

# ENSAYOS DINÁMICOS DE RESISTENCIA EN PANELES DEL SISTEMA ROYALCO (64 mm) PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS EN VIVIENDA

Daniel Ruiz\*, Luis Yamín\*\*, Camilo Phillips\*\*\*, Juan Carlos Reyes\*\*\*\*

## 1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El sistema estructural de muros de la empresa ROYALCO (Royal de Colombia) está conformado por paneles de 64 mm de espesor los cuales se rellenan normalmente con concreto o mortero. Los módulos de 64 mm son de un piso de altura ( 2.0 m ) y se ensamblan lateralmente hasta alcanzar la longitud deseada de muro. Los paneles se rellenan normalmente con concreto o mortero y gracias a las perforaciones internas existentes, dicho material de relleno fluye lateralmente para rellena en su totalidad el panel correspondiente. El sistema es susceptible de reforzarse internamente tanto horizontalmente como verticalmente. Considerando que el espesor del PVC que funciona como formaleta que es de aproximadamente 1.8 a 2.0 mm, los espesores efectivos de los muros de concreto serían de aproximadamente de 60 mm para el caso del panel de 64 mm. Con el fin de conocer en detalle el comportamiento estructural de los muros del sistema, ROYALCO solicitó al CIMOC de la Universidad de los Andes la realización de una serie de ensayos sobre muros en voladizo.

## 2. OBJETIVOS

El objetivo de los trabajos consistió en adelantar ensayos experimentales sobre elementos de muros estructurales de 64 mm de espesor con el fin de determinar su comportamiento ante eventuales cargas sísmicas. En particular con los ensayos realizados se pretende determinar los mecanismos dominantes de falla ante cargas horizontales cíclicas, la capacidad máxima ante cargas horizontales, los niveles de daño ante deflexiones horizontales, la degradación de la rigidez, la capacidad de amortiguamiento y la capacidad de disipación de energía del sistema.

## 3. ENSAYOS REALIZADOS

En total se realizaron 6 ensayos sobre elementos de muros con dos tipos de configuraciones de relleno y refuerzo interno. En las Tablas 3.1 y 3.2 y en las Figuras 3.1 y 3.2 se resumen las características de cada uno de los muros ensayados. Existen dos tipos fundamentales de muros: el primero corresponde a muros com-

\* Ingeniero Investigador, Profesor Catedrático, Coordinador de Proyectos Especiales del Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes

\*\* Profesor Asociado, Director del Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes

\*\*\* Profesor Catedrático, Asistente Graduado de Investigación del Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes.

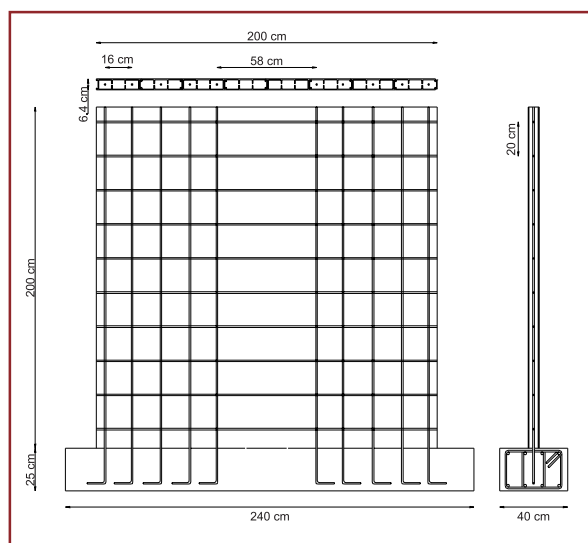
\*\*\*\* Profesor Instructor, Ingeniero Investigador del Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) de la Universidad de los Andes.

pletamente rellenos y cuyas características se presentan en la Tabla 3.1 y en la Figura 3.1 y el segundo tipo de muro se denomina parcialmente rellenos de concreto ya que en la zona central se colocó un mortero de muy baja resistencia de tal manera que en el perímetro se configuró un pórtico de concreto compuesto por dos columnetas y una vigueta. Las características de los muros parcialmente rellenos se

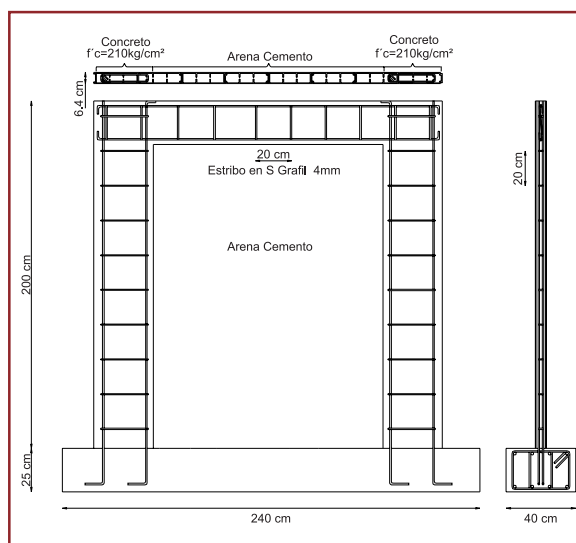
presenta en la Tabla 3.2 y en la Figura 3.2. El concreto utilizado fue de 3000 psi (210 kg/cm<sup>2</sup>) con agregado fino tanto para los muros totalmente rellenos como para los muros parcialmente rellenos. El material que se utilizó de relleno fue una mezcla de arena y cemento de muy baja resistencia. El acero en todos los casos fue de grado 60000 (fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>).

**Tabla 3.1.** Características del primer tipo de muros ensayados (muros completamente rellenos de concreto)

MURO NO.	DIMENSIONES			REFUERZO VERTICAL	REFUERZO HORIZONTAL	TIPO DE RELLENO
	LARGO (m)	ALTO (m)	ANCHO (cm)			
1, 2 y 3	2.0	2.0	6.4	1 No 3 cada 16 cm ancladas a la simentación en el tramo Central no se colocaron varillas	1 No 3 cada 20 cm de arriba a abajo del muro	Concreto



**Figura 3.1.** Esquema de los muros completamente rellenos de concreto



**Figura 3.2.** Esquema de los muros parcialmente rellenos de concreto

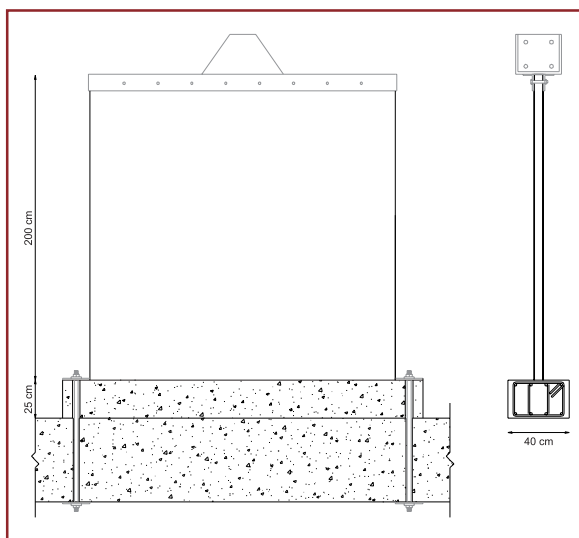
**Tabla 3.2.** Características de los muros parcialmente rellenos de concreto

Muro No.	DIMENSIONES			ALTURA COLUMNETAS (cm)	REFUERZO PRINCIPAL COLUMNETAS	REFUERZO A CORTANTE COLUMNETAS	ALTURA DE VIGUETAS (cm)	REFUERZO PRINCIPAL VIGUETAS	REFUERZO A CORTANTE VIGUETAS
	Largo (m)	ALTO (m)	ANCHO (cm)						
4, 5 y 6	2.0	2.0	6.4	30	4 No 3	1 No 2 cada 21 cm	25	1 No 3 arriba y abajo	Grafil 4 mm en forma de S cada 21 cm

#### 4. MONTAJE DE ENSAYOS

Todos los muros se construyeron sobre vigas de cimentación independientes con el fin de minimizar el tiempo requerido para el fraguado y agilizar así la duración del proyecto. Las vigas de cimentación fueron diseñadas con dos criterios principales. En primera instancia se diseñaron para resistir los esfuerzos máximos inducidos por los muros de manera que estas no afectaran los posibles mecanismos de falla de los elementos y en segundo lugar se diseñaron para proporcionar un adecuado anclaje al refuerzo vertical del muro. Las vigas de cimentación se sujetaron firmemente a la viga de marco de pruebas mediante cuatro pernos de 1" de diámetro los cuales pasaban a través de una serie de tubos de PVC que quedaron embebidos en la viga de cimentación de cada uno de los muros. Debe anotarse que los refuerzos verticales de los muros fueron embebidos dentro de las vigas de cimentación de tal manera que se garantizaba la longitud de desarrollo del acero de refuerzo vertical.

En la Figura 4.1 se presenta un esquema típico del sistema de vigas de cimentación descrito, el refuerzo utilizado y el sistema de anclaje a la viga del marco de pruebas así como el sistema de transmisión de carga del gato hidráulico al muro.

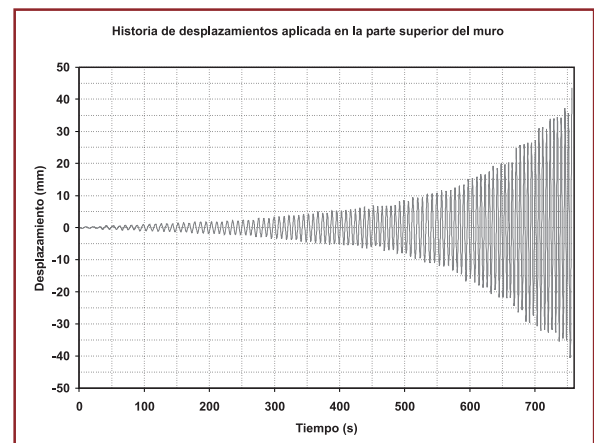


**Figura 4.1.** Esquema del montaje de los muros

Cada uno de los muros se instrumentó con un LVDT (transductor de desplazamiento) ubicada a dos cm del extremo superior del muro a través del cual se controló el desplazamiento del muro (deriva). Adicionalmente se contaba con la historia de cargas registrada por la celda ubicada en la cabeza del actuador dinámico.

El método de ensayo consistió en la aplicación de una historia de desplazamientos en la parte superior del muro. Los desplazamientos se aplicaron mediante señales sinusoidales incrementales a una frecuencia constante de 0.14 Hz. El primer ciclo se hizo con una amplitud de 0.2 mm (0.01 % de la altura de muro) y el desplazamiento se fue incrementando hasta llegar a una amplitud de 40 mm (2% de deriva) o hasta la falla del muro. En la Figura 4.2 se presenta la historia de desplazamientos aplicada en la parte superior del muro.

Con el fin de verificar la resistencia a la compresión del concreto utilizado se realizaron ensayos de compresión de probetas de concreto las cuales fueron extraídas de cada uno de los muros. Simultáneamente se ensayaron a compresión tres probetas extraídas de la zona central de los muros totalmente rellenos con las cuales se buscó establecer el aporte que tiene el PVC en la resistencia a compresión de los paneles del sistema ROYALCO. Estas probetas tenían un espesor igual al espesor del muro (64mm) y estaban compuestas por un módulo completo de PVC-concreto.



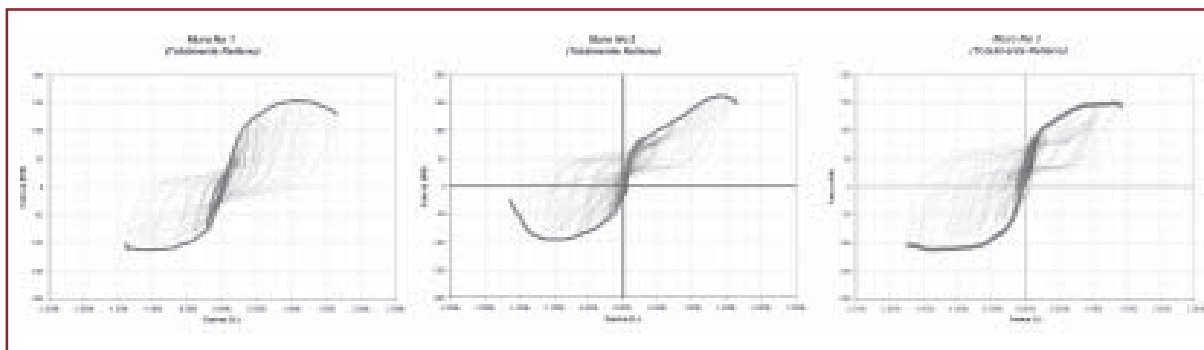
**Figura 4.2.** Historia de desplazamientos típica aplicada a los muros

## 5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

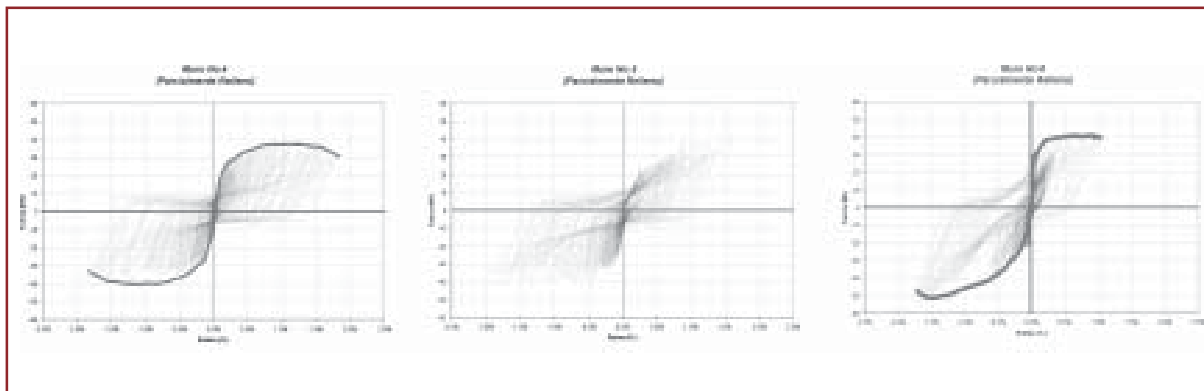
El resultado fundamental de cada uno de los ensayos consiste en las curvas histeréticas resultantes en las cuales se grafica la deformación en la parte superior del muro contra la carga correspondiente. Como se mencionó los ensayos realizados fueron todos con control de desplazamientos por lo cual las curvas resultantes son simétricas con respecto al desplazamiento pero no necesariamente ante la carga ya que el nivel de deterioro que se va alcanzando

en cada ciclo no necesariamente es simétrico en las dos direcciones de ensayo.

En las Figuras 5.1 y 5.2 se presentan las curvas de histéresis resultantes para cada uno de los ensayos realizados. Las tres primeras curvas de la Figura 5.1 corresponden a los tres primeros muros (totalmente rellenos), se han graficado en la misma escala para permitir la comparación relativa. Lo propio ocurre con la Figura 5.2 en donde se presentan los ciclos histeréticos para los muros parcialmente rellenos



**Figura 5.1.** Ciclos histeréticos de los muros totalmente rellenos



**Figura 5.2.** Ciclos histeréticos de los muros parcialmente rellenos

En general el mecanismo de falla dominante en los tres casos de muros totalmente rellenos de concreto fue el de fluencia del acero a tensión debido a la flexión presente en el muro por la carga en el plano.

En este mecanismo de falla se concentra la grieta de flexión en una sola grieta en la superficie

de contacto con la viga de cimentación. Este tipo de falla permite establecer que el PVC genera un importante confinamiento en el concreto a la vez que le proporciona capacidad de resistencia a la tensión mejorando con esto la capacidad para resistir fuerzas cortantes en el concreto, disminuyendo el nivel de agrietamiento del mismo.

Los tres especímenes parcialmente rellenos presentan un modo de falla dominante por flexión en los elementos de concreto, conformando dos rótulas plásticas en las zonas de conexión con la viga de cimentación en donde el concreto de los nudos se vio afectado por plastificación. Estos especímenes presentan resistencias mucho más bajas que los anteriores pero ciclos de histéresis un poco más estables. En ninguno de los casos se reporta falla por cortante del elemento o de las zonas de relleno lo cual implica que la resistencia a cortante de los muros es superior a las fuerzas horizontales aplicadas dividida por el área efectiva en cada caso.

## 6. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

### 6.1 Capacidad Máxima ante Cargas Horizontales

Con base en los ciclos histeréticos presentados, se obtienen envolventes de capacidad de carga tanto para los ciclos positivos como para los negativos. Estas envolventes corresponden a una aproximación al comportamiento esperado ante una carga monotónica creciente (conocido comúnmente como ensayo de “Pushover”) y que se presentan en las Figuras 5.1 y 5.2. A partir de cada una de estas envolventes se puede determinar la capacidad máxima de cada uno de los muros. También se puede estimar el valor de carga para el cual se inicia la fluencia del sistema, dados los mecanismos de falla obtenidos descritos anteriormente.

Los valores de capacidad máxima de carga y carga de fluencia se pueden estimar de manera analítica mediante las fórmulas tradicionales desarrolladas para el concreto reforzado (referencia [1]). En el presente caso se han calculado dichos parámetros para efectos comparativos con los resultados experimentales.

La Tabla 6.1 resume los resultados obtenidos. Se indican las capacidades máximas y las cargas de fluencia experimentales y teóricas para

un muro en voladizo de 2 metros de altura sometido a una carga en la parte superior. Por otro lado se da un indicativo del esfuerzo cortante mínimo resistente, correspondiente al valor de esfuerzo cortante que se alcanzó en la falla de cada uno de los especímenes ensayados en el presente trabajo. Para el cálculo de la capacidad máxima analítica de los muros completamente rellenos de concreto se tuvo en cuenta que las varillas de la base presentaban simultáneamente un esfuerzo de tensión y un esfuerzo de cortante (diagrama de interacción de  $P_{axial}$  vs. Cortante). Por otro lado la capacidad analítica de los muros parcialmente rellenos fue calculada con base en un “PUSHOVER” en donde se supuso que el valor de sobrerresistencia del acero de refuerzo era de 1.3 (relación  $f_u/f_y$ ).

Se debe tener en cuenta que todas las fallas ocurrieron por flexión. De esta manera el esfuerzo cortante resistente del muro debe ser superior al valor de la máxima carga registrada dividida por el área efectiva en cada caso.

**Tabla 6.1.** Capacidades máximas y cargas de fluencia

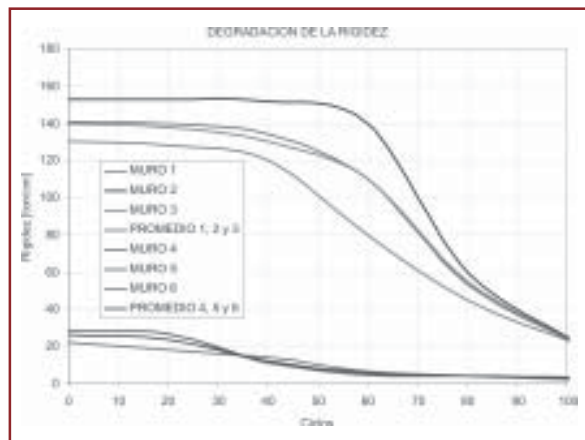
Muro No.	Capacidad Máxima (Ton)	Carga de Fluencia (Ton)	Capacidad Máxima Analítica (Ton)	Carga de Fluencia Analítica (Ton)	Esfuerzo Cortante Mínimo Resistente ( $kg/cm^2$ )
1	13.00	8.00	12.2	9.1	10.4
2	12.00	7.50	12.2	9.1	9.6
3	12.00	8.00	12.2	9.1	9.6
4	3.70	2.10	3.10	1.96	10.3
5	3.70	2.10	3.10	1.96	10.3
6	4.50	2.20	3.10	1.96	12.5

### 6.2 Degradación de la rigidez con la deformación

Para cada nivel de deformación alcanzado por ciclo se puede estimar la rigidez equivalente lo cual es un indicativo del nivel de deterioro del muro. La rigidez máxima correspondería a la rigidez elástica no fisurada, la cual puede ser calculada analíticamente.

En la Figura 6.1 se presenta la degradación de la rigidez para cada uno de los ciclos que componen el ensayo realizado sobre los especímenes. En la gráfica se observa como a medida que aumenta el número de ciclos (y por ende la deformación) se presenta una disminución en la rigidez, alcanzando para el ci-

clo final el 14% de la rigidez inicial para los muros totalmente rellenos y el 10% de la rigidez inicial para los muros parcialmente rellenos.



**Figura 6.1.** Degradación de la rigidez para cada uno de los muros ensayados

En la Tabla 6.2 se compara la rigidez elástica no fisurada experimental con la calculada analíticamente para cada uno de los especímenes ensayados. La rigidez analítica se ha calculado mediante un modelo en elementos finitos suponiendo un empotramiento perfecto en la base. Para los muros parcialmente rellenos (4, 5 y 6) se modeló tanto las columnetas y viguetas como el aporte del PVC a la rigidez usando las propiedades mecánicas del PVC establecidas en la referencia [7]. Las viguetas y columnetas fueron modelados como elementos tipo pórtico y el PVC fue modelado mediante el uso de elementos tipo SHELL. Toda la modelación analítica fue llevada a cabo en el programa SAP 2000. Se observa una diferencia entre las rigideces teóricas y las experimentales en el caso de los muros parcialmente rellenos debido principalmente a que el material de confinamiento (arena-cemento) aporta rigidez al sistema.

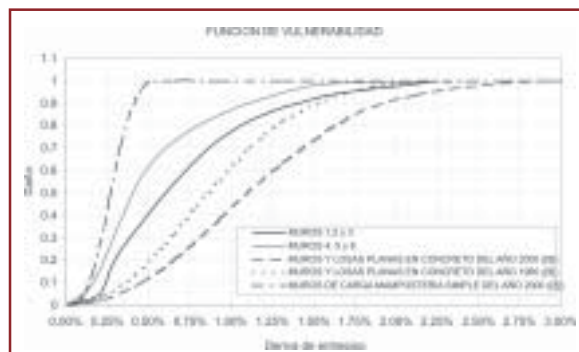
**Tabla 6.2.** Rigideces elásticas no fisuradas experimental y analítica

Muro No	Rigidez Elástica No Fisurada Experimental (Ton/cm)	Rigidez Elástica Analítica (Empotramiento Perfecto) *
1	130	141
2	153	141
3	140	141
4	28	13
5	28	13
6	22	13

Nota: (\*) Las rigideces elásticas analíticas fueron calculadas sin tener en cuenta los efectos de la fisuración.

### 6.3 Niveles de Daño

El nivel de daño alcanzado para cada nivel de deformación se puede evaluar de manera aproximada con base en el criterio de que el porcentaje de daño podría ser un indicativo del costo total de la reparación con respecto al costo total de la estructura. Esta evaluación se realizó de manera global para todos los ensayos realizados y se propone la curva de la Figura 6.2 en la cual se indica el nivel de daño aproximado en porcentaje con respecto a la deriva. La curva de daño presentada debe entenderse como indicativa y su utilización debe incluir criterio ingenieril dependiendo del uso que se le desee dar. En la misma curva se presentan las curvas de daño propuestas por la referencia [8] para muros de mampostería y para muros de concreto reforzado.



**Figura 6.2.** Nivel de daño propuesto en función de la deriva de entrepiso

### 6.4 Capacidad de Ductilidad

La ductilidad al desplazamiento se determina mediante la relación entre el desplazamiento horizontal máximo corregido alcanzado por el espécimen y el desplazamiento horizontal requerido para alcanzar la primera fluencia. El primer parámetro resulta relativamente fácil de identificar a partir de los resultados del ensayo. Cabe aclarar que en el presente caso se utilizó una deriva máxima del orden del 1% de la altura del piso para garantizar un nivel de



comportamiento adecuado para asegurar la protección de la vida de las personas que se encuentran en la edificación (correspondiente a lo que la literatura denomina *Life Safety* o nivel LS). Sin embargo el segundo parámetro resulta más difícil debido a que el espécimen como tal no se encuentra totalmente instrumentado y la determinación de la primera fluencia no es fácilmente detectable. Por lo tanto el punto de fluencia se determina en cada espécimen como el punto en el cual se presenta un quiebre claro en el comportamiento carga deflexión, tratando de asimilar el comportamiento del espécimen a un comportamiento bilineal. De acuerdo con este procedimiento se obtiene los resultados que se indican en la Tabla 6.3.

**Tabla 6.3.** Capacidad de ductilidad de especímenes ensayados

Muro No.	Capacidad de Ductilidad al Desplazamiento Máxima del Ensayo ( $\mu$ )	$\sqrt{2\mu-1}$
1	6.7	3.5
2	5.0	3.0
3	4.0	2.6
4	8.3	3.9
5	5.0	3.0
6	4.6	2.9

### 6.5 Capacidad de Amortiguamiento histerético

La capacidad de amortiguamiento histerético de los elementos puede medirse mediante ensayos dinámicos de carga horizontal. De acuerdo con la referencia [2] la mejor manera de determinar el nivel de amortiguamiento histerético es mediante la excitación del sistema con una señal sinusoidal a una frecuencia igual a la frecuencia de resonancia de la estructura y el registro de la curva fuerza-desplazamiento. De esta manera, el amortiguamiento puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$\xi = \frac{E_{HISTERETICA}}{(4\pi) * E_{ELASTICA}}$$

En donde

$E_{HISTERETICA}$  = Es el área encerrada por cada uno de los ciclos de histéresis.

$E_{ELASTICA}$  = Es la energía elástica total calcula-

da a partir de la deformación máxima del ciclo.

En el presente caso no se llevaron a cabo ensayos dinámicos sino ensayos cíclicos pseudo-dinámicos. En este caso la evaluación del amortiguamiento con las curvas histeréticas resultantes es una aproximación al valor real. En la tabla 6.4 se presentan los valores de amortiguamiento viscoso equivalente calculado para el ciclo cuya deformación máxima es igual a la deformación máxima corregida para cada uno de los seis especímenes ensayados. Este amortiguamiento no debe ser confundido con el 5% reportado en los espectros de diseño comúnmente utilizados.

**Tabla 6.4.** Amortiguamiento Viscoso equivalente para los especímenes ensayados

Muro No.	Amortiguamiento Viscoso equivalente (%)
1	12.0
2	13.0
3	11.0
4	13.0
5	12.2
6	12.2

### 6.6 Factor de Reducción de Respuesta “R”

De acuerdo con la referencia [3] el factor de reducción de respuesta R utilizado en los códigos para considerar el comportamiento inelástico de los pórticos se puede determinar mediante el producto de tres factores de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R = R_s \cdot R_\mu \cdot R_\xi$$

Donde :

$R_s$  : El factor de sobrerresistencia, dependiente del período estructural se calcula como la fuerza cortante basal máxima registrada en los ensayos dividido por la fuerza cortante basal de diseño para el nivel de resistencia.

$$R_s = \frac{V_o}{V_d}$$

$R_\mu$  : El factor de ductilidad,  $R_\mu$ , se calcula me-

diante las ecuaciones planteadas por Newmark & May (1982) que se presentan a continuación.

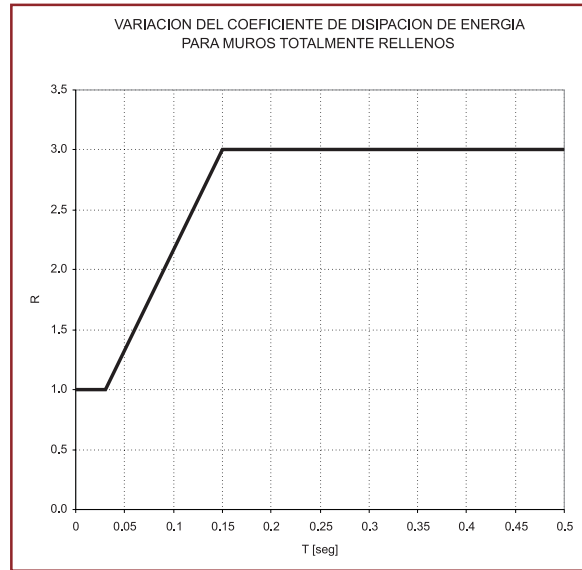
$$R_{\mu} = \begin{cases} \text{Para frecuencias superiores a 33 Hz.} & R_{\mu} = 1 \\ \text{Para frecuencias entre 2 Hz y 8 Hz} & R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \\ \text{Para frecuencias inferiores a 1 Hz.} & R_{\mu} = \mu \end{cases}$$

$R_{\xi}$ : Considerado normalmente igual a 1.0 para  $\xi=5\%$ .

Utilizando las recomendaciones del ATC 19 (referencia [3]) se procedió a determinar el valor máximo de R utilizando los resultados de los ensayos realizados y teniendo que los valores encontrados en este trabajo de investigación corresponden a los valores que se presentan en una estructura con periodos altos.

Dado que el factor R esta íntimamente relacionado con el periodo estructural, puesto que dependiendo de la flexibilidad de la estructura o sistema estructural analizado este llegará a trabajar en el rango inelástico y por lo tanto tendrá un valor de R superior a 1, el factor R recomendado para el diseño de obras civiles convencionales con los sistemas estructurales ROYALCO estudiados en la presente investigación debe estar en función del periodo estructural.

Con base en las anteriores recomendaciones y considerando las características del sistema y los tipos estructurales normalmente empleados con el sistema ROYALCO se recomienda utilizar los factores R que se indican en la Figura 6.4. En dicha figura se observa que para estructuras muy rígidas el valor de R es 1.0 el cual se va incrementando a medida que el periodo estructural crece hasta valores en el orden de 3.0. Lo anterior es válido siempre y cuando no se presente otro tipo de falla anticipada tales como falla a cortante, falla de anclajes, falla por adherencia o similares.



**Figura 6.4.** Coeficiente sísmico de reducción de la resistencia (R)

Nota: Estos valores de R solo pueden utilizarse cuando se garantice falla a flexión generalizada del sistema. En caso de anticiparse fallas de cortante, traslapes, anclajes, juntas o similares deberá utilizarse un factor R=1.0 en todos los casos.

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los ensayos y análisis realizados se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Todos los muros ensayados, considerando el tipo de refuerzo y las características dimensionales y de los materiales, fallaron por flexión con evidencias claras de fluencia y en algunos casos rotura del acero vertical en el plano de unión con la viga de cimentación.
- Considerando que ninguno de los muros presentó falla a cortante se puede concluir que la resistencia cortante promedio de los muros rellenos debe ser de al menos 9.6 kg/cm<sup>2</sup> sobre el área neta mientras que para muros rellenos con mortero sería de al menos 10.3 kg/cm<sup>2</sup>. Debe considerarse que todos los muros completamente rellenos que fueron ensayados tenía refuerzo horizontal.



- El PVC de los muros parece tener un efecto importante en el comportamiento del elemento estructural ya que le proporciona confinamiento al concreto y aparentemente mejora su resistencia a la tensión disminuyendo simultáneamente la tendencia al agrietamiento por tensión. Esto incide tanto en la resistencia a la tensión como en la resistencia al cortante (tracción diagonal) del elemento.
- La capacidad a flexión tanto a nivel de fluencia como de rotura se puede calcular de manera adecuada con las fórmulas tradicionales del concreto para el plano de contacto con la viga de cimentación considerando adicionalmente el diagrama de interacción de las varillas de anclaje las cuales se encuentran sometidas tanto a tensión como a cortante. En este plano el PVC no tiene ningún efecto dada su discontinuidad hacia la cimentación. Para calcular parámetros de resistencia a la flexión puede tenerse en cuenta el efecto del PVC.
- Los paneles presentan una alta rigidez ante cargas horizontales en el plano. Para efectos del análisis estructural, para la distribución de las cargas horizontales  $\delta < \delta < \delta < 8, = 4$  veces de daño muy concentrados en las zonas de unión con la cimentación. El resto del elemento se mantiene prácticamente sin daño. De esta manera la calificación global del daño depende del daño en esta zona. En general se obtiene un daño del orden del 50 % para una deriva del orden de 0.3 % a 0.6% y un daño cercano al 100% para derivas superiores al 1.3 %.
- Considerando el tipo de falla dominante a flexión en los especímenes ensayados se ob-

tienen capacidades de ductilidad al desplazamiento mínimas en el orden de 4.0. Estos valores se verían afectados de manera considerable si el mecanismo de falla cambia a cortante o a cualquier otro tipo de falla.

- Las capacidades de amortiguamiento histerético para el sistema se estiman en valores en el orden de 11 % para niveles de deformación cercanos al 1% de la deriva.
- El factor de reducción de respuesta para el sistema con las características ensayadas es variable dependiendo del período estructural resultante de la configuración final de la edificación. Este varía entre 1.0 para edificaciones de bajo período hasta valores en el orden de 3.0 para edificaciones de 0.15 segundos o más de período de vibración fundamental.

## 8. REFERENCIAS

1. Nilson. Diseño de Estructuras de Concreto reforzado, Duodécima edición, Mc Graw Hill, 1999.
2. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA. 1996
3. Structural Response Modification Factors. – ATC-19, Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA. 1995
4. Vivenda Tolteca – Panel 64 mm. Royal Building Systems de México. Departamento Técnico Ingeniería. 2001
5. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, FEMA 273/274, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA. 1997
6. PCA. Muros Sistema Royalco. Informe Final. 1998
7. ROYALCO S.A. Guía Técnica.
8. Universidad de los Andes, ERN Ingeieros Consultores. RS-COL. Sistema para la evaluación de pérdidas por terremoto en edificaciones para fines de seguros. 1999.