

REPARACION CON RESINAS EPOXICAS DE UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGON ARMADO SEVERAMENTE DAÑADAS

Fernando YAÑEZ U*

Ernesto GOMEZ G*

RESUMEN

Este trabajo presenta los ensayos realizados en tres probetas de uniones viga-columna de hormigón armado de tamaño natural sometidas a un daño equivalente a un fuerte sismo y luego reparadas con resina epóxica.

Los resultados muestran una recuperación de la resistencia y ductilidad de las uniones, y la influencia en su comportamiento de a) el recubrimiento lateral del nudo, b) la resistencia del hormigón o mortero de reparación, c) el tamaño del nudo y d) la calidad de la ejecución de la reparación.

INTRODUCCION

En los sismos ocurridos en diversas regiones se han producido graves daños por fallas en las uniones viga-columna de hormigón armado, como se observó en los terremotos de Chile en 1958 y 1960¹. Frente a la eventualidad de un nuevo terremoto y considerando la creciente utilización de resinas epóxicas en la reparación de estructuras, se ha intentado investigar el grado de recuperación de éstas centrandó el estudio en las uniones de un pilar con una viga, es decir, de un pilar lateral como se indica en la Fig. 1, ya que esta parte es la más crítica en una estructura de marcos². El comportamiento de reparaciones en elementos

* Investigadores del Instituto de Investigaciones y Ensayes de Materiales IDIEM. Universidad de Chile.

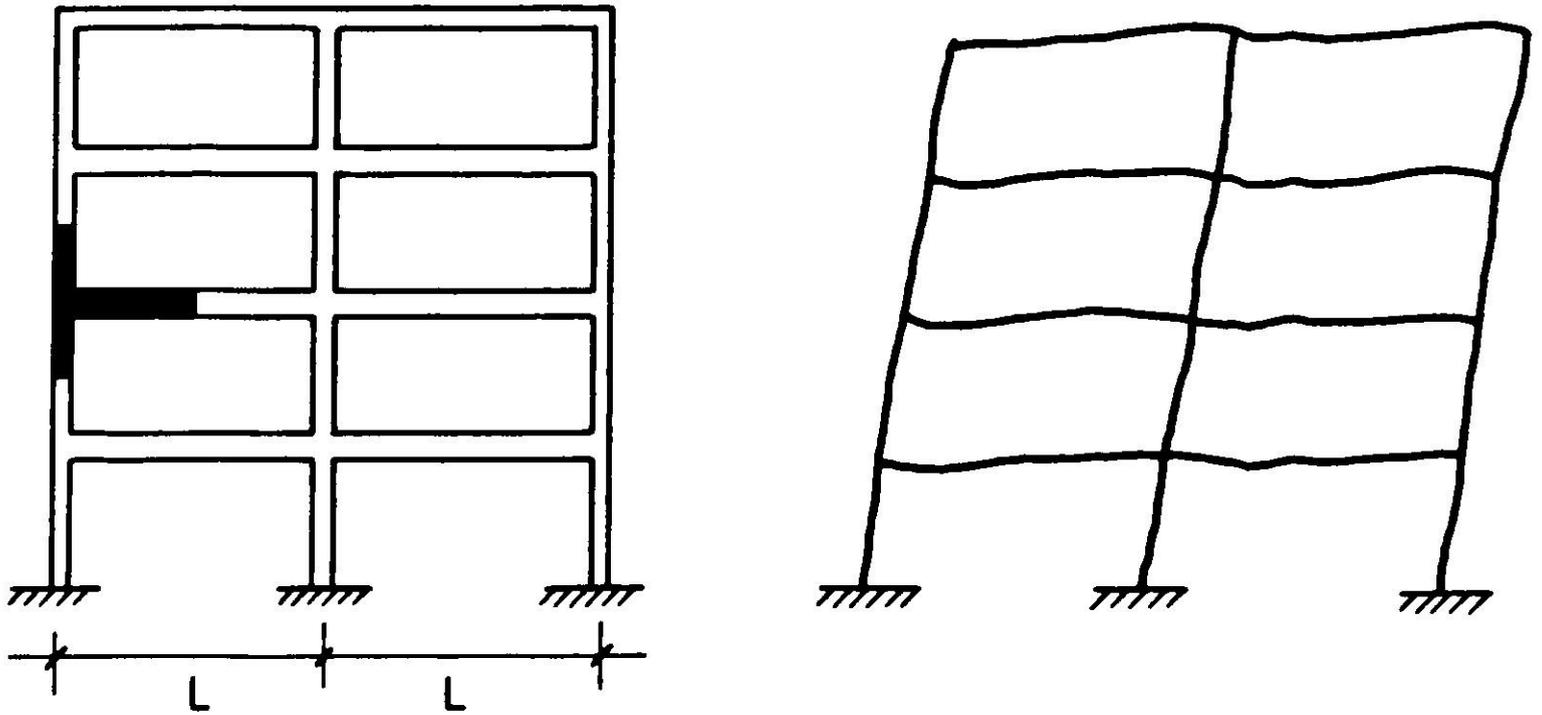


Fig. 1. Marco sometido a carga horizontal.

de flexión y corte han sido estudiados, entre otros, por Chung^{3, 4} y la reparación de muros de albañilería por Gómez y Olivares⁵, dando buenos resultados.

PROBETAS

Se ensayaron tres uniones viga-columna que se diferenciaban entre sí por el tamaño del canto de la viga, que era de 30, 40 y 50 cm para las probetas 1, 2, y 3 respectivamente; el ancho era de 20 cm. La columna era de 30 x 30 cm en todos los casos. Las armaduras longitudinales de las vigas y de las columnas eran iguales en las tres probetas y las transversales variaban según las exigencias de resistencia al corte y confinamiento. El detalle se indica en la Fig. 2. El acero usado en ambos

tipos de refuerzos era con resaltes, con límite de fluencia de 4 200 kgf/cm² y resistencia última de 6 300 kgf/cm². La resistencia del hormigón en promedio fue de 450 kgf/cm² en probetas cilíndricas.

En el diseño de las piezas se utilizó el código norteamericano ACI 318-71⁶ y las recomendaciones para el diseño de uniones del Comité Conjunto 352 del ACI-ASCE⁷. Las características resistentes de las vigas y columnas junto a la resistencia de los hormigones se indica en la Tabla I.

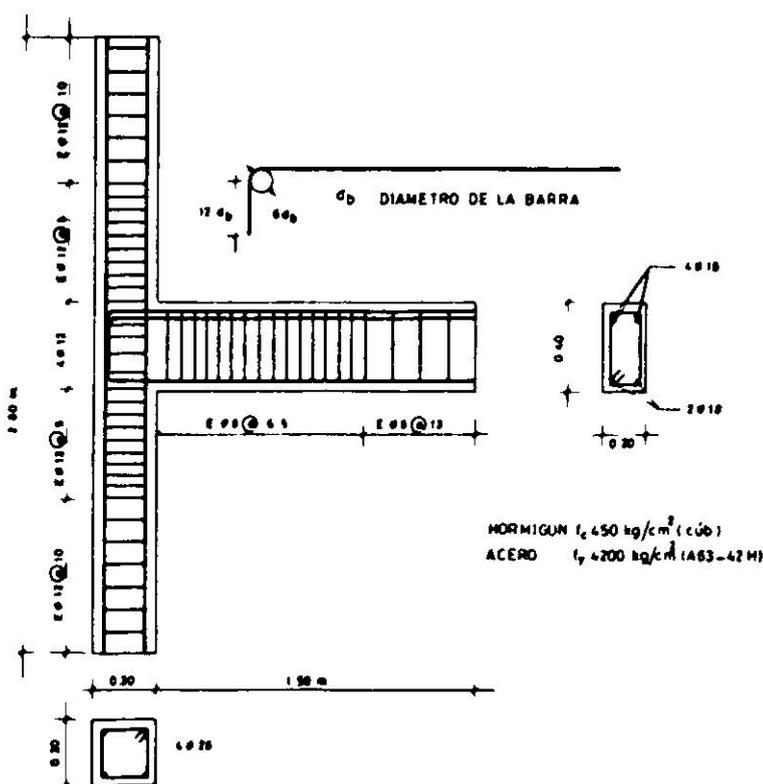


Fig. 2. Detalle de las armaduras de la probeta 2.

TABLA I
CARACTERISTICAS RESISTENTES DE LAS VIGAS Y COLUMNAS

VIGAS					COLUMNA	
Probeta	\bar{M}_{ud}	\bar{M}_{ur}	Edad días	f'_c	N, t	M_u, tm
1	8.4	10.1	48	452	30	11,2
2	12.7	15.0	113	458	50	13.5
3	17.0	25.6	34	465		

M_{ud} ; momento último de cálculo con $f'_c = 450 \text{ kgf/cm}^2$, en tm.

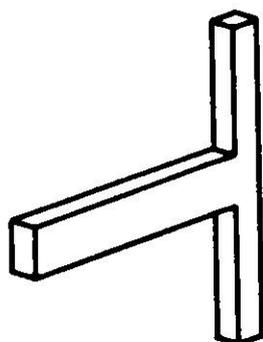
M_{ur} ; momento último real en tm.

f'_c ; resistencia del hormigón en el momento del ensayo en probeta cilíndrica, en kgf/cm^2 .

M_u ; momento último de cálculo para el valor de la carga vertical, N , indicada.

La variación en el canto de las vigas, que conduce a distintos momentos resistentes, tenía por objeto observar la influencia del tamaño del nudo, es decir, del encuentro de pilar con viga.

Las longitudes de la pieza escogidas se determinaron de modo de obtener las mayores dimensiones posibles compatibles con la capacidad de los marcos de reacción del laboratorio del IDIEM y sus gatos de carga.



La forma de la probeta simulaba un encuentro de viga con columna lateral, como se indica en la Fig. 3. Se ha supuesto que el punto de inflexión de la elástica de la columna se encuentra en la mitad de la altura del piso

Fig. 3. Encuentro de viga con pilar lateral.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Las probetas fueron sometidas a carga estática, que simulaban un fuerte sismo, hasta el agotamiento de la capacidad resistente a flexión de las vigas; luego reparadas con resina y hormigón epóxicos y ensayadas de nuevo en las mismas condiciones originales.

El uso de cargas estáticas en lugar de dinámicas se justifica por la mayor facilidad del registro de los valores de los parámetros estudiados y porque hay antecedentes que probarían que los ensayos estáticos dan valores de las resistencias de las piezas de hormigón armado que conducen a diseños más conservadores que si se realizaran en forma dinámica⁸.

Las cargas a que fueron sometidas las probetas se indican en la Fig. 4. Por comodidad de ejecución en el ensayo, éstas se han dispuesto como se indica en las Figs. 5 y 6.

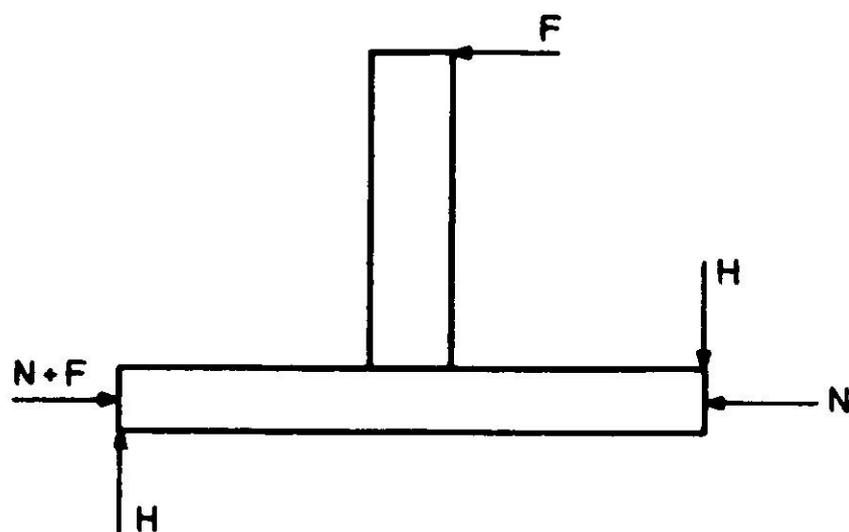
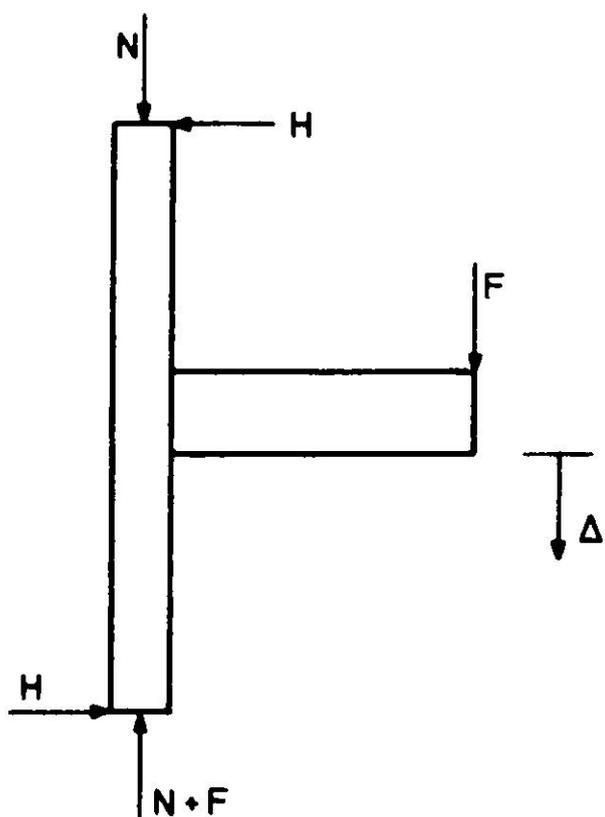


Fig. 4. Diagrama de cargas.

Fig. 5. Disposición de la probeta durante el ensayo.

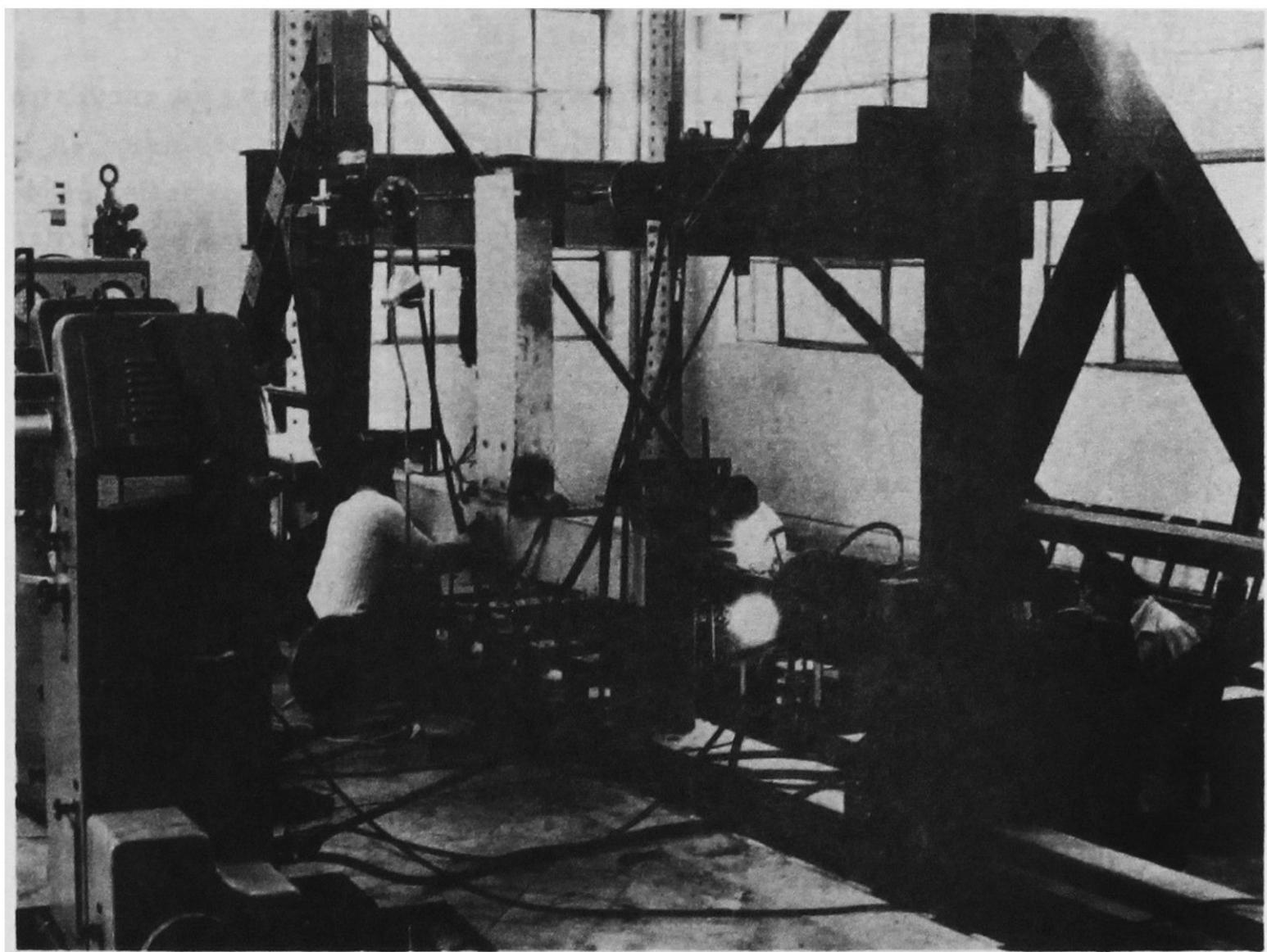


Fig. 6. Vista general del dispositivo de carga.

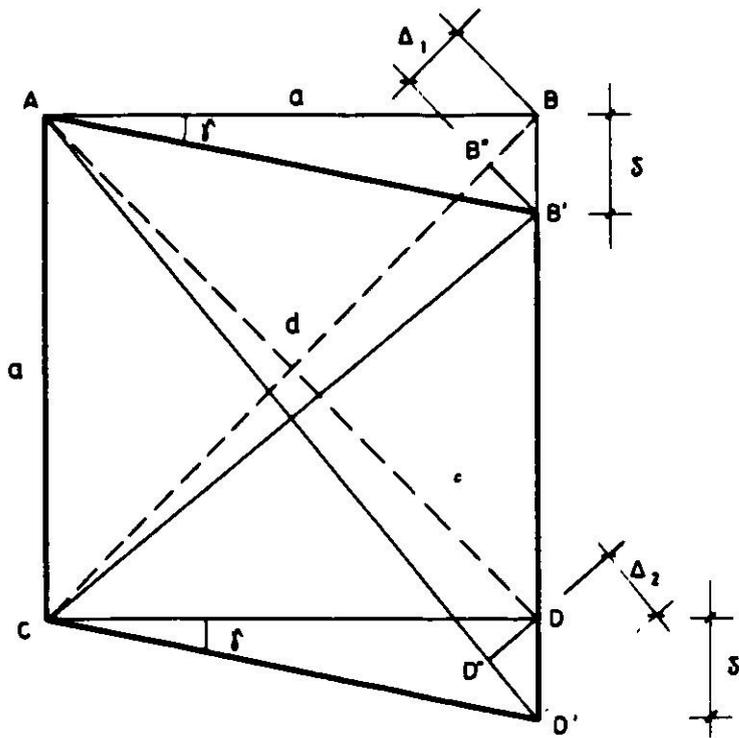
La carga N se mantuvo siempre constante con un valor de 30 toneladas, que es el 40% de P_b^* , en que P_b es la carga axial en la condición de balance, es decir, es la capacidad de carga axial cuando se supone que simultáneamente se ha alcanzado la deformación última del hormigón y el punto de fluencia en las armaduras. Con esto se satisface la condición A 6.4 del código ACI 318-71, que establece la necesidad de armadura especial de confinamiento en las columnas cuando $P_e > 0.4 P_b$, donde P_e es la máxima carga de cálculo que actúa sobre una columna durante un movimiento sísmico. La carga F se aplicó muy lentamente, primero en el sentido de mayor resistencia de la viga, es decir, según el lado correspondiente a momento de flexión negativo en el marco, hasta alcanzar la rotura del hormigón en la zona comprimida de la viga, luego con el otro gato se cargó en sentido opuesto hasta alcanzar la misma condición. A continuación se hizo otro ciclo en que las cargas se aplicaban hasta observar fluencia, es decir, hasta que se producían grandes deformaciones sin aumentar la carga. Para obtener las resistencias últimas en las vigas fue necesario hacer varias cargas y descargas antes de alcanzar el colapso, debido a la corta carrera de los gatos AMSLER (12 cm).

Al ir variando la carga F , se midieron el desplazamiento Δ , la deformación angular del nudo, γ , las tensiones en las armaduras y las deformaciones del hormigón en las zonas críticas. La carga F se aplicó mediante gatos hidráulicos y su medición se hizo con un péndulo AMSLER como se aprecia en la Fig. 6. El desplazamiento se midió haciendo lecturas con un teodolito en una escala graduada adherida a la pieza. En la determinación de la deformación angular se utilizó un extensómetro HUGGENBERGER, como se indica en la Fig. 7.



Fig. 7. Extensómetro mecánico Huggenberger.

* Este valor de $P_b = 76$ t se calculó con una resistencia de cálculo del hormigón de 280 kgf/cm^2 .



$$\delta/\Delta_1 = \delta/\Delta_2 = d/a$$

$$\gamma = \delta/a = 1/2(\gamma_1 + \gamma_2)$$

$$\gamma = (\Delta_1 + \Delta_2)/d$$

Con él se midieron las diagonales de un cuadro trazado en el nudo, calculándose la deformación, γ , como se muestra en la Fig. 8. El cuadro se materializó con 4 pernos que se inscrustaron en el nudo aproximadamente 3 cm. Las tensiones en las armaduras se determinaron con extensómetros eléctricos. Las deformaciones en el hormigón se midieron mediante extensómetros de cuerda vibrante.

Fig. 8. Determinación de la deformación angular, γ , a partir de la medición de las diagonales.

DAÑOS PRODUCIDOS

El estado final de las piezas se muestra en las Figs. 9, 10 y 11.

El daño principal se produce en las vigas, donde se forma una rótula plástica y el daño secundario, en el nudo.



Fig. 9. Estado de la probeta 1 después de la rotura. En proceso de reparación.

En la probeta N° 1, el nudo sufrió sólo fisuración pequeña sin que se desprendiera el recubrimiento. En la N° 2, el daño que se observa corresponde sólo al recubrimiento, el núcleo permanece monolítico, aunque fisurado. En la N° 3, sucede lo mismo en relación al núcleo, pero el recubrimiento se desprende a pedazos y al repararla es necesario reemplazarlo por un mortero epóxico.

Las columnas muestran algunas pequeñas fisuras, producidas por el momento inducido por la carga F , que en algunos casos incurrió en la zona límite del diagrama de interacción de la carga axial con el momento de la columna.

En las tres probetas originales la rótula plástica se produjo en la viga

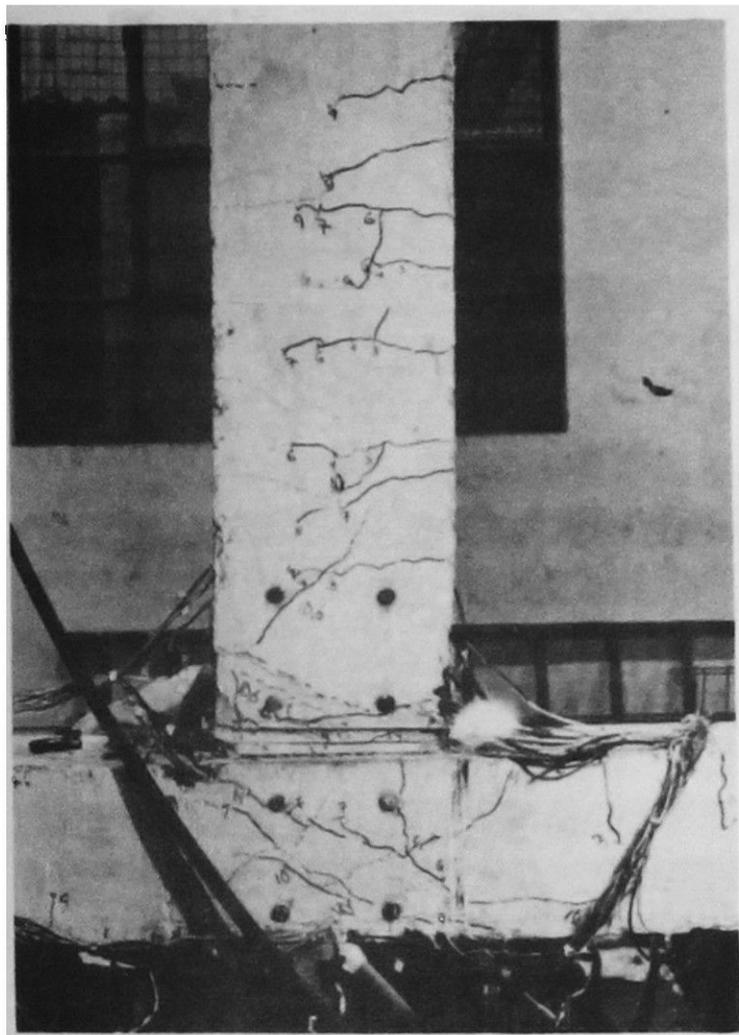


Fig. 10. Estado de la probeta 2 cuando la viga alcanza el momento último.



Fig. 11. Estado de la probeta 3 después de la rotura. Se muestra durante el proceso de reparación.

como estaba previsto, puesto que se habían diseñado expresamente de este modo como lo exige el apéndice sísmico del código ACI 318-71⁶.

Como se puede apreciar, los daños producidos son semejantes o peores que los observados en las uniones similares en muchos de los terremotos fuertes ocurridos en las últimas décadas.

PROCEDIMIENTO DE REPARACION

Los daños se podrían clasificar en: zonas fisuradas, como es el caso de los nudos de las probetas 1 y 2; zonas con el hormigón triturado, como es el caso de la zona de compresión máxima de las vigas, y zonas con desprendimiento del recubrimiento y fisuración del núcleo, que es el caso del nudo de la pieza 3. Estos daños se pueden apreciar en las Figs. 9, 10 y 11.

Las superficies de las zonas fisuradas fueron selladas cubriéndolas con un adhesivo, dejando algunos orificios por donde se inyectó posteriormente a presión una resina epóxica estructural de baja viscosidad, mediante una pistola especial, como se indica en la Fig. 12.

La zona triturada fue eliminada, colocándose un hormigón epóxico de reemplazo, Fig. 13.

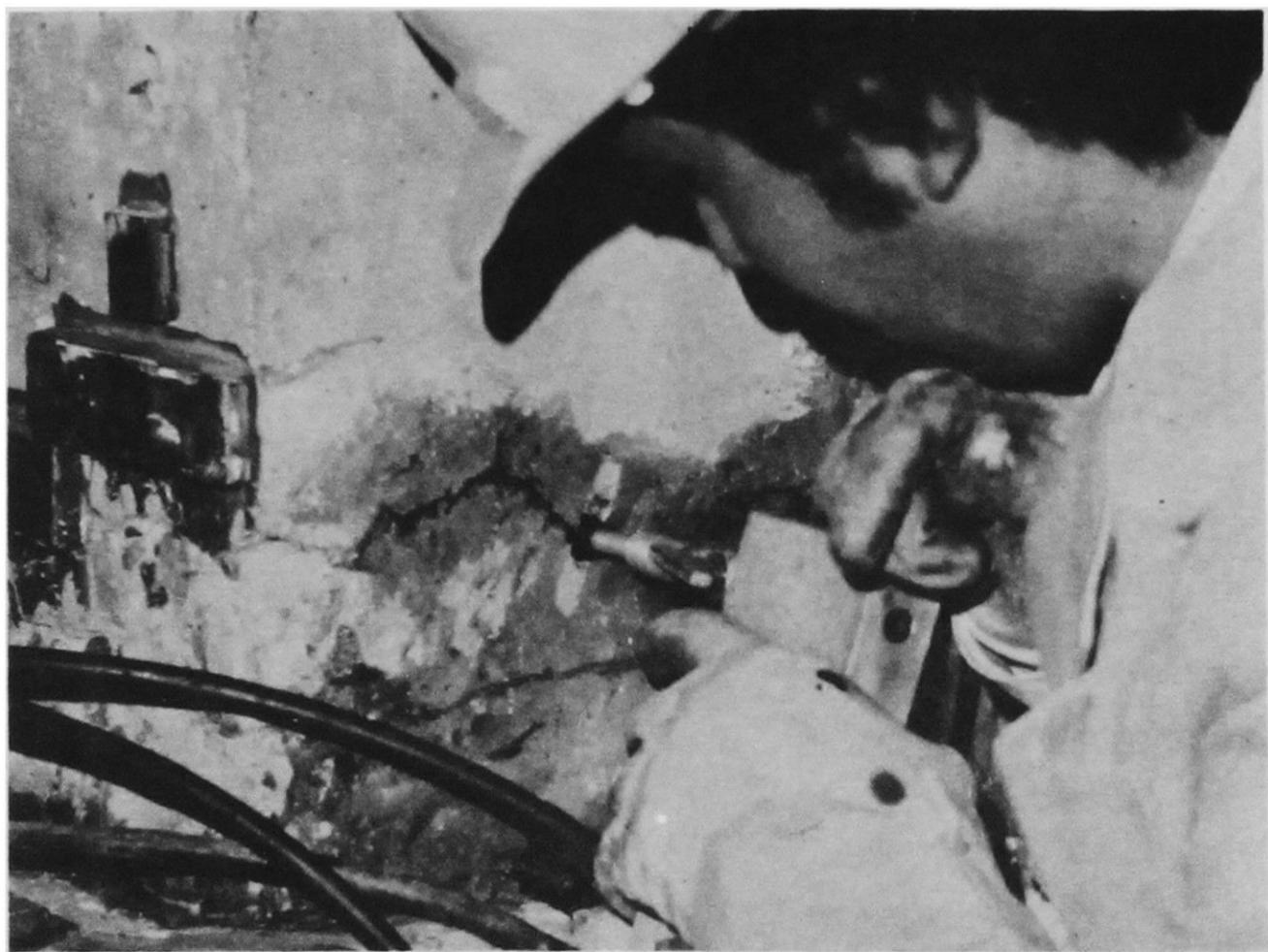


Fig. 12. Dispositivo de inyección de resina epóxica en el momento en que se repara una grieta en la probeta 2.

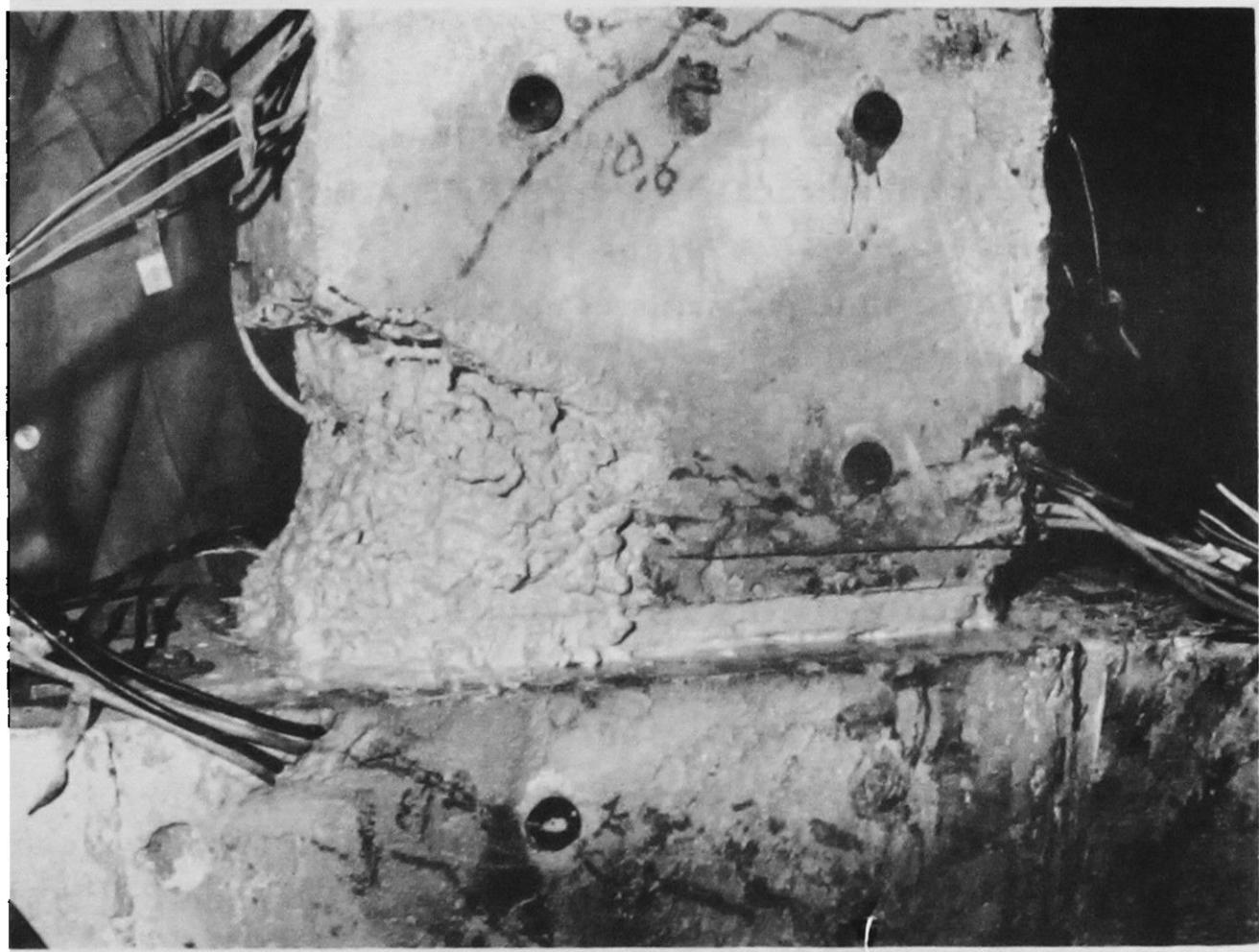


Fig. 13. Colocación de mortero epóxico en la reparación de la probeta 2.

En la probeta N^o 3 el recubrimiento se restituyó con un mortero epóxico y luego se inyectó resina en el núcleo fisurado. Para realizar esta última operación se dejaron algunos orificios en el nuevo recubrimiento, cumpliendo éste el papel de sello para la inyección de resina estructural.

La probeta 1 se ensayó después de 4 semanas desde su reparación, la 2 después de 7 días y la 3 después de 2 días. El tiempo de curado de la resina inyectada es de aproximadamente 3 horas en condiciones de laboratorio.

DAÑOS PRODUCIDOS EN LAS PROBETAS REPARADAS

Las probetas N^{os} 1 y 2 sufrieron daños semejantes a las originales. Sin embargo la rótula plástica en la viga se produjo en la zona vecina a la rótula original, correspondiente a la zona anteriormente triturada y reemplazada por hormigón epóxico. Vale decir, que la reparación epóxica no sufrió rotura alguna, desplazando la rótula hacia la zona de hormigón original. La Fig. 14 muestra esta situación en el caso de la probeta N^o 1. Esto significa que ha sido necesario una fuerza F mayor para desarrollar el momento último de la sección de la viga, puesto que el brazo de palanca ab' en la Fig. 15 es menor que ab . Esta situación explica la mayor resistencia alcanzada por las piezas 1 y 2, como se observa en las Figs. 18 y 19.

En las zonas fisuradas las grietas presentan la misma forma y distribución que en las originales, y hasta donde la inspección visual es efectiva, se puede

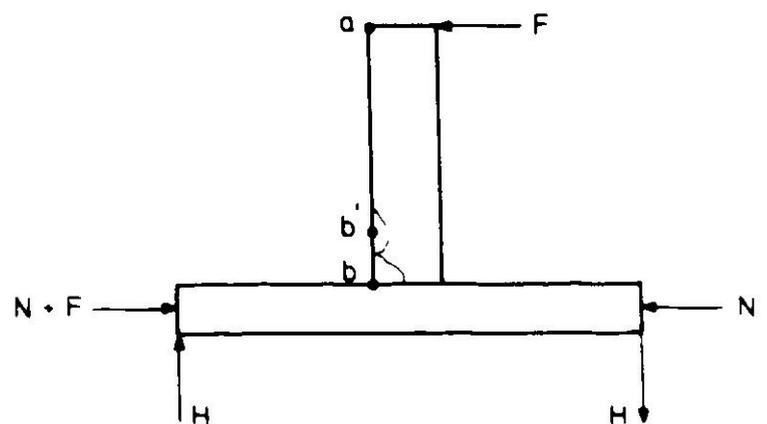


Fig. 15. Diagrama del desplazamiento de la rótula.

Fig. 14. Probeta 1 reparada, desplazamiento de la rótula hacia la zona de hormigón original.

afirmar que no se encontró grieta reparada que se volviera a abrir, lo que está de acuerdo con el trabajo de Chung antes mencionado⁴.

En cuanto a la probeta Nº 3, su comportamiento es distinto a las anteriores. En primer término, en la zona del nudo el daño en el recubrimiento de la pieza original fue tal, que hubo necesidad de reemplazarlo completamente por un mortero epóxico. Ahora bien, al ensayarla ya reparada en el sentido de la mayor resistencia no se produjo rótula plástica en la viga, comportándose ésta como un cuerpo rígido. En ningún momento durante el ensayo se alcanzó la rotura de sus fibras más comprimidas. El nuevo recubrimiento se rompió y desprendió en grandes trozos a medida que se cargaba. Como la viga permaneció como un cuerpo rígido (aunque fisurado), la deformación Δ se desarrollaba a cuenta de la deformación del nudo, γ .

El desplazamiento Δ alcanzó hasta 18 cm, como se observa en la Fig. 20; en este punto el gato hidráulico no tomaba más carga, vale decir se llegó a una situación de fluencia en el nudo. La carga alcanzada fue levemente inferior a la lograda en la probeta original (16 t vs 18,3 t).

A continuación se cargó en el otro sentido logrando igualmente una resistencia inferior a la original. Luego se comenzó un segundo ciclo. A esta altura del ensayo ya se había desprendido totalmente el recubrimiento. La Fig. 20 muestra en estas condiciones una violenta caída de la rigidez del nudo, produciéndose grandes deformaciones con pequeñas cargas. Este comportamiento equivale a que la rótula plástica estuviera en el nudo, aun cuando el hormigón de esta zona no presenta trituración sino agrietamiento y una gran deformación del pilar como en todo, como se observa en la Fig. 16. Comparando esta situación con el segundo

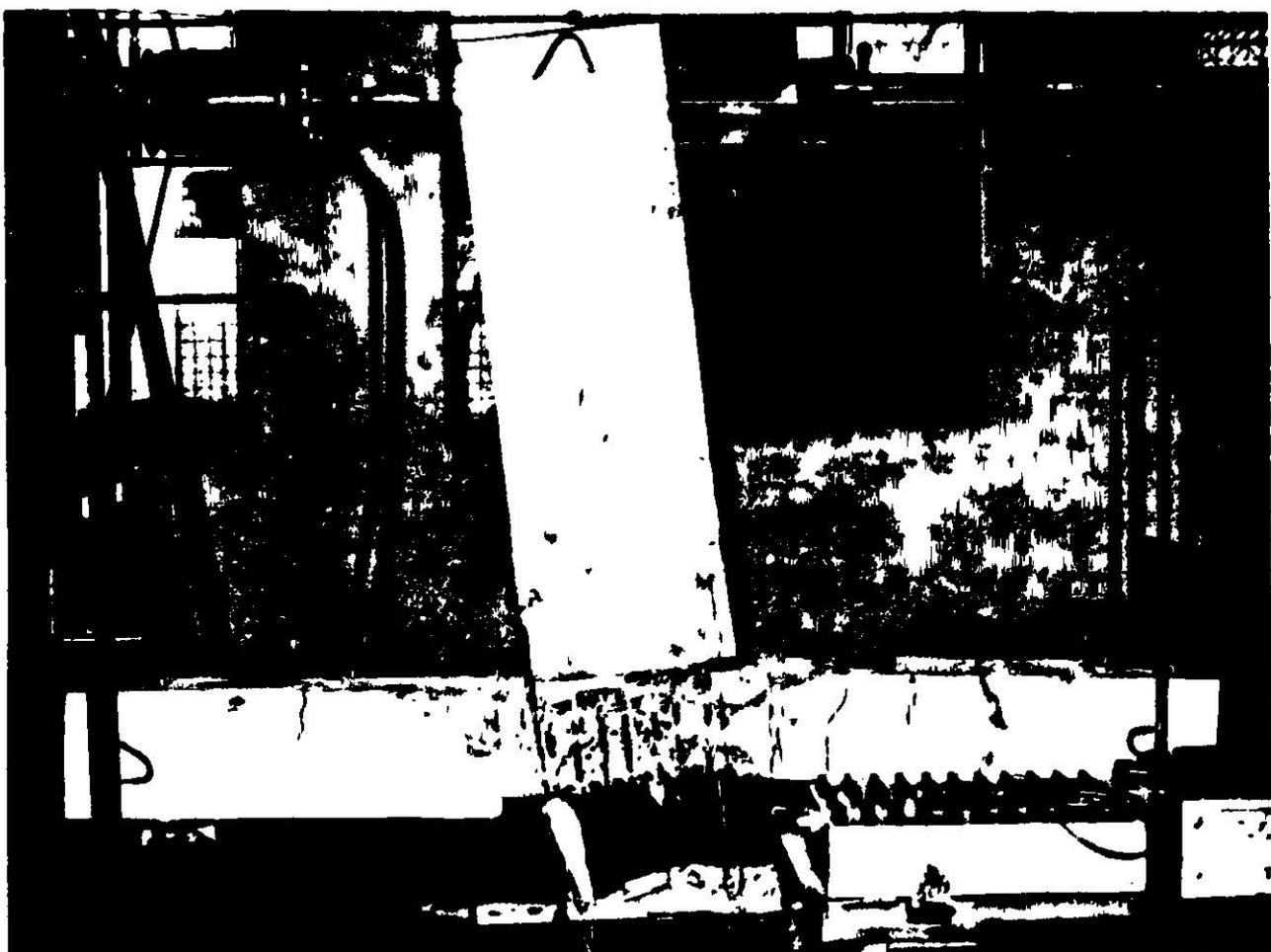


Fig. 16. Probeta 3 reparada; formación de rótula en el nudo.

ciclo de la viga original, se ve que en esta última el recubrimiento aún colabora, a pesar del agrietamiento, alcanzando una resistencia de 12 tm.

Este comportamiento ilustra la influencia del recubrimiento en la rigidez del nudo. En la práctica, afortunadamente, rara vez se presenta este problema porque existen normalmente vigas laterales que refuerzan el recubrimiento como

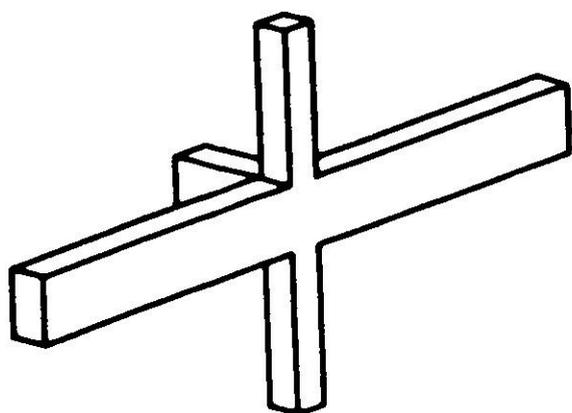


Fig. 17. Encuentro de pilar con vigas internas y laterales.

se muestra en la Fig. 17.

Por otro lado se observó, después de cargada la pieza y una vez desprendido el recubrimiento epóxico, que la resina había penetrado en forma limitada, demostrando que en el procedimiento usado de utilizar dicho recubrimiento como sello el número de orificios dejados fue insuficiente.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En las Figs. 18, 19 y 20 se muestran las curvas de deformación en función de la carga F para las probetas 1, 2 y 3 respectivamente. En estas curvas se han superpuesto las líneas correspondientes a las vigas originales y a las reparadas. Las cargas y descargas que se advierten fueron motivadas por la limitación de las carreras de los gatos hidráulicos.

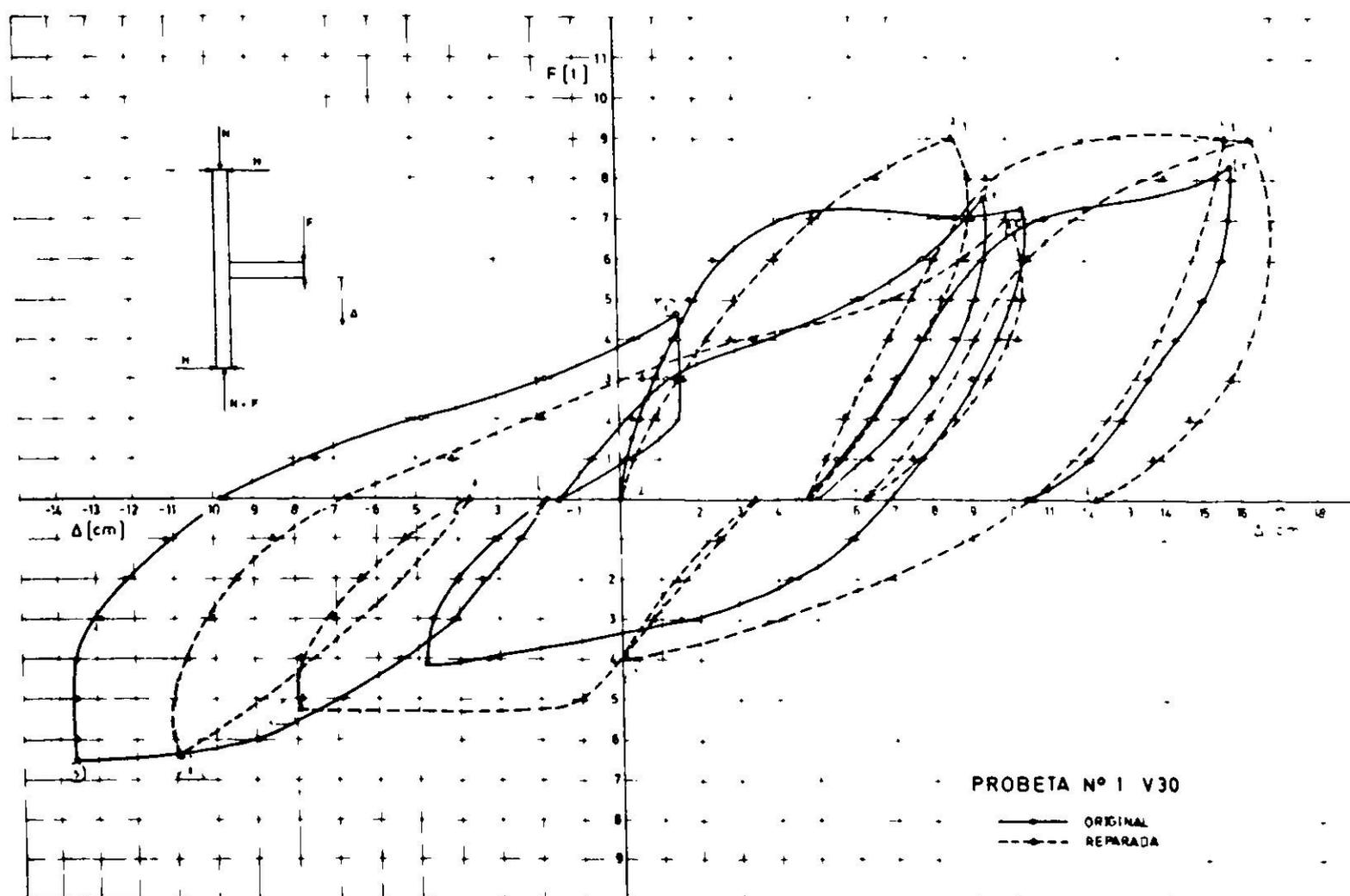
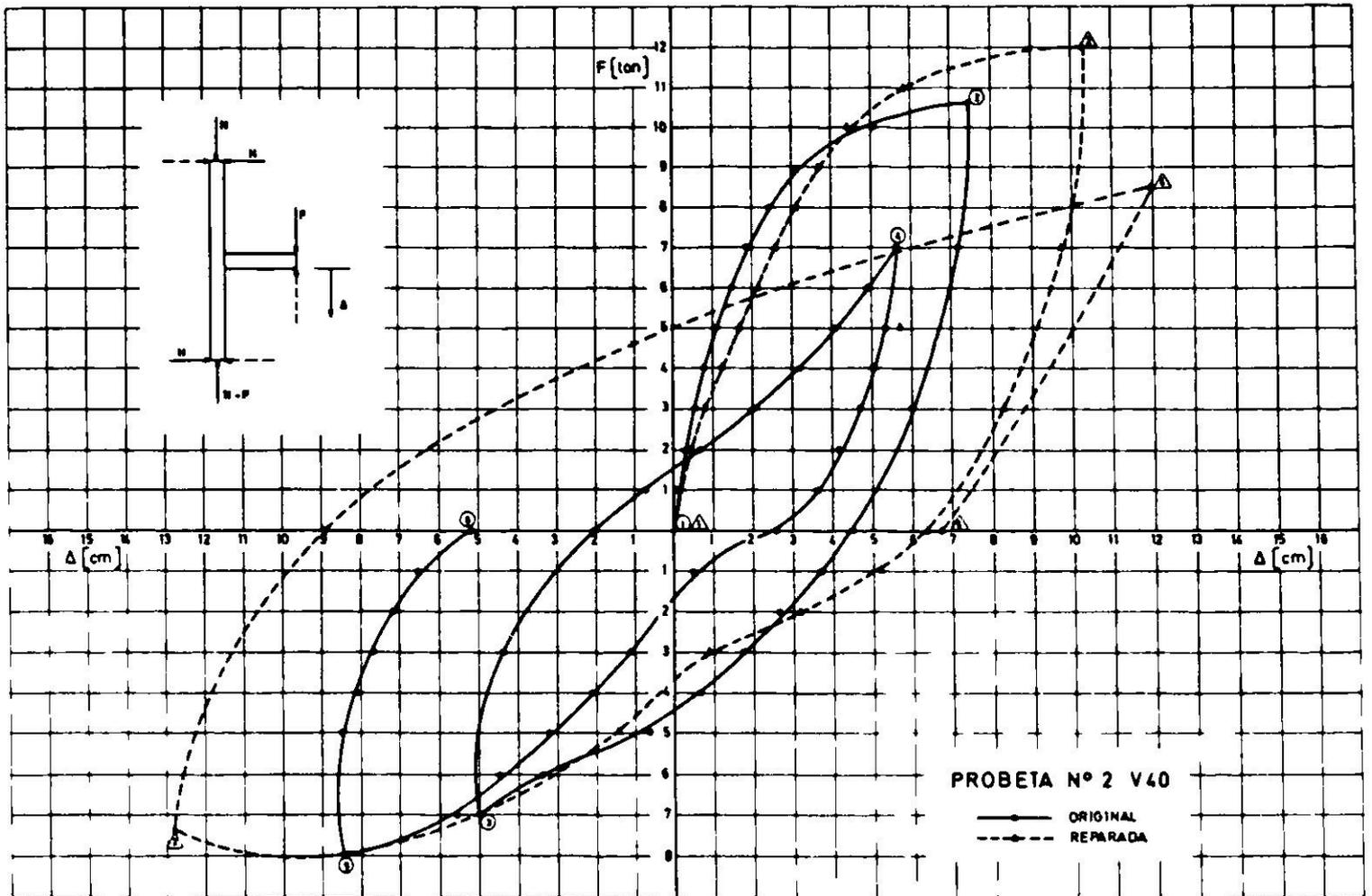
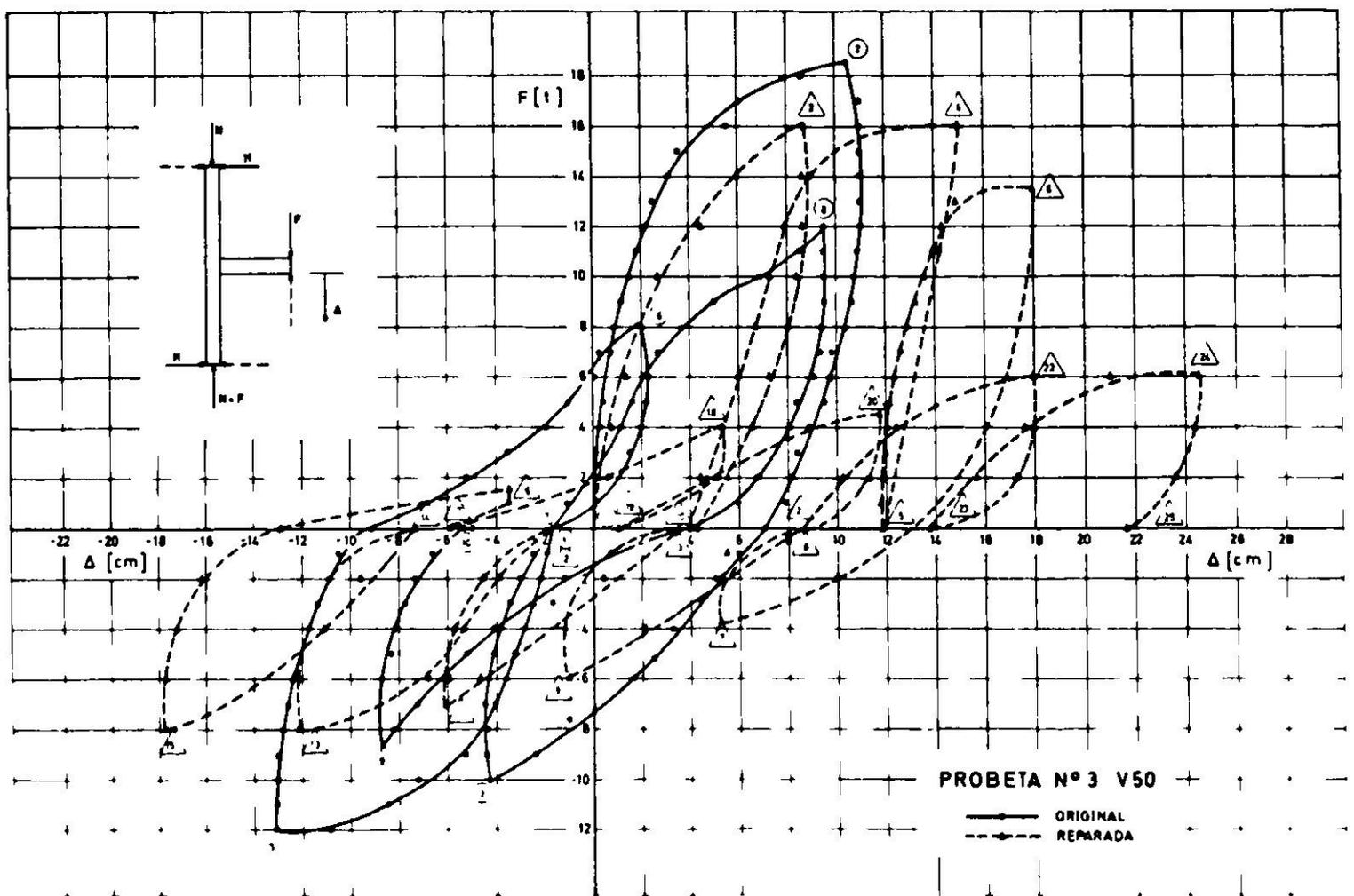


Fig. 18. Curva $F - \Delta$ de la probeta 1.

Fig. 19. Curva $F - \Delta$ de la probeta 2.Fig. 20. Curva $F - \Delta$ de la probeta 3.

En las probetas 1 y 2, la resistencia de los sistemas viga-columna reparados es mayor que la de los originales. Esto se debe, como se anotó anteriormente, a la mayor resistencia del hormigón epóxico en relación con el hormigón original, lo que induce a la formación de la rótula plástica en la zona vecina con una carga

F mayor que la original. Esto es bastante peligroso como más adelante se comentará.

En la probeta N° 3, la resistencia del sistema viga-columna reparado es levemente inferior al original. Pero esto tiene como causa la pérdida de rigidez del nudo, ya que la viga no se rompe en ningún momento.

En relación a la ductilidad de las piezas, se pudo observar que alcanzaron resistencias y deformaciones últimas del mismo orden que las originales.

Por otra parte se observa también que hay una pequeña pérdida de rigidez de las probetas reparadas a partir de las cargas iniciales.

En las Figs. 21, 22 y 23 se muestran las curvas de deformación de los nudos, γ , vs. la carga F . Estas curvas se cortan en los puntos hasta donde fue posible medir con el extensómetro Huggenberger, ya que los puntos de referencia del cuadrado (pernos incrustados en el hormigón) se perdían por el agrietamiento, desprendiéndose muchas veces con el pedazo de recubrimiento. Estas curvas indican que los nudos reparados de las probetas 1 y 3 perdieron rigidez en relación a los originales. En cambio la probeta N° 2 conserva prácticamente su rigidez. Esta diferencia puede deberse tal vez a factores humanos en la reparación y el método utilizado en la pieza 3.

En relación con el aumento de resistencia de las probetas 1 y 2, es interesante hacer notar que es deseable tener la formación de las rótulas plásticas en las vigas y no en las columnas, porque así se producen mecanismos de falla de la estructura que poseen una mayor capacidad de absorción y disipación de energía⁹. Es por esto que el código ACI 318-71⁶ establece que la suma de los momentos resistentes de las columnas en un nudo (la de arriba y la de abajo) debe ser

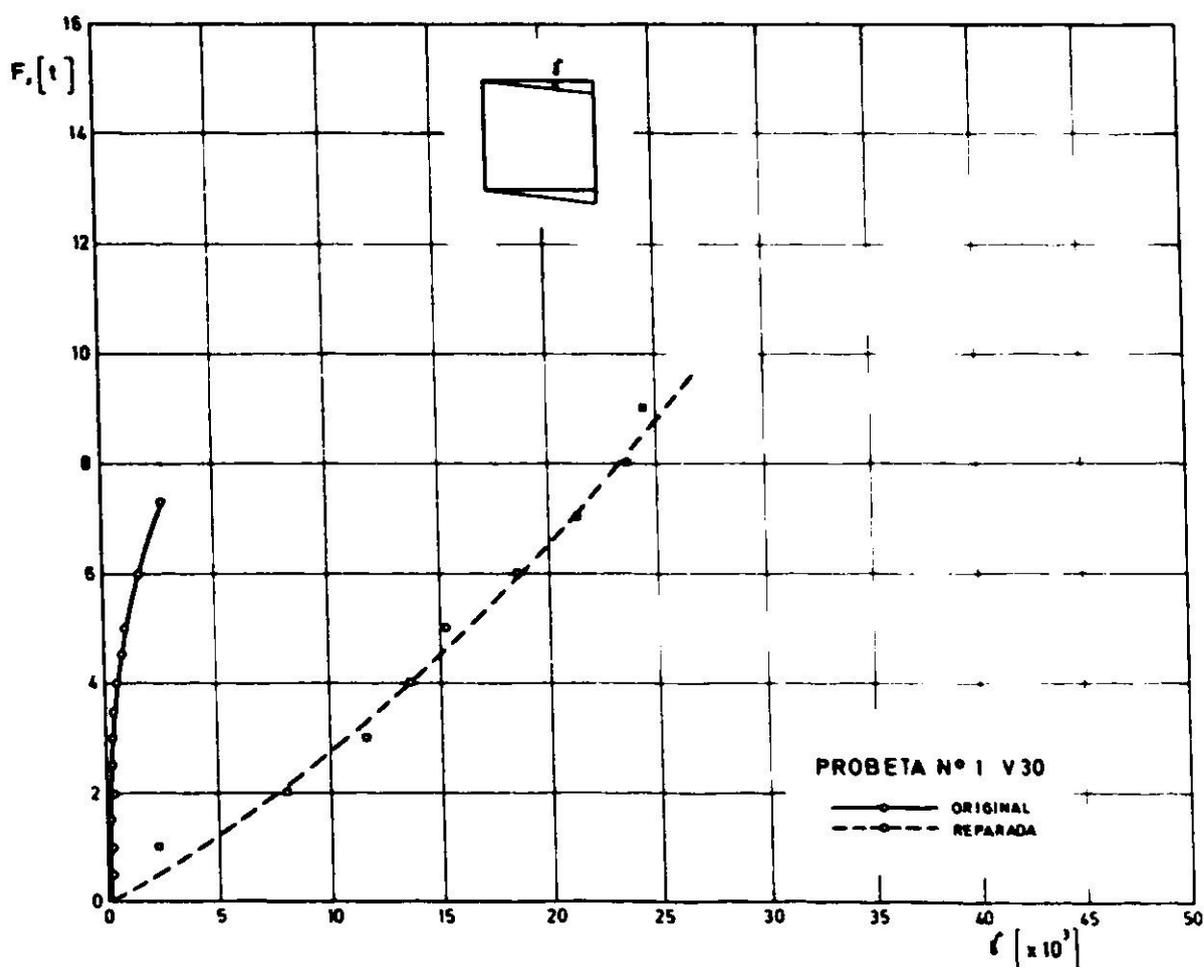
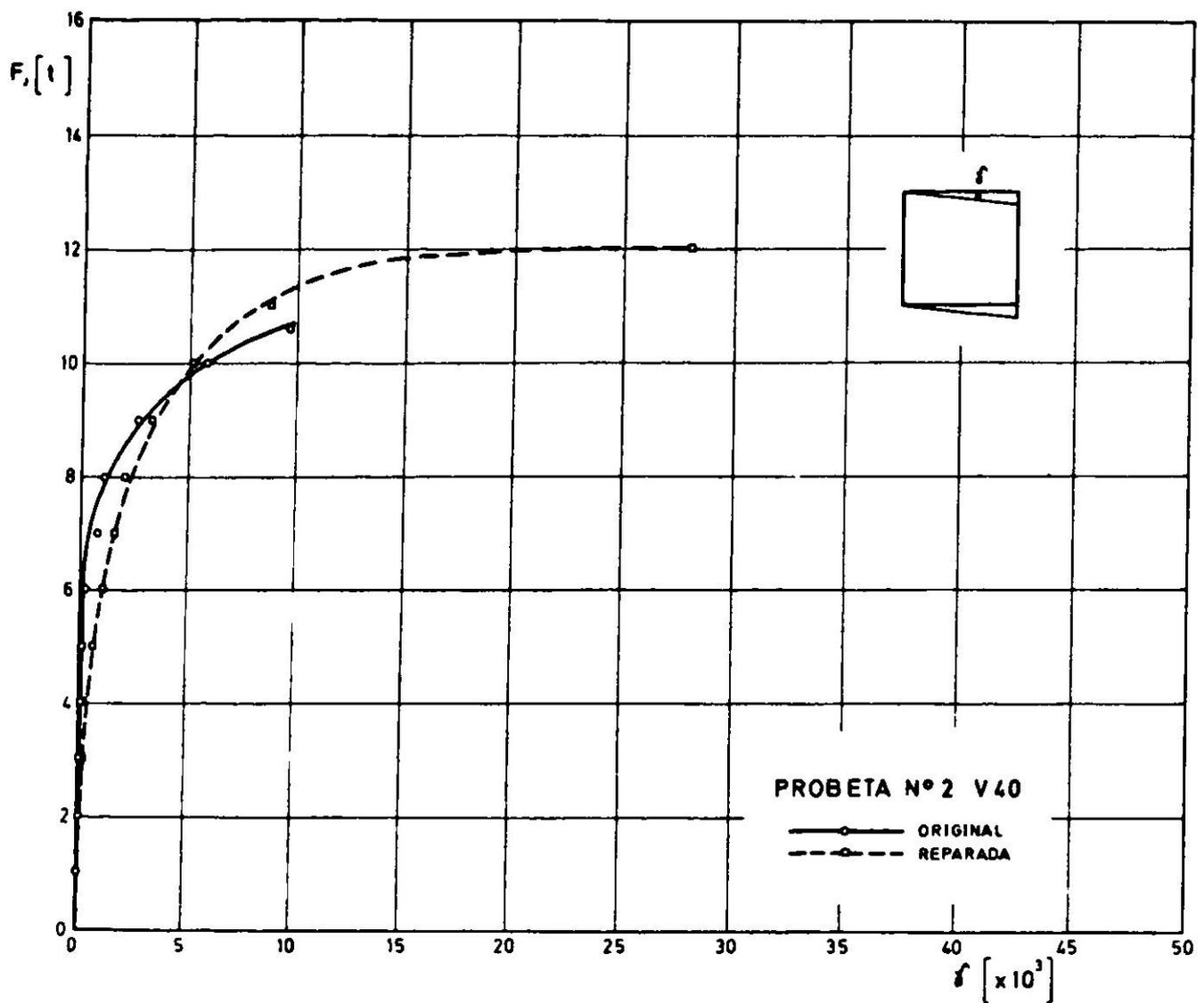
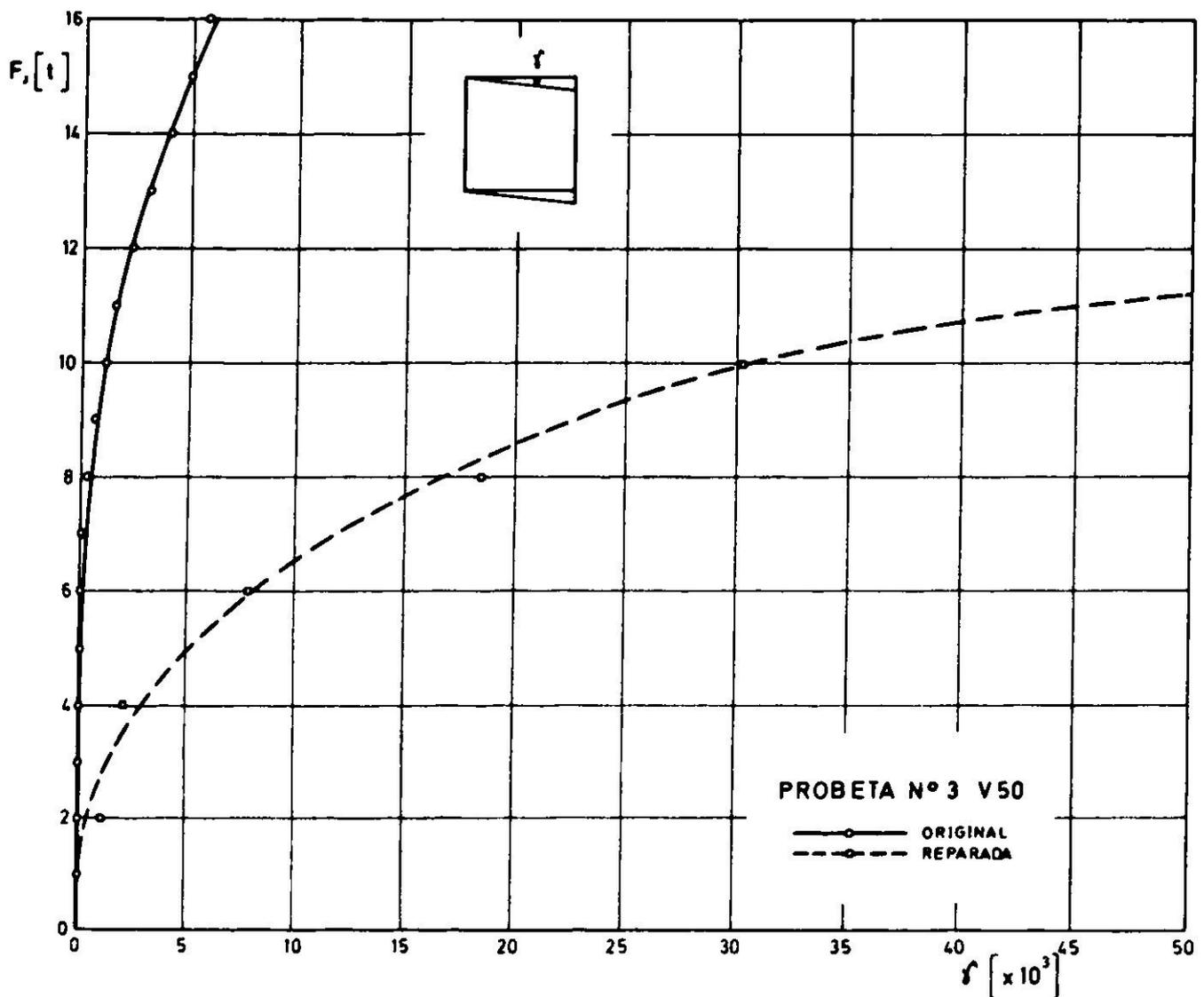


Fig. 21. Curva $F - \gamma$ de la probeta 1.

Fig. 22. Curva $F - \gamma$ de la probeta 2.Fig. 23. Curva $F - \gamma$ de la probeta 3.

mayor que la suma de los momentos resistentes de las vigas. De otro modo se puede formar una rótula en la columna. En el presente trabajo las tres probetas originales cumplían expresamente esta restricción, como se ha observado. Sin embargo queda en evidencia el peligro a que puede conducir el reforzar las vigas más allá de sus resistencias originales, como lo ejemplifica la probeta N° 3, ya que en estos casos es necesario aplicar un momento mayor para alcanzar la resistencia última, esto implica a su vez aumentar el momento solicitante en las columnas lo que podría causar la rotura en éstas antes que en la viga.

Por lo tanto al reparar estos elementos, los hormigones o morteros a utilizar en las zonas muy trituradas deben tener resistencias no mayores que las del hormigón original.

Con respecto a la diferencia de tamaño de los nudos, ésta afectó el grado del daño del recubrimiento.

CONCLUSIONES

De los resultados expuestos se pueden extraer las siguientes conclusiones:

El procedimiento de reparar estructuras severamente dañadas mediante resinas epóxicas restablece su resistencia y ductilidad.

Es peligroso utilizar en las reparaciones de vigas hormigones o morteros más resistentes que los originales.

El recubrimiento es un factor determinante en la rigidez del nudo de una unión viga-columna de hormigón armado.

El tamaño del nudo determina el grado del daño en el recubrimiento.

Las reparaciones de este tipo de daño deben ejecutarse con mucha minuciosidad y bajo una estricta supervisión del ingeniero.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo forma parte de un proyecto de investigación titulado *Comportamiento de estructuras cíclicas* el cual recibió una asignación de fondos de parte de la Oficina Técnica de Desarrollo Científico y Creación Artística de la Universidad de Chile, que permitió financiar parcialmente los gastos de preparación y realización de las experiencias. Los autores agradecen la colaboración prestada.

Agradecen también la colaboración de la firma INGELAB, que tuvo a su cargo la reparación de las probetas.

BIBLIOGRAFIA

1. LAMANA, A. Fallas de las juntas de hormigonado y de anclajes y empalmes de armaduras: Terremotos de Chile de 1958 y 1960, *Revista del IDIEM*, vol. 3, n° 1 (marzo 1964), pp. 19 - 62.
2. HANSON, N.W. y CONNER, H.W. Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints, *Proceedings, ASCE* V. 93 (octubre 1967), pp. 553 - 560.
3. CHUNG, H.W. Epoxy-repaired reinforced concrete beam, *ACI Journal, Proceeding* V. 72, N° 5 (mayo 1975), pp. 233 - 234.
4. CHUNG, H.W. Epoxy-repaired concrete joints, *ACI Journal, Proceedings* V. 74, N° 6 (junio 1977), pp. 264 - 267.
5. GOMEZ, E. y OLIVARES, J. Estudio experimental de reparación de muros de albañilería *Revista del IDIEM*, vol. 16, n° 1 (mayo 1977), pp. 1 - 34.
6. ACI Committee 318. *Building code requirements for reinforced concrete* (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit, 1971, 78 pp.
7. ACI - ASCE Committee 352. Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures *ACI Journal, Proceeding* V. 73 (julio 1976), pp. 375 - 393.
8. BLUME, J.A.; NEUMARK, N.M. y CORNING, L.H. *Design of multistory reinforced concrete building for earthquake motions*. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 1961, 318 pp.
9. PARK, R. Ductility of reinforced concrete frames under seismic loading. *New Zealand Engineering*, V. 23, N° 1 (noviembre 1968), pp. 427 - 435.

**EPOXY RESIN REPAIR OF SEVERELY DAMAGED REINFORCED
CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS**

SUMMARY

Tests performed on three reinforced concrete natural size specimens of beam-column joints first submitted to damages equivalent to those of an strong earthquake and then repaired with epoxy resin are presented.

The experimental results showed that after repair the joints recover full strength and ductility and that their behaviour depended on the lateral concrete cover thickness of the joint, the strength of the repair mortar or concrete, the size of the joint and the repair workmanship.