

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PLACAS DE CONCRETO REFORZADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS

Por: Angel San Bartolomé, Alejandro Muñoz, Mariela Villagarcía y Claudia Acuña
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

RESUMEN

En la actualidad se viene construyendo en el Perú numerosos edificios de mediana altura, estructurados con placas de concreto de 10 cm de espesor, reforzadas con una malla electrosoldada en el eje del muro y acero vertical convencional en los extremos del muro. Sin embargo, se desconoce el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, especialmente en el rango inelástico, por lo que fue necesario desarrollar el presente proyecto de investigación experimental, financiado por SENCICO, llegándose a la conclusión de que este tipo de sistema es de ductilidad limitada, debiéndose adoptar para el diseño estructural, un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 3$, asociado a una distorsión angular máxima de 0.005, aunque el comportamiento podría mejorarse mediante la introducción de ciertas variantes.

1. OBJETIVOS

En este proyecto se pretende estimar experimentalmente y de manera preliminar lo siguiente:

- El factor de reducción de las fuerzas sísmicas “R”. Este factor se requiere precisar para el análisis estructural de los edificios ya que la norma sísmica peruana NTE-030 (Ref.1) establece sólo un valor referencial para edificios de ductilidad limitada ($R = 4$).
- Los niveles de desplazamientos inelásticos que permitan asegurar un adecuado comportamiento del sistema, sin que se presenten fallas por trituración de los talones flexocomprimidos con el posible pandeo del refuerzo vertical, o la rotura de las mallas. La Norma E-030 (Ref.1) establece una distorsión angular genérica para edificios de concreto (0.007), que es necesario precisar para este tipo de estructuras.
- La efectividad de las mallas electrosoldadas ante las acciones de fuerza cortante sísmica, en comparación con el empleo de varillas convencionales que presentan escalón de fluencia.
- La efectividad en el empleo de una sola malla ubicada en el eje del muro con talones sin confinar, en comparación con el empleo de una doble malla (manteniendo constante la cuantía del refuerzo) y talones confinados por estribos.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES

Las tres placas tuvieron las mismas características geométricas (2.4 m de alto por 2.0 m de largo y 10 cm de espesor, Fig.1), la misma cuantía de refuerzo vertical (0.6%) y horizontal (0.3%), la misma calidad del concreto (resistencia nominal $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$) y la misma mano de obra.

Los parámetros que se variaron fueron: 1) la calidad del refuerzo (placa P1 con malla electrosoldada y placa P2 con refuerzo convencional); y, 2) la disposición del refuerzo (placa P1 con una malla y placa P3 con doble malla electrosoldada y confinamiento en los extremos). El refuerzo empleado en cada caso aparece en las figuras 2, 3 y 4.

Los muros fueron construidos sobre una viga de cimentación de concreto armado, que permite anclar al refuerzo vertical existente en los muros. Los 3 muros tienen una viga solera cuya función es transmitir la carga lateral y vertical hacia la placa.

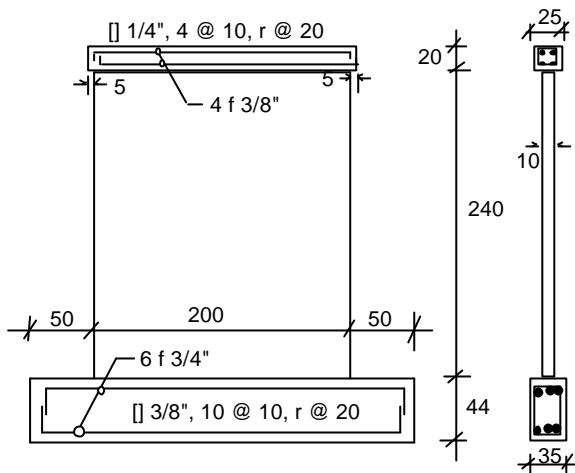


Fig.1. Características de las 3 placas (dimensiones en centímetros).

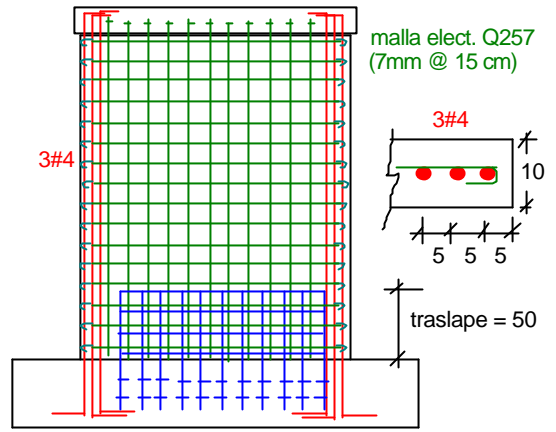


Fig.2. Placa P1 (tradicional), reforzada con una malla electrosoldada.

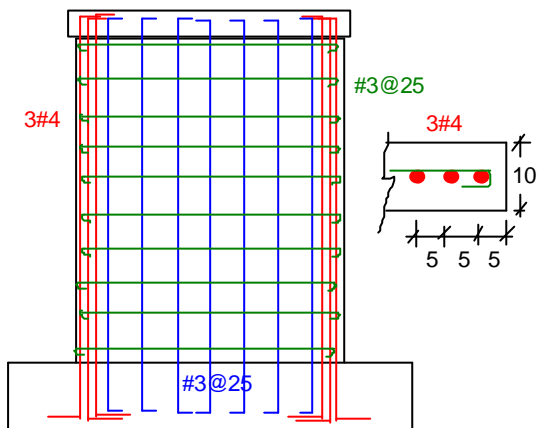


Fig.3. Placa P2, reforzada con varillas convencionales.

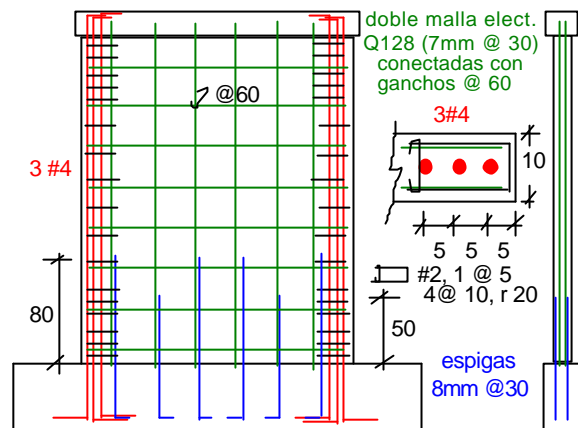


Fig.4. Placa P3, con doble malla electrosoldada y confinamiento en los extremos. Las espigas, de 8 mm de diámetro, son de acero convencional.

3. CONSTRUCCIÓN

3.1. Viga de Cimentación

Las tres vigas de cimentación se construyeron, dejando anclado el refuerzo vertical respectivo (Fotos 1 a 3). Para la placa P1 (Fig.2), se cortó el refuerzo horizontal de la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación, en las zonas que se interceptaba con los estribos de la viga. Tres horas después del vaciado, se procedió a rayar la superficie de la cimentación en la zona donde se ubica la placa, para posteriormente limpiarla de las partículas sueltas y del polvo.



Foto 1. Refuerzo en la placa P1



Foto 2
Refuerzo en la
placa P2



Foto 3. Refuerzo en la placa P3

3.2. Encofrado de las Placas

Se utilizó un encofrado metálico (Fotos 4 y 5, formaleta FORSA), proporcionado por UNICON, para lograr muros caravista. El encofrado constó de 3 tableros coplanares, conectados con pernos por cuyas ranuras se introducen unas chiletas metálicas para ajustar los tableros. Como elementos espaciadores entre los tableros, se utilizan unas láminas metálicas (“corbatas”), forradas con polipropileno de una longitud igual al espesor del muro. Estas láminas presentan unos orificios en sus extremos, por donde atraviesa el perno ranurado. En la placa P1 (Fig.2), dos refuerzos horizontales correspondientes a la franja de malla embutida en la cimentación, tuvieron que cortarse porque se interceptaban con las “corbatas” (Foto 4-izquierda); no se tuvo este problema con la malla superior ya que ésta se pudo desplazar ligeramente conservándose el acero continuo. Este problema no se presentó en las placas P2 y P3, debido a que en ellas se utilizó refuerzo vertical continuo (P2, Foto 4-derecha) o espigas verticales (P3).



Foto 4. Corte del
refuerzo horizontal
en la franja de malla
embutida en la
cimentación de P1
(izquierda) y
corbatas en la placa
P2 (derecha).



3.3. Componentes del Concreto y Vaciado de las Placas

Con la finalidad de emplear el mismo concreto que se utiliza en obras reales para este tipo de edificación, UNICON preparó en un mixer (Foto 5) el concreto rheoplástico, el cual contiene un aditivo superplastificante que le permite lograr un revenimiento de 8 pulgadas. Los elementos que componen al concreto (información proporcionada por UNICON) son:

- 1) Cemento Sol, Portland tipo I – ASTM C-150
- 2) Agregado grueso, ASTM C-33. Agregado fino, ASTM C-33. Ambos de la Cantera Jicamarca.
- 3) Aditivo Polyheed RI, tipos B y D, ASTM C-494. Master Builders Technologies (MBT)
- 4) Aditivo superplastificante Rheobuild 1000, tipos A y F, ASTM C-494. MBT

El concreto fue vaciado desde una altura de 2.4 m. Durante el vaciado, se vibró externamente golpeando las nervaduras del encofrado con martillos de goma. Luego de tres horas de haberse vaciado las placas, su superficie superior fue rayada a fin de mejorar la resistencia a fricción en la zona de encuentro con la viga solera. Las únicas diferencias con los sistemas reales son: 1) se utilizó piedra de $\frac{1}{2}$ " en vez de $\frac{3}{4}$ ", debido a que la placa P3 tenía congestión de refuerzo en sus extremos; y, 2) el vaciado se hizo con carretillas y lampas en vez de emplear bomba.



Foto 5. Mixer (izquierda) y prueba de slump (derecha).



3.4. Desencofrado, Segregación y Curado

El desencofrado de las placas se realizó 3 días después de haberlas vaciado. Al extraerse las corbatas, quedó embutida la envoltura de polipropileno, dejándose ver a trasluz una ranura (Foto 6-centro). Luego del desencofrado, se notó segregación en la base de las 3 placas (Foto 6-derecha). Este problema también puede ocurrir en obra y en esos casos se empasta la zona defectuosa (ver el acápite 3.5). El curado de los 3 muros se hizo envolviéndolos con sacos de yute y regándolos con agua durante 7 días, a razón de una vez al día.



Foto 6. Desencofrado, ranura dejada por la corbata y segregación en la base de P1.

La placa que tuvo mayores problemas de cangrejas y segregación fue la P3, esto se debió al escaso recubrimiento (1 cm) que tuvo la doble malla electrosoldada.

3.5. Defectos en Obra

Los problemas constructivos encontrados en los tres especímenes (acápites 3.4) suelen presentarse también en obras reales. Con fines de ilustración (Foto 7), se muestran algunos problemas encontrados en un edificio construido con placas similares a la P1. La diferencia de color que se aprecia en las juntas de construcción (lisas), corresponden al empaste realizado.

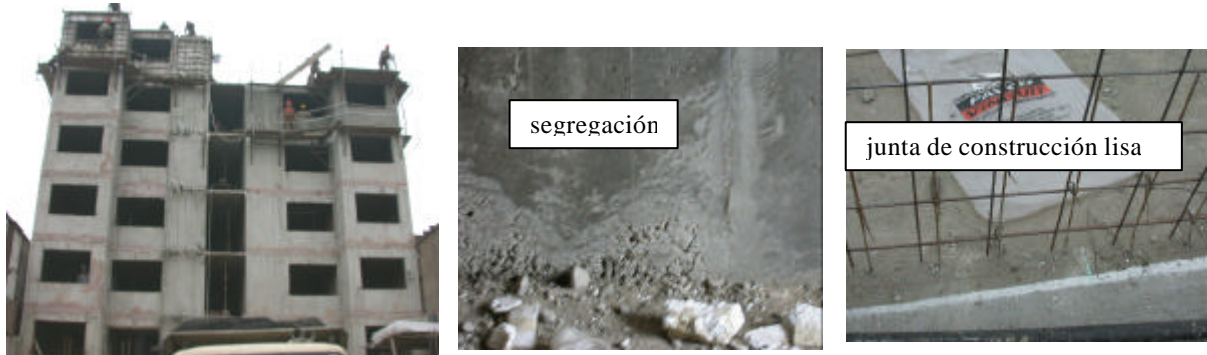


Foto 7. Defectos en una obra.

3.6. Resistencia a Compresión del Concreto de las Placas

Durante el vaciado de cada placa, se fabricaron 2 probetas estándar, las que fueron ensayadas a compresión al cumplir 28 días de edad. En la Tabla 1 se muestra los resultados, notándose que el concreto tuvo una resistencia 19% mayor que el valor especificado (175 kg/cm^2).

| Tabla 1. Resistencia a Compresión del Concreto de las Placas | | | |
|--|-----|-----|-----|
| Placa | P1 | P2 | P3 |
| $f'c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ | 198 | 219 | 208 |

4. TÉCNICA DE ENSAYO

Las tres placas fueron ensayadas a carga lateral cíclica (Fig.5 y Foto 8) con desplazamiento horizontal controlado, manteniendo constante la carga vertical. Estos muros estuvieron sujetos a un esfuerzo axial por cargas de gravedad, equivalente al actuante en un muro central de un edificio real de 4 pisos (del orden de 8 kg/cm^2 , 4.6% de $f'c$). De esta manera la carga vertical aplicada fue 16 ton. La instrumentación utilizada (LVDT y celdas de carga), aparece en la Fig.5.

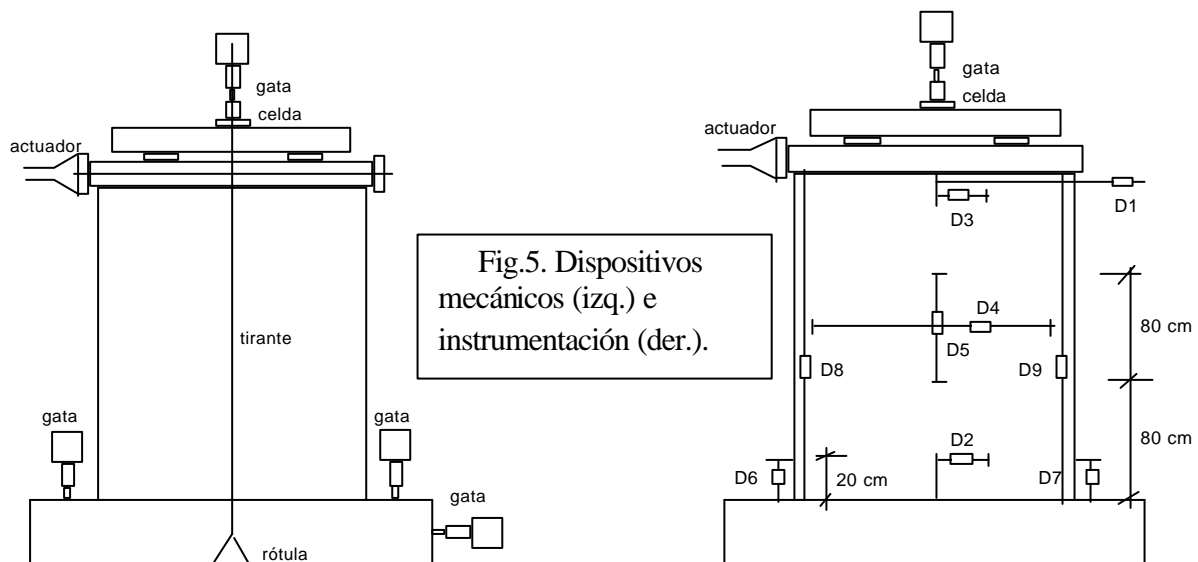


Fig.5. Dispositivos mecánicos (izq.) e instrumentación (der.).

En la Fig.5, D1 (LVDT de control) mide el desplazamiento lateral del muro. Para medir los posibles desplazamientos relativos entre la placa y la cimentación o la solera, se usaron los instrumentos D2 y D3, respectivamente. D4 mide el trabajo del refuerzo horizontal en controlar el grosor acumulado de las fisuras diagonales, D5 mide la deformación axial en el centro del muro. D6, D7, D8 y D9 miden la deformación axial y el trabajo del refuerzo vertical.

El ensayo se dividió en 2 etapas. En la primera etapa se aplicó la carga vertical a una velocidad de 2 ton/min, midiéndose sólo los desplazamientos verticales (D5 @ D9). Luego, en la segunda etapa, se realizó el ensayo de carga lateral cíclica manteniendo constante la carga axial (16 ton).

En la segunda etapa se aplicaron 10 fases de desplazamiento lateral (D1), controlado en las magnitudes indicadas en la Tabla 2. En cada fase se aplicó un número determinado de ciclos, a una velocidad de 1 ciclo en 4 minutos, hasta lograr estabilizar los lazos histeréticos. Asimismo, las fisuras que aparecieron en cada fase se pintaron de un color determinado.

| Fase | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|------------|------|-------|------|------|-------|--------|-------|--------|---------|-------|
| D1 (mm) | 0.25 | 1.00 | 2.50 | 5.00 | 7.50 | 10.00 | 12.50 | 15.00 | 17.50 | 20.00 |
| No. ciclos | 1 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 |
| Color | -- | Amar. | rojo | azul | Verde | naran. | lila | marrón | ve.obs. | rosa. |

Finalmente, sólo con fines de ilustración y de poder observar el tipo de falla predominante en la fase final (difícil de observar en un ensayo lento), se aplicó un desplazamiento armónico con una amplitud de 10 mm y una frecuencia de 2 Hz.



Foto 8. Vista global de los dispositivos (izquierda) y medición del grosor de fisuras (derecha).



5.- COMPORTAMIENTO CUALITATIVO DE LAS PLACAS

A continuación se describe cualitativamente el comportamiento que tuvieron las placas en cada fase del ensayo (Fotos 9 a 11). En las tres placas, no se presentaron fisuras (comportamiento elástico) durante la Fase 1, mientras que en la Fase 2 se presentó la primera fisura de tracción por flexión en la parte inferior y durante la Fase 3, se presentaron fisuras diagonales en la mitad inferior de cada muro. Luego de terminar el ensayo, se inspeccionó la base de la placa, para investigar el estado en que se encontraba el refuerzo (Fotos 12 a 14).

5.1. Placa P1

Fase 4. Se presentó la primera rotura diagonal importante, con un grosor de 0.3 mm. La fisura longitudinal en la base alcanzó una extensión de 73 cm.

Fase 5. Se presentó la rotura diagonal al jalar al muro.

Fase 6 Se presentaron roturas diagonales por encima de las formadas en las fases anteriores, con grosor de hasta 0.5 mm. La fisura longitudinal en la base alcanzó una extensión de 90 cm.

Fase 7. Las fisuras formadas en las fases anteriores continuaron progresando.

Fase 8 El grosor de la fisura diagonal fue 0.6 mm. Se inició el deslizamiento a través de la base, así como la trituración de los talones. Empezaron a escucharse chasquidos, causados por la rotura de la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación.

Fase 9. El grosor de la grieta diagonal disminuyó y el deslizamiento se hizo más notorio.

Fase 10. Las grietas diagonales se cerraron, concentrándose la falla en la base del muro. Los talones se trituraron completamente pandeándose el refuerzo vertical en ambos extremos.

La fase armónica mostró un claro balanceo y deslizamiento del muro, pandeándose aún más el refuerzo vertical en los extremos. La placa quedó en estado inestable ante acciones perpendiculares a su plano. Luego de descubrir la base de la placa, se encontró que el refuerzo vertical correspondiente a la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación, se había cortado en sus puntos de soldadura con la varilla horizontal de la propia malla. Esta falla por cizalle no se presentó en el refuerzo vertical extremo compuesto por varillas convencionales.

5.2. Placa P2

Fase 4. Se presentó la primera rotura diagonal importante, con un grosor de 0.35 mm. No se observaron fisuras longitudinales en la base.

Fase 5. Las fisuras anteriores continuaron progresando, alcanzando grosores de hasta 0.5 mm.

Fase 6 Se presentaron roturas diagonales por encima de las formadas en las fases anteriores, con grosores de hasta 0.8 mm. No se observaron fisuras longitudinales en la base.

Fase 7. Las fisuras diagonales alcanzaron grosores de hasta 1 mm. Se formó una fisura longitudinal a lo largo de toda la base.

Fase 8 El grosor de la fisura diagonal disminuyó a 0.8 mm. Se inició el deslizamiento a través de la base, así como la trituración de los talones.

Fase 9. El deslizamiento se hizo más notorio y empezó a desgranarse el concreto del talón.

Fase 10. Se formó una nueva grieta diagonal, por encima de las anteriores. A lo largo de toda la base, el concreto empezó a desgranarse.

La fase armónica mostró un claro balanceo y deslizamiento del muro, sin embargo, a diferencia de la placa P1, los talones no se trituraron completamente. La placa quedó en estado inestable ante acciones perpendiculares a su plano. Luego del ensayo se descubrió la base de la placa, encontrándose que el refuerzo vertical no mostró falla por cizalle y el pandeo del refuerzo extremo no fue tan significativo como el mostrado en la placa P1.

5.3. Placa P3

Debe indicarse que antes del ensayo la placa P3 mostró más problemas de segregación y cangrejeras en el talón derecho que en el izquierdo.

Fase 4. Se presentó la primera rotura diagonal importante, con un grosor de 0.4 mm. La fisura longitudinal en la base alcanzó una extensión de 54 cm.

Fase 5. Se presentó la rotura diagonal al jalar al muro. En la zona central de la base del muro, se formó una fisura longitudinal con una extensión de 62 cm. A 12 cm por debajo de la base de la solera, en la parte central del muro, se presentó una fisura horizontal con una extensión de 70 cm, y en la parte central se presentó otra fisura horizontal con una extensión de 82 cm; estas fisuras fueron muy finas y no progresaron en las siguientes fases.

Fase 6. Empezó a triturarse el talón derecho. El grosor máximo de la fisura diagonal fue 0.45 mm. La fisura longitudinal en la base alcanzó una extensión de 160 cm.

Fase 7. El talón derecho continuó triturándose. Las fisuras longitudinales formadas en la base se conectaron, iniciándose el deslizamiento del muro. El grosor de la grieta diagonal fue 0.6 mm.

Fase 8. Se formó una grieta diagonal. El concreto se trituró en gran parte de la base del muro.

Fase 9. El grosor de la grieta diagonal disminuyó a 0.5 mm y el deslizamiento se hizo más notorio, aunque en menor grado que el registrado en las placas P1 y P2. Se inició el pandeo del refuerzo vertical en el extremo derecho.

Fase 10. La falla se concentró en la base del muro, con una trituración total del concreto.

La fase armónica mostró un claro balanceo por flexión del muro con poco deslizamiento a través de su base. El concreto de la base continuó triturándose aún más. Luego del ensayo se descubrió la base de la placa, encontrándose que las espigas de acero convencional, embutidas en la cimentación, no mostraron fallas por cizalle, asimismo, el pandeo del refuerzo extremo no fue tan significativo como el mostrado en la placa P1.



Foto 9
Fase 10.
Placa P1.



Foto 10
Fase 10.
Placa P2.



Foto 11
Fase 10.
Placa P3.



Foto 12. Placa P1. Inspección post-ensayo. Pandeo del refuerzo vertical extremo y rotura de la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación.



Foto 13. Placa P2. Inspección post-ensayo. Pequeño pandeo en las barras extremas (izquierda) y comportamiento adecuado de las varillas centrales (derecha).



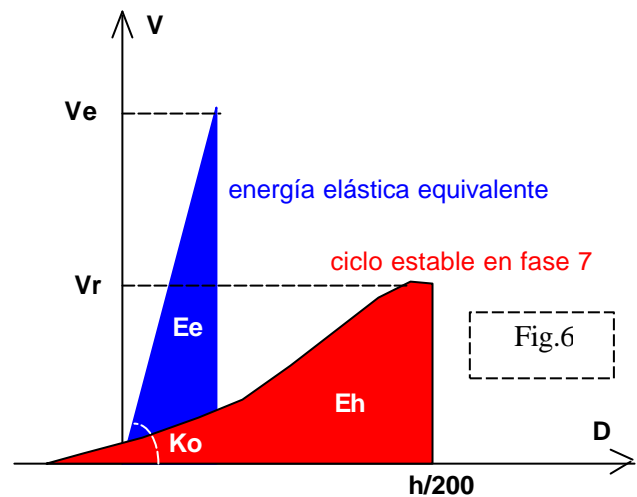
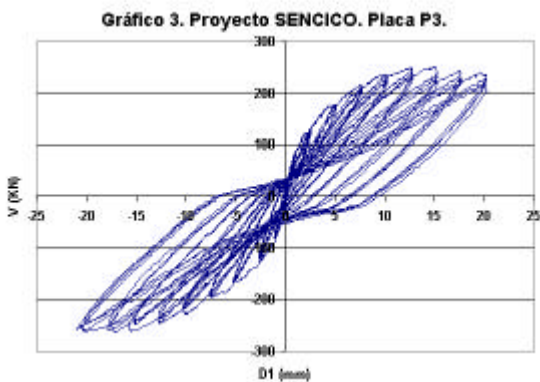
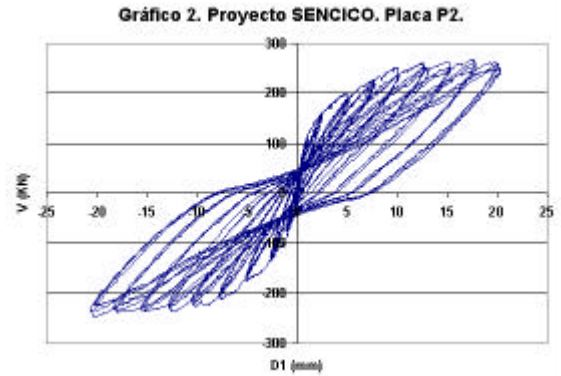
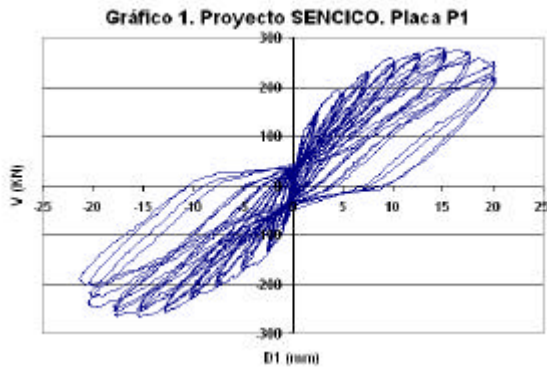
Foto 14. Placa P3. Inspección post-ensayo. Pequeño pandeo de las barras extremas (izq.) y comportamiento adecuado de las espigas de acero convencional (der.).



6. RESULTADOS NUMÉRICOS

Los valores que se reportan en las tablas 3 a 5, corresponden al ciclo estable en su rama más crítica (carga negativa para P1 y P2, y carga positiva para P3), por las siguientes razones:

- La cantidad de especímenes ensayados fue mínima (una placa por cada parámetro).
- La técnica de ensayo no refleja la acción del momento flector que podría producirse en una edificación de varios pisos, el que debe causar mayores problemas de flexocompresión en los extremos de las placas que los observados en el ensayo.
- Un sismo puede causar un mayor deterioro en las placas al aplicarle en forma rápida una mayor cantidad de ciclos que los dados lentamente en el ensayo.
- Las ramas positivas y negativas de las gráficas cortante-desplazamiento (Gráficos 1 a 3) no fueron simétricas, debido a los defectos constructivos que tuvieron los especímenes. Estos defectos también podrían presentarse en las edificaciones reales.



6.1. Determinación del Factor R

Para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas (R), se utilizó el criterio de igualdad de energías (Fig.6). Según este criterio, se iguala la capacidad de absorción de energía inelástica (Eh) a la energía que absorbería el sistema si se comportase elásticamente (Ee). Esto permite determinar la máxima carga elástica V_e en función de E_h y la rigidez inicial experimental K_o , la misma que dividida entre la resistencia del espécimen (V_r) proporciona R.

$$R = \frac{V_e}{V_r} = \frac{\sqrt{2 K_o E_h}}{V_r}$$

Este criterio permite contemplar no solo la degradación de resistencia que tiene el espécimen, sino también la degradación de rigidez lateral. Para determinar E_h , se fijó de manera conservadora (por las razones indicadas al inicio del acápite 6) un desplazamiento máximo de 12.5 mm (Fase 7), donde aún no se había iniciado la falla por deslizamiento, ni la trituración de los talones, ni la rotura de la malla electrosoldada en P1. Este desplazamiento está asociado a una distorsión de 0.005 (1/200), similar a la empleada en las construcciones de albañilería reforzada. La rigidez lateral inicial K_o , se obtuvo en la fase 1 (elástica) como la relación V/D .

6.2. Tabulación de Resultados

En las tablas 3 a 5 (ver la instrumentación en la Fig.5), se ha obviado al desplazamiento D3, porque no se presentó deslizamiento entre la solera y la placa, al desplazamiento D5 por carecer de importancia en el ensayo de carga lateral, y a los desplazamientos verticales D8 y D9, debido a que la falla se concentró en la base del muro (medidos por los LVDT D6 y D7).

| Tabla 3. Placa P1. Ciclo estable-Rama crítica: negativa. | | | | | | | |
|---|--------|---------|---------|---------|---------|---------|--|
| Fase | V (KN) | D1 (mm) | D2 (mm) | D4 (mm) | D6 (mm) | D7 (mm) | R (fase7) |
| 1 | 32.98 | 0.25 | -0.03 | -0.03 | -0.05 | 0.09 | Ko = 132 KN/mm Eh = 1682 KN-mm Ve = 666 KN Vr = 242 KN R = 2.75 |
| 2 | 81.06 | 1.01 | 0.03 | -0.01 | -0.13 | 0.28 | |
| 3 | 124.69 | 2.51 | 0.20 | 0.03 | -0.24 | 0.54 | |
| 4 | 161.72 | 5.09 | 0.29 | 0.53 | -0.44 | 0.92 | |
| 5 | 188.45 | 7.54 | 0.39 | 1.14 | -0.58 | 1.39 | |
| 6 | 223.88 | 10.01 | 0.62 | 1.75 | -0.76 | 1.95 | |
| 7 | 241.75 | 12.52 | 0.94 | 2.02 | -0.89 | 2.70 | |
| 8 | 245.27 | 15.04 | 1.60 | 2.28 | -0.94 | 3.68 | |
| 9 | 248.95 | 17.51 | 2.97 | 2.49 | -0.82 | 4.81 | |
| 10 | 186.66 | 21.23 | 6.74 | 2.26 | +1.18 | 7.19 | |

| Tabla 4. Placa P2. Ciclo estable-Rama crítica: negativa. | | | | | | | |
|---|--------|---------|---------|---------|---------|---------|--|
| Fase | V (KN) | D1 (mm) | D2 (mm) | D4 (mm) | D6 (mm) | D7 (mm) | R (fase7) |
| 1 | 33.51 | 0.26 | -0.01 | -0.03 | -0.06 | 0.04 | Ko = 127 KN/mm Eh = 1559 KN-mm Ve = 630 KN Vr = 224 KN R = 2.81 |
| 2 | 73.66 | 1.00 | 0.03 | -0.03 | -0.10 | 0.18 | |
| 3 | 122.47 | 2.55 | 0.17 | -0.02 | -0.25 | 0.36 | |
| 4 | 161.96 | 5.01 | 0.30 | 0.34 | -0.44 | 0.64 | |
| 5 | 199.51 | 7.56 | 0.50 | 0.69 | -0.63 | 1.19 | |
| 6 | 218.93 | 10.15 | 0.72 | 1.19 | -0.77 | 1.92 | |
| 7 | 224.08 | 12.51 | 1.29 | 1.23 | -0.80 | 2.76 | |
| 8 | 227.74 | 15.05 | 1.90 | 1.31 | -0.90 | 3.27 | |
| 9 | 220.21 | 17.49 | 2.62 | 1.27 | -0.94 | 3.86 | |
| 10 | 226.37 | 20.00 | 3.52 | 1.33 | -0.96 | 4.58 | |

| Tabla 5. Placa P3. Ciclo estable-Rama crítica: positiva. | | | | | | | |
|---|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---|
| Fase | V (KN) | D1 (mm) | D2 (mm) | D4 (mm) | D6 (mm) | D7 (mm) | R (fase7) |
| 1 | 24.19 | 0.26 | 0.02 | 0.04 | 0.02 | -0.05 | Ko = 93 KN/mm Eh = 1677 KN-mm Ve = 559 KN Vr = 234 KN R = 2.38 |
| 2 | 75.44 | 0.98 | 0.06 | 0.02 | 0.20 | -0.20 | |
| 3 | 127.32 | 2.54 | 0.16 | 0.13 | 0.40 | -0.42 | |
| 4 | 170.17 | 5.01 | 0.23 | 0.62 | 0.73 | -0.80 | |
| 5 | 206.13 | 7.51 | 0.21 | 0.98 | 1.25 | -1.19 | |
| 6 | 225.15 | 10.15 | 0.12 | 1.37 | 2.18 | -1.65 | |
| 7 | 234.30 | 12.47 | 0.04 | 1.59 | 3.13 | -2.14 | |
| 8 | 224.39 | 15.04 | 0.14 | 2.20 | 3.91 | -2.68 | |
| 9 | 222.88 | 17.50 | 0.18 | 2.48 | 4.80 | -3.13 | |
| 10 | 216.72 | 20.08 | 0.27 | 2.65 | 5.82 | -3.71 | |

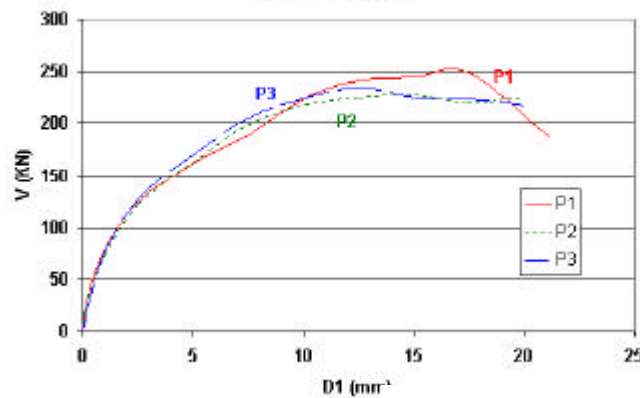
Observación

- La placa P3 presentó la menor rigidez lateral inicial K_o (28% menos que P1 y P2), debido a que en ella se presentó la mayor cantidad de defectos constructivos por el escaso recubrimiento que tuvo la doble malla. Esto produjo una reducción del factor R.

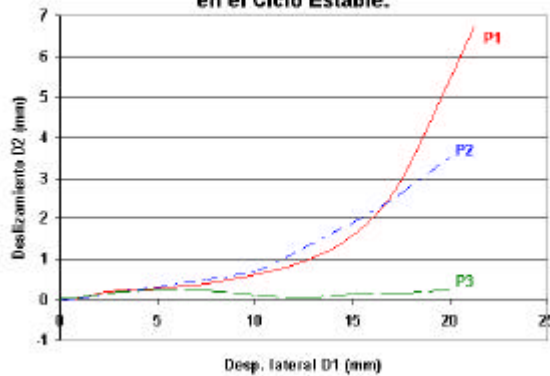
6.3. Envolventes de los Lazos Histeréticos Estables

En base a la información indicada en las tablas 3, 4 y 5, se ha dibujado los gráficos 4, 5 y 6, correspondientes a las envolventes de la fuerza cortante (V), el deslizamiento (D2) y el grosor de las grietas diagonales acumuladas en la zona central del muro (D4), respectivamente, en función de los desplazamientos laterales (D1), en la rama más crítica de los ciclos estables.

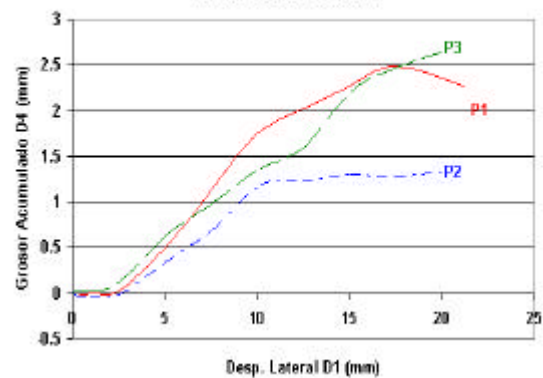
**Gráfico 4. Envolvente de los Ciclos Estables.
Rama Crítica.**



**Gráfico 5. Envolvente de Deslizamiento
en el Ciclo Estable.**



**Gráfico 6. Grosor Acumulado de Grietas Diagonales
en el Ciclo Estable.**



Observaciones:

- En el Gráfico 4 puede notarse que las 3 placas muestran el mismo comportamiento hasta la fase 7 del ensayo ($D1 = 12.5$ mm, donde se calculó el factor R). Luego, las placas P2 y P3 estabilizan su resistencia hasta el final de la fase 10 ($D1 = 20$ mm) en un valor promedio de 223 KN, mientras que P1 muestra un ligero incremento de carga hasta la fase 9 ($D1 = 17.5$ mm), para luego degradar su resistencia máxima (249 KN) en un 25% en la fase 10.
- En el Gráfico 5 se aprecia que a partir de la fase 9 ($D1 = 17.5$ mm) la placa P1 incrementó sustancialmente su deslizamiento, llegando a ser del orden del 32% del desplazamiento lateral aplicado, mientras que P3 fue la que menos problemas de deslizamiento tuvo.

7. EVALUACIÓN TEÓRICA DE RESULTADOS

7.1. Resistencia a Flexión

Para determinar la carga lateral asociada a la falla por flexión (V_f), se elaboró el diagrama de interacción M-P, donde M es el momento flector nominal y P la carga axial. Para $P = 16$ ton (aplicada en el ensayo), se obtuvo $M = 61.6$ ton-m, que dividido entre la altura medida desde el eje del actuador dinámico hasta la base de la placa ($h = 2.5$ m), proporciona la resistencia lateral $V_f = M/h = 24.6$ ton = 246 KN en condición de fluencia del acero vertical. Esta resistencia puede incrementarse 1.5 veces (370 KN) cuando el refuerzo ingresa a su zona de endurecimiento.

7.2. Resistencia a Fuerza Cortante

La resistencia nominal a fuerza cortante se calculó como $V = V_c + V_s$, donde V_c es la resistencia aportada por el concreto (con $f'c = 200$ kg/cm²) y V_s es la resistencia aportada por el refuerzo horizontal (cuantía: $\rho_s = 0.0028$) asumiendo que éste fluye con $f_y = 4200$ kg/cm²:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{200} = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \text{peralte efectivo} = 0.8 L = 0.8 \times 200 = 160 \text{ cm}$$

$$V_c = v_c t d = 7.5 \times 10 \times 160 = 12000 \text{ kg}$$

$$V = V_c + V_s = 12000 + 18880 = 30,880 \text{ kg} = 309 \text{ KN}$$

$$v_s = \rho_s f_y = 0.0028 \times 4200 = 11.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \text{espesor} = 10 \text{ cm}$$

$$V_s = v_s t d = 11.8 \times 10 \times 160 = 18880 \text{ kg}$$

7.3. Predicción del Tipo de Falla

Como teóricamente se obtuvo una resistencia por flexión ($V_f = 246 \text{ KN}$) menor que la asociada a la falla por corte (309 KN), se pensó que la falla sería por flexión; experimentalmente esto sólo se observó en la placa P3. Por otro lado, como la resistencia teórica a flexión (V_f) es mayor que la resistencia a corte aportada por el concreto ($V_c = 120 \text{ KN}$) se esperaba que ocurrieran primero el agrietamiento diagonal del muro, lo que efectivamente se presentó en los ensayos.

8. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se vierten en este artículo son limitadas, por la poca cantidad de especímenes ensayados a carga lateral cíclica bajo un cierto nivel de carga vertical.

8.1. Proceso Constructivo

- El procedimiento de vaciado del concreto, desde una altura considerable (2.4 m), debe mejorarse, ya que ésta es la causa principal de que se presente segregación y se debilite la base de los muros. Este problema se presentó en las tres placas ensayadas y también se ha observado en obras reales.
- En los tres especímenes, la cimentación fue rayada y limpiada de partículas sueltas, aún así, las tres placas tuvieron problemas de deslizamiento a través de la base (unas en mayor grado que otras). En las obras visitadas se ha podido observar que no se efectúa ningún tratamiento especial a las juntas de construcción cimentación-placa o losa-placa, observándose en esas zonas juntas lisas e incluso cubiertas por lechada de cemento.
- Los encofrados metálicos tienen espaciadores internos que pueden interceptarse con las varillas horizontales de las mallas. Constructivamente esto se puede evitar desplazando o cortando la malla. Este problema ocurrió en la placa P1 con la franja de malla embutida en la cimentación, imposible de desplazar, por lo que tuvieron que cortarse 2 varillas horizontales. Esto no influyó en el comportamiento del muro ya que se trataba de una zona de traslape donde la segunda malla mantuvo la continuidad del refuerzo horizontal.
- Muchas fisuras diagonales desviaron su trayectoria al entrar en contacto con las ranuras dejadas por los espaciadores internos (corbatas), sin embargo, esto no tuvo mayor incidencia sobre los resultados de los ensayos, ya que la falla final se concentró en la base del muro.
- La placa P3 construida con doble malla y núcleos confinados en los extremos, tuvo un recubrimiento de apenas 1 cm. Esto originó que P3 tuviera mayores problemas de cangrejas que los presentados por P1 y P2. Por esta razón, el empleo de doble malla no es recomendable en placas con grosores de 10 cm.

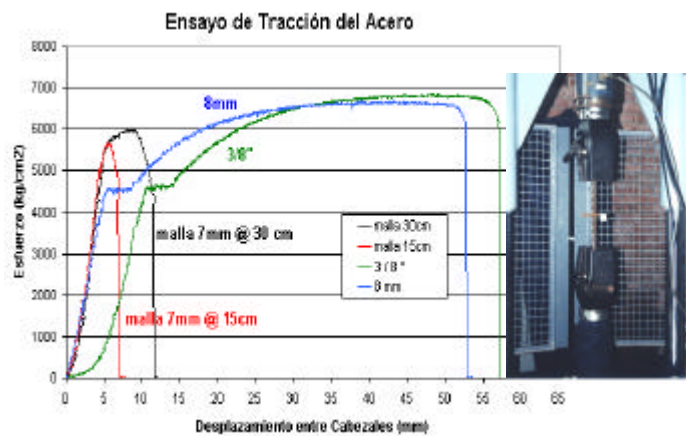


8.2. Efectos de las Mallas en la Zona Central de las Placas

- En este proyecto, donde se utilizó malla electrosoldada (P1), malla convencional (P2) y doble malla electrosoldada (P3) en la región central del muro, no pudo compararse la efectividad a fuerza cortante de estos refuerzos, debido a que en todos los casos las fisuras diagonales fueron muy finas, porque la falla predominante fue por flexión en P3 y por deslizamiento en la base de P1 y P2. Para determinar la efectividad de la malla en la parte central del muro, es

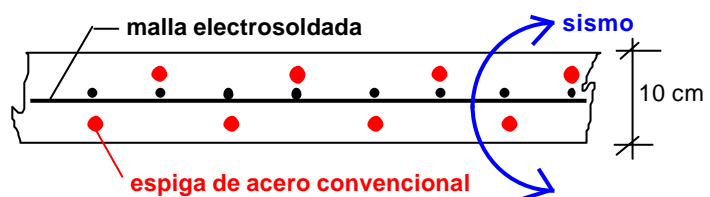
necesario hacerlos fallar por fuerza cortante. La falla por corte podría ocurrir en aquellos muros con sección transversal T o I, donde el refuerzo vertical existente en el muro transversal y la carga axial respectiva, incrementan sustancialmente la resistencia a flexión.

- En una falla por corte, el refuerzo horizontal siempre trabaja a tracción directa, mientras que en una falla por flexión el refuerzo vertical trabaja en simultáneo a tracción o compresión por flexión y a cizalle por fuerza cortante. Por esta razón, debe investigarse qué tipo de falla resulta más adecuada para este tipo de muros, pensando que las mallas electrosoldadas muestran escasa ductilidad en comparación con el refuerzo convencional, tal como lo muestran los ensayos de tracción efectuados en este proyecto.



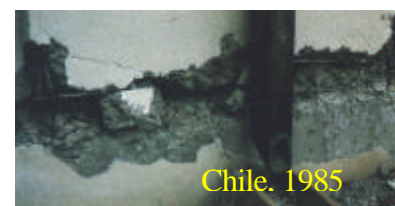
8.3. Traslapos del Refuerzo Vertical y Disposición de Espigas

- Para desplazamientos laterales del orden de 15 mm, el refuerzo vertical de la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación de la placa P1 (empleada en edificios reales), se fracturó en el punto de soldadura con la varilla horizontal, debido a la acción simultánea de tracción y cizalle. Luego, el refuerzo vertical convencional empleado en los extremos, trabajó en mayor grado y terminó pandeándose en forma excesiva (más que el empleado en P2 y P3).
- En la placa P3 se utilizó espigas de acero convencional embutidas en la cimentación, las cuales disminuyeron el deslizamiento del muro a través de su base y si bien pandearon ligeramente, no se fracturaron. Algo similar, aunque en menor grado, se produjo en la placa P2, donde se utilizó refuerzo vertical continuo convencional.
- Luego del ensayo, aquellas placas donde se utilizó una malla central (P1 y P2), quedaron en situación de equilibrio inestable ante acciones transversales, mientras que la placa P3, donde se utilizó doble hilera de espigas, quedó en mejor estado ante esta acción. Por lo indicado, es necesario realizar una investigación, donde se utilice una doble hilera de espigas de acero convencional (ver la figura), que sirva no solo para traslapar a la malla electrosoldada a colocar en el eje del muro sino, además, para proporcionar mayor estabilidad ante las acciones sísmicas transversales al plano del muro.



8.4. Forma de Falla, Distorsión Máxima y Factor R

- Las 3 placas presentaron fisuras de tracción por flexión para un desplazamiento lateral de 1 mm y para 5 mm se presentó la primera grieta diagonal importante. En las fases siguientes continuaron presentándose más fisuras diagonales, hasta que para 15 mm se inició la falla por deslizamiento en la base (excepto en P3), culminando con la trituración de los talones y el pandeo del refuerzo vertical extremo, problema que fue más crítico en P1 por la rotura de la malla electrosoldada.
- La falla por deslizamiento es muy peligrosa, más aún cuando se utiliza una sola línea central de refuerzo, porque ante las acciones sísmicas transversales, el muro se inclina sobre uno de sus bordes longitudinales, disminuyendo el área de corte



para acciones coplanares que actúan simultáneamente con las transversales. El efecto cíclico de la carga sísmica puede terminar triturando completamente la base del muro, como se ha reportado en terremotos severos (la foto corresponde a un edificio chileno de 5 pisos, estructurado con placas de concreto armado, en el terremoto de 1985).

- En forma conservadora, y de acuerdo a los resultados de este proyecto, para evitar la falla por deslizamiento se considera conveniente que el desplazamiento de los entrepisos de un edificio no sea mayor que 12.5 mm, valor que equivale a una distorsión máxima de 0.005.
- Para efectos de diseño a la rotura, debe adoptarse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 3$, valor que está asociado a una distorsión de entrepiso de 0.005.

8.5. Efectos de la Carga Vertical

- En este proyecto, la carga vertical representaba a la carga axial existente en un muro central de un edificio real de 4 pisos. Cuánto mayor es esta carga, se incrementa la resistencia a corte-fricción y disminuye la longitud de la zona fisurada a tracción en la base del muro. Por tanto, en muros con baja carga axial (por ejemplo, los ubicados en el perímetro de un edificio), cabe la posibilidad que el problema de deslizamiento pueda presentarse antes de alcanzar un desplazamiento lateral de 15 mm. De esta manera, es necesario ampliar esta investigación incluyendo en el problema otros niveles de carga axial.

8.6. Efectos del Confinamiento en los Extremos del Muro

- La única placa que tuvo confinamiento en sus extremos fue la P3. Este confinamiento más el uso de la doble malla en esta placa de espesor reducido (10 cm), produjo problemas de cangrejas y el inicio de la trituración en uno de los talones en una etapa temprana del ensayo ($D1 = 10$ mm) en relación a las placas P1 y P2 ($D1 = 15$ mm). Pese a esto, al término del ensayo ($D1 = 20$ mm), el refuerzo vertical extremo de la placa P3 fue el menos pandeado. De esta manera, se concluye que el confinamiento utilizado en P3 es efectivo, aunque su uso sería recomendable en muros de por lo menos 12 cm de espesor.

8.7. Predicción de Resultados

- La carga asociada a la falla por flexión, así como la carga asociada a la fractura diagonal, pudieron predecirse con las fórmulas usuales de concreto armado, sin embargo, al incursionar el refuerzo vertical en su zona de endurecimiento, la resistencia máxima debió ser 1.5 veces mayor que el valor experimental, esto no se produjo debido a que las placas P1 y P2 fallaron previamente por deslizamiento, mientras que P3 mostró un gran deterioro en sus talones flexocomprimidos (ver 8.6). También pudo predecirse la secuencia en que ocurrieron las fisuras desde el inicio del ensayo hasta que ocurrió la falla por deslizamiento en la base de los muros P1 y P2 (fisuras de tracción por flexión, seguida de fisuras diagonales y falla por flexión). Para el caso del muro P3 la secuencia de agrietamiento y la falla fue la prevista, con excepción de la trituración temprana de los talones.

9. REFERENCIAS

1. Diseño Sismorresistente. Reglamento de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E.030. SENCICO. Abril, 2003.
2. Concreto Armado. Norma Técnica de Edificación E-060. ININVI. Octubre, 1989.