

LA RIGIDEZ DEPENDE DE LA RESISTENCIA. CÓMO APLICAR CORRECTAMENTE EL INPRES-CIRSOC 103-II 2021

Llopiz, Carlos R.; Vega, Eduardo; Fernández, Federico; Espina, Uciel; Muñoz, Brian
CIES, Consultora de Ingeniería Estructural.
ciescrllopiz@itcsa.net

RESUMEN

Uno de los conceptos más importantes que ha surgido en los últimos años, con gran impacto en el diseño sismorresistente, es que la Rigidez depende de la Resistencia.

Dentro de las condiciones que debe cumplir una estructura, y que claramente están expresadas en los reglamentos modernos, incluyendo nuestros Reglamentos INPRES-CISOC 103, parte I y II, están la *Rigidez*, la *Resistencia* y la *Ductilidad*.

Los Reglamentos citados indican, en forma explícita, que para la determinación de períodos naturales, deformaciones y solicitaciones, se debe utilizar la Rigidez Efectiva. Para estructuras de hormigón armado se deben considerar los efectos de fisuración y la resistencia suministrada. En elementos sometidos a flexo-compresión, ambos aspectos dependen fuertemente de la armadura de la sección.

Los Reglamentos deben interpretarse y aplicarse en forma correcta. Para ello deben conocerse los fundamentos conceptuales de los mismos, y posibles limitaciones.

Este trabajo presenta cómo verificar, en forma simple y con precisión suficiente, secciones de hormigón armado, que cumplan con las condiciones adoptadas en las hipótesis para determinar la rigidez efectiva. Esto evitará incurrir en deficiencias de aplicación cuando se pretenden utilizar valores medios recomendados en códigos.

ABSTRACT

One recently issued with big impact on earthquake resistant design is that Stiffness depends upon Strength. Basic conditions to be satisfied by structures, which are part of modern codes such as INPRES CIRSOC 103, are Stiffness, Strength and Ductility.

Effective Stiffness must be used for determining periods, deformations and internal forces for design. In reinforced concrete structures cracks effects and supplied strength must be considered and both are strongly conditioned by the reinforcement.

This paper presents for axial-flexural reinforced concrete members, rather simple expressions having enough approximation to verify that initial assumed stiffness adopted in the analyses are complied with. This will avoid deficiencies in the final resultant structure when suggested, with no verification, values are taken as valid.

Organiza:

1. INTRODUCCIÓN

Para lograr un diseño sismorresistente dúctil en forma adecuada se deben cumplir no solo condiciones de resistencia, sino además de rigidez y de capacidad de disipación de energía (ductilidad).

El nuevo Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, IC-103-parte I, versión 2018, Ref. [1], ver Figura 1, sección 6.4.2, establece según indica en su tabla 6.4.2, los valores límites de las distorsiones horizontales máximas de piso, para diferentes condiciones y grupos de construcción.

Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk}

Condición	Grupo de la construcción	
	A_0 o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

Figura 1. Valores límites de las distorsiones horizontales máximas de piso.

También establece condiciones, entre otras, de regularidad en planta (torsión).

Para verificar estas condiciones, se deben aplicar los Reglamentos de materiales correspondientes. Para pórticos de hormigón armado, la última versión aprobada es el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, IC-103-parte II, versión 2021, Ref. [2]. Allí se indica que tanto para losas, vigas, columnas y tabiques se deben considerar las inercias efectivas. Para esto deben tenerse en cuenta los efectos de agrietamiento del hormigón.

Para las vigas, ver sección 2.2.2 del reglamento, Figura 2, para los valores de Inercia efectivas en vigas, I_e , pueden adoptarse los valores de referencia dados en la tabla que se muestra. Sin embargo, ya es ampliamente reconocido que la rigidez depende de la resistencia, por lo cual el diseñador **podría** utilizar como inicio de etapa de diseño los valores de referencia, pero luego **debería**, a partir de un análisis seccional y diagrama momento vs. curvaturas, justificar los valores adoptados.

Este trabajo presenta expresiones simples que permiten rápidamente establecer una relación entre rigidez y resistencia para secciones de hormigón armado.

Cabe destacar que para la evaluación de los períodos de la construcción también deben considerarse las rigideces efectivas.

Organiza:

2.2.2. Rigidez

2.2.2.1. La rigidez efectiva de la sección deberá tener en cuenta los efectos del agrietamiento. Podrá obtenerse a través de un análisis seccional, teniendo en cuenta la resistencia nominal y la deformación de fluencia, o bien de acuerdo con la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Momento de inercia efectivo de la sección de vigas

Forma de la sección transversal	Momentos de Inercia efectivos de la sección (I_e)
(a) Secciones rectangulares	$0,40 I_g$
(b) Secciones T o L	$0,35 I_g$

C 2.2.2.1. Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, y para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los componentes.

Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo del componente de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los componentes prismáticos. El diseñador podrá justificar los valores de rigidez efectiva a través de un análisis momento – curvatura seccional, o bien, utilizar los valores recomendados en la Tabla 2.1. para vigas.

2(a)

C 2.3.2. Rigidez

Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, y para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los componentes. Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo

del componente de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los componentes prismáticos.

El diseñador podrá justificar los valores de rigidez efectiva a través de un análisis momento – curvatura seccional, o bien, utilizar los valores recomendados en la Tabla 2.2. para columnas.

Tabla 2.2. Momento de inercia efectivo de la sección de columnas

Nivel de esfuerzo axial	Momentos de Inercia efectivos de la sección (I_e)
(a) $P_u / (f_c A_g) \geq 0,50$	$0,80 I_g$
(b) $P_u / (f_c A_g) = 0,20$	$0,60 I_g$
(c) $P_u / (f_c A_g) \leq 0,05$	$0,40 I_g$

2(b)

Organiza:

3.4.1. Rigidez efectiva de tabiques

El valor de la rigidez efectiva de la sección debe tener en cuenta los efectos del agrietamiento. Para la determinación de la rigidez efectiva se empleará el momento de inercia efectivo, que se debe obtener de la Tabla 3.1, donde los valores intermedios podrán obtenerse por interpolación lineal. Alternativamente se obtendrá de un análisis seccional, teniendo en cuenta la resistencia nominal y la deformación de fluencia.

Tabla 3.1. Momento de inercia efectivo de la sección de tabiques

Nivel de esfuerzo axial	Momentos de Inercia efectivos de la sección (I_e)
(a) $P_u / (f'_c A_g) \geq 0,20$	$0,45 I_g$
(b) $P_u / (f'_c A_g) = 0,00$	$0,25 I_g$
(c) $P_u / (f'_c A_g) \leq -0,10$	$0,15 I_g$

2(c)

Figura 2. (a) Inercias Efectivas para Vigas; (b) para columnas; (c) para tabiques.

2. MODELACIÓN DE LA RIGIDEZ. PASADO Y PRESENTE.

Cuando se analizan pórticos de hormigón armado controlados por cargas gravitatorias se considera aceptable distribuir esfuerzos en base a rigideces de sus miembros evaluadas como no fisuradas e ignorando la contribución en la rigidez de la armadura longitudinal. Esto es razonable porque para acciones de gravedad a nivel de servicio, el grado de fisuración es menor y en cierta manera la reducción de la rigidez por fisuración es tenida en cuenta al ignorar la contribución de la armadura longitudinal si se adopta la inercia de la sección total de hormigón solamente.

Para cuantificar estas aproximaciones se presenta a continuación el ejemplo de una viga rectangular (para simplificar los análisis, y admitiendo que en general las secciones son **T**) de ancho 30 cm y altura total 60 cm . La cuantía referida a secciones totales es cercana al 2% , y la cuantía efectiva de tracción (se explicará más adelante) es del 1% . Se observa del análisis de la sección que, para estos contenidos de acero, el momento de inercia de la sección no fisurada sin considerar el acero es cercano al 80% del que correspondería a sección transformada no fisurada. Esto compensaría en cierta manera el adoptar la sección "bruta" total de hormigón, sin degradar, para la rigidez a flexión.

Organiza:

$$\begin{aligned} f'_c &= 30 \text{ MPa} & f_y &= 420 \text{ MPa} & f_y/f'_c &= 14 \\ E_c &= \sqrt{f'_c} = 25743 \text{ MPa} & E_s &= 210000 \text{ MPa} & E_s/E_c &= 8.16 \end{aligned}$$

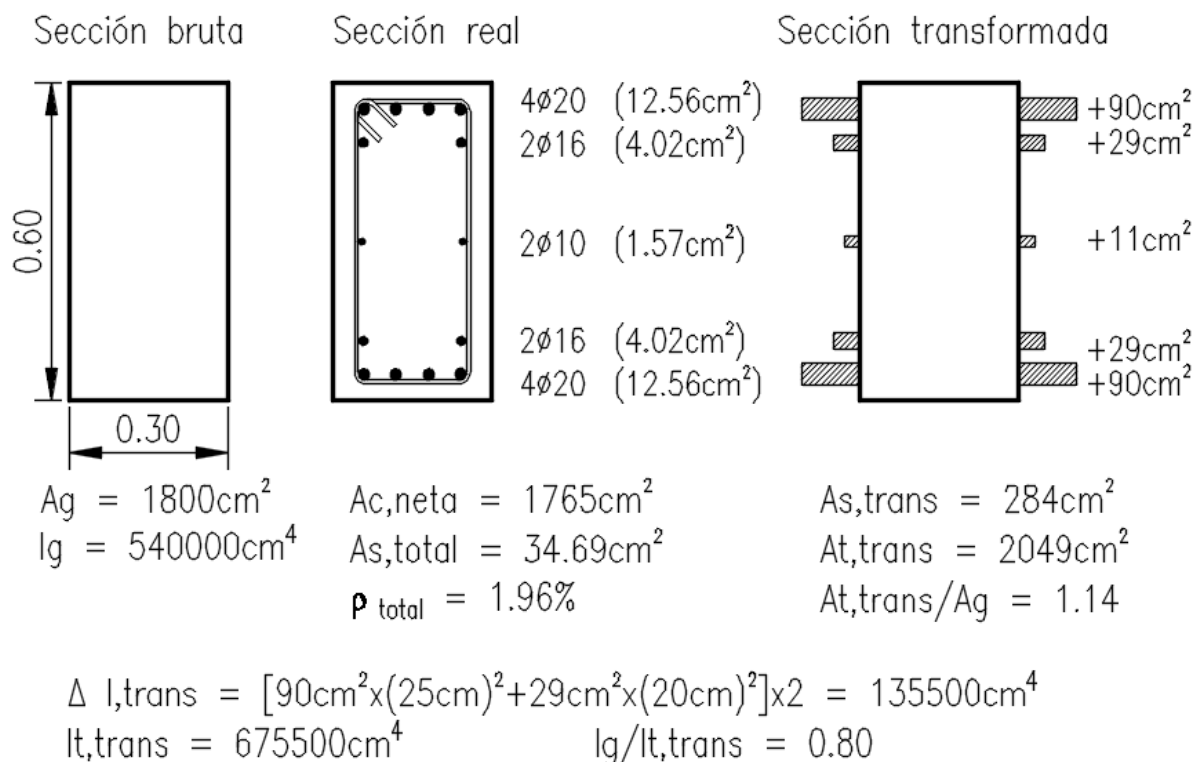


Figura 3. Relación de Inercia de sección simple y de hormigón armado

Cuando la estructura está bajo acciones sísmicas severas, la situación es muy diferente. En este caso es importante que la distribución de esfuerzos entre los elementos considere valores realistas de la rigidez que corresponden a valores cercanos a la fluencia de dichos elementos. Esto es necesario para que las plastificaciones, en lugar y jerarquía, sean coherentes con las supuestas en el diseño, y además tender a que las ductilidades de los elementos estén razonablemente distribuidas en el pórtico.

Por muchos años se utilizó para las rigideces en flexión el producto del momento de inercia de la sección total ($[bh^3/12]$ en secciones rectangulares) por el módulo de elasticidad del hormigón. Con el tiempo, para tener en cuenta los efectos de fisuración, los valores de rigidez fueron disminuidos por un factor constante, típico 0.50, por ejemplo, ver Ref.3. El reglamento de Nueva Zelanda, 1992, Ref. 4, al igual que en Ref. 5, adoptaba para vigas los valores indicados en la Fig. 2(a). Los mismos criterios y valores fueron adoptados en Argentina, año 2005, Ref. 6.

Sin embargo, los trabajos de Paulay y Priestley, Ref. 7, 8 y 9, permitieron dar un cambio fundamental (revolucionario para muchos) donde se pasa del concepto de rigidez constante al de curvatura de fluencia constante. En definitiva, la suposición Organiza:

tradicional de que, para una sección dada, la rigidez era independiente de la resistencia y que la curvatura era directamente proporcional a la resistencia, resultó falsa, lo cual se manifiesta en la Figura.4(a). Obviamente, era el resultado de considerar (EI) constante en la expresión:

$$EI = \frac{M_n}{\phi_y} \quad (1)$$

Luego de detallados análisis, complementados con evidencia experimental, se demostró que la curvatura de fluencia (ϕ_y) permanece constante, independiente de la resistencia, mientras que la rigidez es proporcional, dependiente, de la resistencia. Esto se representa en la Figura 4(b).

En consecuencia, no es posible llevar a cabo análisis estructurales consistentes considerando que las deformaciones, (y sus controles según reglamentos), los períodos, y la distribución de esfuerzos asignando demandas de resistencia pueden estar basados en esa hipótesis tradicional no válida. No pueden considerarse valores de la rigidez independientes de la resistencia. Para vigas es fuertemente dependiente de las armaduras, y en columnas y tabiques, no solamente de las armaduras sino de los esfuerzos axiales. Lo que está en la Ref.6, nuestro reglamento v-2005, debería dejarse ya en la historia, y se debería adoptar lo que se manifiesta en la Ref. 2, versión 2021, y que es consistente con el nuevo Reglamento de Nueva Zelanda, 2006, ver Ref. 10, que fue actualizado luego del gran terremoto de Christchurch de Febrero del 2011.

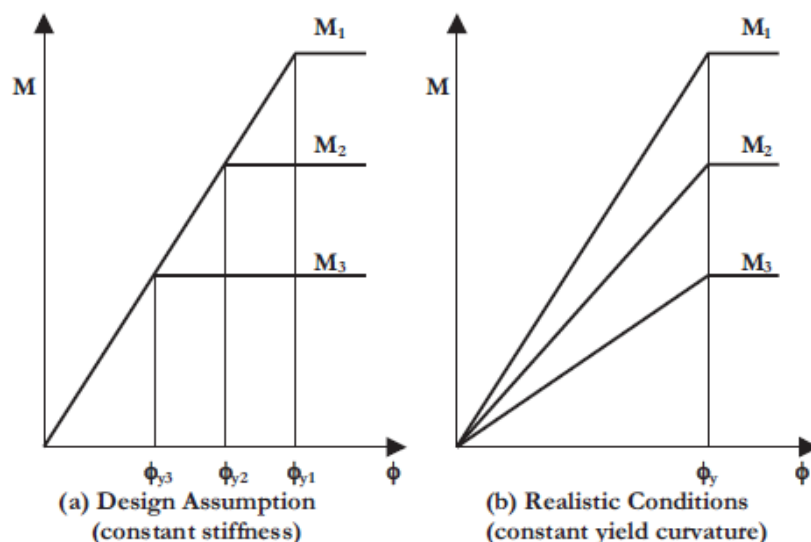


Figura4. Influencia de la Resistencia a flexión en la relación momento-curvatura.
Síntesis del gran cambio en la interpretación del comportamiento del Ho.Ao. Ref. 8.

Organiza:

3. RELACIÓN RIGIDEZ vs. RESISTENCIA EN VIGAS RECTANGULARES.

Como se expresó antes, para secciones rectangulares el IC-103-II-v2005, y otras referencias más, adoptan "siempre", ver Figura 2(a) $I_e = 0.4I_g$. La nueva versión 2021 corrige esta inconsistencia. Se deriva a continuación una expresión muy simple que ayudará al diseñador a adoptar la correcta resistencia en función de la rigidez que formula en su hipótesis.

La Figura 5, tomada de IC-v2021, muestra una sección rectangular de HoAo, en (a) con armadura tradicional y en (b) con posibilidad de armadura distribuida en el alma. Se ha demostrado, Ref. 8, que la resistencia no cambia.

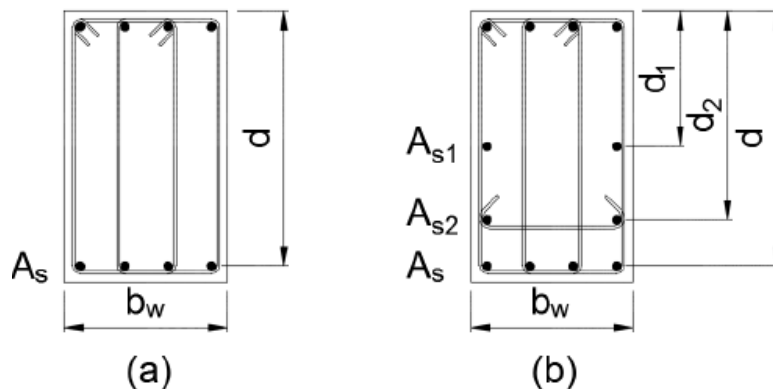


Figura5. Viga con diferente arreglo de armaduras.

La expresión simplificada para evaluar la resistencia nominal a flexión, M_n , Ref. 5, está dada por:

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - d') \quad (2)$$

donde la armadura efectiva de tracción es:

$$A_{se} = \sum_{i=1}^n \left(A_{s,i} \frac{d_i}{d} \right) \quad (3)$$

La ecuación, ver Ref. 8, para obtener con muy buena aproximación la curvatura de fluencia, es, para vigas de sección rectangular altura total h :

$$\phi_y = 1.85 \varepsilon_y / h \quad (4)$$

Adoptando ciertas simplificaciones razonables como $d' \cong 0.10d$, y $h \cong 1.10d$, y asumiendo el modelo bilineal expresado en Figura 4(b), resulta:

Organiza:

$$E_c I_e = \frac{M_n}{\phi_y} \quad (5)$$

El módulo de elasticidad del hormigón, para f'_c resistencia a compresión, es:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (6)$$

Definiendo la cuantía efectiva ρ :

$$\rho = A_{se} / b_w d \quad (7)$$

y siendo el momento de inercia de la sección rectangular no fisurado:

$$I_g = b_w h^3 / 12 \quad (8)$$

y designando como χ la relación entre Inercia efectiva, I_e , e Inercia no fisurada:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 1.04 \times 10^{-3} \frac{E_s}{\sqrt{f'_c}} \rho \quad (9)$$

Para el caso particular de adoptar como módulo del acero $E_s = 210000 \text{ MPa}$, y hormigón de calidad H30, $f'_c = 30 \text{ MPa}$, resulta esta expresión muy simple:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 40 \rho \quad (10a)$$

o bien:

$$\rho = 0.025 \chi \quad (10b)$$

Esto expresa simplemente que, por ejemplo, si se quiere adoptar una relación como la que indica la Figura 2, $I_e = 0.40 I_g$, o sea $\chi = 0.40$, la cuantía efectiva de tracción debe ser del 1.0%, es decir armada como se muestra en la Figura 3. Claramente se observa también que, para el valor de cuantía mínima, $\rho = 0.0033$, se debería adoptar como relación de rigideces apenas $\chi = 0.132$, muy lejos del valor medio de $\chi = 0.40$.

Teniendo presente que la cuantía máxima admitida por reglamento, Ref.2, para obtener secciones con suficiente ductilidad, está dada por:

$$\rho_{max} = \frac{f'_c + 10}{6 f_y} \quad (11)$$

y que para el caso particular de hormigón H30 resulta en $\rho_{m\acute{a}x} = 0.016$, o sea 1.6 %, es claro que el valor que da el reglamento como primera aproximación, Figura 2, está asociado a una cuantía media, o sea cercana al 1.0%.

Organiza:

En la Figura 6 se presentan los diagramas momento-curvatura para distintos diseños de vigas. Primeramente, se aprecia cómo la rigidez aumenta con la resistencia (manteniéndose casi constante la curvatura de fluencia), y luego se compara la rigidez efectiva real con la obtenida de la expresión (10).

Vigas	V1 (M+ y M-)	V2(M+)	V2(M-)	Drift Límite (M+ y M-)	Sugerido (M+)	Sugerido (M-)
Cuantía ρ	0,37%	0,37%	0,43%	1,0%	1,32%	1,27%
M_n [tm]	11,2	11,3	12,9	29,5	37,1	35,8
ϕ_y [1/cm]	5,57E-05	5,60E-05	5,53E-05	5,56E-05	5,91E-05	5,86E-05
ϕ_n [1/cm]	5,95E-04	5,95E-04	5,56E-04	4,21E-04	3,31E-04	3,47E-04
$\mu = \phi_n / \phi_y$	10,7	10,6	10,1	7,6	5,60	5,92
I_e [cm ⁴]	78272	78500	90564	206258,5	243707,8	237238,1
Relación: $\chi = I_e / I_g$	0,17	0,17	0,20	0,46	0,54	0,53
$\chi = 40 \cdot \rho$	0,15	0,15	0,17	0,40	0,53	0,51

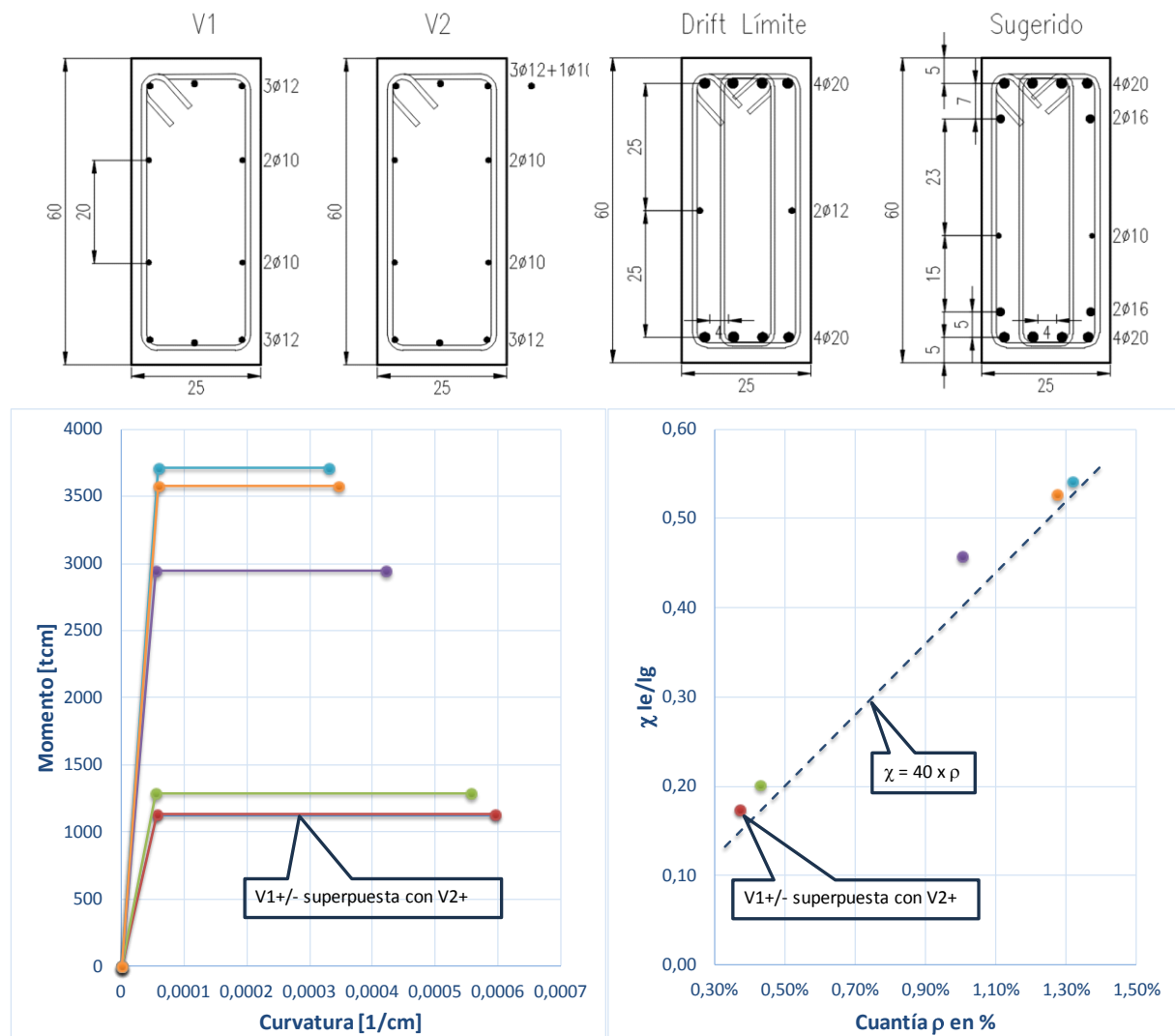


Figura 6. Rigideces efectivas función del diseño adoptado de Armaduras.
Organiza:

4. RELACIÓN RIGIDEZ vs. RESISTENCIA EN VIGAS T y L.

El caso más frecuente en estructuras de hormigón armado es que las vigas sean de sección T y/o L, porque el sistema es realmente de Losa-Viga. Para este tipo de secciones el IC-103-II-v2005, y otras referencias más, adoptan "siempre", ver Figura. 2(a) $I_e = 0.35I_g$. La nueva versión 2021 corrige esta inconsistencia. Se deriva a continuación otra simple expresión que ayudará al diseñador a adoptar la correcta resistencia en función de la rigidez que formula en su hipótesis.

Dada la asimetría de la sección T y L, la Ref. 8 indica que para cuantificar la rigidez es apropiado considerar un promedio entre los momentos positivos y negativos como consecuencia de la reversión de solicitaciones de flexión a lo largo de la longitud de las vigas en pórticos bajo la acción sísmica.

A continuación, se deriva la expresión de relación de rigideces χ en función de la cuantía para el caso de momentos positivos y negativos, y sus curvaturas asociadas.

4.1. Momento Positivo.

Para el caso de momento positivo, con ala en compresión, dado que la profundidad del eje neutro es pequeña, se puede adoptar esta expresión simplificada para evaluar la resistencia nominal:

$$M_n = A_{se} \cdot f_y \cdot 0.93d \quad (12)$$

donde la armadura efectiva de tracción se evalúa según expresión (3).

La ecuación, ver Ref. 8, para obtener con muy buena aproximación la curvatura de fluencia, es, para vigas de sección T o L, de altura total h :

$$\phi_y = 1.70 \varepsilon_y / h \quad (13)$$

Adoptando simplificaciones similares en cuanto a relación de recubrimientos altura efectiva d y altura total h , resulta:

$$E_c I_e = \frac{0.93 A_{se} f_y d^2}{(1.7 / 1.1) \varepsilon_y} \quad (14)$$

El momento de inercia de la sección rectangular no fisurado se expresó según (8), y se podría hacer la simplificación, a los efectos de este trabajo de que el momento de inercia de la sección T o L es aproximadamente, y teniendo en cuenta lo que dice el reglamento de que el ancho del ala a considerar para rigidez es el 50 % del que

Organiza:

corresponde a resistencia:

$$I_g = 1.4b_w h^3 / 12 \quad (15)$$

La relación entre Inercia efectiva, I_e , e Inercia no fisurada resulta:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 0.823 \times 10^{-3} \frac{E_s}{\sqrt{f'_c}} \rho \quad (16)$$

Para el caso particular de adoptar como módulo del acero $E_s = 210000 \text{ MPa}$, y hormigón de calidad H30, $f'_c = 30 \text{ MPa}$, resulta esta expresión muy simple:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 32 \rho \quad (17a)$$

o bien:

$$\rho = 0.031 \chi \quad (17b)$$

4.2. Momento Negativo.

Para el caso de momento negativo, con ala en tracción, dado que la profundidad del eje neutro es mayor, se puede adoptar esta expresión simplificada para evaluar la resistencia nominal:

$$M_n = A_{s,e}^- f_y 0.9d \quad (18)$$

donde la armadura efectiva de tracción se evalúa según la misma expresión (3).

La ecuación, ver Ref. 8, como para el caso de secciones rectangulares, la curvatura de fluencia, es, para vigas de sección T o L, ala traccionada, altura total h :

$$\phi_y = 1.85 \varepsilon_y / h \quad (4)$$

Adoptando simplificaciones similares en cuanto a relación de recubrimientos altura efectiva d y altura total h , resulta:

$$E_c I_e = 0.53 A_{s,e}^- E_s d^2 \quad (19)$$

Introduciendo el módulo del hormigón E_c :

$$I_e^- = 1.13 \times 10^{-4} E_s \rho b_w d^3 / \sqrt{f'_c} \quad (20)$$

Reconociendo que ahora se debe introducir el momento de inercia total como sección rectangular, por tener ala en tracción, resulta:

Organiza:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 1.03 \times 10^{-3} \frac{E_s}{\sqrt{f_c}} \rho \quad (21)$$

Para el caso particular de adoptar como módulo del acero $E_s=210000\text{MPa}$, y hormigón de calidad H30, $f_c = 30\text{ MPa}$, resulta:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 38\rho \quad (22a)$$

o bien:

$$\rho = 0.026\chi \quad (22b)$$

Adoptando un promedio entre las relaciones de rigidez ante momentos positivos y negativos, o sea entre ecuaciones (17) y (22), para calidad del acero y hormigón especificados, resultan:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 35\rho \quad (22a)$$

o bien:

$$\rho = 0.029\chi \quad (22b)$$

Es claro, de nuevo, que el valor que da el reglamento como primera aproximación, Figura 2, está asociado a una cuantía media, o sea cercana al 1.0%. De allí surge que para secciones **T** y **L**, para esa cuantía media, $I_e = 0.35I_g$.

A los efectos de modelar la rigidez, con por ejemplo ETABS, si las vigas son en realidad sección **T** o **L**, y se introducen los datos como sección rectangular, se podría adoptar la aproximación de que $I_{g,T} \approx 1.4I_{g,R}$, por lo que:

$$I_e^{T,L} = 0.35 \times 1.4 \times I_g^R \quad (23)$$

Por supuesto, que en cada caso se debería evaluar la relación entre las inercias no fisuradas (gross o totales) de la sección **T** o **L** con relación a la que resultaría de la sección rectangular con el mismo ancho b_w y altura total h .

En la Figura 7 se grafica la rigidez vs cuantía en vigas rectangulares, y vigas “T” de acuerdo a lo deducido en el presente trabajo.

Organiza:

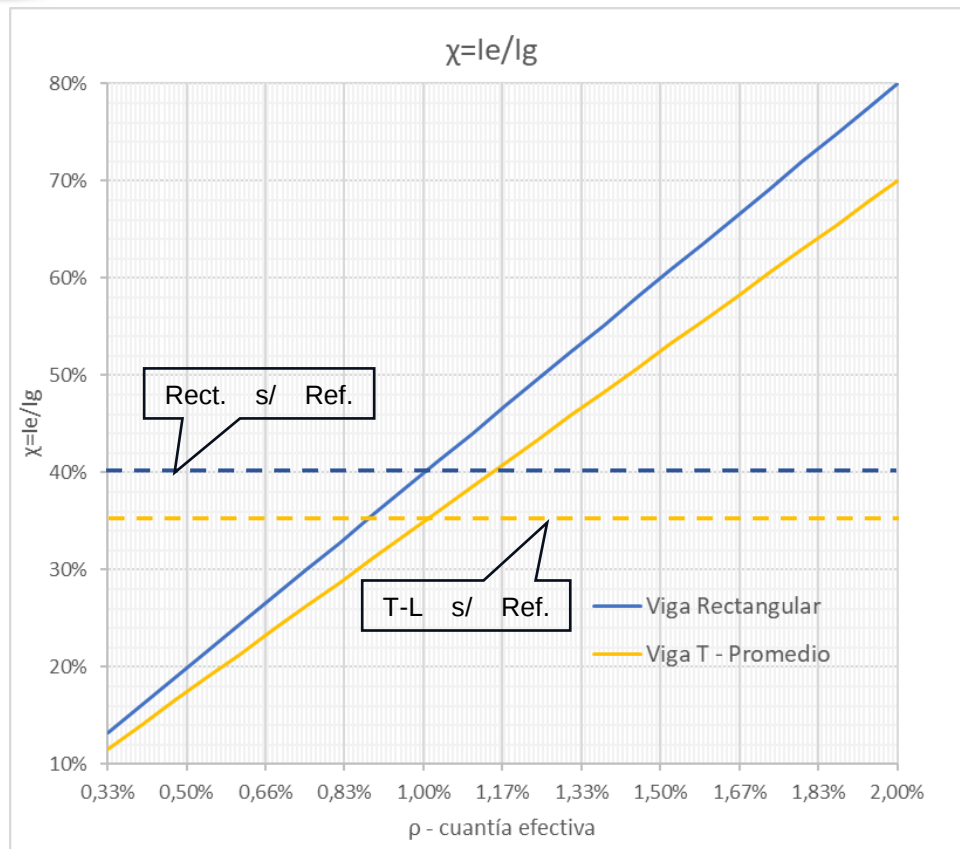


Figura7. Relación rigidez vs. cuantía en vigas

5. RELACIÓN RIGIDEZ vs. RESISTENCIA PARA COLUMNAS Y TABIQUES

Para elementos comprimidos se debe reconocer que el nivel de esfuerzo axial tiene una influencia determinante en la resistencia y por lo tanto en la rigidez. El IC-103-II-v2005, y otras referencias más, adoptan "siempre", ver Fig. 2(b) y 2(c), por ejemplo, para un nivel de axial definido por el índice:

$$n = \frac{P_u}{f'_c A_g} \quad (23)$$

para $n = 0.2$, adopta en el caso de columnas $I_e = 0.6I_g$ y para tabiques $I_e = 0.45I_g$. De nuevo, la nueva versión 2021 corrige esta inconsistencia, ya que indica que el diseñador debe evaluar la rigidez efectiva que se aproxima a su diseño de resistencia.

Se deriva a continuación una expresión muy simple que parte de la resistencia nominal de columnas dada, para armadura distribuida en su periferia:

Organiza:

$$M_n = (N + A_{st} \cdot f_y)(h_c - a) / 2 \quad (24)$$

y siendo h_c la altura total de la columna, A_{st} la armadura total de la columna, y a la altura del bloque de tensiones equivalente:

$$a = h_c \frac{(n + \omega)}{(0.85 + 2\omega)} \quad (25)$$

indicando con $f_r = f_y / f'_c$ relación de tensiones, $\rho = (A_{st} / A_g)$, y $\omega = \rho f_r$, cuantía mecánica, resulta la expresión del momento nominal:

$$M_n = (A_g h_c / 2)(n f'_c + \rho f_y)[(0.85 + \omega - n) / (0.85 + 2\omega)] \quad (26)$$

Adoptando la expresión de Priestley, Ref. 8, de curvatura de fluencia para secciones de columnas rectangulares:

$$\phi_y = 2.1 \varepsilon_y / h_c \quad (27)$$

resulta una relación de Inercia efectiva a Inercia total:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 1.70(n + \omega) \frac{(0.85 + \omega - n)}{(0.85 + 2\omega)} \quad (28)$$

y combinando con la ecuación (25) resulta:

$$\chi = \frac{I_e}{I_g} = 1.70 \frac{a}{h_c} (0.85 + \omega - n) \quad (29)$$

Esta expresión además muestra que la rigidez efectiva depende y aumenta con la profundidad del eje neutro, medida a partir del bloque de tensiones de compresión.

En la Figura 8 se grafica rigidez vs cuantía y axial en tabiques y columnas considerando $f_y = 420 \text{ MPa}$ y $f'_c = 30 \text{ MPa}$ según lo deducido en el presente trabajo.

Organiza:

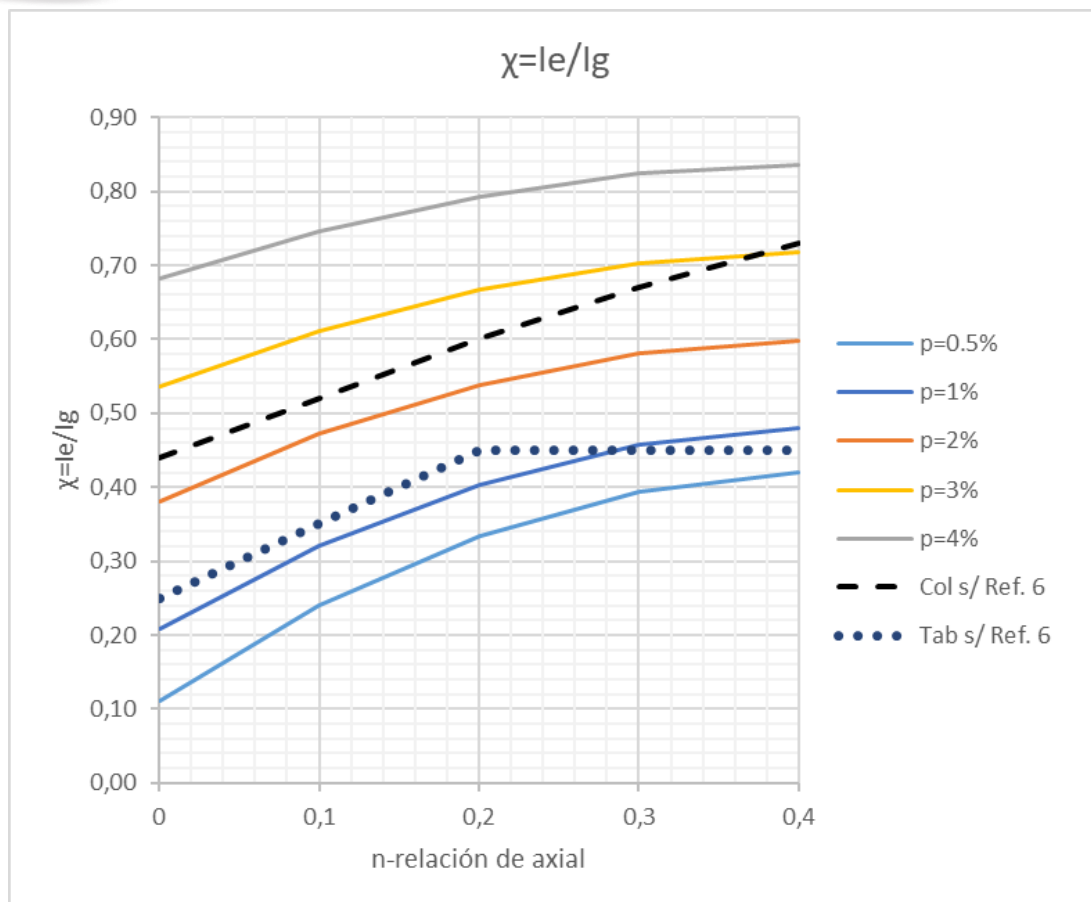


Figura8. Relación Rigidez vs. Cuantía y e índice de Axial en columnas y tabiques.

De nuevo se observa que, suponiendo un valor de $n=0.20$, y teniendo en cuenta que la cuantía mínima en columnas es del orden del 1% y la máxima del 4.3 % ($18A_g/f_y$), es decir cuantía promedio cercana al 2.5%, el valor que recomienda el reglamento y referencias anteriores a los nuevos conceptos (ya introducidos en la última versión del reglamento argentino), es de $\chi=0.60$, que es el valor que se leería también en la Figura8. Sin embargo, para ese índice de axial, si la cuantía de la columna fuera la mínima, la relación de rigidez a tomar sería prácticamente la mitad del valor de referencia del reglamento.

Para valorar la bondad de la expresión (29) se puede consultar a Priestley, Ref. 8. En dicha referencia se presenta una figura muy similar a la Figura 8 aquí presentada.

Organiza:

6. IMPLICANCIAS DE MODELAR EN FORMA REALISTA (o no) LA RIGIDEZ EN LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A los efectos de verificar las diferencias que presentan los resultados del análisis estructural, a la luz de las exigencias de los reglamentos, se presente a modo de ejemplo una estructura muy simple y regular, sin excentricidad accidental (de masas y de rigideces), de siete (7) pisos, con tres (3) pórticos en la dirección estudiada. La misma ha sido presentada en varias oportunidades en la Facultad de Ingeniería de la UNCuyo, Ref. 11, ver Figura 9.

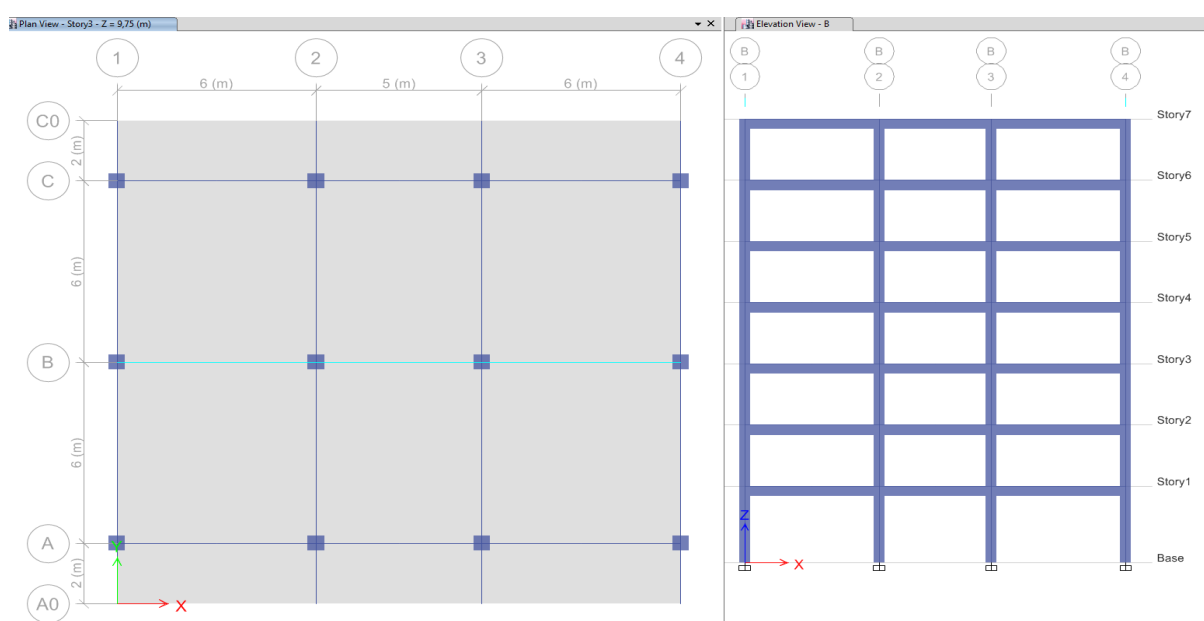


Figura 9. Izq. (a) Planta tipo; (b) Elevación pórticos dirección X-X.

Se postulan diferentes factores de rigidez χ , para vigas y para columnas. Para un mismo nivel de exigencia sísmica (mismo peine horizontal de fuerzas equivalentes), se registran los resultados obtenidos en términos de máximo drift ratio (distorsión de piso), máximo desplazamiento horizontal y periodo de vibración fundamental o natural en dirección **X**. Se inicia con un factor χ de 50% para vigas y 50% para columnas. La Figura 10, presenta gráficamente los resultados de este caso.

Organiza:

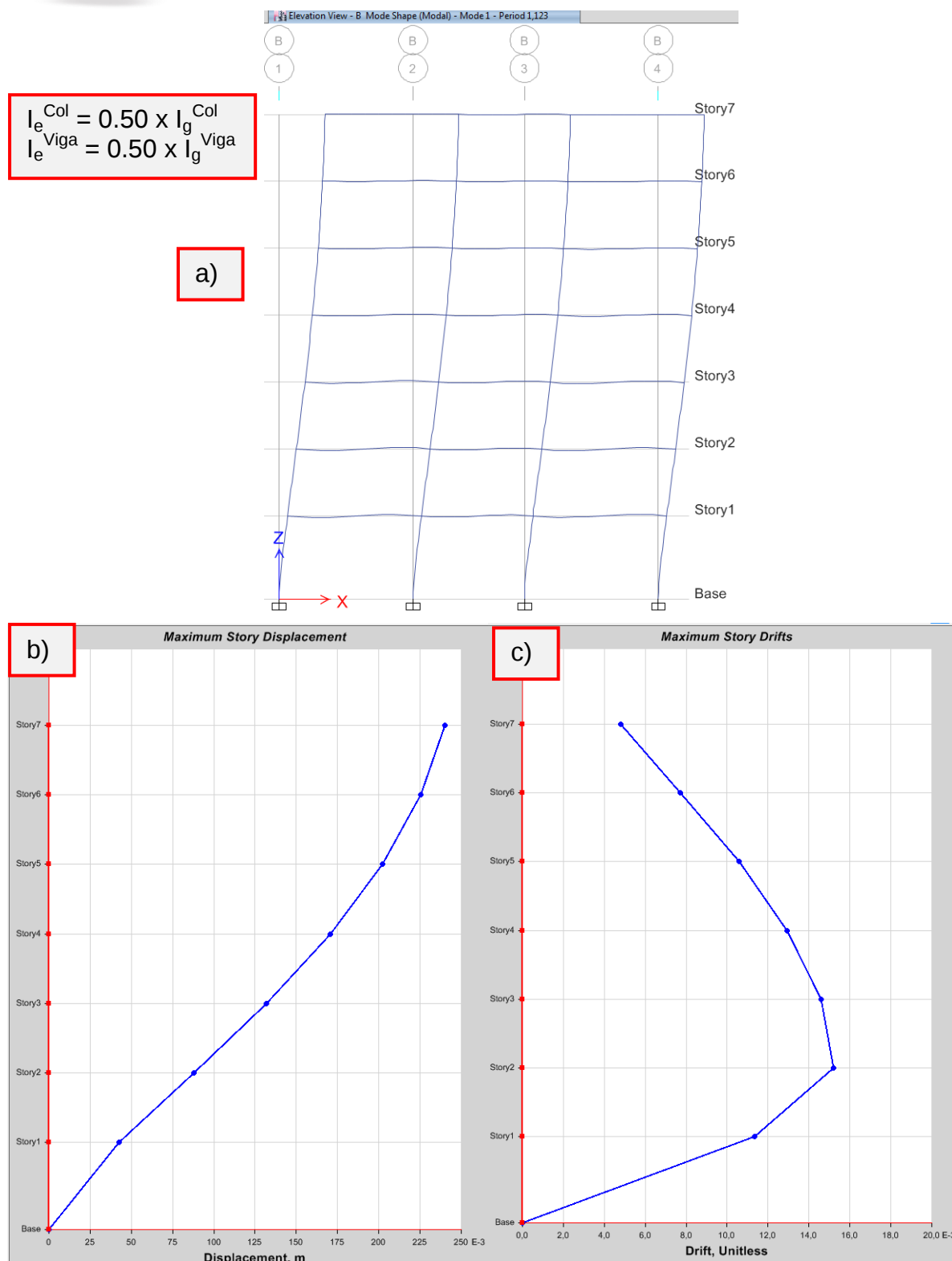


Figura 10. a) Deformada y Periodo fundamental X-X – $T_{0x} = 1.123\text{seg.}$

b) Desplazamiento horizontal. c) Distorsión de Piso.

Organiza:

Tabla resumen, degradación / rigidez.

Parámetro	$I_e^{Col} = 0.50 I_g^{Col}$ $I_e^{Vig} = 0.20 I_g^{Vig}$	$I_e^{Col} = 0.50 I_g^{Col}$ $I_e^{Vig} = 0.50 I_g^{Vig}$	$I_e^{Col} = 0.50 I_g^{Col}$ $I_e^{Vig} = 0.80 I_g^{Vig}$	$I_e^{Col} = I_g^{Col}$ $I_e^{Vig} = I_g^{Vig}$
Drift [%]	3.0	1.5	1.1	0.8
Desplazamiento [cm]	46	24	17	12.5
Periodo Fundamental [seg.]	1.582	1.123	1.053	0.972

Tabla 1 – Resumen Principales parámetros vs rigidez efectiva de vigas y columnas.

Se observa que los índices obtenidos son, naturalmente, sensibles a la rigidez de los elementos. De esto se concluye que es muy importante realizar un análisis adecuado para obtener valores de rigidez correctos que deriven en un modelo confiable.

Organiza:

7. CONCLUSIONES

Los conocimientos avanzan y es importante tomar ventajas de ellos para poder mejorar la calidad de los trabajos de diseño y de construcción.

Los avances, estado del arte, se deben implementar en los reglamentos, que en cierta medida representan el estado de la práctica. Estos reglamentos necesitan una continua actualización (lo típico en EEUU es cada tres (3) años), y a su vez los profesionales se deben actualizar y aplicar las últimas versiones aprobadas. Los organismos oficiales deben además aprobar y poner en vigencia lo antes posible las actualizaciones. Esto permitirá dar mayor seguridad a las construcciones.

Entre la versión IC-103-II-2005 y la versión 2021 transcurrieron más de 15 años, y ya estamos a casi 20 años de la versión inicial y muchos profesionales no están aplicando las últimas actualizaciones. Pareciera que la frase "actualización continua" queda solamente en la retórica. Los nuevos conceptos no son nada complicados, y tal cual se presentan algunos de ellos en este trabajo, muy fáciles de implementar en la práctica profesional.

El uso de la rigidez constante es un concepto (justamente rígido) que ya ha sido superado y el reglamento 2021 lo expresa. Desafortunadamente en este aspecto dicho reglamento debería ser más taxativo y exigir que la rigidez adoptada sea justificada y no tomada simplemente como un valor que podría estar muy lejos de la realidad. Será motivo de corregir en próxima versión. Lo injustificable es que algunos profesionales aún sigan con conceptos obsoletos, sean porque los ignoran, o sea por comodidad. Cursos de aplicación se han dado muchos, ver por ejemplo, Ref. 12.

Las consecuencias en términos de comportamiento quedan claramente expuestas la estructura simple que se presenta en este trabajo. Por ejemplo, las distorsiones de piso pueden variar desde 1.1 % para el máximo de cuantía en vigas hasta llegar a superar 3.2 % (no cumplen el reglamento) para vigas con cuantías mínimas. Los períodos resultantes de erróneas suposiciones estarán mal desde el arranque, y la asignación de esfuerzos será también la consecuencia.

Por otro lado, y no menos importante, es que el concepto de la "flexibilidad para elegir la rigidez" permite al diseñador tomar decisiones que le permitirán diseñar una estructura más inteligente, más independiente del sismo (que nadie sabe cómo será), y seguramente más eficiente, incluyendo en esto el aspecto económico. Claro está que las "computadoras" están lejos (y "afortunadamente" hoy aún es así) de lograr diseños más inteligentes, que provienen del buen juicio y capacidad de entender que la ingeniería no es sólo ciencia, sino que tiene mucho de arte, lo cual generalmente se visualiza en los detalles, los cuales serán más "bellos y eficientes", si más inteligente es el diseño.

Organiza:

8. REFERENCIAS

- [1] INPRES, INTI-CIRSOC, "Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes", INPRES CIRSOC-103 - Parte I, 2018.
- [2] INPRES, INTI-CIRSOC, "Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes" INPRES-CIRSOC 103-Parte II "Construcciones de Hormigón Armado", Abril 2021.
- [3] Applied Technology Council. ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges, Redwood city, CA, 1996.
- [4] New Zealand Standard 3101. Part 1 y Part 2:1992. Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand. 1992.
- [5] Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. T. Paulay & M.J.N. Priestley. John Wiley & Sons. 1992. 744 pág.
- [6] INPRES, INTI-CIRSOC, "Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes" INPRES-CIRSOC 103-Parte II "Construcciones de Hormigón Armado", Julio 2005.
- [7] A re-definition of the Stiffness of Reinforced Concrete elements and its implications in Seismic Design. T. Paulay. 4-EIPAC-99, Mendoza, 1999.
- [8] Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The Mallet Milne Lecture, 2003. M.J.N. Priestley.
- [9] Displacement-Based Seismic Design of Structures. M.J.N. Priestley, G.M. Calvi & M.J. Kowalsky. IUSS Press. 2007.
- [10] New Zealand Standard 3101. Part 1 y Part 2:2006. Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand. 2006, y Adendas A, B y C.
- [11] Curso de Hormigón II. Carlos R. Llopiz. Facultad de Ingeniería, UNCuyo
- [12] Curso sobre el Proyecto de Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte II, versión 2020. Carlos. R. Llopiz. Noviembre 2020. Organizado por AIE.

Organiza: