un caso y Armaduras con Estribos Rectangulares en el otro. La comparación se ha realizado para Hormigón H-17 y acero con tensión de fluencia de 420 MPa .

En la Figura N° 19 se han representado los requerimientos de la Reglamentación I.C. 103 y los resultados experimentales obtenidos por Park, Zahn y Falconer en columnas ensayadas bajo cargas laterales cíclicas (26). En cada caso se ha indicado la ductilidad de desplazamiento determinada cuando la resistencia flexional no se reduce a más del 90% de la máxima.

En la Figura N° 20 se muestran los resultados reportados por Park, Priestley, Gill y Potangaroa (27) sobre ensayos realizados en columnas de sección cuadrada con relación  $\lambda_b/\lambda_k = 1,37$  en los que se indica la ductilidad de curvatura alcanzada para una ductilidad de desplazamiento de 6 o mayor. También se han representado los requerimientos del Reglamento que se comenta.

En la Figura N° 21 se han graficado los resultados obtenidos por los investigadores antes mencionados (26) (27) en ensayos sobre columnas confinadas con armaduras en espiral bajo cargas cíclicas reversibles. En cada caso se ha indicado los valores de ductilidad de curvatura y de traslación correspondiente.

De las consideraciones señaladas se desprende que con las especificaciones del Reglamento INPRES CIRSOC pueden lograrse desplazamientos de ductilidad del orden de 6 con reducida degradación de la resistencia a flexión de las columnas.

Los requerimientos establecidos para HASC resultan razonables considerando las relativamente bajas resistencias de hormigón usuales en nuestro medio y las condiciones de laboratorio de los ensayos mencionados.

#### 10.10.- Comportamiento Sismorresistente de Tabiques de Hormigón Armado Comportamiento Sismorresistente de Hormigón Pretensado.

En las referencias bibliográficas (28) (29) pueden encontrarse consideraciones relativas a criterios básicos del Reglamento INPRES - cirsoc 103 sobre estos temas.



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes" Noviembre 1983.
- 2.- REGLAMENTO CIRSOC 201 "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado" - Julio 1982.
- 3.- CEB - Model Code for SEISMIC DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES. ' Bulletin D' Information N° 165 - Abril 1985.
- 4.- New Zealand Standard Code of Practice for THE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES - Draft For Comment - October 1978.
- 5.- ATC 3-06 TENTATIVE PROVISIONS FOR THE DEVELOPMENT OF SEISMIC REGULATIONS FOR BUILDINGS - June 1978.
- 6.- ACI 318-71 BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE.
- 7.- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE, Documento di studio Consiglio Nazionale Delle Ricerche - Italia - Diciembre 1984.
- 8.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL DE MEXICO, Año 1976.
- 9.- PROYECTO DE REGLAMENTO CIRSOC 103 - ACCIONES DE LOS SISMOS SOBRE LAS CONSTRUCCIONES - Julio de 1980.
- 10.- DECANINI, L. - PRATO, C.A. - "ANALISIS DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA ANELASTICA" - Memorias de XX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural - Tomo III - Año 1979.
- 11.- DECANINI, L. - PARDUCCI, A. "COEFFICIENTI SISMICI NORMALIZZATI DI OSCILLATORI ELASTO-PLASTICI RELATIVI AI TERROMOTI FRIULANI DEL 1976" - Congreso del P.F. Geodinámico del C.N.R. Pubbl N° 418 - Italia, Maggio 1981.
- 12.- DECANINI, L. - GIULIANO, A. - PRATO C. "COMENTARIOS SOBRE NUEVAS NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES - REGLAMENTO INPRES CIRSOC 103" - III Conferencia Latinoamericana de Ingeniería Sismo-Resistente, Guayaquil, Ecuador 1984.
- 13.- DECANINI, L. "EVALUACION PROBABILISTICA DE LAS ACCIONES SISMICAS SOBRE LAS CONSTRUCCIONES" - Mem. Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales - Vol. 1/1982.
- 14.- DECANINI, L. - PRATO, C. "FUNDAMENTALS OF SEISMIC RESISTANT DESIGN CRITERIA OF REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES IN THE ARGENTINE REPUBLIC" - 8 WCEE - San Francisco - USA. July 1984.

- 15.- GIULIANO - DECANINI - BUFALIZA - ROSAS "POTENCIAL DE DAÑOS DE RECIENTES TERREMOTOS ARGENTINOS. ANALISIS DE ACELEROGRAMAS" Memorias Colloquia 85 - Tomo VI, 1985.
- 16.- DECANINI, L - "INFLUENCIA DE LA CONFIGURACION Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS CONSTRUCCIONES" Mem. Segundas Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural - Tomo III, 1982.
- 17.- BERTERO, V.V. "SEISMIC BEHAVIOUR OF STRUCTURAL CONCRETE LINEAR ELEMENTS (BEAMS, COLUMNS) AND THEIR CONNECTIONS" - CEB Bulletin d' Information N° 131 - Abril 1978.
- 18.- Proceedings of a Workshop on EARTHQUAKE-RESISTANT REINFORCED CONCRETE BUILDING CONSTRUCTION - V.V. Bertero Organizer Berkeley (USA), 1977.
- 19.- PARK, R. - PAULAY, T. "REINFORCED CONCRETE STRUCTURES" - Ed. J. Wiley and Sons 1975.
- 20.- NEWMARK, N.M. - ROSENBLUETH, E. FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA Ed. Diana - 1976.
- 21.- LOMNITZ, C. - ROSENBLUETH, E. Editor, SEISMIC RISK AND ENGINEERING DECISIONS Elsevier, 1978.
- 22.- CLOUGH, R. - PENZIEN J. DYNAMICS OF STRUCTURES -Mc Graw-Hill 1975.
- 23.- SEED, H.B. - IDRIS, I.M. "INFLUENCE OF SOIL CONDITIONS ON GROUND MOTIONS DURING EARTHQUAKES" - Jour. of Soil Mech. and Found. - ASCE 1969.
- 24.- SEED, H.B. - UGAS, C. - LYSMER, J "SITE DEPENDENT SPECTRA FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN" - Bull. of S.S.A. - Vol. 66 N° 1 - 1976.
- 25.- RESENBLUETH E. Editor DESIGN EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES - J. Wiley and Sons, 1980.
- 26.- PARK, R. - ZAHN, F.A. - FALCONER, T.M. "STRENGTH AND DUCTILITY OF REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE COLUMNS AND PILES UNDER SEISMIC LOADING" - Proc. 8WCEE - Volume VI - 1984
- 27.- PARK, R. - PRIESTLEY, M.J.N. - GILL, W.D. - POTANGARDA, R.T. "DUCTILITY AND STRENGTH OF R/C COLUMNS WITH SPIRALS OR HOOPS UNDER SEISMIC LOADING" - Proc. 7 WCEE - Vol. 7. Istanbul - 1980.
- 28.- DECANINI, L. - PAYER, A. "SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE TABIQUES ESTRUCTURALES DE HORMIGON ARMADO" - III Conf. LATINOAMERICANA DE Ing. Sismorresistente, Guayaquil - Ecuador 1984.
- 29.- DECANINI, L. "RESPUESTA SISMORRESISTENTE DE LAS CONSTRUCCIONES DE HORMIGON PRETENSADO" - VI Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado - Mendoza 1984.

- 30.- ETSE - GALINDEZ - DECANINI - DANESI "ESTUDIO TEORICO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGON ARMADO".  
Memoria Colloquia 85 - Tomo IV.

#### Reconocimientos

El presente trabajo ha sido elaborado con el apoyo de ACDEC (Asociación Cooperadora del Departamento de Estructuras) Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (Universidad Nacional de Córdoba).

Los trabajos de dactilografía fueron realizados por el señor Elinó Oscar Pereyra.

La ilustración gráfica ha sido realizada por el señor Jorge Gambino.

TABLA N° 1.

Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables.

SUELO	IDENTIFICACION	CARACTERISTICAS		
		Velocidad de propagación de ondas de corte (m/s)	Prueba de penetración normalizada P.P.N. (N° de golpes)	Tensión admisible del suelo, $\sigma_{sadm}$ (MN/m <sup>2</sup> )
Tipo I	Muy firmes y compactos			
	a) Rocas firmes y formaciones similares	$\geq 700$	—	$\sigma_{sadm} \geq 2$
	b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto menor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	$< 700$ y $\geq 400$	$\geq 30$	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
Tipo II	Intermedios			
	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	$< 700$ y $\geq 400$	$\geq 30$	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
	b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulares medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	100 a 400	granulares $\geq 15$ y $< 30$  cohesivos $\geq 10$ y $< 15$	$0,1 \leq \sigma_{sadm} < 0,3$
Tipo III	Blandos	$< 100$	$< 10$	$\sigma_{sadm} < 0,1$
	Suelos granulares poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m <sup>2</sup> ); suelos colapsibles			



TABLA N° 2.

DUCTILIDAD GLOBAL NOMINAL  $\bar{\mu}$ 

DUCTILIDAD GLOBAL NOMINAL	MATERIALES Y CONFIGURACION ESTRUCTURAL
6	<p>Pórticos espaciales de Hormigón Armado Dúctil (1) o de Acero Dúctil.</p> <p>Pórticos de Hormigón Armado Dúctil asociados con tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado, donde los pórticos absorben, en promedio, el 70% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.</p> <p>Tabiques sismorresistentes acoplados de Hormigón Armado diseñados con especiales condiciones de ductilidad.</p>
5	<p>Pórticos de Hormigón Armado Dúctil (1) asociados con tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado, donde los pórticos absorben, en promedio, entre el 30% y al 70% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.</p>
4	<p>Pórticos de Acero convencional.</p> <p>Pórticos de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1) con rigidización de Mampostería (2) en por lo menos un 30% de planos resistentes a fuerzas sísmicas.</p> <p>Sistemas pórticos-tabiques de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1), en que los pórticos absorben, en promedio, por lo menos el 25% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.</p> <p>Sistemas de tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado (3) asociados entre sí por vigas que permitan su funcionamiento en conjunto.</p>
3,5	<p>Pórticos de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1) sin ningún tipo de rigidización.</p> <p>Sistemas pórticos-tabiques o tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado Convencional Sismorresistente (1) que no verifiquen las condiciones anteriores.</p> <p>Muros de Mampostería (2) armada y encadenada de ladrillos macizos.</p>
3	<p>Muros de Mampostería (2) encadenada de ladrillos macizos.</p> <p>Estructuras tipo péndulo invertido con especiales detalles de diseño del soporte y unión.</p>
2	<p>Muros de Mampostería (2) encadenada de ladrillos huecos o bloques.</p> <p>Estructuras tipo péndulo invertido que no cumplan las condiciones anteriores.</p> <p>Estructuras colgantes.</p> <p>Columnas de Hormigón Armado que en la dirección analizada no presentan vinculaciones.</p>
1	<p>Estructuras en las que se requiera comportamiento elástico ante sismos destructivos.</p>

TABLA N° 3 - REQUERIMIENTOS MINIMOS DE ANALISIS.

CONDICIONES	Configuración Estructural en Planta según Efectos Torsionales			
	Caso a)	Caso b)	Caso c)	Caso d)
12 m G A <sub>0</sub> * H ≤ 30 m G A 40 m G B * T <sub>0</sub> < 3 T <sub>2</sub> * Configuración Reg. en Elevación.	A.1	A.1	A.1.E	A.3
No se cumple alguna de las condiciones de la línea anterior.	A.2	A.2	A.3	A.3

H : Altura Total de la Construcción medida desde el Nivel Basal.

T<sub>0</sub> : Período Fundamental de Vibración.

T<sub>2</sub> : Período de vibración correspondiente al final del plafond del Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones. Depende del tipo de suelo.

\* Los límites de altura indicados corresponden a las Zonas Sísmicas 3 y 4. Para las Zonas Sísmicas 1 y 2 dichos límites son 16 m (Grupo A<sub>0</sub>), 40 m (Grupo A) y 55 m (Grupo B).

TABLA N° 4.

## REQUERIMIENTOS SOBRE CALIDAD DE LOS MATERIALES.

ACERO	HASC ( $\bar{\mu} \leq 4$ )	HASD ( $\bar{\mu} > 4$ )
Máxima Tensión Nominal de Fluencia Acero $\beta_S$	420 MP <sub>a</sub>	420 MP <sub>a</sub>
$\frac{\text{Tensión Fluencia Efectiva}}{\text{Tensión Fluencia Nominal}}$	1,3	1,3
Dureza Acero	Se acepta Dureza Mecánica Para Zonas Sísmicas 3 y 4 Preferentemente A.D.N.	Dureza Natural A.D.N
Conformación Superficial	Barras Nervuradas	Barras Nervuradas
HORMIGON	HASC	HASD
Resistencia Mínima	H-13 $\sigma'_{bk} = 13 \text{ MP}_a$ Se recomienda Mayor resistencia	H-17 $\sigma'_{bk} = 17 \text{ MP}_a$ Se recomienda Mayor resistencia

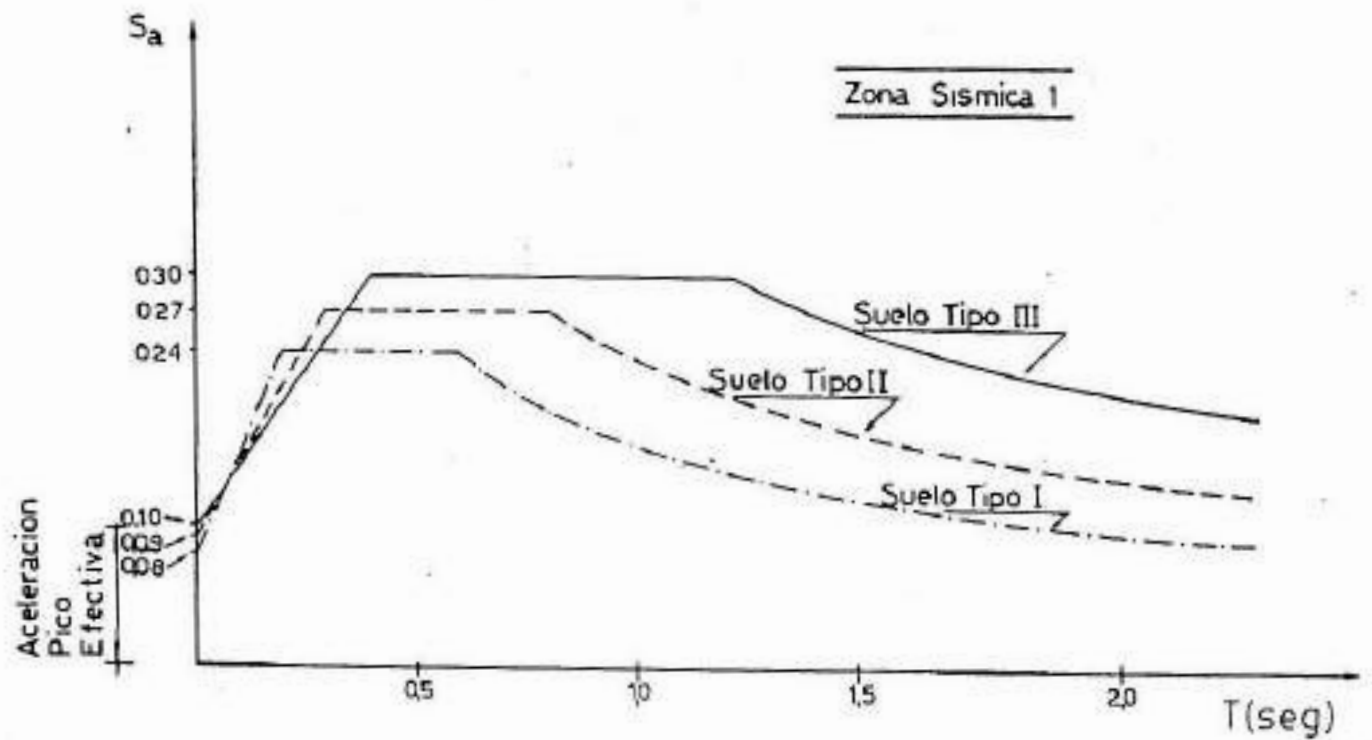
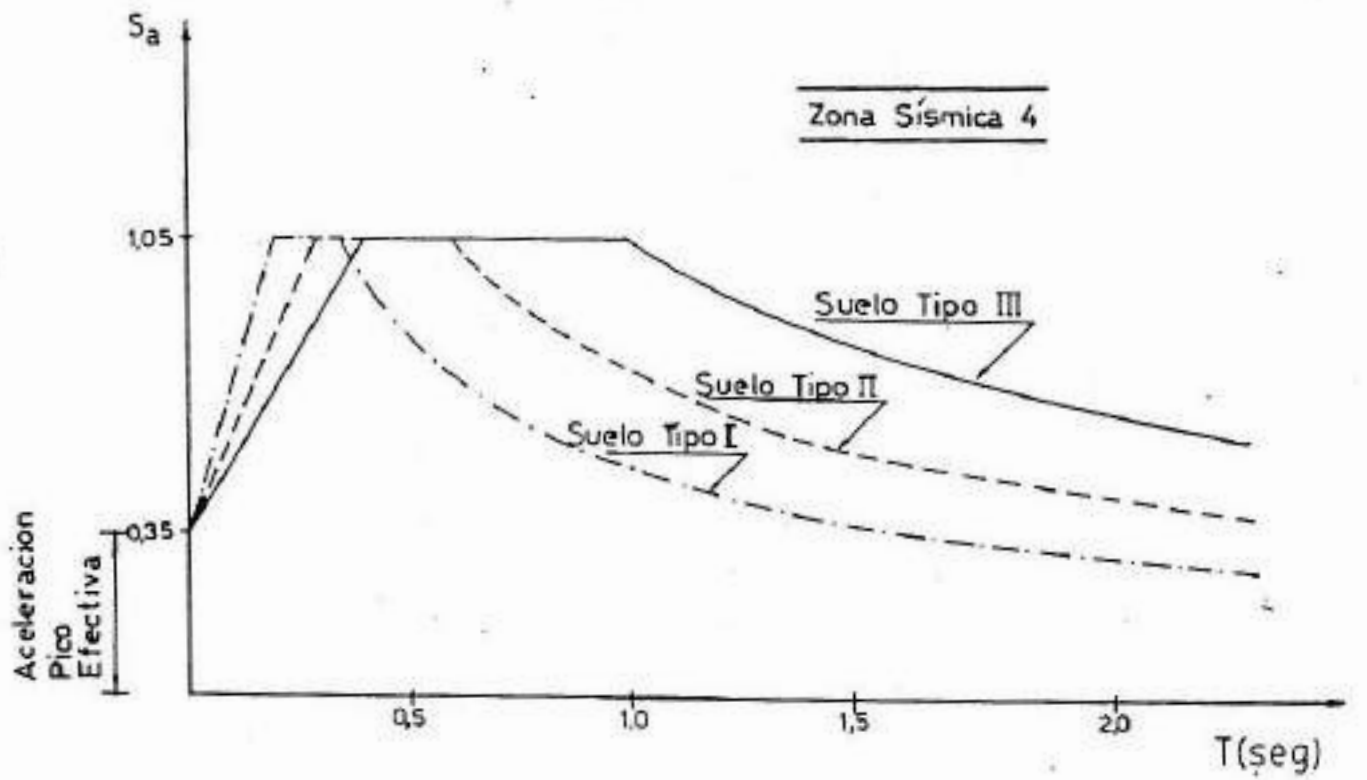


Figura 1. ESPECTRO ELASTICO DE PSEUDOACELERACIONES  $\xi = 5\%$



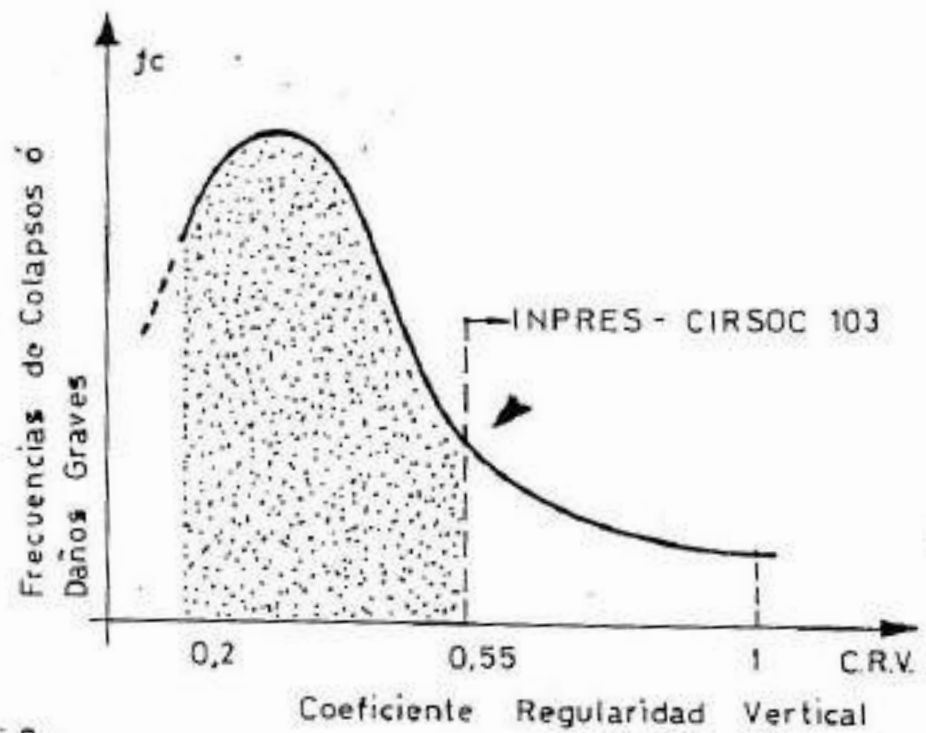


FIG. 2a

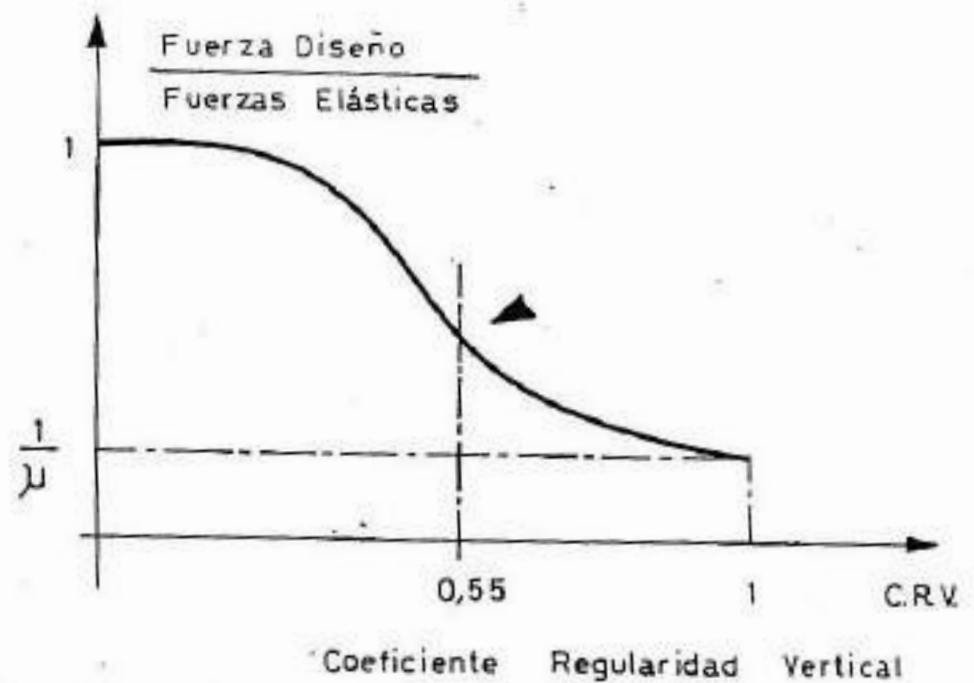
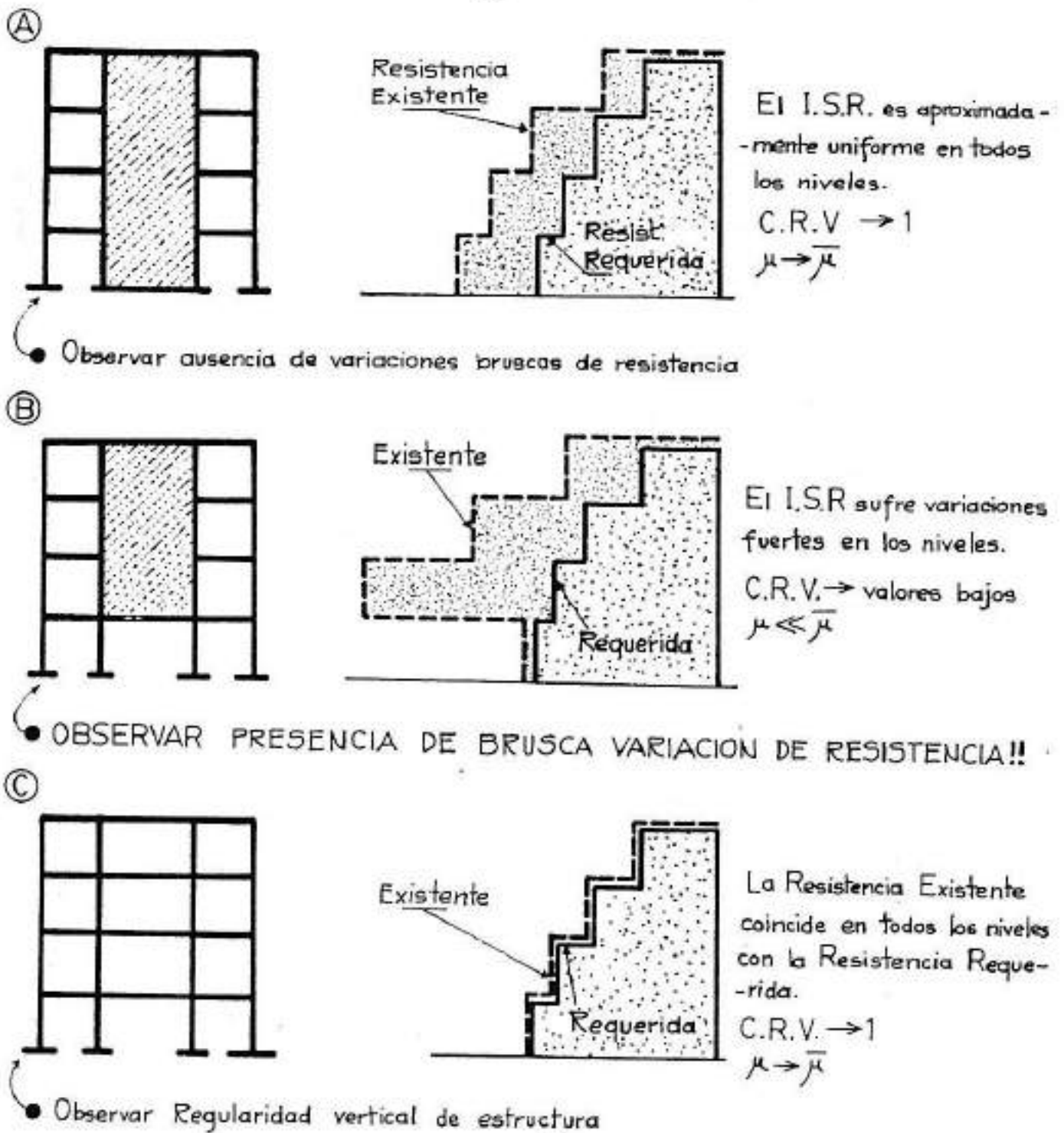


FIG. 2b

INFLUENCIA DE REGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ESTIMACION FUERZAS DE DISEÑO



- La estructura presenta mayor Regularidad en Elevación cuando C.R.V. tiende a 1. (Casos A y C).

Fig:Nº3-ILUSTRACION - CONCEPTO  
COEFICIENTE REGULARIDAD VERTICAL C.R.V.

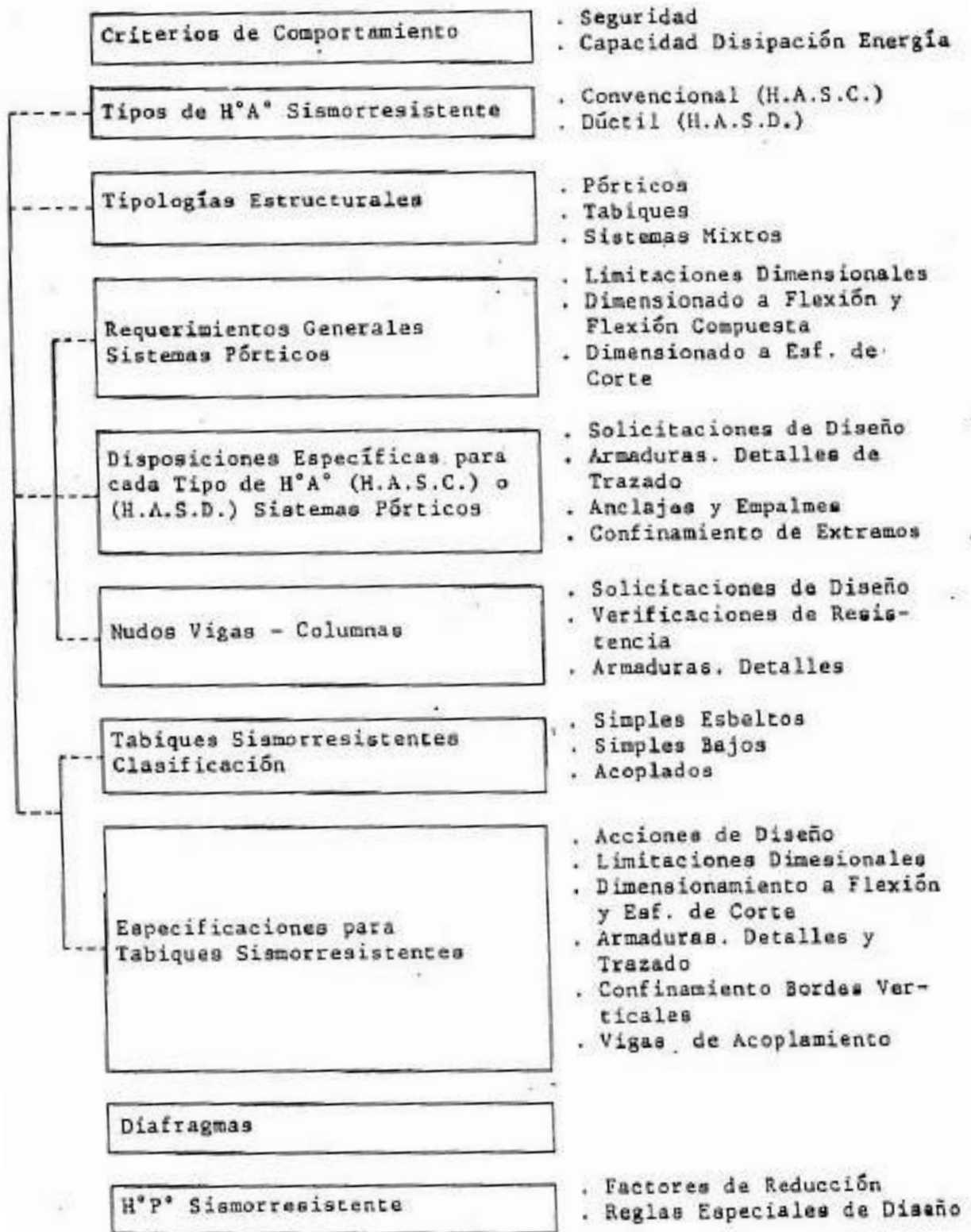
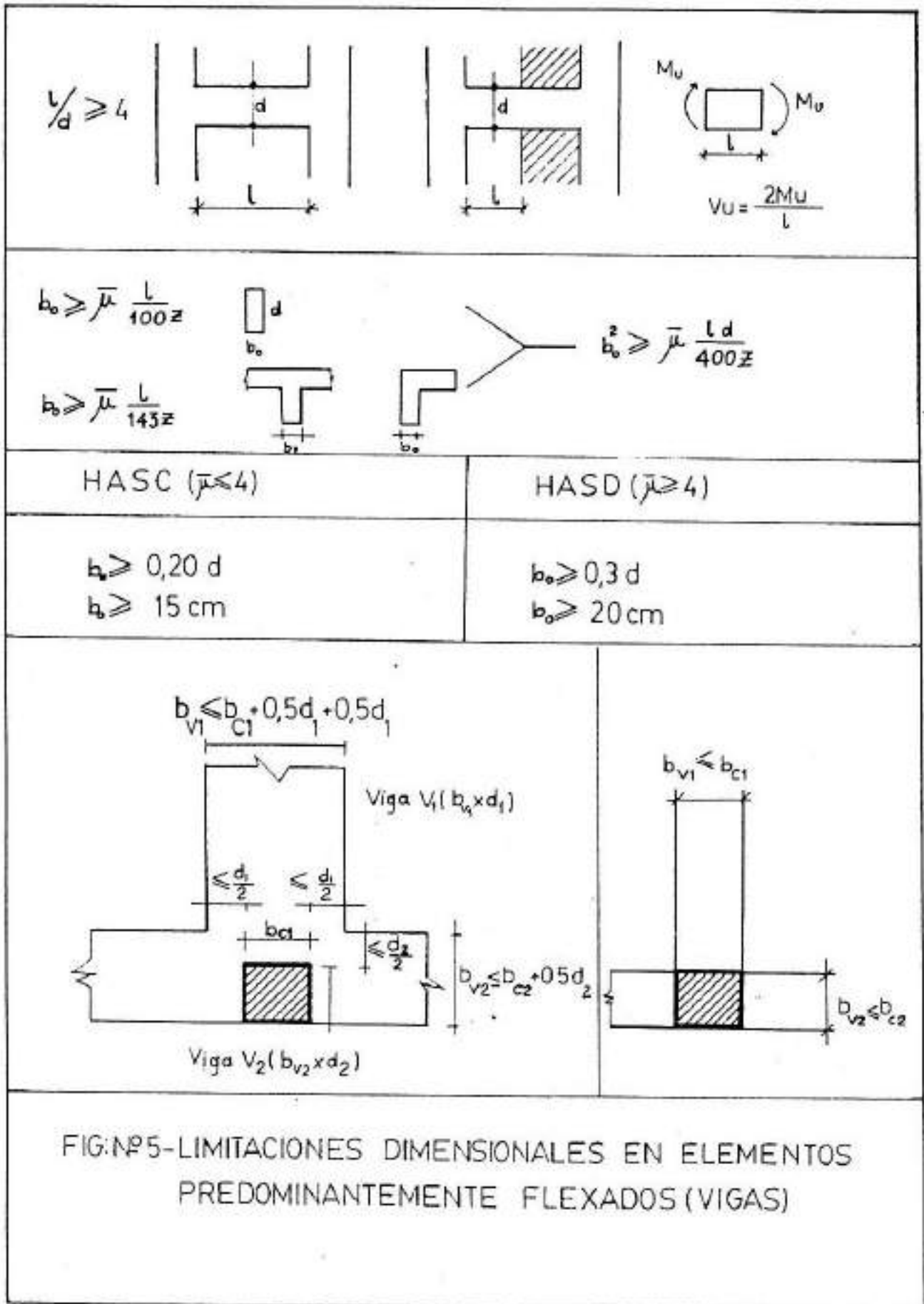


FIG. N°4 - ASPECTOS INVOLUCRADOS EN DISEÑO SISMORRESISTENTE DE H°A° Y P°





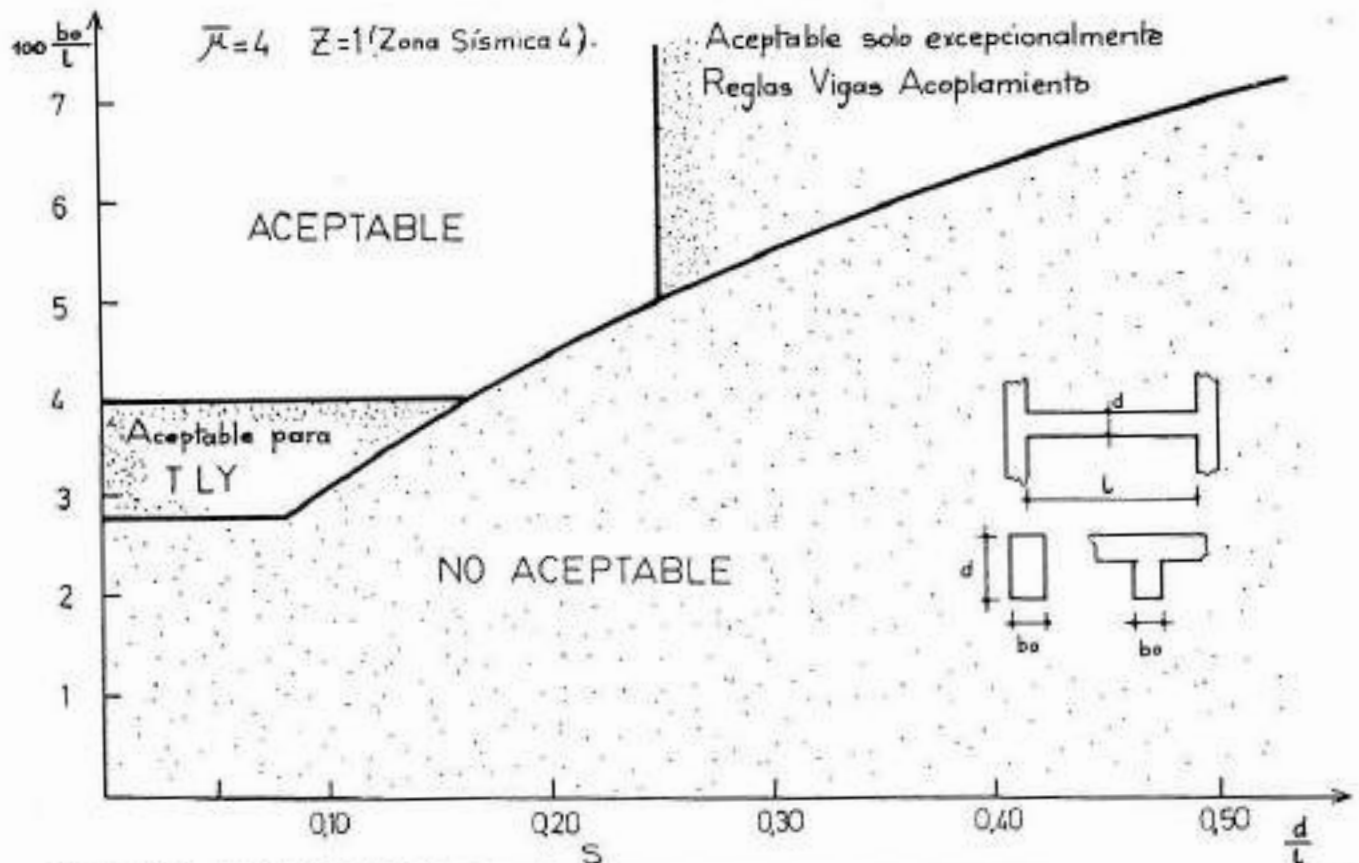
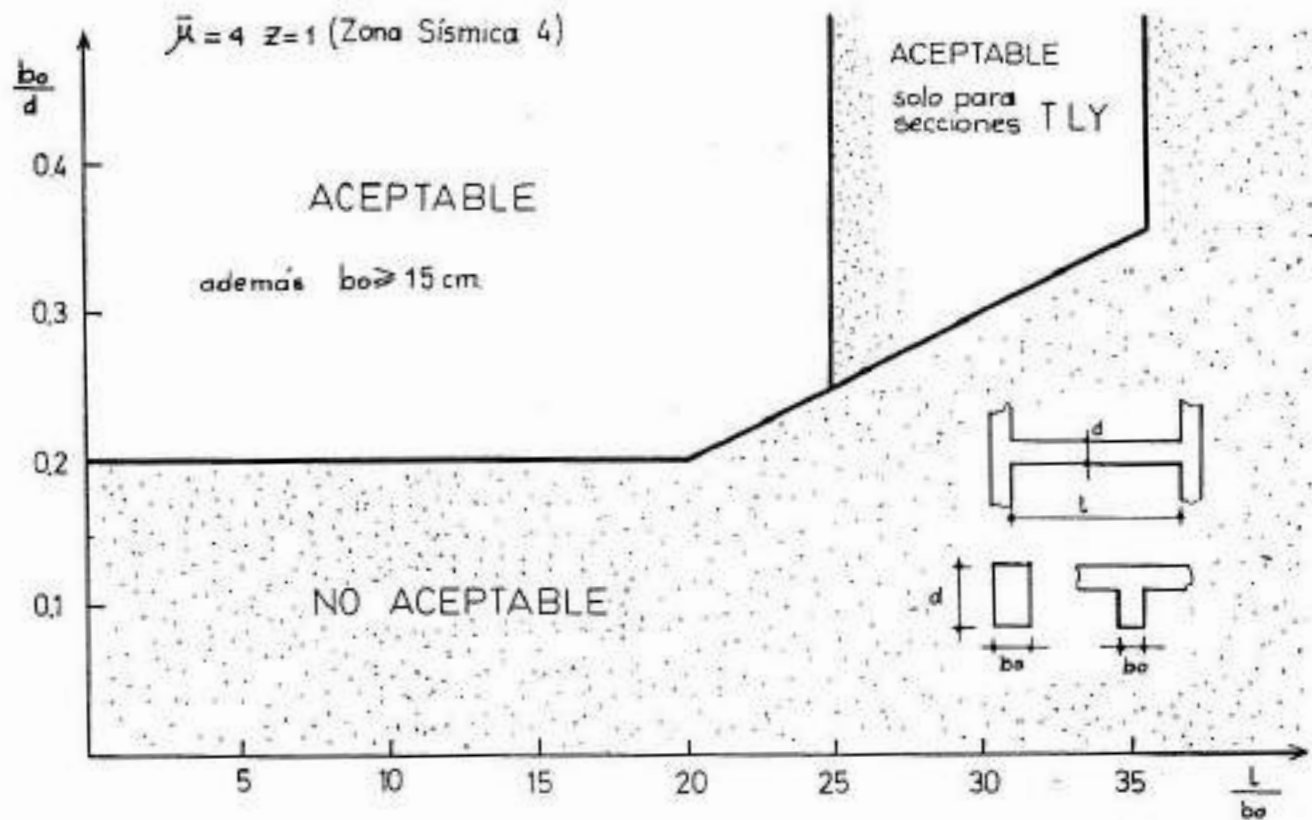
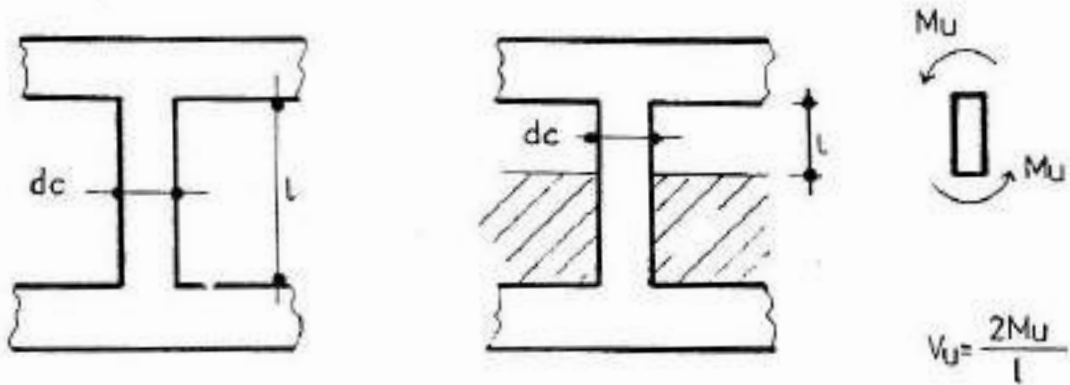


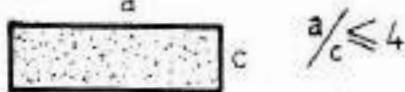
FIG. N°6 - LIMITACIONES DIMENSIONALES EN ELEMENTOS PREDOMINANTE-  
MENTE FLEXIONADOS (vigas)



$\frac{l}{d_c}$  : debe ser tal que no se configure "columna corta"

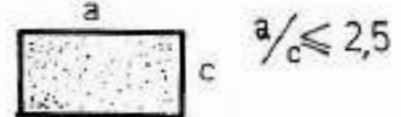
Esbeltez máxima compatible con Verificación Seguridad Pandeo

HASC



Si  $\frac{a}{c} > 4 \rightarrow$  tabique sismorresistente

HASD



### ESPESORES MINIMOS

Forma de la sección	espesor (cm)
Secciones llenas	$\geq 25/Z$
Secciones abiertas I, T, L, etc.	espesor del alma o alas $\geq 18/Z$
Secciones huecas	espesor de las paredes $\geq 14/Z$

FIG:Nº7- LIMITACIONES DIMENSIONALES EN COLUMNAS

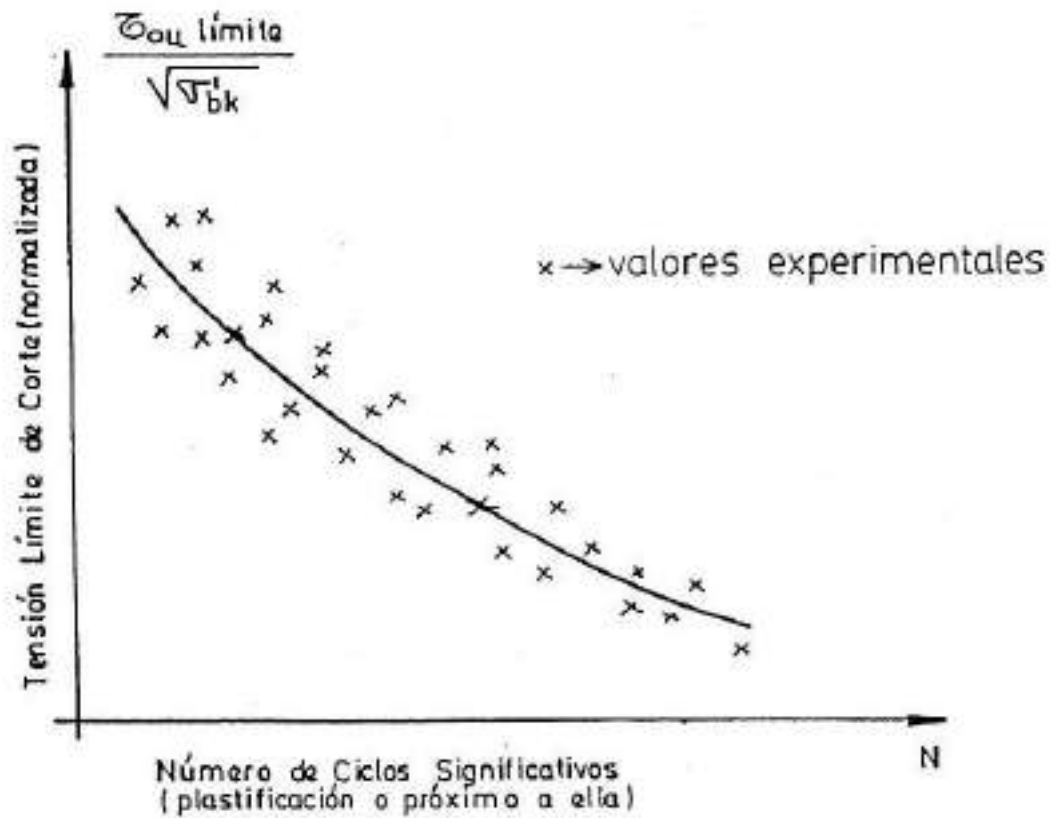


FIG. N° 8 - Influencia del Número de Ciclos sobre el valor de la Tensión de Corte Límite

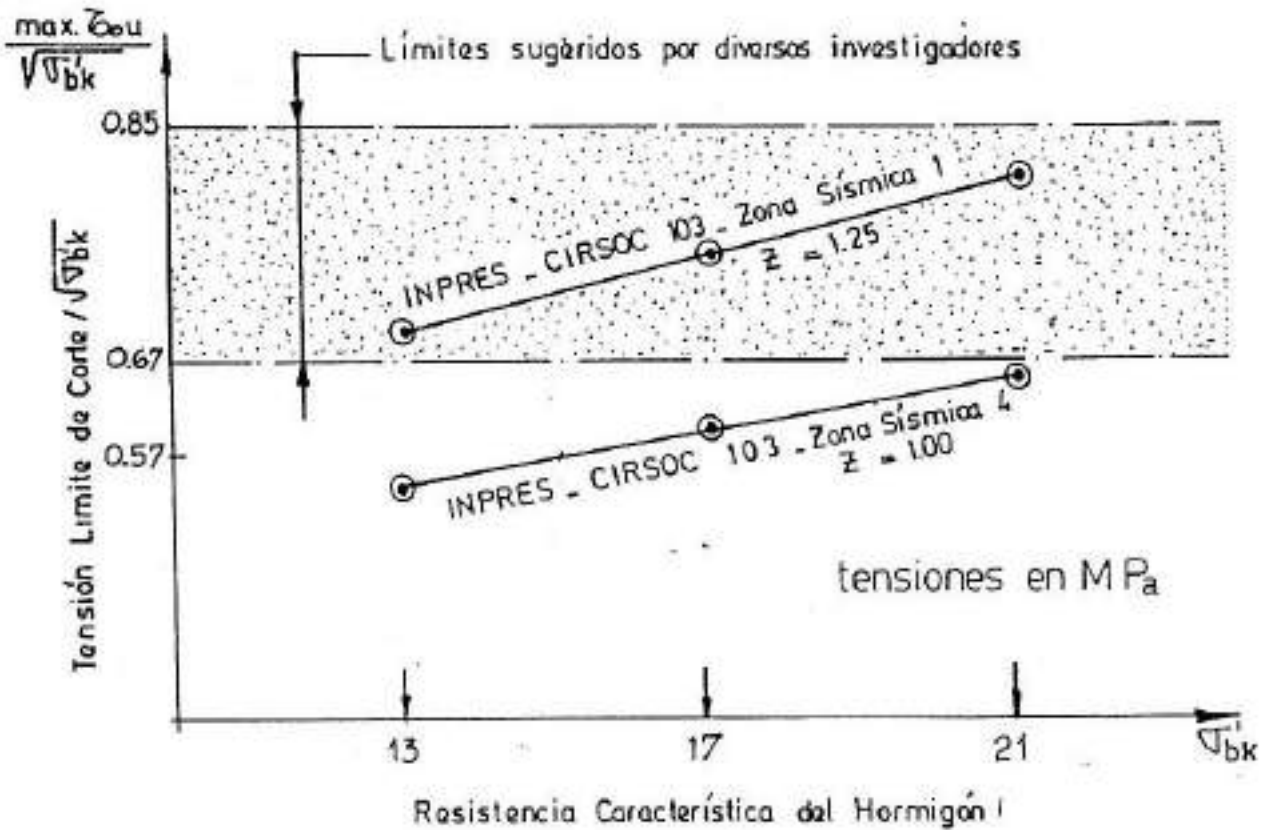


FIG. N° 9 - Variación de la Tensión Límite de Corte

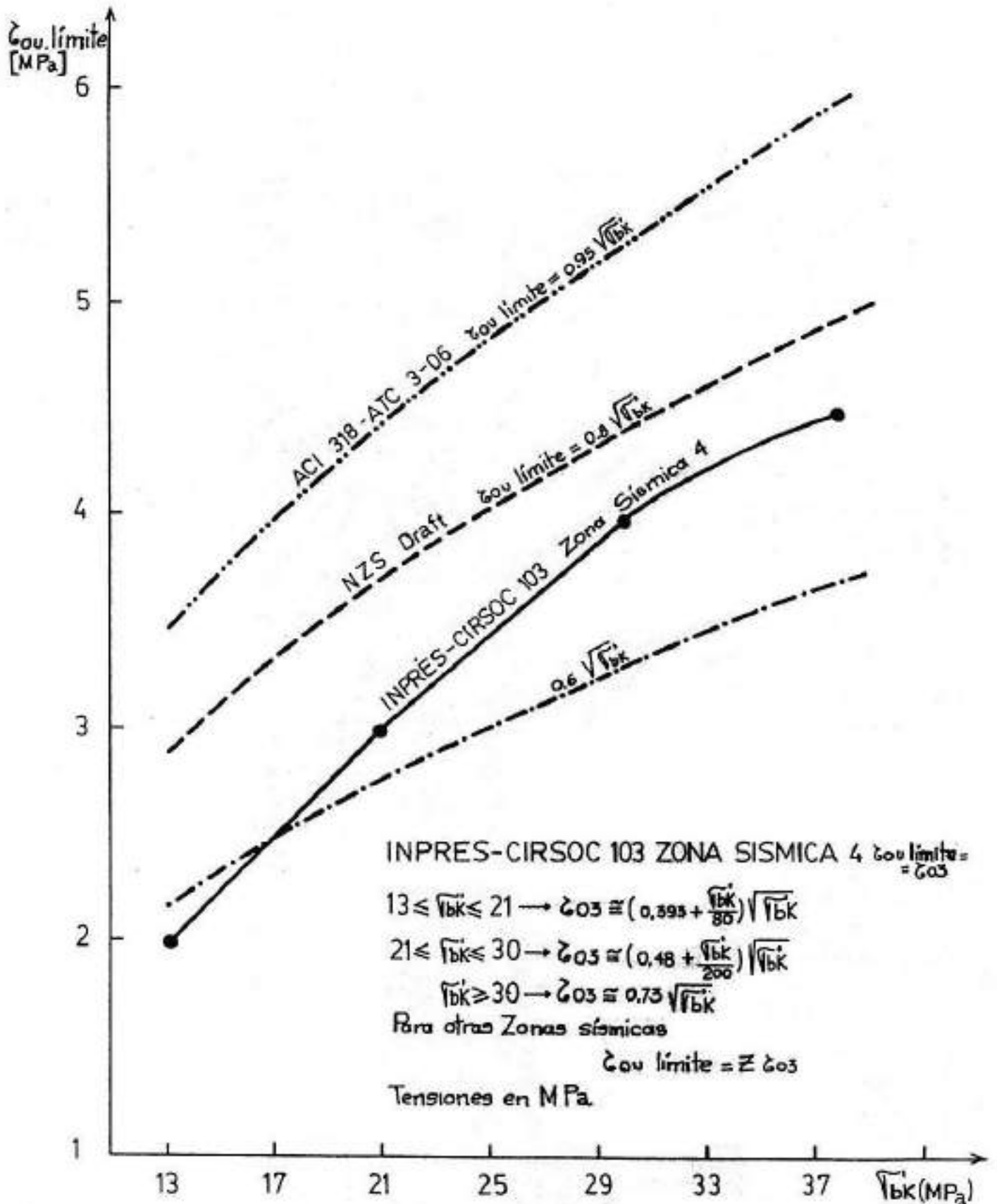


FIG N°10 TENSIONES DE CORTE LIMITES



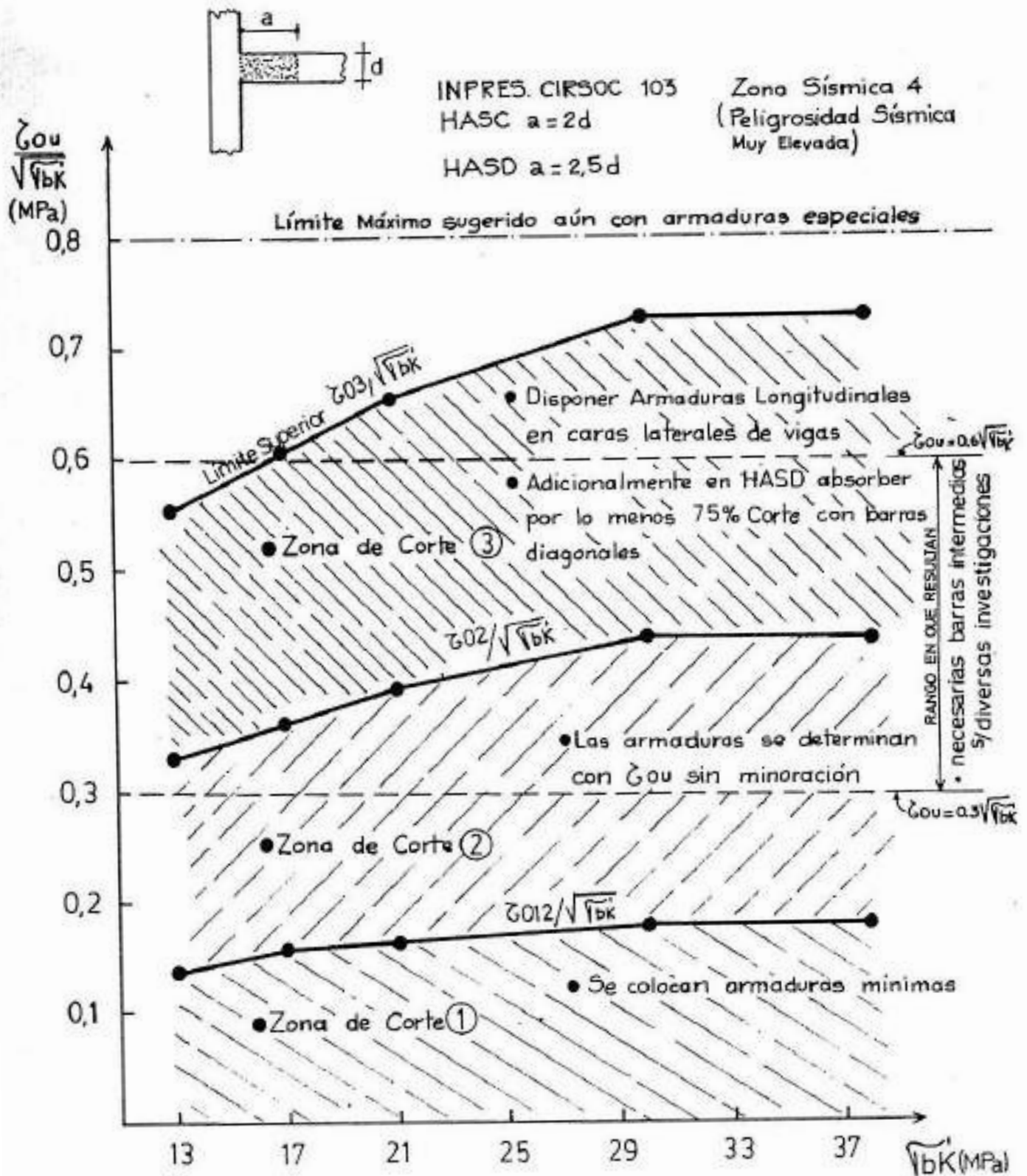


FIG. N°11- Esfuerzos de Corte en Zonas Críticas de Vigas  
 TENSIONES - ARMADURAS <sup>s</sup>/INPRES CIRSOC 103

FIG. Nº12-H.A.S.C.

Armaduras Transversales Especiales en Extremos de Vigas

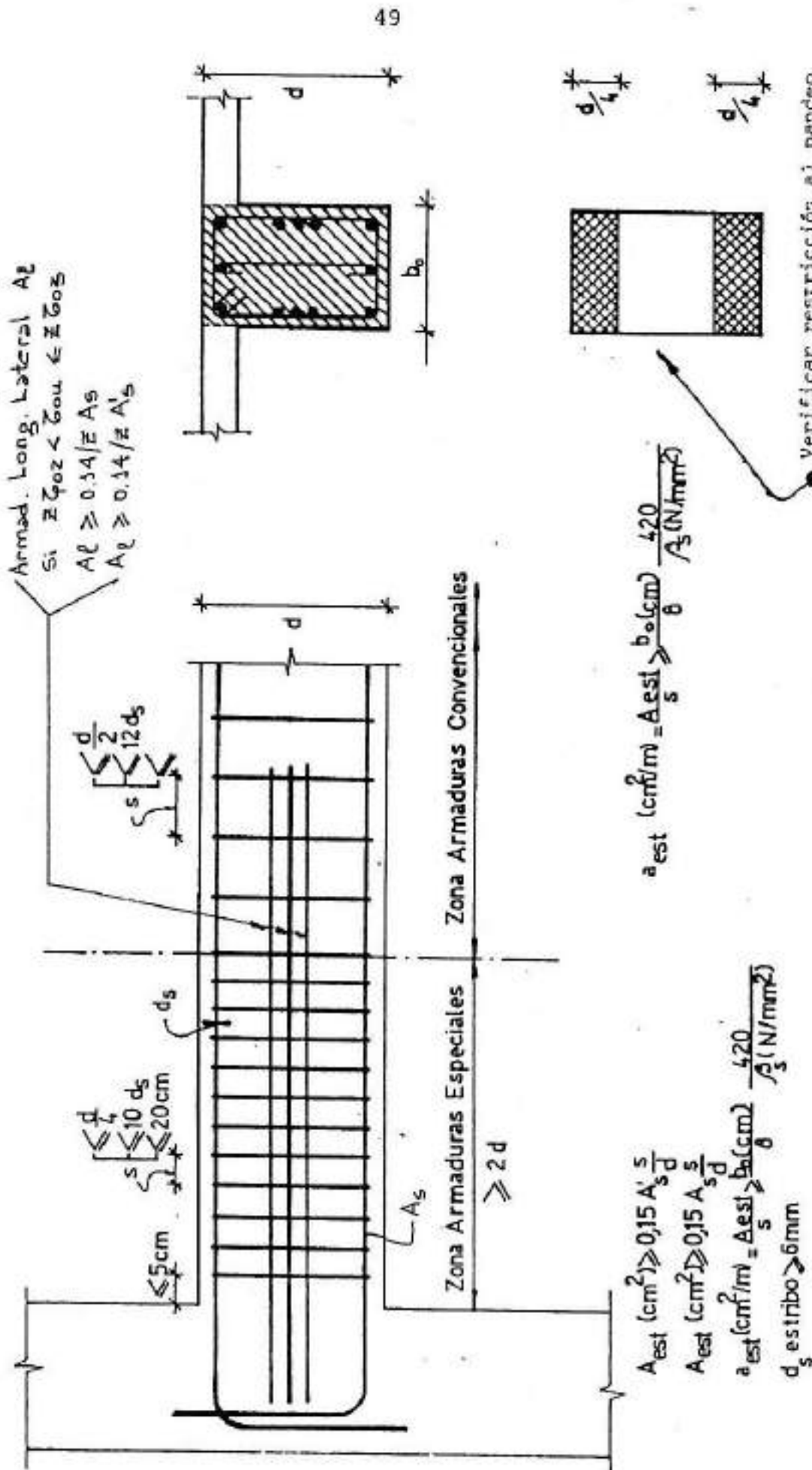


FIG. Nº 13 \* H.A.S.C (HORMIGON ARMADO SISMORRESISTENTE CONVENCIONAL)

● RELACIONES ENTRE ARMADURAS DE VIGAS

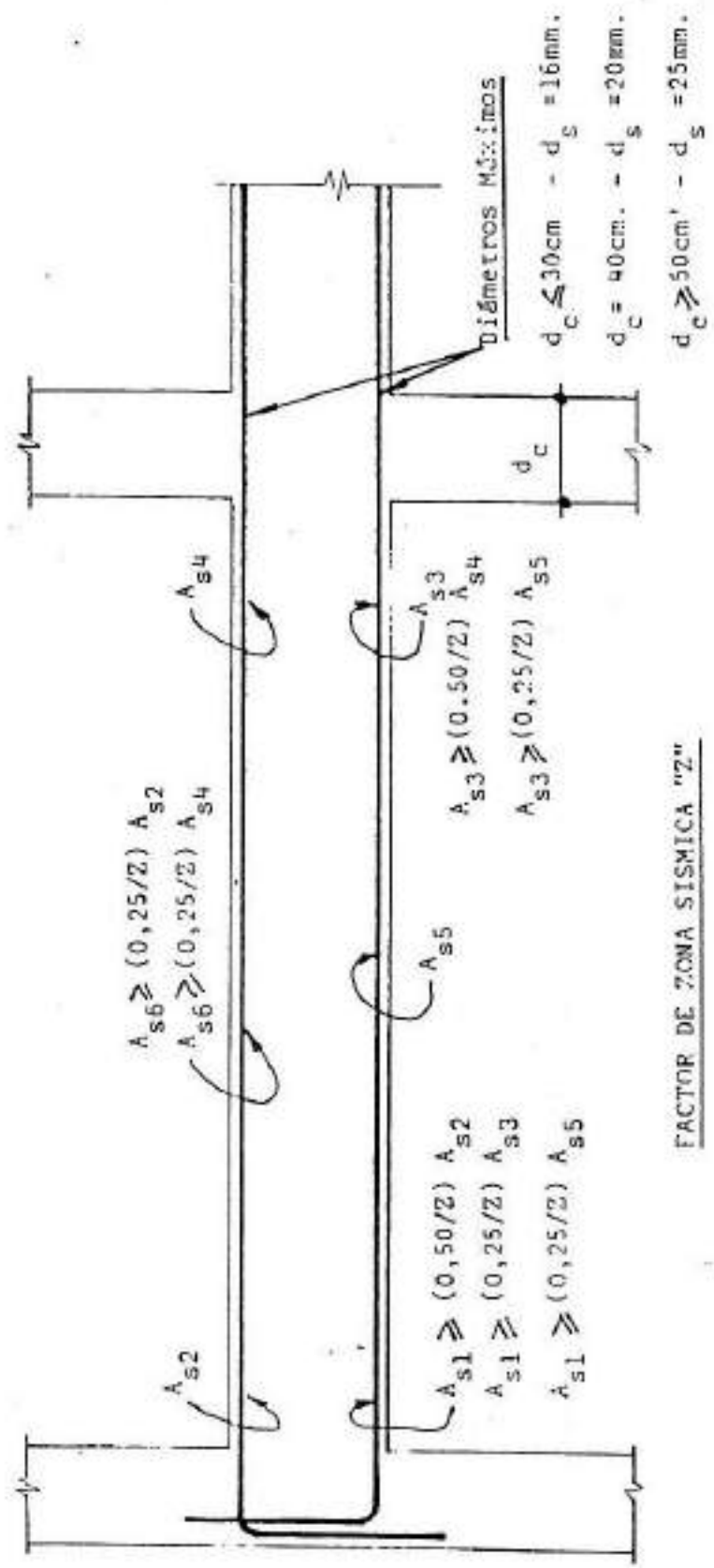
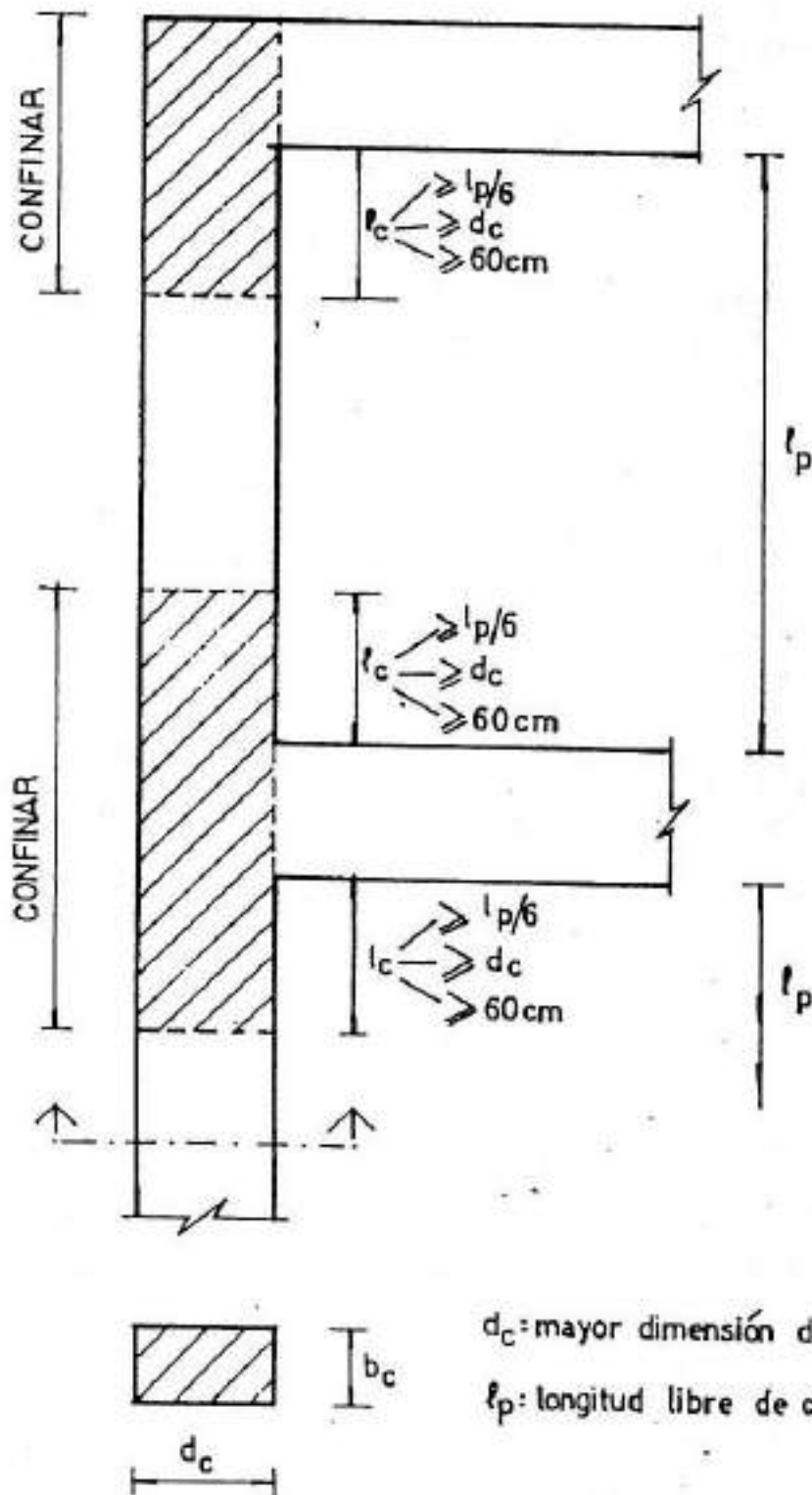


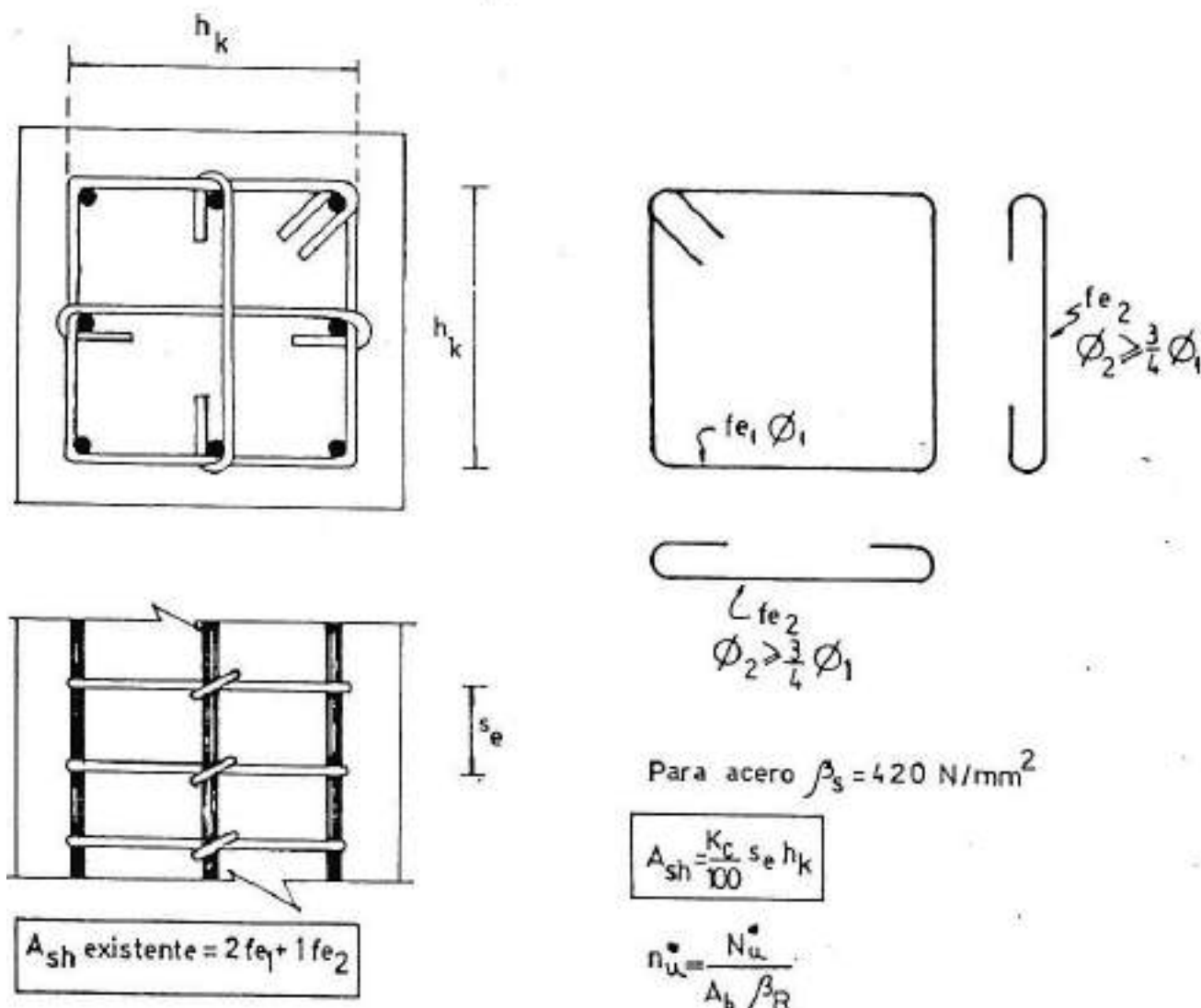
FIG. N°14 - Confinamiento Extremos de ColumnasZonas a confinar

Las zonas de nudos (intersección columna - vigas) deben confinarse...



### Confinamiento Extremos de Columnas (FIG: N°15)

#### Armaduras Transversales Especiales

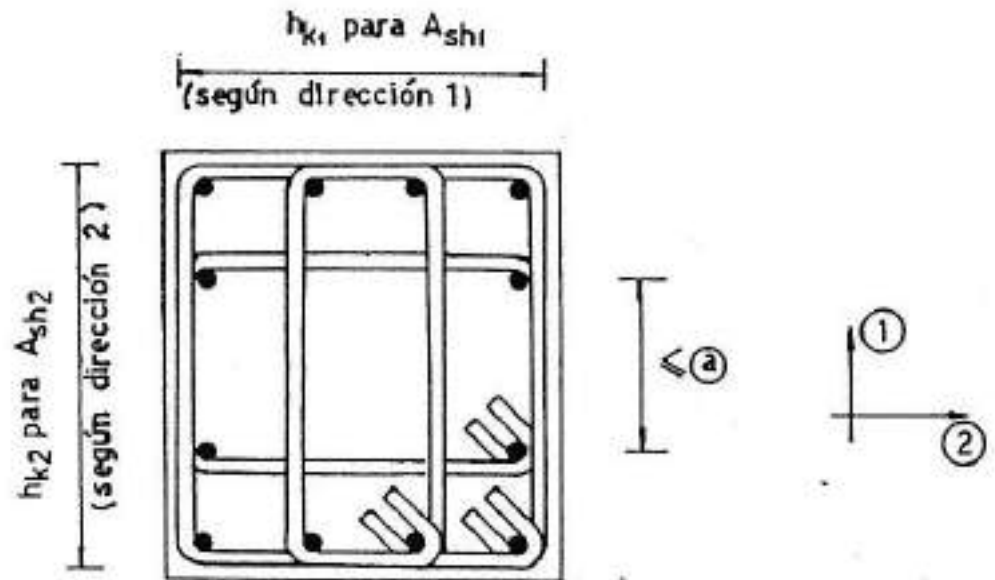


NOTA: PARA HORMIGÓN ARMADO SISMORRESISTENTE DUCTIL (HABSD) LAS SECCIONES DE ARMADURAS DEBEN SER 1,30 VECES LAS DADAS POR LAS EXPRESIONES CORRESPONDIENTES A HABO.-

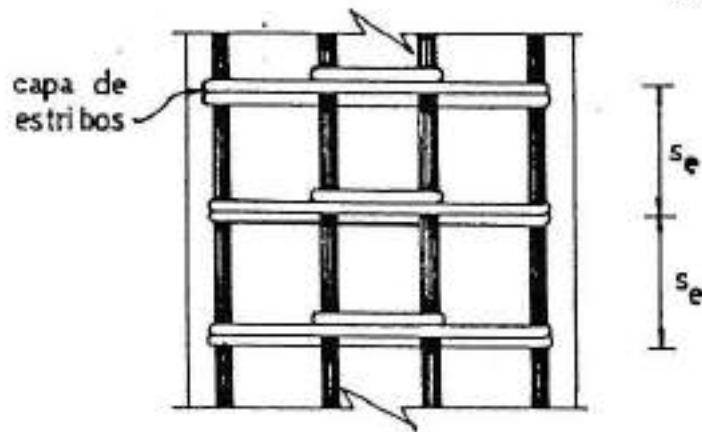
Tabla de Valores de  $K_c$

Sección de Columna	Esfuerzo específico de compresión $n_u^*$								
	0,12	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
$\leq 625 \text{ cm}^2$	0,70	0,84	1,05	1,22	1,40	1,61	1,82	2,03	2,24
$800 \text{ cm}^2$	0,59	0,70	0,88	1,02	1,17	1,34	1,52	1,67	1,87
$1000 \text{ cm}^2$	0,50	0,60	0,75	0,87	1,00	1,15	1,30	1,45	1,60
$1400 \text{ cm}^2$	0,40	0,48	0,60	0,70	0,80	0,92	1,04	1,10	1,28
$1800 \text{ cm}^2$	0,35	0,42	0,54	0,61	0,70	0,81	0,91	1,01	1,12
$> 2200 \text{ cm}^2$	0,30	0,36	0,45	0,52	0,60	0,69	0,78	0,87	0,90

FIG: N°16 - Confinamiento Extremos de Columnas  
- Armaduras Transversales Especiales



Máxima separación entre ramas de estribos:  $\textcircled{a}$   $\begin{cases} \leq 20 \text{ cm} \\ \text{(adoptar el mayor)} \\ \leq \frac{1}{4} \text{ de dimensión de columna normal a armadura} \end{cases}$

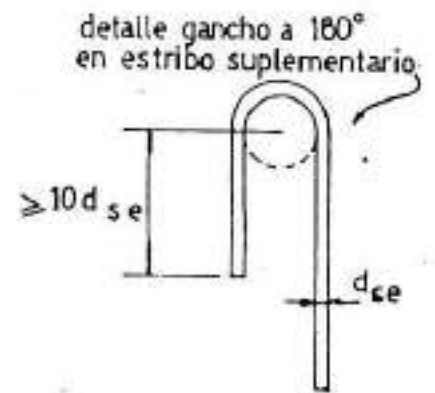
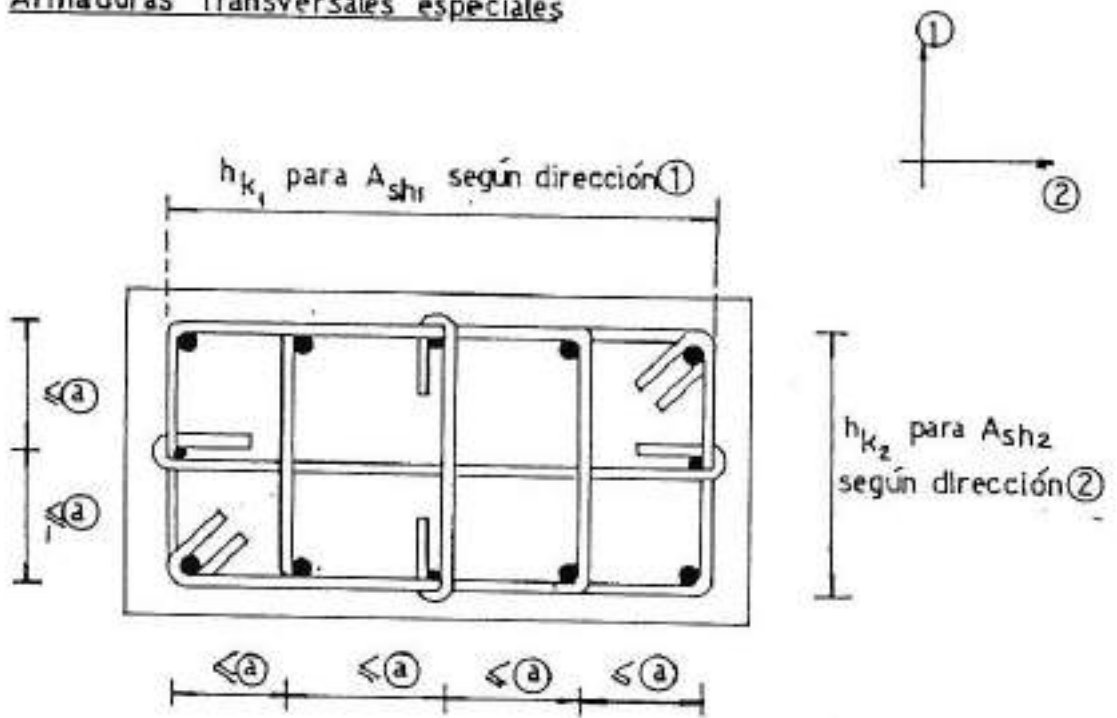


Máxima separación entre capas de estribos  $\textcircled{s_e}$

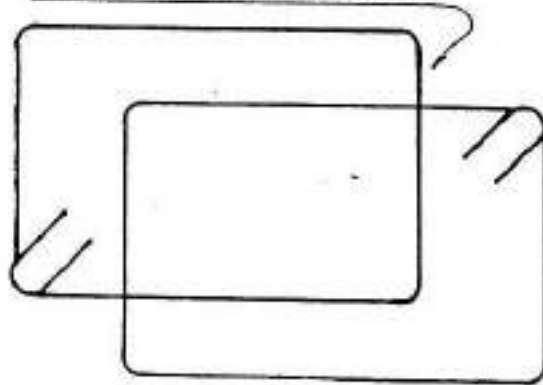
H.A.S.C. (convencional) —  $s_e \begin{cases} \leq \frac{2}{3} \text{ menor dimensión columna} \\ \leq 9 d_s \text{ longitudinal} \\ \leq 12 \text{ cm} \end{cases}$

H.A.S.D. (dúctil) —  $s_e \begin{cases} \leq \frac{1}{2} \text{ menor dimensión columna} \\ \leq 7 d_s \text{ longitudinal} \\ \leq 10 \text{ cm} \end{cases}$

FIG. Nº17 - Confinamiento Extremos de Columnas  
Armaduras Transversales especiales



Estribos de  $f_{e1}$  cm<sup>2</sup> cada rama



$A_{sh1} = 5 f_{e1}$

$A_{sh2} = 3 f_{e1}$

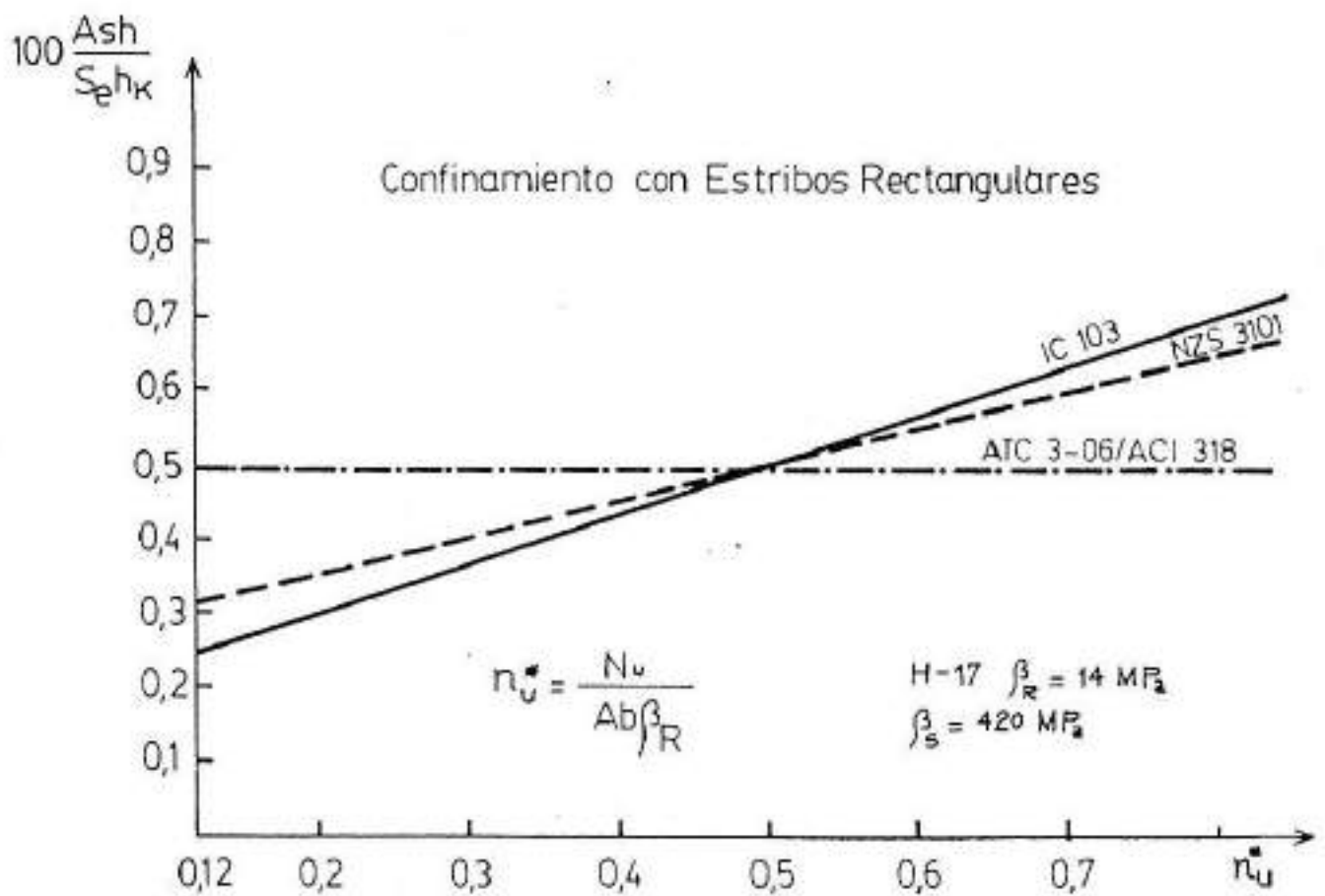
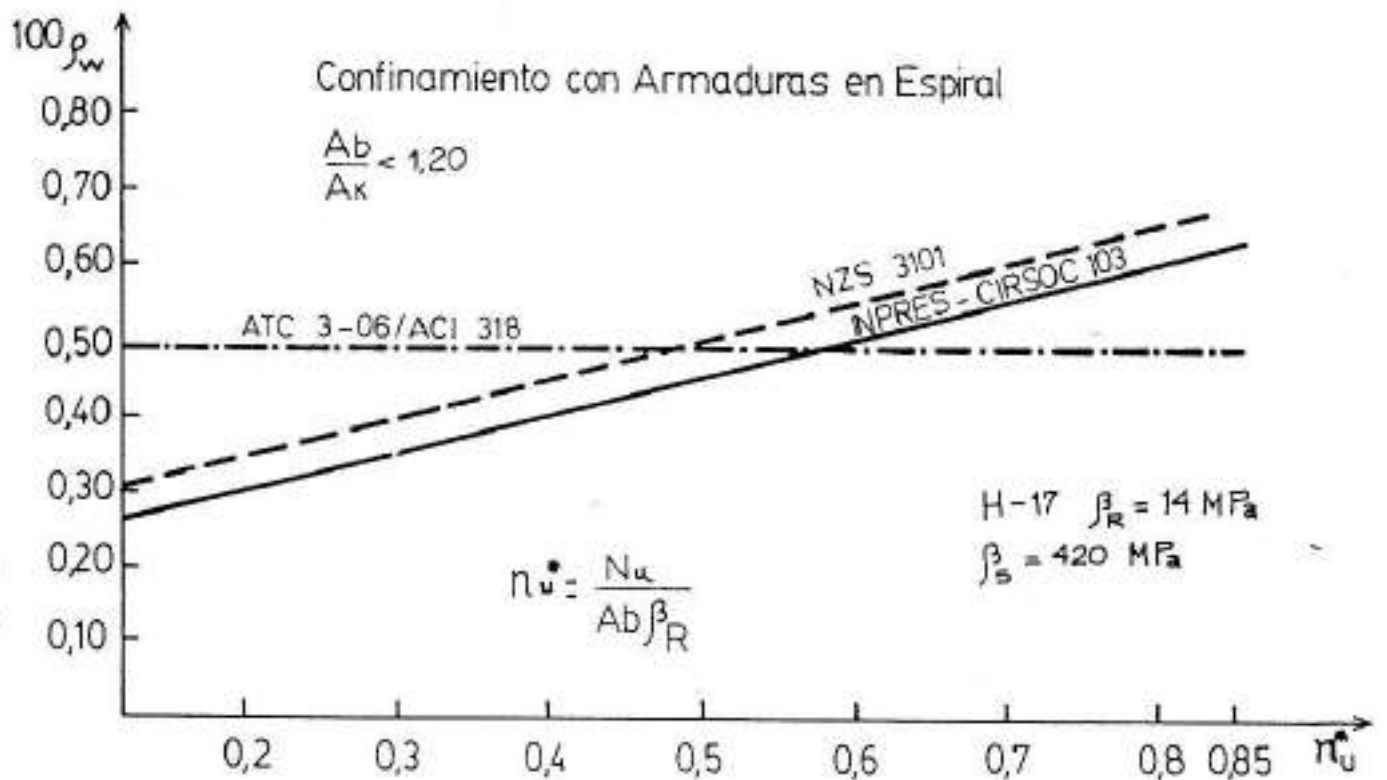


FIG. Nº18 - COMPARACION REQUERIMIENTOS DE ARMADURAS DE CONFINAMIENTO

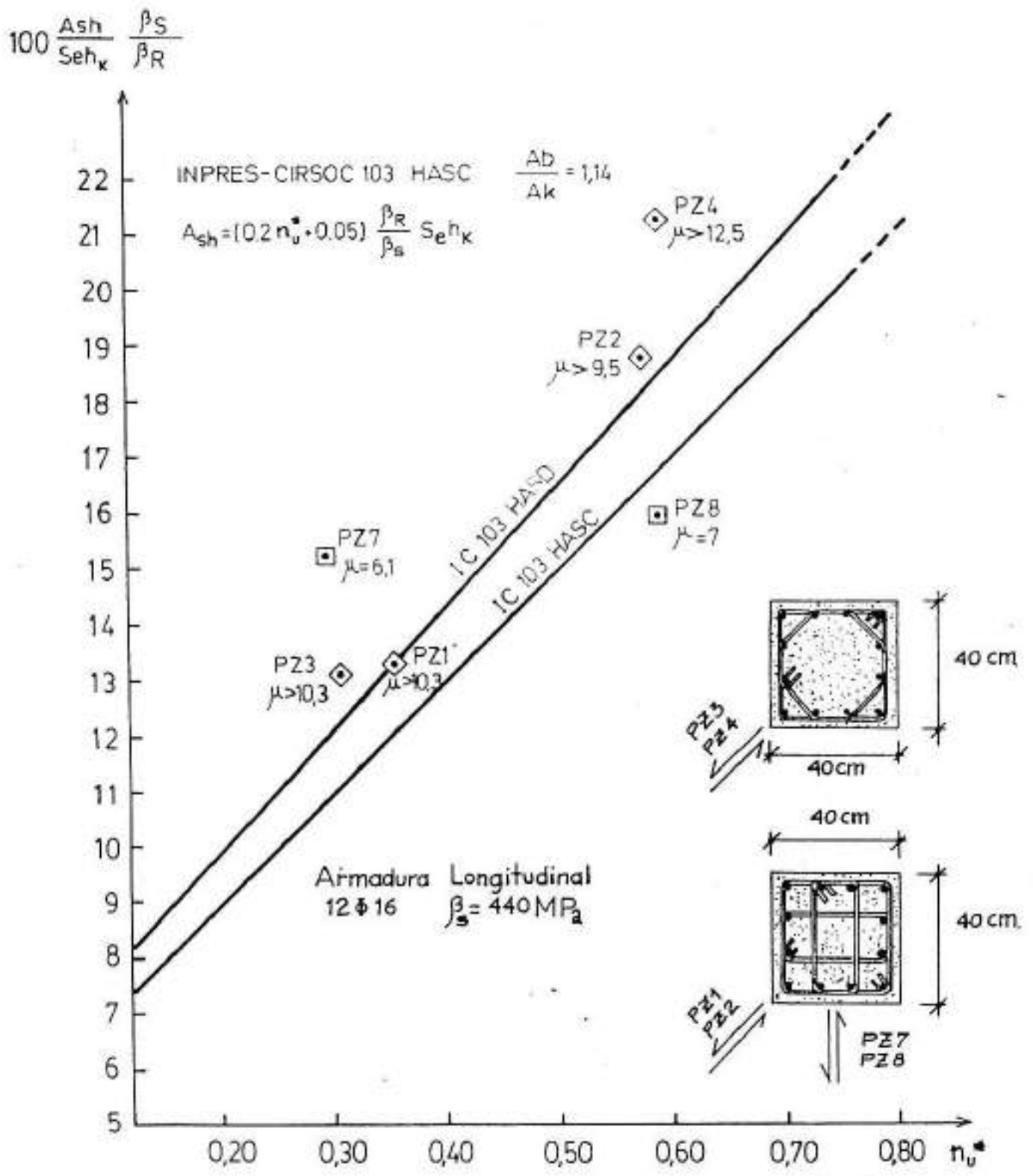


FIG. N°19 - ARMADURAS DE CONFINAMIENTO  
 COMPARACION CON RESULTADOS EXPERIMENTALES  
 Caso  $A_b/A_k = 1.14$



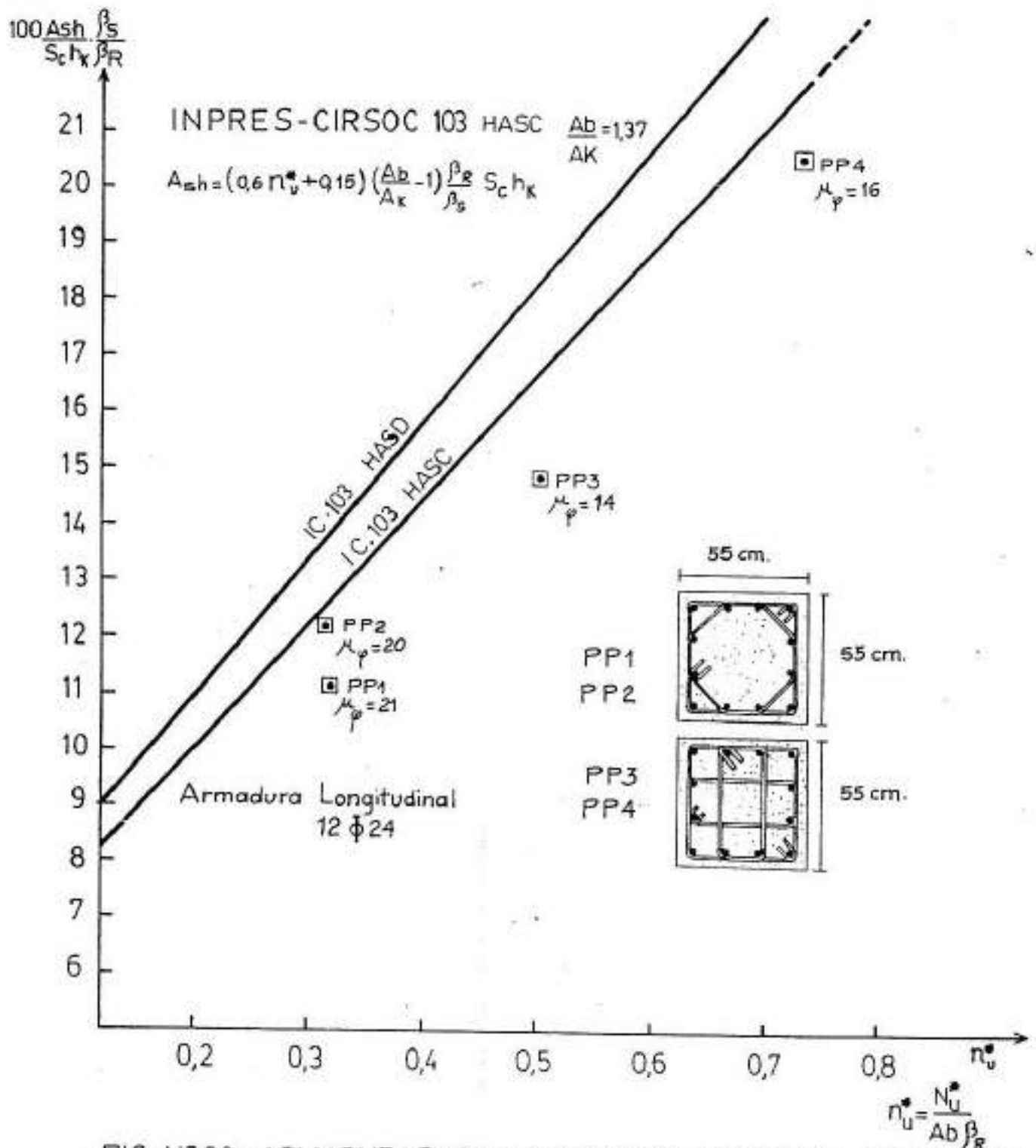


FIG N° 20 - ARMADURAS CONFINAMIENTO EXTREMOS COLUMNAS  
 SECCIONES RECTANGULARES CASO  $A_b/A_k = 1,37$   
 COMPARACION CON RESULTADOS ESPERIMENTALES

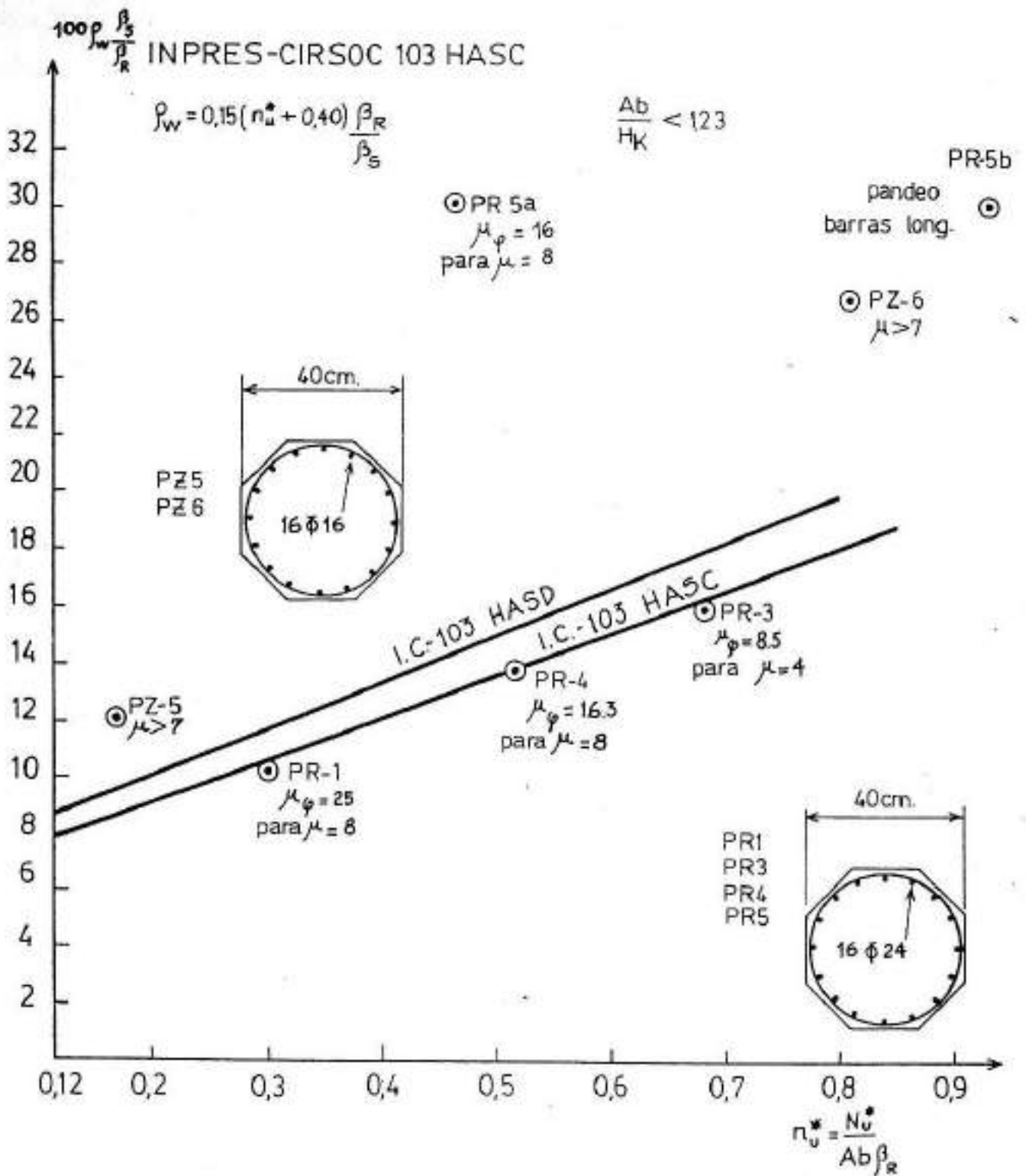


FIG: N° 21-ARMADURAS DE CONFINAMIENTO EN ESPIRAL  
COMPARACION CON RESULTADOS ESPERIMENTALES