

CASO DE ESTUDIO:

DISEÑO DE TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO, COMPARACIÓN IC 103/2-2021 y ACI 318-2025

Fernandez, Federico; Lella, Julián; Llopiz, Carlos R.; Vega, Eduardo.

CIES (Consultora en Ingeniería Estructural)

fgfernandez1996@gmail.com; julianagustinlella@gmail.com

Palabras clave: Diseño sismorresistente; Hormigón armado; Tabi ques estructurales; Comparación normativa; INPRES–CIRSOC 103 Parte II (2021); American Concrete Institute (ACI 2025)

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrolla un análisis comparativo del diseño de tabiques sismorresistentes de hormigón armado conforme a los reglamentos INPRES CIRSOC 103 parte 2, versión 2021 y ACI 318, versión 2025.

El estudio se aplica a un proyecto estructural real de ocho niveles, emplazado en la ciudad de Mendoza, zona de peligrosidad sísmica muy elevada. El sistema resistente frente a acciones horizontales está constituido exclusivamente por tabiques de hormigón armado, lo que permite focalizar el análisis en su comportamiento y en las exigencias reglamentarias asociadas.

El objetivo principal consiste en identificar similitudes y diferencias en los criterios reglamentarios de diseño. Se comparan aspectos vinculados a limitaciones geométricas, cuantías mínimas y máximas de armadura, determinación de demandas, verificación de resistencias y disposiciones de detallado. Se identifica el impacto de cada reglamento en las exigencias estructurales resultantes.

ABSTRACT

In this paper, a comparative analysis of the design of reinforced concrete seismic shear walls is carried out in accordance with the provisions of the INPRES CIRSOC 103 Part 2 (2021 edition) and American Concrete Institute 318 (2025 edition).

The study is applied to a real eight-story structural project located in Mendoza; a region characterized by very high seismic hazard. The lateral force-resisting system consists exclusively of reinforced concrete shear walls, allowing the analysis to focus on their structural behavior and the associated code requirements.

The main objective is to identify similarities and differences in the regulatory design criteria. The comparison addresses geometric limitations, minimum and maximum reinforcement ratios, determination of demands, strength verification procedures, and detailing provisions. The impact of each code on the resulting structural requirements is identified.

Organiza:

1. INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado constituye uno de los aspectos más relevantes de la ingeniería estructural moderna, especialmente en regiones de elevada peligrosidad sísmica, donde resulta fundamental garantizar niveles adecuados de rigidez, resistencia y ductilidad.

En Argentina, el diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado se rige por el reglamento INPRES CIRSOC 103 parte 2, versión 2021, mientras que a nivel internacional el reglamento ACI 318 constituye una de las referencias más difundidas para el diseño y detallado de estructuras de hormigón armado.

En particular, los sistemas estructurales compuestos por tabiques de hormigón armado son muy utilizados, por su eficiencia y confiabilidad. Respecto al diseño de estos elementos, ambos reglamentos comparten conceptos en su filosofía de diseño, pero presentan criterios de dimensionamiento, verificación y detallado con diferencias relevantes.

En este contexto, el objetivo de este trabajo es comparar los requerimientos de ambos reglamentos. Para esto se analiza un tabique en particular que forma parte de una estructura real, a construirse en la ciudad de Mendoza.

A fin de garantizar una comparación objetiva, se realiza un único diseño conceptual con idénticas hipótesis de carga y acción sísmica de diseño (demandas últimas), definida según la zonificación sísmica del emplazamiento.

Se aplican y analizan las siguientes prescripciones reglamentarias:

- Limitaciones dimensionales
- Diseño a flexión
- Diseño a corte
- Confinamiento o elemento de borde especial
- Detalles

Cada tema se analiza en forma simultánea según ambos reglamentos, a los cuales se hará referencia de manera abreviada conforme se define a continuación:

IC: INPRES CIRSOC 103 parte 2, versión 2021

ACI: ACI CODE-318-25

1.1. Presentación de la estructura

El edificio consta de 8 niveles, sin subsuelos. Cada planta tiene aproximadamente una superficie de 500m², y una altura de pisos de 3.00m, altura total 24 metros.

La estructura se resuelve a través de losas de hormigón armado, sin vigas, que apoyan en tabiques de hormigón armado. Estos, a su vez, constituyen exclusivamente el sistema estructural resistente a fuerzas laterales. De acuerdo con la clasificación del reglamento INPRES CIRSOC 103, corresponde a la tipología “tabiques aislados”.

En cuanto a materiales, se especifica:

- Hormigón de calidad H-30: resistencia característica a compresión $f'_c = 30$ MPa a la edad de 28 días.
- Acero ADN420 ó ADN420S: tensión de fluencia $f_y = 420$ MPa.

La Figura 1 muestra la planta de estructura típica del edificio, donde se resalta el tabique a analizar.

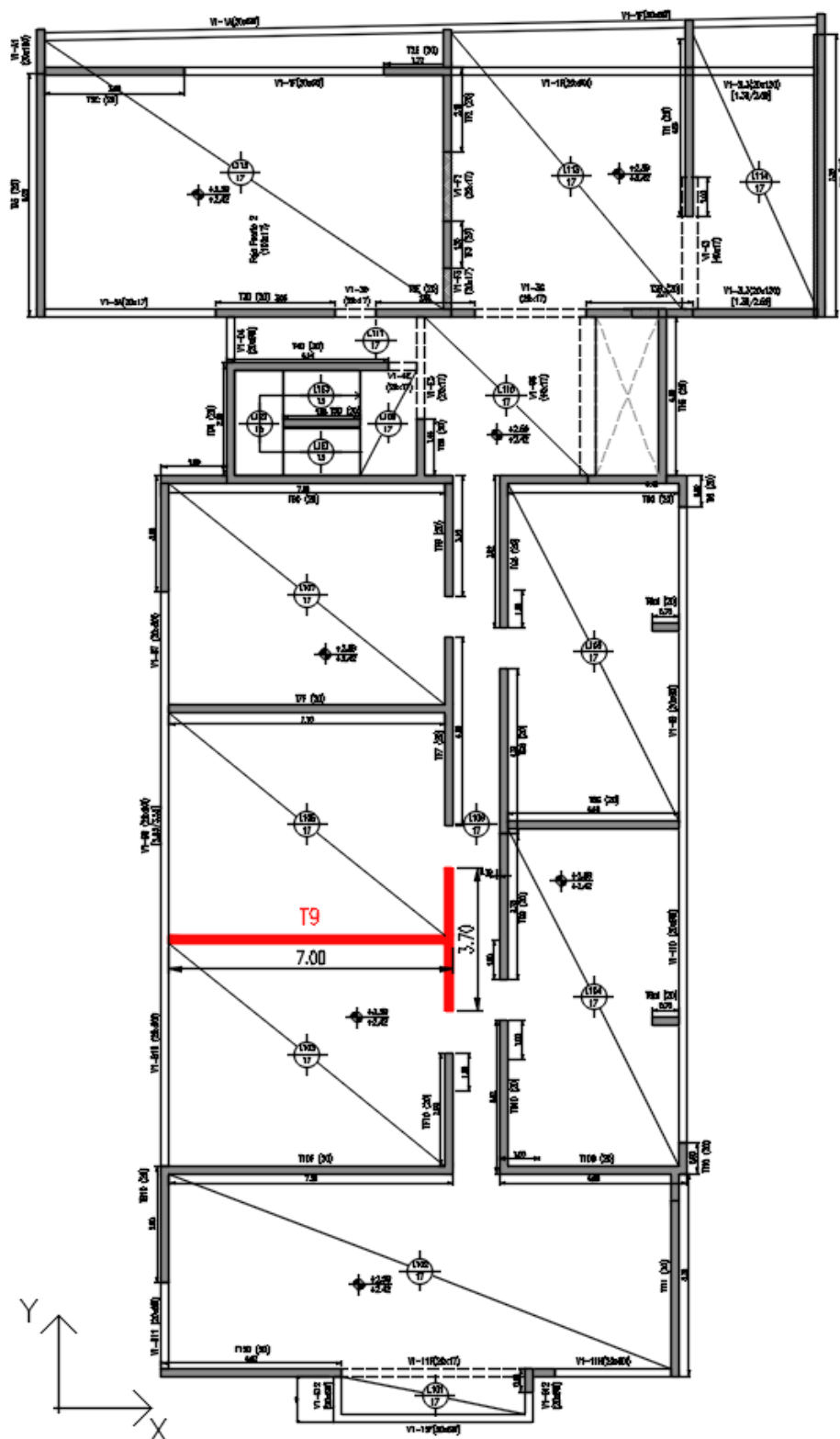


Figura 1. Planta de estructura y tabique (T9) a analizar.

Se analiza el elemento T9, en dirección X. Se trata de un tabique en forma de “T”, de 7.00m de largo y 3.70m de ancho de ala. En el diseño conceptual inicial, todos los tabiques se plantean de 20cm de espesor.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.1. Análisis de cargas

Los entrepisos y cubierta se resuelven con losas macizas de 17cm de espesor. Además de su peso propio (425 kg/m^2), se considera:

- Contrapiso + Piso = 250 kg/m^2
- Tabiquería liviana y cielorraso = 50 kg/m^2

Total (D): 725 kg/m^2

Como carga de uso (L), se considera:

- $L = 200 \text{ kg/m}^2$ (Vivienda)
- $L = 500 \text{ kg/m}^2$ (Balcones y Circulaciones)

2.2. Análisis acción sísmica

Se aplica método estático según INPRES CIRSOC 103 parte 1, versión 2018.

- Período fundamental de vibración de la estructura, considerando secciones fisuradas:

$$T_x = 0.64 \text{ s}$$

$$T_y = 0.55 \text{ s}$$

- Período de control:

$$T \leq C_u T_a = 0.74 \text{ s} \quad (\text{No aplica})$$

- Ordenada espectral para estado límite último:

$$S_a = 2.5 \quad C_a = 2.5 * 0.4 = 1.0 \quad (\text{Zona 4, tipo espectral 2})$$

- Factor de riesgo:

$$\gamma_r = 1.0 \quad (\text{Destino: Viviendas – Grupo B})$$

- Factor de comportamiento:

$$R = 5 \quad (\text{Tabiques aislados, } R_{\text{máx}}=5/z)$$

$$z = 2.5 - 0.5 A_r = 0.79 \quad A_r = 24\text{m}/7\text{m} = 3.42 \quad (\text{relación de aspecto})$$

Corresponde adoptar $z = 1.0$

* Consideración factor R:

Debido a la gran rigidez de la estructura, para el diseño real de la misma se consideró ductilidad limitada ($R=3.5$). Con el objetivo de evidenciar los requisitos reglamentarios más exigentes, asociados a la ductilidad máxima permitida, se desarrolla este trabajo considerando $R=5$.

- Coeficiente sísmico de diseño:

$$C = S_a \gamma_r / R = 1.0 * 1.0 / 5 = 0.20$$

- Acción gravitatoria total asociada a la acción sísmica, obtenida del modelo estructural

$$W = D + 0.25L = 4620 \text{ t} \quad (\text{t: toneladas})$$

- Corte basal

$$V_E = 0.20 * 4620 \text{ t} = 924 \text{ t}$$

Se realiza la distribución de acciones sísmicas en altura de acuerdo con lo estipulado en el reglamento.

- Regularidad estructural

Se cumplen las condiciones de rigidez en planta y en altura.

En cuanto a la irregularidad torsional, se obtiene que es una estructura con irregularidad torsional media (caso 1b), y corresponde aplicar $\pm 5\%$ de excentricidad accidental.

Para facilitar el análisis y la comparación objetivo de este trabajo, no se considera excentricidad accidental.

2.3. Verificación rigidez

Se comparan deformaciones máximas con los límites impuestos por INPRES CIRSOC 103 parte 1, versión 2018, sección 6.4.

Los desplazamientos provocados por la acción sísmica reducida (d_e) se obtienen del modelo de análisis estructural. Se consideran los efectos de fisuración en los elementos de hormigón armado (rigidez efectiva, I_e)

$$d_u = C_d d_e / \gamma_r \quad (C_d = R = 5)$$

Distorsión horizontal de piso máxima, obtenida del análisis estructural:

$$\Theta_e = 0.26\%$$

$$\Theta_{sk} = 0.26\% * 5/1 = 1.30 \%$$

Valor límite de distorsión horizontal de piso, para construcciones del grupo B, considerando condición D (conservador)

$$\Theta_{sk, \text{ lím}} = 1.50 \% > 1.30 \% \quad \text{VERIFICA}$$

2.4. Solicitaciones estructurales

Inicialmente, se presentan las solicitaciones puras, es decir, sin combinar, obtenidas del análisis estructural, para el caso del tabique en estudio (T9).

La Figura 2 muestra las solicitaciones por acción sísmica exclusivamente (E) y la Figura 3 por carga permanente (D).

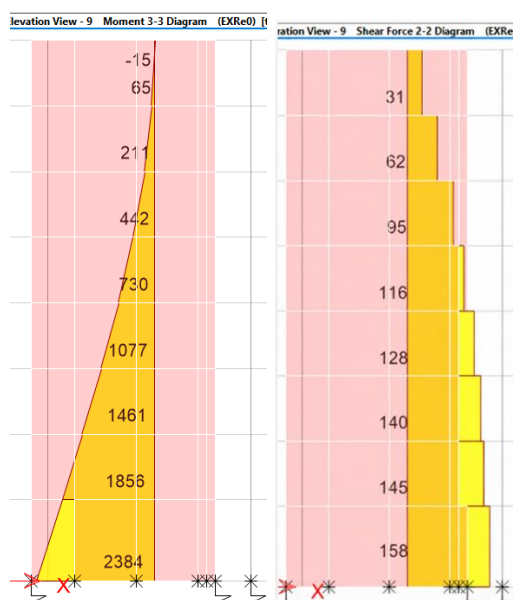


Figura 2. Momento flector (izq.) y esfuerzo de corte (der.), acción E.

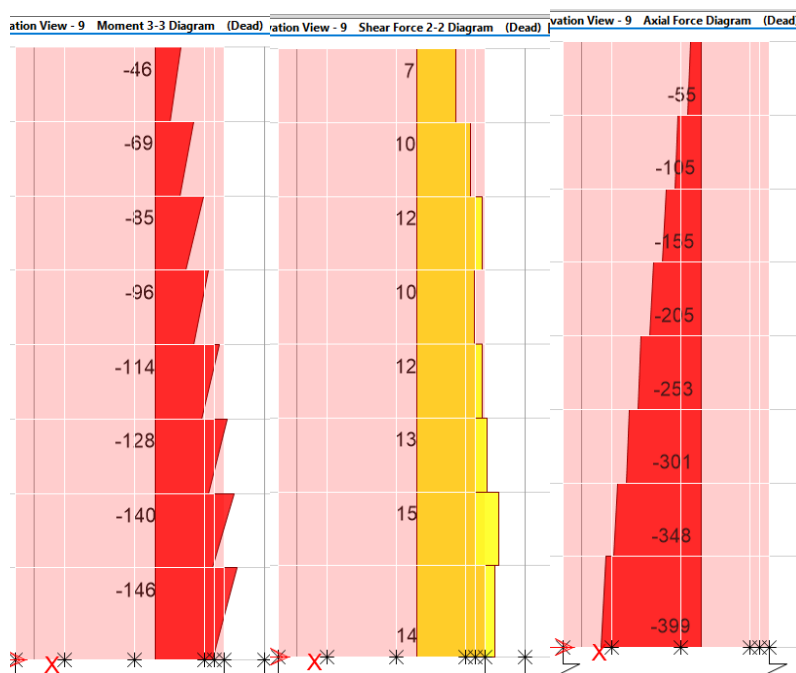


Figura 3. Momento flector (izq.), corte (centro) y axial (der.), carga D.

2.5. Combinación de acciones

En este punto se consideran diferencias propias de los reglamentos en estudio (IC y ACI), que tienen impacto directo en el diseño de los elementos.

IC

Presenta solo una combinación, que luego de considerar el efecto vertical de la acción sísmica (corresponde $E_v = 0.2D$), resulta en dos combinaciones últimas:

$$U = 1.2 D + 0.25 L \pm E_H \quad (1)$$

$$U = 0.8 D + 0.25 L \pm E_H \quad (2)$$

Considerando ambos sentidos de la acción sísmica horizontal, se obtienen las siguientes cuatro combinaciones últimas de flexión y axial:

	Mu (tm)	Pu (t)
1,2D+0,25L+E	2230	502
1,2D+0,25L-E	-2530	
0,8D+0,25L+E	2280	342
0,8D+0,25L-E	-2480	

Tabla 1 – Combinaciones de flexión* y axial en estado último – IC

* Valor negativo indica tracción en el ala

ACI

Presenta dos combinaciones iniciales que reflejan casos más extremos de cargas verticales.

$$U = 1.2 D + 1.0 L \pm E$$

$$U = 0.9 D \pm E$$

Luego de considerar el efecto vertical de la acción sísmica ($E_v = 0.2D$), resultan cuatro combinaciones últimas, de las que se obtienen dos que serán críticas:

$$U = 1.4 D + 1.0 L \pm E_H \quad (3)$$

$$U = 0.7 D \pm E_H \quad (4)$$

En (3) no se aplica la reducción de $1.0L$ a $0.5L$ que permitiría (en algunos casos) el artículo 5.3.3.

Considerando ambos sentidos de la acción sísmica horizontal, se obtienen las siguientes combinaciones últimas de flexión y axial:

	Mu (tm)	Pu (t)
1,4D+1,0L+E	2180	650
1,4D+1,0L-E	-2580	
0,7D+E	2300	280
0,7D-E	-2460	

Tabla 2 – Combinaciones de flexión y axial en estado último – ACI

A criterio de los autores, resulta discutible considerar una combinación de cargas verticales al evaluar el peso sísmico, para obtener E, y una combinación sustancialmente distinta en la verificación de estado último.

3. PRESCRIPCIONES REGLAMENTARIAS

3.1. Limitaciones dimensionales

IC

Reglamenta al respecto al inicio del capítulo correspondiente a tabiques, lo cual es lógico e importante ya que condiciona el diseño posterior.

Posible requerimiento: Tabique de dos o más pisos

Longitud: Primer nivel, en zona de rótula plástica (RP)

Se aplican ecuaciones (3-2), (3-3) y (3-4) del reglamento, utilizando la simbología definida en el mismo:

$$\xi = 0.255 \quad (\text{Considerando cuantía longitudinal } \rho_l = 0.8\%)$$

$$k_{cr} = 0.92 \quad (A_r = 3.4; L_n = 2.83\text{m}; L_w = 7.00\text{m})$$

$$b_{cr} = 0.28 \text{ m} > b = 20\text{cm}. \text{ Se requiere aumentar espesor o colocar elementos de borde.}$$

Se decide disponer elemento de borde en extremo sin alas.

$$A_{wb} = 1960 \text{ cm}^2 \rightarrow 30 \times 65 \text{ cm}$$

Se verifica relación con altura libre, ecuación (3-6) del reglamento:

$$b/L_n = 0.30\text{m}/2.83\text{m} = 0.11 > 0.06$$

ACI

En el reglamento, la verificación aparece luego del diseño a flexión y corte. Por un lado, es lógico ya que no hay que hacer suposiciones previas, aunque puede derivar en un rediseño completo de la sección. Por otra parte, en esta sección se engloba en un único procedimiento el espesor crítico, control de pandeo y confinamiento, aspectos que IC analiza por separado.

Posible necesidad: Si $h_w/L_w > 2$ (tabiques esbeltos) y ecuación (18.10.6.2a)

$$1.5 \frac{\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{L_w}{600 c}$$

δ_u : “Desplazamiento de diseño”. $\delta_u = 3.6\text{cm} * 5 = 18\text{cm}$

c : “Mayor profundidad de eje neutro consistente con la dirección del desplazamiento de diseño”. Para el caso más desfavorable (ala en tracción), $c=190\text{cm}$

$$1.5 \frac{18\text{cm}}{2400\text{cm}} = 0.011 \geq \frac{700\text{cm}}{600 * 190\text{cm}} = 0.006$$

Se cumple la condición, se requiere elemento de borde especial. Además:

- Artículo 18.10.6.2b (i): Longitud - Extensión vertical:
Mayor entre L_w y $M_u/4V_u$, en este caso controla $L_w = 7.00\text{m}$.

- Artículo 18.10.6.2b (ii): Ancho de la zona comprimida

$$b \geq \sqrt{cL_w/40} = \sqrt{190\text{cm} * 700\text{cm}/40} = 58\text{cm}$$

Corresponde a una ecuación simplificada, con hipótesis envolventes para casos extremos. Si no es un caso extremo, es conveniente aplicar el inciso (iii)

- Artículo 18.10.6.2b (iii): Se debe cumplir con:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq 1.5 \frac{\delta_u}{h_{wcs}}$$

Siendo:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \cdot \frac{l_w}{b} \cdot \frac{c}{b} - \frac{V_u}{0.66 \sqrt{f'c} A_{cv}} \right)$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \text{ no menor de } 0.015$$

Ecuación (18.10.6.2b)**

** En el reglamento ACI318-2025 la ecuación presenta errores de tipeo. La ecuación se presenta corregida, de acuerdo con la referencia citada en el código.

El reglamento estipula que el valor buscado, δ_c/h_{wcs} , no necesita ser menor que 0.015.

Comparando este valor límite con la “demanda” ($1.5\delta_u/h_{wcs} = 0.011$) se concluye que se cumple la condición del inciso (iii).

En conclusión, ACI requiere un “elemento de borde especial”, pero no necesariamente aumentar el ancho de la zona comprimida. Más adelante se analizan las prescripciones respecto a la armadura de este elemento de borde especial.

En el otro sentido de la acción sísmica, ala en compresión, $c=20\text{cm}$ y no se requiere elemento de borde especial.

Reflexión respecto a las prescripciones ACI

La ecuación que define la necesidad de elemento de borde compara la profundidad relativa del eje neutro (c/L_w) con la demanda de desplazamiento (δ_u/h_{wcs}). Este es un concepto interesante, proveniente del diseño basado en desplazamientos. Siguiendo

ciertas hipótesis generalmente aceptadas, puede demostrarse que dicha ecuación requiere elemento especial de borde cuando la deformación por compresión del hormigón en estado último (ϵ_c) es mayor a 0.003.

El valor δ_u/h_{wcs} puede interpretarse como una distorsión de piso promedio. Notar que dicha distorsión de piso siempre será menor a la distorsión de piso máxima considerada para verificar la condición de rigidez de la construcción.

La relación c/L_w detecta los casos de tabiques con alas o con grandes esfuerzos axiales de compresión.

Se verá más adelante que IC también utiliza la relación c/L_w al momento de definir el confinamiento de la zona comprimida.

Por otro lado, el límite inferior impuesto al valor δ_c/h_{wcs} , implica que cualquier estructura con una distorsión de piso promedio (δ_u/h_{wcs}) menor a 0.01, no requiere un ensanche en el elemento de borde. Notar que, en edificios con relativamente alta densidad de tabiques, es normal que $\delta_u/h_{wcs} \leq 0.01$.

3.2. Diseño a flexión

IC

Ancho efectivo alas: Se diferencia ala en compresión de ala en tracción:

- Ala en tracción: $b_{et} = h_w + b_w = 24m + 0.2m = 24.2m \leq b_f = 3.7m$
- Ala en compresión: $b_{ec} = 0.3 h_w + b_w = 0.3 \cdot 24m + 0.2m = 7.4m \leq b_f = 3.7m$

Armadura vertical dispuesta:

16Ø16 en borde izquierdo, 48Ø12 en alma (2Ø12 cada 20cm), 14Ø12 en borde derecho y 26cm² en alas. $A_{st} = 128.2 \text{ cm}^2$

Sismo → $M_d^{502t} = 2540 \text{ tm} > 2230\text{tm}$ ($c=17\text{cm}$)

Sismo ← $M_d^{502t} = 3090 \text{ tm} > 2530\text{tm}$ ($c=122\text{cm}$)

Sismo → $M_d^{342t} = 2300 \text{ tm} > 2280\text{tm}$

Sismo ← $M_d^{342t} = 2540 \text{ tm} > 2480\text{tm}$

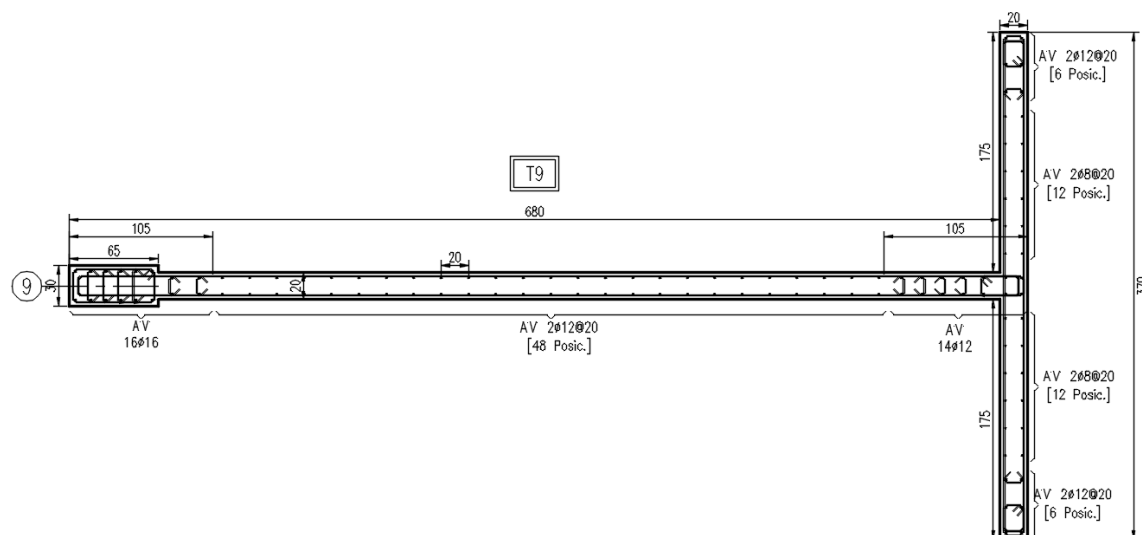


Figura 4. Sección transversal considerada para diseño a flexión - IC

Verificación cuantías mínimas en zona de rótula plástica ($L_{RP}=7.00m$):

- En sectores extremos ($0.15L_w=1.05m$):

$$\rho_{le,IZQ} = \frac{16 * 2.01cm^2}{65cm * 30cm + 40cm * 20cm} = 1.16\% \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{2.6f_y} = \frac{\sqrt{30}}{2.6 * 420} = 0.50\%$$

$$\rho_{le,DER} = \frac{10 * 1.13cm^2}{105cm * 20cm} = 0.54\% \geq 0.50\%$$

- En sector central:

$$\rho_l = \frac{2 * 1.13cm^2}{20cm * 20cm} = 0.57\% \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{5.2f_y} = \frac{\sqrt{30}}{2.6 * 420} = 0.25\%$$

$$\rho_l = 0.57\% \geq 0.3\rho_{le} = 0.35\%$$

ACI

Ancho efectivo alas: No se diferencia ala en compresión de ala en tracción:

$$b_e = 2 * 0.25 h_w + b_w = 0.5 * 24m + 0.2m = 12.2m \leq b_f = 3.7m$$

Armadura vertical dispuesta:

20Ø16 en borde izquierdo, 48Ø12 en alma (2Ø12 cada 20cm), 14Ø12 en borde derecho y 26cm² en alas. $A_{st} = 136.3 \text{ cm}^2$

$$\text{Sismo} \rightarrow M_d^{650t} = 3030 \text{ tm} > 2180\text{tm} \quad (c=20\text{cm})$$

$$\text{Sismo} \leftarrow M_d^{650t} = 3700 \text{ tm} > 2580\text{tm} \quad (c=190\text{cm})$$

$$\text{Sismo} \rightarrow M_d^{280t} = 2300 \text{ tm} > 2300\text{tm}$$

$$\text{Sismo} \leftarrow M_d^{280t} = 2590 \text{ tm} > 2460\text{tm}$$

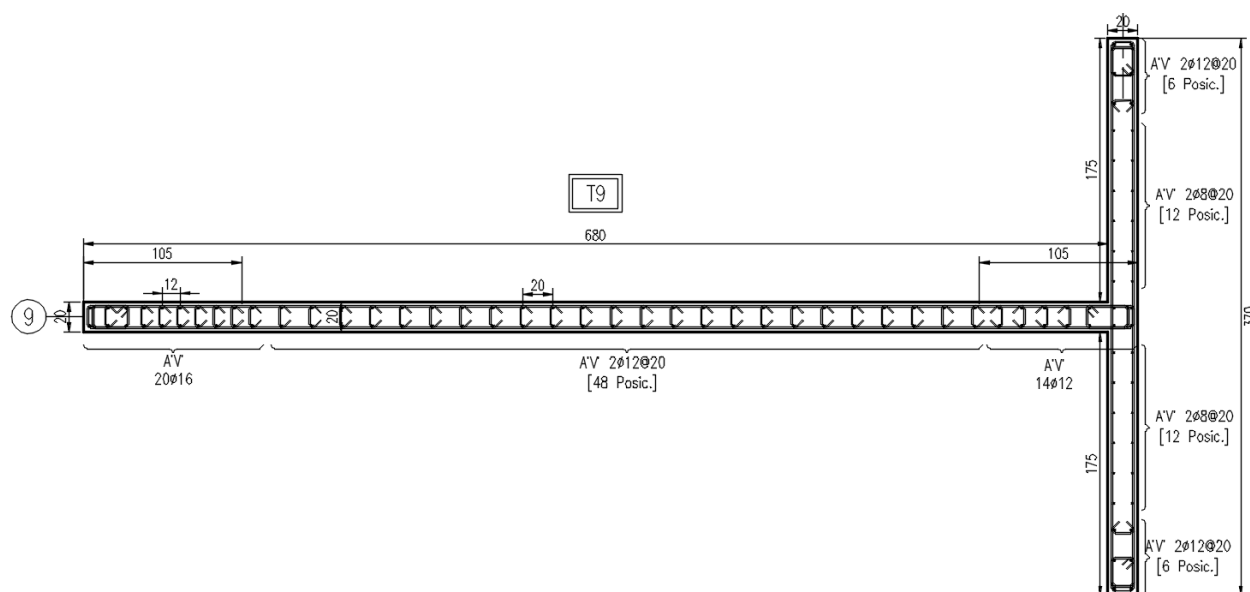


Figura 5. Sección transversal considerada para diseño a flexión - IC

Verificación cuantías mínimas, en zona adyacente a zona crítica (Longitud=7.00m)

- En sectores extremos ($0.15L_w=1.05m$):

$$\rho_{le,IZQ} = \frac{18 * 2.01cm^2}{105cm * 20cm} = 1.72\% \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{2f_y} = \frac{\sqrt{30}}{2 * 420} = 0.65\%$$

$$\rho_{le,DER} = \frac{12 * 1.13cm^2}{105cm * 20cm} = 0.65\% \geq 0.65\%$$

- En sector central:

$$\rho_l = \frac{2 * 1.13cm^2}{20cm * 20cm} = 0.57\% \geq 0.25\%$$

No se establece un mínimo respecto a la cuantía dispuesta en sector extremo.

3.3. Diseño a corte

IC

- Factor de sobrerresistencia flexional, ϕ_o :

$$\phi_o = \frac{M_o}{M_E} = \frac{1.4 * M_n}{M_E}$$

$$\text{Sismo} \rightarrow M_o^{502t} = 3960 \text{ tm} \quad \phi_o = 3960\text{tm}/2380\text{tm} = 1.66$$

$$\text{Sismo} \leftarrow M_o^{502t} = 4820 \text{ tm} \quad \phi_o = 2.03$$

$$\text{Sismo} \rightarrow M_o^{342t} = 3590 \text{ tm} \quad \phi_o = 1.51$$

$$\text{Sismo} \leftarrow M_o^{342t} = 3960 \text{ tm} \quad \phi_o = 1.66$$

- Factor de amplificación dinámica

$$\omega_v = 1.30 + n/30 = 1.30 + 8/30 = 1.57$$

Corte último máximo para cada caso de carga axial:

$$- P_u=502 \text{ t} \quad V_u = \phi_o \omega_v V_E = 2.03 * 1.57 * 158 \text{ t} = 504 \text{ t}$$

$$- P_u=342 \text{ t} \quad V_u = \phi_o \omega_v V_E = 1.66 * 1.57 * 158 \text{ t} = 412 \text{ t}$$

(Por ser despreciable, se ignora el corte por cargas gravitatorias)

Verificación tensión límite:

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cv}} = \frac{504t}{11200cm^2} = 0.045 \frac{t}{cm^2} = 4.5MPa$$

$$A_{cv} = 0.8b_wL_w = 0.8 * 20cm * 700cm = 11200cm^2$$

$$v_{u,lim} = \left(\frac{\phi_o}{R} + 0.15 \right) \sqrt{f'_c} = \left(\frac{2.03}{5} + 0.15 \right) \sqrt{30} = 3.10 \text{ MPa}$$

No verifica, se opta por aumentar el espesor del tabique, $b_w=30cm$.

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cv}} = \frac{504t}{16800cm^2} = 0.030 \frac{t}{cm^2} = 3.0MPa$$

$$A_{cv} = 0.8b_wL_w = 0.8 * 30cm * 700cm = 16800cm^2$$

Organiza:

* Consideración respecto al aumento de espesor del tabique:

El aumento en el espesor del tabique debe reflejarse en la modelación de la estructura. En el diseño completo de la estructura, será necesario aumentar el espesor de prácticamente todos los tabiques por igual, lo que mantendría las rigideces relativas entre los mismos. Las demandas obtenidas del análisis estructural no cambiarían significativamente.

Se acepta esta simplificación, además, para no distorsionar la comparación objetivo de este trabajo.

Por otro lado, la sección diseñada debe cumplir todos los diseños previos (limitaciones dimensionales, flexión, cuantías mínimas).

- Limitaciones dimensionales: Se cumple con espesor mínimo, se elimina el "elemento de borde"
- Flexión: La armadura se mantiene exactamente igual, por lo que la resistencia es prácticamente la misma. Vale mencionar que los valores enunciados anteriormente, corresponden al análisis seccional del tabique de 30cm, (fueron modificados durante el inevitable proceso iterativo)
- Se verifican cuantías mínimas

- En sectores extremos ($0.15L_w=1.05m$):

$$\rho_{le,IZQ} = \frac{16 * 2.01cm^2}{105cm * 30cm} = 1.00\% \geq \frac{\sqrt{f_c}}{2.6f_y} = \frac{\sqrt{30}}{2.6 * 420} = 0.50\%$$

$$\rho_{le,DER} = \frac{14 * 1.13cm^2}{105cm * 30cm} = 0.50\% \geq 0.50\%$$

- En sector central:

$$\rho_l = \frac{2 * 1.13cm^2}{20cm * 30cm} = 0.38\% \geq \frac{\sqrt{f_c}}{5.2f_y} = \frac{\sqrt{30}}{2.6 * 420} = 0.25\%$$

$$\rho_l = 0.38\% \geq 0.3\rho_{le} = 0.30\%$$

Verificación resistencia a corte, diseño armadura transversal

- $P_u=502 t$

$$V_c = \left(0.067\sqrt{f_c} + \frac{P_u}{4A_g} \right) A_{cv} = 138t$$

Siendo $A_g=27800cm^2$ (área total, considerando alas)

Se adopta armadura horizontal 2 ramas Ø10 cada 10cm

$$V_s = \frac{A_v f_y 0.8L_w}{s_h} = \frac{1.57cm^2 * \frac{4.2t}{cm^2} * 0.8 * 700cm}{10cm} = 369t$$

$$V_d = V_n = V_c + V_s = 138 t + 369 t = 507 t > 504 t$$

- $P_u=342 t$

$$V_c = \left(0.067\sqrt{f_c} + \frac{P_u}{4A_g} \right) A_{cv} = 87t$$

$$V_s = 369t$$

$$V_d = V_n = V_c + V_s = 87t + 369t = 456t > 412t$$

Controla el caso de mayor axial.

Recomendación práctica

Si bien el diseño sismorresistente es intrínsecamente iterativo, la experiencia brinda herramientas para hacer más eficiente el proceso.

En este caso, dicha experiencia ha demostrado que es conveniente realizar una verificación aproximada de las tensiones de corte en las primeras etapas de diseño. Con esto se evita resolver con precisión muchos aspectos que luego serán sensiblemente modificados.

ACI

- Factor de sobrerresistencia flexional, Ω_v :

Se indica un factor de sobrerresistencia del acero (λ_o) igual a 1.25, relacionado al tipo de acero usado en su medio de aplicación. Para ser coherente en la comparación, se considera el mismo factor que en IC ($\lambda_o=1.40$).

El momento probable, M_{pr} , equivalente al momento de sobrerresistencia, M_o , se calcula realizando un nuevo análisis seccional del tabique considerando:

$$f_y = \lambda_o * f_y = 1.4 * 420 \text{ MPa} = 588 \text{ MPa}$$

ACI permite adoptar $\Omega_v = 1.50$, sin necesidad de calcular M_{pr} . En este ejemplo, sin embargo, se calcula M_{pr} por dos motivos principales:

- Es peligroso adoptar un valor fijo de sobrerresistencia, ya que puede haber casos donde el factor de sobrerresistencia sea mayor.
- El valor límite 1.50 fue concebido considerando $\lambda_o=1.25$. Si $\lambda_o=1.40$, como en nuestro medio, el valor límite debería ajustarse (quizá $1.50*1.40/1.25 \approx 1.70$)

De análisis seccional se obtiene:

$$\text{Sismo} \rightarrow M_o^{650t} = 4110 \text{ tm} \quad \Omega_v = M_{pr}/M_u = 4110\text{tm}/2180\text{tm} = 1.89$$

$$\text{Sismo} \leftarrow M_o^{650t} = 4650 \text{ tm} \quad \Omega_v = 4650\text{tm}/2580\text{m} = 1.80$$

$$\text{Sismo} \rightarrow M_o^{280t} = 3320 \text{ tm} \quad \Omega_v = 3320\text{tm}/2300\text{tm} = 1.44$$

$$\text{Sismo} \leftarrow M_o^{280t} = 3530 \text{ tm} \quad \Omega_v = 3530\text{tm}/2460\text{tm} = 1.44$$

* Notar que ACI calcula sobrerresistencia respecto a M_u , no respecto a M_E .

- Factor de amplificación dinámica

Vale destacar un cambio reciente respecto a la versión anterior:

$$\text{ACI 318-19} \quad \omega_v = 1.30 + n/30 = 1.30 + 8/30 = 1.57 \quad (\text{ídem IC})$$

$$\text{ACI 318-25} \quad \omega_v = 0.8 + 0.09 h_n^{1/3} = 0.8 + 0.09(24\text{m} * 3.28\text{ft/m})^{1/3} = 1.19$$

Corte máximo, no es necesario diferenciar distintos casos de carga axial:

Organiza:

$$V_u = \emptyset_o \omega_v V_E = 1.89 * 1.19 * 158 \text{ t} = 355 \text{ t}$$

(Por ser despreciable, se ignora el corte por cargas gravitatorias)

Verificación tensión límite:

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cv}} = \frac{355 \text{ t}}{14000 \text{ cm}^2} = 0.028 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$A_{cv} = b_w L_w = 20 \text{ cm} * 700 \text{ cm} = 14000 \text{ cm}^2$$

$$v_{u, \text{lim}} \leq 0.66 \sqrt{f_c} = 0.66 \sqrt{30} = 3.6 \text{ MPa}$$

VERIFICA

Verificación resistencia a corte, diseño armadura transversal

Se adopta armadura horizontal 2 ramas Ø10 cada 20cm

$$\rho_t = 1.57/20/20 = 0.0039$$

$$V_n = (0.17 \sqrt{f_c} + \rho_t f_y) A_{cv} = (0.17 \sqrt{30 \text{ MPa}} + 0.0044 * 420 \text{ MPa}) * \frac{1}{100} * 14000 = 362 \text{ t}$$

3.4. Confinamiento y control de pandeo - Elemento de borde IC

- Control de pandeo:

Necesidad: Si $\rho > 2/f_y = 0.48\%$

En sector extremo, 2Ø16mm cada 15cm, $\rho = 2 * 2.01 \text{ cm}^2 / 15 \text{ cm} / 30 \text{ cm} = 0.89\%$

En sector central, 2Ø12mm cada 20cm, $\rho = 2 * 1.13 \text{ cm}^2 / 20 \text{ cm} / 30 \text{ cm} = 0.38\%$

En sector extremo, en zona de rótula plástica (7.00m):

Se disponen ligaduras Ø6mm (0.28cm²) cada 10cm (6d_b) en todas las capas. Se verifica área mínima A_{te}.

$$A_{te} = \frac{A_b * s}{96 * 6 d_b} = \frac{2.01 \text{ cm}^2 * 10 \text{ cm}}{96 * 6 * 1.6 \text{ cm}} = 0.22 \text{ cm}^2$$

En sector extremo, fuera de zona de rótula plástica:

Se disponen ligaduras Ø6mm (0.28cm²) cada 20cm (12d_b) en todas las capas.

- Confinamiento zona comprimida:

Necesidad: En zona de rótula plástica, cuando:

$$c \geq c_c = 0.05 \emptyset_o L_w$$

Se analiza caso más desfavorable, Sismo ←, P_u=502t, c=122cm.

$$c_c = 0.05 \emptyset_o L_w = 0.05 * 1.73 * 700 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Se debe confinar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = 0.25 s_h h'' \frac{A_g^* f'_c}{A_c^* f'_y} \left(\frac{c}{L_w} - 0.07 \right)$$

Considerando separación 10cm (6d_b):

Organiza:

$$A_{sh,X} = 0.25 * 10cm * 25cm * \frac{30cm * 122cm}{25cm * 110cm} \frac{30MPa}{420MPa} \left(\frac{122cm}{700cm} - 0.07 \right) = 0.61cm^2$$

$$A_{sh,Y} = 0.25 * 10cm * 110cm * \frac{30cm * 122cm}{25cm * 110cm} \frac{30MPa}{420MPa} \left(\frac{122cm}{700cm} - 0.07 \right) = 2.70cm^2$$

Suministro:

$$A_{sh,X} = 1.57 cm^2 > 0.61 cm^2 \quad (2\emptyset 10mm \text{ cada } 10cm) \text{ (anclaje armadura de corte)}$$

$$A_{sh,Y} = 3.25 cm^2 > 2.70 cm^2 \quad (2\emptyset 10mm \text{ más } 6\emptyset 6mm \text{ cada } 10cm)$$

- Anclaje armadura horizontal de corte.

De acuerdo con el detalle planteado de armadura horizontal, el artículo 3.7.4. requiere un estribo de borde con cuantía equivalente. Se dispone $\emptyset 10mm$ cada 10cm.

ACI

Condiciones para "elemento de borde especial", en longitud de 7.00m adyacente a sección crítica.

Se analiza caso más desfavorable: Sismo $\leftarrow$, $P_u=650t$, $c=190cm$.

Artículo 18.10.6.4.

(a) Extensión horizontal: $c-0.1L_w=190-0.1*700=120cm$ ó $c/2=190/2=85cm$.

(b) Ancho, $b>h_u/16 = 283/16 = 18cm$. Verifica

(c) $b \geq 30cm$ si $c/L_w \geq 3/8$. $c/L_w = 190/700=0.27 < 3/8=0.38$. No aplica.

(d) No aplica para dirección en estudio

(e) Separación estribos: $6d_b$ ó $b/3 = 6.7cm$. **Diámetro mínimo $\emptyset 10mm$.**

(f) Separación armadura vertical perimetral: $(2/3)b= 13.3cm$

(g) Armadura necesaria:

$$A_{sh} = s_h h'' \left[0.3 \left(\frac{A_g^*}{A_c^*} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_y} \right] = s_h h'' \left[0.3 \left(\frac{20cm * 120cm}{15cm * 112cm} - 1 \right) \frac{30MPa}{420MPa} \right] = s_h h'' * 0.0092$$

$$A_{sh} = s_h h'' \left[0.09 \frac{f'_c}{f'_y} \right] = s_h h'' * 0.0064$$

Considerando separación 7cm (b/3):

$$A_{sh,X} = 0.0092 * 7cm * 15cm = 0.97cm^2$$

$$A_{sh,Y} = 0.0092 * 7cm * 112cm = 7.21cm^2$$

Suministro:

$$A_{sh,X} = 1.57 cm^2 > 0.97 cm^2 \quad (2\emptyset 10mm \text{ cada } 7cm)$$

$$A_{sh,Y} = 7.85 cm^2 > 7.21 cm^2 \quad (10\emptyset 10mm \text{ cada } 7cm)$$

(h) No aplica.

(i) Armadura transversal en armadura vertical de alma. En zona crítica, $\emptyset 10mm$ cada 30cm en todas las barras verticales.

Organiza:

ACI

La Figura 7 muestra el detalle completo del tabique diseñado según ACI.

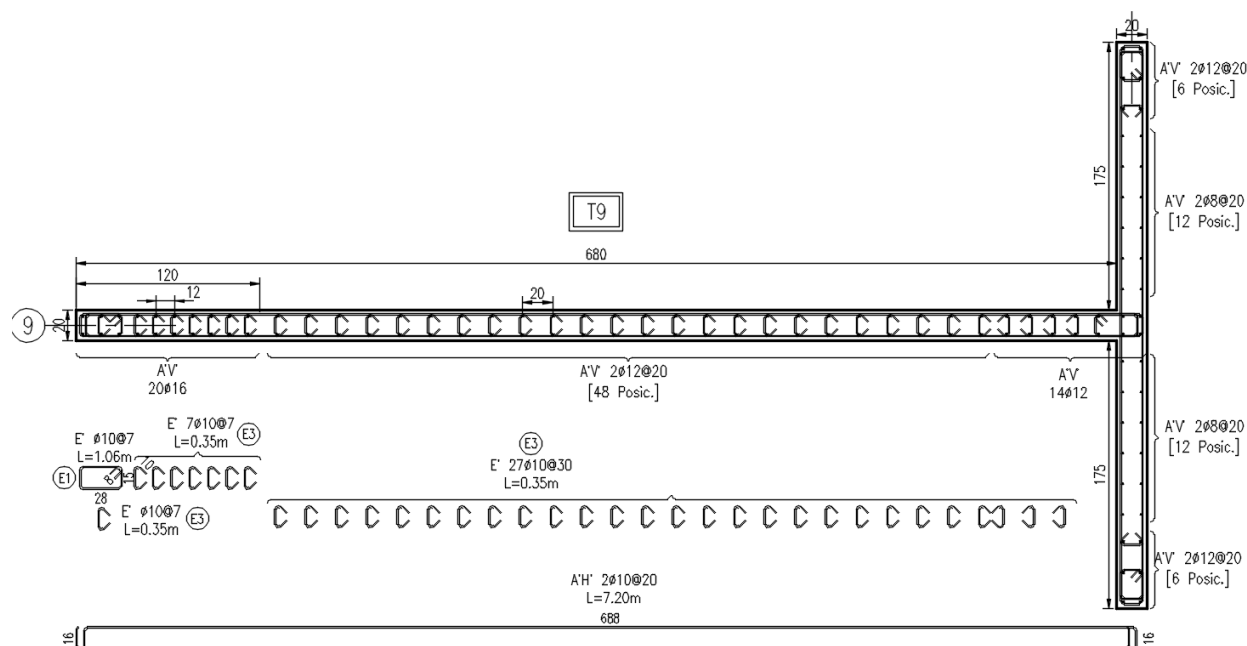


Figura 7. Diseño final según ACI

Cómputo unitario de hormigón y acero en la porción horizontal de tabique:

- Volumen hormigón = 1.4 m³/m
- Armadura:
 - o Armadura vertical = 87 kg/m
 - o Armadura horizontal = 45 kg/m
 - o Estribos bordes = 41 kg/m
 - o Estribos alma = 20 kg/m
 - o Total = 193 kg/m

Índice de consumo = 193 kg/m / 1.4 m³/m = 138 kg/m³

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Limitaciones dimensionales

En este ejemplo, ACI no requiere ensanche en zona comprimida.

Puede requerirlo en casos con mayores demandas de desplazamiento (δ_u/h_{wcs}), o tabiques con relación $c/L_w > 3/8$. Esto último puede suceder en tabiques con mayor carga axial (estructura con más pisos), o tabiques T con “alas” más grandes.

4.2. Diseño a flexión

Diferencias en la definición de ancho efectivo de alas, aunque sin implicancias en el ejemplo.

ACI requiere más armadura vertical por flexión, es inevitable debido a que las combinaciones de carga definen axiales más extremos.

ACI exige mayor cuantía mínima de armadura vertical en sector extremo. Igual mínimo en sector central, pero sin relación con la armadura en extremo.

4.3. Diseño a corte

En este aspecto se presenta una de las principales diferencias, con grandes implicancias en el diseño final. Se presentan los aspectos relevantes para la comparación, y se resumen las diferencias numéricas obtenidas en este ejemplo.

Factor de sobrerresistencia flexional

ACI indica que se debe realizar el análisis seccional aumentando f_y . IC multiplica directamente M_n . A los fines comparativos, en general el valor obtenido por IC será mayor que el obtenido por ACI.

A criterio de los autores, el enfoque del reglamento ACI es el correcto, dado que el reglamento IC incrementa injustificadamente la contribución del esfuerzo axial en la resistencia a flexión por sobrerresistencia. Cabe señalar, además, que el reglamento neozelandés NZS 3101:2006 coincide conceptualmente con el criterio ACI en este aspecto. Es un aspecto de muy sencilla corrección en próximas versiones.

ACI permite usar un valor fijo sin calcular sobrerresistencia real. Esta prescripción carece de fundamento teórico y puede provocar diseños inseguros en algunos casos.

Factor de amplificación dinámica

ACI 318-25 establece una nueva expresión con respecto a su versión anterior ACI 318-19.

La versión ACI 318-19 introdujo por primera vez el factor ω_v , a través de la misma expresión usada por IC (y NZS 3101-2006, y anteriores).

En los comentarios se indica que la nueva expresión “es derivada de un factor similar en NZS 3101”.

En este ejemplo, factor de amplificación dinámica: 1.19 vs 1.57, $\Delta=25\%$.

Área de corte

ACI considera el área total del tabique en la dirección analizada, $A_{cv} = b_w \cdot L_w$.

IC, manteniendo el concepto de altura efectiva, considera: $A_{cv} = b_w \cdot (0.8L_w)$.

La Figura 8 ilustra ambas definiciones.

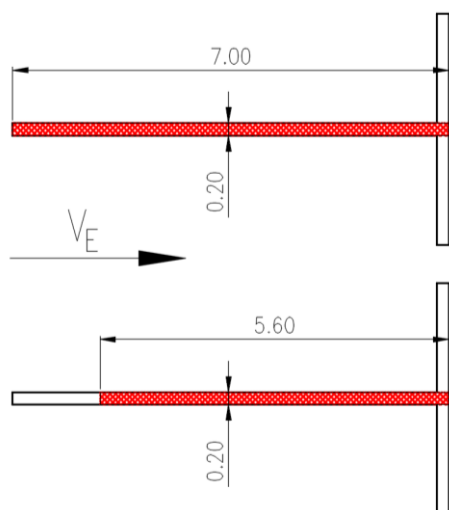


Figura 8. Definición de A_{cv} . ACI (arriba) e IC (abajo)

El concepto de área de corte se utiliza directamente tanto para la verificación de tensiones, como para el cálculo de resistencia.

En este aspecto, la diferencia será siempre la misma, $\Delta=25\%$

Tensión de corte límite

ACI establece límites fijos, en general $0.66\sqrt{f'_c}$, permitiendo $0.83\sqrt{f'_c}$ en algunos segmentos de tabiques.

IC define la tensión límite en función de R y $\emptyset_o$. Esta dependencia tiene más sustento teórico, haciendo notar la dependencia entre la ductilidad y la tensión máxima de corte. Mayor ductilidad implica menor tensión de corte permitida.

En la práctica esta diferencia tiene implicancias concretas en el diseño:

- Utilizando ACI, asumiendo un diseño a flexión ajustado a la demanda, si se aumenta R , se reduce V_u , y el límite se mantiene constante. Por otro lado, si hay margen de reducir $\emptyset_o$, se reduce V_u , y el límite se mantiene constante
- Utilizando IC, aumentar R o reducir $\emptyset_o$, no tiene implicancias directas, porque el valor límite se reduce casi linealmente junto con la demanda.

En el ejemplo, la tensión límite fue 3.6MPa vs 3.1 MPa, $\Delta=16\%$.

Resistencia de diseño

Principalmente, lo mencionado respecto a área de corte tiene implicancias directas.

Por otro lado, la resistencia proporcionada por el hormigón es diferente. ACI establece $0.17\sqrt{f'_c}$, sin contribución del esfuerzo axial. IC indica $0.067\sqrt{f'_c}$, pero con efecto de la carga axial.

En el ejemplo se obtuvo 0.94MPa vs 0.82MPa.

Resumen

La Tabla 3 presenta un ejemplo numérico realizado específicamente para cuantificar las diferencias descritas.

	ACI	IC
$\emptyset_o^*$	1,60	1,80
ω_v	1,19	1,57
V_u (t)	190	283
v_u (MPa)	1,7	3,2
V_c (t)	103	92
V_s (t)	239	191
V_n (t)	342	283
DCR: V_u/V_n	56%	100%

Tabla 3 – Resumen numérico, ejemplo específico

* De acuerdo con lo mencionado, $\emptyset_o$ depende de muchos aspectos. Se adoptan valores que reflejen que con IC suele resultar mayor $\emptyset_o$.

Se concluye que un diseño exacto por IC está al 56% de su capacidad si se analiza con ACI. En otras palabras, según ACI está sobredimensionado 80% ($1/0.56$).

4.4. Confinamiento y control de pandeo

ACI resulta más exigente en estos aspectos, asociado entre otras cosas al menor espesor del tabique. Pequeño espesor implica mayor profundidad de eje neutro, y menor separación máxima de armadura transversal ($b/3$).

Si bien en ACI hay prescripciones de diámetro mínimo $\varnothing 10\text{mm}$ propias de su industria y manufactura, las exigencias de cuantía requerían igualmente ese diámetro relativamente alto.

Por otro lado, ACI requiere ligaduras en alma en todos los casos, mientras que IC lo hace dependiente de la cuantía. Para el ejemplo, IC no requiere armadura transversal en alma.

5. CONCLUSIÓN

La comparación realizada sobre el diseño de un tabique de hormigón armado perteneciente a un edificio real evidencia que, si bien el reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2021) y ACI 318-25 comparten una filosofía similar de diseño sismorresistente, presentan diferencias significativas en sus criterios de verificación.

En cuanto a limitaciones dimensionales y diseño a flexión, las diferencias resultan moderadas, aunque se puede concluir que, en términos generales, ACI es menos exigente en cuanto a espesores mínimos, y más exigente en diseño a flexión.

En cambio, en el diseño a corte y confinamiento se encuentran diferencias sustanciales. El diseño a corte es mucho más exigente en IC comparado con ACI. Esta diferencia surge de la acción conjunta de varios criterios reglamentarios, entre ellos el factor de amplificación dinámica, la definición del área resistente al corte y la tensión límite admisible. Las verificaciones de confinamiento, por el contrario, son más exigentes en ACI respecto a IC, asociado entre otras cosas al menor espesor del tabique resultante.