

DISEÑO DE PÓRTICOS SISMORRESISTENTES EN EL MARCO DE REGLAMENTO ACI 318

Torrisi, Gonzalo^a; Frau, Carlos D.^b Quiroga, Daniel ^c, Crisafulli, Francisco ^d

^aFacultad de Ingeniería. Univ. Nac. De Cuyo, gonzalo.torrisi@ingenieria.uncuyo.edu.ar

^bFacultad de Ingeniería. Univ. Nac. De Cuyo, carlosdanielfrau@gmail.com

^cFacultad de Ingeniería. Univ. Nac. De Cuyo, edquiroga@gmail.com

^dFacultad de Ingeniería. Univ. Nac. De Cuyo, ficrisafulli@gmail.com

Palabras clave: diseño sismorresistente, pórticos de hormigón armado, ACI-318

RESUMEN

Habiendo transcurrido casi 20 años desde la redacción de la versión anterior del CIRSOC 201, la nueva edición 2025 introduce numerosas actualizaciones que reflejan el avance del conocimiento consolidado sobre el hormigón estructural. Esta nueva versión incluye ejecución total o parcial “in situ”, construcción prefabricada, hormigón simple, construcción pretensada y no pretensada; además presenta un reordenamiento de contenidos por “elementos” siguiendo un orden jerárquico en cuanto al camino de las cargas gravitacionales. En concordancia con esta nueva versión del CIRSOC 201, está en desarrollo una nueva versión del reglamento de diseño sísmico INPRES-CIRSOC 103, Parte II, Construcciones de Hormigón Armado. Esta versión en desarrollo se basa en el Capítulo 18 del reglamento ACI-318. Con miras al futuro nuevo reglamento de diseño sísmico de estructuras de hormigón armado se presenta en este trabajo una síntesis de cómo abordar el diseño sísmico de pórticos de hormigón armado según el documento preliminar del reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte II, Construcciones de Hormigón Armado. Se observa que los procedimientos establecidos en el reglamento base (ACI-318) resultan más expeditivos y consistentes con el nuevo reglamento CIRSOC 201–2025.

ABSTRACT

Nearly twenty years after the publication of the previous version of CIRSOC 201, the new 2025 edition introduces numerous updates that reflect the advancement of consolidated knowledge on structural concrete. This new version includes full or partial cast-in-place construction, precast construction, plain concrete, and prestressed and non-prestressed construction; it also presents a reorganization of content by "elements" following a hierarchical order according to the path of gravitational loads. Consistent with this update, a new version of the seismic design code INPRES-CIRSOC 103, Part II, Reinforced Concrete Structures, is under development. This version under development is based on Chapter 18 of the ACI-318 code. With a view to the future new seismic design code for reinforced concrete structures, this paper presents a synthesis of how to approach the seismic design of reinforced concrete frames according to the preliminary document of the INPRES-CIRSOC 103 code, Part II, Reinforced Concrete Structures. It is observed that the procedures established in the base code (ACI-318) are more expeditious and consistent with the new CIRSOC-201–2025 code.

1.- INTRODUCCIÓN. Breve reseña histórica

Hasta el comienzo de la década de 1980 la Argentina no contaba con un corpus normativo para el diseño y cálculo de estructuras. Los métodos de cálculo se regían por la bibliografía disponible en español, o traducciones de textos clásicos italianos o alemanes. Por ejemplo, para las estructuras de hormigón armado, de acero o madera las normas DIN (alemanas) fueron las más utilizadas. En 1978, se crea el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) en el marco del INTI para investigar, desarrollar, actualizar y difundir las normativas de seguridad, durabilidad y calidad de las obras civiles. A partir de 1982 comienzan a surgir la primera generación de reglamentos CIRSOC que tomaban de base las normas alemanas DIN; previo a la publicación del Reglamento para Hormigón Armado CIRSOC 201, el uso de la Norma DIN 1045 alcanzó gran difusión y aceptación en nuestro país. Basta recordar el extraordinario libro del Ing. Hugo A. Puppo sobre el diseño de vigas de hormigón armado. Pasados más de 20 años, a comienzos de nuevo milenio se empieza a vislumbrar la necesidad de actualizar los reglamentos de construcción en vista a los nuevos conocimientos y avances de la ingeniería. Esta inquietud despierta el interés sobre distintas corrientes reglamentarias a seguir en la segunda generación de reglamentos CIRSOC. Así, se abrió un ámbito de discusión en cuanto a adoptar como base las normas europeas (Eurocódigos) o bien la línea estadounidense. Como es sabido la decisión resultó por el lado del país norteamericano. Entre otros motivos, fue la presencia de esta línea reglamentaria en la gran mayoría de los países de América la que inclinó la balanza.

En cuanto al derrotero de las normas de diseño sísmico se puede decir que fueron los mismos terremotos que azotaron la región centro-oeste de Argentina los que obligaron a establecer reglamentos y normas para dotar a las construcciones de resistencia y rigidez sísmica. Ya en 1923 aparece un Digesto de la Municipalidad de Ciudad de Mendoza que establecía algunas reglas simples para contemplar en ellas el efecto de los terremotos. En 1944 se crea en San Juan el Consejo de Reconstrucción para organizar la reconstrucción de la ciudad luego del fuerte terremoto de ese mismo año. En 1964 se crea el CONCAR (Consejo Nacional de Construcciones Antisísmicas y Reconstrucción de San Juan), un organismo público argentino que en 1970 publicaría el Código de Construcciones Antisísmicas, de masiva aplicación en Mendoza y San Juan hasta la década del 80. En 1972, el Poder Ejecutivo Nacional crea el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) con sede en San Juan que en 1980 publica las conocidas Normas Antisísmicas Argentinas (NAA -80) basadas en el Código de Construcciones Antisísmicas de 1970; norma ampliada y extendida a todas las zonas sísmicas del país e incluyendo dos nuevas partes, referidas a las acciones sísmicas en muros de sostenimientos y en puentes.

Esta norma pervivió hasta 1982 cuando son publicados los Reglamentos INPRES-CIRSOC 103 en sus partes I, II y III (General, Hormigón Armado y Mampostería). Discrepancias con algunos criterios y desacuerdos en la conformación de la comisión redactora del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 lleva a que en 1987 la provincia de Mendoza publique el Código de Construcciones Simorresistentes para la Provincia de Mendoza.

En el año 2005 aparece una nueva versión de la Parte II del Reglamento INPRES-CIRSOC sobre el diseño sismorresistente de construcciones de hormigón armado. Esta versión tomaba de base el reglamento neozelandés que surgió del icónico libro de Paulay y Priestley “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” (1992). En el año 2021 este reglamento fue ampliado y corregido siguiendo la misma línea de su versión del 2005.

Con el fin de unificar criterios y en la conveniencia de contar en todo el país con un único reglamento de diseño sísmico, a partir del año 2010 comenzaron tratativas para actualizar la Parte I del reglamento INPRES-CIRSOC 103. Así, se formó una comisión integrada por miembros del INPRES, de la Universidad Tecnológica Nacional, Regional Mendoza, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, del Centro de Ingenieros de Mendoza y del Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza. Esta comisión dio a luz a la versión 2018 de la Parte I del reglamento INPRES-CIRSOC 103.

A comienzos del año 2025 se comenzó a discutir en los ámbitos académicos la necesidad de actualizar los reglamentos de diseño sísmico a la luz de los nuevos avances de la ingeniería sísmica y de las nuevas versiones de los reglamentos estadounidenses. En este contexto se está llevando adelante la redacción de una nueva versión basada en el documento “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” de la American Society of Civil Engineering (ASCE 7-22). La adopción de esta nueva línea reglamentaria sumada a los procedimientos ya obsoletos del método neozelandés plasmado en la Parte II para el diseño de estructuras de hormigón armado impulsa a trabajar en una actualización y nueva versión de este reglamento. En este sentido, surge como lógico camino a seguir la adopción para el diseño de estructuras sismorresistentes de hormigón armado el Reglamento del American Concrete Institute 318 (ACI-318); el cual fue la base para el recientemente puesto en vigencia Reglamentos CIRSOC 200 y 201 sobre el diseño general de estructuras de hormigón armado. La nueva edición 2025 introduce numerosas actualizaciones que reflejan el avance del conocimiento consolidado sobre el hormigón estructural. Esta nueva versión incluye ejecución total o parcial “in situ”, construcción prefabricada, hormigón simple, construcción

pretensada y no pretensada; además presenta un reordenamiento de contenidos por “elementos” siguiendo un orden jerárquico en cuanto al camino de las cargas gravitacionales. En línea con esta nueva versión del CIRSOC 201, está en desarrollo una nueva versión del reglamento de diseño sísmico INPRES-CIRSOC 103, Parte II, Construcciones de Hormigón Armado. Esta versión en desarrollo se basa en el Capítulo 18 del reglamento ACI 318. Con miras al futuro nuevo reglamento se presenta en este trabajo una síntesis de cómo abordar el diseño sísmico de pórticos de hormigón armado según el documento preliminar del reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte II, Construcciones de Hormigón Armado.

2.- CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO

Entre los cambios que presentarán las nuevas versiones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 (en adelante IC 103) una de ellas es la incorporación de una nueva clasificación para el diseño sísmico denominada “Categoría de Diseño Sísmico” (CDS) que combina el nivel de peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la obra y la Categoría de Riesgo de la construcción. La forma en que esta CDS participa en el proceso de diseño es regulando los tipos estructurales que son permitidos en cada una como así también la altura máxima que puede alcanzar el edificio. Dado que el Reglamento IC 103, Parte I está aún en desarrollo y puede sufrir cambios en su articulado para el presente trabajo haremos referencia al documento base, el ASCE 7-22.

2.1. Peligrosidad Sísmica

Uno de los factores para la determinación de la CDS es la peligrosidad sísmica, evaluada a través de ordenadas del espectro de diseño del reglamento. Para ello se toman como parámetros las ordenadas espectrales correspondientes a los períodos cortos denominado “ S_{DS} ” (sobre el plafón del espectro) y la correspondiente al período de 1.0 s “ S_{D1} ” en la región del espectro sensible a las velocidades. Para cada uno de estos parámetros se establecen 3 valores de frontera que dividen la peligrosidad sísmica en 4 niveles y están expresados en unidades de g (aceleración de la gravedad). Para “ S_{DS} ” los límites de frontera son: 0.167 – 0.33 – 0.50; para “ S_{D1} ” los límites son: 0.067-0.133 - 0.20.

2.2. Categorías de Riesgo

Las categorías de riesgo son una clasificación de las construcciones que están presentes en todas las prescripciones reglamentarias de construcción. Apuntan a organizar las construcciones según su importancia, impacto social y peligro asociados a potenciales daños. En el marco del ASCE 7 esta clasificación es única para todo

tipo de acciones (viento, nieve, sismo, etc.) o materiales. En tanto que en la reglamentación argentina esta clasificación es particular de cada caso. En este aspecto surge como necesidad propender a unificarla a los fines de contribuir al diseño de construcciones con riesgo uniforme.

En general las categorías de riesgo son 4: I, II, III y IV en orden creciente del riesgo. La categoría I es para construcciones de bajo riesgo para la vida humana o ante la falla de la estructura; la categoría II es para edificios de orden común como viviendas y oficinas; la categoría III es para construcciones o instalaciones cuyo colapso tiene gran repercusión; construcciones cuyo contenido es de gran valor o de gran importancia pública; por último, la categoría IV es para el caso de instalaciones y equipamientos que cumplen funciones esenciales o bien el colapso total o parcial podría producir efectos catastróficos sobre importantes sectores de la población.

2.3. Categorías de Diseño Sísmico

A toda estructura se le debe asignar una CDS que resulta de combinar la peligrosidad sísmica del sitio y la categoría de riesgo; lo que da lugar a las diferentes categorías de diseño sísmico que van desde la A hasta la F.

Estructuras con categorías de riesgo I, II y III y $S_{DS} \leq 0.50$ pueden clasificarse utilizando sólo la tabla basada en S_{DS} si cumplen todas las siguientes condiciones:

1.- En cada una de las direcciones ortogonales de la estructura se cumple que el período aproximado T_a es menor que $0.8T_s$, donde T_s es el período del fin del plafón del espectro de diseño.

2.- En cada una de las direcciones ortogonales de la estructura se cumple que el período utilizado para calcular las deformaciones es menor que T_s .

3.- Para la determinación del coeficiente sísmico se aplica el método estático con la ecuación: $C_s = I_e S_a / R$, donde I_e es el factor de importancia, S_a la aceleración espectral de diseño y R el factor de comportamiento.

Al resto de las estructuras se le debe asignar la CDS más severa que resulte de aplicar ambas tablas (S_{DS} y S_{D1}).

Tabla 1. Categorías de diseño sísmico basados en S_{DS}

CDS basado en S_{DS}		
Valor de S_{DS}	Categoría de riesgo	
	I, II, III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabla 2. Categorías de diseño sísmico basados en S_{D1}

CDS basado en S_{D1}		
Valor de S_{D1}	Categoría de riesgo	
	I, II, III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1} < 0,50$	D	
$0,50 \leq S_{D1}$	E	F

Estas CDS condicionan el tipo estructural a proveer a la estructura y el método de análisis a emplear en el diseño de un edificio. Si bien puede parecer, a priori, como una complicación, en realidad es una forma de simplificar. Esto es que en zonas de moderada sismicidad y construcciones de medio o bajo riesgo se permiten métodos de diseño muy simples y expeditivos en tanto que a medida que la CDS es más elevada (creciendo da A a F), se requieren análisis y métodos más sofisticados para asegurar un adecuado desempeño sísmico.

3.- TIPOS ESTRUCTURALES

En referencia a los tipos estructurales en la nueva versión se contará con un abanico más amplio que el hasta ahora contenidos en reglamentos vigentes. Además, en cierto tipo de estructuras, como en los pórticos, el tipo estructural presenta distintos niveles que se corresponden con sendos niveles de complejidad en su proceso de diseño y detallado requeridos por las distintas categorías de diseño sísmico. Así, por ejemplo, para los pórticos se definen tres tipos: ordinarios o comunes, intermedios y especiales. En la Tabla 3 se muestra un extracto de la Tabla 12.2.1 de ASCE 7 donde se indican los tipos estructurales de pórticos (Moment-Resisting Frames Systems).

Tabla 3. Factores de comportamiento y límites de uso (Extracto)

Factores de comportamiento y límites de uso										
Mat.		Tipo estructural	R	C_d	Ω_o	B	C	D	E	F
H°A°	7	Pórticos especiales	8	5,5	3	NL	NL	NL	NL	NL
	8	Pórticos intermedios	5	4,5	3	NL	NL	NP	NP	NP
	9	Pórticos convencionales	3	3	2,5	NL	NP	NP	NP	NP

Donde R , es el coeficiente de modificación de respuesta, C_d es el factor de amplificación de deformaciones y Ω_0 el factor de sobrerresistencia. En tanto, B, C, D, E y F son las CDS. NL significa que no hay límite para su uso y NP significa no permitido su uso. Se observa que los “*Pórticos Convencionales u Ordinarios*” no están permitidos en las categorías C, D, E ni F. Los “*Pórticos Intermedios*” no están permitidos en las categorías D, E ni F. En tanto que, los “*Pórticos Especiales*” no tienen límites de aplicación. Como resultado, estructuras de alto riesgo y emplazadas en zonas de elevada peligrosidad sísmica son asignadas a elevadas CDS y por lo tanto se exige el uso de estructuras especiales.

Otra condición impuesta a los pórticos es el Art. 12.2.5.5 la cual establece que para CDS desde D, E o F donde pórticos especiales son requeridos obligatoriamente, éstos deberán ser continuos hasta la base, no pudiendo interrumpirse en niveles intermedios.

El nivel de detallado y el proceso de diseño impactan en el desempeño de los pórticos, así, por ejemplo, los pórticos especiales admiten un factor de comportamiento de hasta 8; en el otro extremo para los pórticos comunes este factor alcanza un máximo de 3.

El ASCE 7 incorpora algunos requerimientos especiales para ciertos tipos de estructuras sismorresistentes que modifican los códigos específicos de materiales y son mandatorios sobre estos. En particular para los pórticos de hormigón armado:

El Art. 14.2.2.2 del ASCE 7 modifica el 10.7.6.1.5 del ACI 318 de la siguiente manera: *“En estructuras asignadas a las CDS C, D, E o F, los tensores o estribos deberán tener ganchos en cada extremo libre que cumpla con la sección 25.3.4 del mismo ACI 318, esto es que los ganchos deben ser a 90° para estribos circulares y a 135° para otros casos. Los ganchos deben estar anclados en barras longitudinales y estar orientados hacia el interior del estribo”*.

3.- REQUERIMIENTOS DEL ACI 318

El capítulo 18 del ACI 318 es el que establece los requerimientos para tipos estructurales que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas que incluye diafragmas, pórticos, tabiques y fundaciones. Estructuras diseñadas de acuerdo con este capítulo intentan resistir acciones sísmicas mediante una respuesta inelástica dúctil de los miembros seleccionados. La tabla 4 muestra los artículos que deben cumplir las estructuras sismorresistentes de hormigón armado según la categoría de diseño sísmico asignada.

Tabla 4. Requerimientos a cumplir para cada CDS

Categoría de Diseño Sísmico CDS	Requerimientos
A	No aplica Cap. 18
B	18.2.2.
C	18.2.2 – 18.2.3 – 18.12.1.2 – 18.3
D – E - F	18.2.2 al 18.2.8 y 18.12 al 18.14

3.1. Pórticos Ordinarios o Convencionales

Se aplica a estructuras con CDS “B” exclusivamente.

3.1.1. Resistencia requerida en vigas

Para el dimensionamiento de las vigas, los esfuerzos de momento M_u y corte V_u se obtendrán del análisis estructural aplicando las combinaciones de cargas establecidas.

3.1.2. Resistencia requerida en columnas

- Para el dimensionamiento de columnas esbeltas donde la relación entre la luz libre (l_u) y el canto (C_1) sea mayor a 5 ($l_u > 5 C_1$), el esfuerzo de momento M_u y corte V_u se obtendrán del análisis estructural aplicando las combinaciones de cargas establecidas.
- Para el dimensionamiento de columnas no esbeltas donde la relación entre la luz libre (l_u) y el canto (C_1) sea menor o igual a 5 ($l_u \leq 5 C_1$), el esfuerzo de momento M_u se obtendrá del análisis estructural aplicando las combinaciones de cargas establecidas. En tanto que el esfuerzo de corte V_u será como mínimo el menor de:

- El corte asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la mayor resistencia a flexión.
- El máximo esfuerzo de corte obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyen la acción sísmica (E) mayoradas por Ω_0 ($\Omega_0 E$).

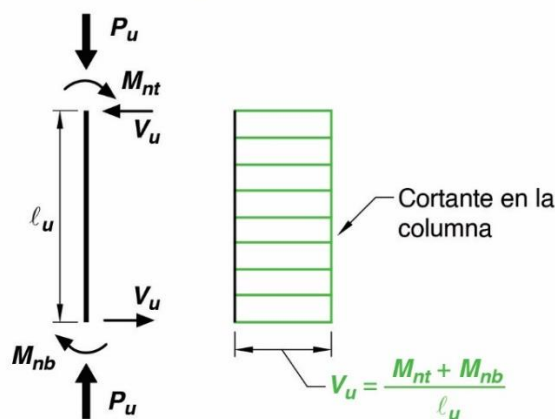


Figura 1: Corte en columna para pórticos Ordinarios o convencionales

3.1.3. Nudos viga-columna

Además del diseño de vigas y columnas del pórtico es necesario verificar los nudos viga-columna. Para ello la resistencia a corte en el plano medio del nudo debe ser mayor a la demanda:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{con } \phi = 0.75 \quad V_n = coef \sqrt{f'_c} A_j \quad (1)$$

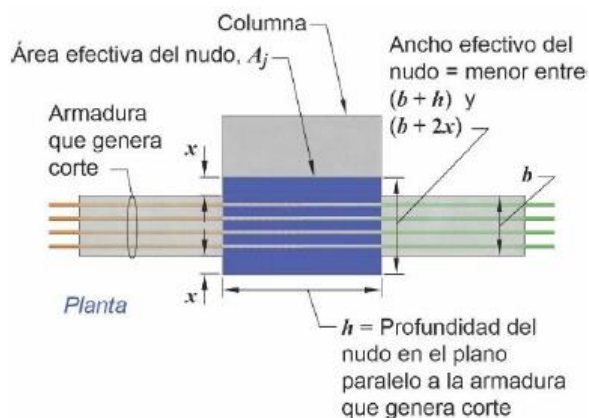
La tabla 5, correspondiente a la tabla 15.4.2.3 del ACI, muestra la resistencia a corte nominal del nudo V_n .

Tabla 5. Resistencia a corte del nudo V_n

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con el artículo 15.2.8	$V_n, N (*)$
Continua o cumple con el artículo 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$2.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
(*) λ debe ser 0.75 para hormigón liviano y 1.0 para hormigón de peso normal.			

El área efectiva de la junta se debe calcular como sigue:

$$A_j = b_{eff} \cdot h \quad (2)$$



Nota: El área efectiva del nudo, para las fuerzas en cada dirección del pórtico, se considera por separado.

Figura 2: Área efectiva de nudo.

La resistencia requerida V_u es el mayor valor que surja de:

- a) La resistencia nominal de las vigas a flexión M_n menos el corte en la columna.

-Equilibrio de fuerzas horizontales en el nudo:

$$\sum F_x = 0 \quad (3)$$

$$T_L + T_R - V_{col} = V_u \quad (4)$$

Donde V_u es el corte horizontal en el nudo (positivo hacia la derecha), T_L y T_R son las fuerzas de tracción provenientes de la resistencia flexional de las vigas (actuando en el nudo) y V_{col} es el corte en la columna que pasa por el nudo (positivo hacia la derecha en la cara izquierda)

En las ecuaciones anteriores:

$$T = \frac{M_n}{z} \quad (5)$$

$$V_{col} = \frac{M_{nL} + M_{nR}}{h_c} \quad (6)$$

Siendo M_n el momento nominal de la viga y z el brazo interno de la viga.

Además, h_c es la altura libre de la columna entre ejes de vigas.

- b) Lo momentos requeridos (M_u) en las vigas obtenidos de las combinaciones de carga.

3.2. Pórticos Intermedios

Se aplica a estructuras con CDS "B" o "C" exclusivamente.

3.2.1. Resistencia requerida en vigas. Flexión

Para el dimensionamiento de las vigas los esfuerzos de momento M_u se obtendrán del análisis estructural aplicando las combinaciones de cargas establecidas.

Para el diseño a corte el V_u será como mínimo el menor de los siguientes valores:

1. V_u según la ecuación 7

$$V_u = \frac{M_{nL} + M_{nR}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \quad (7)$$

con w_u de las combinaciones de carga en correspondencia con la determinación de M_n , p. ej.

$$w_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + 1.0L + 0.2S \quad (8)$$

2. El corte máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan la acción sísmica E, tomando E como el doble del indicado por la Parte I del Reglamento IC -103, Parte I, p.ej.

$$V_u \rightarrow C = 1.2D + 2.0E + (1.0 \text{ ó } 0.5)L + 0.2S \quad (9)$$

3.2.2. Resistencia requerida en columnas

Los esfuerzos de flexión y axiales requeridos para el diseño de las columnas surgen de las combinaciones de cargas mayoradas.

La resistencia requerida a corte se obtiene con el menor valor entre las ecuaciones 10 y 11, considerando $W_o=3$.

$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{l_u} \quad (10)$$

$$V_u \rightarrow C = 1.2D + \Omega_o E + (1.0 \text{ ó } 0.5)L + 0.2S \quad (11)$$

Siendo M_{nt} y M_{nb} los momentos nominales en cabeza y pie de la columna.

3.2.3. Resistencia requerida en nudos

Los nudos de pórticos intermedios deben verificarse para un esfuerzo de corte que proviene de la armadura que atraviesa el nudo y de los esfuerzos en las vigas que concurren al mismo. La ecuación 12 muestra la ecuación para calcular el corte último V_u en el nudo y la ecuación 13 expresa como se calcula el corte V_{col} .

$$V_u = V_j = T_p + T'_p - V_{col} \quad (12)$$

$$V_{col} = \left[(M_{NA} + M_{NB}) + (V_{EA} + V_{EB}) \frac{h_c}{2} \right] \frac{1}{L_c} \quad (13)$$

En la ecuación 12 T_p y T'_p son las fuerzas de Tracción generadas por las armaduras a la izquierda y a la derecha del nudo considerando el valor probable calculado con $1.25f_y$, tal cual se ve en la figura 3 y M_{NA} , M_{NB} , son los momentos nominales de las vigas a cada lado del nudo y V_{EA} y V_{EB} los cortes por sismo a la izquierda y a la derecha del nudo respectivamente, como se indica en la figura 4.

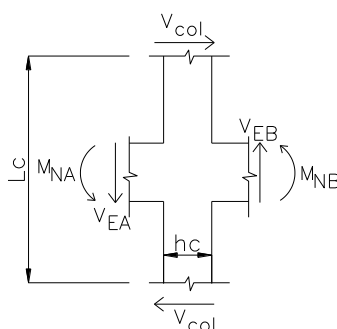


Figura 3: Momentos y cortes actuantes en el nudo.

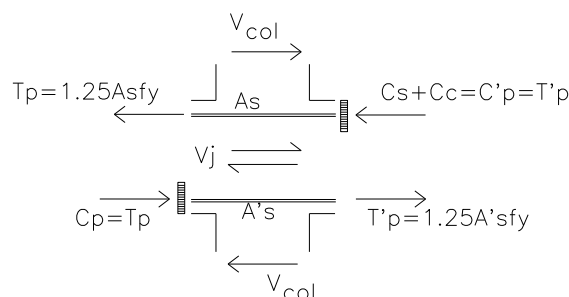


Figura 4: Equilibrio en el nudo y cálculo de V_{col} .

El área efectiva de nudo se calcula de acuerdo al punto 3.1.3, Figura 2.

3.3. Pórticos Especiales

Los pórticos especiales no tienen límite de aplicación para ninguna categoría de diseño sísmico. Esto se basa principalmente en que se realiza un diseño por capacidad para las columnas y los requerimientos de detallado son más estrictos.

3.3.1. Resistencia requerida en vigas

Las vigas de pórticos especiales deben cumplir con requerimientos mínimos de dimensiones, según el artículo 18.6.1, entre las que se destacan que su longitud debe ser mayor a $4d$, siendo “ d ” la altura de la sección, expresado de otra forma, se puede decir que la altura de la sección debe ser menor a $L/4$. Además, el ancho de las vigas debe ser mayor a 200mm o $0.3h$ y no mayor a $3b_c$ o $2.5h_c$, siendo b_c y h_c , el ancho y canto de la columna.

Los valores de M_u se obtendrán de las combinaciones de carga, mientras que el corte V_u , según el artículo 18.6.5, será obtenido considerando que en las rótulas extremas están actuando los momentos probables (M_{pr}) calculados considerando que el acero tiene una tensión de fluencia un 25% mayor a la nominal ($1.25f_y$) y combinado con el corte de la carga gravitatoria mayorada, según se puede ver en la figura 5.

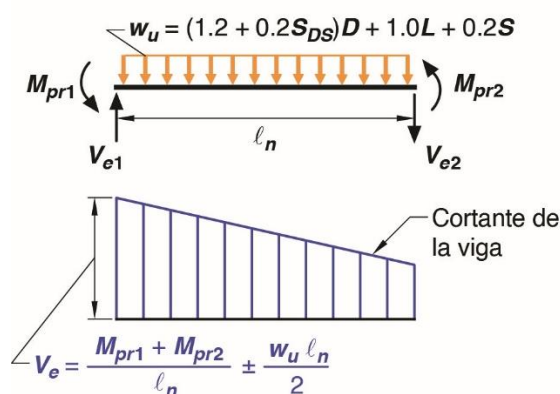


Figura 5: Esfuerzo de corte requerido en vigas de pórticos especiales

3.3.2. Resistencia requerida en columnas

Las columnas también deben cumplir con dimensiones mínimas, así, el artículo 18.7 establece que cuando la carga axial es menor a $A_g f'_c / 3$, el ancho mínimo de

columnas debe ser 300mm y que $h_c/b_c \geq 0.4$.

El artículo 18.7.3.2 del ACI establece que, en cada nudo, la capacidad a flexión de las columnas debe ser mayor que 6/5 de la suma de capacidades a flexión de las vigas evaluadas con el momento nominal M_n . Desde punto de vista de los autores, este requerimiento puede resultar insuficiente, conduciendo a una inadecuada protección de las columnas frente a la rotulación de las mismas; aun cuando el ACI admite que una columna puede rotular en un nivel siempre que no se genere un mecanismo de piso y que al momento de la rotulación posea una capacidad axial adecuada. Con el propósito de reforzar este criterio de diseño, las recomendaciones sísmicas del SEAOC Blue Book establecen un requisito adicional, según el cual la suma de las capacidades a flexión de las columnas ($\sum M_c$) ubicadas inmediatamente por debajo de la línea de vigas de un nivel debe ser mayor a la suma de las capacidades nominales de las vigas de ese nivel ($\sum M_B$), según muestra la figura 6 y expresa la ecuación 14.

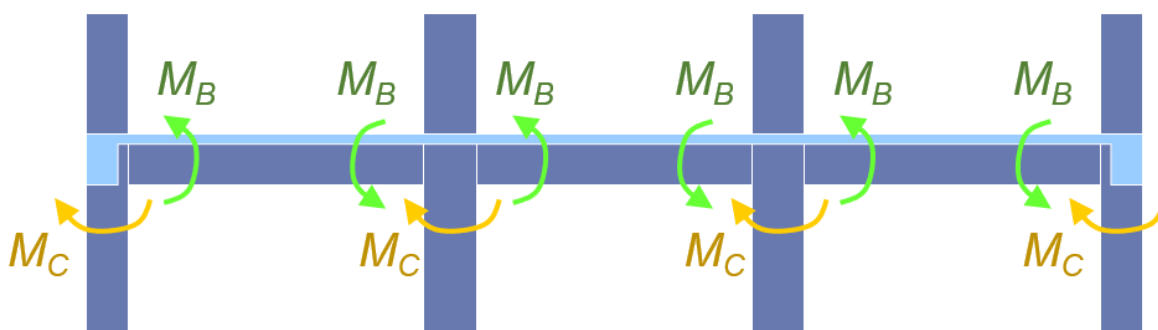


Figura 6: Demandas de flexión en columnas de pórticos especiales

$$\sum M_C \geq \sum M_B \quad (14)$$

Las fuerzas axiales que se combinan con los esfuerzos de flexión para el diseño de las columnas provienen de las combinaciones de cargas mayoradas.

La evaluación de la demanda de corte V_u en columnas se realiza considerando el corte que se produce al considerar la rotulación de ambos extremos de la columna con los valores de momentos probables M_{pr} , tal cual muestra la figura 7.

$$V_u = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{L_u} \quad (15)$$

En la ecuación 15, " l_u " es la longitud libre de la columna entre caras de vigas.

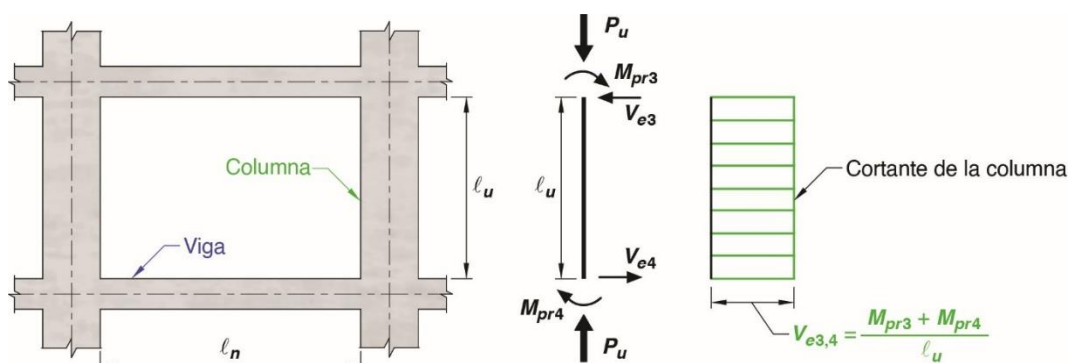


Figura 7: Demandas de corte en columnas de pórticos especiales

3.3.3. Resistencia requerida en nudos

Los requerimientos de diseño en nudos son similares a los expresados para pórticos intermedios.

4.- CONCLUSIONES

Se ha presentado una breve reseña sobre la evolución de la normativa para el diseño sismorresistente de pórticos de hormigón armado. A la fecha, se están desarrollando actualizaciones para el reglamento de diseño sísmico INPRES- CIRSOC 103. En particular la Parte I "Construcción en General" sigue el código "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures" del American Society of Civil Engineerings (ASCE 7-22). Para la Parte II, "Construcciones de Hormigón Armado" surge como lógico camino a seguir la adopción del Reglamento del American Concrete Institute 318 (ACI-318); el cual fue la base para los recientemente puestos en vigencia Reglamento CIRSOC 200 y 201.

En este marco se ha desarrollado en este artículo el procedimiento para el diseño sísmico de pórticos de hormigón armado en cuanto a la determinación de las solicitaciones (resistencia requerida o demanda). Se describen las categorías de diseño sísmico y los tipos estructurales que pueden emplearse en cada una de ellas: pórticos ordinarios, intermedios y especiales.

Por último, se presenta en forma ordenada los procedimientos para obtener los esfuerzos de flexión, corte y axial para cada uno de ellos.

Se destaca que, a criterio de los autores, para el caso de pórticos especiales, se considera más conveniente el requerimiento del Blue Book sobre lo establecido en ACI-318 en lo referente a la resistencia requerida de columnas.

5.- REFERENCIAS

1. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado. CIRSOC 201 (Julio, 2025).
2. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Parte I, Construcciones en General. INPRES-CIRSOC 103 (Julio, 2018).
3. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, Parte II, Construcciones de Hormigón Armado. INPRES-CIRSOC 103 (Abril, 2021).
4. "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures" del American Society of Civil Engineers (ASCE 7-22).
5. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19)
6. SEAOC Seismology Committee. (2019). *The SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.