

**Estudio de las principales campañas experimentales sobre sistema túnel para  
edificación en altura**

**Diego Andrés Pimentel Pérez**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de: Especialista en  
Estructuras**

**Director:**

**Álvaro Viviescas Jaimes**

**PhD. en Ingeniería de la Construcción**

**Universidad Industrial de Santander**

**Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas**

**Escuela d Ingeniería Civil**

**Especialización en Estructuras**

**Bucaramanga**

**2017**

### **Agradecimientos**

*Gracias a mi familia a y mis compañeros, este nuevo paso fue posible*

## Contenido

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	13
1.Generalidades del proyecto .....	14
1.1 Justificación .....	14
1.2 Objetivos.....	15
1.2.1 Objetivo General.....	15
1.2.2 Objetivos Específicos.....	15
1.3 Alcance.....	16
2. Marco Teórico .....	16
3. Antecedentes .....	20
4. Principales campañas experimentales.....	22
4.1 Campañas experimentales del comportamiento del sistema.....	22
4.1.1 “Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading” .....	22
4.1.2 Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures.....	26
4.1.3 Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study .....	29
4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers .....	32
4.2 Campañas experimentales del comportamiento individual .....	36
4.2.1 Seismic behavior of slender reinforced concrete walls.....	36

4.2.2 Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo, para uso en vivienda .....	41
4.2.3 Seismic performance study on rc wall buildings from pushover analysis.....	43
4.2.4 Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings.....	46
4.2.5 Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries .....	50
4.2.6 Load capacity of slender reinforced concrete walls governed by flexural cracking strength of concrete.....	53
4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations .....	57
4.3 Campañas experimentales con variaciones del sistema.....	62
4.3.1 Comparison of Double Unit Tunnel Form Building before and after Repair and Retrofit under in-Plane Cyclic Loading .....	62
4.3.2 Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones .....	65
4.3.3 Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading	68
4.3.4 Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls .....	70
4.3.5 Effect of Wall Thickness on Thermal Behaviors of RC Walls Under Fire Conditions.....	73
5. Sistema Tipo Túnel Colombia .....	77
6. Normativa Colombiana.....	80
7. Conclusiones .....	82
Referencias Bibliográficas .....	84

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 1 Frecuencia natural eje x .....	31
Tabla 2 Frecuencia natural en el eje torsional.....	31
Tabla 3 Frecuencia natural en el eje y.....	31
Tabla 4 Aceleración máxima en cada sentido .....	34
Tabla 5 Valores del periodo de cada serie .....	34
Tabla 6 Propiedades de los muros ensayados .....	37
Tabla 7 Comparación rigidez experimental vs rigidez teórica.....	40
Tabla 8 Resultados de los muros.....	52
Tabla 9 Acero de refuerzo usado en los muros .....	56
Tabla 10 Comparación valores calculados teóricamente .....	57
Tabla 11 Configuración de muros .....	60
Tabla 12 Propiedades materiales usados en los muros .....	60
Tabla 13 Resultados de los ensayos .....	61
Tabla 14 Rigidez antes y después del reforzamiento .....	64
Tabla 15 Ductilidad antes y después de reforzamiento.....	64
Tabla 16 Dimensiones y propiedades de los muros .....	74
Tabla 17 Medidas de temperatura en el espesor de los muros .....	75

**Lista de Figuras**

	<b>Pág.</b>
Figura 1 Comparación rendimientos sistemas más usados.....	16
Figura 2 Armado de muros y placa .....	17
Figura 3 Retiro de formaleta mediante equipos.....	19
Figura 4 Comportamiento de las estructuras por nivel y por ciclos de carga .....	24
Figura 5 Fallas presentadas en los ensayos: modelo sp1(a) y modelo sp2 (b) .....	25
Figura 6 Curva de capacidad para modelo de 2 pisos.....	27
Figura 7 Curva de capacidad para modelo de 5 pisos.....	28
Figura 8 Grafica espectro de capacidad para modelo de 2 pisos .....	28
Figura 9 Grafica espectro de capacidad para modelo de 5 pisos .....	29
Figura 10 Historial de carga en prueba cíclica.....	30
Figura 11 Geometría del modelo .....	33
Figura 12 Espectro vs comportamiento de muros.....	35
Figura 13 Desplazamiento por piso experimental vs modelo (dirección de la aleta y en dirección del muro).....	35
Figura 14 Comportamiento unidireccional vs bidireccional.....	36
Figura 15 Secciones transversales muros W1 y W5(a), W4(b), W6(c), W7(d), W8(e), W9(f)...	38
Figura 16 Comparación con muro de referencia en la curva carga-desplazamiento .....	39
Figura 17 Curva de resistencia dependiendo de elementos de borde .....	44

Figura 18 Capacidad de muros según % de aberturas .....	45
Figura 19 Capacidad de muros según su relación de esbeltez .....	46
Figura 20 Diagrama de fuerzas actuantes sobre los muros y geometría.....	47
Figura 21 Dimensiones y colocación del refuerzo.....	48
Figura 22 Etapas de carga para el muro W1 y W4 .....	48
Figura 23 Derivas en el plano .....	49
Figura 24 Geometría y refuerzo utilizado .....	51
Figura 25 Comportamiento de los muros a través del tiempo: W1(a), W2(b), W3(c) .....	52
Figura 26 Dimensiones y aplicaciones de carga de los muros .....	55
Figura 27 Curva carga aplicada vs deflexión.....	56
Figura 28 Geometría y ensayo de los muros.....	58
Figura 29 Configuraciones de muros y refuerzo W1(a) W4 (b) W2 (c) W5 (d) W3 (e) W6 (f)59	
Figura 30 Grafica Desplazamiento-carga .....	62
Figura 31 Curva de histéresis (a) antes de reforzamiento (b) después de reforzamiento .....	64
Figura 32 Resistencia a la compresión del concreto a diferentes edades .....	66
Figura 33 Resistencia a la tensión del concreto a diferentes edades.....	67
Figura 34 Módulo de elasticidad del concreto para diferentes edades .....	67
Figura 35 Variación de temperatura según la resistencia del concreto outinord.....	68
Figura 36 Configuraciones de acero, tipo de material y cargas aplicadas .....	69
Figura 37 Datos de falla de los muros .....	70
Figura 38 Geometría y detalle del refuerzo muros .....	71
Figura 39 Desplazamientos aplicados.....	72
Figura 40 Curvas carga – desplazamiento .....	72

---

Figura 41 Disipación de energía .....	73
Figura 42 Comparación graficas Tiempo-Temperatura de los muros analitivamente y experimentalmente W15 y W15v (a) W20 y W20v (b) W25 y W25v (c) .....	76
Figura 43 Tendencia de sistemas constructivos .....	78
Figura 44 Distribución de unidades iniciadas, por sistema constructivo .....	78

## RESUMEN

**Título:** Estudio de las principales campañas experimentales sobre sistema túnel para edificación en altura\*

**Autor:** Diego Andrés Pimentel Perez\*\*

**Palabras Claves:** Sistema tipo túnel, estado del arte, campañas experimentales

### Descripción:

Durante las últimas décadas los sistemas de construcción industrializados se han venido implementando cada vez más en Colombia, dentro de estos se encuentra el sistema tipo túnel el cual ha demostrado tener diversas ventajas (tiempos de ejecución, costos) frente a los sistemas tradicionales y han presentado un buen comportamiento durante los últimos eventos sísmicos ocurridos a nivel internacional siendo uno de los sistemas constructivos de mayor uso en los países como Colombia que aún se encuentran en vía de desarrollo principalmente en las zonas de amenaza sísmicas altas y, como se muestra en este trabajo, existe un alto porcentaje de población colombiana que se encuentra situada en estas zonas.

En la presente monografía recopila diversos estudios de ensayos de laboratorio realizados a nivel internacional a partir de los comportamientos observados de estas edificaciones después de los eventos sísmicos presentados, de los cuales se analizan las construcciones en sistemas tipo túnel ya sea como sistema (comportamiento de la edificación), elementos individuales (comportamiento de los muros en concreto reforzado o la placa) o variaciones del sistema (uso de nuevos materiales, configuración del refuerzo o reforzamiento de estructuras afectadas) para entendimiento y mejoramiento de este, mejoras de los procesos en la construcción y optimizar los diseños de sus sistemas estructurales (muros de carga) ya que según lo visto en los estudios, se exponen algunos de los puntos que se deban tener en cuenta para la normativa en el diseño y métodos constructivos de estos.

---

\* Monografía

\*\* Facultad de Ingenierías Físicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Especialización en Estructura. Director. Ph. D Álvaro Viviescas

## Abstract

**Title:** Study of the main experimental campaigns on the tunnel system for building at heights\*

**Author:** Diego Andres Pimentel Perez \*\*

**KEY Words:** Tunnel type system, state of the art, experimental campaigns.

### Description:

During the last decades industrialized construction systems have been increasingly implemented in Colombia, within these is the tunnel type system which has shown several advantages (execution times, costs) compared to traditional systems and have presented a good performance during the last seismic events that took place at an international level, being one of the constructive systems of greater use in countries such as Colombia that are still in the process of development, mainly in areas of high seismic hazard and, as shown in this work, there is a high percentage of the Colombian population that is located in these areas.

In the present monograph compiles diverse studies of tests of laboratory realized to international level from the behaviors observed of these constructions after the seismic events presented, of which the constructions in systems are analyzed tunnel type like as system (behavior of the building), individual elements (behavior of walls in reinforced concrete or slabs) or system variations (use of new materials, configuration of reinforcement or reinforcement of affected structures) for understanding and improvement of this, improvements in construction processes and to optimize the designs of their structural systems (load-bearing walls) since, as seen in the studies, some of the points that should be taken into account for the regulations in the design and methods of these construction.

---

\* Monograph

\*\* Faculty of Mechanical Physical Engineering. School of Civil Engineering. Specialization In Structural Director Ph. D Álvaro Viviescas

## Introducción

El sistema tipo túnel es un sistema de construcción industrializado que consta de muros y placas en concreto de bajo espesor, se clasifica como sistema industrializado ya que se realiza tras un proceso repetitivo el cual consiste en fundir monolíticamente los muros y placas. En comparación a los sistemas tradicionales es mucho más rápido y económico, siempre y cuando se tenga una buena planeación de la ejecución del proyecto. En este tipo de construcciones, la mayoría de elementos (muros en concreto), hacen parte del sistema estructural en la cual la transmisión de cargas se realiza mediante fuerzas axiales actuantes en estos hasta la cimentación, los momentos flexionantes son generalmente pequeños en comparación a los esfuerzos cortantes, es decir no se espera un comportamiento dúctil. Arquitectónicamente se hace muy rígida ya que se ve limitado la distribución de espacios, se puede decir que el diseño arquitectónico se debe acomodar a lo que disponga el diseño estructural diferente a lo que sucede en los diseños de los sistemas convencionales (pórtico, dual, combinado).

Se ha convertido en un sistema muy llamativo para la construcción de edificaciones en altura por las numerosas ventajas que presenta, su uso se centra principalmente para la construcción de viviendas multifamiliares y se les ha visto en general un buen desempeño durante los sismos presentados en Chile en el año 2010 (B. Stojadinovic, J.C. de la Llera, A. Marihuén, & M.A. Hube, 2014), aunque, aun es un área en estudio en la cual se realizan pruebas para mejorar su capacidad, distribución, configuración, tipo de materiales entre otras propiedades empleadas en el sistema.

En nuestro país, los sistemas industrializados han tenido una gran acogida por presentarse como soluciones eficientes de vivienda en altura para las diferentes zonas de amenaza sísmica, y como se expondrá más adelante en este documento, la mayoría de la población está situada en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta. Colombia está regida por la NSR-10 (Norma sismo resistente, 2010), donde define estos sistemas industrializados como muros de carga, y, según se expone en el siguiente estudio se han realizado ensayos los cuales han evidenciado necesario una revisión de los criterios de diseño en algunos aspectos.

La normativa vigente para Colombia (NSR-10) contempla cinco sistemas constructivos en relación a los muros estructurales (mampostería confinada, mampostería estructural, mampostería reforzada, sistemas in situ, sistemas prefabricados). (Maya Ospina, 2017) donde los sistemas industrializados tratados en este trabajo se encuentran en los sistemas constructivos in situ.

La presente monografía recopila algunos de los estudios y ensayos de laboratorio a nivel internacional sobre el sistema tipo túnel, orientados a evaluar la respuesta sísmica de este tipo de edificación tanto a nivel elemental (muros) como al comportamiento del sistema.

## **1.Generalidades del proyecto**

### **1.1 Justificación**

Esta monografía se realiza con el fin de profundizar en el conocimiento del sistema tipo túnel a nivel internacional de acuerdo a los diversos ensayos realizados, y dar un punto de vista según los

resultados obtenidos de la actualidad estructural de este sistema en nuestro país. Es muy importante profundizar en el conocimiento del comportamiento sísmico de este sistema constructivo debido a que en la actualidad se hace un uso extendido en Bucaramanga clasificada como una zona de actividad sísmica alta.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo General**

- Identificar las principales campañas experimentales relacionadas con edificaciones tipo túnel para evaluar su respuesta ante acciones horizontales.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Identificar las diversas campañas realizadas a nivel mundial.
- Determinar los avances más relevantes durante los últimos años en estas campañas.
- Analizar los diferentes resultados para realizar una comparación con la actualidad de Colombia frente al sistema túnel.

### 1.3 Alcance

Este trabajo se limita a buscar la información de los avances experimentales de este sistema a nivel internacional durante los últimos años reportadas en la literatura científica internacional y su análisis según lo establecido en los objetivos específicos.

## 2. Marco Teórico

Los sistemas industrializados son aquellos sistemas que permiten la construcción de estructuras en sitio mediante procesos repetitivos de forma sistemática, es decir la producción en serie lo cual permite agilizar las diferentes fases del proyecto a ejecutar. Estos sistemas dependen de cuatro componentes fundamentales: encofrados (precisión de armado), concreto (tipo y fluidez del concreto), acero (armado de enmallado) y mano de obra (experiencia en el manejo del sistema). En comparación a otros sistemas, se observa que sus beneficios se reflejan en menor cantidad de material por m<sup>2</sup>, tiempos de ejecución y mano de obra (figura 1) (CONSTRUDATA, 2010)

Tipo de Sistema	Duración (Días)	Mano de Obra (Personas)
Sistema tradicional	207	45
Mampostería estructural	196	42
Muros vaciados	150	24
Tipo de Sistema	Muros Vaciados	Pórticos
Concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	0.27	0.30
Refuerzo (kg/m <sup>2</sup> )	18	37

*Figura 1* Comparación rendimientos sistemas más usados

Nota: Adaptado de: Informe especial: Estructuras con muros de concreto.

El sistema tipo túnel consiste en muros y placas fundidas en concreto reforzado con acero (generalmente mallas electrosoldadas) fundidas de forma monolítica. La optimización del sistema depende de la manipulación de la formaleta y su armado. La formaleta está constituida por láminas grandes, perfilaría de acero y soportes del encofrado los cuales se arman en semi-túneles complementarios de la estructura (figura 2). Este sistema genera gran resistencia y rigidez lateral, pero si la disposición de los muros se hace en una sola dirección o se utiliza una configuración asimétrica en la distribución de los muros, se generan comportamientos inadecuados que propician la posibilidad del colapso. En los sistemas tipo túnel, las cargas gravitacionales se transmiten a la fundación mediante fuerzas axiales en los muros, los momentos flexionantes son generalmente muy pequeños comparados a los esfuerzos cortantes, por lo cual no se puede esperar un comportamiento dúctil, al no producirse disipación de energía. Asimismo, cuando se diseñen estos sistemas, es recomendable aprovechar la gran capacidad de carga y la gran resistencia y rigidez lateral, pero cabe recordar que, al estar sometidos a considerables esfuerzos cortantes, se debe diseñar el sistema a grandes cargas laterales en el rango elástico, para no considerar reducciones importantes por comportamiento inelástico. (Medina, 2014)



*Figura 2* Armado de muros y placa

Nota: Adaptado de: 360 grados en concreto (s.f.) Formaleta tipo túnel para sistemas industrializados de muros y placas de concreto Recuperado de: <http://blog.360gradosenconcreto.com/formaleta-tipo-tunel-para-sistemas-industrializados-de-muros-y-placas-de-concreto/>

El sistema presenta ventajas y desventajas, que dependiendo del uso de la edificación y de la zona de construcción hace que sea conveniente o no realizar el proyecto, algunos de los criterios se muestran a continuación (ver figura 3) (SENA, 2010):

#### Ventajas

- Por su rapidez, se reflejan altos rendimientos lo que significaría mayor ganancia en los proyectos.
- Los elementos se funden monolíticamente lo cual es bueno para la respuesta ante un sismo intenso.
- La planificación de estos proyectos de procesos repetitivos se realiza de manera sencilla.
- El sistema no requiere mano de obra especializada.
- Después del retiro de la formaleta de los muros y placa, se puede proceder a dar los acabados de estos (estuco y pintura, enchape, entre otros).
- Ofrece gran resistencia a los esfuerzos laterales, permitiendo construir edificaciones de gran altura, si se cuenta con una buena configuración.

#### Desventajas

- Requiere de grandes cantidades de formaleta y amplias bodegas de almacenamiento
- Es necesario maquinaria para el traslado de la formaleta.
- La inversión inicial del proyecto es alta respecto a los sistemas tradicionales
- Requiere una supervisión más exhaustiva de cada armado.
- Los diseños arquitectónicos son los que se ven más afectados ya que no permiten modificaciones.
- Por los bajos espesores de los muros y losas se pueden tenerse problemas con las tuberías o pasantes necesarios para el proyecto.



*Figura 3* Retiro de formaleta mediante equipos

Nota: Adaptado de: 360 grados en concreto (s.f.) Formaleta tipo túnel para sistemas industrializados de muros y placas de concreto Recuperado de: <http://blog.360gradosenconcreto.com/formaleta-tipo-tunel-para-sistemas-industrializados-de-muros-y-placas-de-concreto/>

El estudio del comportamiento de las estructuras durante y después de los eventos sísmicos es de gran importancia, para evaluar si el sistema responde como se tenía previsto y se requiere realizar una revisión del diseño de sus elementos. Como un claro ejemplo tenemos los eventos sísmicos recientes donde se evidenciaron las fallas de las edificaciones en las que se determinaron falencias de criterios de diseño, a partir de estas observaciones se realizaron ensayos y pruebas en los diferentes laboratorios internacionales para entender estos comportamientos, sumado a los avances tecnológicos que nos permite caracterizar y precisar la información obtenida, permiten constantemente adecuar los modelamientos y entender el comportamiento de las estructuras con mayor grado de precisión.

### 3. Antecedentes

La industrialización de los procesos constructivos se dio a raíz de la finalización de la segunda guerra mundial, donde, los países afectados necesitaban una rápida reconstrucción para satisfacer la necesidad de vivienda de los ciudadanos, “En 1953 y 1954 se llevó a cabo la operación Lopofa, cuyo objetivo era el desarrollar una serie de sistemas constructivos con los cuales se podrían proporcionar 36,000 viviendas. Se promovió un concurso a nivel nacional en el que se hicieron 12,000 viviendas anuales en grupos de 10 participantes con 1,200 viviendas cada uno. Esto llevo a que, entre 1952 y 1956, existiera ayuda gubernamental con la cual se promovía la industrialización de viviendas” (Blachère, 1977) esto, llevo a que se optara para la reconstrucción de viviendas multifamiliares por los elementos prefabricados donde se avanzaba el proceso de construcción a un ritmo mucho más acelerado y una inversión económica menor de proyectos que los sistemas convencionales. Una vez demostrada la eficiencia de construcción se empezó a emplear estos sistemas y sus variantes a lo largo del mundo.

En la década del 60 este sistema empezó a incursionar en los países latinoamericanos y se vio como una alternativa económica para el desarrollo de ciudades, no fue hasta el año 1967 que este sistema entró a Colombia, inicialmente en algunas de sus ciudades principales (Ibagué, Cali, Bogotá entre otros) presentando buenos resultados (SENA, 2010). Con el pasar de los años este sistema se fue adaptando y se ha venido diversificando su uso, actualmente este sistema es muy utilizado para viviendas multifamiliares de entre 5 y 25 pisos de altura en todos los estratos, y de menos de 5 pisos en proyectos de viviendas de interés social. Es un sistema muy utilizado para el

desarrollo urbano del país especialmente cuando el 86% de los colombianos se encuentran bajo un nivel de riesgo sísmico importante, que no solamente depende del grado de amenaza sísmica sino también del grado de vulnerabilidad que en general tienen las edificaciones en cada sitio. Infortunadamente, las normas sismo resistentes en Colombia son de aplicación reciente. La primera norma de aplicación obligatoria se expidió en 1984, por lo tanto, un amplio número de edificaciones existentes en el país son vulnerables a los terremotos, es decir la gran mayoría de población no cuenta con viviendas con un sistema estructural sismo resistente (Cardona A & Yamín L, 2008).

El sistema tipo túnel fue creado por la necesidad de construcción de viviendas en tiempos cortos y ayudar a la reconstrucción de los países afectados por la guerra. En la actualidad las estructuras deben cumplir su uso y debe asegurar salvaguardar la vida e integridad de las personas ante eventos naturales (NSR-10, 2010), los sismos alrededor del mundo han puesto a prueba estas estructuras durante los últimos años las cuales, en general, han tenido un buen desempeño y comportamiento. En los últimos eventos sísmicos de gran magnitud registrados, se dio la posibilidad de detallar el comportamiento de las edificaciones con el sistema tipo túnel (NEHRP Consultants Joint Venture, 2014), donde se realizaron las apreciaciones de las evidencias físicas notadas en los muros en respuesta a la actividad sísmica:

Sismo en Chile 2010: “la norma chilena de 1996 dejó por fuera los requisitos de confinamiento de los elementos de borde de los muros de concreto. Además, en la práctica se propició el uso de muros de menor espesor. La consecuencia fue que los daños en edificios de concreto se concentraron en las estructuras construidas más recientemente.” (Poveda & Acuña, 2010)

Sismo en Nueva Zelanda 2011: “inspecciones revelaron el desarrollo de un modo de falla familiar al observado previamente en Chile, aunque en menor cantidad. En muchos de los casos el

nivel de daños se caracterizó por el incipiente pandeo del refuerzo longitudinal.” (Briceño & Carreras , 2013).

#### **4. Principales campañas experimentales**

Las principales campañas experimentales llevadas a cabo han evaluado tanto la respuesta de la estructura como conjunto como la de los muros como elemento individual, desde la evaluación de los materiales comúnmente usados y las variaciones en estos, patología y rehabilitación de edificaciones existentes construidas con este sistema, la evaluación de procesos constructivos y propuestas de mejora entre varios estudios que ayudan a la optimización del diseño y construcción en este sistema.

##### **4.1 Campañas experimentales del comportamiento del sistema**

###### **4.1.1 “Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading”**

Autores: S. Bahadir Yuksel, Erol Kalkan (Yuksel & Erol , 2006)

Objetivo de la investigación

Ante las previas investigaciones donde se muestran las deficiencias de los códigos de diseño en los parámetros de diseño sísmico tales como la estimación del periodo y el factor de modificación de respuesta (R) para los sistemas tipo túnel, se propone la realización de dos modelos que serán

sometidos a carga lateral cíclica para observar su comportamiento de acuerdo a la forma en la que se aplican las cargas.

#### Metodología

Se realizaron dos modelos de 4 pisos a escala 1:5 con plantas típicas, los materiales también fueron reducidos, pero se realizaron pruebas con el fin de que estos fueran idénticos a los usados en las construcciones convencionales de Turquía, siguiendo las especificaciones del código de diseño correspondiente (TSC 1998) uno de los modelos se ensayó a lo largo de su eje débil (SP1) y el otra a lo largo de su eje fuerte (SP2).

#### Instrumentación

Para medición de desplazamientos se usaron transformadores (LVDTs) y medidores (DGs), el sistema de carga consistió en célula de carga, gatos hidráulicos y bisagras.

#### Análisis de resultados

En los ensayos se evidenció que ambos modelos fallaron casi a la misma cantidad de ciclos aplicados, pero se encontraron diferencias en los niveles de desplazamiento de ambos modelos: El modelo SP1 presento grandes desplazamientos a bajas cargas mientras que en el modelo SP2 fueron necesarias cargas de mayor magnitud para poder generar desplazamientos ver figura 4.

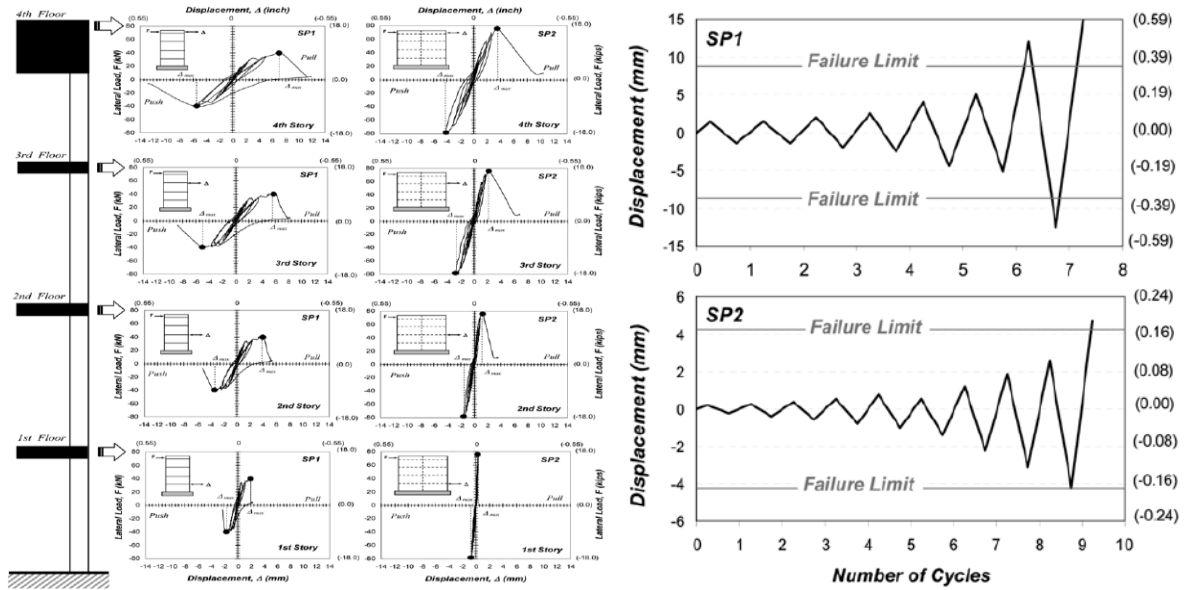


Figura 4 Comportamiento de las estructuras por nivel y por ciclos de carga

Nota. Adaptado de: 4.1.1 “Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading”

En la figura 4 se puede observar que después de aplicadas las cargas, en ambos casos se observaron fallas en los muros a cortantes en el primer nivel, pero no se observó aplastamiento del concreto. Este medio de falla es debido a las bajas cuantías de refuerzo en los muros y la contribución de la baja carga axial (ver figura 5).

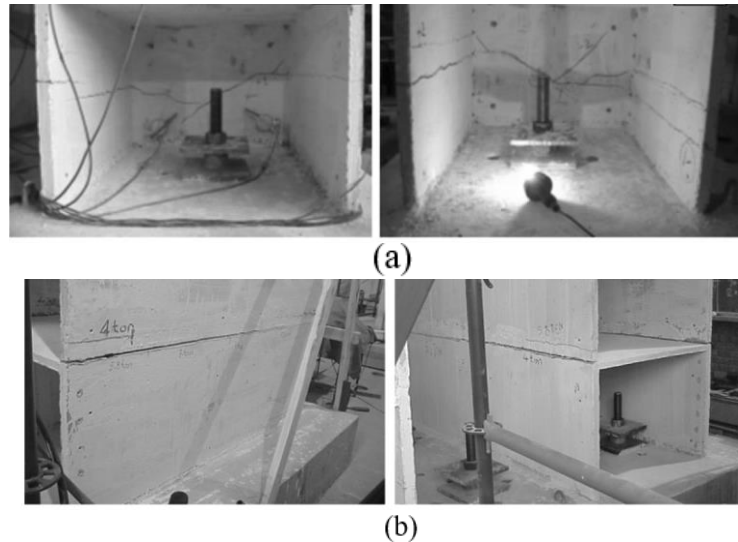


Figura 5 Fallas presentadas en los ensayos: modelo sp1(a) y modelo sp2 (b)

Nota. Adaptado de:4.1.1 “Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading”

El daño observado se comparó con dos índices de vulnerabilidad (índice de esfuerzo de corte e índice de tensión de flexión) propuestos por Wood los cuales se definen en la ecuación (1) índice de esfuerzo de corte y la ecuación (2) índice de tensión de flexión:

$$v_n = \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y \quad (1)$$

$$(\rho_n f_y + P/A)/f'_c \quad (2)$$

Donde

$\alpha_c = 3.0$

$\rho_n$  = Relación de refuerzo de refuerzo de banda distribuida

$f'_c$  = Resistencia del concreto  $f_y$  = Resistencia del acero de refuerzo

$\rho_t$  = relación de refuerzo total  $P$  = Carga axial

Donde se corroboraron que los límites establecidos en la ACI y las propiedades asignadas al ensayo representaban el fallo presentado en los muros. Se realizó un modelo matemático en el software TNO-DIANA (2004), en el cual, en los modelos analíticos, los fenómenos no lineales

que rigen en el estado límite último fueron la fisuración y el aplastamiento del hormigón y el comportamiento plástico del acero de refuerzo posteriormente, se realizaron ajustes al modelo según previas modelaciones y correcciones de materiales y comportamientos esperados de los elementos, con base a los resultados se encontró que la forma de fallo fue similar entre el modelo analítico y el modelo experimental. Estas comparaciones muestran la capacidad del modelo matemático, este modelo se utilizó más tarde para investigar la cantidad de área mínima de acero y detalles de refuerzo esencial para prevenir fallas frágiles de los edificios de tipo túnel, proporcionando suficiente ductilidad y capacidad de disipación de energía en una serie de estudios paramétricos. Se observó que la pareja de compresión y tensión desencadena un mecanismo de falla por la creación de tensiones axiales puras en los elementos, lo que causa fisuras a lo largo de los muros lo cual deja en visto la baja cantidad de refuerzo.

#### **4.1.2 Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures**

Autores: Can Balkay, Erol Kalkan (CAN & Erol, 2003)

Objetivo de la investigación

Este trabajo se realizó con el fin de dar pautas a los modelamientos de los sistemas tipo túnel y a la evaluación del desempeño sísmico basado en análisis no lineales, a los estudios de la interacción muro-placa, relación capacidad y demanda, flexibilidad del diafragma. Se comparan los resultados obtenidos en los modelamientos en 2D y 3D.

Metodología

Se realizó el modelamiento en 2D y 3D de dos tipos de edificaciones (2 pisos y 5 pisos) que presentan propiedades teóricas de sus materiales, geometría simple y distribución típicas de muros por nivel de la estructura.

### Modelamiento

Para refinar el modelo 3D se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros: Definición de la placa como un elemento isoparamétrico no lineal, materiales de refuerzo, modelo de agrietamiento y análisis del espectro de capacidad.

Los materiales usados son de uso tradicional del proceso constructivo en Turquía.

Al comparar los resultados de los modelamientos se obtuvieron las curvas de capacidad donde se pueden apreciar diferentes resultados para ambas metodologías de diseño (figura 6, figura 7)

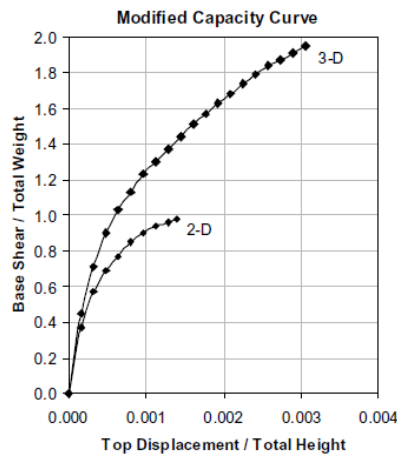


Figura 6 Curva de capacidad para modelo de 2 pisos

Nota. Adaptado de:: 4.1.2 Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures

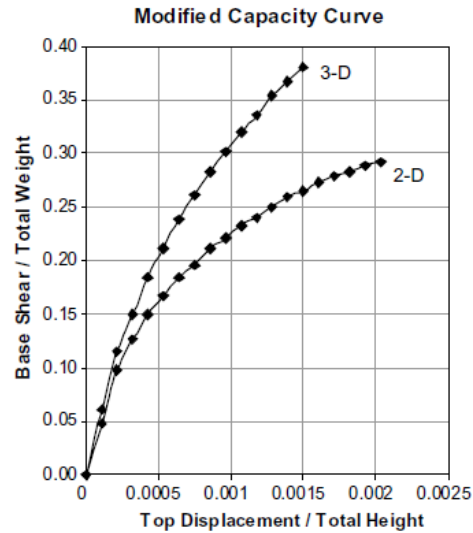


Figura 7 Curva de capacidad para modelo de 5 pisos

Nota. Adaptado de:: 4.1.2 Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures

Para el modelamiento 3D se obtuvieron las curvas de análisis para su comportamiento ante el sismo presentado en 1999 en Kocaeli según los reportes recolectados. (Figura 8 y 9)

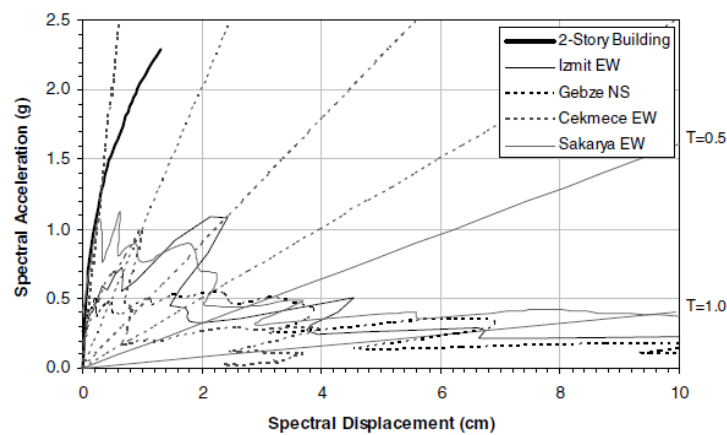


Figura 8 Grafica espectro de capacidad para modelo de 2 pisos

Nota. Adaptado de:: 4.1.2 Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures

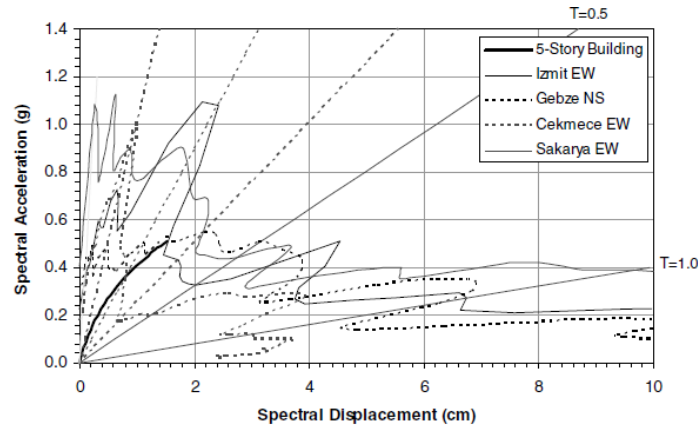


Figura 9 Grafica espectro de capacidad para modelo de 5 pisos

Nota. Adaptado de: 4.1.2 Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures

El análisis pushover para estas estructuras muestra debilidades de diseño que no son claras en los análisis elásticos (demandas excesivas de deformación, irregularidades en resistencia, sobrecargas sobre nodos y aberturas de los muros). El factor de modificación R utilizado en los códigos actuales no satisfacen los comportamientos esperados en estas estructuras de muros ya que el factor de modificación de respuesta propuesto en los códigos de diseño se basa en un consenso general de juicio de ingeniería y rendimiento estructural obtenido de la observación de terremotos pasados.

#### 4.1.3 Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study

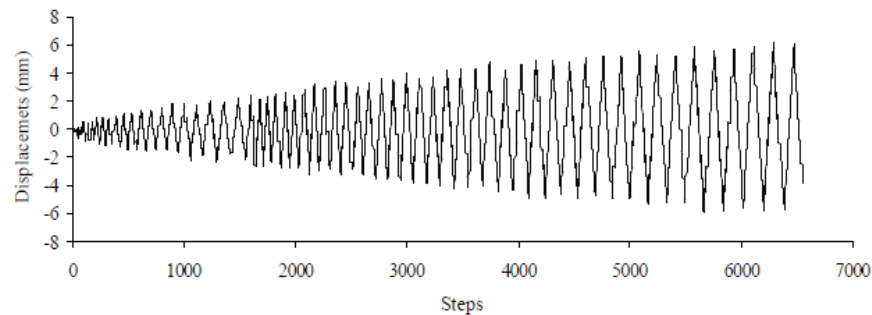
Autores: S. Eshghi, A. Tavafoghi (A. Tavafoghi & S. Eshghi, 2012)

Objetivo del estudio

Se desea estimar el periodo fundamental de estructuras fisuradas y no fisuradas.

### Metodología

Se realizaron dos modelos de laboratorio de 3 pisos a escala 1:5, se realizaron pruebas de vibración forzada y con cargas cuasiestáticas (figura 10), además se realizó un modelamiento matemático en el programa TNO DIANA para comparar los resultados obtenidos.



*Figura 10* Historial de carga en prueba cíclica

Nota. Adaptado de: 4.1.3 Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study

Para el estudio de los efectos de la masa adicional, cada piso de los modelos de laboratorio se sometió a 50 Kg por metro usando piezas de hierro fundido. Las pruebas de vibración forzada se realizaron con y sin masas adicionales como el espécimen No.1. Antes de completar la carga lateral cíclica en la muestra N° 2, la estructura se sometió a una carga lateral cíclica cuasi-estática hasta un desplazamiento de la cubierta de 5 mm.

### Instrumentación

Se colocaron vibradores y aceleradores en la parte superior de la edificación y en cada piso para capturar la respuesta horizontal y rotacional del edificio, y acelerómetros en la base para ver la respuesta natural de la estructura.

## Análisis de resultados

Los resultados se utilizaron para evaluar el período fundamental de estructuras fisuradas, los resultados obtenidos se ven en la tabla 1. 2 y 3.

Tabla 1

*Frecuencia natural eje x*

Test Name	Descriptions	Hz
FV-SP2-X-AM-S1	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	26.5
FV-SP2-X-AM-S2	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	26.7
FV-SP2-X-AM-H1	Impulse Hummer , SP2	27.2
FV-SP2-X-AM-H2	Impulse Hummer , SP2	27.2
Numerical Simulation		<b>26.0</b>

Nota. Adaptado de: 4.1.3 Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study

Tabla 2

*Frecuencia natural en el eje torsional*

Test Name	Descriptions	Hz
FV-SP2-X-NM-ST1	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	35.1
FV-SP2-X-NM-ST2	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	35.1
FV-SP2-Y-NM-ST1	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	36.1
FV-SP2-Y-NM-ST2	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	36.0
FV-SP2-X-NM-H3	Impulse Hummer , SP2	35.5
FV-SP2-X-NM-H4	Impulse Hummer , SP2	35.2
Numerical Simulation		<b>42.8</b>

Nota. Adaptado de: 4.1.3 Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study

Tabla 3.

*Frecuencia natural en el eje y*

Test Name	Descriptions	Hz
FV-SP2-Y-NM-ST1	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	36.4
FV-SP2-Y-NM-ST2	Frequency sweep (1 to 100 Hz), SP2	36.5
FV-SP2-Y-NM-H1	Impulse Hummer , SP2	37.4
FV-SP2-Y-NM-H2	Impulse Hummer , SP2	37.5
Numerical Simulation		<b>45.4</b>

Nota. Adaptado de:: 4.1.3 Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study

Durante el primero modo (eje X) los modelos a escala del laboratorio tuvieron un comportamiento parecido al modelamiento, pero el modo (eje Y) y el modo torsional tuvieron una variación que puede deberse a tolerancias constructivas.

#### **4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers**

Autor: Matej Fischinger, Ph.D.; Peter Kante, Ph.D.; and Tatjana Isakovic, Ph.D. (Fischinger, Kante, & Isakovic, 2015)

Objetivo de la investigación

Examinar el comportamiento de una edificación de muros en concreto formadas en T, y analizar el comportamiento de edificaciones con alta relación de muro/piso

Metodología

Se realizó un modelo de 5 pisos a escala 1:3, con masa total por piso de 5.93 t, el refuerzo vertical y horizontal colocado fue de 0.24% y el colocado en los elementos de borde fue de 1.6%. Las dimensiones se dan en la figura 11, la relación de muros por piso es de 2%

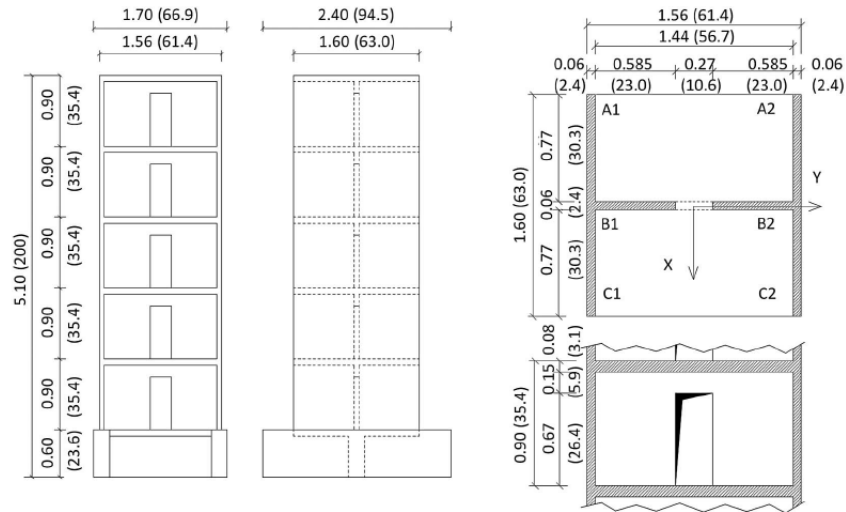


Figura 11 Geometría del modelo

Nota. Adaptado de: 4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers

Para la aplicación de las cargas sísmicas se tomó como referencia el sismo ocurrido en Friuli 1976 (Figura 12). El programa de carga y las aceleraciones máximas aplicadas se documentan en la tabla 4. Las tres primeras pruebas se utilizaron para la calibración del equipo y para estudiar el efecto bidireccional de la carga en el rango elástico. En las tres últimas pruebas (de cuatro a seis), sólo se aplicó carga bidireccional. En los análisis numéricos se consideró la secuencia de las seis series.

Tabla 4.

*Aceleración máxima en cada sentido*

Run	Maximum acceleration of the shake table ( <i>g</i> )	
	Direction parallel to the flanges	Direction perpendicular to the flanges
1	0.30	0.00
2	0.00	0.16
3	0.29	0.16
4	0.42	0.33
5	0.42	0.73
6	0.52	1.02

Nota. Adaptado de: 4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers

El comportamiento de los muros fue satisfactorio, ya que no empezaron a aparecer fisuras hasta la 5 serie. El comportamiento de la edificación ante el espectro no fue satisfactorio ya que lo experimental fue diferente al modelo (tabla 5), Se realizó un macro modelo teniendo en cuenta todas las variables vistas en el ensayo, el cual dio un resultado más conforme a la práctica, sin embargo, el modelo no pudo tener en cuenta la interacción de las fuerzas axial-flexión-cortante y que fue importante en el momento del fallo del muro ya que no hay un análisis adecuado.

Tabla 5.

*Valores del periodo de cada serie*

Periods (s)	Direction parallel to the flanges		Direction perpendicular to the flanges	
	Model	Prototype	Model	Prototype
Before first run	0.167	0.289	0.139	0.241
Before second run	0.183	0.317	0.142	0.246
Before third run	0.183	0.317	0.142	0.246
Before fourth run	0.186	0.322	0.151	0.262
Before fifth run	0.228	0.395	0.174	0.301
Before sixth run	0.244	0.423	0.213	0.369
After sixth run	0.262	0.454	0.444	0.769

Nota. Adaptado de: 4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers

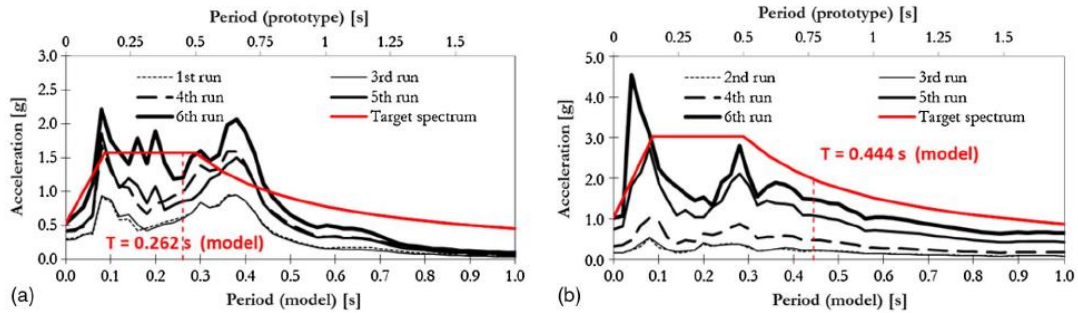


Figura 12 Espectro vs comportamiento de muros

Nota. Adaptado de: 4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers

Se realizó un modelo matemático 3D MVLEM para predecir el comportamiento de la estructura, los resultados obtenidos en el modelo no se ajustaban a lo ocurrido durante el experimento (ver figura 13), esto se debió a calidad del material y la carga aplicada.

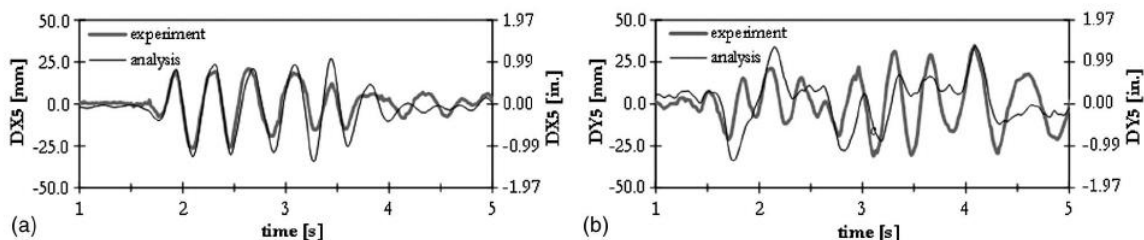


Figura 13 Desplazamiento por piso experimental vs modelo (dirección de la aleta y en dirección del muro)

Nota. Adaptado de: 4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers

Los muros fallaron por cortante, lo cual puso deberse a altas cargas transmitidas, cargas biaxiales que causaron flexión en el alma o fallo en el acero de refuerzo; en cuanto al comportamiento esperado por las cargas aplicadas unidireccionalmente y bidireccionalmente, en el muro ensayado, no hubo diferencia significativa, ya que la respuesta estaba predominantemente

en el rango elástico. En el rango inelástico, la influencia de la carga bidireccional se estudió sólo analíticamente, y aquí tampoco se observó diferencia significativa en el historial de respuesta entre las excitaciones bidireccionales y unidireccionales. (figura 14)

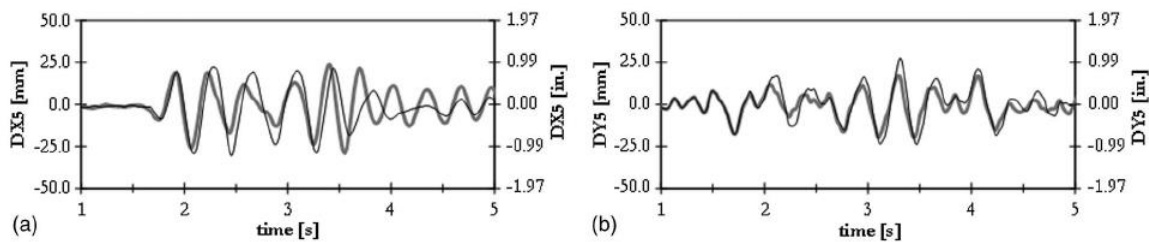


Figura 14 Comportamiento unidireccional vs bidireccional

Nota. Adaptado de: 4.1.4 Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers

A partir de este ensayo se determinó que el confinamiento para muros de estructuras de 5 pisos o menos no es necesario si se cumple que la proporción de muros por piso es superior al 2%.

## 4.2 Campañas experimentales del comportamiento individual

### 4.2.1 Seismic behavior of slender reinforced concrete walls

Autores: M.A. Hube, A. Marihuén, J.C. de la Llera, B. Stojadinovic (B. Stojadinovic, J.C. de la Llera, A. Marihuén, & M.A. Hube, 2014)

#### Objetivo del estudio

Tras el sismo ocurrido en Chile en 2010 y después de observar las diferentes fallas de los muros y su comportamiento, se desea estudiar y comprender el comportamiento de muros bajo las mismas solicitudes de tal forma que se puedan entender las falencias que llevo a las diversas fallas

presentadas, además se desea establecer recomendaciones para estimar el desplazamiento lateral y rigidez efectiva de estos muros. Los experimentos tienen como objetivo identificar los cambios en el comportamiento sísmico en los muros cuando el espesor se reduce, la relación de aspecto ( $M/Vl_w$ ) se reduce, y cuando se modifica el detalle del refuerzo.

### Metodología

Se realizaron 7 muros (w1, w4 al w9) a estala  $\frac{1}{2}$ , los muros w4 a w9 tienen las siguientes variaciones entre ellos (tabla 6), y el muro w1 fue el muro de control con las propiedades de los muros afectados por el sismo.

Tabla 6.

#### *Propiedades de los muros ensayados*

Wall	Test purpose	$h_w$ (mm)	$t_w$ (mm)	Axial load (kN)	$M/Vl_w$	$\rho^a$ (%)	$\rho_l^b$ (%)	$\rho_t^c$ (%)
W1	Reference wall	1600	100	287	2.5	0.45	0.72	0.44
W4	Small thickness effect	1600	75	216	2.5	0.49	0.67	0.46
W5	$M/Vl_w$ effect	1180	100	287	1.9	0.45	0.72	0.44
W6	Uniformly distributed vertical reinforcement effect	1600	100	287	2.5	0.0	1.34	0.44
W7	Horizontal reinforcement detailing effect	1600	100	287	2.5	0.45	0.72	0.44
W8	Boundary confinement effect	1600	100	287	2.5	0.45	0.72	0.64
W9	Cross-tie effect	1600	100	287	2.5	0.45	0.72	0.56

Nota. Adaptado de: 4.2.1 Seismic behavior of slender reinforced concrete walls

Las secciones y el refuerzo longitudinal se pueden observar en la siguiente figura

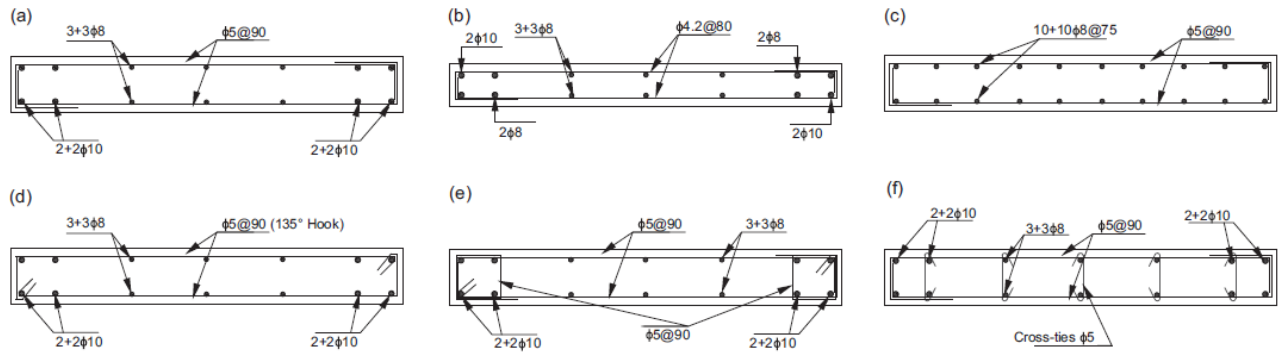


Figura 15 Secciones transversales muros W1 y W5(a), W4(b), W6(c), W7(d), W8(e), W9(f)

Nota. Adaptado de: 4.2.1 Seismic behavior of slender reinforced concrete walls

Los materiales usados fueron los mismos que se pueden encontrar en la práctica constructiva chilena.

#### Instrumentación

En cada muro se colocaron dos células de carga, 14 transductores de desplazamiento y 16 extensómetros unidos al refuerzo, además las deformaciones fueron medidas mediante la correlación de imágenes digitales.

La carga axial aplicada fue  $0.15 \cdot f'_c \cdot A_g$ , además los muros fueron sometidos a cargas horizontales para crear un desplazamiento constante de 10mm/min.

#### Análisis de resultados

El comportamiento y el fallo de las paredes fue controlado por la flexión debido a la relativamente alta relación  $M / Vlw$ , las primeras fisuras observadas en las paredes fueron fisuras diagonales de corte a lo largo de la altura de los muros. Las pruebas por muro terminaron cuando no fueron capaces de resistir la carga axial.

El comportamiento de los muros fue dúctil y en su mayoría represento lo observado durante el sismo de Chile, los muros w7, w8 y w9 presentaron las máximas resistencias laterales, debido a

su confinamiento. Se realizó una comparación de cada muro con el muro de control donde se diferencia su comportamiento en la curva de carga-desplazamiento (figura 16)

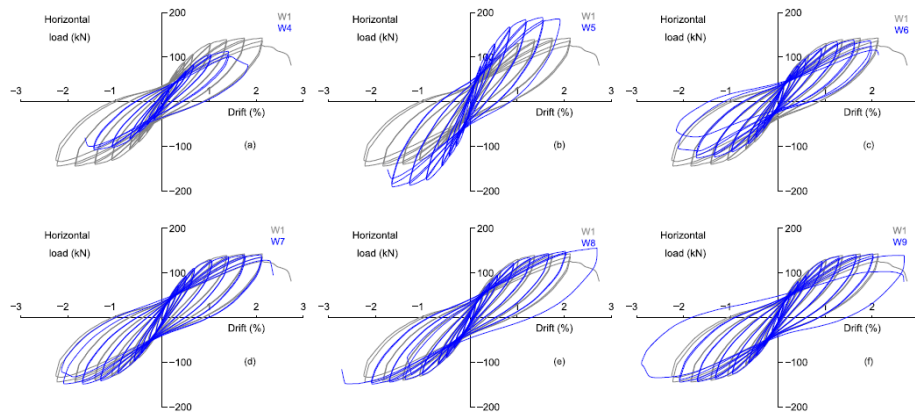


Figura 16 Comparación con muro de referencia en la curva carga-desplazamiento

Nota. Adaptado de: 4.2.1 Seismic behavior of slender reinforced concrete walls

El muro w4 tenía un menor núcleo de hormigón lo que da a lugar a esfuerzos de compresión mayores, y fue más susceptible al pandeo fuera del plano. El muro w5 tuvo un fallo similar al muro W1 (muro de referencia), se controlaron los efectos de flexo-compresión, debido a su baja altura la resistencia lateral fue mayor un 25% respecto al muro de referencia. El muro W6 tuvo un comportamiento similar al muro W1 a pesar de tener refuerzo de menor diámetro, su pandeo fue levemente mayor. El muro W7 contaba con doblez de  $135^\circ$  en el refuerzo, pero no presentó una mejora significativa, se espera que en muros de mayor espesor represente una mejora notable ya que el concreto de recubrimiento para estos espesores fue triturado. El muro W8, con la presencia de estribos en las caras externas mejoró su resistencia y la ductilidad del muro en un 8% y 30% respectivamente, el uso de estribos cerrados ayuda a mejorar la respuesta sísmica ya que se crea confinamiento adecuado del concreto y aumentan la disipación de energía y ductilidad. El muro

W9 tiene un aumento de ductilidad de desplazamiento y la disipación de energía se atribuye principalmente al uso de ganchos transversales que refrenaban el pandeo del refuerzo vertical.

Se realizó un modelo matemático para comparar con los resultados obtenidos en la práctica, la comparación entre la rigidez media y la experimental se muestra en la tabla 7

Tabla 7.

*Comparación rigidez experimental vs rigidez teórica*

Wall	$K_{exp}$ (kN/mm)	$K_{th}$ (kN/mm)	$\frac{E_{exp}}{E_{te}}$
W1	16.3	39.4	0.41
W4	11.7	29.5	0.40
W5	33.1	89.7	0.37
W6	16.0	39.4	0.41
W7	14.9	39.4	0.38
W8	14.5	39.4	0.37
W9	15.3	39.4	0.39
		Average	0.39

Nota. Adaptado de: 4.2.1 Seismic behavior of slender reinforced concrete walls

Los muros respondieron a una falla por flexión, mostrando que su modo de falla fue al perder su capacidad de resistir carga por una falla súbita a lo largo de la longitud de la sección transversal en la base del muro seguido del pandeo fuera del plano. Las diferencias entre el modelo se debieron al estado de los elementos de ensayo, la calidad de los materiales y el grado de error que se puede llevar en las mediciones.

#### **4.2.2 Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo, para uso en vivienda**

Autores: Leonardo E. Flores Corona, Sergio M. Alcocer Martínez de Castro, Julián Carrillo León, Alfredo Sánchez Alejandro, Roberto Uribe<sup>5</sup> y Ángel Ponce (Leonardo E. Flores Corona, y otros, 2007).

##### Objetivo de la investigación

Optimizar la construcción de vivienda con muros de concreto de baja resistencia y reforzados con bajas cuantías de acero.

##### Metodología

Consistió en la prueba de 16 muros cuadrados ensayados ante carga monótonica y cíclica. Los especímenes fueron diseñados para evitar la falla por flexión obligando a la falla por cortante, es por eso que el armado en los extremos se sobre-diseñó de tal forma que la resistencia a flexión requiriera de la aplicación de una carga con un 50% a un 150% superior a aquella que provocaría la falla por cortante. Cada muro contaba con particularidades presentes en los sistemas industrializados, como dimensiones, aberturas, materiales entre otros.

La carga aplicada consistió en cargas horizontales cíclicas reversibles mediante gatos hidráulicos de doble acción. En los ensayos se aplicaron cargas para causar ciclos reversibles dando un incremento en cada repetición hasta superar la fuerza máxima resistente. Los primeros ciclos se controlaron por carga hasta el agrietamiento con una repetición para cada nivel de carga. En este caso los dos primeros ciclos se aplicaron hasta el 25% de la carga de agrietamiento calculada, el siguiente incremento se dio hasta el 50% de la misma con su respectiva repetición. A continuación, se aplicó un incremento hasta llegar a la carga de agrietamiento real. Posteriormente

se controló por distorsión con aumentos de 0.002 en cada incremento y una repetición para cada distorsión.

Para el cálculo de rigidez y resistencia se usaron las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ecuaciones (3) y (4)), para el cálculo en muros que tienen aberturas fue necesario utilizar métodos más refinados, se procedió a usar el modelo de columna ancha (cálculo de rigidez) y para la otra se analizó un modelo de elementos finitos elásticos planos (cálculo de resistencia).

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_m \quad (3)$$

$$V_{cR} = F_R \alpha \sqrt{f_c^*} t L \quad (4)$$

$V_{cR}$  = fuerza cortante de diseño que toma el concreto

$V_{sR}$  = fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo

$F_R$  = factor de resistencia, se ha tomado igual a 1.0 para la predicción en estos ensayos

$\alpha = 0.53$  Constante para la resistencia a cortante de los muros.

$\eta = 0.75$  Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

$p_h$  = cuantía de refuerzo horizontal;  $p_h = a_{sh} / t sh$ ;

$a_{sh}$  = área de acero de refuerzo horizontal,  $sh$  = separación del refuerzo horizontal

$A_m$  = área de la sección transversal del muro,  $A_m = t L$ .

#### Instrumentación

Para la medición interna de datos se utilizaron deformímetros unidos al acero y para la medición externa (medición de desplazamiento de losa en cada nivel, rotación del modelo por flexión, deformaciones diagonales y verticales)

### Análisis de resultados

En todos los casos se llevó a los especímenes al máximo daño posible de controlar con el equipo en el laboratorio. En particular los ensayos se dieron por terminados cuando se llegó a 1) degradación importante de la resistencia, 2) falla súbita con pérdida total de la resistencia (fractura del acero), 3) niveles de daño severos, o 4) deformaciones excesivas.

El modo de falla general se presentó por agrietamientos inclinados aproximadamente  $45^\circ$  en todo el muro sin importar su relación de aspecto. En general, los muros con cuantías de refuerzo del 100% de la cuantía mínima (según las normas) presentaron su mecanismo de falla con la fluencia y alargamiento de las barras de refuerzo en el alma del muro, seguido del aplastamiento de los bloques de concreto en que quedó dividido el muro por las fisuras inclinadas (falla por compresión diagonal). Sin embargo, en el caso de los muros largos (robustos) con el 100% de esta cuantía, después de generarse un patrón de fisuras a  $45^\circ$  en el muro y del inicio del trabajo del acero de refuerzo, estos especímenes fallaron por deslizamiento horizontal en su base, por lo que no desarrollaron toda su capacidad a cortante. Cuando se compara la resistencia de diseño calculadas contra las obtenidas de modo experimental, se obtienen estimaciones por debajo de lo necesario lo cual incurre en un problema de seguridad.

### **4.2.3 Seismic performance study on rc wall buildings from pushover analysis**

Autores: Rajesh M N, S K Prasad (Rajesh M N & S K Prasad, 2014)

Objetivo de la investigación

Ilustrar el efecto de las propiedades como el acero de refuerzo, propiedades de los materiales, presencia de aberturas y geometría de los muros en el comportamiento sísmico de estos mediante un análisis pushover.

### Metodología

Se realiza el modelado en el software sap2000, el modelo consiste en edificio de 6 pisos idealizado en 2d.

Se realizó un primer modelamiento con 4 variaciones las cuales incluían:

Caso 1: Sin elementos de borde

Caso 2: Elementos de borde solo en el primer piso

Caso 3: Elementos de borde en los dos primeros pisos

Caso 4: Elementos de borde en los tres primeros pisos

Según los modelos se obtuvo que el muro ensayado en el caso 1 tiene baja capacidad de corte y ductilidad de desplazamiento, mientras que el muro del caso 2 mejora estas capacidades. Para el muro del caso 3 la mejora no es muy significativa, pero en la capacidad de corte en la base presenta una mejora en la ductilidad del muro; por último, el caso 4 no presenta mejora en comparación al muro del caso 3 (figura 17).

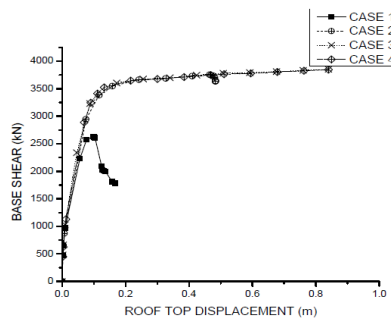


Figura 17 Curva de resistencia dependiendo de elementos de borde

Nota. Adaptado de: 4.2.3 Seismic performance study on rc wall buildings from pushover analysis

Ahora para examinar el efecto de las aberturas en los muros se realizaron 4 casos de la siguiente manera:

Caso 1: 0% de aberturas

Caso 2: 20% de aberturas

Caso 3: 40% de aberturas

Caso 4: 60% de aberturas

Los modelamientos arrojan que la presencia de aberturas reduce la capacidad de resistencia al cortante en la base (figura 18).

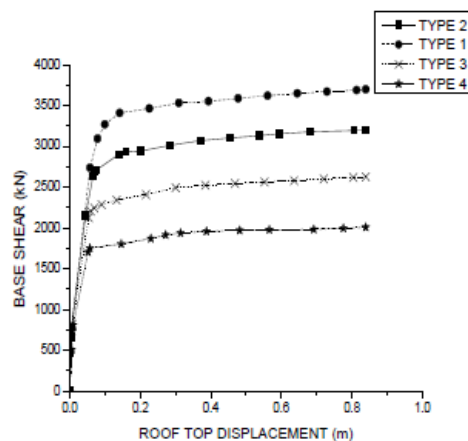


Figura 18 Capacidad de muros según % de aberturas

Nota. Adaptado de: 4.2.3 Seismic performance study on rc wall buildings from pushover analysis

Por último, se revisó la relación entre el ancho del muro y la altura de piso en los siguientes casos:

Caso 1: Relación altura/ancho: 2

Caso 2: Relación altura/ancho: 1.5

Caso 3: Relación altura/ancho: 1

Caso 4: Relación altura/ancho: 0.5

Al observar los resultados del modelo se infiere que al disminuir la relación de esbeltez disminuye la capacidad de cortante en la base (figura 19).

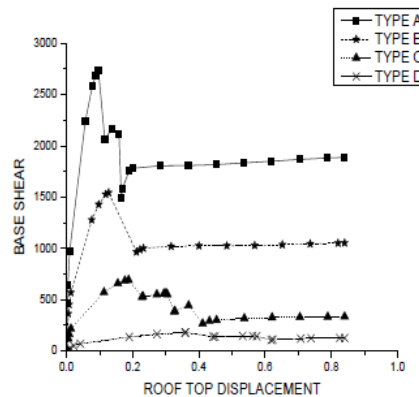


Figura 19 Capacidad de muros según su relación de esbeltez

Nota. Adaptado de: 4.2.3 Seismic performance study on rc wall buildings from pushover analysis

#### 4.2.4 Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings

Autores: Angelica Rosso, Joao P. Almeida, Katerin Beyer (Rosso, P. Almeida, & Beyer, 2016)

Objetivo de la investigación

Comprender el comportamiento de muros bajo el efecto de cargas cíclicas que presentan fallas por pandeo fuera del plano.

Metodología

Se realizó una recopilación de estudios realizados sobre este efecto de falla sobre los muros, se realizaron pruebas sobre muros para determinar el comportamiento de estos frente a cargas en el plano y fuera del plano. El primer grupo de muros se sometió solo a desplazamientos en plano,

mientras que el segundo grupo fue sometida a carga bidireccional (desplazamientos en el plano y fuera del plano).

La falla de pandeo fuera del plano se presenta cuando en un evento sísmico sobre el lado longitudinal del muro los elementos de borde no resisten los esfuerzos de tensión que causan fisuras en el muro y flexionan el acero longitudinal a tensión, tras la descarga de la fuerza se produce una recuperación de la tensión elástica pero debido a las tensiones de tracción plásticas acumuladas en el acero las fisuras permanecen abiertas; cuando se vuelve a cargar en compresión, esta fuerza es resistida por el acero vertical acompañado de un movimiento fuera del plano (debido a detalles constructivos o excentricidad en la fuerza  $C$ ) (figura 20) Siempre que el acero de refuerzo conserven su rigidez axial antes de ser flexionada a compresión, los desplazamientos fuera del plano tienden a permanecer pequeños.

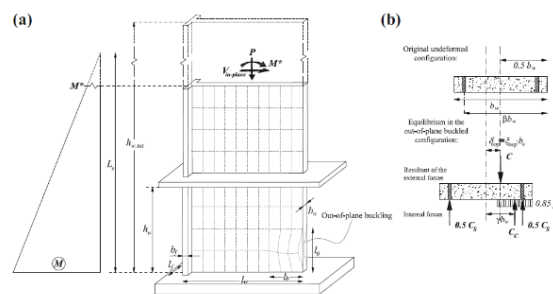


Figura 20 Diagrama de fuerzas actuantes sobre los muros y geometría

Nota. Adaptado de: 4.2.4 Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings

Para el ensayo se tomaron dos muros (TW1, TW4, de un experimento realizado en EPFL) con las mismas dimensiones y refuerzo (una sola línea de refuerzo) y una pequeña aleta para simular la conexión con un muro transversal (figura 21). TW1 fue probado con cargas en el plano y TW4

fue una combinación de cargas en el plano y fuera del plano. Las dimensiones refuerzo materiales y propiedades del muro son de acuerdo a la práctica colombiana de construcción para edificaciones de baja a mediana altura colombiana.

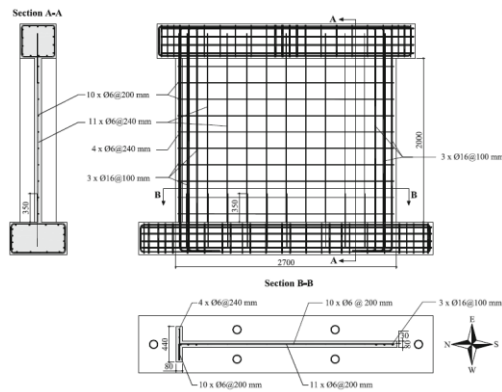


Figura 21 Dimensiones y colocación del refuerzo

Nota. Adaptado de: 4.2.4 Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings

Se aplicaron cargas cíclicas cuasi-estáticas, las etapas de carga se muestran en la figura 22

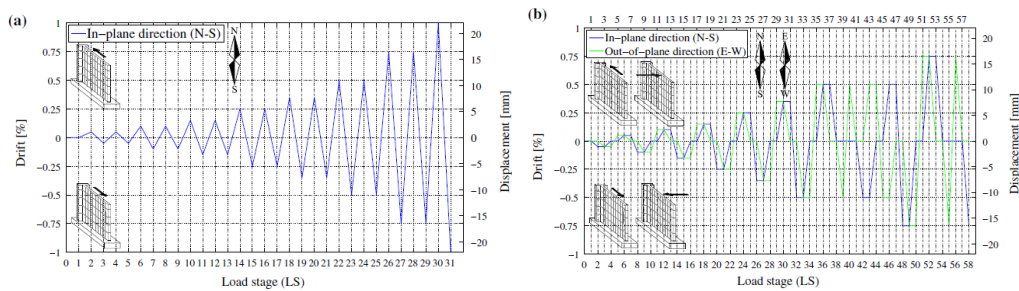


Figura 22 Etapas de carga para el muro W1 y W4

Nota. Adaptado de: 4.2.4 Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings

Ambos muros se comportaron inicialmente de manera similar (presentándose fisuras horizontales) pero en la variación de las formas de la carga fue presentando sus anomalías. Una vez realizadas las pruebas y observado los modos de falla se realizaron las curvas de respuesta de desplazamiento de fuerza en el plano, para el muro W1 se puede observar un comportamiento histerético estable con una disipación apreciable de energía, el modo de fallo observado fue un fallo en el plano que fue provocado por daños causados por deformaciones fuera del plano. El muro W4 tuvo un comportamiento similar, se observó que cuando se cargaban los ciclos donde la deriva en el plano era 0% las deformaciones fuera del plano estaban cerca de los máximos. (figura 23).

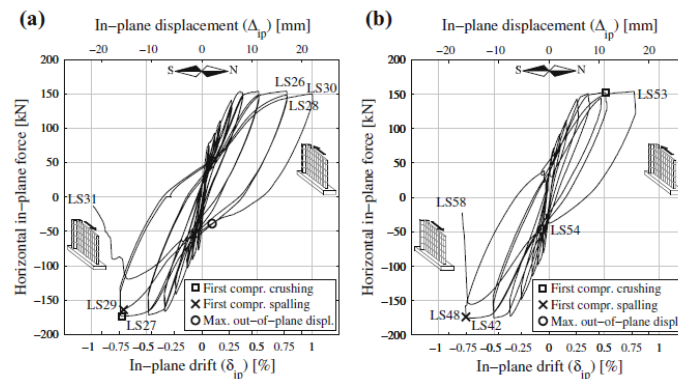


Figura 23 Derivas en el plano

Nota. Adaptado de: 4.2.4 Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings

Se observó que la forma de fisura en los dos muros no tubo variaciones es decir la aplicación de la carga uni o bi-direccional no vario el patrón de fisuramiento, pero si afectan el ancho de las fisuras lo cual si afecta directamente el desempeño del concreto y del acero provocando una falla más rápida.

Se determinó que por errores constructivos se pueden presentar una excentricidad en la colocación del refuerzo (cuando existe un solo eje) longitudinal, desencadena un momento fuera del plano que induce una deformación global fuera del plano. Varios de los estudios previamente realizados no dieron buena aproximación y se requiere la revisión de sus parámetros o ajuste de sus planteamientos.

#### **4.2.5 Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries**

Autor: C. Alarcon, M.A. Hube , J.C. de la Llera (C. Alarcon,, M.A. Hube, & J.C. de la Llera, 2014)

Objetivo de la investigación

Reproducir el daño observado y evaluar la influencia de las cargas axiales en eventos sísmicos en muros sin confinamiento, verificar si la alta carga axial es un factor relevante que puede desencadenar el daño frágil como los observados después del evento sísmico en Chile.

Metodología

Se tomaron y analizaron muros en concreto con sus características de cinco edificios que se vieron afectados durante el sismo de Chile. Se realizaron 3 muros (w1, w2, w3) reducidos a escala 1:2, las propiedades y geometría de los materiales fueron los vistos en los muros en el sismo de Chile y los permitidos en la normativa chilena (figura 24). Se aplicaron cargas cíclicas con cargas axiales. La relación de carga axial (ALR) se define en la ecuación (5), para este ensayo los valores de ARL de cada muro fueron: W1=0.15, W2=0.25 y W3=0.35

$$ALR = N/f_c A_g \quad (5)$$

Donde:  $N$ =Carga axial;  $f'_c$ =Resistencia a compresión del concreto y  $A_g$ =Sección transversal del muro (varia de 0.2 a 0.5)

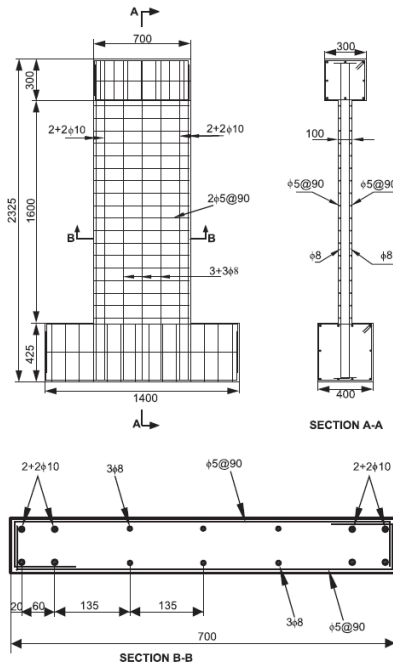


Figura 24 Geometría y refuerzo utilizado

Nota. Adaptado de: 4.2.5 Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries

Instrumentación: fueron instaladas 2 células de carga, 14 transductores de desplazamiento y 16 extensómetros en el acero de refuerzo.

#### Análisis de resultados

Los muros fallaron por flexo-compresión y el comportamiento de los muros se puede ver en la figura 25. A medida que aumenta la carga axial, la "distancia" entre el desprendimiento de la cubierta de hormigón y la falla frágil de la pared se reduce drásticamente.

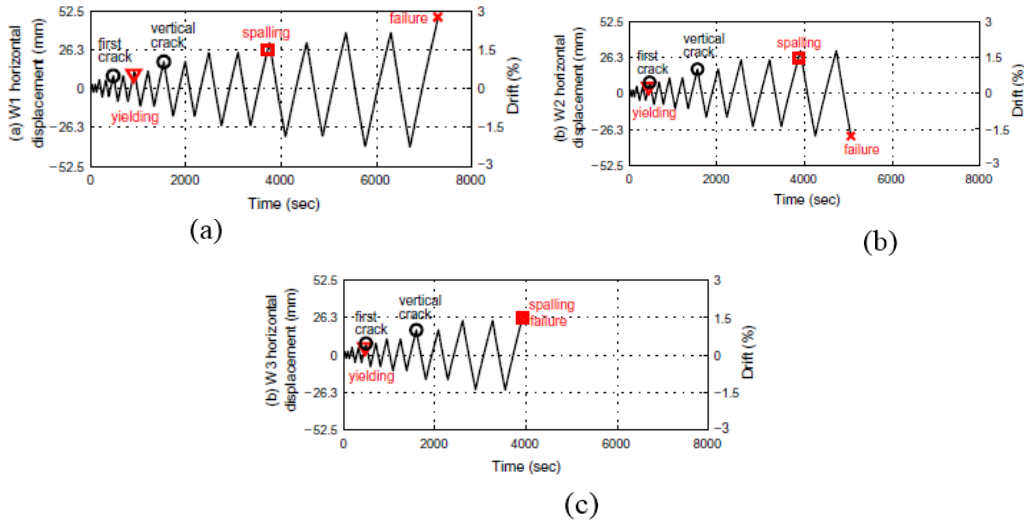


Figura 25 Comportamiento de los muros a través del tiempo: W1(a), W2(b), W3(c)

Nota. Adaptado de: 4.2.5 Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries

El muro W3 fallo inmediatamente se presentó el desprendimiento del concreto(spalling), el muro W2 duro más y fallo hasta el último ciclo y el muro W1 pudo durar mucho más tiempo después del desprendimiento del concreto (tabla 8), la prueba terminó cuando los muros no fueron capaces de soportar la carga axial. Un fallo a compresión frágil a lo largo de toda la longitud de los muros junto con un pandeo lateral fuera del plano fue observado en los tres ensayos.

Tabla 8.

Resultados de los muros

Result	W1	W2	W3
Yield load (kN)	96.6	73.4	83.6
Peak load (kN)	144.3	166.0	185.6
Failure load (kN)	81.3	153.5	146.5
Drift at yielding (%)	0.6	0.3	0.3
Drift at peak load (%)	1.8	1.8	1.2
Drift at failure (%)	2.7	1.8	1.5]

Nota. Adaptado de: 4.2.5 Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries

Donde: Yield load = rendimiento de carga, peak load= carga máxima, failure load= carga de falla

Con lo ocurrido en los ensayos se infiere que la falla fue frágil y ocurrió unos ciclos después del desprendimiento del concreto, también se observó que entre menor sea ALR el muro tiene un comportamiento más dúctil.

#### **4.2.6 Load capacity of slender reinforced concrete walls governed by flexural cracking strength of concrete**

Autor: J. G. Sanjayan (J. G. Sanjayan, 2000)

##### Objetivo del estudio

Este trabajo demuestra, utilizando resultados experimentales y derivaciones teóricas, que algunos muros de hormigón armado pueden ser capaz de soportar cargas mucho más altas si se considera la resistencia a la fisuración por flexión en el cálculo, además, demostrar que el modo de fallo controlado por la resistencia a la rotura por flexión del hormigón puede ser significativo en ciertos tipos de muros.

##### Metodología

Se recopiló algunas ecuaciones que simplifican y aproximan para calcular la capacidad de carga de muros delgados de concreto reforzado, todos los métodos mencionados en este documento se basan en el supuesto de que el fallo de la pared es controlado por el rendimiento del acero de refuerzo.

En el método SEAOSC (Asociación de ingenieros estructurales del sur de california), la capacidad de carga se calcula cuando el momento a media altura alcanza la capacidad de momento

máximo. La deflexión a media altura se calcula sobre la base de un segundo momento de área totalmente fisurado y una distribución parabólica del diagrama de momento de flexión con el momento último en el centro.

El momento aplicado a media altura se calcula como la suma de los momentos causados por las cargas laterales y de los momentos causados por las cargas axiales multiplicadas por la excentricidad y la deflexión a media altura. La capacidad de carga axial se calcula comparando el momento aplicado a media altura con la capacidad de momento final.

El método de Wyatt es similar en concepto excepto que la capacidad de carga axial se calcula en el momento del rendimiento. El momento de fluencia se define como el momento de flexión al cual el acero de tensión comienza a ceder. También se calcula la curvatura de la sección transversal en el momento en que se alcanza el momento de cedencia (la curvatura de rendimiento). La deflexión a media altura se calcula asumiendo que la distribución de curvatura de la pared es sinusoidal a lo largo de la altura de la pared, con la curvatura de rendimiento a media altura. La capacidad de carga axial se calcula igualando el momento aplicado (la suma de los momentos causados por cargas laterales y  $P - \Delta$ ) al momento de retorno.

La ecuación usada para la estimación la capacidad de carga de las paredes gobernadas por la resistencia a la rotura por flexión del hormigón en la siguiente ecuación.

$$P = \frac{1}{e'}(M_{cr} - M_0) \quad (6)$$

Donde  $e'$  y  $M_{cr}$  se calculan según (7) y (8)

$$e' = e - \frac{t}{6} + \frac{M_{cr}}{P_E}$$

$$M_{cr} = \frac{bt^2}{6} f_{cf} \quad (7) \text{ y } (8)$$

e: excentricidad de la carga axial;  $M_{cr}$ : momento de fisura del muro sin efecto de carga axial;  $M_0$ : momento de flexión en el centro de la pared causado por cargas laterales; PE: Carga de pandeo de Euler,  $f_{cf}$ : resistencia a la rotura por flexión del concreto; I momento de inercia, E:módulo de elasticidad, A:área de la sección, b:largo del muro, t:espesor del muro, L: largo del muro (9) y (10)

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (9)$$

$$f_{cf} = \frac{M}{z} - \frac{P}{A} \quad (10)$$

Para la prueba, los muros fueron ensayados de forma horizontal bajo cuatro marcos de carga para aplicar las cargas excéntricas (figura 26), se cargaron aplicando 10Kn/min y la carga se mantuvo un minuto más antes de su próxima carga, el detalle del refuerzo en cada sentido se puede observar en tabla 9

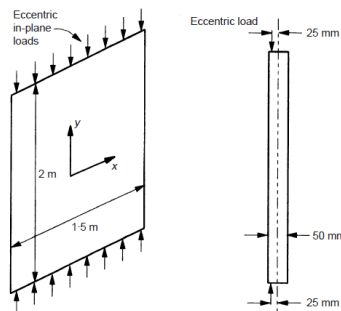


Figura 26 Dimensiones y aplicaciones de carga de los muros

Nota. Adaptado de: 4.2.6 Load capacity of slender reinforced concrete walls governed by flexural cracking strength of concrete

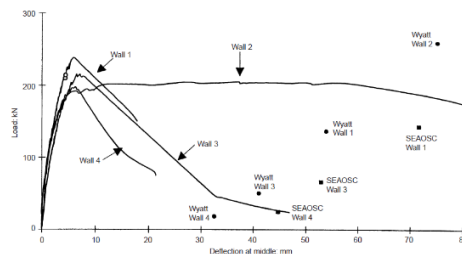
Tabla 9.

*Acero de refuerzo usado en los muros*

Wall No.	Reinforcement arrangement	Reinforcement, y direction		Reinforcement, x direction	
		Area: mm <sup>2</sup>	$p_y$ : %	Area mm <sup>2</sup>	$p_x$ : %
1	F81 mesh	741	0.99	939	0.94
2	F81 mesh + 12 Y12 bars	2099	2.80	939	0.94
3	F52 mesh	157	0.21	177	0.18
4	Fibre steel	918	1.22	1244	1.22

Nota. Adaptado de: 4.2.6 Load capacity of slender reinforced concrete walls governed by flexural cracking strength of concrete

Las pruebas se realizaron según lo dispuesto en la normativa australiana (AS 1012). Una vez ensayados los muros, se obtuvo la siguiente gráfica de carga aplicada contra deflexión, y las deflexiones calculadas por las ecuaciones de Wyatt y SEAOSC (figura 27) realizando una comparación entre estas y las ecuaciones propuestas en este estudio. Tabla 10



*Figura 27* Curva carga aplicada vs deflexión

Nota. Adaptado de: 4.2.6 Load capacity of slender reinforced concrete walls governed by flexural cracking strength of concrete

Tabla 10.

*Comparación valores calculados teóricamente*

Wall No.	Experimental peak load: kN	Estimated load capacity: kN		
		Equation (19)	Wyatt <sup>4</sup>	SEAOSC <sup>3</sup>
1	238	210	137	143
2	202	210	260	1437
3	212	210	50	66
4	196	214	18	25

Nota. Adaptado de: 4.2.6 Load capacity of slender reinforced concrete walls governed by flexural cracking strength of concrete

Las ecuaciones propuestas en este estudio ofrecen una mejor aproximación para el tipo de muros ensayados, la resistencia a la fisuración por flexión puede regular la capacidad de carga del muro, en vez la deformación del acero de refuerzo, se observó que la capacidad del muro no se ve mayormente afectada por la cantidad de acero, y se observó que su ductilidad si tuvo una mejora ante la presencia de acero.

#### **4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations**

Autor: Omar A. El-Azizy, Marwan T. Shedid, Wael W. El-Dakhakhni, Robert G. Drysdale (El-Azizy, T. Shedid, W. El-Dakhakhni, & G. Drysdale, 2015)

Objetivo de la investigación

Estudiar el comportamiento de muros en concreto reforzado con diferentes relaciones y configuraciones de refuerzo vertical y transversal, la ductilidad del muro puede definirse como la capacidad de las paredes de sufrir deformaciones inelásticas con una degradación de baja resistencia, que es esencial en los Sistemas de Resistencia a la Fuerza Sísmica (SFRS), ya que no

es económicamente factible diseñar SFRS para comportarse elásticamente bajo cargas sísmicas. Normalmente se espera que las paredes con relaciones de refuerzo verticales bajas posean mayores capacidades de ductilidad que las paredes con relaciones de refuerzo verticales más altas; que no fue el caso durante el terremoto de Canterbury.

### Metodología

Se tomaron 6 muros con diferentes configuraciones y refuerzos aplicándole cargas cíclicas cuasi-estáticas en la parte superior de los muros con una carga axial constante durante toda la prueba. Figura 28.

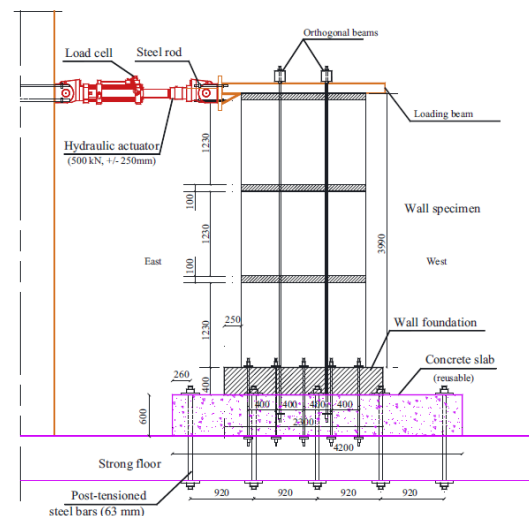


Figura 28 Geometría y ensayo de los muros

Nota. Adaptado de: 4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations

Para facilitar el estudio se construyeron tres pares de muros, cada par tiene la misma geometría pero diferente relación de refuerzo los cuales se fallaron en dos fases para realizar una comparación de las geometrías entre muros y la configuración del refuerzo en los pares de muros, los muros W1

y W4 (muros rectangulares), W2 y W5 (muros con aletas en los bordes), W3 y W6 (muros con elementos de borde) se muestran en la figura 29. En la fase I W1, W2, W3 fueron diseñadas para tener aproximadamente la misma resistencia, teniendo la misma longitud, diferente configuración y siendo sometidas a la misma carga axial, para facilitar una comparación directa entre sus desplazamientos y sus capacidades de ductilidad. La misma comparación se puede llevar a cabo a las paredes de la Fase II de los muros W4, W5, W6, ya que también fueron diseñadas para tener aproximadamente la misma resistencia, pero diferentes relaciones de refuerzo de las ensayadas en la Fase I.

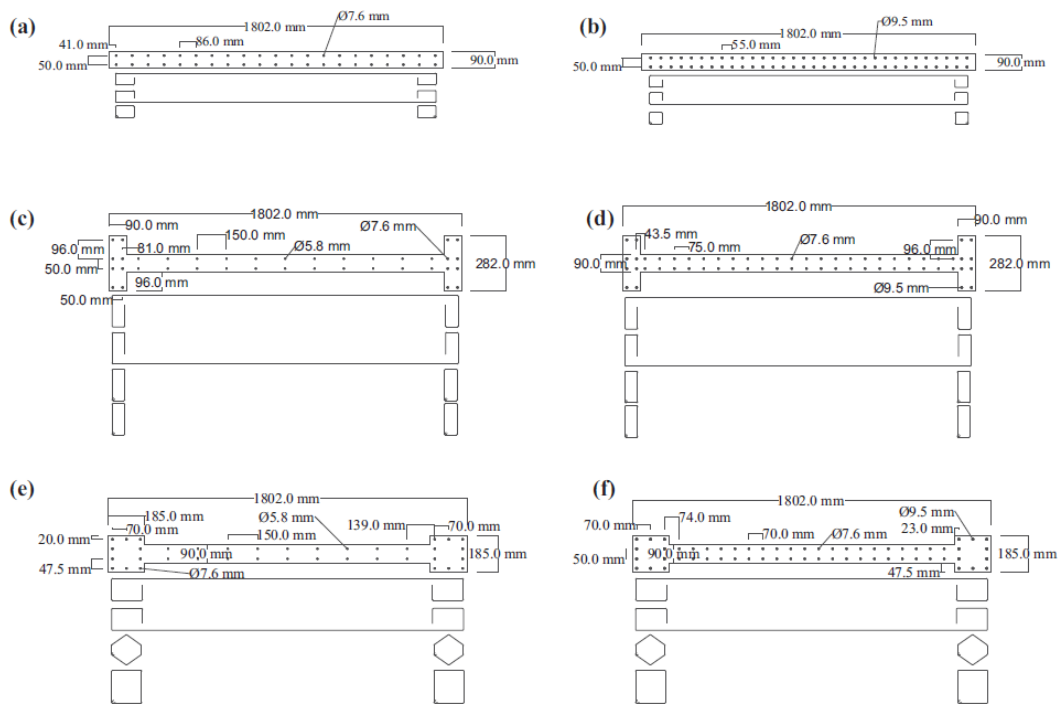


Figura 29 Configuraciones de muros y refuerzo W1(a) W4 (b) W2 (c) W5 (d) W3 (e) W6 (f)

Nota. Adaptado de: 4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations

La relación de refuerzo vertical de los muros ( $\rho_v$ ) fue: W1: 1.17%, W2: 0.66%, W3: 0.69%, W4:2.8%, W5:1.58% y W6: 1.63%. Los diseños se realizaron según la norma canadiense (CSA), el resumen de propiedades de los muros se presenta en la tabla 11.

Tabla 11.

*Configuración de muros*

Specimen	Configuration	Wall dimensions	Vertical reinforcements		Horizontal reinforcements		Axial stress (MPa)	Axial (% $f'_c$ )
			Number of bars and bar sizes	$\rho_v$ (%)	D4 at spacing (mm)	$\rho_h$ (%)		
W1	Rectangular	1802 mm × 3990 mm	42 D7	1.17	2 at 90	0.64	1.09	3.85
W2	Flanged	length × height	16 D7 & 22 D4	0.66	2 at 110	0.53	0.89	3.15
W3	Boundary elements		20 D7 & 18 D4	0.69	2 at 110	0.53	0.89	3.15
W4	Rectangular		64 D11	2.80	2 at 45	1.28	1.09	2.66
W5	Flanged		16 D11 & 44 D7	1.58	2 at 55	1.05	0.89	2.17
W6	Boundary elements		20 D11 & 40 D7	1.63	2 at 55	1.05	0.89	2.17

Nota. Adaptado de: 4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations

Los materiales usados en los muros se muestran en la tabla 12.

Tabla 12.

*Propiedades materiales usados en los muros*

Concrete	Compressive strength (MPa)		C.O.V. (%)		Standard
<i>(a)</i>					
Walls W1 and W2	28.3		5.5		Cylinder Test ASTM C39-10
Wall W3	36.4		3.4		Cylinder Test ASTM C39-10
Phase II Walls	41.0		7.3		Cylinder Test ASTM C39-10
Reinforcement	Area (mm <sup>2</sup> )	Yield strength (MPa)	C.O.V. (%)	Elongation (%)	Standard
<i>(b)</i>					
D4	26	510	3.5	8.0	ASTM A615-09
D7	45	480	2.8	10.7	ASTM A615-09
D11	71	420	6.9	9.4	ASTM A615-09

Nota. Adaptado de: 4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations

## Análisis de resultados

Los resultados de las pruebas concordaron con lo calculado teóricamente, se procedió a cargar los muros y se obtuvo el siguiente comportamiento (tabla 13).

Tabla 13.

*Resultados de los ensayos*

Specimen	Configuration	Yield strength $Q_y$					Maximum capacity $Q_u$				
		Predicted (kN)	Measured (kN)		Difference (%)		Predicted (kN)	Measured (kN)		Difference (%)	
			Push (+ve)	Pull (-ve)	Push (+ve)	Pull (-ve)		Push (+ve)	Pull (-ve)	Push (+ve)	Pull (-ve)
<i>Phase I</i>											
W1	Rectangular	136	152	123	11	11	193	230	172	16	12
W2	Flanged	136	175	158	22	14	177	187	183	5	3
W3	Boundary elements	135	161	160	16	16	178	176	177	1	1
<i>Phase II</i>											
W4	Rectangular	233	222	195	5	19	351	336	355	4	1
W5	Flanged	218	220	270	1	19	330	322	313	2	5
W6	Boundary elements	213	227	209	6	2	332	334	313	1	6

Nota. Adaptado de: 4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations

Los valores de ductilidad de desplazamiento a una degradación del 20% del muro rectangular, del muro con aleta y los muros con elementos de borde con bajo refuerzo eran casi similares. Sin embargo, para paredes en la fase II con mayores relaciones de refuerzo, los valores de ductilidad de desplazamiento para los elementos con aleta y elemento de borde eran 50% y 33% más altas que sus contrapartes en la fase I.

Se realizó la comparación de comportamientos con igual configuración, pero diferente configuración de refuerzo donde se observó que las zonas confinadas aumentaban la ductilidad de los muros (figura 30).

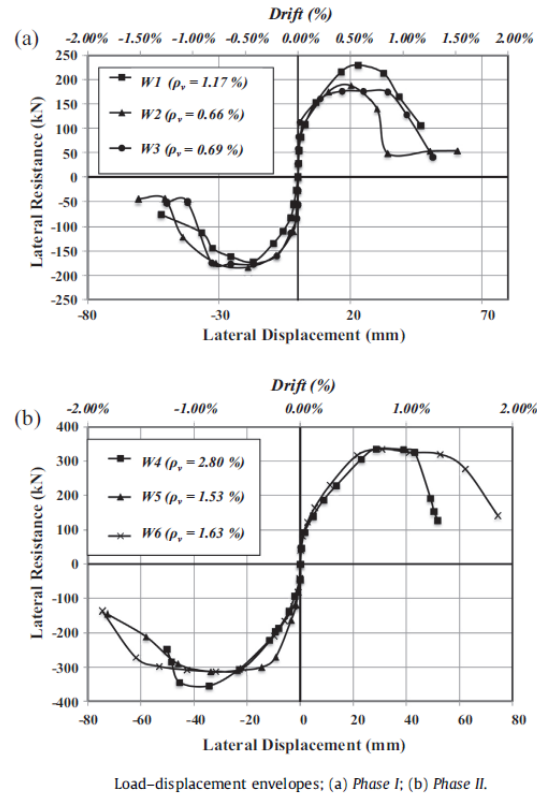


Figura 30 Grafica Desplazamiento-carga

Nota. Adaptado de: 4.2.7 Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations

### 4.3 Campañas experimentales con variaciones del sistema

#### 4.3.1 Comparison of Double Unit Tunnel Form Building before and after Repair and Retrofit under in-Plane Cyclic Loading

Autores: Can Balkay, Erol Kalka (S. A. Anuar, N. H. Hamid, M. H. Hashim, & S. M. D. Salleh , 2014)

### Objetivo de la investigación

Dado el alto uso de las edificaciones con el sistema tipo túnel en Malasia y que es una zona de sismicidad alta, se optan por mecanismos para reparación de las estructuras. Se evaluará el comportamiento de la estructura frente a cargas cíclicas antes y después del reforzamiento.

### Metodología

Se construyó un modelo a 1/3 de escala real y se diseñó basándose en la norma BS8110 (norma británica de diseño (BRITISH STANDARD)), se aplicó una carga cíclica hasta el fallo de la estructura. Una vez fallado se procedió a reforzar la estructura con las siguientes especificaciones:

Aumento de sección de los muros cortantes, ángulos de acero en las juntas (unión de muro y placa), paneles de fibra de carbono unida a los muros. Se procedió a realizar la comparación entre los resultados. La carga aplicada fue la necesaria para que se presentara el 1% de deriva en la estructura sin reforzar

### Análisis de resultados

En el modelo simple se empezaron a presentar las grietas de fisuramiento en la junta del muro y la placa del primer piso cuando se presentaba 0.25% de la deriva total, mientras que para la estructura reforzada empezó a aparecer agrietamiento sobre los muros al 0.5% de la deriva. Además, también se vió mejorada la curva de histéresis (figura 31), el cambio de la rigidez y ductilidad por el reforzamiento de los muros en la tabla 14 y 15 respectivamente

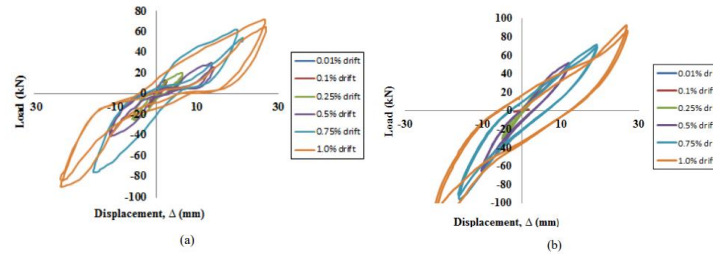


Figura 31 Curva de histéresis (a) antes de reforzamiento (b) después de reforzamiento

Nota. Adaptado de: 4.3.1 Comparison of Double Unit Tunnel Form Building before and after Repair and Retrofit under in-Plane Cyclic Loading

Tabla 14.

Rigidez antes y después del reforzamiento

Drift (%)	Stiffness		Percentage Different (%)
	Before	After	
0.01	12.59	28.35	55.59
0.1	5.69	26.00	78.13
0.25	3.23	5.54	41.67
0.5	2.18	3.25	32.68
0.75	5.27	2.77	-90.44
1.00	0.33	2.75	87.87

Nota. Adaptado de: 4.3.1 Comparison of Double Unit Tunnel Form Building before and after Repair and Retrofit under in-Plane Cyclic Loading

Tabla 15.

Ductilidad antes y después de reforzamiento

Drift (%)	Stiffness		Percentage Different (%)
	Before	After	
0.01	0.01	0.03	60.77
0.1	0.12	0.14	19.85
0.25	0.32	0.45	29.33
0.5	0.69	1.00	31.05
0.75	1.00	1.60	37.31
1.00	1.35	2.23	39.66

Nota. Adaptado de: 4.3.1 Comparison of Double Unit Tunnel Form Building before and after Repair and Retrofit under in-Plane Cyclic Loading

La estructura contó con una notable mejora en la capacidad del edificio, estas restauraciones se pueden aplicar sin implicar una alteración importante a su estructura general.

#### **4.3.2 Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones**

Autores: Jorge C. Díaz, Luisa Bautista, Adrián Sánchez, Daniel Ruíz (BAUTISTA, SANCHEZ, RUIZ, & Diaz, 2004)

##### Objetivo de la investigación

Los sistemas industrializados requieren altas resistencias de concreto a edades tempranas y deben ser capaces de resistir cargas sobreimpuestas. Estas solicitaciones tempranas obligan a definir un modelo de análisis basado en criterios de elasticidad. Se realizó la comparación de resistencia, propiedades de los concretos usados en los sistemas industrializados con el concreto convencional, adicionalmente se desea establecer una relación para determinar la resistencia del concreto a edades tempranas mediante ensayos no destructivos de calorimetría y la determinación del esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero.

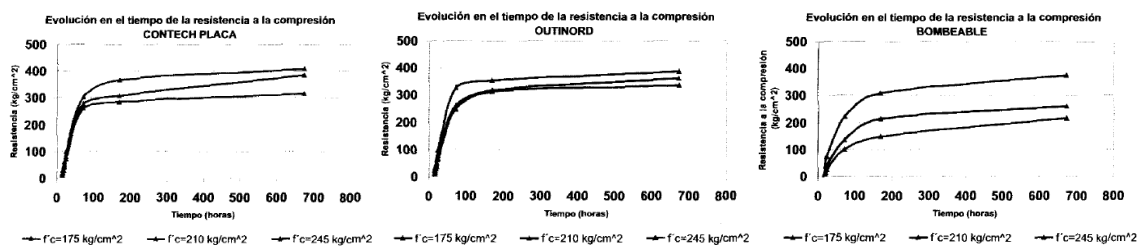
##### Metodología

Se usaron tres tipos de concretos (concreto outinord, concreto contech placa, concreto bombeable), se sacaron muestras y se determinó su resistencia a las pocas horas y a los 28 días, las pruebas realizadas fueron: resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, cálculo del módulo de elasticidad y el módulo de rotura. Estos ensayos se realizaron siguiendo la normativa técnica colombiana vigente (NTC), en cuanto al ensayo de calorimetría consiste en obtener una muestra de concreto o pasta de mortero para llenar un molde de icopor. Este molde se coloca dentro

de otros dos moldes de icopor para garantizar un máximo aislamiento del medio ambiente, paso seguido se introduce una termocupla en el concreto y se realizan las gráficas de tiempo contra temperatura medida.

#### Análisis de resultados

Pruebas de resistencia a la compresión: los concretos outinord y contech placa, obtuvieron buenos resultados durante las primeras 24 horas y su resistencia siguió aumentando hasta alcanzar casi el doble de la resistencia de diseño, mientras que el concreto bombeable mantuvo una curva normal y obtuvo una resistencia mayor a la diseñada (figura 32)



*Figura 32* Resistencia a la compresión del concreto a diferentes edades

Nota. Adaptado de: 4.3.2 Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones

Pruebas de tensión y módulo de rotura: los concretos outinord y contech placa, obtuvieron buenos resultados durante las primeras 72 horas mientras que el concreto bombeable presento una menor resistencia todo el tiempo frente a los otros concretos (figura 33).

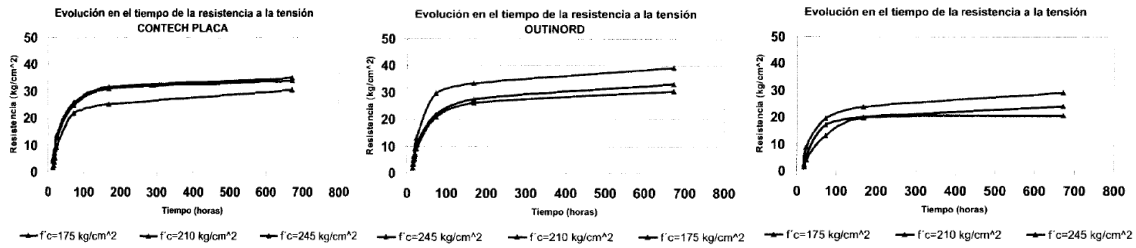


Figura 33 Resistencia a la tensión del concreto a diferentes edades

Nota. Adaptado de: 4.3.2 Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones

Prueba de módulo de elasticidad: los concretos outinord y contech placa, tuvieron un alto crecimiento en las primeras horas mientras que el bombeado tuvo un crecimiento menor y es inferior a lo establecido en los códigos de diseño de concreto (figura 34).

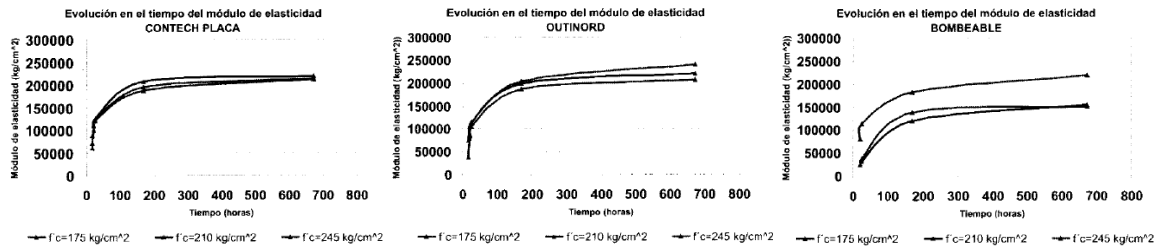
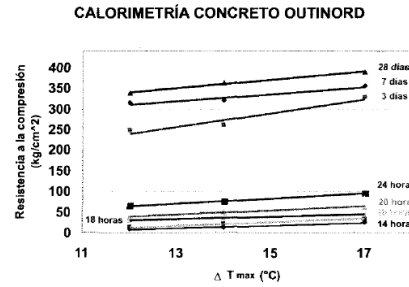


Figura 34 Módulo de elasticidad del concreto para diferentes edades

Nota. Adaptado de: 4.3.2 Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones

Prueba de calorimetría: se realizó la curva de temperatura a lo largo del tiempo, después se determinó  $\Delta T_{max}$  (temperatura máxima-temperatura inicial) vs resistencia a la compresión para determina la gráfica de la figura 35 la cual permite estimar la resistencia relacionada con la temperatura durante cualquier edad de una manera confiable y de forma no destructiva.



*Figura 35* Variación de temperatura según la resistencia del concreto outinord

Nota. Adaptado de: 4.3.2 Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones

### 4.3.3 Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading

Autores: Paolo Riva and Alberto Franchi (Riva & Franchi, 2001)

Objetivo de la investigación

Establecer si las mallas usadas, comúnmente en los muros de concreto, son suficientes para resistir las cargas sísmicas aplicadas.

Metodología

Se ensayaron 18 muros con diferentes configuraciones de refuerzo para resistir las cargas sísmicas de diseño de acuerdo al código europeo, las configuraciones y materiales que se usaron se pueden ver en la figura 36

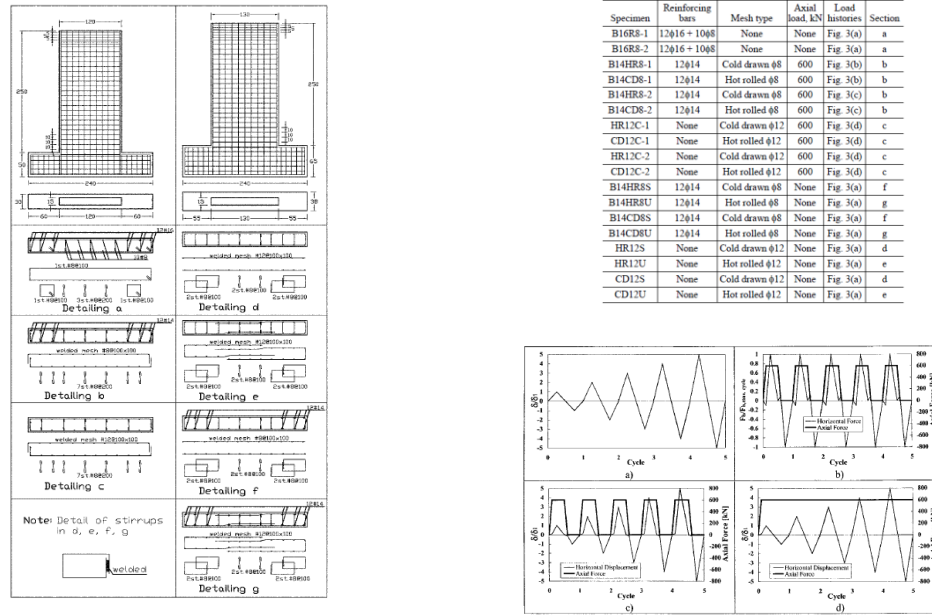


Figura 36 Configuraciones de acero, tipo de material y cargas aplicadas

Nota. Adaptado de: 4.3.3 Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading

Donde B= barras de acero, CD= malla laminada en frio, HR= malla laminada en caliente.

Las pruebas fueron realizadas con el equipo de laboratorio del departamento de ingeniería estructural en el politécnico de Milán, donde se aplicaron las cargas y desplazamientos mostrados a cada muro. Se dividieron las muestras en dos grandes grupos, el primer grupo (muestra de 10 muros) donde se estudia el comportamiento de los diferentes refuerzos y detalles de este. El segundo grupo (8 muros) estudia el comportamiento de los muros reforzados con mallas y configuraciones.

Se usaron transductores lineales de desplazamiento variable (LVDT), células de carga y el equipo disponible en el laboratorio para aplicación de cargas.

## Análisis de resultados

Las fallas de muros se presentaron como fisuras horizontales, es decir la falla fue por flexión, en los primeros dos ciclos de carga se observó que se formaron fisuras inclinadas hacia el centro del panel y cerca del punto de aplicación de carga, después se estabilizaron y no se observó ninguna propagación ni fisuras nuevas; ninguno de los muros ensayados falla por cortante (figura 37).

Specimen	Ductility $\delta_u/\delta_y$	Drift ratio $\delta_u/H$	$V_{max}$ , kN	$E_{tot}$ , J	Specimen	Ductility $\delta_u/\delta_y$	Drift ratio $\delta_u/H$	$V_{max}$ , kN	$E_{tot}$ , J
B16R8-1	2.5	1/45	339	35 382.8	B14HR8S	3.8	1/35	400	83 963.1
B16R8-2	4.0	1/34	340	91 702.0	B14HR8U	4.6	1/29	405	135 763.2
B14HR8-1	3.0	1/42	330	56 577.3	B14CD8S	2.5	1/47	400	43 186.5
B14CD8-1	2.5	1/45	340	45 608.4	B14CD8U	2.5	1/46	480	82 595.1
B14HR8-2	3.0	1/42	330	123 335.9	HR12S	3.4	1/36	335	68 865.4
B14CD8-2	3.0	1/39	357	74 923.9	HR12U	3.9	1/34	420	71 923.8
HR12C-1	3.5	1/37	+290 -525	71 436.1	CD12S	2.0	1/70	390	12 126.6
CD12C-1	2.4	1/51	+370 -580	38 690.8	CD12U	2.6	1/49	460	36 452.4
HR12C-2	3.0	1/43	+305 -555	99 582.2					
CD12C-2	3.0	1/43	+340 -575	86 783.3					

Figura 37 Datos de falla de los muros

Nota. Adaptado de: 4.3.3 Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading

Tal como lo muestran los resultados se debe tener una adecuada zona de confinamiento, las mallas de acero laminado en caliente tenían mayor ductilidad que las mallas de acero laminados en frío. Las mallas HR fallan por el desprendimiento de su soldadura seguido por falla de fatiga en las barras longitudinales, por lo contrario, las mallas CD fallan a tracción de las barras longitudinales por falta de ductilidad.

#### 4.3.4 Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls

Autor: Konstantinos I. Christidis, Konstantinos G. Trezos (I. Christidis & G. Trezos, 2016)

Objetivo de la investigación

Examinar el comportamiento de los muros a cortante de hormigón que no cumplen con los códigos sísmicos modernos y comparar su desempeño experimentalmente con las disposiciones para la evaluación de los miembros en concreto reforzado.

Metodología

Se tomaron 4 muros (W7, W9, W11 y W13), con igual geometría, pero diferente distribución de acero que se presenta en la figura 38. Los muros se sometieron a cargas cíclicas estáticas, se inició con un desplazamiento de  $\pm 10$  mm en la parte superior de los muros con pasos de 10 mm hasta el fallo (figura 39), para este muro la existencia o no de carga axial no es significativa para el comportamiento del muro; para la medición se usaron 19 transductores de desplazamiento.

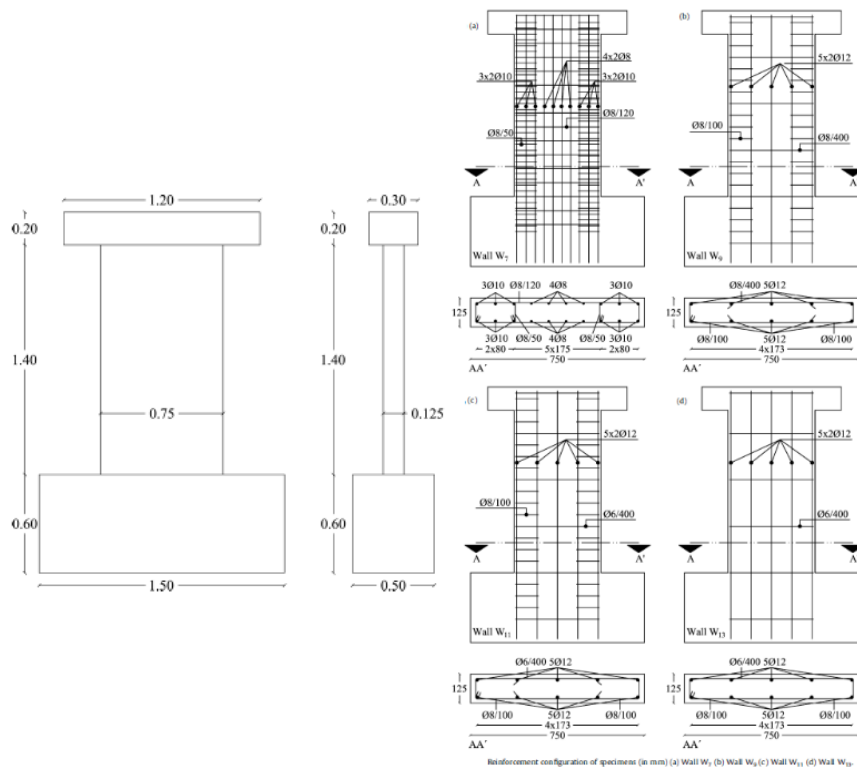


Figura 38 Geometría y detalle del refuerzo muros

Nota. Adaptado de: 4.3.4 Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls.

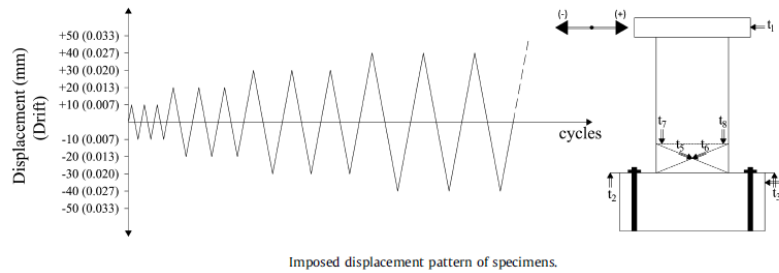


Figura 39 Desplazamientos aplicados

Nota. Adaptado de: 4.3.4 Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls.

Una vez aplicadas las cargas a los muros se obtuvo la curva de carga desplazamiento donde además se comparó con los valores teóricos esperados por el código europeo (EC8-3) (figura 40)

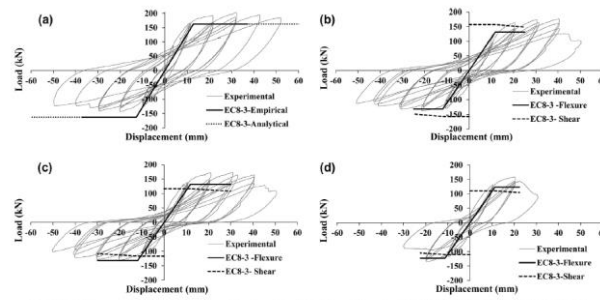


Fig. 8. Load-displacement, P-delta, curves of specimens – Experimental and EC8-3 theoretical results (a) Wall W<sub>1</sub> (b) Wall W<sub>2</sub> (c) Wall W<sub>11</sub> (d) Wall W<sub>13</sub>

Figura 40 Curvas carga – desplazamiento

Nota. Adaptado de: 4.3.4 Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls.

Los muros W7, W9 y W11 presentaron altos valores de ductilidad y el muro W13 presentó valores más bajos. El muro W7 tuvo valores mayores de disipación de energía en relación a los otros muros (figura 41)

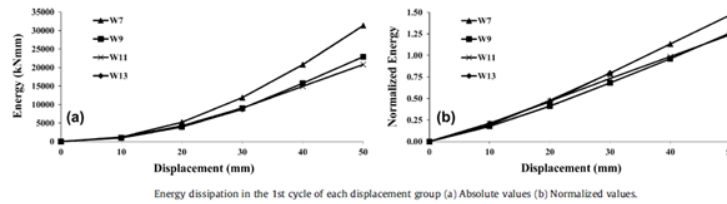


Figura 41 Disipación de energía

Nota. Adaptado de: 4.3.4 Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls.

Las bajas relaciones de refuerzo a cortante, aunque no influyen en la capacidad de carga o deformación de los muros, parecen influir en el patrón de agrietamiento de los muros, caracterizado por la formación de fisuras inclinadas que, sin embargo, no condujeron a una pérdida directa de la capacidad portante. En todos los casos la pérdida repentina de la capacidad portante se relacionó con el deterioro de la zona de compresión y principalmente con el pandeo del refuerzo longitudinal a compresión. Comparando con los valores dados en la EC8-3 donde se estiman valores conservadores para estos tipos de desplazamientos, aunque en este trabajo no se incluyeron los factores de seguridad ni de importancia.

#### 4.3.5 Effect of Wall Thickness on Thermal Behaviors of RC Walls Under Fire Conditions

Autor: Jiyeon Kang<sup>1</sup>), Hyunah Yoon, Woosuk Kim, Venkatesh Kodur, Yeongsoo Shin,  
and Heesun Kim (Kang, y otros, 2016)

Objetivo de la investigación

Investigar los comportamientos térmicos de los muros de hormigón de carga normal portadores de carga con varios espesores cuando una superficie es expuesta al fuego. Además, se investiga el

efecto del precalentamiento sobre el comportamiento térmico de los muros de hormigón para evaluar el efecto del contenido de humedad en el rendimiento de las paredes.

#### Metodología

Se realizan 6 muros (W15, W15V, W20, W20V, W25, W25V); donde se tienen como variables la humedad y el espesor de los muros (tabla 16).

Tabla 16.

#### *Dimensiones y propiedades de los muros*

Specimen	Wall thickness (mm)	Specimen condition		Amount of moisture	
		Preheated	Non-preheated	kg	%
W15	150	No	–	42	7
W15V	150	–	Yes	32	5
W20	200	No	–	47	7
W20V	200	–	Yes	37	6
W25	250	No	–	52	7
W25V	250	–	Yes	42	6

Nota. Adaptado de: 4.3.5 Effect of Wall Thickness on Thermal Behaviors of RC Walls Under Fire Conditions

Preheated: precalentamiento; non-preheated: sin precalentamiento

El precalentamiento se realizó a 200°C durante 4 horas para determinar y reducir la humedad en los muros. Se usaron 4 termocuplas por muro para medir la temperatura en cada uno y 10 para medir la temperatura en la parte interior del horno. El calentamiento de los muros se realizó según la curva estándar ISO, lo dispuesto en ISO 834-2012 y como lo establece la norma coreana (Reglamento de prevención de incendios en el edificio 2015). La medición se realizó a 30 mm de la superficie de exposición(C1), en el centro del muro (C2) y a 30 mm de la superficie no expuesta(C3)

### Análisis de resultados

Después de 2 horas de iniciado el fuego controlado no se observó deformaciones apreciables en los muros, se encontraron pequeñas fisuras y manchas en los muros en las superficies expuestas, y en las superficies no expuestas se encontraron pocas fisuras y marcas debidas a la deshidratación, no hubo diferencias aparentes en ninguno de los muros ensayados. En la tabla 17 se pueden observar los valores medidos.

Tabla 17.

#### *Medidas de temperatura en el espesor de los muros*

Specimen	Temperature at points (°C)		
	C1	C2	C3
W15	644.0	217.2	106.3
W15V	578.0	254.4	113.9
W20	723.2	87.0	60.4
W20V	678.2	141.2	119.5
W25	764.1	105.5	43.4
W25V	694.7	119.5	104.6

Nota. Adaptado de: 4.3.5 Effect of Wall Thickness on Thermal Behaviors of RC Walls Under Fire Conditions

Como se observó La distribución de la temperatura a lo largo del espesor de los muros de las muestras no precalentadas, la temperatura medida a 30 mm en la cara expuesta al fuego es mayor en los especímenes sin precalentar. Sin embargo, la temperatura en la cara del muro que no está expuesta al fuego, la temperatura de las muestras no precalentados es menor que la de los especímenes precalentados.

Se realiza modelamiento de elementos finitos 3D utilizando ABAQUS 6.10-3. Los modelos de elementos finitos se desarrollan para simular pruebas de fuego y los resultados del modelo se comparan con los resultados experimentales, donde se observó que el modelado fue de acuerdo a

lo que sucedió en el experimento, pero aún se pueden refinar estos modelos obteniendo una información del asilamiento (humedad del muro) (figura 42).

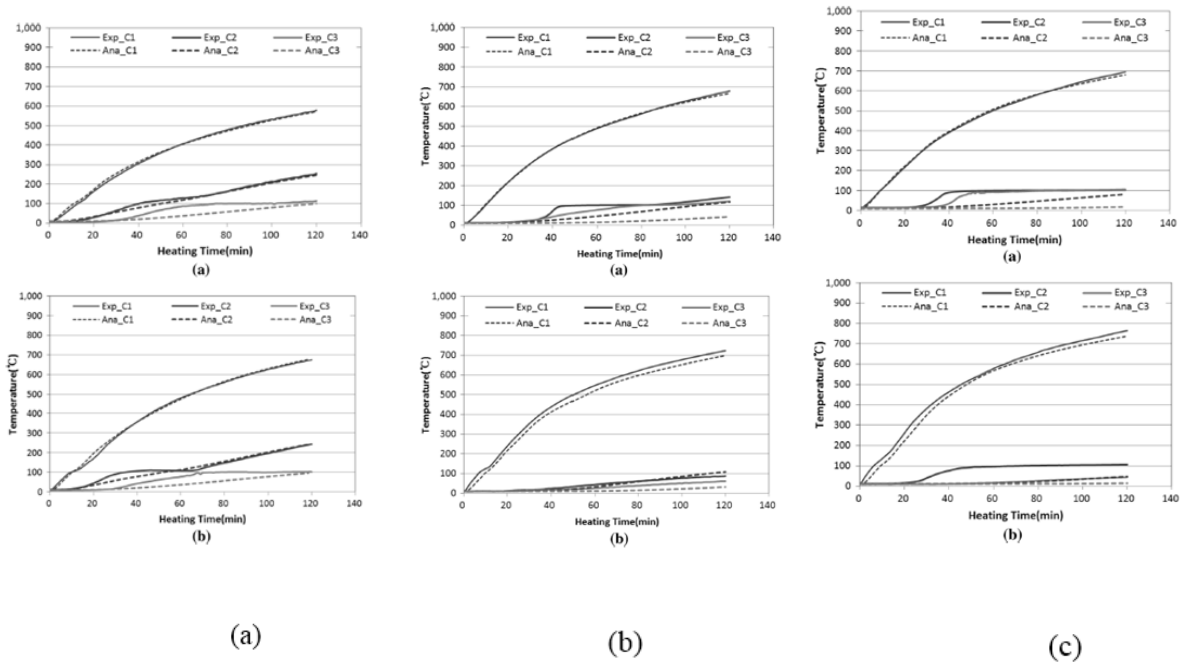


Figura 42 Comparación graficas Tiempo-Temperatura de los muros analíticamente y experimentalmente W15 y W15v (a) W20 y W20v (b) W25 y W25v (c)

Nota. Adaptado de: 4.3.5 Effect of Wall Thickness on Thermal Behaviors of RC Walls Under Fire Conditions

Los resultados analíticos muestran que la distribución de la temperatura cambia cuando el modelo de pared incluye la zona de humedad, de modo que la temperatura más alta se observa desde la parte frontal de la zona de humedad en comparación con el modelo sin zona de obstrucción de la humedad. Además, a medida que aumenta el contenido de humedad, la diferencia de temperatura entre la parte delantera y trasera de la zona de humedad aumenta.

## 5. Sistema Tipo Túnel Colombia

Colombia es un país que cuenta con zonas de amenaza sísmica altas ya que se encuentra situada cerca de fallas importantes y estamos sobre placas tectónicas en continuo movimiento, para protección de los habitantes es necesario que las viviendas tengan un alto grado de seguridad ante las afectaciones de los sismos. El sistema tipo túnel se considera como una solución por su comportamiento ante eventos sísmicos (elevada rigidez) demostrado en países como Chile, Nueva Zelanda, entre otros (Briceño & Carreras , 2013).

El sistema tipo túnel en Colombia desde sus inicios ha tenido una gran acogida por sus beneficios en comparación a los otros sistemas estructurales, esto se ve reflejado en que es un sistema de bastante uso al revisar la demanda de este durante el periodo del 2008 al 2012 se observa que el sistema tradicional se convierte en el más usado para la construcción mientras que sistemas como los industrializados se mantienen constante su uso y otros sistemas tienden a disminuir su uso (Camacol, 2012) (figura 43).

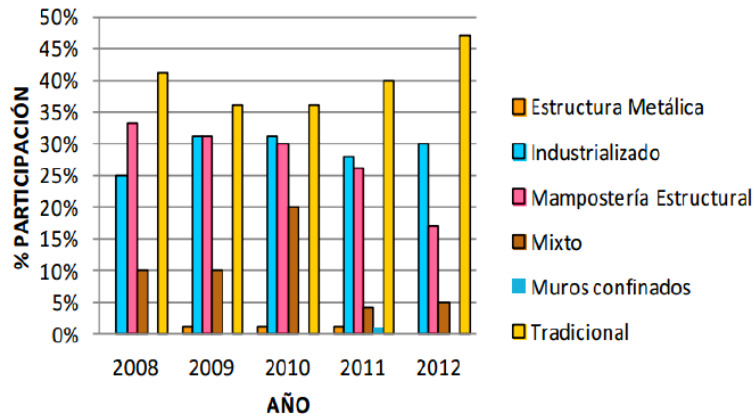


Figura 43 Tendencia de sistemas constructivos

Nota. Adaptado de: Informe Económico N°44. Evolución de las normas técnicas y la inclusión de nuevos sistemas constructivos

Donde esta tendencia de uso la cual sigue manteniéndose y aumentando como lo demuestra el último censo de edificaciones a nivel nacional donde se demuestra que la mayoría de unidades de edificaciones usadas para vivienda han sido los sistemas industrializados (figura 44).

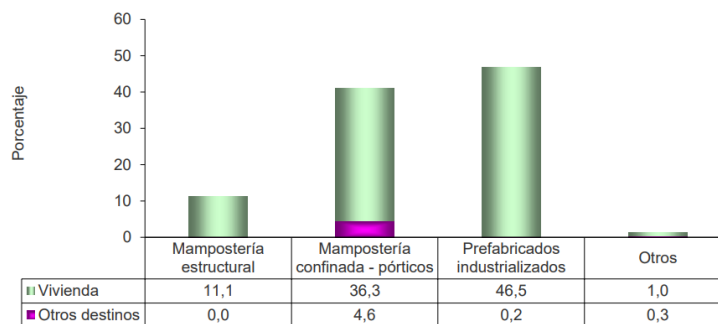


Figura 44 Distribución de unidades iniciadas, por sistema constructivo

Nota. Adaptado de: Boletín técnico censo edificaciones .

Como se expone en el censo, de las 43900 unidades de vivienda nuevas presentadas en el segundo periodo del 2017 el 46.5% fueron en sistemas constructivos prefabricados industrializados, y construcciones para otros usos de las 2354 nuevas edificaciones solo el 4.6% usaron mampostería y pórticos (DANE, 14 DE AGOSTO 2017), dando una tendencia de crecimiento de estos sistemas.

En tanto al proceso constructivo Colombia tiene acceso a las últimas tecnologías a nivel mundial de formaleta equipos y herramientas pudiendo mantenerse a la vanguardia de los procesos, aunque muchos no se usan en Colombia por su elevado costo y se prefiera usar las metodologías convencionales ya que aún siguen vigentes. La mano de obra también puede ser especializada en los diferentes procesos y las grandes concreteras tiene la capacidad de despachar el material necesario para su fácil proceso constructivo.

En países desarrollados de la unión europea estos sistemas son poco utilizados ya que se observó que un fallo estructural la probabilidad de colapso de la estructura es alta, además de contar con problemas de humedad, térmicos, diseño arquitectónico entre otros con lo cual se centraron al desarrollo de nuevos métodos y nuevas tecnologías que los llevo a los sistemas abiertos (componentes realizados en distintas fábricas y que se montan en obra, con uniones cada vez más universales y sencillas) que los sistemas cerrados (Dentro de este método se han desarrollado extensamente los sistemas de grandes paneles prefabricados de hormigón, los edificios realizados con encofrado túnel y los módulos tridimensionales pesados y ligeros), pero estos sistemas llegaron a los países que no cuentan con un código técnico ni con normativa exigente a los requerimientos básicos de habitabilidad y seguridad, solo a las exigencias sismo resistentes (Vargas Garzón, 2007)

El diseño de estos sistemas está regido bajo la NSR-10, la cual está basada en ACI (American Concrete Institute, 2005), y aunque esta normativa es de un país desarrollado aún tiene numerales en investigación para que los modelamientos matemáticos predigan de manera más exacta el comportamiento de los materiales y de las estructuras frente a eventos sísmicos. Es decir, aunque la normativa fue modificada para las condiciones de nuestro país, aún algunos de los numerales no reflejan un diseño óptimo de estos tipos de sistemas como se mostró en los resultados de laboratorio observados en este escrito. Se hace necesario un estudio del comportamiento de los muros, un análisis de los parámetros de diseño y las limitaciones necesarias para este tipo de sistema.

## **6. Normativa Colombiana**

Como se explica y se refleja en varios de los artículos donde se realizaron estudios para el desarrollo y mejoramiento de los códigos de diseño para que las estructuras presenten un mejor comportamiento y optimización en el funcionamiento de estas, hay varios puntos aun a tener cuidado en el diseño de estas estructuras.

Un ejemplo claro reciente, fue lo ocurrido en Chile en el año 2009 recién habían actualizado la normativa y con los hechos transcurridos a inicios del 2010 surgió la necesidad de una revisión y ajuste de varios parámetros de diseño para que se ajustaran a la zona donde se encuentran y la forma de construir en Chile.

La normativa colombiana no es ajena a estas pautas inadecuadas para su análisis, donde se hace necesario incluir restricciones y obligaciones en el proceso de diseño y los procesos constructivos. Algunos puntos a reforzar dentro del código colombiano vienen siendo:

Debido a su baja cuantía de acero (mallas electro soldadas) la junta entre los elementos (losa-muro) falla al someterse a sollicitaciones cíclicas en el rango inelástico, esto se podría mejorar con el aumento de la cuantía de acero en la conexión de los nodos.

La norma define un espesor mínimo para los muros C.14.3.1 (solo para el caso en el que se apliquen el método empírico de diseño, de lo contrario no se ha establecido un espesor mínimo), se es necesario que tenga severidad o se especifique un rango de espesores para los muros dependiendo del uso que tendrán.

Aumentar las zonas de confinamiento en los muros para evitar el pandeo en muros y distribución de esfuerzos

Se debe incluir para los muros que requieran elementos de borde un espesor mínimo para los estos en función de las dimensiones del muro o del acero necesario (las edificaciones con elementos de borde a partir de los 300 mm de espesor tuvieron un buen comportamiento).

Es necesario implementar el uso de los elementos de borde ya que en las zonas confinadas se crean núcleos de hormigón, cuando el refuerzo transversal empieza a generar presiones reduciendo la expansión del concreto confinado mejorando su capacidad de carga y deformación, además de dar apoyo lateral a las barras de refuerzo longitudinal, disminuyendo así su longitud de pandeo, lo cual mejora de buena manera la estabilidad lateral de estas (HERRERA ROJAS, 2013).

Es necesario igualar la colocación de muros en ambos sentidos del edificio para distribuir los esfuerzos producidos en los muros, si se aumentan los elementos de la estructura, mayor será el

número de elementos que debe fallar antes presentarse el colapso, además se sugiere que sea una distribución simétrica para evitar efectos de torsión.

## 7. Conclusiones

Las campañas experimentales se centran en falencias de diseño y de normativas, los principales temas de estudio se centraron en la forma de modelamiento, junta entre los muros y la placa de concreto, las bajas cuantías de acero, la falta de zonas de confinamiento adecuadas, uso de elementos de borde y bajos espesores de los muros. Aún es un sistema en investigación ya que aún no se ha establecido un modelamiento matemático que describa adecuadamente su comportamiento quedando aun umbrales sin definir (efecto de pandeo, cuantías y espesores mínimos, ductilidad, flexibilidad de la estructura, zonas de confinamiento, entre otros).

Algunas campañas experimentales se están centrando en el mejoramiento del funcionamiento como los materiales a usar y configuración de muros, lo cual lo hará un sistema más atractivo por romper las complicaciones actuales (luces libres, rigidez arquitectónica).

En Colombia es un sistema que, como se muestra en las estadísticas, se posiciona como uno de los más usados, además de la demanda de vivienda del país, las edificaciones tipo túnel están siendo muy usadas en la construcción de viviendas de interés social (VIS) lo que aumentará el desarrollo del país, aunque Colombia tenga acceso al progreso de este sistema aun es una inversión alta que pocos realizan en el país, por lo cual se deberá construir como viene siendo tradicionalmente.

Se es necesario tomar medidas con la normativa colombiana frente al diseño y construcción de estas edificaciones, tal como sucedió en Chile hace un par de años, donde se pudieron observar que sus diseños recientes no tuvieron un buen comportamiento por faltas de restricciones en la normativa, lo cual hizo que se realizara una revisión de estos. La normativa colombiana al igual que la chilena está basada en la ACI, aunque es una de las normativas internacionales de mayor referencia, está hecha según el comportamiento de los sistemas y elementos bajo los efectos locales (amenaza sísmica, presión viento, entre otros) es decir se hace necesario calibrar los factores de diseño de acuerdo a las condiciones del entorno de Colombia para evitar fallas importantes ante eventos naturales.

### Referencias Bibliográficas

- A. Tavafoghi, & S. Eshghi. (2012). Seismic Behaviour of Tunnel Form Building Structures: An Experimental Study. *Int. Inst. of Earthquake Engineering and Seismology*.
- American Concrete Institute. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI318S-05*.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Norma Colombiana de diseño sísmo resistente*. Bogotá: 3R EDITORES.
- B. Stojadinovic, J.C. de la Llera, A. Marihuén, & M.A. Hube. (2014). Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 377-388.
- Bautista, L., Sanchez, A., Ruiz, D., & Diaz, J. (2004). Caracterización de mezclas de concreto utilizadas en sistemas industrializados de construcción de edificaciones. *Universidad de los andes*, 60-73.
- Blachère, G. (1977). *Tecnologías de la construcción industrializada*. Barcelona: Gustavo Gil.
- Briceño, A., & Carreras, N. (2013). Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011". Caracas, Venezuela.
- C. Alarcon, M.A. Hube, & J.C. de la Llera. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 13-23.
- Camacol. (2012). *Informe Económico N°44. Evolución de las normas técnicas y la inclusión de nuevos sistemas constructivos*. Bogotá: Estudios Económicos Camacol.

- CAN, B., & Erol, K. (2003). Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures. *Computers and Structures* 81 (2003) 153–165, 153-165.
- Cardona A, O. D., & Yamín L, L. E. (2008). Gestión de Riesgos en Colombia. En *Zonas de riesgo ingeominas* (págs. 22-78). Bogota.
- CONSTRUDATA. (2010). *Informe especial: estructuras con muros de concreto*. Bogota.
- DANE. (14 De agosto 2017). *Boletín tecnico censo edificaciones* . Bogota.
- El-Azizy, O., T. Shedid, M., W. El-Dakhkhni, W., & G. Drysdale, R. (2015). Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations. *Engineering Structures*, 246-263.
- Fischinger, M., Kante, P., & Isakovic, T. (2015). Shake-Table Response of a Coupled RC Wall with Thin T-Shaped Piers. *Journal of Structural Engineering*.
- Herrera Rojas, P. S. (noviembre de 2013). Estudio analítico de elementos de borde de muro sometidos a distintas configuraciones de confinamiento y pre-tracción. Santiago de Chile, Chile: universidad de Chile.
- I. Christidis, K., & G. Trezos, K. (2016). Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls. *Engineering Structures*, 26-38.
- J. G. Sanjayan. (2000). Load capacity of slender reinforced concrete walls governed by flexural cracking strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 169-175.
- Kang, J., Yoon, H., Kim, W., Kodur, V., Shin, Y., & Kim, H. (2016). Effect of Wall Thickness on Thermal Behaviors of RC Walls Under Fire Conditions. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 19-31.
- E. Flores Corona, Sergio M. Alcocer Martínez de Castro, Julián Carrillo León, Alfredo Sánchez Alejandro, Roberto Uribe, & Angel Ponce. (2007). Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y baja cuantías de refuerzo, para uso en vivienda. *Sociedad mexicana de ingeniería sísmica*.

- Maya Ospina, C. E. (2017). *Incremento del espesor de los paneles prefabricados de concreto del sistema CRESI, con aditivos inclusores de aire y fibra de vidrio*. Medellin.
- Medina, C. (2014). *Slideshare*. Obtenido de Slideshare: <https://es.slideshare.net/cesarmedina372661/sistemas-estructurales-cesar-medina>
- NEHRP Consultants Joint Venture. (2014). *Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- Poveda, Á., & Acuña, R. (2010). Inspecciones del terremoto en Chile. *Analysis*.
- Rajesh M N, & S K Prasad. (2014). Seismic performance study on rc wall buildings from pushover analysis. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 165-171.
- Riva, P., & Franchi, A. (2001). Behavior of Reinforced Concrete Walls with Welded Wire Mesh Subjected to Cyclic Loading. *ACI STRUCTURAL JOURNAL* , 324-334.
- Rosso, A., P. Almeida, J., & Beyer, K. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. En *Bull Earthquake Eng* (págs. 455-484). CrossMark.
- S. A. Anuar, N. H. Hamid, M. H. Hashim, & S. M. D. Salleh . (2014). Comparison of Double Unit Tunnel Form Building before and after Repair and Retrofit under in-Plane Cyclic Loading . *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil, Architectural, Structural and Construction Engineering Vol:8 No:12, 2014* , 1167-1170.
- SENA. (2010). *sistemas industrializados*. Obtenido de [https://es.slideshare.net/pgoxemvd/exposicion-sena-outinord?next\\_slideshow=1](https://es.slideshare.net/pgoxemvd/exposicion-sena-outinord?next_slideshow=1)
- Vargas Garzón, B. (2007). Industrialización de la construcción para la vivienda social. *Revista nodo N° 3*, 25-44.
- Yuksel, S. B., & Erol , K. (2006). Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading. *Structural Engineering and Mechanics, Vol. 27, No. 1 (2007)* .