

ENSAYO SISMICO DE UN ESPECIMEN TRIDIMENSIONAL DE CONCRETO ARMADO

Por: Angel San Bartolomé, Luis Zegarra y Wilson Silva

Profesores de la Pontificia Universidad Católica del Perú

RESUMEN

Este proyecto formó parte del Convenio CISMID-PUCP, y se realizó dentro de un conjunto de investigaciones que tienen por objeto la revisión de nuestros códigos de diseño: Normas de Diseño Sismo-resistente (RNC-77) y Norma Técnica de Edificación de Concreto Armado (E-060). En este proyecto se adoptó un Módulo de concreto armado de dos pisos, a escala 3/4, constituido por pórticos conectados por losas aligeradas. El espécimen fue sometido a un ensayo sísmico traslacional en la mesa vibradora de la PUCP, empleando la parte fuerte (12 seg) de la componente L del terremoto del 31 de Mayo de 1970.

1. GENERALIDADES

El espécimen (Fig. 1) no es una estructura real, porque para no exceder la capacidad portante del simulador de sismos se adoptaron dimensiones y cargas (excluyendo sobrecargas, acabados, etc.) que reflejen el período natural de una estructura real (T); con lo cual, el esfuerzo axial en las columnas fue inferior al real. Por otro lado, se adoptó una escala grande (3/4) a fin de evitar problemas con los componentes del concreto armado y con el aligerado (hecho con ladrillos huecos de 30x30x8 cm); esto hizo que el grado de amortiguamiento (β) resultase similar al de los edificios reales. De este modo, al mantenerse constante los dos parámetros dinámicos (T , β) y al tener el sismo de ensayo un período predominante similar al suelo duro del RNC-77, el reglamento resulta aplicable al diseño del espécimen.

2. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ESPECIMEN

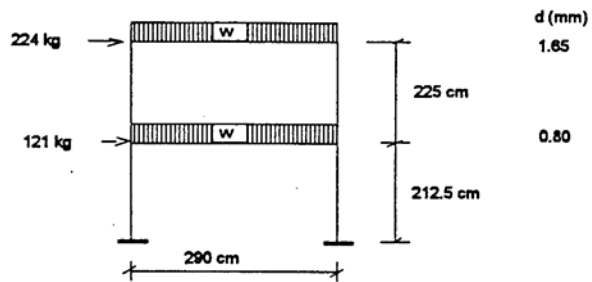
2.1. Hipótesis. Las hipótesis adoptadas para el análisis y diseño fueron:

- a.- La resistencia unitaria del concreto y del acero fueron: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, respectivamente. El diámetro de uno de los refuerzos (8 mm), fue menor al mínimo de la Norma (3/8"); pero ambos fueron corrugados y con la misma zona de endurecimiento.
- b.- En el diseño sólo se contempló el efecto sísmico traslacional, adoptando un coeficiente sísmico: $c = Z U S C / R_d = 1 \times 1 \times 1 \times 0.4/4 = 0.1$. Mediante el programa SAP, se comprobó que el modo torsional del Módulo no afecte el comportamiento sísmico traslacional; esto es, la frecuencia torsional resultó 8.6 Hz, muy distante de la frecuencia predominante del sismo de ensayo (3.2 Hz).
- c.- El Módulo no tuvo sobrecarga (L); pero, en el diseño por carga vertical se consideró 150 kg/m² por montaje durante la construcción. En el diseño sísmico sólo se emplearon las cargas permanentes (D), con las cuales se determinaron las cargas laterales del RNC-77 ($H = \text{cortante basal} = c P$; donde $P = \text{peso de la estructura}$). Luego, se usaron los factores de carga y de reducción de resistencia especificados por la Norma E-060.

2.2. Análisis Sísmico Traslacional de un Pórtico. El análisis elástico de uno de los pórticos principales se efectuó con el programa EDIFICIO, contemplando deformaciones por flexión, corte y axial. Para uno de los pórticos (Eje 1 o 2) se tuvo, en la condición de servicio, las cargas mostradas en el esquema que sigue. De otro lado, las combinaciones de carga realizadas fueron:

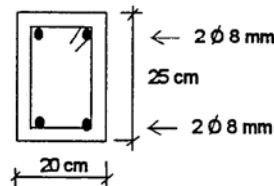
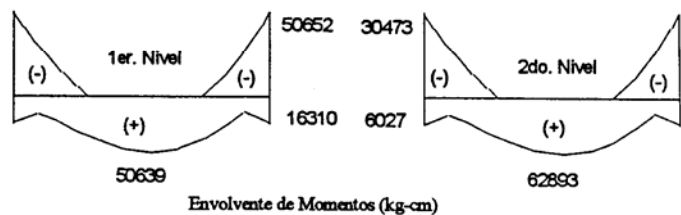
1.5 D + 1.8 L Proceso Constructivo
 1.25 (D ± E) y 0.9 D ± 1.25 E Condiciones de Ensayo

Columnas 20x20 cm
 Vigas 20x25 cm
 $wD = 3.84 \text{ kg/cm}$
 $wL = 2.48 \text{ kg/cm}$
 $E = 200000 \text{ kg/cm}^2$
 $E/G = 2.3$
 $P2 = 1629 \text{ kg}$
 $P1 = 1821 \text{ kg}$
 $P = 3450 \text{ kg}$
 $H = 0.1 P = 345 \text{ kg}$



2.3. Diseño de Vigas. Las envolventes de momento flector (M_u en kg-cm, reducido a la cara de la columna) en condición de rotura y los resultados del diseño fueron:

Empleando refuerzo mínimo A_s mín = $0.7 \sqrt{f'_c} b d / f_y = 1.01 \text{ cm}^2 \approx 2 \phi 8 \text{ mm}$, resulta $M_{nv} = A_s f_y (d - a/2) = 1 \times 4200 \times (21 - 1.18/2) = 85722 \text{ kg-cm}$; con $\phi M_{nv} = 77150 > M_u$. La longitud de desarrollo del gancho estándar es $L_{dg} = 318 d_b / \sqrt{f'_c}$; para $d_b = 8 \text{ mm}$, resulta 17 cm, menor que el peralte de la columna (20 cm).



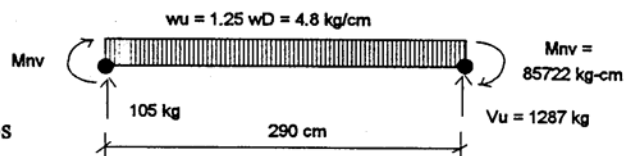
$0.85 f'_c = 178 \text{ kg/cm}^2$

$A_s f_y = 4200 \text{ kg} = 178 \times 20 \times a$
 $a = 1.18 \text{ cm}$

Estribos. Se diseñaron para soportar la fuerza cortante asociada al instante en que se generan las rótulas en los extremos de las vigas:

$$\begin{aligned} V_u / (\phi b d) &= v_u / \phi \\ v_u &= 3.6 \text{ kg/cm}^2 \\ v_c &= 0.53 \sqrt{f'_c} \\ v_c &= 7.7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Al ser $v_u / \phi < v_c$, se usaron estribos mínimos en las zonas a confinar ($2 \times 25 = 50 \text{ cm}$); donde el espaciamiento es $s \leq 1/4 d = 5 \text{ cm} \leq 8 d_b = 6 \text{ cm}$. Fuera de la zona de confinamiento $s = 1/2 d \approx 12.5 \text{ cm}$. En resumen se usó $\square 8 \text{ mm}$, 10 @ 5, r @ 12.5 cm.



2.4. Diseño de Columnas. Básicamente se verificó el refuerzo mínimo, debido a que las acciones sobre las columnas eran pequeñas. $A_s \text{ mín} = 0.01 A_g = 0.01 \times 20 \times 20 = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 1/2"$. Cabe indicar que la amplificación de momentos por efectos de esbeltez (factor δ) no resultó importante. Como las cargas axiales fueron menores que $0.1 f'_c A_g = 8400 \text{ kg}$, las columnas trabajan básicamente a flexión. La capacidad resistente a flexión pura es $M_{nc} = A_s f_y (d - a/2) = 154686 \text{ kg-cm}$, muy superior al momento máximo actuante ($M_u \text{ máx} = 44587 \text{ kg-cm}$).

Estribos. La fuerza cortante (V_u) se calculó por equilibrio, suponiendo que las rótulas plásticas se formaban en los extremos de las columnas, para ello se utilizó la carga axial (P_u) que produjo los mayores momentos nominales (M_n) en el diagrama de interacción; resultando $M_n = 165000 \text{ kg-cm}$, con lo que $V_u = 2 M_n / h = 1650 \text{ kg}$. Como $v_u / \phi = 1650 / (0.85 \times 20 \times 16) = 6 \text{ kg/cm}^2$ es menor que v_c , se usó estribos mínimos. La zona a confinar en los extremos ($s \leq b/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$) es: $h/6 = 200/6 = 33 \text{ cm}$, $b = 20 \text{ cm}$, ó 45 cm (manda). Fuera de esa zona $s \leq 16 d_b =$

$16 \times 1.25 = 20 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm}$. En resumen, se usó $\square$ 8 mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 20 cm.

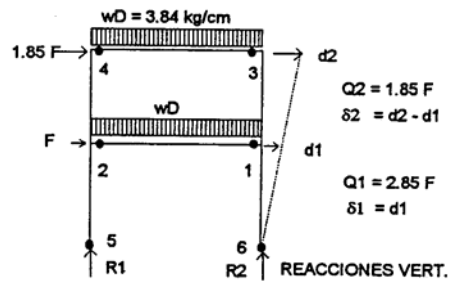
Diseño del Nudo. El área de estribos en el nudo es: $A_v \geq 7 b s / f_y$. Empleando $\square$ 8 mm, se obtiene: $s \leq 1 \times 4200 / (7 \times 20) = 30 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$; sin embargo, se usó 3 $\square$ 8 mm en el nudo.

Verificación de $\Sigma M_{nc} > 1.4 \Sigma M_{nv}$. El objetivo es buscar que las rótulas plásticas se formen en las vigas, antes que en las columnas. Tomando la peor condición (nudo superior), se tiene: $M_{nc} = 154686 \text{ kg-cm}$, $M_{nv} = 85722 \text{ kg-cm}$; lo que proporciona $\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nv} = 1.8 > 1.4$.

3. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION

La capacidad resistente a flexión y el mecanismo de colapso del pórtico, fueron determinados teóricamente mediante el programa ULARC. Las hipótesis adoptadas y la secuencia con que se formaron las rótulas plásticas, con los resultados respectivos, fueron:

- Las cargas verticales permanecieron constantes hasta ocurrir el mecanismo de colapso; en tanto que las laterales se incrementaron desde su valor inicial (fuerzas del RNC-77) hasta el colapso, manteniendo una distribución triangular.
- El análisis elastoplástico se realizó suponiendo diagramas Momento-Curvatura del tipo bilineal, sin considerar el endurecimiento del refuerzo. Se trabajó con los siguientes momentos plásticos (kg-cm): Vigas $M_{nv} = 85722$ (4 ϕ 8 mm), Columnas $M_{nc} = 154686$ (4 ϕ $\frac{1}{2}$ ", en flexión pura).



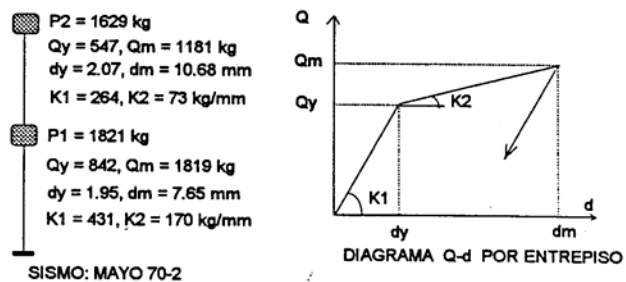
ROTULA	R1 (kg)	R2 (kg)	d1 (mm)	Q1 (kg)	d2 (mm)	Q2 (kg)	$\delta 2$ (mm)
inicio	1447	2003	0.80	345	1.65	224	0.85
1	1046	2405	1.91	842	4.02	547	2.07
2	715	2735	3.72	1323	7.76	859	4.04
3	641	2809	4.54	1465	9.51	951	4.97
4	543	2908	6.32	1710	14.03	1110	7.71
5	543	2908	7.64	1818	18.31	1180	10.67
6	543	2908	7.65	1819	18.33	1181	10.68

La ductilidad de desplazamiento (calculada con los desplazamientos asociados al instante de formarse la 6ta. y 1ra. rótula) es $\mu_1 = 7.65/1.91 = 4$, y $\mu_2 = 10.68/2.07 = 5$, valores que concuerdan con el RNC-77 ($R_d = 4$). Las curvas $Q-\delta$ de cada entrepiso se aprecian en la Fig. 11.

4. ANALISIS INELASTICO PASO A PASO

El programa *TODA* analiza sísmicamente por traslación una estructura de masas concentradas, adoptando un diagrama constitutivo $Q-\delta$ en cada entrepiso del tipo bilineal; en este caso, se adoptó el diagrama proporcionado por el programa *ULARC* (Fig. 11). El

objetivo de este análisis fue estimar la aceleración basal máxima, para establecer 2 fases de ensayo, con 2 tipos de comportamiento: elástico e inelástico (sin que ocurra el colapso). Se obtuvo por resultado que la primera fase podía lograrse con un sismo leve, de aceleración 100 gal; en tanto que la fase inelástica, se lograba con un sismo severo de 450 gal. Los resultados fueron:



PISO	ELASTICO (as = 100 gal)				INELASTICO (as = 450 gal)			
	Q (kg)	δ (mm)	T (seg)	β (%)	Q (kg)	δ (mm)	μ	β (%)
2	359	1.65	0.21	5	995	8.16	3.97	7
1	503	0.82			1895	8.22	4.17	

5. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Acero. Proviene de SIDERPERU, los resultados de los ensayos de tracción fueron:

ϕ nominal	As (cm ²)	f _y (kg/cm ²)	f _{máx} (kg/cm ²)	f _{rot} (kg/cm ²)	Elongación % en 20 cm
8 mm	0.50	4150	6190	4870	15
1/2"	1.29	4240	6710	5370	11

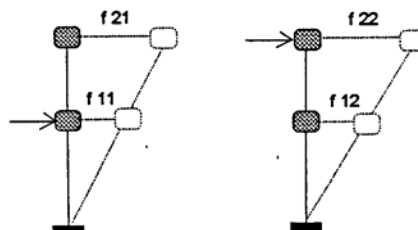
Concreto. La resistencia a compresión varió entre 235 y 280 kg/cm², con un promedio de f_c = 260 kg/cm²; el módulo de elasticidad correspondiente fue E = 236,000 kg/cm².

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

En primer lugar se vaciaron las columnas y luego las vigas en conjunto con el aligerado (Fig 2). Se tuvo el cuidado de generar juntas rugosas y libres de partículas sueltas en las conexiones cimentación-columna y columna-viga. No se detectaron cangrejas.

7. CALCULO EXPERIMENTAL DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDAD [f]

Se realizó en un ensayo estático (Fig. 3), aplicando una carga de 300 kg, independientemente en cada nivel del Módulo (150 kg en cada pórtico). La carga aplicada fue pequeña, para evitar que se produzcan fisuras en el espécimen (rango elástico). La matriz [f] teórica resultó mayor a la experimental; esto puede atribuirse a que inicialmente se usó E = 200,000 kg/cm². Empleando E = 236,000 kg/cm², ver acápite 5) se obtiene mejor resultado:



[f]	EXPERIMENTAL		TEORICO. Carga de 150 kg/Pórtico	
	(mm)		E = 200000 kg/cm ²	E = 236000 kg/cm ²
	0.23	0.28	0.297	0.252
	0.28	0.61	0.376	0.318

8. ENSAYO DINAMICO

Las Figs. 4 y 5 muestran una vista global del Módulo ubicado sobre el simulador de sismos y el patrón de grietas al término del ensayo, respectivamente.

8.1. Fases del Ensayo. Antes de cada Fase (F) se sometió al Módulo a pulsos en la base, lo que permitió obtener T y β en vibración libre (Fig. 12). Inicialmente, se había planificado efectuar 2 Fases: sismo leve (0.1g), y sismo severo (0.4g); sin embargo, debido a las pocas fisuras presentadas en la Fase 2, se efectuaron 5 Fases, con aceleraciones basales nominales iguales a:

FASE (F)	1	2	3	4	5
Ao máx (g)	0.10	0.40	0.50	0.65	0.85

8.2. Comportamiento del Módulo. En ninguna de las fases fue notoria la torsión, los pórticos secundarios no mostraron fisuras en su plano (movimiento transversal nulo) y todos los elementos que constituyen el piso se comportaron como una sola viga.

F 1. El comportamiento fue elástico, no se observó ninguna fisura.

- F 2.** Se formaron las rótulas en los extremos de las vigas del primer nivel. Las grietas por flexión se propagaron sobre el aligerado, fisurándose dos ladrillos y la losa del aligerado.
- F 3.** En el extremo superior de las columnas del segundo piso se formaron 4 fisuras muy finas por flexión, en una zona localizada hasta 45 cm por debajo de la viga.
- F 4.** Se formó una grieta en el aligerado del primer nivel, que corrió en forma paralela a las dos vigas secundarias (entre 3 y 10 cm de su borde interior, Fig. 5).
- F 5.** Al flexionarse el aligerado en el mismo sentido que las vigas principales, dos ladrillos del primer nivel (al centro de la viga secundaria, Fig. 6) explotaron por compresión. Además se formaron fisuras por flexión en la fibra inferior de las vigas del segundo nivel (zona viga-columna, sin atravesar el aligerado, Fig. 7) y en la parte inferior de las columnas del primer piso (hasta 65 cm por encima de la cimentación); en tanto que en la conexión columna-cimentación, la grieta tuvo mayor espesor.

8.3. Resultados Experimentales. La respuesta de los pórticos 1 y 2 fue similar. A continuación se muestran (Tabla 1) los valores máximos registrados en cada Fase para diferentes instantes. En la Tabla 3, aparecen otros resultados evaluados al ocurrir el máximo cortante basal y la primera rótula en la viga del primer nivel (Fase 2). El instante en que se formó la primera rótula plástica (punto Y en Figs. 8 y 10), se obtuvo calculando el primer instante ($t = 1.65$ seg) para el cual la gráfica $Q-\delta$ del primer entrepiso cambiaba sustancialmente de pendiente inicial.

TABLA 1. VALORES MÁXIMOS REGISTRADOS EN EL ENSAYO DINÁMICO. PORTICO 1

PARAMETRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 4	FASE 5
Ao (g). Base	0.097	0.426	0.493	0.646	0.842
A1 (g). Nivel 1	0.184	0.746	0.764	0.993	1.020
A2 (g). Nivel 2	0.314	1.210	1.211	1.304	1.380
Lo (mm). Base	8.83	36.51	46.24	56.13	72.65
d1 (mm) = L1-Lo	1.73	23.31	29.15	30.99	35.70
d2 (mm) = L2-Lo	2.93	40.50	53.31	57.70	66.02
δ2 (mm) = L2-L1	1.24	18.59	24.17	27.00	30.52
F1 (kg)	336	1397	1468	1897	1966
F2 (kg) = Q2	524	2032	2051	2203	2357
Q1 (kg) = F1+F2	773	3206	3004	3003	3166

A = Acelerómetro; L = LVDT; Q = Fuerza Cortante; F = Fuerza de Inercia

TABLA 2. PERIODO (T) Y AMORTIGUAMIENTO (ξ)

FASE	Inicio	Post 1	Post 2	Post 3	Post 4	Post 5
T (seg)	0.20	0.22	0.35	0.38	0.42	0.42
ξ (%)	4.3	4.5	8.0	8.4	10.5	10.5

TABLA 3. FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS DEL PORTICO 1. AL OCURRIR EL MÁXIMO CORTANTE BASAL Y LA PRIMERA ROTULA

PARAMETRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 4	FASE 5	FASE 2 (1ra. rót.)
Q1 (kg)	773	3206	3004	3003	3166	1889
t (seg)	8.37	6.62	2.32	1.72	1.71	1.65
F1 (kg)	289	1397	1018	1020	1238	827
F2 (kg)	484	1809	1986	1983	1928	1062
d1 (mm)	1.73	21.94	29.10	31.00	35.69	7.29
d2 (mm)	2.93	35.87	53.30	57.70	66.02	10.96
δ2 (mm)	1.20	13.93	24.17	26.70	30.33	3.67

9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

9.1. NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE RNC-77. Previamente, cabe resaltar lo siguiente: el periodo predominante del sismo de ensayo (0.31") coincidió con el de la Norma para suelo duro ($T_s = 0.3$ "); el Módulo tuvo un periodo inicial de 0.2" en tanto que la Norma indica $T = 0.08 N = 0.16$ ", incluyendo elementos no estructurales; y, el amortiguamiento inicial fue $\beta = 4.3\%$, al final de la Fase 2 (inelástica) fue 8%, mientras que en los comentarios de la Norma se hace uso de $\beta = 5\%$ en el rango elástico y de 7% en el inelástico.

Distribución de Fuerzas de Inercia (Fi) en la Altura del Módulo. Según el RNC-77, la relación entre la fuerza del segundo nivel (F2) y la del primero (F1) es de 1.85; sin embargo, las obteni-

das en el ensayo fueron: 1.56 (fase elástica) y 1.3 para las fases inelásticas; conforme aumentaron los daños, la distribución de F_i tendió a ser uniforme.

Factor de Ductilidad (R_d). El cálculo experimental de R_d se obtuvo como Q_E/Q_y ; donde Q_E es el cortante basal elástico equivalente (asociado a la máxima excitación que soportó el Módulo en la Fase 5) y Q_y es el cortante basal cuando se forma la primera rótula (1889 kg, Fase 2). El valor Q_E se obtuvo amplificando el cortante de la Fase 1 (773 kg) por la relación de aceleraciones basales de las Fases 5 y 1 ($0.842g/0.097g = 8.68$). De esta manera, $R_d = 773 \times 8.68 / 1889 = 3.55$, resultado que es cercano al empleado en el diseño ($R_d = 4$).

Desplazamiento Lateral (δ). El máximo desplazamiento inelástico del 2do. nivel, calculado mediante la Norma, es $\delta_e (3/4 R_d) = 1.65 \times 3/4 \times 4 = 5$ mm; donde δ_e es el desplazamiento elástico evaluado con las fuerzas del RNC-77. Sin embargo, en la Fase 2 se obtuvo 40 mm. Una manera simplificada de predecir el máximo desplazamiento en cada nivel (δ_i) ante un sismo severo, consiste en hacer uso del espectro elástico de desplazamientos (S_d), asumiendo una forma lineal de vibrar ($\phi_i = 1, 2$) y duplicando los valores iniciales de T y β (cosa que ocurrió en el ensayo). Para esto, se emplea la expresión $\delta_i = S_d \phi_i \epsilon / P^*$, donde: $\epsilon = \sum P_i \phi_i = 1821 \times 1 + 1629 \times 2 = 5079$ kg, y $P^* = \sum P_i \phi_i^2 = 1821 \times 1^2 + 1629 \times 2^2 = 8337$ kg, lográndose buenos resultados:

FASE	A_o (g)	T (seg)	β (%)	ESPECTRAL S_d (mm)	DESPLAZAMIENTO DE CADA NIVEL (mm)			
					$S_d \phi_i \epsilon / P^*$	δ_1	δ_2	EXPERIMENTAL
1	0.097	0.20	4.3	2.02	1.2	2.5	1.7	2.9
2	0.426	0.35	8.0	27.45	16.7	33.5	23.3	40.5
3	0.493	0.38	8.4	33.07	20.2	40.4	29.2	53.3
4	0.646	0.42	10.5	42.38	25.9	51.7	31.0	57.7
5	0.842	0.42	10.5	55.24	33.7	67.4	35.5	66.0

Cortante Basal (Q en kg). El diseño se realizó con $Q = 345$; sin embargo para las Fases 1 y 2 se obtuvo: $Q = 773$ (sismo leve, 0.1g); 1889 (primera rótula, 0.24g); y, 3206 (sismo severo, 0.426g). Estos valores son muy superiores al de diseño, aun cuando se consideren el factor de carga (1.25), de reducción de resistencia ($\phi = 0.9$) y el endurecimiento del acero (1.5). Por lo que, se piensa que otros factores (exceso de refuerzo, participación del aligerado, mano de obra, etc.), deben haber influido en la respuesta estructural (ver 9.3).

9.2. NORMA DE CONCRETO ARMADO E-060. Cabe mencionar que incluso para la Fase 5 (sismo muy severo: 0.85g) no se observaron fallas por corte, ni en los nudos, tampoco por anclaje del refuerzo; por lo que en estos aspectos, la Norma es adecuada.

Zona de Confinamiento. Los extremos de las vigas y de las columnas tuvieron un adecuado comportamiento; sin embargo, es aconsejable tomar como mínimo una longitud de confinamiento en las columnas del primer piso igual a 65 cm (la Norma asume 45 cm), debido a que el punto de inflexión se desplaza hacia arriba cuando se rotulan las vigas.

Cuantía Mínima de Flexión. En las columnas y vigas, se usaron las cuantías mínimas de la Norma y que eran suficientes para absorber los esfuerzos. En las columnas no se observó ningún defecto; sin embargo, en las vigas del primer piso se formaron grietas que atravesaron el aligerado; esto se debió al poco refuerzo longitudinal empleado en las vigas (2ϕ 8 mm) que no permitió controlar adecuadamente el espesor y la longitud de las grietas. Cabe resaltar que el ACI especifica una cuantía mínima de $14/f_y = 0.0033$, que es 40% superior al de la Norma peruana ($0.7\sqrt{f_c/f_y} = 0.0024$). En tal sentido, debería estudiarse este problema mediante ensayos estáticos.

Inversión de Momentos (kg-cm) en los Extremos de las Vigas. En la envolvente de M_u se presentó una pequeña inversión de momentos (16310) en relación al momento de agrietamiento ($M_{cr} = 60380$), por lo que no se esperaban fallas por flexión en la fibra inferior de las vigas; sin

embargo, éstas se produjeron en los 2 niveles (Figs. 6 y 7), esto se debió al aumento de las fuerzas durante el ensayo. En el nudo del segundo nivel (Fig. 7) la relación teórica de momentos fue $M(-)/M(+) = 30473/6027 = 5$; sin embargo, en la Fase 5 se formó una fisura en la fibra inferior de la viga y no en la superior, esto se debió al incremento de resistencia al agrietamiento aportada por la losa de 5 cm del aligerado.

9.3. EFECTOS DEL ALIGERADO. Sobre-resistencia en el Punto "Y". El punto "Y" se definió como aquel asociado a la formación de la primera rótula en la viga del primer nivel (Fig.10). Trabajando con los momentos negativos (kg-cm) del análisis en la etapa de servicio, se tiene: M_d (carga vertical) = 15973; y M_e (sismo del RNC-77) = 24549 para $Q_e = 345$ kg. De este modo, para alcanzar la fluencia de la viga $M_{pv} = 85722$ kg-cm, debería considerarse el siguiente factor de sobre-resistencia: $\alpha = (M_{pv} - M_d)/M_e = 2.84$. Que incluye: el factor de cargas (1.25), la reducción de resistencia ($\phi = 0.9$) y el exceso de refuerzo empleado ($2.84 \times 0.9/1.25 = 2$). Con lo cual, el cortante basal al formarse la primera rótula debió ser $Q = \alpha Q_e = 980$ kg; sin embargo, el resultado experimental fue $Q_y = 1889$ kg (93% superior), por lo que el efecto del aligerado es importante, aunque sus viguetas estaban dirigidas ortogonalmente a los pórticos ensayados.

Dada la complejidad de la sección transversal del aligerado, se realizó un ensayo de flexión (Fig. 13), proporcionando el siguiente momento resistente sobre un ancho de medio paño: $M_a (-) = 66380$. Con lo cual, tomando como momento plástico $M_y = M_{pv}$ (aporte de la viga) + M_{pa} (aporte del aligerado) = $85722 + 66380 = 152102$ kg-cm, se demuestra porqué en la Fase 5 se trató de formar la rótula del segundo nivel en la columna (ya que $M_{pc} = 154686 \approx M_y$) y porqué en el primer nivel, la rótula se formó en la zona viga-aligerado y no en las columnas (puesto que $M_y < 2 M_{pc}$), ver las Figs. 6 y 7. En síntesis, para vigas de pequeñas dimensiones y con poco refuerzo en relación al aligerado, debe contemplarse el aporte del aligerado tanto en la rigidez como en la resistencia y por consecuencia, en el mecanismo de falla (ver 9.5).

9.4. COMPORTAMIENTO EN EL RANGO ELASTICO. En la Fase 1, la respuesta teórica difirió en 35% respecto a la experimental; lo propio ocurrió con las matrices de flexibilidad. Esta diferencia se debe a: 1) el comportamiento del Módulo fue elástico no-lineal; 2) hubo una diferencia de 15% entre el módulo de elasticidad asumido y el experimental; y 3) en el análisis teórico no se contempló el aporte del aligerado.

9.5. COMPORTAMIENTO INELASTICO

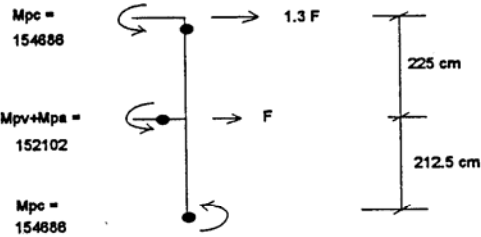
Comportamiento Histerético. En las Figs. 8 y 9, puede observarse que los lazos Q- δ son cerrados y con tendencia a pasar por el origen. Ese tipo de comportamiento difiere de aquellos que se obtienen en los ensayos estáticos, en donde los lazos son abiertos del tipo trilineal. Esto puede conducir a errores en el cálculo teórico de los desplazamientos máximos (ver 9.1), en vista que un modelo Q- δ trilineal disipa más energía que uno degradante en rigidez y con lazos dirigidos hacia el origen. Para confirmar esta observación, deben realizarse otros ensayos dinámicos.

Mecanismo de Falla por Flexión. El mecanismo de falla esperado (rótulas en las vigas del 1er. nivel, luego en las del 2do. y, finalmente, en las bases de las columnas) no se produjo; esto se debió a que en el análisis teórico se despreció el aporte del aligerado. Más bien, entre las Fases 2 a 5 trató de formarse otro mecanismo (rótulas en las vigas del primer nivel, luego en la parte superior de las columnas del segundo piso y finalmente, en las bases de las columnas), con un cortante basal promedio de las 4 fases inelásticas de 3100 kg. Excluyendo la incursión del acero en su zona de endurecimiento y considerando: el aporte del Aligerado ($M_{pa} = 66380$ kg-cm); que las columnas y vigas tienen un momento plástico de 154686 y 85722 kg-cm, respectivamente; y, una fuerza en el 2do. nivel igual a 1.3 veces la del 1ro., puede predecirse razonablemente el cortante basal adoptando el siguiente mecanismo de falla en una columna:

Por equilibrio de momentos:

$$1.3 F (225+212.5) + F(212.5) = 2 \times 154686 + 152102 \rightarrow F = 591 \text{ kg}$$

Sobre el pórtico el cortante basal es $2 \times 2.3 F = 2717 \text{ kg}$



Degradación de Rigidez Lateral. La rigidez lateral (K) del Eje 1 se obtuvo como la rigidez secante del gráfico Q- δ , asociada al instante en que se producía el máximo cortante basal:

PISO		FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 4	FASE 5
1	K (kg/mm)	447 (431)	146	103	97	88
	K/K1	1.00	0.33	0.23	0.22	0.20
2	K (kg/mm)	403 (264)	130	82	74	64
	K/K1	1.00	0.32	0.20	0.18	0.16

De esta tabla (entre paréntesis se indica los resultados teóricos), pueden extraerse los siguientes comentarios:

- Las rigideces experimentales del primer y segundo piso son similares, lo que prueba que el aligerado rigidizó a las vigas, tratando de biempotrar a las columnas.
- En los dos pisos la mayor degradación de rigidez (67%, respecto a la Fase 1) se presentó en la Fase 2, incrementándose el período de vibrar de 0.22 a 0.35 seg y el amortiguamiento de 4.5 a 8%; en tanto que, en el resto de fases inelásticas la rigidez varió muy poco (lo propio ocurrió con el período y el amortiguamiento). Esto se debió a que la falla principal se produjo en la Fase 2, disipándose la energía sísmica a través de las grietas formadas en las vigas y aligerado del 1er. nivel, en tanto que en las fases superiores se formaron fisuras adicionales muy finas.

REFERENCIAS

1. Norma Técnica de Edificación E-060. Concreto Armado. ININVI, 1989.
2. Normas de Diseño Sismo-resistente. RNC-77. OIN.

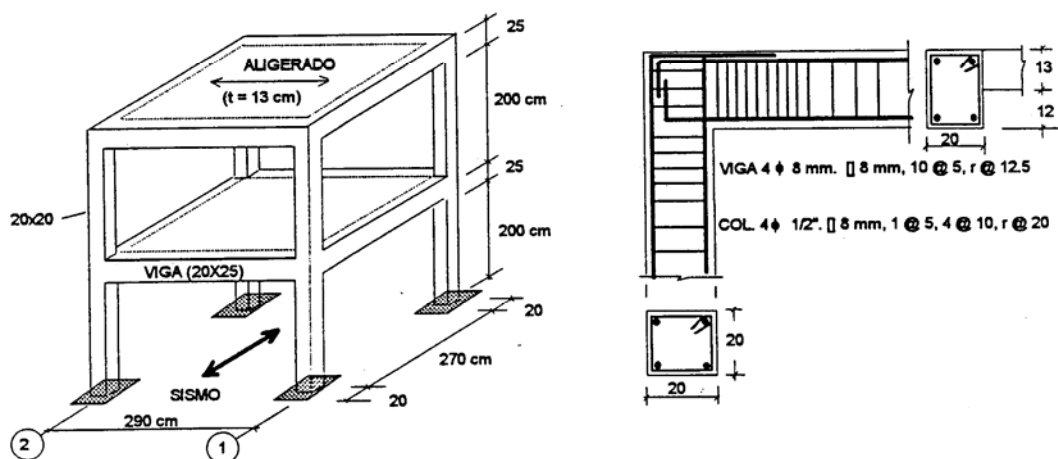


Fig. 1. Características del Módulo



Fig.2. Construcción del módulo.



Fig.3. Ensayo estático para calcular la matriz $[f]$.

Fig.4

Vista global del ensayo dinámico.



Fig.5

Agrietamiento en las 5 Fases

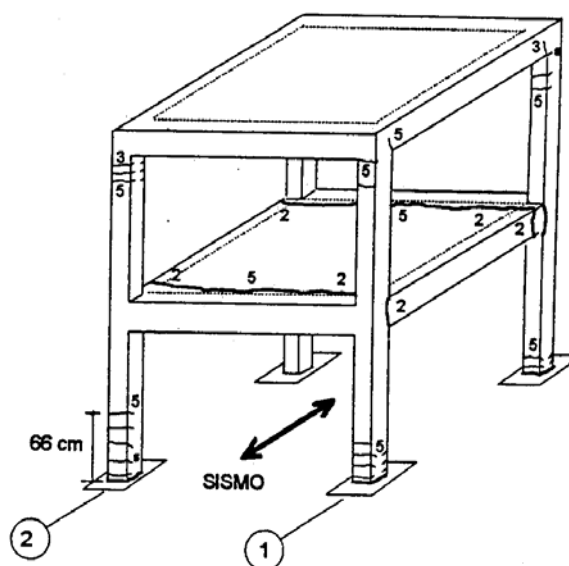




Fig.6. Nudos del nivel 1 y falla del aligerado con trituración de bloques.

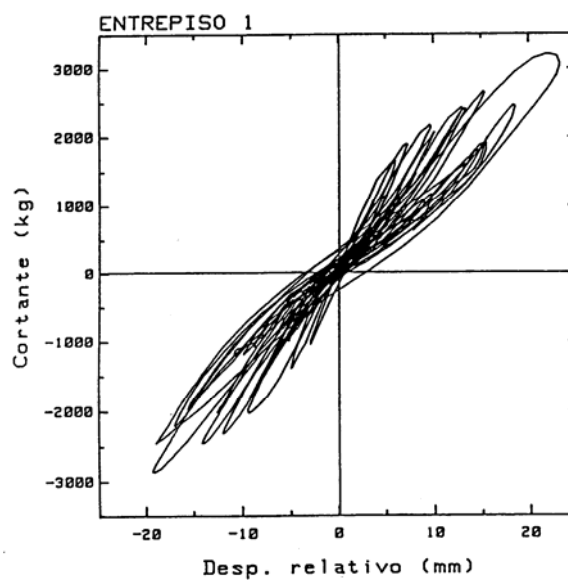
Fig.7

Nudo del nivel 2.



Fig.8

Gráfica Q- δ .
Eje1.Fase 2.
Piso 1.



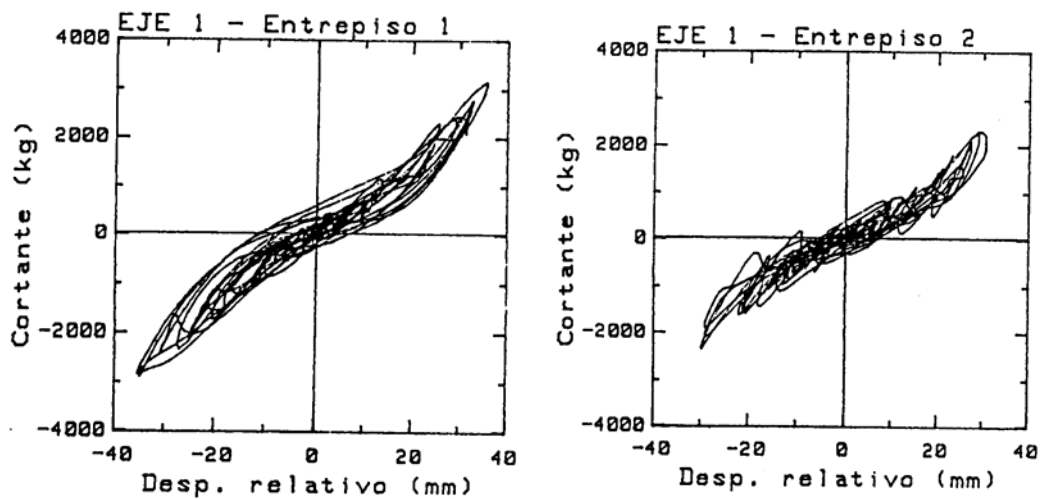


Fig.9. Gráficas Q- δ . Eje 1. Fase 5. Piso 1 (izq.) y piso 2 (der.).

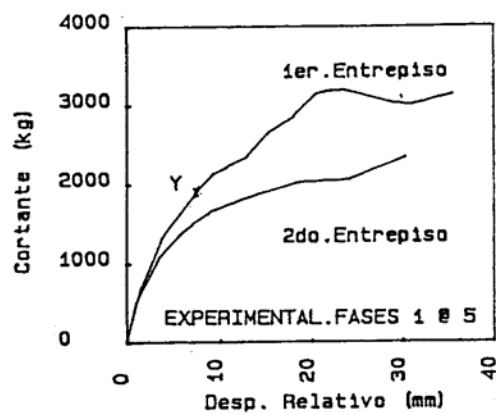


Fig.10. Envolvente Q- δ Experimental.

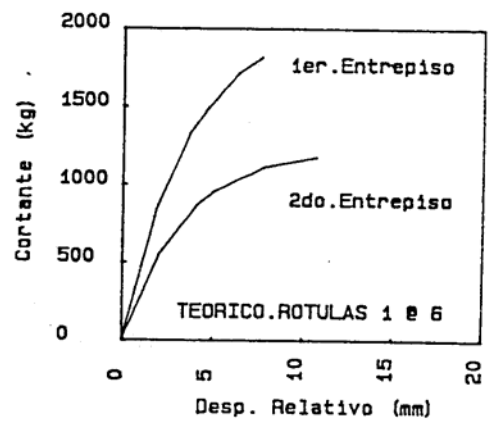


Fig.11. Envolvente Q- δ Teórica (ULARC).

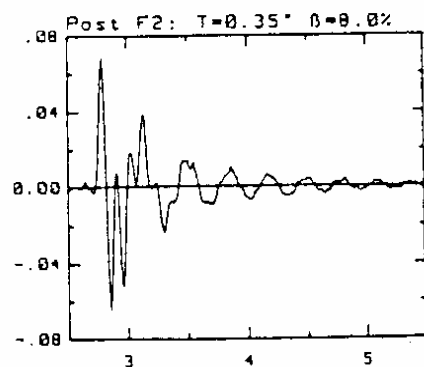
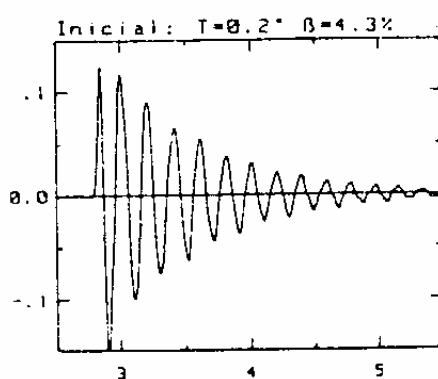


Fig.12. Respuesta en Vibración Libre. Antes del ensayo (izquierda) y después de la fase 2 (derecha).



Fig.13. Ensayo de flexión de una parte del aligerado.