

**CONTRIBUCIÓN AL ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL  
SISTEMA CONSTRUCTIVO EN MUROS (SISTEMA TIPO “TÚNEL”) EN LA  
CIUDAD DE BUCARAMANGA**

**CRISTIAN RICARDO CABALLERO RAMIREZ**

**SERGIO ABRIL RODRÍGUEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS  
BUCARAMANGA**

**2016**

**CONTRIBUCIÓN AL ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL  
SISTEMA CONSTRUCTIVO EN MUROS (SISTEMA TÚNEL) EN LA  
CIUDAD DE BUCARAMANGA**

**CRISTIAN RICARDO CABALLERO RAMIREZ**

**SERGIO ABRIL RODRÍGUEZ**

**Trabajo de Monografía para optar al título de  
Especialistas en Estructuras**

**Director:**

**ÁLVARO VIVIESCAS JAIMES**

**Ingeniero civil, Ph. D.**

**Codirector:**

**CARLOS ANDRÉS BLANDÓN URIBE**

**Ingeniero civil, Ph. D.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS  
BUCARAMANGA**

**2016**

## **DEDICATORIA**

A Dios por darme la sabiduría y fortaleza para salir adelante

A Saira mi mujer y Nicolás mi hijo por su amor y apoyo incondicional

A Elda María mi madre y Alirio mi padre quienes siempre confían en mí y  
me dan la fortaleza para seguir luchando

A mi familia que siempre creyó en mí y me brindaron su apoyo

## **CRISTIAN RICARDO CABALLERO**

A Dios por permitirme seguir creciendo profesionalmente

A mi Esposa y mis Hijos por el amor que me brindan, son la fuerza para  
seguir adelante

A mi Madre Carlina Rodríguez por el amor y la oportunidad empezar este  
camino

## **SERGIO ABRIL RODRÍGUEZ**

## **AGRADECIMIENTOS**

Los autores expresan su agradecimiento a:

A **Alvaro Viviescas Jaimes**, Ingeniero civil, PhD en ingeniería de la construcción, por su acompañamiento incondicional y permanente como director de la investigación.

A **Oscar Javier Begambre**, Ingeniero civil, PhD en ingeniería de estructuras, por sus valiosos aportes conceptuales al desarrollo del proyecto de forma desinteresada.

A todas aquellas personas que nos apoyaron de una u otra manera a lo largo de la especialización.

## CONTENIDO

INTRODUCCIÓN .....	15
<b>1. MARCO TEORICO.....</b>	<b>17</b>
<b>1.1 MUROS DE CORTANTE.....</b>	<b>17</b>
1.1.1 Clasificación de los muros estructurales según su geometría.....	17
1.1.2 Muros acoplados.....	19
<b>1.2 CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES EN EDIFICACIONES. ....</b>	<b>22</b>
1.2.1 Configuración en planta. ....	22
1.2.2 Configuración en elevación. ....	25
<b>1.3 SISTEMA CONSTRUCTIVO TIPO TUNEL.....</b>	<b>26</b>
1.3.1 Descripción del sistema constructivo. ....	27
<b>1.4 EDIFICACIONES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS.....</b>	<b>30</b>
1.4.1 Muros estructurales y diafragmas rígidos sismo-resistentes.....	34
1.4.2 Muros estructurales dúctiles. ....	35
1.4.3 Modos de falla en muros dúctiles.....	37
<b>2 REQUISITOS DE DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN EL REGLAMENTO COLOMBIANO NSR-10.....</b>	<b>45</b>
2.1 CUANTÍA MÍNIMA DE REFUERZO.....	45
2.2 SEPARACIÓN DEL REFUERZO.....	46
2.3 COMPRESIÓN.....	47
2.4 CORTANTE.....	49
2.5 ELEMENTOS DE BORDE.....	50
<b>3 CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL EDIFICACIONES EN MUROS DE CONCRETO UBICADAS EN BUCARAMANGA.....</b>	<b>52</b>
<b>4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE 2 EDIFICACIONES EN MUROS DE CONCRETO UBICADAS EN BUCARAMANGA.....</b>	<b>62</b>
4.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL PROYECTO No 1 .....	62

4.2	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL PROYECTO No 2.....	66
5	CASO DE ESTUDIO EDIFICACION DE MUROS DE CONCRETO .....	70
5.1	CUANTIA DE REFUERZO EXISTENTE EN MURO E' .....	71
5.2	METODOLOGIA DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS.....	72
6	CONCLUSIONES.....	83
	BIBLIOGRAFIA.....	84

## LISTADO DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Ventajas y desventajas del sistema de muros estructurales .....	33
<b>Tabla 2.</b> Características estructurales de los muros dúctiles.....	35
<b>Tabla 3.</b> Requisitos de refuerzo mínimo en muros estructurales .....	45
<b>Tabla 4.</b> Generalidades de diseño estructural .....	47
<b>Tabla 5.</b> Requisitos de diseño de muros sometidos a fuerzas de corte .....	49
<b>Tabla 6.</b> Elementos especiales de borde en muros.....	50
<b>Tabla 7.</b> Descripción edificio No 1.....	52
<b>Tabla 8.</b> Descripción edificio No 2.....	53
<b>Tabla 9.</b> Descripción edificio No 3.....	54
<b>Tabla 10.</b> Descripción edificio No 4.....	55
<b>Tabla 11.</b> Descripción edificio No 5.....	56
<b>Tabla 12.</b> Descripción edificio No 6.....	57
<b>Tabla 13.</b> Descripción edificio No 7.....	58
<b>Tabla 14.</b> Descripción edificio No 8.....	59
<b>Tabla 15.</b> Descripción edificio No 9.....	60
<b>Tabla 16.</b> Descripción edificio No10 .....	61
<b>Tabla 17.</b> Refuerzo para pantallas proyecto No 1 .....	66
<b>Tabla 18.</b> Refuerzo para pantallas proyecto No 2 .....	69
<b>Tabla 19.</b> Calculo de la rigidez equivalente de la estructura “Ke” .....	73
<b>Tabla 20.</b> Descripción de los niveles de diseño sísmico.....	79
<b>Tabla 21.</b> Parámetros de control estructural. ....	79
<b>Tabla 22.</b> Parámetros del sistema equivalente.....	80
<b>Tabla 23.</b> Desplazamiento ductilidad demanda. ....	81
<b>Tabla 24.</b> <i>Solicitaciones finales.</i> .....	82

## LISTADO DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Muro de cortante sometido a fuerzas laterales (idealización).....	17
<b>Figura 2.</b> Clasificación de muros según su geometría.....	18
<b>Figura 3.</b> Muros de acople con diagramas de momento.....	20
<b>Figura 4.</b> Comportamiento estructural de muros acoplados.....	21
<b>Figura 5.</b> Distribución de muros estructurales en planta.....	23
<b>Figura 6.</b> Estabilidad torsional inelástica en planta.....	24
<b>Figura 7.</b> Estructura del Hotel Macuto Sheraton (Caraballeda, Venezuela).....	26
<b>Figura 8.</b> Edificación de muros estructurales sistema tipo túnel.....	27
<b>Figura 9.</b> Formaleta en U invertida utilizada en el sistema tipo túnel.....	28
<b>Figura 10.</b> Malla electrosoldada.....	29
<b>Figura 11.</b> Respuesta de un sistema de pórtico y un sistema de muros sometidos a las mismas cargas laterales.....	31
<b>Figura 12.</b> Muro grande ligeramente armado.....	34
<b>Figura 13.</b> Sistema estructural típico con muros bajo la acción sísmica $\pm V$ .....	34
<b>Figura 14.</b> Secciones transversales de paredes delgadas dúctiles:.....	36
<b>Figura 15.</b> Mecanismo de falla a flexión en muros estructurales.....	37
<b>Figura 16.</b> Ciclos de histéresis Momento de rotación del muro estructural sometido a una carga cíclica.....	38
<b>Figura 17.</b> Diagrama de interacción (Carga axial-Momento) en muros rectangulares reforzados uniformemente.....	39
<b>Figura 18.</b> Falla típica a flexión por ausencia de confinamiento en sus elementos especiales de borde.....	40
<b>Figura 19.</b> Falla típica a flexión por cargas sísmicas.....	40
<b>Figura 20.</b> Pandeo de las barras longitudinales sin estribos de confinamiento.....	41
<b>Figura 21.</b> Modos de falla de muros sometidos a cortante:.....	43
<b>Figura 22.</b> Fallas por cortante en muros estructurales:.....	44
<b>Figura 23.</b> Separación y cuantía mínima del refuerzo.....	46
<b>Figura 24.</b> Fachada edificio No 1.....	52
<b>Figura 25.</b> Planta tipo edificio No 1.....	52
<b>Figura 26.</b> Fachada edificio No 2.....	53
<b>Figura 27.</b> Planta tipo edificio No 2.....	53
<b>Figura 28.</b> Fachada edificio No 3.....	54
<b>Figura 29.</b> Planta tipo edificio No 3.....	54
<b>Figura 30.</b> Fachada edificio No 4.....	55
<b>Figura 31.</b> Planta tipo edificio No 4.....	55
<b>Figura 32.</b> Fachada edificio No 5.....	56
<b>Figura 33.</b> Planta tipo edificio No 5.....	56
<b>Figura 34.</b> Fachada edificio No 6.....	57
<b>Figura 35.</b> Planta tipo edificio No 6.....	57
<b>Figura 36.</b> Fachada edificio No 7.....	58
<b>Figura 37.</b> Planta tipo edificio No 7.....	58

<b>Figura 38.</b> Fachada edificio No 8 .....	59
<b>Figura 39.</b> Planta tipo edificio No 8.....	59
<b>Figura 40.</b> Fachada edificio No 9 .....	60
<b>Figura 41.</b> Planta tipo edificio No 9.....	60
<b>Figura 42.</b> Fachada edificio No 10.....	61
<b>Figura 43.</b> Planta tipo edificio No 10.....	61
<b>Figura 44.</b> <i>Cimentación proyecto No 1</i> .....	63
<b>Figura 45.</b> <i>Planta estructural piso tipo proyecto No 1</i> .....	64
<b>Figura 46.</b> <i>Clasificación de los muros por espesores proyecto No 1</i> .....	65
<b>Figura 47.</b> <i>Cimentación proyecto No 2</i> .....	67
<b>Figura 48.</b> <i>Planta estructural piso tipo proyecto No 2</i> .....	68
<b>Figura 49.</b> <i>Clasificación de los muros por espesores proyecto No 2</i> .....	69
<b>Figura 50.</b> <i>Muro caso de estudio</i> .....	70
<b>Figura 51.</b> <i>Refuerzo muro caso de estudio</i> .....	71
<b>Figura 52.</b> <i>Idealización estructura</i> .....	72
<b>Figura 53.</b> <i>Formas modales estructura equivalente</i> .....	75
<b>Figura 54.</b> <i>Diagrama momento curvatura muro seleccionado</i> .....	76
<b>Figura 55.</b> <i>Espectros elásticos de aceleraciones</i> .....	80

## RESUMEN

### TITULO:

CONTRIBUCIÓN AL ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EN MUROS (SISTEMA TIPO "TÚNEL") EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA. \*

### AUTORES:

CABALLERO RAMIREZ, Cristian Ricardo\*\*  
ABRIL RODRIGUEZ, Sergio\*\*

### PALABRAS CLAVES:

Sistema tipo túnel, Muros de corte, Sismo resistente, Rigidez, Elemento especiales de borde.

### CONTENIDO:

La gran aplicación del sistema de edificios altos con muros de pared delgada, también llamados muros de corte o estructuras tipo túnel en Bucaramanga y las nuevas investigaciones científicas sobre este sistema, genera la necesidad de un estudio detallado sobre las prácticas actuales de diseño y la respuesta dinámica que este tipo de edificaciones pueda tener en caso de eventos sísmicos.

Este trabajo presenta una indagación sobre la caracterización y respuesta estructural de edificaciones (sistema tipo "túnel") en la ciudad de Bucaramanga, teniendo en cuenta los requisitos de diseño presentados en el título C de la NSR-10. Se selecciona una edificación y se realiza el análisis sísmico de los muros más importantes a criterio de los autores con la finalidad de mostrar la aplicación de las disposiciones actuales para el diseño de muros de concreto en la ciudad.

Para llevar a cabo dicho estudio se recopila información de diferentes proyectos ubicados en la ciudad de Bucaramanga; Se evalúa de forma cualitativa cada estructura en base a la información recopilada. La caracterización de las estructuras se realiza mediante la observación de los planos estructurales, prestando gran atención a los espesores, longitudes y refuerzo de muros, elementos de borde, configuración geométrica del sistema estructural.

---

\*Proyecto de grado. Modalidad Monografía

\*\*Facultad de Ingeniería Físico Mecánicas – Escuela de Ingeniería Civil

Director: PhD. Ing. Álvaro Viviescas Jaimes

## ABSTRACT

### TITLE:

CONTRIBUTION TO THE STUDY OF SEISMIC RESPONSE OF BUILDING SYSTEM IN WALLS (SYSTEM TYPE " TUNNEL ") IN THE CITY OF BUCARAMANGA. \*

### AUTHORS:

CABALLERO RAMIREZ, Cristian Ricardo\*\*  
ABRIL RODRIGUEZ, Sergio\*\*

### KEYWORDS:

Type tunnel system, Shear walls, Earthquake resistant, Rigidity, Special element edge.

### CONTENT:

The increasing application of tall buildings with thin walls system, also known as shear walls or tunnel type structures in Bucaramanga and the new scientific investigations about this system generates the necessity of a detailed study regarding current design practices and the dynamic response that these type of buildings may have in case of a seismic event.

This work presents an investigation about the characterization and structural response of buildings ("tunnel" type system) in the city of Bucaramanga by taking into account the design requirements presented in the title C of the NSR-10. A building has been selected and a seismic analysis on the most important walls has been performed based on the authors' criteria in order to present the application of the current regulations for the design of concrete walls in the city.

In order to perform the aforementioned study, information about different projects located in the city of Bucaramanga has been gathered. Each structure has been assessed in a qualitative form based on the information collected. The characterization of the structures has been done through the examination of structural plots. Special attention has been taken on the thicknesses, wall lengths, wall reinforcement, edge elements, and geometric configuration of the structural system.

---

\* Degree Work. Type monograph

\*\*Faculty of physical engineering mechanics - school of Civil Engineering  
Director: PhD. Eng. Álvaro Viviescas Jaimes

## INTRODUCCIÓN

En la ciudad de Bucaramanga, en los últimos años se ha impulsado el uso de muros estructurales de concreto en la estructuración de edificios de varios niveles gracias al sistema estructural tipo “Túnel” (sistema estructural de muros de carga) que ha llamado la atención de las constructoras más reconocidas de la región debido al ahorro de tiempo, costos y facilidad de construcción de la estructura.

Las investigaciones recientes y la actualización de la norma americana de diseño de concreto “Requisitos del reglamento para concreto estructural ACI 318-14S” hace que los diseñadores de estructuras se detengan a reflexionar sobre los procedimientos de diseño de muros estructurales de concreto que se están utilizando actualmente en nuestro país.

El presente trabajo tiene como objetivo general realizar una indagación sobre la práctica actual de diseño y construcción de edificios (sistema tipo “túnel”) en la ciudad de Bucaramanga. Para cumplir con dicho objetivo se realiza la recopilación de información en cuanto a especificaciones de construcción y de diseño estructural de algunas edificaciones ya construidas, en proceso de construcción y próximas a construir bajo el actual reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Este trabajo consta de cuatro capítulos, el primero de ellos corresponde al planteamiento de objetivos del estudio. El segundo capítulo consiste en la revisión bibliográfica de los conceptos básicos de muros estructurales, haciendo énfasis en la importancia de una adecuada configuración geométrica en planta y en altura para el buen comportamiento estructural de las edificaciones de muros estructurales. El tercer capítulo recopila los requisitos de diseño de muros estructurales del título C del Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10. En el capítulo cuatro se presentan varios ejemplos numéricos de análisis de demanda/capacidad con un método simplificado de

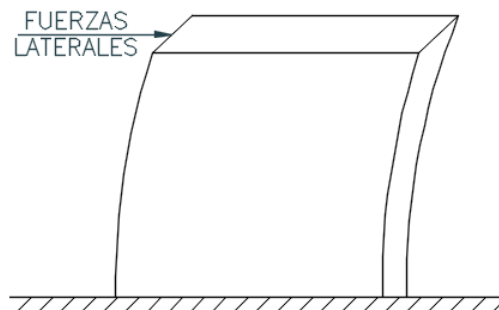
algunos muros importantes a criterio de los autores. Por último, se presentan algunas observaciones, conclusiones y recomendaciones referidas a la práctica actual de diseño y construcción de edificios (sistema tipo “túnel”) en la ciudad de Bucaramanga.

## 1. MARCO TEORICO

### 1.1 MUROS DE CORTANTE.

Los muros de cortante o de corte son muros de concreto reforzado que se ubican de manera adecuada en edificios altos para proveer una rigidez adecuada para resistir las fuerzas laterales especialmente las causadas por los sismos. Cuando los edificios no son diseñados para estas fuerzas pueden presentarse esfuerzos muy altos, vibraciones y deflexiones laterales ante la presencia de las fuerzas. Los muros de cortante se comportan como vigas en voladizo vertical de gran altura que proporcionan estabilidad lateral a las edificaciones ya que resisten fuerzas cortantes momentos flexionantes en sus planos. (McCORMAC, 2010)

**Figura 1.** Muro de cortante sometido a fuerzas laterales (idealización)

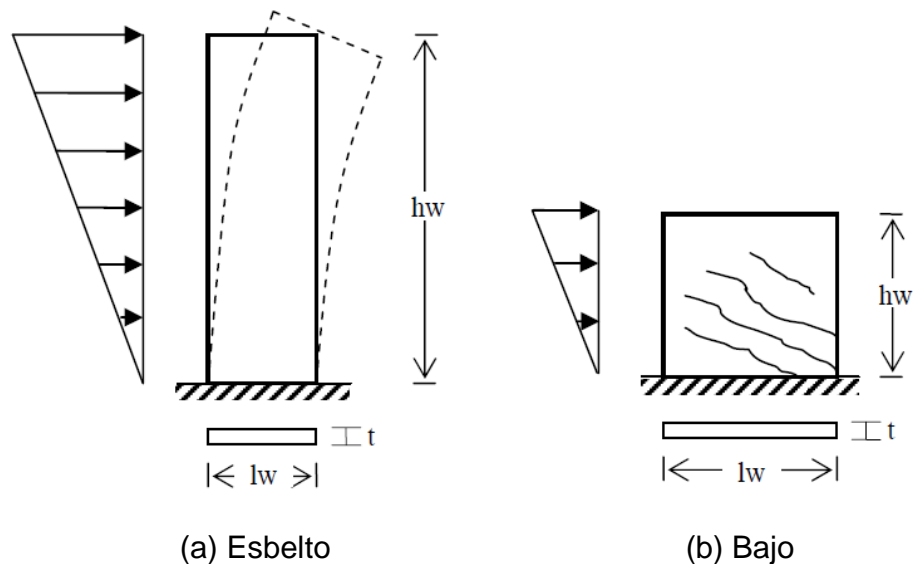


#### 1.1.1 Clasificación de los muros estructurales según su geometría.

Los muros estructurales se varían su comportamiento según su geometría, estos se pueden clasificar como muros estructurales esbeltos o muros estructurales bajos en función de la relación entre su altura  $h_w$  y su longitud en planta  $l_w$ . FRATELLI, M. (1999)

- **Muros estructurales esbeltos.** Los muros estructurales esbeltos se caracterizan por su relación altura/longitud mayor que dos (2), tienen un comportamiento similar a una viga en voladizo vertical empotrado en su base, ver Fig.2 (a). Para estos tipos de muros, se supone que tienen suficiente ductilidad a flexión, la cual se alcanza principalmente por rotaciones inelásticas al producirse la cedencia del acero a tracción, ubicadas generalmente en el nivel de la base. (MONSALVE, 2005)
- **Muros estructurales bajos.** Los muros estructurales bajos se caracterizan por su relación altura/longitud menor que dos (5), donde se considera que el muro no tiene comportamiento dúctil en flexión, sino que su comportamiento está dominado por el corte, estos serían los verdaderos muros de corte, ver Fig.2(b). (MONSALVE, 2005)

**Figura 2.** Clasificación de muros según su geometría



Fuente: MONSALVE, 2005

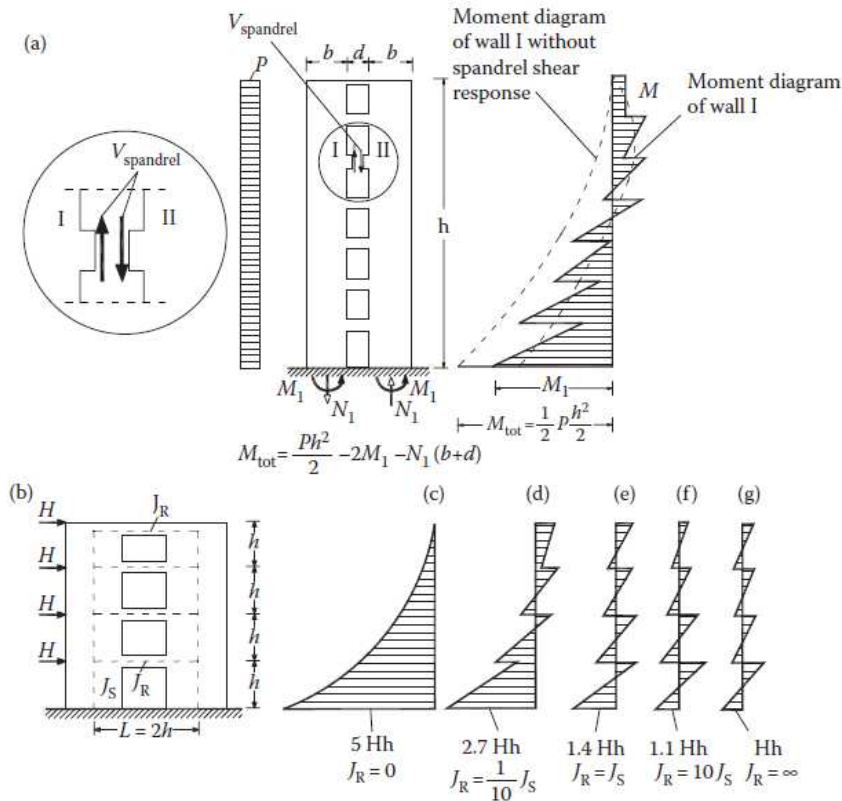
### **1.1.2 Muros acoplados.**

Cuando los muros de cortante están ubicados en el perímetro del edificio, generalmente configuran un sistema de dos muros unidos por medio de vigas de gran peralte (Vigas de acople) dispuestas encima de las aberturas de puertas y ventanas en la fachada del edificio (Figura 3). (GREGORY, 2014)

El comportamiento de este sistema bajo cargas laterales, es considerablemente mejor que el formado por muros aislados, debido fundamentalmente a que, en sistemas diseñados adecuadamente, la secuencia de formación de rótulas plásticas comienza en las vigas de acoplamiento, debido principalmente a su rigidez intermedia, pasando posteriormente a los muros sometidos a tracción y finalmente el mecanismo se producirá al formarse la última articulación plástica en los muros sometidos a compresión. De esta manera, en movimientos sísmicos de mediana intensidad es deseable que las rótulas plásticas se formen en las vigas de acoplamiento, ya que no compromete la estabilidad de la estructura para resistir las cargas verticales, además de ser más fáciles de reparar que los muros. (PARK Y PAULAY, 1978).

La característica principal de los diagramas de momento en muros acoplados es que el momento final en la base de cada uno de los dos muros es menor que el promedio del momento que se desarrolla cuando la rigidez de las vigas de acople es cero. Esta reducción del momento final en la base de los muros se debe a la función de las vigas de acople. De hecho, a medida que aumenta la rigidez, el momento final de los muros disminuye, hasta llegar a la forma mostrada en la Figura 3(g) (GREGORY, 2014)

**Figura 3. Muros de acople con diagramas de momento**



(a) Muro acoplado sometido a carga lateral;  
 (b) a (g) Aporte de la rigidez de la viga de acople en los diagramas de momento del muro.

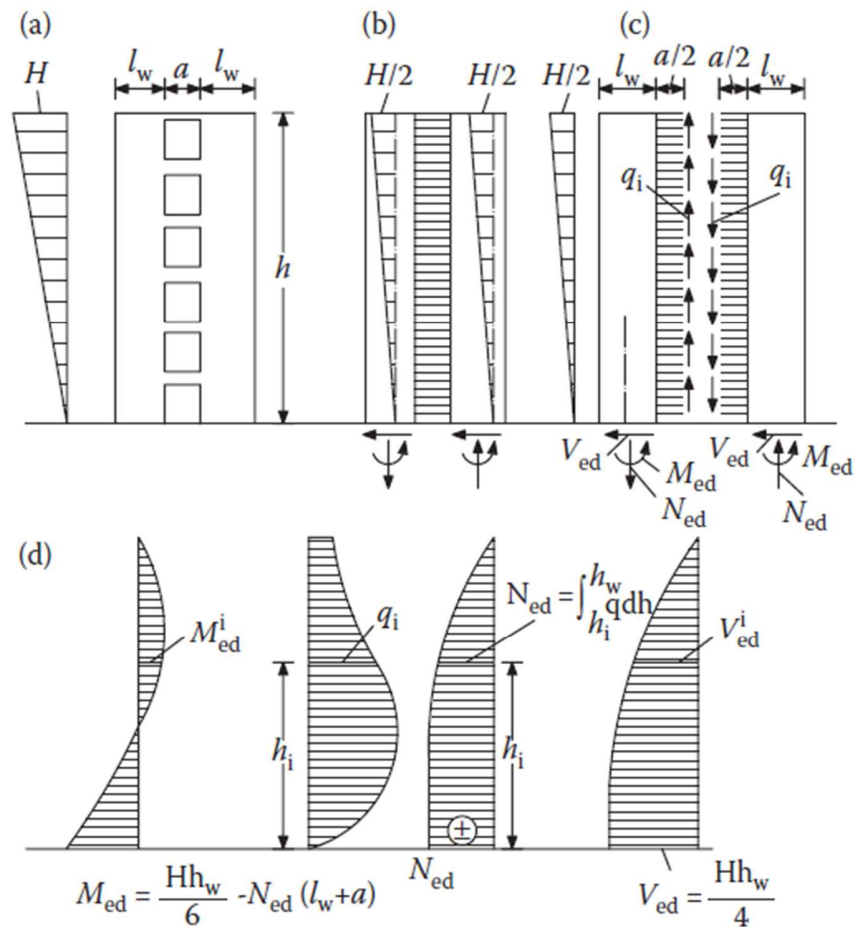
Fuente: GREGORY, 2014

Esto se debe a que un porcentaje del momento total generado por la carga horizontal externa es resistido por un par de fuerzas internas axiales  $N$  en la base de los dos muros acoplados. Estas fuerzas axiales son causadas por las fuerzas de cizallamiento de las vigas de acople como se muestra en Figura 3 (a). Las fuerzas de corte de las vigas de acople toman valores altos y alternativos debido al movimiento sísmico cíclico.

El análisis de muros acoplados ha pasado por tres etapas relacionadas con el desarrollo de los computadores. A finales de los 1960, se utilizó el método de medio de conexión continua, conocido también como "análisis laminar", Figura

4. Los modelos de elementos se introdujeron en la década de 1980, ya que su alta redundancia podría ser procesada por los programas informáticos comerciales. Actualmente se emplea el método de los elementos finitos, este método es aplicable para cualquier tipo de muro.

**Figura 4.** Comportamiento estructural de muros acoplados



(a) Sistema estructural;

(b) Análisis laminar;

(c) fuerzas internas en los elementos de acople;

(d) diagramas de fuerzas internas.

Fuente: ROSMAN, 1965; PENELIS, 1969

## **1.2 CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES EN EDIFICACIONES.**

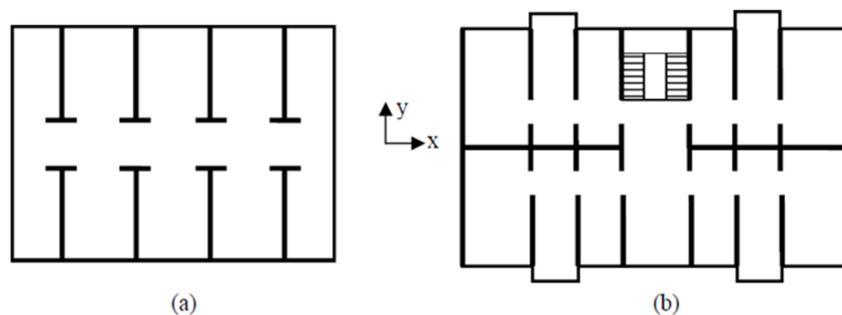
Para que las edificaciones presenten un buen comportamiento ante eventos sísmicos es importante que estas presenten configuraciones geométricas adecuadas de muros estructurales tanto en planta como en altura.

### **1.2.1 Configuración en planta.**

Para que los edificios puedan presentar un buen desempeño sísmico, los muros estructurales deben distribuirse uniformemente en las dos direcciones ortogonales, además, deben poseer suficiente rigidez para resistir las cargas laterales inducidas por el sismo. Para facilitar la solución de varios problemas que se presentan en el diseño de muros estructurales, se debe establecer una buena estructuración en términos de configuraciones geométricas. (PAULAY Y PRIESTLEY, 1992),

- **Estrategias en la localización de los muros estructurales.** Los muros individuales pueden estar sujetos a desplazamientos axiales, traslacionales y torsionales. El grado en el cual un muro contribuye a la resistencia de momentos de volcamiento, fuerzas de corte de piso y torsión de piso dependen de su configuración geométrica, orientación y localización en el plano del edificio.

**Figura 5.** Distribución de muros estructurales en planta



Fuente: MONSALVE, 2005

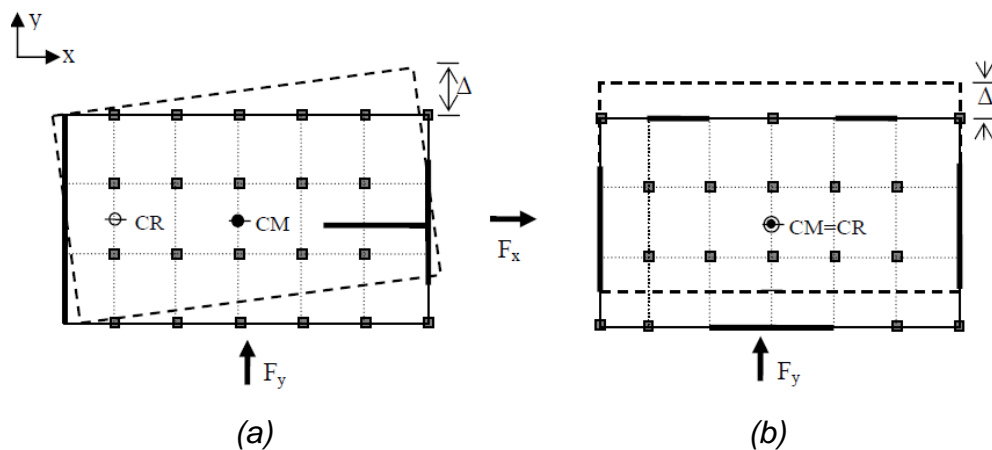
Los diseñadores estructurales deberán distribuir los muros estructurales en orden de optimizar la resistencia sísmica de la estructura, con relación a los aspectos en simetría de rigidez, estabilidad torsional y capacidad disponible de volcamiento en las fundaciones. La estrategia en la distribución es que se desee que las deformaciones inelásticas se distribuyan uniformemente sobre el plano entero del edificio y no permitiendo que se concentren solamente en pocos muros. El último caso conduce a la falta de aprovechamiento de algunos muros, mientras que otros pudieran ser sujetos a excesiva demanda de ductilidad.

La Fig.5, muestra algunos arreglos típicos de muros estructurales en edificios. La configuración mostrada en la Fig.5 (a) es inadecuada, puesto que tiene la mayoría de las paredes alineadas en una sola dirección "x", por lo que en la otra dirección la resistencia a cargas laterales es mínima. Por lo contrario, la configuración de la Fig.5(b) numerosos muros con longitudes adecuadas, pueden proporcionar grandes resistencias durante el sismo en la dirección "y", mientras que la fuerza lateral en la dirección "x" será resistida por los dos muros centrales, los cuales son conectados al final de los muros en forma de sección de T.

En general, la solución ideal es disponer de longitudes adecuadas de muros alineados en las dos direcciones ortogonales, debido a que la predominancia de los efectos sísmicos, se basa convenientemente en la relación entre la suma de las áreas efectivas de la sección transversal de todos los muros en una de las direcciones principales y el área total del piso. (MONSALVE, 2005)

- **Estabilidad torsional.** Para evitar los desplazamientos excesivos en los componentes que resisten fuerza lateral ubicados en las posiciones extremas dentro del plano del edificio, deben minimizarse los efectos torsionales. Esto se logra disminuyendo la distancia entre el centro de masa (CM), donde las fuerzas horizontales debidas al sismo son aplicables, y el centro de rigidez (CR), donde pasa teóricamente el eje de rotación en función de las rigideces del mismo, cuya distancia se le conoce como excentricidad.

**Figura 6.** Estabilidad torsional inelástica en planta



Fuente: MONSALVE, 2005

La Fig.6, muestra el problema de la estabilidad torsional en el rango no lineal, donde la fuerza horizontal  $F_x$  actúa en el centro de gravedad o centro

de masas (CM), donde ambos sistemas son resistidos según la dirección longitudinal “x”, aún si existen excentricidades en la misma dirección. Mientras que para un sismo en la dirección transversal “y”, el comportamiento en ambos sistemas es diferente, en la Fig.1.6 (a) no se puede asegurar que los dos muros extremos fluyan simultáneamente debido a las distribuciones de masa y rigidez, causando una rotación producida por la excentricidad entre el centro de masas (CM) y centro de rigideces (CR), en contraste en la Fig.6 (b) en la que la fuerza no produce rotaciones ya que el centro de masas (CM) coincide con el centro de rigideces (CR).

Es importante, que el edificio posea un sistema estructural que proporcione rigidez y resistencia en las dos direcciones ortogonales, para que sea capaz de soportar los efectos sísmicos en cualquier dirección. (MONSALVE, 2005)

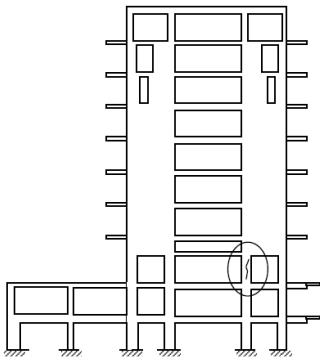
### **1.2.2 Configuración en elevación.**

Los cambios bruscos de rigidez y resistencia con la altura llevan a diversos problemas en la estabilidad de una estructura sometida a sismos severos. Casos como la interrupción de elementos muy rígidos a partir de cierta altura produciría una concentración de solicitaciones en el piso inmediatamente superior semejante a cuando las secciones de las columnas en los pórticos se reducen drásticamente en los pisos superiores. La causa más frecuente de irregularidad en elevación del sistema estructural es la que se denomina “planta baja débil”, producidas frecuentemente por espacios libres, en que se opta por eliminar en ese nivel los muros de carga produciendo una discontinuidad marcada de rigideces, lo que trae como consecuencia la concentración de la disipación inelástica de energía, donde no participarían los pisos superiores los cuales permanecerían esencialmente en su intervalo

elástico no lineal y la no adecuada transmisión de las cargas verticales a las fundaciones, ver Fig.7.

La esbeltez excesiva de los edificios también puede provocar la inestabilidad de la estructura, provocando volcamiento, inestabilidad en la estructura (efectos P- $\Delta$ ), y transmisión de fuerzas muy elevadas a las fundaciones y al subsuelo, además se tornan significativos los efectos de los modos superiores de vibración. Según la Norma Venezolana la estructura se considera regular cuando  $H/L < 4$ , donde H y L son la altura y base total del edificio, respectivamente. Asimismo, los cambios violentos en la geometría en la elevación del edificio pueden provocar concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos y amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio. (MONSALVE, 2005)

**Figura 7.** Estructura del Hotel Macuto Sheraton (Caraballeda, Venezuela)



Fuente: MONSALVE, 2005



Fuente: <http://www.jfklibrary.org>

### 1.3 SISTEMA CONSTRUCTIVO TIPO TUNEL

El sistema constructivo industrializado denominado tipo túnel, es un sistema estructural conformado por muros y placas macizas en concreto reforzado que se funden monolíticamente en el lugar de la construcción, el refuerzo principal de este sistema son las mallas electrosoldadas de alta resistencia.

### 1.3.1 Descripción del sistema constructivo.

El sistema constructivo tipo túnel se usa para construir estructuras de concreto armado compuestas por dos elementos estructurales: muros de carga y losas; cuyos espesores comparados con los del sistema constructivo tradicional son relativamente delgados. Los muros de carga, también llamados muros de corte o muros de pared delgada, son los principales componentes de este sistema. Ellos son utilizados como los principales miembros de resistencia de cargas laterales y también como miembros de transporte de las cargas verticales. Los muros y las losas presentan casi el mismo espesor debido a que estas son vaciadas de forma simultánea usando un solo encofrado en la operación.

**Figura 8.** Edificación de muros estructurales sistema tipo túnel



Fuente: MESA ECONOMY FORMS 2016

Los encofrados forman una U invertida, tal como se ve en la Figura 9, y se colocan uno junto al otro de forma que al verter el concreto se forman los muros y las losas de forma monolítica, de esta forma, se ahorra tiempo de ejecución. (YÁNEZ, 2006)

**Figura 9.** Formaleta en U invertida utilizada en el sistema tipo túnel.



Fuente: MESA ECONOMY FORMS 2016

El montaje se realiza partiendo en la primera puesta de una losa de fundación, en la que existen unos zócalos o resaltes que sirven de referencia y que constituyen el inicio de los muros. Esto se realiza sucesivamente, es decir, se colocan dichos zócalos en cada losa de entrepiso para servir de apoyo a los muros del próximo nivel. Para obtener la continuidad de los muros a lo largo de todo el edificio, éstos se unen mediante las mallas que los conforman, las cuales poseen unas extensiones extras de su acero en la parte superior (llamados “pelos” en el ambiente constructivo), Estas son usadas para traslapar el acero de refuerzo de un muro ya realizado con el acero del muro nuevo. (BALKAYA Y KALKAN, 2003.)

Los esfuerzos verticales producidos sobre los paneles horizontales se transmiten, a través de unos tensores inclinados, hacia los muros construidos con anterioridad. Los paneles verticales van provistos de una estructura que soporta, en su parte superior, un palco de trabajo, y en su parte inferior, dos pies regulares o gatos mecánicos que sirven para regular su posición en altura y para conseguir un aplomado correcto. (YÁNEZ, 2006)

Para el desencofrado, una vez extraídas las tirantillas, se accionan los pies regulables sobre los que se apoyan los túneles y estos descienden hasta quedar apoyados en una serie de ruedas, situadas en el borde inferior de los

paneles verticales y que constituyen su propio sistema de transporte, mediante el cual son conducidos hasta las mesas de desencofrado situadas en las bocas de los túneles , para ser recogidos mediante un mecanismo de elevación, o simplemente suspendidos por eslingas de cable y trasladados para el montaje de una nueva puesta. Otro procedimiento es la utilización de un palonnier o pieza en forma de C, cuyo brazo superior pende de la pluma de la grúa, mientras el inferior penetra en el interior del túnel recogiendo el encofrado para su transporte. Al poder trabajar con la construcción de varios edificios al mismo tiempo, el ahorro de tiempo es aún mayor ya que se trabaja en conjunto la construcción de pares de edificios. Mientras en un edificio se está desencofrando, este encofrado se va colocando en el edificio adyacente, y mientras esto ocurre se va armando las mallas en el primer edificio. (BALKAYA Y KALKAN, 2003.)

En un proyecto lo ideal es usar la menor cantidad de tipologías de mallas de refuerzo. Esto se puede hacer elaborando las mallas para muros con el acero mínimo, y así estas pueden ser usadas de forma simple o doble dependiendo del acero que se necesite para el muro. Por lo general, se usa un solo tipo de mallas para las losas las cuales se diferencian de las mallas de muros por no poseer los pelos característicos de éstas, y contienen aceros de diámetros más grandes que el acero de las mallas de los muros.

**Figura 10.** Malla electrosoldada



Fuente: <http://www.archdaily.co/>

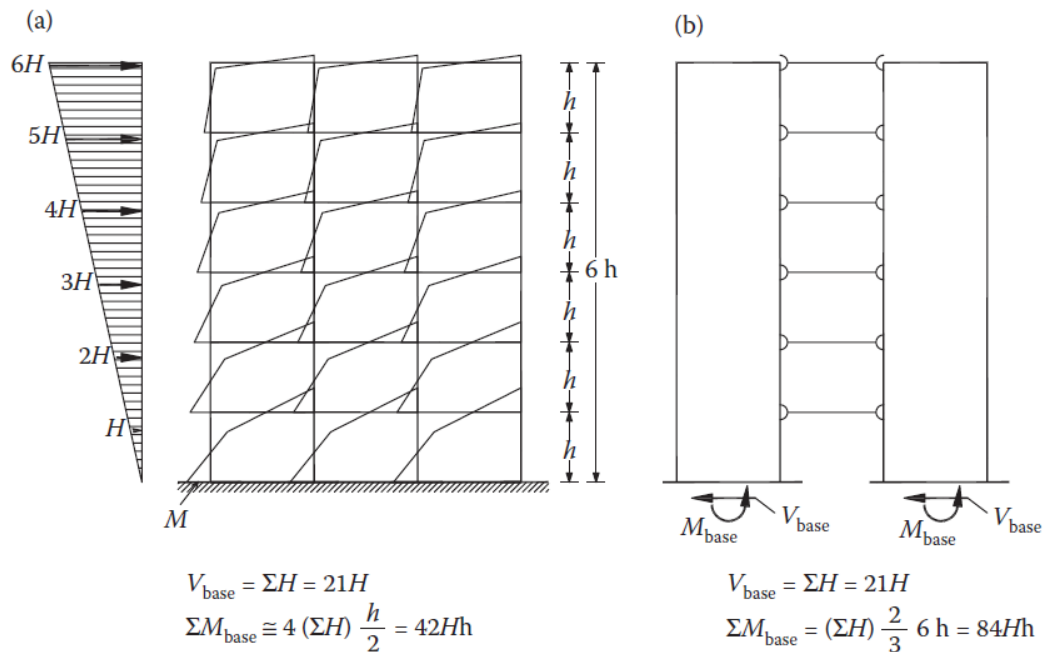
#### **1.4 EDIFICACIONES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS.**

De acuerdo con los códigos sísmicos actuales de Colombia EEUU, Chile, etc. los miembros estructurales verticales que posean dimensiones de sección transversal con una relación mayor que 4 se definen como "muros". Los muros estructurales se caracterizan por su gran rigidez en comparación con las columnas de sección transversal equivalente. Es decir, el momento de inercia de un muro de 0,20x2,5 m en comparación con la de una columna (con la misma área transversal) de 0,70x0,70 m es aproximadamente 14 veces mayor. En consecuencia, los muros estructurales constituyen la herramienta más eficaz para la reducción de las derivas de entrepiso y los desplazamientos laterales de las plantas de entrepiso de los edificios.

En este contexto, los muros estructurales parecen responder de manera muy eficaz a las fuerzas horizontales en cuanto a resistencia y desplazamientos. Por supuesto, según lo anterior, el buen comportamiento de muros en relación con columnas es en un grado superficial, porque no hay que olvidar que las columnas no son voladizos independientes en el espacio, sino que están acoplados con vigas y losas formando un sistema de pórticos estructurales.

Si se compara un sistema estructural de muros estructurales con un sistema estructural conformado de pórticos (columnas y vigas), este último sistema estructural presenta menores momentos a flexión en las columnas debido a que las vigas y las placas se comportan como apoyos dentro de la altura de cada planta; por otro lado, los muros se comportan como voladizos, debido a la baja rigidez de plano de los diafragmas. Así, la notable diferencia de comportamiento entre las columnas y muros se reduce a tal grado de estructuras convencionales (Figura 11).

**Figura 11.** Respuesta de un sistema de pórtico y un sistema de muros sometidos a las mismas cargas laterales



Fuente: GREGORY, 2014

De acuerdo con la NSR-10, el sistema estructural de un edificio se caracteriza como un "sistema de muros de carga" cuando los muros son los encargados de resistir las cargas horizontales. Entonces, si estos muros estructurales se refuerzan de tal manera que se induzca falla a flexión y no a cortante, la falla se presentara en la base, donde el momento de flexión causado por la carga horizontal presenta su valor máximo. En esta región crítica, si el muro está reforzado adecuadamente, las deformaciones plásticas pueden generar una rotula plástica. En consecuencia, las zonas de disipación de energía en los muros estructurales se desarrollan en sus bases. Vale la pena mencionar que para que una rótula plástica se desarrolle en un muro antes de su falla de corte, la relación de aspecto de la pared debe ser mayor que 2, es decir:

$$\frac{H}{l_w} \geq 2.0$$

Cuando esta relación no se cumple, el comportamiento del edificio se ve afectado, directamente con su ductilidad estructural. Al mismo tiempo, para que los muros de corte se comporten de manera ideal, de acuerdo con la práctica de diseño, que es el aporte de gran rigidez a los edificios, deben tener una relación de aspecto de no menos de 7, esto es:

$$\frac{H}{l_w} \leq 7.0$$

De las dos expresiones anteriores se puede concluir que una longitud razonable del muro estructural debe oscilar entre:

$$0.15H < l_w \leq 0.50H$$

Los sistemas de muros, según la NSR-10 se permiten para edificios de hasta 50 metros de altura, lo que equivale a aproximadamente 20 plantas. Para los edificios más altos, debido a que el comportamiento del sistema estructural similar al de una viga en voladizo, la deriva de entrepiso en los pisos superiores empieza a ser crítica. Por lo tanto, el sistema de muros debe ser reforzado con pórticos resistentes a momento, y así conformar un sistema de resistente en los pisos superiores

A partir de lo que se ha discutido hasta ahora se puede concluir que las principales ventajas y desventajas del sistema de muros estructurales se pueden resumir se presenta en la tabla 1.

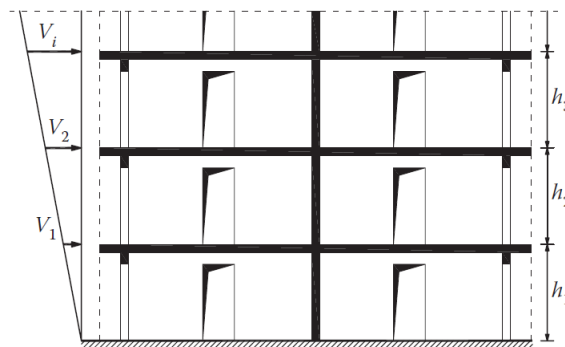
**Tabla 1.** Ventajas y desventajas del sistema de muros estructurales

<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
a) Proporcionan alta resistencia y rigidez a bajo costo.	a) La redundancia del sistema es menor que la de sistema de pórticos resistente a momentos.
b) Su comportamiento estructural ha demostrado ser excelente ante la presencia de eventos sísmicos.	b) Los muros presentan grandes momentos en su base, que suele causar levantamiento en las zapatas independientes incluso si el muro está sometido grandes cargas axiales. Por lo tanto, su base debe estar bien conectado con la cimentación.
c) La construcción de muros es más sencilla que la de los pórticos, debido a la cantidad de articulaciones, que deben ser controladas ya que son sus regiones críticas.	c) Los muros son, en general, elementos indeseables en el diseño arquitectónico, ya que interfieren en la comunicación de espacio a espacio a nivel de piso del edificio.
d) Proporcionan un sistema muy eficaz para el control de las derivas de piso en caso de frecuentes terremotos y de esta manera se protegen los elementos no estructurales.	

#### 1.4.1 Muros estructurales y diafragmas rígidos sismo-resistentes.

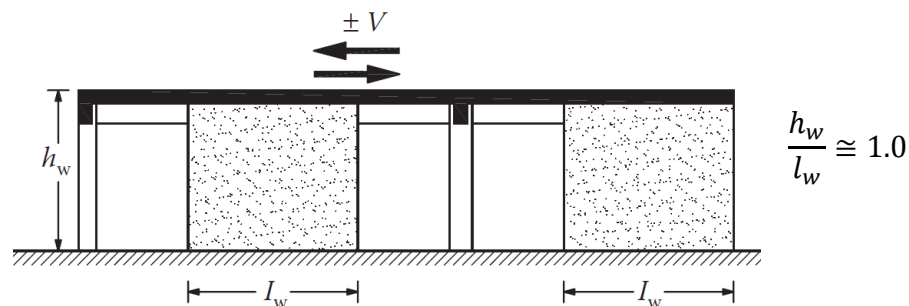
Los muros estructurales junto con los pórticos y las losas constituyen los principales elementos estructurales para el diseño del sistema estructural de un edificio antisísmico. En apartados anteriores se hizo referencia a la "demanda" de los muros estructurales, entre esto se encuentran los factores que afectan el comportamiento estructural de los muros, la importancia de una buena configuración en planta y en altura del sistema de muros, y también se hizo la comparación con el sistema estructural de pórticos. A continuación, se hará referencia a la "capacidad" de los muros estructurales en términos de resistencia, ductilidad y disipación de energía bajo cargas cíclicas. Los muros estructurales usados con mayor frecuencia y en los que se hará referencia a su capacidad en este trabajo son los muros dúctiles.

**Figura 12.** Muro grande ligeramente armado.



Fuente: GREGORY, 2014

**Figura 13.** Sistema estructural típico con muros bajo la acción sísmica  $\pm V$ .



Fuente: GREGORY, 2014

#### 1.4.2 Muros estructurales dúctiles.

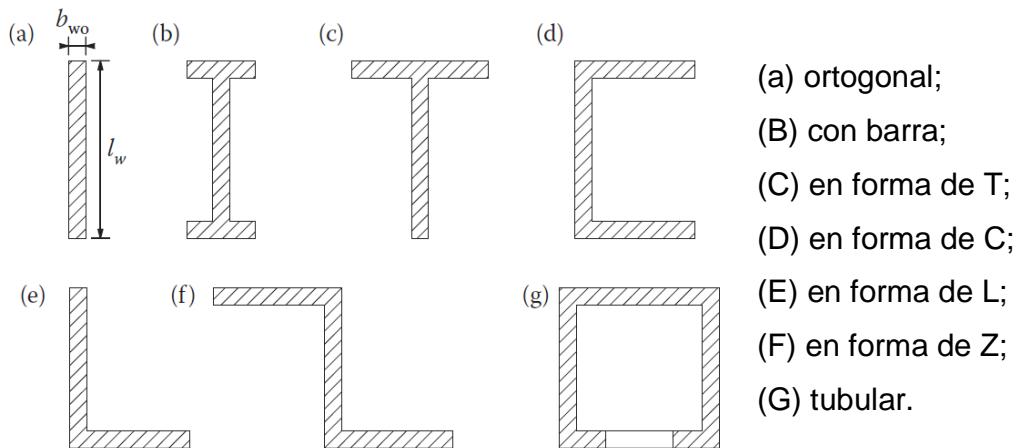
En la tabla 2 se presenta un resumen sobre la caracterización geométrica y estructural de muros dúctiles.

**Tabla 2.** Características estructurales de los muros dúctiles

<p>1. La sección transversal usual de los muros es la rectangular. Sin embargo, es muy común encontrar secciones compuestas en forma de C, T, U, L, Z y secciones tubulares (Figura 14)</p>
<p>2. La relación de aspecto <math>\alpha_s</math> de este tipo de muros estructurales con sección transversal rectangular se encuentra entre:</p> $7.0 \geq \alpha_s = h_w/l_w \geq 2.0 \quad \text{Y} \quad l_w \geq 2.00 \text{ m}$ <p>dónde: <math>l_w</math> es la longitud de la sección transversal <math>h_w</math> es la altura del muro estructural</p>
<p>Son elementos delgados, y por lo tanto de diseño para la flexión con fuerza axial se separa de diseño para el cortante, ya que la distribución de las deformaciones axiales en una sección transversal deformada es plana</p>
<p>El diseño de la capacidad de esfuerzo cortante asegura el comportamiento plástico a flexión en el extremo fijo antes de producirse la falla por cortante del muro. Al mismo tiempo, la forma de la envolvente del diagrama diseño momento capacidad asegura que sólo se forme una rotula de plástica.</p>

Fuente: GREGORY, 2014

**Figura 14.** Secciones transversales de paredes delgadas dúctiles:



Fuente: GREGORY, 2014

Para que los muros estructurales delgados con sección transversal ortogonal cumplan con el concepto de Bernoulli que hace referencia la distribución lineal de las deformaciones axiales en la sección transversal como vigas y columnas deben tener una relación de aspecto como:

$$a_s = \frac{M_{u(fijo)}}{V * l_w} \geq 2$$

Dónde  $M_{u(fijo)}$  es el momento último de flexión en el extremo fijo

$V$  es la fuerza de corte relevante

$l_w$  es la longitud de la sección transversal

Teniendo en cuenta que por lo general los esfuerzos de compresión axial de un muro estructural debido a la carga axial de diseño son menores que en las columnas, se deduce que el comportamiento estructural de un muro está entre el de una viga y una columna. Por lo tanto, en términos generales, las suposiciones de diseño para muros dúctiles vigas y columnas son casi las mismas.

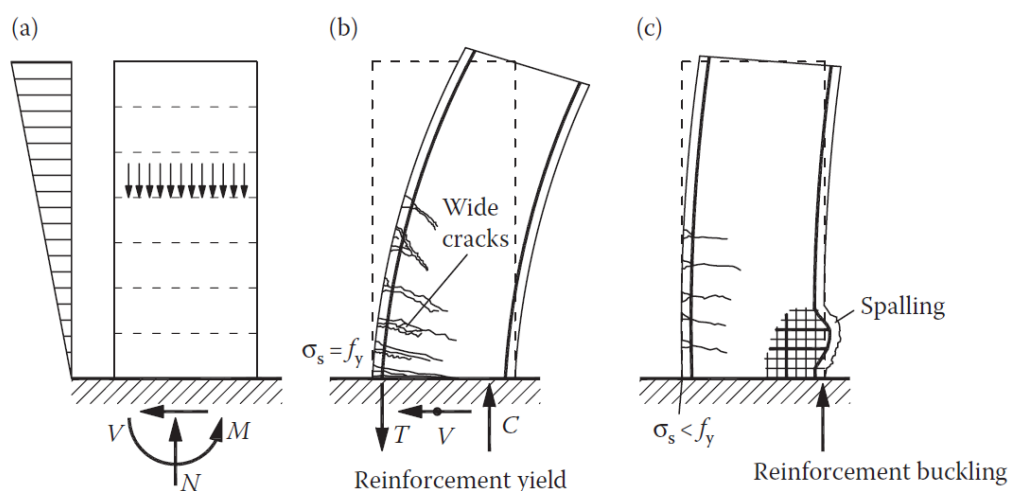
### 1.4.3 Modos de falla en muros dúctiles.

#### Modos de falla por flexión.

De manera similar que en las vigas y columnas el modo de falla de los muros estructurales puede ser a flexión o a cortante, dependiendo de la configuración del refuerzo suministrado. Como en el caso de vigas, el mecanismo de falla en los muros estructurales sometidos a flexión puede tener una de las siguientes formas:

1. Falla del acero de refuerzo a tracción, grietas por flexión cerca del extremo fijo en la zona de tensión, grandes deflexiones en la parte superior y descascaramiento de la zona de compresión, es decir, a esto se le conoce como falla dúctil (Figura 15a,b).
2. Grietas estrechas en la zona de tracción ( $\sigma_s < f_y$ ) aplastamiento del concreto en la zona de compresión cerca de la de extremo fijo y pandeo del refuerzo sometido a compresión (Figura 15a,c), a esto se le conoce como falla frágil en zona de tracción debido al sobrerreforzamiento.

**Figura 15.** Mecanismo de falla a flexión en muros estructurales

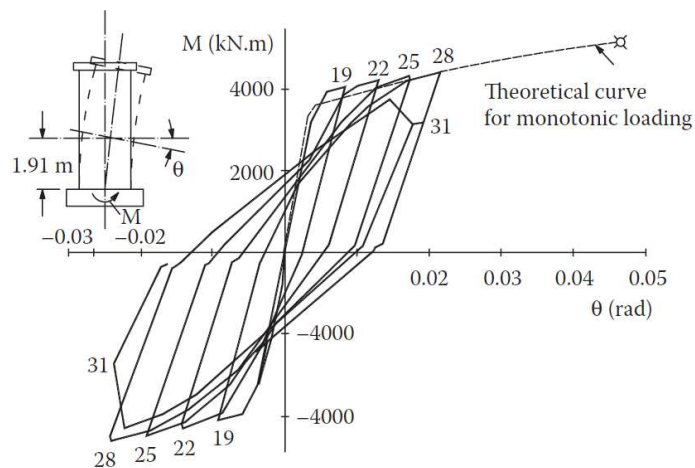


(a) patrón de carga; (B) rotura dúctil; (C) rotura frágil.

Fuente: GREGORY, 2014

El diagrama de  $M-\phi$  para una sección transversal rectangular es similar al de una viga. La longitud del rango plástico depende del grado de confinamiento de los elementos de borde del muro y de la compresión axial. Lo mismo vale para el diagrama de  $M-\theta$  bajo carga cíclica, como se puede ver en el diagrama de la Figura 16, que es similar a la de una viga en voladizo y una columna. Por lo tanto, para el caso en que se tiene en cuenta el comportamiento dúctil en el diseño del muro estructural, el diagrama  $M-\delta$  presenta una forma estable en los ciclos inversos de carga.

**Figura 16.** Ciclos de histéresis Momento de rotación del muro estructural sometido a una carga cíclica



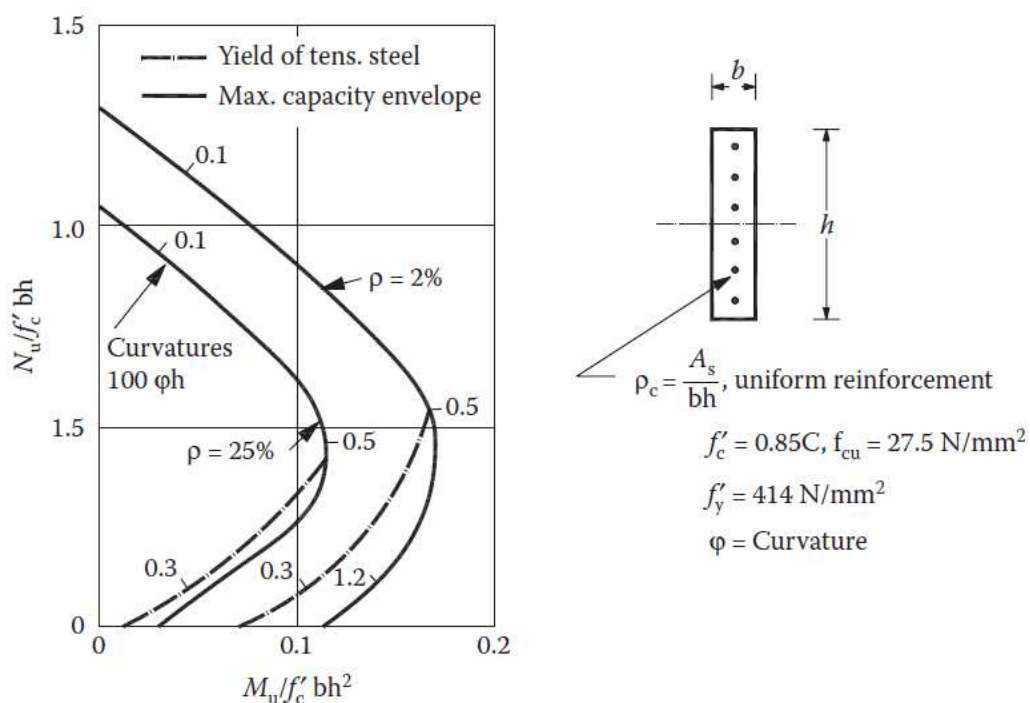
Fuente: OESTERLE, 1980.

Los diagramas de Interacción  $M-N$  para muros estructurales de sección transversal rectangular simétricamente reforzados son similares a los de las columnas (Figura 17). Además, en el caso de los muros estructurales, se deben hacer las siguientes observaciones:

- 1) La capacidad de carga/momento está fuertemente influenciada por la concentración de un gran porcentaje de refuerzo longitudinal en los elementos de borde confinados.

2)  $N_{ED}$  en el caso de los muros dúctiles casi siempre tiene valores por debajo de  $N_{RD}$  equilibrada. Por lo tanto, las paredes dúctiles casi siempre entran en la región post-elástica de diagramas  $M-\phi$ . Esta capacidad mejora debido al confinamiento apropiado de los elementos de borde.

**Figura 17.** Diagrama de interacción (Carga axial-Momento) en muros rectangulares reforzados uniformemente.



Fuente: DOWRICK, 2005. Copyright Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA.

### Evidencias

A continuación, se presenta una recopilación fotográfica de las fallas a flexión más comunes que presentaron el 27 de febrero de 2010 en los muros estructurales de las edificaciones chilenas luego de ser sometidas a un sismo de magnitud Mw 8.8.

**Figura 18.** Falla típica a flexión por ausencia de confinamiento en sus elementos especiales de borde.



Fuente: ALARCON C y HUBE, 2014

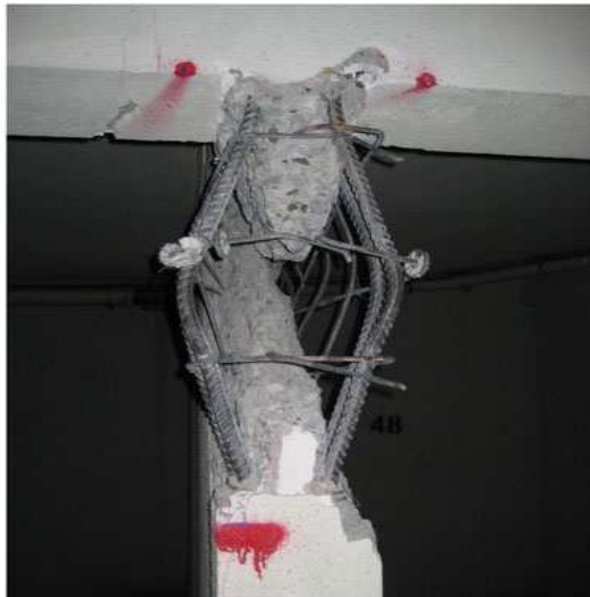
**Figura 19.** Falla típica a flexión por cargas sísmicas



Fuente: ALARCON y HUBE, 2014

Cuando los muros estructurales son sometidos a grandes esfuerzos de compresión y el acero de refuerzo longitudinal de los bordes no posee el confinamiento adecuado se presentan fallas de pandeo, como se muestra en las figuras 20.

**Figura 20.** Pandeo de las barras longitudinales sin estribos de confinamiento



Fuente: AIR WORLDWIDE

### **Modos de falla por cortante.**

Los modos de falla de muros con sección transversal rectangular sometidos a fuerzas cortantes, como en el caso de vigas, pueden ser clasificados en los siguientes tipos:

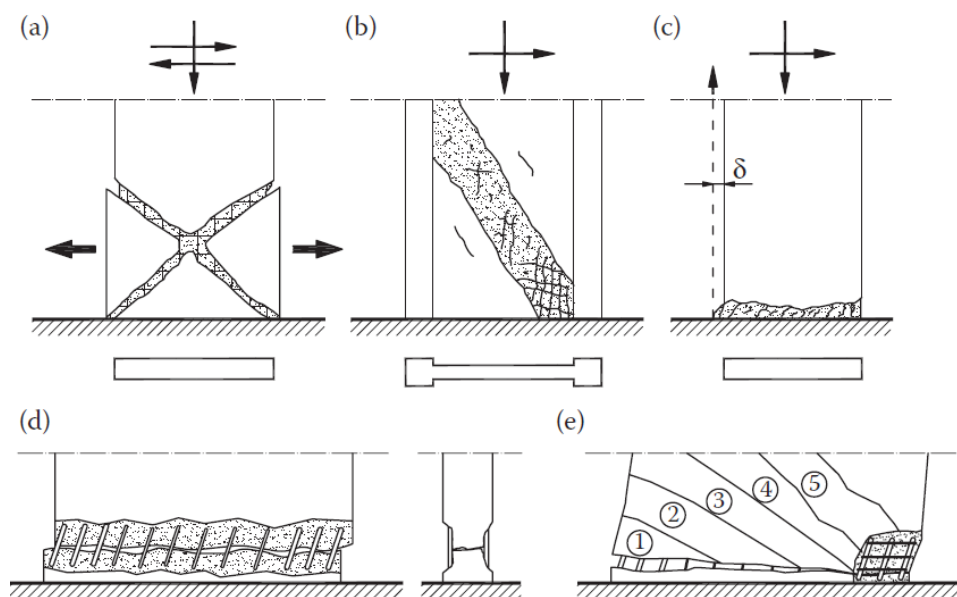
- Tensión diagonal (Figura 21a)
- Compresión diagonal (Figura 21b)
- Cortante en la región de la junta de construcción; Figura 21c)

Las demandas máximas por carga axial normalizada en los muros estructurales dúctiles permitidas por los códigos actuales de diseño, presentan límites más bajos que los de las columnas. Por lo tanto, el diseño de los muros sigue conceptualmente los métodos desarrollados para vigas y columnas con algunas modificaciones. A continuación, se presentan los dos puntos de mayor relevancia:

1. A partir del trabajo experimental ampliado se ha determinado (KOWALSKI y PRIESTLEY, 2000) que, en la región de la rótula plástica en la base del muro, debido a la degradación de la resistencia a la compresión de hormigón ante la presencia de carga, la resistencia a la compresión diagonal es también se reduce. Por lo tanto, un factor de reducción debe ser introducido en las expresiones utilizadas para la determinación de  $V_{Rdmax}$ . Este factor, es del orden de 0,40 para los edificios.
2. El cortante por deslizamiento puede aparecer en la zona de la rótula de plástica y en particular a la posición de una junta de construcción. Esta falla en planos horizontales puede ser resistida por:
  - Fricción por cortante a través de la grieta horizontal
  - Acción de conector
  - La resistencia de las barras de acero dispuestos en la región de la articulación

La razón principal de este tipo de fallo debe atribuirse al bajo valor de la carga axial ( $v_d \leq 0,35$  y por lo tanto  $v_k \leq (0,35 / 1,50) \cong 0,23$ ).

**Figura 21.** Modos de falla de muros sometidos a cortante:



(a) Tensión diagonal;

(B) Compresión diagonal;

(C) Cortante por deslizamiento;

(D) Refuerzo de cortante para evitar el deslizamiento;

(e). Falla de desplazamiento por flexión

Fuente: SALONIKIOS, 2007

### Evidencias

A continuación, se presenta una recopilación fotográfica de las fallas a cortante más comunes que presentaron el 27 de febrero de 2010 en los muros estructurales de las edificaciones chilenas luego de ser sometidas a un sismo de magnitud Mw 8.8.

**Figura 22.** Fallas por cortante en muros estructurales:



Fuente: AIR WORLDWIDE



Fuente: MASSONE, 2013



Fuente: HASELTON y WALLACE, 2010

## 2 REQUISITOS DE DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES SEGÚN EL REGLAMENTO COLOMBIANO NSR-10.

En el título C del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, basado en la norma americana ACI 318-11 presenta los requisitos que el diseñador estructural debe tener en cuenta al momento de diseñar muros estructurales. A continuación, se presenta de manera ordenada la recopilación de los requisitos de diseño de muros estructurales de la NSR-10.

### 2.1 CUANTÍA MÍNIMA DE REFUERZO.

**Tabla 3.** Requisitos de refuerzo mínimo en muros estructurales

$\rho_l$ : <i>Cuantía para refuerzo vertical</i>	$\rho_t$ : <i>cuantía para refuerzo horizontal</i>
Cuantía mínima para refuerzo vertical:	Cuantía mínima para refuerzo horizontal:
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Si <math>V_u \leq 0.5\phi V_c</math> <ol style="list-style-type: none"> <li>a) 0.0012 para barras corrugadas no mayores que No. 5 (5/8") con <math>f_y</math> no menor que 420 MPa,</li> <li>b) 0.0015 para otras barras corrugadas</li> <li>c) 0.0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro).</li> </ol> </li> <li>• Si <math>V_u &gt; 0.5\phi V_c</math> <ol style="list-style-type: none"> <li>d) la mayor entre: 0.0025 y <math>0.0025 + 0.5(2.5 - (h_w/l_w))(pt - 0.0025)</math></li> </ol> </li> </ul> <p><math>h_w</math>: altura total del muro <math>l_w</math>: longitud total del muro</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Si <math>V_u \leq 0.5\phi V_c</math> <ol style="list-style-type: none"> <li>a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores que No. 5 (5/8") con <math>f_y</math> no menor que 420 MPa,</li> <li>b) 0.0025 para otras barras corrugadas</li> <li>c) 0.0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro).</li> </ol> </li> <li>• Si <math>V_u &gt; 0.5\phi V_c</math> <ol style="list-style-type: none"> <li>d) 0.0025</li> </ol> </li> </ul>

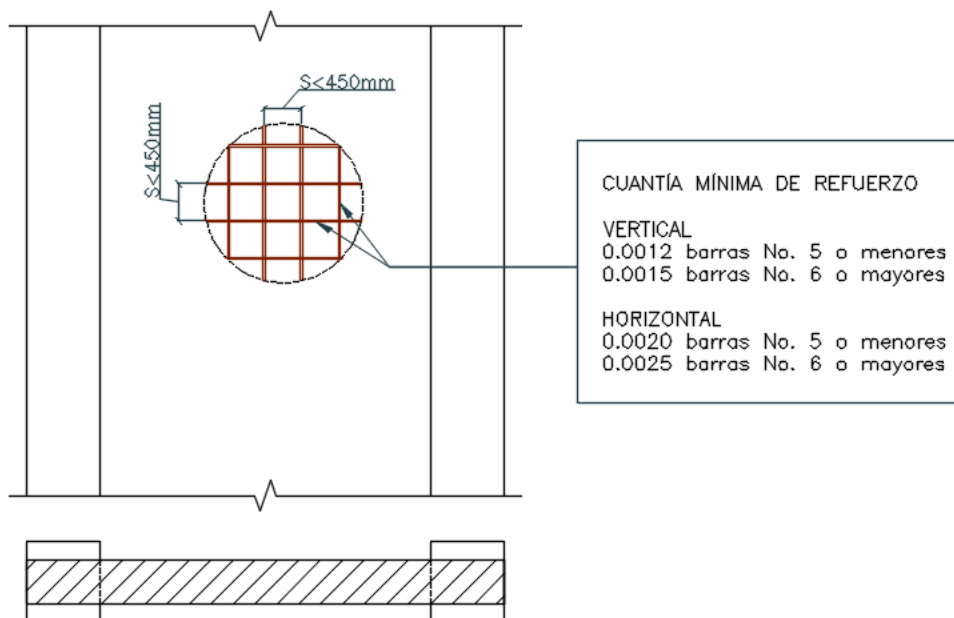
Fuente: NSR-10

- Alrededor de vanos de ventanas, puertas y aberturas de similar tamaño, además del refuerzo mínimo requerido, deben colocarse por lo menos dos barras No. 5 (5/8") en todos los muros que tengan dos capas de refuerzo en ambas direcciones y una barra No. 5 (5/8") en los muros que tengan una sola capa de refuerzo en ambas direcciones. Estas barras deben anclarse para desarrollar el  $f_y$  en tracción en las esquinas de las aberturas.

## 2.2 SEPARACIÓN DEL REFUERZO.

- El refuerzo vertical y horizontal debe espaciarse máximo a tres veces el espesor del muro o 450 mm.
- El refuerzo vertical no necesita estar confinado por estribos laterales cuando el refuerzo vertical no es mayor de 0.01 veces el área total de concreto, o cuando no se requiere como refuerzo de compresión.

**Figura 23.** Separación y cuantía mínima del refuerzo



Fuente: FANELLA, 2007

- Los muros con un espesor mayor que 250 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:
  - a) Una capa consistente en no menos de 1/2, y no más de 2/3 del refuerzo total requerido para cada dirección debe colocarse a no menos de 50 mm ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie exterior.
  - b) La otra capa, consistente en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20 mm ni a más de 1/3 del espesor del muro a partir de la superficie interior.

### 2.3 COMPRESIÓN.

El diseño por resistencia de los muros sometidos a carga axial o combinación de carga axial y de flexión debe basarse en las siguientes hipótesis, además debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones

**Tabla 4.** Generalidades de diseño estructural

<b>Suposiciones de diseño, principios y requisitos generales</b>
Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que $f_y$ debe tomarse como $E_S$ veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a $f_y$ .
La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer

<p>rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.</p>
<p>Un esfuerzo en el concreto de <math>0.85f'_c</math> uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia <math>a = \beta_1 c</math> de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.</p> <p>Para <math>f'_c</math> entre 17 y 28 MPa, el factor <math>\beta_1</math> se debe tomar como 0.85. Para <math>f'_c</math> superior a 28 MPa, <math>\beta_1</math> se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, <math>\beta_1</math> no debe ser menor de 0.65.</p>
<p>Las secciones son controladas por tracción si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, <math>\varepsilon_t</math>, es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003. Las secciones con <math>\varepsilon_t</math> entre el límite de deformación unitaria controlada por compresión y 0.005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción.</p>
<p>Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a <math>0.10f'_c A_g</math>, <math>\varepsilon_t</math> en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004.</p>
<p>La resistencia axial de diseño <math>\phi P_n</math> de elementos no preesforzados con estribos en compresión no debe tomarse mayor que <math>\phi P_{n(max)}</math> calculado usando la siguiente ecuación:</p> $\phi P_{n(max)} = 0.75\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$
<p>La fuerza axial mayorada <math>P_u</math> dada, no debe exceder <math>\phi P_{n(max)}</math>. El momento máximo mayorado <math>M_u</math> debe incrementarse por los efectos de esbeltez.</p>

Fuente: NSR-10

## 2.4 CORTANTE.

**Tabla 5.** Requisitos de diseño de muros sometidos a fuerzas de corte

<p>La fuerza cortante mayorada <math>V_u</math>, de muros estructurales no debe ser mayor que: <math>V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)</math>  donde <math>\alpha_c = 0.25</math> para <math>h_w/l_w \leq 1.50</math>,  <math>\alpha_c = 0.17</math> para <math>h_w/l_w \leq 2.00</math> y  varia linealmente entre 0.25 y 0.17 para <math>h_w/l_w</math> entre 1.50 y 2.00</p> <p>el valor de la relación <math>h_w/l_w</math> para determinar <math>V_n</math> para segmentos de un muro debe ser la mayor entre aquella para todo el muro y aquella para el segmento de muro considerado.</p>	C.21.9.4.1
<p>Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en las dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si <math>h_w/l_w \leq 2.0</math>, entonces <math>\rho_l \geq \rho_t</math></p>	C.21.9.4.3
<p>Para todos los segmentos verticales de muro que resistan una fuerza lateral común, la resistencia nominal a cortante <math>V_n</math> combinada no debe tomarse mayor que <math>V_n \geq 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}</math>, para cualquiera de los segmentos de muros individuales, <math>V_n</math> no debe suponerse mayor <math>V_n \leq 0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}</math>. donde <math>A_{cw}</math> representa el área de la sección transversal de concreto del segmento vertical del muro considerado</p>	C.21.9.4.4
<p>Para segmentos horizontales de muro y vigas de acople, <math>V_n</math> no debe suponerse mayor que <math>V_n \leq 0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}</math>. donde <math>A_{cw}</math> representa el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro o viga de acople.</p>	C.21.9.4.5
<p>La resistencia nominal al corte <math>V_n</math> de muros estructurales no debe ser mayor que: <math>V_n \leq 0.83 \sqrt{f'_c} h d</math>,  donde <math>h</math> = espesor del muro y <math>d = 0.8 l_w</math></p>	C.11.9.3
<p>Para muros sometidos a compresión axial la resistencia al corte del concreto <math>V_c</math> de muros estructurales no debe ser mayor que:</p> $V_c \leq 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} h d$	C.11.9.5

<p>Para muros sometidos a tracción axial la resistencia al corte del concreto <math>V_c</math> de muros estructurales no debe ser mayor que:</p> $V_c \leq 0.17 \left( 1 + \frac{0.29N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ <p>Un cálculo más detallado para hallar la resistencia al corte del concreto <math>V_c</math> de muros estructurales debe ser el menor de los valores calculados por medio de las siguientes ecuaciones:</p> $v_c \leq 0.27\lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4l_w}$ $V_c \leq \left[ 0.05\lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.1\lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u}} \right] h d$	
<p>Si <math>V_u &gt; \phi V_c</math>, el refuerzo para cortante horizontal debe diseñarse para satisfacer las siguientes ecuaciones:</p> $\phi V_n \geq V_u$ $V_n = V_c + V_s$	C.11.9.9

Fuente: NSR-10

## 2.5 ELEMENTOS DE BORDE.

**Tabla 6.** Elementos especiales de borde en muros

<p>Los muros que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial deberán estar reforzados con elementos de borde especial donde:</p> $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$ <p>Donde: <math>\delta_u/h_w \geq 0.007</math></p> <p>El refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente desde la sección crítica por una distancia no menor que la mayor entre <math>l_w</math> ó <math>M_u/4V_u</math></p>	C.21.9.6.2
--	------------

<p>Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con lo indicado en C.21.9.6.2 deben tener elementos de borde cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos E, sobrepase <math>0.2f'_c</math>. los elementos de borde pueden ser discontinuos donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que <math>0.15f'_c</math>. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas mayoradas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta.</p>	C.21.9.6.3
<p>Donde se requieran elementos especiales de borde se deben cumplir las siguientes condiciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que:  <math>c - 0.1l_w</math> y <math>c/2</math></li> <li>• En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300mm dentro del alma.</li> <li>• El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos de confinamiento y cuantía volumétrica y el límite de espaciamiento del refuerzo transversal debe ser al menos (la longitud menor del elemento de borde) /3</li> <li>• El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo al menos la longitud de desarrollo de la barra longitudinal de mayor diámetro del elemento de borde, a menos que este termine en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender al menor 300mm dentro de la zapata o losa de cimentación.</li> </ul>	C.21.9.6.3

Fuente: NSR-10

### 3 CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL EDIFICACIONES EN MUROS DE CONCRETO UBICADAS EN BUCARAMANGA.

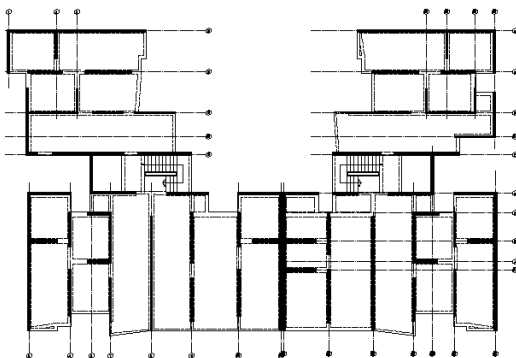
Se presenta un inventario que muestra a manera de ejemplo algunas de las edificaciones en sistema estructural de muros de concreto.

**Figura 24.** Fachada edificio No 1



Fuente:  
<http://www.comfenalcosantander.com.co>

**Figura 25.** Planta tipo edificio No 1



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 7.** Descripción edificio No 1

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Cll 35 No. 25-27 Antonia Santos
Norma de diseño	NSR-98
Área piso tipo	235 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	20
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	50.10 m
Numero de Sótanos	2
Altura libre (piso techo)	2.40 m
Espesores de muros sentido x	20 y 25 cm
Espesores de muros sentido y	15 y 20 cm
Espesor de placa	10 cm

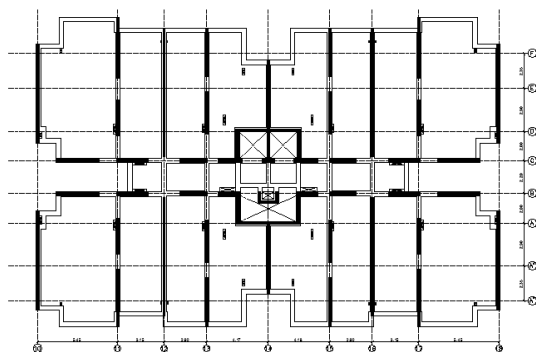
Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 26. Fachada edificio No 2**



Fuente:  
<http://www.construcasa.com.co>

**Figura 27. Planta tipo edificio No 2**



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 8. Descripción edificio No 2**

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Cra 33 No. 86-20 Carretera Antigua
Norma de diseño	NSR-98
Área piso tipo	585 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	20
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	52.10 m
Numero de Sótanos	6
Altura libre (piso techo)	2.42 m
Espesores de muros sentido x	20 y 25 cm
Espesores de muros sentido y	15 y 20 cm
Espesor de placa	13 cm

Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 28. Fachada edificio No 3**



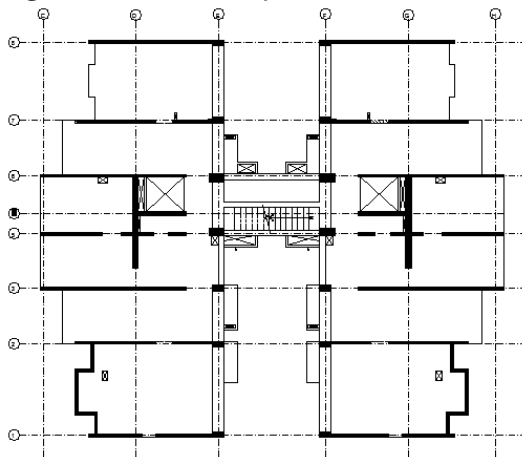
Fuente: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=356373&page=358>

**Tabla 9. Descripción edificio No 3**

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Cll 31 No. 18-33 Centro
Norma de diseño	NSR-98
Área piso tipo	374 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	20
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	50.05 m
Numero de Sótanos	2
Altura libre (piso techo)	2.30 m
Espesores de muros sentido x	15 y 20 cm
Espesores de muros sentido y	30 cm
Espesor de placa	15 y 10 cm

Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 29. Planta tipo edificio No 3**



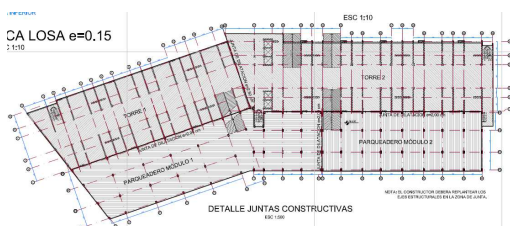
Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 30. Fachada edificio No 4**



Fuente: <http://inacar.com/proyecto/42>

**Figura 31. Planta tipo edificio No 4**



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 10. Descripción edificio No 4**

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Cll 110 No. 21-20 Provenza
Norma de diseño	NSR-10
Área piso tipo	2100 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	18
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	49.64 m
Numero de Sótanos	3
Altura libre (piso techo)	2.55 m
Espesores de muros sentido x	25 y 30 cm
Espesores de muros sentido y	20 y 15 cm
Espesor de placa	10 cm

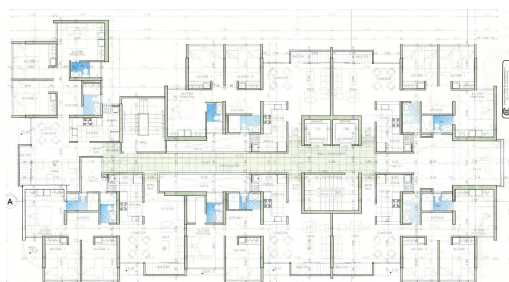
Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 32.** Fachada edificio No 5



Fuente:  
[http://www.mundoinmobiliario.com.co/proyectos\\_paseo\\_de\\_san\\_francisco.html](http://www.mundoinmobiliario.com.co/proyectos_paseo_de_san_francisco.html)

**Figura 33.** Planta tipo edificio No 5



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 11.** Descripción edificio No 5

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Cra 23 No. 20-50 San Francisco
Norma de diseño	NSR-10
Área del proyecto	13721 m <sup>2</sup>
Área piso tipo	530 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	20
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	53.60 m
Numero de Sótanos	2
Altura libre (piso techo)	2.45 m
Espesores de muros sentido x	10, 20 y 30 cm
Espesores de muros sentido y	10, 20 y 30 cm
Espesor de placa	15 cm

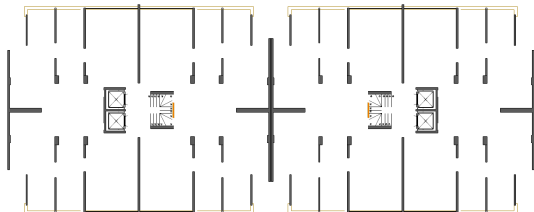
Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 34.** Fachada edificio No 6



Fuente: <http://www.marval.com.co>

**Figura 35.** Planta tipo edificio No 6



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 12.** Descripción edificio No 6

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Circunvalar 35 No. 92 - 170
Norma de diseño	NSR-10
Área piso tipo	950 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	19
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	49.00 m
Numero de Sótanos	2
Altura libre (piso techo)	2.42 m
Espesores de muros sentido x	10, 20 y 30 cm
Espesores de muros sentido y	20 y 40 cm
Espesor de placa	15 cm

Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 36.** Fachada edificio No 7



Fuente: <http://www.marval.com.co>

**Figura 37.** Planta tipo edificio No 7



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 13.** Descripción edificio No 7

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Transversal Oriental con Calle 93
Norma de diseño	NSR-10
Área piso tipo	550 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	18
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	47.05 m
Numero de Sótanos	2
Altura libre (piso techo)	2.45 m
Espesores de muros sentido x	20 cm
Espesores de muros sentido y	15 y 20 cm
Espesor de placa	15 cm

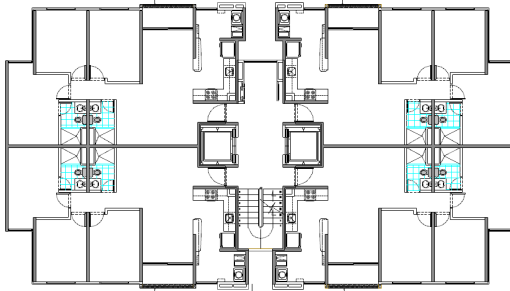
Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 38.** Fachada edificio No 8



Fuente: <http://www.marval.com.co>

**Figura 39.** Planta tipo edificio No 8



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 14.** Descripción edificio No 8

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Calle 58 Diagonal 15-36
Norma de diseño	NSR-10
Área piso tipo	355 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	21
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	52.27 m
Numero de Sótanos	3
Altura libre (piso techo)	2.35 m
Espesores de muros sentido x	15cm
Espesores de muros sentido y	15cm
Espesor de placa	12 cm

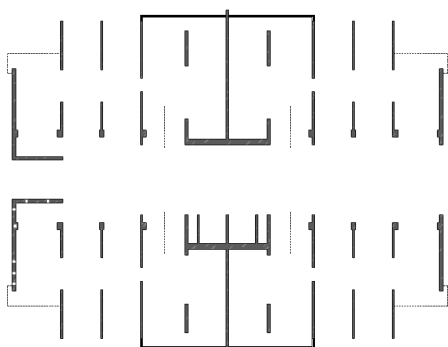
Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Figura 40.** Fachada edificio No 9



Fuente: <http://www.marval.com.co>

**Figura 41.** Planta tipo edificio No 9



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 15.** Descripción edificio No 9

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Calle 58 Diagonal 15-36
Norma de diseño	NSR-10
Área piso tipo	622 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	19
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	46.75 m
Numero de Sótanos	0
Altura libre (piso techo)	2.40 m
Espesores de muros sentido x	40 cm
Espesores de muros sentido y	15 y 25 cm
Espesor de placa	10 cm

Fuente: Archivo oficina planeación municipal

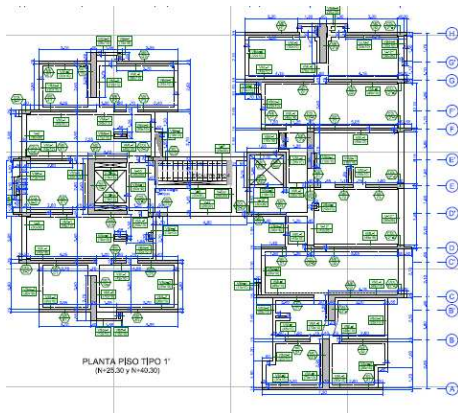
**Figura 42.** Fachada edificio No 10



Fuente:

<http://www.fincaraiz.com.co/torres-elite/bucaramanga/proyecto-nuevo-det-1167718.aspx>

**Figura 43.** Planta tipo edificio No 10



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

**Tabla 16.** Descripción edificio No10

Ciudad	Bucaramanga
Dirección	Carrera 17 y 18 con calle 46
Norma de diseño	NSR-10
Área piso tipo	362 m <sup>2</sup>
Niveles sobre el nivel N+0.0	21
Altura del edificio medida desde el nivel N+0.00	55.30 m
Numero de Sótanos	0
Altura libre (piso techo)	2.40 m
Espesores de muros sentido x	15 y 25 cm
Espesores de muros sentido y	20 y 40 cm
Espesor de placa	10 cm

Fuente: Archivo oficina planeación municipal

## 4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE 2 EDIFICACIONES EN MUROS DE CONCRETO UBICADAS EN BUCARAMANGA.

### 4.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL PROYECTO No 1

Especificaciones técnicas proyecto No 1

#### MATERIALES:

##### CONCRETO:

- VIGAS DE CIMENTACION	F'c=210 Kgf/cm =21 MPa (3000 psi)
- PILOTES	F'c=210 Kgf/cm =21 MPa (3000 psi)
- PANTALLAS Y COLUMNAS	F'c=280 Kgf/cm =28 MPa (4000 psi)
- PLACAS MACIZAS	F'c=280 Kgf/cm =28 MPa (4000 psi)
- VIGAS	F'c=280 Kgf/cm =28 MPa (4000 psi)
- ESCALERAS	F'c=210 Kgf/cm =21 MPa (3000 psi)
- CONCRETO TANQUES	F'c=245 Kgf/cm =24.5 MPa (3500 psi)
- CONCRETO SOLADOS	F'c=105 Kgf/cm =10.5 MPa (1500 psi)

##### CONCRETO CICLOPEO:

- 65% Concreto F'c=175 Kgf/cm =17.5 MPa (2500 psi)
- 35% Piedra Rajon

##### ACERO DE REFUERZO:

- Fy=60.000 psi = 420 MPa PARA D>= 1/2"
- Fy=60.000 psi = 420 MPa PARA D>= 3/8" ESTRIBOS CORRUGADOS
- Fy=60.000 psi = 420 MPa PARA ACERO MILIMETRADO
- Fy=37.000 psi = 260 MPa PARA D= 1/4"

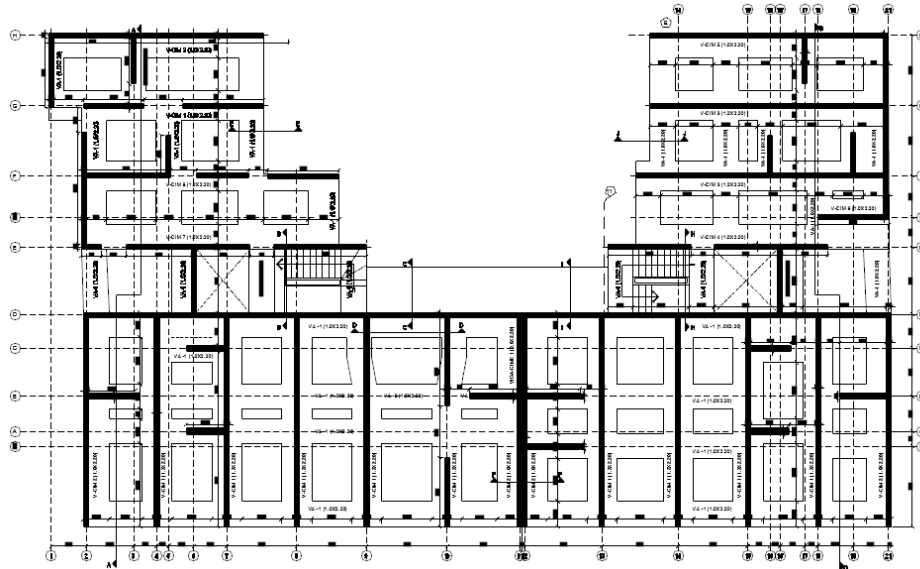
##### UNIDADES DE MAMPOSTERIA

- Resistencia a la compresión > 3 Mpa ( 30 kg/cm )
- Absorción del 12 al 20 % (Ladrillo)
- Absorción del 8 al 12 % (Bloque de concreto)

##### CARGAS VIVAS:

- RESIDENCIAL 180 Kg/m
- PARQUEADEROS 250 Kg/m

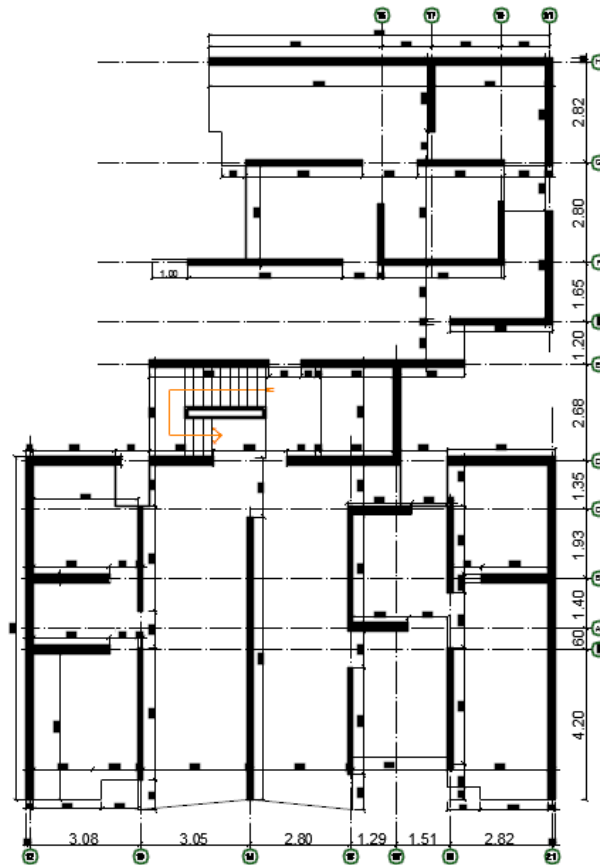
**Figura 44. Cimentación proyecto No 1**



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

- El proyecto No 1 cuenta con una cimentación superficial, con cimientos corridos.
- En la planta de cimentación podemos observar que se trata de dos torres unidas en los niveles de sótanos.

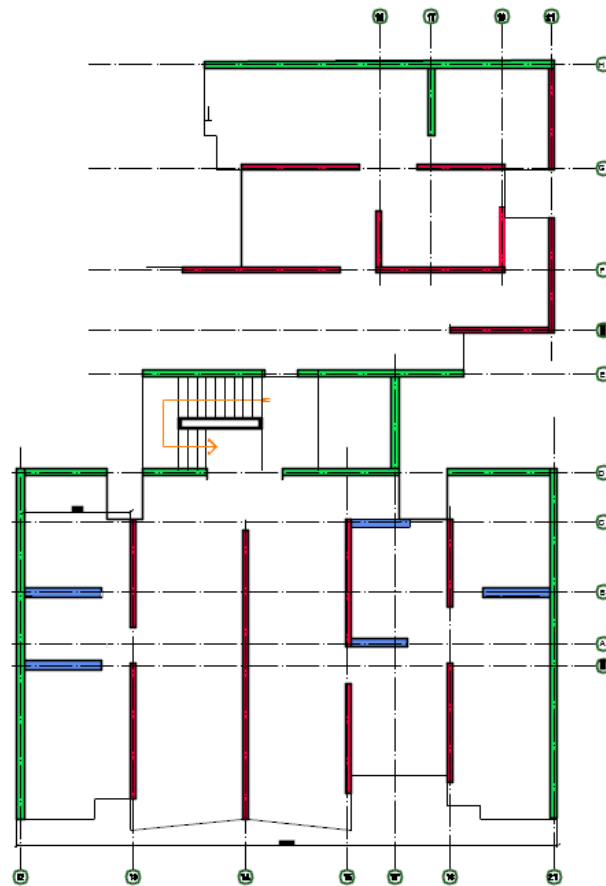
**Figura 45.** Planta estructural piso tipo proyecto No 1



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

- El edificio tiene irregularidad en planta, a diferencia de los sistemas de muros convencionales, se puede ver que la distribución de muros no es simétrica.
- El proyecto cuenta con placas macizas de 10 cm de espesor.
- Las placas tienen una distribución de acero de la siguiente manera doble malla de refuerzo, al acero a momento positivo 1N6 c/0.10 la cuantía es de 0.00188.

**Figura 46.** Clasificación de los muros por espesores proyecto No 1



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

- Muros espesor 15cm █
- Muros espesor 20cm █
- Muros espesor 25cm █
- La estructura cuenta con 20 niveles de apartamentos más 2 sótanos, la altura del edificio sobre el nivel N+0,0 es de 50.10m

- En la siguiente tabla se muestra la distribución típica de acero a lo largo de los muros, sin incluir elementos de borde e intersecciones

**Tabla 17.** Refuerzo para pantallas proyecto No 1

REFUERZO TIPO	VERTICAL		HORIZONTAL	
	Ø(mm)	Sep.(cm)	Ø(mm)	Sep.(cm)
R1	6.5	15	6.0	10
R2	6.5	20	6.5	15
R3	6.0	10	6.0	10
R4	5.0	15	5.5	15
R5	5.0	10	5.0	10

## 4.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL PROYECTO No 2

### Especificaciones técnicas proyecto No 2

#### MATERIALES:

##### CONCRETO:

- VIGAS DE CIMENTACION  $F'c=210 \text{ Kgf/cm} = 21 \text{ MPa}$  (3000 psi)
- PILOTES  $F'c=210 \text{ Kgf/cm} = 21 \text{ MPa}$  (3000 psi)
- PANTALLAS Y COLUMNAS  $F'c=280 \text{ Kgf/cm} = 28 \text{ MPa}$  (4000 psi)
- PLACAS MACIZAS  $F'c=280 \text{ Kgf/cm} = 28 \text{ MPa}$  (4000 psi)
- VIGAS  $F'c=280 \text{ Kgf/cm} = 28 \text{ MPa}$  (4000 psi)
- ESCALERAS  $F'c=210 \text{ Kgf/cm} = 21 \text{ MPa}$  (3000 psi)
- CONCRETO TANQUES  $F'c=245 \text{ Kgf/cm} = 24.5 \text{ MPa}$  (3500 psi)
- CONCRETO SOLADOS  $F'c=105 \text{ Kgf/cm} = 10.5 \text{ MPa}$  (1500 psi)

##### CONCRETO CICLOPEO:

- 65% Concreto  $F'c=175 \text{ Kgf/cm} = 17.5 \text{ MPa}$  (2500 psi)
- 35% Piedra Rajon

##### ACERO DE REFUERZO:

- $F_y=60.000 \text{ psi} = 420 \text{ MPa}$  PARA  $D \geq 1/2"$
- $F_y=60.000 \text{ psi} = 420 \text{ MPa}$  PARA  $D \geq 3/8"$  ESTRIBOS CORRUGADOS
- $F_y=60.000 \text{ psi} = 420 \text{ MPa}$  PARA ACERO MILIMETRADO
- $F_y=37.000 \text{ psi} = 260 \text{ MPa}$  PARA  $D=1/4"$

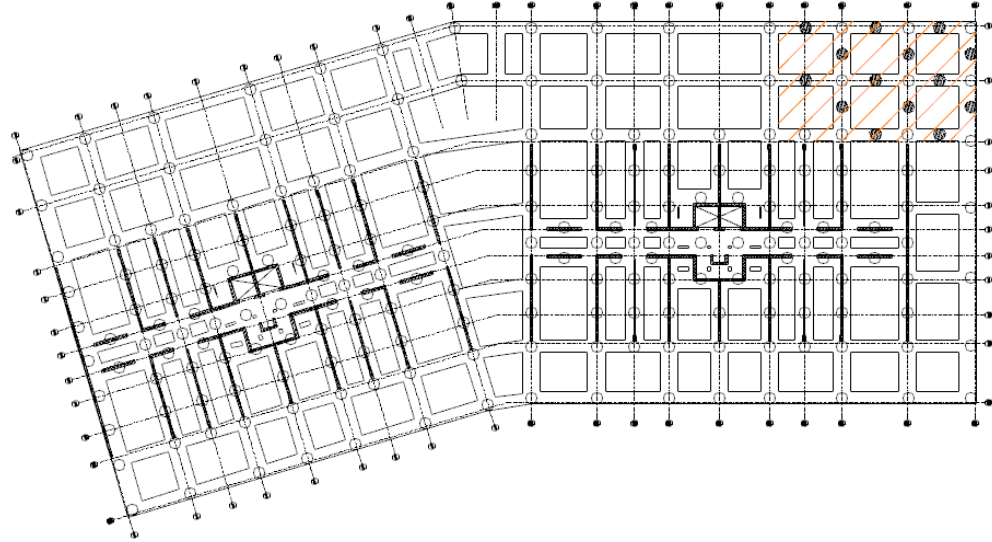
##### UNIDADES DE MAMPOSTERIA

- Resistencia a la compresión  $> 3 \text{ Mpa}$  (30 kg/cm)
- Absorción del 12 al 20 % (Ladrillo)
- Absorción del 8 al 12 % (Bloque de concreto)

##### CARGAS VIVAS:

- RESIDENCIAL 180 Kg/m
- PARQUEADEROS 250 Kg/m

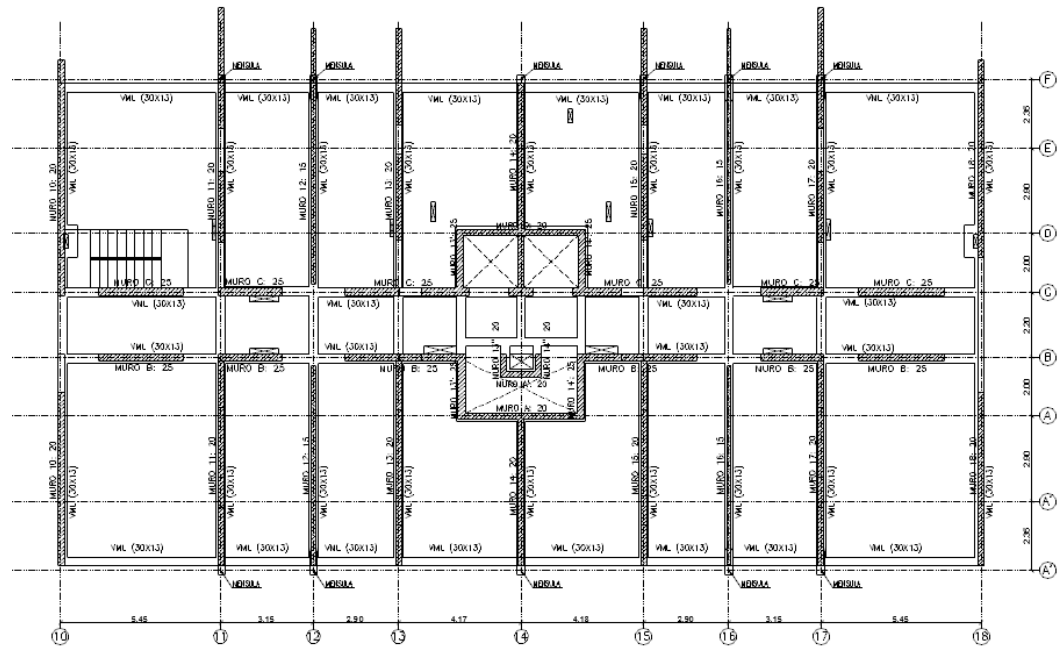
**Figura 47. Cimentación proyecto No 2**



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

- El proyecto No 2 cuenta con una cimentación profunda, con cimientos corridos apoyados sobre pilotes de  $\varnothing=1.00\text{m}$  a una profundidad de 20m.
- En la planta de cimentación podemos observar que se trata de dos torres unidas en los niveles de sótanos.

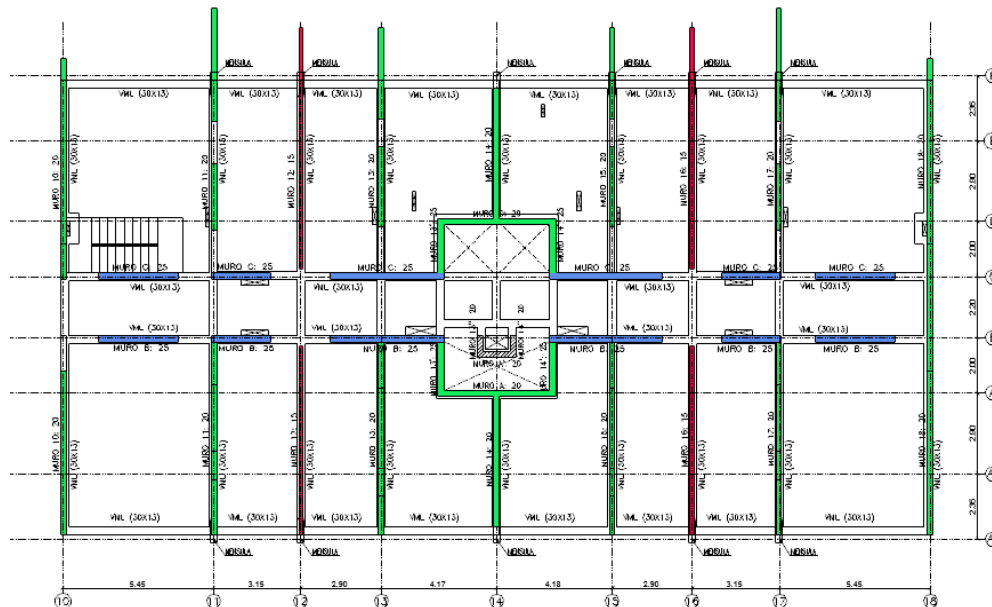
**Figura 48. Planta estructural piso tipo proyecto No 2**



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

- El edificio es regular en planta, tiene una distribución simétrica de muros, razón por la cual la torsión es mínima, además los muros no se sobrecargan de manera puntual.
- El proyecto cuenta con placas macizas postensadas de 13 cm de espesor

**Figura 49. Clasificación de los muros por espesores proyecto No 2**



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

- Muros espesor 15cm █
- Muros espesor 20cm █
- Muros espesor 25cm █
- La estructura cuenta con 20 niveles de apartamentos más 6 sótanos, la altura del edificio sobre el nivel N+0,0 es de 52.10m
- En la siguiente tabla se muestra la distribución típica de acero a lo largo de los muros, sin incluir elementos de borde e intersecciones

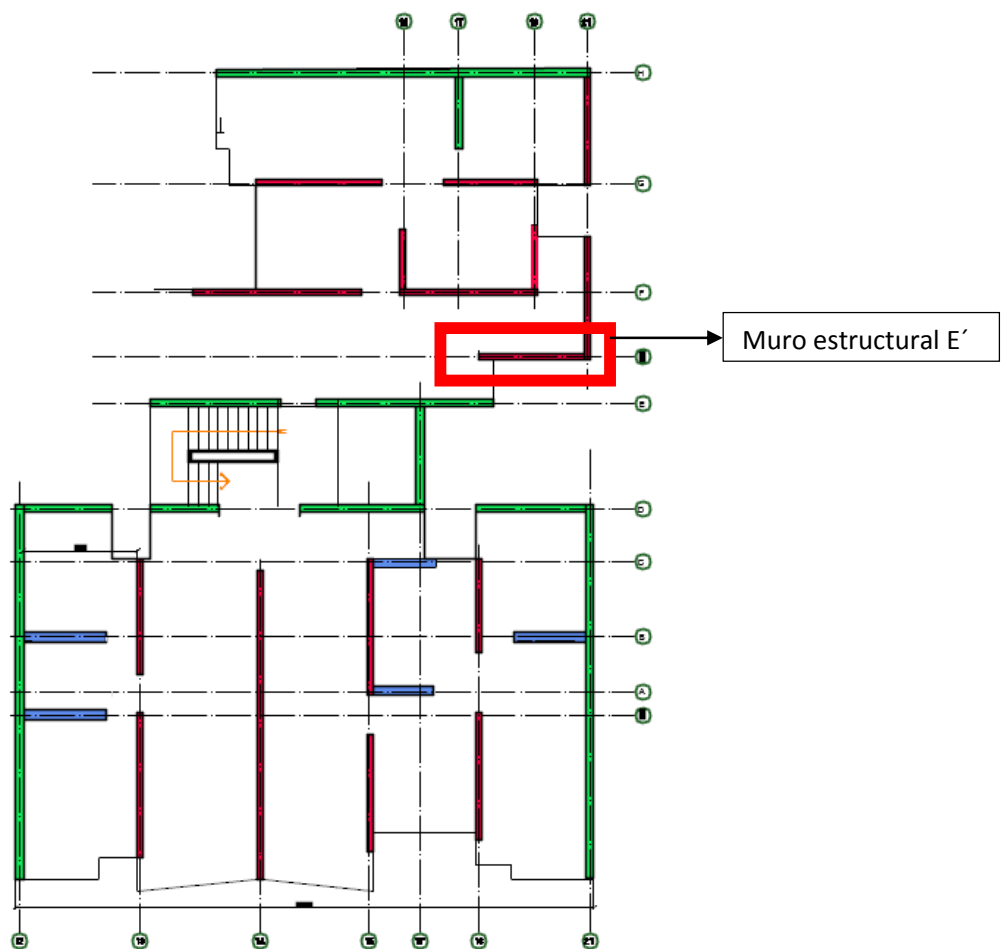
**Tabla 18. Refuerzo para pantallas proyecto No 2**

REFUERZO TIPO	VERTICAL		HORIZONTAL	
	Ø(mm)	Sep.(cm)	Ø(mm)	Sep.(cm)
R1	5.5	15	6.0	15
R2	6.0	15	6.5	15
R3	7.0	15	7.5	15
R4	7.5	15	7.0	15
R5	7.5	15	8.0	15
R6	8.0	15	8.0	15

## 5 CASO DE ESTUDIO EDIFICACION DE MUROS DE CONCRETO

- Se seleccionó el proyecto No 1 para realizar el diseño basado en desplazamientos (DBD).
- El edificio consta de 20 niveles, con una altura de 50.10m, el piso tipo tiene un área de 214m<sup>2</sup>, los espesores de muros se muestran el cuadro de convenciones de espesores de muros de la figura 46.

**Figura 50.** Muro caso de estudio

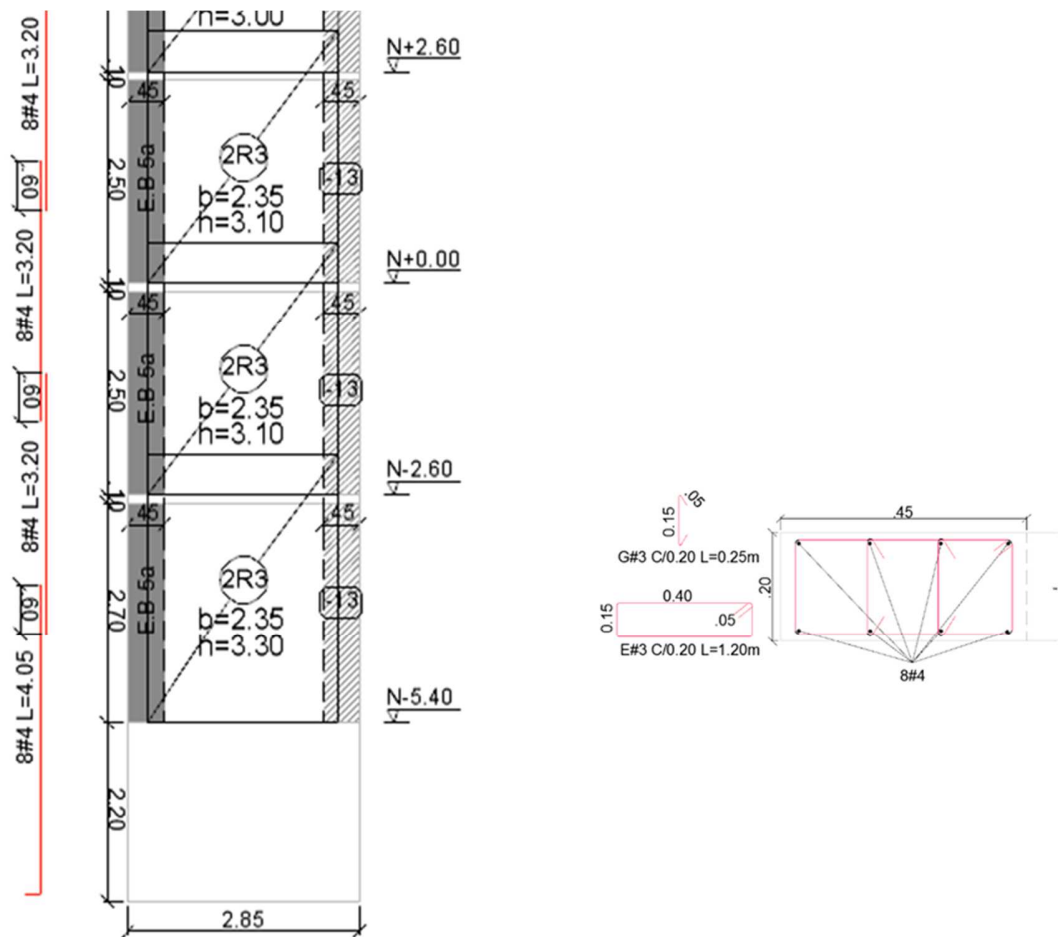


Fuente: Archivo oficina planeación municipal

## 5.1 CUANTIA DE REFUERZO EXISTENTE EN MURO E'

- En el siguiente esquema se muestra la distribución de acero de refuerzo en el muro, para el caso de estudio se trabaja con la base de elemento donde se presentan las máximas solicitaciones a momento y corte.
- El refuerzo se encuentra distribuido por una doble malla 1N6 c/0.10 desde la base hasta el nivel N+2.60.

**Figura 51.** Refuerzo muro caso de estudio



Fuente: Archivo oficina planeación municipal

## 5.2 METODOLOGIA DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS

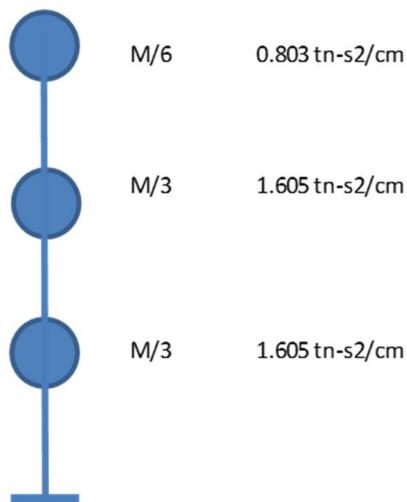
Para el diseño basado en desplazamientos de un muro, se siguió la metodología propuesta por el ingeniero Ricardo Bonett en su artículo "METODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA MUROS DE HORMIGON REFORZADO DE MEDIANA ALTURA"

Se realiza un análisis simplificado de la estructura, donde se convierte en un sistema equivalente de tres grados de libertad con la siguiente distribución de masas.

Los datos conocidos del edificio caso de estudio son los siguientes:

- Área : 214 m<sup>2</sup>
- Altura: 50.10 m
- Numero de niveles: 20

**Figura 52.** Idealización estructura



Las masas del modelo de tres grados de libertad se pueden expresar de la siguiente forma matricial.

$$[m] = \frac{m}{6} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}$$

Para el caso particular de estudio.

[m]	0.803	0.000	0.000	t-s <sup>2</sup> /cm
	0.000	1.605	0.000	
	0.000	0.000	1.605	

Se calculó la rigidez equivalente para el sistema, basados en la siguiente ecuación:

$$K = \frac{E * t}{4 * \left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{L}\right)}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del concreto, t el espesor del muro, L la longitud y h la altura.

**Tabla 19.** Calculo de la rigidez equivalente de la estructura “Ke”

Muro	Espesor	Longitud	Altura	E	k
	cm	cm	cm	ton/cm <sup>2</sup>	ton/cm
1	25	230	1670	249	4.01
2	25	230	1670	249	4.01
3	25	170	1670	249	1.63
4	25	204	1670	249	2.81
5	25	180	1670	249	1.93
6	20	246	1670	249	3.92
7	20	179	1670	249	1.52
8	20	317	1670	249	8.29
9	20	300	1670	249	7.05
10	20	335	1670	249	9.76
11	20	454	1670	249	23.70
12	15	285	1670	249	4.54
13	15	429	1670	249	15.08
14	15	350	1670	249	8.32
15	15	325	1670	249	6.69
16	15	240	1670	249	2.73
17	20	955	1670	249	186.97

Keq= 292.95 ton/cm

Ordenando de manera matricial, la rigidez del sistema acoplado se presenta de la siguiente forma

$$[k] \begin{bmatrix} 292.949 & -292.949 & 0.000 \\ -292.949 & 585.897 & -292.949 \\ 0.000 & -292.949 & 585.897 \end{bmatrix} \text{ t/cm}$$

Buscando la solución a la ecuación  $\det[k-w^2m]=0$ , donde el determinante debe ser igual a cero se despejan las frecuencias angulares de los tres primeros modos de vibración.

$\omega_1$	6.99	rad/s					
			1.552				
$[k-\omega_1^2 m]$	253.701	-292.949	0.000	1.000	$a_{31}$	0.644	$\phi_{31}$
	-292.949	507.402	-292.949	0.866	$a_{21}$	0.558	$\phi_{21}$
	0.000	-292.949	507.402	0.500	$a_{11}$	0.322	$\phi_{11}$
$\omega_2$	19.11	rad/s					
			1.552				
$[k-\omega_2^2 m]$	0.000	-292.949	0.000	1.000	$a_{32}$	0.644	$\phi_{32}$
	-292.949	0.000	-292.949	0.000	$a_{22}$	0.000	$\phi_{22}$
	0.000	-292.949	0.000	-1.000	$a_{12}$	-0.644	$\phi_{12}$
$\omega_3$	26.10	rad/s					
			1.552				
$[k-\omega_3^2 m]$	-253.701	-292.949	0.000	1.000	$a_{33}$	0.644	$\phi_{33}$
	-292.949	-507.402	-292.949	-0.866	$a_{23}$	-0.558	$\phi_{23}$
	0.000	-292.949	-507.402	0.500	$a_{13}$	0.322	$\phi_{13}$

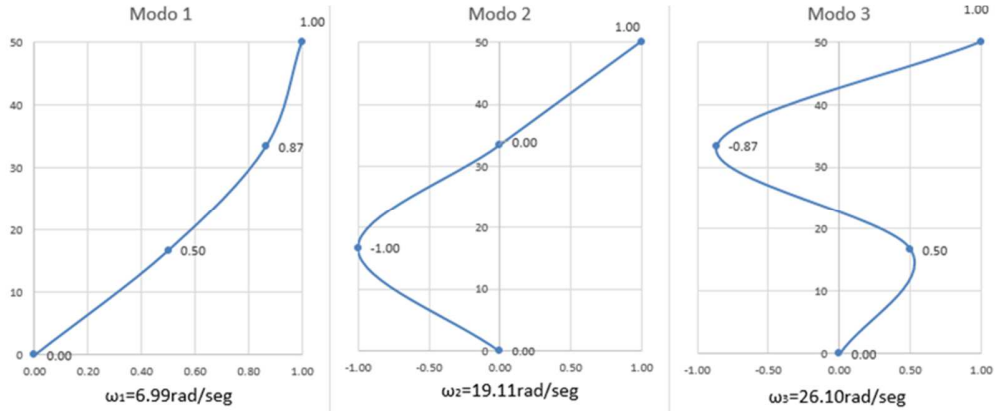
Las frecuencias angulares se pueden relacionar como se muestra a continuación.

$$W_1$$

$$W_2 = 2.73 W_1$$

$$W_3 = 3.73 W_1$$

**Figura 53.** Formas modales estructura equivalente.

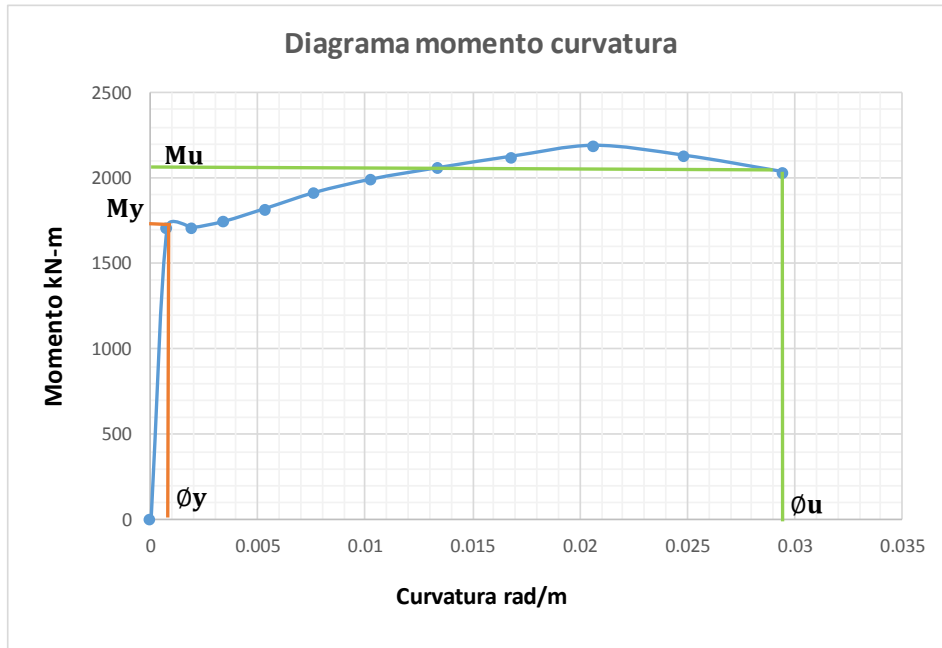


Teniendo los modos de vibración del sistema se calculó la participación de masas del sistema equivalente.

$[\phi]$	<table border="1"><tr><td>0.644</td><td>0.644</td><td>0.644</td></tr><tr><td>0.558</td><td>0.000</td><td>-0.558</td></tr><tr><td>0.322</td><td>-0.644</td><td>0.322</td></tr></table>	0.644	0.644	0.644	0.558	0.000	-0.558	0.322	-0.644	0.322	$[\phi]^T[m]$	<table border="1"><tr><td>0.517</td><td>0.896</td><td>0.517</td></tr><tr><td>0.517</td><td>0.000</td><td>-1.034</td></tr><tr><td>0.517</td><td>-0.896</td><td>0.517</td></tr></table>	0.517	0.896	0.517	0.517	0.000	-1.034	0.517	-0.896	0.517
0.644	0.644	0.644																			
0.558	0.000	-0.558																			
0.322	-0.644	0.322																			
0.517	0.896	0.517																			
0.517	0.000	-1.034																			
0.517	-0.896	0.517																			
$[\phi]^T$	<table border="1"><tr><td>0.644</td><td>0.558</td><td>0.322</td></tr><tr><td>0.644</td><td>0.000</td><td>-0.644</td></tr><tr><td>0.644</td><td>-0.558</td><td>0.322</td></tr></table>	0.644	0.558	0.322	0.644	0.000	-0.644	0.644	-0.558	0.322	$[\phi]^T[k]$	<table border="1"><tr><td>25.295</td><td>43.812</td><td>25.295</td></tr><tr><td>188.803</td><td>0.000</td><td>-377.606</td></tr><tr><td>352.311</td><td>-610.220</td><td>352.311</td></tr></table>	25.295	43.812	25.295	188.803	0.000	-377.606	352.311	-610.220	352.311
0.644	0.558	0.322																			
0.644	0.000	-0.644																			
0.644	-0.558	0.322																			
25.295	43.812	25.295																			
188.803	0.000	-377.606																			
352.311	-610.220	352.311																			
$[\phi]^T[m][\phi]$	<table border="1"><tr><td>1.000</td><td>0.000</td><td>0.000</td></tr><tr><td>0.000</td><td>1.000</td><td>0.000</td></tr><tr><td>0.000</td><td>0.000</td><td>1.000</td></tr></table>	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000											
1.000	0.000	0.000																			
0.000	1.000	0.000																			
0.000	0.000	1.000																			
$[\phi]^T[k][\phi]$	<table border="1"><tr><td>48.907</td><td>0.000</td><td>0.000</td></tr><tr><td>0.000</td><td>365.045</td><td>0.000</td></tr><tr><td>0.000</td><td>0.000</td><td>681.183</td></tr></table>	48.907	0.000	0.000	0.000	365.045	0.000	0.000	0.000	681.183	$\{\omega\}$	<table border="1"><tr><td>6.993</td></tr><tr><td>19.106</td></tr><tr><td>26.099</td></tr></table>	6.993	19.106	26.099						
48.907	0.000	0.000																			
0.000	365.045	0.000																			
0.000	0.000	681.183																			
6.993																					
19.106																					
26.099																					
$\{\gamma\}$	<table border="1"><tr><td>1.930</td></tr><tr><td>-0.517</td></tr><tr><td>0.139</td></tr></table> L1 L2 L3	1.930	-0.517	0.139	<table border="1"><tr><td>1.000</td></tr><tr><td>1.000</td></tr><tr><td>1.000</td></tr></table> M1 M2 M3	1.000	1.000	1.000													
1.930																					
-0.517																					
0.139																					
1.000																					
1.000																					
1.000																					
$\{m_p\}$	<table border="1"><tr><td>3.726</td></tr><tr><td>0.267</td></tr><tr><td>0.019</td></tr></table>	3.726	0.267	0.019	$\{\% m_p\}$	<table border="1"><tr><td>92.855</td></tr><tr><td>6.667</td></tr><tr><td>0.479</td></tr></table>	92.855	6.667	0.479												
3.726																					
0.267																					
0.019																					
92.855																					
6.667																					
0.479																					
$m_{total}$	<table border="1"><tr><td>4.012</td></tr></table>	4.012																			
4.012																					

Con base en la geometría, resistencia y refuerzo del muro seleccionado construimos el Diagrama de momento curvatura para dicho elemento.

**Figura 54.** Diagrama momento curvatura muro seleccionado.



My	1713.1006 kN-m
Øy	7.642E-04 rad/m
Mu	2033.9689 kN-m
Øu	2.942E-02 rad/m

Say es la pseudo-aceleración asociada al primer el primer modo de vibración, que representa la demanda de la aceleración, y My es el momento de fluencia.

$$S_{ay} = \frac{M_y}{\%mp * W * H}$$

$$S_{ay} = \frac{1713.10kN.m}{0.93 * 114.6kN * 50.10m} = 0.32$$

El desplazamiento de fluencia se calcula con la siguiente expresión.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y * H^2}{3.54}$$

Donde  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia.

$$\Delta_y = \frac{7.642 * 10^{-4} \text{ rad/m} * (50.10\text{m})^2}{3.54}$$

$$\Delta_y = 0.54\text{m}$$

La longitud de rotula plástica puede tomarse como la mayor de las siguientes expresiones.

$$L_p = 0.20 * L_w * +0.03H$$

$$L_p = 0.054 * H + 0.022f_y * db$$

(Paulay y Priestley, 1992).

$$L_p = 0.20 * 2.85 * +0.03 * 50.10 = 2.07\text{m}$$

$$L_p = 0.054 * 50.10 + 0.022 * 420 * 0.0127 = 2.82\text{m}$$

Donde  $L_p$  es la longitud de rotula plástica,  $L_w$  la longitud,  $H$  altura total,  $db$  diámetro del refuerzo.

La capacidad de desplazamiento se despeja de la siguiente ecuación

$$\Delta_p = L_p * (\phi_U - \phi_Y) * \left( H - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\Delta_p = 2.82 * (2.94 * 10^{-2} - 7.642 * 10^{-4}) * \left( 50.10 - \frac{2.82}{2} \right) = 3.93\text{m}$$

El desplazamiento  $\Delta_u$  lo podemos calcular a partir de curvatura de diseño, la curvatura de fluencia y el desplazamiento de fluencia, se calcula el desplazamiento de diseño utilizando la ecuación (Park & Paulay, 1976).

$$\Delta_u = \Delta_y + L_p * (\phi_U - \phi_Y) * \left( H - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\Delta_u = 0.54 + 3.93 = 4.47m$$

La capacidad de desplazamiento o ductilidad puede determinarse a partir de:

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{3.93}{0.54} = 8.27$$

Los periodos del sistema se pueden expresar como:

$$T_1 = T_Y = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_y}{\Gamma_1 * g * S_{ay}}}$$

$$T_1 = T_Y = 2\pi \sqrt{\frac{0.54}{1.93 * 9.81 * 0.32}} = 1.88 \text{ Seg}$$

$$T_2 = \frac{T_Y}{2.73} = 0.69 \text{ Seg}$$

$$T_3 = \frac{T_Y}{3.73} = 0.50 \text{ Seg}$$

Se presentan condiciones límites en función de tres aspectos esenciales: operacional, seguridad y colapso. Cada nivel está asociado con un riesgo de amenaza sísmica representado por un movimiento sísmico que tiene una cierta probabilidad de excedencia, y un período de recurrencia y una magnitud.

**Tabla 20.** Descripción de los niveles de diseño sísmico.

Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de recurrencia	Tipo de ocurrencia	Nivel de desempeño
Sismo de servicio <b>SE</b>	50% en 50 años	75 años	Frecuente	Operacional
Sismo de diseño <b>DE</b>	10% en 50 años	475 años	Raro	Seguridad
Sismo máximo <b>ME</b>	5% en 50 años	970 años	Muy raro	Colapso

Fuente: COMITÉ VISION 2000

La deriva máxima y la máxima deformación en el concreto y el acero han sido elegidos para controlar el rendimiento en términos de los daños estructurales.

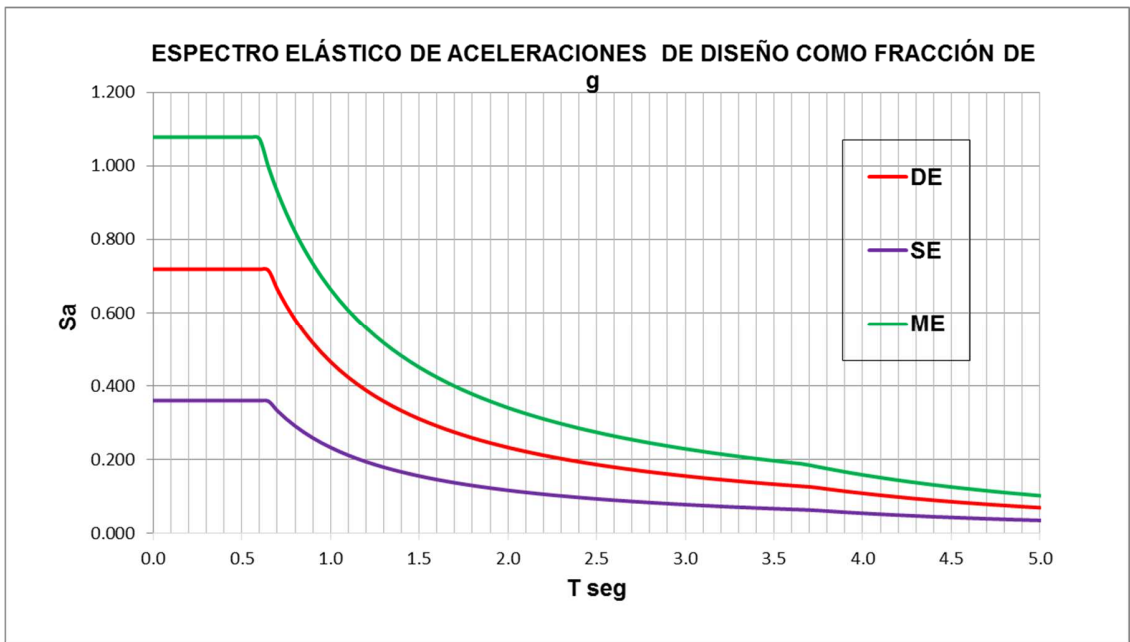
**Tabla 21.** Parámetros de control estructural.

Nivel de sismo	Derivas (%)	Deformación en el concreto	Deformación en el acero	Nivel de desempeño
Sismo de servicio <b>SE</b>	< 0.5	$\epsilon_c < 0.004$	$\epsilon_s \leq \epsilon_y$	Operacional
Sismo de diseño <b>DE</b>	< 1.0	$\epsilon_c < 0.010$	$\epsilon_s < 0.010$	Seguridad
Sismo máximo <b>ME</b>	< 2.0	$\epsilon_c < 0.010$	$0.010 < \epsilon_s < 0.080$	Colapso

Fuente: FEMA 356

El espectro de diseño DE, corresponde al definido por la NSR-10 para un tipo de suelo C, una zona de amenaza sísmica alta, con un coeficiente de aceleración y velocidad sísmica  $A_a$  y  $A_v$  igual a 0,25. Para los niveles de sismos SE y ME, el espectro de diseño se multiplica por 0,5 y 1,5 respectivamente.

**Figura 55.** Espectros elásticos de aceleraciones.



**Tabla 22.** Parámetros del sistema equivalente.

MODO	mi(%m)	Ti	Sae (g)		
			SE	DE	ME
1	0.92855	1.88	0.126	0.245	0.358
2	0.06667	0.69	0.332	0.664	0.93
3	0.00479	0.5	0.359	0.719	1.078

La demanda de desplazamiento ductilidad se obtiene teniendo en cuenta

$$\mu_d = R_\mu \text{ para } T_i > T_c$$

$$\mu_d = (R_\mu - 1) * \frac{T_c}{T_i} + 1 \text{ para } T_i < T_c$$

$$R_\mu = \frac{Sae(T_i)}{Say}$$

**Tabla 23.** Desplazamiento ductilidad demanda.

		SE	DE	ME
MODO	Ti	$R_\mu$	$R_\mu$	$R_\mu$
1	1.88	0.37	0.71	1.04
2	0.69	0.07	0.14	0.19
3	0.50	0.01	0.01	0.02

		SE	DE	ME
MODO	Ti	$\mu_d$	$\mu_d$	$\mu_d$
1	1.88	0.37	0.71	1.04
2	0.69	0.07	0.14	0.19
3	0.50	-0.29	-0.28	-0.27

<b>RSC</b>	<b>0.47</b>	<b>0.78</b>	<b>1.09</b>
------------	-------------	-------------	-------------

Las sollicitaciones finales que la estructura tiene que resistir se obtienen como una combinación de los tres modos de vibración utilizando el método de la raíz cuadrada de la suma cuadrados.

**Tabla 24.** Solicitaciones finales.

Cortantes kN		
SE	DE	ME
Vi	Vi	Vi
135.76	264.24	385.54

Momentos kN-m		
SE	DE	ME
Mi	Mi	Mi
2244.46	4368.62	6374.11

Desplamientos m		
SE	DE	ME
$\Delta$	$\Delta$	$\Delta$
0.139	0.271	0.395

Derivas %altura		
SE	DE	ME
$\Delta$	$\Delta$	$\Delta$
0.277%	0.540%	0.788%

Finalmente comparamos el momento último y derivas con las solicitaciones finales calculadas anteriormente.

$$Mu \geq Mi$$

$$2033.96 \text{ kN.m} \geq 2244.46 \text{ kN.m}$$

Por lo tanto la capacidad del muro seleccionado no cumple con la demanda del mismo.

## 6 CONCLUSIONES

Con el uso del diagrama momento curvatura se puede evidenciar la degradación de la rigidez pues se prescinde de los conceptos de módulo de elasticidad y de inercia, bruta o fisurada, de un elemento estructural y con unos objetivos de desempeño estructural claramente definidos se establece un comportamiento sismo resistente de una manera didáctica. La constante interacción con el concepto de ductilidad en el proceso de análisis y diseño garantiza el adecuado comportamiento sismo resistente a la vez que se controla la geometría, la especificación y la disposición del refuerzo en la sección de concreto reforzado.

La capacidad del muro seleccionado no cumple con las solicitaciones calculadas ya que como se pudo evidenciar dicho proyecto fue diseñado con la NSR 98, y el presente trabajo fue realizado con los parámetros de la NSR 10 los cuales tienen un incremento significativo.

Se evidencia que los edificios de muros son más flexibles de lo que se asume en un análisis por el método de resistencia teniendo en cuenta los controles de deriva, por cual es recomendable para un diseño calcular la ductilidad y no asumirla como normalmente se hace en las normativas actuales donde se clasifica la ductilidad dependiendo del sistema estructural y de la zona de amenaza sísmica.

## BIBLIOGRAFIA

AIR WORLDWIDE. Air World Wide. 3 15 2010. 15 1 2015 <<http://alert.air-worldwide.com/EventSummary.aspx?e=502&tp=65&c=1>>.

ALARCON C., HUBE M.A., J.C. de la Llera. "Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries." *Engineering Structures* Volume 73 (2014): Pages 13–23.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogota D.C, 2010.

BALKAYA, Can y KALKAN, Erol, 2003. "Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures".

DOWRICK, D. 2005. *Earthquake Risk Reduction*, John Wiley and Sons, Ltd, Chichester, West Sussex. England.

FANELLA. David A. *Seismic Detailing of concrete buildings*. 2 ed. USA, New Jersey, 2007. Portland Cement Association.,.

FRATELLI, M. (1999). *Edificios de pantallas y Estructuras Aporticadas*. Caracas, Venezuela

GREGORY G, *Concrete buildings in seismic regions*. 1 ed. New York: Taylor & Fancis Group, 2014. p 142-515.

HASELTON Curt B., y WALLACE John. "Simulating Seismic structural collapse of reinforced concrete sheal wall buildings: an initial pilot study to identify modeling and experimental data needs." n.d., 2010

KOWALSKY, M.J. and PRIESTLEY, M.J.N. 2000. Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions. *ACI Structural Journal* 97(3), 388-396.

MASSONE, Leonardo M. "Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010." *Engineering Structures* Volume 56, 2013: P 1335–1345.

McCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 8 ed. Mexico: Alfaomega Grupo Editor, S.A, 2013. p 545-548.

MONSALVE, Jazmin. *Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales*". Tesis Magister Scientiae en ingeniería estructural. Merida: Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería, 2005. 156 p.

OESTERLE, R.G., FIORATO, A.E., ARISTIZABAL, Ochoa, J.D. and

CORLEY, W.G. (1980). Hysteretic response of reinforced concrete structural walls, in ACI SP-63: Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, American Concrete Institute, Detroit, p. 243-273.

PARK. R., y T. PAULAY. "Estructuras de concreto reforzado". Editorial México, Caracas Limusa, 1978. Capítulo 12.

PAULAY, T. y M. J. N. PRIESTLEY. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". New York, John Wiley & Sons, 1992. Capítulo 5.

PENELIS, G.G. 1996. An overview of seismic risk management, Proceedings of the 1st Japan-U.K seismic risk forum, London.

ROSMAN, R. (1965). *Zahlentafeln für die Schnittkräfte von Windscheiben mit Öffnungsreihen*. Bauingenier-Praxis, Heft 65, W. Ernst and Sohn, Berlin.

SALONIKIOS, T. 2007. Analytical prediction of the inelastic response of R/C walls with low aspect ratio. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 133(6), 844-854.