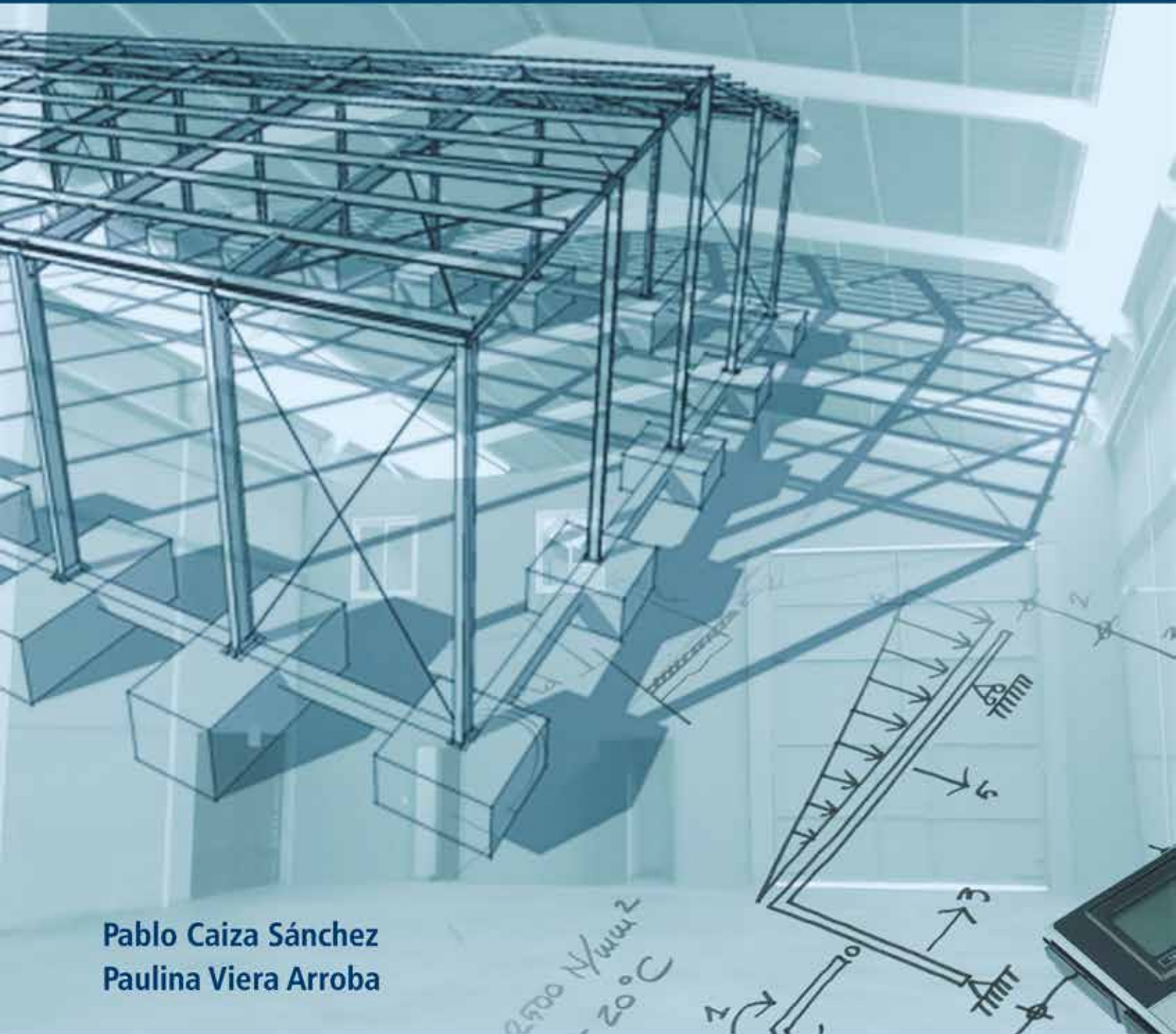


DISEÑO DE COLUMNAS, MUROS ESTRUCTURALES Y DIAFRAGMAS EN HORMIGÓN ARMADO



Pablo Caiza Sánchez
Paulina Viera Arroba



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado.

Pablo Caiza Sánchez; Paulina Viera Arroba

Primera edición electrónica. Octubre del 2019

ISBN: 978-9942-765-50-5

Revisión científica: Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade; Ing. Marcos Geovanny Zevallos Loor

Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE

Tern. Humberto Aníbal Parra Cárdenas, Ph. D.

Rector

Publicación autorizada por:

Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE

Tern. Oswaldo Mauricio González, Ph. D.

Presidente

Edición

Lcdo. Xavier Chinga

Diseño

Pablo Zavala A.

Derechos reservados. Se prohíbe la reproducción de esta obra por cualquier medio impreso, reprográfico o electrónico.

El contenido, uso de fotografías, gráficos, cuadros, tablas y referencias es de **exclusiva responsabilidad del autor.**

Los derechos de esta edición electrónica son de la **Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE**, para consulta de profesores y estudiantes de la universidad e investigadores en: <http://www.repositorio.espe.edu.ec>.

Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE

Av. General Rumiñahui s/n, Sangolquí, Ecuador.

<http://www.espe.edu.ec>

DISEÑO DE COLUMNAS, MUROS ESTRUCTURALES Y DIAFRAGMAS EN HORMIGÓN ARMADO

Pablo Caiza Sánchez
Paulina Viera Arroba

Dedicatoria

A Paulina, María y Anahí

A mi madre y hermanas

A mi padre

A mis alumnos, quienes me motivan cada día.

El Autor



Pablo Caiza Sánchez obtuvo su PhD en Ingeniería Civil en la Universidad de Illinois en Urbana- Champaign en el año 2012. Allí fue primero becario Fulbright y luego Asistente de Investigación, siendo además Asistente de Docencia en varios cursos de estructuras. Tomó asignaturas tales como Hormigón Armado II, Estructuras de Acero II, Hormigón Presforzado, Métodos con Elementos Finitos, Mecánica Estructural, Dinámica Estructural, Ingeniería Sísmica, Análisis de Riesgos y Toma de Decisiones, Cimentaciones Profundas, Optimización Estructural, Hormigón, Madera, Acero.

Previamente obtuvo su M.Sc. en Estructuras en la Escuela Politécnica Nacional de Quito, y fue el mejor graduado de Ingeniería Civil en la Escuela Politécnica del Ejército (ESPE). También realizó cursos de posgrado en la Middle Tennessee State University en los Estados Unidos de Norteamérica, y en la Fachhochschule Hildesheim-Holzminden en Alemania.

Sus principales temas de investigación son: el análisis y diseño de estructuras con diferentes sistemas resistentes a cargas sísmicas, comportamiento no lineal de estructuras, monitoreo estructural, sistemas de aislamiento y de disipación de energía, interacción suelo-estructura considerando fenómenos tales como licuefacción y radiación de energía a través del suelo.

Actualmente trabaja en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

La Autora



Luisa Paulina Viera Arroba obtuvo su Máster en Ingeniería Estructural en la Universidad Técnica de Ambato en el año 2005. Sus asignaturas favoritas fueron Hormigón Armado, Estructuras de Acero, Elementos Finitos, Ingeniería Sismorresistente.

También alcanzó su grado de Ingeniera Civil en la Universidad Técnica de Ambato con el segundo mejor promedio de su promoción.

Sus principales temas de investigación son: sistemas constructivos, construcción sustentable y nuevos materiales para la construcción.

Actualmente trabaja en la Universidad Central del Ecuador.

Contenido

Dedicatoria	4
Prólogo	8
Capítulo 1	
Prediseño de columnas de hormigón armado	9
Capítulo 2	
Flexocompresión en columnas y el criterio columna fuerte viga débil ..	44
Capítulo 3	
El efecto p-delta en columnas y el diseño por capacidad del cortante.....	73
Capítulo 4	
Diseño de muros estructurales	100
Capítulo 5	
Diafragmas	146
Solucionario	166

Prólogo

Este libro es el producto del trabajo de docencia en ingeniería civil tanto en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE como en la Universidad Central del Ecuador. En estos centros procuramos formar ingenieros de avanzada. Personas que conocen los fundamentos del diseño del hormigón armado en profundidad, que son proactivos y que no le temen a los cambios y a las nuevas tecnologías, existentes y aún por venir.

En este libro, los tres primeros capítulos son sobre el diseño de columnas de hormigón armado. Este es al parecer un tema muy común y tradicional. Pero no lo es tanto, cuando se trata del diseño en zonas sísmicas. A pesar de que se sigue usando el método de fuerzas, se hace hincapié, por ejemplo, en el control de derivas y en el de columna fuerte-viga débil.

Respecto al diseño por flexo-compresión y los efectos p-delta, se presentan análisis relativamente sencillos pero suficientemente precisos. El diseño por cortante, por otra parte, es por capacidad.

Con el tratamiento de estos temas, se espera concentrar la atención de los estudiantes en los elementos indispensables para un buen diseño y resaltar las complicaciones por la presencia de cargas sísmicas. Pero no se deja de lado un análisis más profundo que se presenta, de manera separada y básicamente independiente, en los ensayos que se denominan “Temas Adicionales”.

Pero tal vez lo más importante del libro son los capítulos dedicados al diseño de muros estructurales y diafragmas. En ellos se indica de forma general sus características de comportamiento estructural y se sugieren diferentes tipos de análisis. El objetivo que se persigue es conocer y usar estos elementos estructurales, que son una alternativa importante a la manera tradicional de construir en el Ecuador.

Sólo nos queda agradecer a Dios, a todos los que nos han acompañado en esta empresa, a los compañeros docentes de nuestras universidades y a nuestros alumnos, por ser nuestra motivación principal.

Los autores

CAPÍTULO 1

PREDISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO



1.1 INTRODUCCIÓN

Los pórticos de hormigón armado son una solución muy común para formar el esqueleto resistente de viviendas y edificios, sobre todo si el número de pisos es menor o igual a 4. En este tipo de estructura resistente, las columnas son un elemento esencial.

Desde el punto de vista del análisis basado en fuerzas, las columnas se caracterizan por la presencia simultánea de momentos flectores y cargas axiales. La presencia de cargas axiales cambia la distribución de esfuerzos en las secciones de las columnas y por tanto las deformaciones. Las deformaciones por flexo-compresión, con respecto a las de corte, son mucho más importantes.

Por otro lado, detallando adecuadamente las columnas (y vigas) de los pórticos: dimensiones de la sección transversal, armado, recubrimientos, confinamiento, traslapes, se consigue que tengan ductilidad a flexión, es decir la capacidad de soportar grandes giros más allá del rango elástico, sin una pérdida de resistencia significativa. Lo anterior significará que en el diseño estructural se acepte daño, pero controlado, y de forma que exista redistribución de esfuerzos.

En este punto, es importante chequear que el cortante generado durante la falla dúctil a flexo-compresión de las columnas sea menor que el resistente, es decir evitando la falla por cortante que es frágil. Este tipo de falla ocurre de un momento a otro y no da tiempo para que las personas eviten el peligro.

Sin embargo, los giros locales también producen importantes desplazamientos a nivel global de la edificación y por tanto, efectos de segundo orden o efectos P-delta que son los que controlan el colapso estructural final. Por este motivo, un análisis basado en desplazamientos hace énfasis en el comportamiento global de una edificación y muestra que, si bien es importante asegurar una resistencia adecuada, es aún más importante controlar los desplazamientos estructurales, sobre todo ante cargas laterales como las sísmicas.

En efecto, la teoría y experiencias tales como la del sismo de 16 de abril de 2016, uno de los más importantes del Ecuador en los últimos 70 años, nos muestran que las estructuras aporricadas tienen mayores desplazamientos horizontales relativos en sus primeros pisos. Este comportamiento produce daño, excesivo si no se lo controla, no sólo en elementos estructurales sino en elementos no estructurales frágiles, tales como las paredes de mampostería hechas de bloques de hormigón, y esto aún en edificios afectados por movimientos sísmicos relativamente moderados.

Finalmente, es importante recalcar que en las estructuras aporticadas, puesto que se acepta daño, se debe revisar que el mecanismo de colapso estructural completo se caracterice por afectaciones primero en vigas y luego en columnas, pues es más probable de que si el daño ocurre primero en columnas, este sea catastrófico. Lo anterior conduce al principio columna fuerte -viga débil.

En este capítulo se examina el prediseño de columnas empezando por la determinación de la sección de la columna y luego el armado longitudinal y transversal. Además se desarrolla un ejemplo de análisis en el que se hace énfasis en las cargas sísmicas. Se muestra también el control de las derivas y un proceso de optimización estructural.

Observaciones adicionales

En contraste con las estructuras aporticadas, las que contienen únicamente muros estructurales funcionan como cantilivers con desplazamientos relativos mucho menores, pero con desplazamientos y aceleraciones totales altos en los últimos pisos. Es por tanto lógico que se unan estos dos tipos de estructuras para obtener un mejor control de las deformaciones, como se observa en la Figura 1.1.

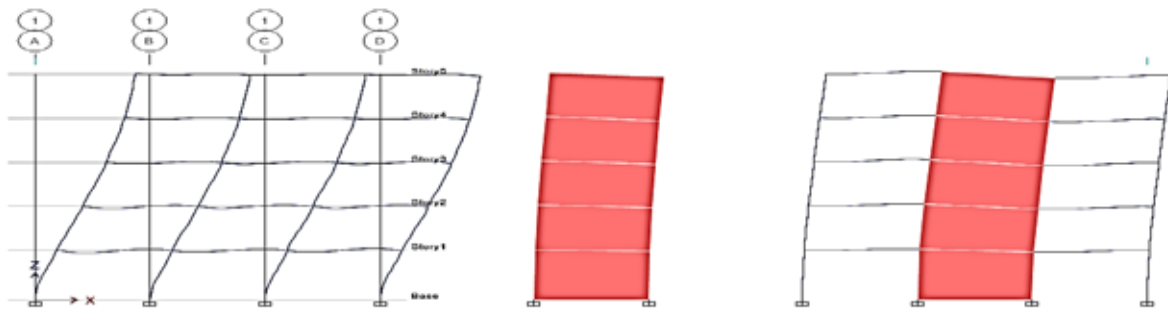


Figura 1.1. Desplazamientos de estructuras a) aporticadas, b) con muros estructurales y c) mixtas
Caiza, Pablo. 2018

1.2 ANÁLISIS INICIAL DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

Para empezar, es necesario estimar de manera aproximada tanto las dimensiones de la sección transversal de la columna así como la armadura longitudinal y transversal. Los parámetros a establecer son el área de la sección transversal, la cuantía longitudinal, la cantidad de estribos y su espaciamiento.

Área de la sección transversal.

Si se iguala la carga axial última a la capacidad resistente de la sección se obtiene la siguiente ecuación. (Guerra, 2010)

$$A_g = 12 P_u \quad (1.1)$$

Donde A_g es el área de toda la sección transversal de la columna en cm^2 , y P_u es la carga axial última sobre la columna en tonf.

La combinación de cargas axiales que se usará es $1.3D+1.6L$, donde D es la carga permanente y L la carga temporal. Nótese que el factor de mayoración de la carga permanente es mayor que el usual, igual a 1.2, con el fin de incluir el efecto de las cargas sísmicas verticales

La simplicidad de la ecuación (1.1) se debe a que para las características del hormigón y el acero se usan valores fijos: para el esfuerzo de fluencia del acero, 4200 kgf/cm^2 , y para el esfuerzo de rotura a los 30 días de las probetas de hormigón, 210 kgf/cm^2 . Nótese además que para otros materiales con mayor resistencia, esta ecuación resulta más conservadora.

Una vez calculada A_g se determinan las dimensiones de los lados de la columna. Según la norma ACI 318SR-14 en el numeral 18.7.2.1:

- “la menor dimensión transversal de la sección transversal deber ser al menos 30 cms y,
- la relación entre los lados a y b de una columna rectangular debe ser tal que $a \geq 0.4 b$.”

Similarmente, La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM indica en el numeral 4.3.1:

- “La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no debe ser menor que 300 mm, y
- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 ó en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.”

(American Concrete Institute, 2015)

Cuantía longitudinal

Debido al costo de las varillas de acero es recomendable mantener esta cuantía como la mínima:

$$\rho = \rho_{min} = 0.01 \quad (1.2)$$

Donde es cuantía longitudinal gruesa, igual al área de acero longitudinal A_{sl} dividido para el área de toda la sección transversal de la columna A_g .

En efecto, la norma ACI 318SR-14 en el numeral 18.7.4.1 indica que la cuantía longitudinal debe ser al menos 0.01 y no exceder 0.06 (American Concrete Institute, 2015). Sin embargo, en el caso de que se realicen traslajos de todas las varillas, estos límites quedan de la siguiente manera:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03 \quad (1.3)$$

Obsérvese que aparentemente casi no hay contraste entre 0.01 y 0.03, pero en la práctica es una diferencia de 3 veces la cantidad de acero.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM en el numeral 4.3.3 indica las mismas condiciones que las expuestas en (1.3) (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM, 2014).

Espaciamiento y cantidad de estribos

Según ACI 18.7.5.3 la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de:

$$s \leq \left[\frac{b}{4}; 6d_b; s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \right] \quad (1.4)$$

Donde b es la dimensión menor de la columna, d_b es el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal, s_0 no debe ser mayor a 150 mm ni menor a 100 mm, h_x es el espaciamiento máximo, medido centro a centro en mm, entre barras longitudinales soportadas por estribos o ganchos.

La primera y tercera condiciones son por confinamiento, en cambio la segunda para controlar el pandeo de las varillas longitudinales, ya desprovistas del recubrimiento de hormigón.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM en el numeral 4.3.4 literal b indica las mismas condiciones que las expuestas en (1.4).

En cuanto al área de acero transversal A_{sh} la Tabla ACI 18.7.5.4 indica varios casos, siendo el más común cuando $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa:

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \left[0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right] \quad (1.5)$$

Donde s es el espaciamiento centro a centro de estribos consecutivos, b_c es la dimensión del núcleo, perpendicular a las ramas del estribo cerrado de confinamiento que conforman A_{sb} , A_g es el área bruta de la sección de hormigón, A_{ch} es el área del núcleo de hormigón, f'_c es la resistencia especificada del hormigón y f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del acero de los estribos. Finalmente, el núcleo de hormigón es el área delimitada por los bordes externos del estribo.

Obsérvese que A_{sb} debe calcularse para las dos direcciones definidas por los lados de la columna.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM en el numeral 4.3.4 literal c indica condiciones similares a las expuestas en (1.5).

En esta norma también se encuentra el gráfico de la Figura 1.2 que ayuda a aclarar la nomenclatura usual en columnas, y por tanto cómo calcular A_{sb} , además de otras indicaciones importantes:

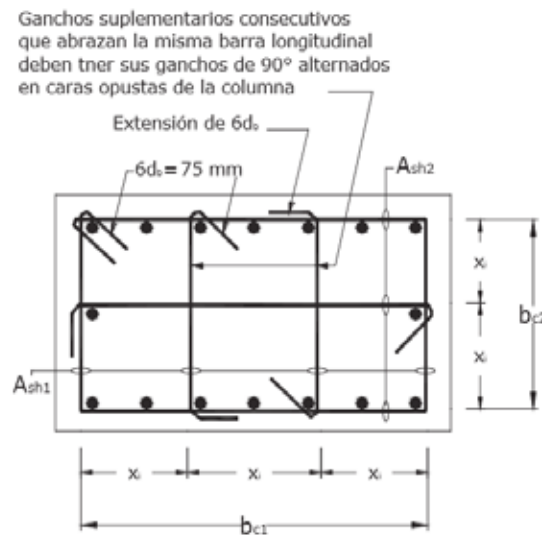


Figura 1.2. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas. Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM, 2014)

Estas cantidades y espaciamientos deben colocarse según ACI 18.7.5.1 en una longitud medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión:

$$l_0 \geq \left[h; \frac{l_f}{6}; 450 \text{ mm} \right] \quad (1.6)$$

Donde h es la altura de la sección de la columna en el nudo, l_c es la luz libre de la columna.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM en el numeral 4.3.4 literal a indica condiciones similares a las expuestas en (1.6).

Más allá de esta longitud el espaciamiento s de estribos no debe exceder seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 200 mm.

Finalmente, se deben colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más de $s_i=350\text{mm}$.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM en el numeral 4.3.4 literal d indica condiciones similares a las expuestas en los dos párrafos anteriores.

En cuanto a los traslapes de las varillas longitudinales, éstos deben realizarse en el tercio medio de las columnas y ser Clase A. Según ACI 318S-14 en la Tabla 25.5.2.1 esta clase se caracteriza por:

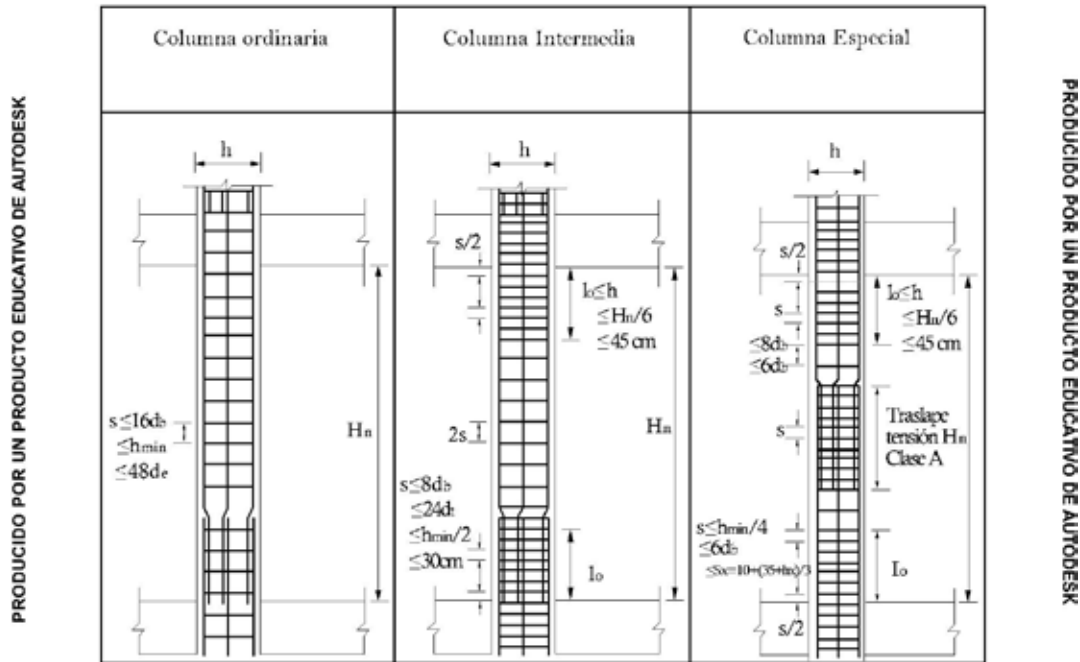
- “La relación entre el área de refuerzo calculado respecto al requerido en la ubicación del traslape es mayor o igual a 2.
- El porcentaje máximo de acero longitudinal traslapado es 50.
- La longitud del traslape es el mayor valor entre la longitud de desarrollo y 300 mm.”

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM en el numeral 3.4.7 literal a. indica que los traslapes deben ser alternados y se destaca que: “no se podrá traslapar más del 50% del refuerzo y que la distancia entre traslapes alternos debe ser mayor que 30 veces el diámetro de la varilla de refuerzo”.

Fijarse que el detallamiento descrito en este capítulo es propio de lo que se denomina pórticos especiales. Si el detallamiento es menos severo, se trata de pórticos intermedios, o, si el detallamiento es básico, de pórticos ordinarios.

La Figura 1.3 resume las diferencias entre columnas de estos tres tipos de pórtico.

PRODUCIDO POR UN PRODUCTO EDUCATIVO DE AUTODESK



d_b, d_t diámetro de barras longitudinales y transversales, s : espaciamento de barras laterales, h_{min} : dimensión mínima de la columna, S_x : Espaciamento de las barras transversales dentro de l_o

Figura 1.3. Detalles de refuerzos mínimos para columnas
Fuente: (Han, 2005)

En el Ecuador, por su peligrosidad sísmica, se deben usar los pórticos especiales. Estos tienen una ductilidad relativamente alta. Se recalca que ductilidad, en forma general, es la capacidad para deformarse más allá del rango elástico, es decir con daño, pero sin pérdida importante de resistencia.

Observaciones adicionales

En este punto es importante recordar que un elemento estructural individual tal como una columna, bien diseñado, todavía no es sinónimo de buen comportamiento estructural. Es necesario chequear como un mínimo las derivas y el principio de columna fuerte - viga débil, es decir el comportamiento de la estructura como un todo.

Respecto a la deriva, que aquí se define como el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles dividido para la distancia vertical entre ellos, la norma ecuatoriana NEC-SE-DS numeral 4.2.2 indica que esta debe ser menor al 2%.

Respecto al principio viga débil-columna fuerte, en ACI 318S-14 numeral 18.7.3.2 se indica que la resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir con

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} \quad (1.7)$$

Donde

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de las columnas arriba y abajo del nudo. Estos momentos son los más bajos calculados para fuerza axiales mayoradas, congruentes con la dirección de las fuerzas sísmicas consideradas.

$\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos nominales de las vigas a la izquierda y derecha del nudo.

Los momentos resistentes de las columnas deben oponerse a los momentos generados por las vigas.

Los temas indicados en este aparte se desarrollan con más detalle en los diferentes ejercicios propuestos más adelante.

TEMA ADICIONAL 1

Diseño por cargas axiales y la obtención de la ecuación $A_g = 12 P_u$

La ecuación básica de diseño por cargas axiales sigue un formato similar al conocido para diseño por flexión: las cargas actuantes mayoradas deben ser menores o iguales que las cargas resistentes nominales multiplicadas por factores de reducción:

$$P_u \leq \phi P_n \quad (TA1.1)$$

Donde P_u es la carga axial vertical mayorada, ϕ es un coeficiente de reducción de resistencia y P_n es la carga axial nominal.

Dependiendo del tipo de refuerzo transversal, estribo y/o zuncho, ϕ es igual a 0.65 y 0.75, respectivamente, si hay únicamente cargas axiales. Sin embargo, dependiendo de las deformaciones provocadas no sólo por la carga axial sino por una combinación de ésta con los momentos flectores, puede variar como se indica en la Figura TA1.1.

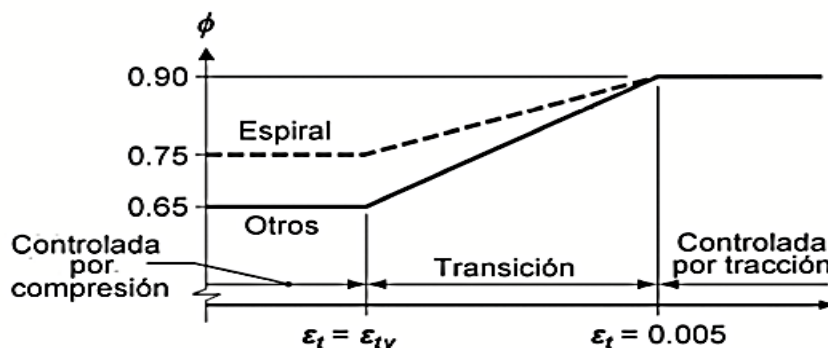


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

Figura TA1.1. Variación del factor de reducción de resistencia ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tensión ϵ_t . Fuente: (American Concrete Institute, 2015)

La carga axial nominal, P_n , es un porcentaje de la carga axial nominal sin excentricidad, P_o , y varía dependiendo del tipo de refuerzo transversal: estribos o zunchos. Esta disminución se debe a que las excentricidades de la carga axial están siempre presentes e inevitablemente afectan la resistencia de la sección.

$$a) P_n = 0.80P_o; \quad b) P_n = 0.85P_o \quad (TA1.2)$$

La ecuación TA1.2 a) es para estribos y la ecuación TA1.2 b) es para zunchos.

La diferencia entre los factores para estribos y zunchos se debe al mejor comportamiento estructural de éstos últimos.

La carga axial nominal sin excentricidad se calcula de la siguiente manera:

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (TA1.3)$$

Donde f'_c es la resistencia característica del hormigón, A_g es el área gruesa de la sección, A_s es el área de acero longitudinal y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

La mejor aplicación de la ecuación (TA1.1) es en la ecuación de prediseño (1.1). Conservadoramente, se supone una columna con estribos y con materiales $f'_c = 0.21 \text{ tonf/cm}^2$ y $f_y = 4.2 \text{ tonf/cm}^2$. El área de acero es igual al mínimo $A_s = 0.01 A_g$. Nótese las unidades que se usan, que permitirán que al colocar cargas axiales en tonf se obtengan áreas de hormigón en cm^2 .

Adicionalmente se asume que la carga mayorada de diseño P_u es por cargas verticales permanentes y temporales, por lo que, para considerar las cargas sísmicas, que más bien son laterales, se usa un factor de mayoración adicional de 1.3.

A partir de la ecuación TA1.1, junto con la TA1.A2 a), la TA1.3 y los datos mencionados más arriba se tiene:

$$1.3 P_u = 0.65 [0.85 * 0.21 * 0.99 A_g + 4.2 * 0.01 * A_g] 0.80 \quad (TA1.4)$$

De donde se despeja $A_g = 12 P_u$.

1.3 EJERCICIO DE ANÁLISIS Y DISEÑO PRELIMINAR

Se desea prediseñar las columnas de la siguiente estructura en hormigón armado. Realice además el prediseño de vigas y losas.

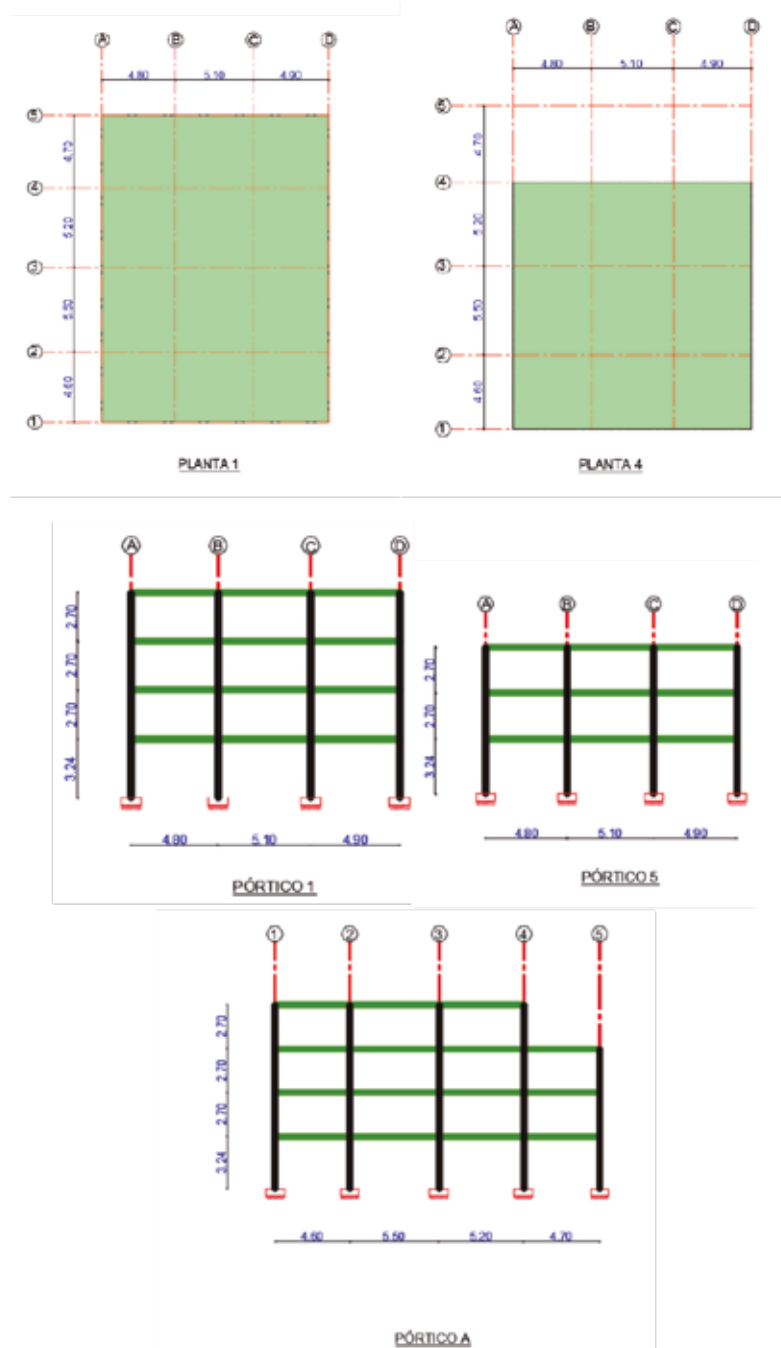


Figura 1.4. Vista en planta y en elevación de la estructura. Elaboración: Sarango, Jéssica, 2018.

La Figura 1.4 muestra una estructura aporricada con tres vanos en sentido X, 4 vanos en sentido Y y con 4 pisos de alto. Existe irregularidad en elevación ya que el

último pórtico en Y es sólo de 3 pisos. El alto de los pisos se ha ajustado de forma que coincida con contrahuellas de 18 cm de alto. Los niveles de referencia son los de piso terminado. Las luces de los vanos son relativamente semejantes en las dos direcciones.

El material es hormigón armado con un esfuerzo característico a la compresión del hormigón $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ y un esfuerzo de fluencia del acero de 4200 kgf/cm^2 .

Prediseño de columnas

Para determinar la forma de la sección transversal de las columnas y su distribución en planta y elevación los criterios que se siguen son:

- La forma geométrica de las secciones debe ser semejante a la de los paneles adyacentes.
- La distribución de las columnas en planta mantendrá simetría.
- Las columnas aportarán a la rigidez lateral de la estructura tanto en sentido X como en Y.
- Las columnas en pisos inferiores serán más robustas que en pisos superiores.

Las luces de los vanos son relativamente semejantes en las dos direcciones, por lo que bajo el primer criterio indicado más arriba las columnas serán cuadradas. Además, tratándose de un prediseño, se decide usar las mismas dimensiones de columna para toda la estructura tanto en planta como en elevación.

Para determinar el tamaño de la sección transversal se escoge la columna con mayor área colaborante, según la Figura 1.5 es la columna C3, y se estiman las cargas actuantes de manera aproximada de la siguiente manera:

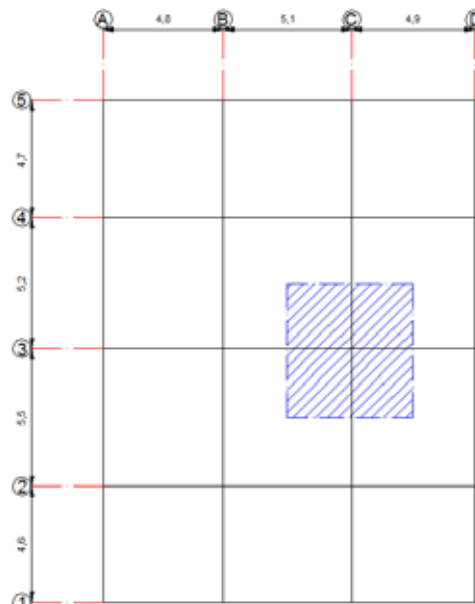


Figura 1.5. Área colaborante para la columna C3. Fuente: Caiza, Pablo 2018

Tabla 1.1. Cargas actuantes

Ord.	Carga Aproximada	Valor (tonf/m ²)
1.	Peso propio	0.600
2.	Acabados en cubierta	0.200
3.	Acabados en pisos inferiores	0.400
4.	Temporal en cubierta	0.150
5.	Temporal en pisos inferiores	0.250

El peso propio es el de una losa alivianada tipo de 20 cms de espesor multiplicado por 1.9 para considerar el peso de vigas y columnas.

Los acabados incluyen el peso de alisado + base para baldosa + baldosa + cielo raso + mamposterías. En cubierta no se considera el peso adicional de las mamposterías.

Las cargas temporales son de acuerdo a NEC-SE-CG (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, 2014) para estructuras de oficinas.

La combinación última U es:

$$U = 1.3*(\text{Peso Propio} + \text{Acabados}) + 1.6*(\text{Temporal}) \quad (1.7)$$

Tabla 1.2. Cálculo de áreas colaborantes y de carga axial para la columna C3

Piso	Área colaborante (m ²)	Carga última (tonf/m ²)	Carga última (tonf)	Sumatoria (tonf)
4	26.75	1.28	34.2	34.2
3	26.75	1.70	45.5	74.7
2	26.75	1.70	45.5	115.2
1	26.75	1.70	45.5	170.7

En la Tabla 1.2 el área colaborante se calcula como $(5.2+5.5)(5.1+4.9)/4=26.75$ m², y la carga última en tonf como $\text{área colaborante} * \text{carga última}/\text{m}^2$.

En el primer piso se tiene un valor de 170.7 tonf, al aplicar la ecuación (1.1) se obtiene $A_g = 2048 \text{ cm}^2$, y si las columnas son cuadradas $b \approx 45 \text{ cms}$.

Este valor y los demás del prediseño de columnas se observan en la Tabla 1.3.

Tabla 1.3. Dimensiones del prediseño

Ord.	Parámetro	Cantidad	Unidad
1.	Lado de la columna	45	cm
2.	As	$0.01*45^2=20.25$	cm ²
3.	Área varillas reales	$8d16+4d14=22.24$	cm ²
4.	Espaciamiento estribos (ec. 1.4)	7.5	cm

5.	Ash (ec. 1.5)	1.99	cm ²
6.	Área ramas de estribos y vinchas reales	3 ramas d10= 2.36	cm ²
7.	Lo (= lado de la columna)	45	cm

Prediseño de vigas y losas

El alto de las vigas se lo obtiene de la Tabla 9.3.1.1 del ACI 318S-14. Sin embargo se multiplica el tamaño de las vigas por 1.3 con el fin de tomar en cuenta la carga sísmica. De acuerdo a las condiciones de continuidad de las vigas se tienen los tipos de la Figura 1.6. En color azul se observan las vigas con continuidad en un solo extremo y, con color rojo, las vigas con continuidad en los dos extremos.

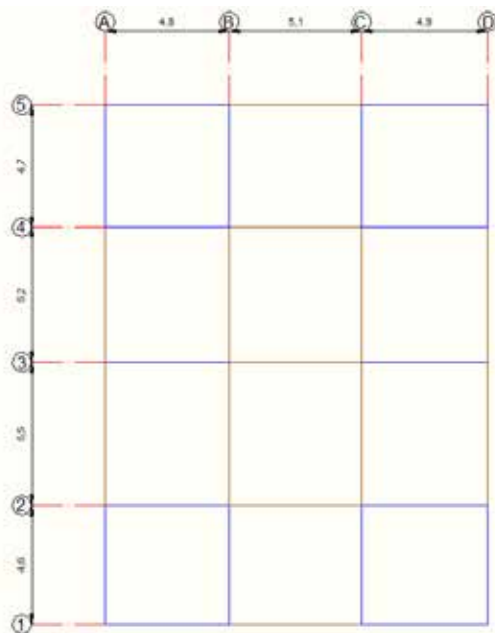


Figura 1.6. Vigas tipo de acuerdo a las condiciones de continuidad. Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018

Por facilidad constructiva se usará un solo tipo de viga para todos los vanos. Por tanto, el vano de mayor luz y con peores condiciones de continuidad determinará el tamaño de la altura de la viga. En este caso, la condición crítica se da en el vano de 4.9 m. de longitud y con continuidad en un solo lado, es decir $h=1.3(4.9/18.5)=0.34$ m.

Por otro lado, es conveniente que la base de la viga sea:

- Menor que la altura, para que la inercia de la sección, para la misma área, sea mayor.
- No menor que el 70% del lado de la columna que llega, para asegurar un nudo viga-columna rígido.

En este caso, el segundo criterio descrito más arriba controla. Por tanto se escoge

una base de 35 cm y una altura, mayor que la base, de 45 cms.

Para prediseñar las losas, se parte de una losa alivianada tipo de 20 cms, equivalente en rigidez a una losa maciza de 14.5 cms de espesor, y del panel con las mayores luces de la planta estructural: panel B-C-2-3. La relación de rigidez promedio entre las vigas y losa de este panel es de 2.1, por tanto aplica la ecuación (d) de la Tabla 8.3.1.2 del ACI-318S-14. Los datos de entrada y los resultados se observan en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4. Cálculo espesor necesario de losa maciza

α_m	2.1
l_n	$5.50\text{ m} - 0.45\text{ m} = 5.05\text{ m}$
f_y	420 MPa
β	$\frac{5.50\text{ m} - 0.45\text{ m}}{5.20\text{ m} - 0.45\text{ m}} = 1.06$
$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{5.05 \left(0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9 * 1.06} = 0.12\text{ m}$	

La Tabla 1.4 indica que el espesor necesario de losa maciza es de 12 cms, menor al supuesto de 14.5 cms. Por tanto, la losa alivianada de 20 cms es adecuada.

Con estas secciones, la geometría inicial por prediseño de vigas y columnas está completa.

Estos datos se ingresarán en un modelo 3D, donde se hacen las siguientes consideraciones:

- Reducir la inercia de vigas (50%) y columnas (80%) para tomar en cuenta la fisuración normal en los elementos estructurales, aún ante cargas verticales, y para diseñar columnas más rígidas que las vigas.
- Las losas se modelan como diafragmas rígidos en su plano, es decir que se reconoce que su comportamiento está controlado por desplazamientos a lo largo de los ejes X y Y, y giro alrededor del eje Z.
- Para terminar de optimizar la geometría del modelo analítico se incluye la rigidización de los nudos. Su usa un valor de 0.5, porque los modelos que usan este factor funcionan mejor al compararlos con estructuras reales.

Adicionalmente y respecto a las losas, en zonas sísmicas se recomienda no considerar su rigidez o usar una rigidez reducida. Por tanto, en un primer momento, sólo se diseñarán vigas y columnas. La losa puede suponerse como un elemento ficticio sin rigidez. Sin embargo, a pesar de que las losas no tienen rigidez, sí es conveniente

que tengan el mismo peso propio que la losa real, porque de esta manera el caso de carga por peso propio es relativamente sencillo de usar en los programas comerciales de cálculo estructural. En el caso de una losa alivianada de 20 cms de espesor, la losa ficticia maciza sin rigidez, pero con el mismo peso, tiene una altura de 13.4 cm.

Respecto a las cargas, faltan aún por considerar a las sísmicas. Se utilizan en primer lugar las estáticas equivalentes. En este caso, se calcula el cortante basal V_{BASAL} :

$$V_{BASAL} = \%W_R \quad (1.8)$$

Donde W_R es carga reactiva.

Según NEC-SE-DS en el numeral 6.1.7, para edificios como el presente, W_R es simplemente igual a la carga permanente (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014). En los programas comerciales de cálculo estructural hay que indicar la “fuente de la masa” para W_R , las cargas permanentes, y ponerle un nombre, por ejemplo “MsSc1”.

El cálculo del porcentaje se resume en la Tabla 1.5.

Tabla 1.5. Cálculo del porcentaje de la carga reactiva para determinar el cortante basal

ACELERACION ESPECTRAL S_a		PERIODO DE VIBRACION		OTROS	
Datos		Datos		R	8
Tipo de suelo	D	Ct	0.055	I	1.0
η	2.48	hn	11.34 m	ϕ_P	1.0
z	.4	α	0.9	ϕ_E	0.9
r	1	Resultado			
Factores de tablas		T= 0.49 seg			
Fa	1.2				
Fs	1.28				
Fd	1.19				
Resultado					
Sa=	1.19				
		$\% = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} = \frac{1.0 * 1.19}{8 * 1.0 * 0.9} = 0.165$			

Algunos resultados de desplazamientos y los chequeos que se realizan con ellos se presentan a continuación.

Chequeo de derivas

Este chequeo es fundamental y es uno de los dos que controlan el tamaño de las columnas (el otro es el principio de columna fuerte – viga débil). De acuerdo a NEC-SE-DS numeral 4.2.2, el valor máximo de la deriva no debe superar el 2%

$$\delta = \frac{\Delta \text{piso sup} - \Delta \text{piso inf}}{H} < 0.02 \quad (1.9)$$

Donde δ es deriva, $\Delta \text{piso sup}$ es el desplazamiento horizontal de un piso superior, es el desplazamiento horizontal de un piso inferior, H es la distancia vertical entre el piso superior y el inferior.

Para calcular los desplazamientos es fundamental usar un módulo de elasticidad adecuado. Según NEC-SE-HM en el numeral 3.3.3 (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM, 2014), para análisis sísmicos el módulo de elasticidad E_c en GPa es:

$$E_c = 4.7 \sqrt{f'_c} \quad (1.10)$$

Donde f'_c es el esfuerzo característico del hormigón a compresión en MPa.

La Figura 1.7 muestra derivas de piso. Estas se conocen como derivas elásticas pues son calculadas con programas de análisis elástico. En el caso del ejemplo que se está desarrollando, las derivas máximas son producidas por la fuerza sísmica a lo largo del eje X. El máximo valor se encuentra en el piso 2 y es 0.003773.

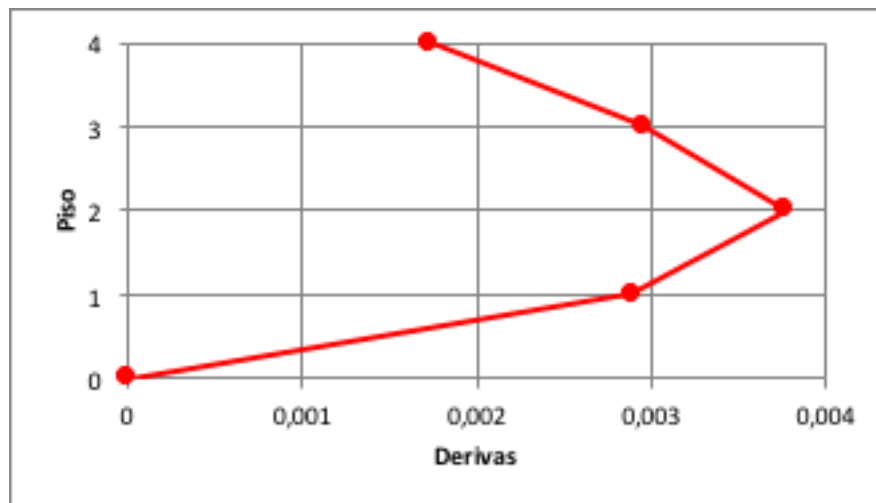


Figura 1.7. Derivas de piso por fuerza sísmica en x. Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018.

Cálculo de la Deriva Inelástica

La deriva inelástica o “real” se calcula multiplicando la deriva elástica por el factor “R” reducido al 75% (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Secretaría de Gestión de Riesgos, PNUD, 2016). En este caso, se encuentra ligeramente por encima de la deriva máxima especificada en la norma NEC-SE-DS igual a 0.02, por lo que hay que modificar también ligeramente la estructura.

$$\delta = 0.003773 \times 8 \times 0.75 = 0.023 > 0.02$$

1.4 OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL

El principio de trabajos virtuales se usa para determinar las mejores opciones de modificación de la estructura. Para su aplicación práctica, primeramente se crea un nudo en el centro del panel central del último piso con las mismas restricciones de los diafragmas de piso. En un programa comercial, esto significa que al nudo debe asignársele el mismo diafragma que al piso. Obsérvese la Figura 1.8.

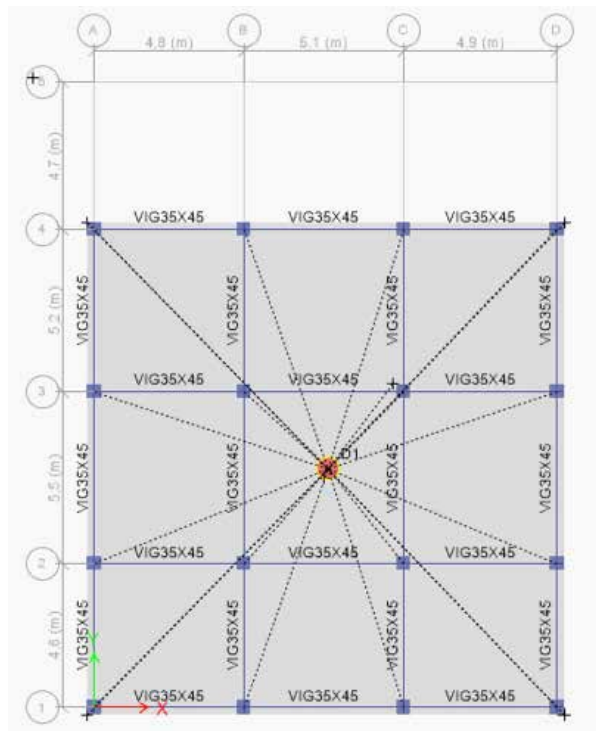
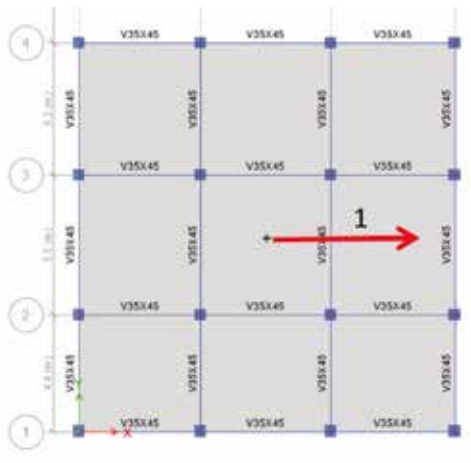


Figura 1.8. Nudo en el último piso con las mismas restricciones del diafragma. Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018

Posteriormente se nombra un estado de carga que en este caso corresponde a una fuerza unitaria en dirección X aplicada en el nuevo nudo. Éste es el “estado de carga unitaria virtual”. Obsérvese la Figura 1.9



ESTADO DE CARGA	Carga unitaria virtual
Fuerza global X	1
Fuerza global Y	0
Fuerza global Z	0
Momento global XX	0
Momento global YY	0
Momento global ZZ	0

Figura 1.9. Aplicación de una carga unitaria virtual. Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018.

Por otra parte, el “estado de carga real”, que interesa en este ejemplo, es el sismo en dirección X porque es el que produce los mayores desplazamientos laterales.

Entonces, ahora se determina la energía producida por la carga “virtual” sobre los desplazamientos del “estado de cargas real”.

Además, se sabe que el trabajo externo W_{ext} es igual al trabajo interno W_{int} :

$$W_{ext} = W_{int} \quad (1.11)$$

Por lo tanto, en el caso particular de este ejercicio:

$$1 * \Delta_{real Sx} = \sum m_{virtual} * \theta_{real Sx}$$

$$\Delta_{real Sx} = \sum \int m_{virtual} * \frac{M_{real Sx}}{EI} dx \quad (1.12)$$

Es decir, que el desplazamiento real no es más que la suma de los efectos de los momentos virtuales internos por los giros internos reales, en cada una de las barras.

La carga virtual unitaria y los giros por sismo S_x , que corresponden a nuestro problema particular, en un programa computacional se introducirían en el menú “Display”, opción “Energy/Virtual Work Diagram” como indica la Figura 1.10.

Diagrama de trabajo virtual	
	Caso de carga
Fuerza	Carga unitaria virtual
Desplazamiento	SISMO-X

Figura 1.10. Trabajo virtual= (carga unitaria virtual)*(SISMO-X)

En la Figura 1.11 se observa, de acuerdo al valor numérico que aparece en cada barra, cuáles contribuyen más al desplazamiento, por lo que reforzarlas también contribuye más al control del mismo.

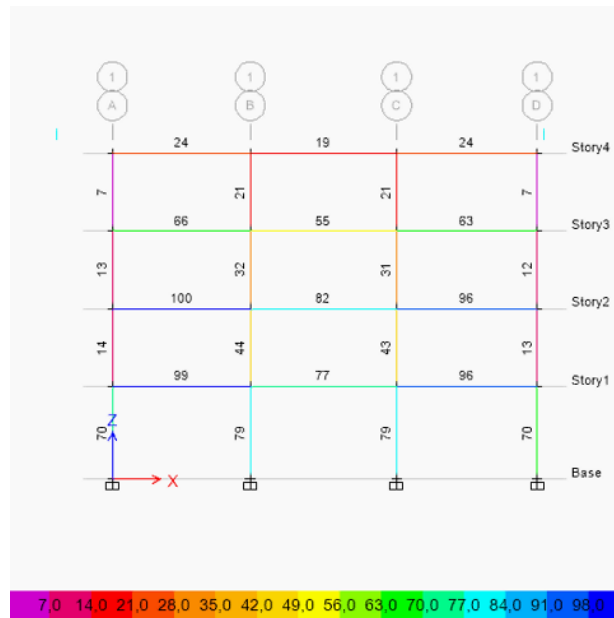


Figura 1.11. Contribución de vigas y columnas al desplazamiento del tope de la estructura ante sismo X. Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018

Se observa que las vigas de los dos primeros pisos, por sus valores numéricos, contribuyen relativamente más que el resto de elementos estructurales al desplazamiento lateral del piso de cubierta. Entonces, si aumento las dimensiones de estos dos primeros pisos se reducirá también de manera significativa el desplazamiento lateral. Las vigas o columnas que tengan un valor pequeño de contribución como las columnas del último piso, aunque se cambie sus dimensiones, no modificarán significativamente al desplazamiento.

Adicionalmente, se considera que las columnas sí están bien dimensionadas, pues sus valores de contribución al trabajo virtual son relativamente bajos. Definitivamente, los elementos a los que hay que aumentar la sección son las vigas de los dos primeros pisos como se observa en la Figura 1.12. En estos pisos las vigas pasan de 35x45 cm a 40x55 cm.

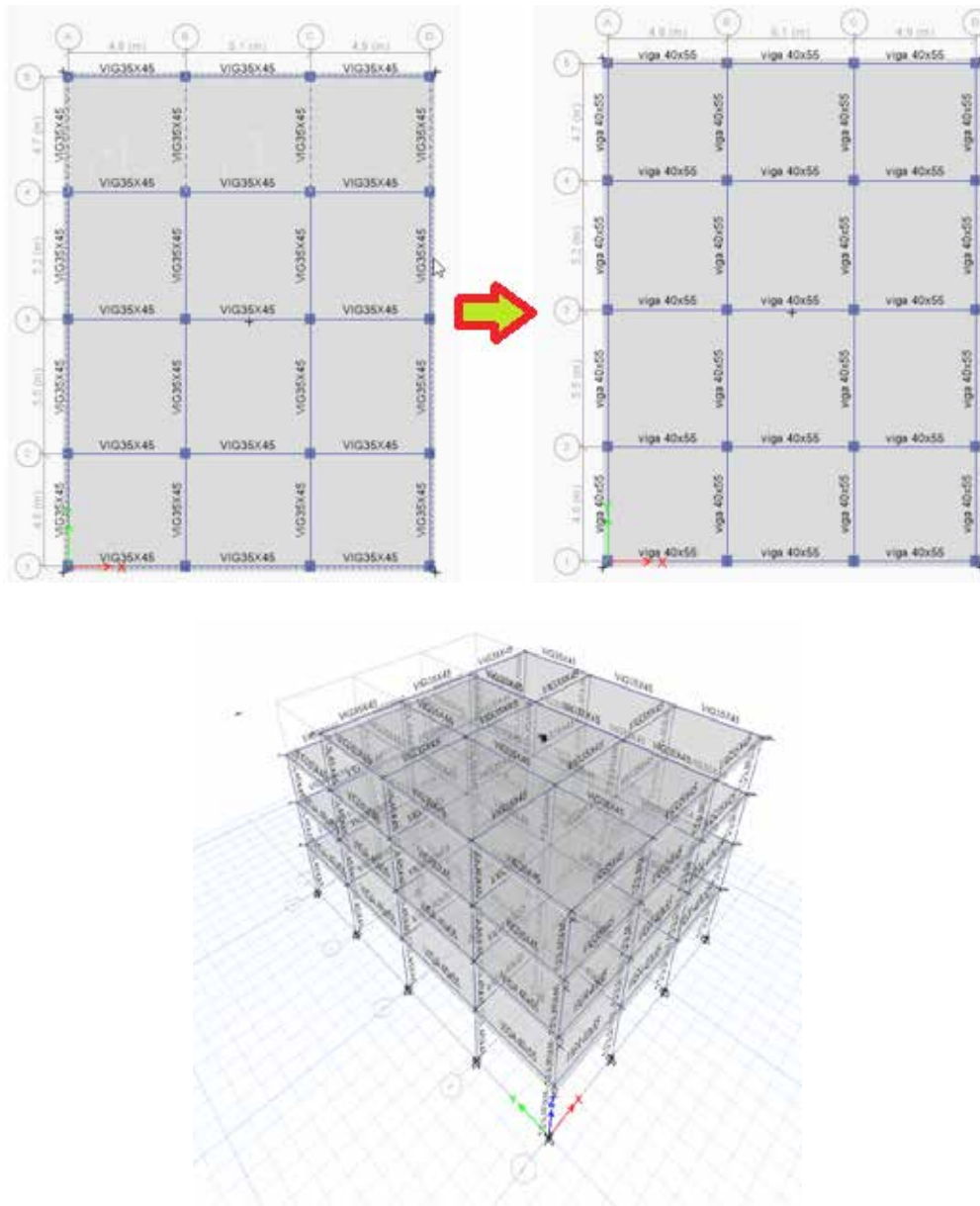


Figura 1.12. Cambio de sección a 40x55 de las vigas de los dos primeros pisos.
Elaboración: Hua Lun Barrigas, archivos ETABS (Barrigas, 2017)

Análisis modal espectral

En este punto se desea optimizar las cargas, sobre todo las sísmicas. El análisis modal espectral es la opción más usada para complementar el estático equivalente.

Por un lado es necesario ingresar el espectro de diseño de la NEC-15 cuyos datos son los que se indican en la Figura 1.13:

Nombre de la función	ECUADOR D
Coefficiente de zona, Z	0.4
Coefficiente η	2.48
Factor de sitio, Fa	1.2
Factor de sitio, Fd	1.29
Tipo de suelo	D
Comportamiento inelástico del suelo, Fs	1.28
Factor de importancia, I	1
Factor de modificación de respuesta, R	8

Amortiguamiento	0.05
-----------------	------

Figura 1.13. Datos para el espectro de diseño de la NEC-15.

Adicionalmente, se requieren los datos del análisis modal. Obsérvese la Figura 1.14.

Nombre del caso modal	Modal
Tipo de análisis	Ritz
Fuente de masa	MsSc1

Rigidez no lineal

Caso no lineal	PERMANENTE NO LINEAL
----------------	----------------------

Cargas aplicadas

Tipo de carga	Nombre de la carga	Ciclos máximos	Factor de participación objetivo, %
Aceleración	UX	0	99
Aceleración	UY	0	99

Otros parámetros

Número máximo de modos	12
Número mínimo de modos	1

Figura 1.14. Datos para análisis modal.

En la Figura 1.14 se observa que se efectúa un análisis tipo Ritz y que la fuente de masa se denomina MsSc1. Además que los modos de vibrar se calculan con la geometría de la estructura deformada por el caso de carga no lineal denominado “PERMANENTE NO LINEAL”, que corresponde a cargas permanentes. Los modos se determinan a partir de aceleraciones en las direcciones X y Y. Finalmente, obsérvese que el máximo número de modos es 12.

Lo anterior se debe a que los modos de vibrar están relacionados con los grados de libertad (gdl) significativos en un análisis sísmico. Nótese que en este ejemplo hay 4 pisos y en cada uno de ellos hay 3 gdl significativos.

El análisis modal espectral no es más que la unión del análisis modal con el espectro de diseño, los que se han definido en párrafos anteriores. En la Figura 1.15 se observa la creación de casos de carga para el presente ejemplo. Se resaltan el análisis modal espectral en X y en Y.

Nombre del caso de carga	Tipo de análisis
PERMANENTE LINEAL	Estático lineal
TEMPORAL LINEAL	Estático lineal
SISMO X LINEAL	Estático lineal
SISMO Y LINEAL	Estático lineal
Carga unitaria virtual	Estático lineal
PERMANENTE NO LINEAL	Estático no lineal
MODAL ESPECTRAL X	Espectro de respuesta
MODAL ESPECTRAL Y	Espectro de respuesta

Datos del caso de carga

Nombre	MODAL ESPECTRAL X
Tipo de carga	Espectro de respuesta
Fuente de masa	MsSc1

Cargas Aplicadas

Tipo de carga	Dir. de la carga
Aceleración	U1

Otros parámetros

Nombre del caso modal	Modal
Método de combinación modal	CQC
Tipo de combinación direccional	SRSS
Amortiguamiento modal	Constante en 0.05
Excentricidad del diafragma	0.05

Figura 1.15. Datos para análisis modal espectral en dirección X

Sólo se aplican cargas reactivas en forma de aceleraciones en la dirección U1, que corresponde al eje global X. En la Figura 1.15 no está indicado, pero puesto que el espectro de respuesta usualmente está dado en porcentajes de g y que es necesario incluir los factores por irregularidades en planta ϕ_p y en elevación ϕ_E , el factor de escala de la aceleración es 10895.56, como se indica a continuación:

$$\text{Factor de escala} = g \frac{1}{\phi_p * \phi_E} = 9810 \frac{mm}{s^2} \cdot \frac{1}{1 * 0.9} = 10895.56$$

Se observa también que el método de combinación de los modos es la combinación cuadrática completa CQC.

Debido a que sólo se aplica cargas en dirección X, en realidad no hay necesidad de la combinación direccional en X, Y y Z que, como se ve, sería usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS.

El amortiguamiento típico en estructuras de hormigón armado es 0.05. Además para considerar excentricidad en las cargas sísmicas, se usa el 5% de la dimensión transversal de la edificación respecto a la dirección del sismo.

Las resultantes en el piso 1 de la estructura, entre ellas los cortantes basales por sismo en X, están en la Tabla 1.6. Además, al final se comparan los cortantes estáticos y modal espectral.

Tabla 1.6. Cortante basal por sismo en X

PISO	CASO DE ANÁLISIS	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1	PERMANENTE LINEAL	1118.22	0.00	0.00	0.00	10765.76	-8269.56
1	TEMPORAL LINEAL	264.19	0.00	0.00	0.00	2564.49	-1955.00
1	SX LINEAL 1	0.00	-182.48	0.00	1707.83	0.02	-1459.90
1	SX LINEAL 2	0.00	-182.48	0.00	1881.66	0.01	-1459.79
1	SX LINEAL 3	0.00	-182.48	0.00	1534.00	0.02	-1460.02
1	SY LINEAL 1	0.01	0.00	-182.48	-1349.58	1459.12	-0.08
1	SY LINEAL 2	0.01	0.00	-182.48	-1486.99	1459.13	-0.18
1	SY LINEAL 3	0.01	0.00	-182.48	-1212.17	1459.12	0.01
1	PERMANENTE NO LINEAL Max	1118.22	0.00	0.00	0.00	10765.79	-8269.56
1	PERMANENTE NO LINEAL Min	1118.22	0.00	0.00	0.00	10765.79	-8269.56
1	MODAL ESPECTRAL X Max	0.00	153.86	0.54	1466.04	4.21	1199.19
1	MODAL ESPECTRAL Y Max	0.01	0.54	158.88	1301.60	1231.60	4.17

V Basal Sx (Estático equivalente)	V Basal Sx (Modal espectral)
-182.5 Tonf	153.9 Tonf

En la Tabla 1.6 se ven los resultados en la base de la estructura de carga vertical, cortante en X y en Y, torsión, así como momentos alrededor de los ejes X y Y. Los casos de análisis son para cargas verticales y sísmicas. Las estáticas equivalentes son tres, tanto en sentido X como en Y, porque se usan excentricidades accidentales positivas, negativas y cero. En los análisis modales, en cambio, debido a que se pierde el signo, sólo se consideran máximos.

Relación entre V Basal usando los métodos estático equivalente y modal espectral

En la Tabla 1.6 también se observa que el análisis modal espectral da menores valores que el estático equivalente. El cociente entre ellos es:

$$\frac{153.9}{182.5} = 0.84 = 84\%$$

Puesto que el modal espectral es más exacto, se podrían reducir los valores del estático equivalente. La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS en 6.2.2b permite una reducción máxima del 15%, en el caso de estructuras irregulares.

Mejora al modelo en programas de cálculo estructural

El análisis estático equivalente, a través del coeficiente de corte basal, se reduce al 85% como se observa en la Figura 1.16.

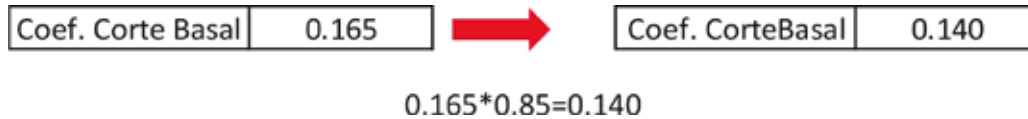


Figura 1.16. Reducción de las cargas estáticas equivalentes.

De este modo, tanto el análisis estático equivalente como el modal espectral dan resultados semejantes, permitiendo además que si hay alguna distribución local máxima de carga capturada por el análisis modal espectral, se la tome en cuenta.

1.5 CUESTIONARIOS

CUESTIONARIO 1.1

1. En el método estático equivalente $V_{BASAL} = \% WR$. En bodegas, ¿De qué depende WR?

- a) de la carga permanente
- b) del número de pisos
- c) de la carga permanente y un porcentaje de la carga viva
- d) de la carga permanente mayorada

2. $\% = (I \cdot S_a) / (R \cdot \varphi \cdot P \cdot \varphi \cdot E)$. Calcule su valor si $S_a = 1.2$. Se trata de una residencia aporticada con vigas descolgadas en hormigón armado, de 2 pisos, regular en planta y elevación.

- a) 0.26
- b) 0.20
- c) 0.15
- d) 0.13

3. La carga axial nominal en columnas con estribos es $P_n = (0.85 f'_c \cdot A_c + f_{yl} \cdot A_{sl}) \cdot 0.8$. Si $f'_c / f_{yl} = 210 / 4200$ Kgf/cm², $A_{sl} = 8 \varphi 12$ mm, $b = h = 30$ cms. ¿Cuánto vale P_n ?

- a) 1544.8 KN
- b) 158.9 Tonf
- c) 127228.8 Kgf
- d) 128520 Kgf

4. Indique una expresión correcta para φ

- a) 0.9 si $\epsilon_t < 0.005$
- b) 0.65 para estribos si $\epsilon_t \leq 0.002$
- c) 0.70 para zunchos si $\epsilon_t \leq 0.002$
- d) $0.70 + 0.15(\epsilon_t - \epsilon_{ty}) / (0.005 - \epsilon_{ty})$ para zunchos en la zona de transición

5. Prediseño de columnas: $A_g = 12 P_u$

Si $D = 70$ Tonf, $L = 40$ Tonf. ¿Cuánto vale b , si $h = 1.2b$?

- a) 30 cm
- b) 35 cm

- c) 40 cm
- d) 45 cm

6. Indique la opción correcta para las combinaciones de carga

- a) 1.4D; 1.2D+1.7L; 1.3D+L+1.2Sx
- b) 1.3D+L-Sx; 1.3D+L+Sy; D+L-Sy
- c) 0.8D+Sx; 0.8D-Sx
- d) 0.8D+Sy; D-Sy

7. Deriva= Δ ult/H. Calcular Δ ult si el Δ vertical=3 cm y el Δ horizontal=12 cm, la diferencia de altura entre pisos es 3.40 m; estructura aperticada con vigas descolgadas de hormigón armado.

- a) Δ ult= 3 cms
- b) Δ ult= 18 cms
- c) Δ ult= 72 cms
- d) Δ ult= 96 cms

8. Deriva= Δ ult/H. Si el Δ ult del piso i es 25 cms y el del piso i+1 es 35 cms, y la diferencia de altura entre pisos es de 3.4 m, y además los vanos son de 4.8 m. ¿Cuánto vale la deriva?

- a) 0.020
- b) 0.100
- c) 0.029
- d) -0.029

9. Si la sección de una columna es de 50x50 cms, ¿Cuál es la opción más frecuentemente usada?

- a) 8 ϕ 18
- b) 12 ϕ 16
- c) 12 ϕ 20
- d) 8 ϕ 25

10. ¿Cuánto vale Ash? $s=10\text{cms}, bc=30\text{cms}, f'c/$
 $f_{yt}=210/4200, b=h=30\text{cms}, rec=4\text{cm},$ estribo de 10 mm.

$$Ash1 = 0.3 * s * bc * f'c / f_{yt} * ((A_g / A_{ch}) - 1)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * s * b_c * f'_c / f_y t$$

- a) 1.35 cm²
- b) 1.50 cm²
- c) 3.87 cm²
- d) 5.63 cm²

11. Indicar el valor máximo de cuantía gruesa según la NEC-15

- a) 0.01
- b) 0.03
- c) 0.05
- d) 0.06

12. Según NEC-15: La razón entre la mayor dimensión de la sección transversal y la dimensión ortogonal debe ser menor que...

- a) 0.30
- b) 0.40
- c) 0.50
- d) 2.5

13. Según la NEC-15 en el numeral 4.3.4.b: $s_o = 100 + (350 - h_x) / 3$. Si h_x es 15 cms, cuánto vale s_o ?

- a) 212 mm
- b) 16.7 cm
- c) 15 cm
- d) 10 cm

14. La longitud l_o debe ser mayor o igual a h , $l/6$, ó 45 cms. Si la longitud de la columna entre ejes es de 3.60 m, la losa tiene un espesor de 0.40 m y las vigas que llegan a él tienen una altura de 0.60 m. ¿Cuánto vale l_o ?

- a) 0.40 m
- b) 0.45 m
- c) 0.50 m
- d) 0.60 m

15. Más allá de lo, el espaciamiento de los estribos debe ser el menor de:

- a) $6d_b$, 15 cm
- b) 8 d_b , 20 cm
- c) 5 d_b , 15 cm
- d) 8 d_b , 15 cm

16. En el principio de trabajos virtuales que se usa para optimizar columnas, trabajo externo es igual a trabajo interno. Si la estructura es más resistente en sentido x, ¿Cuál es el desplazamiento real del trabajo externo?

- a) por sismo x
- b) por sismo y
- c) por trabajo virtual en x
- d) por trabajo virtual en y

17. En una estructura el modo con mayor periodo es en sentido x. ¿Cuál es el sentido crítico en el análisis sísmico?

- a) sentido x
- b) sentido y
- c) torsión en planta
- d) vertical

18. En el principio de trabajos virtuales que se usa para optimizar columnas, trabajo externo es igual a trabajo interno. El trabajo externo es el producto de...

- a) fuerza virtual por desplazamiento real
- b) fuerza real por desplazamiento virtual
- c) fuerza unitaria por el desplazamiento en el primer piso
- d) fuerza unitaria en el último piso por desplazamiento de los pisos de la estructura

19. En el prediseño de vigas, $l/18.5$ aplica para:

- a) un extremo continuo
- b) cantiliver
- c) ningún extremo continuo
- d) dos extremos continuos

20. En el prediseño de losas, qué es ?

- a) valor medio entre la rigidez de la losa y la de la viga
- b) promedio de relaciones de rigidez entre losa y viga
- c) promedio de relaciones de rigidez viga-loso
- d) promedio entre la viga y la losa

CUESTIONARIO 1.2

01. Según ACI el alto de una viga debe ser $h=L/18.5$. Si $L=5m$. ¿Cuánto vale h en zonas sísmicas?

- a. 27 cm.
- b. 0.30 m
- c. 0.35 m
- d. 0.40 m

02. Calcule el espesor de una losa maciza con el mismo peso de una losa alivianada tipo de 30 cm de espesor. Cada bloque pesa 14 kg.

- a. 0.125 m
- b. 0.151 m
- c. 0.160 m
- d. 0.197 m

03. Una viga en voladizo, de longitud $L=3.0$ m, soporta una carga uniforme distribuida última de 1 tonf/m. ¿Cuál es el armado necesario?

Datos: $b=25$ cm, $d=29$ cm, $f'_c/f_y=210/4200$ kgf/cm²

- a. 2.4 cm²
- b. 3.39 cm²
- c. 4.4 cm²
- d. 7.8 cm²

04. Desarrollar la ecuación que relaciona el área de hormigón con la carga vertical última de columnas.

Datos: $f'_c/f_y=0.28/4.2$ tonf/cm², $\rho=0.01$, zunchos

- a. 5.7 Pu
- b. 7.3 Pu

- c. 9.0 Pu
- d. 12 Pu

05. Una columna tiene una sección de 35x35 cm. Usa estribos de 10 mm y tiene un recubrimiento de 4 cm. Si está armada con 8d14mm, ¿Cuál es el área neta de hormigón?

- a. 961 cm²
- b. 1091 cm²
- c. 1213 cm²
- d. 1225 cm²

06. D=0.7 tonf/m², L=0.3 tonf/m². Área colaborante por piso=30 m², 3 pisos. ¿Cuál es la sección necesaria en planta baja (prediseño)?

- a. 17 cm²
- b. 475 cm²
- c. 1426 cm²
- d. 1501 cm²

07. En una columna se colocan 2 estribos cerrados d12mm + 1 vincha d10mm cada 7.5 cms. ¿Cuál es la cantidad de acero transversal por cm de longitud?

- a. 0.30 cm²/cm
- b. 0.41 cm²/cm
- c. 0.71 cm²/cm
- d. 3.05 cm²

08. Una columna rectangular b=30cm, h=40 cm. Armada con 8d14mm distribuidos 4 en cada lado largo. ¿Cuánto vale A_{sh}/s para las ramas del estribo paralelas al lado largo de la columna?

Datos: $f'_c/f_y=210/4200$ kgf/cm², recubrimiento 4 cm, estribo d10mm.

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \left[0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right]$$

- a. 0.099 cm²/cm
- b. 0.232 cm²/cm
- c. 0.144 cm²/cm
- d. 0.317 cm²/cm

09. Un edificio tiene los siguientes desplazamientos horizontales: piso 3=0.25m, piso 2=0.19m, piso1=0.11m. Los pisos superiores son de 2.52 m. de alto y el piso inferior de 2.70 m. ¿Cuál es la deriva de piso máxima?

- a. Piso 1
- b. Piso 2
- c. Piso 3
- d. La deriva de la estructura en su conjunto.

10. Método del trabajo virtual. En un pórtico simple, el trabajo interno por una carga sísmica de 1.2 tonf absorbido por la columna izq=0.153 tonf-m, columna der=0.174 tonf-m y la viga=0.008. ¿Cuánto vale el desplazamiento horizontal?

- a. 0.279 m
- b. 0.335 m
- c. 0.008 m
- d. 0.273 m

EDIFICIOS EN LA AV. LOS SHYRIS, QUITO

Fuente: Caiza, Pablo, 2018





CAPÍTULO 2

FLEXOCOMPRESIÓN EN COLUMNAS Y EL CRITERIO COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL



2.1 INTRODUCCIÓN

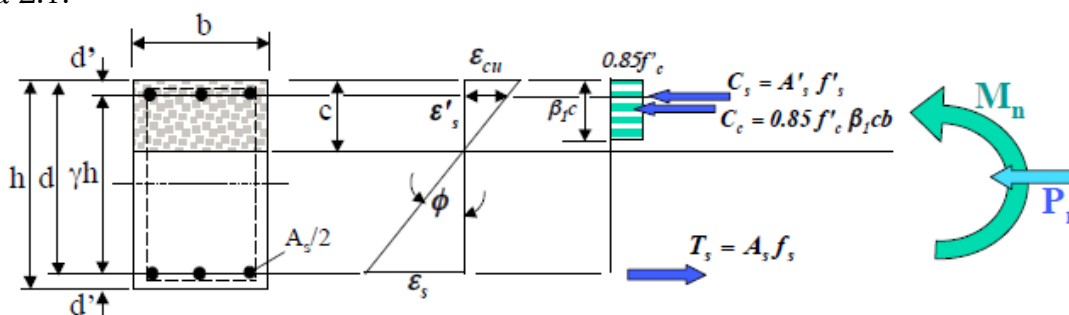
En este capítulo se comprueban las dimensiones obtenidas en el prediseño del Capítulo 1. Esta vez se considera la interacción entre la carga axial y los momentos.

Inicialmente se presenta un procedimiento simplificado para la flexocompresión uniaxial. Luego, dos métodos clásicos para la flexocompresión biaxial: el método del contorno y el de la carga inversa. A continuación, un ejercicio de aplicación. Aquí es importante notar las combinaciones de cargas que, como ya se ha indicado, incluyen el efecto sísmico de dos formas: por medio del análisis estático equivalente y del modal espectral. También se da una alternativa para determinar cuál de las combinaciones es la más severa. Finalmente, se usa el criterio de columna fuerte – viga débil.

Nótese que se considera que este criterio es el que controla el diseño estructural y el que determina las dimensiones y armado definitivos de la columna.

2.2 ANÁLISIS A FLEXOCOMPRESIÓN EN COLUMNAS

Al analizar las deformaciones y esfuerzos de una sección de columna, se observan los mismos elementos de análisis que en vigas, con la excepción de la carga axial, ver Figura 2.1.



$$\gamma h = h - 2d' \quad \Rightarrow \quad \frac{d'}{h} = \frac{1-\gamma}{2}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{d' + \gamma h}{h} = \frac{d'}{h} + \gamma = \frac{1-\gamma}{2} + \gamma = \frac{1+\gamma}{2} \quad \frac{h-d'}{c} = \frac{h - \left(\frac{1-\gamma}{2}\right)h}{c} = \frac{h}{c} \left[1 - \left(\frac{1-\gamma}{2}\right) \right]$$

Figura 2.1. Análisis de deformaciones y esfuerzos en la sección de una columna

Fuente: material didáctico UIUC (UIUC, 2012)

En la Figura 2.1 se observa en primer lugar un esquema de la sección de la columna con las dimensiones del hormigón y la ubicación del acero longitudinal. Este último, por simplicidad, se ubica la una mitad en un extremo y la otra en el opuesto. Además,

es importante resaltar el parámetro γ , que es el porcentaje de la altura h de la columna que separa el centroide de las varillas a uno y otro lado de la columna, y que permitirá optimizar el cálculo de deformaciones y esfuerzos.

En la Figura 2.1 también se observan: el diagrama de deformaciones, con la hipótesis de que las secciones permanecen planas; el diagrama de esfuerzos, con la simplificación de Whitney para el hormigón a compresión; y el de fuerzas equivalentes.

Nótese que los coeficientes d'/h , d/h y $(h-d')/c$, y se desarrollan en función de los parámetros γ , y h/c . Esto se usa para calcular las deformaciones en el acero a compresión ϵ'_s y en el acero a tracción ϵ_s como se indica en la Figura 2.2.

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{c-d'}{c} \right) = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'/h}{c/h} \right) = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{1-\gamma}{2} \right)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{d-c}{c} \right) = \epsilon_{cu} \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = \epsilon_{cu} \left(\frac{h-d'}{c} - 1 \right) = \epsilon_{cu} \left[\left(\frac{h}{c} \right) \left(1 - \frac{1-\gamma}{2} \right) - 1 \right]$$

$$\phi = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad \phi h = \epsilon_{cu} \left(\frac{h}{c} \right)$$

Figura 2.2. Deformaciones en el acero en función de los parámetros h/c , γ , y ϵ_{cu}
 Fuente: material didáctico UIUC (UIUC, 2012)

A partir de las deformaciones, se calculan esfuerzos y la carga axial nominal, ver Figura 2.3:

$$f'_s = \epsilon'_s E_s \leq f_y \quad f_s = \epsilon_s E_s \leq f_y$$

$$f'_s = \epsilon_{cu} \left(1 - \frac{1-\gamma}{2} \right) E_s \leq f_y \quad f_s = \epsilon_{cu} \left[\left(\frac{h}{c} \right) \left(1 - \frac{1-\gamma}{2} \right) - 1 \right] E_s \leq f_y$$

$$P_n = C_s + C_c - T_s$$

$$P_n = \rho_g \frac{bh}{2} f'_s + 0.85 f'_c \beta_1 cb - \rho_g \frac{bh}{2} f_s$$

Figura 2.3. Esfuerzos en el acero y carga axial nominal. Fuente: material didáctico UIUC (UIUC, 2012)

Finalmente, se obtiene el momento nominal por equilibrio alrededor del centroide, ver la Figura 2.4:

$$M_n = C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_n = \rho_g \frac{bh}{2} f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + 0.85 f'_c \beta_1 c b \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \rho_g \frac{bh}{2} f_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\frac{M_n}{hA_g} = \frac{\rho_g}{2} f'_s \left(\frac{1}{2} - \frac{d'}{h} \right) + 0.85 f'_c \beta_1 \left(\frac{c}{h} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{\beta_1 c}{2h} \right) + \frac{\rho_g}{2} f_s \left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2} \right)$$

$\frac{d'}{h} = \frac{1-\gamma}{2}$
 $\frac{d}{h} = \frac{1+\gamma}{2}$

Figura 2.4. Momento nominal. Fuente: material didáctico UIUC (UIUC, 2012)

En las Figuras 2.3 y 2.4 se observa que tanto la carga axial como el momento que resiste la sección de columna, carga axial y momento nominales, dependen de los parámetros γ y β_1 . El primero obedece a la geometría de la sección, pero el segundo del valor variable de la profundidad del eje neutro. Para encontrar los pares nominales carga axial-momento de acuerdo a la profundidad del eje neutro se tiene el flujograma de la Figura 2.5.

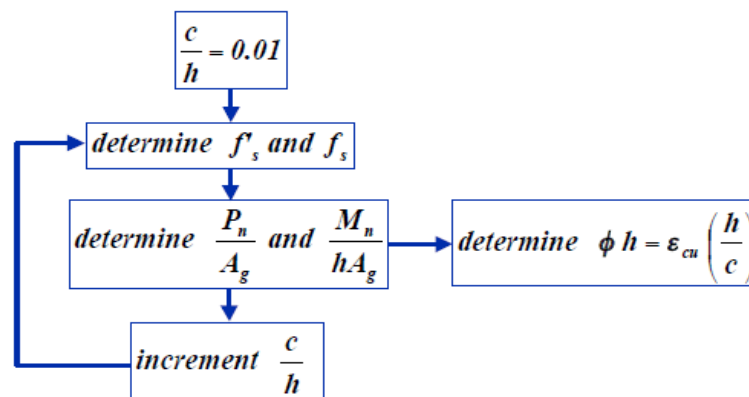


Figura 2.5. Flujograma para cálculo de Pn y Mn. Fuente: material didáctico UIUC (UIUC, 2012)

En el flujograma de la Figura 2.5 los datos de entrada son: f'_c , f_y , γ , $\epsilon_{cu}=0.003$ y ρ_g . Una hoja electrónica como la de la Figura 2.6 usa este flujograma:

DIAGRAMA CARGA AXIAL-MOMENTO
DATOS

$f'c=$	280	[Kgf/cm ²]
$f_y=$	4200	[Kgf/cm ²]
$\gamma=$	0.738	
$\epsilon_{cu}=$	0.003	
$\rho_g=$	0.010053	
$E_s=$	2100000	[Kgf/cm ²]
$\beta_1=$	0.85	

c/h	$f's$	f_s	$f's$ def	f_s def	P_n/Ag	$M_n/(h*Ag)$
0.001	-819000	5468400	-4200	4200	-42.0	0.1
0.05	-10206	103194	-4200	4200	-32.1	4.8
0.1	-1953	48447	-1953	4200	-10.7	13.4
0.1335	118	34709	118	4200	6.5	20.0
0.3	3549	11949	3549	4200	57.4	37.0
0.4	4237	7387	4200	4200	80.9	42.3
0.513	4691	4372	4200	4200	103.8	44.8
0.6	4925	2825	4200	2825	128.3	42.8
0.7	5121	1521	4200	1521	155.1	39.3
0.8	5268	543	4200	543	180.2	34.7
1	5475	-825	4200	-825	227.6	21.4
1.2	5612	-1738	4200	-1738	272.6	2.1

Figura 2.6. Hoja electrónica para diagrama carga axial-momento

Los datos iniciales en esta hoja electrónica son: $f'c$, el esfuerzo de rotura característico del hormigón; f_y , el esfuerzo de fluencia del acero; γ , la distancia entre los centroides de las varillas longitudinales extremas dividida para la longitud del lado de la columna; ϵ_{cu} , la deformación última del hormigón; ρ_g , la cuantía gruesa de la sección; E_s , el módulo de elasticidad del acero; β_1 , coeficiente de reducción de $f'c$.

La curva resultante es:

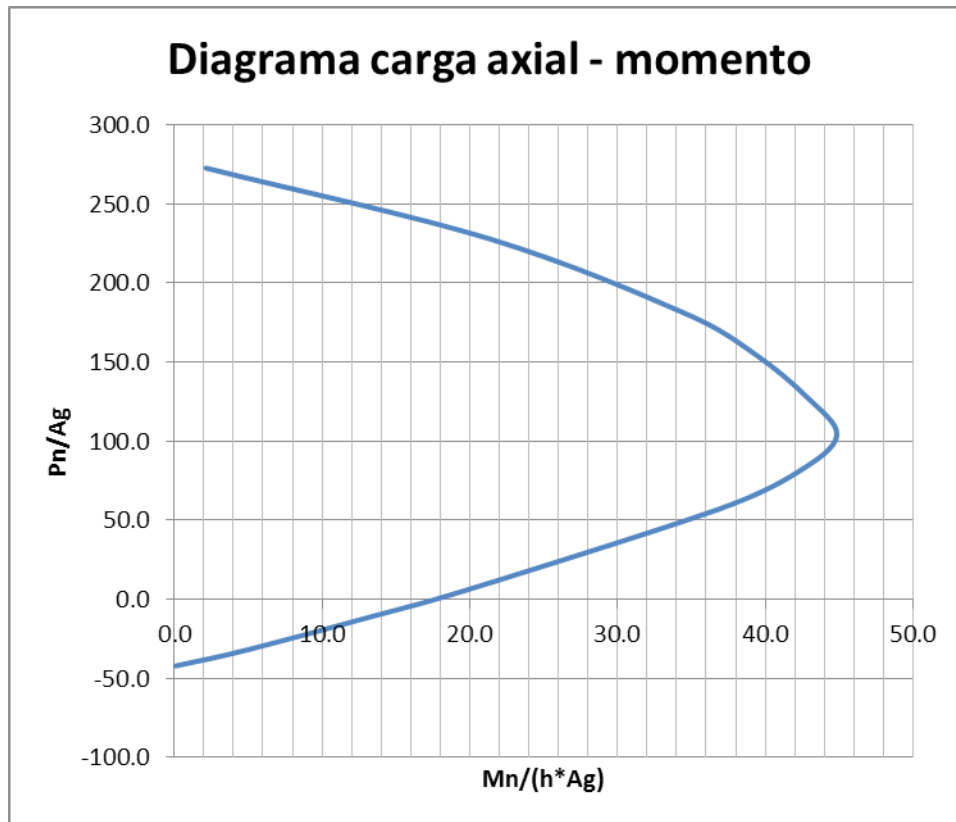


Figura 2.7. Gráfico $Mn/(h \cdot Ag)$ vs. Pn/Ag . Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018

Los valores más altos en esta curva, cuando prácticamente sólo hay carga axial, corresponden a las relaciones más altas c/h , en este caso desde 1.23. Es decir, la sección completa está a compresión.

Otro punto importante es cuando tanto el acero a tracción como el hormigón fallan, $f_s = f_y$ y $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$ respectivamente. Este es el denominado punto de falla balanceada. En la Figura 2.6, ocurre aproximadamente cuando $c/h = 0.513$, esto se nota porque f_s está muy cerca de 4200 kgf/cm^2 . En la Figura 2.7, corresponde al punto de la curva más a la derecha. Desde este punto hacia abajo de la Figura 2.7, el acero a tracción fluye, pero siguen aumentando sus deformaciones ($\epsilon_s > \epsilon_y$).

Finalmente, cuando la fuerza de compresión es cero, hay flexión pura. Esto corresponde en la Figura 2.6 a cuando $c/h = 0.1335$. En la Figura 2.7, cuando la curva corta la línea horizontal $Pn/Ag = 0$.

Los valores nominales se reducen con los factores φ de manera conceptual como se indica en la Figura 2.8.

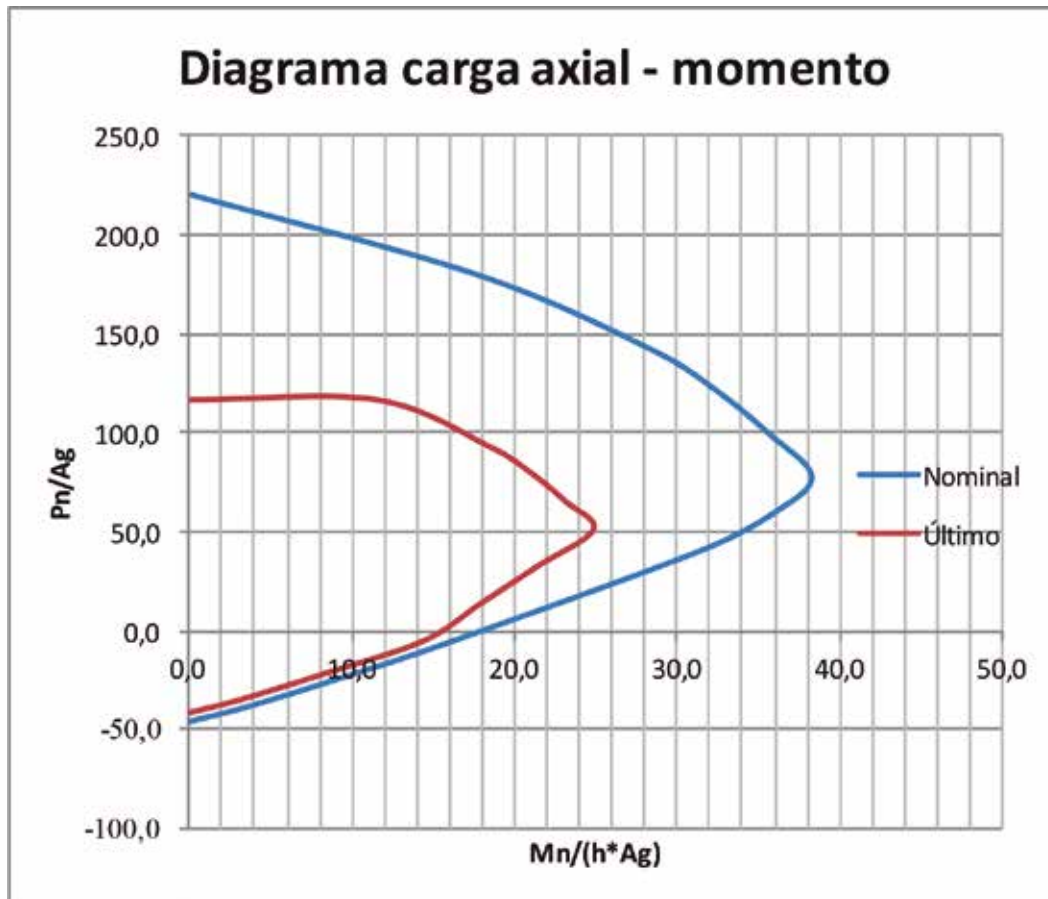


Figura 2.8. Valores nominales reducidos (últimos). Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018.

En la Figura 2.8, se han usado de manera conceptual y aproximada los coeficientes que corresponden al armado transversal con estribos. En primer lugar, se observa una meseta horizontal, que es debida al coeficiente por excentricidades accidentales y al de reducción de la resistencia. Este último se mantiene constante hasta aproximadamente el punto de falla balanceada y luego aumenta hasta 0.9 cuando sólo hay flexión (carga axial igual a cero). La última parte de la curva, con fuerzas traccionantes, mantiene el factor de reducción de resistencia igual a 0.9. Nótese que en realidad, este coeficiente aumenta desde 0.65 hasta 0.9 cuando $\epsilon_s=0.005$ y luego se mantiene constante.

Para el diseño, cualquier par P_u-M_u dentro del área encerrada por la curva “Último” y el eje vertical de la Figura 2.8 pueden ser resistidos por la sección pero no, si caen por fuera de la misma.

2.3 FLEXO-COMPRESIÓN BIAIXIAL

Una columna en una estructura tridimensional pertenece simultáneamente a dos pórticos planos. Por lo tanto está sometida a dos momentos de flexión, alrededor de ejes perpendiculares a dichos dos pórticos (usualmente estos ejes son X y Y), además de la carga axial. Entonces, es necesario un gráfico 3D que permita representar simultáneamente los casos de flexocompresión uniaxial a lo largo del eje Y (caso “a”), del eje X (caso “b”) y cualquier caso “intermedio” de flexocompresión biaxial (caso “c”) como se observa en la Figura 2.9.

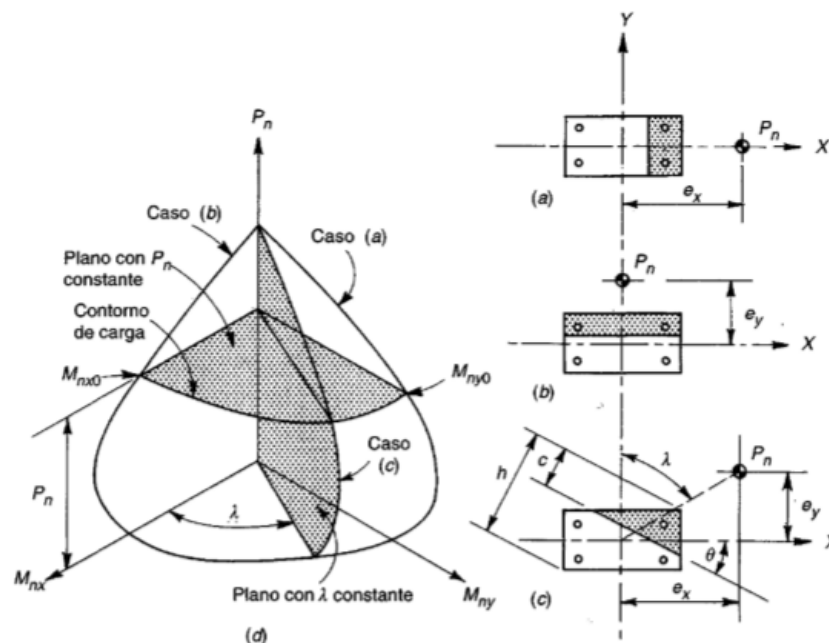


Figura 2.9. Flexocompresión biaxial . Fuente: Estructuras de Concreto Reforzado, Arthur Nilson (Nilson, 1997)

Por otro lado, la carga nominal necesaria se puede calcular a partir de cualquier carga última de la siguiente manera: ($P_n = P_u / \varphi$, $M_{nx} = M_{ux} / \varphi$, $M_{ny} = M_{uy} / \varphi$). Si el resultado se encuentra por dentro de los límites determinados en un gráfico como el de la Figura 2.9 la sección es suficientemente resistente, pero no, si se encuentra por fuera.

Un gráfico 3D como el de la Figura 2.9, puede simplificarse de dos maneras:

1. Si se conoce la carga axial a la que está sometida una sección, se puede usar el plano obtenido al cortar la Figura 2.9 horizontalmente (plano con carga axial constante conocida).

2. Si se conoce el ángulo λ , se puede usar el plano obtenido al cortar la Figura 2.9 verticalmente (plano con ángulo λ constante de acuerdo a $\lambda = \arctan M_{ny} / M_{nx} = \arctan \varphi M_{ny} / \varphi M_{nx} = \arctan M_{uy} / M_{ux} = \arctan e_x / e_y$).

La primera forma es la base del Método del Contorno y la segunda del Método de la Carga Inversa o de Bresler. Esta segunda alternativa necesita el uso de métodos computacionales.

Método del Contorno

En este método se usa la siguiente ecuación (Nilson, 1997):

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nxo}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nyo}}\right)^\alpha = 1 \quad (2.1)$$

Donde M_{nx} , M_{ny} , son los momentos nominales alrededor de los ejes X y Y respectivamente, M_{nxo} , M_{nyo} son los momentos nominales supuesto que sólo hay flexión uniaxial, α es un coeficiente que estira o abomba la curva geométrica resultante.

M_{nx} , M_{ny} , se pueden calcular dividiendo los momentos últimos para el factor de reducción de resistencia ϕ . M_{nxo} , M_{nyo} se calculan usando los diagramas de flexo-compresión uniaxial, donde se parte de $P_n = P_u / \phi$ para llegar a los momentos correspondientes.

En este caso se tiene un gráfico como se indica en la Figura 2.10.

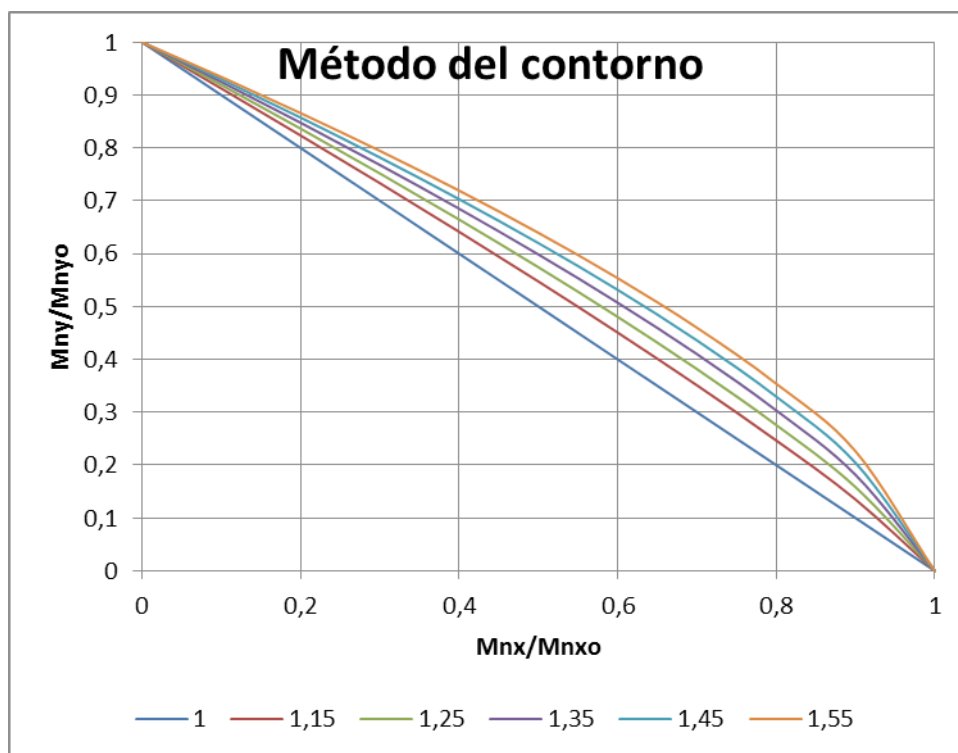


Figura 2.10. Método del contorno. Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018

La Figura 2.10 muestra la relación entre los cociente M_{nx}/M_{nxo} y M_{ny}/M_{nyo} , para varios valores del coeficiente α , supuesto que la carga axial es constante. M_{nx} y M_{ny} son los momentos nominales resistentes, obtenidos de un análisis biaxial, alrededor de los ejes X y Y respectivamente, y M_{nxo} y M_{nyo} los momentos nominales resistentes uniaxiales alrededor de los ejes X y Y respectivamente.

En su forma más general α no es igual para flexión alrededor de X y Y.

Por otra parte, este coeficiente α depende de:

- a) Las dimensiones de la columna
- b) Cantidad y distribución del refuerzo longitudinal
- c) Relaciones esfuerzo-deformación del hormigón y del acero
- d) Recubrimiento del hormigón
- e) Cantidad y espaciamiento de estribos

La cantidad de parámetros involucrados dificulta su cálculo, por lo que se usan aproximaciones conservadoras. Por ejemplo, en el libro Estructuras de Concreto Reforzado de Arthur Nilson (Nilson, 1997) se indica que para columnas rectangulares y circulares varía entre 1.15 y 1.55, por lo que se usaría el valor más conservador de 1.15.

Aquí también, si el par de cocientes (M_{nx}/M_{nxo} , M_{ny}/M_{nyo}) cae dentro de la curva, la sección es capaz de resistirlos, y no en caso contrario.

Método de la carga inversa

Adicionalmente al método anterior, se ha desarrollado el de la carga inversa que ha ganado reconocimiento gracias no sólo a su sencillez sino a su relativa exactitud.

Nótese en primer lugar que los momentos son el producto de la carga axial por su excentricidad respecto al centroide de la sección. Por tanto un parámetro más relevante que el momento es el de la excentricidad. Al graficarla se obtiene la Figura 2.11 (a). Se observa que la forma relativamente estrecha del gráfico dificulta su uso. Sin embargo, si se invierte la carga axial, Figura 2.11(b), la forma resultante es más fácil de usar.

En este caso, interesa calcular los puntos A, B y C de la Figura 2.11(b), porque definen un plano relativamente sencillo de calcular, cercano pero más conservador que la superficie real (la carga axial resistente exacta $P_{n,exacta}$ es mayor que la carga axial aproximada $P_{n,aproximada}$ que se va a calcular).

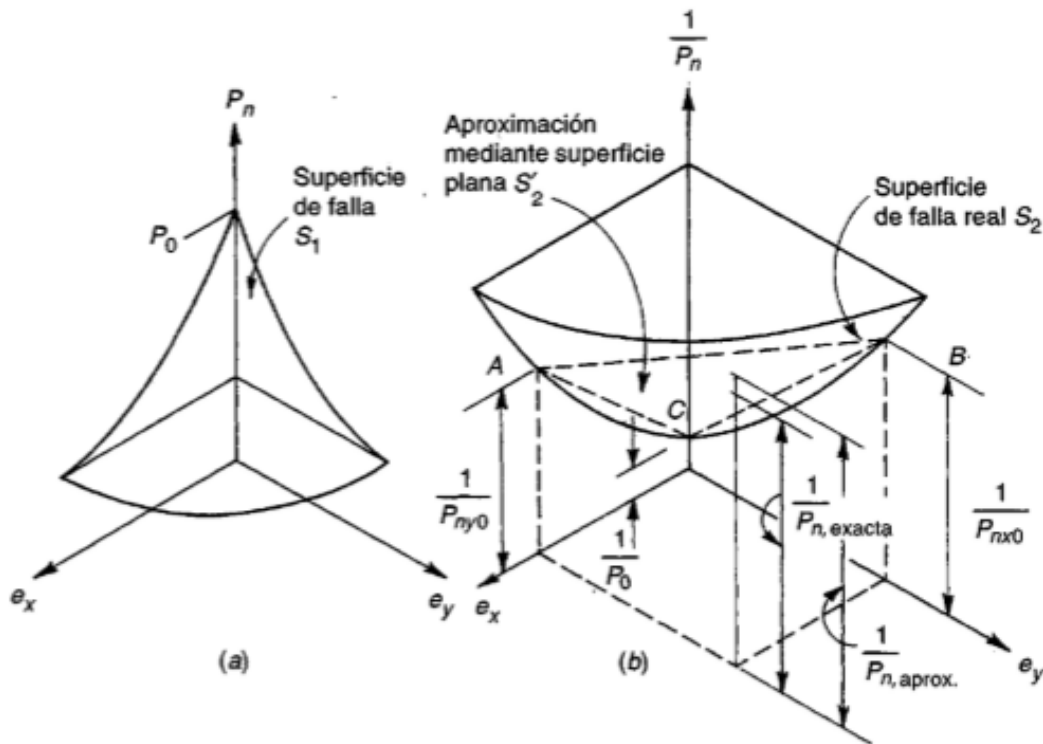


Figura 2.11. Método de la carga inversa. Fuente: Estructuras de Concreto Reforzado, Arthur Nilson (Nilson, 1997)

El punto A se calcula de un diagrama de flexo-compresión uniaxial en donde a partir del momento $M_{nx} = M_{ux} / \varphi$ se obtiene la carga axial denominada P_{nx0} , la cual se invierte. De manera similar se opera con el punto B, pero ahora con el momento $M_{ny} = M_{uy} / \varphi$, para obtener P_{ny0} , que también se invierte. El punto C, es simplemente la carga axial inversa nominal P_0 cuando los momentos alrededor del X y Y valen simultáneamente cero.

La ecuación de este plano relativamente conservador es (Nilson, 1997):

$$\frac{1}{P_{n,aprox}} = \frac{1}{P_{nx0}} + \frac{1}{P_{ny0}} - \frac{1}{P_0} \quad (2.2)$$

Si la carga axial nominal P_n calculada como P_u / φ es menor que la calculada con la ecuación (2.2), entonces la sección soporta las cargas a las que está sometida y no, en caso contrario.

2.4 EJERCICIO DE DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNAS

Diseñar la columna 3C de planta baja del Ejercicio 1, usando el Método del Contorno y el de Carga Inversa. Aplicar cargas sísmicas que produzcan flexión biaxial. Chequear el principio columna fuerte – viga débil.

Este ejercicio se caracteriza por usar los diagramas de flexo-compresión biaxial desarrollados en este libro.

El primer paso es revisar las cargas sísmicas para obtener efectos sísmicos simultáneos tanto en sentido X como en Y. Por este motivo se siguen las recomendaciones del ASCE7-16 (ASCE/SEI 7-16, 2016) y los estados de carga sísmica se cambian a cuatro, dos estáticos lineales (SX LINEAL y SY LINEAL) y los otros dos con análisis modal espectral (MODALESP X y MODALESP Y), cada uno de ellos con el 100% de la carga sísmica en un sentido y el 30% en la dirección perpendicular.

Las combinaciones con los diferentes estados de carga básicos son:

Tabla 2.1. Combinaciones de carga

Comb.	PERMANENTE	TEMPORAL	SX LINEAL	SY LINEAL	MODALESP X	MODALESP Y
1	1.4	1.4				
2	1.2	1.6				
3	1.3	1	1			
4	1.3	1	-1			
5	1.3	1		1		
6	1.3	1		-1		
7	0.8		1			
8	0.8		-1			
9	0.8			1		
10	0.8	0.8		-1		
11	1.3	1			1	
12	1.3	1				1
13	0.8				1	
14	0.8					1

La combinación crítica se la encuentra calculando los esfuerzos en las fibras extremas de la sección de la columna. Si los ejes locales de la sección de la columna se denominan 2 y 3, los lados paralelos a estos ejes serán L_2 y L_3 respectivamente, y la ecuación de esfuerzos será:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_2 \frac{L_3}{2}}{I_2} + \frac{M_3 \frac{L_2}{2}}{I_3} \quad (2.3a)$$

$$A = L_2 * L_3 \quad (2.3b)$$

$$I_2 = \frac{L_2 L_3^3}{12} \quad (2.3c)$$

$$I_3 = \frac{L_3 L_2^3}{12} \quad (2.3d)$$

Donde σ es esfuerzo; P , M_2 , M_3 son la carga axial y momentos alrededor de los ejes 2 y 3, respectivamente; A es el área de la sección; I_2 , I_3 es la inercia alrededor el eje 2 y 3, respectivamente.

En los programas comerciales, el eje local 2 tiene el sentido del eje global X y el eje local 3 el del eje global Y. Los valores de carga axial y momentos que dan estos programas se introducen, con el mismo signo, a la ecuación de esfuerzo.

De todos los valores de esfuerzo se usan los máximos negativo y positivo (Placencia, 2001).

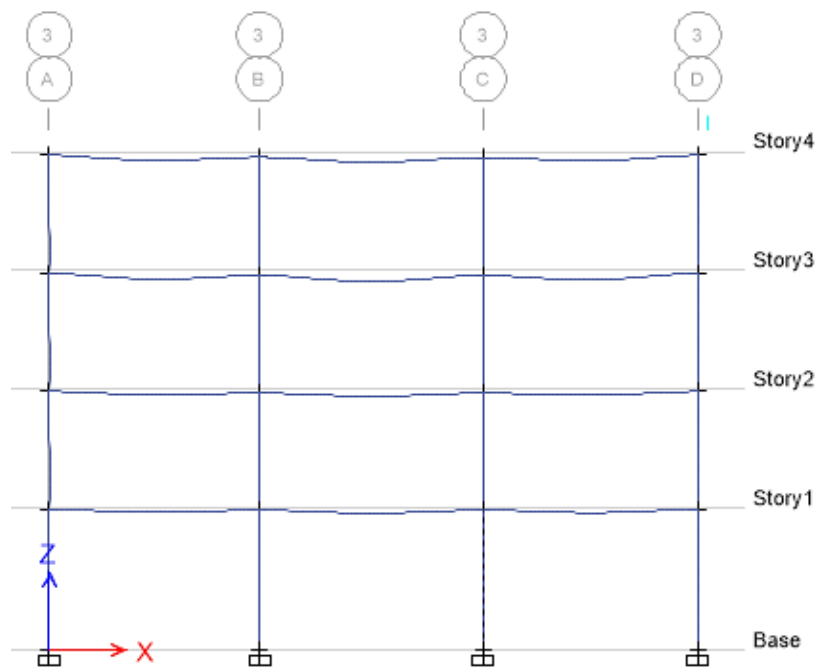


Figura 2.12. Columna C3 en planta baja. Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018

Tabla 2.2. Datos, cargas y esfuerzos críticos en la columna C3 en planta baja

L2=	0.45	m			
L3=	0.45	m			
Área=	0.2025	m ²			
I2=	0.003417	m ⁴			
I3=	0.003417	m ⁴			
Combinación	Ubicación	P	M2	M3	ESFUERZO
	m	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf/m ²
11 Mín	0	-148.0202	-5.6787	-15.3329	-2114.44379
13 Máx	0	-72.3197	6.0778	15.4272	1058.83276

En la Tabla 2.2 se observa que la ubicación crítica es el pie de la columna. También que las combinaciones “11Mín” y “13Máx” son las que dan los mayores valores de esfuerzos. Las dos corresponden al análisis modal con 100% de la carga sísmica en X y 30% en Y. La primera es considerando adicionalmente cargas permanentes y temporales y la segunda sólo cargas permanentes. Debido a las características del análisis modal espectral, que trabaja con valores absolutos, en “11Mín” se han sustraído los valores obtenidos de este análisis, en tanto que en “13Máx” se los ha sumado.

Ahora interesa definir el armado longitudinal que se va a probar para determinar si es capaz de resistir o no las cargas obtenidas. Se prueba un armado inicial igual al mínimo, es decir con una cuantía del 1%. Se prueban 8 diámetros de 18 mm que dan una cuantía de 1.0053%.

Los datos usados se ven en la Figura 2.13:

DIAGRAMA CARGA AXIAL-MOMENTO

DATOS

f'c=	280	[Kgf/cm ²]
fy=	4200	[Kgf/cm ²]
γ=	0.738	
εcu=	0.003	
ρg=	0.010053	
Es=	2100000	[Kgf/cm ²]
β1=	0.85	

c/h	f's	fs	f's def	fs def	Pn/Ag	Mn/(h*Ag)
0.001	-819000	5468400	-4200	4200	-42.0	0.1
0.05	-10206	103194	-4200	4200	-32.1	4.8
0.1	-1953	48447	-1953	4200	-10.7	13.4
0.1335	118	34709	118	4200	6.5	20.0
0.3	3549	11949	3549	4200	57.4	37.0
0.4	4237	7387	4200	4200	80.9	42.3
0.513	4691	4372	4200	4200	103.8	44.8
0.6	4925	2825	4200	2825	128.3	42.8
0.7	5121	1521	4200	1521	155.1	39.3
0.8	5268	543	4200	543	180.2	34.7
1	5475	-825	4200	-825	227.6	21.4
1.23	5629	-1849	4200	-1849	279.2	-1.3

Figura 2.13. Datos para diagrama uniaxial carga axial-momento

Cálculos:

Se usan los valores correspondientes a la combinación "11Mín".

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{148.02}{0.65} = 227.723 \text{ tonf}$$

$$P_n/Ag = \frac{227.723 * 1000}{45^2} = 112.5 \text{ Kgf/cm}^2$$

Entonces, usando la curva momento- carga axial se tiene que: $M_{nx\phi}/hAg=41.6$

$$M_{nx\phi}=41.6 * 45^2 * 45 / 100000 = 37.9 \text{ tonf-m}$$

Como es una columna cuadrada, los momentos uniaxiales son:

$$M_{nx\phi} = M_{ny\phi}$$

Por otro lado, de los momentos calculados:

$$Mnx = \frac{5.68}{0.65} = 8.74 \text{ tonf} - m$$

$$Mny = \frac{15.33}{0.65} = 23.58 \text{ tonf} - m$$

Se aplica la ecuación:

$$\left(\frac{8.74}{37.9}\right)^{1.15} + \left(\frac{23.58}{37.9}\right)^{1.15} = 0.76 \text{ **Cumple**}$$

El proceso es similar para la combinación "13Máx"

A continuación se detalla el proceso de cálculo con el método de la carga inversa para la columna C-3.

CON $\rho = 0.010053$

Se calcula P_o :

$$P_o = 0,85 * f'c * A_c + f_y * A_s$$

$$P_o = 0,85 * 280 * (1 - 0.010053) * 45^2 + 4200 * 8 * 2,54$$

$$P_o = 562449 \text{ kgf} = \text{562.4 tonf}$$

Usando la curva carga axial – momento para , se entra con $M_n / (h * A_g)$ y se determina P_n / A_g

$$\frac{P_n}{A_g} = 255 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$P_{nx\emptyset} = 255 * 45^2 / 1000 = 516,4 \text{ tonf}$$

$$Mny = \frac{15.33}{0.65} = 23.58 \text{ tonf} - m$$

$$Mny = \frac{23.58 * 100000}{45^3} = 25.88 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\frac{P_n}{A_g} = 212 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$P_{ny\emptyset} = 212 * 45^2 / 1000 = 429.3 \text{ tonf}$$

Aplicación de la ecuación inversa:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_o}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{516.4} + \frac{1}{429.3} - \frac{1}{562.4}$$

$$P_n = 402.0 \text{ tonf}$$

Por otro lado, se calcula la carga nominal a partir de la actuante:

$$P_u/\phi = 148.02/0.65 = 227.7 \text{ tonf}$$

Se comparan estos valores, donde P_n debe ser mayor que P_u/ϕ :

$$402.0 > 227.7 \quad \text{Sí cumple}$$

El método del contorno es más conservador que el de la carga inversa, por lo que se debería usar únicamente para prediseño.

Existen diferentes programas disponibles en la web para el cálculo de los gráficos de flexo-compresión uniaxial, insumo esencial para los chequeos de flexo-compresión biaxial. Por ejemplo:

Hoja Excel: DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN DE COLUMNAS (Hoja de Cálculo para Ing. Civiles) (Civil+. Documentos para Ingeniería).

Hoja Excel: COLUMNAS V 2010 (Civilgeeks)

Flexo-compresión didáctico ACI 318-99 (MarceloPardoIngeniería).

Una comparación de los gráficos que se obtienen con estos programas se encuentra en el Tema Adicional 2.

TEMA ADICIONAL 2

COMPARACIÓN DE RESULTADOS USANDO DIFERENTES PROGRAMAS PARA EL CÁLCULO DEL DIAGRAMA CARGA AXIAL – FLEXIÓN EN COLUMNAS

En este Tema Adicional 2 el objetivo es analizar las características de 3 programas usados para representar flexo-compresión uniaxial.

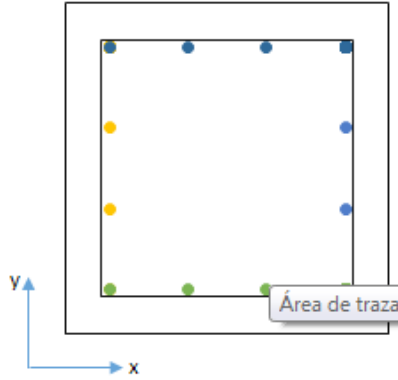
Este análisis es efectuado en una columna cuadrada de 45x 45 con armadura longitudinal de 22mm (num.=12 var), y armadura transversal de 12mm.

Programa1: DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN DE COLUMNAS (Civil+. Documentos para Ingeniería).

INSERTE DATOS DE LA COLUMNA:

Tipo de Columna= C-1
 $f'c$ (kg/cm²) = 210
 f_y (kg/cm²) = 4200
 Recubrimiento (cm) = 4
 Acero a utilizar = 7/8"
 Acero de estribo a utilizar = 3/8"
 Módulo Elastico del Acero (kg/cm²) = 2100000

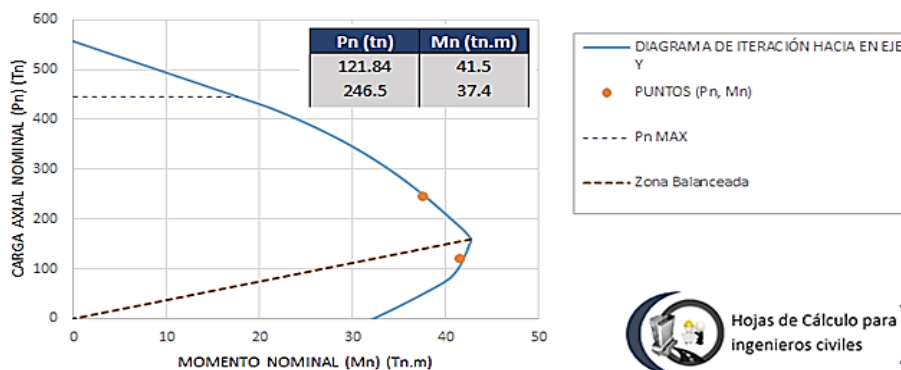
Largo (dirección x) (cm) = 45
 Largo (dirección y) (cm) = 45
 Numero de varillas en el eje X = 4
 Numero de varillas en el eje Y = 4



CONTROL:

Recubrimiento efectivo (cm) = 6.06375	
Cuantia = 0.0230	
→ La cuantia cumple.	
Distancia libre entre barras de Acero (cm) = 8.735	
→ La distancia entre barras cumple.	
Area de la Columna (cm ²) = 2025	
→ El area minima de la columna cumple para zonas sismicas.	
→ Las dimensiones minimas de la columna cumple	

DIAGRAMA DE ITERACIÓN HACIA LA DIRECCIÓN DEL EJE Y



Programa 2: COLUMNAS V2010 (Civilgeeks).

DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNAS DE SECCION RECTANGULAR

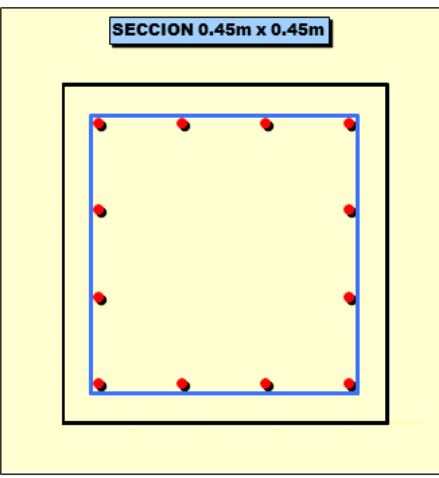
Acerca de

GEOMETRIA DE LA SECCION

Longitud en direccion X (m)	0.45
Longitud en direccion Y (m)	0.45

REFUERZO DE LA SECCION

# Varillas en direccion X	4	
# Varillas en direccion Y	4	
Recubrimiento (m)	0.04	
Diametro del Refuerzo (pulg)	7/8"	
Area de refuerzo (cm ²)	46.44	
ρ (%)	2.293	Cumple
Espaciamiento Horizontal (cm)	9.37	Cumple
Espaciamiento Vertical (cm)	9.37	Cumple



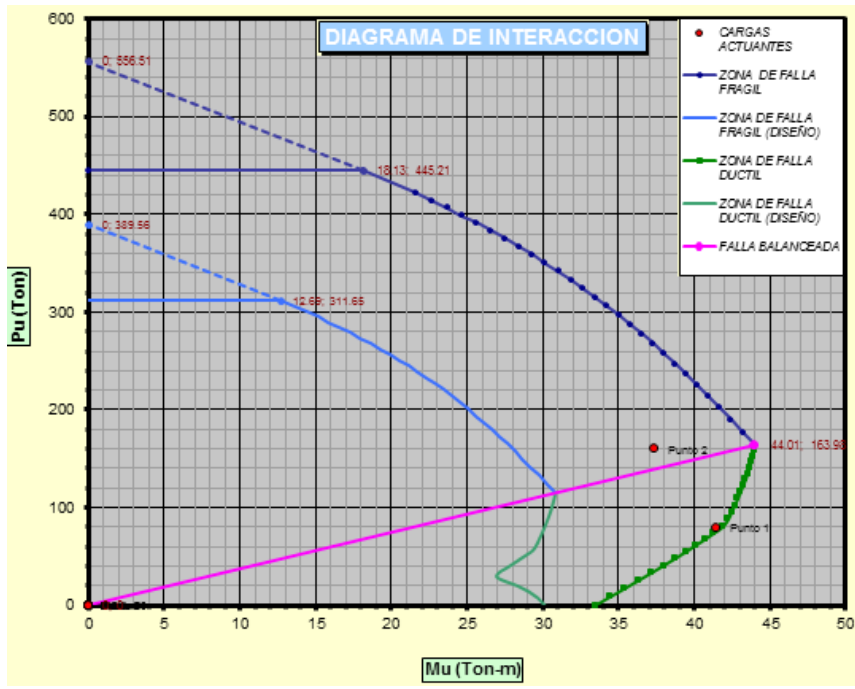
MATERIALES

f_c (kg/cm ²)	210
β	0.85
F_y (kg/cm ²)	4200

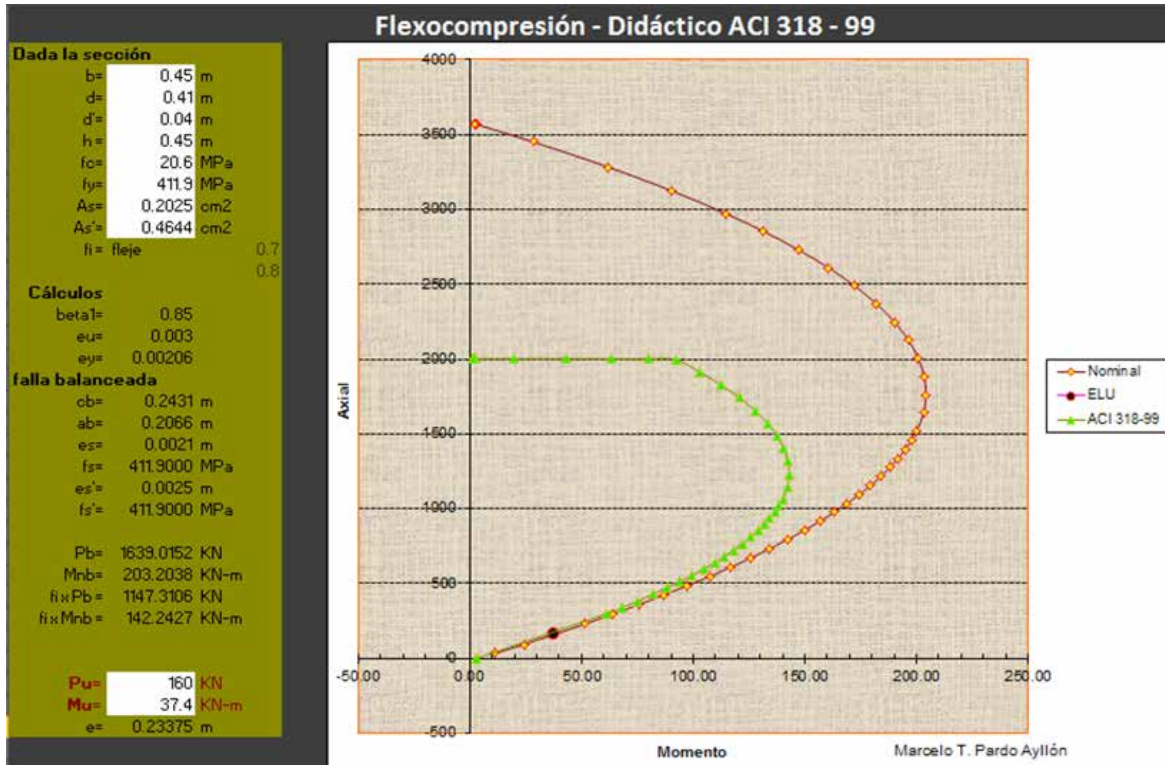
CARGAS ACTUANTES A GRAFICAR

# Puntos a graficar	2	GRAFICAR
---------------------	---	----------

COMBINACION	M (Tn.m)	P (Tn)
Punto 1	41.5	79.2
Punto 2	37.4	160.2



Programa 3: flexocompresión didáctico ACI 318-99 (MarceloPardoIngeniería).



Conclusiones:

1. El programa 1 permite trabajar con varias iteraciones sucesivas y establece controles previos muy aproximados a los calculados manualmente, la desventaja es que trabaja en unidades americanas diferentes a las usadas en este libro.
2. El programa 2 presenta las mismas desventajas que el 1. Además, la interfase gráfica para el control del diseño no es tan llamativa. Sin embargo, da información sobre los puntos con carga concéntrica, cargas balanceada y en flexión pura, muy útil en el diseño.
3. El programa 3 trabaja al mismo tiempo con el sistema internacional y el sistema americano de unidades, generando dudas en los resultados. Además genera un solo valor de análisis.

2.5 REVISIÓN DEL PRINCIPIO COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

Se presenta la revisión del principio de columna fuerte – viga débil para la unión de la columna C3 en planta baja y la viga del primer piso en sentido X del ejercicio anterior.

En este ejemplo se analizará este principio únicamente para la subestructura columna-vigas en sentido X, pero debe complementarse con un análisis en sentido Y.

Para determinar los momentos resistentes nominales en columnas se usarán los diagramas de flexo-compresión uniaxial, en donde *se ingresará con las cargas axiales últimas que incluyen sismo en X*. No se usan los resultados del análisis modal espectral, porque son similares al estático equivalente. *Se elegirá el mínimo momento resistente*.

El diagrama de flexo-compresión uniaxial nominal se calculará usando los datos de la Figura 2.13 con la excepción de que el esfuerzo del acero será igual a 1.25 f_y , es decir 5250 kgf/cm². Además se usará el Programa 1: DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN DE COLUMNAS.

Los cálculos se resumen en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Momentos resistentes nominales en la columna C3 en planta baja (cabeza) y primer piso (pie). Combinaciones que incluyen sismo en X.

COMBINACIÓN	CARGA AXIAL (tonf)		MOMENTO Mnc (tonf-m)	
	PB	1er. PISO	PB	1er. PISO
3	-142	-103	37.5	34.6
4	-147	-105	37.8	34.7
7	-72	-52	32.0	29.7
8	-77	-55	32.4	30.1

En la Tabla 2.3 se observa que los menores momentos corresponden a la combinación 7 (sus componentes se indicaron previamente en la Tabla 2.1).

Para determinar los momentos nominales en vigas M_{nb} se usa la siguiente ecuación (Caiza, 1997), que al igual que en las columnas supone que el esfuerzo del acero es $1.25f_y$, en este ejemplo 5250 kgf/cm²:

$$M_{nb} = 1.25f_y A_s \left(d - \frac{1.25f_y A_s}{2 * 0.85f'_c b} \right) \quad (2.4)$$

Donde A_s es área de acero, d es altura efectiva de la viga, f'_c es el esfuerzo característico del hormigón y b es el ancho de la viga.

En el ejemplo, las vigas tienen una armadura superior de 5 d18 mm y una armadura inferior de 3 d18mm. Además hay un recubrimiento de hormigón de 4 cm y estribos d10mm. Con esta información se obtienen los resultados de la Tabla 2.4:

Tabla 2.4. Momentos resistentes nominales en las vigas alrededor de la columna C3 en planta baja

b=	40 [cm]	
d=	49.1 [cm]	
f'c=	280 [kgf/cm ²]	
fy=	4200 [kgf/cm ²]	
	As [cm ²]	Mnb [tonf-m]
Superior	12.7	30.4
Inferior	7.62	18.8

La sumatoria de momentos nominales en la columnas es $32.0+29.7=61.7$ tonf-m. La suma de los momentos resistentes en las vigas es $30.4+18.8=49.2$ tonf-m, que multiplicado por $6/5$ es 59.0 . Es decir que sí se cumple que la sumatoria de columnas sea mayor o igual a $6/5$ de la de las vigas, pero ajustadamente.

Para cumplir holgadamente con esta condición hay que rediseñar la estructura, aumentando la dimensión de las columnas en las esquinas del edificio, disminuyendo otras secciones y, sobre todo reduciendo las dimensiones de las vigas. Todo lo anterior debe todavía mantener las derivas por debajo del 2%.

Este es en realidad un control crítico para definir la configuración estructural de una edificación.

En efecto, si las columnas se reducen a secciones de 40X40 cm en los dos pisos superiores, pero en los ejes 1 y 4 las columnas se aumentan a 50x50 cms, en los ejes exteriores hasta el tercer piso y en los interiores hasta el segundo piso. En los ejes 2, 3 y 5, se mantienen las columnas exteriores de 45x45 cms aún en el tercer piso. Si además las vigas son todas de 30x35 cms en el cuarto piso, pero en los pisos inferiores sólo las vigas interiores tienen este tamaño, en tanto que las vigas perimetrales aumentan a 30x50 cms.

De esta forma, la deriva está por debajo del 2% y la sumatoria de momentos nominales en la columna C3 es $29.3+31.5=60.8$ tonf-m. La suma de los momentos resistentes en las vigas es $13.5+7.3=20.8$ tonf-m. Ahora el cociente entre momentos en columnas y vigas es 2.92.

TEMA ADICIONAL 3

EL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R Y LA SOBRERRESISTENCIA

El factor de modificación de respuesta R es una de las formas en que las normas norteamericanas y otras como la NEC-15 resuelven el problema de obtener cargas de diseño ante sismos. La discusión sobre el factor R que sigue a continuación está basada específicamente en la norma ASCE 7-16 [11], con alguna referencia adicional a la NEC-SE-DS [6].

Para empezar, debe notarse que las normas norteamericanas usan, como base de sus análisis, un sismo que ocurre cada 2500 años, al que se denomina sismo máximo considerado (MCE por sus siglas en inglés). En el caso de la NEC-SE-DS este sismo se denomina muy raro o extremo. Durante este sismo, se acepta que haya daños importantes, es decir habrá fluencia del acero, pandeo, etc., pero sin llegar al colapso estructural.

ASCE7-16 nos indica que esta aceptación del daño tiene una base sólida en el comportamiento estructural observado en sismos pasados. Se ha encontrado que estructuras con sistemas continuos, regulares, dúctiles, pero diseñados para fuerzas menores a las reales no han colapsado, eso sí, han sufrido daños relativamente extensos. En las normas, tales fuerzas se han calculado dividiendo las que surgirían en una estructura que se comporta linealmente ante el movimiento del suelo de diseño por el coeficiente de modificación de respuesta R. Nótese que este movimiento del suelo de diseño se toma como dos tercios del movimiento del máximo sismo considerado, que como ya se ha indicado, es la base del análisis en las normas norteamericanas. En el caso de la NEC-SE-DS, el sismo de diseño es dado directamente. Vale la pena preguntarse por qué usar el factor R y no otra forma de reducción de cargas? Es debido a las limitaciones de nuestros programas de cálculo, capaces básicamente de limitados análisis lineales.

Para estimar los desplazamientos reales ante el sismo de diseño, se multiplica a los desplazamientos elásticos, calculados usando el sismo de diseño reducido, por un coeficiente que en el caso de la NEC-SE-DS es igual a $0.75R$. Estos desplazamientos amplificados se usan para estimar las derivas de piso y demandas sobre elementos estructurales que no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales y sobre elementos no estructurales.

Se espera que el sistema resistente alcance una primera cedencia significativa para fuerzas mayores que las de diseño. Obsérvese que la cedencia significativa se define

como el punto en que se alcanza la completa plastificación de la región más crítica del elemento estructural, es decir la formación de una rótula plástica, y no el punto en que recién empieza la cedencia del acero. A medida que aumenta la carga lateral y se forman rótulas, los esfuerzos se redireccionan, formándose otras rótulas plásticas hasta que se alcanza un máximo. Esta carga se espera que sea substancialmente más alta que la de diseño. La relación entre la carga máxima y la de diseño se denomina sobrerresistencia. En la NEC-SE-DS, en efecto, se define el factor de sobrerresistencia como “la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño”. Esta es la necesaria reserva de la estructura para soportar el sismo de diseño. Nótese que se obtuvo suponiendo la plastificación sucesiva de zonas críticas en una estructura redundante dúctil. La Figura TA3.1 muestra la forma de calcular la sobrerresistencia $\Omega = V_y/V_s$. Además se puede encontrar que $R = V_E/V_y \Omega$, la relación V_E/V_y es la que se conoce como el factor R_d y está relacionado con la ductilidad de la estructura. En las expresiones anteriores V_y es el cortante resistente máximo, V_s es el cortante de diseño, V_E es el cortante elástico que soportaría la estructura. V_y se calcula en un análisis pushover, V_s de acuerdo al cortante de diseño de las normas, y V_E de un modelo que iguale el área debajo de la curva de pushover con la obtenida suponiendo un comportamiento lineal.

Nótese que en la Figura TA3.1 hay algunas figuras y definiciones adicionales. En primer lugar, hay una recta relacionada con la respuesta elástica teórica, es decir con la que se obtendría si la respuesta estructural dependería únicamente del primer modo de vibrar. La diferencia con la respuesta elástica real es relativamente pequeña. Pero, podría tener un impacto en la determinación de las derivas. Obsérvese también que las distancias - y- podrían medirse en función de Ω y R_p respectivamente

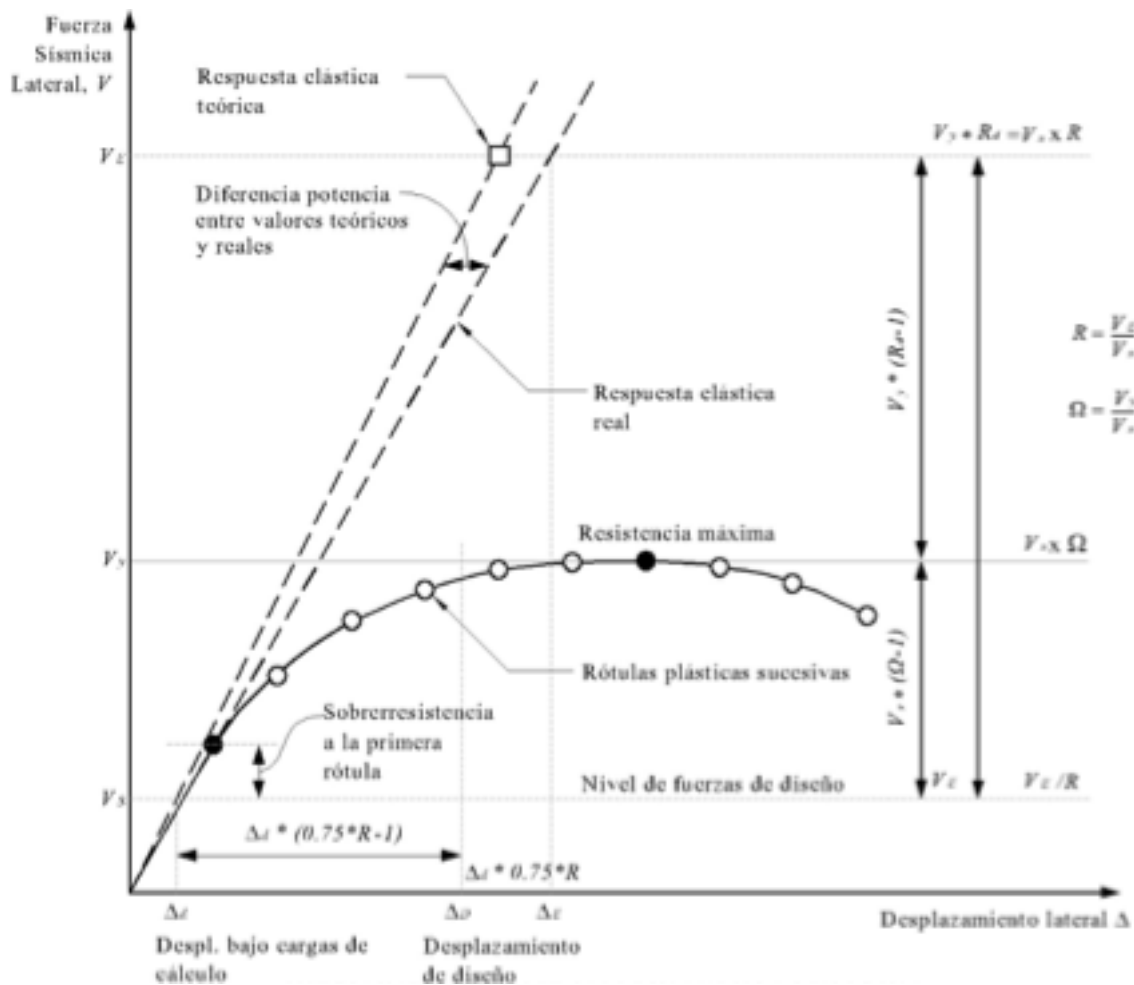


Figura TA3.1. Curva de capacidad estructural (Elaborado a partir de Suplemento 1, ASCE7-10)

Algunas otras fuentes pueden incrementar la sobrerresistencia. Primero, la resistencia real de los materiales que es mayor que la nominal empleada en el diseño. Por ejemplo, es reconocido que la resistencia a cedencia media del acero con esfuerzo de fluencia 4200 kgf/cm² es mayor en por lo menos un 10% de la mínima especificada en el diseño y que la del hormigón es mayor en un 30%. Segundo, la resistencia de diseño de cada elemento usualmente incorpora un factor de reducción ϕ para producir una baja probabilidad de falla bajo cargas de diseño. Tercero, los mismos diseñadores introducen sobrerresistencia adicional al seleccionar secciones o al especificar refuerzos que exceden los requeridos en los cálculos. Situación similar ocurre donde mínimos prescriptivos controlan el diseño. Finalmente, muchas veces el diseño de estructuras muy flexibles no está controlado por requisitos de resistencia sino de límites de deformaciones. Como resultado, la primera cedencia significativa, siempre según ASCE7-16, ocurre a niveles de carga que son de 30% al 100% más alto que los prescritos por el diseño. Si se da adecuada ductilidad, detallamiento,

redundancia y regularidad, la completa cedencia de la estructura o su máxima resistencia podría ocurrir a niveles de cargas que son de 2 a 4 veces los de diseño.

La mayoría de sistemas estructurales tienen algunos componentes que no pueden proveer una respuesta inelástica confiable o disipación de energía. Tales componentes deben ser diseñados considerando que las fuerzas reales en la estructuras serán mayores que aquellas a la primera cedencia significativa. Por lo tanto, un factor de sobrerresistencia se especifica para amplificar las fuerzas descritas para uso en el diseño de tales componentes. Este factor de sobrerresistencia no es un límite superior o inferior, simplemente es una aproximación para proveer un grado nominal de protección contra un comportamiento indeseable. La norma NEC-SE-DS no desarrolla este concepto, pues concentra su atención en describir cómo obtener un comportamiento dúctil. Es mi criterio personal que la falta de detallamiento en los procesos constructivos actuales y el uso de cantidades y espaciamientos inadecuados del refuerzo lateral, obligarán a dar más atención a este aspecto.

Si se usa la nomenclatura empleada en ASCE7-16, hay que empezar indicando que las cargas sísmicas E deben considerar tanto la componente horizontal E_h , como la vertical, que puede ser hacia arriba o hacia abajo, $\pm E_v$. En este momento, y al considerar el factor de sobrerresistencia, las cargas sísmicas pasan a denominarse E_m :

$$E = E_m = E_{mh} \pm E_v$$

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E$$

$$\pm E_v = \pm 0.2 S_{DS} D$$

Donde E_{mh} son las cargas sísmicas horizontales considerando el factor de sobrerresistencia, es el factor de sobrerresistencia tabulado en ASCE7-16, Tabla 12.2-1, Q_E son los efectos debidos a por ejemplo un análisis sísmico estático equivalente, S_{DS} es la aceleración máxima del espectro de diseño, y D es carga permanente.

El valor de E_{mh} no necesita exceder la máxima fuerza que se puede desarrollar en un elemento como resultado de un mecanismo plástico racional o análisis no lineal en el que se usen valores esperados realísticos para la resistencia de los materiales.

Algunos factores de R y de Ω_0 que presenta ASCE7-16 en la Tabla 12.2-1 son:

Sistema Resistente	Factor de modificación R	Factor de sobrerresistencia
Pórticos especiales	8	3
Dual	7	2.5
Muros	5	2.5

La sobrerresistencia estructural verdadera Ω a menudo será menor que la tabulada Ω_0 . Esto significa que la ductilidad requerida R_d , es decir la que debe tener la estructura para que se comporte de manera adecuada, usualmente excederá el valor R/Ω_0 . Nótese que si se realiza una excesiva optimización del diseño donde la resistencia lateral está dada por unos pocos elementos, la sucesiva formación de rótulas plásticas, esencial en los mecanismos de falla dúctil, no se dará o será limitada. Por tanto, Ω será pequeña y el uso del R recomendado no permitiría el comportamiento estructural deseado.

La reducción dada por R es también posible por una serie de razones adicionales. A medida que la estructura empieza a ceder y deformarse inelásticamente, su periodo efectivo de vibración se alarga lo que significa muy probablemente una reducción en la demanda de resistencia. Además, el comportamiento inelástico resulta en una disipación de energía histerética significativa adicionalmente a otras fuentes de amortiguamiento existentes ya en el rango elástico. La energía histerética disipada puede medirse como el área encerrada por la curva de deformación de la estructura a medida que experimenta varios ciclos de carga. La cantidad de energía disipada depende grandemente de la rigidez y de la degradación de resistencia que la estructura experimenta ante ciclos repetidos de deformación inelástica.

2.6 CUESTIONARIOS

CUESTIONARIO 2.1

1. Considere la sección de una columna en que se identifican las siguientes fuerzas: compresión en el hormigón C_c , compresión en el acero C_s , tensión en el acero T_s , carga axial nominal P_n . ¿Qué ecuación es correcta?

- a. $C_s(d-h/2)+C_c(h/2-a/2)+T_s(h/2-d')$
- b. $C_s(d-d')+C_c(d-a/2)+P_n(d-h/2)$
- c. $C_s(h/2-d')+C_c(h/2-a)+T_s(d-h/2)$
- d. $C_s(d-d')+C_c(d-a/2)$

2. Si $C_c=100$ tonf, $C_s=12$ tonf, $A_s=8d14$ mm. ¿Cuánto vale aproximadamente P_n ?

- a. 48.3 tonf
- b. 60.3 tonf
- c. 86.1 tonf
- d. 112 tonf

3. La carga axial máxima P_o que puede soportar una columna es.

Datos: $b=h=30$ cm, $f'_c/f_y=240/4200$ kgf/cm²; $\rho=0.015$

- a. 15.6 tonf
- b. 72.3 tonf
- c. 180.8 tonf
- d. 237.5 tonf

4. Una columna de 40x40 cm, $d=34$ cm, $d'=6$ cm, $f'_c/f_y=210/4200$ kgf/cm², $E_s=2100000$ kgf/cm², falla simultáneamente a tracción y compresión. Está armada con 8d16mm. Calcule la carga axial nominal aproximada.

- a. 80.4 tonf
- b. 100.5 tonf
- c. 123.8 tonf
- d. 142.1 tonf

5. Una columna de 40x40 cm, $d=34$ cm, $f'_c/f_y=210/4200$ kgf/cm² y 8 d16mm, sólo está sometida a flexión. Calcule M_n de manera aproximada.

- a. 9.6 tonf-m

- b. 10.7 tonf-m
- c. 11.9 tonf-m
- d. 12.8 tonf-m

6. Una columna con $b=40$ cm, $f'c=280$ kgf/cm² y con el acero a compresión fluyendo resiste una carga axial nominal $P_n=100$ tonf. ¿Cuánto vale la profundidad del eje neutro c ?

- a. 10.1 cm
- b. 11.2 cm
- c. 12.4 cm
- d. 13.5 cm

7. Columna rectangular. $L_x=40$ cm, $L_y=30$ cm, $M_{ux}=5$ tonf-m, $M_{uy}=6$ tonf-m, $P_u=100$ tonf. ¿Cuál es el esfuerzo máximo en la sección de la columna?

- a. 1525 tonf/m²
- b. 2005 tonf/m²
- c. 2417 tonf/m²
- d. 2686 tonf/m²

8. Método del contorno. $\alpha=1.15$, $M_{nxo}=15$ tonf-m, $M_{nyo}=12$ tonf-m. Si $M_{nx}=11$ tonf-m, ¿Cuánto vale M_{ny} ?

- a. 2.8 tonf-m
- b. 3.3 tonf-m
- c. 4.2 tonf-m
- d. 4.9 tonf-m

9. Método del contorno. $b=h=45$ cm, estribos, $f'c/f_y=210/4200$ kgf/cm², $\gamma=0.71$, $\epsilon_{cu}=0.003$, $\rho=0.011$, $E_s=2100000$ kgf/cm²; $\beta_1=0.85$, $P_u=120$ tonf, $M_{ux}=11$ tonf-m, $M_{uy}=20$ tonf-m. ¿Resiste la sección?

- a. SÍ
- b. NO

10. Método de la carga inversa. Con los mismos datos del problema anterior. $P_n=?$

- a. 150 tonf
- b. 180 tonf
- c. 210 tonf
- d. 240 tonf

CAPÍTULO 3

EL EFECTO P-DELTA EN COLUMNAS Y EL DISEÑO POR CAPACIDAD DEL CORTANTE



3.1 INTRODUCCIÓN

En los modelos desarrollados hasta el momento, se ha considerado la geometría general de la estructura: vanos, pisos, apoyos y, la geometría específica: módulo de elasticidad, secciones.

En el caso de las losas, debido a que se van a fisurar durante el sismo, conservadoramente no se ha tomado en cuenta su rigidez pero sí, su peso propio.

Además, se ha considerado la reducción de la inercia de vigas y columnas, al 50% y 80% respectivamente, con el fin de tomar en cuenta la inevitable fisuración del hormigón y forzar columnas fuertes y vigas débiles. Finalmente, se usan nudos rígidos con un factor de longitud de la zona de intersección de la unión viga-columna del 50%.

En el caso de cargas, aparte de las verticales: permanente y temporal, se ha incluido en las sísmicas, no sólo el análisis estático equivalente, sino el modal espectral. Este último es esencial, porque ordinariamente permite reducir las cargas estáticas equivalentes al 80%, si la estructura es regular, y al 85% si la estructura es irregular.

Con todo lo anterior, ¿está completo el modelo?

No, aún falta un detalle más: el efecto p-delta. Este es muy importante porque podría aumentar significativamente las cargas a las que está sometida una columna.

En este capítulo, además del efecto p-delta, se estudiará el diseño por capacidad del cortante. En efecto, en el momento que se alcance la máxima resistencia a flexo-compresión de la columna ante cargas sísmicas se espera que, por ductilidad, ésta siga resistiendo a pesar de que se deforme y gire. Para que presente este comportamiento, debe evitarse una falla por cortante prematura, resistiendo adecuadamente las fuerzas cortantes que se generen durante el mecanismo de falla por flexo-compresión.

3.2 EL EFECTO P-DELTA EN COLUMNAS

Considere que las cargas sísmicas son las críticas del diseño y que su forma de actuar introduce momentos flectores adicionales. Éstos se producen por las cargas verticales sobre los desplazamientos sísmicos. En efecto, no basta con el análisis tradicional, que usa la estructura indeformada, sino que debe analizarse una estructura sobre su forma deformada. Estos son los efectos de segundo orden, también denominados efectos P-delta.

Se distinguen dos tipos de efectos P-delta: globales y locales.

Los efectos P-delta globales ($P-\Delta$) son debidos al movimiento lateral de los extremos de las columnas, que las deforma y les aplica momentos adicionales, iguales al desplazamiento lateral Δ por el peso P que sigue soportando la columna.

Los efectos P-delta locales en columnas (P- δ) son debidos a desplazamientos laterales δ a lo largo de una columna, supuesto que el nudo inicial y final son fijos, los que multiplicados por la carga axial P de la misma producen momentos adicionales.

La norma ACI 318S-14 (American Concrete Institute, 2015) indica en 6.6.4.6.2 que en el caso del efecto P-delta global una alternativa válida es el uso de análisis elásticos de segundo orden. Puesto que el modelo desarrollado al presente cumple los presupuestos de este método: reducción de inercias en vigas y columnas y módulo de elasticidad apropiado para cargas sísmicas, es el que se usará de manera estándar. Nótese que está disponible en el software estructural actual.

Respecto al efecto P-delta local, produce una amplificación δ de los momentos de diseño que se calcula como se indica a continuación:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad \text{ACI 318S-14: 6.6.4.5.2} \quad (3.1)$$

Donde C_m es un factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme; P_u es carga axial última; P_c es la carga crítica de pandeo de Euler.

C_m se calcula para columnas sin cargas transversales aplicadas entre los apoyos como

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{ACI 318S-14: 6.6.4.5.3a} \quad (3.2)$$

Donde M_1 y M_2 son el menor y el mayor momento mayorado de los extremos de la columna, respectivamente. La relación $\frac{M_1}{M_2}$ es negativa si la columna está en curvatura simple y positiva si está en doble curvatura. La curvatura simple es cuando los momentos tienen signo contrario y la doble cuando tienen el mismo signo. En los programas comerciales de análisis estructural simplemente se usa el signo con el que ya vienen los momentos.

Para columnas con cargas transversales aplicadas entre los apoyos $C_m = 1$.

La carga crítica de pandeo P_c debe calcularse con:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{ef}}{(kl_u)^2} \quad (3.3)$$

Donde $(EI)_{ef}$ es la rigidez a flexión efectiva, k es el factor de longitud efectiva, usualmente igual a 1, l_u es la longitud sin soporte lateral de la columna.

La rigidez a flexión efectiva $(EI)_{ef}$ se calcula aproximadamente con:

$$(EI)_{ef} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (3.4)$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad del hormigón, I_g es la inercia de la sección bruta de la columna, β_{dns} es la relación para calcular la reducción de rigidez de las columnas por cargas axiales sostenidas.

Específicamente, β_{dns} es la relación entre las máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga.

Si los momentos mayorados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño debe basarse en la excentricidad mínima dada por

$$M_{mayorado\ mínimo} = P_u(0.015 + 0.03h) \quad (3.5)$$

Donde h es la altura de la columna. La unidad de longitud es metros.

Este momento deberá mayorarse una vez más para los efectos P-delta con la ecuación (3.1).

3.3 EJERCICIO PARA INCLUIR LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Nuevamente se revisa la columna C3 en planta baja.

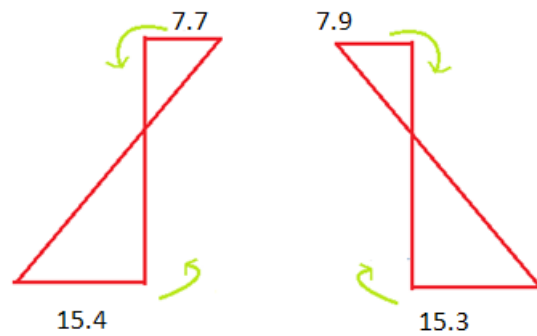
Par cada combinación de carga se debe determinar el factor correspondiente.

En este caso únicamente se revisarán las combinaciones “11Mín” y “13Máx” que se conocen son las que producen los esfuerzos máximos. Debido a la necesidad de calcular el factor se incluyen las cargas axiales permanentes, temporales y sísmicas (en este caso, que corresponde a las combinaciones 11 y 13, en sentido X).

Columna Interior (C3) en planta baja

DATOS PARA CÁLCULO DE β_{dns}			
Combinación	Pu pie	M3 pie	M3 cabeza
	tonf	tonf-m	tonf-m
11Mín	-148.0	-15.3	-7.9
13Máx	-72.3	15.4	7.7

CARGA AXIAL (tonf)		
PERMANENTE	TEMPORAL	SÍSMICA X
-93.5	-24.1	2.4



Combinación 13Máx

Combinación 11Mín

Cálculo de C_m

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad |M_2| > |M_1|$$

Cálculo de C_m	
Cm 11Mín	0.39
Cm 13Máx	0.40

Cálculo de E_c

Formula vista en la NEC

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c} = 4.7 * \sqrt{28}$$

$$E_c = 24.8701 \text{ GPa} = 248701 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de β_{dns}

$$\beta_{dns} = \frac{1,3PD}{1,3PD + 1,0 PL + 1,0 PS}$$

Cálculo de β_{dns}	
PD	93.5
PL	24.1
PS	2.4
β_{dns}	0.82

Cálculo de EI efectiva

$$EI_{efectiva} = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta \delta ns}$$

Cálculo de EI efectiva		
E_c =	248701	[kgf/cm ²]
b =	40	[cm]
h =	55	[cm]
I =	554583.3333	[cm ²]
Bd_{ns} =	0.82	
EI efectiva=	30313281227	[kgf-cm ²]

Cálculo de P_c

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{efectiva}}{(kl_u)^2}$$

Cálculo de P_c		
EI efectiva=	30313281227	[kgf-cm ²]
k =	1	
l_u =	324	[cm]
P_c =	2849986	[kgf]
P_c =	2850.0	[tonf]

Cálculo de δ

Cálculo de δ		
	11Mín	13Máx
C_m =	0.39	0.40
P_u [tonf]=	148.0	72.3
P_c [tonf]=	2850.0	
δ =	0.42	0.41

Por lo tanto, en los dos casos, $\delta = 1$

TEMA ADICIONAL 4

PROCEDIMIENTO REVISADO PARA PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

El procedimiento descrito en este Capítulo 3 para calcular δ , es decir el factor de mayoración de momentos por efectos p-delta locales, es adecuado para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral. Sin embargo, la Figura TA4.1, muestra diferencias de comportamiento importantes entre pórticos arriostrados y no arriostrados.

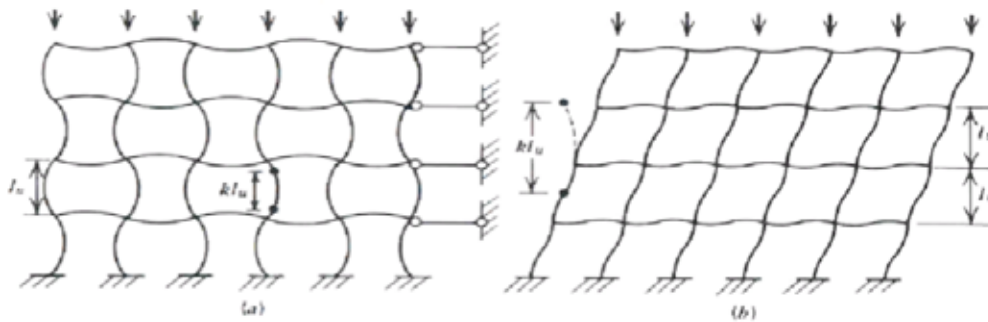


Fig. 5.9 Modos de pandeo para pórticos (a) arriostrados y (b) no arriostrados contra desplazamiento lateral.

Figura TA4.1. Diferencia de comportamiento entre a) pórticos arriostrados y b) no arriostrados

Fuente: Carlos Llopiz, Columnas Esbeltas Sometidas a Flexo-Compresión (LLopiz, 2010)

En esta Figura TA4.1 se observa a la izquierda un pórtico arriostrado a desplazamientos laterales mediante vínculos horizontales, y a la derecha un pórtico sin arriostramiento. Ante cargas verticales, las columnas del pórtico arriostrado se deforman con una longitud efectiva menor a la de su luz libre l_u , lo que no ocurre en el caso de pórtico no arriostrado, en el que el factor de longitud efectiva k puede ser mucho mayor a uno.

Entonces, es necesario calcular este valor k . En primer lugar, se necesita la relación de rigideces de las columnas y vigas que llegan a los nudos de cabeza φ_{cab} y pie de la columna φ_{pie} :

$$\varphi_{cab,pie} = \frac{\sum (EI_{ef}^c / l)_{columnas}}{\sum (EI_{ef}^v / l)_{vigas}} \quad (TA4.1a)$$

$$I_{ef}^v = 0.5I_{viga} \quad (TA4.1b)$$

$$I_{ef}^c = 0.8I_{columna} \quad (TA4.1c)$$

Donde I_{viga} , I_{columna} , es la inercia de la sección de las vigas y de las columnas, respectivamente, es la longitud entre ejes de columnas y vigas.

Luego se determina el promedio φ_m :

$$\varphi_m = \frac{(\varphi_{cab} + \varphi_{pie})}{2} \quad (TA4.2)$$

Finalmente,

$$\text{Si } \varphi_m < 2.0 \quad k = \frac{20 - \varphi_m}{20} \sqrt{1 + \varphi_m} \quad (TA4.3)$$

$$\text{Si } \varphi_m \geq 2.0 \quad k = 0.9 \sqrt{1 + \varphi_m} \quad (TA4.4)$$

En el caso de columnas en planta baja, con el contacto al suelo modelado como empotramiento, $\varphi_{pie} = 0$.

Adicionalmente, tómesese en cuenta que el factor C_m , que es un reductor de momentos debido a la diferencia de comportamiento entre doble y simple curvatura, no se puede aplicar en el caso de pórticos no arriostrados. En este caso, aún los momentos por el efecto p-delta local ocurren en los extremos de la columna, es decir se suman a los momentos de primer orden. Por tanto, C_m debe considerarse igual a 1.0.

Para terminar, β_{dns} en pórticos no arriostrados es la relación entre el máximo corte mayorado que está en forma permanente y el corte máximo mayorado en ese piso.

¿Cómo distinguir entre un pórtico arriostrado y otro no arriostrado?

Existen 2 criterios:

En un primer criterio, se llevan a cabo dos análisis: de primer orden y de segundo orden (que incluye el efecto p-delta global). Si debido a los efectos de segundo orden los momentos en los extremos de las columnas se incrementan en más del 5%, la columna se considera no arriostrada.

En un segundo criterio, es necesario evaluar el índice de estabilidad de un piso Q :

$$Q = \frac{(\sum P_u) \Delta_o}{\sum V_u l_c} \geq 0.05 \text{ pórtico no arriostrado} \quad (TA4.5)$$

Donde $\sum P_u$ es la sumatoria de todas las cargas verticales mayoradas que actúan en el piso (debe ser tal que maximicen su valor), $\sum V_u$ es el corte en el piso que produce Δ_o , Δ_o , es la deflexión relativa por análisis de primer orden entre la parte superior y la inferior del piso, l_c es la longitud de la columna entre ejes.

En la siguiente Tabla TA4.1 se indica el proceso de cálculo de momentos mayorados por efectos p-delta local, cuando la estructura es no arriostrada.

Tabla TA4.1. Cálculo del efecto p-delta local cuando el pórtico es no arriostrado

Efecto p-delta local

DATOS

Geometría

bc=	0,25 [m]
hc=	0,20 [m]
altura piso (de eje a eje)=	3,06 [m]
lsin soporte lateral=	3,06 [m]

Nudo superior

(Sum Ic ef/Lc)/(Sum Iv ef/Lv)=	2,288 [u]
--------------------------------	-----------

Nudo Inferior

(Sum Ic ef/Lc)/(Sum Iv ef/Lv)=	0 [u]
--------------------------------	-------

Material

Ec=	2153811 [T/m ²]
-----	-----------------------------

Desplazamiento relativo elástico de piso

Δo=	0,046 [m]
-----	-----------

Cargas

Pu=	18,53 [T]
Sum Pu=	124,23 [T]
Vu permanente=	0,3 [T]
Vu máx=	3,4 [T]
Sum Vu=	31,26 [T]
Mu sin p-Δ=	2,28 [T-m]
Mu con p-Δ=	2,51 [T-m]

CÁLCULO

φm=	1,14
k=	1,38
βdns=	0,09
EI efectiva [T-m ²]=	132
Pc [T]=	73

Cm=	1
δ=	1,51
δMu con p-Δ=	3,79

Primer criterio

(Mu sin p-Δ)/(Mu con p-Δ)= 0,91 CONTINUAR

Segundo criterio

Q= 0,06 CONTINUAR

En esta Tabla TA4.1 se ha marcado con amarillo los datos a ingresar, con naranja el valor del coeficiente de mayoración de momento δ y, con rojo el momento mayorado. Los datos de desplazamiento relativo, de fuerzas axiales, cortante y momento se obtuvieron para la misma combinación de cargas. Tanto para cargas axiales como para cortantes, primero se colocaron los datos de la columna (P_u , V_u permanente, V_u máx) y luego los del piso (Sum P_u , Sum V_u) Luego se probaron dos criterios para determinar si se trata de un pórtico arriostrado o no. Ambos indican que se trata de un pórtico no arriostrado y, por tanto, el procedimiento a seguir es el PROCEDIMIENTO REVISADO. En éste, se calcula de manera diferente al procedimiento estándar ϕ_m , k y β_{dns} . $C_m = 1$. $EI_{efectiva}$, y P_c se calculan como siempre y, finalmente δ con la misma ecuación ACI318S-14: 6.6.4.5.2

Una ayuda adicional para determinar la importancia o no de los efectos p-delta es la determinación de la esbeltez de la columna.

De acuerdo con ACI 318S-14 **NO** es necesario calcular los efectos p-delta si:

Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22 \quad (\text{ACI 6.2.5a}) \quad (\text{TA4.6a})$$

Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (\text{ACI 6.2.5b}) \quad (\text{TA4.6b})$$

y

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 \quad (\text{ACI 6.2.5c}) \quad (\text{TA4.6c})$$

Donde $\frac{M_1}{M_2}$ es negativo si la columna está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

El radio de giro r puede calcularse como:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (\text{TA4.7a})$$

ó

$$r \approx 0.30 h_c \quad (\text{TA4.7b})$$

En la Tabla TA4.2 se ven los valores supuesta una columna rectangular:

Tabla TA4.2. Ecuaciones ACI 6.2.5

Ecuaciones ACI 6.2.5

DATOS

bc=	0.25	[m]
hc=	0.2	[m]
lu=	3.06	[m]
k=	1.38	
M1=	-2.51	[T-m]
M2=	5.69	[T-m]

CÁLCULOS

r=	0.058	[m]
k*lu/r=	73.1	[u]

ACI 6.2.5a (columnas no arriostradas)

$$73.1 \leq (?) \quad 22$$

CONSIDERE EFECTOS P-DELTA

ACI 6.2.5b (columnas arriostradas)

$$73.1 \leq (?) \quad 28.7$$

CONSIDERE EFECTOS P-DELTA

ACI 6.2.5c (columnas arriostradas)

$$73.1 \leq (?) \quad 40$$

En la Tabla TA4.2 se han calculado los valores de esbeltez como columna arriostrada o no. En este caso particular, la columna es esbelta para los dos casos. Nótese que los datos para la Tabla TA4.1 y la Tabla TA4.2 se obtuvieron de una estructura aporticada de 2 pisos y aproximadamente 60 m² por planta. Aparentemente, a pesar de que según la Tabla TA4.2 las columnas son muy esbeltas, la carga sobre ellas es tan pequeña, que los efectos p-delta apenas si tuvieron que ser considerados en la Tabla TA4.1.

3.4 DISEÑO POR CORTANTE

La ecuación de diseño básica es:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.6)$$

Donde V_u es el cortante actuante mayorado, ϕ es el factor de reducción de la resistencia de la columna por cortante, V_n es el cortante resistente, que usualmente consiste del cortante resistido por el hormigón V_c y el acero V_s .

En un diseño no sísmico, V_u se obtiene de las combinaciones de cargas últimas, y V_c se podría considerar simplemente como:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad [kgf, cm] \quad (3.7)$$

Donde f'_c es el esfuerzo característico del hormigón a los 28 días, b_w es la dimensión de la sección de la columna perpendicular al cortante y d es la altura efectiva de esta misma sección.

Por lo tanto, puede calcularse V_s y, usando la siguiente ecuación, la relación entre la cantidad de armadura transversal A_v y su espaciamiento s :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \quad (3.8)$$

Donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero.

Finalmente, puesto que s se obtiene de requisitos de confinamiento, se calcula A_v .

Este procedimiento tiene el atractivo de la sencillez. Sin embargo, **no puede ser aplicado en zonas sísmicas** porque falta un componente esencial, la condición que produce el mayor cortante a controlar. Si no se la considera, el procedimiento anterior está falseado en su base. En efecto, las cargas sísmicas que se usan para calcular V_u , en las combinaciones de cargas últimas, son cargas reducidas de las reales por el factor R que, como se conoce, en pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momentos es igual a 8. Entonces, cuando sobrevenga un sismo y genere cargas reales, el armado transversal sería completamente insuficiente y produciría una falla por cortante antes de que se pueda desarrollar la capacidad a flexión de la columna u otro elemento estructural. Por tanto es necesario calcular los cortantes que aparecen cuando se dan los mecanismos de colapso de viga y de columna que se explican más adelante.

Adicionalmente, también hay cambios en el factor ϕ y en el cálculo de, que a pesar de mantener la ecuación básica (3.7), se ha desarrollado y sofisticado mucho, tomando en cuenta dos factores adicionales.

El factor de reducción de la resistencia por cortante ϕ

En ACI 318S-14 [2], Tabla 21.2.1, Factores de reducción de resistencia ϕ , se indica que para cortante, ϕ es igual a 0.75, pero que se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.

Específicamente en 21.2.4.1 se indica que ϕ es 0.60 si “la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento”. Este sería el caso si el cortante último, obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan sismo, es menor que el cortante calculado suponiendo mecanismos de colapso.

El cortante resistido por el hormigón en columnas V_c

Los ciclos de cargas sísmicas producen esfuerzos de tracción y compresión sucesivos en una misma zona de la sección de una columna. Una zona, que previamente estuvo a tracción, podría ya estar dañada cuando le toque resistir compresión y, por lo tanto, presentar una menor resistencia. De hecho, el daño se acumula y puede progresar rápidamente. Entonces, es recomendable no tomar en cuenta al hormigón cuando se trate de resistir cortante generado por cargas sísmicas. Es decir:

$$V_c = 0 \quad (3.9)$$

ACI 318S-14 [2] en 18.7.6.2.1 indica que la ecuación anterior es válida si se cumplen simultáneamente las siguientes dos condiciones:

- El cortante último generado por las cargas sísmicas es mayor o igual al 50% del cortante total.
- La fuerza axial de compresión última, incluyendo cargas sísmicas, es menor que $\frac{A_g f'_c}{20}$, A_g en mm² y f'_c en MPa.

En caso contrario se tienen las siguientes ecuaciones:

En primer lugar, las dimensiones de la sección transversal deben cumplir con:

SISTEMA SI (esfuerzos en MPa)	SISTEMA MKS (esfuerzos en kgf/cm ²)	ECUACIÓN
$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}b_wd)$	$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_wd)$	ACI 22.5.1.2, (3.10)

V_c se calcula de acuerdo a ACI 318S-14 [2] en 22.5.6.1 con la siguiente ecuación básica:

SISTEMA SI (esfuerzos en MPa)	SISTEMA MKS (esfuerzos en kgf/cm ²)	ECUACIÓN
$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$	ACI 22.5.6.1, (3.11)

Donde N_u es la carga axial última y es positiva para compresión (en Newtons en el sistema SI y en kgf en el sistema MKS), A_g es el área gruesa de la sección de la columna (en mm² en el sistema SI y en cm² en el sistema MKS), λ es un factor para considerar hormigón ligero pero que en el caso del hormigón regular es igual a 1, f'_c es el esfuerzo característico del hormigón a los 28 días, b_w es el ancho de la sección, perpendicular a la dirección del cortante y, d es la altura efectiva de la sección.

Nótese que la ecuación (3.11) es similar a la (3.7) pero incluye dos efectos adicionales, la carga axial N_u y el factor λ .

El cálculo de V_u . Mecanismos de colapso de viga y columna

De acuerdo a las consideraciones anteriores, no basta obtener V_u de las combinaciones de diseño $V_{u, combinaciones}$, es también necesario calcularlo por consideraciones de capacidad.

En columnas hay dos mecanismos de falla que determinan la capacidad última de una columna (Computers and Structures Inc, ETABS2016., 2016): si las rótulas plásticas se forman en los dos extremos de la columna se puede calcular el cortante V_c^c (mecanismo de colapso de columna); en cambio, si éstas se forman en las vigas que llegan a la columna se calcula el cortante V_c^b (mecanismo de colapso de vigas).

V_u se calcula por tanto de la siguiente manera:

$$V_u = \text{mín}(V_c^c; V_c^b) \geq V_{u, combinaciones} \quad (3.12)$$

La Figura 3.1 muestra los dos mecanismos de colapso indicados:

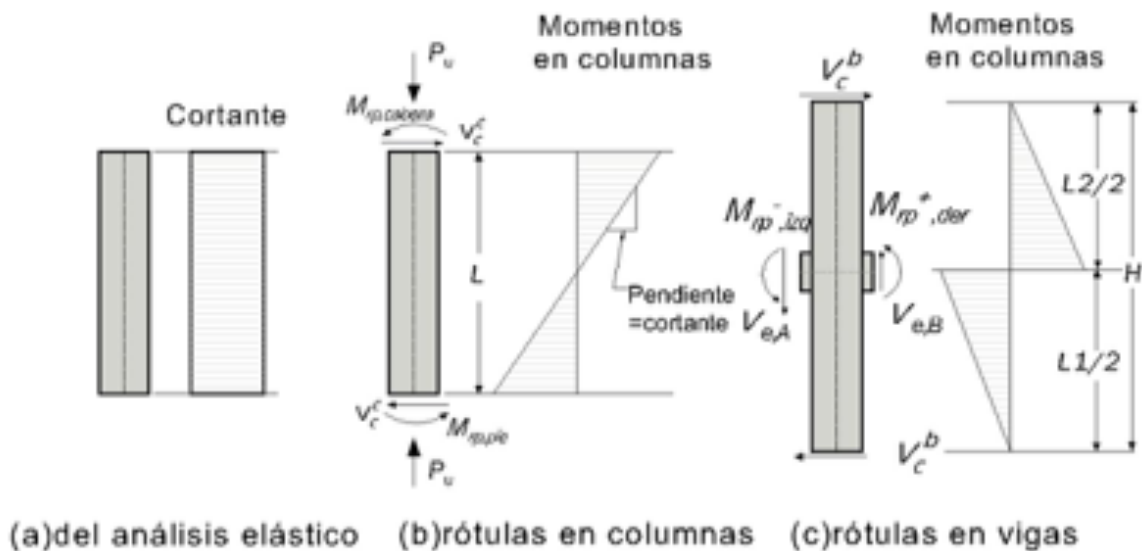


Figura 3.1. Mecanismos de colapso en columnas. Elaboración: Caiza, Pablo

De acuerdo a la Figura 3.1, los cortantes V_c^c y V_c^b se calculan como:

$$V_c^c = \frac{M_{rp,cabeza} + M_{rp,pie}}{L} \quad (3.13)$$

$$V_c^b = \frac{M_{rp-,izq} + M_{rp+,der}}{H} \quad (3.14)$$

Donde $M_{rp,cabeza}$ y $M_{rp,pie}$ son los momentos en la cabeza y pie de la columna calculados usando el diagrama de flexocompresión uniaxial, considerando el esfuerzo del acero igual $1.25f_y$; $\emptyset=1$ es la longitud libre de la columna; $M_{rp+,der}$ y $M_{rp-,izq}$ son momentos en las vigas cuando el acero inferior y superior de la viga fluye, respectivamente; H es la distancia entre puntos de inflexión en la columna, usualmente el promedio de las alturas de piso sobre y debajo del nudo analizado.

Finalmente, nótese que para determinar los momentos en los extremos libres de la columna $M_{rp,cabeza}$ y $M_{rp,pie}$, se determinan los valores máximo y mínimo de cargas axiales últimas P_u para combinaciones de sismo, se ingresa al diagrama carga axial - momento y se determina, dentro de este rango de cargas axiales, el máximo momento posible.

El cortante resistido por el acero V_s

Conocidos φ , V_c y V_u la ecuación general para calcular V_s es:

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \quad (3.15)$$

Con la ecuación (3.8) se calcula $\frac{A_v}{s}$ y, como ya se ha indicado, puesto que está determinado por consideraciones de confinamiento, se puede calcular A_v .

En este punto vale la pena anotar que según ACI 318S-14 [2] en 10.6.2.1 en todas las regiones donde $V_u > 0.5\emptyset V_c$ con dado por la ecuación (3.11), se necesita un área mínima de acero transversal. Esta área está dada por el mayor valor entre:

$$A_{v,min} \geq \left[0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}; 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right] \quad \text{ACI 10.6.2.2 (3.16)}$$

TEMA ADICIONAL 5

LA NORMA ECUATORIANA NEC-SE-HM Y EL DISEÑO POR CAPACIDAD

La norma NEC-SE-HM [7] en el numeral 5.2.2 indica que para el diseño del cortante que surge en flexo-compresión se debe cumplir:

$$\phi_s V_n \geq \phi^o V_E + 0.1 \mu V_{E,BASE} \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_c} \quad (TA5.1)$$

Donde ϕ_s es el factor de reducción de resistencia de cortante igual a 0.75, M_t^o y M_b^o son las capacidades de momento a flexión de la columna en su cabeza y pie, y H_c es la altura libre de la columna, otros parámetros serán explicados más adelante.

La ecuación TA5.1 indica que el cortante nominal reducido $\phi_s V_n$ debe ser mayor que el cortante generado por el mecanismo de colapso de vigas, $\phi^o V_E + 0.1 \mu V_{E,BASE}$, pero no necesita ser mayor que el cortante generado por el mecanismo de colapso de columnas, $\frac{M_t^o + M_b^o}{H_c}$. Es decir, que se trata del mismo tipo de cálculos hechos anteriormente en el Capítulo 4 para el diseño por cortante.

El cortante por el mecanismo de colapso de vigas necesita ser explicado con más detalle:

ϕ^o es el factor de sobrerresistencia de las vigas que se conectan con la columna. Según NEC-SE-HM [7] numeral 4.3.2b:

$$\phi^o = \frac{M_o^- + M_o^+}{M_{req}^- + M_{req}^+} \quad (TA5.2)$$

Donde M_o^- y M_o^+ son las capacidades de momento a flexión de la viga cuando su armadura superior y inferior están a tracción, respectivamente; M_{req}^- y M_{req}^+ son los momentos últimos obtenidos de las combinaciones de carga que producen tracción en fibra superior e inferior, respectivamente.

V_E es el cortante elástico obtenido de las combinaciones de carga que se analizan.

μ representa un factor de ductilidad. Según NEC-SE-HM en el numeral 4.3.2.c, es igual a $R/2$.

$V_{E,BASE}$ es el cortante elástico en la base de la columna.

Esta alternativa de cálculo de los cortantes debido al mecanismo de colapso de vigas, se basa en suponer que el cortante que aparece en la columna cuando fallan las vigas tiene la misma forma que el cortante elástico. Este es mayorado por la resistencia extra, sobrerresistencia debida a la cantidad real de acero que se colocó, y las resistencias efectivas tanto del acero como del hormigón. Además se adiciona un cortante de la base, en previsión de daño en este sitio.

Finalmente, en cuanto a flexo-compresión la NEC-SE-HM [7] en el numeral 4.3.2.a indica que los momentos últimos para el diseño no deberán ser menores a:

$$S_{CP} = \phi^o \omega_f S_E \quad (TA5.3)$$

Donde S_{CP} es el momento último para diseño, interpretándose aquí el subíndice “CP” como indicativo de “Collapse Prevention”, es decir prevención de colapso; ϕ^o factor de sobrerresistencia que ya se ha explicado previamente; ω_f es un factor de amplificación dinámica; S_E es el momento por carga sísmica en un análisis elástico.

El factor de amplificación dinámica para flexión ω_f debe aplicarse como se indica en la Figura TA5.1:

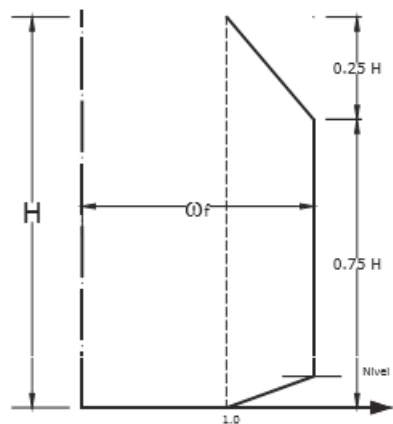


Figura TA5.1. Aplicación del factor ω_f a lo largo de la altura H de la estructura
(Fuente: NEC-SE-HM)

El valor de ω_f es:

$$\omega_f = 1.15 + 0.13 \left(\frac{\mu}{1.8} - 1 \right) > 1.15 \quad (TA5.4)$$

Donde μ es el factor de ductilidad que se ha explicado previamente.

Este límite inferior es una muestra más de la importancia de las cargas sísmicas y de la necesidad de considerar sobrerresistencia y amplificaciones dinámicas, para evitar una falla prematura de la columna.

Obsérvese que, en el caso de usar los resultados de un análisis modal, se podría dejar de lado el factor de amplificaciones dinámicas, pero no el de sobrerresistencia.

Este tipo de límites es considerado en el ACI 318S-14 [2] a través del factor Ω_o pero para pórticos resistentes a momentos intermedios. Para el caso de pórticos resistentes a momentos especiales, en este código la responsabilidad de asegurar un comportamiento sísmico adecuado descansa en el control de columna fuerte – viga débil.

3.5 EJERCICIO PARA DISEÑAR POR CORTANTE

Los datos de entrada son:

Datos			
Dimensiones columna			
h piso (m)	3.24		
h piso sup (m)	2.7		
Materiales			
f'c (kg/cm ²)	280		
fy (kg/cm ²)	4200		
Sección columna			
lx (cm)	40		
ly (cm)	55		
Armado longitudinal (mm)	4φ	20	
	6φ	18	
Recubrimiento (cm)	4		
Estribo (mm)	12		
Acciones internas			
P (T)	312	Combinación con carga sísmica (mayor valor)	
Alrededor eje X			
Mt=Mb (T-m)	64		
Alrededor eje Y			
Mt=Mb (T-m)	42		

Sección vigas			
Dirección X		Dirección Y	
b viga (cm)	40	b viga (cm)	35
h viga (cm)	50	h viga (cm)	50
d viga (cm)	44.2	d viga (cm)	44.2
As sup (cm ²)	14	As sup (cm ²)	12
As inf (cm ²)	10	As inf (cm ²)	10

Se observa que primero están datos de la geometría del problema, por ejemplo la altura de la columna del piso que se calcula y la del piso superior, materiales y secciones de columna y vigas en sentido X y Y. Tanto en el caso de columna y vigas se tiene también datos de armado. Luego, se encuentran los momentos resistentes máximos en pie y columna de la columna, por simplicidad se han calculado sólo los de la base de columna y se han supuesto iguales a los de cabeza. Estos usualmente se obtienen como el máximo valor entre un rango definido por las máximas y mínimas cargas axiales últimas, pero en este caso, se ha usado directamente el de la combinación con carga sísmica de mayor valor, porque coincide con el valor máximo buscado.

Los resultados son:

Cálculos

Columna		
h (m)	2.74	= alto libre col.
h _{prom} (m)	2.97	= alto promedio
dx (cm)	33.8	= altura efectiva en X
dy (cm)	48.8	= altura efectiva en Y
Asl (cm ²)	27.83	= área acero long. col.
ρ	0.013	= cuantía

Vigas			
Dirección X		Dirección Y	
M _{sup} (T-m)	29.65	M _{sup} (T-m)	25.46
M _{inf} (T-m)	21.76	M _{inf} (T-m)	21.55

Mecanismo de colapso No.1

$$V_{CM1} = \frac{(M_t + M_b)}{h_{libre}}$$

Mecanismo de colapso No.2

$$V_{CM2} = \frac{(M_{inf} + M_{sup})}{h_{prom}}$$

$$V_u \leq [V_{CM1}; V_{CM2}]$$

Dirección X	
VCM1 (T)	30.66
VCM2 (T)	17.31
V _u (T)	17.31
$V_u \leq \phi V_n$	
$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{\phi * f_y * dx}$	
φ	0.6
A _v /s	0.203

Dirección Y	
VCM1 (T)	46.72
VCM2 (T)	15.83
V _u (T)	15.83
$V_u \leq \phi V_n$	
$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{\phi * f_y * dy}$	
φ	0.6
A _v /s	0.129

Cantidad y espaciamiento son:

Espaciamiento de estribos

$$s \leq \left[\frac{b}{4}; 6db; s_o = 10 + \frac{35 - hx}{3} \right]$$

b (cm)	40
db (cm)	1.8

Dirección X	
hx (cm)	13.8

Dirección Y	
hy (cm)	14.20

b/4 (cm)	10
6db (cm)	10.8
So (cm)	15.0
s adoptado (cm)	7.5

Cantidad de estribos

$$\frac{Av}{s} \geq \left[0.3 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) * \frac{f'c * b}{fy}; 0.09 * \frac{f'c}{fy} * b \right]$$

Ag (cm ²)	2200
Ach (cm ²)	1504

Dirección X	
by (cm)	55.00
Av/s >=	0.51
	0.33
Av/s min	0.05
Av/s definit.	0.603
Av (cm ²)	4.52

Dirección Y	
bx (cm)	40
Av/s >=	0.37
	0.24
Av/s min	0.03
Av/s definit.	0.452
Av (cm ²)	3.39

4 ramas $\phi 12$ mm@7.5cm

3 ramas $\phi 12$ mm@7.5cm

Elaboración: Sofía Campaña

Nótese que para calcular la cantidad S_o se usó el menor valor entre hx y hy . Luego se escogió un espaciamiento que redujera la cantidad y tamaño de los estribos, 7.5 cms. Finalmente, se escogió un número de ramas de estribos, con diámetro de 12 mm, y se determinó que el valor Av/s definit. fuera mayor que el valor necesitado y sombreado en los cuadros anteriores.

Un problema semejante se resuelve de manera similar, pero con un formato diferente:

DISEÑO COLUMNAS POR CORTANTE

DATOS COL45X60

dx=	38.8	[cm]	lado paralelo al eje X
dy=	53.8	[cm]	lado paralelo al eje Y
h=	2.56	[m]	altura libre
hpromedio=	3.06	[m]	altura promedio 2 pisos
Asl=	27.8	[cm ²]	4D20+6D18
f'c=	280	[kg/cm ²]	
fy=	4200	[kg/cm ²]	
Pu=	342	[tonf]	

DIR X			DIR Y		
bviga=	40	[cm]	bviga=	45	[cm]
dviga=	44.2	[cm]	dviga=	44.2	[cm]
As sup=	16	[cm ²]	As sup=	18	[cm ²]
As inf=	10	[cm ²]	As inf=	14	[cm ²]

RESULTADOS

Mcol t=Mcol b=	64	[tonf-m]	Mcol t=Mcol b=	49	[tonf-m]
Vu1(col)=	38.3	[tonf]	Vu1(col)=	50.0	[tonf]
Mviga sup=	33.4	[tonf-m]	Mviga sup=	37.6	[tonf-m]
Mviga inf=	21.8	[tonf-m]	Mviga inf=	30.0	[tonf-m]
Vu2(vigas)=	18.0	[tonf]	Vu2(vigas)=	22.1	[tonf]

Vu definitivo=	18.0	[tonf]	Vu definitivo=	22.1	[tonf]
Av/s=	0.18	[cm]	Av/s=	0.16	[cm]

ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

lado menor col=	40	[cm]			
db=	1.8	[cm]			
DIR X		DIR Y			
hy=	15.8	[cm]	hx=	16.3	[cm]

RESULTADOS ESPACIAMIENTO

hdefinitivo=	15.8	[cm]
lado/4=	10.0	[cm]
6db=	10.8	[cm]
so=	15.0	[cm]

s=	10.0	[cm]
s escogido=	7.5	[cm]

CANTIDAD DE ESTRIBOS

Ag=	2700	[cm ²]			
Ach=	1924	[cm ²]			
DIR X		DIR Y			
by=	60	[cm]	bx=	45	[cm]

RESULTADOS CANTIDAD DE ESTRIBOS

DIR X			DIR Y		
$0.3(Ag/Ach-1)f'c/fy*b=$	0.48	[cm]	$0.3(Ag/Ach-1)f'c/fy*b=$	0.36	[cm]
$0.09f'c/fy*b=$	0.36	[cm]	$0.09f'c/fy*b=$	0.27	[cm]
Av/s min=	0.48	[cm]	Av/s min=	0.36	[cm]

Av/s definitivo=	0.48	[cm]	Av/s definitivo=	0.36	[cm]
------------------	------	------	------------------	------	------

Av=	3.6	[cm ²]	Av=	2.7	[cm ²]
-----	-----	--------------------	-----	-----	--------------------

Nótese que para calcular, por ejemplo, Vu1 en sentido X, se usaron los momentos en pie y cabeza de columna alrededor del eje Y.

TEMA ADICIONAL 6

COLUMNAS CORTAS (CAPTIVE COLUMNS)

Es una modificación accidental en la configuración estructural original de una columna, de forma que la distancia vertical libre entre vigas o losas soportadas por la columna, se ve disminuida por un elemento, generalmente no estructural, que limita la capacidad de la columna de deformarse libremente en el sentido lateral (Meli, 2011).

En este caso, las fallas por cortante, desgarramientos transversales que se muestran con fisuras que forman una X debido a los ciclos sísmicos en una y otra dirección, frágiles y peligrosas, son usuales cuando la altura libre de la columna por presencia de elementos no estructurales es menor a la mitad de la altura de la columna entre borde inferior y superior de las vigas en cabeza y pie. Por ejemplo, en el caso de un alto de columna entre vigas típico de 2.40 m, podría haber una falla frágil de cortante si la ventana adyacente tiene menos de 1.20 m de alto.

La Figura TA6.1 muestra fotografías de columnas que fallaron por el sismo de 16 de abril de 2016.



Figura TA6.1: Columna corta, falla por cortante (Fuente: varias, sismo de Pedernales 2016)

La Figura TA6.2 muestra el cambio en la distribución de cortantes a lo largo de la columna debido a la presencia de la mampostería.

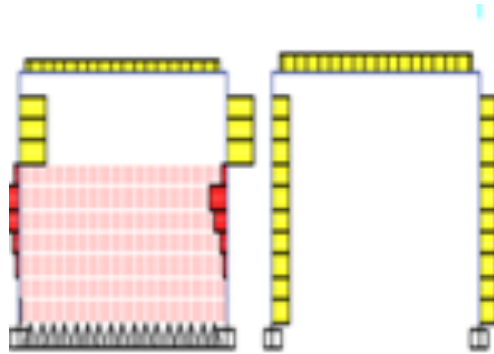


Figura TA6.2: Distribución de cortantes ante cargas laterales en pórtico con y sin mampostería.
Fuente: Caiza, Pablo y Viera, Paulina; 2018

La mampostería restringe el movimiento de la columna y genera un comportamiento en el que ésta podría alcanzar su máxima capacidad a flexión tanto en la unión con la viga como en la unión con la mampostería, como se observa en la Figura TA6.3.

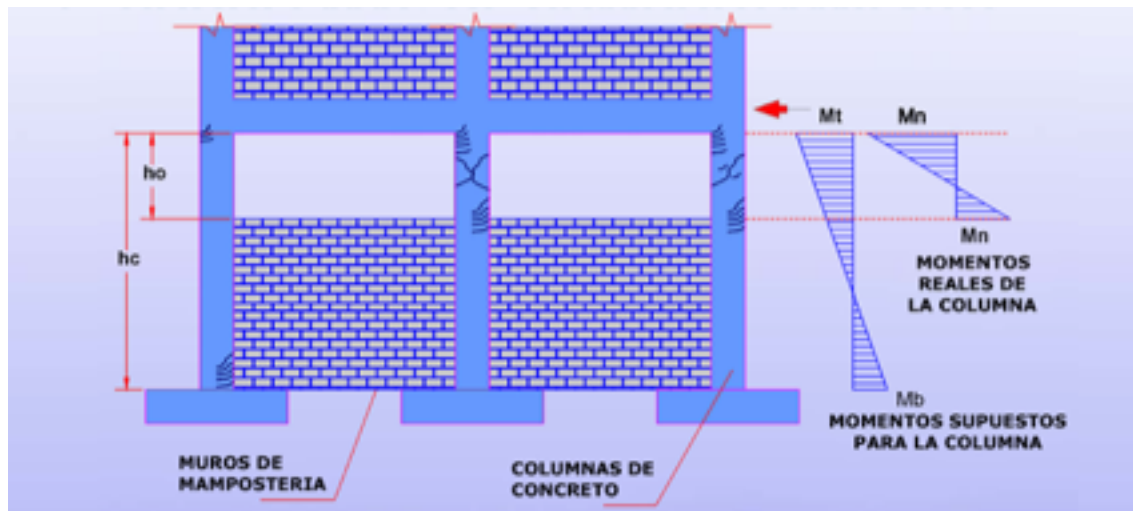


Figura TA6.3: Distribución de momentos

Se observan mayores momentos debido a la presencia de la mampostería, adicionalmente una luz libre de la columna muy pequeña. Por tanto, el cortante V , que se calcula como se indica a continuación (Beauperthuy), será muy alto:

$$V = \frac{M_{sup} + M_{inf}}{h_0} \quad (TA6.1)$$

Donde M_{sup} y M_{inf} son los momentos en los extremos de la luz libre de la columna disminuida por la mampostería y que podrían ser los momentos máximos resistentes.

Diferentes estudios experimentales tales como el de la Universidad de Texas en Austin (Umehara, 1982) han mostrado algunas características importantes de las columnas cortas:

- a) Las cargas axiales moderadas aumentan la resistencia y rigidez de las columnas.
- b) Las cargas cíclicas aceleran la degradación de la columna.
- c) La resistencia de las columnas a esfuerzos cortantes es prácticamente insensible al espaciamiento de estribos, es decir la resistencia a corte depende exclusivamente del hormigón.
- d) Las columnas muestran respuestas histeréticas inestables.

Existen diferentes alternativas para evitar la columna corta tales como las expuestas por la Universidad de los Andes en Bogotá (Guevara, 2001):

- I Separar el muro no estructural de los costados de las columnas. La separación debe tener una dimensión mínima horizontal equivalente al 1.5 por ciento de la altura libre del entre piso. El muro de mampostería debe estar reforzado y amarrado para evitar se vuelque al verse sometido a fuerzas laterales perpendiculares a su propio plano.
- II Reducir la longitud de las ventanas. Pórticos con luces de hasta 4 m: adicionar paneles con un ancho mínimo igual a dos veces el alto de la luz libre de la columna cautiva.
- III Reducir la longitud de las ventanas. Pórticos con luces mayores a 4m: ancho mínimo del panel adicional $a=(L*h)/H$, L =luz libre de la viga, h =altura libre de la columna con mampostería, H =altura libre de la columna sin mampostería.

La solución I elimina completamente el problema de la columna corta. Tómese en cuenta, sin embargo, que si no se deja el espaciamiento indicado, se corre el riesgo de que la mampostería todavía golpee a las columnas, como se ha documentado en ensayos realizados por la Pontificia Universidad Católica de Perú (San Bartolomé, Rivera, Durán, Muñoz, & Quiun, 1998).

La norma ecuatoriana NEC_SE_HM en el numeral 4.3.5 también hace referencia a que las columnas cortas son casos no deseados (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM, 2014). Si son inevitables sugiere 3 requisitos de diseño:

- El espaciamiento máximo entre los estribos deberá ser igual a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal, sin exceder 100 mm, y en toda la altura de la columna corta. Este es un requerimiento que se contrapone a lo indicado previamente.

- Se realizará un diseño por capacidad de estos elementos y se verificará que la capacidad de distorsión del edificio sea similar a la del edificio sin columna corta. Este requisito podría interpretarse como aceptar que la columna no resiste cortante y que, por lo tanto, hay que verificar que la estructura sin esta columna no tenga daño excesivo.
- Si la altura de la columna corta es menor a cuatro veces la dimensión de la sección de la columna en la dirección de las fuerzas sísmicas, ninguna combinación de cargas puede producir fuerzas axiales mayores que $0.20 \cdot f'_c \cdot A_g$. Este requisito definiría el alto crítico de una columna corta y la necesidad de controlar las cargas axiales.

TEMA ADICIONAL 7

LA ESCALA DE INTENSIDAD MODIFICADA DE MERCALLI (MMI) Y UNA PRIMERA APROXIMACIÓN A LAS CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO

En el desarrollo de los límites de movimiento del suelo y los requerimientos de diseño para las varias categorías de diseño sísmico se consideró una escala de intensidad modificada de Mercalli equivalente (ASCE/SEI 7-16, 2016). En forma muy general:

Tabla TA11.1: Algunos grados de la escala de intensidad modificada de Mercalli

GRADO MMI	DAÑO	CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO (para estructuras ordinarias)
V	No hay realmente daño	A
VI	Daño no estructural ligero	B
VII	Daño no estructural peligroso	C
VIII	Daño peligroso en estructuras susceptibles	D
IX	Daño peligroso en estructuras robustas	E

Por ejemplo, en una zona donde se esperan sismos con grados de intensidad VIII, es decir los que producen daño peligroso en estructuras susceptibles, el grado de detallamiento sísmico o mejor la categoría con la que se debe construir es la D. Nótese que el grado más exigente de diseño es el E.

Puesto que la escala MMI es cualitativa por naturaleza, la correlación que muestra la Tabla TA11.1 es más o menos válida, dependiendo de los valores numéricos que se le asignen a la escala MMI. De forma aproximada a cada grado corresponde el doble de valor. Por tanto, la relación entre la escala MMI y el sismo de diseño no es simple.

Vale la pena resaltar que lo se busca es que, ante el nivel llamado máximo sismo considerado, las estructuras con categoría de diseño A no verán sismos destructivos de elementos estructurales, mientras que las de categoría D verán sismos que pueden destruir estructuras vulnerables.

CAMPUS SANGOLQUÍ, UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE.

Fuente: Caiza, Pablo, 2018.

EDIFICIO ADMINISTRATIVO



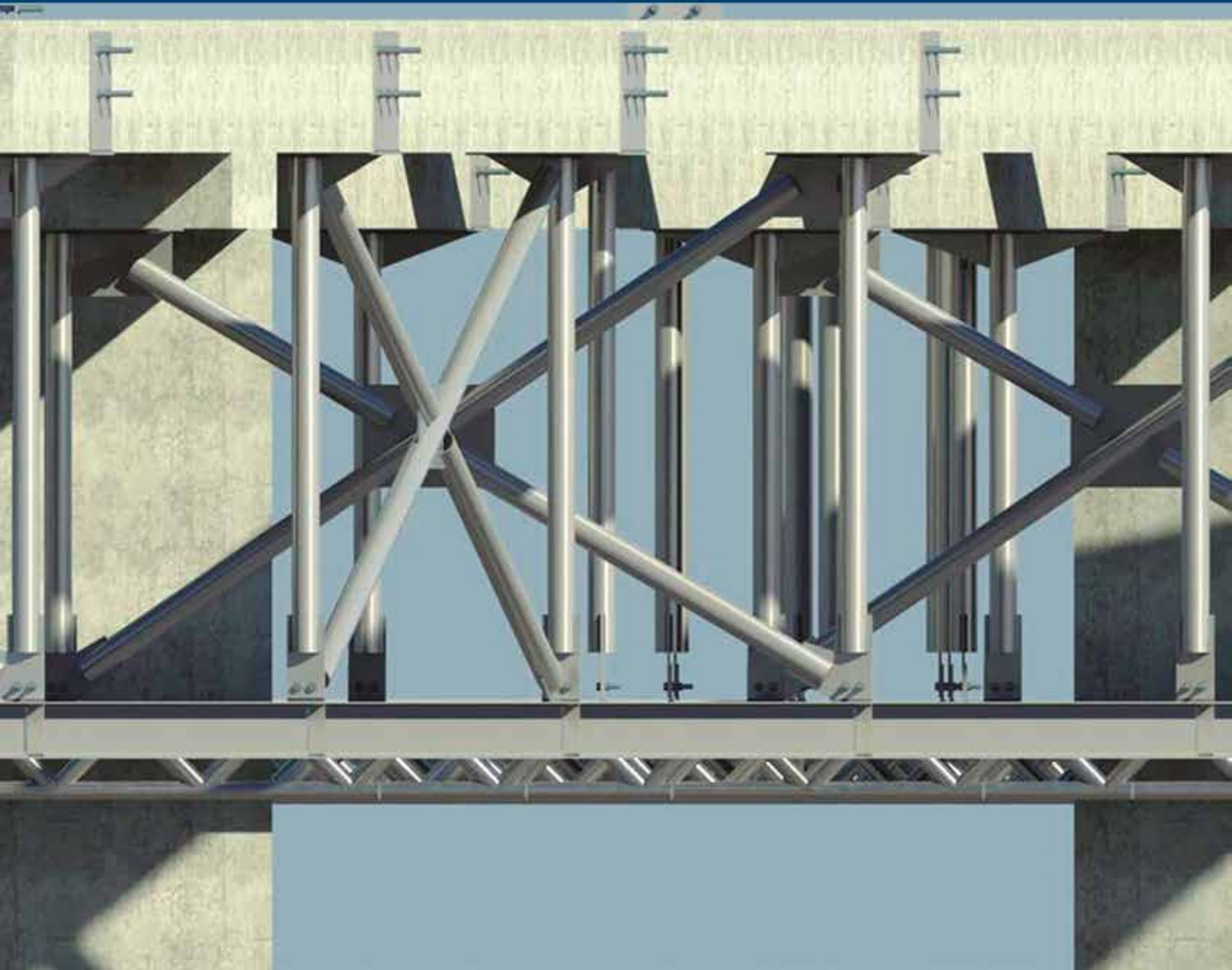
Diseño arquitectónico: Arq. Hugo Ayala. Diseño estructural: Ing. Pablo Caiza (2004)
BIBLIOTECA ALEJANDRO SEGOVIA



Diseño arquitectónico: Arq. Hugo Ayala. Diseño estructural: Ing. Pablo Caiza (1998)

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES



4.1 INTRODUCCIÓN

Los muros son elementos volumétricos con dos de sus dimensiones mucho más grandes a la tercera. Además, el plano formado por estas dos dimensiones es vertical. Está sometido a diferentes cargas que pueden ser analizadas en dos grupos: dentro del plano del muro y fuera de él.

Ante cargas fuera del plano, el comportamiento del muro depende de sus apoyos: en cantiliver (a), simplemente apoyado (b) o como losa bidireccional (c) (Ortega García, 2015), lo que se indica en la Figura 4.1.

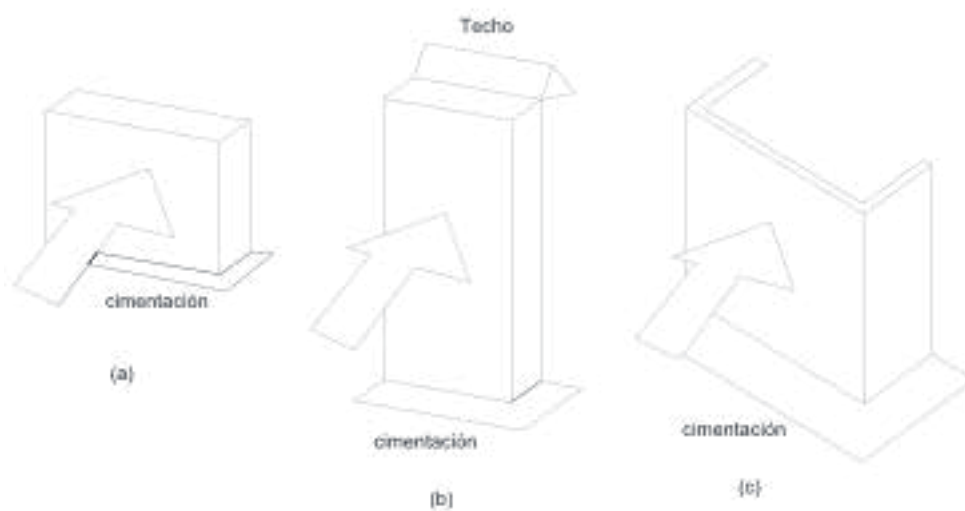


Figura 4.1. Comportamiento estructural de un muro ante cargas fuera del plano
Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018

Sin embargo, las cargas dentro del plano pueden considerarse como las más importantes, ya que es en este plano donde el muro genera la mayor resistencia y por tanto es más útil. En el capítulo 1 ya se indicó la importancia de los muros para reducir las derivas de piso ante cargas sísmicas y, por tanto, los efectos p-delta, que son los que llevan al colapso de las estructuras. En este capítulo se resaltarán sobre todo este tipo de cargas.

Se revisarán configuraciones en planta y elevación adecuadas para resistir fundamentalmente cargas sísmicas. También se pondrá énfasis en el comportamiento no lineal y en la necesidad de asegurar un comportamiento apropiado del material en los extremos críticos de los muros. Esto se logra básicamente a través de: confinamiento del hormigón y anclaje de las varillas de acero.

Vale la pena notar que, debido a que absorben una parte importante de las cargas horizontales por medio del cortante, se les conoce como muros de cortante. Sin embargo,

están sometidos adicionalmente a cargas axiales y momentos flectores, por lo que en la actualidad se los llama muros estructurales (American Concrete Institute, 2015).

Si la carga axial y el comportamiento a compresión es dominante, existe un método, denominado simplificado, que bajo ciertas limitaciones, facilita su cálculo.

En el caso general, con carga axial, momento y cortante, el espesor del muro se establece por consideraciones de rigidez y estabilidad, en tanto que el armado mínimo, tanto longitudinal como transversal, se determina inicialmente por consideraciones de cortante pero luego se chequea la necesidad de valores mayores por flexo-compresión. Para la flexo-compresión, se sigue el mismo procedimiento delineado en el capítulo anterior para columnas incluyendo la mayoración de los momentos por efectos p -delta. Sin embargo, se presentará un método adicional simplificado.

Por otro lado, es importante notar las dificultades geométricas de su análisis. En elevación los muros pueden tener aberturas para puertas y ventanas y, en planta, diferentes configuraciones geométricas. Por tanto, el uso de elementos finitos es esencial para su análisis (Computers and Structures Inc, ETABS., 2016). Sin embargo, aún en estos casos, muchas veces el análisis puede facilitarse ya que por ejemplo las aberturas de puertas y ventanas siguen patrones regulares que permiten intuir la función de cada elemento finito como parte de un soporte horizontal o vertical.

4.2 MUROS TRABAJANDO FUNDAMENTALMENTE A COMPRESIÓN

En un país sísmico como el Ecuador, es difícil imaginar algún muro cuyo diseño se base tan sólo en la compresión. Sin embargo, en zonas de pendientes, es necesario realizar cortes y surge la posibilidad de transferir las cargas horizontales, a través de una losa trabajando como diafragma, directamente al suelo, sin mayor influencia de los muros. En este caso, sobre todo los muros interiores se diseñarían fundamentalmente a compresión.

Espesor y cuantías de armado del muro a compresión

En ACI318S-14 (American Concrete Institute, 2015) se indican espesores (Tabla 11.3.1.1) para muros denominados de carga, no portante y exteriores de sótanos y cimentaciones. Los datos que siguen se refieren al muro de carga calculado mediante el método simplificado.

El muro a compresión debe cumplir:

1. $10 \text{ cms} \geq h \geq \frac{l}{25}$ donde h es el espesor del muro y l es el menor valor entre la longitud y la altura no apoyadas del muro.

2. Debe tener armadura vertical y horizontal.

a. $\rho_{\text{vertical}} \geq 0.0012$

b. $\rho_{\text{horizontal}} \geq 0.0020$

c. En muros con $h \geq 25$ cms usar dos capas de armadura

Las cuantías indicadas son para acero con esfuerzo de fluencia menor o igual a 420 MPa, para varillas con diámetros menores o iguales a 16 mm y para $V_u \leq 0.5V_c$, en el plano del muro.

Respecto al espaciamiento del refuerzo, tanto el horizontal como el longitudinal, cumple con ser el menor entre $3h$ y 450 mm. Adicionalmente, el espaciamiento del refuerzo longitudinal tampoco debe exceder $l_w/3$, y el del horizontal $l_w/5$.

Método simplificado para muros trabajando fundamentalmente a compresión

Para usar el método simplificado hay las siguientes restricciones (American Concrete Institute, 2015):

1) La resultante de las cargas debe estar ubicada en el $1/3$ central del espesor del muro.

2) El ancho efectivo soportante de cada reacción no debe exceder de la distancia centro a centro entre las reacciones, ni el ancho del apoyo + 4 veces el espesor del muro.

3) El muro debe estar anclado al piso, a columnas u otros elementos de la estructura.

4) $P_u \leq \phi P_{nw}$

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad \text{ACI 318S-14 11.5.3.1} \quad (4.1)$$

Donde $\phi = 0.65$, f'_c , es el esfuerzo característico del hormigón a compresión, A_g es el área de la sección de muro igual a su espesor por el ancho efectivo del punto 2) anterior, l_c es el alto del muro centro a centro de los apoyos inferior y superior, h es el espesor total del muro.

k para muros arriostrados:

- Con restricción en la rotación en 1 o 2 extremos: 0.8

- No restringido en la rotación en ambos extremos: 1.0

k para muros no arriostrados: 2.0

Diseño por cortante

Para el diseño de fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, se tiene

$$V_u \leq 0.5 \phi V_c \quad (4.2)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} h d \quad (4.3)$$

Donde d debe considerarse igual a $0.8l_w$, es decir el 80% de la longitud del muro
Para el diseño de fuerzas cortantes horizontales fuera del plano del muro, se tiene

$$V_u \leq \phi V_n \quad (4.4)$$

el cortante nominal V_n debe calcularse como:

$$V_n = V_c + V_s \leq 2.6\sqrt{f'_c} hd \quad (4.5)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} hd \quad (4.6)$$

Luego,

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4.7)$$

Donde d debe considerarse igual a $0.8l_w$, s es el espaciamiento del área de acero por cortante A_v , y f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Diseño de muros a compresión

Se tiene un muro pequeño de hormigón armado, $f'_c/f_y=240/4200$ kgf/cm². En el muro se apoyan vigas prefabricadas con una carga permanente de 27 tonf y una carga temporal de 11 tonf. El muro está enterrado en parte de su longitud, por lo que tiene dos alturas: 3.24 m y 3.10 m. La base de las vigas prefabricadas es de 0.20 m y la distancia entre centros de estas vigas es de 1 m. Determinar el espesor y el armado del muro.

DATOS		
f'_c	240.000	kgf/cm ²
f_y	4200.000	kgf/cm ²
PD	27.000	Tonf
PL	11.000	Tonf
h _I	3.240	m
h _{II}	3.100	m
l	3.240	m
b VIGA	0.200	m
C.C	1.000	m
k (arriostr)	0.800	---

Primero se determina el alto de cálculo del muro, para lo que se busca el mayor valor de altura. A continuación se calcula el espesor del muro. Luego, la carga axial última de cada viga prefabricada, esto para compararla con la carga nominal de aplastamiento.

Más tarde, también se compara la carga última del muro con su capacidad resistente en el diseño básico de flexo-compresión. Finalmente, se calculan las armaduras vertical y horizontal, a partir de las cuantías mínimas. Para esto, se calcula el área de acero por metro de longitud, se escoge un diámetro de varilla, se determina el número necesario de varillas y el espaciamiento y se chequea que cumpla con valores mínimos y máximos.

ESPESOR DEL MURO			
$\hat{Q} \frac{H}{\alpha} \dot{u}L$	0.130		m
tw ADOPTADO	0.200		m

CARGAS ULTIMAS			
$\hat{C}vi$	1.2D+1.6L	50.000	Tonf

APLASTAMIENTO			
$\hat{I}CD$	$MTC \hat{M}C \dot{u} VII \dot{u} wiii \dot{u} III \dot{u} TSM \dot{u} F$		
$\hat{I}CD$	53.040		Tonf
$\hat{C}vi$	$\hat{I}CD$		OK

ANCHO COPERANTE		
	1.000	m

DISEÑO POR FLEXO-COMPRESION		
$\hat{I}CDviii$	$MTC \dot{u} \hat{I} \dot{u} VII \dot{u} \hat{O} \hat{F} VII \dot{u} H \left(\frac{XIII \dot{u} LIV}{\dot{u} \dot{u} IX} \right)$	
$\hat{I}CDvii$	143.453	Tonf
$\hat{C}vi$	$\hat{I}CDvii$	OK

ARMADURA		
As VERTICAL	2.400	cm ² /m
As HORIZONTAL	4.000	cm ² /m

ARMADO	N.	N. ADOP	Ø mm	@ cm	@ ADOP
HORIZONTAL	3.537	4	12.000	25.000	25
VERTICAL	2.122	3	12.000	33.333	35

Elaboración: Michael Castillo

En el siguiente ejemplo se plantea un problema similar al anterior, pero con una presentación más corta de los resultados.

Diseñar un muro que soporte vigas prefabricadas separadas a 1.5 m. El ancho del apoyo de cada viga es de 25 cms, el muro está restringido a rotación en su tope y empotrado en su base.

Datos adicionales: $f'c/fy=240/4200$ kgf/cm², peso de las vigas $P_D=25$ tonf, $P_L=8$ tonf, alto no apoyado del muro 3.06 m.

MÉTODO SIMPLIFICADO MUROS A COMPRESIÓN
DATOS

Separación de reacciones=	1.5	[m]
Ancho de apoyo de cada reacción=a=	0.25	[m]
Longitud no apoyada del muro=	3.06	[m]
k=	0.8	
f'c=	240	[kgf/cm ²]
fy=	4200	[kgf/cm ²]
PD= reacción permanente=	25	[tonf]
PL= reacción temporal=	8	[tonf]

SOLUCIÓN
Espesor del muro

h=	0.12	[m]
h escogido=	0.15	[m]

Cargas últimas

Pu=1.2Pd+1.6Pl=	42.8	[tonf]
-----------------	------	--------

Resistencia de aplastamiento del muro

Raplast= $\phi * 0.85 * f'c * h * a$	49.7	[tonf]
--------------------------------------	------	--------

49.7 >? 42.8 OK

Ancho colaborante efectivo=	0.85	[m]
-----------------------------	------	-----

Resistencia de diseño del muro

$\phi P_{nw} =$	80.9	[tonf]
-----------------	------	--------

80.9 >? 42.8 OK

Cálculo del acero

Separación máxima=	0.45	[m]
d varilla vertical=	1.2	[cm]
d varilla horizontal=	1.2	[cm]
As vertical /m=	1.8	[cm ² /m]
As horizontal/m=	3	[cm ² /m]
s vertical calculada=	62.8	[cm]
s horizontal calculada=	37.7	[cm]
s vertical escogida=	45	[cm]
s horizontal escogida=	35	[cm]

En esta tabla los casilleros de datos se resaltan con fondo amarillo.

Vale la pena indicar que suponiendo un diámetro de las varillas de 12 mm, se calcula cuántas son necesarias y con qué espaciamiento, el que se chequea que cumpla con valores mínimos y máximos.

4.3 MUROS EN ZONAS SÍSMICAS

El interés de este libro en el uso de muros se debe a su capacidad para disminuir las derivas de piso y por tanto los efectos p-delta debidos a cargas sísmicas. Las notas que siguen están basadas en diferentes fuentes de las que vale la pena resaltar los códigos ACI318 S-14 (American Concrete Institute, 2015), ASCE7-16 (ASCE/SEI 7-16, 2016), ASCE SEI 41-13 (ASCE-SEI, 2013) y, en el folleto “Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams” (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012), que constituyen el estado del arte en los Estados Unidos de Norteamérica.

Es necesario empezar con algunas definiciones, resaltar la importancia de los muros para reducir las derivas de piso, tipos de muros, motivos por los que se escogen como sistema resistente, y también algunas limitaciones que exigen el trabajo en equipo de las personas encargadas de su diseño y construcción.

Como se ha indicado ya, los muros que resisten combinaciones de cortantes, momentos y cargas axiales se denominan muros estructurales. Un muro estructural especial es aquel que satisface los requerimientos de ACI 318, Capítulo 18 en la versión 2014 (American Concrete Institute, 2015), cuyo propósito es obtener resistencia y resiliencia necesarios para **soportar los efectos sísmicos** en edificios asignados a las categorías de diseño sísmico que representan mayor riesgo. Según ASCE/SEI 7-16 estas categorías con mayor riesgo se denominan D, E y F (ASCE/SEI 7-16, 2016). Nótese que, en general, el riesgo está relacionado con el nivel de amenaza sísmica, el tipo de suelo, el tipo de ocupación y uso de la edificación.

Los muros estructurales son elementos relativamente rígidos y voluminosos que afectan significativamente el comportamiento estructural y la concepción arquitectónica de un edificio. Por tanto, su tamaño y ubicación deben estudiarse no sólo para soportar adecuadamente las cargas a las que se someterá el edificio durante su vida útil sino que, adicionalmente, de forma que no perturben los requerimientos arquitectónicos del proyecto estructural.

En edificios relativamente bajos, los muros son sólidos y trabajan junto con pórticos. Pero pueden reemplazar completamente a los pórticos. En este caso están perforados por las aberturas para ventanas y puertas. En edificios más altos, usualmente los muros trabajan junto a pórticos. Regularmente se extienden a todo el alto del edificio como cantilivers sostenidos en la cimentación. Algunos muros aislados pueden ser conectados por medio de vigas de acople, para producir sistemas más rígidos. Un sistema estructural, tal como el de muros estructurales especiales, es escogido por consideraciones de

desempeño sísmico, funcionalidad, facilidad de construcción y costo. En edificios bajos y medianos, este sistema es comparable con otros tales como los pórticos especiales resistentes a momentos, que son los usualmente empleados en Ecuador. Sin embargo, los muros estructurales son indispensables donde, por limitaciones arquitectónicas tales como altura de piso, no hay espacio suficiente para vigas descolgadas. Los cajones de escaleras y los ductos de los elevadores son el lugar obvio para los muros estructurales, porque satisfacen tanto la necesidad de confinamiento de los ductos verticales como la de proveer resistencia axial y lateral a la estructura en su conjunto. Sin embargo, debe procurarse que su ubicación no produzca torsión en planta.

ASCE 7-16 impone límites de altura para edificios donde el sistema estructural resistente a cargas sísmicas está constituido exclusivamente por muros estructurales especiales (ASCE/SEI 7-16, 2016). Estos límites son: 50 metros para las categorías de diseño sísmico D y E, y 30 metros para la categoría F. Aumentan a 75 y 50 metros respectivamente, en el caso de no existir irregularidades torsionales extremas y de que el cortante en cualquier eje de muros no excede el 60% del cortante de piso. No hay límite para un sistema dual, compuesto por muros y pórticos especiales resistentes a momentos que absorban al menos el 25% de las fuerzas sísmicas.

TEMA ADICIONAL 8

CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO (CDS)

ASCE-7-16 (ASCE/SEI 7-16, 2016) establece 5 categorías de diseño sísmico CDS por medio de las que se definen los requerimientos de diseño mínimos de una estructura. Estas categorías se denominan A, B, C, D y E ó F. Se establecen de acuerdo a las características del espectro de diseño sísmico, específicamente de los parámetros S_{Ds} y S_{D1} , que corresponden a la aceleración espectral para periodos cortos y para un periodo de 1 seg, respectivamente, y de las categorías de ocupación de las edificaciones, que según ASCE7-16 son cuatro y se denominan I, II, III y IV. I son edificaciones sin mayor riesgo a la vida, II otras, III ocupación especial y IV esenciales. Estas categorías son semejantes a las NEC15 con las que se determina el factor de importancia en el análisis sísmico. La Tabla TA11.1 muestra la categoría de diseño sísmico a la que corresponde una edificación dependiendo de S_{Ds} , de S_{D1} y de la categoría de ocupación y que se corresponde con las Tabla 11.6-1 y 11.6-2 de ASCE7-16.

Tabla TA11.1. Categorías de diseño sísmico

SDS vs. Ocupación de las edificaciones	SD1 vs. Ocupación de las edificaciones	I	II	III	IV
$S_{Ds} < 0.167$	$S_{D1} < 0.067$	A	A	A	A
$0.167 \leq S_{Ds} \leq 0.33$	$0.067 \leq S_{D1} \leq 0.133$	B	B	B	C
$0.33 \leq S_{Ds} \leq 0.50$	$0.133 \leq S_{D1} \leq 0.20$	C	C	C	D
$0.50 \leq S_{Ds}$	$0.20 \leq S_{D1}$	D	D	D	D

Fuente: ASCE7-16

La CDS se determina usando S_{Ds} y luego S_{D1} . De estos dos resultados, se escoge la categoría más severa. Nótese que no se depende del periodo de vibración de la estructura. La CDS E se usa para estructuras con categorías de ocupación I, II y III cuando la aceleración espectral para el sismo máximo considerado para periodos de 1 segundo, S_1 , es mayor o igual a 0.75. Se usa la F para la categoría de ocupación IV si $S_1 \geq 0.75$.

Hay algunas observaciones respecto a estas asignaciones de CDS. En primer lugar, el uso del factor S_{D1} que permite incluir los efectos de sismos cercanos. Nótese que los criterios de diseño en las categorías E y F procuran específicamente proveer un aceptable comportamiento ante este tipo de sismos. Sin embargo, la NEC15 no incluye estos efectos por sismos cercanos. Por otra parte, las CDS no dependen del periodo de la estructura. Una razón fundamental es la dificultad de estimar correctamente el periodo

de vibración de una estructura. Entonces, se prefiere asignar la CDS de acuerdo a la más crítica usando las vibraciones de periodo corto o periodo largo. Otra razón es el deseo de simplificar las regulaciones de edificios requiriendo que todos los edificios sobre un suelo determinado en una región particular tengan la misma CDS sin considerar el tipo estructural. De esta forma, las CDS serían la base para regularizar en una comunidad la selección del sistema estructural y de los componentes no estructurales. Sin embargo, debido al impacto económico de diseñar una estructura como tipo D, o con menor (C) o mayor categoría (E), existe la posibilidad de usar sólo el parámetro S_{Ds} si la edificación es confiablemente de periodo corto.

TEMA ADICIONAL 9

COMPORTAMIENTO ESPERADO DE ACUERDO A LA CATEGORÍA DE OCUPACIÓN Y AL NIVEL DE MOVIMIENTO DEL SUELO

La NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014) en 4.2.3 indica el comportamiento estructural esperado de la siguiente forma:

Tabla TA.8.1. Comportamiento elementos estructurales y no estructurales según NEC-SE-DS

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.02300
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Fuente: Tabla 8 NEC-SE-DS

Se entiende que este comportamiento corresponde a estructuras ordinarias y que la tabla está ordenada en filas respecto a los sismos frecuente, de diseño y máximo considerado.

ASCE7-16 (ASCE/SEI 7-16, 2016) da información más detallada en que se relacionan 4 niveles de comportamiento (operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso) con 3 sismos (frecuente, de diseño y máximo considerado). Además indica 3 categorías de ocupación (ordinaria, II; alta ocupación, III; y esencial, IV).

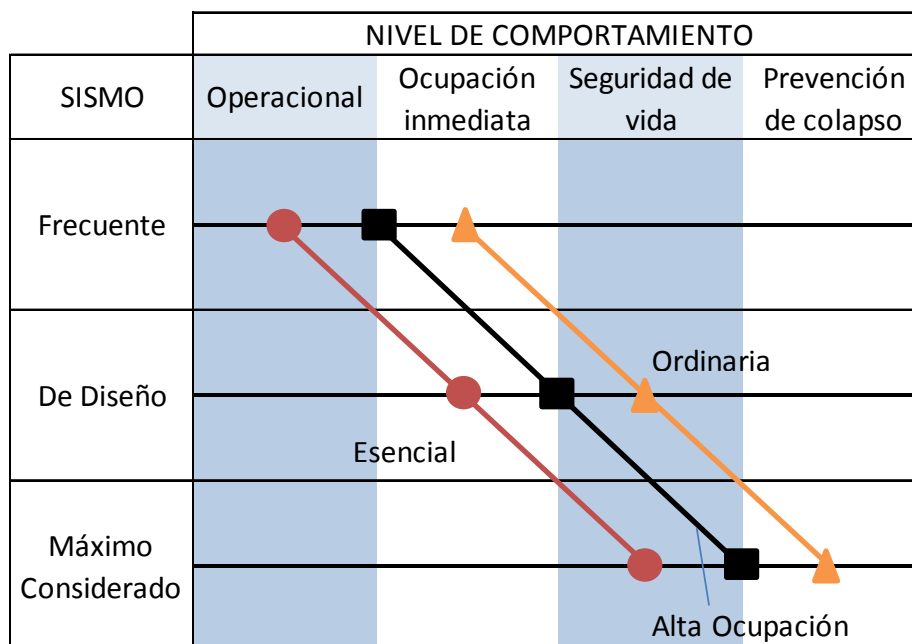


Figura TA11.1. Comportamiento estructural según ASCE7-16

En este gráfico se observa que una edificación ordinaria debe permitir la ocupación inmediata después de un sismo frecuente, evitar pérdidas de vidas humanas en el sismo de diseño y, prevenir el colapso en el caso del máximo sismo considerado, que es lo que también indica la NEC-SE-DS.

4.4 PRINCIPIOS GENERALES DE UBICACIÓN DE MUROS

Planta

Los dos problemas principales que se enfrentan en la ubicación en planta de muros estructurales son:

Torsión en planta

Estabilidad del muro

Para superar la torsión en planta es necesario que el centro de masas y el de rigideces estén lo más cercanos posible. Una alternativa es ubicar los muros alrededor del centro de masas. Otra, colocarlos en pares en el perímetro porque de esta forma se crean fuerzas separadas por un brazo de palanca máximo. Además, los muros se colocan no tan sólo en una dirección resistente principal sino también en la otra.

Por otra parte, como se observa en los diagramas de interacción momento-fuerza axial, los muros aumentan su estabilidad si la carga axial aumenta moderadamente. Entonces, resulta deseable mover los muros hacia el interior porque de esta manera

tienen mayores áreas cooperantes. Pero la carga axial no debe ser excesiva lo que obliga a distribuirla no en uno sino sobre varios muros.

Es evidente que torsión y estabilidad son requerimientos contrapuestos por lo que es necesario buscar una alternativa que los balancee. Esta alternativa, sin embargo, debe basarse en **distribuir los muros** evitando concentraciones de esfuerzos peligrosas, ver Figura 4.2. Esto es cierto sobre todo cuando se transmiten cargas a suelos compresibles. También deben evitarse los muros muy largos.

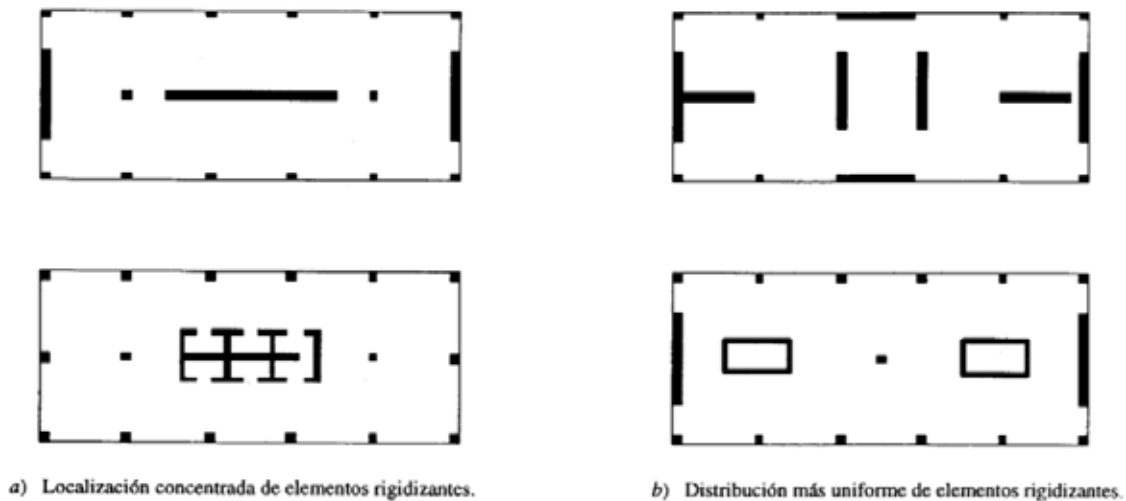


Figura 4.2. Concentración vs. distribución de muros
Fuente: Diseño sísmico de Edificios (Bazán & Meli, 2003)

Finalmente, por su rigidez, los muros, si se colocan alineados, pueden restringir el acortamiento elástico y por creep de las losas, provocando fisuramientos importantes alrededor de ellos.

Por otra parte, de acuerdo a los diferentes requerimientos arquitectónicos, las formas en planta de los muros son numerosas. La más sencilla es la rectangular. La configuración rectangular con cabezales, por otra parte, permite ubicar suficiente refuerzo longitudinal para resistencia a flexión, mejorar la estabilidad del muro, y tener espacio donde anclar las vigas que llegan al muro. Sin embargo, los cabezales pueden estorbar el diseño arquitectónico e incrementan el costo de los encofrados. Otras configuraciones son: T, L, C e I. En estas geometrías, cualquier segmento paralelo a la dirección de las cargas sísmicas funciona como el elemento alma resistiendo carga axial, cortante y flexión, en tanto que los segmentos perpendiculares funcionan como alas a tensión o compresión.

Elevación

Los muros deben ser continuos en elevación. Sin embargo, muchas veces consideraciones de funcionalidad y costo llevan a la introducción de aberturas y otras irregularidades. Bajo carga lateral, estas irregularidades conducen a concentraciones de esfuerzos y derivas localizadas que son difíciles de cuantificar y acomodar en el diseño y por tanto resultan en respuestas sísmicas no deseadas.

Los pisos blandos, que resultan por ejemplo de no continuar un muro hasta el primer piso, son prohibidos. Los muros que son interrumpidos en algún piso intermedio, si bien están permitidos, son penalizados incrementando las cargas sísmicas. En todo caso, son preferibles reducciones graduales de la sección de los muros.

Puesto que las aberturas en los muros cambian el flujo de las fuerzas, es mejor que sigan patrones regulares con el fin de producir flujos más predecibles. De esta forma pueden identificarse elementos resistentes verticales y horizontales. El primero es un elemento que trabaja como columna (tiene bordes o aberturas del muro a la izquierda y a la derecha), en tanto que el segundo trabaja como viga (tiene bordes o aberturas del muro arriba y abajo). Una buena práctica diseña los elementos verticales más resistentes que los horizontales, con el fin de evitar mecanismos de colapso de piso.

Hay algunos elementos verticales estrechos que no satisfacen los requerimientos de dimensiones de columnas en pórticos, sin embargo funcionan como tales. ACI318S-14 (American Concrete Institute, 2015) los define como elementos puntales (pier) o machones si $\frac{l_w}{b_w} \leq 6.0$ y $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$. El machón se diseña como columna si $\frac{l_w}{b_w} \leq 2.5$, en caso contrario se podrían usar los requisitos alternos en ACI318S-14 numeral 18.10.8.1.

Si las aberturas regulares no son posibles, se requiere un esfuerzo adicional de diseño y de detallamiento para desarrollar la transferencia de fuerzas alrededor de las aberturas. En este caso, el uso de elementos finitos es una ayuda inestimable.

4.5 EL MURO COMO PARTE DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL RESISTENTE

El muro estructural es sólo una parte de un sistema resistente. Hay que pensar en que las cargas sísmicas, por ser inerciales, aparecen en los elementos con masa, fundamentalmente los diafragmas horizontales. De aquí se transmiten a los elementos resistentes tales como los muros y finalmente, a la cimentación. Por lo tanto, es necesario estudiar el comportamiento de diafragmas y cimentación como parte del sistema estructural uno de cuyos componentes son los muros.

Diafragmas

En este apartado interesa resaltar la necesidad de buenas conexiones entre los diafragmas y los muros para evacuar las cargas sísmicas.

Nótese que muchas veces las aberturas en los diafragmas están al lado de los muros, complicando la transmisión de las cargas sísmicas. Una buena práctica, por tanto, es construir diafragmas sólidos alrededor de los muros. Esto es especialmente necesario en el caso de diafragmas que cubren pisos subterráneos y que se conectan con los muros de retención de suelos en el perímetro del edificio. Aquí el momento de volteo por las fuerzas sísmicas es resistido por un par de fuerzas generado por la losa y la cimentación de base del edificio y por lo tanto es necesario facilitar su formación.

Cimentación

En edificios relativamente bajos, las vigas de cimentación son suficientes para resistir los momentos de volteo. Para demandas más altas, se usan pilotes. Una opción es extender los elementos de cimentación, por ejemplo las vigas, uniendo muros y columnas y redistribuyendo sus cargas debido a la rigidez de esta viga extendida. Este trabajo también puede realizarse por los mismos muros en la base del edificio, proporcionados adecuadamente. Otra alternativa es construir muros subterráneos uniendo la cimentación y el diafragma a nivel del suelo para transmitir el momento de volteo por cargas sísmicas a los muros de retención de suelos adyacentes.

Finalmente, una alternativa adicional es permitir que la cimentación se levante ante cargas tales como las sísmicas. En efecto, al caer de nuevo a su posición inicial, la cimentación disipa energía. Esta alternativa todavía no es reconocida por los códigos norteamericanos.

4.6 BASE TEÓRICA PARA EL DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES

El comportamiento estructural de los muros puede clasificarse en:

Controlado por flexo-compresión

Controlado por cortante

Este comportamiento depende en buena parte de su relación de aspecto. Si esta es mayor o igual a 2.0, el muro se comporta como un cantiliver y el modo de falla preferido es por cedencia flexural, sin falla de cortante. Si esta relación es menor o igual a 0.5, el muro resiste las cargas horizontales a través de un mecanismo de puntal diagonal, en el que el hormigón y las armaduras longitudinal y transversal resisten cortante. En este caso se acepta la cedencia a cortante porque los muros tienen una gran resistencia y baja

demanda de ductilidad. Para relaciones de aspecto intermedias, el comportamiento es una mezcla de los dos anteriores.

La norma NEC-SE-HM (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM, 2014) indica que los muros estructurales trabajan a flexión si:

$$\frac{M}{V * l_w} \geq 2 \quad (4.8)$$

Donde M es momento a flexión, V es cortante y l_w es el largo del muro.

Esta ecuación coincide con el criterio anterior basado en la relación de aspecto puesto que:

$$\frac{M}{V * l_w} = \frac{V * h_w}{V * l_w} = \frac{h_w}{l_w} \quad (4.9)$$

Mecanismo de cedencia en muros controlados por flexo-compresión

Estos muros son relativamente esbeltos y trabajan en cantiliver. Aquí se busca la cedencia a flexión dúctil de la base del muro. Si son muros con vigas de acople, se espera que primero cedan estas vigas y que luego lo haga la base de los muros. Se debe evitar la falla por cortante del muro y las fallas de los diafragmas y cimentación.

Para obtener la cedencia sólo en los sitios deseados, se procura que las cargas actuantes sean muy cercanas a las resistentes en esos sitios y que en el resto haya sobrerresistencia. De esta forma además, el detallamiento especial para obtener ductilidad sólo es necesario en los sitios de cedencia.

La norma NEC-SE-HM indica que los momentos de diseño deben variar a lo alto del muro en función del parámetro λ que es un momento mayorado a la mitad de la altura del edificio (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM, 2014).

En muros muy esbeltos, los modos de vibración superiores pueden conducir a la aparición de mecanismos de cedencia en pisos intermedios a más del mecanismo primario en la base. Estas zonas se diseñan con ductilidad moderada. Adicionalmente, en muros irregulares, es necesario realizar diseños conservadores, pues es muy difícil determinar y controlar los puntos exactos de cedencia.

Obtención de la cedencia a flexión dúctil

Las zonas críticas de los muros deben soportar el ingreso en el rango inelástico en múltiples ocasiones. Para obtener una ductilidad adecuada es recomendable:

- a) Mantener los esfuerzos de compresión y cortante bajos.
- b) Diseñar una zona de compresión a flexión confinada estable.
- c) Evitar fallas de traslape.

Para obtener un buen diseño las fuerzas axiales deberían mantenerse por debajo del punto de falla balanceado, de forma que el acero se deforme más allá del punto de cedencia cuando el hormigón se aplaste. De forma aproximada, la carga axial balanceada es un tercio de la carga axial resistente máxima.

También se recomienda que el cortante actuante no exceda aproximadamente $2.6\sqrt{f_c'}A_{cv} \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$, donde A_{cv} es el área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012), a pesar de que ACI permite valores mayores. De esta forma se asegura que la capacidad a flexión no sea comprometida.

Si las deformaciones de compresión superan la admisible en el hormigón no confinado de 0.003, se da el aplastamiento del hormigón y por tanto el pandeo local de las varillas longitudinales, produciendo una zona localmente debilitada, donde se concentran las deformaciones por cargas cíclicas sísmicas posteriores, y conduciendo a una falla relativamente frágil. Es por tanto necesario el confinamiento del hormigón, que aumenta la capacidad resistente del hormigón y evita el pandeo local de las varillas longitudinales. Esto se logra con abundantes estribos y vinchas espaciados cercanamente. Puesto que en secciones con espesores relativamente pequeños, la pérdida del recubrimiento del hormigón deja una sección muy proclive a pandeo, se vuelve a recomendar que el espesor de muros que necesitan elementos especiales de borde sea 30 cms. En general, se recomienda que la relación de esbeltez sea tal que $\frac{l_w}{b_w} \leq 10$ en las zonas de cedencia y $\frac{l_w}{b_w} \leq 16$ en otros sitios (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012). Debe cuidarse que los recubrimientos de hormigón no sean excesivos para evitar pérdidas de resistencia significativas cuando estos se pierdan. Para evitar el pandeo local, cada varilla longitudinal en un elemento especial de borde, en las zonas de cedencia, debe restringirse con estribos o vinchas.

Las recomendaciones anteriores parecerían excesivamente conservadoras, pero no lo son después del daño observado en los sismos de Chile de febrero 27 de 2010, Mw 8.7, y Christchurch de febrero 22 de 2011, 6.3 Mw, algunos de cuyos ejemplos se observan en las Figuras 4.3 y 4.4.



Figura 4.3. Daño en muros en Chile luego del sismo de 02-27-2010

Fuente: Modelos para calcular pandeo local en muros estructurales de hormigón armado (Haro, 2015)



Figura 4.4. Daño en muros en Christchurch luego del sismo de 02-22-2011
Fuente: Modelos para calcular pandeo local en muros estructurales de hormigón armado (Haro, 2015)

Este tipo de daño también se ha observado experimentalmente, como se observa en la Figura 4.5.

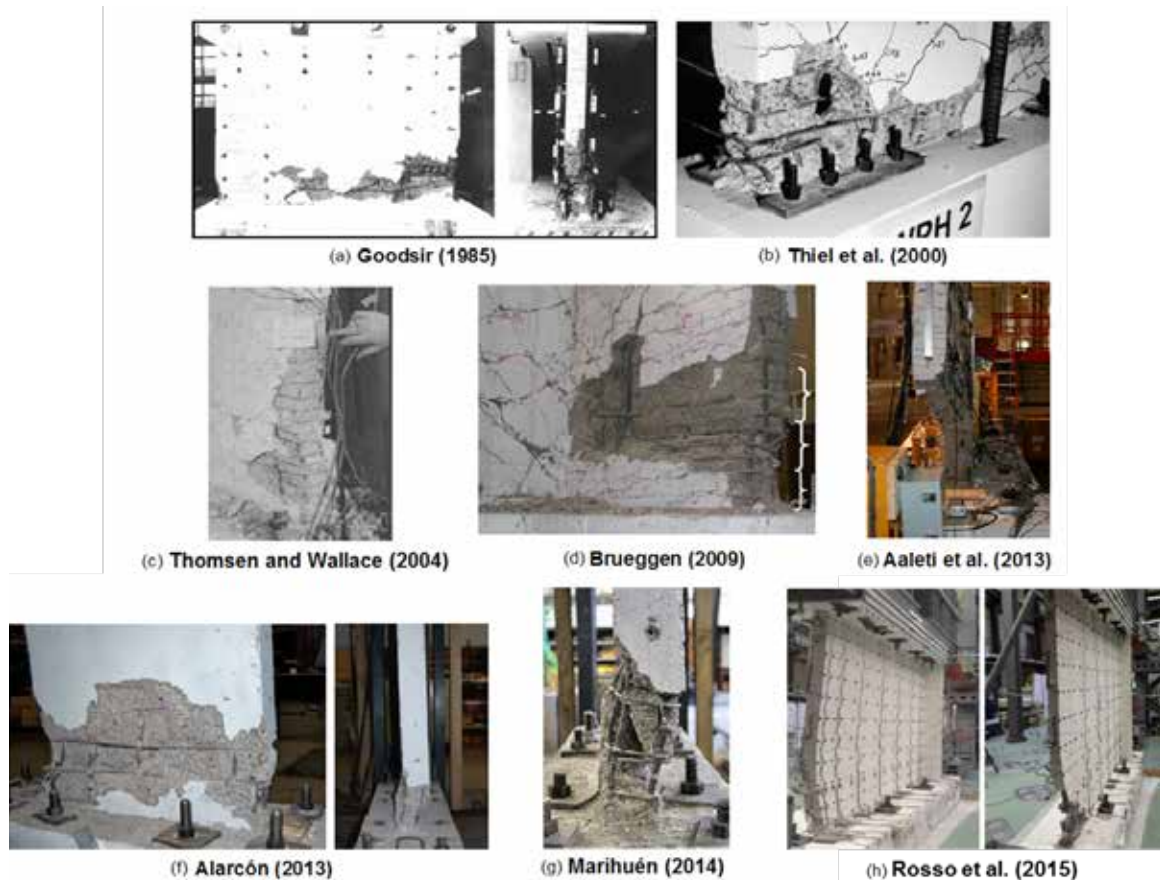


Figura 4.5. Daño en muros en experimentos

Fuente: (Haro, Assessment of the Out-of-Plane Buckling Instability of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls, PhD Thesis, 2017)

Actualmente se desarrollan experimentos para por ejemplo determinar la falla por pandeo local de las barras de acero por las cargas en el plano del muro pero considerando el efecto de las cargas fuera de este plano. Debe tomarse en cuenta que ya se dispone de diferentes modelos Goodsir (1985), Paulay y Priestley (1993), Chai y Elayer (1995), de tipo fenomenológico.

Finalmente, para evitar la falla de los traslapes, estos deben confinarse con abundantes estribos o, mejor, desplazarlos fuera de las zonas de cedencia. Según ACI318S-14 en 18.10.2.3:

“El refuerzo longitudinal debe extenderse al menos una distancia $0.8l_w$ más allá del punto en el que ya no sea necesario para resistir flexión, excepto en la parte superior del muro.”

Si se los coloca en zonas de fluencia: “las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.25 veces los valores calculados para f_y en tracción.” (American Concrete Institute, 2015).

Vale la pena preguntarse, por qué insistir en traslapes si se podrían usar medios mecánicos (manguitos) para unir varillas. En este caso, podrán colocarse aún en la zona de la rótula plástica si cumplen que: soportan esfuerzos de por lo menos 1.25 f_y y permiten la fluencia de las barras empalmadas.

Evitar la falla de cortante

La falla de cortante debe evitarse porque conduce a una rápida pérdida de resistencia a derivas menores a las de diseño. También se compromete la resistencia a cargas axiales. Esto se da porque, por los cortantes relativamente altos, aparece un puntal diagonal a compresión importante que aplasta el alma del muro (Taranath, 2017).

Puesto que el muro se diseña con la envolvente de una serie de combinaciones de cargas, en muchas de estas, el momento resistente será más alto que el actuante. El cortante de diseño es aquel que está relacionado con el momento resistente y por tanto es más alto que el actuante. Una forma de amplificarlo es hacerlo mediante el factor de sobrerresistencia $\phi_0 = \frac{M_{pr}}{M_u}$, donde M_{pr} es el momento nominal considerando que el esfuerzo del acero es $1.25f_y$ y M_u es el momento actuante. Si este método es usado, se puede usar un factor de reducción de resistencia para cortante $\phi = 0.75$. Nótese que tanto M_{pr} como M_u dependen de la carga axial aplicada, la que varía en cada combinación. Por tanto, ϕ_0 se calcularía para cada combinación y se tomaría el que dé el mayor valor de cortante.

Adicionalmente, en edificios de múltiples pisos, los modos de vibrar superiores bajan el centro de gravedad de las fuerzas sísmicas, aumentando el cortante actuante en la sección crítica. ACI 318S-14 (American Concrete Institute, 2015) y ASCE 7-16 (ASCE/SEI 7-16, 2016) no consideran este efecto, pero sí SEAOC 2008 (Structural Engineers Association of California, 2009). Se usa un factor de amplificación dinámica ω . El momento último será finalmente

$$V_u' = \omega \phi_0 V_u \quad (4.10)$$

Si las fuerzas sísmicas son calculadas con el método estático equivalente:

$$\omega = \left(0.9 + \frac{N}{10} \right) \quad N < 6 \quad (4.11a)$$

$$\omega = \left(1.3 + \frac{N}{30} \right) \quad N \geq 6 \quad (4.11b)$$

Donde N es número de pisos.

Si el cortante se basa en un análisis modal espectral:

$$\omega \leq \left(1.2 + \frac{N}{50}\right) \quad (4.12)$$

En el diseño por cortante, deben considerarse 3 modos de falla:
tensión diagonal,
compresión diagonal, y
deslizamiento.

La tensión y compresión diagonal están relacionadas con los diagramas de deformaciones y esfuerzos a flexo-compresión. La tensión diagonal se observa en grietas que empiezan en la zona a tensión flexionante y que atraviesan el alma del muro en forma diagonal. Se controla con armado longitudinal y transversal. La compresión diagonal se ve en el aplastamiento del alma del muro cerca de la zona a compresión flexionante. Se controla manteniendo los esfuerzos de cortante por debajo de un límite que es función del espesor del muro y de la resistencia a compresión del hormigón.

La falla por deslizamiento se observa en fisuras horizontales y deslizamiento a lo largo de las juntas de construcción. Se controla dando rugosidad a las juntas, dejándolas libres de basura, con la creación de dientes de hormigón, así como con armado vertical a través del plano de deslizamiento.

Mecanismo de cedencia en muros controlados por cortante

Estos muros son bajos y presentan una alta resistencia a la flexión, es decir que usualmente fallan a cortante. Sin embargo, en este caso particular, esta falla presenta suficiente rigidez postcedencia y capacidad de deformación.

Las fallas de cortante en muros cortos son de dos tipos:

- Cedencia, y
- Deslizamiento

La cedencia de los materiales ocurre en el alma del muro e incluye la aparición de fisuras inclinadas. Se controla tanto con el armado horizontal como con el vertical. El deslizamiento ocurre en las juntas de construcción y sobre todo en la interfase muro-cimentación. Se controla por el peso mismo que soporta el muro y por armadura vertical distribuida que atraviesa estos planos de falla.

4.7 PROPORCIONAMIENTO DEL MURO

Este proporcionamiento se ha ordenado en 3 fases:

- Dimensiones geométricas.
- Requerimientos de resistencia y de deriva.
- Armado longitudinal y transversal.

PRIMERA FASE

Inicialmente, es necesario determinar su largo, ancho y espesor. El largo se obtiene por consideraciones arquitectónicas, el alto es el de los pisos, por lo que la dimensión por establecer es el espesor del muro. Para reducir la congestión del armado y mejorar su comportamiento estructural, Moehle y otros recomiendan un espesor mínimo de 20 cm, el espesor regular sería de 30 cm en el caso de muros con elementos de borde especiales y 25 cm en el resto de muros (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012). Si hay vigas de acople, el muro debería tener por lo menos 35 cm para asegurar un buen anclaje de las vigas.

Recomendaciones para la rigidez de los muros

NEC-SE-DS 6.1.6.b incluye las siguientes recomendaciones para considerar las inercias agrietadas (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014):

0.6 I_g	En estructuras sin subsuelos, únicamente en los dos primeros pisos.
	En estructuras con subsuelos, en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo.
	Siempre aplicar en un alto mayor o igual a la longitud en planta del muro.
	En otros pisos, la inercia agrietada puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

Donde I_g es la inercia no agrietada de la sección transversal del muro.

Nótese que estas inercias son la base de rigideces secantes que tratan de representar el comportamiento en el momento de cedencia. Un análisis exacto requerirá la consideración del comportamiento lineal y no lineal del muro en el tiempo de acuerdo a la amplitud del movimiento de la estructura en respuesta a las cargas sísmicas.

Las losas se consideran diafragmas rígidos a no ser que:

- sean demasiado alargadas,
- no haya una distribución uniforme de rigidez a desplazamientos laterales, o
- haya una discontinuidad de rigidez importante.

En estos casos, se considera que es semi-rígida.

Ancho efectivo de alas

Dado a que las alas no trabajan con un 100% de efectividad a flexión, se usan anchos efectivos. Estos se extienden desde la cara del alma una distancia igual a la menor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y un 25% del alto total del muro sobre el nivel en cuestión.

Modelamiento de la cimentación

Un muro siempre se considera empotrado a su cimentación. Esto es particularmente cierto en el caso de múltiples niveles subterráneos, puesto que el muro es restringido adicionalmente por los diafragmas. Si se modela el muro y la cimentación, esta última debe considerar la interacción suelo-estructura.

SEGUNDA FASE

En una segunda fase, el muro debe satisfacer requerimientos de resistencia y de deriva.

Resistencia

La resistencia debe ser la suficiente para soportar cargas fundamentalmente sísmicas. Estas se determinan a partir de cargas elásticas reducidas por el factor R. Este varía para la norma ecuatoriana NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014) de acuerdo al sistema resistente como se indica en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1. Factor R para diferentes sistemas estructurales según NEC-SE-DS

Sistema estructural		Factor R
Dual	Vigas descolgadas	8
	Vigas banda	7
Pórticos resistentes a momentos		8
Muros estructurales dúctiles		5

Fuente: NEC-SE-DS

En la Tabla 4.1 se indican diferentes sistemas estructurales y el valor correspondiente de R. Se trata de un sistema dual, si los muros estructurales especiales se combinan con pórticos especiales a momentos que resisten al menos el 25% de las cargas sísmicas. Si no se satisface este requerimiento entonces se trata de un sistema aporticado, solo si la edificación tiene un sistema de pórticos espaciales completo resistiendo cargas verticales. Si este no es el caso, entonces el sistema debe ser diseñado como de muros soportantes.

Combinaciones de diseño básicas

ASCE 7-16 12.4.2.3 define las combinaciones de diseño por resistencia básicas de la siguiente manera (ASCE/SEI 7-16, 2016):

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + (0.5 \text{ ó } 1.0)L + 0.2S \quad (4.13)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H \quad (4.14)$$

Donde D es la carga permanente, L es la carga temporal, Q_E es la carga sísmica horizontal, S es nieve, H es la carga por presión del suelo u otros fluidos (por ejemplo en muros de sótano), S_{DS} es la aceleración espectral de diseño en el rango de periodos cortos (la meseta del espectro de aceleraciones de diseño) y ρ es un factor de mayoración por redundancia.

Obsérvese que el efecto sísmico vertical $E_v = 0.2S_{DS}$ D está implícito en las ecuaciones anteriores. Nótese también que el factor ρ considera únicamente los muros con una relación $\frac{h_w}{l_w} \geq 1.0$ donde h_w es el alto del piso. Si la remoción de uno de ellos resulta en la pérdida de un 33% de la resistencia a cortante o en el surgimiento de una irregularidad torsional extrema, $\rho = 1.3$, en caso contrario $\rho = 1.0$, en ASCE 7-16 numeral 12.3.4. Finalmente, si L es menor a 500 kgf/m², se usa en factor de carga igual a 0.5, en caso contrario, éste es igual a 1.0. En el caso de parqueaderos y áreas de tránsito público el factor de carga temporal es siempre igual a 1.0. (ASCE/SEI 7-16, 2016).

El factor de reducción de resistencia ϕ se calcula a flexo-compresión de la misma manera que para columnas. En el caso de corte $\phi = 0.6$ es una consideración conservadora aceptable. Si se usa el cortante amplificado por el factor ϕ_o , entonces $\phi = 0.75$.

TEMA ADICIONAL 10

EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA R Y LA REDUNDANCIA SEGÚN ASCE7-16

Los valores R en las normas están basados sobre todo en la valoración ingenieril del comportamiento de varios materiales y sistemas en sismos pasados. El factor R que se use en un proyecto específico debe ser escogido con cuidado. Por ejemplo, valores relativamente bajos deberían ser usados para estructuras poseyendo un bajo grado de redundancia y en donde todas las rótulas plásticas requeridas para la formación de un mecanismo se formarían simultáneamente y a un nivel de fuerzas cercano a la resistencia de diseño especificada.

La redundancia, en el párrafo anterior, indicaría la presencia o no de múltiples alternativas o caminos resistentes a las cargas sísmicas. En cambio, la formación simultánea de rótulas, una relativa fragilidad. Esta situación puede resultar en considerables y más dañinos efectos P-delta.

Nótese que en la norma NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014) se define factor de redundancia R_R como el factor que “mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica”. Es decir $R_R = V_y / V_{1ra. articulación}$. Recordando que sobrerresistencia se define como $\Omega = V_y / V_s$ se podría modificarla de la siguiente forma:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \frac{V_{1ra. articulación}}{V_{1ra. articulación}} = \frac{V_y}{V_{1ra. articulación}} \frac{V_{1ra. articulación}}{V_s}$$

El primer dividendo es , y el segundo, la sobrerresistencia hasta la primera rótula plástica.

Dado que es difícil para los diseñadores individuales juzgar el rango en que los factores R deberían ser ajustados, basados en la redundancia inherente de sus diseños, la sección 12.3.4 de ASCE 7-16 provee un factor ρ , que es calculado mediante la remoción de elementos individuales resistentes a cargas sísmicas.

En efecto, en ASCE 7-16 numeral 12.3.4.2 se indica que para las categorías sísmicas D hasta E $\rho=1.3$ con excepción, y en este caso $\rho=1.0$, de:

- Cualquier piso que resista más del 35% del cortante basal y que cumple con la Tabla ASCE7-16 12.3-3.
- Estructuras regulares en planta.

De esta forma, la idea de redundancia se aprovecha para reflejar la creencia de que un fallo estructural se produce sobre todo por una excesiva pérdida de resistencia a cortante de piso y a una irregularidad torsional excesiva (ASCE/SEI 7-16, 2016).

Respecto a los pórticos resistentes a momentos, en la Tabla ASCE7-16 12.3-3 se indica que, si se forman rótulas en los dos extremos de una viga, esto no resultará en una pérdida de más del 33% de la capacidad resistente a cortante del piso, y tampoco en la aparición de una irregularidad torsional grave.

De manera similar, en el caso de muros estructurales con relación alto/largo mayor que uno, su remoción no debe producir una reducción de la resistencia del piso mayor al 33%, y tampoco la aparición de una irregularidad torsional grave.

En ASCE 7 -16 12.3.4.1 se indican una serie de casos para los que el valor de ρ es uno:

- Estructuras con categorías de diseño sísmico B o C.
- Cálculo de derivas y efectos P-delta.
- Estructuras que no son edificios.
- Diseño de componentes no estructurales.
- Diseño de colectores, traslapes y conexiones en donde se usan cargas sísmicas con factores de sobrerresistencia.
- Elementos y conexiones en donde las cargas sísmicas con factor de sobrerresistencia son requeridas.
- Cargas de diafragmas.
- Estructuras con sistemas de amortiguamiento.
- Muros estructurales, para las cargas fuera del plano, incluyendo su anclaje.

Consideraciones adicionales en el modelo analítico de edificios con muros

En regiones en que las cargas sísmicas son las más importantes, es vital usar no tan sólo un análisis estático equivalente sino también el análisis modal espectral. Por supuesto, siempre hay que recordar que el mínimo de las cargas sísmicas es el 80% de las estáticas equivalentes, en el caso de edificios regulares, y 85% en el de edificios con irregularidades.

Una de las ventajas del análisis modal espectral es que permite identificar la torsión en planta y la interacción direccional de las alas de los muros. Si bien NEC_SE_DS en el numeral 3.5.1 exige únicamente el análisis ante cargas sísmicas independientes en dos direcciones principales (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014), vale la pena chequear la alternativa expuesta allí mismo que es el criterio de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las cargas en las dos direcciones principales.

Otra alternativa es la recomendada por ASCE 7-16 que considera el 100% de la carga sísmica en una dirección más el 30% de la carga en la otra dirección (ASCE/SEI 7-16, 2016).

Todo el diseño, tanto a flexión como cortante, se realiza para cada combinación, con el fin de evitar un excesivo conservadurismo en el caso de usar una envolvente.

La combinación de los efectos ortogonales se recomienda en el caso de que haya muros en las dos direcciones principales y de que las fuerzas sísmicas en los muros sean mayores al 20% de su resistencia a carga axial.

Además, se requiere chequear la interacción con la mamposterías de relleno, escaleras, y rampas de parqueo.

Deriva

La deriva inelástica máxima permitida por la NEC-SE-DS es 0.02 (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014). Como ya se conoce, la deriva inelástica es igual a la elástica (la calculada en el software estructural, con cargas reducidas por el factor R) multiplicada por 0.75R.

TERCERA FASE

En una tercera fase, hay que determinar el armado longitudinal y transversal del muro. Tanto la cuantía longitudinal (vertical) como la transversal (horizontal) deberían ser por lo menos igual a 0.0025. El espaciamiento en ambos sentidos no debe ser mayor a 45 cms. Es recomendable usar doble malla. debe ser suficiente para resistir el cortante. Si , es decir un muro bajo, no será menor que . Usualmente la armadura longitudinal va por dentro de la transversal para asegurar un mejor comportamiento de los traslapes.

En muchos casos, estos muros tendrán refuerzo longitudinal concentrado en los extremos de sus secciones para aumentar la resistencia a carga axial y flexión. Si las demandas de esfuerzos compresivos en el extremo de los muros son altas entonces se consideran elementos de borde especiales con resistencia aumentada por su refuerzo longitudinal y transversal. Este último debe confinar suficientemente el núcleo de estos elementos para aumentar la resistencia a compresión del hormigón y para restringir el pandeo de las barras longitudinales.

TEMA ADICIONAL 11

DERIVAS EN DETALLE

La NECSE-DS en 4.2.2 indica simplemente que en el caso de estructuras de hormigón armado, la deriva máxima para cualquier piso no excederá el valor de 0.02 (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014). Sin embargo, si se consideran las categorías de ocupación de la estructura y el factor de redundancia ρ , se tiene el siguiente cuadro más detallado:

Tabla TA11.1: Derivas máximas

Factor de redundancia	Categoría de ocupación		
	I y II	III	IV
$\rho=1.0$	0.020	0.015	0.010
$\rho=1.3$	0.015	0.012	0.008

Fuente: ASCE7-16 (ASCE/SEI 7-16, 2016)

Al revisar esta tabla se observa que el valor dado por NEC-SE-DS corresponde al de edificaciones de ocupación I y II, es decir sin riesgo a la vida y usuales o corrientes, y que además sean redundantes, y por tanto con $\rho=1.0$.

4.8 EJEMPLO DE DISEÑO

En este ejemplo se presenta una metodología para diseñar muros estructurales en hormigón armado dentro de estructuras aporricadas, donde usualmente se espera un uso muy restringido de ellos, pero, adicionalmente, tomando en cuenta las enseñanzas de eventos sísmicos tales como el de Chile 2010.

Esta metodología tiene cinco pasos:

- 1) Planteamiento del problema estructural
- 2) Control de la sección necesaria por cortante y por derivas
- 3) Diseño a flexo compresión
- 4) Elementos especiales de borde
- 5) Detallamiento especial

Planteamiento del problema estructural

Se desea ubicar un muro estructural en el cajón de escaleras de una estructura de 10 pisos. El alto de piso es de 3.06 metros. Las dimensiones de los escalones de la grada son 0.18 x 0.30 m. El ancho de la escalera es de 1.4 m.

El problema de diseñar este muro estructural se divide en: geometría general, específica y cargas.

- Geometría general: es decir ubicar tanto en planta como en elevación al muro estructural. Usualmente los planos estructurales están hechos pensando en estructuras aporricadas, por lo que los únicos lugares evidentes donde colocar un muro estructural son el cajón de escaleras y el ducto para ascensores. La ubicación en planta de estos ductos puede producir problemas de torsión en planta. Además es necesario detallar adecuadamente los elementos estructurales que unirán los muros a la estructura aporricada (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010).

- Geometría específica: se refiere a las características de los materiales que se usarán en el muro y a las secciones de los diferentes elementos estructurales involucrados.

- Cargas: permanentes, temporales (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, 2014) y por sismo (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014).

Geometría general

El muro estructural se colocará al centro del cajón de escaleras, con los escalones apoyados en cantiliver en él.

De manera preliminar, el largo y alto del muro estructural se determinan de la siguiente manera.

- Largo: su valor mínimo depende del tamaño y número de escalones. En 3.06 m de alto entran 17 escalones, divididos en un tramo de ida y otro de vuelta. Es decir que la longitud mínima será $8 \times 0.30 \text{ m} = 2.40 \text{ m}$.

- Alto: el muro estructural se extenderá a todo lo alto del edificio. Tomando en cuenta que se necesita una tapagrada, el alto total será $11 \times 3.06 \text{ m} = 33.66 \text{ m}$.

Geometría específica

Debido a la importancia del muro estructural se requerirá un hormigón de por lo menos una resistencia característica de 280 kgf/cm^2 . El acero tendrá un esfuerzo de fluencia de 4200 kgf/cm^2 (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM, 2014)

Un muro estructural, al perder el recubrimiento de hormigón, no debe ser muy estrecho. Se recomienda que su espesor deba ser mayor o igual al alto no apoyado del muro dividido para 16. Sin embargo, si se necesitan elementos especiales de borde, una dimensión mínima para su espesor es de 0.25 m. Finalmente, por facilidad de colocación de las armaduras longitudinales y transversales se recomienda 0.30 m (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012). De acuerdo con estos criterios se escoge un espesor de 0.30 m.

Los escalones y la losa de descanso tendrán un espesor de 12 cm. Las paredes se ubicarán directamente sobre los escalones y estarán hechas de bloques alivianados de 10 cm. de espesor.

Cargas

- Permanentes: incluyen el peso propio del muro y de los escalones. Además el de acabados tales como terrazo y su material de base, y cielo raso en la parte inferior. Finalmente, el peso de las paredes.

- Temporales: según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, es de 480 kgf/m² (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, 2014).

- Sismo: para todo el edificio, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014) se usan dos métodos, estático equivalente y modal espectral (de Silva, 2007). De acuerdo al porcentaje de la carga lateral que absorba el muro se considera que el edificio tiene un sistema resistente aporticado, con muros estructurales o dual. Puesto que el cortante que absorbe el muro de este problema estructural es de menos del 75% del total, se trata de un sistema dual (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012).

Control de la sección necesaria por cortante y por derivas

La sección necesaria del muro se establece inicialmente a partir del control del cortante en su base.

$$V_u' \leq \phi V_n \quad (4.15)$$

$$V_u' = \omega * \phi_0 * V_u \quad (4.16)$$

$$V_n = 1.6 * \sqrt{f_c'} * b_w * l_w \text{ (sistema mks, esfuerzos en kgf/cm}^2\text{)} \quad (4.17)$$

Donde V_u' es un cortante último mayorado adicionalmente para tomar en cuenta efectos dinámicos con el factor $\omega = (1.3 + N/30)$; $N > 6$, donde N es el número de pisos; y la sobrerresistencia ϕ_0 dada porque usualmente el armado longitudinal colocado está por encima del necesario por resistencia; ϕ es factor de minoración de la resistencia, igual a 0.6 en zonas sísmicas ó 0.75 si el cortante se ha mayorado, como en este caso; V_n es el cortante resistido nominalmente por el hormigón, la ecuación (4.17) indicada más arriba se recomienda con el fin de mantener los esfuerzos cortantes relativamente bajos (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012); l_w es el largo del muro y b_w su ancho o espesor.

En este caso los valores calculados se muestran en la Tabla 4.2 a continuación:

Tabla 4.2. Cálculo de la sección necesaria del muro estructural

$V_u = 60\text{Tonf}$	$\omega = (1.3 + 10/30) = 1.67$	$\phi_0 = 1.4$ (aproximadamente)
$V'_u = \omega * \phi_0 * V_u = 1.67 * 1.4 * 60 = 140.3\text{Tonf}$		
Si $b_w = 30\text{cm}$; $l_w = 140300 / [0.75 * (1.6 * \sqrt{280})] / 30 = 233 \text{ cm} < 240 \text{ cm}$		
Si $l_w = 240\text{cm}$; $b_w = 140300 / [0.75 * (1.6 * \sqrt{280})] / 240 = 29 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$		

Se confirman las dimensiones escogidas y se comprueban controlando que las derivas “reales” o inelástica sean menores al 2%. De acuerdo a NEC-SE-DS, esta deriva se obtiene de la calculada por los programas de computación usuales multiplicando por $0.75 * R$, donde R es el factor que reduce la carga elástica, y que en este ejemplo es igual a 8 (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014).

Diseño a flexo-compresión

De acuerdo a la Figura 4.6, el equilibrio de momentos respecto al extremo derecho del muro es igual a:

$$M_{n,CS} = P_u * x_p + T_{s1} * (j_1 * l_w) + T_{s2} * (j_2 * l_w) \quad (4.18)$$

$$j_1 * l_w = 0.4 * l_w \quad (4.19)$$

$$j_2 * l_w = 0.8 * l_w \quad (4.20)$$

Donde $M_{n,CS}$ es el momento nominal en la base del muro (sección crítica); P_u es la carga axial última; x_p es brazo de palanca; T_{s1} es la fuerza generada por el refuerzo longitudinal distribuido a lo largo del muro; T_{s2} es la fuerza generada por el refuerzo concentrado en el elemento especial de borde; l_w es el largo del muro.

$$M_{n,CS} = M_{u,CS} / \phi \quad (4.21)$$

El cortante en la base del muro no se muestra.

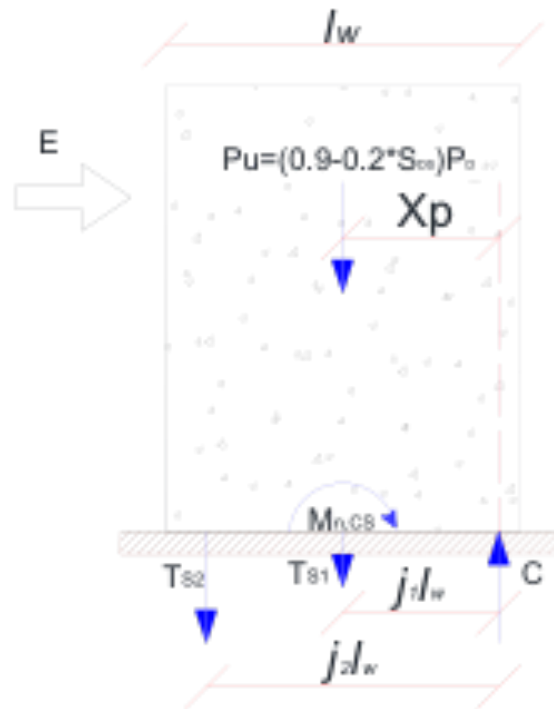


Figura 4.6. Equilibrio en la base del muro

Elaborado por: Criollo, Stalin, 2018; Fuente: Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012)

El objetivo del diseño es la fluencia del acero a flexión (Naeim, 2001). Por lo tanto, se busca la combinación más crítica, que en este caso es la que da menor carga axial

$$P_u = (0.9 - 0.2 * S_a) * P_D \quad (4.22)$$

Donde P_D es la carga axial permanente; S_a es la aceleración espectral máxima, para suelo tipo D en Quito, S_a es 1.19 (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014), y por tanto $P_u = 0.7 * P_D$.

Además, T_{s1} se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$T_{s1} = \rho_{l,min} * b_w * (.6 * l_w) * f_y = 0.0025 * 30 * 0.6 * 240 * 4200 = 45360 \text{ Kg} \quad (4.23)$$

Y, por lo tanto, T_{s2} y el área de acero necesaria en el elemento de borde A_{s2} se calcula como se indica en la Tabla 4.3:

Tabla 4.3. Cálculo de T_{s2} y A_{s2}

$M_{u,CS} = 208 \text{ t-m}$ $M_{n,CS} = \frac{M_{u,CS}}{\phi} = \frac{208}{0.9} = 231 \text{ t-m}$	$T_{s1} * 0.4 * l_w = 45.4 * 0.4 * 2.4 = 43.6 \text{ t-m}$	$P_u * x_p = 80 \text{ t-m}$
$T_{s2} = \frac{231 - 80 - 43.6}{0.8 * 2.4 \text{ m}} = 55.9 \text{ t}$		
$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_y} = \frac{55900}{4200} = 13.3 \text{ cm}^2; \text{ ó } 9\phi 14 \text{ mm}$		

Elementos especiales de borde

Se confirma la necesidad de estos elementos especiales satisfaciendo la siguiente ecuación (American Concrete Institute, 2015):

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{1.5 \delta_u}{h_w} \right)} \quad (4.24)$$

Donde c es la profundidad de la zona a compresión del hormigón; δ_u es el desplazamiento de diseño; h_w es la altura del muro. La deriva $\frac{\delta_u}{h_w}$ debe ser máximo 0.02, además l_w es 2400 mm por lo tanto c debe ser mayor o igual a 133 mm. Obsérvese el valor relativamente pequeño del término a la derecha de la inecuación (4.24), lo que significa que en la mayoría de casos se necesitan elementos especiales de borde.

La profundidad c se determina de manera aproximada del siguiente gráfico:

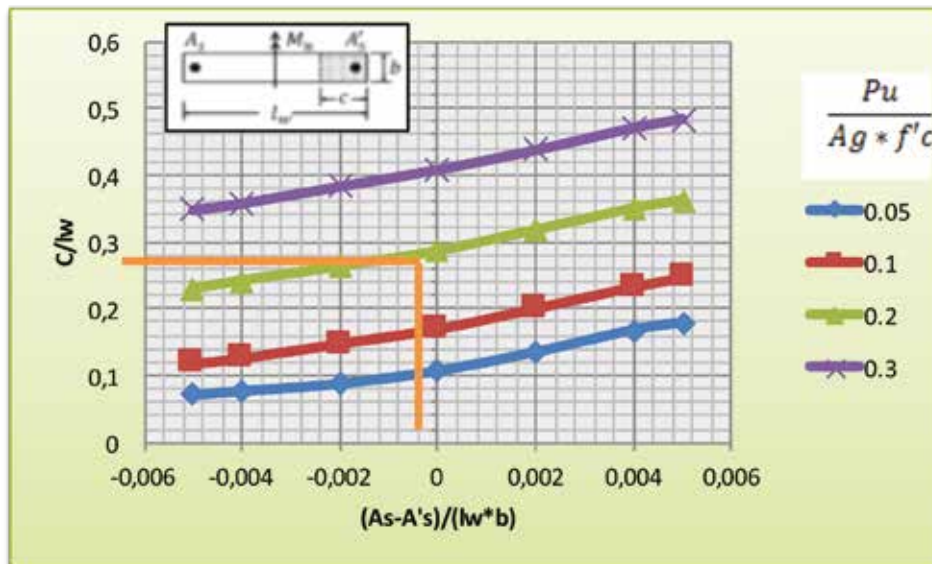


Figura 4.7. Determinación aproximada de la profundidad de la zona a compresión del hormigón. Elaborado por: Criollo, Stalin, 2018; Fuente: Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012)

Los parámetros necesarios para calcular c se muestran en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Parámetros para cálculo de c

$\frac{A_s - A'_s}{l_w * b_w}$	Si el armado del muro es simétrico, este parámetro es 0
$P_u = (1.2 + 0.2S_a)D + E + L$	$P_u = 1.4D + E + L = 352 \text{ t}$
$\frac{P_u}{A_g f'_c}$	$\frac{352000}{30 * 240 * 280} = 0.17$
$\frac{c}{l_w} = 0.25 \rightarrow c = 0.25 * 240 = 60 \text{ cm}$ Puesto que $60 \text{ cm} > 13.3 \text{ cm}$, elementos especiales de borde son necesarios	

El valor de P_u se obtiene de la combinación de carga que da el mayor valor, de forma que también c sea el mayor valor posible. El valor de S_a en la tabla anterior es la aceleración espectral máxima y se calcula como ya se indicó en la ecuación (4.22).

La longitud del elemento especial de borde l_{be} debe ser

$$l_{be} \geq \max [c - 0.1 * l_w; c/2] \quad (4.25)$$

El primer valor es 0.36 m, y el segundo 0.30 m. Por tanto debe ser mayor o igual a 0.36 m.

Detallamiento especial

Recubrimiento y longitud de anclaje

El recubrimiento adecuado para muros estructurales interiores, protegidos de la intemperie, es de 2 cms (American Concrete Institute, 2015), (Allen & Iano, 2009).

La longitud de anclaje l_{dh} de las varillas horizontales dentro de los elementos de borde, debe ser mayor que [2]:

$$l_{dh} \geq \left[0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b; 8d_b; 150 \text{ mm} \right] \quad (4.26)$$

En la Tabla 4.5 se muestran los diferentes valores calculados

Tabla 4.5. Cálculo de l_{dh}

$0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$	$0.24 \frac{420}{\sqrt{28}} d_b = 19d_b = 19 * 1.4 = 26.6 \text{ cm}$
$8d_b$	$8 * 1.4 = 11.2 \text{ cm}$
$l_{dh} \geq [26.6; 11.2; 15 \text{ cm}] \rightarrow l_{dh} \geq 26.6 \text{ cm}$	

Espaciamiento y área de estribos

El espaciamiento (American Concrete Institute, 2015) es

$$s \leq \min \left[b_w/4; 6d_{blong}; 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right); 15 \text{ cm} \right] \quad (4.27)$$

La cantidad de acero en estribos (American Concrete Institute, 2015) es

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \left[0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right] \quad (4.28)$$

Los valores calculados se muestran en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Cálculo de espaciamiento y área de estribos

$b_w/4 = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$	$6d_{blong} = 6 * 1.4 = 8.4 \text{ cms}$	$10 + \left(\frac{35-h_x}{3} \right) = 13.7 \text{ cm}$	15 cm
$s \leq \min[7.5; 8.4; 13.7; 15 \text{ cm}] \rightarrow s = 7.5 \text{ cm}$			
$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.3 \left(\frac{45+30}{41+26} - 1 \right) \frac{28}{420} = 0.0053$		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.09 \frac{28}{420} = 0.006$	
$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq [0.0053; 0.006]; b_{c1} = 41 \rightarrow A_{sh1} = 1.8 \text{ cm}^2 (3d10); b_{c1} = 26 \rightarrow A_{sh2} = 1.2 \text{ cm}^2 (2d10)$			

Nótese que h_x es el espaciamiento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por refuerzo transversal; b_c es la dimensión del núcleo confinado de hormigón, desde el borde externo de los estribos.

El resultado final se observa en la Figura 4.8.



Figura 4.8. Armado del muro estructural. Elaboración: Criollo, Stalin, 2018

Variación del armado con la altura

El armado indicado en la Figura 4.8 corresponde a la zona donde se espera que el hormigón se comporte plásticamente, en la base del cantiléver estructural (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012), (Naeim, 2001). Si en el tope del cantiléver se deberá colocar la cuantía mínima de acero, entonces hay que reducir poco a poco el armado sobre todo de los elementos especiales estructurales, que en el tope ya no existirían.

Unas pocas reglas prácticas: el armado calculado en este literal se extiende por lo menos por dos pisos; luego se elimina la vincha y una varilla a cada lado corto del elemento especial estructural, se aumenta el espaciamiento de los estribos a 20 cm y, además, las varillas del armado horizontal se extienden sin dobleces dentro de los elementos especiales estructurales. Lo anterior se realiza hasta el punto en que, suponiendo una reducción lineal de la cuantía hasta la mínima igual a 0.0025, se tiene una cuantía igual a $2.8/f_y$. Posteriormente, se eliminan los estribos.

Conclusiones

Sismos pasados aún muestran que el diseño de los muros estructurales tiene que mejorar. Sin embargo, estas enseñanzas han permitido plantear los siguientes criterios estructurales:

Debe procurarse que los muros estructurales esbeltos fallen por fluencia del acero en su base. Para lograrlo, se reducen los esfuerzos admisibles por cortante y se mayor el cortante actuante para tomar en cuenta efectos dinámicos y la mayor armadura longitudinal colocada respecto a la necesaria por flexión.

Se busca también, a través del suficiente espesor del muro y recubrimientos no excesivos, controlar que cuando el hormigón no confinado se pierda, el núcleo remanente no pandee.

Si los esfuerzos a compresión del hormigón son significativos, lo que de acuerdo a la restricción expresada en la ecuación (4.24), ocurre casi siempre, es necesario aumentar su resistencia por medio de estribos y concentración de varillas longitudinales en los extremos del muro, es decir usando elementos especiales de borde.

Las condiciones de anclaje de las varillas horizontales en zonas donde se va a producir daño, es detallada especialmente, doblándolas para colocarlas por dentro de los estribos.

4.9 CUESTIONARIOS

CUESTIONARIO 3.1

1. Los muros son soluciones estructurales económicas, en qué caso?
 - a. Edificios bajos de gran área
 - b. Edificios de altura baja a media
 - c. Edificios altos a muy altos
 - d. Edificios con pisos subterráneos

2. Los muros que se extienden desde la cimentación hasta un piso intermedio, ¿son permitidos por el ASCE7-16?
 - a. siempre
 - b. con disminución de las cargas sísmicas
 - c. con penalización
 - d. nunca

3. ¿Cómo se puede mejorar la transferencia de cargas del muro al diafragma?
 - a. Con diafragmas sólidos
 - b. Con perforaciones en los diafragmas
 - c. Con diafragmas flexibles
 - d. Distribuyendo uniformemente las perforaciones

4. ¿Cómo se podría anclar eficientemente las vigas que se unen a un muro?
 - a. Disminuyendo el ancho de las vigas
 - b. Usando elementos de borde especiales en el muro
 - c. Aumentando la longitud del muro
 - d. Usando más acero horizontal y menos vertical

5. ¿Cómo se define un machón de muro?
 - a. $l_w/b_w \leq 6.0$ y $h_w/l_w \geq 2.0$
 - b. $l_w/b_w \leq 2.0$ y $h_w/l_w \geq 4.0$
 - c. $l_w/b_w \leq 2.0$ y $h_w/l_w \geq 5.0$
 - d. $l_w/b_w \leq 2.0$ y $h_w/l_w \geq 6.0$

6. ¿Cuál es el mecanismo de colapso deseado en muros con vigas acopladas?

- a. Cedencia a flexión en la base del muro, luego cedencia dúctil en vigas
- b. Cedencia dúctil en vigas, luego cedencia a flexión en la base del muro
- c. Cedencia por cortante en vigas, luego cedencia por flexión
- d. Cedencia dúctil en vigas, luego aplastamiento del hormigón

7. ¿Para qué se usan estribos en los muros?

- a. Confinamiento y rigidez
- b. Adherencia y rigidez
- c. Confinamiento y control pandeo local
- d. Rigidez

8. ¿Por qué se coloca el refuerzo vertical por dentro del horizontal?

- a. Los traslapes funcionan mejor
- b. Los esfuerzos de flexión más importantes están en el refuerzo vertical
- c. Se evita pérdida excesiva del recubrimiento
- d. Se controla pandeo

9. Un sistema dual, es aquel en que los pórticos resisten al menos el ____ % de las fuerzas sísmicas.

- a. 80
- b. 75
- c. 50
- d. 25

10. UBC 1997 recomienda que la carga axial máxima actuante sea menor o igual al ____ % de la carga máxima nominal.

- a. 25
- b. 30
- c. 35
- d. 40

11. El factor de amplificación dinámica del cortante, para edificaciones de N pisos hasta un máximo de 6 es:

- a. $1.3 + N/30$

- b. $0.9+N/10$
- c. $0.9+N/30$
- d. $1.3+N/10$

12. Indique dos tipos de falla por cortante

- a. Tensión diagonal – aplastamiento del hormigón
- b. Tensión diagonal – compresión diagonal
- c. Tensión diagonal - pandeo
- d. Deslizamiento por cortante – fluencia del acero

13. ¿Dónde ocurre el deslizamiento por cortante?

- a. Grietas diagonales
- b. Pisos intermedios
- c. En la zona de aplastamiento del hormigón
- d. Juntas de construcción

14. Dos métodos de análisis estructural sísmico

- a. Estático equivalente – estático lineal
- b. Estático equivalente – historia de vibraciones armónicas forzadas
- c. Modal espectral – historia de respuesta sísmica
- d. Estático inclinado – modal espectral

CUESTIONARIO 4.2

1. El piso tiene 2.89 m de alto, en los que entran 17 escalones. De manera preliminar el largo del muro será por lo menos:

- a. 2.10 m
- b. 2.70 m
- c. 2.4 m
- d. 2.50 m

2. El edificio de la pregunta 1 tiene 8 pisos de alto. Cuál es el alto del muro:

- a. 26.01 m
- b. 28.90 m
- c. 29.00 m
- d. 31.79 m

3. Si NO se usan elementos especiales de borde. Cuál es el espesor recomendable?

- a. 28 cm
- b. 25 cm
- c. 20 cm
- d. 18 cm

4. Cuál es la carga permanente debida a cielo raso, si el espesor es de 3 cm?

- a. 0.033 T/m²
- b. 0.066 T/m²
- c. 0.072 T/m²
- d. 0.100 T/m²

5. Si $V_u=60$ t, $\omega=1.67$, $\phi_0=1.4$. Cuánto vale V_u ?

- a. 35.9 t
- b. 42.9 t
- c. 100.2 t
- d. 140.3 t

6. $V_n = 1.6 * \sqrt{f'_c} * b_w * l_w$ (sistema mks, esfuerzos en kgf/cm²) Si $f'_c=280$ Kg/cm², $b_w=0.2$ m, l_w varía entre 2.70 m y 2.40 m. Cuánto vale V_n ?

- a. 12.9 y 14.4 kgf/cm²
- b. 129 y 144 t/cm²
- c. 1.29 y 1.44 t/m²
- d. 0.129 y 0.144 t/cm²

7. Si $R=8$, y la deriva inelástica es 0.028. Cuánto vale la deriva elástica?

- a. 0.168
- b. 0.224
- c. 0.00047
- d. 0.0056

8. $M_{n,cs} = P_u * x_p + T_{s1} * (j_1 * l_w) + T_{s2} * (j_2 * l_w)$. Si $P_u=80$ t, $x_p=0.6$ m, $j_1=0.4$; $j_2=1.8*j_1$, $l_w=3.0$ m, $T_{s1}=50$ t y $T_{s2} = 100$ t. Cuánto vale $M_{n,cs}$?

- a. 291.6 t
- b. 324 t

- c. 400 t
- d. 457 t

9. La deriva es de 0.02 y el alto de piso es de 3.06 m. Cuál es el desplazamiento lateral?

- a. 0.046 m
- b. 0.055 m
- c. 6.1 cm
- d. 7.0 cm

10. ¿Cuál es el mecanismo de colapso deseado en muros con vigas acopladas?

- a. Cedencia a flexión en la base del muro, luego cedencia dúctil en vigas
- b. Cedencia dúctil en vigas, luego cedencia a flexión en la base del muro
- c. Cedencia por cortante en vigas, luego cedencia por flexión
- d. Cedencia dúctil en vigas, luego aplastamiento del hormigón

CUESTIONARIO 4.3

Diseñar un muro que soporte vigas prefabricadas separadas a 1.5 m. El ancho del apoyo de cada viga es de 25 cms, el muro está restringido a rotación en su tope y empotrado en su base.

Datos adicionales: $f'c/fy=240/4200$ kgf/cm², peso de las vigas PD=25 tonf, PL=8 tonf, alto no apoyado del muro 3.06 m, longitud del muro 3.5 m.

1. $tw = L/25$. ¿Cuál es el mínimo espesor del muro?

- a. 0.10 m
- b. 13 cm
- c. 0.15 m
- d. 22 cm

2. ¿Cuál es la capacidad por aplastamiento del muro si $tw=0.15$ m?

- a. 397.8 kgf
 - b. 61.2 tonf
 - c. 49.7 tonf
 - d. 69.9 tonf
- $$\phi Pn = 0,65(0,85 * f'c * tw * bVIGA)$$

3. ¿Cuál es la carga última transmitida por la viga, usando los dos datos del problema?

- a. 22.5 tonf
- b. 33 tonf
- c. 42.8 tonf
- d. 45.3 tonf

4. ¿Cuál es el ancho cooperante del muro para las cargas transmitidas por cada viga, $t_w=0.15\text{m}$?

- a. 1.0 m
- b. 85 cm
- c. 105 cm
- d. 42.5 cm

5. ¿Cuál es la capacidad a flexo-compresión, $t_w=0.15\text{ m}$?

- a. 80.9 tonf
- b. 93.3 tonf
- c. 109.3 tonf
- d. 95.2 tonf

$$\phi P_{nw} = 0,55 * \phi * f'c * Ag * \left[1 - \left(\frac{k * lc}{32 * h} \right)^2 \right]$$

6. ¿Cuál es la cantidad por metro de armadura vertical? $t_w=0.15\text{ m}$

- a. 3.8 cm²
- b. 3.0 cm²
- c. 2.25 cm²
- d. 1.8 cm²

7. ¿Cuál es la cantidad por metro de armadura horizontal? $t_w=0.15\text{ m}$

- a. 3.8 cm²
- b. 3.0 cm²
- c. 2.25 cm²
- d. 1.8 cm²

Se desea ubicar un muro estructural en el centro del cajón de escaleras de una estructura de 10 pisos. El alto de piso es de 3.24 metros. Las dimensiones de los escalones de la grada son 0.18 x 0.30 m. El ancho de la escalera es de 1.4 m, $f'c/f_y=280/4200\text{ kgf/cm}^2$.

8. El espesor recomendado del muro es

- a. 0.20 m
- b. 25 cm
- c. 30 cm
- d. 22 cm

9. El largo mínimo del muro es

- a. 2.10 m
- b. 2.40 m
- c. 2.70 m
- d. 3.00 m

10. ¿ Cuánto vale el cortante actuante mayorado $V_u' = \omega * \phi_0 * V_u$, si $V_u=60$ tonf, ,
 $\omega=(1.3+N/30)$?

- a. 137 tonf
- b. 140 tonf
- c. 109 tonf
- d. 209 tonf

11. ¿ Cuánto vale el cortante resistente si $t_w=25$ cm y $l_w=240$ cm?
 $\phi V_n = \phi * 1.6 * \sqrt{f_c} * b_w * l_w$

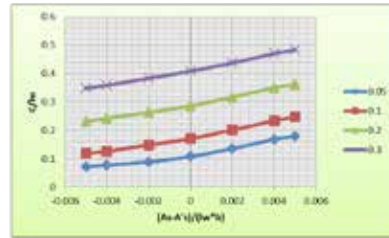
- a. 120.5 tonf
- b. 96.4 tonf
- c. 144.6 tonf
- d. 136.5 tonf

12. ¿Qué área de acero A_s2 hay en los elementos de borde? $T_s2=(M_n-M_1-$
 $P_u * X_p)/1.92$ m., $M_u=208$ tonf-m, $M_1=43.6$ tonf-m, $P_u * X_p=80$ tonf-m

- a. 43.96 tonf
- b. 10.5 cm²
- c. 13.3 cm²
- d. 44 cm²

13. Si $\frac{P_u}{A_g f'_c} = 0.17$, ¿cuánto vale c/l_w ?

- a. 0.15
- b. 0.20
- c. 0.25
- d. 0.30



14. ¿Cuál es la longitud mínima del elemento de borde si $c=0.70$ m y $l_w=2.40$ m?
 $l_{be} \geq \max [c - 0.1 * l_w; c/2]$

- a. 35 cm
- b. 45 cm
- c. 50 cm
- d. 70 cm

15. $l_{dn} \geq \left[0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b; 8d_b; 150 \text{ mm} \right]$, $d_b=14$ mm, ¿Cuál es la longitud mínima de anclaje?

- a. 11.2 cm
- b. 15 cm
- c. 26.6 cm
- d. 30 cm

16. $s \leq \min \left[b_w/4; 6d_{blong}; 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right); 15 \text{ cm} \right]$ Si $b_w=30$ cm, $d_b=14$ mm, $h_x=23.9$ cm, ¿Cuál es el espaciamiento mínimo?

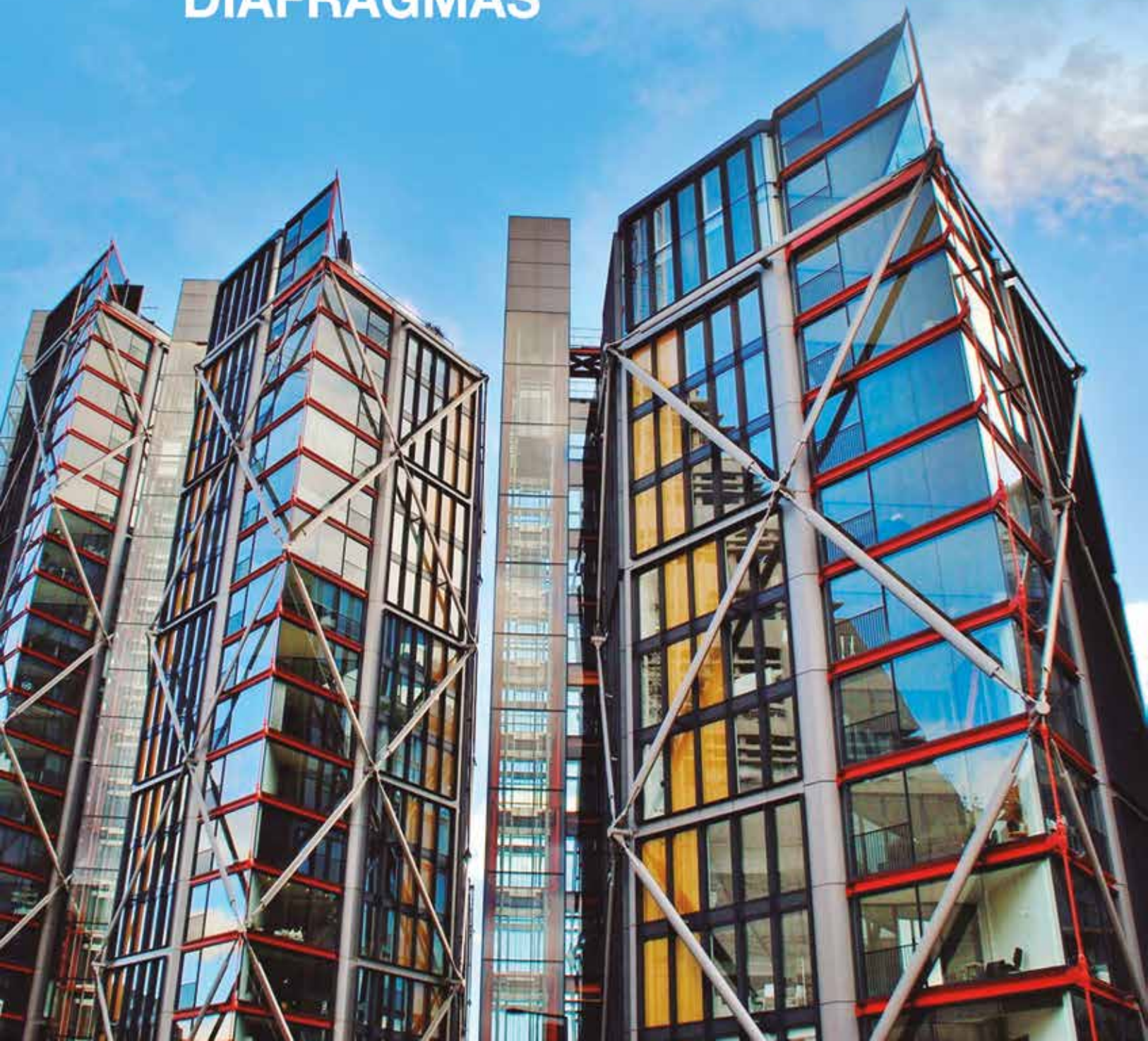
- a. 15 cm
- b. 13.7 cm
- c. 8.4 cm
- d. 7.5 cm

17. $\frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \left[0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right]$, el área gruesa es 1350 cm², el área del núcleo es 1066 cm², el área de recubrimiento es 568 cm². Si $b_c=41$ cm y $s=10$ cm, ¿Cuánto vale el área de estribos?

- a. 6 cm²
- b. 11.2 cm²
- c. 2.2 cm²
- d. 2.5 cm²

CAPÍTULO 5

DIAFRAGMAS



5.1 INTRODUCCIÓN

En este libro se llaman diafragmas a los elementos estructurales horizontales de gran área capaces de transmitir cargas horizontales a elementos estructurales verticales.

En los dos capítulos anteriores se ha hecho hincapié en la importancia de columnas y muros para resistir las cargas sísmicas y para reducir derivas. Sin embargo, las cargas sísmicas, por ser inerciales, se generan en los elementos con masa, sobre todo las losas, desde donde tienen que ser colectadas y dirigidas a los elementos de soporte vertical. No sólo esto, sino que las losas, o más bien los diafragmas, además sirven para distribuir las cargas de uno a otro elemento estructural.

Entonces, los diafragmas son elementos estructurales que son capaces de colectar y distribuir cargas inerciales en su propio plano. Esto lo hacen por medio de colectores, cuerdas y puntales. Es de particular importancia el detallamiento de la conexión entre el diafragma y los otros elementos estructurales

Adicionalmente, no debe olvidarse que los diafragmas también soportan cargas perpendiculares a su plano.

ACI 318S-14 [2] resume lo anterior indicando que el diseño de un diafragma debe considerar:

- Las fuerzas generadas por cargas gravitacionales, puesto que forma parte de la estructura de los pisos y cubierta de un edificio.
- La fuerza axial, el cortante y el momento generados en el plano del diafragma considerado éste como una viga que se extiende entre los elementos verticales de soporte y sometida a cargas por sismo.
- Las fuerzas que debe transmitir el diafragma cuando hay un cambio de rigidez en columnas y muros.
- Las fuerzas inerciales que debe absorber el diafragma a través de sus conexiones con elementos no estructurales y estructurales.
- Las fuerzas generadas cuando el diafragma arriestra a elementos estructurales sin otros medios de arriostamiento.

5.2 COMPONENTES BÁSICOS DE UN DIAFRAGMA

Los componentes básicos de un diafragma son:

- Losas
- Colectores

- Puntales
- Cuerdas

Las losas son sistemas que, soportan cargas verticales, transmiten las cargas inerciales generadas dentro de la estructura de un elemento vertical resistente a otro, y además les brindan arriostramiento. Los colectores transmiten las cargas inerciales generadas dentro del diafragma a los elementos sismo-resistentes. Los puntales dan continuidad alrededor de aberturas del diafragma. Las cuerdas se encuentran en los bordes del diafragma resistiendo fuerzas de tensión y compresión generadas por flexión del diafragma. El refuerzo longitudinal se concentra en ellas y, en algunos casos, hay también refuerzo transversal. Los muros exteriores podrían trabajar como cuerdas siempre y cuando su conexión con el diafragma tenga suficiente resistencia al cortante transmitido entre ellos.

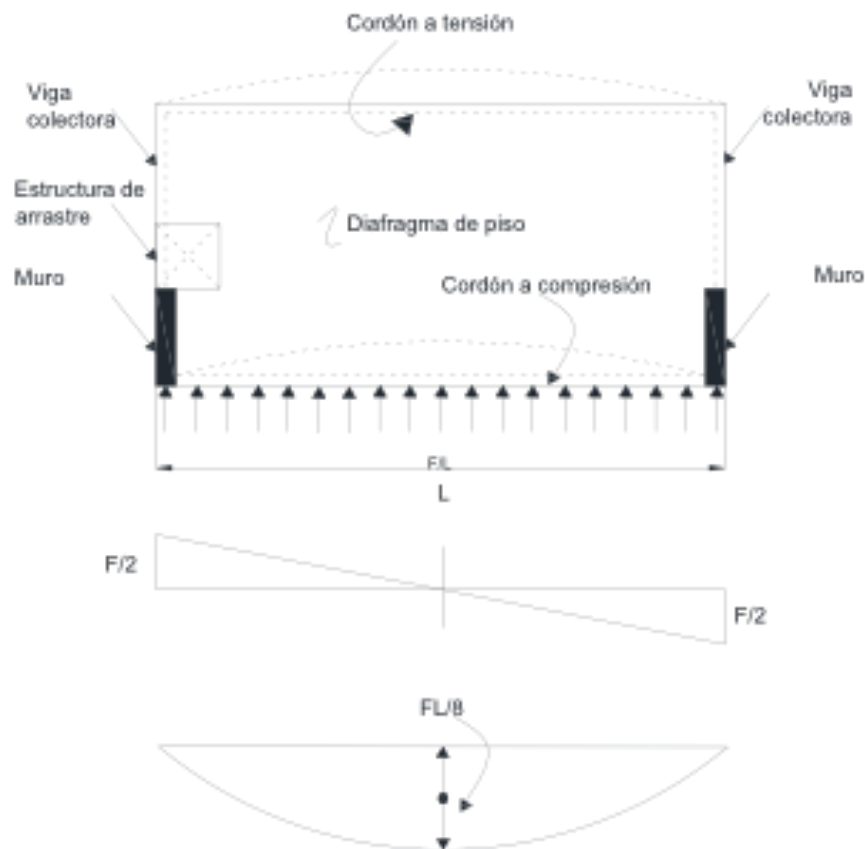
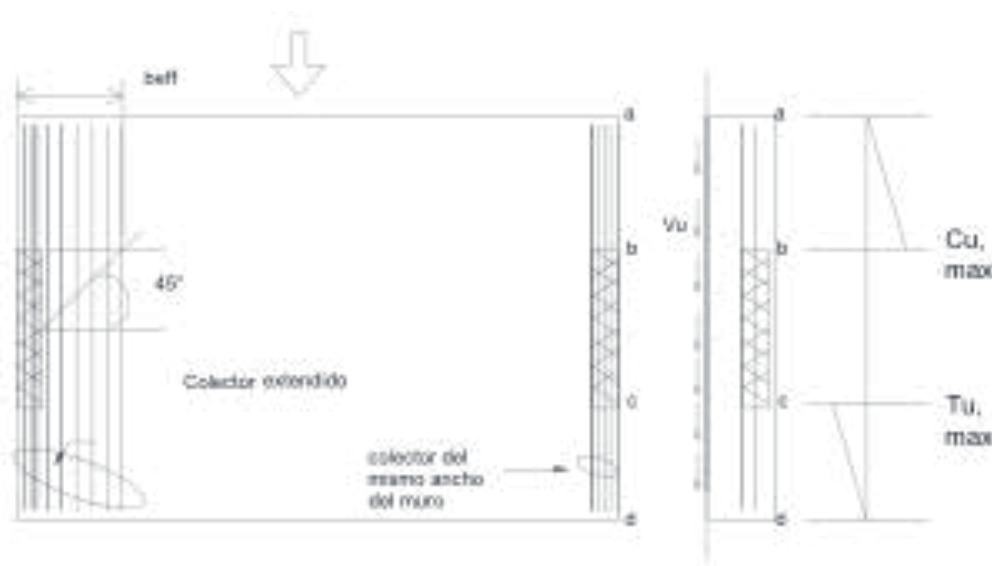


Figura 5.1 Diafragma trabajando como viga simplemente apoyada
Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Tall Building Design (Taranath, 2017)

La Figura 5.1 muestra una planta de un diafragma apoyado en dos muros estructurales y sometido a cargas laterales. Su modelo analítico es el de una viga simplemente apoyada con carga distribuida. De allí se calcula las fuerzas internas: cortante y momento. El cortante es resistido a través de una fuerza distribuida constante en todo el ancho del diafragma. El momento por un par de fuerzas tensión/compresión en los extremos superior e inferior del diafragma. Estas fuerzas se generan en lo que se denomina cuerdas o cordones, a tensión y compresión, que es donde se concentra el armado longitudinal y que se calculan de la misma forma que en una viga estándar.

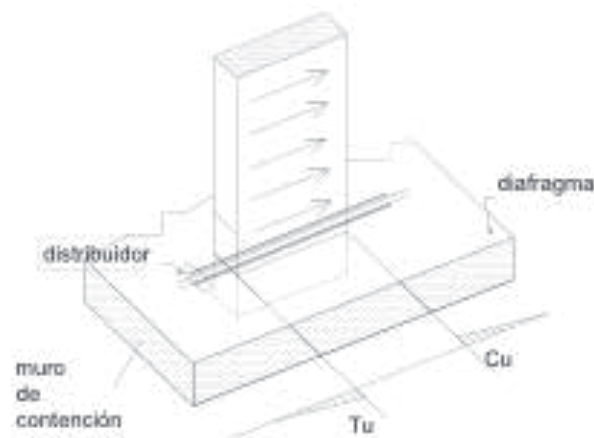
Colectores y distribuidores

Los colectores son elementos estructurales que absorben el cortante y lo conducen a los muros u otros elementos verticales resistentes. Se caracterizan por tener varillas longitudinales cercanamente espaciadas en un ancho igual al del muro o mejor en un ancho efectivo igual al del muro más la mitad de la longitud de este, ver Figura 5.2 a). Estas varillas resisten el cortante por medio de compresión o tracción, que va aumentando hasta ser transferido al elemento soportante vertical, ver Figura 5.2 b) que representa el trabajo de un colector con el mismo ancho que el muro.



a) Planta

b) Fuerzas absorbidas por el colector



c) Esquema de la ubicación de un distribuidor y las fuerzas que distribuye

Figura 5.2. Colectores y distribuidores

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Mochle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

En ocasiones, muros estructurales transmiten cargas en pisos superiores a través de un diafragma a muros de contención perimetrales. En este caso, el diafragma se arma con lo que se denomina un distribuidor, con las mismas características de un colector pero, que distribuye las cargas a través del diafragma a los muros de contención, ver Figura 5.2 c).

5.3 CARGAS SÍSMICAS

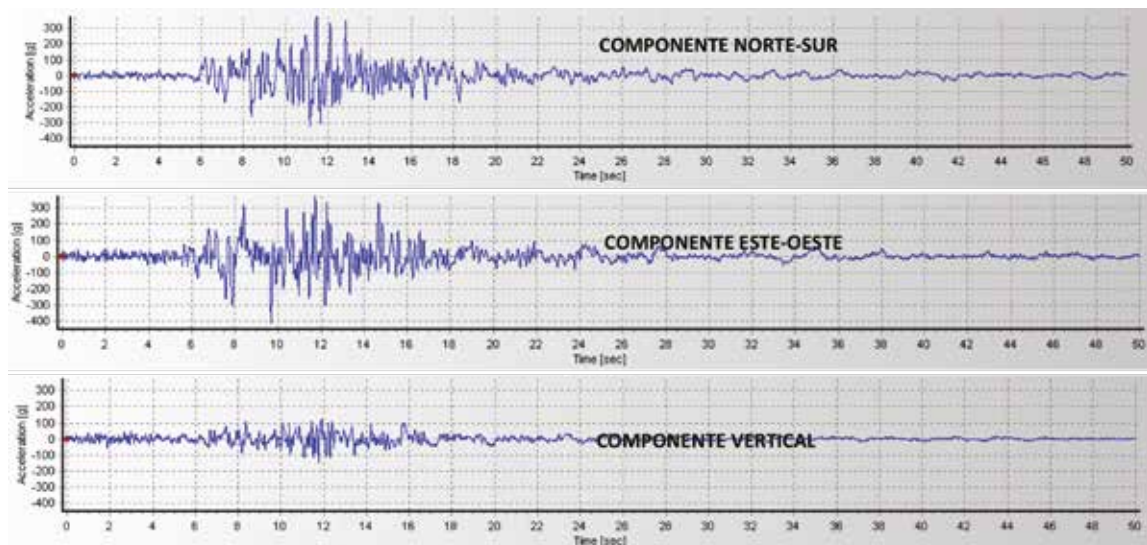


Figura 5.3 Aceleraciones sísmicas (sismo de 16 de abril de 2016, estación Manta)

El efecto directo de un sismo en un edificio es el movimiento de su base. Este movimiento se caracteriza por medio de sus aceleraciones. Dependiendo de la fuente, de la trayectoria, del tipo de suelo en el que está asentado el edificio y de la componente, estas aceleraciones pueden variar mucho. La Figura 5.3 por ejemplo, muestra acelerogramas registrados en la ciudad de Manta para las componentes norte-sur, este-oeste y vertical del sismo de 16 de abril de 2016 (IGPN, 2016), que con una magnitud de 7.8 Mb, es el más importante en el Ecuador desde el sismo de Ambato el 5 de agosto de 1949.

Para tomar en cuenta estas variaciones, la NEC-SE-DS en 6.2.2.f indica que deben considerarse al menos 3 eventos sísmicos utilizando las dos componentes horizontales. Se tomará para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

Si se usan 7 o más eventos, el diseño se basará en valores promedio.

Los acelerogramas deben seleccionarse y escalarse para poseer las características del sitio de construcción. Pueden ser artificiales.

5.4 CARGAS LATERALES DE DISEÑO

Los acelerogramas se usan para un análisis paso a paso en el tiempo, otro método alternativo es el modal espectral, y el más sencillo el estático lineal.

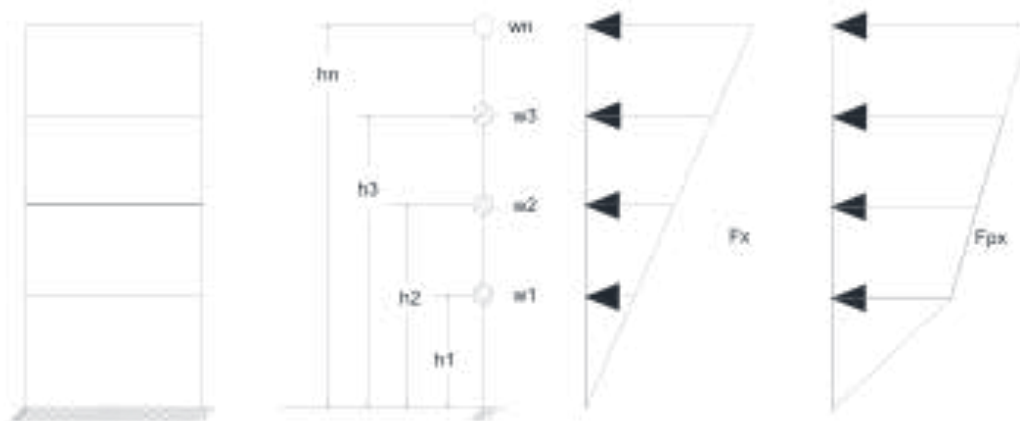


Figura 5.4 Cargas estáticas para diseño de pórticos y de diafragmas

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

La Figura 5.4 muestra un modelo analítico de un edificio, con masas concentradas a nivel de piso, además las cargas estáticas usualmente empleadas para el diseño de vigas y columnas y, las cargas empleadas para el diseño de diafragmas. Estas son mayores pues acumulan los cortantes de piso.

Las ecuaciones para el cálculo de las cargas laterales de diseño de los diafragmas, según ASCE7-16 [11] son:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad \text{ASCE7 - 16: 12.10 - 1} \quad (5.1a)$$

Donde F_{px} es la fuerza de diseño del diafragma, F_i es la fuerza de diseño aplicada en el nivel i , w_i es el peso tributario en el nivel i , w_{px} es el peso tributario al diafragma del nivel x .

La fuerza determinada en la ecuación ASCE7-16:12.10-1 no necesita ser menor que

$$F_{px} = 0.2S_{DS}I_e w_{px} \quad \text{ASCE7 - 16: 12.10 - 2} \quad (5.1b)$$

Ni tampoco ser mayor que

$$F_{px} = 0.4S_{DS}I_e w_{px} \quad \text{ASCE7 - 16: 12.10 - 3} \quad (5.1c)$$

Donde S_{DS} es la aceleración espectral máxima del espectro de diseño y I_e es la importancia de la estructura.

Distribución de fuerzas

Es importante recalcar que el comportamiento de pórticos y muros trabajando en conjunto es diferente al de cada uno de ellos trabajando por separado.

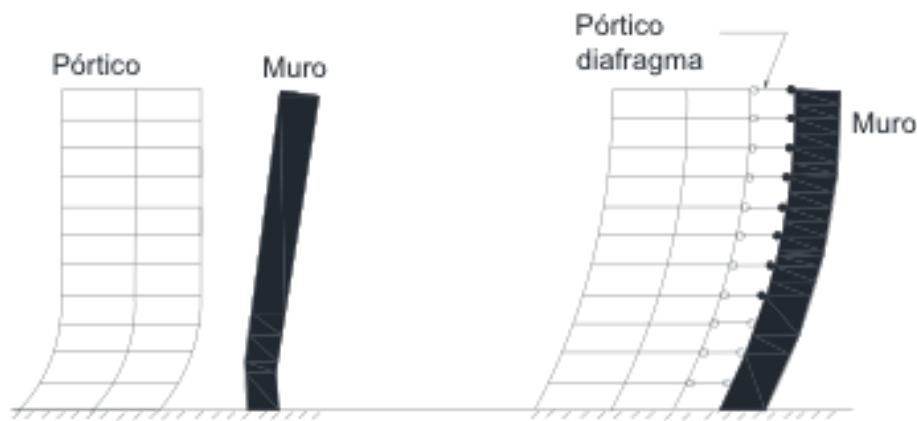


Figura 5.5. Comportamiento estructural de pórticos y muros estructurales

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Mochle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

La Figura 5.5 muestra a la izquierda el comportamiento estructural de pórtico y muro aislados. En cambio a la derecha cuando trabajan en conjunto. El cambio se debe a la presencia de los diafragmas, que son por tanto elementos esenciales distribuyendo las fuerzas entre pórtico y muro, no como elementos que trabajan a flexión perpendicular a su plano, pero sí a tracción y compresión en su plano.

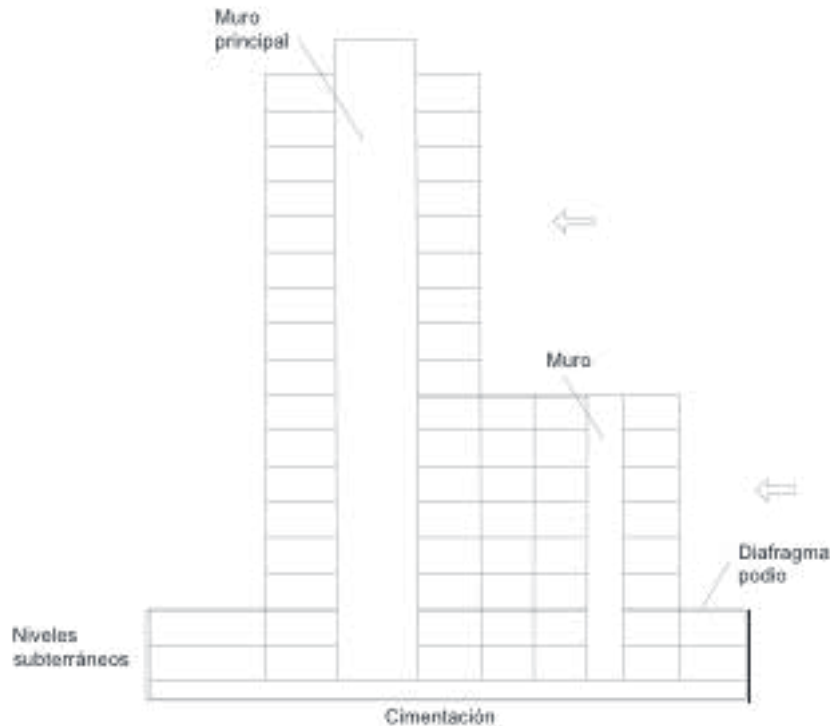


Figura 5.6 Vista lateral de estructuras con variaciones de rigidez y muros de contención

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

La Figura 5.6 muestra dos casos muy comunes en los que el diafragma tiene una función especialmente importante como elemento distribuidor de carga. El primero es el cambio de rigidez entre la torre y el podio. Aquí el diafragma debe transmitir las cargas de la torre a los elementos resistentes adicionales del podio. El segundo caso es el diafragma a nivel del terreno que está conectado con los muros de contención perimetrales. Aquí el diafragma trabaja transmitiendo una de las fuerzas del par que se opone al volteo del edificio (la otra fuerza del par es generada por la losa de cimentación).

5.5 TRANSFERENCIA DE FUERZAS

Como ya se ha indicado, las fuerzas sísmicas se transfieren a los elementos resistentes verticales a través del diafragma por medio de colectores. Dependiendo del ancho de estos, los cortantes transferidos por compresión/tracción de las varillas son directos e indirectos. Los directos son los que coinciden con el ancho del muro y los indirectos los que se transfieren en el ancho del colector por fuera del ancho del muro. Nótese también que parte del cortante es transferido del diafragma al elemento resistente vertical por fricción en los bordes comunes de ambos elementos.

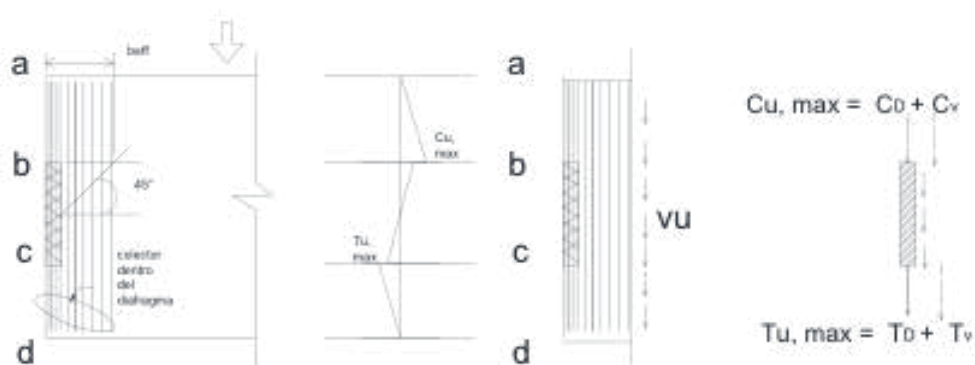


Figura 5.7 Fuerzas transferidas desde el diafragma

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

En la Figura 5.7 a la izquierda se observa la ubicación de un colector, caracterizado por las varillas cercanamente espaciadas. En la Figura 5.7 al centro se observan las fuerzas de tracción/compresión que se van desarrollando en las varillas, las fuerzas de fricción entre el muro y el diafragma, además del cortante en el diafragma v_u . Finalmente, en la misma Figura 5.7, pero a la derecha, la fuerza total de tracción/compresión desarrollada contra el muro $T_{u,max}/C_{u,max}$ es igual a la que hay en una franja con ancho igual al del muro más la fuerza por fuera de ese ancho T_D/C_D y, adicionalmente se considera el cortante que se transfiere por fricción T_V/C_V .

Refuerzo por cortante

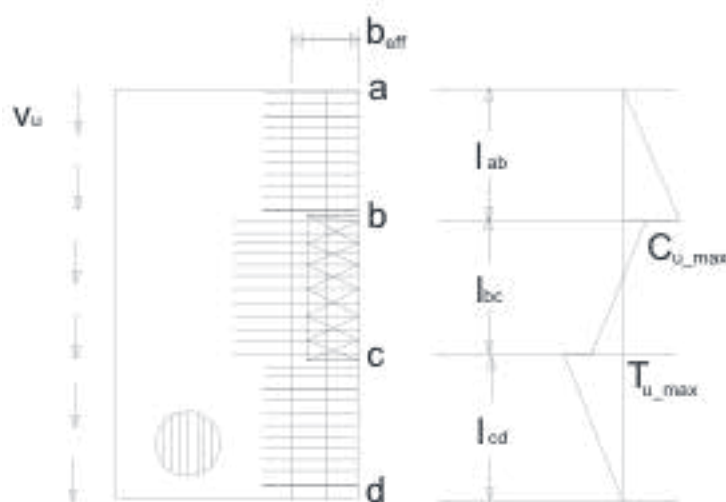


Figura 5.8 Refuerzo por cortante, refuerzo del colector y refuerzo por cortante-fricción

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

En la Figura 5.8 se observan las varillas de la losa que resisten cortante, las varillas del colector y, principalmente, la distribución de las varillas que unen la losa con el colector y que trabajan por cortante-fricción.

Colectores distribuidos

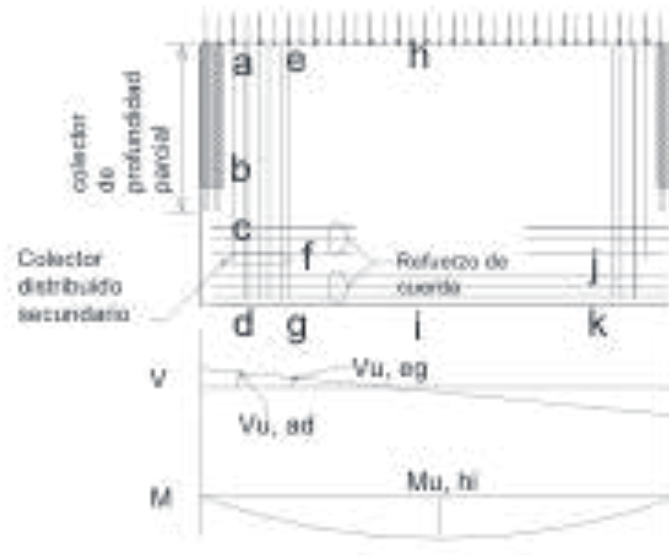


Figura 5.9 Colectores distribuidos

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

Muchas veces la ubicación de los muros hace que los colectores, aún usando su máximo ancho efectivo, sean eficaces sólo en parte de la profundidad del diafragma. Una alternativa es colocar un colector con el ancho del muro y donde se supere su resistencia plantar el refuerzo de la cuerda. En este caso, la absorción de cortante hasta el extremo inferior del diafragma se hará mediante colectores distribuidos secundarios. Obviamente, en este extremo inferior del diafragma se colocará nuevamente el refuerzo necesario de la cuerda a tracción.

La Figura 5.9 muestra un diafragma con colectores de profundidad parcial, complementados con colectores distribuidos secundarios. En la parte inferior se observan los gráficos de cortante y momento. El cortante a ser absorbido por el colector distribuido secundario es el que se da entre las secciones a-d y e-g.

Transferencia de fuerzas a los muros

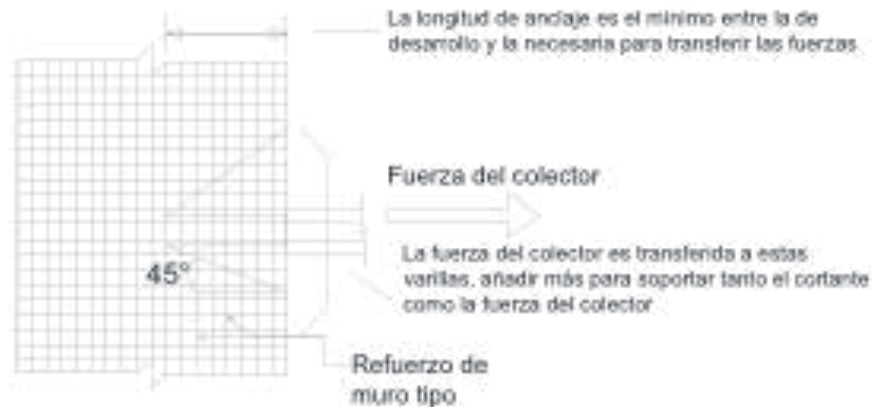


Figura 5.10 Transferencia directa de la fuerza del colector al muro estructural

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Mochle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

La Figura 5.10 muestra que la fuerza del colector se transfiere de las varillas del colector a las varillas horizontales del muro estructural dentro de un área determinada por el mínimo entre la longitud de desarrollo de las varillas del colector y la de las varillas del muro y ángulos de 45°. El número de barras horizontales en el muro estructural probablemente aumentará con el fin de resistir tanto el cortante del muro como la fuerza del colector.

Transfiriendo fuerzas alrededor de aberturas

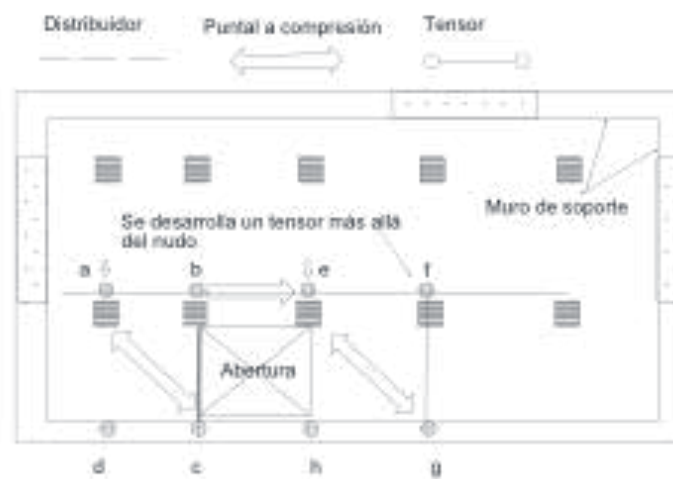


Figura 5.11 Transferencia de fuerzas alrededor de aberturas

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Mochle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

La Figura 5.11 muestra la planta de un diafragma apoyado en un muro y en columnas y con una abertura en la parte inferior. Para transferir las cargas alrededor de la abertura al muro es necesario crear una especie de armadura con elementos a tensión y compresión adicionales al colector. Préstese atención a que las varillas de los elementos a tensión deben desarrollarse más allá del nudo teórico.

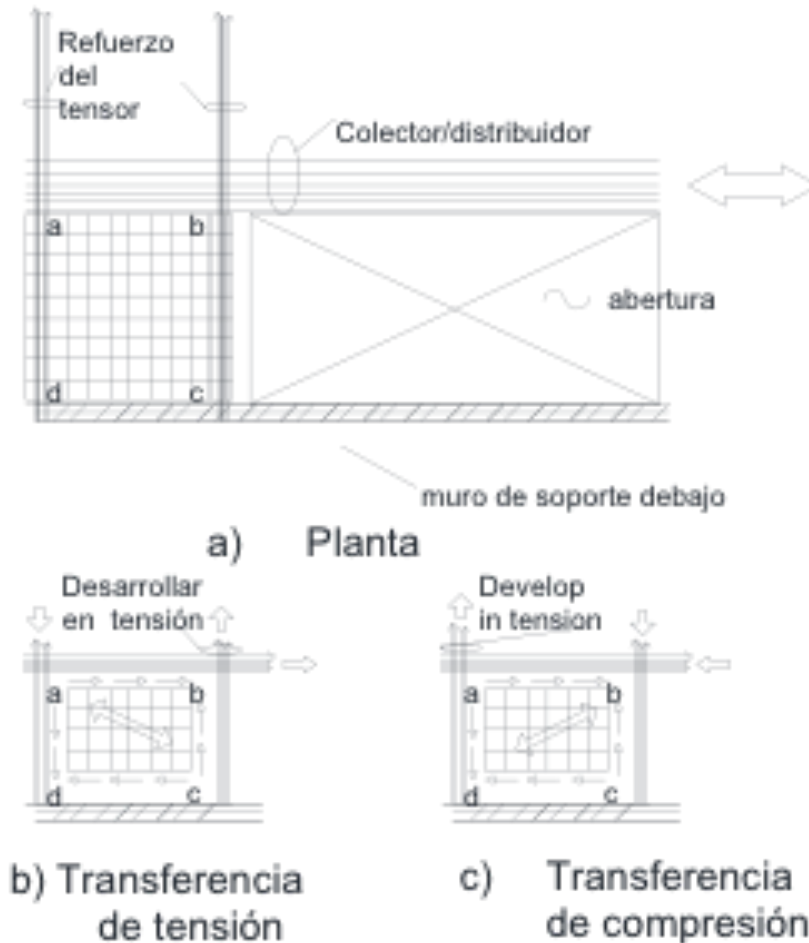


Figura 5.12 Disposición de las armaduras junto a una abertura y un colector

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

La Figura 5.12 muestra la armadura del colector y las armaduras perpendiculares que funcionan como tensores. Entre ellas queda una losa, con una malla formada por las varillas que transmiten cortante, y donde se desarrolla un puntal a compresión, cuya dirección depende de la de la fuerza sísmica.

Diafragmas con grandes aberturas

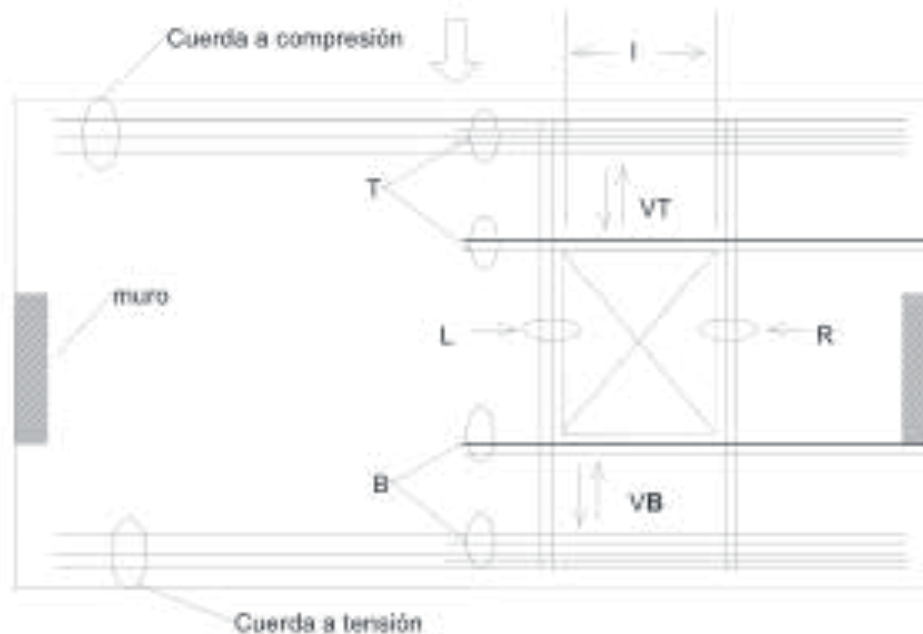


Figura 5.13 Armadura alrededor de una abertura

Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010)

La Figura 5.13 muestra una gran abertura que provoca que su parte superior esté a compresión y la inferior a tracción. En este caso se necesitan cuerdas secundarias tanto arriba como abajo y tensores a la izquierda y derecha de la abertura para transmitir cargas. Además de reforzar las cuerdas principales. Nuevamente se forman áreas intermedias, losas, en que el cortante se resiste por medio de puntales

5.6 LOS SISMOS EN EL ECUADOR Y EL DISEÑO DE DIAFRAGMAS, MUROS ESTRUCTURALES Y PÓRTICOS

Luego del sismo de Bahía de 04 de Agosto de 1998, de magnitud Mb 7.1, a una profundidad de 33 Km y a una distancia de 10 Km de la ciudad de Bahía de Caráquez, los mejores ingenieros civiles del país se enfrentaron a la tarea de reparar y reforzar muchas estructuras de hormigón armado de esa ciudad. Se usaron dos alternativas principales.

La primera fue reforzar columnas y vigas mediante encamisados. El objetivo, logrado, fue reducir las derivas por debajo del valor de 0.02. Una limitación fue el volumen importante de los encamisados que afectaban la concepción arquitectónica. Sin embargo, el sismo de 16 de abril de 2016 (sismo 16A), de magnitud Mb 7.8, a una profundidad de 20 km y a una distancia de 112 km de Bahía de Caráquez, volvió

a afectar estas estructuras y, prácticamente con los mismos daños, de nuevo en las mamposterías. Una conclusión clara es que las estructuras aporricadas de hormigón armado no pueden ser reforzadas, dentro de límites aceptables arquitectónicamente, para soportar sismos relativamente moderados, con poco daño en la mampostería.

La segunda alternativa consistió en el reforzamiento mediante muros estructurales y la conexión adecuada de las mamposterías a los elementos resistentes. Estas estructuras sufrieron daños mucho menos severos como resultado del sismo 16A.

A continuación se muestra una metodología para impulsar el uso de muros estructurales en nuestro país, resaltando que el diseño debe incluir el de los diafragmas. En efecto, si bien los muros, debido a su rigidez, absorben porcentajes muy importantes de las cargas sísmicas, por lo que es necesario diseñarlos con cuidado, es necesario además prestar atención a sus conexiones y a su comportamiento con los diafragmas.

Análisis matricial de estructuras con pórticos, muros y diafragmas

Se ha indicado previamente que los muros estructurales en edificios de hormigón armado funcionan como cantilivers (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011, revised 2012). Si su relación de aspecto, alto para largo, es mayor a 2, funcionan predominantemente a flexión. Sin embargo, el cortante no puede ser ignorado si esta relación de aspecto está entre 2 y 0.5 y, controla el funcionamiento estructural si la relación de aspecto es menor a 0.5. En resumen, junto a los términos de flexión se tienen que incluir los de corte, por ejemplo, en el caso del desplazamiento lateral de un cantiliver (Bazán & Meli, 2003):

$$\Delta_{lateral} = \frac{P * H^3}{3EI} + \frac{P * H}{G * A_e} \quad (5.2)$$

Donde P es una carga lateral, es la altura del cantiliver, es el módulo de elasticidad, es la inercia de la sección transversal, es el módulo de cortante y es el área efectiva de cortante de la sección, en el caso de secciones rectangulares igual al área gruesa reducida por 2/3.

Hay que insistir en que lo anterior requiere que en el análisis matricial de estructuras, no baste con los términos tradicionales de flexión sino que hay que incluir los efectos de corte.

Por otra parte, para modelar un muro con el método tradicional de análisis de pórticos, en el que se lo representa como un elemento unidimensional similar a una columna, hay que mostrar la intersección con las vigas por medio de extremos de rigidez infinita.

Las matrices de rigidez que incluyen el efecto de corte y extremos de rigidez infinita pueden ser encontradas en referencias tales como (Bazán & Meli, 2003) y (Aguiar, 2010).

Nótese que los programas de cálculo estructural incluyen de manera estándar los efectos de corte y pueden modelar fácilmente los extremos de rigidez infinita.

Es necesario recalcar que el objetivo de incluir muros en una estructura aperticada es cambiar su comportamiento, como se notaría en la reducción sustancial de las derivas de piso. En realidad, los muros y pórticos se complementan, puesto que los desplazamientos del pórtico son mayores en los primeros pisos, pero los del muro lo son en los últimos. Al trabajar en conjunto, los desplazamientos se reducen en todos los pisos. Esto es posible gracias a los elementos de nexo entre el pórtico y muro. Como se ha indicado previamente en este capítulo, no son vigas, pues sus anchos serían muy grandes respecto al espesor del muro, dificultando su conexión. Son elementos que simplemente forman parte de los diafragmas. Nótese que se los modela como barras con articulaciones en sus extremos, es decir que trabajan fundamentalmente a compresión y tracción y no a flexión.

A continuación, se revisará el reto de colocar muros y pórticos en modelos 3D. Se aprovechará la idea que se ha desarrollado previamente de que pórticos y muros no necesitan estar juntos sino que se los conecta con los diafragmas. Sin embargo, un criterio adicional importante es que, debido a que los pórticos y muros absorben mucha carga, hay que procurar que no produzcan efectos indeseables tales como torsión en planta. Por este motivo su disposición debe ser simétrica, procurando que el centro de masas de los diafragmas coincida con el de rigidez. Por otra parte, se distinguirán elementos estructurales pensados para soportar cargas laterales de los que más bien resisten cargas verticales. Con estas ideas en mente, se propone la configuración estructural que se muestra en la Figura 5.14.

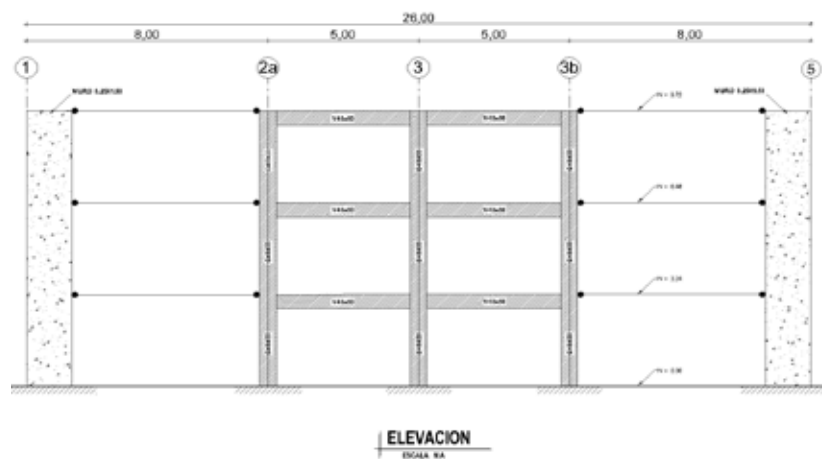
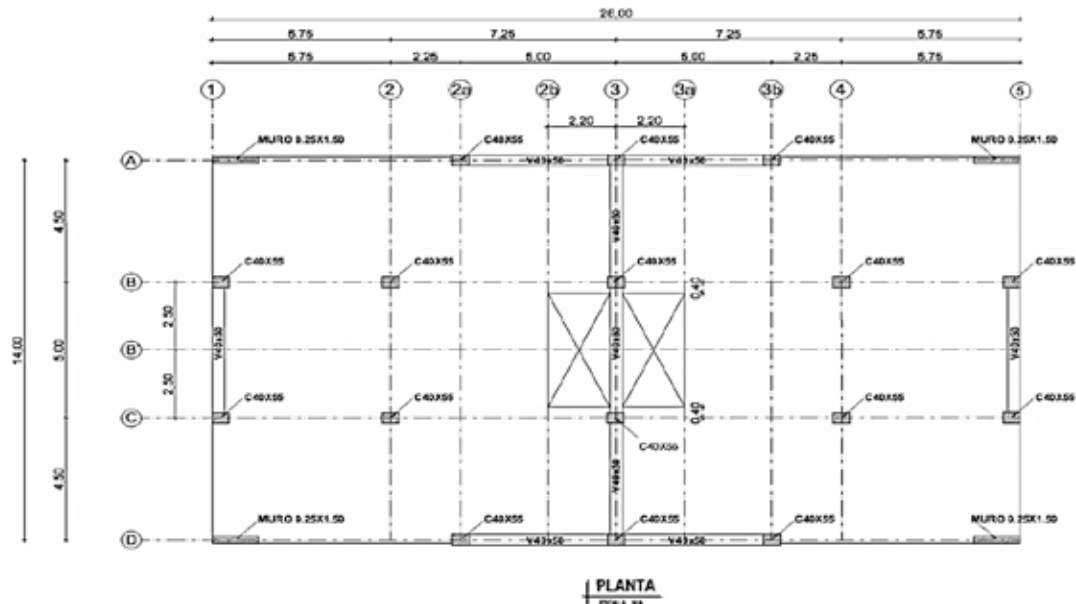


Figura 5.14. Configuración estructural. Planta y vista frontal
Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Caiza, Pablo, 2018

En la Figura 5.14 el pórtico entre los ejes 2a y 3b es predominante, pero ya no es continuo, y además los muros juegan un papel importante. Las cargas entre pórticos y muros se distribuyen gracias a las barras biarticuladas, capaces de soportar únicamente carga axial, que representan los cordones y/o colectores de los diaframas. El diafragma debe ser adicionalmente diseñado para soportar cargas verticales. En la planta estructural

de la Figura 5.15, por este motivo, aparecen las columnas en los ejes 2 y 4. Aquí debe chequearse punzonamiento. Nótese que la distribución de elementos verticales es simétrica, con el fin de que el centro de masas coincida con el de rigideces.

En este ejemplo, el predimensionamiento de los elementos estructurales se basa en el análisis aproximado de MacLeod (Bazán & Meli, 2003), que determina el desplazamiento lateral máximo de la edificación, la fuerza cortante máxima en los pórticos y el momento de volteo en la base de los muros. Por su importancia este método se describe a continuación.

El desplazamiento lateral máximo $\Delta_{\text{máx}}$ de la edificación se asume igual a:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{P}{K_f} \quad (5.3)$$

Donde P es la carga que resultaría si muros y pórticos están unidos únicamente a nivel del piso más alto, K_f es la rigidez lateral de los pórticos y conceptualmente es igual a $F_{\text{último piso en los pórticos}} / \Delta_{\text{último piso}}$. Se podría calcular como:

$$\frac{1}{K_f} = \sum_n \left(\frac{1}{R_i} \right) \quad (5.4)$$

Donde R_i es la rigidez lateral del entrepiso i, y n es el número de pisos. K_f no es más que la rigidez equivalente de un sistema formado por resortes en serie.

Las rigideces laterales de entrepiso R_i se calculan de forma aproximada usando las fórmulas de Wilbur. Si las columnas están empotradas en su base, y considerando

$$k = \frac{\text{Inercia}}{\text{Longitud}} :$$

Primer entrepiso,
$$R_1 = \frac{48E}{D_1 h_1} \quad (5.5a)$$

$$D_2 = \frac{4h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} \quad (5.5b)$$

Donde E es el módulo de elasticidad, h_1 , h_2 son las alturas del primer y segundo entrepisos, $\sum k_{c1}$ es la suma de las rigideces de las columnas del primer entrepiso y $\sum k_{t1}$ es la suma de las rigideces de las vigas del primer entrepiso.

Segundo entrepiso,
$$R_n = \frac{48E}{D_n h_n} \quad (5.6a)$$

$$D_n = \frac{4h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum k_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum k_{tn}} \quad (5.6b)$$

Donde h_1, h_2, h_3 son las alturas del primer, segundo y tercer entrepisos, $\sum k_{c1}, \sum k_{c2}$ son las sumas de las rigideces de las columnas del primer y segundo entrepisos y $\sum k_{t1}, \sum k_{t2}$ son la suma de las rigideces de las vigas del primer y segundo entrepisos.

$$\text{Otros entrepisos, } R_n = \frac{48E}{D_n h_n} \quad (5.7a)$$

$$D_n = \frac{4h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum k_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum k_{tn}} \quad (5.7b)$$

Donde el subíndice n se refiere el número del entrepiso que se calcula, m es el número del entrepiso inferior y o es el del entrepiso superior.

Según MacLeod:

$$\frac{P}{W} = 0.55 \frac{\sum K_f}{\sum K_f + \sum K_m} \quad (5.8)$$

Donde W es la carga lateral total aplicada (American Concrete Institute, 2015), (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2014) y (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-RE, 2014), $\sum K_f$ es la sumatoria de las rigideces laterales globales de cada pórtico, y $\sum K_m$ es la sumatoria de las rigideces laterales globales de cada muro.

Las rigideces laterales globales de muro $\sum K_m$ se calculan como:

$$\sum K_m = \frac{3E}{H^3} \sum I_m \quad (5.9)$$

Donde $\sum I_m$ es la suma de las inercias de las secciones de los muros. Vale la pena resaltar que esta rigidez se calcula de la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en el tope de un cantiliver.

En la ecuación de MacLeod se controla que la rigidez de los muros sea por lo menos el 25 % de la rigidez de los pórticos.

La ecuación que determina $\Delta_{m\acute{a}x}$ se usa para controlar que la deriva sea menor a 0.015.

La ecuación para calcular la fuerza cortante máxima $V_{m\acute{a}x}$ en los pórticos es:

$$V_{m\acute{a}x} = 1.3 P \quad (5.10)$$

La ecuación para calcular el momento de volteo en la base del muro M_{muro} es:

$$M_{muro} = M_{total} - P * H \quad (5.11)$$

Donde M_{total} es igual a la suma de las fuerzas sísmicas en cada piso por la distancia al piso, y H es la altura total de los muros.

Una vez determinada la geometría y las cargas actuantes en la estructura se continúa con el diseño de la misma. Un procedimiento estándar para los muros está descrito al final del capítulo 4.

El diseño del diafragma debe empezar por el cálculo de las cargas aplicadas sobre este. Se conoce que las cargas para el análisis de los diafragmas son mayores que para el pórtico porque se usan los cortantes, es decir la suma de las cargas de piso. Sin embargo, para evitar excesivo conservadurismo en el diseño de toda la estructura, cada diafragma se analiza por separado.

Un modelo sencillo del diafragma en la estructura propuesta es el de una viga con tres apoyos y carga distribuida como se observa en la Figura 5.15.

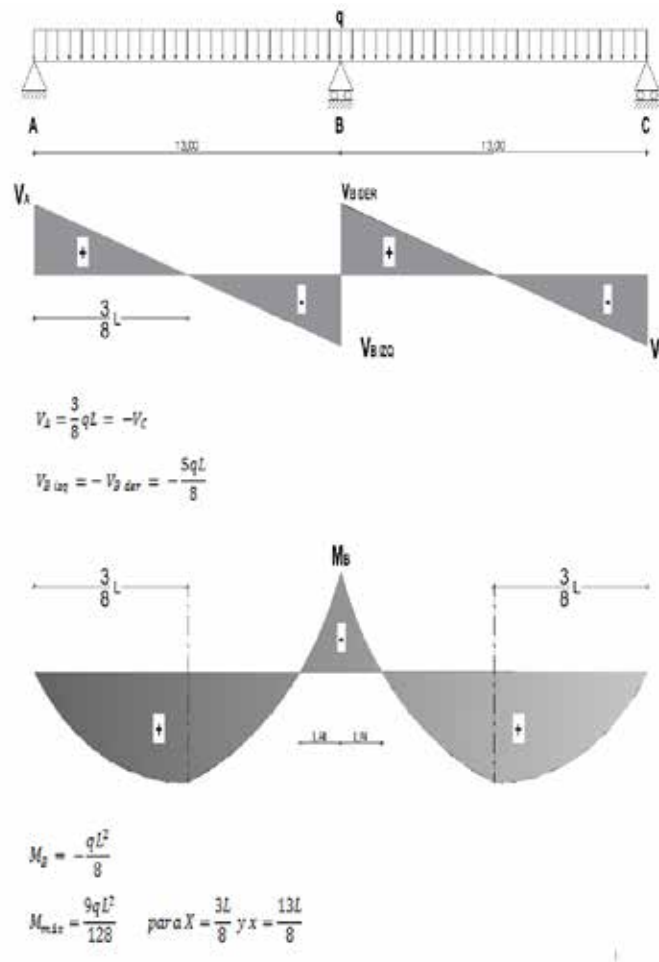


Figura 5.15. Modelo de diafragma, cortante y momento
Elaboración: Chicaiza, Carla, 2018; Fuente: Caiza, Pablo, 2018

En la Figura 5.15, los apoyos A, B y C corresponden a los muros y pórtico en los ejes 1, 3 y 5, respectivamente. La carga es lateral y podría representar viento o sismo.

El momento se resiste con un par de fuerzas a compresión y tensión en los denominados cordones del diafragma. El cortante es absorbido y llevado a los elementos de soporte, los muros, por medio de los denominados colectores (Moehle, J.D., D.J., & Meyer, 2010), (Moehle J. , 2015), (Caiza & Criollo, Diseño de muros de hormigón armado en zonas sísmicas, 2015).

Conclusiones

El sismo del año 2016 muestra la necesidad de explorar alternativas de construcción diferentes a las tradicionalmente aceptadas en el país.

Este numeral examina el uso de muros estructurales junto a pórticos. Se propone construirlos separados unos de otros pero unidos a través de los diafragmas.

Se hace énfasis en el análisis ante cargas laterales. Las cargas verticales se absorben a través de elementos estructurales específicamente diseñados para resistirlas independientemente de las cargas laterales.

La propuesta de configuración realza la importancia de los muros estructurales, que deben absorben más del 25% de las cargas laterales sísmicas.

Sin embargo, las cargas sísmicas son transmitidas y distribuidas a través de los diafragmas, haciendo que las cargas dentro de su plano sean tan importantes como las perpendiculares a su plano. Por este motivo, el diseño de elementos tales como cordones y colectores, y el detallamiento de sus conexiones con los muros, es parte fundamental del diseño de los diafragmas.

SOLUCIONARIO

DISEÑO DE COLUMNAS CUESTIONARIO 1

1. En el método estático equivalente $V_{BASAL} = \% WR$. En bodegas, ¿De qué depende WR?

- a) de la carga permanente
- b) del número de pisos**
- c) de la carga permanente y un porcentaje de la carga viva
- d) de la carga permanente mayorada

2. $\% = (I \cdot S_a) / (R \cdot \varphi \cdot P \cdot \varphi E)$. Calcule su valor si $S_a = 1.2$. Se trata de una residencia aporticada con vigas descolgadas en hormigón armado, de 2 pisos, regular en planta y elevación.

- a) 0.26
- b) 0.20
- c) 0.15**
- d) 0.13

3. La carga axial nominal en columnas con estribos es $P_n = (0.85 f'_c \cdot A_c + f_{yl} \cdot A_{sl}) \cdot 0.8$. Si $f'_c / f_{yl} = 210 / 4200$ Kg/cm², $A_{sl} = 8\varphi 12$ mm, $b = h = 30$ cms. ¿Cuánto vale P_n ?

- a) 1544.8 KN**
- b) 158.9 Tonf
- c) 127228.8 Kgf
- d) 128520 Kgf

4. Indique una expresión correcta para φ

- a) 0.9 si $e_t < 0.005$
- b) 0.65 para estribos si $e_t \leq 0.002$**
- c) 0.70 para zunchos si $e_t \leq 0.002$
- d) $0.70 + 0.15(e_t - e_{ty}) / (0.005 - e_{ty})$ para zunchos en la zona de transición

5. Prediseño de columnas: $A_g = 12 P_u$

Si $D = 70$ Tonf, $L = 40$ Tonf. ¿Cuánto vale b , si $h = 1.2b$?

- a) 30 cm
- b) 35 cm**

c) 40 cm

d) 45 cm

6. Indique la opción correcta para las combinaciones de carga

a) 1.4D; 1.2D+1.7L; 1.3D+L+1.2S_x

b) 1.3D+L-S_x; 1.3D+L+S_y; D+L-S_y

c) **0.8D+S_x; 0.8D-S_x**

d) 0.8D+S_y; D-S_y

7. Deriva= Δ_{ult}/H . Calcular Δ_{ult} si el $\Delta_{vertical}=3$ cm y el $\Delta_{horizontal}=12$ cm, la diferencia de altura entre pisos es 3.40 m; estructura aporticada con vigas descolgadas de hormigón armado.

a) $\Delta_{ult}= 3$ cms

b) $\Delta_{ult}= 18$ cms

c) **$\Delta_{ult}= 72$ cms**

d) $\Delta_{ult}= 96$ cms

8. Deriva= Δ_{ult}/H . Si el Δ_{ult} del piso i es 25 cms y el del piso $i+1$ es 35 cms, y la diferencia de altura entre pisos es de 3.4 m, y además los vanos son de 4.8 m. ¿Cuánto vale la deriva?

a) 0.020

b) 0.100

c) **0.029**

d) -0.029

9. Si la sección de una columna es de 50x50 cms, ¿Cuál es la opción más frecuentemente usada?

a) 8 ϕ 18

b) **12 ϕ 16**

c) 12 ϕ 20

d) 8 ϕ 25

10. ¿Cuánto vale A_{sh} $s=10$ cms, $bc=30$ cms, $f'c/$

$f_{yt}=210/4200, b=h=30\text{cms}, \text{rec}=4\text{cm}, \text{estribo de } 10 \text{ mm.}$

$$A_{sh1} = 0.3 * s * b * c * f'_c / f_{yt} * ((A_g / A_{ch}) - 1)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * s * b * c * f'_c / f_{yt}$$

- a) 1.35 cm²
- b) 1.50 cm²
- c) 3.87 cm²**
- d) 5.63 cm²

11. Indicar el valor máximo de cuantía gruesa según la NEC-15

- a) 0.01
- b) 0.03**
- c) 0.05
- d) 0.06

12. Según NEC-15: La razón entre la mayor dimensión de la sección transversal y la dimensión ortogonal debe ser menor que...

- a) 0.30
- b) 0.40
- c) 0.50
- d) 2.5**

13. Según la NEC-15 en el numeral 4.3.4.b: $s_o = 100 + (350 - h_x) / 3$. Si h_x es 15 cms, cuánto vale s_o ?

- a) 212 mm
- b) 16.7 cm
- c) 15 cm**
- d) 10 cm

14. La longitud l_o debe ser mayor o igual a $h, l/6$, ó 45 cms. Si la longitud de la columna entre ejes es de 3.60 m, la losa tiene un espesor de 0.40 m y las vigas que llegan a él tienen una altura de 0.60 m. ¿Cuánto vale l_o ?

- a) 0.40 m
- b) 0.45 m
- c) 0.50 m
- d) 0.60 m**

15. Más allá de lo, el espaciamiento de los estribos debe ser el menor de:

- a) **6db, 15 cm**
- b) 8 db, 20 cm
- c) 5 db, 15 cm
- d) 8 db, 15 cm

16. En el principio de trabajos virtuales que se usa para optimizar columnas, trabajo externo es igual a trabajo interno. Si la estructura es más resistente en sentido x, ¿Cuál es el desplazamiento real del trabajo externo?

- a) **por sismo x**
- b) por sismo y
- c) por trabajo virtual en x
- d) por trabajo virtual en y

17. En una estructura el modo con mayor periodo es en sentido x. ¿Cuál es el sentido crítico en el análisis sísmico?

- a) **sentido x**
- b) sentido y
- c) torsión en planta
- d) vertical

18. En el principio de trabajos virtuales que se usa para optimizar columnas, trabajo externo es igual a trabajo interno. El trabajo externo es el producto de...

- a) **fuerza virtual por desplazamiento real**
- b) fuerza real por desplazamiento virtual
- c) fuerza unitaria por el desplazamiento en el primer piso
- d) fuerza unitaria en el último piso por desplazamiento de los pisos de la estructura

19. En el prediseño de vigas, $l/18.5$ aplica para:

- a) un extremo continuo
- b) cantiliver
- c) ningún extremo continuo
- d) **dos extremos continuos**

20. En el prediseño de losas, ¿qué es ?

- a) valor medio entre la rigidez de la losa y la de la viga
- b) promedio de relaciones de rigidez entre losa y viga
- c) promedio de relaciones de rigidez viga-losa**
- d) promedio entre la viga y la losa

CUESTIONARIO 2

1. Según ACI el alto de una viga debe ser $h=L/18.5$. Si $L=5m$. ¿Cuánto vale h en zonas sísmicas?

- a. 27 cm.
- b. 0.30 m
- c. 0.35 m
- d. 0.40 m

2. Calcule el espesor de una losa maciza con el mismo peso de una losa alivianada tipo de 30 cm de espesor. Cada bloque pesa 14 kg.

- a. 0.125 m
- b. 0.151 m
- c. 0.160 m
- d. 0.187 m

3. Una viga en voladizo, de longitud $l=3.0$ m, soporta una carga uniforme distribuida última de 1 tonf/m. ¿Cuál es el armado necesario?

Datos: $b=25$ cm, $d=29$ cm, $f'c/fy=210/4200$ kgf/cm²

- a. 2.4 cm²
- b. 3.39 cm²
- c. 4.4 cm²
- d. 7.8 cm²

4. Desarrollar la ecuación que relaciona el área de hormigón con la carga vertical última de columnas.

Datos: $f'c/fy=0.28/4.2$ tonf/cm², $\rho=0.01$, zunchos

- a. 5.7 Pu
- b. 7.3 Pu
- c. 9.0 Pu

d. 12 Pu

5. Una columna tiene una sección de 35x35 cm. Usa estribos de 10 mm y tiene un recubrimiento de 4 cm. Si está armada con 8d14mm, ¿Cuál es el área neta de hormigón?

- a. 961 cm²
- b. 1091 cm²
- c. 1213 cm²
- d. 1225 cm²

6. D=0.7 tonf/m², L=0.3 tonf/m². Área colaborante por piso=30 m², 3 pisos. ¿Cuál es la sección necesaria en planta baja (prediseño)?

- a. 17 cm²
- b. 475 cm²
- c. 1426 cm²
- d. 1501 cm²

7. En una columna se colocan 2 estribos cerrados d12mm + 1 vincha d10mm. ¿Cuál es la cantidad de acero transversal por cm de longitud?

- a. 0.30 cm²/cm
- b. 0.41 cm²/cm
- c. 0.71 cm²/cm
- d. 3.05 cm²

8. Una columna rectangular b=30cm, h=40 cm. Armada con 8d14mm distribuidos 4 en cada lado largo. ¿Cuánto vale A_{sh}/s para las ramas del estribo paralelas al lado largo de la columna?

Datos: f'_c/f_y=210/4200 kgf/cm², recubrimiento 4 cm, estribo d10mm.

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \left[0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right]$$

- a. 0.099 cm²/cm
- b. 0.232 cm²/cm
- c. 0.144 cm²/cm
- d. 0.338 cm²/cm

9. Un edificio tiene los siguientes desplazamientos horizontales: piso 3=0.25m, piso 2=0.19m, piso1=0.11m. Los pisos superiores son de 2.52 m. de alto y el piso inferior de

2.70 m. ¿Cuál es la deriva de piso máxima?

- a. Piso 1
- b. Piso 2
- c. Piso 3
- d. La deriva de la estructura en su conjunto.

10. Método del trabajo virtual. En un pórtico simple, el trabajo interno por una carga sísmica de 1.2 tonf absorbido por la columna izq=0.153 tonf-m, columna der=0.174 tonf-m y la viga=0.008. ¿Cuánto vale el desplazamiento horizontal?

- a. 0.279 m
- b. 0.335 m
- c. 0.008 m
- d. 0.273 m

11. Considere la sección de una columna en que se identifican las siguientes fuerzas: compresión en el hormigón C_c , compresión en el acero C_s , tensión en el acero T_s , carga axial nominal P_n . ¿Qué ecuación es correcta?

- a. $C_s(d-h/2)+C_c(h/2-a/2)+T_s(h/2-d')$
- b. $C_s(d-d')+C_c(d-a/2)+P_n(d-h/2)$
- c. $C_s(h/2-d')+C_c(h/2-a)+T_s(d-h/2)$
- d. $C_s(d-d')+C_c(d-a/2)$

12. Si $C_c=100$ tonf, $C_s=12$ tonf, $A_s=8d14$ mm. ¿Cuánto vale aproximadamente P_n ?

- a. 48.3 tonf
- b. 60.3 tonf
- c. 86.1 tonf
- d. 112 tonf

13. La carga axial máxima P_o que puede soportar una columna es.

Datos: $b=h=30$ cm, $f'_c/f_y=240/4200$ kgf/cm²; $\rho=0.015$

- a. 15.6 tonf
- b. 72.3 tonf
- c. 180.8 tonf
- d. 237.5 tonf

14. Una columna de 40x40 cm, $d=34$ cm, $d'=6$ cm, $E_s=2100000$ kgf/cm², falla

simultáneamente a tracción y compresión. Está armada con 8d16mm. Calcule la carga axial nominal aproximada.

- a. 80.4 tonf
- b. 100.5 tonf
- c. 123.8 tonf
- d. 142.1 tonf

15. Una columna de 40x40 cm, $d=34$ cm, $d'=6$ cm y 8 d16mm, sólo está sometida a flexión. Calcule M_n de manera aproximada.

- a. 9.6 tonf-m
- b. 10.7 tonf-m
- c. 11.9 tonf-m
- d. 12.8 tonf-m

16. Una columna con $b=40$ cm, $f'_c=280$ kgf/cm² y con el acero a compresión fluyendo resiste una carga axial nominal $P_n=100$ tonf. ¿Cuánto vale la profundidad del eje neutro c ?

- a. 10.1 cm
- b. 11.2 cm
- c. 12.4 cm
- d. 13.5 cm

17. Columna rectangular. $L_x=40$ cm, $L_y=30$ cm, $M_{ux}=5$ tonf-m, $M_{uy}=6$ tonf-m, $P_u=100$ tonf. ¿Cuál es el esfuerzo máximo en la sección de la columna?

- a. 1525 tonf/m²
- b. 2005 tonf/m²
- c. 2417 tonf/m²
- d. 2686 tonf/m²

18. Método del contorno. $\alpha=1.15$, $M_{nxo}=15$ tonf-m, $M_{nyo}=12$ tonf-m. Si $M_{nx}=11$ tonf-m, ¿Cuánto vale M_{ny} ?

- a. 2.8 tonf-m
- b. 3.3 tonf-m
- c. 4.2 tonf-m
- d. 4.9 tonf-m

19. Método del contorno. $b=h=45$ cm, estribos, $f'_c/f_y=210/4200$ kgf/cm², $\gamma=0.71$,

$\epsilon_{cu}=0.003$, $\rho=0.011$, $E_s=2100000\text{kgf/cm}^2$; $\beta_1=0.85$, $P_u=120\text{ tonf}$, $M_{ux}=11\text{ tonf-m}$,
 $M_{uy}=20\text{ tonf-m}$. ¿Resiste la sección?

- a. SÍ
- b. NO

20. Método de la carga inversa. Con los mismos datos del problema anterior. $P_n=?$

- a. 150 tonf
- b. 180 tonf
- c. 210 tonf
- d. 240 tonf

MUROS ESTRUCTURALES

CUESTIONARIO 1

1. Los muros son soluciones estructurales económicas, en qué caso?

- a. Edificios bajos de gran área
- b. Edificios de altura baja a media
- c. Edificios altos a muy altos
- d. Edificios con pisos subterráneos

2. Los muros que se extienden desde la cimentación hasta un piso intermedio, ¿son permitidos por el ASCE7-16?

- a. siempre
- b. con disminución de las cargas sísmicas
- c. con penalización
- d. nunca

3. ¿Cómo se puede mejorar la transferencia de cargas del muro al diafragma?

- a. Con diafragmas sólidos
- b. Con perforaciones en los diafragmas
- c. Con diafragmas flexibles
- d. Distribuyendo uniformemente las perforaciones

4. ¿Cómo se podría anclar eficientemente las vigas que se unen a un muro?

- a. Disminuyendo el ancho de las vigas
- b. Usando elementos de borde especiales en el muro
- c. Aumentando la longitud del muro
- d. Usando más acero horizontal y menos vertical

5. ¿Cómo se define un machón de muro?

- a. $l_w/b_w \leq 6.0$ y $h_w/l_w \geq 2.0$
- b. $l_w/b_w \leq 2.0$ y $h_w/l_w \geq 4.0$
- c. $l_w/b_w \leq 2.0$ y $h_w/l_w \geq 5.0$
- d. $l_w/b_w \leq 2.0$ y $h_w/l_w \geq 6.0$

6. ¿Cuál es el mecanismo de colapso deseado en muros con vigas acopladas?

- a. Cedencia a flexión en la base del muro, luego cedencia dúctil en vigas
- b. Cedencia dúctil en vigas, luego cedencia a flexión en la base del muro
- c. Cedencia por cortante en vigas, luego cedencia por flexión
- d. Cedencia dúctil en vigas, luego aplastamiento del hormigón

7. ¿Para qué se usan estribos en los muros?

- a. Confinamiento y rigidez
- b. Adherencia y rigidez
- c. Confinamiento y control pandeo local
- d. Rigidez

8. ¿Por qué se coloca el refuerzo vertical por dentro del horizontal?

- a. Los traslapes funcionan mejor
- b. Los esfuerzos de flexión más importantes están en el refuerzo vertical
- c. Se evita pérdida excesiva del recubrimiento
- d. Se controla pandeo

9. Un sistema dual, es aquel en que los pórticos resisten al menos el ____ % de las fuerzas sísmicas.

- a. 80
- b. 75
- c. 50
- d. 25

10. UBC 1997 recomienda que la carga axial máxima actuante sea menor o igual al _____ % de la carga máxima nominal.

- a. 25
- b. 30
- c. 35
- d. 40

11. El factor de amplificación dinámica del cortante, para edificaciones de N pisos hasta un máximo de 6 es:

- a. $1.3+N/30$
- b. $0.9+N/10$
- c. $0.9+N/30$
- d. $1.3+N/10$

12. Indique dos tipos de falla por cortante

- a. Tensión diagonal – aplastamiento del hormigón
- b. Tensión diagonal – compresión diagonal
- c. Tensión diagonal - pandeo
- d. Deslizamiento por cortante – fluencia del acero

13. ¿Dónde ocurre el deslizamiento por cortante?

- a. Grietas diagonales
- b. Pisos intermedios
- c. En la zona de aplastamiento del hormigón
- d. Juntas de construcción

14. Dos métodos de análisis estructural sísmico

- a. Estático equivalente – estático lineal
- b. Estático equivalente – historia de vibraciones armónicas forzadas
- c. Modal espectral – historia de respuesta sísmica
- d. Estático inclinado – modal espectral

CUESTIONARIO 2

1. El piso tiene 2.89 m de alto, en los que entran 17 escalones. De manera preliminar el largo del muro será por lo menos:

- a. 2.10 m
- b. 2.70 m
- c. 2.4 m**
- d. 2.50 m

2. El edificio de la pregunta 1 tiene 8 pisos de alto. Cuál es el alto del muro:

- a. 26.01 m**
- b. 28.90 m
- c. 29.00 m
- d. 31.79 m

3. Si NO se usan elementos especiales de borde. Cuál es el espesor recomendable?

- a. 28 cm
- b. 25 cm
- c. 20 cm
- d. 18 cm**

4. Cuál es la carga permanente debida a cielo raso, si el espesor es de 3 cm?

- a. 0.033 T/m²
- b. 0.066 T/m²**
- c. 0.072 T/m²
- d. 0.100 T/m²

5. Si $V_u=60$ t, $\omega=1.67$, $\phi_0 =1.4$. Cuánto vale V_u ?

- a. 35.9 t
- b. 42.9 t
- c. 100.2 t
- d. 140.3 t**

6. $V_n = 1.6 * \sqrt{f'_c} * b_w * l_w$ (sistema mks, esfuerzos en kgf/cm²) Si $f'_c=280$ Kgf/cm², $b_w=0.2$ m, l_w varía entre 2.70 m y 2.40 m. Cuánto vale V_n ?

- a. 12.9 y 14.4 kgf/cm²

b. 129 y 144 t/cm²

c. 1.29 y 1.44 t/m²

d. 0.129 y 0.144 t/cm²

7. Si $R=8$, y la deriva inelástica es 0.028. Cuánto vale la deriva elástica?

a. 0.168

b. 0.224

c. 0.00047

d. 0.0056

8. $M_{n,CS} = P_u * x_p + T_{s1} * (j_1 * l_w) + T_{s2} * (j_2 * l_w)$. Si $P_u=80$ t, $x_p=0.6$ m, $j_1=0.4$; $j_2=1.8*j_1$, $l_w=3.0$ m, $T_{s1}=50$ t y $T_{s2} = 100$ t. Cuánto vale $M_{n,cs}$?

a. 291.6 t

b. 324 t

c. 400 t

d. 457 t

9. La deriva es de 0.02 y el alto de piso es de 3.06 m. Cuál es el desplazamiento lateral?

a. 0.046 m

b. 0.055 m

c. 6.1 cm

d. 7.0 cm

10. ¿Cuál es el mecanismo de colapso deseado en muros con vigas acopladas?

a. Cedencia a flexión en la base del muro, luego cedencia dúctil en vigas

b. Cedencia dúctil en vigas, luego cedencia a flexión en la base del muro

c. Cedencia por cortante en vigas, luego cedencia por flexión

d. Cedencia dúctil en vigas, luego aplastamiento del hormigón

CUESTIONARIO 3

Diseñar un muro que soporte vigas prefabricadas separadas a 1.5 m. El ancho del apoyo de cada viga es de 25 cms, el muro está restringido a rotación en su tope y empotrado en su base.

Datos adicionales: $f'c/fy=240/4200$ kgf/cm², peso de las vigas PD=25 tonf, PL=8 tonf, alto no apoyado del muro 3.06 m, longitud del muro 3.5 m.

1. $t_w = L/25$. ¿Cuál es el mínimo espesor del muro?

- a. 0.10 m
- b. 13 cm
- c. 0.15 m**
- d. 22 cm

2. ¿Cuál es la capacidad por aplastamiento del muro si $t_w=0.15$ m?

- a. 397.8 kgf
- b. 61.2 tonf
- c. 49.7 tonf**
- d. 69.9 tonf

$$\phi P_n = 0,65(0,85 * f'c * t_w * bVIGA)$$

3. ¿Cuál es la carga última transmitida por la viga, usando los dos datos del problema?

- a. 22.5 tonf
- b. 33 tonf**
- c. 42.8 tonf
- d. 45.3 tonf

4. ¿Cuál es el ancho cooperante del muro para las cargas transmitidas por cada viga, $t_w=0.15$ m?

- a. 1.0 m**
- b. 85 cm
- c. 105 cm
- d. 42.5 cm

5. ¿Cuál es la capacidad a flexo-compresión, $t_w=0.15$ m?

- a. 80.9 tonf
- b. 93.3 tonf**

$$\phi P_{nw} = 0,55 * \phi * f'c * A_g * \left[1 - \left(\frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right]$$

- c. 109.3 tonf
- d. 95.2 tonf**

6. ¿Cuál es la cantidad por metro de armadura vertical? $t_w=0.15$ m

- a. 3.8 cm²
- b. 3.0 cm²**
- c. 2.25 cm²
- d. 1.8 cm²

7. ¿Cuál es la cantidad por metro de armadura horizontal? $t_w=0.15$ m

- a. 3.8 cm²
- b. 3.0 cm²
- c. 2.25 cm²**
- d. 1.8 cm²

Se desea ubicar un muro estructural en el centro del cajón de escaleras de una estructura de 10 pisos. El alto de piso es de 3.24 metros. Las dimensiones de los escalones de la grada son 0.18 x 0.30 m. El ancho de la escalera es de 1.4 m, $f'_c/f_y=280/4200$ kgf/cm².

8. El espesor recomendado del muro es

- a. 0.20 m
- b. 25 cm
- c. 30 cm**
- d. 22 cm

9. El largo mínimo del muro es

- a. 2.10 m
- b. 2.40 m**
- c. 2.70 m
- d. 3.00 m

10. ¿ Cuánto vale el cortante actuante mayorado $V'_u = \omega * \phi_0 * V_u$, si $V_u=60$ tonf, , $\omega=(1.3+N/30)$?

- a. 137 tonf**
- b. 140 tonf

- c. 109 tonf
- d. 209 tonf

11. ¿Cuánto vale el cortante resistente si $t_w=25\text{cm}$ y $l_w=240\text{ cm}$?
 $\phi V_n = \phi * 1.6 * \sqrt{f'_c} * b_w * l_w$

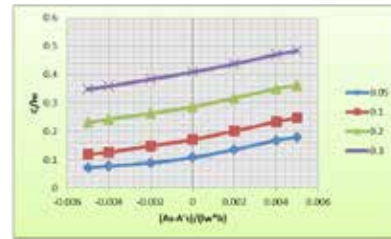
- a. 120.5 tonf
- b. 96.4 tonf
- c. 144.6 tonf**
- d. 136.5 tonf

12. ¿Qué área de acero A_s2 hay en los elementos de borde? $T_s2=(M_n-M1-P_u*X_p)/1.92\text{m.}$, $M_u=208\text{ tonf-m}$, $M1=43.6\text{ tonf-m}$, $P_u*X_p=80\text{ tonf-m}$

- a. 43.96 tonf
- b. 10.5 cm²
- c. 13.3 cm²**
- d. 44 cm²

13. Si $\frac{P_u}{A_g f'_c} = 0.17$, ¿cuánto vale c/l_w ?

- a. 0.15
- b. 0.20
- c. 0.25**
- d. 0.30



14. ¿Cuál es la longitud mínima del elemento de borde si $c=0.70\text{ m}$ y $l_w=2.40\text{ m}$?
 $l_{be} \geq \text{máx} [c - 0.1 * l_w; c/2]$

- a. 35 cm
- b. 45 cm
- c. 50 cm**
- d. 70 cm

15. $l_{dh} \geq \left[0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b; 8d_b; 150\text{ mm} \right]$, $d_b=14\text{mm}$, ¿Cuál es la longitud mínima de anclaje?

- a. 11.2 cm
- b. 15 cm

c. 26.6 cm

d. 30 cm

16. $s \leq \min \left[b_w/4; 6d_{blong}; 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right); 15 \text{ cm} \right]$ Si $b_w=30\text{cm}$, $d_b=14\text{mm}$, $h_x=23.9$ cm, ¿Cuál es el espaciamiento mínimo?

a. 15 cm

b. 13.7 cm

c. 8.4 cm

d. 7.5 cm

17. $\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \left[0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right]$, el área gruesa es 1350 cm², el área del núcleo es 1066 cm², el área de recubrimiento es 568 cm². Si $b_c=41$ cm y $s=10\text{cm}$, ¿Cuánto vale el área de estribos?

a. 6 cm²

b. 11.2 cm²

c. 2.2 cm²

d. 2.5 cm²

TRABAJOS CITADOS

Aguiar, R. (2010). *Análisis Matricial de Estructuras*. Quito: Editorial ESPE.

Alacero. (s.f.). *Alacero. Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en acero*. Recuperado el 21 de septiembre de 2018, de <https://4.bp.blogspot.com/-revxqlHS6Bc/VtrqygFqLmI/AAAAAAAAAKvw/dmF7YGc8utQ/s640/Diapositiva43.PNG>

Allen, E., & Iano, J. (2009). *Fundamentals of building construction, Materials and methods, Fifth Edition*. Wiley.

American Concrete Institute. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Chicago, USA: ACI.

ASCE/SEI 7-16. (2016). *ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, . ASCE.

ASCE-SEI. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

Barrigas, H. (2017). *Notas de clase de la asignatura Hormigón a Compresión*. Quito.

Bazán, E., & Meli, R. (2003). *Diseño Sísmico de Edificios*. Limusa Noriega Editores.

Beuperthuy, J. y. (s.f.). *www.construccionenacero.com*. Recuperado el 29 de septiembre de 2018, de https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjP4tWNt-DdAhUJzIMKHcxYDO4QFjAAegQIBhAC&url=http%3A%2F%2Fwww.construccionenacero.com%2Fsites%2Fconstruccionenacero.com%2Ffiles%2Fu11%2Fci27_el_efecto_de_columna_corta

Caiza, P. (1997). *Diseño de Vigas de Hormigón Armado*. Quito.

Caiza, P., & Criollo, S. (2015). *Diseño de muros de hormigón armado en zonas sísmicas. Memorias 1er Seminario Internacional Anual, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y Universidad Central del Ecuador*.

Civil+. Documentos para Ingeniería. (s.f.). *Civil+. Documentos para Ingeniería*. Recuperado el 21 de septiembre de 2018, de https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=7&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwvichvmpszdAhWJrVMKHcSDA-4QFjAGegQICBAB&url=http%3A%2F%2Fexcel-ingenieria-civil.blogspot.com%2F2015%2F05%2Fxls-hoja-de-calculo-excel-para-diseno.html&usq=AOvVaw1wBuc_

Civilgeeks. (s.f.). *Civilgeeks*. Recuperado el 21 de septiembre de 2018, de <https://civilgeeks.com/wp-content/uploads/2013/10/Excel-columns.jpg>

Computers and Structures Inc, ETABS. (2016). *Reference Manual*.

Computers and Structures Inc, ETABS2016. (2016). *Concrete Frame Design Manual: ACI 318-14*.

de Silva, C. (2007). *Vibration, Fundamentals and practice, Second Edition*. Taylor & Francis.

ETABS, C. a. (2016). *Reference Manual*.

Guerra, M. y. (2010). *Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS*. Quito.

Guevara, T. y. (2001). El efecto de columna corta o columna cautiva ¡Cómo un elemento no estructural puede hacer fallar una columna durante un sismo! *Tecnología y Construcción, Vol 17 No 1, Universidad de los Andes en Bogotá*.

Han, S. y. (2005). Seismic Behavior of columns in ordinary and intermediate moment resisting concrete frames. *Engineering Structures*, 951-962.

Haro, A. (2015). *Modelos para calcular pandeo local en muros estructurales de hormigón armado, presentación powerpoint*.

Haro, A. (2017). *Assessment of the Out-of-Plane Buckling Instability of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls, PhD Thesis*. University of North Caroline at Rayleigh.

IGPN. (2016). *Registros sísmicos del sismo de 16 de abril de 2016*”, Red Nacional de Acelerógrafos RENAC, 2016. Quito.

LLopiz, C. (2010). *Columnas Esbeltas Sometidas a Flexo-compresión*.

MarceloPardoIngeniería. (s.f.). *MarceloPardoIngeniería*. Recuperado el 2018 de septiembre de 2018, de <https://sites.google.com/site/marcelopardoingenieria/>

Meli, R. (2011). *Seismic Design Guide for low-rise confined masonry buildings*. Confined Masonry Network, A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE with funding support from Risk Management Solutions.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Secretaría de Gestión de Riesgos, PNUD. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado. Guía de diseño 2*. Quito.

Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.

Moehle, J., Ghodsi, T., Hooper, J. D., Fields, D. C., & Gedhada, R. (2011, revised 2012). *Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams, NIST CR 11-917-11REV-1*.

- Moehle, P., J.D., H., D.J., K., & Meyer, T. (2010). *Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors*, NIST GCR 10-917-4.
- Naeim, F. (2001). *The seismic design handbook, Second Edition*. Kluwer Academic Publishers.
- Nilson, A. (1997). *Diseño de Estructuras de Concreto, Duodécima edición*. McGrawHill.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG. (2014). *Seguridad Estructural - Cargas no Sísmicas*. Quito: NEC15.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. (2014). *Seguridad Estructural – Diseño Sísmo Resistente*. Quito: NEC15.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM. (2014). *Seguridad Estructural – Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: NEC15.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-RE. (2014). *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Quito: NEC15.
- Ortega García, J. (2015). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Tomo II*. Editorial Macro.
- Placencia, P. (2001). *Notas de clase de la asignatura Hormigón Armado Avanzado*. Quito.
- San Bartolomé, A., Rivera, C., Durán, M., Muñoz, A., & Quiun, D. (1998). Estudio experimental de una técnica de reforzamiento para edificaciones existentes con problemas de columna corta - Proyecto SENCICO-PUCP. blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2007/05/Columna-Corta.pdf.
- Structural Engineers Association of California. (2009). *SEAOC Blue Book, Seismic Design Recommendations, Compilation*.
- Taranath, B. (2017). *Tall Building Design*. CRC Press, Taylor and Francis Group.
- UIUC. (2012). *Notas de clase de la asignatura Concrete Design*. Champaign.
- Umehara, H. (1982). *Shear strength and deterioration of short reinforced concrete columns under cyclic deformations*. Austin: Universidad de Texas en Austin.

Bibliografía

- Aguiar, R. (2006). *Derivas máximas de piso y curvas de fragilidad en edificios de hormigón armado*. EDIESPE.
- Aguiar, R. y Barbat, A. (1997). *Diseño sísmico en estructuras de hormigón armado*. EDIESPE.
- Baykov, V.N. y Sigalov, E.E. (1986). *Estructuras de Hormigón Armado*. Editorial MIR, Moscú.
- Calavera, J. (1992). *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón*. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, Tomo II, INFOPRINT SA, España.
- Ferguson, P. (1976). *Teoría elemental del concreto reforzado*. 5ª impresión, CECSA, México.
- Fratelli, M. (1990). *Diseño Estructural en Concreto Armado*. Editorial en Venezuela.
- García-Badell, J.J. (1996). *Cálculo por computadora de estructuras de hormigón armado*. McGraw-Hill, España.
- García Meseguer, A. (2001). *Hormigón Armado III Elementos estructurales*. Fundación Escuela de la Edificación, Torán SA, Madrid.
- Gaylord, E., Gaylord, Ch. y Robinson, J. (1993). *Estructuras de concreto (hormigón), Manual práctico*. McGraw-Hill, México.
- Ghali, A., Favre, R. y Elbadry, M. (2012). *Concrete Structures, Stresses and Deformations*. Fourth Edition, Spon Press, Londres.
- Ghoneim, M. y El-Mihilmy, M. (2008). *Design of Reinforced Concrete Structures, Volume 1*. Second edition, Cairo University.
- Ghoneim, M. y El-Mihilmy, M. (2008). *Design of Reinforced Concrete Structures, Volume 2*. Second edition, Cairo University.
- Ghoneim, M. y El-Mihilmy, M. (2008). *Design of Reinforced Concrete Structures, Volume 3*. Second edition, Cairo University.
- González Cuevas, O. y Fernández-Villegas, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. Cuarta edición, LIMUSA, México.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Tercera Edición, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, Perú.
- Hassoun, M. Y Al-Manaseer, A. (2008). *Structural Concrete, Theory and Design*. Fourth

Edition, Wiley, USA.

Hernández Montes, E. y Gil Martín, L.M. (2014). *Hormigón armado y pretensado – Concreto reforzado y presforzado*. 2ª edición, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Colección Señor 46, Grupo Editorial Gaceta, España.

Hernández Santana, J.J. y Hernández Cancero, J.A. (2010). *Hormigón Estructural. Diseño por Estados Límites (Parte I)*. Cuba.

Hernández Santana, J.J. y Hernández Cancero, J.A. (2011). *Hormigón Estructural. Diseño por Estados Límites (Parte II)*. Cuba.

Hsu, T. y Mo, Y.L. (2010). *Unified Theory of Concrete Structures*. Wiley, USA.

Jiménez, P. (2011). *Hormigón armado*. 15ª edición, Editorial Gustavo Gili, Barcelona.

Leonhardt, F. (1988). *Estructuras de Hormigón Armado, Tomo I, Bases para el dimensionado de estructuras de hormigón armado*. El Ateneo, Argentina.

Leonhardt, F. (1988). *Estructuras de Hormigón Armado, Tomo II, Casos especiales del dimensionado de estructuras de hormigón armado*. El Ateneo, Argentina.

Leonhardt, F. (1988). *Estructuras de Hormigón Armado, Tomo III, Bases para el armado de estructuras de hormigón armado*. El Ateneo, Argentina.

Lin, T.Y. y Stotesbury, S.D. (1991). *Conceptos y Sistemas Estructurales para Arquitectos e Ingenieros*. Limusa, México.

MacGinley, T.J. y Choo, B.S. (1990). *Reinforced Concrete, Design Theory and Examples*. Second edition, E&FN Spon, Londres.

McCormac, J. y Brown, R.H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. 8ª edición, Alfaomega, México.

Mekawa, K., Pimannas, A. y Okamura, H. (2003). *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*. Spon Press, USA.

Merrit, F. y Ricketts, J., Editors. (2001). *Building Design and Construction Handbook*. Sixth edition, McGraw-Hill.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Secretaría de Gestión de Riesgos, PNUD. (2016). *Guía Práctica para el diseño de viviendas de 2 pisos con luces de hasta 5 metros. Guía de diseño 1*. MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Secretaría de Gestión de Riesgos, PNUD. (2016). *Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. Guía de diseño 5*. MIDUVI.

Nawy, E. (2008). *Reinforced Concrete, A Fundamental Approach*. 6ª edición, Prentice Hall.

Park, R. y Paulay T. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Cuarta Reimpresión, Limusa, México.

Parker, H. y Ambrose, J. (2008). *Diseño Simplificado de Concreto Reforzado*. 3ª Edición, Limusa Wiley.

Perles, P. (2016). *Hormigón Armado (Tomo I)*. 6ª edición, Ediciones de la U, Colombia.

Priestley, M.J.N., Calvy, G.M. y Kowalsky J.M. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia-Italy.

Reitherman, A. (1995). *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*. Limusa, México.

Rochel Awad, R. (1999). *Hormigón Reforzado (NSR-98), Primera Parte*. Editorial Digital Express, Medellín.

Rochel Awad, R. (1999). *Hormigón Reforzado (NSR-98), Segunda Parte*. Editorial Digital Express, Medellín.

Romo, M. (2000). *Temas de Hormigón Armado*. Notas de clase, ESPE.

UN RESPIRO AL ESTUDIO Y UN FINAL AL LIBRO MARIPOSAS DE MINDO



(Cortesía: María Elena Caiza)

Publicaciones Científicas

ISBN: 978-9942-765-50-5



9 789942 765505



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA