

COMPORTAMIENTO A CARGA LATERAL DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADOS CON MALLA ELECTROSOLDADA Y ACERO DÚCTIL

Por: **Ángel San Bartolomé**
Profesor Principal de la Pontificia Universidad Católica del Perú

RESUMEN

El proyecto tuvo como objetivo comparar el comportamiento sísmico de muros delgados de concreto con ductilidad limitada, reforzados en su zona central en un caso con malla electrosoldada y en el otro, con refuerzo dúctil, ante los dos tipos principales de falla que podrían ocurrir en estos sistemas: corte y flexión. Para ello, se ensayaron a carga lateral monotónicamente creciente a 4 muros de iguales dimensiones y refuerzo vertical dúctil colocado en los extremos, variándose la cuantía del refuerzo ubicado en la zona interior en 2 cantidades: la mínima reglamentaria y el doble de la mínima. Los resultados indicaron que el comportamiento de los muros fue independiente del tipo de refuerzo empleado.

1. INTRODUCCIÓN

En junio del 2006 se publicó el nuevo Reglamento Nacional de Edificaciones, especificándose en la Norma E.060 (Ref.1), la prohibición del empleo de mallas electrosoldadas en el tercio inferior de la altura de aquellos edificios con más de 3 pisos que califican como sistemas de ductilidad limitada (estructurados con muros delgados de concreto que carecen de confinamiento en sus extremos) y que, según la Ref.2, pueden construirse hasta con un máximo de 7 pisos.

Sin embargo, antes de la fecha mencionada, se construyeron en Lima numerosos edificios de ductilidad limitada, donde los muros delgados se encontraban reforzados con varillas verticales dúctiles colocadas en los extremos y mallas electrosoldadas en su zona central. Por consiguiente, resulta necesario comparar experimentalmente el comportamiento sísmico de estos muros cuando se emplea mallas electrosoldadas o refuerzo dúctil en su zona central, ante los dos tipos de falla que por acciones coplanares podrían ocurrir en estos sistemas: flexión y corte.

2.0 CARACTERÍSTICAS NOMINALES DE LOS MATERIALES

Los materiales que se utilizaron tuvieron las siguientes características nominales (un tanto distintas a las propiedades reales indicadas en el acápite 8):

- Concreto, resistencia nominal a compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Mallas electrosoldadas: grado Ca50, límite de ruptura 5600 kg/cm^2 . Q257 (7 mm @ 15 cm) y Q503 (8 mm @ 10 cm), a colocar en la parte central del muro, producidas por PRODAC.
- Acero dúctil: grado 60, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Varillas de 5/8" y de 8 mm a colocar en los extremos y en la parte central del muro, respectivamente, producidas por Aceros Arequipa.

3.0 CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS

Se construyeron 4 muros de igual geometría y refuerzo vertical dúctil colocado en los extremos (3 ϕ 5/8"), variándose el refuerzo interior (Tabla 1) en las siguientes cantidades:

- 1) la cuantía mínima reglamentaria ($\rho = 0.0025$, Ref.1); y,
- 2) el doble de la cuantía mínima ($\rho = 0.005$).

En cada caso se utilizó malla electrosoldada (muros ME1 y ME2) y refuerzo dúctil (muros RD1 y RD2). De acuerdo a lo que se indica en el acápite 4, en los muros ME1 y RD1 se espera teóricamente una falla por corte, mientras que en ME2 y RD2 se espera una falla por flexión.

| Tabla 1. Característica de los Muros. | | | | |
|---------------------------------------|------------------|--------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Muro | Dimensiones (cm) | Refuerzo vertical dúctil en extremos | Cuantía de refuerzo interno (*) | Falla esperada (ver acápite 4) |
| ME1 | 200x190x10 | 3 ϕ 5/8" | 0.0025: Q257 (7mm @ 15 cm) | Corte |
| RD1 | 200x190x10 | 3 ϕ 5/8" | 0.0025: 8 mm @ 19.5 cm (dúctil) | Corte |
| ME2 | 200x190x10 | 3 ϕ 5/8" | 0.0050: Q503 (8mm @ 10 cm) | Flexión |
| RD2 | 200x190x10 | 3 ϕ 5/8" | 0.0050: 8 mm @ 10 cm (dúctil) | Flexión |

(*) De acuerdo a la Norma E.060 (Ref.1), las cuantías se aplican indistintamente de la resistencia del material y cuando se emplea malla electrosoldada debe adoptarse con fines de diseño estructural un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.1 Especificaciones Generales

1. No se emplearon traslapes del refuerzo vertical, con la finalidad de evitar congestión de refuerzo en la base de los muros que podría causar cangrejeras.
2. Los encofrados fueron herméticos. Especialmente la base fue taponada a fin de atenuar la fuga de lechada de cemento, que podría causar segregación.
3. Las juntas de construcción fueron rayadas en una profundidad de 5 mm y limpiadas antes de vaciar el concreto inmediato superior, a fin de mejorar la resistencia al deslizamiento.
4. El refuerzo horizontal de la malla electrosoldada fue recortado en la zona de anclaje con la solera y la cimentación (Fig.4). A cada lado de sus varillas verticales, el refuerzo horizontal mencionado se extendió una pulgada para proporcionar anclaje mecánico al vertical.
5. El refuerzo vertical de la malla electrosoldada fue eliminado en los extremos del muro, donde existe refuerzo vertical dúctil (3 ϕ 5/8"), las varillas horizontales correspondientes se extendieron y doblaron 180° en la primera barra vertical de 5/8" sin mayor dificultad (Fig.3).

3.2 Disposición del Refuerzo

En las figuras 1, 2 y 3, aparece el refuerzo correspondiente a cada muro, de 10cm de espesor, mientras que en la Fig.4 aparecen detalles del anclaje del refuerzo vertical en la viga solera (20x20 cm) y en la cimentación (30x35 cm) de los 4 muros. Las medidas están en centímetros.



Fig.1. Muro ME1

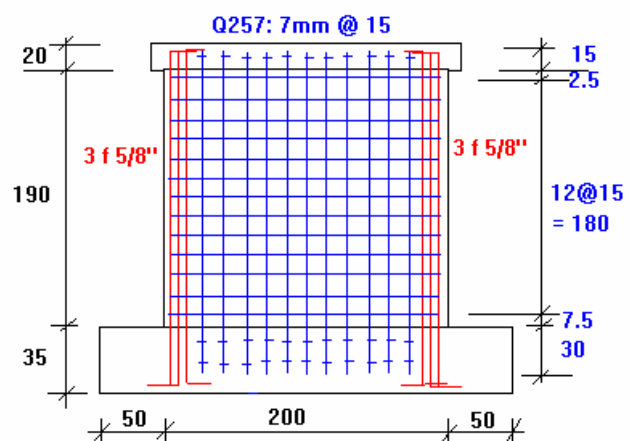




Fig.2. Muro RD1.

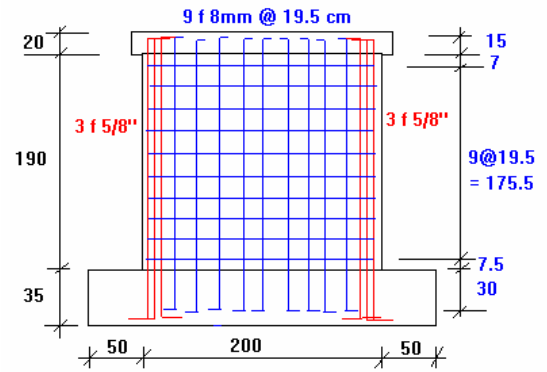
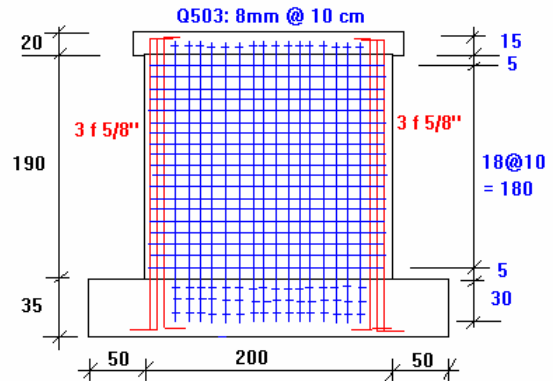


Fig.3

Muro ME2. Para el muro RD2 se reemplaza la malla Q503 por varillas dúctiles de 8 mm @ 10 cm



Malla electrosoldada



Varilla dúctil

Fig.4. Detalles de anclaje del refuerzo vertical en la cimentación y la solera.

4. EVALUACIÓN ANALÍTICA DE RESISTENCIAS NOMINALES

4.1. Resistencia a Flexión (Ff)

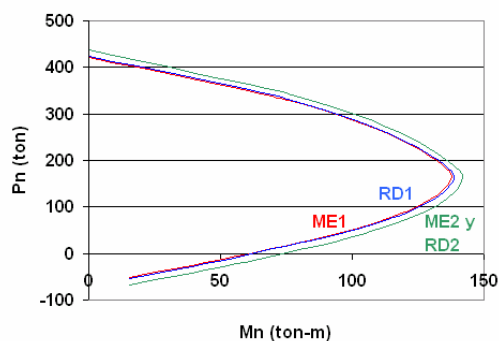
La capacidad resistente a flexión ($F_f = M_n/h$) fue evaluada dividiendo al momento flector nominal " M_n " entre la altura existente desde la base del muro hasta el punto de aplicación de la carga lateral ($h = 2.0$ m). Para determinar el momento nominal " M_n ", se dibujó previamente el diagrama de interacción de cada muro (Fig.5, para $f_y = 4200$ kg/cm²), el cual es posible obtener

ya que se conoce la disposición del refuerzo vertical (figuras 1 a 3). Para una carga axial nula ($P_n = 0$), en el experimento no se aplicó carga vertical, se obtuvo los siguientes resultados:

- Muros ME1 y RD2 $\rightarrow M_n = 64.58 \text{ ton-m} \rightarrow F_f = 32.29 \text{ ton}$
- Muros ME2 y RD2 $\rightarrow M_n = 75.10 \text{ ton-m} \rightarrow F_f = 37.55 \text{ ton}$

Debe indicarse que los valores reportados no contemplan la incursión del refuerzo vertical en la zona de endurecimiento (Fig.20), por lo que “Ff” podría incrementarse significativamente.

Fig.5
Diagramas de interacción para valores nominales M_n , P_n



4.2. Resistencia al Corte (F_c)

La resistencia nominal teórica a fuerza cortante se obtuvo de la expresión: $F_c = V_c + V_s$; donde:

$$V_c = \text{aporte del concreto} = 0.53 \sqrt{f'_c} t D = 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 160 = 12289 \text{ kg} = 12.29 \text{ ton}$$

$$\text{Donde: } t = 10 \text{ cm} = \text{espesor del muro; } y, D = \text{peralte efectivo} = 0.8 L = 0.8 \times 200 = 160 \text{ cm}$$

$$V_s = \text{aporte del refuerzo horizontal} = \rho f_y t D$$

$$\text{Para ME1 y RD1: } \rho = 0.00257 \rightarrow V_s = 0.00257 \times 4200 \times 10 \times 160 = 17270 \text{ kg} = 17.27 \text{ ton} (*)$$

$$\text{Para ME2 y RD2: } \rho = 0.00503 \rightarrow V_s = 0.00503 \times 4200 \times 10 \times 160 = 33802 \text{ kg} = 33.80 \text{ ton} (*)$$

(*) “ V_s ” podría incrementarse de incurrir el refuerzo en la zona de endurecimiento (Fig.20).

$$\text{Luego: Para ME1 y RD1} \rightarrow F_c = 12.29 + 17.27 = 29.56 \text{ ton}$$

$$\text{Para ME2 y RD2} \rightarrow F_c = 12.29 + 33.80 = 46.09 \text{ ton}$$

4.3. Predicción del Tipo de Falla

En la Tabla 2 se presenta un resumen de las resistencias nominales. Allí puede observarse que los muros ME1 y RD1 presentan una resistencia a corte (F_c) menor que la de flexión (F_f), por lo que teóricamente deberían fallar por corte, mientras que en ME2 y RD2 ocurre lo contrario.

| Tabla 2. Predicción del Tipo de Falla. | | | |
|--|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Muros | Resistencia a flexión (F_f en ton) | Resistencia al corte (F_c en ton) | Tipo de falla esperada teóricamente |
| ME1 y RD1 | 32.29 | 29.56 | Corte |
| ME2 y RD2 | 37.55 | 46.09 | Flexión |

4.4. Resistencia Nominal a la Primera Fisura de Tracción por Flexión (F_{cr})

El esfuerzo de tracción por flexión en la base del muro sujeto a carga axial nula, se determina con la expresión: $\sigma = M y / I$; donde:

$$y = \text{distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra extrema traccionada} = \frac{1}{2} L = 100 \text{ cm}$$

$$I = \text{momento de inercia de la sección bruta} = t L^3 / 12 = 10 \times 200^3 / 12 = 6'666,666 \text{ cm}^4$$

Cuando $\sigma = f'_{cr}$, se producirá la primera fisura de tracción por flexión, y el momento flector asociado (M_{cr}) así como la fuerza lateral (F_{cr}) podrán determinarse de la siguiente manera:

$$f'_{cr} = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{210} = 29 \text{ kg/cm}^2 = \text{resistencia unitaria a tracción por flexión del concreto (Ref.1)}$$

$$M_{cr} = f'_{cr} I / y = 29 \times 6'666,666 / 100 = 1'933,333 \text{ kg-cm} = 19.3 \text{ ton-m} \rightarrow F_{cr} = M_{cr}/h = 9.7 \text{ ton.}$$

Puesto que F_{cr} (9.7 ton) es menor que V_c (12.29 ton, acápite 4.2), teóricamente deben formarse en primer lugar las fisuras de tracción por flexión y después las fisuras diagonales por corte.

5.0 CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

5.1. Encofrado

En la construcción de los 4 muros se utilizaron encofrados metálicos FORSA, cuyos tableros laterales se conectaron con unas platinas metálicas (“corbatas”, Fig.6). En adición, para fijar la malla contra los tableros se utilizaron rodajas de plástico. Durante el encofrado de los muros ME2 y RD2 se presentó el problema de que las corbatas se interceptaban con el refuerzo horizontal (espaciado a 10 cm), por lo que tuvo que adicionarse vigas de madera empernadas a la cimentación (Fig.7), de tal modo que al apoyar el encofrado en un nivel más alto se desfasen las corbatas y el refuerzo horizontal; este problema no ocurrió en ME1 y RD1 (Fig.6).

Fig.6
Encofrado en ME1 y RD1.



Fig.7
Encofrado en ME2 y RD2.



5.2. Vaciado del Concreto

El concreto rheoplástico, con aditivos y fibra de polipropileno, fue preparado en un mixer por la empresa UNICON y vaciado con bomba (Fig.8), mientras que la compactación de la mezcla se realizó con una vibradora. Este concreto es el que se acostumbra utilizar en obras reales. Durante el vaciado se midió el slump de la mezcla (6 pulgadas) y se prepararon 8 probetas estándar. Pese al taponamiento que se hizo en la base del encofrado, pudo notarse una leve fuga de lechada.

Fig.8
Vaciado y compactación del concreto.



5.3. Desencofrado y Curado

Luego de desencofrar se notó una ligera segregación del concreto en la base de los 4 muros. La mayor segregación (Fig.9) se produjo en el muro ME1, mientras que la menor segregación ocurrió en RD2. Cabe destacar que no se presentaron cangrejeras en ninguno de los 4 muros, aunque pudo notarse que en uno de los extremos de RD2 hubo una ligera mayor porosidad que

en el resto de muros. Finalmente, el curado de los muros se realizó durante sus primeros 7 días de edad, cubriéndolos con yute húmedo según se muestra en la Fig.10.



Fig.9. Segregación en la base de ME1 y RD2.



Fig.10. Curado.

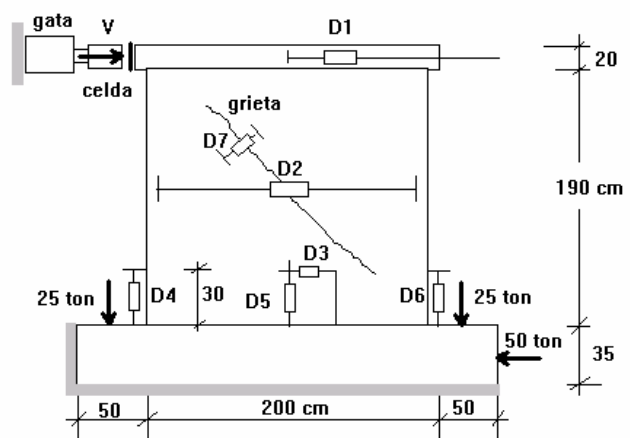
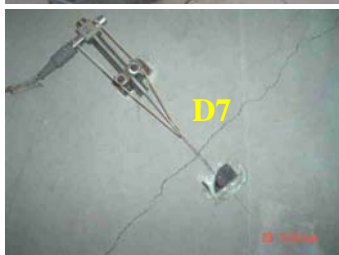
6.0 ENSAYO DE LOS MUROS

Luego de que los muros cumplieren 28 días de edad, su cimentación fue fijada a la losa de ensayos mediante 3 gatas: dos verticales y una horizontal (Fig.11).

6.1. Instrumentación y Nomenclatura

Se utilizaron un total de 7 LVDT (Fig.11) y una celda de carga con la cual se midió la carga lateral (V) que imprimió la gata hidráulica sobre los muros. Adicionalmente, se midió el grosor máximo de la mayor grieta diagonal (GD) con una tarjeta comparadora, marcada con distintos grosores de fisuras. Las funciones de los LVDT fueron:

- D1, mide el desplazamiento lateral absoluto del muro.
- D2, mide el grosor acumulado de las grietas formadas en la parte intermedia del muro.
- D3, mide el posible deslizamiento que tenga la base del muro respecto a la cimentación.
- D4 y D5, miden el grado de agrietamiento horizontal en la parte baja del muro.
- D6, mide el comportamiento del talón en la zona comprimida.
- D7, mide el grosor de la grieta diagonal más importante. Este LVDT se colocó después de haberse formado la fisura diagonal en el punto donde su grosor era máximo; previamente, se midió el grosor de la fisura en ese punto, el cual fue añadido a la lectura del LVDT.



Instalar D7 después que se forme la grieta diagonal

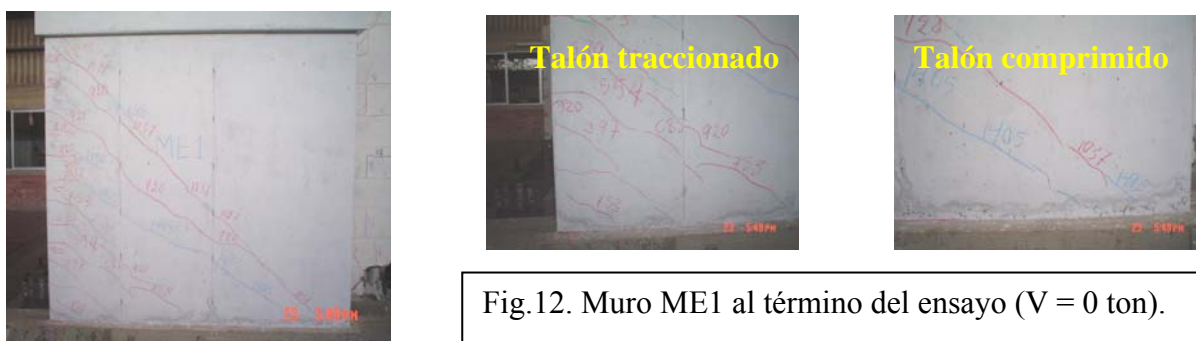
Fig.11. Instrumentación empleada.

6.2. Técnica de Ensayo

El ensayo fue de carga lateral monótonicamente creciente a una velocidad de 3 ton/min hasta que se formó la primera fisura diagonal importante, posteriormente se controló el desplazamiento lateral D1 a una velocidad de 1 mm/min. Este cambio se debe a que en la primera etapa (hasta la formación de la fisura diagonal) la carga V es de gran magnitud y el desplazamiento D1 es pequeño, mientras que en la segunda etapa ocurre lo contrario.

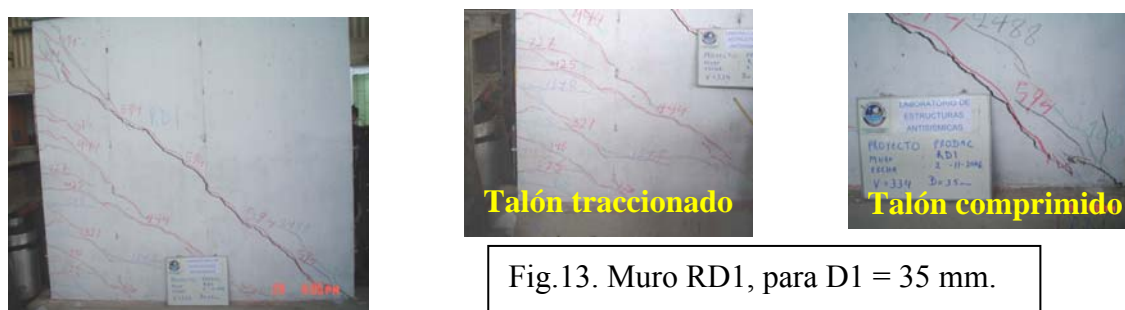
6.3. Comportamiento del Muro ME1

Este muro se comportó de acuerdo a lo esperado teóricamente, registrándose una falla principal por fuerza cortante (Fig.12), sin que se produzcan fallas indeseables como la trituración del talón, el deslizamiento del muro, o la rotura de la malla electrosoldada. Primero se formaron fisuras de tracción por flexión en su parte inferior, luego se formaron 3 fisuras diagonales importantes y, posteriormente, la carga lateral continuó incrementándose hasta detener el ensayo cuando se alcanzó $D1 = 30$ mm. El ensayo tuvo que detenerse debido a que la gata con que se aplicaba carga vertical en el extremo izquierdo de la cimentación alcanzó su máxima capacidad. Para los ensayos siguientes (RD1, ME2 y RD2) se cambió esa gata por otra de mayor capacidad.



6.4. Comportamiento del Muro RD1

Este muro se comportó de acuerdo a lo esperado teóricamente, registrándose una falla principal por corte (Fig.13). Primero se formaron fisuras de tracción por flexión en su parte inferior, luego se formó una fisura diagonal importante y posteriormente la carga lateral continuó incrementándose hasta detener el ensayo cuando se alcanzó un desplazamiento lateral $D1 = 35$ mm, donde se produjo la trituración parcial del talón comprimido, degradándose la resistencia máxima en 17%. Cabe indicar que la trituración del talón se inició para $D1 = 30$ mm.



6.5. Comportamiento del Muro ME2

Este muro no se comportó de acuerdo a lo esperado, ya que la falla por flexión recién se inició casi al término del ensayo ($D1 = 25$ mm), produciéndose mas bien una forma de falla mixta por

corte y flexión, sin que se generen fallas indeseables (Fig.14). Primero se formaron fisuras de tracción por flexión en su parte inferior, luego se formaron numerosas fisuras diagonales de poco grosor, después se presentó la falla por flexión seguida por otras fisuras diagonales. La carga lateral se incrementó hasta detener el ensayo cuando se alcanzó $D1 = 35$ mm. El ensayo se detuvo porque la celda de carga superior tuvo mucha inclinación en el plano vertical.



Fig.14. Muro ME2 para $D1 = 35$ mm, $V = 46$ ton.

6.6. Comportamiento del Muro RD2

Este muro no se comportó de acuerdo a lo esperado, ya que la falla por flexión se inició casi al término del ensayo ($D1 = 15$ mm), produciéndose mas bien una forma de falla mixta por corte y flexión (Fig.15) que culminó con la trituration del talón comprimido ($D1 = 27.5$ mm) en un tipo de falla muy frágil, alabeándose el muro (Fig.16) y degradándose la resistencia máxima en 53%. Cabe indicar que fue en la zona comprimida donde se notó la mayor porosidad del concreto (acápite 5.3). Primero se formaron fisuras de tracción por flexión en su parte inferior, luego se formaron numerosas fisuras diagonales de poco grosor, posteriormente se presentó la falla por flexión, iniciándose después la trituration del talón comprimido ($D1 = 20.1$ mm).



Fig.15. Muro RD2, para $D1 = 25$ mm y $V = 44$ ton.



Fig.16. Estado final de RD2.

7. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En este acápite se comparan gráficamente los resultados de los ensayos y además se tabulan los datos captados por cada instrumento (Fig.11) para los instantes más significativos del ensayo (ordenados de acuerdo a la secuencia de fallas). Se utilizó la siguiente nomenclatura:

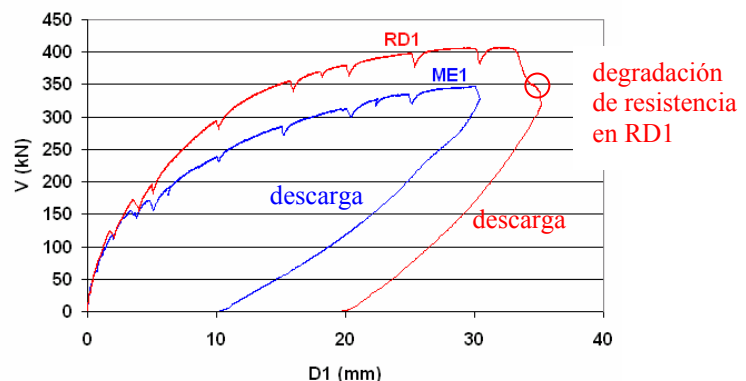
1. F = formación de la fisura de tracción por flexión.
2. C = punto asociado al agrietamiento diagonal del concreto.
3. M = punto asociado a la resistencia máxima del muro.
4. FE = finalización de la aplicación de desplazamiento lateral o fin de la aplicación de carga.
5. D = descarga total del espécimen ($V = 0$ y desplazamientos permanentes).

7.1. Comparación de los Muros ME1 y RD1

Ambos muros presentan la misma cuantía de refuerzo interno (0.0025), con la diferencia que uno es dúctil (RD1) y el otro es una malla electrosoldada (ME1); asimismo, ambos muros presentaron una falla por corte. Los resultados de estos muros para los puntos más importantes del ensayo aparecen en la Tabla 3, mientras que la gráfica V-D1 aparece en la Fig.17.

| Tabla 3. Resultados para los puntos más importantes del ensayo. Muros ME1 y RD1. | | | | | | | | | | |
|---|--|-------|-------|-------|-------|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Instrumento | ME1 (malla electrosoldada, $\rho = 0.0025$) | | | | | RD1 (acero dúctil, $\rho = 0.0025$) | | | | |
| | 1.F | 2.C | 3.M | 4.FE | 5.D | 1.F | 2.C | 3.M | 4.FE | 5.D |
| V (ton) | 8.85 | 15.01 | 34.78 | 34.78 | 0.00 | 9.44 | 16.80 | 40.71 | 33.96 | 0.00 |
| D1 mm | 1.14 | 3.73 | 29.28 | 29.28 | 9.99 | 1.14 | 3.92 | 32.06 | 35.00 | 19.61 |
| D2 mm | 0.00 | 0.21 | 2.03 | 2.03 | 0.82 | 0.00 | 0.51 | 2.29 | 4.51 | 3.98 |
| D3 mm | 0.02 | 0.18 | 0.62 | 0.62 | 0.54 | 0.05 | 0.19 | 2.15 | 2.37 | 1.84 |
| D4 mm | 0.31 | 0.73 | 7.48 | 7.48 | 3.11 | 0.34 | 0.73 | 7.31 | 7.26 | 3.99 |
| D5 mm | 0.13 | 0.40 | 0.94 | 0.94 | 0.71 | 0.07 | 0.33 | 2.46 | 2.55 | 1.92 |
| D6 mm | -0.19 | -0.37 | -1.79 | -1.79 | -0.81 | -0.20 | -0.38 | -2.04 | -2.72 | -1.60 |
| D7 mm | 0.00 | 0.40 | 1.64 | 1.64 | 0.66 | 0.00 | 0.60 | 2.21 | 2.59 | 2.12 |
| GD mm | 0.00 | 0.40 | 1.60 | 1.60 | --- | 0.00 | 0.60 | 3.50 | 8.00 | --- |

Fig.17
Gráfica cortante – desplazamiento para los muros ME1 y RD1.



En la Tabla 3 y en la Fig.17, puede notarse una mayor resistencia del muro RD1 respecto a ME1; esta diferencia podría atribuirse a la mayor resistencia de los materiales empleados en RD1:

- Las resistencias a tracción por flexión (7% a favor de RD1) y al agrietamiento diagonal (12% a favor de RD1) dependen de la resistencia del concreto ($f'c$). En la Tabla 6 puede notarse que el concreto del muro RD1 tuvo una resistencia a compresión ($f'c$) 10% mayor que el concreto del muro ME1.
- La resistencia máxima (17% a favor de RD1) depende de la resistencia del acero. En la Tabla 5 puede notarse que las varillas de 8 mm, empleadas en RD1, tuvieron una resistencia máxima 20% mayor que la correspondiente a las varillas electrosoldadas empleadas en ME1.

Podría pensarse que el muro ME1 tuvo mejor comportamiento inelástico que RD1 al quedar menos dañado, con menor desplazamiento remanente y sin que degrade su resistencia máxima; esto no es así, ya que en ME1 se tuvo que detener el ensayo cuando se alcanzó $D1 = 30$ mm y posiblemente, al igual que en RD1, también se hubiese triturado el talón comprimido de haberse

aplicado $D1 = 35$ mm, ya que hasta los 30 mm de desplazamiento lateral ambos muros tuvieron prácticamente la misma deformación vertical (D6) en el talón comprimido.

En síntesis, podría decirse que ante un tipo de falla por corte, independientemente de que el refuerzo sea dúctil o electrosoldado, los muros ME1 y RD1 tuvieron el mismo comportamiento, sobrepasando ambos a la resistencia nominal de diseño (29.56 ton, Tabla 2).

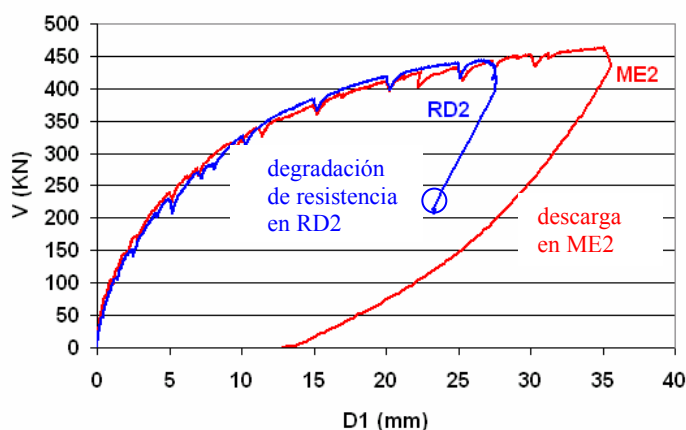
7.2. Comparación de los Muros ME2 y RD2

Ambos muros presentan la misma cuantía de refuerzo interno (0.005), con la diferencia que uno es dúctil (RD2) y el otro es electrosoldado (ME2); asimismo, ambos muros presentaron una falla mixta por corte y flexión. Los resultados de estos muros para los puntos más importantes del ensayo aparecen en la Tabla 4, mientras que la gráfica V-D1 aparece en la Fig.18.

| Tabla 4. Resultados para los puntos más importantes del ensayo. Muros ME2 y RD2. | | | | | | | | | | |
|---|---|-------|-------|-------|-------|-------------------------------------|-------|-------|--------|-------|
| Instrumento | ME2 (malla electrosoldada, $\rho = 0.005$) | | | | | RD2 (acero dúctil, $\rho = 0.005$) | | | | |
| | 1.F | 2.C | 3.M | 4.FE | 5.D | 1.F | 2.C | 3.M | 4.FE * | 5.D * |
| V (ton) | 10.5 | 16.95 | 46.29 | 46.29 | 0.00 | 10.88 | 15.15 | 43.94 | 20.75 | 0.00 |
| D1 mm | 1.04 | 2.81 | 35.03 | 35.03 | 12.76 | 1.39 | 2.37 | 24.87 | 23.36 | --- |
| D2 mm | 0.02 | 0.28 | 3.06 | 3.06 | 1.09 | 0.01 | 0.12 | 0.82 | --- | --- |
| D3 mm | 0.05 | 0.03 | 0.75 | 0.75 | 0.57 | 0.08 | 0.16 | 1.30 | --- | --- |
| D4 mm | 0.24 | 0.47 | 8.57 | 8.57 | 3.88 | 0.17 | 0.30 | 6.36 | --- | --- |
| D5 mm | 0.04 | 0.02 | 1.08 | 1.08 | 0.70 | 0.15 | 0.25 | 0.55 | --- | --- |
| D6 mm | -0.18 | -0.32 | -2.25 | -2.25 | -1.03 | -0.26 | -0.36 | -2.09 | --- | --- |
| D7 mm | 0.00 | 0.30 | 0.70 | 0.70 | 0.15 | 0.00 | 0.40 | 0.52 | --- | --- |
| GD mm | 0.00 | 0.30 | 1.00 | 1.00 | --- | 0.00 | 0.40 | 1.10 | --- | --- |

(*) Los instrumentos se descalibraron por el alabeo del muro RD2 luego de colapsar.

Fig.18
Gráfica cortante – desplazamiento para los muros ME2 y RD2.



En este caso, hasta los 25 mm de desplazamiento lateral, el comportamiento de los muros ME2 y RD2 fue similar. Posiblemente no hubo mayor influencia de la resistencia del concreto (19% a favor de RD2, Tabla 6) sobre la resistencia al corte y a tracción por flexión aportada por el concreto, debido a la mayor porosidad que mostró el muro RD2 respecto a ME2, defecto que no se reproduce en las probetas. Por otro lado, podría pensarse que ME2 tuvo mejor comportamiento inelástico que RD2, ya que ME2 soportó 35 mm de desplazamiento lateral sin que ocurriese fallas indeseables, mientras que RD2 colapsó al alcanzar $D1 = 27.5$ mm; esto no es así, ya que el mismo problema de porosidad del concreto podría haber ocurrido en ME2.

En síntesis, para un tipo de falla mixta por corte y flexión, puede decirse que el comportamiento de un muro reforzado internamente con acero dúctil o electrosoldado es similar, y que una falla final por trituración del talón es muy peligrosa, por lo que se recomienda no sobrepasar la máxima distorsión angular especificada por la Norma E.030 (0.005, Ref.2).

8. ENSAYOS DE LOS MATERIALES

8.1. Acero de Refuerzo

Se ensayaron a tracción dos muestras de acero por cada diámetro (5/8", 8mm, mallas Q257 y Q503). Las muestras correspondientes a las mallas electrosoldadas fueron obtenidas de tal modo que existan retazos de varillas transversales soldadas a la varilla en ensayo. La falla correspondiente a las varillas electrosoldadas ocurrió indistintamente en el punto de soldadura o en una zona distante de ese punto, según se observa en la Fig.19.

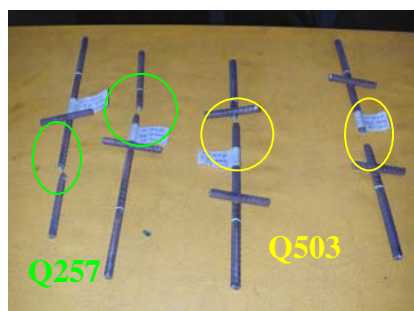
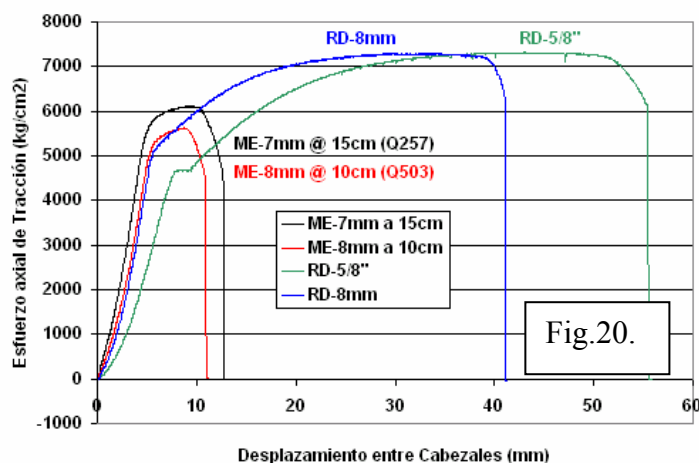


Fig. 19. Fallas en las muestras de mallas Q257 y Q503.



En la Fig.20, correspondiente a la gráfica esfuerzo de tracción-desplazamiento entre cabezales del equipo de ensayos, y en la Tabla 5 puede apreciarse la mayor resistencia máxima, la mayor ductilidad y la presencia de un escalón de fluencia que tuvieron las varillas dúctiles (RD) en comparación con las varillas electrosoldadas (ME).

| Varilla | Refuerzo dúctil (RD) | | Malla electrosoldada (ME) | |
|---|----------------------|------|---------------------------|-----------------------|
| | 5/8" | 8 mm | Q257 (7mm @ 15 cm) | Q503 (8mm @ 10 cm) |
| Fluencia f_y (kg/cm ²) | 4560 | 4840 | --- | --- |
| Resis. máxima f_m (kg/cm ²) | 7110 | 7140 | 5960 | 5630 |
| Elongación | 16% | 14% | 6.8% | 6.8% |

8.2. Concreto

Las ocho probetas estándar de concreto fueron ensayadas a compresión al cumplir 28 días de edad. Los resultados promedios de 2 probetas por cada muro aparecen en la Tabla 6, donde se puede apreciar que las resistencias reales superaron al valor nominal ($f'_c = 210$ kg/cm²). Por otro lado, el concreto de los muros con refuerzo dúctil (RD1 y RD2) tuvo mayor resistencia que el concreto de los muros reforzados con mallas electrosoldadas (ME1 y ME2), pese a que los 4 muros se construyeron el mismo día, aunque el orden en que se vació el concreto fue el siguiente: RD2, ME2, ME1 y, finalmente, RD1.

| Muro | ME1 | RD1 | ME2 | RD2 |
|------------------------------|-----|-----|-----|-----|
| f'_c (kg/cm ²) | 234 | 257 | 230 | 274 |

9. CONCLUSIONES

- La técnica de ensayo empleada en este proyecto (ensayo monotónico y sin carga vertical) no refleja el efecto cíclico causado por los sismos, que podría conducir a un mayor deterioro de los muros y a otras formas de falla más peligrosas (Ref.3). Por ello, a pesar que los 4 muros ensayados en este proyecto lograron alcanzar distorsiones angulares máximas de hasta 0.0125, sin que se produzcan fallas indeseables, se considera adecuado emplear la máxima distorsión especificada por la Norma E.030 para los edificios de ductilidad limitada (0.005, Ref.2), con lo cual, para los fines de este proyecto habría un margen de seguridad de 2.5 en el rango inelástico. Al respecto, debe indicarse que en la Ref.4 (pág.166) se realizó un ensayo sísmico y otro monotónico sobre un módulo de albañilería confinada, obteniéndose la misma resistencia y rigidez, pero la ductilidad disminuyó a la mitad en el ensayo sísmico.
- Ante una falla por fuerza cortante en los muros, el comportamiento sísmico fue similar ya sea que el muro se encontrase reforzado internamente por varillas dúctiles (RD1) o electrosoldadas (ME1). La mayor resistencia que tuvo el muro RD1 respecto a ME1, se atribuye a la mayor resistencia de los materiales empleados en RD1.
- Ante una falla mixta por flexión y fuerza cortante en los muros, el comportamiento sísmico fue similar ya sea que el muro se encontrase reforzado internamente por varillas dúctiles (RD2) o electrosoldadas (ME2). El colapso registrado por RD2 cuando se alcanzó una distorsión de 0.014, mientras que ME2 alcanzó una distorsión de 0.018 sin que se produzca fallas indeseables, se atribuye a la mayor porosidad que tuvo su talón comprimido, defecto constructivo que también podría haberse presentado en ME2.
- Si bien en este proyecto no se logró una falla por flexión, pese a que los muros ME2 y RD2 estuvieron planificados para ello (su resistencia nominal a corte fue 1.23 veces mayor que la de flexión), cabe indicar que de acuerdo a la Ref.3, este tipo de falla puede derivar en otras más peligrosas como la trituración del talón (caso de los muros de ductilidad limitada que carecen de confinamiento en sus bordes libres) y el deslizamiento a través de la base. Estas últimas fallas son igual de peligrosas sea que se utilice varillas dúctiles o electrosoldadas, por consiguiente deben evitarse, por ejemplo, siguiéndose las recomendaciones de la Ref.3.
- La cuantía de refuerzo horizontal mínima exigida por la Norma E.060 (0.0025, Ref.1), se considera adecuada ya que se pudo controlar el carácter frágil de la falla por fuerza cortante. Cabe destacar que después de vencerse la resistencia a fuerza cortante aportada por el concreto, el incremento de resistencia fue considerable debido al aporte de este refuerzo.
- Cuanto menor fue el espaciamiento entre las varillas internas de refuerzo, se formó una mayor cantidad de fisuras diagonales y estas fueron más finas. Por ejemplo, para una cuantía de refuerzo interno igual a 0.0025, el muro ME1 (malla electrosoldada de 7mm @ 15cm) presentó 3 fisuras diagonales con grosor máximo de 1.6mm, mientras que RD2 (malla dúctil de 8mm @ 19.5cm) presentó una sola grieta diagonal con grosor máximo de 8mm.
- Independientemente de la cuantía de refuerzo interno utilizada, la resistencia al corte aportada por el concreto resultó en promedio para los 4 muros: $V_c = 16$ ton, mientras que las probetas de concreto tuvieron una resistencia promedio $f'_c = 249$ kg/cm². De aplicarse la fórmula especificada por la Norma E.060 para muros de ductilidad limitada $V_c = A_c \alpha \sqrt{f'_c}$, con $\alpha = 0.8$ para muros con $h/L \leq 1.5$ y $A_c = 10 \times 200$ cm², se obtendría $V_c = 25.25$ ton, con 58% de exceso sobre el valor experimental; en cambio, la fórmula de la Norma E.060 para muros convencionales sujetos a flexión y corte: $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t D$, donde: $t = 10$ cm =

espesor del muro, $D = 0.8L = 160\text{cm}$ = peralte efectivo, proporciona un resultado más conservador (13.38 ton) y menos alejado del valor experimental (-16%).

- La carga asociada a la fisura de tracción por flexión del concreto, pudo ser predecida empleando la resistencia unitaria $2\sqrt{f'c}$ (en kg/cm^2) especificada por la Norma E.060 (Ref.1).

Por lo observado en este proyecto de investigación, y en otros realizados anteriormente (Ref.3), se considera que debe revisarse la prohibición del empleo de mallas electrosoldadas en el tercio inferior de la altura de los edificios de ductilidad limitada, por cuanto el comportamiento sísmico de los muros reforzados con malla electrosoldada resultó similar al caso en que se utiliza varillas dúctiles en las mismas cuantías, para las fallas por corte, mixta (flexión y corte) y flexión, sobrepasándose en todos los casos a las resistencias nominales de diseño.

11. REFERENCIAS

1. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.060, “Concreto Armado”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, primera edición, 2006.
2. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030, “Diseño Sismorresistente”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, primera edición, 2006.
3. Control de la Falla por Deslizamiento en Placas de Concreto Reforzadas con Mallas Electrosoldadas. Proyecto SENCICO-PUCP. Por: Ángel San Bartolomé, Alejandro Muñoz, Georgina Madueño y Rolando Cavero. Revista COSTOS, N° 151 y 152, 2006.
4. Construcciones de Albañilería, Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural. Por: Ángel San Bartolomé. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial, 1994.

AGRADECIMIENTO

El autor desea expresar su agradecimiento en general a las empresas privadas que brindan apoyo a las investigaciones, y en particular a la compañía Productos de Acero Cassado S.A. (PRODAC), especialmente al Ing. Antonio Aguilar, por el financiamiento de este proyecto ejecutado en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú.