

Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia

Simple mechanics of reinforced concrete thin wall, design considerations for Colombia.

Carlos Arteta ¹

¹Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

RESUMEN

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 lista a los Muros de Concreto Reforzado como sistemas competentes para resistir cargas combinadas gravitacionales y sísmicas. Los requisitos de diseño sismo resistente de muros especiales propenden por el buen comportamiento de estos elementos estructurales, sin embargo, en el ámbito colombiano, su respuesta frente a cargas sísmicas de gran intensidad está aún por conocerse. Este artículo presenta algunos aspectos adicionales a lo contenido en NSR-10 que deben ser tenidos en cuenta al momento de dimensionar, analizar, y diseñar muros delgados. Las consideraciones descritas han sido escogidas con base en observaciones postterromoto recientes, experimentos de carga lateral cíclica sobre muros con características colombianas, y con base en el levantamiento de la base de datos de edificios de muros delgados de la ciudad de Armenia. Se discute el impacto del material y cuantía de refuerzo en el nivel de agrietamiento, de la relación entre el momento de agrietamiento y el momento de fluencia para evitar fallas frágiles, así como las consideraciones de esbeltez que deben tenerse en cuenta para evitar fallas por pandeo global fuera del plano. Adicionalmente, se muestran evidencias de los niveles de demanda de desplazamiento esperada bajo el sismo de diseño. Los resultados ofrecen un conjunto de herramientas y buenas prácticas ingenieriles, adicionales al NSR-10, que son de utilidad para las oficinas de ingenieros calculistas.

Palabras clave: análisis y diseño de muros delgados, concreto reforzado, esbeltez del alma, deriva de diseño.

ABSTRACT

The Colombian building code (NSR-10) lists the reinforced concrete walls as capable system for sustaining the combined action of gravity and seismic loading. The objective of the seismic provision of special walls contained in NSR-10 is to guarantee a proper behavior of these elements. Nevertheless, in the Colombian context, their response to high-intensity seismic loads is still to be known. This article presents some additional aspects to the NSR-10 content that should be taken into account when dimensioning, analyzing, and designing thin walls. The considerations described here have been chosen on the basis of recent post-earthquake reconnaissance efforts, cyclic lateral loading experiments on walls with Colombian characteristics, and based on the survey of the database of thin - walled buildings in the city of Armenia. The impact of the amount and type of reinforcing material in the cracking distribution, the response of walls with flanges, the relationship between the cracking moment and the yield moment, as well as the slenderness considerations that must be accounted for to avoid global buckling failures, are discussed. Additionally, evidence of the expected displacement demand at the design level is described. The results offer a set of tools and good engineering practices, in addition to the NSR-10, that are useful in structural engineering office.

Keywords: analysis and design of thin walls, reinforced concrete, web slenderness ratio, design drift.

² carteta@uninorte.edu.com

1 INTRODUCCIÓN

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Comité-AIS-100, 2010) lista a los Muros de Concreto Reforzado como sistemas competentes para resistir cargas combinadas gravitacionales y sísmicas. Sin embargo, en el ámbito colombiano, su buen comportamiento frente a cargas sísmicas de gran intensidad está aún por demostrarse.

Los requisitos generales de diseño de los muros, tales como cuantías mínimas horizontales (ρ) y verticales (ρ), espaciamiento máximo del refuerzo, así como número de capas de refuerzo según espesor (t_w) son introducidos en NSR-10§C.14. La Tabla 1 contiene algunas de estas consideraciones relevantes para este artículo.

Tabla 1. Requisitos mínimos de reforzamiento, geometría y detallados de muros estructurales según NSR-10§C.14

Cuantía mínima de refuerzo vertical	$\rho \geq$	0.0012 si $d_b \leq 16$ mm (#5) o malla electrosoldada 0.0015 si $d_b > 16$ mm
Cuantía mínima de refuerzo horizontal	$\rho \geq$	0.0020 si $d_b \leq 16$ mm (#5) o malla electrosoldada 0.0025 si $d_b > 16$ mm
Espaciamiento vertical (s_x) y horizontal (s_y)	$(s_x \text{ o } s_y) \leq$	min(3t_w, 450 mm)
Número mínimo de capas de refuerzo	$N_{\text{cortinas}} \geq$	1 si $t_w < 250$ mm 2 si $t_w \geq 250$ mm

En cuanto al diseño sismo resistente de estos elementos estructurales, el NSR-10 clasifica al *sistema estructural de muros de carga* según su capacidad de disipación de energía como muros DMI (capacidad mínima de disipación de energía), DMO (capacidad moderada de disipación de energía) y DES (capacidad especial de disipación de energía). Los requisitos de detallado especial de los muros DES están contenidos en NSR-10§C.21.9, mientras que aquellos para muros DMO se encuentran en NSR-10§C.21.4, y son una versión “diluida” de los anteriores. Los criterios de diseño DES propenden por garantizar un comportamiento dúctil de las estructuras cuando sus elementos hagan excursiones dentro del rango inelástico de comportamiento. Por ejemplo, los requisitos DES reglamentan el uso y diseño de elementos de borde cuando se estime que la demanda por flexo-compresión va a ser alta. Para muros de hormigón armado continuos desde la base, concebidos para tener una sola sección crítica, el NSR-10 estipula que se requerirán elementos de borde especiales si la profundidad del eje neutro, c , en la zona de compresión, satisface la Ecuación 1:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (1)$$

donde l_w es la longitud del muro, h_w es su altura total desde la base hasta la azotea y δ_u es el desplazamiento de diseño. El valor de c se calcula utilizando el momento nominal de la sección crítica en la dirección del desplazamiento δ_u y la carga axial mayorada usada para el cálculo de dicho desplazamiento. La deriva de azotea δ_u/h_w no debe tomarse menor que 0.007. La Ecuación 1 también asume que el desplazamiento en el extremo del muro es debido, en su totalidad, a la rotación plástica en una articulación centrada en la base del muro (Figura 1b) con longitud igual a $1/2l_w$; esto ignora las deformaciones elásticas en el muro y es por ende conservador. La ecuación además asume que el valor de deformación unitaria en la zona extrema de compresión, ϵ_{cu} , es aproximadamente 0.3%. Sin embargo, NSR-10 no hace distinciones sobre el valor δ_u/h_w si provienen de análisis con secciones agrietadas o brutas. La ecuación de origen, contenida en ACI-318 (ACI-Committee-318, 2008), solo asume que las modelaciones se hacen con secciones fisuradas

La formulación anterior está basada en un enfoque de diseño basado en desplazamientos. Alternativamente, NSR-10§C.21.9.6.3 permite que la verificación de la necesidad de elementos de borde se haga a partir de los esfuerzos en el extremo en compresión del muro. Según el Reglamento, se requerirán elementos de borde si el esfuerzo último en el extremo del muro, bajo solicitaciones que incluyan fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales, supera $0.2 f'_c$. Esta opción es conveniente porque el valor del esfuerzo último se puede estimar de manera directa con los valores de demanda (P_u , M_u) y las propiedades geométricas de la sección, o están fácilmente disponible como resultado de los programas de análisis.

Si se requieren elementos de borde, la cuantía mínima de acero transversal se estima con la Ecuación 2:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

donde s es el espaciamiento centro a centro del acero horizontal; b_c es la dimensión del núcleo del elemento de borde medida entre los bordes externos del estribo; A_{sh} es el área total del acero transversal provisto dentro del espaciamiento s y perpendicular a las dimensión b_c ; A_g es el área bruta de la sección; A_{ch} es el área de la sección del núcleo medida hasta la parte más externa del estribo; f'_c es el valor nominal especificado de la resistencia del concreto; y f_{yt} es la resistencia a la fluencia especificada para el acero transversal. El área de acero transversal debe ser colocada en la porción del muro donde se espere plastificación por flexo-compresión. El objetivo de esto es garantizar el confinamiento del hormigón del núcleo y que se prevenga (o al menos retrase) el pandeo de las barras longitudinales, de tal manera que el comportamiento del elemento de borde sea dúctil y estable cuando se vea sometido a deformaciones de tracción y compresión por efectos sísmicos. Aunque la intención del Reglamento con estas recomendaciones es evitar la localización del daño en una pequeña porción del elemento luego de que este pierda el recubrimiento por aplastamiento, y que además se propague el daño en la altura del muro, Arteta and Moehle (2015) y Segura *et al.* (2016) demostraron que esto no se cumple para muros con espesores menores a 300 mm. Según estas investigaciones, el daño en elementos rectangulares prismáticos a compresión se concentra en longitudes plásticas en el rango $2.5t_w \leq l_p \leq 3t_w$, lo cual directamente limita la capacidad de desplazamiento a nivel global.

Otras consideraciones de diseño de muros DES están contenidas en la Tabla 2. De interés para este artículo es la recomendación de NSR-10 relacionada con el análisis de secciones de muros con forma de L, T o C, que indica que se debe considerar la influencia del acero del ala al estudiar las demandas de flexo-compresión sobre el extremo delgado del alma (ver NSR-10§C.21.9.5.2). De no tenerse

en cuenta, esta recomendación afecta a los edificios cuyos muros se diseñen con secciones prismáticas rectangulares, pero que se construyan acoplados a otros muros perpendiculares en sus extremos, formando muros con aletas. Junto con la carga axial, la cantidad de acero de la aleta define en gran medida la profundidad del eje neutro y el nivel de deformación unitaria de compresión en el extremo del alma. Los criterios de selección del ancho efectivo de la aleta ($l_{f,eff}$) se presentan en la Figura 1c y en la Tabla 2. Detalles adicionales de la mecánica del comportamiento de estos muros son presentados en (Arteta & Moehle, 2015).

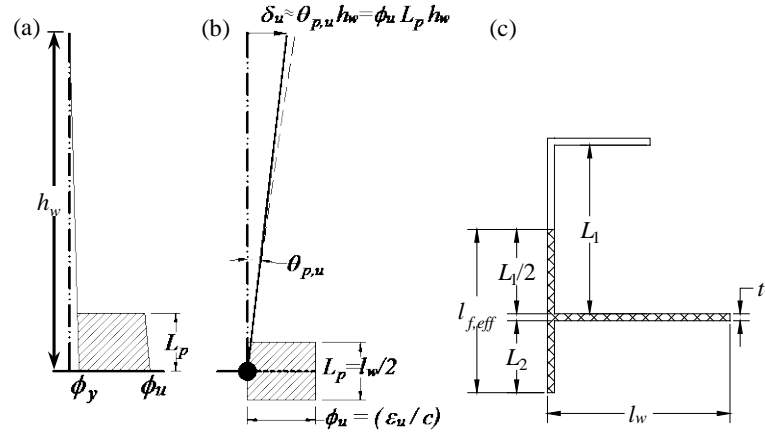


Figura 1. Variables de interés para el estudio de la mecánica de los muros: (a) Perfil idealizado de curvatura en altura del muro; (b) modelo de articulación plástica; (c) geometría de la selección de la longitud efectiva de la aleta.

Tabla 2. Requisitos mínimos de reforzamiento, geometría y detallados de muros estructurales según NSR-10§C.14

Cuantía mínima de refuerzo vertical	$\rho \geq 0.0025$
Cuantía mínima de refuerzo horizontal	$\rho \geq 0.0025$
Número mínimo de capas de refuerzo	$N_{cortinas} \geq 2$ si $V_u \geq 0.17 A_{cv} f_c^{1/2}$
Ancho efectivo del alma de muros con aletas	$l_{f,eff} \geq \min[(L_2 + t_w + L_1/2), (1/4 h_w)]$

V_u es el cortante último en el muro; A_{cv} es el área del alma que resiste cortante en el muro; L_1 y L_2 son longitudes a cada lado del espesor del alma definidos en la Figura 1c, h_w es la altura total del muro.

2 BASE DE DATOS DE MUROS DELGADOS DE LA CIUDAD DE ARMENIA

La ciudad de Armenia, Colombia, es relevante en el ámbito sísmico colombiano porque en enero de 1999 fue afectada por un terremoto de magnitud 6.4, y por una de sus réplicas de magnitud 5.8. Estos eventos dejaron en la región un saldo de 1185 personas muertas y 8523 personas heridas junto con pérdidas económicas del orden de los 2.8 billones de pesos (Cardona *et al.*, 2004). Al rebotar de la catástrofe sísmica, la ciudad de Armenia adoptó rápidamente las recién expedidas Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98 (Comité-AIS-100, 1998), como medida para asegurar su resiliencia en el futuro. Hoy en día, en la ciudad es común la utilización de sistema de pórticos de concreto combinado con pantallas de corte, el uso de mampostería estructural y para edificios de baja y mediana altura, el uso de muros estructurales de concreto reforzado. Sanchez and Arteta (2017) hicieron un levantamiento de la base de datos de edificios recién construidos con muros delgados en la ciudad, estudiando 28 edificios cuyas características generales se resumen en la Tabla 3. A continuación se presentan aspectos relevantes de las estadísticas de esta base de datos, que se consideran de interés para el ámbito de la ingeniería sísmica en Colombia, pues ayudan a entender el comportamiento esperado de los edificios de muros delgados bajo escenarios de demanda sísmica de gran intensidad.

2.1 Densidad de muros

La densidad relativa de muros es una variable que ha sido correlacionada en el pasado con el comportamiento bajo carga sísmica de edificios de muros de concreto reforzado. Para una dirección específica, el índice de área de muros D_i se calcula estimando el área total del alma de los muros del primer piso que resisten el cortante en dicha dirección, y dividiéndolo por el área de la planta del primer piso (Figura 2). Excluyendo el edificio 4, cuya densidad de muros es atípica, las densidades de muros en el sentido longitudinal (D_l) y transversal (D_s) de los edificios de Armenia varían entre 1.5 y 6%, con un promedio de 3.6% y $CV = 0.27$. Sozen (1989) estudió las características dinámicas de un modelo a escala de un muro de concreto reforzado sometido a cargas sísmicas, y las contrastó con los características de los edificios contenidos en una base de datos construida por Ridell *et al.* (1987) luego del terremoto de Viña del Mar en Chile (1985). De acuerdo con el estudio de Sozen, la explicación plausible asociada al buen comportamiento de los edificios luego del evento de magnitud 7.8, es que su índice de área de muros era mayor que 3%. Por su parte, Junemann *et al.* (2015) reportan que el índice de área de muros promedio (estimado con los valores de todos los pisos) de los edificios dañados durante el terremoto de Maule, Chile (2010) es 2.9%.

Tabla 3 Base de datos de edificios de muros de delgados de concreto reforzado de la ciudad de Armenia.

ID edificio	pisos	H_w (m)	R	Tipo de suelo	B_l (m)	B_t (m)	D_l	D_t	T_l (s)	T_t (s)
1	12	30.0	-	-	25.9	17.7	0.037	0.033	0.598	0.532
2	15	40.3	5	D	35.6	15.5	0.047	0.036	0.937	0.907
3	14	33.1	-	D	35.4	13.4	-	-	-	-
4	12	31.4	4	E	30.5	12.8	0.050	0.098	0.442	0.478
5	5	12.5	5	D	16.7	14.3	0.028	0.018	0.298	0.164
6	14	38.4	5	D	38.0	20.3	-	-	-	-
7	18	43.2	5	D	35.1	14.2	0.029	0.037	1.175	0.515
8	15	37.7	5	D	29.9	7.7	0.048	0.017	1.723	0.845
9	15	38.8	5	E	34.8	11.6	0.057	0.040	0.939	0.791
10	16	38.9	-	D	43.6	16.2	0.033	0.037	0.321	0.216
11	4	10.0	3.2	-	17.6	6.0	0.043	0.052	0.109	0.109
12	5	12.5	4	D	21.9	10.3	0.040	0.034	0.162	0.163
13	5	12.5	5	D	17.4	13.0	0.030	0.038	0.148	0.121
14	8	20.0	4	D	43.3	17.5	0.043	0.031	0.270	0.232
15	5	12.5	-	-	23.5	15.3	-	-	-	-
16	15	37.7	-	-	26.1	15.9	-	-	-	-
17	3	7.5	5	D	60.6	20.8	0.030	0.028	0.060	0.059
18	14	30.7	2.64	D	32.4	11.4	0.037	0.042	0.636	0.834
19	9	22.4	4	D	41.3	18.4	0.019	0.014	0.292	0.354
20	13	37.5	-	D	30.3	17.6	0.037	0.030	-	-
21	11	24.7	-	-	45.1	17.0	-	-	-	-
22	10	27.7	-	-	29.8	13.6	0.045	0.038	0.488	0.360
23	5	12.5	5	D	18.8	13.1	-	-	0.598	0.532
24	9	22.4	4	D	33.8	14.3	0.040	0.036	0.937	0.907
25	7	17.5	5	D	23.7	23.7	-	-	-	-
26	5	12.5	4	E	53.7	17.6	-	-	0.442	0.478
27	10	31.6	5	D	40.1	21.7	-	-	0.298	0.164
28	9	22.5	5	D	42.9	12.7	-	-	-	-

La nomenclatura utilizada es: altura del edificio (H_w), coeficiente de disipación de energía (R), dimensión longitudinal (o dimensión mayor en planta) (B_l), dimensión transversal (o dimensión menor) (B_t), densidad de muros en el sentido longitudinal (D_l), densidad de muros en el sentido transversal (D_t), período elástico agrietado en el sentido longitudinal (T_l) y período elástico agrietado en el sentido corto (T_t).

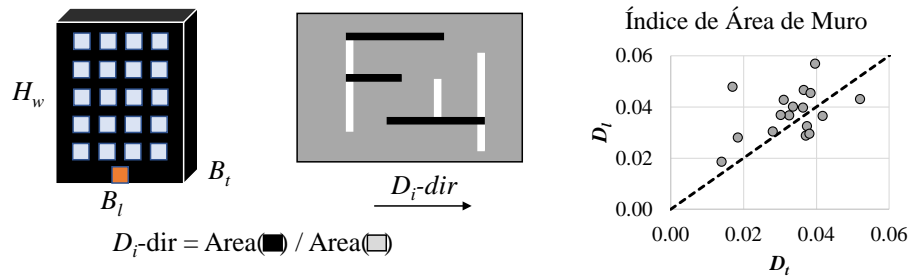


Figura 2. Geometría y dispersión de la densidad local de muros.

3 PROPIEDADES DINÁMICAS Y ANÁLISIS CRONOLÓGICO DE LOS EDIFICIOS

3.1 Período fundamental de los edificios

El análisis dinámico modal de las estructuras de la Tabla 3 se hizo utilizando inercias principales reducidas al 50% para simular el agrietamiento de los muros en la dirección paralela a su plano. La Figura 3a presenta una comparación entre la altura del edificio, H_w , y el período fundamental en la dirección longitudinal, T_l . Se observa que H_w es un buen estimador del período, sin embargo, del análisis exacto (formulación cerrada) de un muro rectangular en voladizo, sometido a una carga triangular invertida, se puede demostrar que el período estructural agrietado al momento de la fluencia es aproximadamente

$$T_{e,1} \approx \frac{3\pi}{4} \sqrt{\frac{1}{g} \frac{W_E h_w^3 \epsilon_y}{M_y l_w}} \quad (3)$$

donde l_w y h_w son la longitud y la altura del muro respectivamente, W_E es su peso sísmico asociado, M_y es el momento de fluencia en la base, y ϵ_y es la deformación unitaria de fluencia del acero. Con base en lo anterior, se escoge la variable global geométrica de los edificios $\sqrt{H_w^3/B_l}$ como estimador del período, pues es deseable incluir la dimensión en planta en la dirección de interés. La Figura 3b presenta la relación entre $\sqrt{H_w^3/B_l}$ y el período fundamental agrietado en la dirección longitudinal. Se observa que la variable seleccionada produce una menor dispersión de los resultados, con una mejor bondad de ajuste (e.g. $R^2 = 0.82$) respecto al estimador H_w . La implementación de la NSR-98 en Colombia trajo consigo la estipulación de valores de deriva admisible más restrictivos que los encontrados en otros códigos de construcción en el mundo (por ejemplo ASCE7 o IBC). Hoy día la deriva máxima admisible para la mayoría de sistemas estructurales en el país es del 1% de la altura de piso. Este límite, que es aplicable cuando se simula la rigidez de la edificación con las inercias brutas de sus elementos estructurales, ha estimulado que los calculistas utilicen de manera rutinaria valores de inercias no agrietadas durante el proceso de modelación estructural. Es importante resaltar que si se utilizan secciones agrietadas en la modelación, la deriva admisible propuesta en el NSR-10 es de 1.42% de la altura de piso. Con el fin de conciliar ambas prácticas de modelación, la Figura 3c presenta para la dirección longitudinal de las edificaciones, una comparación entre el período estructural agrietado, T_l , y el período estructural con inercias brutas T_{lg} de edificios de muros delgados. Se demuestra que la relación es lineal, y se observa que el período agrietado es igual al 84% del período calculado usando inercias brutas. La Tabla 4 resume los resultados antes mencionados para las dos direcciones de las edificaciones.

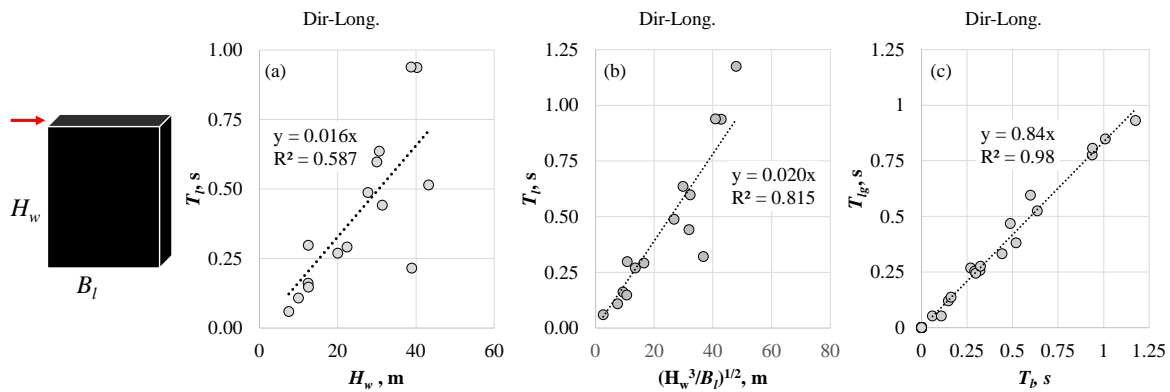


Figura 3. Período fundamental inicial en la dirección longitudinal: (a) período fundamental agrietado versus altura del edificio; (b) período fundamental agrietado versus variable geométrica global; (c) período fundamental agrietado versus período fundamental estimado con secciones brutas.

Tabla 4. Resultados de las regresiones entre las variables geométricas y el período fundamental para las dos direcciones principales

Dirección Longitudinal (l)	R ²	Dirección Transversal (t)	R ²
$T_l = 0.016 H_w$	0.59	$T_t = 0.019 H_w$	0.70
$T_l = 0.02 \sqrt{H_w^3/B_l}$	0.82	$T_t = 0.01 \sqrt{H_w^3/B_t}$	0.61
$T_{lg} = 0.84T_l$	0.98	$T_{tg} = 0.83T_t$	0.98

3.2 Demanda de diseño, selección de acelerogramas y resultados de análisis cronológico lineal

Los modelos lineales de las estructuras se analizaron utilizando 11 parejas de acelerogramas seleccionados de la base de datos PEER-Ground Motion Database NGA-West2 (Goulet *et al.*, 2013). Esta base de datos contiene acelerogramas grabados en ambientes tectónicos activos de fallas crustales, por lo que solo representa dos de las fuentes que más contribuyen a la amenaza sísmica de la ciudad de Armenia. Fuentes de subducción no son tenidas en cuenta en lo que sigue, sin embargo, los resultados presentados son de interés, pues permiten obtener una perspectiva sobre la respuesta global estructural bajo demandas consistentes con el sismo de diseño. Los criterios de selección de los acelerogramas están resumido en la Tabla 5. Las series de tiempo utilizadas y su comparación con el espectro de diseño de NSR-10, y con la ecuación de atenuación de Campbell and Bozorgnia (2014) para $R = 12$ km, $M_w = 6.5$ y $V_{s30} = 180$ m/s, se muestran en la Figura 4a y Figura 4b, respectivamente. Se observa que la mediana de los 11 espectros seleccionados se ajusta al espectro de NSR-10, y ambos están una desviación estándar por encima de la mediana predicha por (Campbell & Bozorgnia) para un escenario de campo cercano.

Tabla 5. Criterios de selección de acelerogramas para análisis cronológico lineal

Tipo de falla	Rumbo	Velocidad de la onda de corte	$180 \leq V_{s30} \leq 360$ m/s
Magnitud	$6.2 \leq M_w \leq 6.7$	Factor de escala	$1 \leq S_F \leq 5$
Distancia	$12 \leq R \leq 50$ km	Períodos de interés para ajuste	$0.1 \leq T \leq 1$ s

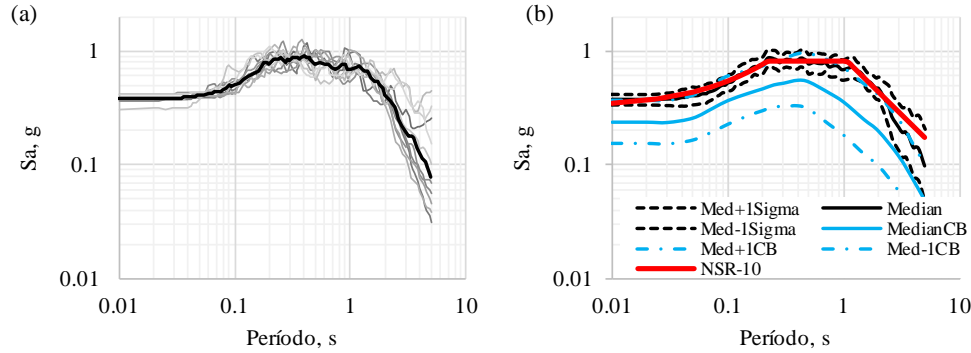


Figura 4. (a) Espectros ROTD50 ($\zeta = 5\%$) y mediana de las 11 parejas de acelerogramas usadas en análisis cronológico; (b) comparación de la mediana y la dispersión de los 11 espectros ROTD50 de análisis cronológico, con el espectro de diseño según NSR-10, y la ecuación de atenuación de Campbell and Bozorgnia (2014).

La deriva de cubierta (DC) es una medida de comportamiento global de las estructuras, y ha sido históricamente relacionada con demandas al nivel de la sección crítica. En lo que sigue, la deriva de cubierta en una dirección corresponde al máximo desplazamiento de la cubierta de un edificio dividido por su altura ($DC = \delta_i/H_w$; ver Figura 1). La Figura 5a muestra la dispersión de la deriva de techo en la dirección longitudinal obtenida con los 11 análisis cronológicos por edificio. En este gráfico, cada edificio es representado por su período fundamental agrietado. Excepto un valor atípico, las derivas de techo son menores al 1%. Se observa que la dispersión aumenta con el período, y que la mediana de la deriva de cubierta (\widehat{DC}) y el periodo estructural, siguen un perfil lineal (Figura 5b) con buena bondad de ajuste ($R^2 = 0.88$), según la Ecuación 4:

$$\widehat{DC}_l = 0.45T_l \tag{4}$$

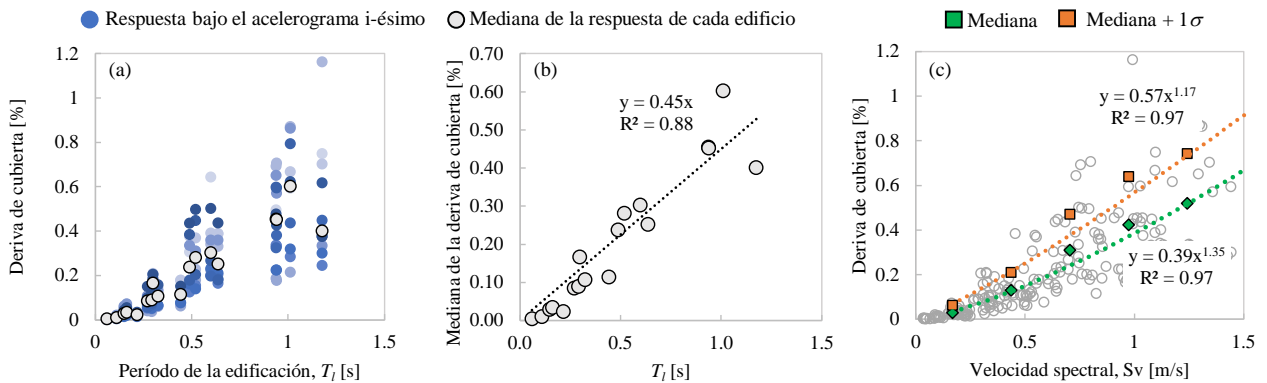


Figura 5. Análisis de la demanda global a nivel de intensidades de diseño en la dirección longitudinal: (a) relaciones entre el período estructural y la deriva de techo bajo el juego de 11 corridas por edificio; (b) relaciones entre el período estructural y la mediana de cada juego de corridas; (c) relaciones entre la velocidad espectral y la deriva de techo.

Como la deriva de cubierta aumenta de manera monótonica con el período, es deseable encontrar un predictor de ella que esté relacionado directamente con la demanda. De los valores de intensidad con los que típicamente se caracteriza un acelerograma (por ejemplo aceleración, velocidad, y desplazamiento espectral), el único que crece de manera monótonica con el período es la pseudo-velocidad, S_v . La Figura 5c y las Ecuaciones 5 y 6 presentan regresiones potenciales que relacionan la velocidad espectral de cada serie de tiempo, tomada en el período fundamental de cada edificio, con \widehat{DC} y $(\widehat{DC} + 1\sigma)$:

$$\widehat{DC}_l = 0.39T_l^{1.35} \tag{5}$$

$$\widehat{DC}_l + 1\sigma = 0.57T_l^{1.17} \tag{6}$$

donde σ es la desviación estándar obtenida al agrupar DC por rango de T_l . Para la dirección transversal, las Ecuaciones 7 y 8 describen la relación entre la demanda S_v y la deriva de cubierta.

$$\widehat{DC}_t = 0.42T_t^{1.44} \quad (7)$$

$$\widehat{DC}_t + 1\sigma = 0.56T_t^{1.20} \quad (8)$$

Estas regresiones ofrecen expresiones sencillas para estimar la deriva de techo a partir de la demanda (que es función del período estructural), y son útiles al momento de dimensionar las edificaciones de muros delgados, sometidas al sismo de diseño.

4 MECÁNICA DE MUROS CON ALETAS

Los muros de interés tratados en lo que sigue, son aquellos con sección transversal en forma de T, L, o C, que se denominan muros con aletas. El proceso de selección de estos muros es descrito por Sanchez and Arteta (2017). A nivel de sección (e.g. relaciones momento-curvatura), estos muros muestran comportamientos asimétricos según la dirección de aplicación de la demanda. Es decir, si se comprime la aleta, el comportamiento tiende a ser dúctil, dominado por la fluencia del acero del alma y el elemento de borde, mientras que si comprime el elemento de borde, el comportamiento muestra mayor resistencia, pero menor ductilidad por la posibilidad de aplastamiento del extremo del alma (Figura 6a).

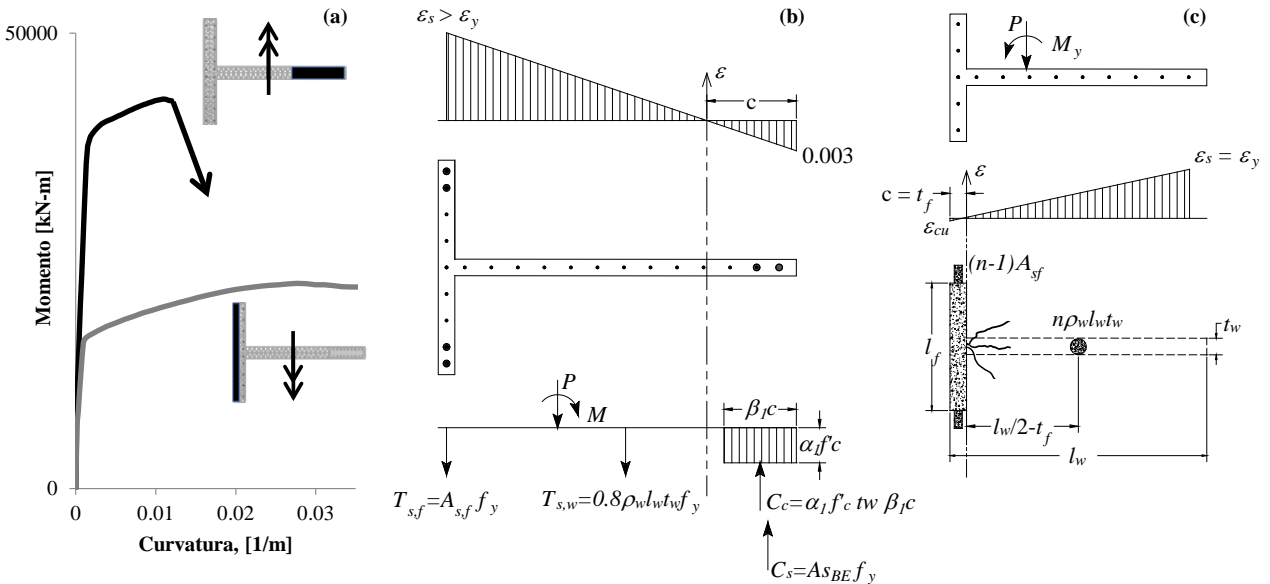


Figura 6. Mecánica de muros con aletas: (a) relaciones asimétricas de momento-curvatura para muro con aletas; (b) modelo de compatibilidad y equilibrio en una sección con aleta bajo demanda de momento que tracciona la aleta; (c) aproximación a la sección transformada agrietada de un muro con aleta cuando se comprime la aleta.

4.1 Análisis de Secciones

La profundidad del eje neutro (c) es un parámetro de interés por estar asociado a fallas por flexo-compresión bajo demanda que comprime el extremo del alma mientras tracciona todo el acero de la aleta. Para hacer una estimación aproximada de c , el modelo de la Figura 6b ofrece una alternativa de formulación cerrada (aunque aproximada), sencilla de aplicar, con parámetros disponibles en la base de datos de muros. El modelo asume que el extremo del alma está en compresión bajo deformación unitaria $\epsilon_{cu} = 0.003$; por su parte, el acero de la aleta está sometido a deformaciones mayores a la de la fluencia $\epsilon_s > \epsilon_y$. La carga axial P es consistente con la combinación de carga 1D+0.25L. De la ecuación de equilibrio de fuerzas perpendiculares a la sección, se puede estimar la profundidad del eje neutro como

$$c = \frac{T_{s,f} + T_{s,w} + P - C_s}{\alpha_1 \beta_1 f'_c t_w} \quad (9)$$

donde $T_{s,f}$ es la fuerza de tracción en la aleta, $T_{s,w}$ es la fuerza de tracción en el alma que es equivalente al 80% del acero fluído a lo largo del alma, C_s es la fuerza de compresión aportada por el acero de borde (cuando existe), C_c es la fuerza en el bloque de compresión del concreto, y α_1 y β_1 son parámetros del bloque de compresión que dependen de la resistencia del concreto. Sanchez and Arteta (2017) presentaron regresiones lineales que relacionan la profundidad del eje neutro (normalizado por la longitud del muro) con la altura de los muros (Ecuación 10):

$$\frac{c}{l_w} = 0.0076H_w + 0.066 \quad (10)$$

donde la altura del muro H_w tiene unidades de [m]. Al combinar la Ecuación 10 con la Ecuación 1, se obtiene una relación que permite estimar si los muros requieren de elementos de borde en la base, a partir de la deriva de cubierta (DT) y su altura (ver Figura 7). Para

ampliar el contexto, en la Figura 7 también se grafica la dispersión de la deriva de cubierta versus la altura de los muros, en las dos direcciones principales. Estos datos fueron obtenidos de los análisis cronológicos antes mencionados. Se observa, que los muros con alturas mayores cercanas y mayores 30 m (e.g. mayor a 10 pisos), pueden requerir elementos de borde en su base si su altura cumple con la Ecuación 11:

$$H_w \geq \frac{22}{Dt} - 8.7 \quad (11)$$

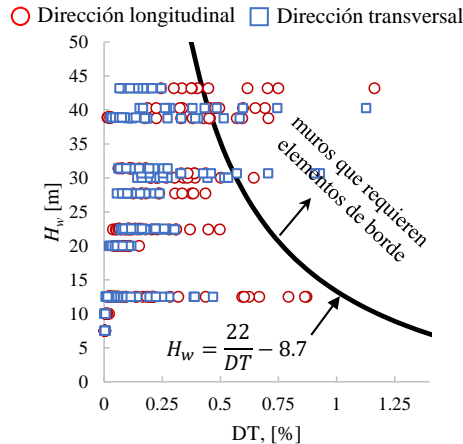


Figura 7. Relación entre la deriva de cubierta (DT) que activa el requisito de elementos de borde y la altura de los edificios.

4.1.1 Momento de agrietamiento versus momento de fluencia

La cuantía de acero longitudinal del alma de los muros de la base de datos de Armenia es, en general, baja. Mientras que el promedio de la cuantía total (incluye acero del alma más acero de los extremos) es $\rho_{webtotal} = 0.0043$, el promedio de la cuantía de acero distribuido es $\rho_l = 0.0032$. Por esta razón, se decidió investigar la relación entre el momento de agrietamiento, M_{cr} , y el momento de la fluencia, M_y , de los muros de interés. Para esto se programaron en OpenSees (McKenna *et al.*, 2000) las secciones transversales de más de sesenta muros con aleta, con el fin de estimar sus relaciones de momento curvatura bajo una carga axial consistente con la combinación de carga 1D+0.25L. Para la dirección de análisis que comprime la aleta, es de interés verificar que la relación M_y/M_{cr} sea mayor que 1, porque si el acero del extremo del alma llegare a fluir antes de alcanzar M_{cr} , la sección perdería su capacidad de resistir carga para deformaciones mayores a la del agrietamiento. La Figura 8a muestra la distribución relativa del cociente M_y/M_{cr} para la sección crítica de todos los muros de la base de datos, en la dirección que comprime el alma. Se observa que al menos el 15% de los muros analizados tienen $M_y/M_{cr} < 1.05$. Con el fin de identificar de manera sencilla estos muros problemáticos, se estimó parámetro de inercia agrietada reducida (I_{cr}^*) utilizando la aproximación a la sección transformada de la Figura 6c y la Ecuación 12:

$$I_{cr}^* = \frac{l_f t_f^3}{3} + (n - 1) \left[A_{s,f} \frac{t_f^2}{4} + \rho_w l_w t_w \left(\frac{l_w}{2} - t_f \right)^2 \right] \quad (12)$$

donde $n = E_s/E_c$, y ρ_w es la cuantía de acero longitudinal total del alma. Al normalizar I_{cr}^* por la inercia bruta de la sección del alma $I_{web} = 1/12 t_w l_w^3$, se obtiene un proxy que permite obtener M_y/M_{cr} de las secciones de interés (Figura 8b), a través de una regresión lineal de la forma

$$M_y/M_{cr} = 9.45 \frac{I_{cr}^*}{I_{web}} + 0.68 \quad (13)$$

Se observa en la Figura 8b que los muros con $M_y/M_{cr} < 1.05$, que son los cuidados por ser propensos a sufrir fallas frágiles, están asociados a valores $I_{cr}^*/I_{web} < 1.07$.

4.1.2 Efectos de la cuantía y tipo de acero longitudinal en el alma

Experimentos recientes sobre muros típicos colombianos (Arteta *et al.*, 2017; Blandón *et al.*, 2015; Velez *et al.*, 2017), demostraron que la poca cantidad de acero en el alma impide la distribución de grietas a lo largo del extremo del alma, concentrando toda la demanda por flexo-tracción en muy pocas grietas. Esto repercute en la capacidad última de rotación de los muros, pues pocas porciones a lo largo del acero del extremo concentran toda la demanda por tracción y son propensos a fracturarse bajo poca deriva. El caso se agrava cuando el acero utilizado no endurece por deformación, exhibiendo una pendiente postfluencia plana. Esto facilita aún más la concentración de deformación en pocos puntos a lo largo del acero, pues, por requisitos de equilibrio a lo largo de la barra extrema, la plasticidad no puede distribuirse. Este comportamiento indeseable es típico de las barras trefiladas utilizadas en la conformación de las mallas electrosoldadas que son típicamente usadas en la construcción de muros delgados en el país (Figura 9a). Las Figura 9b y Figura 9c muestran

experimentos sobre muros con aletas desarrollados recientemente por el CEER – Colombian Earthquake Engineering Reserch Center² y el EPFL de Suiza en el laboratorio de estructuras de la Escuela de Ingeniería de Antioquia (EIA). El alma de estos muros tiene un espesor $t_w = 100$ mm, y su cuantía de acero longitudinal es $\rho_w = 0.27\%$, sin acero adicional en el extremo del alma. Detalles adicionales de los especímenes y protocolos de carga se encuentran en (Velez *et al.*, 2017). Los patrones de agrietamiento mostrados fueron obtenidos en los ciclos finales de los experimentos, en la dirección que tracciona el extremo del alma (porción izquierda de cada foto). En la foto de la Figura 9a se muestra la distribución de grietas del muro W1, construido con barras verticales y horizontales dúctiles. La Figura 9b muestra el patrón de agrietamiento del espécimen W2, capturado con la técnica de correlación digital de imágenes. Este muro tiene una geometría igual al W1, se ensayó bajo el mismo protocolo de cargas, pero fue construido con mallas electrosoldadas como refuerzo vertical y horizontal. El comportamiento inicial de ambos muros se caracterizó por la aparición de una grieta principal en la base, que contribuye en gran parte a toda la rotación del muro. En el muro W1, la grieta secundaria apareció justo donde termina la zona de traslapes, y se verificó que a ese nivel también hubo concentración de demanda de tracción. En el muro W2, la grieta secundaria apareció tarde en el experimento, en una posición cercana a la mitad de la altura del muro. Se muestra en ambos casos que la distribución de grietas en el extremo del alma del muro es menor que la distribución de grietas en la aleta, que contiene una cuantía de refuerzo cercana al 1%. También es claro que el agrietamiento del extremo de alma del muro W2, con malla electrosoldada, es menor que la del muro M1. Ambos muros fallaron por ruptura del acero en la dirección mostrada en las fotos, bajo niveles de rotación promedio (deriva) cercanos al 0.75%, cerca de la mitad de la deriva de diseño (e.g. $1/0.7 = 1.43\%$), lo cual es preocupante.

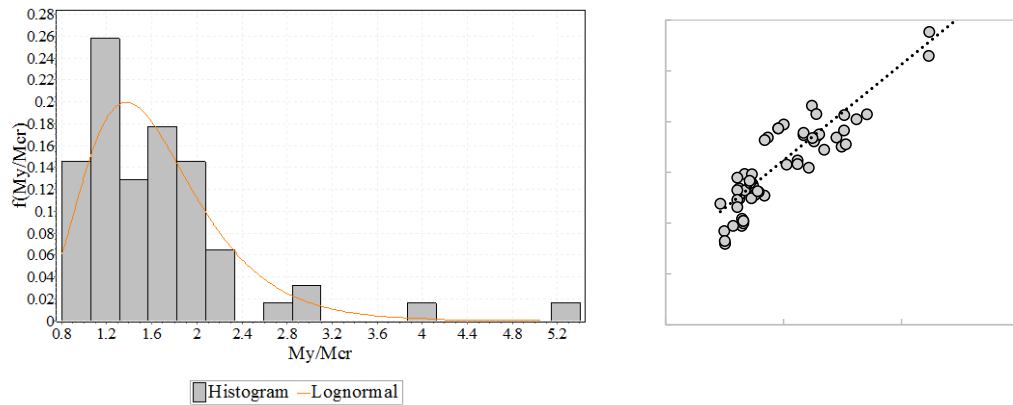


Figura 8. (a) Distribución relativa de la relación M_y/M_{cr} para todos los muros de la base datos; (b) relación entre la inercia agrietada reducida (I_{cr}^*) normalizada por la inercia bruta del alma y el cociente M_y/M_{cr}

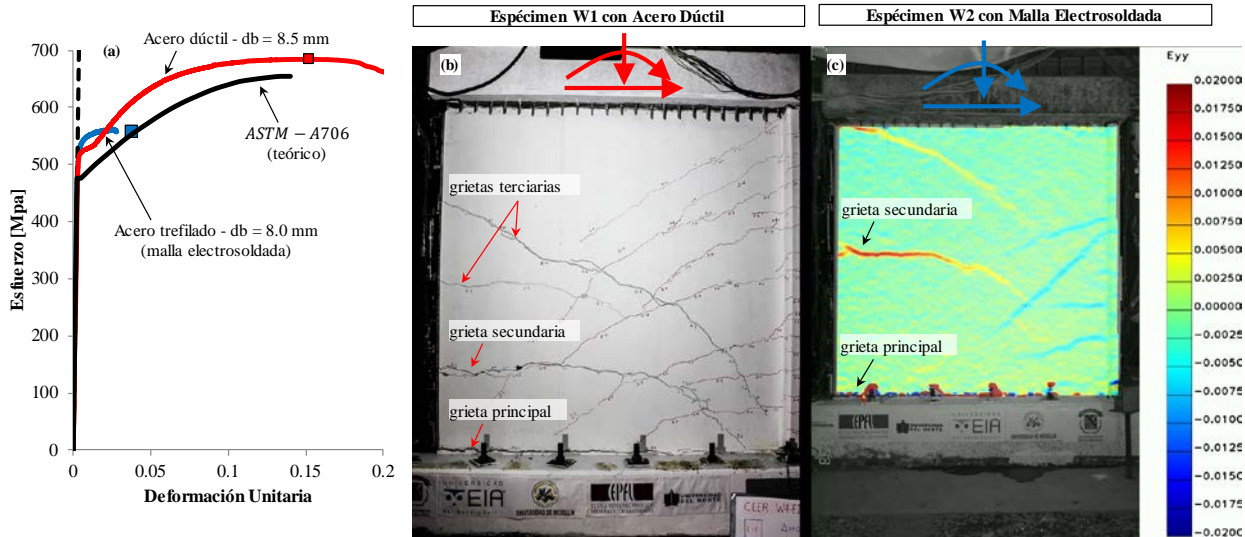


Figura 9. (a) Comparación de las relaciones de esfuerzo deformación del acero trefilado, y el acero dúctil; (b) distribución del agrietamiento en el muro CEER-W1, en la dirección que comprime el ala (Velez *et al.*, 2017); (c) distribución del agrietamiento del muro CEER-W2, en la dirección que comprime el ala (Velez *et al.*, 2017)

² El CEER es un centro de investigación conformado en 2016 por la Universidad del Norte, la Escuela de Ingeniería de Antioquia, la Universidad de Medellín, y la Universidad Militar Nueva Granada.

4.1.3 Efectos de la esbeltez del extremo del alma: inestabilidad fuera del plano

Una obsolescencia contenida en el NSR-10, es que no se establecen límites mínimos de espesores de muros, a menos que se utilice el método empírico de diseño (que no es la práctica común de las oficinas de cálculo estructural, y solo aplica para secciones rectangulares). Esto puede propiciar que muros muy esbeltos, por ejemplo, con espesores de 80 mm, sufran de inestabilidad fuera del plano. En contraste, en la más reciente actualización del ACI 318 (ACI-Committee-318, 2014), se propone que el espesor mínimo de los muros sea el mayor entre $t_w = 100 \text{ mm}$ [4 in.] y $1/25$ de la altura o a longitud del muro no soportada. Esto hace que, para alturas libres típicas de $h_w = 2400 \text{ mm}$, el espesor mínimo del muro deba ser $t_{w,min} \geq 100 \text{ mm}$. Desde el terremoto de Maule, Chile (2010) y Christchurch, Nueva Zelanda (2011), se han evidenciado en el campo algunos daños asociados a inestabilidad fuera del plano (Figura 10), que solo habían sido reportadas en pocas ocasiones en el laboratorio (Goodsir, 1985; Oesterle *et al.*, 1980; Thomsen & Wallace, 2004). La teoría de inestabilidad de elementos delgados de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas de tracción y compresión fue primero investigada por Paulay and Priestley (1993) y Chai and Elayer (1999). Recientemente, Moehle (2014), Parra (2016) y Parra and Moehle (2017) abordaron el tema, apoyándose en las formulaciones iniciales de los autores mencionados anteriormente, y proveyendo un juego de ecuaciones que relacionan la geometría y el tipo refuerzo de muros delgados, con el nivel de demanda axial en el borde que los haría fallar fuera del plano. Para el caso de cargas cíclica reversada, esta demanda es definida en términos de la excursión máxima en tracción, es decir la deformación unitaria máxima ϵ_{sm} , que puede alcanzar el extremo del alma del muro antes del pandeo global fuera del plano.



Figura 10. Evidencias en laboratorio y campo de inestabilidad lateral de muros delgados de concreto reforzado.

La Figura 11 muestra un muro con sección transversal en forma de te, sometido a la acción sísmica. La historia de deriva de cubierta se muestra junto con la cronología de las deformaciones unitarias del elemento de borde, cerca de la sección crítica en la base. Estas últimas son de interés porque los elementos de borde típicamente están sometidos a ciclos de tracción y compresión asimétricos, y por requisitos de compatibilidad de deformaciones a lo largo de la sección, las deformación de tracción son mayores que las de compresión. Al fluir un elemento de borde en tracción, se generan secciones agrietadas en su altura, con espesores de grietas que son función de la amplitud de las deformaciones de tracción ϵ_{sm} . En un muro que haya fluido previamente en tracción, el cerramiento de las grietas en el ciclo subsecuente puede requerir fluencia del acero longitudinal en compresión.

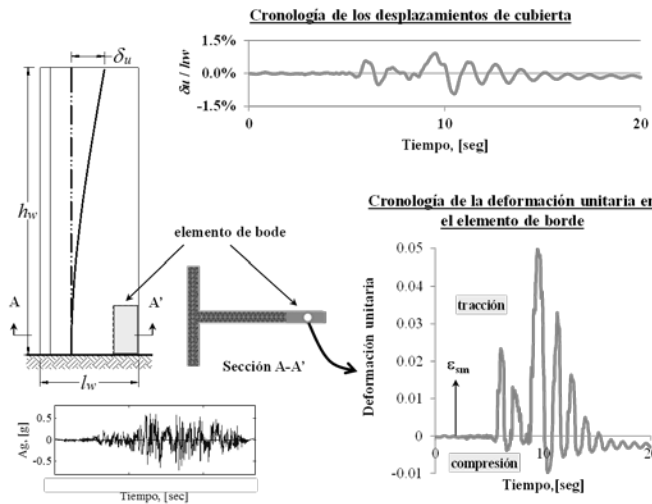


Figura 11. Respuesta de las deformaciones unitarias en el elemento de borde de un muro de concreto reforzado en voladizo, sometido a la acción sísmica.

La Figura 12 y Figura 13 describe el fenómeno de pandeo lateral de muros sometidos a deformaciones cíclicas de tracción y compresión. Allí se muestra un muro del sistema de resistencia de carga lateral de un edificio de cuatro pisos, donde la fundación y las losas de piso proveen soporte lateral en cada nivel. La altura no soportada del muro, es igual a la altura libre h_u , y la longitud efectiva, kh_u , puede definirse con base en ella y el nivel de restricción rotacional provisto por cada piso. Para muros esbeltos, un valor de $k = 0.5$ es razonable para simular empotramiento perfecto a ambos extremos de la longitud no soportada del panel de corte. La Figura 13 presenta detalles de la mecánica del pandeo de muros esbeltos. Como se muestra en la Figura 13b, el elemento de borde de un muro susceptible a pandeo está sometido a una fuerza de tracción T , mayor que la de fluencia, y su acero de refuerzo está sometido a esfuerzos y deformaciones de tracción f_{sm} y ϵ_{sm} , respectivamente. Una vez la carga se revierte, justo antes de la fluencia en compresión, el acero de refuerzo se habrá descargado $\epsilon_s = f_{sm}/E_s$, donde E_s es el módulo de Young del acero, y se habrá comprimido hasta la deformación unitaria de fluencia $-\epsilon_s$. De esta forma, la deformación unitaria residual de tracción es aproximadamente $\epsilon_{res} = \epsilon_{sm} - f_{sm}/E_s - \epsilon_s \approx \epsilon_{sm} - 0.005$. Como se muestra en la Figura 5d, para un muro con dos cortinas de acero, cualquier asimetría en la posición del refuerzo en la sección transversal, puede resultar en la fluencia prematura de una de las capas, lo cual genera curvaturas, ϕ , fuera del plano que pueden dar pie a inestabilidad lateral (o pandeo global de la pantalla). Muros con una sola capa de refuerzo, son más susceptibles a estas curvaturas fuera del plano pues la sección rotará alrededor de la capa central (Figura 13e) con valores mayores de curvatura. Luego de la excursión en un ciclo de tracción, las caras del concreto a cada lado de una grieta pueden entrar en contacto. La fuerza de compresión P , puede ser suficiente para contrarrestar el momento de volcamiento $P\delta$, en cuyo caso, el miembro se endereza y la grieta se cerrará de manera estable. Si el desplazamiento fuera del plano es muy grande, la fuerza de compresión puede acelerar la inestabilidad (Figura 12b).

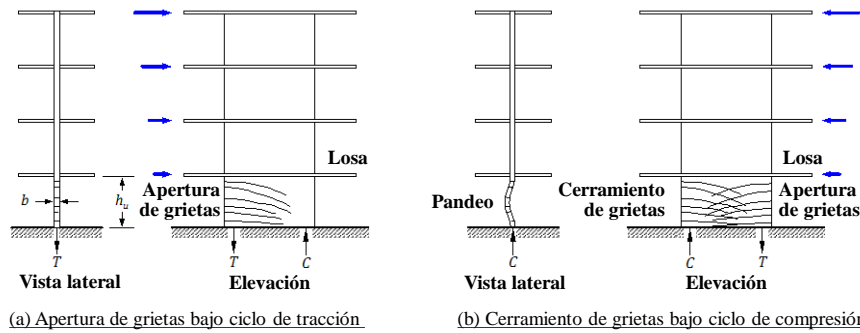


Figura 12. Inestabilidad lateral (b) del elemento de borde de un muro que ha fluido previamente en tensión (a) [adaptado de Chai and Elayer (1999)].

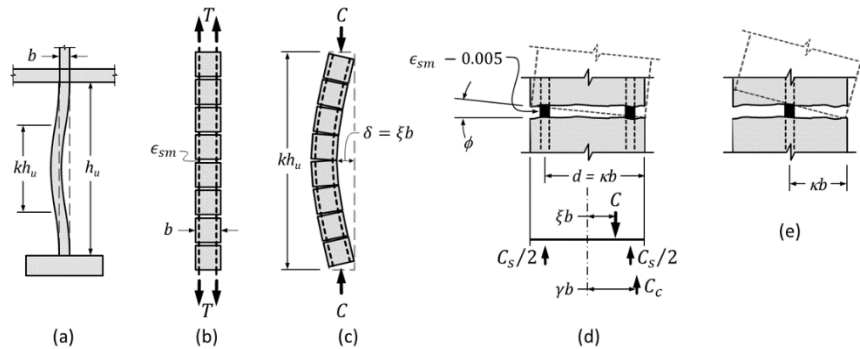


Figura 13. Agrietamiento y deformaciones que conllevan a inestabilidad lateral de elementos de borde (tomado de Parra and Moehle (2014), adaptado de Paulay and Priestley (1993)).

La estabilidad del muro depende de la amplitud de los ciclos previos de tracción, ϵ_{sm} , y de la relación de aspecto kh_u/b , donde b es el espesor del muro (o del núcleo, dependiendo de los niveles de compresión esperados). La Ecuación 14 proviene de derivaciones contenidas en Parra and Moehle (2014) y relaciona la relación de aspecto crítica en el elemento de borde y el valor máximo de tracción ϵ_{sm} , previo a la compresión:

$$\frac{b}{kh_u} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\epsilon_{sm} - 0.005}{\kappa \xi}} \quad (14)$$

donde κ es un factor de la profundidad efectiva para el desplazamiento fuera del plano (Figura 13d y e). Valores típicos de κ son 0.5 y 0.8, para refuerzo longitudinal dispuesto en una y dos capas, respectivamente. El parámetro ξ se relaciona con la cuantía mecánica del refuerzo $m = (\rho_f y) / (f'_c)$, donde ρ es la cuantía de acero longitudinal del elemento de borde. Valores prácticos de ξ están en el rango $0.4 \leq \sqrt{\xi} \leq 0.6$.

Haciendo uso de la formulación de la Ecuación 14, en la Figura 14 se presentan relaciones de esbeltez crítica de elementos de borde versus valores máximos aceptables de tracción para evitar el pandeo. Las curvas se construyen para un valor promedio $\sqrt{\xi} = 0.5$ y para valores de κ que representan muros con una y dos mallas. A manera de ejemplo se presenta la relación de esbeltez de muros de 80 y 150 mm, asumiendo altura libre de piso de 2,300 mm. Para estos casos, los valores máximos de tracción admisibles para evitar el pandeo son tan bajos como 1.0% para muros delgados con una sola malla. Estos niveles de deformación unitaria son compatibles con los necesarios para desarrollar momentos nominales en la sección, los cuales se esperan sobrepasar durante movimientos sísmicos de intensidad intermedia. Adicionalmente, se incluyen tres puntos experimentales de muros con la tipología colombiana. Uno de estos, es el espécimen TW1, ensayado en el EPFL por Rosso *et al.* (2016), el cual es un muro con aleta, con espesor de alma $t_w = 80$ mm, y 2,000 mm de altura libre. Estaba reforzado con una capa de refuerzo dúctil a lo largo del alma ($d_b = 6$ mm @ 200 mm, $\rho_{l,web} = 0.0018$) y 3 barras de 16 mm @ 100 mm, como acero adicional en el extremo del alma. Este muro se pandeó fuera del plano (ver foto derecha de la Figura 10) hasta 46.5 mm, bajo una demanda por tracción promedio en el extremo del alma de $\epsilon_{sm} = 1.25\%$. Los otros dos puntos corresponden a los especímenes CEER W1 y W2 (Figura 9) de 10 mm de espesor y altura libre de 2400 mm, cuya demandas unitarias máximas por tracción en el extremo del alma alcanzaron $\epsilon_{smW1} = 1.10\%$. y $\epsilon_{smW2} = 0.90\%$, respectivamente. En estos muros no se observó tendencia al pandeo. Aparte de que las excursiones promedio en tracción fueron bajas, una hipótesis que explica la estabilidad de estos muros, es que la falta de distribución de grietas en altura, impidió la formación de bloques discretos de concreto (separado por grietas) que propiciara una mayor flexibilidad fuera del plano.

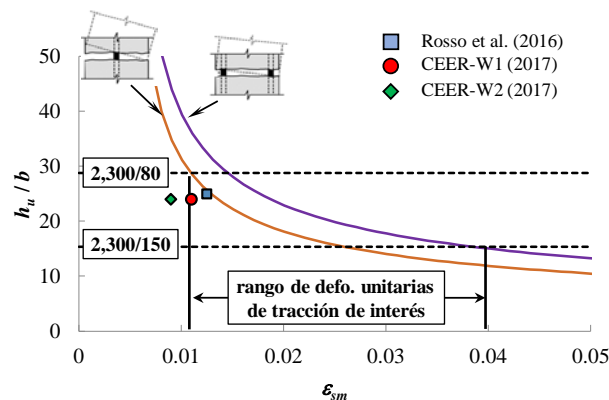


Figura 14. Relación de esbeltez crítica en función de la deformación máxima en tracción

5 CONCLUSIONES

Los requisitos de diseño sismo resistente de muros de concreto reforzado contenidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) propenden por el buen comportamiento de estos elementos estructurales cuando se vean sometidos a demandas sísmicas. En este artículo se presentaron algunos aspectos adicionales que a consideración del autor también deben ser tenidos en cuenta al momento de dimensionar, analizar, y diseñar edificios de muros delgados de concreto reforzado. Las consideraciones descritas fueron escogidas con base en observaciones postterromoto recientes, experimentos de carga lateral cíclica sobre muros con características colombianas, y con base en el levantamiento de la base de datos de edificios de muros delgados de la ciudad de Armenia.

A continuación se presentan algunas recomendaciones finales para el diseño de muros con aletas, basadas en las discusiones presentadas en el cuerpo de este artículo:

- Muros diseñados como rectangulares deben considerar la interacción con muros perpendiculares con los que se construyan en la práctica para evitar fallas por flexo-compresión del extremo del alma.
- Los muros con altura mayor a 30 m pueden ser susceptibles de demandas altas de compresión en la base bajo el sismo de diseño. Se sugiere evaluar los niveles de deformación esperados en la sección crítica con un análisis minucioso.
- Una distribución uniforme de grietas en el extremo del alma evita que la demanda de tracción se concentre en pocos puntos a lo largo del acero del borde, que en últimas impacta la capacidad de rotación de los muros. Para promover una distribución uniforme de plasticidad, es aconsejable adicionar barras de acero concentradas en los extremos. El acero de estas barras debe ser dúctil con una tasa de endurecimiento por deformación mayor que cero (e.g. la curva de esfuerzo deformación del acero no debe ser plana luego de la fluencia).
- Con el fin de evitar fallas frágiles por flexo-tracción elástica, se debe garantizar que la relación entre el momento de fluencia y el momento de agrietamiento de la sección del muro es mayor a 1: $M_y/M_{cr} \geq 1$. Esto puede facilitarse adicionando acero adicional en los extremos de los muros.
- La esbeltez del extremo del alma, definida como la relación entre la altura arriostrada y el espesor del muro, debe controlarse, considerando que la susceptibilidad de pandeo fuera del plano de las geometrías colombianas está asociada a excursiones de tracción promedio tan bajas como 1%.

REFERENCIAS

- ACI-Committee-318. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08)* (pp. 473). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ACI-Committee-318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2015). *Comportamiento experimental de elementos de borde de muros con capacidad de Disipación de Energía Especial (DES)*. Paper presented at the VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- Arteta, C. A., Sanchez, J., Daza, R., Blandón, C. A., Bonett, R. L., Carrillo, J., & Velez, J. C. (2017). *Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems*. Paper presented at the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago.
- Blandón, C. A., Rave-Arango, J. F., & Bonett, R. L. (2015). *Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales*. Paper presented at the VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1087-1115. doi:10.1193/062913eqs175m
- Cardona, O. D., Wilches-Ghaux, G., Garcia, X., Ramirez, F., & Marulanda, M. (2004). Estudio sobre desastres ocurridos en Colombia: estimación de pérdidas y cuantificación de costos. *Definición de la responsabilidad del estado, su exposición ante desastre naturales y diseño de mecanismos para la cobertura de los riesgos residuales del estado* (pp. 224). Bogotá: Departamento Nacional de Planeación, ACCI, Banco Mundial.
- Comité-AIS-100. (1998). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Comité-AIS-100. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Chai, Y. H., & Elayer, D. T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96(5), 780-789. doi:10.14359/732
- Goodsir, W. J. (1985). *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Goulet, C. A., Kishida, T., Ancheta, T. D., Cramer, C. H., Darragh, R. B., Silva, W. J., . . . Youngs, R. R. (2013). PEER NGA-West2 Database, PEER Report 2013/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center. *University of California, Berkeley, CA*.
- Junemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A., & Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 82, 168-185. doi:10.1016/j.engstruct.2014.10.014
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (2000). Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) (Version 2.4.3.). Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Moehle, J. P. (2014). *Seismic design of Reinforced Concrete Buildings*. New York, NY: McGraw-Hill Professional.
- Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Ariztizabal-Ochoa, J. D., & Corley, W. G. (1980). *Hysteretic response of reinforced concrete structural wall*. Retrieved from Farmington Hills, MI:
- Parra, P. F. (2016). *Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries*. University of California, Berkeley, Berkeley.
- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2014). *Lateral buckling in reinforced concrete walls*. Paper presented at the Tenth US Natl Conf Earthq Eng, Anchorage, Alaska.
- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2017). *Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems*. Paper presented at the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1993). Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, 90(4).
- Ridell, R., Wood, S. L., & de la Llera, J. C. (1987). *The 1985 Chile earthquake: structural characteristics and damage statistics for the building inventory in Viña del Mar*. Retrieved from
- Rosso, A., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(2), 455-484. doi:10.1007/s10518-015-9827-x
- Sanchez, J., & Arteta, C. A. (2017). *Caracterización estadística de edificios de muros delgados en concreto reforzado para zonas de amenaza sísmica alta*. Paper presented at the VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.

- Segura, C. L., Wallace, J. W., Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2016). *Deformation capacity of thin reinforced concrete shear walls*. Paper presented at the Proceedings of 2016 NZSEE Conference, Auckland.
- Sozen, M. A. (1989). *Earthquake response of buildings with robust walls*. Paper presented at the Fifth Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Santiago de Chile.
- Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (2004). Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls-experimental verification. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 130(4), 618-630. doi:Doi 10.1061/(Asce)0733-9445(2004)130:4(618)
- Velez, J. C., Blandón, C. A., Bonett, R. L., Arteta, C. A., Carrillo, J., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2017). *Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos*. Paper presented at the VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.