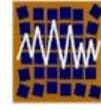




Universidad de Concepción
Departamento de Ingeniería Civil



Asociación Chilena de Sismología e
Ingeniería Antisísmica

Nº A12-05 CONTROL DE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO EN PLACAS DE CONCRETO REFORZADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS

Ángel San Bartolomé¹, Alejandro Muñoz¹, Georgina Madueño¹ y Rolando Cavero¹

*1.- Departamento de Ingeniería, Sección Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú
Av. Universitaria Cda.18, San Miguel, Lima, Perú
e-mail: asanbar@pucp.edu.pe*

RESUMEN

Con el apoyo financiero de SENCICO y la colaboración de las empresas UNICON y PRODAC, se ejecutó este proyecto en las instalaciones del Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú. El proyecto tuvo por finalidad evitar la falla por deslizamiento que se produce en la base de las placas reforzadas con malla electrosoldada, cuando ellas se encuentran sometidas a terremotos. En el desarrollo del proyecto se ensayaron a carga lateral cíclica 3 muros a escala natural, determinándose la necesidad de reforzar su base mediante espigas de acero dúctil, capaces de soportar la fuerza cortante actuante. De emplearse el refuerzo mencionado, las placas podrían ser diseñadas utilizando un factor de reducción de fuerzas sísmicas $R = 4$, aceptando distorsiones angulares de hasta 0.007; en caso contrario, debería emplearse $R = 3$ y una distorsión no mayor que 0.005.

Palabras Clave: Concreto Armado, Malla Electrosoldada, Deslizamiento

1. INTRODUCCIÓN

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 ubicada en el eje del muro y acero vertical convencional en los extremos. Sin embargo, en un proyecto anterior, San Bartolomé *et al* (2003), se observó una forma de falla por deslizamiento a través de la base de los muros, que llegó a cizallar al refuerzo vertical de la malla cuando se alcanzó una distorsión angular ligeramente mayor que 0.005. En dicho proyecto se llegó a la conclusión que para evitar la falla por deslizamiento, debería diseñarse en forma conservadora, adoptando un factor de reducción de fuerzas sísmica $R = 3$.

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 sus bordes longitudinales, triturándose y disminuyendo significativamente el área de corte para acciones coplanares que actúan simultáneamente con las transversales, como se ha reportado en sismos severos (Fig.1). De esta manera, dado el carácter local de la falla por deslizamiento, se estaría desaprovechando el potencial que tienen las placas, por lo que para incrementar al factor R y poder alcanzar una mayor distorsión inelástica, es necesario atenuar o eliminar la falla por deslizamiento.



Fig. 1. Falla por deslizamiento.

2. CARACTERÍSTICAS Y CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECIMENES

En este proyecto se construyeron y analizaron 3 placas. Las tres placas (Figs. 2 y 3) tuvieron las mismas características geométricas (2.4 m de alto por 2.0 m de largo y 10 cm de espesor), la misma cuantía de refuerzo vertical (0.6%) y horizontal (0.3%), el mismo refuerzo vertical convencional y continuo concentrado en cada extremo ($3 \phi 1/2''$), la misma calidad del concreto (resistencia a compresión $f'c = 230 \text{ kg/cm}^2$, con aditivo superplastificante para lograr 10" de slump), la misma técnica de vaciado (con bomba, Fig.4) y compactación del concreto (vibrado externo del encofrado metálico).

El sistema de refuerzo de la placa P1 y su junta lisa con la cimentación, se emplean comúnmente en este tipo de edificación (Fig.5), por lo que P1 fue adoptada como patrón de comparación.

Los parámetros que se variaron fueron:

1. *La calidad del refuerzo utilizado en la zona de traslape del refuerzo vertical central.* En la placa P1 se utilizó malla electrosoldada, mientras que en las placas P2 y P3 se utilizaron espigas de acero convencional (esfuerzo de fluencia nominal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).
2. *El tratamiento de la junta de construcción cimentación-placa.* La placa P1 no tuvo ningún tratamiento, excepto la limpieza, mientras que las superficies de las cimentaciones de las placas P2 y P3 fueron rayadas con una profundidad de 6 mm (Fig.4).
3. *La adición de espigas verticales de acero convencional que permitan eliminar la falla por deslizamiento.* La placa P3 tuvo el doble de espigas que P2. Las espigas empleadas en P2 tienen la función de servir sólo como traslape del refuerzo vertical central y su cuantía es similar a la empleada en P1; en cambio, las espigas adicionales en P3 tienen la función de proporcionar resistencia a corte-fricción en la base del muro.
4. *La disposición del refuerzo de traslape.* La malla electrosoldada utilizada en P1 estuvo alojada en el eje del muro, mientras que para proporcionar una mayor estabilidad de la placa ante acciones perpendiculares a su plano, las espigas empleadas en P2 y P3 fueron colocadas en los bordes longitudinales del muro, en zigzag, con un recubrimiento de 2 cm.
5. *La longitud de traslape del refuerzo vertical central.* En la placa P1, el traslape fue hecho en la misma sección transversal, en una altura de 50 cm sobre la cimentación, mientras que en las placas P2 y P3 los traslapes tuvieron longitudes de 50 y 80 cm, alternadamente.

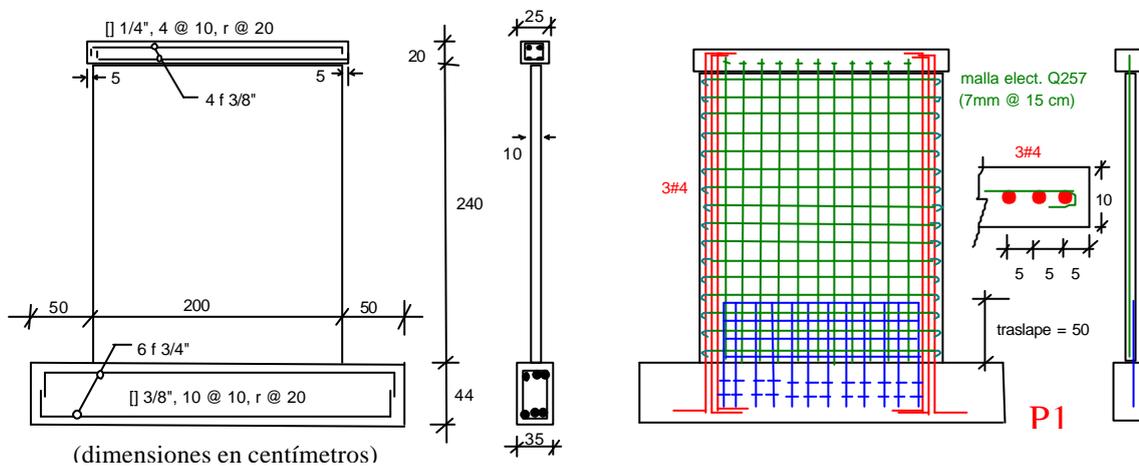


Fig.2. Características comunes de las tres placas (izquierda) y refuerzo empleado en la placa P1 (derecha).

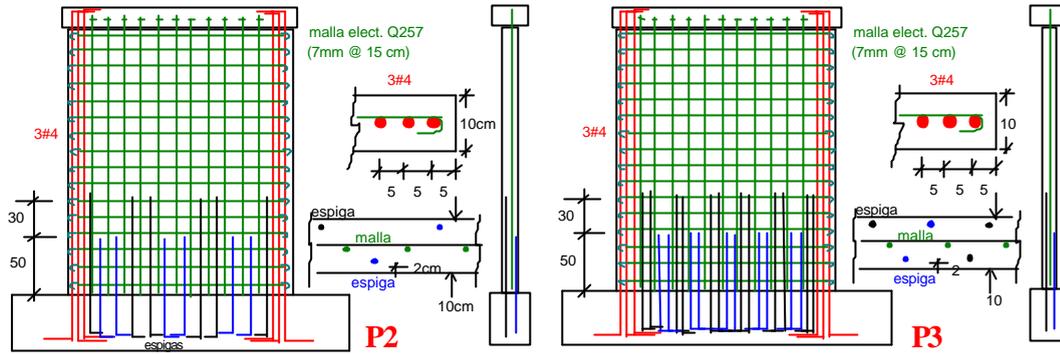


Fig.3. Refuerzo empleado en P2 (izquierda) y P3 (derecha).



Fig.4. Secuencias del proceso constructivo.

Luego de desencofrar a las placas, pudo notarse una ligera segregación del concreto en la base de P1 y P2, mientras que en P3 la segregación fue moderada (Fig.4). Esta segregación es causada porque el concreto se vació desde una altura de 2.4 m y porque se presentó filtración de lechada de cemento a través de la base del encofrado. Posteriormente, los 3 muros se curaron pintándolo con Membranin de Chema. Los defectos presentados en los especímenes, también suelen ocurrir en obra (Fig.5).



Fig.5. Defectos en un edificio real.

3. TÉCNICA DE ENSAYO

Las tres placas fueron ensayadas a carga lateral cíclica (V) con desplazamiento horizontal controlado (D1 en la Fig.6), sin carga vertical. La secuencia de desplazamiento empleada, así como el número de ciclos aplicados en cada fase aparece en la Tabla 1. Cabe señalar que por el buen comportamiento que tuvo la placa P3, se agregó en ella una fase adicional (Fase 11, D1 = 25 mm) compuesta por 5 ciclos. Durante el ensayo, en la etapa de máximo desplazamiento lateral correspondiente a cada fase, se midió el grosor de la mayor grieta diagonal (G), así como la extensión de la mayor fisura longitudinal en la base (L).

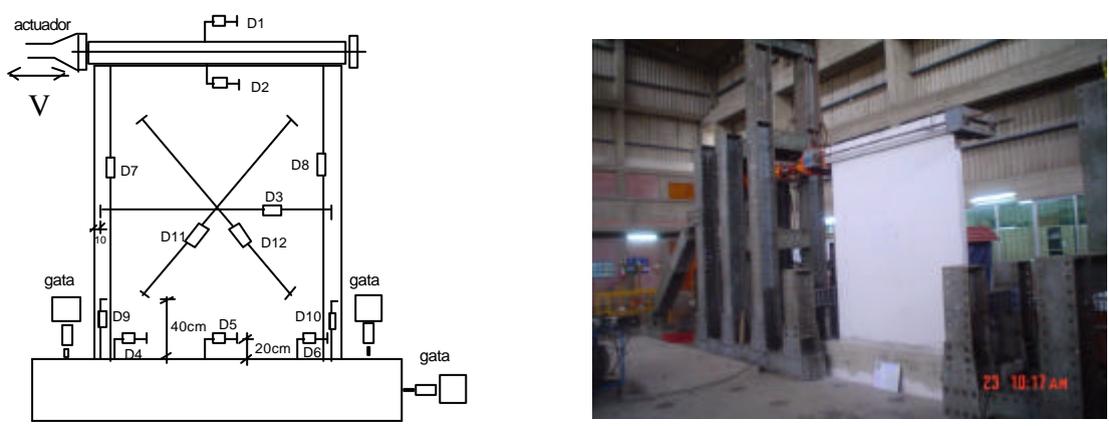


Fig.6. Vista global de los dispositivos de ensayo.

TABLA 1. Fases del Ensayo de Carga Lateral Cíclica.										
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	4	4	4
Distorsión	0.0001	0.0004	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008

4.- COMPORTAMIENTO CUALITATIVO DE LAS PLACAS

A continuación se describe cualitativamente el comportamiento que tuvieron las tres placas en cada fase del ensayo (Tabla 2 y Fig.7), dándose especial énfasis al posible deslizamiento (parámetro en estudio) a través de la base del muro. Luego de terminar el ensayo, se inspeccionó las zonas más agrietadas, para investigar el estado en que se encontraba el refuerzo (Fig.8).

TABLA 2. Incidencias Durante el Ensayo.			
G = grosor de la grieta diagonal (mm), L = extensión de la fisura horizontal en la base (cm)			
Fase	Placa P1	Placa P2	Placa P3
1	No se presentaron fisuras. Comportamiento elástico.	No se presentaron fisuras. Comportamiento elástico.	Primera fisura de tracción por flexión en la base. L = 5.
2	Primera fisura de tracción por flexión en la base. L = 60.	Primera fisura de tracción por flexión en la base. L = 19.	Las fisuras de tracción por flexión se extendieron. L = 45.
3	Fisuras diagonales en la mitad inferior. Las fisuras en la base se unieron. L = 164.	Fisuras diagonales en la mitad inferior. Las fisuras en la base no se unieron. L = 88.	Fisuras diagonales en la mitad inferior. Las fisuras en la base no se unieron. G= 0.25. L = 65.
4	Primera rotura diagonal importante. G = 0.5. L = 168.	Primera rotura diagonal importante. Las fisuras en la base no se unieron. L = 105.	Primera rotura diagonal. Las fisuras en la base no se unieron. G = 0.35. L = 65.
5	Rotura diagonal y fisuras verticales en talones. G = 0.8. L = 187.	Rotura diagonal. Las fisuras en la base no se unieron. G = 0.5. L = 105.	Rotura diagonal. Las fisuras en la base no se unieron. G = 0.5. L = 85.
6	Roturas diagonales encima de las anteriores. G=0.8. L = 200.	Se unen las fisuras en la base. G = 0.8. L = 166.	Las fisuras en la base no se unieron. G = 0.65. L = 132.
7	Se inició el deslizamiento. Rotura diagonal encima de las anteriores. G = 0.8.	Surgió otra grieta diagonal encima de las anteriores. G = 0.8. L = 200.	Las fisuras en la base se unieron, pero no hubo deslizamiento. G=0.8. L = 149.
8	Se inició la trituración de los talones. Deslizamiento notorio. Rotura de la malla.	Se inició el deslizamiento y la trituración del concreto en la base. G = 0.8.	Predominaron las fisuras diagonales. G = 1.0. L = 149. No hubo deslizamiento.
9	Las grietas diagonales se cerraron. Gran deslizamiento.	Se hizo notorio el deslizamiento. G = 0.8.	Predominaron las fisuras diagonales. G = 1.5. L = 149.
10	Talones triturados y refuerzo vertical extremo pandeado. Fin del ensayo.	El concreto de la base se trituró. Los talones quedaron en buen estado. G = 0.8. Fin del ensayo.	Predominaron las fisuras diagonales. G = 2.0. L = 149. No hubo deslizamiento.
11			Fractura de las varillas verticales de la malla. G = 5.0. L = 149. No hubo deslizamiento.



Fig.7. Estado de las 3 placas en la Fase 10. $D1 = 20$ mm.

4.1. Inspección Post-ensayo

En P1 se observó que el refuerzo vertical correspondiente a la malla electrosoldada embutida en la cimentación, se había cortado en la zona de conexión con la cimentación (parte intermedia entre 2 puntos de soldadura); esta falla por cizalle no se presentó en el refuerzo vertical extremo compuesto por varillas convencionales, aunque estas barras quedaron pandeadas (Fig.8). En la base de P2 se observó que las espigas no fallaron por cizalle, pero quedaron dobladas, asimismo, el pandeo del refuerzo extremo no fue tan significativo como el mostrado en P1; por otro lado, debido a la distribución en zigzag que tuvieron las espigas, P2 quedó más estable que P1 ante acciones perpendiculares a su plano. En P3 no se presentó falla por cizalle ni por pandeo del refuerzo extremo; en la parte intermedia (zona superior a las espigas), se observó que el refuerzo vertical correspondiente a la malla electrosoldada se encontraba fracturado en los puntos de soldadura con el refuerzo horizontal, debido a que este refuerzo se encuentra mas solicitado que el horizontal ya que trabaja en simultáneo a tracción por flexión y a cizalle.

En ninguna de las 3 placas se produjo falla por deslizamiento en la unión solera-placa, pese a que la fuerza cortante era única en toda la altura de la placa y a que en los tres casos esa junta estaba atravesada por el refuerzo vertical de la malla electrosoldada. Esto se debe a que esa unión está sujeta a cizalle puro, en tanto que la unión placa-cimentación estuvo sometida a cizalle y tracción por flexión. La acción simultánea del cizalle y la flexión en la base fue la que produjo la falla por deslizamiento en P1 y P2, ya que ambos muros carecieron del refuerzo necesario para soportar el cizalle, a diferencia de P3 que tuvo un refuerzo (espigas) adicional al colocado por flexión.

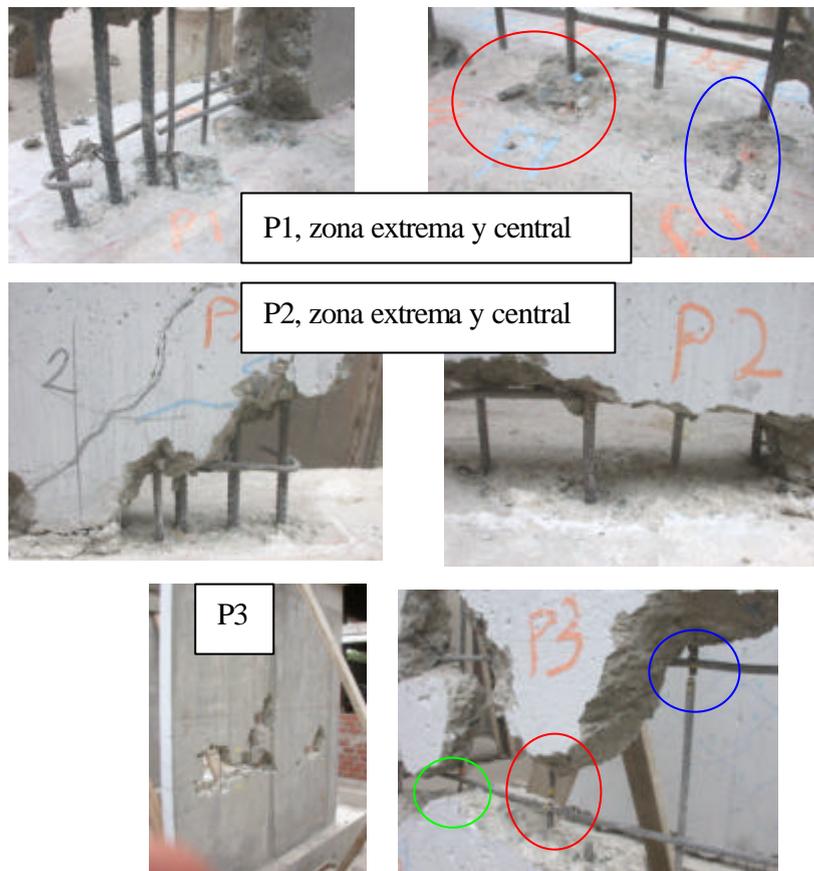


Fig.8. Inspección post-ensayo.

5. RESULTADOS NUMÉRICOS

En la Fig.9 se presentan los lazos histeréticos Cortante (V) – Desplazamiento (D1), para los 3 muros. Allí se puede apreciar que los lazos son delgados y con tendencia a pasar por el origen, propio de sistemas que disipan poca energía y que degradan rigidez lateral.

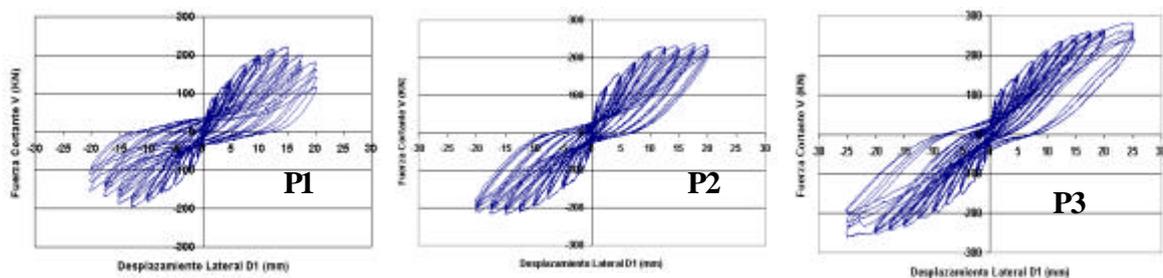
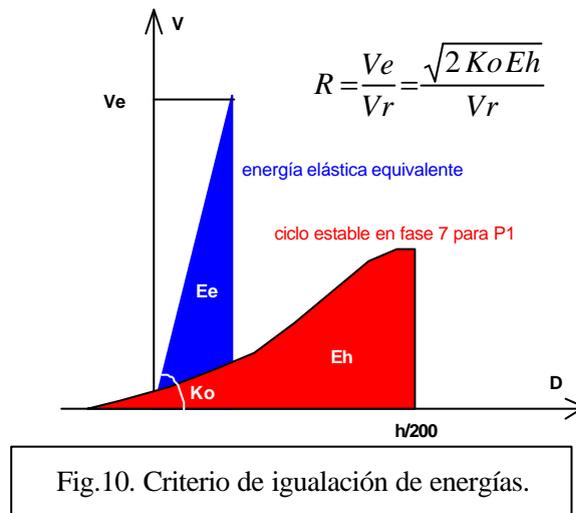


Fig.9. Lazos histeréticos V (KN)-D1 (mm) en las 3 placas.

5.1. Determinación del Factor R

Para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas (R), se utilizó el criterio de igualación de energía (Fig.10). Este criterio permite contemplar tanto la degradación de resistencia del espécimen, como la degradación de rigidez lateral. 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). Esta igualdad de energías permite determinar la máxima carga elástica Ve en función de Eh y la rigidez inicial experimental Ko, la misma que dividida entre la resistencia teórica del espécimen (Vr) proporciona R.



La resistencia $V_r = 194$ KN, fue calculada como la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión, según se indica en 6.1. Esta resistencia es única para las 3 placas, puesto que ellas presentan el mismo refuerzo vertical para soportar la flexión. Para determinar Eh en la placa P1, se fijó de manera conservadora un desplazamiento máximo de 12.5 mm (Fase 7), donde aún no se había iniciado la rotura de la malla electrosoldada ni la trituración de los talones; este desplazamiento está asociado a una distorsión de 0.005. En cambio, debido al mejor comportamiento que tuvieron P2 y P3, el valor Eh fue calculado para las fases 8 ($D_1 = 15$ mm, distorsión = 0.006) y 10 ($D_1 = 20$ mm, distorsión = 0.008), respectivamente. La rigidez lateral inicial Ko, se obtuvo en la fase 1 (elástica) como la relación V/D_1 . Considerando estos parámetros se obtuvo $R = 2.61, 3.23$ y 3.79 , para P1, P2 y P3, respectivamente.

5.3. Envolventes de los Lazos Histeréticos Estables

En base a la información proveniente de los ensayos, se presenta los gráficos correspondientes a las envolventes de la fuerza cortante (V, Fig.11) y de deslizamiento (D_5 , Fig.12), respectivamente, en función de los desplazamientos laterales (D_1), en la rama más crítica de los ciclos estables. En estas figuras puede observarse una mejora sustancial en el comportamiento de P3 sobre P1 y P2.

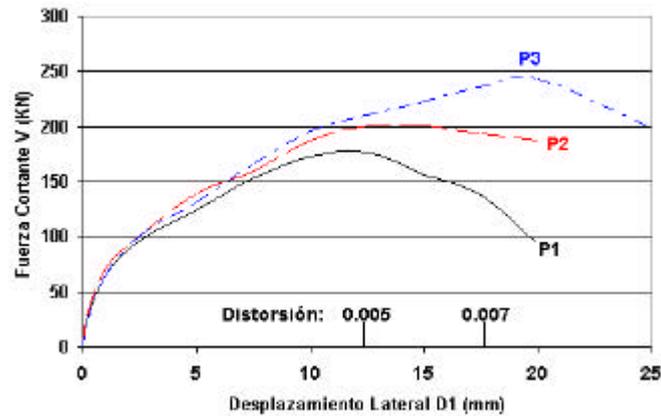


Fig.11. Envolvente V-D1.

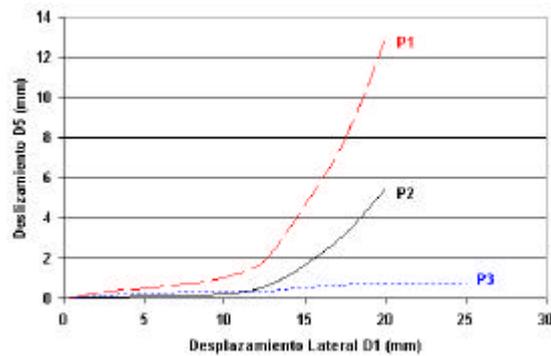


Fig.12. Deslizamiento D5.

6. EVALUACIÓN TEÓRICA DE RESULTADOS

6.1. Resistencia a Flexión

Para determinar la carga lateral asociada a la falla por flexión (V_r), se elaboró el diagrama de interacción M-P, donde M es el momento flector nominal y P la carga axial. Para un esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical igual a 4200 kg/cm^2 y $P = 0 \text{ ton}$ (en el ensayo no se aplicó carga axial), se obtuvo $M = 48.5 \text{ ton-m}$, que dividido entre la altura de la placa ($h = 2.5 \text{ m}$), proporciona $V_r = M / h = 19.4 \text{ ton} = 194 \text{ KN}$.

6.2. Resistencia a Fuerza Cortante

La resistencia nominal a fuerza cortante se calculó como $V_{cs} = V_c + V_s$, donde V_c es la resistencia aportada por el concreto ($f'_c = 230 \text{ kg/cm}^2$) y V_s es la resistencia aportada por el refuerzo horizontal

(cuantía: $\rho = 0.0026$) asumiendo que éste fluye con $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$, según especifica el fabricante de la malla electrosoldada. De este modo se obtuvo: $V_c = 129 \text{ KN}$, $V_s = 205 \text{ KN}$ y $V_{cs} = 334 \text{ KN}$.

6.3. Resistencia al Deslizamiento Combinado con Flexión

En P1 y P2, no existe refuerzo especial para evitar la falla por deslizamiento, en estos casos, esta resistencia no puede determinarse teóricamente debido a que en la interfase placa-cimentación se presentan fisuras de tracción por flexión que disminuyen el área que aporta resistencia al cizalle.

En P3, se adicionaron espigas de 8 mm ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) @ 15 cm (cuantía $\rho = 0.0033$), para incrementar la resistencia contra el deslizamiento. Esta resistencia está proporcionada por la expresión: $V_{ds} = \rho f_y \mu t L$, donde: μ = coeficiente de fricción concreto-concreto = 1.0, t = espesor del muro = 10 cm y L = longitud del muro en la zona con espigas = 155 cm. Lo que proporciona $V_{ds} = 215 \text{ KN}$. De esta manera, la resistencia total que tiene P3 al instante en que se produce la falla por deslizamiento (V_d) está dada por la suma de la resistencia a flexión proporcionada por el refuerzo vertical ($V_r = 194 \text{ KN}$, ver 6.1) más la resistencia proporcionada por las espigas adicionales (V_{ds}), lo que proporciona: $V_d = 409 \text{ KN}$.

6.4. Predicción del Tipo de Falla

Placas P1 y P2. Como teóricamente se obtuvo una resistencia lateral por flexión ($V_r = 194 \text{ KN}$) menor que la asociada a la falla por corte (334 KN), la falla de las placas P1 y P2 debió ser por flexión; sin embargo, experimentalmente, si bien estas placas tuvieron inicialmente una falla por flexión, la misma degeneró en una falla final por deslizamiento, debido a que ambas carecieron de espigas que eleven la resistencia contra el deslizamiento.

Placa P3. En este caso, teóricamente, la resistencia a flexión ($V_r = 194 \text{ KN}$) y la resistencia al corte ($V_{cs} = 334 \text{ KN}$), resultan menores que la que la resistencia combinada a cizalle-flexión ($V_d = 409 \text{ KN}$), por lo que era de esperarse una falla por flexión que derive en una falla por fuerza cortante, sin que se presente el deslizamiento, lo que efectivamente ocurrió en P3.

7. TÉCNICA DE DISEÑO PROPUESTA

La técnica de diseño que se propone (aplicada con éxito en P3), trata de evitar la falla por deslizamiento después que se forme el mecanismo de falla por flexión, reconociendo que sobre la placa actúa en simultáneo el momento flector M y la fuerza cortante V . Los pasos son:

1. Diseñar al refuerzo vertical (extremo y central), para que sea capaz de soportar el momento flector último (M_u).

2. Del diagrama de interacción M-P, obtener el momento flector nominal M , para luego hallar la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión: $V = V_u (M/M_u)$, donde V_u es la fuerza cortante última. El refuerzo horizontal deberá soportar V .
3. Diseñar las espigas a colocar en las juntas de construcción, de tal modo que sean capaces de soportar V . Este refuerzo vertical debe añadirse al calculado por flexión (paso 1).

8. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Para determinar la resistencia que aporta el concreto a cizalle puro, así como la eficiencia de la malla electrosoldada y de las espigas ante esta solicitación, se construyeron 2 prismas compuestos por 3 bloques de concreto cada uno (Fig.13). Ambos prismas tuvieron la misma cuantía de refuerzo, pero, mientras que en M1 ($f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$) las juntas de construcción entre los bloques no tuvo ningún tratamiento, en cambio, en M2 ($f'_c = 348 \text{ kg/cm}^2$) las juntas fueron rayadas. Los prismas fueron ensayados a corte directo (Fig.14), a una velocidad de carga de 5 ton/min, registrándose las fallas mostradas en la Fig.15.

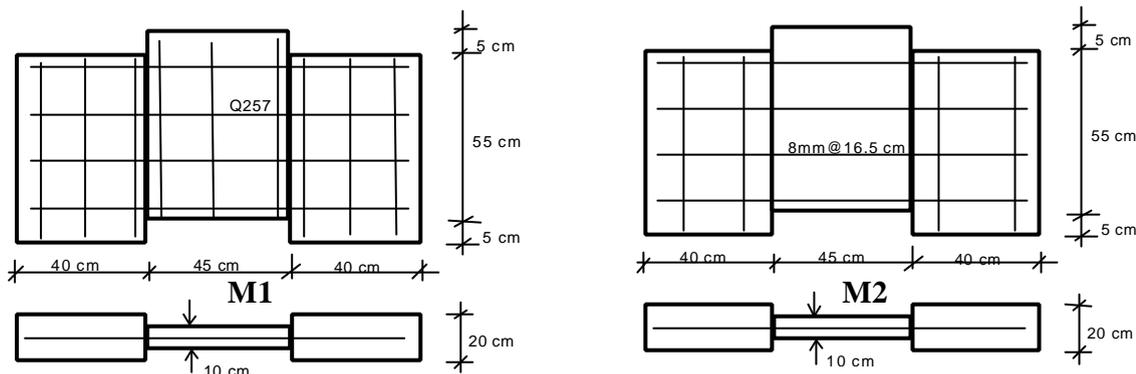


Fig.13. Prisma M1 reforzado con malla electrosoldada 7 mm @ 15 cm (juntas lisas) y prisma M2 reforzado con espigas de 8 mm @ 16.5 cm (juntas rayadas).

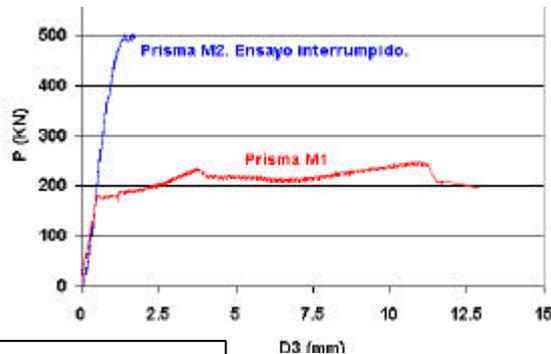
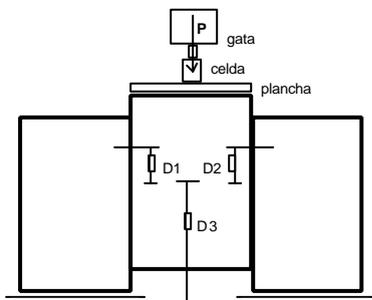


Fig.14. Ensayo de corte directo.



Fig.15. Deslizamiento en M1 (izq.) y falla mixta en M2 (der.).

El prisma M2 no pudo llevarse a la condición de rotura, debido a que su resistencia excedió la capacidad de la celda de carga (500 KN), por lo que se desconoce la eficiencia de las espigas. En conclusión puede decirse que cuando la junta de construcción es rugosa, la resistencia a cizalle puro que aporta el concreto se incrementa significativamente respecto al caso junta lisa, sin embargo, esta resistencia puede perderse cuando en la junta se generan fisuras de tracción por flexión, tal como ocurrió en las placas P1 (junta lisa) y P2 (junta rayada), cuyas resistencias máximas en la falla por deslizamiento a través de la base (sujeta a flexión y corte en simultáneo) no fueron tan diferentes (14% a favor de P2).

9. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se vierten son limitadas, por la poca cantidad de especímenes ensayados; sin embargo, puede decirse que el objetivo principal del proyecto, que era controlar la falla por deslizamiento, pudo lograrse mediante el empleo de espigas de acero dúctil.

9.1. Proceso Constructivo

- El procedimiento de vaciado del concreto, desde una altura de 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. Otra razón por la que se genera segregación es la filtración de lechada de cemento a través de la base del encofrado.
- Mediante ensayos de corte directo, pudo observarse que la resistencia a cizalle puro en la junta de construcción concreto-concreto endurecido se incrementa sustancialmente cuando la superficie de una de las caras se raya con una profundidad de por lo menos 6 mm.
- La superficie superior de la cimentación de P2 fue rayada, mientras que la cimentación de P1 no tuvo ningún tratamiento (usual en obra), sin embargo, ambas placas fallaron por deslizamiento y prácticamente tuvieron la misma resistencia (14% a favor de P2). Esto se debe a que en la base de la placa se forman fisuras de tracción por flexión que disminuyen a la resistencia que aporte el concreto a cizalle puro; en cambio, en la unión solera-placa (sujeta a la misma fuerza cortante que la existente en la base), no se presentó deslizamiento, debido a que esa junta se encontraba sujeta a cizalle puro.

9.2. Efectos de las Mallas Electrosoldadas en la Zona Central de las Placas

- En las placas P1 y P2, no pudo observarse la efectividad de la malla para distorsiones angulares mayores que 0.005, debido a que ambas fallaron por deslizamiento. Sin embargo, para distorsiones angulares menores que 0.005, puede decirse que la malla controló el grosor de las fisuras diagonales, evitando que el muro fallase frágilmente por corte.
- En la placa P3, la falla predominante fue por corte y la malla, además de controlar el grosor de las fisuras diagonales, proporcionó resistencia hasta que para una distorsión angular de 0.01, se produjo la rotura de las varillas verticales en el punto de soldadura. Estas varillas se fracturaron antes que las horizontales porque se encuentran sujetas en simultáneo a cizalle y a tracción por flexión, mientras que las horizontales se encuentran sujetas a tracción por fuerza cortante. Sin embargo, el comportamiento de la malla fue aceptable hasta un nivel de distorsión angular de 0.007.
- Después de la fractura diagonal del concreto en las 3 placas, el incremento de resistencia al corte proporcionada por la malla electrosoldada fue prácticamente lineal, hasta que se produjo su fractura (por una u otra acción), esto se refleja también en los ensayos de tracción que se hicieron sobre las varillas de la malla, a diferencia del acero convencional que tiene un escalón de fluencia.

9.3. Traslapes del Refuerzo Vertical, Disposición de Espigas y Falla por Deslizamiento

- Para una distorsión de 0.006, el refuerzo vertical de la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación de P1 (empleada en edificios reales), se fracturó debido a la acción simultánea de tracción y cizalle. A partir de este momento, el refuerzo vertical convencional empleado en los extremos, trabajó en mayor grado y terminó pandeándose (más que el empleado en P2).
- En P2 se utilizó espigas de acero dúctil embutidas en la cimentación, dispuestas en zigzag. Estas espigas tuvieron sólo la función de servir de traslape a las varillas verticales de la malla electrosoldada, razón por la cual no pudieron evitar la falla por deslizamiento. Sin embargo, estas espigas disminuyeron el deslizamiento de P2, en relación al presentado en P1, y si bien se doblaron, no se fracturaron. Asimismo, pudo notarse que debido a la disposición de espigas en zigzag que se utilizó, P2 tuvo mayor estabilidad lateral que P1 ante acciones perpendiculares al plano.
- En P3 se duplicó la cantidad de espigas existentes en P2. Las espigas adicionales tuvieron la función de proporcionar resistencia a cizalle, con lo cual se evitó la falla por deslizamiento.

9.4. 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 en P1 y P2, para 15 mm, se inició la falla por deslizamiento en la base, 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. En P3, hasta un desplazamiento de 20 mm, la falla fue predominantemente por corte.

- En forma conservadora, 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 diseñado sin contemplar esa forma de falla (como las placas P1 y P2), no superen los 12.5 mm, que equivale a una distorsión angular de 0.005. En este caso, para efectos de diseño a la rotura podría adoptarse un factor de reducción de fuerzas sísmicas $R = 3$.
- Para el caso que se agregue espigas de acero dúctil, diseñadas para soportar el cizalle (ver 9.5), se podría admitir una distorsión angular máxima igual a 0.007 y para efectos de diseño a la rotura se podría adoptar un factor de reducción de fuerzas sísmicas $R = 4$.

9.5. Técnica de Diseño para Evitar la Falla por Deslizamiento

- La técnica que se propone, consiste en soportar el cizalle que produce la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión, mediante espigas de acero dúctil colocadas en la junta de construcción placa-cimentación, adicionales a las barras que soportan la flexión. Esta técnica fue aplicada con éxito en la placa P3.

9.6. Predicción de Resultados

- La carga asociada a la falla por flexión, así como la carga asociada a la fractura diagonal del concreto, pudieron predecirse con las fórmulas usuales de concreto armado.
- Para el caso de las placas P1 y P2, pudo predecirse la secuencia en que ocurrieron las fisuras desde el inicio del ensayo hasta que se produjo la falla por deslizamiento.
- Para el caso de la placa P3 la secuencia de agrietamiento y falla fue la prevista. Sin embargo, la resistencia teórica al corte fue mayor al valor experimental, esto pudo deberse a que las fisuras diagonales fueron muy finas, con lo cual, el refuerzo horizontal de la malla no trabajó con la misma eficiencia a lo largo de la altura del muro.
- La rigidez lateral calculada teóricamente fue 75% mayor que los valores experimentales, lo que podría atribuirse a la segregación presentada en la base de los 3 muros.

REFERENCIAS

1. San Bartolomé A., y Muñoz A. (2003) Comportamiento Sísmico de Placas de Concreto Reforzadas con Mallas Electrosoldadas. Informe Final del Proyecto de Investigación SENCICO-PUCP.
2. SENCICO (2003). Diseño Sismorresistente. Reglamento de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E.030.
3. ININVI (1989). Concreto Armado. Norma Técnica de Edificación E.060.