

DEMANDA FLEXIONAL EN COLUMNAS: COMPARACIÓN ENTRE INPRES-CIRSOC 103 Y ACI-318 EN ESTRUCTURAS DÚCTILES

Bay, Cristian Otto^a; Palazzo, Gustavo A.^b; Bassotti, Ricardo D.^a

^aUniversidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional San Rafael, Argentina;
cbay@frsr.utn.edu.ar; rbassotti@frsr.utn.edu.ar

^bUniversidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza, Argentina;
gpalazzo@frm.utn.edu.ar

Palabras clave: diseño por capacidad, demanda flexional, jerarquía de resistencias, INPRES-CIRSOC 103, ACI 318, estructuras sismorresistentes.

RESUMEN

En este trabajo se compara la demanda flexional en columnas obtenida a partir de los criterios establecidos en las normas INPRES-CIRSOC 103 y ACI 318, con el objetivo de analizar su incidencia en el diseño sismorresistente de estructuras dúctiles de hormigón armado. Mientras que el ACI 318 adopta un procedimiento simplificado para la estimación de las acciones de diseño, el INPRES-CIRSOC 103 incorpora factores adicionales, como la amplificación dinámica y la reducción de momentos en columnas, permitiendo una evaluación más precisa aunque de mayor complejidad computacional. A partir de un estudio paramétrico aplicado a edificios de 4, 6 y 8 niveles, se observa que el enfoque del ACI 318 puede conducir a una subestimación de la demanda flexional en columnas, con implicancias sobre el cumplimiento del criterio de jerarquía de resistencias. En contraste, la metodología del INPRES-CIRSOC 103 arroja valores más elevados del factor η_c , contribuyendo a una respuesta estructural en principio más segura. Los resultados permiten discutir el alcance de ambos enfoques normativos y remarcan la importancia de seleccionar criterios de diseño acordes con el contexto sísmico regional.

ABSTRACT

This study compares the flexural demand in columns according to the INPRES-CIRSOC 103 and ACI 318 standards, assessing their impact on the seismic design of ductile reinforced-concrete structures. While ACI 318 adopts a simplified procedure for estimating design actions, INPRES-CIRSOC 103 incorporates additional factors, including dynamic amplification and column-moment reduction, allowing a more detailed but computationally demanding assessment. A parametric analysis of 4-, 6-, and 8-story buildings shows that the ACI 318 approach may underestimate column flexural demand, with implications for compliance with the required strength hierarchy. In contrast, the INPRES-CIRSOC 103 procedure yields higher η_c values and therefore a larger margin for preserving the strong-column–weak-beam mechanism. The results clarify the scope of both code approaches and emphasize the need to adopt design criteria consistent with the regional seismic context.

Nota sobre publicación previa. El presente trabajo reorganiza y orienta a la práctica profesional resultados publicados previamente por Bay, Palazzo y Bassotti en la Revista Tecnología y Ciencia.¹

1. INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado procura compatibilizar resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Cuando la acción sísmica supera el nivel correspondiente al comportamiento elástico, la seguridad depende de que la incursión inelástica se concentre en regiones previamente seleccionadas y detalladas para sostener ciclos de deformación de gran amplitud. El diseño por capacidad transforma esta idea en una jerarquía explícita entre mecanismos resistentes: determinados elementos se proyectan para disipar energía y los restantes se protegen frente a modos de falla frágiles o mecanismos globalmente desfavorables.^{2,3,4}

En pórticos resistentes a momento, la formulación más difundida de esa jerarquía es el criterio columna fuerte–viga débil. Su objetivo es favorecer la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y limitar la plastificación de las columnas, salvo en zonas admitidas por el mecanismo global, como la base de las columnas de planta baja. La pérdida de esta jerarquía puede concentrar la deformación en un nivel, originar un mecanismo de piso y reducir de manera significativa la capacidad de redistribución y disipación de energía del edificio.^{4,5}

La verificación no es trivial porque la resistencia que las vigas desarrollan durante una respuesta inelástica suele superar la obtenida con un cálculo basado únicamente en la armadura estrictamente necesaria. La sobrerresistencia del acero, la armadura realmente colocada, la participación de la losa colada monolíticamente, la unificación de refuerzos, las cargas gravitatorias y la interacción con elementos no estructurales pueden modificar las acciones transmitidas a los nudos y, por consiguiente, la demanda de las columnas.^{5,6,7,8,9}

Los reglamentos internacionales resuelven este problema mediante estrategias diferentes. ACI 318 establece una relación mínima fija entre las resistencias flexionales de columnas y vigas que concurren al nudo, lo que facilita la verificación y su automatización.¹⁰ El Reglamento Argentino INPRES-CIRSOC 103 Parte II, en adelante IC103-II, adopta un procedimiento de diseño por capacidad más detallado, basado en la sobrerresistencia flexional de las vigas y modificado por factores que consideran la amplificación dinámica, la carga axial y la ubicación de la sección crítica de la columna.^{11,12}

La diferencia entre ambos enfoques trasciende la forma de presentar una ecuación. El método simplificado parte de una relación constante en cada nudo, mientras que el procedimiento argentino conduce a demandas que dependen del nivel, de la configuración espacial, del estado de carga axial y de la relación entre acciones gravitatorias y sísmicas. Esta mayor riqueza conceptual introduce, al mismo tiempo, una dificultad concreta en el ejercicio profesional: la cantidad de variables y operaciones intermedias hace que la aplicación manual sea laboriosa y que la automatización requiera una transferencia ordenada de resultados desde el modelo estructural hacia herramientas de posproceso.

El objetivo de este trabajo es comparar la demanda flexional de columnas obtenida mediante ACI 318 e IC103-II, identificando los factores que explican sus diferencias y evaluando su incidencia sobre la jerarquía de resistencias. Para ello se utilizan los resultados de un estudio paramétrico compuesto por edificios regulares de 4, 6 y 8 niveles, configuraciones planas y espaciales, pórticos centrales y exteriores y distintos

niveles de distorsión. El propósito no es sustituir el procedimiento reglamentario argentino, sino clarificar su comportamiento, exponer la magnitud de las demandas resultantes y aportar criterios que faciliten su comprensión y aplicación.

Respecto del artículo publicado previamente por los autores, la presente contribución reorganiza y sintetiza los resultados con una orientación específica hacia la práctica profesional. En particular, se profundiza la interpretación de los factores que intervienen en la determinación de la demanda flexional de las columnas, se explicita la trazabilidad del procedimiento establecido por el INPRES-CIRSOC 103 Parte II y se presenta una síntesis operativa destinada a facilitar su comprensión, revisión e implementación mediante herramientas de cálculo.

Luego de esta introducción se resumen los fundamentos del diseño por capacidad, se describen los procedimientos normativos, se presenta la metodología del estudio paramétrico y se analizan los resultados en términos de amplificación dinámica, sobrerresistencia flexional de vigas y relación de resistencias columna–viga. Finalmente, se discuten las implicancias para el diseño profesional y las limitaciones del alcance considerado.

2. DISEÑO POR CAPACIDAD Y JERARQUÍA DE RESISTENCIAS

2.1. Mecanismo columna fuerte–viga débil

El diseño por capacidad se basa en seleccionar un mecanismo inelástico estable y dimensionar los elementos no disipativos para las acciones máximas que pueden desarrollar los elementos disipativos. En un pórtico de hormigón armado se procura que las vigas alcancen su resistencia flexional antes que las columnas, de manera que las rótulas plásticas se distribuyan en varios niveles y vanos. Esta distribución aumenta la redundancia, limita la concentración de distorsiones y permite aprovechar la capacidad de rotación de las regiones especialmente detalladas.^{2,3,4}

En un nudo interior o exterior, la relación básica entre las resistencias flexionales puede expresarse mediante el factor η_c , definido como el cociente entre la suma de las resistencias de las columnas y la suma de las resistencias de las vigas que concurren al nudo. En su interpretación más elemental, η_c debe ser mayor que la unidad. Sin embargo, una relación apenas superior a uno no necesariamente garantiza que las columnas permanezcan elásticas, debido a las incertidumbres de resistencia, la participación de la losa, la respuesta dinámica y la redistribución de esfuerzos.

$$\eta_c = \Sigma MC / \Sigma MB > 1 \quad (1)$$

La pérdida de una adecuada jerarquía de resistencias puede provocar la plastificación prematura de las columnas y la concentración de deformaciones inelásticas en determinados niveles, favoreciendo el desarrollo de mecanismos de piso. La Figura 1 presenta ejemplos de daños observados en estructuras de hormigón armado asociados a mecanismos incompatibles con la respuesta global prevista para pórticos diseñados con comportamiento dúctil.



Figura 1. Daños en terremotos recientes. Izq. Falla de piso por viga fuerte columna débil (Duzce 1999 earthquake damage). Der. Plastificación de extremos de columnas (Ning, et al, 2017).

2.2. Resistencia efectiva de las vigas

La resistencia flexional de una viga en el momento de la respuesta sísmica no coincide necesariamente con la resistencia asociada al refuerzo requerido por el análisis elástico. En primer lugar, las propiedades reales del acero presentan dispersión respecto del valor nominal. Por esta razón, los procedimientos de diseño por capacidad emplean factores de sobrerresistencia para estimar la capacidad probable de las secciones.

En segundo lugar, la práctica constructiva conduce con frecuencia a disponer armaduras superiores a las estrictamente necesarias. La unificación de barras entre vanos, la adopción de cuantías mínimas, la resolución de anclajes y la simplificación del detallado pueden incrementar la resistencia de las vigas. Este incremento es beneficioso para la propia viga, pero eleva las acciones que deben resistir las columnas, los nudos y los elementos asociados.

La losa constituye un tercer componente relevante. Cuando losa y viga se hormigonan monolíticamente, parte de la armadura longitudinal de la losa puede participar en la resistencia a momento negativo de la viga. La contribución depende del ancho efectivo, de la geometría del nudo y de la distribución de deformaciones por corte en el plano de la losa. Diversos estudios experimentales y numéricos han mostrado que ignorar esta participación puede conducir a una estimación insuficiente de la capacidad flexional transmitida al nudo.^{6,7,8}

Finalmente, las cargas gravitatorias y la presencia de rellenos de mampostería pueden modificar el sentido, la ubicación y la demanda de las rótulas plásticas. En particular, una elevada acción gravitatoria puede favorecer ciclos inelásticos asimétricos, mientras que los rellenos pueden alterar la rigidez, generar efectos de columna corta o modificar la distribución de fuerzas entre pórticos. Aunque el presente estudio no modela explícitamente todos estos fenómenos, su existencia explica por qué la jerarquía de resistencias debe evaluarse con márgenes superiores a una relación puramente nominal.⁹

2.3. Evolución de los criterios reglamentarios

Los criterios reglamentarios han evolucionado desde relaciones próximas a la unidad hacia exigencias mayores y procedimientos más específicos. ACI 318 adopta actualmente una relación mínima de 1,20.¹⁰ El Eurocódigo 8 utiliza una relación de

1,30 para el control columna–viga, mientras que NZS 3101 desarrolla un procedimiento de diseño por capacidad que considera en forma explícita la respuesta dinámica y constituye uno de los antecedentes del reglamento argentino.^{12,13}

Estas diferencias reflejan dos filosofías de aplicación. Una relación fija permite una verificación directa y transparente, pero resume en un único valor fenómenos que varían con la altura y la configuración del edificio. Un procedimiento basado en acciones de capacidad representa con mayor detalle la cadena de transmisión de esfuerzos, aunque exige un procesamiento adicional y una interpretación cuidadosa de cada factor.

3. PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA DEMANDA FLEXIONAL

3.1. Criterio del ACI 318

ACI 318 verifica la jerarquía de resistencias en el nudo (η_c) comparando la suma de las resistencias flexionales nominales de las columnas (ΣM_C) con la suma correspondiente a las vigas (ΣM_B). Para cada sentido de la acción sísmica debe satisfacerse una relación mínima de 6/5. La resistencia de las columnas se evalúa para la fuerza axial factorizada consistente con el sentido considerado, mientras que las vigas se evalúan con las resistencias que pueden desarrollar en las caras del nudo.¹⁰

$$\eta_c = \Sigma M_C / \Sigma M_B \geq 6/5 = 1,20 \quad (2)$$

En la interpretación utilizada para la comparación, la resistencia de las vigas incorpora un factor de sobrerresistencia del acero de 1,25. El procedimiento no incluye de manera explícita un factor de amplificación dinámica variable con el nivel ni un factor de reducción de momentos dependiente de la carga axial. Su principal ventaja es la simplicidad: una vez conocidas las resistencias de vigas y columnas, la verificación puede integrarse de forma directa en una planilla o en una rutina de diseño seccional.

La consideración de acciones simultáneas en direcciones ortogonales se introduce mediante las combinaciones sísmicas correspondientes, habitualmente con el 100 % de la acción en una dirección y el 30 % en la dirección perpendicular. En consecuencia, el diseño seccional de las columnas debe contemplar la interacción biaxial cuando las acciones concurrentes resulten significativas.

3.2. Procedimiento del INPRES-CIRSOC 103 Parte II

IC103-II define la demanda flexional de las columnas a partir de las acciones que se generan cuando las vigas alcanzan su sobrerresistencia flexional. Para estructuras con ductilidad completa, se procura que las columnas permanezcan esencialmente elásticas en la altura, admitiéndose una plastificación controlada en la base de las columnas de planta baja. El cálculo parte de un análisis lineal elástico y utiliza las solicitaciones debidas a cargas gravitatorias y a la acción sísmica como datos de entrada.¹¹

La sobrerresistencia de las vigas se determina con la armadura realmente dispuesta y con un factor de sobrerresistencia del acero igual a 1,40. A partir de la capacidad flexional probable de las vigas y del momento elástico debido exclusivamente al sismo se obtiene el factor ϕ_{ob} . Este parámetro no representa la

relación de resistencias columna–viga del nudo; expresa cuánto debe amplificarse la demanda sísmica elástica de las vigas para alcanzar su capacidad probable.

$$\phi_{ob} = \Sigma M_{ob} / \Sigma M_{bE} \quad (3)$$

La demanda flexional de la columna se obtiene amplificando el momento elástico sísmico de la columna mediante ϕ_{ob} y el factor de amplificación dinámica ω . Luego se aplica el factor R_m , dependiente de la carga axial normalizada y de ω , y se descuenta el término asociado al traslado de la sección crítica desde el eje del nudo hasta la cara de la viga. En forma resumida, el procedimiento puede representarse mediante la expresión siguiente.

$$M_{uC} = R_m (\phi_{ob} \cdot \omega \cdot M_{EC} - 0,30 h_b \cdot V_{uC}) \quad (4)$$

El factor ω contempla la influencia de modos superiores, la redistribución dinámica de momentos y, para pórticos espaciales, la interacción de acciones en ambas direcciones. Su variación con la altura busca reducir la probabilidad de mecanismos de piso y aumentar la resistencia de las columnas en los niveles donde la respuesta dinámica puede diferir de la forma modal fundamental. El resto de las variables pueden ser obtenidas del reglamento de referencia

La carga axial de diseño (P_u) se obtiene sumando a la acción gravitatoria (P_G) los aportes de corte derivados de las sobrerresistencias flexionales de las vigas (ΣV_{obE}). El factor R_v reduce la probabilidad implícita de que todas las rótulas plásticas situadas por encima del nivel considerado alcancen simultáneamente su resistencia máxima.

$$P_u = P_G \pm R_v \cdot \Sigma V_{obE} \quad (5)$$

La secuencia completa requiere obtener del análisis lineal elástico los momentos y esfuerzos de corte sísmicos en vigas y columnas, las cargas axiales gravitatorias y las armaduras efectivamente dispuestas en las vigas. A partir de estos datos se calculan las resistencias flexionales probables, los esfuerzos de corte asociados al mecanismo de capacidad y las cargas axiales de diseño. Posteriormente, se incorporan los factores reglamentarios de amplificación dinámica (ω), reducción de carga axial (R_v) y reducción de momentos (R_m), para determinar finalmente la demanda flexional (M_{uc}) y el factor η_c . La Figura 2 sintetiza el procedimiento aplicado conforme al INPRES-CIRSOC 103 Parte II.

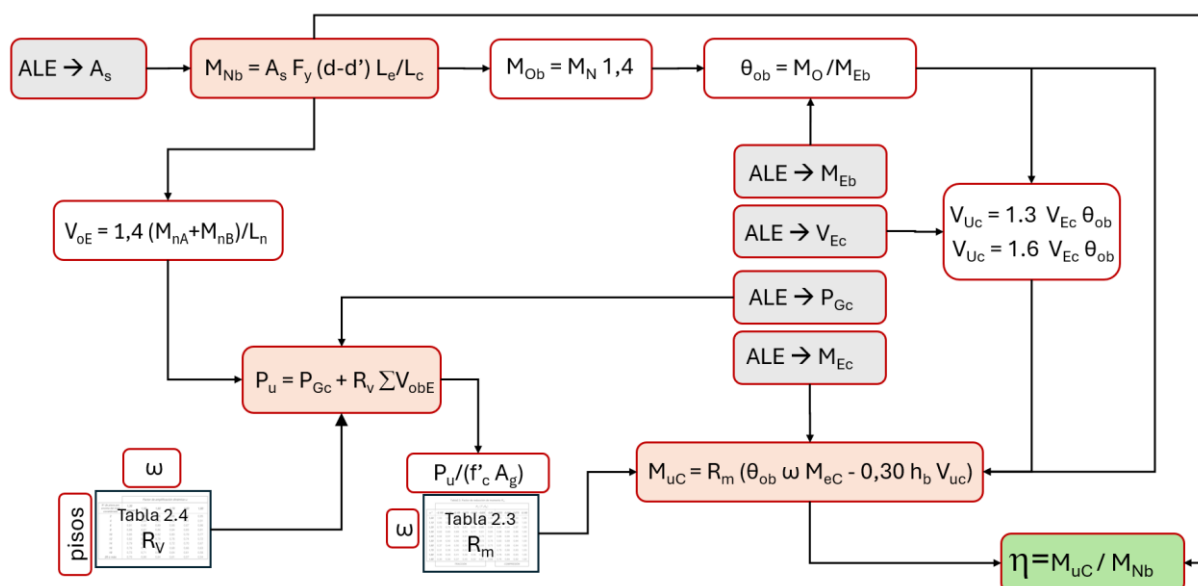


Figura 2. Diagrama de flujo para determinar la demanda flexional de columnas y el factor η_c según el INPRES-CIRSOC 103 Parte II. Adaptado de Bay et al. (2025).

3.3. Diferencias conceptuales y operativas

La Tabla 1 resume las principales diferencias entre ambos enfoques. El criterio del ACI 318 se formula como una relación mínima y constante; el IC103-II determina una demanda de diseño que cambia con el nivel, la configuración del pórtico y el estado de carga. Por ello, dos columnas pertenecientes a un mismo edificio pueden requerir relaciones η_c diferentes aun cuando concurren a vigas con secciones semejantes.

Aspecto	ACI 318	INPRES-CIRSOC 103-II
Magnitud principal	Relación mínima de resistencias en el nudo	Demanda flexional obtenida por diseño por capacidad
Referencia para η_c	Valor fijo: $\eta_c \geq 1,20$	Valor variable con nivel, configuración y carga axial
Sobrerresistencia del acero en vigas	Factor 1,25 en la comparación adoptada	Factor 1,40 para capacidad probable
Amplificación dinámica	No aparece como factor explícito	Se incorpora mediante ω
Carga axial en columnas	Interviene al calcular la resistencia flexional	Interviene además mediante R_m y el cálculo de P_u

Aspecto	ACI 318	INPRES-CIRSOC 103-II
Sección crítica	Cara del nudo según la verificación	Incluye reducción desde el eje del nudo a la cara de la viga
Acción ortogonal	Combinaciones 100 % + 30 %	Consideración mediante ω ; el diseño final puede requerir flexión biaxial
Aplicación informática	Directa	Requiere extracción y posproceso de varias magnitudes

Tabla 1. Comparación conceptual entre ACI 318 e INPRES-CIRSOC 103 Parte II.

La diferencia operativa no implica que el procedimiento argentino sea incompatible con la automatización. Sí requiere definir una arquitectura de datos consistente: identificación de nudos y elementos, asociación entre resultados del modelo y armaduras efectivamente adoptadas, tratamiento de sentidos de análisis, aplicación de tablas reglamentarias y control de excepciones en base y coronamiento. Sin esa estructura, una planilla manual puede volverse difícil de auditar.

4. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

4.1. Edificios analizados

El estudio comprende tres edificios regulares de 4, 6 y 8 niveles, estructurados en la dirección principal de análisis mediante pórticos de hormigón armado. Los modelos representan edificaciones ubicadas en el Gran Mendoza, en una zona de peligrosidad sísmica elevada. La geometría y la altura permiten emplear el método estático equivalente dentro del alcance considerado. La acción sísmica se definió con el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I y las combinaciones y requisitos específicos se tomaron de la Parte II.^{11,14}

Además del peso propio se consideró una sobrecarga de uso de 2,5 kN/m² en todos los niveles. Las secciones de hormigón armado se seleccionaron para obtener configuraciones representativas y estudiar distintos niveles de distorsión manteniendo la geometría básica de cada edificio. La Tabla 2 reúne los parámetros principales utilizados en los modelos.

Parámetro	Símbolo / unidad	4 niveles	6 niveles	8 niveles
Altura total del edificio	H (m)	14,50	21,50	28,50
Período aproximado	Ta (s)	0,52	0,74	0,95
Período máximo posible	Tmax (s)	0,72	1,03	1,33
Período modal del modelo fisurado	Tet (s)	0,98	1,67	1,88
Período adoptado para método estático	Tad (s)	0,72	1,03	1,33
Pseudoaceleración espectral	pSa(Tad)	0,98	0,69	0,53
Factor de modificación de respuesta	R	7,00	7,00	7,00
Coefficiente sísmico	C	0,140	0,060	0,045

Parámetro	Símbolo / unidad	4 niveles	6 niveles	8 niveles
Peso sísmico	Ws (kN)	25 754	25 754	35 864,74
Corte basal en dirección X	Vo (kN)	3 597,78	1 532,36	1 613,91

Tabla 2. Características principales de los edificios analizados.

La Figura 3 presenta una vista tridimensional conjunta de los modelos de 4, 6 y 8 niveles.

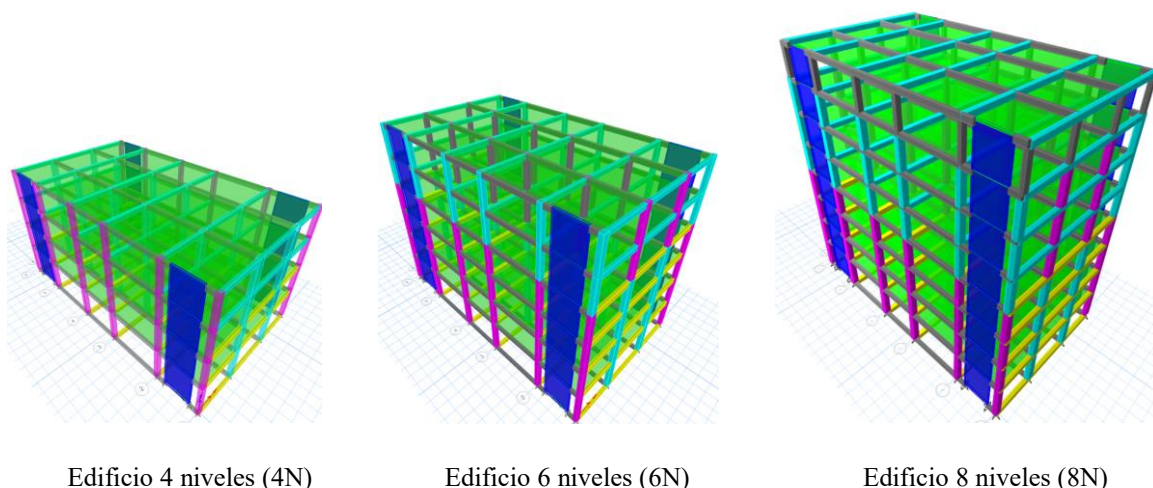


Figura 3. Modelos estructurales utilizados en el estudio paramétrico.

4.2. Configuraciones estructurales y variables

Para evaluar la sensibilidad del procedimiento frente a distintos niveles de demanda sísmica, se mantuvieron constantes la geometría, las secciones y las propiedades mecánicas de cada edificio, y se modificó el corte basal aplicado hasta alcanzar valores aproximados de distorsión máxima de entrepiso de 1,0 %, 1,5 %, 2,0 %, 2,5 % y 3,0 %.

De este modo, la variación de los resultados se vinculó principalmente con la relación entre la demanda sísmica elástica, la resistencia flexional de las vigas y las acciones gravitatorias, sin introducir modificaciones en la configuración resistente de los modelos. Los casos correspondientes a mayores niveles de distorsión se utilizaron exclusivamente como escenarios paramétricos para estudiar la sensibilidad de los factores (ϕ_b , R_m y η_c), y no deben interpretarse necesariamente como soluciones de diseño reglamentariamente admisibles. La combinación de tres alturas, dos configuraciones estructurales, dos pórticos analizados y cinco niveles de distorsión dio lugar a un total de 60 simulaciones. La Figura 4 presenta las elevaciones de 3 pórticos típicos analizados.

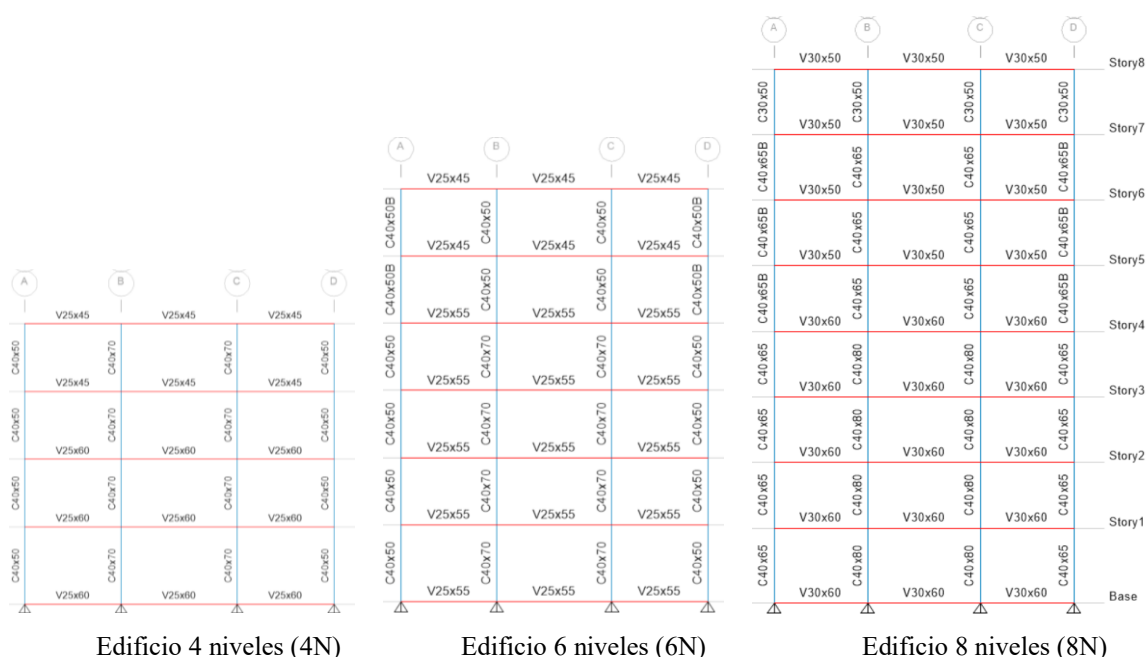


Figura 4. Configuración de los pórticos analizados y secciones adoptadas.

4.3. Secuencia de análisis y procesamiento

Los modelos se analizaron mediante un procedimiento lineal elástico con secciones fisuradas siguiendo los lineamientos del reglamento argentino. Para cada combinación se extrajeron los momentos y cortes debidos al sismo en vigas y columnas, las acciones gravitatorias y las fuerzas axiales. Las armaduras longitudinales de las vigas se determinaron a partir de las combinaciones reglamentarias sin aplicar redistribución de momentos.

Los análisis lineales elásticos se realizaron mediante ETABS 2022, utilizando secciones fisuradas. El procesamiento posterior de las demandas por diseño por capacidad se efectuó mediante planillas de cálculo.

Con las armaduras adoptadas se calcularon las resistencias nominales y probables de las vigas. Luego se determinaron ϕ_{ob} , los cortes de capacidad V_{obE} y las cargas axiales P_u . Mediante los valores de ω , RV y R_m correspondientes a cada nivel y configuración se obtuvo la demanda Mu_C de las columnas. Finalmente, esta demanda se relacionó con la resistencia nominal de las vigas del nudo para expresar los resultados en términos de η_c y compararlos con el valor 1,20 del ACI 318.

El indicador η_c utilizado para presentar los resultados no debe confundirse con ϕ_{ob} . El primero representa una relación entre la demanda de columna derivada del diseño por capacidad y la resistencia flexional de las vigas; el segundo relaciona la capacidad probable de las vigas con su demanda sísmica elástica. La distinción es central porque ϕ_{ob} puede alcanzar valores altos sin que ello signifique que la jerarquía columna-viga del nudo posea el mismo margen.

5. RESULTADOS

5.1. Factor de amplificación dinámica ω

El factor ω presenta una variación sistemática con la altura y con el tipo de configuración. En la base adopta valores moderados y aumenta en los niveles

intermedios y superiores, reflejando la mayor incidencia de modos superiores y la necesidad de evitar una concentración de demanda en pisos particulares. Para pórticos planos, los valores máximos aproximados fueron 1,44, 1,85 y 1,98 en los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente. En las configuraciones espaciales se elevaron aproximadamente a 1,59, 1,94 y 2,04.

La diferencia entre configuraciones es más visible en el edificio bajo, mientras que en los modelos de 6 y 8 niveles ambas curvas convergen en los niveles donde el valor de ω se aproxima a su máximo. En todos los casos, la forma de la curva anticipa la distribución en altura de η_c : al multiplicar el momento sísmico de la columna, ω aumenta directamente la demanda flexional en los niveles donde adopta valores mayores.

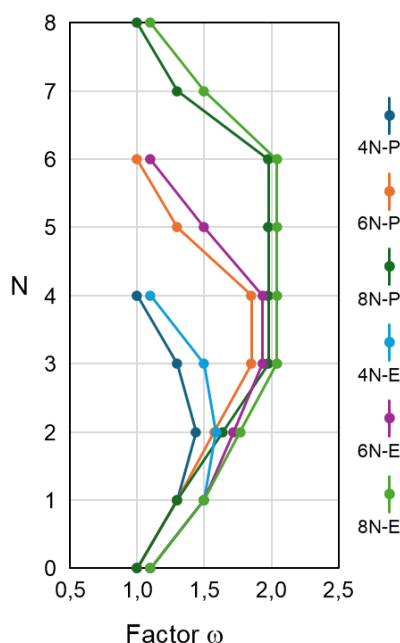


Figura 5. Variación del factor de amplificación dinámica ω con la altura para pórticos planos y espaciales.

5.2. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas ϕ_{ob}

Los valores promedio de ϕ_{ob} fueron, en general, superiores a 2 y tendieron a incrementarse con la altura, alcanzando valores mayores que 4 en niveles superiores de algunos modelos. La tendencia se explica por la relación entre una capacidad de viga determinada por armaduras mínimas o por decisiones de detallado y una demanda sísmica elástica que disminuye hacia los pisos altos. Cuando el momento sísmico elástico es pequeño, una capacidad moderada puede producir una relación ϕ_{ob} elevada.

El aumento de ϕ_{ob} no debe interpretarse como una reserva equivalente de la jerarquía del nudo. La demanda de las columnas depende también de ω , R_m , la carga axial, el corte de la columna y el traslado a la cara de la viga. Por esta razón, los valores de η_c obtenidos más adelante resultan claramente inferiores a ϕ_{ob} y presentan una distribución distinta.

La dispersión asociada a las distintas distorsiones es mayor cuando la demanda sísmica es baja. En esos casos, pequeñas variaciones en el refuerzo adoptado o en

el momento elástico producen cambios significativos en el cociente. En cambio, para demandas sísmicas mayores, ϕ_{ob} tiende a concentrarse en un rango más estrecho.

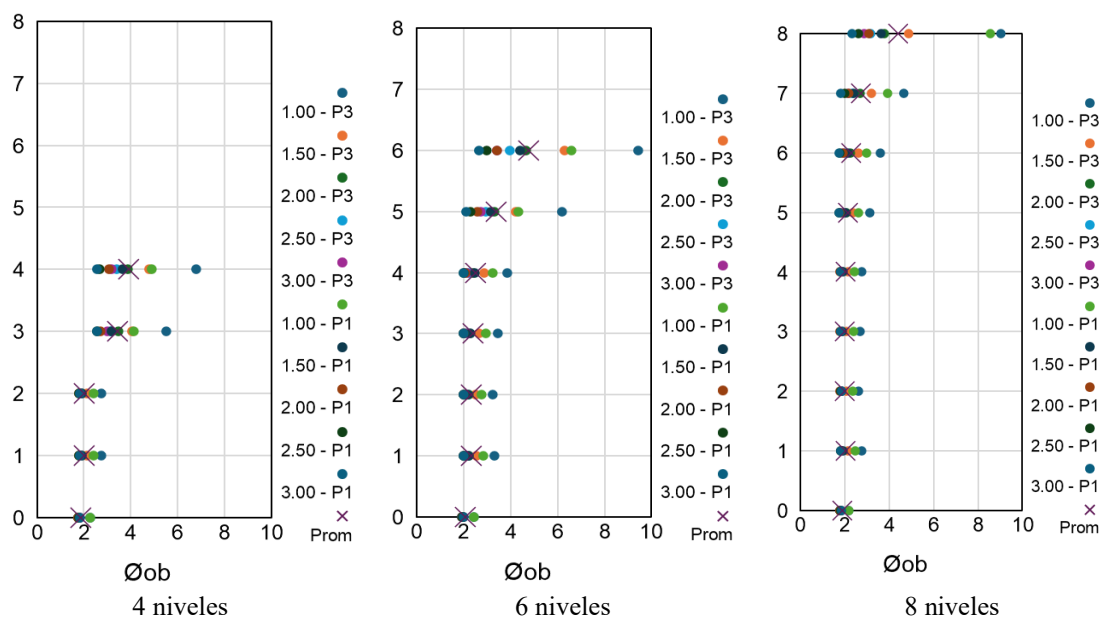


Figura 6. Factor ϕ_{ob} promedio por nivel para los edificios de 4, 6 y 8 niveles. Adaptado de Bay et al. (2025)

5.3. Relación η_c obtenida con IC103-II

La aplicación completa del procedimiento argentino produjo valores de η_c superiores a 1,20 en todos los casos analizados. Los máximos se localizaron principalmente en los niveles intermedios, siguiendo una distribución semejante a la de ω . Los valores máximos aproximados fueron 1,7 para el edificio de 4 niveles, 2,0 para el de 6 niveles y 2,4 para el de 8 niveles. La diferencia respecto de la referencia del ACI 318 aumenta, por lo tanto, con la altura del edificio.

Las configuraciones planas y espaciales mostraron patrones similares, aunque la amplificación adicional correspondiente a los pórticos espaciales elevó la demanda en determinados niveles. La variación entre casos de un mismo piso se relacionó principalmente con R_m y con la proporción entre carga gravitatoria y demanda sísmica. Las columnas con menor compresión axial pueden admitir una reducción mayor de momento, mientras que las más cargadas conservan una exigencia superior.

La Tabla 3 sintetiza los valores máximos de ω y η_c . Las cifras deben interpretarse como resultados del conjunto de modelos analizados y no como valores reglamentarios generalizables a cualquier edificio.

Edificio	ω máximo plano	ω máximo espacial	η_c máximo IC103-II	Referencia ACI 318
4 niveles	1,44	1,59	1,7	1,20
6 niveles	1,85	1,94	2,0	1,20
8 niveles	1,98	2,04	2,4	1,20

Tabla 3. Síntesis de resultados máximos aproximados.

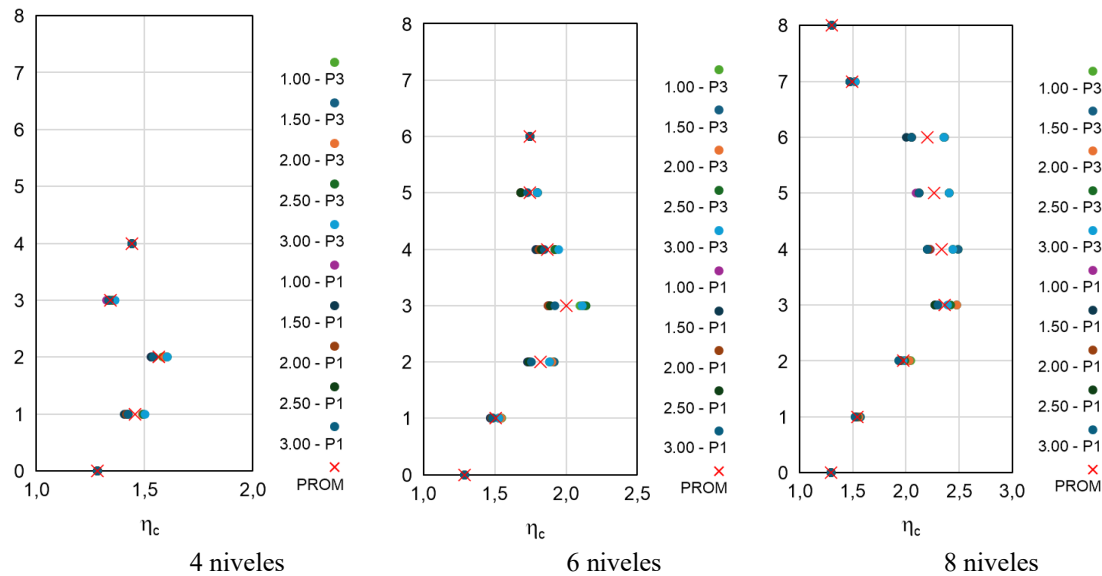


Figura 7. Relación η_c obtenida con IC103-II y comparación con la referencia del ACI 318.
Adaptado de Bay et al. (2025)

5.4. Incidencia de ω y R_m

Para identificar el origen de las diferencias se recalculó η_c eliminando la incidencia de ω y R_m . En esa condición, el valor promedio general se aproximó a 1,25 y permaneció prácticamente constante con la altura, salvo en la base de las columnas. El resultado es levemente superior al mínimo 1,20 del ACI 318 y muestra que una parte sustancial de la diferencia entre procedimientos no proviene de la relación básica entre resistencias, sino de los factores adicionales incorporados por el IC103-II.

La eliminación de ω suprime la forma creciente o abombada de la distribución en altura, mientras que la eliminación de R_m reduce la dispersión entre columnas y pórticos. En consecuencia, ω controla principalmente el patrón vertical de demanda y R_m explica una parte importante de la variación local asociada al estado de carga axial.

El incremento observado en la base responde a la relación entre la rigidez de las columnas y las vigas de fundación. No obstante, el reglamento establece un tratamiento específico para la base de las columnas de planta baja, por lo que este resultado no debe extrapolarse directamente al diseño de los niveles superiores.

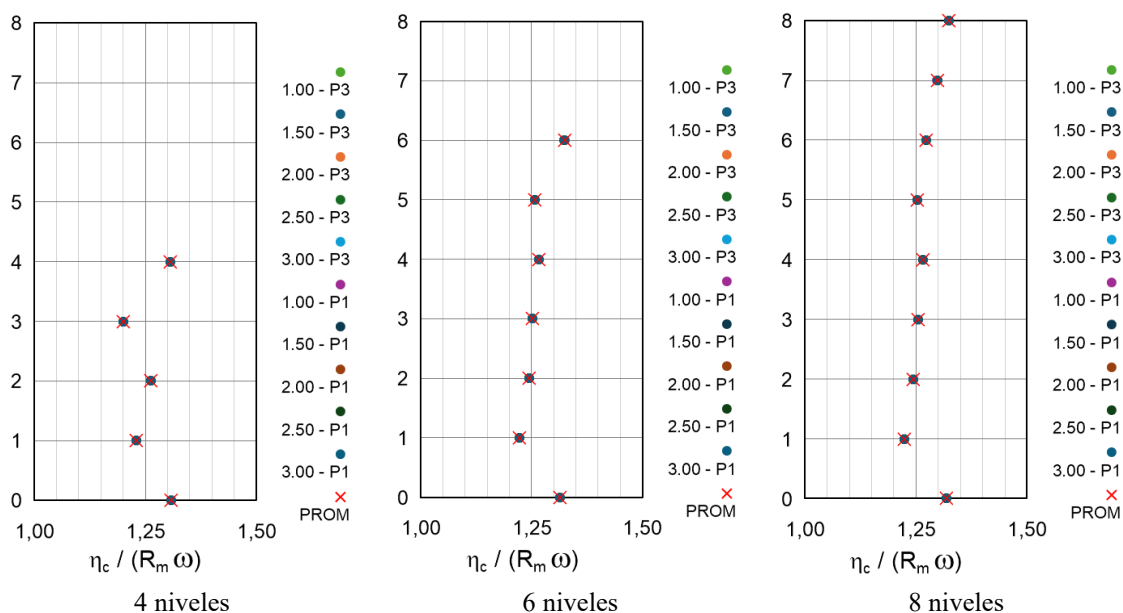


Figura 8. Relación η_c sin la incidencia de los factores ω y R_m . Adaptado de Bay et al. (2025)

5.5. Influencia de la ubicación del pórtico y de la columna

En el edificio de 8 niveles se compararon las cuatro columnas de los tres vanos de pórticos exteriores y centrales. En el pórtico exterior P1, las columnas presentan en general cargas axiales menores y, por lo tanto, pueden alcanzar valores de R_m que reducen en mayor medida la demanda flexional. El pórtico central P3 recibe una carga gravitatoria tributaria superior y desarrolla relaciones η_c más elevadas en varios niveles. Las columnas interiores y exteriores también difieren por la cantidad y el sentido de las vigas que concurren al nudo y por los momentos gravitatorios transversales. Cuando se elimina la dependencia de ω y R_m , las series se agrupan y gran parte de la diferencia entre ubicaciones desaparece. Este comportamiento confirma que la carga axial y la amplificación dinámica son variables decisivas en la demanda obtenida con el procedimiento argentino.

La Figura 9 compara la variación de (η_c) en las columnas de los pórticos exterior P1 y central P3 del edificio de 8 niveles. El gráfico de la izquierda presenta los valores obtenidos mediante la aplicación completa del procedimiento del IC103-II, mientras que el gráfico de la derecha muestra la relación $\eta_c / (R_m \omega)$, con el propósito de aislar la incidencia conjunta del factor de reducción de momentos y de la amplificación dinámica.

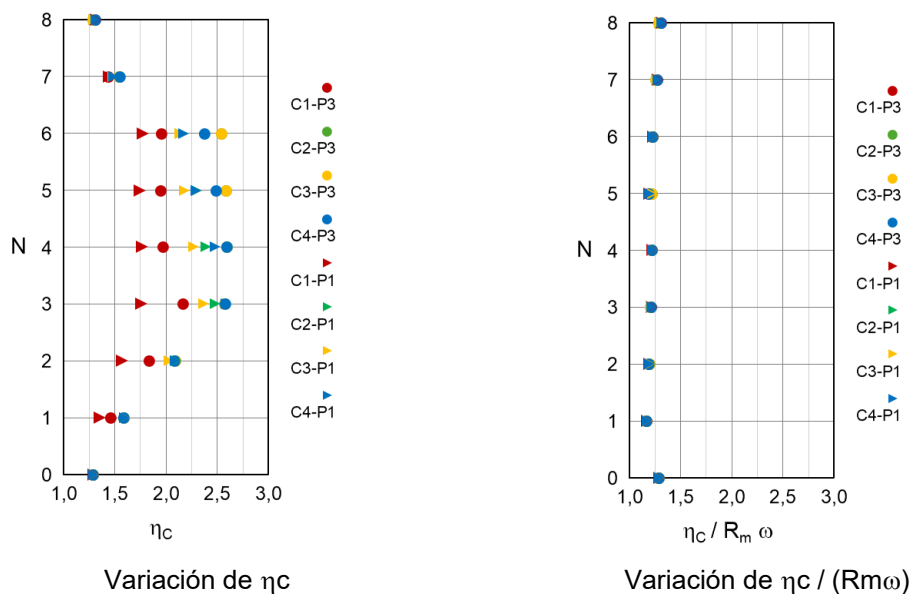


Figura 9. Variación de η_c entre columnas de pórticos exteriores y centrales del 8N. Adaptado de Bay et al. (2025)

5.6. Sensibilidad frente al nivel de distorsión

Los distintos niveles de distorsión modifican la relación entre la demanda sísmica y la capacidad flexional de las vigas. Para distorsiones menores, la demanda elástica es reducida y ϕ_{ob} tiende a aumentar; para distorsiones mayores, la relación disminuye. Sin embargo, la variación de η_c no sigue exactamente la misma tendencia porque intervienen simultáneamente la carga axial, R_m , ω y el término de reducción hasta la cara de la viga.

La dispersión observada dentro de un nivel muestra que una única relación fija no reproduce todas las combinaciones analizadas. Al mismo tiempo, la concentración de los valores sin ω y R_m alrededor de 1,25 indica que la base del procedimiento mantiene una relación estable y que la variabilidad adicional responde a decisiones explícitas del modelo reglamentario argentino.

6. DISCUSIÓN

6.1. Equivalencia entre procedimientos

Los resultados muestran que el criterio $\eta_c \geq 1,20$ del ACI 318 y la demanda obtenida mediante IC103-II no son equivalentes para los edificios estudiados. El valor 1,20 se aproxima al resultado del procedimiento argentino únicamente cuando se excluyen ω y R_m . Al incorporar ambos factores, la demanda aumenta y adquiere una distribución variable con la altura.

Esta diferencia tiene una interpretación física. Una relación fija controla la resistencia relativa local del nudo, mientras que la amplificación dinámica pretende proteger el mecanismo global frente a patrones de respuesta que no quedan representados por el primer modo. El factor R_m , por su parte, introduce una diferenciación vinculada con la posibilidad de admitir cierta plastificación cuando la columna trabaja con baja compresión o tracción. Por ello, IC103-II no puede reducirse a reemplazar 1,20 por un único valor mayor.

Los máximos de η_c entre 1,7 y 2,4 implican un margen de resistencia de columna

significativamente superior al criterio mínimo del ACI 318. Este margen reduce la probabilidad de que la plastificación se concentre en columnas antes de que las vigas desarrollen el mecanismo previsto. No obstante, el estudio es lineal y paramétrico; no constituye una evaluación probabilística ni una demostración directa del desempeño no lineal o del riesgo de colapso.

6.2. Implicancias para la práctica profesional

Desde el punto de vista profesional, la principal dificultad del IC103-II es la trazabilidad. La demanda final de una columna depende de resultados obtenidos en diferentes etapas: análisis elástico, diseño y armado de vigas, cálculo de resistencias probables, cortes de capacidad, cargas axiales, factores tabulados y traslado de solicitaciones. Una modificación de armadura en una viga puede alterar ϕ_{ob} , los cortes de capacidad, P_u , R_m y M_uC , obligando a actualizar la cadena completa.

Por esta razón, una aplicación robusta debería separar claramente cuatro conjuntos de información: resultados del modelo, geometría y materiales, armaduras adoptadas y parámetros reglamentarios. El uso de identificadores únicos para niveles, nudos, vigas y columnas permite automatizar la transferencia y efectuar controles cruzados. También resulta conveniente conservar, junto con la demanda final, los valores intermedios de ϕ_{ob} , ω , R_V , R_m y P_u para facilitar la revisión.

La comparación también advierte sobre dos simplificaciones frecuentes. En primer lugar, ϕ_{ob} no debe presentarse como sobrerresistencia del nudo: sus valores altos reflejan la relación entre capacidad de viga y demanda sísmica elástica. En segundo lugar, la consideración del comportamiento espacial mediante ω no elimina automáticamente la necesidad de verificar la flexión biaxial de las columnas. Los momentos gravitatorios en la dirección transversal pueden ser importantes, especialmente en pórticos exteriores.

En jurisdicciones donde rige el INPRES-CIRSOC 103, los resultados no justifican reemplazar el procedimiento reglamentario por el criterio del ACI 318. Su utilidad consiste en mostrar qué parte de la demanda se asocia a la relación básica columna-viga y qué parte proviene de la amplificación dinámica y de la carga axial. Esta descomposición puede mejorar la interpretación de los resultados y orientar el desarrollo de herramientas informáticas de apoyo.

6.3. Alcance y limitaciones

El estudio se limita a edificios regulares de 4, 6 y 8 niveles, con pórticos de hormigón armado, ductilidad completa y condiciones compatibles con la aplicación del método estático equivalente. Los resultados no abarcan irregularidades severas en planta o altura, sistemas duales con participación significativa de tabiques en la dirección analizada, transferencias estructurales, discontinuidades de rigidez o resistencia ni edificios de gran altura.

Las acciones se obtuvieron mediante análisis lineal elástico y el desempeño se infirió a partir de la jerarquía de resistencias. No se realizaron análisis estáticos no lineales, análisis dinámicos no lineales ni evaluaciones probabilísticas de colapso. En consecuencia, los valores de η_c deben interpretarse como demandas reglamentarias comparadas, no como indicadores directos de probabilidad de falla.

La participación de la losa y los rellenos de mampostería se consideró dentro del

marco conceptual, pero no se desarrolló una modelación explícita de esos componentes para cada caso. Del mismo modo, el trabajo emplea las armaduras obtenidas en el proceso de diseño adoptado; otras decisiones de detallado pueden modificar ϕ_{ob} y la dispersión de resultados.

7. SÍNTESIS PARA LA APLICACIÓN PROFESIONAL

La Tabla 4 concentra las respuestas que surgen del estudio para las preguntas más frecuentes durante la aplicación del diseño por capacidad. Su propósito es servir como guía de lectura de los resultados, sin reemplazar las verificaciones establecidas por el reglamento.

Pregunta	Resultado del estudio
¿Ambos procedimientos producen la misma demanda?	No. IC103-II produjo valores de η_c superiores a 1,20 en todos los casos analizados.
¿La diferencia es constante con la altura?	No. La distribución depende principalmente de ω y presenta máximos en niveles intermedios.
¿La altura del edificio influye?	Sí. Los máximos de η_c aumentaron aproximadamente de 1,7 a 2,4 entre 4 y 8 niveles.
¿ ϕ_{ob} es la sobrerresistencia del nudo?	No. Relaciona capacidad probable de vigas con demanda sísmica elástica.
¿Qué ocurre sin ω y R_m ?	η_c se concentra alrededor de 1,25 y varía poco con la altura.
¿P1 y P3 tienen la misma demanda?	No necesariamente. La carga gravitatoria y R_m generan diferencias entre pórticos exteriores y centrales.
¿El método argentino puede automatizarse?	Sí, pero requiere una estructura de datos que conserve la trazabilidad de resultados y factores intermedios.
¿ ω reemplaza la verificación biaxial?	No. La flexión biaxial puede seguir siendo necesaria por las acciones gravitatorias y sísmicas concurrentes.

Tabla 4. Síntesis de resultados e implicancias para el diseño.

8. CONCLUSIONES

El estudio permitió comparar la demanda flexional de columnas obtenida con ACI 318 e INPRES-CIRSOC 103 Parte II para edificios regulares de hormigón armado con 4, 6 y 8 niveles. A partir de los resultados se establecen las siguientes conclusiones:

- 1) Los procedimientos no son equivalentes. El ACI 318 establece una relación mínima fija $\eta_c \geq 1,20$, mientras que el IC103-II produce una demanda variable con el nivel, la configuración espacial y el estado de carga axial.
- 2) Los valores de η_c obtenidos con el procedimiento argentino superaron 1,20 en todos los casos analizados y alcanzaron máximos aproximados de 1,7, 2,0 y 2,4 para los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente.
- 3) El factor de amplificación dinámica ω explica la mayor parte del patrón de variación en altura. Sus valores máximos aumentaron con la cantidad de niveles y fueron levemente superiores en las configuraciones espaciales.

- 4) El factor R_m introduce diferencias entre columnas y pórticos debido a la incidencia de la carga axial. Las columnas pertenecientes a pórticos centrales y exteriores no necesariamente requieren la misma relación de resistencias.
- 5) Cuando se excluyen ω y R_m , la relación η_c se aproxima a un promedio de 1,25 y permanece casi constante con la altura. Este resultado muestra que la diferencia principal respecto del ACI 318 surge de los factores adicionales del procedimiento argentino.
- 6) El factor ϕ_{ob} fue generalmente superior a 2 y aumentó en niveles superiores, pero no debe interpretarse como la sobrerresistencia del nudo. Su función es relacionar la capacidad probable de las vigas con la demanda sísmica elástica.
- 7) La complejidad del IC103-II se vincula con la cantidad de resultados y operaciones interdependientes, no con una imposibilidad de automatización. Una herramienta confiable debe conservar la trazabilidad entre modelo, armaduras, resistencias probables, factores reglamentarios y demanda final.
- 8) Los resultados respaldan la necesidad de mantener una lectura diferenciada de ambos enfoques. En el contexto argentino, la comparación con ACI 318 es útil para interpretar la magnitud de la demanda, pero no reemplaza la aplicación del reglamento vigente.

REFERENCIAS

1. Bay, C. O.; Palazzo, G. A.; Bassotti, R. D. (2025). "Demanda flexional en columnas: comparación entre INPRES-CIRSOC 103 y ACI 318 en estructuras dúctiles". Revista Tecnología y Ciencia, 54, 20–36. <https://doi.org/10.33414/rtyc.54.20-36.2025>.
2. Blume, J. A.; Newmark, N. M.; Corning, L. H. (1961). Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions. Portland Cement Association.
3. Fardis, M. N. (2018). "Capacity design: Early history". Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 47(14), 2887–2896. <https://doi.org/10.1002/eqe.3110>.
4. Paulay, T.; Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons.
5. Nie, X.; Zhang, S.; Jiang, T.; Yu, T. (2020). "The strong column–weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures: A literature review". Advances in Structural Engineering, 23(12), 2510–2534. <https://doi.org/10.1177/1369433220933463>.
6. Durrani, A. A.; Zerbe, H. (1987). "Seismic resistance of RC exterior connections with floor slab". Journal of Structural Engineering, 113(8), 1850–1864.
7. French, C. W.; Moehle, J. P. (1991). "Effect of floor slab on behavior of slab–beam–column connections". ACI Structural Journal, 88(6), 650–665.
8. Ning, N.; Qu, W.; Ma, Z. (2016). "Design recommendations for achieving strong column–weak beam in RC frames". Engineering Structures, 126, 343–352. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.07.053>.
9. Fenwick, R.; Dely, R.; Davidson, B. (1999). "Ductility demand for unidirectional reversing plastic hinges in ductile moment resisting frames". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 32(1), 1–12.
10. American Concrete Institute (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary. Farmington Hills, Michigan.
11. Instituto Nacional de Prevención Sísmica (2021). Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103. Parte II: Construcciones de

hormigón armado. Requisitos específicos para edificios. Argentina.

12. Standards New Zealand (2006; Amendment 3, 2017). NZS 3101: Concrete Structures Standard, Parts 1 and 2. Wellington, New Zealand.
13. European Committee for Standardization (2004). EN 1998-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Brussels.
14. Instituto Nacional de Prevención Sísmica (2018). Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103. Parte I: Construcciones en general. Argentina.