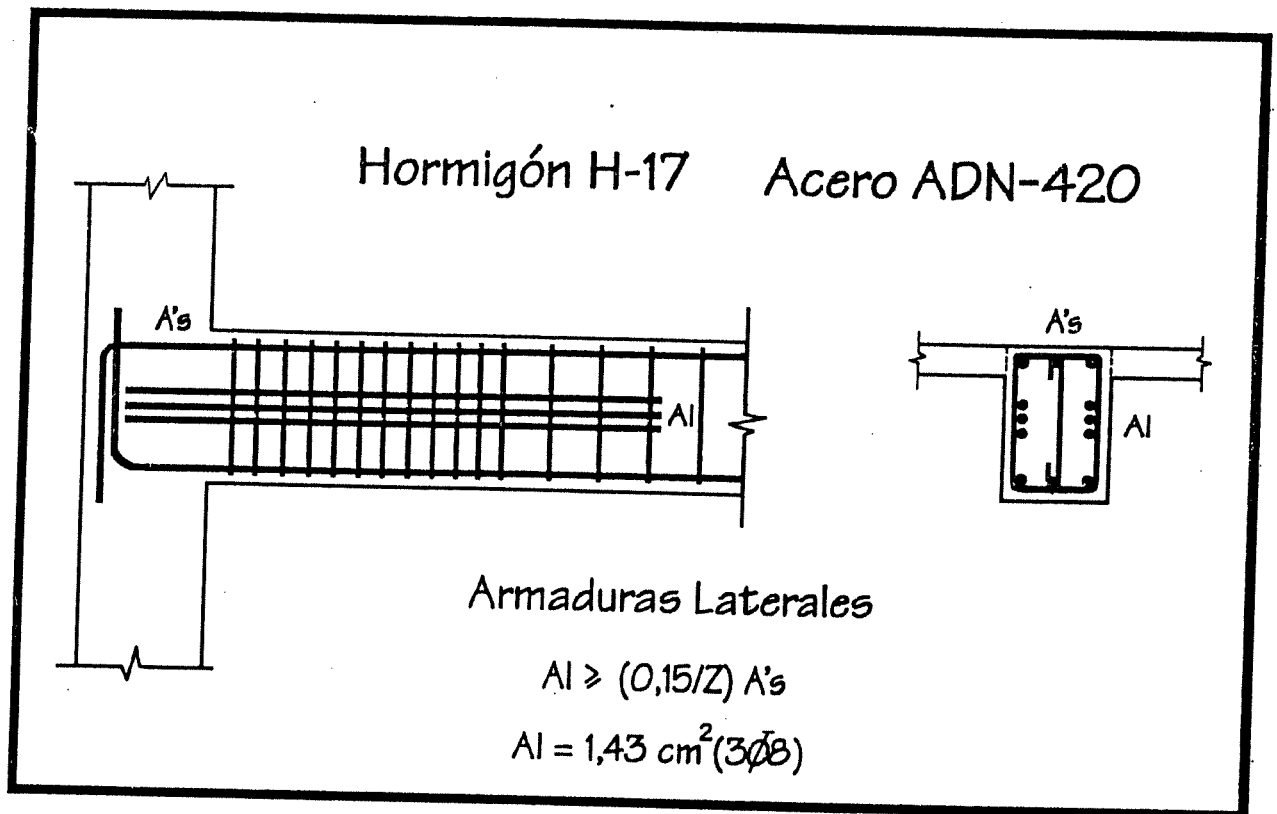




**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS
APORTICADAS DE HORMIGON ARMADO SEGUN LA
EDICION 1991 DEL REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103**



PUBLICACION TECNICA N° 16

Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos

Secretaría de Minería

Subsecretaría de Minería

Instituto Nacional de Prevención Sísmica

INPRES

Roger Balet N° 47 Norte

(5400) San Juan

Tel. (54 264) 4239016 – 4239010

FAX: (54 264) 4234463

e-mail: giuliano@inpres.gov.ar


Internet: www.inpres.gov.ar

Director Nacional: Ing. Juan Carlos Castano

Los Artículos publicados en esta revista son propiedad de sus autores.

Prohibida su reproducción total o parcial por cualquier método.

Impreso por:
LITOGRAFIA SAN JUAN S.A.

INTI  CIRSOC

Av. Cabildo 65 - Subsuelo Ala Savio

(C1426AAA) Buenos Aires

Tel.: (54 11) 4779-5271 - 5273

Fax: (54 11) 4779-5271 - 5273

e-mail: cirsoc@ffmm.gov.ar

cirsoc@inti.gob.ar

www.inti.gob.ar/cirsoc



**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS
APORTICADAS DE HORMIGON ARMADO SEGUN LA
EDICION 1991 DEL REGLAMENTO INPRES - CIRSOC 103**

*Jorge A. Amado **

*Edgar A. Barros ***

** Jefe del Departamento Ingeniería Sismorresistente (INPRES)*

*** Investigador del Departamento Ingeniería Sismorresistente (INPRES)*

CONTENIDO

INTRODUCCION	1
I - DIAGRAMAS DE BLOQUES ILUSTRATIVOS	2
II - RESUMEN DE PRESCRIPCIONES REGLAMENTARIAS	7
III - EJEMPLO NUMERICO DE CALCULO	16
REFERENCIAS	39

INTRODUCCION

Esta publicación está destinada a orientar a los usuarios del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, específicamente en la aplicación práctica de su PARTE II, "CONSTRUCCIONES DE HORMIGON ARMADO Y HORMIGON PRETENSADO", edición 1991 [1], en lo referente al análisis, dimensionamiento y detallamiento de estructuras aporticadas de hormigón armado.

En su primera parte consta de un conjunto de diagramas de bloques ordenados de manera que permiten visualizar la secuencia de procedimiento para obtener los diferentes parámetros que intervienen en el diseño. Dichos diagramas de bloques complementan los que contiene la Publicación Técnica N° 14 del INPRES, titulada "Análisis Sísmico Estático de Edificios según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103" [2].

A continuación, contiene una serie ordenada de cuadros y figuras en los que se resumen las principales prescripciones normativas referentes a las estructuras aporticadas de hormigón armado sismorresistente.

Finalmente, incluye el desarrollo de un ejemplo numérico de cálculo de un edificio típico destinado a viviendas, estructurado mediante pórticos de hormigón armado sismorresistente con algunos vanos rellenos con mampostería de ladrillos cerámicos macizos. Resulta necesario aclarar que el ejemplo numérico se ha desarrollado sólo para uno de los pórticos del edificio, y en particular para un nudo viga-columna extremo intermedio de dicho pórtico.

Cabe destacar que en el texto del dimensionamiento [3;5;6] y detallamiento [4;7] de los elementos estructurales que integran el nudo estudiado, se indican los artículos correspondientes que prescribe el Reglamento.

Los autores esperan que esta publicación contribuya a lograr, por parte de los usuarios del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, una correcta interpretación de sus prescripciones, lo cual conducirá a concretar estructuras racionalmente sismorresistentes.

I - DIAGRAMAS DE BLOQUES ILUSTRATIVOS

Los diagramas de bloques que se presentan a continuación tienen como finalidad ilustrar a los usuarios del Reglamento INPRES- CIRSOC 103 (Edición 1991) sobre la secuencia de operación para efectuar el desarrollo del cálculo de estructuras aporticadas sismorresistentes de hormigón armado. Dichos diagramas de bloques complementan los presentados en la Publicación Técnica Nº 14 del INPRES, titulada "Análisis Sísmico Estático de Edificios según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103", e incluidos en el Anexo a la PARTE I "CONSTRUCCIONES EN GENERAL" de la Edición 1991 del citado Reglamento.

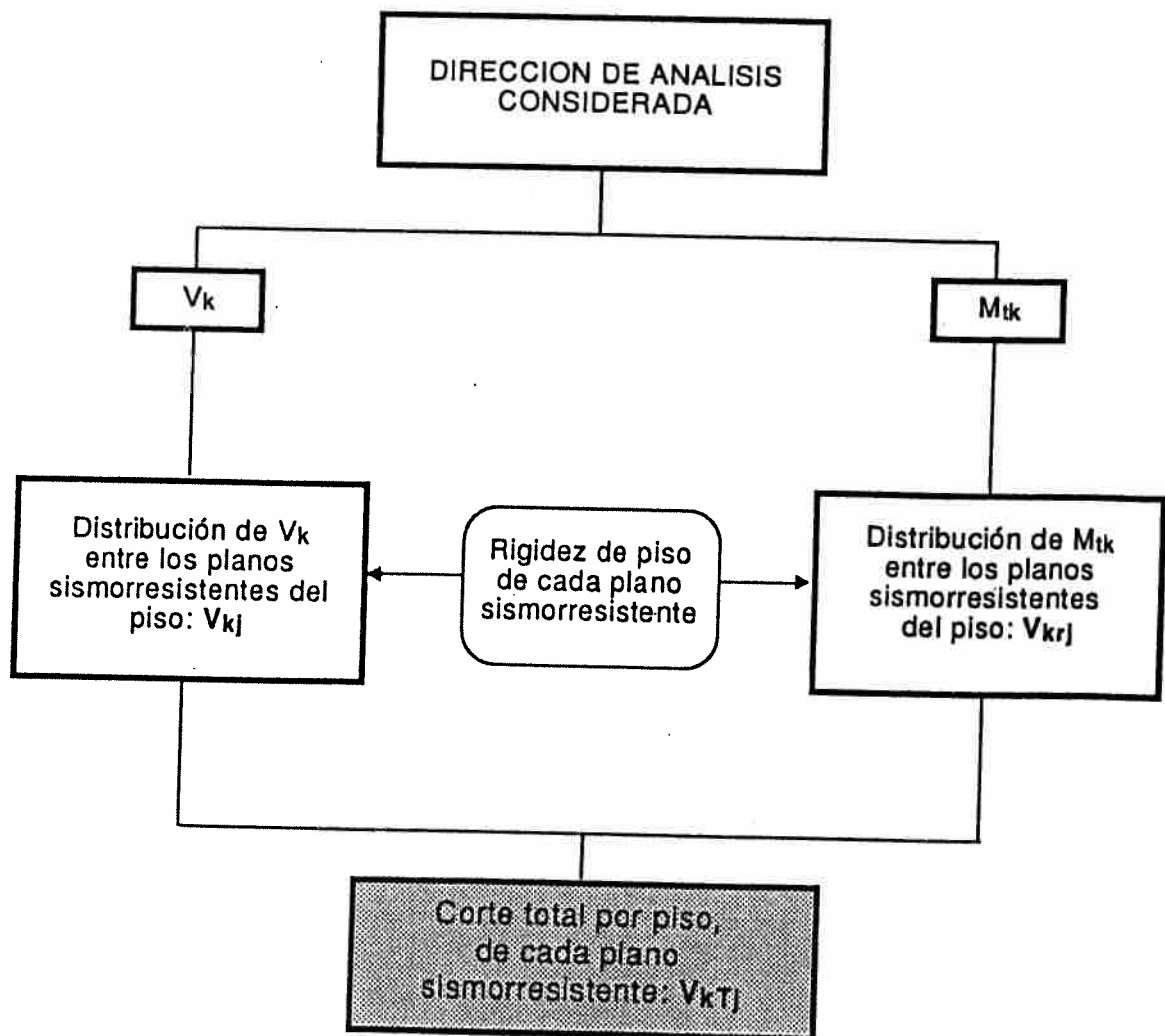
Estos diagramas se disponen en forma ordenada, abarcando el proceso de análisis desde la determinación del estado de cargas laterales equivalente a la acción sísmica que solicita cada pórtico integrante de la estructura sismorresistente estudiada, hasta la evaluación de las solicitaciones de diseño de las vigas y columnas que conforman dicha estructura. Los pasos intermedios se refieren a la determinación de los estados de solicitaciones sísmicas y de los estados de cargas gravitatorias, para posteriormente, efectuar su combinación de acuerdo con las correspondientes prescripciones reglamentarias.

Por otra parte, cabe destacar que, previamente a cada uno de los diagramas de bloques, se describe conceptualmente su contenido con el fin de facilitar su interpretación.

Determinación del Esfuerzo de Corte en los Planos Verticales Sismorresistentes

El siguiente diagrama de bloques indica la secuencia operativa para obtener el esfuerzo de corte total V_{kTj} en el piso k del plano sismorresistente j .

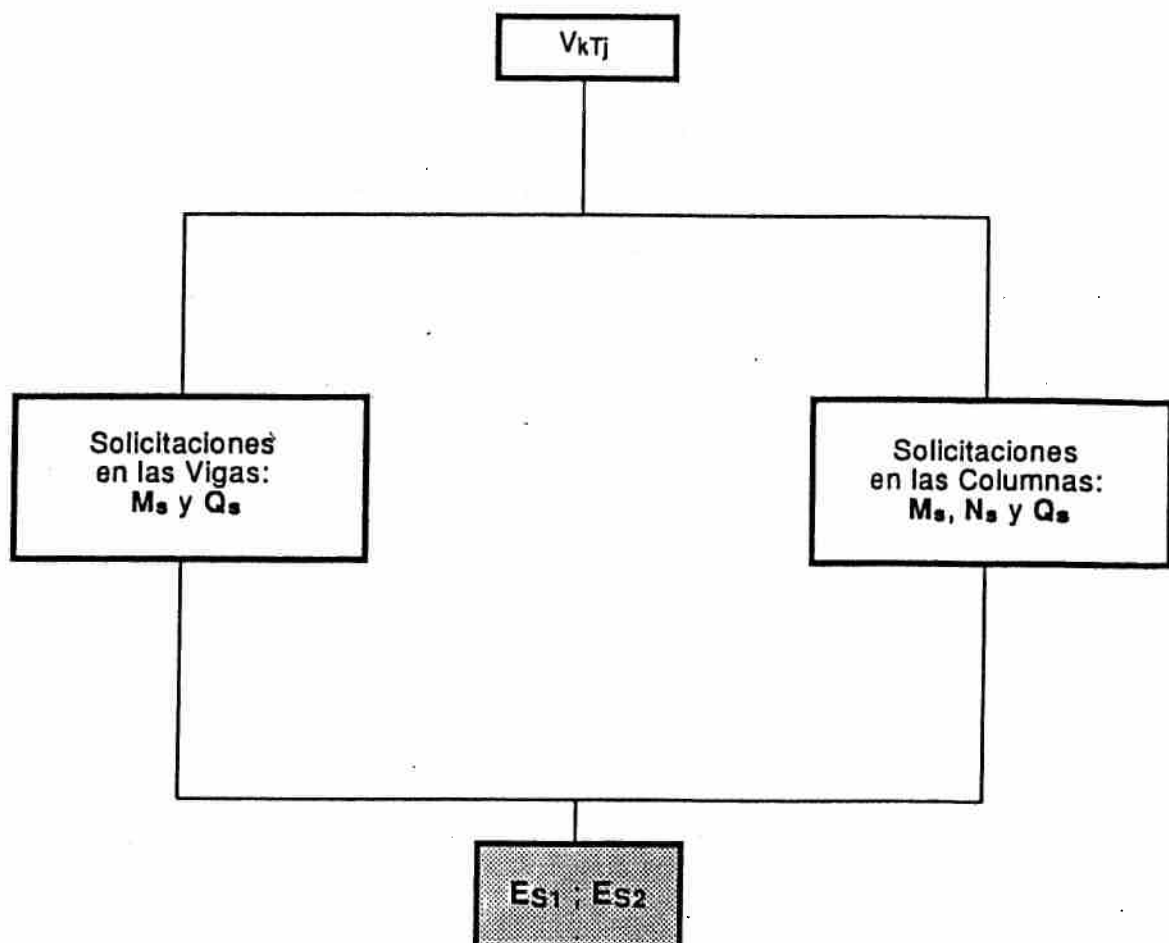
Conocidos el esfuerzo de corte traslacional V_k y el momento torsor M_{tk} del piso k en la dirección de análisis considerada, se efectúa su distribución según las rigideces de piso de cada plano sismorresistente, obteniéndose así el esfuerzo de corte traslacional V_{kj} y el esfuerzo de corte rotacional V_{krj} en el plano sismorresistente j . El esfuerzo de corte total V_{kTj} se obtiene componiendo los esfuerzos de corte traslacional V_{kj} y rotacional V_{krj} .



Determinación de los Estados de Solicitaciones Originados por la Acción Sísmica

El diagrama de bloques siguiente indica la secuencia de procedimiento para determinar los estados de solicitaciones sísmicas ES_1 y ES_2 en los planos sismorresistentes dispuestos según las direcciones principales de análisis 1 y 2.

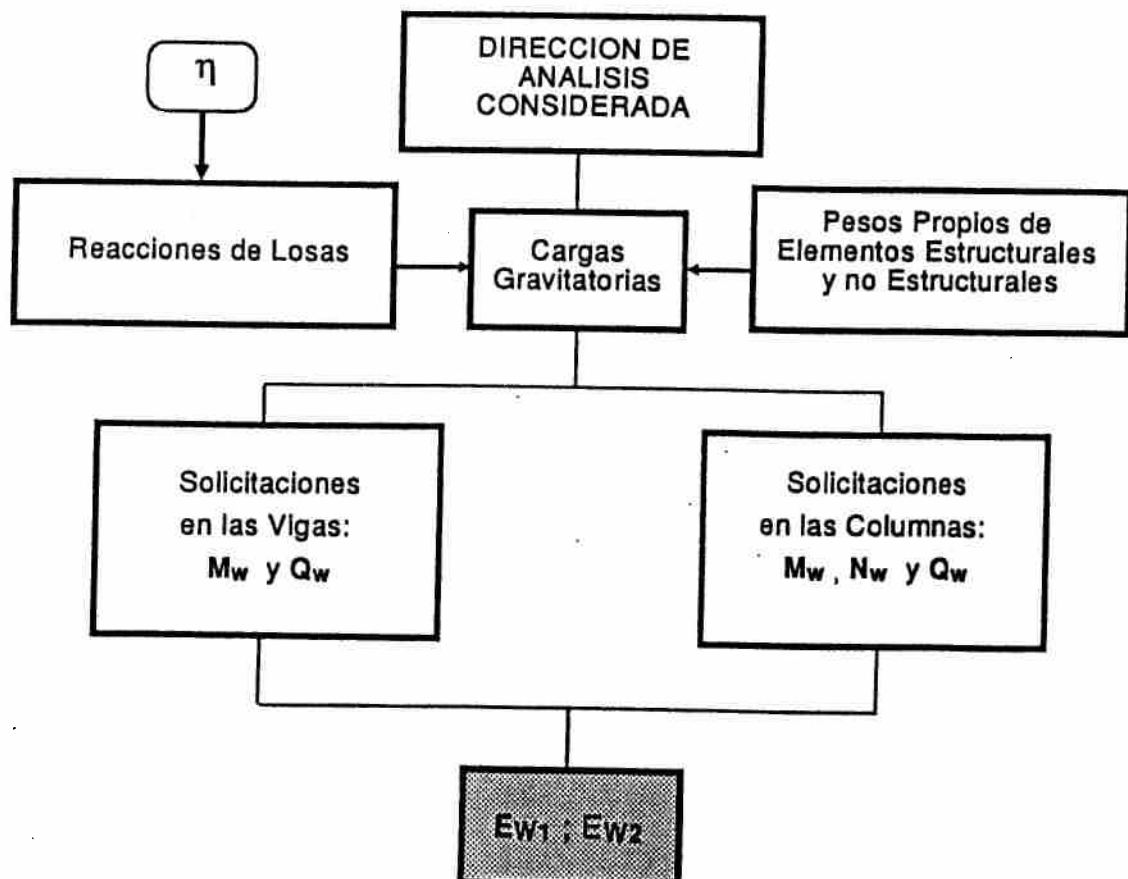
Conocidos los esfuerzos de corte totales V_T en todos los pisos del plano sismorresistente j , queda determinado el estado de cargas horizontales equivalente a la acción sísmica que solicita dicho plano. Luego, resolviendo el pórtico (plano sismorresistente) para dicho estado de cargas, se obtienen los momentos flectores M_s y los esfuerzos de corte Q_s en las vigas, y los momentos flectores M_s , los esfuerzos axiales N_s y los esfuerzos de corte Q_s , en las columnas. Dichos parámetros conforman los estados de solicitaciones sísmicas ES_1 y ES_2 .



Determinación de los Estados de Solicitaciones Originados por las Cargas Gravitatorias

El siguiente diagrama de bloques indica la secuencia de operación para determinar los estados de solicitaciones EW_1 y EW_2 generados por las cargas gravitatorias en los planos sismorresistentes dispuestos según las direcciones principales de análisis 1 y 2.

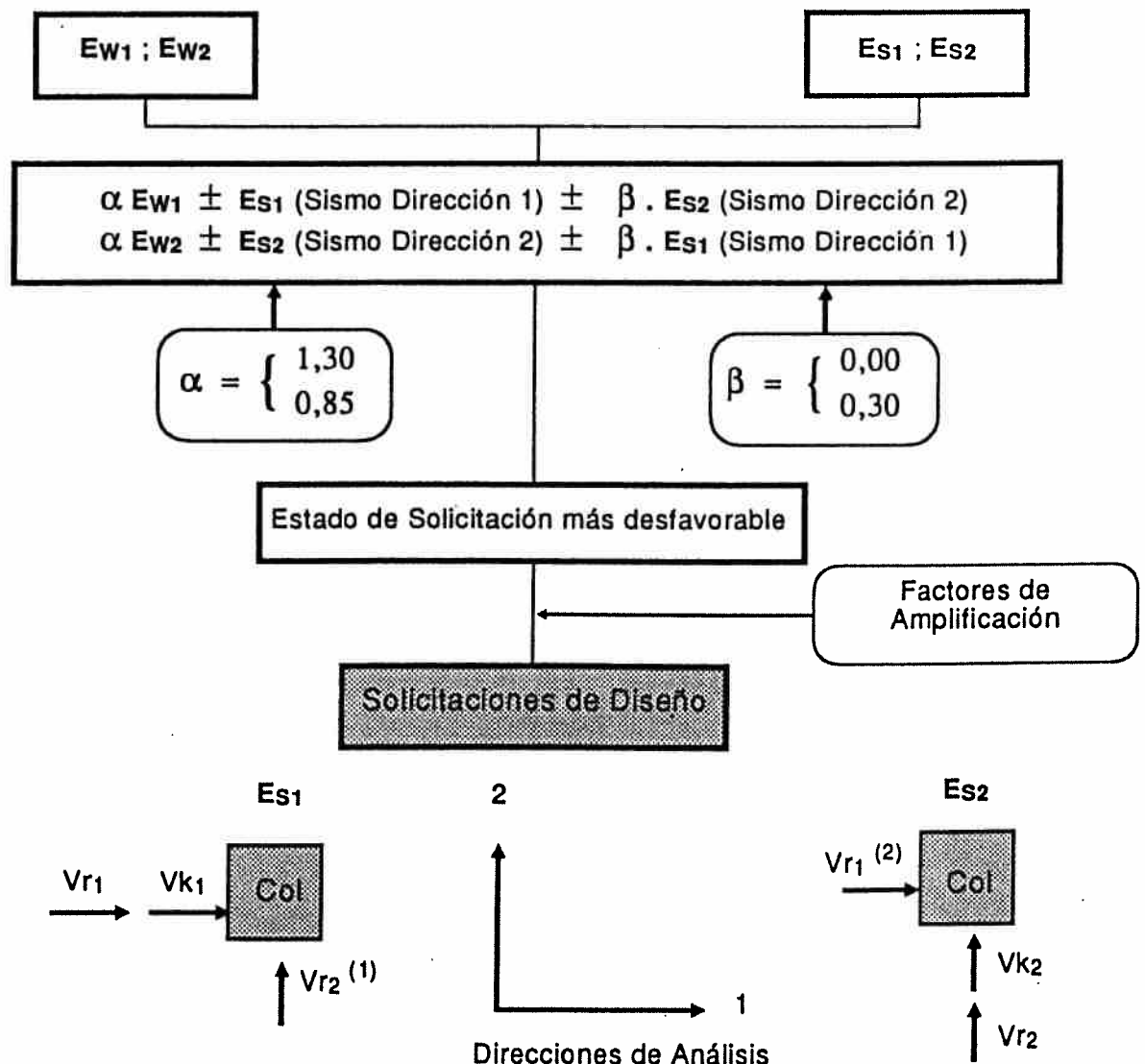
Conocidas las cargas gravitatorias que solicitan el plano sismorresistente considerado en todos sus pisos, tales como: pesos propios de elementos estructurales y no estructurales y las reacciones de losas afectadas por el factor " η " de presencia y simultaneidad de las sobrecargas de servicio, queda definido el estado de cargas gravitatorias que solicita dicho plano. Resolviendo a continuación el pórtico (plano sismorresistente) para dicho estado de cargas, se obtienen las solicitaciones de flexión, corte y esfuerzo normal en los elementos estructurales integrantes del pórtico, es decir, M_w y Q_w en vigas y M_w , Q_w y N_w en columnas. Estos parámetros conforman los estados de solicitaciones EW_1 y EW_2 originados por las cargas gravitatorias para superponer, posteriormente, con los estados ES_1 y ES_2 de solicitaciones sísmicas.



Combinación de Estados de Carga Solicitaciones de Diseño

El diagrama de bloques siguiente indica la secuencia operativa para obtener las solicitaciones de diseño de los elementos estructurales que conforman los planos sismorresistentes de la estructura.

Conocidos los estados E_{W1} y E_{W2} de cargas gravitatorias y E_{S1} y E_{S2} de cargas sísmicas en dichos planos sismorresistentes, se procede a su combinación utilizando los coeficientes “ α ” y “ β ” que afectan, respectivamente, a los estados de cargas gravitatorias y de cargas sísmicas. De esta forma, se obtiene, para cada uno de los elementos estructurales, el estado de sollicitación más desfavorable. Finalmente, afectando éste por los factores de amplificación correspondientes, prescritos en el Reglamento, se obtienen las solicitaciones de diseño para proceder al dimensionamiento de los elementos estructurales de los planos sismorresistentes.



II - RESUMEN DE PRESCRIPCIONES REGLAMENTARIAS

Con el propósito de facilitar el desarrollo del cálculo de estructuras aporticadas sismorresistentes de hormigón armado en lo referente a su dimensionamiento y detallamiento, se presenta a continuación una serie de cuadros y figuras en los que se resumen las principales prescripciones reglamentarias relacionadas con dicho tipo de estructuras.

En primer término se incluyen cuadros y figuras relativos a los denominados elementos predominantemente flexionados (vigas) y luego los correspondientes a elementos sometidos a compresión y flexión (columnas).

Los aspectos reglamentarios que se mencionan en esta parte, corresponden a la edición 1991 del Reglamento INPRES - CIRSOC 103. Se indican, además, los artículos involucrados en cada caso.

Características Mecánicas de los Materiales (Art. 4.2.)

En el siguiente cuadro se indican las características mecánicas reglamentarias del Hormigón y del Acero a utilizar en las estructuras aporticadas de hormigón armado sismorresistente.

MATERIALES	CARACTERISTICAS MECANICAS
Hormigón	Tipo H-17 (mínimo)
Acero	Tipo ADN-420

Factores de Amplificación para Vigas
(Arts. 5.6.1.1. y 5.6.1.2.)

En el cuadro que sigue se especifican los factores de amplificación con que deben afectarse las solicitaciones más desfavorables en vigas, para obtener las solicitaciones de diseño a utilizar en el dimensionamiento de dichos elementos estructurales.

SOLICITACIONES DE DISEÑO	FACTORES DE AMPLIFICACION
Momentos Flectores	1,00
Esfuerzos Axiales	1,00
Esfuerzos de Corte	1,35

Cuantías de Armaduras Longitudinales en Vigas
(Art. 5.6.1.3.2.)

En el cuadro siguiente se indican las cuantías máximas y mínimas en cualquier sección de las vigas, como así también la máxima cuantía de armadura a disponer en sus extremos, en una longitud igual al doble de su altura total.

UBICACION DE LAS SECCIONES	CUANTIAS
En Extremos	$\rho \leq (0,30 + 0,20 r) \beta_R/\beta_S$
En Cualquier Sección	$\rho \leq 0,025$ (máxima)
En Cualquier Sección	$\rho \geq 0,10 \beta_R/\beta_S$ (mínima)

ρ : cuantía de la armadura traccionada

r : relación entre las secciones de armadura comprimida y traccionada (A'_s/A_s)

Factores de Amplificación para Columnas (Art. 5.6.2.1. y 5.6.2.2.)

En el cuadro siguiente se indican los factores de amplificación con que deben afectarse las solicitaciones más desfavorables en columnas, para obtener las solicitaciones de diseño a utilizar en el dimensionamiento de dichos elementos estructurales.

SOLICITACIONES DE DISEÑO	FACTORES DE AMPLIFICACION
Momentos Flectores	1,35
Esfuerzos Axiales	1,00
Esfuerzos de Corte	1,35

Cuantías de Armaduras Longitudinales en Columnas (Art. 5.6.2.4.)

En el cuadro que sigue se indican las cuantías máximas y mínimas en cualquier sección de la columna, como así también la cuantía máxima en zona de empalmes y la cuantía mínima de armadura traccionada o menos comprimida.

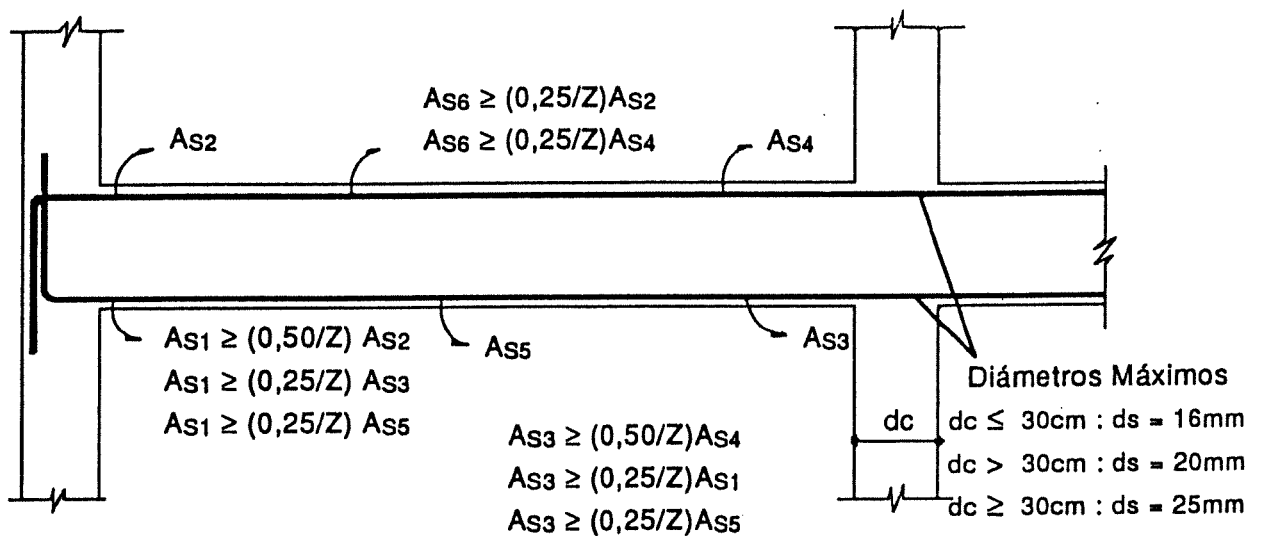
CUANTIAS	
Máxima	6,0 %
Mínima	1,0 %
Máxima en Zona de Empalmes	8,0 %
Mínima de Armadura Traccionada o Menos Comprimida	0,4 %

Relaciones entre Armaduras Longitudinales de Vigas (Arts. 5.6.1.3.3. y 5.6.1.3.5.)

En la siguiente figura se especifican las relaciones mínimas reglamentarias que deben cumplirse entre las armaduras longitudinales superior e inferior de las vigas pertenecientes a pórticos de hormigón armado sismorresistente y se muestra la forma de disponer los anclajes de dichas armaduras en un nudo extremo.

Por otra parte, se indica la variación del factor "Z" para las distintas zonas sísmicas del país.

Se especifican, además, los diámetros máximos de las armaduras longitudinales pasantes en nudos interiores, los cuales dependen de la dimensión transversal de la columna, paralela al plano de flexión de las vigas.



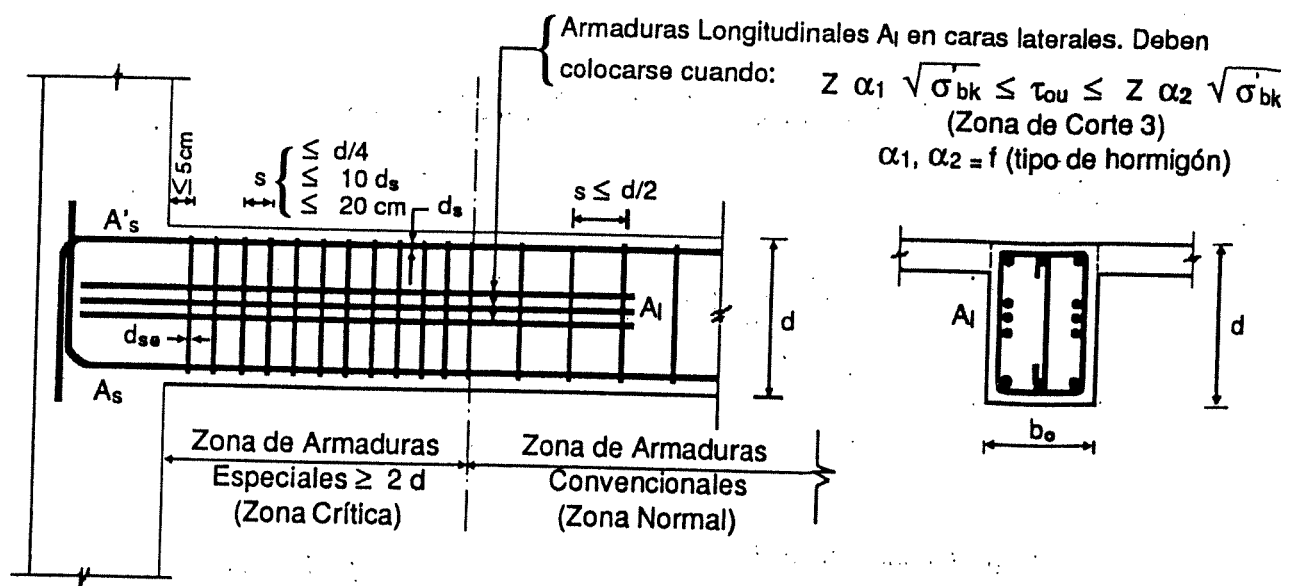
FACTORES DE ZONA SISMICA "Z"

Zona Sísmica 4	_____	Z=1,00
Zona Sísmica 3	_____	Z=1,05
Zona Sísmica 2	_____	Z=1,15
Zona Sísmica 1	_____	Z=1,25

Armaduras Transversales y Longitudinales Especiales en Extremos de Vigas (Arts. 5.6.1.4. y 5.6.1.5.)

En la figura que sigue se muestra la separación máxima de los estribos a colocar en las zonas críticas de las vigas, como así también la máxima separación de estribos permitida en zonas normales. Se indica, además, la sección mínima de estribos a colocar en cualquier sección y el diámetro mínimo de los mismos.

Por otra parte, cuando la tensión de corte " τ_{ou} " en las zonas críticas de las vigas se encuentra comprendida en la Zona de Corte 3, debe colocarse, como se muestra en la figura, armadura longitudinal en sus caras laterales, con la sección mínima A_l indicada.



$$a_{est.min} (cm^2/m) : d_{se} = 6 \text{ mm } ^c/20 \text{ cm}$$

$$d_{se} \text{ estribo} \geq 6 \text{ mm}$$

$$A_l (cm^2) \geq 0,15 A_s / Z$$

$$A_l (cm^2) \geq 0,15 A'_s / Z$$

Z: Factor de Zona Sísmica

Armadura en "X" en Extremos de Vigas (Art.5.6.1.6.)

En la siguiente figura se muestra la forma de detallar la sección " A_{sx} " de la armadura en forma de "X" a colocar en las zonas críticas de las vigas, cuando la tensión de corte " τ_{ou} " en las mismas se encuentra comprendida en la Zona de Corte 3, para construcciones a emplazar en las Zonas Sísmicas 3 y 4.

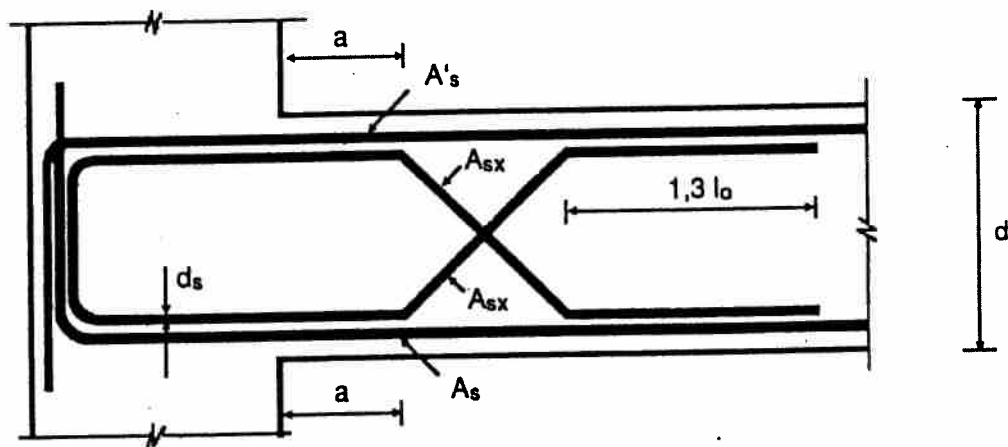
Se indican además, las prescripciones reglamentarias de mínima para obtener una correcta disposición de las armaduras en "X".

En Zonas Sísmicas 3 y 4

$$Z \cdot \alpha_1 \sqrt{\sigma_{bk}} \leq \tau_{ou} \leq Z \cdot \alpha_2 \sqrt{\sigma_{bk}}$$

(Zona de Corte 3)

$\alpha_1, \alpha_2 = f$ (tipo de hormigón)



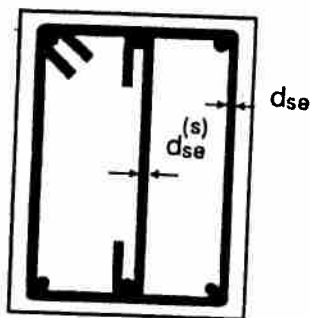
l_o : longitud básica de anclaje
 $0,20 d \leq a \leq 0,40 d$
 $a \leq 15 \text{ cm}$

$$A_{sx} \begin{cases} \geq 0,10 A_s \\ \geq 0,10 A_s \\ \geq 2 d_s = 8 \text{ mm} \end{cases}$$

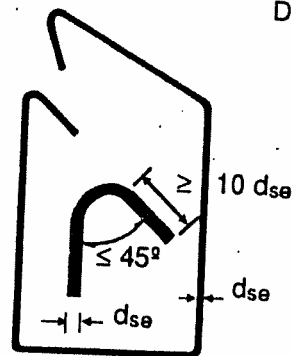
NOTA: Cada brazo de la "X" debe resistir no menos del 75% del esfuerzo de corte.

Detalles de Armaduras Transversales Especiales en Extremos de Vigas (Art. 5.6.1.4.1.b.)

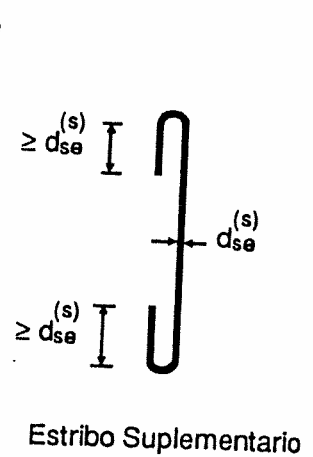
En la figura que sigue se indica la forma de detallar los estribos perimetrales y estribos suplementarios en las zonas críticas de vigas. Se especifican, además, la mínima longitud terminal de los ganchos y el diámetro mínimo de los estribos suplementarios.



Estribo Tipo A

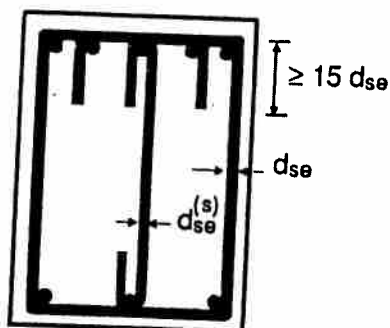


Estribo Perimetral

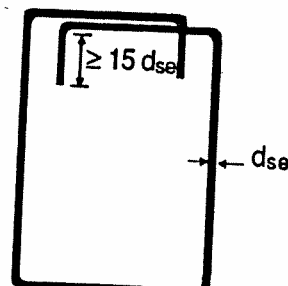


Estribo Suplementario

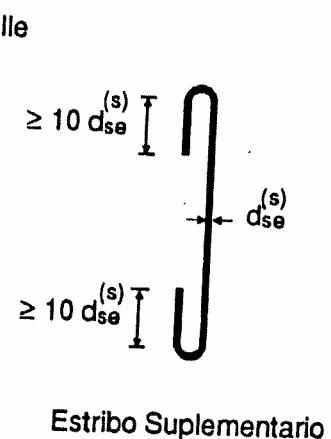
$$d_{se}^{(s)} \geq 3/4 d_{se}$$



Estribo Tipo B



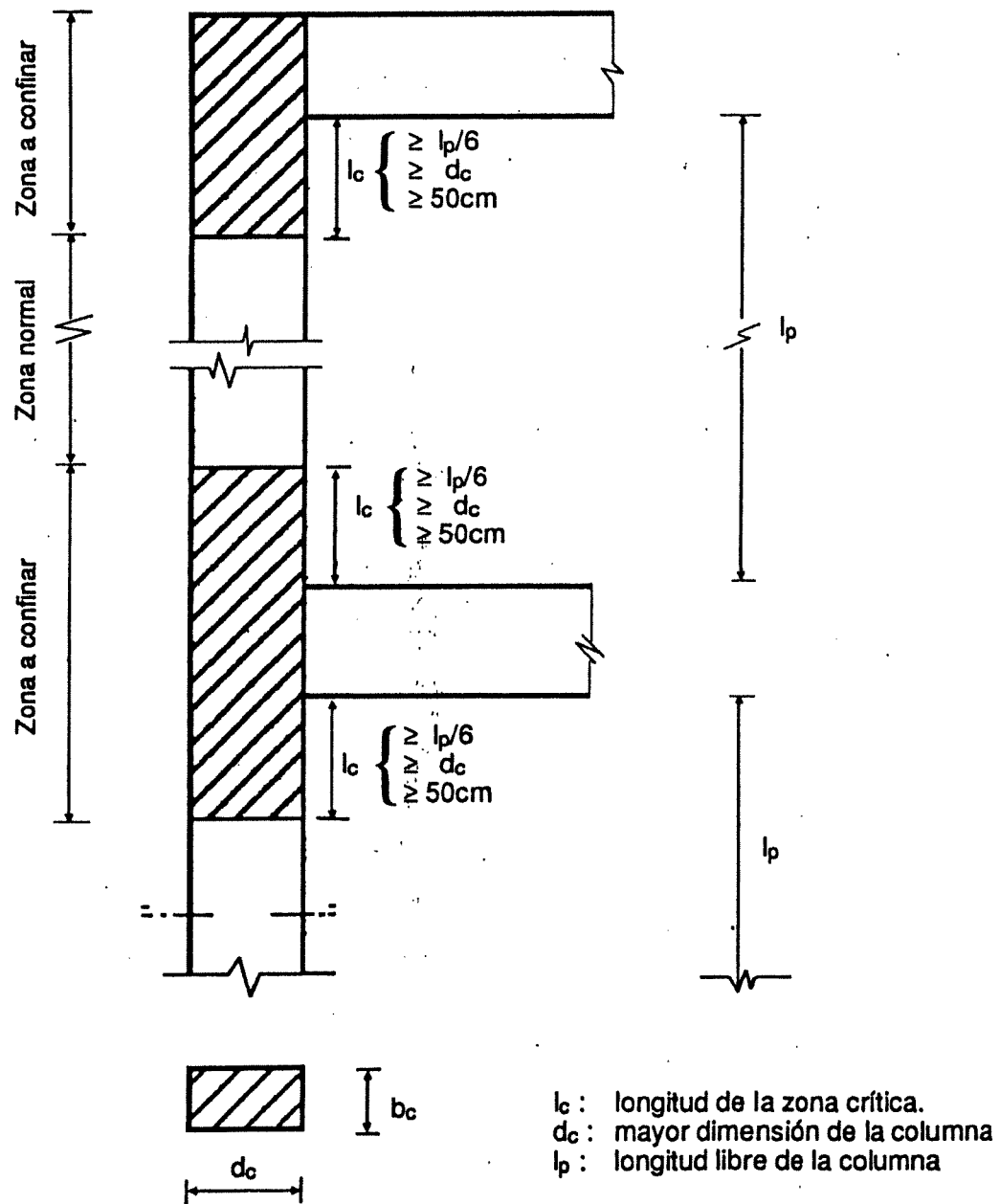
Estribo Perimetral



Estribo Suplementario

Zonas a Confinar en Extremos de Columnas (Art. 5.6.2.5.)

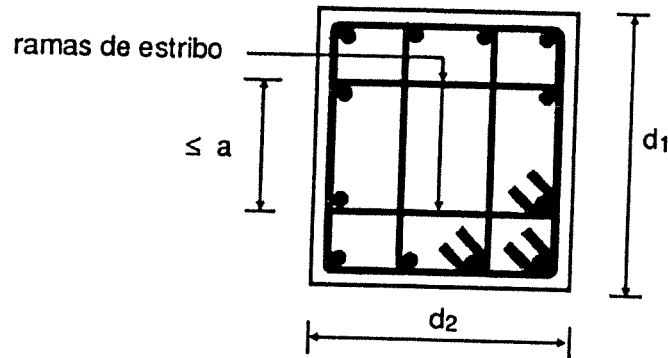
En la siguiente figura se indican las zonas a confinar mediante armaduras transversales especiales, como así también las longitudes mínimas de las zonas críticas en extremos de columnas.



Armaduras de Confinamiento en Columnas (Art. 5.6.2.5.3.)

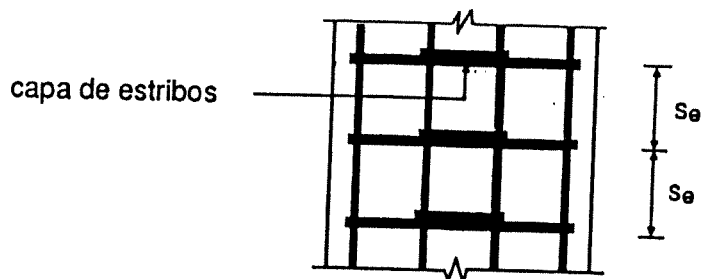
En la figura siguiente se indican la máxima separación entre ramas de estribos rectangulares y la máxima separación entre capas de estribos en las zonas de confinamiento correspondientes a las zonas críticas en extremos de columnas.

Separación entre Ramas de Estribos



$$a \begin{cases} \leq 20 Z \text{ (cm)} \\ \leq 1/2 d_1 \text{ ó } 1/2 d_2 \end{cases}$$

Separación entre Capas de Estribos



$$s_e \begin{cases} \leq 1/2 \text{ menor dimensión columna} \\ \leq 9 d_s \text{ longitudinal} \\ \leq 10 \text{ cm} \end{cases}$$

III - EJEMPLO NUMERICO DE CALCULO

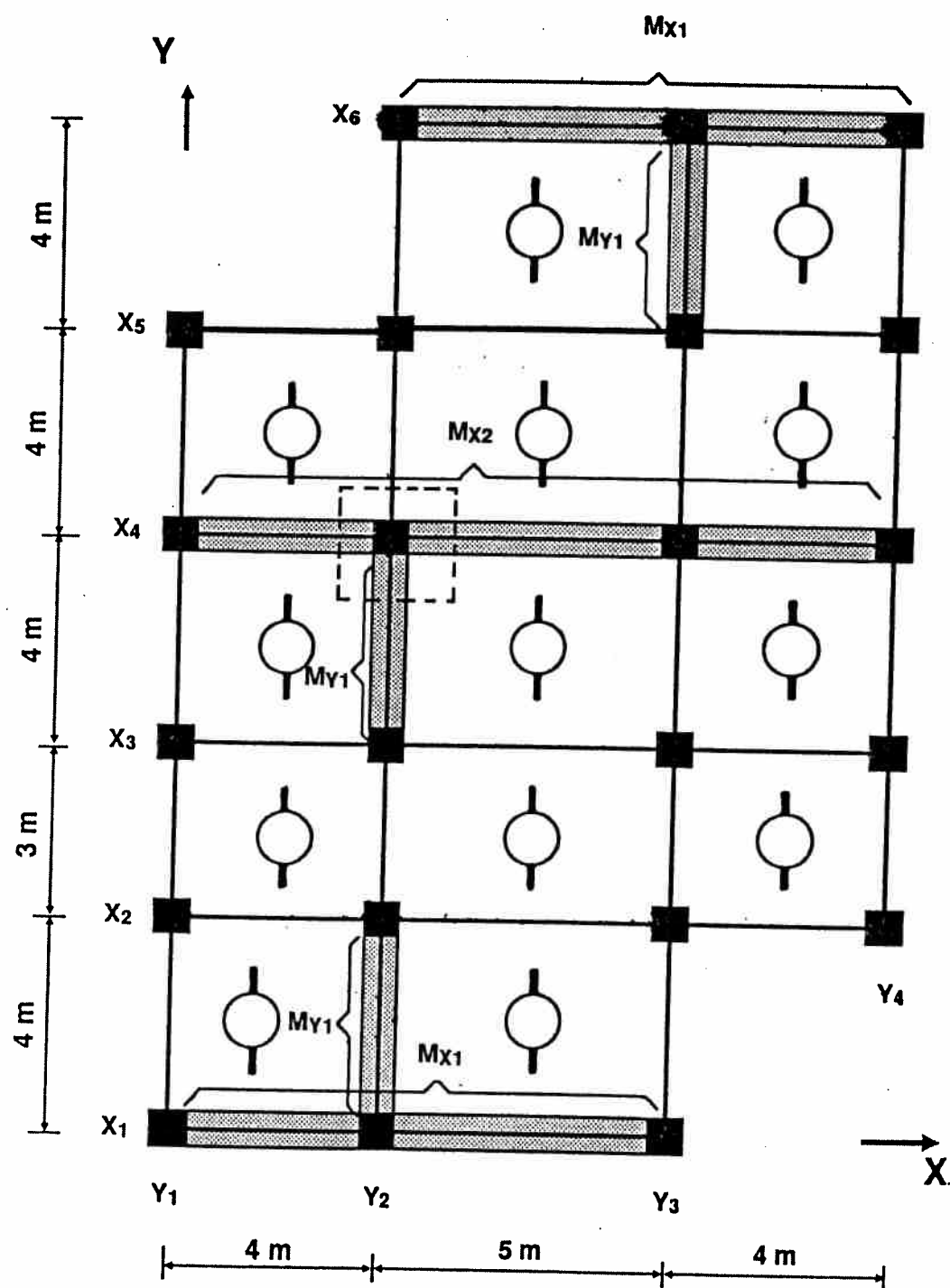
Se desarrolla para un edificio de cuatro niveles destinado a departamentos habitacionales y estructurado con pórticos de hormigón armado sismorresistente.

Datos Generales

- ▣ **Lugar de emplazamiento:** Zona sísmica 4 (Cap. 3, P.I.)
- ▣ **Terreno de fundación:** Suelo tipo II (Tabla 3, P.I.)
- ▣ **Destino y funciones:** Edificio privado de habitación.
Corresponde al Grupo B (Cap. 5, P.I.)
- ▣ **Factor de riesgo:** $\gamma_d = 1$ (Tabla 2, P.I.)

Características del Edificio

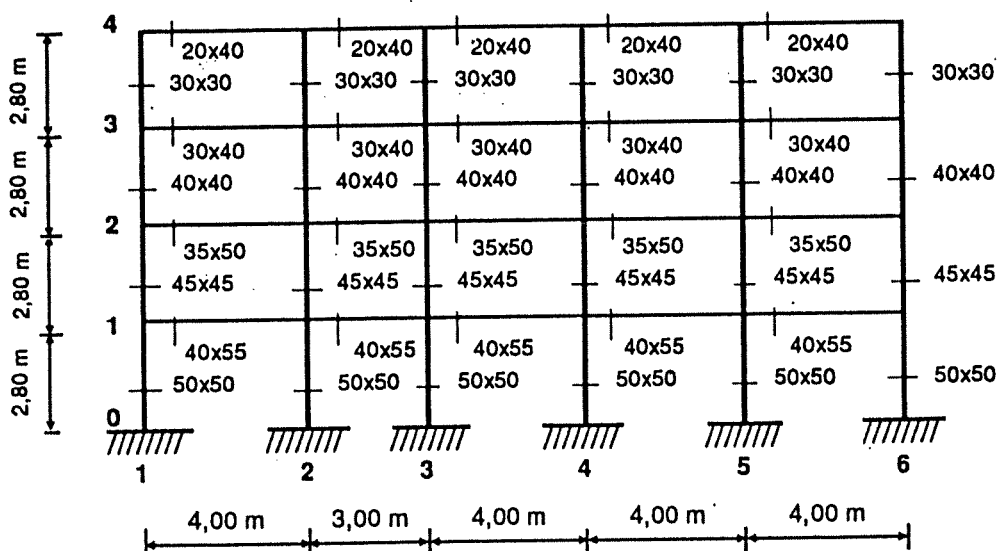
- ▣ **Número de pisos:** 4 (Cuatro)
- ▣ **Tipología estructural:** Pórticos de hormigón armado sismorresistente con algunos vanos rellenos con mampostería de ladrillos cerámicos macizos.
- ▣ **Características de los materiales** (Regl. CIRSOC 201, Tomo II)
 - Hormigón: H-17 ($\beta_R = 14 \text{ MN/m}^2$)
 - Acero: ADN-420 ($\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$)
- ▣ **Entrepisos y techo:** Conformados por losas de viguetas premoldeadas con capa de compresión de hormigón colado in situ.
- ▣ **Disposición estructural:** Ver Planta Tipo de Estructura.



Planta Tipo de Estructura

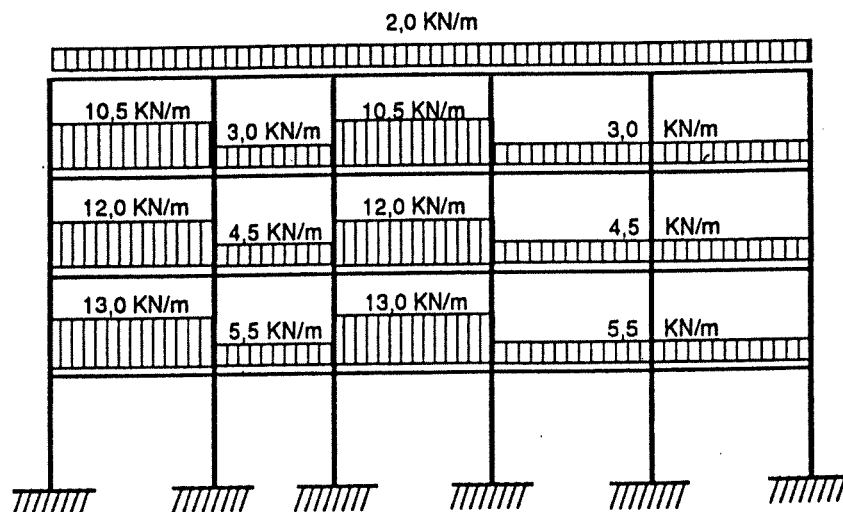
El ejemplo numérico de cálculo se desarrolla para el pórtico denominado Y₂ (ver Planta Tipo de Estructura), cuyas características geométricas se detallan en la siguiente figura. Las dimensiones transversales de vigas y columnas se expresan en cm y corresponden a las del ejemplo presentado en la Publicación Técnica N° 14 del INPRES.

Portico Y₂ Características Geométricas



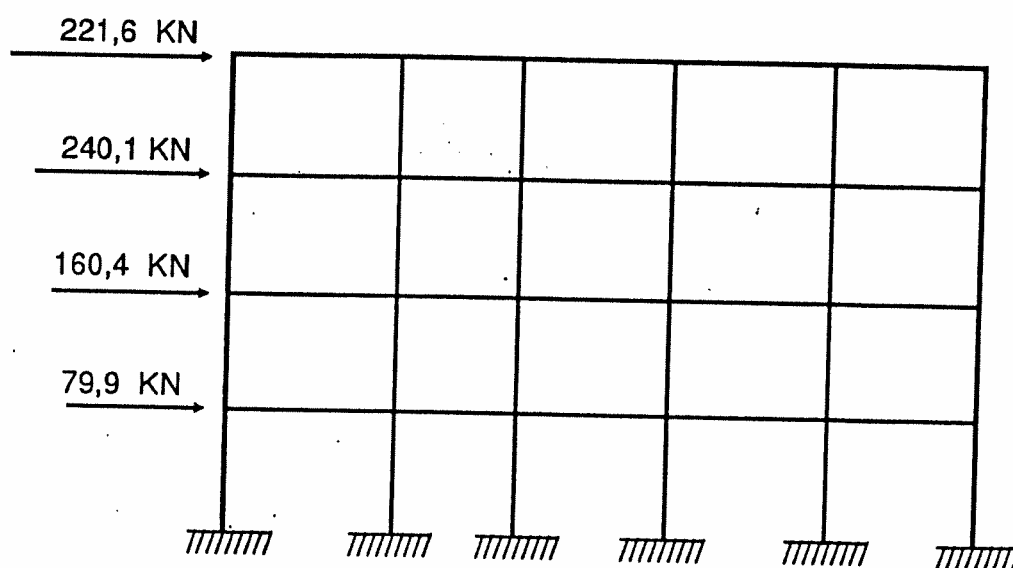
El estado de cargas gravitatorias resultante para el pórtico elegido se detalla en la figura siguiente:

Pórtico Y₂ Estado de Cargas Gravitatorias (Ew)

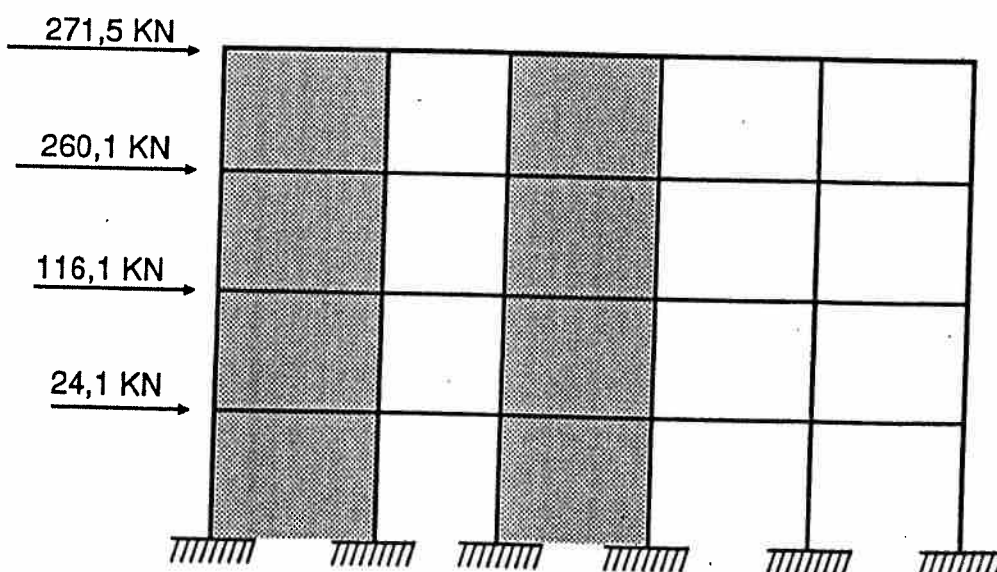


Los estados de cargas sísmicas E_s correspondientes al Pórtico Y_2 sin y con muros de relleno, se esquematizan en las siguientes figuras:

Pórtico Y_2
Estado de Cargas Sísmicas (E_s)
(sin Muros)

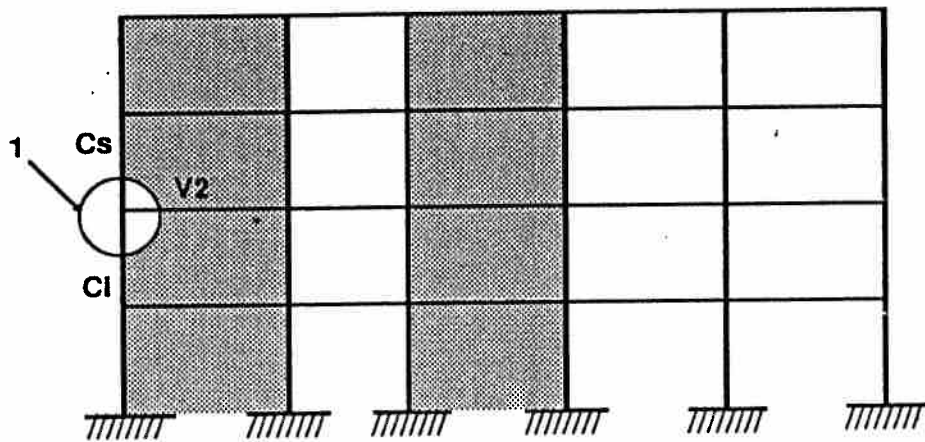


Pórtico Y_2
Estado de Cargas Sísmicas (E_s)
(con Muros)

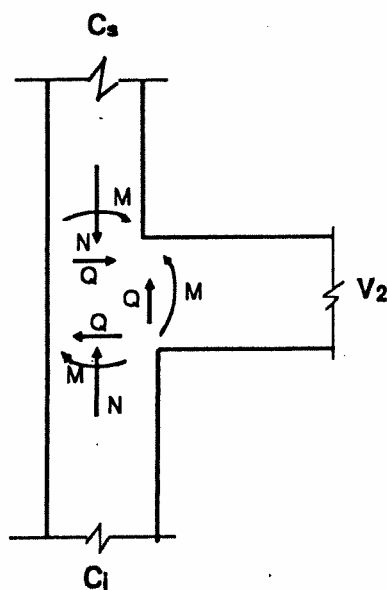


En la figura siguiente se indica el nudo externo a calcular, del Pórtico Y₂, así como la designación de los elementos estructurales que a él concurren.

Pórtico Y₂ Nudo Externo a Calcular



Detalle 1



En la siguiente planilla se transcriben los estados puros de solicitaciones originados por los Estados de carga E_w y E_s , correspondientes a las tres barras que concurren al nudo elegido:

Pórtico Y₂
Estados Puros de Solicitaciones

B A R R A	ESTADOS DE CARGA					
	E_w			E_s (sismo lzq.)		
	M_w (KNm)	N_w (KN)	Q_w (KN)	M_{su} (KNm)	N_{su} (KN)	Q_{su} (KN)
V ₂	-13,9	—	-23,8	+168,0	—	-78,4
C _s	-6,6	-24,6	-5,5	+80,2	+64,5	+51,3
C _i	-7,3	-48,4	-5,1	+87,7	+142,9	+70,5

El pórtico transversal que interesa al nudo que se analiza es el denominado X₁. Los estados puros de solicitaciones correspondientes a las columnas C_s y C_i comunes a ambos pórticos, se transcriben en la planilla siguiente:

Pórtico X₁
Estados Puros de Solicitaciones

B A R R A	ESTADOS DE CARGA					
	E_w			E_s (sismo lzq.)		
	M_w (KNm)	N_w (KN)	Q_w (KN)	M_{su} (KNm)	N_{su} (KN)	Q_{su} (KN)
C _s	-6,6	-164,0	-5,1	+109,5	-16,4	+77,6
C _i	-7,4	-269,6	-5,1	+142,1	-37,3	+103,8

En ambas planillas anteriores, M_w , N_w y Q_w son las solicitaciones correspondientes al estado de cargas gravitatorias E_w , y M_{su} , N_{su} y Q_{su} , las solicitaciones correspondientes al estado de cargas sísmicas E_s .

Las siguientes planillas contienen los estados de solicitaciones últimas correspondientes a los pórticos Y₂ y X₁, en las que los números sombreados indican la solicitación o combinación de solicitaciones más desfavorable para cada elemento estructural:

Pórtico Y₂
Estados de Solicitaciones Ultimas

COMBINACION DE ESTADOS DE CARGA	COLUMNA "C _s "			COLUMNA "C _i "			VIGA "V ₂ "	
	M _u (KNm)	N _u (KN)	Q _u (KN)	M _u (KNm)	N _u (KN)	Q _u (KN)	M _u (KNm)	Q _u (KN)
1,3 E _w + E _s	71,6	-180,7	44,2	78,2	-270,5	63,9	149,9	109,3
1,3 E _w - E _s	88,8	-309,7	58,5	97,2	-556,3	77,1	-186,1	47,5
0,85 E _w + E _s	74,8	-95,8	46,6	81,5	-127,4	66,2	156,2	98,6
0,85 E _w - E _s	85,8	-224,8	56,0	93,9	-413,2	74,8	-179,8	58,2

Pórtico X₁
Estados de Solicitaciones Ultimas

COMBINACION DE ESTADOS DE CARGA	COLUMNA "C _s "			COLUMNA "C _i "		
	M _u (KNm)	N _u (KN)	Q _u (KN)	M _u (KNm)	N _u (KN)	Q _u (KN)
1,3 E _w + E _s	100,9	-261,6	71,0	132,5	-450,7	97,2
1,3 E _w - E _s	118,1	-228,8	84,2	151,7	-376,1	110,4
0,85 E _w + E _s	103,9	-176,7	73,3	135,8	-307,6	99,5
0,85 E _w - E _s	115,1	-143,9	81,9	148,4	-233,0	108,1

Para obtener los valores de las solicitaciones de diseño en cada uno de los elementos estructurales que concurren al nudo elegido, se afectan por los factores de amplificación reglamentarios las solicitaciones más desfavorables indicadas en las planillas anteriores. Las respectivas solicitaciones de diseño se transcriben, para ambos pórticos, en las siguientes planillas:

Pórtico Y₂
Solicitaciones de Diseño

COLUMNA "C _s "			COLUMNA "C _i "			VIGA "V ₂ "		
M _{UD} (KNm)	N _{UD} (KN)	Q _{UD} (KN)	M _{UD} (KNm)	N _{UD} (KN)	Q _{UD} (KN)	M _{UD} (-) (KNm)	M _{UD} (+) (KNm)	Q _{UD} (KN)
100,7	-95,8	79,0	110,0	-127,4	104,1	186,1	156,2	147,6

Pórtico X₁
Solicitaciones de Diseño

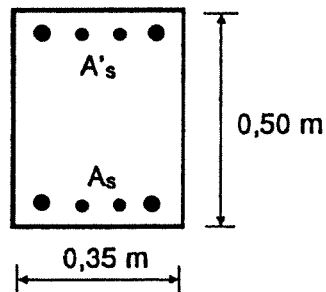
COLUMNA "C _s "			COLUMNA "C _i "		
M _{UD} (KNm)	N _{UD} (KN)	Q _{UD} (KN)	M _{UD} (KNm)	N _{UD} (KN)	Q _{UD} (KN)
155,4	-143,9	113,7	200,3	-233,0	149,0

Dimensionamiento de la Viga V₂

Cálculo de la Armadura Longitudinal (II: 5.6.1.3.)

$$^{(+)} M_{uD} = 156,2 \text{ KNm} ; A_s = 8,41 \text{ cm}^2 \quad (2d_s = 20 \text{ mm} + 2d_s = 12 \text{ mm})$$

$$^{(-)} M_{uD} = 186,1 \text{ KNm} ; A'_s = 10,10 \text{ cm}^2 \quad (2d_s = 20 \text{ mm} + 2d_s = 16 \text{ mm})$$



Verificación de las Cuantías Máximas y Mínimas (II: 5.6.1.3.2.)

$$\rho = \frac{10,30 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} \times 47 \text{ cm}} = 0,0063 < \rho_{\max} = 0,025$$

$$\rho_{\min} = 0,10 \frac{14 \text{ MN/m}^2}{420 \text{ MN/m}^2} = 0,0033 < \rho = 0,0063$$

Verificación de la Cuantía en el Extremo de la Viga (II: 5.6.1.3.2.)

$$\rho_{\max} = (0,3 + 0,2 \frac{8,54 \text{ cm}^2}{10,30 \text{ cm}^2}) \frac{14 \text{ MN/m}^2}{420 \text{ MN/m}^2} = 0,0155 > \rho = 0,0063$$

Verificación de la Relación entre A_s y A'_s (II: 5.6.1.3.3.)

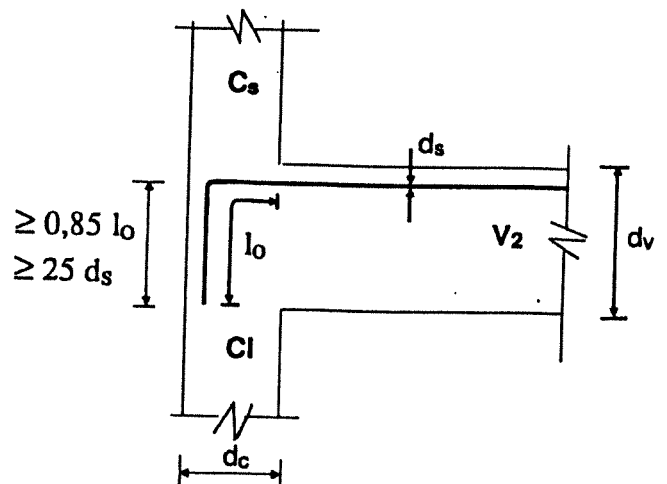
$$\left. \begin{array}{l} A_s = 8,54 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 10,30 \text{ cm}^2 \end{array} \right| r = \frac{A_s}{A'_s} = 0,83 > \frac{0,5}{Z}$$

Anclajes y Empalmes
(II: 5.6.1.3.6. y 5.6.1.3.7.)

Longitudes de Anclaje "l_o"

		Longitud de Anclaje "l _o "		
Hormigón Tipo H - 17		d _s = 12 mm	d _s = 16 mm	d _s = 20 mm
Zona de adherencia I	l _o =38 d _s	46 cm	61 cm	76 cm
Zona de adherencia II	l _o =75 d _s	90 cm	120 cm	150 cm

NOTA: "l_o" debe medirse a partir del borde interno de la columna.



Longitudes de Empalme "l_e"

$$l_e = \alpha_1 \cdot \alpha_e \cdot l_o$$

$$l_e \begin{cases} \geq 30 d_s \\ \geq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

l_o : longitud básica de anclaje

α₁= f (tipo y ejecución del empalme)

α_e= f (% de barras empalmadas)

No se permiten empalmes: { a) En nudos
b) En una distancia de una vez y media la altura de la viga medida a partir del borde interno de la columna.

Armaduras Transversales Especiales en Zonas Críticas (II: 5.6.1.4.1.)

$$Q_u = 109,3 \text{ KN} \longrightarrow \tau_{ou} = 0,78 \text{ MN/m}^2$$

$$Q_{uD} = 147,6 \text{ KN} \longrightarrow \tau_{ouD} = 1,06 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{Zona de Corte 2})$$

Sección Necesaria de Armadura Transversal

$$a_{est} = A_{est} / m = \frac{1,06 \text{ MN/m}^2 \times 35 \text{ cm}}{420 \text{ MN/m}^2} \times 100 \text{ cm/m} = 8,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Transversal Mínima (II: 5.5.5.)

$$1 \text{ } d_{se} = 6 \text{ mm }^c / 20 \text{ cm } (a_{est} = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Diámetro Mínimo de Estribos

$$d_{se \text{ min}} = 6 \text{ mm}$$

Separación Máxima de Estribos

$$\text{a) } 1/4 \text{ } d_v = 1/4 \times 50 \text{ cm} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{b) } 10 \text{ } d_s \text{ (b. long.)} = 10 \times 1,6 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{c) } 20 \text{ cm}$$

NOTA: Debe respetarse la menor separación ($\text{sep.} \leq 12,5 \text{ cm}$).

Integración de la Armadura Transversal

Se colocarán dos estribos de dos ramas por capa: $d_{se} = 6 \text{ mm }^c / 12 \text{ cm}$ ($a_{est. \text{ real}} = 9,3 \text{ cm}^2/\text{m}$),
dispuestos en la zona crítica de longitud $l_c = 2d_v = 2 \times 50 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$

Armaduras Transversales Convencionales en Zonas Normales (II: 5.6.1.4.2.)

$$Q_u = 109,3 \text{ KN} \rightarrow \tau_{ou} = 0,78 \text{ MN/m}^2 \text{ (Zona de Corte 2)}$$

Minoración de τ_{ou} (II: 5.5.5.)

$$\tau_u = \frac{\tau_{ou}}{Z \cdot 0,40 \sqrt{\sigma'_{bk}}} \geq 0,5 \tau_{ou}$$

$$\tau_u = \frac{0,78 \text{ MN/m}^2}{1 \times 0,40 \sqrt{17}} = 0,47 \text{ MN/m}^2 > 0,5 \times 0,78 \text{ MN/m}^2 = 0,39 \text{ MN/m}^2$$

Sección Necesaria de Armadura Transversal

$$a_{est} = A_{est}/m = \frac{0,47 \text{ MN/m}^2 \times 35 \text{ cm}}{420 \text{ MN/m}^2} \times 100 \text{ cm/m} = 3,9 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{est.min} = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Integración de la Armadura Transversal

Un estribo de dos ramas por capa: $d_{se} = 6 \text{ mm} \rightarrow 14 \text{ cm}$ ($a_{est. real} = 4,0 \text{ cm}^2/\text{m}$)

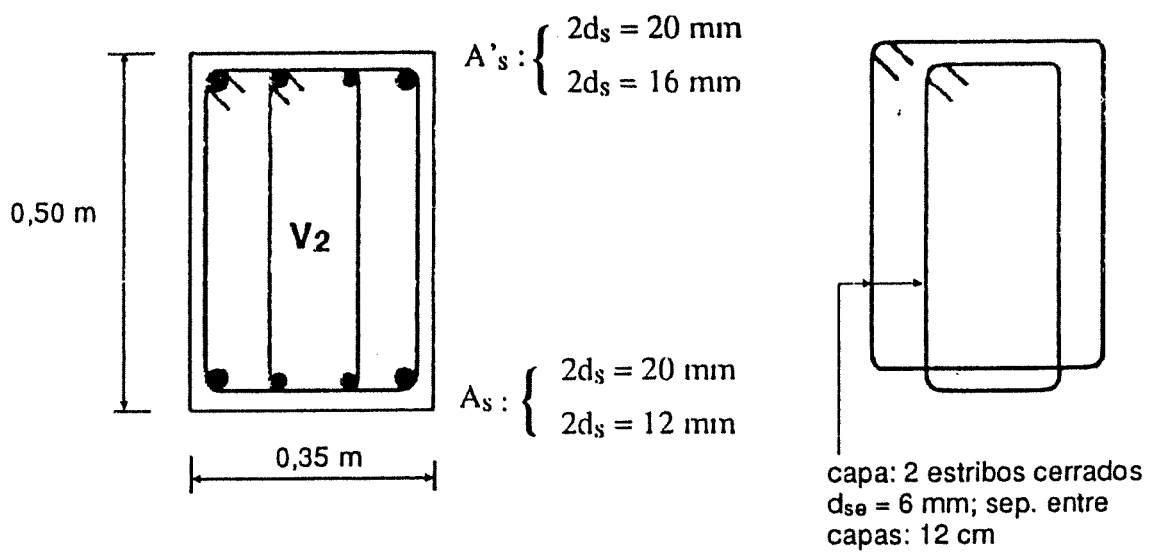
Separación Máxima

$$s_{max} \leq 1/2 d_v = 50 \text{ cm}/2 = 25 \text{ cm}$$

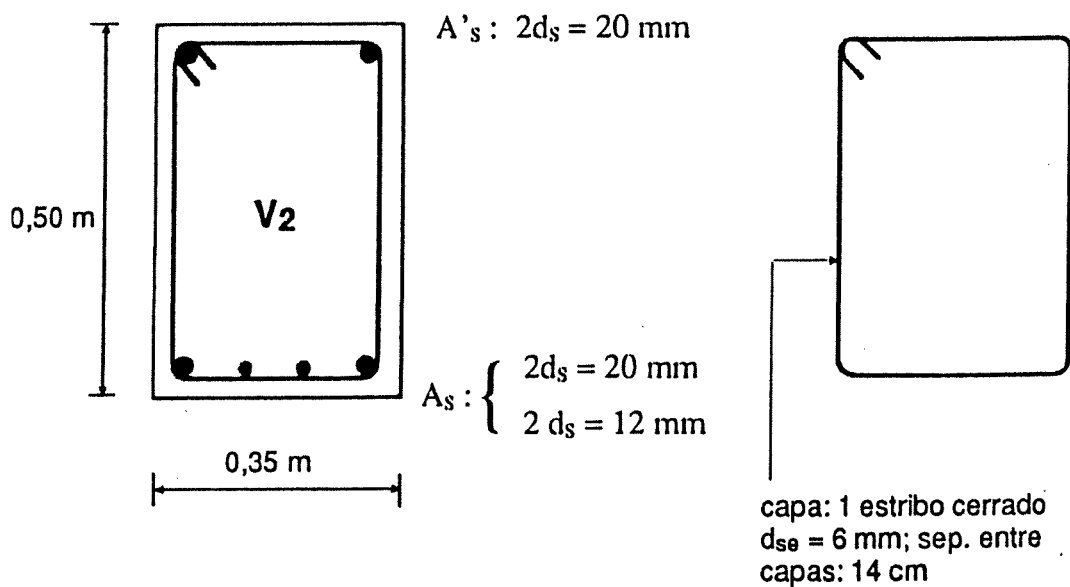
$$14 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

Detalle de las Secciones Transversales de la Viga V₂

Zona Crítica



Zona normal



Dimensionamiento de las Columnas C_s Y C_i

Clasificación de los elementos estructurales (II: 5.1.)

$$C_s: N_{UD} = 143 \text{ KN (Dir. X)} < 0,12 \times 40^2 \text{ cm}^2 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 = 269 \text{ KN}$$

$$C_i: N_{UD} = 233 \text{ KN (Dir. X)} < 0,12 \times 45^2 \text{ cm}^2 \times 1,4 \text{ KN/cm}^2 = 340 \text{ KN}$$

NOTA: Las columnas C_s y C_i resultan elementos predominantemente **flexionados**.

Armadura Longitudinal (II: 5.6.2.4.)

COLUMNA C_s	DIRECCION Y	DIRECCION X
$\omega_{01} = \omega_{02}$	0,11	0,18
$\rho_1 = \rho_2$	0,37 %	0,6 %
$A_s = A'_s$	5,87 cm ²	9,60 cm ²
INTEGRACION	3d _s = 16 mm (6,03 cm ²)	5d _s = 16 mm (10,05 cm ²)

COLUMNA C_i	DIRECCION Y	DIRECCION X
$\omega_{01} = \omega_{02}$	0,08	0,15
$\rho_1 = \rho_2$	0,27 %	0,5 %
$A_s = A'_s$	5,40 cm ²	10,13 cm ²
INTEGRACION	3d _s = 16 mm (6,03 cm ²)	5d _s = 16 mm (10,05 cm ²)

Verificación de Cuantías Máximas y Mínimas (II: 5.6.2.4.1.)

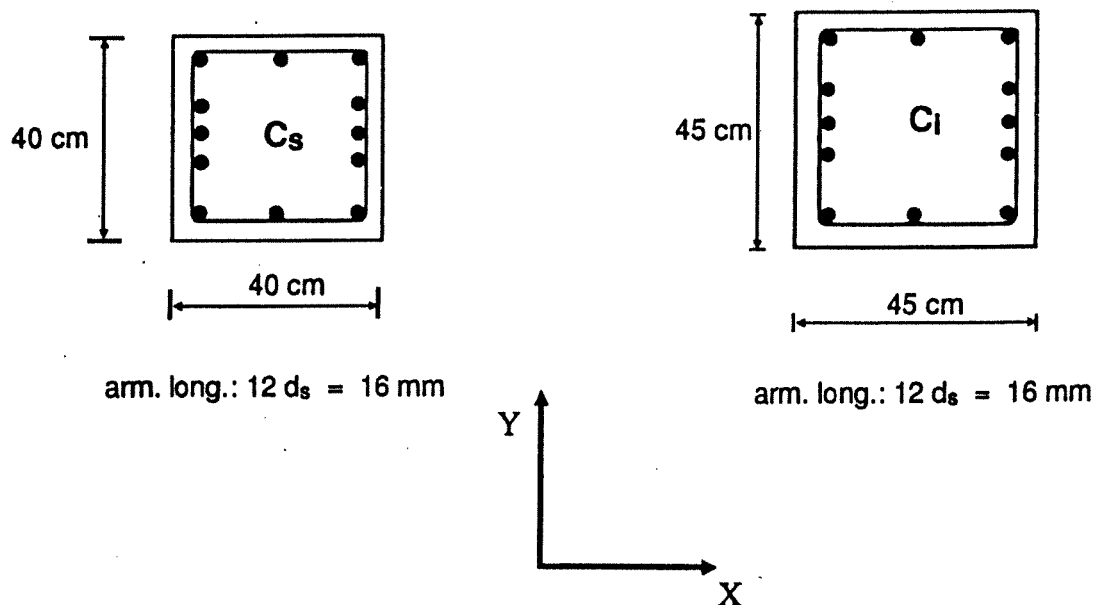
$$C_s : \quad \rho = \frac{24,12 \text{ cm}^2}{40^2 \text{ cm}^2} = 0,015 \longrightarrow \rho_{\min} = 0,010 < 0,015 < \rho_{\max} = 0,060$$

$$C_i : \quad \rho = \frac{24,12 \text{ cm}^2}{45^2 \text{ cm}^2} = 0,012 \longrightarrow \rho_{\min} = 0,010 < 0,012 < \rho_{\max} = 0,060$$

Anclajes y Empalmes (II : 5.6.1.3.6. y 5.6.1.3.7.)

Se realizan en forma análoga al caso de vigas.

Esquemas de las Secciones Transversales



Armaduras Transversales Especiales en Zonas Críticas
(II: 5.6.2.5.)

	C_s		C_i	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Q_u (KN)	84,2	58,5	110,4	77,1
τ_{ou} (MN/m²)	0,67	0,47	0,69	0,48
Q_{uD} (KN)	113,7	79,0	149,0	104,1
τ_{ouD} (MN/m²)	0,90	0,63	0,93	0,65
a_{est.} (cm²/m)	8,57	6,00	9,96	6,96

NOTA: Las τ_{ou} en las direcciones X e Y se encuentran en Zona de Corte 1.

Armadura Transversal Mínima
(II: 5.5.5.)

$$C_s : a_{est} \geq 2,8 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (} d_{se} = 6\text{mm}^c/20\text{cm)}$$

$$C_i : a_{est} \geq 2,8 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (} d_{se} = 6\text{mm}^c/20\text{cm)}$$

Diámetro Mínimo
(II: 5.6.1.4.1.)

$d_{se \text{ min}} = 6 \text{ mm}$ (Elemento predominantemente flexionado)

Separación Máxima de Estribos
(II: 5.6.2.5.3.)

	C_s	C_i
1/2 d_s	1/2 . 40 cm = 20 cm	1/2 . 45 cm = 22,5 cm
9 d_s long.	9 x 1,6 cm = 14,4 cm	9 x 1,6 cm = 14,4 cm
10 cm	10 cm	10 cm

Armadura de Confinamiento (II : 5.6.2.5.2.)

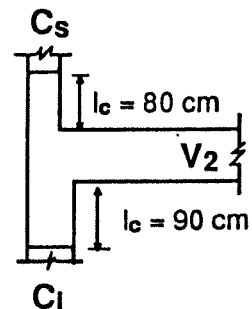
$$\beta_R = 14 \text{ MN/m}^2; \quad \beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$$

		$A_b \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_k \text{ (cm}^2\text{)}$	$h_k \text{ (cm)}$	$N_{UD} \text{ (KN)}$	n_{UD}	$a_{sh} \text{ (cm}^2\text{/m)}$
C_s	Dir. X	1600	1156	34	143,9	0,064	8,20
	Dir. Y	1600	1156	34	95,8	0,043	7,65
C_i	Dir. X	2025	1521	39	233,0	0,082	8,63
	Dir. Y	2025	1521	39	127,4	0,045	7,67

Longitud de las Zonas Críticas (II : 5.6.2.5.1.)

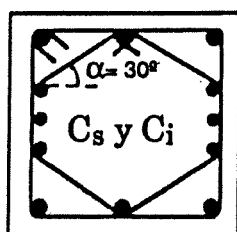
$$C_s: \quad l_c = 2 \times 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

$$C_i: \quad l_c = 2 \times 45 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

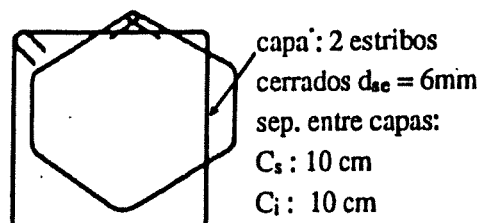


Integración de las Armaduras Transversales

	C_s		C_i	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Rest. nec. (cm ² /m)	8,57	7,65	9,96	7,67
Rest. real (cm ² /m)	10,45	8,40	10,45	8,40
Integración	2 est. $d_{se} = 6 \text{ mm}$ ^c /10 cm (s/ detalle 1)		2 est. $d_{se} = 6 \text{ mm}$ ^c /10 cm (s/ detalle1)	



detalle 1



Armaduras Transversales Convencionales en Zonas Normales (II : 5.6.2.6.)

Límite de la Zona de Corte 1 : $Z \cdot 0,18 \sqrt{\sigma'_{bk}} = 0,74 \text{ MN/m}^2$

	C _s		C _i	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Q _u (KN)	84,2	58,5	110,4	77,1
τ _{ou} (MN/m ²)	0,67	0,47	0,69	0,48
a _{est.} (cm ² /m)	2,80	2,80	2,80	2,80

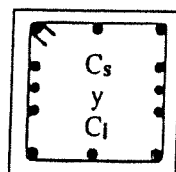
NOTA: En ambas columnas y en ambas direcciones resultan armaduras mínimas.

Verificación de la Armadura Transversal Mínima y Separación Máxima (II : 5.5.5. y 5.6.1.4.2.)

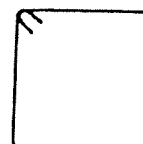
	C _s	C _i
a _{est. min} (cm ² /m)	2,8	2,8
sep. max. (cm)	40 cm / 2 = 20	45 cm / 2 = 22,5

Integración de las Armaduras Transversales

	C _s		C _i	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
a _{est. nec.} (cm ² /m)	2,8	2,8	2,8	2,8
a _{est. real} (cm ² /m)	2,8	2,8	2,8	2,8
Integración	1 est. d _{se} = 6 mm ^c / 20 cm (s/ detalle 2)		1 est. d _{se} = 6 mm ^c / 20 cm (s/ detalle 2)	



detalle 2



capa : 1 estribo
cerrado d_{se} = 6mm
sep. = 20 cm

Verificación: $\sum M_{uef}(col) \geq \sum M_{uef}(vigas)$
(II: 3.2.b)

Dirección X

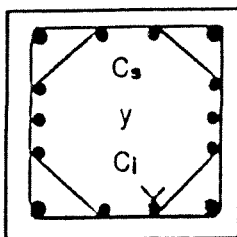
$$\begin{array}{l} \sum M_{uef}(col) = 161,50 + 200,93 = 362,43 \text{ KNm} \\ \sum M_{uef}(vigas) = 2 \times 190,5 = 381 \text{ KNm} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \sum M_{uef}(col) < \sum M_{uef}(vigas) \end{array} \right.$$

Dirección Y

$$\begin{array}{l} \sum M_{uef}(col) = 94,08 + 122,79 = 216,87 \text{ KNm} \\ \sum M_{uef}(vigas) = 188,3 \text{ KNm} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \sum M_{uef}(col) > \sum M_{uef}(vigas) \end{array} \right.$$

NOTA: En la dirección X, la rótula se produciría en las columnas y no en las vigas.
Para disminuir esta posibilidad es necesario incrementar la armadura longitudinal de las columnas a fin de que $\sum M_{uef}(col) \geq \sum M_{uef}(vigas)$.

De acuerdo con lo expresado en la NOTA anterior, se adopta la siguiente disposición de armadura longitudinal:



Armadura total: $4 \phi 20 + 10 \phi 16$

Dir. X: $A_s = A'_s \longrightarrow 2 \phi 20 + 3 \phi 16$

Dir. Y: $A_s = A'_s \longrightarrow 2 \phi 20 + 2 \phi 16$

**Verificación de que $\Sigma M_{uef}(col) \geq \Sigma M_{uef}(vigas)$ con
Nueva Disposición de Armadura Longitudinal**

Dirección X

$$C_s : \rho = \frac{12,31 \text{ cm}^2}{(40 \times 37) \text{ cm}^2} = 0,00832 \left\{ \begin{array}{l} n = 0,04 \\ \omega = 0,23 \end{array} \right. \left| \begin{array}{l} m = 0,11 \rightarrow M_u = 172,5 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

$$C_i : \rho = \frac{12,31 \text{ cm}^2}{(45 \times 42) \text{ cm}^2} = 0,00651 \left\{ \begin{array}{l} n = 0,05 \\ \omega = 0,18 \end{array} \right. \left| \begin{array}{l} m = 0,10 \rightarrow M_u = 223,3 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

$$\Sigma M_{uef}(col) = 395,8 \text{ KN m}$$

$$\Sigma M_{uef}(vigas) = 2 \times 190,5 = 381 \text{ KN m}$$

$$\Sigma M_{uef}(col) = 1,04 \Sigma M_{uef}(vigas)$$

Dirección Y

$$C_s : \rho = \frac{10,30 \text{ cm}^2}{(40 \times 35) \text{ cm}^2} = 0,00736 \left\{ \begin{array}{l} n = 0,02 \\ \omega = 0,19 \end{array} \right. \left| \begin{array}{l} m = 0,10 \rightarrow M_u = 156,8 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

$$C_i : \rho = \frac{10,30 \text{ cm}^2}{(45 \times 40) \text{ cm}^2} = 0,00572 \left\{ \begin{array}{l} n = 0,02 \\ \omega = 0,15 \end{array} \right. \left| \begin{array}{l} m = 0,08 \rightarrow M_u = 178,6 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

$$\Sigma M_{uef}(col) = 335,4 \text{ KN m}$$

$$\Sigma M_{uef}(vigas) = 188,3 \text{ KN m}$$

$$\Sigma M_{uef}(col) = 1,78 \Sigma M_{uef}(vigas)$$

Control de Armaduras en el Nudo (II: 5.7.)

Ancho Efectivo del Nudo en Ambas Direcciones (II: 5.7.3.)

$$b_j \leq b_o + 0,5 d_c \leq b_c$$

$$b_o = 35 \text{ cm} ; d_c = 40 \text{ cm} ; b_c = 40 \text{ cm}$$

$$b_j = 55 \text{ cm} > b_c$$

$$b_j = b_c = 40 \text{ cm}$$

Armaduras Horizontales (II: 5.7.6.1.)

Se continúa dentro del nudo con la armadura transversal de confinamiento correspondiente a la zona crítica de la columna C_i .

Verificación del Valor Límite de la Tensión de Corte en el Nudo (Art. 5.7.5.)

La condición que debe verificarse es que:

$$\tau_{hu} = \frac{Q_{nh}}{d_c \cdot b_j} \leq 1,9 Z \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

$$Q_{nh} \cong 1,35 A_{smax} \beta_s$$

$$A_{smax} = 10,30 \text{ cm}^2 \quad (2d_s = 20 \text{ mm} + 2 d_s = 16 \text{ mm})$$

$$Q_{nh} \cong 1,35 \times 10,30 \text{ cm}^2 \times 42 \text{ KN/cm}^2 = 584 \text{ KN} (0,584 \text{ MN})$$

$$d_c = 0,40 \text{ m} ; b_j = 0,40 \text{ m}$$

$$\tau_{hu} = \frac{0,584 \text{ MN}}{0,40 \text{ m} \times 0,40 \text{ m}} = 3,65 \text{ MN/m}^2$$

Por otra parte, siendo $Z = 1$ y $\sigma'_{bk} = 17 \text{ MN/m}^2$, resulta:

$$1,9 \times 1 \times \sqrt{17 \text{ MN/m}^2} = 7,83 \text{ MN/m}^2$$

Por tanto, el valor límite de la tensión de corte horizontal última en el nudo verifica la condición inicial, es decir que:

$$\tau_{hu} = 3,65 \text{ MN/m}^2 < 7,83 \text{ MN/m}^2$$

Armaduras Verticales (II: 5.7.6.2.)

Dirección Y

$$0,40 \times \left(\underbrace{2 \times 3,14}_{2\phi 20} + \underbrace{2 \times 2,01}_{2\phi 16} \right) \text{ cm}^2 = 4,12 \text{ cm}^2 \text{ (necesaria)}$$

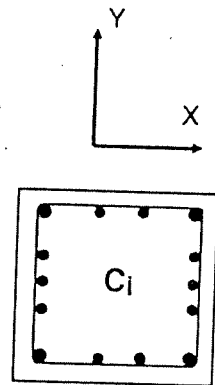
$$3 \times 2,01 \text{ cm}^2 = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (disponible)}$$

Armadura Disponible > Armadura Necesaria

Dirección X

$$0,40 \times \left(\underbrace{2 \times 3,14}_{2\phi 20} + \underbrace{3 \times 2,01}_{3\phi 16} \right) \text{ cm}^2 = 4,92 \text{ cm}^2 \text{ (necesaria)}$$

$$2 \times 2,01 \text{ cm}^2 = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ (disponible)}$$



A_{tot} : 4 ϕ 20 + 10 ϕ 16

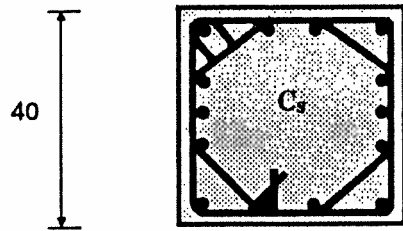
Armadura Disponible < Armadura Necesaria

NOTA: Resulta entonces necesario agregar 1 barra $d_s = 12 \text{ mm}$ en cada una de las dos caras del nudo normales al plano de flexión de la viga V2.

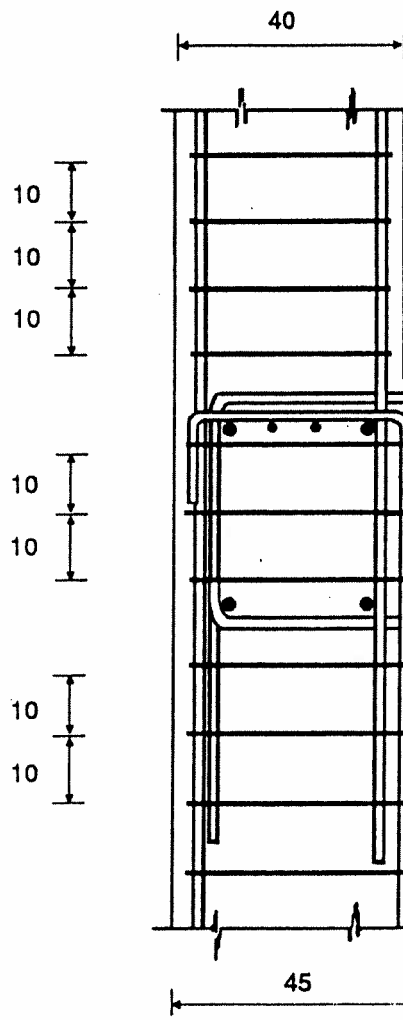
Cabe destacar que esta armadura no se indica en el detalle de armado de la página 38.

Detalle de Armado

Dimensiones: [cm]



C_s	A_{tot}	$4 d_s = 20 \text{ mm}$ $10 d_s = 16 \text{ mm}$
	Capa de Est.	$1 d_{se} = 6 \text{ mm c/10 cm}$ $1 d_{se} = 6 \text{ mm c/10 cm}$

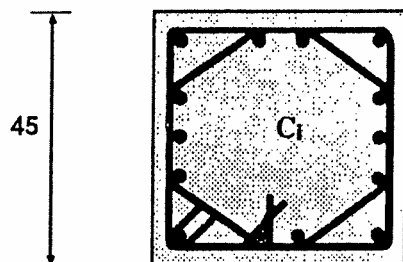


- Longitud de anclaje " l_o " (barras long.)

$d_s = 20 \text{ mm}$	Z.A.I: $l_o = 76 \text{ cm}$ Z.A.II: $l_o = 150 \text{ cm}$
$d_s = 16 \text{ mm}$	Z.A.I: $l_o = 61 \text{ cm}$ Z.A.II: $l_o = 120 \text{ cm}$
$d_s = 12 \text{ mm}$	Z.A.I: $l_o = 46 \text{ cm}$ Z.A.II: $l_o = 90 \text{ cm}$

- Longitud rama terminal (estribos): $10 d_{se}$

V_2	A'_s	$2 d_s = 20 \text{ mm}$ $2 d_s = 16 \text{ mm}$
	A_s	$2 d_{se} = 20 \text{ mm}$ $2 d_{se} = 12 \text{ mm}$
	Capa de Est.	$1 d_{se} = 6 \text{ mm c/12 cm}$



C_l	A_{tot}	$4 d_s = 20 \text{ mm}$ $10 d_s = 16 \text{ mm}$
	Capa de Est.	$1 d_{se} = 6 \text{ mm c/10 cm}$ $1 d_{se} = 6 \text{ mm c/10 cm}$

REFERENCIAS

1. Reglamento INPRES-CIRSOC 103, "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES", Edición agosto 1991.
2. Amado, J.A.; Barros, E.A., "Análisis Sísmico Estático de Edificios según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103", Publicación Técnica Nº 14, INPRES, noviembre 1987.
3. Giuliano, A.P.; Amado, J.A.; Barros, E.A.; Vargas, A.N., "Diseño Sismorresistente en Flexión de Secciones de Apoyo de Vigas de Hormigón Armado", Memorias IV Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Tomo I, Buenos Aires, agosto 1984.
4. Decanini, L.; Prato, C., "Ilustraciones y Comentarios al Capítulo 17 sobre Construcciones Sismorresistentes de Hormigón Armado del Proyecto de Reglamento CIRSOC 103", Reuniones Técnicas "Ing. Luis María Machado", Córdoba, agosto 1980.
5. Reglamento CIRSOC 201, "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado", Tomo 2, julio 1982.
6. Pozzi Azzaro, O.J., "Manual de Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado", Instituto del Cemento Portland Argentino, 2ª Edición, agosto 1981.
7. Park, R.; Paulay, T., "REINFORCED CONCRETE STRUCTURES", John Wiley & Sons, 1975.

RECONOCIMIENTO

Los autores desean expresar su especial agradecimiento a los Técnicos Sres. Hugo F. Pontoriero y Oscar S. Escudero, y al Ingeniero Hugo E. Baigorri, integrantes del Departamento Ingeniería Sismorresistente del INPRES, por el procesamiento y compaginación del presente trabajo.