

Tilt-Up Design Pitfalls

by Trent Nagele, John Lawson, and Jeff Griffin

Tilt-up concrete construction has grown to be one of the most widely used methods (by square footage) of constructing low-rise buildings in the United States. The most common form is a single-story building with tall, slender concrete walls. The design of these slender walls is usually controlled by out-of-plane flexure and deflection with design typically following the alternative slender wall provisions in Section 11.8 of ACI CODE-318-19(22).¹ The historical basis for these provisions can be traced back to full-scale tests performed in the early 1980s by a joint venture of the ACI Southern California Chapter (ACISCC) and the Structural Engineers Association of Southern California (SEAOSC).² These results were validated in recent tests conducted by the University of Nebraska in a 2022 report prepared for the Tilt-Up Concrete Association (TCA).³

This history is important because it validates the underlying assumptions of the design method. Wall designers who lack the appreciation of this history may implement different theoretical approaches with the belief that their efforts will increase accuracy and efficiency. However, these usually run counter to the experimental behavior observed and can lead to significantly unconservative wall designs. Common errors include:

- Using an effective moment of inertia instead of a cracked moment of inertia for strength design with second-order p-delta ($P-\Delta$) effects; and
- Using an incorrect modulus of rupture.

In some instances, these errors may be facilitated by commercially available software packages—either by providing them as alternate methods or by embedding one or both within the source code.

For additional information and more in-depth discussion of the topics in this article, refer to ACI’s TechNote, PRC-551.3-21, “Pitfalls of Deviating from ACI 318 Slender Wall Provisions.”⁴

Moment of Inertia

Designing slender walls for out-of-plane bending requires consideration of second-order effects. In some cases, the added moments from second-order effects can exceed the primary moments. Calculation of the second-order moments is a direct function of the out-of-plane deflection, which is dependent on the moment of inertia for the cross section.

The response of slender wall panels was well established by testing in the 1980s and follows a clear bilinear curve when plotting lateral load or moments versus deflection (Fig. 1). The sudden change in slope at the inflection point in the curve is associated with cracking. At lower moments, the uncracked panel has an elastic response with very little deflection as shown by the nearly vertical portion of the curve. This portion of the curve uses a moment of inertia nearly equal to the gross moment of inertia, I_g . However, once the panel cracks, the deflection increases dramatically with small increases in pressure or moment. At higher pressures, the deflections approach those associated with response found using the cracked moment of inertia, I_{cr} .

To use this observed wall response curve for design, the design equations in ACI CODE-318-19(22), Section 11.8, consider two distinct checks representing strength design (Section 11.8.3) and service deflection (Section 11.8.4). The intent of strength design is to ensure that minimum life-safety requirements are met. Because of this, Eq. (11.8.3.1c) prescribes the use of I_{cr} to calculate factored design moment, M_u . This approach recognizes that as the applied moment nears the nominal moment strength, the cross section’s moment of inertia approaches I_{cr} as Fig. 1 illustrates.

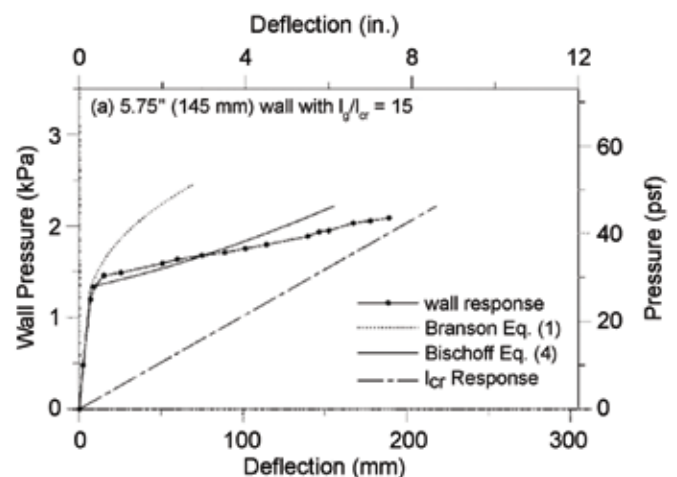


Fig. 1: Comparison of wall deflection using different methods. Note that “Branson Eq.” is the equation used in ACI 318-99⁵ to 318-05,⁶ “Wall Response” is from the SEAOSC Slender Wall Task Group⁷ test data (from Bischoff and Scanlon⁸)

This cracked section assumption also ensures a predictable and ductile failure mechanism, which is a fundamental philosophy of concrete design.

In contrast, service deflection estimates the panel's out-of-plane deformation at a lower force level and evaluates the panel's serviceability using an iterative approach. Because of these differences, the service design equations have a two-part format (Table 11.8.4.1) to represent the bilinear curve of observed behavior assuming an uncracked or partially cracked section with an effective moment of inertia, I_e or I_{eff} .

The use of I_{cr} for strength design is intentional, and it would be a mistake to assume I_e can be casually substituted for greater accuracy and efficiency for the following reasons:

- As evident in Fig. 1, wall stiffness drops precipitously at the onset of cracking. If the wall stiffness is based on a partially cracked section consistent with I_{eff} , slight inaccuracies in the calculated load or section properties can lead to significant inaccuracies in the calculated deflections and associated second-order moments;
- Most design engineers and commercial software programs use a stress-block model based on a fully cracked section for computation of the nominal moment capacity, M_n . It's important to be consistent and use a fully cracked philosophy on both the demand and capacity sides of the inequality $\phi M_n \geq M_u$ (Section 4.6.2);
- ASCE 7-16⁹ seismic forces for a design level earthquake are less than expected levels because of the anticipated benefits of the element's ductility to resist overloads; however, this implies that the concrete section is more likely to fully crack than the design forces suggest, potentially leading to a sudden loss of out-of-plane stiffness; and
- Prior to a design-level event, a panel will be affected by lifting stresses, restraint of shrinkage or thermal contractions, or other previous loadings. Consequently, there is no way to ensure it will not have already cracked beyond that predicted by design loads alone.

Despite these reasons, some designers (often aided by software) have chosen to use I_{eff} or I_e for strength design in place of I_{cr} , leading to potentially unsafe designs.

Modulus of Rupture

Following the full-scale slender wall tests, design equations were developed and eventually adopted by the Uniform Building Code (UBC) in the 1988 edition.¹⁰ When the International Code Council created a single national model code in 2000, the slender wall provisions from the 1997 UBC¹¹ were incorporated in part into ACI 318-99, which was referenced by the 2000 IBC.¹² To make the slender wall design serviceability provisions fit better into ACI Code, two key parameters were changed to align with well-established formulations. The first was to replace I_{cr} with Branson's effective moment of inertia, I_e , for serviceability design, which underestimated service-load deflections. The second was to

increase the modulus of rupture, f_r , to $7.5\sqrt{f'_c}$ to align with the traditional equation provided in the ACI Code (refer to ACI CODE-318-19(22), Section 19.2.3.1). However, these changes created unconservative design results that did not accurately match the original ACISCC-SEAOSC Task Committee on Slender Walls test data.² The ACI 318-99 provisions were corrected in ACI 318-08¹³ and future editions to maintain the fidelity of the original UBC design provisions after a SEAOSC Slender Wall Task Group⁷ validated the concerns.¹⁴

The modulus of rupture predicts the transition point in the bilinear curve between the near vertical (uncracked) and near horizontal (cracked) portions of the curve. The ACISCC-SEAOSC Task Committee on Slender Walls test data² revealed the moment at first crack, $M_{cr} = f_r \times S$, corresponded to a modulus of rupture of $5.0\sqrt{f'_c}$ instead of the commonly used $7.5\sqrt{f'_c}$ in ACI 318 due to internal shrinkage restraint tensile forces.¹⁵ To correct for this difference, ACI 318 elected to place a two-thirds factor on M_{cr} and Δ_{cr} for slender walls instead of changing the 7.5 factor to 5.0. Nevertheless, some design engineers continue to face the option of using 5.0 versus 7.5 in some software programs without fully appreciating the consequences of their selection.

Given this background, when prompted by a spreadsheet or program during the design process to specify the modulus of rupture, it is important to understand whether the design methodology being used internally is going to make the two-thirds adjustment, or if it's expected the designers will make the adjustment on their own. When this confusion has occurred, significant inaccuracies in the analysis have resulted.

Example Problems

The following text summarizes two examples provided in ACI PRC-551.3-21, demonstrating the effects of erroneously using I_e for strength design in slender walls and using $7.5\sqrt{f'_c}$ for calculation of I_e in strength checks. Code required serviceability checks are not addressed. Readers are encouraged to review ACI PRC-551.3-21 for details.

Example 1

Example B.1 in ACI 551.2R, "Guide for the Design of Tilt-Up Concrete Panels,"¹⁶ is a panel 6-1/4 in. thick, 15 ft wide, 31 ft tall (29.5 ft unbraced length) supporting three roof joists, each with a load of 2.4 kips (dead load, D) and 2.5 kips (roof live load, L_r). Lateral load on the panel is 27.2 lb/ft² from wind (W). The panel is reinforced with No. 6 bars at about 12 in. spacing located in the center of the panel thickness.

Following the slender wall provisions in ACI 318 and correctly using I_{cr} for the second-order effects, the total factored moment in the panel for load case $(1.2D + 1.6L_r + 0.5W)$ is 61.2 kip-ft, and the deflection under factored loads, Δ_u , is 10.0 in. Several of the key parameters are summarized in the left column of Table 1.

If the same panel is analyzed using I_e in place of I_{cr} , the results vary dramatically.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right]} \leq I_g \quad (\text{Eq. (4b) in Reference 8})$$

The results from this analysis are summarized in the right column of Table 1. Similar results would also be achieved if Branson’s effective moment of inertia equation was used.

In comparing these design solutions, notice that a negative value for I_e is calculated. This occurs because applied moment M_{ua} is less than M_{cr} and indicates that the panel is uncracked. Therefore, I_g is used in place of I_e or I_{cr} for the remainder of the analysis, even though I_g is over ten times the cracked moment of inertia prescribed by the ACI 318 equations. Using $I_e = I_g$, the resulting M_u in the uncracked section is then calculated to be 26 kip·ft, which is only 42% of the design moment required by ACI 318 using the assumption of a cracked section. The deflection of 0.4 in. is only 4% of the 10.0 in. calculated by ACI 318 deflection. While it may be tempting to argue that use of I_g is justified because M_{ua} is less than M_{cr} , and the panel is not cracked, this can lead to a panel design that is significantly deficient, particularly considering the four concerns discussed previously. If the reduced moment and deflection values are used to size the reinforcing, the panel will be vulnerable to a sudden loss of out-of-plane stiffness if it cracks prior to, or during, a design event, which would then result in a dramatic increase in unexpected $P-\Delta$ moments that exceed the capacity of the reinforcing.

Example 2

Example 2 is a panel 6-1/4 in. thick, 8 ft wide, 30 ft tall (28.0 ft unbraced length) supporting a single girder load of 18.6 kips (D) and 31.8 kips (L_r). Lateral load on the panel is 23.0 lb/ft² from wind (W). It is reinforced with No. 5 bars at 16 in. spacing in the center of thickness.

In this example, I_e will first be used to analyze the proposed design and then checked using the prescribed ACI 318 equations I_{cr} .

Table 2 summarizes the results from this panel analysis and shows the results of calculations based (incorrectly) on I_e versus I_{cr} . Note again that I_e was computed as negative, indicating an initially uncracked panel, so I_e is assumed to be equal to I_g .

The left two columns in Table 2 summarize results from using I_e (M_u of 17.8 kip·ft and deflection of 0.42 in.). This analysis incorrectly justifies the assumed reinforcing (No. 5 bars at 16 in. spacing in the center of the panel). An experienced designer would be wary of this because it’s common for panels supporting heavy girder loads to be reinforced with a “cage” that incorporates bars at each face.

The right two columns of Table 2 show the parameters computed using the ACI 318 provisions, and these results raise additional concerns. M_u appears to be –15.7 kip·ft, with a deflection of –4.28 in. The minus signs in these values are red flags because this is a simply supported panel, and there shouldn’t be any negative moments.

Table 1:
Summary of Example 1 results. Values for I_e (right two columns) illustrate incorrect results

ACI 318 slender wall		I_e (Bischoff and Scanlon [®])	
I_g	3662 in. ⁴	I_e	–72 in. ⁴
I_{cr}	354 in. ⁴	$I_e \leq I_g$	3662 in. ⁴
I_g/I_{cr}	10.3	I_g/I_e	1.0
M_{cr}	46 kip·ft	—	
ϕM_n	96 kip·ft	—	
M_u	61 kip·ft	M_u	26 kip·ft
Δ_u	10.0 in.	Δ_u	0.4 in.

Table 2:
Summary of Example 2 results. Values for I_e (left two columns) illustrate incorrect results

I_e (Bischoff and Scanlon [®])		ACI 318 slender wall	
I_e	–44.0 in. ⁴	I_g	2197 in. ⁴
$I_e \leq I_g$	2197 in. ⁴	I_{cr}	192 in. ⁴
I_g/I_e	1.0	I_g/I_{cr}	11.4
—		M_{cr}	26.7 kip·ft
—		ϕM_n	47.3 kip·ft
M_u	17.8 kip·ft	M_u	–15.7 kip·ft
Δ_u	0.42 in.	Δ_u	–4.28 in.

Advertise



For more information, contact

Dan Kaste, Account Executive

Email: dan.kaste@wearemci.com

MCI USA: +1.410.584.8355



To illustrate what is happening here, consider Fig. 2 which shows a plot of M_u versus the effective area of steel, A_{se} . At low levels of reinforcing, M_u erroneously appears with a negative value and increases toward an asymptote indicating potential instability. ACI 551.2R-15 notes that the minimum area of steel that should be selected is the point where the nominal flexural strength, ϕM_n , intersects a positive M_u (refer to the red arrow in Fig. 2). For this panel, however, ϕM_n is 47.3 kip·ft, which mathematically is greater than either M_u of 17.8 kip·ft calculated using I_e , or M_u of -15.7 kip·ft calculated using ACI 318. ϕM_n is also greater than M_{cr} , which is a provision required by ACI CODE-318-19(22), Section 11.8.1.1c. However, the design is still not acceptable.

To get a meaningful positive M_u , the panel stiffness, K_b , needs to be increased. This is most easily accomplished by increasing the reinforcing depth either by placing bars at each face of the panel or simply by thickening the panel. By using reinforcement at each face here, the appropriate M_u based on ACI 318 methodology is approximately 61 kip·ft and avoids an over-reinforced condition ($\rho < 0.6\rho_{bal}$) that would result if center bars were spaced more closely. This is a significantly different design than the design that was falsely shown to be adequate when checked using I_{cr} . The example therefore highlights the dangers of blindly following equations and

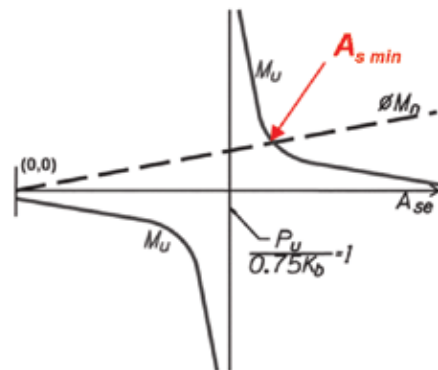


Fig. 2: Variation of factored moment and nominal moment capacity as area of effective tension reinforcement increases (Fig. Ba in ACI 551.2R-15¹⁶)

ignoring implausible results. If a negative M_u is accepted at face value, adjusting the amount of reinforcing alone is not likely to substantially change the erroneous result.

Conclusions

The provisions for slender wall design provided in ACI CODE-318-19(22), Section 11.8, have been empirically validated using data from full-scale tests. If designers or



Education RESOURCES





ACI Members receive **FREE** access to all ACI live webinars and 220+ on-demand courses on 55+ unique topics.



To view all access options, visit [ACIUniversity.com](https://www.ACIUniversity.com)



their design software employ substitute equations or methodologies—either inadvertently by using outdated ACI 318 provisions or intentionally by using alternative theories in search of more accuracy or efficiency—the result could be panels that do not have adequate strength and stiffness. This can lead to wall panels that are very sensitive to cracking and are capable of dramatic, unexpected increases in $P-\Delta$ moments. Designers are encouraged to review their calculations and design methodology considering the intent of the current ACI 318 provisions and their underlying empirical basis. If substitute equations or alternate methodologies are used, designers must ensure they are employed rationally and are consistent with observed behavior from a full-scale testing program. If this is not possible, the resulting panel may be vulnerable to a sudden loss of stiffness when cracking occurs.

References

1. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI CODE-318-19) (Reapproved 2022),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
2. ACI-SEAOSC Task Committee on Slender Walls, “Test Report on Slender Walls,” J.W. Athey, ed., ACI Southern California Chapter and Structural Engineers Association of Southern California (SEAOSC), Los Angeles, CA, 1982, 134 pp.
3. Maguire, M., and Al-Rubaye, S., “Tilt-Up Partially Composite Insulated Wall Panels,” Tilt-Up Concrete Association, Mount Vernon, IA, 2022, 399 pp.
4. ACI Committee 551, “Pitfalls of Deviating from ACI 318 Slender Wall Provisions—TechNote (ACI PRC-551.3-21),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021, 12 pp.
5. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 391 pp.
6. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, 430 pp.
7. Ekwueme, C.; Lawson, J.; Pourzanjani, M.; Lai, J.S.; and Lyons, B., “UBC 97 and ACI 318-02 Code Comparison – Summary Report,” SEAOSC Slender Wall Task Group, Jan. 2006, 47 pp.
8. Bischoff, P., and Scanlon, A., “Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 1, Jan.-Feb. 2007, pp. 68-75.
9. ASCE 7-16, “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures,” American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017, 800 pp.
10. “1988 Uniform Building Code,” International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1989, 926 pp.
11. “1997 Uniform Building Code,” Volume 2: Structural Engineering Design, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, Apr. 1997, 492 pp.
12. “2000 International Building Code (IBC),” International Code Council, Falls Church, VA, 2000, 796 pp.
13. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 465 pp.
14. Lawson, J., “Deflection Limits for Tilt-up Wall Serviceability,” *Concrete International*, V. 29, No. 9, Sept. 2007, pp. 33-38.
15. Gilbert, R.L., “Deflection Calculations for Reinforced Concrete Structures – Why We Sometimes Get It Wrong,” *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec. 1999, pp. 1027-1032.
16. ACI Committee 551, “Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels (ACI 551.2R-15),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2015, 72 pp.

Selected for reader interest by the editors.



ACI member **Trent Nagele** is a Structural Engineer and Senior Principal with VLMK Engineering + Design in Portland, OR, USA. He is one of the primary authors, along with John Lawson and Jeff Griffin, of the recently published ACI PRC-551.3-21 Tech Note by ACI Committee 551, Tilt Up Concrete Construction. Nagele received his MS in structural engineering and has

over 27 years of design practice experience with a broad range of project and construction types. He has been part of the review committee for several tilt-up documents including FEMA P-1026, “Seismic Design of Rigid Wall-Flexible Diaphragm Buildings: An Alternative Procedure,” and the Tilt-Up Concrete Association’s “Engineering Tilt-Up” and “Limit Design of Tilt-Up” publications.



ACI member **John Lawson** is a Professor in Architectural Engineering at California Polytechnic State University (Cal Poly), San Luis Obispo, CA, USA. He is a member of ACI Committee 551, Tilt Up Concrete Construction. With over 25 years of design experience, Lawson oversaw the engineering of over 100 million ft² of tilt-up building construction. He received

his BS in architectural engineering from Cal Poly and his MS in structural engineering from Stanford University, Stanford, CA. He is a licensed structural engineer in California and Arizona.



ACI member **Jeff Griffin** is a Senior Project Manager with LJB Inc., Miamisburg, OH, USA. He designs and manages the construction of single and multi-story office, warehouse, military, and retail buildings. In his 26-year career, Griffin has designed facilities with a variety of building materials but has an expertise in the design of structures built with site cast

tilt-up concrete wall panels. He is Past Chair of ACI Committee 551, Tilt Up Concrete Construction. Griffin is a licensed professional engineer in 14 states.

Dificultades con el Diseño Tilt-Up

por Trent Nagele, John Lawson y Jeff Griffin.

La construcción de hormigón Tilt-up se ha convertido en uno de los métodos más utilizados (por pie cuadrado) para la construcción de edificios de baja altura en los Estados Unidos. La forma más común es un edificio de un solo piso con paredes de hormigón altas y delgadas. El diseño de estas paredes delgadas está usualmente controlado por una flexión y deflexión fuera de plano, con el diseño normalmente siguiendo las disposiciones alternativas para paredes delgadas en la sección 11.8 del Código ACI-318-19 (22)¹. La base histórica para estas disposiciones se remonta a pruebas de escala real llevadas a cabo a principios de la década de 1980 en una operación conjunta entre la ACI Capítulo Sur de California (ACISCC) y la Asociación de Ingenieros Estructurales del Sur de California (SEAOSC)². Estos resultados fueron validados en pruebas recientes realizadas por la Universidad de Nebraska en un informe de 2022 preparado por la Asociación de Concreto Tilt-Up (TCA)³.

Esta historia es importante porque valida los supuestos subyacentes del método de diseño. Los diseñadores de paredes que carecen de apreciación por esta historia pueden implementar diferentes enfoques teóricos con la creencia de que con sus esfuerzos aumentarán la precisión y eficiencia. Sin embargo, estos suelen contraponerse al comportamiento experimental observado y pueden llevar considerablemente a diseños de pared poco prudentes.

Los errores comunes incluyen:

- Usar un momento de inercia efectivo en lugar de un momento de inercia agrietado para el diseño de resistencia con efectos de segundo orden p -delta (P - Δ); y
- Usar un módulo de ruptura incorrecto.

En algunas instancias, estos errores pueden ser facilitados por paquetes de software comerciales – ya sea proporcionándolos como métodos alternativos o integrando uno o ambos dentro del código fuente.

Para obtener información adicional y una discusión más detallada de los temas en este artículo, consulte la TechNote de ACI PRC-551.3-21, “Dificultades de las Disposiciones de Paredes Delgadas de ACI 318”.

Momento de Inercia

Diseñar muros delgados para flexión fuera de plano requiere considerar los efectos de segundo orden. En algunos casos, los momentos adicionales de los efectos de segundo orden pueden superar a los momentos primarios. El cálculo de los momentos de segundo orden es una función directa de la deflexión fuera de plano, la cual es dependiente del momento de inercia de la sección transversal.

La respuesta de los paneles de muros delgados quedó bien establecida mediante pruebas en la década de 1980 y sigue una curva bilineal clara al trazar la carga lateral o los momentos frente a la deflexión (Fig. 1). El cambio repentino de la pendiente en el punto de inflexión de la curva está asociado con el agrietamiento. A momentos bajos, el panel sin grietas tiene una respuesta elástica con muy poca deflexión como se muestra en la porción casi vertical de la curva. Esta parte de la curva usa un momento de inercia casi igual al momento de inercia bruto, I_g . No obstante, una vez

que el panel se agrieta, la deflexión se incrementa dramáticamente con pequeños incrementos en la presión o el momento. A elevadas presiones, las deflexiones se aproximan a aquellas asociadas con la respuesta encontrada usando el momento de inercia agrietado, I_{cr} .

Para utilizar esta respuesta de la curva del muro para el diseño, las ecuaciones de diseño en el Código ACI 318-19(22), Sección 11.8, consideran dos revisiones distintas que representan el diseño de resistencia (Sección 11.8.3) y el servicio de deflexión (Sección 11.8.4). El objetivo del diseño de resistencia es para garantizar que los requerimientos mínimos de seguridad se cumplan. Debido a esto, la ecuación (11.8.3.1c) prescribe el uso de I_{cr} para calcular el momento de diseño factorizado, M_u . Este enfoque que a medida que el momento aplicado se aproxima al momento nominal de resistencia, el momento de inercia de la sección transversal se aproxima a I_{cr} como lo ilustra la Fig. 1.

Esta suposición de sección agrietada también garantiza un mecanismo de falla predecible y dúctil, que es una filosofía fundamental del diseño de hormigón.

En contraste, la deflexión de servicio estima la deformación fuera de plano del panel a un nivel de fuerza más bajo y evalúa la capacidad de servicio del panel usando un enfoque iterativo. Debido a estas diferencias, las ecuaciones de diseño de servicio poseen un formato conformado por dos partes (Tabla 11.8.4.1) para representar la curva bilineal de comportamiento observado asumiendo una sección sin grietas o parcialmente agrietada con un momento de inercia efectivo, I_e o I_{eff} .

El uso de I_{cr} para el diseño de resistencia es intencional, sería un error asumir I_e que puede ser sustituida casualmente para lograr una mayor precisión y eficiencia debido a las siguientes razones:

- Como se evidencia en la Fig. 1, la rigidez de la pared cae vertiginosamente al iniciar el agrietamiento. Si la rigidez de la pared se basa en una sección parcialmente agrietada consistente con I_{eff} ligeras imprecisiones en la carga calculada o en las propiedades de sección pueden llevar a imprecisiones significativas en las deflexiones calculadas y momentos de segundo orden asociados.
- La mayor parte de los ingenieros de diseño

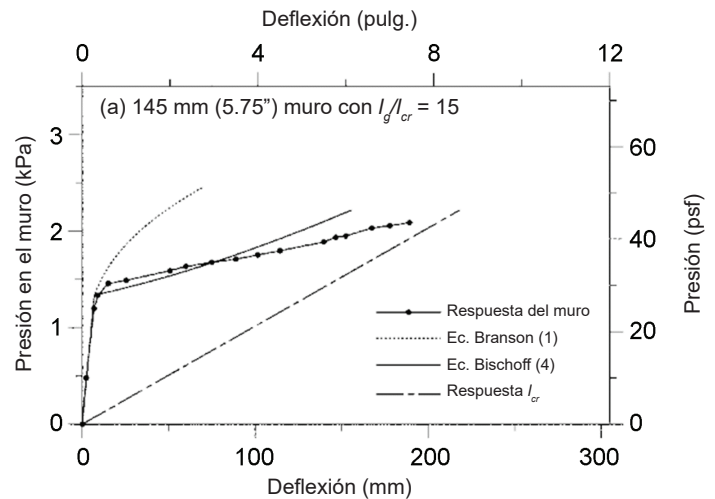


Fig.1: Comparación de la deflexión de pared usando diferentes métodos. Nótese que la "Ec. Branson" es la ecuación usada en ACI 318-99⁵ a la 318-05⁶, la Respuesta del muro "Wall Response", proviene de los datos de prueba de SEAOSC Slender Wall Task Group⁷ (desde Bischoff y Scanlon⁸).

y de programas de software comerciales usan un modelo bloque-esfuerzo basado en una sección completamente agrietada para el cálculo de la capacidad nominal de momento, M_n . Es importante ser coherente y utilizar una filosofía de agrietamiento completo tanto en el lado de la demanda como en el de la capacidad de la desigualdad $\phi M_n > M_u$ (Sección 4.6.2);

- Según la ASCE 7-16⁹ las fuerzas sísmicas en un nivel de diseño de terremoto son inferiores a los niveles esperados debido a los beneficios anticipados de la ductilidad del elemento para resistir sobrecargas: sin embargo, esto implica que es más probable que la sección del hormigón se agriete completamente de lo que sugieren el diseño de fuerzas, llevando potencialmente a una pérdida repentina de la rigidez fuera del plano; y
- Previo a un evento de diseño, un panel se verá afectado a tensiones ocasionadas por el levantamiento, limitaciones en la retracción de fraguado o contracción termal, u otras cargas previas. En consecuencia, no hay forma de garantizar que no se haya agrietado más allá de lo predicho solamente por el diseño de cargas.

A pesar de estas razones, algunos diseñadores (frecuentemente ayudados por software) han escogido usar I_{eff} o I_e para el diseño de resistencia en lugar de I_{cr} , lo cual podría llevar a diseños potencialmente inseguros.

Módulos de Ruptura

Tras las pruebas a escala real de paredes delgadas, se desarrollaron ecuaciones de diseño y finalmente fueron adoptadas por el Código de Construcción Uniforme (UBC) en la edición de 1988¹⁰. Cuando el Consejo Internacional de Códigos creó un único código nacional modelo en 2000, las disposiciones para paredes delgadas del UBC¹¹ de 1997 en parte fueron incorporadas en el ACI 318-99, que fue referenciado por la 2000 IBC¹². Para que la utilidad de las disposiciones del diseño de paredes delgadas se ajustase mejor al Código ACI, se cambiaron dos parámetros clave para alinearse con formulaciones bien establecidas. El primero fue reemplazar I_{cr} con el momento de inercia efectivo de Branson, I_e , para el diseño por serviciabilidad/funcionalidad/mantenimiento, lo cual subestimó las deflexiones por carga de servicio. El segundo fue aumentar el módulo de ruptura, f_r , a $7.5\sqrt{f'_c}$ para alinearse con la ecuación tradicional proporcionada en el Código ACI (consultar ACI CODE-318-19(22), Sección 19.2.3.1). Sin embargo, estos cambios crearon resultados de diseño inadecuados que no coincidían precisamente con los datos de prueba originales del Comité de Tareas sobre Paredes Delgadas ACISCC-SEAOSC². Las disposiciones del ACI 318-99 fueron corregidas en ACI 318-08¹³ y en ediciones futuras para mantener la fidelidad de las disposiciones de diseño originales del UBC después de que un Grupo de Tareas de Paredes Delgadas SEAOSC validara las inquietudes.

El módulo de ruptura predice el punto de transición en la curva bilineal entre las partes casi verticales (sin grietas) y casi horizontales (con grietas) de la curva. Los datos de prueba del Comité de Tareas sobre Paredes Delgadas ACISCC-SEAOSC² revelaron que el momento en la primera grieta, $M_{cr} = f_r \times S$, correspondía a un módulo de ruptura de $5.0\sqrt{f'_c}$ en lugar del comúnmente utilizado $7.5\sqrt{f'_c}$ en ACI 318 debido a la limitación interna de la retracción de fraguado

de las fuerzas de tracción. Para corregir esta diferencia, ACI 318 eligió colocar un factor de dos tercios en M_{cr} y Δ_{cr} para paredes delgadas en lugar de cambiar el factor de 7.5 a 5.0. No obstante, algunos ingenieros de diseño siguen enfrentando la opción de usar 5.0 versus 7.5 en algunos programas de software sin poder apreciar en su totalidad las consecuencias de su selección.

Dado este contexto, cuando sea solicitado especificar el módulo de ruptura por una hoja de cálculo o programa durante el proceso de diseño, es importante comprender si la metodología de diseño que se usa internamente va a realizar el ajuste de los dos tercios, o si se espera que los diseñadores realicen dicho ajuste por su cuenta. Cuando este tipo de confusión ha ocurrido, se han producido inexactitudes significativas durante el análisis.

Ejemplos de Problemas

El siguiente texto resume dos ejemplos suministrados en la ACI PRC-551.2-21, demostrando los efectos de utilizar erróneamente I_e para el diseño de resistencia en paredes delgadas y utilizando $7.5\sqrt{f'_c}$ para calcular I_e en las revisiones de resistencia. Las comprobaciones de servicio requeridas por el código no se abordan. Lectores están motivados a revisar el ACIPRC 551.3-21 para mayor detalle.

Ejemplo 1

Ejemplo B.1 en la ACI 551.2R, "Guía para el Diseño de Paneles de Hormigón Tilt-Up"¹⁶ es un panel de 6-1/4 pulgadas de espesor, 15 pies de ancho, 31 pies de alto (21 pies de longitud sin refuerzo) soportando tres vigas de cubierta, cada una con una carga de 2.4 kips (carga muerta, D) y 2.5 kips (carga viva de cubierta, L_r). Carga lateral en el panel es de 27.2 lb/ft² del viento (W). El panel esta reforzado con barras No. 6 aproximadamente espaciadas a 12 pulgadas de distancia, ubicadas en el centro del espesor del panel.

Siguiendo las disposiciones de paredes delgadas en la ACI 318 y utilizando correctamente I_{cr} para los efectos de segundo orden, el momento factorizado total en el panel para el caso de carga es $(1.2D + 1.6L_r + 0.5W)$ es 61.2 kip-ft, y la deflexión bajo cargas factorizadas, Δ_u , es 10.0 pulg. Varios

Tabla 1:
Resumen del Ejemplo 1. Valores para I_e (dos columnas de la derecha) ilustran resultados incorrectos.

ACI 318 Muro esbelto		I_e (Bischoff y Scanlon ⁸)	
I_g	3662 pulg. ⁴	I_e	-72 pulg. ⁴
I_{cr}	354 pulg. ⁴	$I_e \leq I_g$	3662 pulg. ⁴
I_g/I_{cr}	10.3	I_g/I_e	1.0
M_{cr}	46 kip·pie		—
ϕM_n	96 kip·pie		—
M_u	61 kip·pie	M_u	26 kip·pie
Δ_u	10.0 pulg.	Δ_u	0.4 pulg.

de los parámetros clave se resumen en la columna izquierda de la Tabla 1.

Si el mismo panel es analizado usando I_e en lugar de I_{cr} , los resultados varían drásticamente.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right]} \leq I_g \quad (\text{Eq. (4b) en Referencia 8})$$

Los resultados de este análisis se resumen en la columna de la derecha de la Tabla 1. Resultados similares se alcanzarían de igual forma si la ecuación del momento de inercia de Branson fuera utilizada.

Al comparar estas soluciones de diseño, se observa que se calcula un valor negativo para I_e . Esto ocurre porque el momento aplicado M_{ua} es menor que M_{cr} lo que indica que el panel no está agrietado. Por lo tanto, I_g es utilizado en vez de I_e o I_{cr} para el resto del análisis, a pesar de que I_g es diez veces el momento de inercia agrietado prescrito por las ecuaciones de la ACI 318. Usando $I_e = I_g$, el M_u resultante de la sección no agrietada es posteriormente se calcula que es 26 kip·ft, lo cual representa solo el 42% del momento de diseño requerido por la ACI 318 utilizando la suposición de una sección agrietada. La deflexión de 0.4 pulgadas es solo el 4% de las 10.0 pulgadas calculadas por la deflexión ACI 318. Aunque podría ser tentador argumentar que el uso de I_g está justificado porque M_{ua} es menor que M_{cr} , y el panel no está agrietado, esto puede direccionar a un diseño de panel significativamente deficiente, particularmente considerando las cuatro preocupaciones discutidas previamente. Si los valores de momento y deflexión reducidos

se utilizan para dimensionar el refuerzo, el panel será vulnerable a una pérdida repentina de rigidez fuera del plano si se agrieta antes, o durante, un evento de diseño, lo que resultaría en un aumento dramático de momentos $P-\Delta$ inesperados que exceden la capacidad del refuerzo.

Ejemplo 2

El ejemplo 2 es un panel de 6-1/4 de pulgadas de espesor, 8 pies de ancho, 30 pies de alto (28.0 pies de longitud sin refuerzo) que soporta una única carga lineal de 18.6 kips (D) y 31.8 kips (L_r). La carga lateral en el panel es de 23.0 lb/pie² del viento (W). Esta reforzada con barras No. 5 a una distancia de separación de 6 pulgadas en el centro de espesor.

En este ejemplo, I_e primero se utilizará para analizar el diseño propuesto y luego se verificará usando las ecuaciones prescritas de I_{cr} en la ACI 318.

Tabla 2:
Resumen de los resultados del ejemplo 2. Valores para I_e (las dos columnas de la izquierda) muestran resultados incorrectos.

I_e (Bischoff y Scanlon ⁸)		ACI 318 muro esbelto	
I_e	-44.0 pulg. ⁴	I_g	2197 pulg. ⁴
$I_e \leq I_g$	2197 pulg. ⁴	I_{cr}	192 pulg. ⁴
I_g/I_e	1.0	I_g/I_{cr}	11.4
	—	M_{cr}	26.7 kip·pie
	—	ϕM_n	47.3 kip·pie
M_u	17.8 kip·pie	M_u	-15.7 kip·pie
Δ_u	0.42 pulg.	Δ_u	-4.28 pulg.

La Tabla 2 resume los resultados de este análisis de panel y muestra los resultados de los cálculos basados (de manera incorrecta) en I_e contra I_{cr} . Nótese otra vez que I_e fue calculada como negativa, lo que indica inicialmente un panel sin grietas, por lo que se asume que I_e es igual a I_g .

Las dos columnas izquierdas en la Tabla 2 resumen los resultados de utilizar I_e (M_u de 17.8 kip·pie y deflexión de 0.42 pulgadas). Este análisis justifica incorrectamente el refuerzo asumido (barras No. 5 con un espaciado de 16 pulgadas en el centro del panel). Un diseñador experimentado

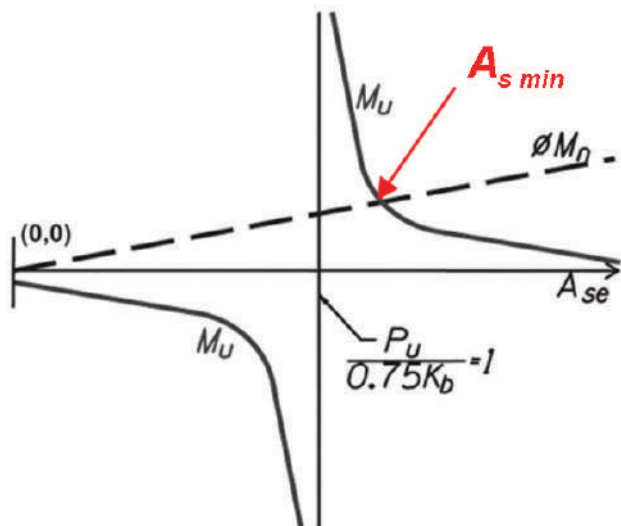


Fig. 2: Variación del momento factorizado y la capacidad del momento nominal a medida que aumenta el área de refuerzo de tensión efectiva (Fig. Ba en ACI 551.2R-1516)

sería muy cauto de esto porque es común que los paneles que soportan cargas pesadas lineales se refuercen con una "jaula" que incorpora barras en cada cara.

Las dos columnas de la derecha de la Tabla 2 muestran los parámetros calculados usando las disposiciones de la ACI 318, y estos resultados suscitan preocupaciones adicionales. M_u parece ser de $-15.7 \text{ kip}\cdot\text{pie}$, con una deflexión de -4.28 pulgadas. Los signos negativos en estos valores son señales de advertencia porque este es un panel simplemente apoyado y no debería existir momentos negativos.

Para ilustrar lo que está sucediendo en este caso, considérese la Fig. 2 donde se muestra una gráfica de M_u versus el área efectiva del acero, A_{se} . A bajos niveles de refuerzo aparece M_u erróneamente con un valor negativo y aumenta hacia una asíntota indicando una posible inestabilidad. La ACI 551.2R-15 señala que el área mínima de acero que se debe seleccionar es el punto donde la resistencia nominal a flexión, θM_n , interseca con un M_u positivo (refiérase a la flecha roja en la Fig. 2). Sin embargo, para este panel, θM_n es de $47.3 \text{ kip}\cdot\text{pie}$, lo que matemáticamente es mayor que cualquier M_u de $17.8 \text{ kip}\cdot\text{pie}$ calculada utilizando I_e o una M_u de $-15.7 \text{ kip}\cdot\text{pie}$ calculado usando la ACI 318. θM_n también es mayor que M_{cr} , lo cual es una disposición necesaria para el Código ACI 318-19(22), Sección 11.8.1.1c. Sin embargo, el diseño aún es inadmisibles.

Para obtener un M_u positivo significativo, la rigidez del panel, K_b , necesita incrementarse. Esto se logra más fácilmente aumentando el espesor del refuerzo ya sea colocando barras en cada cara del panel o simplemente aumentando el espesor del panel. Al usar refuerzo en cada cara, aquí el M_u apropiado basado en la metodología de la ACI 318 es aproximadamente de $61 \text{ kip}\cdot\text{ft}$ y evita una condición de sobre reforzamiento ($\rho < 0.6\rho_{bal}$) que resultaría si las barras centrales estuvieran espaciadas más cerca. Este es un diseño significativamente diferente al diseño que falsamente se mostró como adecuado cuando se verificó usando I_{cr} . El ejemplo de esta manera resalta los peligros de seguir ciegamente las ecuaciones e ignorar resultados inverosímiles. Si un M_u negativo es aceptado tal cual, el ajustar solo la cantidad de refuerzo no es probable que cambie sustancialmente el resultado erróneo.

Conclusiones

Las disposiciones para el diseño de muros delgados suministradas en el Código ACI 318-19(22), Sección 11.8, han sido empíricamente validadas utilizando datos obtenidos de pruebas de escala real. Si los diseñadores o sus programas de diseño emplean ecuaciones sustitutas o metodologías – ya sea usando inesperadamente disposiciones caducas de la ACI 318 o intencionalmente utilizando teorías alternativas en busca de una mayor precisión o eficiencia – el resultado podría ser paneles que no posean una resistencia o rigidez adecuada. Esto puede dar lugar a paneles que sean muy sensibles al agrietamiento y sean capaces de aumentos dramáticos e inesperados en los momentos $P\cdot\Delta$. Se alienta a los diseñadores a revisar sus cálculos y metodología de diseño considerando la intención de las disposiciones actuales de la ACI 318 y su base empírica subyacente. Si se utilizan ecuaciones o metodologías alternas, los diseñadores deben asegurarse de que se empleen de manera racional y sean consistentes con el comportamiento observado en un programa de pruebas a escala real. Si esto no es posible, el panel resultante puede ser vulnerable a una pérdida repentina de rigidez cuando el agrietamiento ocurre.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI CODE-318-19) (Reapproved 2022)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
2. ACI-SEAOSC Task Committee on Slender Walls, "Test Report on Slender Walls," J.W. Athey, ed., ACI Southern California Chapter and Structural Engineers Association of Southern California (SEAOSC), Los Angeles, CA, 1982, 134 pp.
3. Maguire, M., and Al-Rubaye, S., "Tilt-Up Partially Composite Insulated Wall Panels," Tilt-Up Concrete Association, Mount Vernon, IA, 2022, 399 pp.
4. ACI Committee 551, "Pitfalls of Deviating from ACI 318 Slender Wall Provisions—TechNote (ACI PRC-551.3-21)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021, 12 pp.
5. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 391 pp.
6. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, 430 pp.
7. Ekwueme, C.; Lawson, J.; Pourzanjani, M.; Lai, J.S.; and Lyons, B., "UBC 97 and ACI 318-02 Code Comparison – Summary Report," SEAOSC Slender Wall Task Group, Jan. 2006, 47 pp.
8. Bischoff, P., and Scanlon, A., "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 104, No. 1, Jan.-Feb. 2007, pp. 68-75.
9. ASCE 7-16, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017, 800 pp.
10. "1988 Uniform Building Code," International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1989, 926 pp.
11. "1997 Uniform Building Code," Volume 2: Structural Engineering Design, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, Apr. 1997, 492 pp.
12. "2000 International Building Code (IBC)," International Code Council, Falls Church, VA, 2000, 796 pp.
13. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 465 pp.
14. Lawson, J., "Deflection Limits for Tilt-up Wall Serviceability," Concrete International, V. 29, No. 9, Sept. 2007, pp. 33-38.
15. Gilbert, R.I., "Deflection Calculations for Reinforced Concrete Structures – Why We Sometimes Get It Wrong," ACI Structural Journal, V. 96, No. 6, Nov.-Dec. 1999, pp. 1027-1032.
16. ACI Committee 551, "Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels (ACI 551.2R-15)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2015, 72 pp.

Seleccionado por los editores para el interés del lector.



Trent Nagele, miembro de ACI, es ingeniero estructural y director sénior de VLMK Engineering + Design en Portland, Oregón, EE. UU. Es uno de los autores principales, junto con John Lawson y Jeff Griffin, de la nota técnica ACI PRC-551.3-21 publicada recientemente por el Comité 551 de ACI, Tilt Up Concrete Construction. Nagele recibió su maestría en ingeniería estructural y posee más de 27 años de experiencia en la práctica del diseño con una amplia gama de tipos de proyectos y construcciones. Ha sido parte del comité de revisión de varios documentos de Tilt-Up, incluido FEMA P-1026, "Diseño sísmico de edificios de pared rígida con diafragma flexible: un procedimiento alternativo", y "Engineering Tilt-Up" de la Tilt-Up Concrete Association. Publicaciones "Limit Design of Tilt-Up".



John Lawson, miembro de ACI, es profesor de Ingeniería Arquitectónica en la Universidad Estatal Politécnica de California (Cal Poly), San Luis Obispo, CA, EE. UU. él es miembro del Comité ACI 551, Construcción con hormigón inclinado. Con más de 25 años de experiencia en diseño, Lawson supervisó la ingeniería de más de 100 millones de pies cuadrados de construcción de edificios basculantes. Recibió su licenciatura en ingeniería arquitectónica de Cal Poly y su maestría en ingeniería estructural de la Universidad de Stanford, Stanford, CA. Es ingeniero estructural con licencia en California y Arizona.



Jeff Griffin, miembro de ACI, es gerente senior de proyectos de LJB Inc., Miamisburg, OH, Estados Unidos. Diseña y gestiona la construcción de edificios de oficinas, almacenes, militares y comerciales de uno o varios pisos. En sus 26 años de carrera, Griffin ha diseñado instalaciones con una variedad de materiales de construcción, pero tiene experiencia en el diseño de estructuras construidas con paneles de muro de hormigón inclinables colados en obra. Es ex presidente del Comité 551 de ACI, Construcción con hormigón inclinado. Griffin es un ingeniero profesional con licencia en 14 estados.

Título original en inglés: Tilt-Up Design Pitfalls

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Ecuador Centro y Sur



Traductor:
Cristian Valejo Delgado



Revisor Técnico:
Ing. Santiago Velez Guayasamin
MSc DIC