

REVISTA DE LA SECCIÓN
INGENIERÍA CIVIL - PUCP

Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada

DI-SIC-2010- 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07
LIMA, JUNIO 2010

Alfonso de la Piedra, Juan Pablo Herrera, Enrique Pasquel, Ángel San Bartolomé,
Richard Klingner, Adolfo Gálvez, Alejandro Muñoz.



Arquitectura y construcción
Tecnología del concreto
Investigaciones experimentales
Normas internacionales de diseño
Comportamiento sísmico esperado

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

El Laboratorio de Estructuras Antisísmicas del Departamento de Ingeniería, con más de 30 años de experiencia, cuenta con equipos e instalaciones que permiten la ejecución de ensayos estáticos y dinámicos en especímenes a escala natural o reducida. Se dispone de equipos para construcción y traslado de especímenes, montaje de dispositivos, aplicación de carga, medición, adquisición y procesamiento de datos.

En el laboratorio se desarrollan tres tipos de actividades:

- Apoyo a los cursos de Pregrado y Postgrado.
- Investigación en materiales locales para mejorar su comportamiento sísmico.
- Servicio técnico para la industria de la construcción, ejecutando ensayos e investigaciones experimentales para evaluar las características del comportamiento de materiales, estructuras y/o de sus componentes.



Los ensayos que habitualmente se realizan son:

- Ensayos mecánicos: compresión, tracción, flexión, compresión diagonal, corte e impacto en distintos materiales y elementos estructurales.
- Carga horizontal monotónica y cíclica en sistemas y componentes estructurales.
- Simulación sísmica en modelos a escala natural y reducida.
- Verificación de equipo de aplicación de carga. Se cuenta con celdas de carga patrón calibradas en el National Standard Testing Laboratory, USA.
- Dosificaciones de mezclas de concreto con y sin aditivo.
- Compresión en probetas estándar de concreto.
- Determinación de la calidad del concreto fresco in-situ.
- Determinación de la calidad y uniformidad del concreto endurecido in-situ mediante probetas diamantinas y esclerometría.
- Evaluación de la capacidad de estructuras mediante pruebas de carga.
- Consultoría en temas de estructuras y de patología estructural en general.

Desde Octubre del 2003 a la fecha, el laboratorio cuenta con Acreditación ISO/IEC 17025 otorgada por el INDECOPI en los siguientes métodos de ensayo:

- Compresión en probetas estándar de concreto (NTP 339.034)
- Extracción y ensayo de testigos diamantinos (NTP 339.059)
- Flexión en vigas estándar de concreto (ASTM C78)
- Resistencia al tránsito en tapas de concreto (NTP 339.111)
- Tracción en varillas corrugadas de acero de refuerzo (ASTM A370)
- Compresión en ladrillos de arcilla (NTP 399.613)

Jefe de Laboratorio: Ing. Ing. Gladys Villa García Medina

Informes

Teléfono: 626-2000 anexo 4640

Fax: 629-2089

e-mail: ledi@pucp.edu.pe

PRESENTACIÓN

Los Edificios de Ductilidad Limitada Peruanos

El sistema estructural de muros de concreto armado, es probablemente el más empleado en los últimos años para la construcción de edificios de vivienda en el Perú. En los edificios de baja altura, hasta 7 pisos, los muros se construyen con características peculiares y se denominan Edificios de Muros de Ductilidad Limitada, EMDL. Debido a su menor tiempo de construcción y a su menor costo, los EMDL se han convertido en una real alternativa de solución al problema de vivienda en el país.

Los edificios de muros de concreto armado permiten reducir el tiempo de construcción gracias al empleo de concreto premezclado, encofrados metálicos y mallas para el acero de refuerzo. La velocidad de construcción, generalmente de 1 departamento por día, junto a la optimización en el uso de recursos y mano de obra, constituyen una clara contribución a la industrialización de la construcción en el país.

Desde la perspectiva de los códigos internacionales, los EMDL son en cierta forma singulares debido al menor ancho de sus muros, a las características de las mallas y hasta la disposición misma del refuerzo. Sin embargo, en opinión de muchos expertos, estos edificios tendrían un desempeño sismorresistente comparable al de los edificios de muros y pórticos que siguen las recomendaciones internacionales.

Esta publicación muestra los aspectos arquitectónicos de los EMDL, presenta temas técnicos relacionados con el proceso constructivo y la tecnología del concreto, además muestra los resultados de investigaciones experimentales y analíticas relacionadas al desempeño sísmico esperado.

Alejandro Muñoz
Coordinador
Sección Ingeniería Civil

CONTENIDO

Presentación	1
Contenido	3
1. Arquitectura	5
2. Construcción	15
3. Tecnología del Concreto	31
4. Investigaciones Experimentales	41
5. Investigaciones teóricas	57
6. Desde la Perspectiva de las Normas Internacionales: USA	79
7. Desempeño Sismorresistente	91



4 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES

- **CONTROL DE LA FALLA POR
DESLIZAMIENTO EN PLACAS DE
CONCRETO REFORZADAS CON
MALLAS ELECTROSOLDADAS**

DI-SIC-2010-04

**Ángel San Bartolomé
Alejandro Muñoz
Georgina Madueño
Rolando Cavero**

CONTROL DE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO EN PLACAS DE CONCRETO REFORZADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS

Por: Ángel San Bartolomé¹, Alejandro Muñoz², Georgina Madueño³ y Rolando Cavero⁴

I. INTRODUCCION

En la actualidad se viene construyendo en el Perú numerosos edificios de mediana altura, estructurados con placas de concreto de 10cm 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 (Ref.1) 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 uno de sus bordes longitudinales, triturándolo y disminuyendo el área de corte para acciones coplanares que actúan simultáneamente con las transversales, como se ha reportado en sismos severos (Foto 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.

2. CARACTERÍSTICAS Y CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECIMENES

En este proyecto se construyeron (Foto 2) y analizaron 3 placas (Figura 1 y Figura 2), las tres placas tuvieron las mismas características geométricas: 2.4m de alto por 2.0m de largo y 10cm 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 ($3\phi\frac{1}{2}$ "), la misma calidad del concreto, con $f'c = 230\text{kg/cm}^2$, empleando un aditivo súper plastificante para lograr 10" de slump, la misma técnica de vaciado, es decir con bomba, y el mismo método de compactación del concreto, esto es vibrado externo del encofrado metálico golpeándolo con martillo de goma.

El sistema de refuerzo de la placa P1, y su junta lisa en la cimentación, se emplean comúnmente en este tipo de edificación (Foto 3), por lo que P1 fue adoptada como patrón de comparación.

Los parámetros que se variaron fueron:

- **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 con esfuerzo de fluencia nominal $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$.
- **El tratamiento de la junta de construcción cimentación-placa.** La placa P1 no tuvo ningún tratamiento especial excepto la limpieza, mientras que las superficies de las cimentaciones de las placas P2 y P3 fueron rayadas con una profundidad de 6mm.
- **La adición de espigas verticales de acero convencional que permitan eliminar o atenuar 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;

1 Ángel San Bartolomé MSc. Profesor principal en la Pontificia Universidad Católica del Perú.

2 Alejandro Muñoz MSc. Profesor Principal en la Pontificia Universidad Católica del Perú.

3 Georgina Madueño BSc. Graduada en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú.

4 Rolando Cavero BSc. Graduado en Ingeniería Civil. Pontificia universidad Católica del Perú.

en cambio, las espigas adicionales en P3 tienen la función de proporcionar resistencia a corte-fricción en la base del muro.

- **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 2cm.
- **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 50cm sobre la cimentación, mientras que en las placas P2 y P3 los traslapes tuvieron longitudes de 50 y 80cm, alternadamente.

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 (**Foto 2**). Esta segregación es causada porque el concreto se vació desde una altura de 2.4m y porque se presentó filtración de lechada de cemento a través de la base del encofrado. Posteriormente, los tres muros se curaron pintándolos con Membranin de Chema. Los defectos presentados en los especímenes, también suelen ocurrir en obra (**Foto 3**).

3. TÉCNICA DE ENSAYO

Las tres placas fueron ensayadas a carga lateral cíclica (V) con desplazamiento horizontal controlado (D1) (**Figura 3**), 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 II, D1 = 25mm) 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, así como la mayor longitud fisurada en la base.

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
No. ciclos	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

En la tabla 2 se describe cualitativamente el comportamiento que tuvieron las tres placas en cada fase del ensayo (**Foto 4 y Foto 5**), 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 (**Foto 6 y Foto 7**).

G = grosor de la mayor grieta diagonal (mm) L = extensión de la mayor fisura longitudinal 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. P3 tenía más segregación que P1 y P2.
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 importante. 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. $G = 0.8$. $L = 166$.	Se prolongaron las fisuras diagonales. Las fisuras en la base no se unieron. $G = 0.65$. $L = 132$.
7	Se inició el deslizamiento. Surgió otra rotura diagonal encima de las anteriores. $G = 0.8$.	Surgió otra grieta diagonal en encima de las anteriores. $G = 0.8$. $L = 200$.	Grieta diagonal. 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.	Predominaron las fisuras diagonales. No hubo deslizamiento. $G = 1.0$. $L = 149$.
9	Las grietas diagonales se cerraron. Gran deslizamiento.	$G = 0.8$.	Predominaron las fisuras diagonales. No hubo deslizamiento. $G = 1.5$. $L = 149$.
10	Talones triturados y refuerzo vertical extremo pandeado. La falla por deslizamiento se concentró en la base. Fin del ensayo.	Todo el concreto de la base se trituró. Los talones quedaron en buen estado. $G = 0.8$. Fin del ensayo.	Predominaron las fisuras diagonales. Se inició la trituración del concreto en los bordes de la fisura diagonal. $G = 2.0$. $L = 149$. No hubo deslizamiento.

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 (**Foto 6**).

En la base de P2 (**Foto 7**) 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 la placa P1. Por otro lado, debido a la distribución que tuvieron las espigas, la placa 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 o zona superior a las espigas (**Foto 8**), se observó que el refuerzo vertical correspondiente a la malla electrosoldada se encontraba fracturado en los puntos de soldadura con el refuerzo horizontal. Cabe mencionar que el refuerzo vertical de la malla se encuentra más 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.

5. RESULTADOS NUMÉRICOS

Los valores que se reportan en las tablas 3, 4 y 5, corresponden al ciclo estable en su rama más crítica (carga negativa para P1, P2 y P3), por las siguientes razones conservadoras:

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 deslizamiento.

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.

Se presentan los lazos histeréticos Cortante (V) – Desplazamiento (DI), para los 3 muros (Figura 4). 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.

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 (Figura 5). 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. Este criterio permite contemplar no solo la degradación de resistencia que tiene el espécimen, sino también la degradación de rigidez lateral.

La resistencia Vr = 194 KN, fue calculada como la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión, según se indica en 8.1. 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 12.5mm (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 (DI = 15mm, distorsión = 0.006) y 10 (DI = 20mm, distorsión = 0.008), respectivamente. La rigidez lateral inicial Ko, se obtuvo en la fase I (elástica) como la relación V/DI.

Tabla 3. Placa P1. Ciclo estable-Rama crítica: negativa.							
Fase	V (KN)	DI (mm)	D3 (mm)	D5 (mm)	D9 (mm)	D10 (mm)	R (fase 7)
1	27.92	0.246	0.000	0.011	-0.028	0.068	Ko = 113.5 KN/mm Eh = 1130 KN-mm Ve = 506.5 KN Vr = 194 KN R = 2.61
2	64.88	1.003	0.006	0.122	-0.068	0.398	
3	97.34	2.520	0.011	0.321	-0.176	0.621	
4	124.7	5.006	0.280	0.525	-0.293	0.980	
5	153.31	7.517	0.585	0.705	-0.395	1.446	
6	173.03	10.015	0.817	1.039	-0.418	1.981	
7	176.41	12.541	0.996	1.935	-0.299	2.657	
8	155.99	15.018	1.031	4.664	Influencia del deslizamiento		
9	137.49	17.517	1.001	7.930			
10	93.84	19.936	0.864	12.812			

Tabla 4. Placa P2. Ciclo estable-Rama crítica: negativa.							
Fase	V (KN)	DI (mm)	D3 (mm)	D5 (mm)	D9 (mm)	D10 (mm)	R (fase 8)
1	31.50	0.245	0.000	0.000	-0.028	0.036	Ko = 128.6 KN/mm Eh = 1527 KN-mm Ve = 626.6 KN Vr = 194 KN R = 3.23
2	71.25	1.001	0.003	0.037	-0.061	0.203	
3	101.97	2.509	0.004	0.081	-0.177	0.334	
4	140.00	5.063	0.240	0.124	-0.342	0.518	
5	160.21	7.510	0.685	0.163	-0.467	0.784	
6	188.03	10.005	1.139	0.217	-0.575	1.031	
7	200.53	12.534	1.332	0.611	-0.433	1.869	
8	201.09	15.026	1.501	1.643	-0.164	2.560	
9	193.99	17.511	1.577	3.245	Influencia del deslizamiento		
10	187.64	20.011	1.636	5.479			

Tabla 5. Placa P3. Ciclo estable-Rama crítica: negativa.							
Fase	V (KN)	D1 (mm)	D3 (mm)	D5 (mm)	D9 (mm)	D10(mm)	R (fase 10)
1	26.62	0.249	0.000	0.006	-0.055	0.044	Ko = 106.9 KN/mm Eh = 2523 KN-mm Ve = 734.5 KN Vr = 194 KN R = 3.79
2	65.30	1.005	0.005	0.053	-0.171	0.303	
3	100.95	2.496	0.041	0.148	-0.287	0.583	
4	132.44	5.003	0.355	0.246	-0.446	0.898	
5	166.63	7.503	0.863	0.311	-0.611	1.310	
6	195.59	10.015	1.322	0.367	-0.750	1.668	
7	210.36	12.493	1.883	0.415	-0.836	2.040	
8	222.92	15.004	2.243	0.544	-0.876	2.598	
9	235.30	17.391	2.560	0.678	-0.936	3.095	
10	243.06	19.986	2.816	0.765	Se	3.439	
11	197.55	25.068	3.622	0.742	despegó	3.686	

5.2. Tabulación de Resultados

En las tablas 3, 4 y 5 (ver la instrumentación en la Figura 3), se presentan los principales resultados obtenidos en la rama más crítica del ciclo estable correspondiente a cada fase.

5.3. Envolventes de los Lazos Histeréticos Estables

En base a la información indicada en las tablas 3, 4 y 5, se presenta los gráficos correspondientes a las envolventes de la fuerza cortante **V (Figura 6)**, deslizamiento **D5 (Figura 7)** y grosor de las grietas diagonales acumuladas en la zona central del muro **D3 (Figura 8)**, respectivamente, en función de los desplazamientos laterales **DI**, 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.

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 4200kg/cm² y P = 0 ton (en el ensayo no se aplicó carga axial), se obtuvo M = 48.5 ton-m, que dividido entre la altura medida desde el eje del actuador hasta la base de la placa (h = 2.5m), 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: $\rho_h = 0.0026$) asumiendo que éste fluye con $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$, según especifica el fabricante de malla electrosoldada.

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{230} = 8.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_s = \rho_h f_y = 0.0026 \times 5000 = 12.8 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$V_c = v_c t d = 8.04 \times 10 \times 160 = 12,860 \text{ kg}$$

$$V_s = v_s t d = 12.8 \times 10 \times 160 = 20,480 \text{ kg}$$

$$V_{cs} = V_c + V_s = 12860 + 20480 = 33,340 \text{ kg} = 333 \text{ kN}$$

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 8mm ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) @ 15cm (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: $\mu =$ coeficiente de fricción concreto-concreto endurecido = 1.0, t = espesor del muro = 10cm y L = longitud del muro en la zona con espigas = 155cm.

$$V_{ds} = 0.0033 \times 4200 \times 1.0 \times 10 \times 155 = 21,483 \text{ kg} = 215 \text{ kN}$$

De esta manera, la resistencia total que tiene P3 al instante en que se produce la falla por deslizamiento (Vd) está dada por la suma de la resistencia a flexión proporcionada por el refuerzo vertical (Vr = 194kN, ver 6.1) más la resistencia proporcionada por las espigas adicionales (Vds = 215kN), lo que proporciona: Vd = 409kN.

6.4. Predicción del Tipo de Falla

Placas P1 y P2. Como teóricamente se obtuvo una resistencia lateral por flexión (Vr = 194 KN) menor que la asociada a la falla por corte (333 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 (Vr = 194 KN) y la resistencia al corte (Vcs = 333 KN), resultan menores que la que la resistencia combinada a cizalle-flexión (Vd = 409 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.

6.5. Rigidez Lateral Inicial (Ko)

La rigidez lateral elástica de un muro en voladizo puede determinarse con la siguiente expresión:

$$K_o = \frac{E}{\frac{h^3}{3I} + \frac{f h E}{G A}}$$

Donde:

h = 250cm (altura medida desde el eje del actuador hasta la base del muro)

I = $\tau L^3 / 12 = 10 \times 200^3 / 12 = 6'666,666\text{cm}^4$ = momento de inercia de la sección

A = $\tau L = 10 \times 200 = 2000 \text{ cm}^2$ = área de la sección transversal

f = 1.2 = factor de forma de la sección transversal (rectangular)

E = $15210 \sqrt{f'c} = 15210 \sqrt{230} = 230,670\text{kg/cm}^2$ = módulo de elasticidad del concreto

f'c = 230kg/cm^2 = resistencia a compresión promedio del concreto

G = $E / 2.3 = 100,290\text{kg/cm}^2$ = módulo de corte del concreto

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 (Mu).
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: $V = Vu (M/Mu)$, donde Vu 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).

Aplicando esta técnica para verificar las espigas adicionales colocadas en la placa P3, se tendría:

- Cortante asociado a la falla por flexión: Vr = 194kN (ver 6.1).
- Asumiendo espigas de 8mm de diámetro ($A_s = 0.5\text{cm}^2$), con $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, con un espaciamiento $s = 15\text{cm}$ (cuantía $\phi = A_s / (s \tau) = 0.5 / (15 \times 10) = 0.0033$), que fueron las empleadas en P3, se tiene que su capacidad resistente al deslizamiento (Vd) es:

$V_d = \rho f_y \mu \tau L = 0.0033 \times 4200 \times 1.0 \times 10 \times 155 = 21483\text{kg} = 215\text{kN}$; donde: μ = coeficiente de fricción concreto-concreto endurecido = 1.0, τ = espesor = 10cm y L = longitud del muro en la zona con espigas = 155cm. Puesto que Vd (215kN) es mayor que Vr (194kN), se deduce que la cantidad de espigas empleadas en P3 fue suficiente para evitar la falla por deslizamiento.

8. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Con la finalidad de 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 (**Figura 9**).

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, a una velocidad de carga de 5ton/min, registrándose las fallas mostradas. (**Foto 9**).

Analizando la curva P-D3 para ambos prismas (**Figura 10**). El prisma M2 no pudo llevarse a la condición de rotura, debido a que su resistencia excedió la capacidad de la celda de carga (500kN), 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 de 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). Por otro lado, la resistencia que aportó el concreto del prisma M1 fue $\frac{1}{2} \times 180\text{kN} = 90\text{kN}$, sobre una longitud de 55cm. Extrapolando esta resistencia a la longitud de la placa se tiene: $90 \times 200 / 55 = 327\text{kN}$, como esta resistencia a cizalle puro superó a la resistencia máxima que alcanzaron las placas P1, P2 y P3 (176kN, 201kN y 243kN, respectivamente), no se produjo la falla en la unión solera-placa, la misma que se encuentra sujeta a cizalle puro.

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 considerable (2.4m), 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 6mm.
- La superficie superior de la cimentación de P2 fue rayada con una profundidad de 6mm, 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 en la Zona Central de las Placas

- En este proyecto se utilizó la malla electrosoldada Q257 en las tres 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, además la malla proporcionó resistencia hasta que se produjo la falla por deslizamiento.
- En la placa P3, la falla predominante fue por fuerza cortante y la malla, además de controlar el grosor de las fisuras diagonales, proporcionó resistencia hasta que en la fase II del ensayo, asociada a 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. (**Figura 11**).

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 también 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 en forma excesiva (más que el empleado en P2).

- En P2 se utilizó espigas de acero dúctil embutidas en la cimentación, dispuestas en zigzag con un recubrimiento de 2 cm. 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 a través de su base, 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 1mm, y para 5mm se presentó la primera grieta diagonal importante. En las fases siguientes continuaron presentándose más fisuras diagonales, hasta que en P1 y P2, para 15mm, 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 20mm, 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 12.5mm, 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

ININVI. Concreto Armado. Norma Técnica de Edificación E-060. 1989.

San Bartolomé, A et al: San Bartolomé, A y Muñoz, A. "Comportamiento Sísmico de Placas de Concreto Reforzadas con Mallas Electrosoldadas". Informe Final del Proyecto de Investigación SENCICO-PUCP. 2003.

SENCICO. "Diseño Sismorresistente". Reglamento de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E.030. 2003.

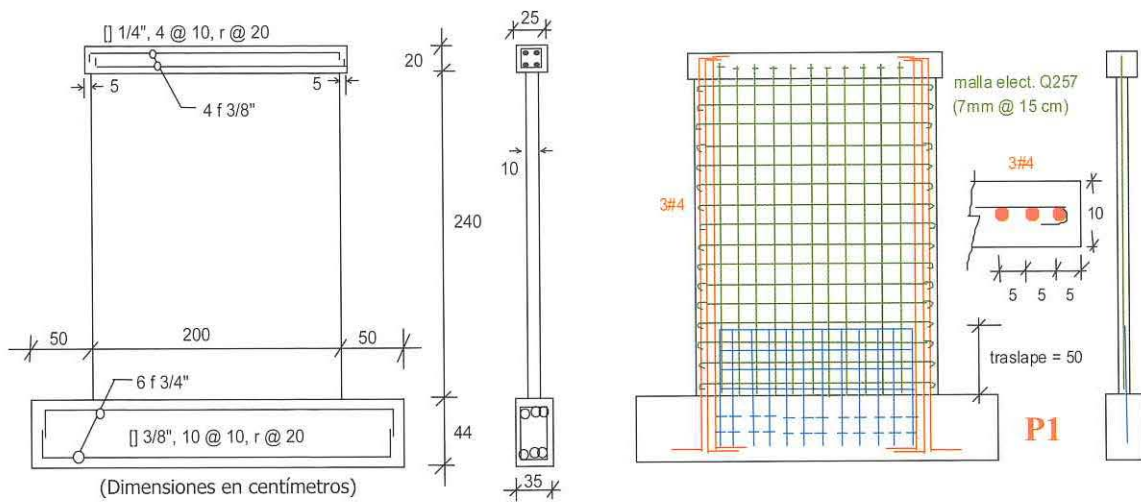


Figura 1. Características comunes de las tres placas (izq.) y refuerzo empleado en la placa P1 (der.)

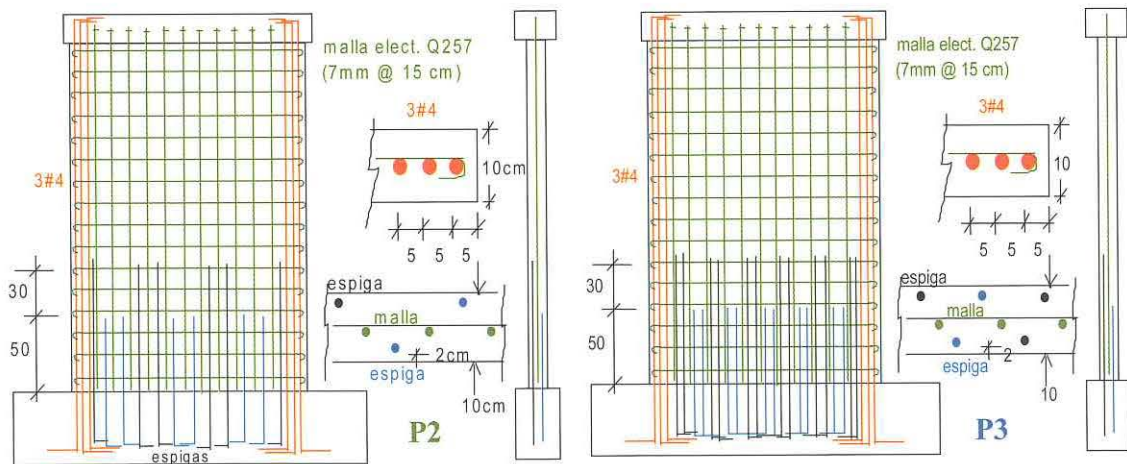


Figura 2. Refuerzo empleado en P2 (izquierda) y P3 (derecha).

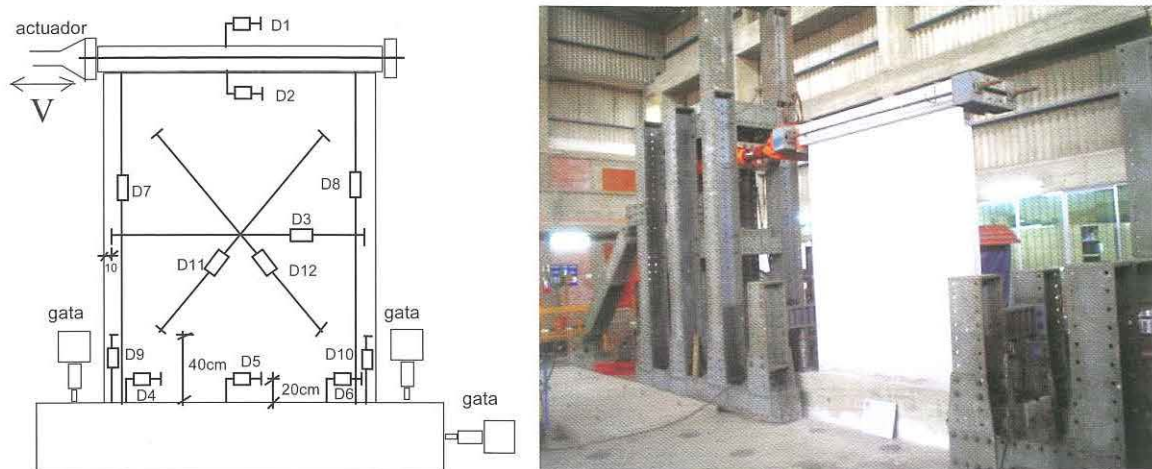


Figura 3. Vista global de los dispositivos de ensayo

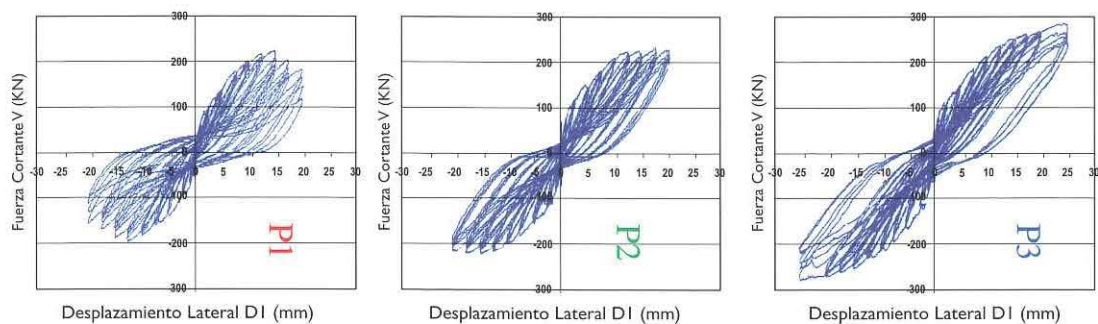


Figura 4. Lazos histeréticos V (KN)-D1 (mm) en las 3 placas

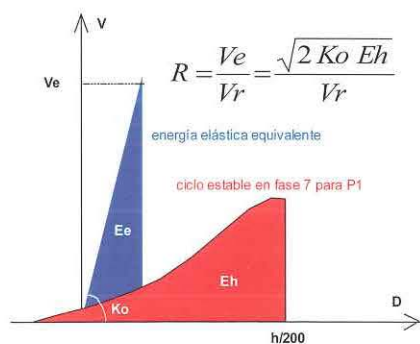


Figura 5. Criterio de igualación de energías

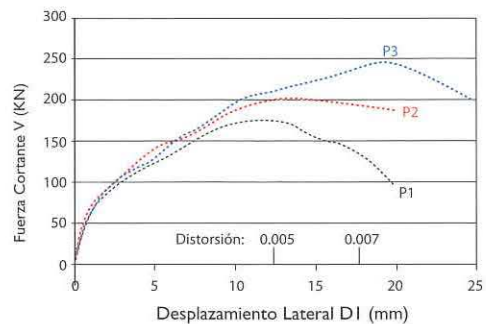


Figura 6. Envoltura V-D1

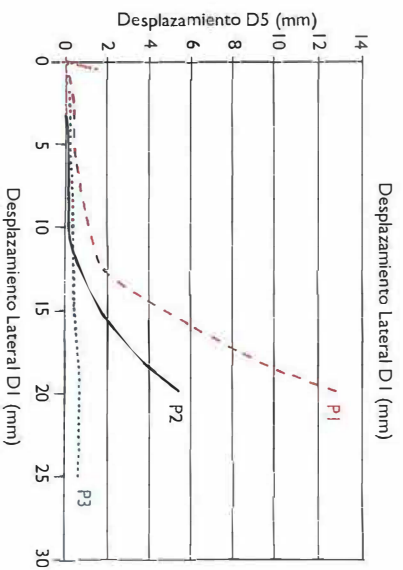


Figura 7. Deslizamiento D5

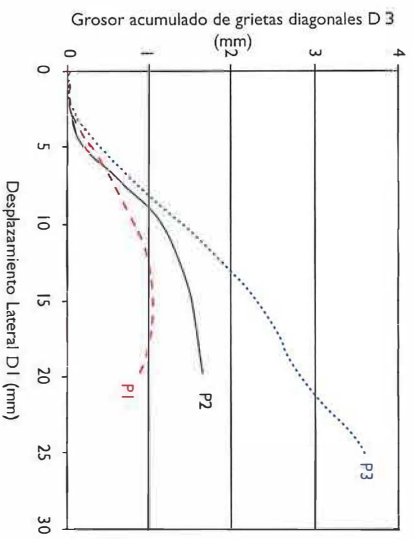


Figura 8. Grosor de grietas diagonales D3

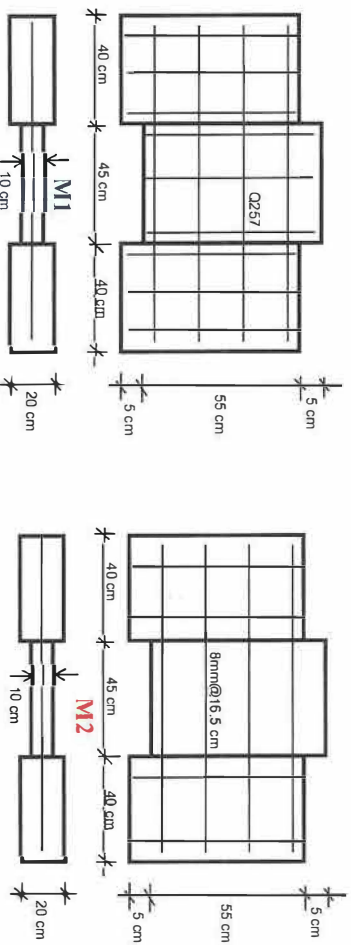


Figura 9. Prisma M1 reforzado con malla electrosoldada 7mm @ 15cm (juntas lisas) y prisma M2 reforzado con espigas de 8mm @ 16.5cm (juntas rayadas)

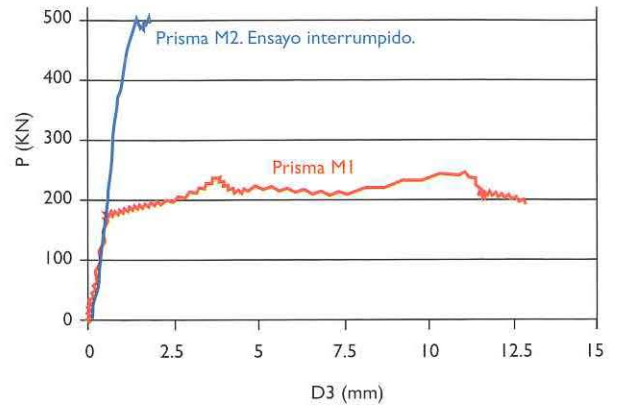
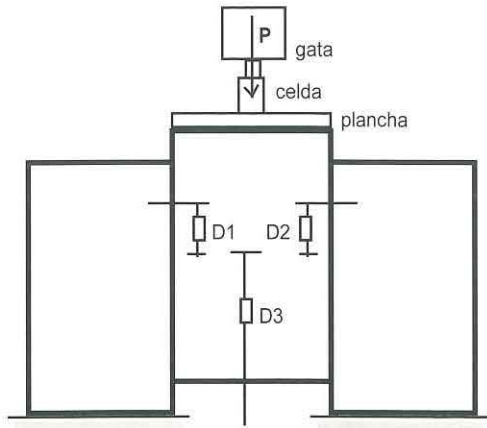


Figura 10. Ensayo de corte directo.

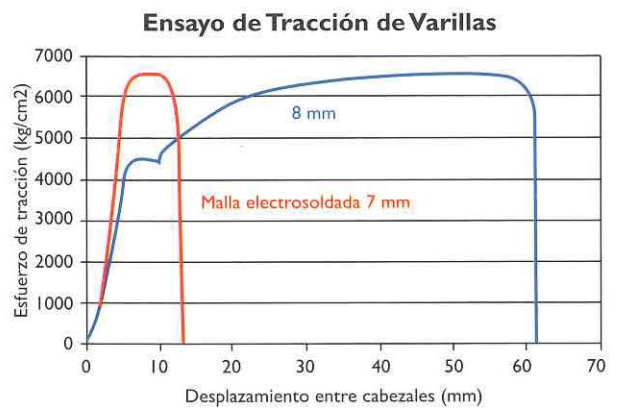
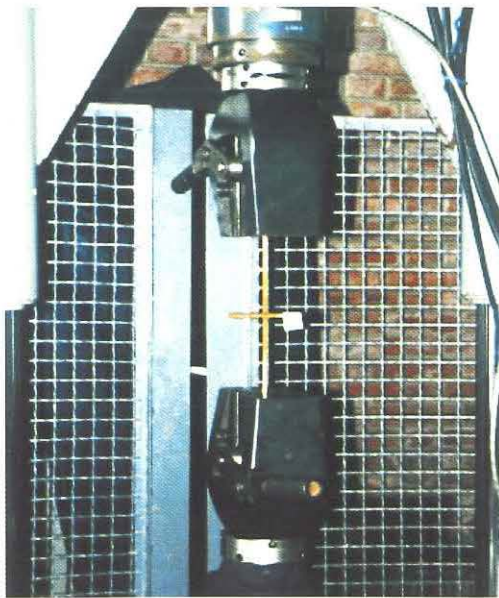


Figura 11. Ensayo de tracción directa en varillas y mallas.



Foto 1. Falla por deslizamiento.



P1



P2



P3



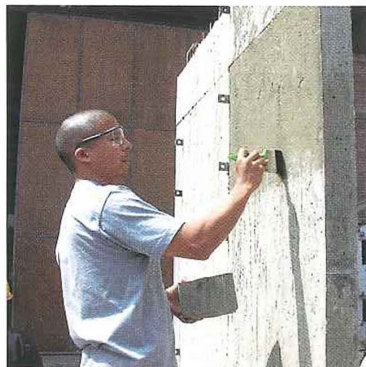
Encofrado



Vaciado



Filtración de lechada



Curado



Segregación en P1 y P3



Foto 2. Secuencias del proceso constructivo

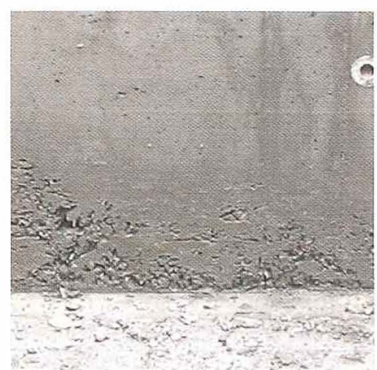
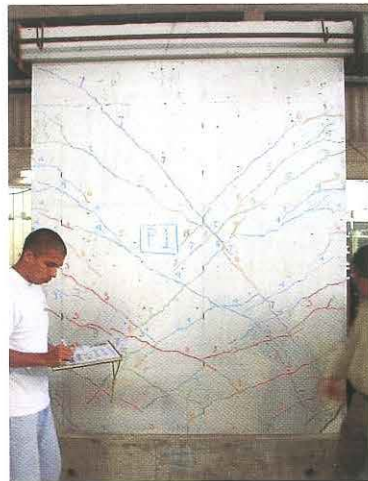
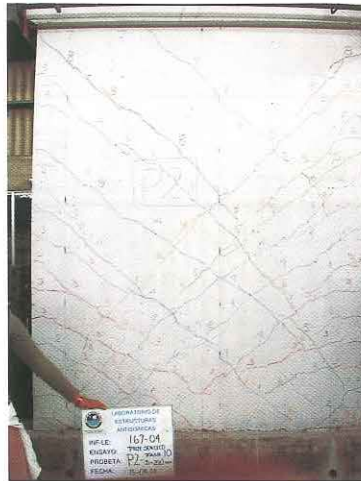


Foto 3. Defectos en un edificio real



PI



P2



P3

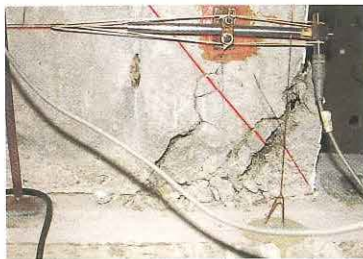


Foto 4. Estado de las 3 placas luego de la Fase 10: $D1 = 20\text{mm}$



Foto 5. Estado de La Placa P3 luego de la Fase 11: $D1 = 25\text{mm}$



Zona Central

Foto 6. Inspección post-ensayo de la placa PI. Pandeo de la barra vertical extrema y cizalle de las varillas verticales de la malla electrosoldada embutida en la cimentación

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

El Laboratorio de Mecánica de Suelos fue creado en el año 1966, a partir de una donación de equipos que hiciera la Dirección de Caminos del entonces Ministerio de Fomento y Obras Públicas a nuestra Universidad. Estos equipos fueron destinados fundamentalmente para la docencia; instalados y calibrados conjuntamente por personal de la Universidad y del Ministerio, con la colaboración de un experto de la Misión Renardet. El área de Laboratorio de Mecánica de Suelos, incluyendo oficinas es de 738m².



de la construcción de edificaciones, presas, carreteras, puertos, aeropuertos, canales, etc.; así como también a los proyectos relacionados con minería en lo referente a obras civiles y relaveras.

Con el transcurrir del tiempo, el laboratorio se fue equipando con recursos propios de la Universidad, con equipos modernos y con tecnología de punta; para realizar actividades docentes; de investigación, y de servicio de apoyo a la industria



Además de los equipos usuales para determinación de las propiedades índice, hidráulicas, de compresibilidad de los suelos, de las propiedades para el diseño de vías de comunicación y de las características de los agregados; el laboratorio cuenta con un equipo triaxial con marco de carga de 50 KN y celdas de 35mm, 50mm, 70mm y 100mm; sistema de aplicación de presión constante, aplicación de contrapresión, medición de cambio de volumen y un equipo para corte directo controlados por un sistema digital de 16 canales con sistema de adquisición de datos electrónico. Todo este sistema se encuentra controlado mediante una microcomputadora; que permite controlar el proceso de los ensayos.

Actualmente, el laboratorio cuenta con 13 celdas para los ensayos triaxiales, que permite trabajar varios especímenes en forma simultánea. Adicionalmente, a los ensayos triaxiales rutinarios No Consolidado No Drenado, Consolidado No Drenado y Consolidado Drenado de compresión, también disponemos de equipos para realizar ensayos de Extensión Triaxial.

Además de ensayos, el laboratorio realiza Estudios de Mecánica de Suelos de acuerdo a la Norma NTE E-050 para el diseño de cimentaciones; y Diseño de Pavimentos, peritajes y evaluaciones forenses geotécnicas.

El personal profesional y técnico del laboratorio cuenta con más de treinta años de experiencia y está capacitado para una rápida respuesta a quienes desarrollan, ejecutan y supervisan proyectos de ingeniería civil, minería y de la industria en general, proporcionando asistencia en el área de geotecnia en forma eficaz, independiente e imparcial.



Los principales servicios que realiza el laboratorio son:

- Ensayos de mecánica de suelos para determinación de propiedades índices
- Ensayos para control de calidad de los materiales que se emplearán para la fabricación de concreto, y materiales para la construcción de pavimentos
- Ensayos para la determinación de las propiedades físico-mecánicas e hidráulica de los suelos
- Estudios de Mecánica de Suelos y Diseño de Pavimentos
- Peritajes y evaluaciones forenses geotécnicas de cimentaciones y en general consultoría relacionada a la especialidad de ingeniería geotécnica.

Jefe de Laboratorio: Ing. Manuel Olcese Franzero

Informes:

Teléfono: 6262000 anexo 4651

Fax: 6262837

e-mail: suelos@pucp.edu.pe