

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ANALISIS SISMICO INELASTICO
DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO
DE DOS PISOS A ESCALA 3/4**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

ANTONIO DOMINGO BALLON CAJAS

PROMOCION 92 - I

LIMA - PERU

1993

SUMARIO

En la presente tesis se ha estudiado el comportamiento sísmico inelástico de una estructura de concreto armado de dos pisos, del tipo aporticado a escala 3/4, diseñada con las normas nacionales actuales: Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente (RNC-77), Norma de Cargas (E-020) y Norma de Concreto Armado (E-060).

Dos programas de análisis inelástico son usados: el INSTA para el análisis estático y el INDRA para el análisis dinámico, idealizando en ambos casos la estructura por el modelo del pórtico bidimensional, por permitir este modelo estudiar la respuesta sísmica a nivel de cada elemento.

Con la ayuda del programa INSTA se ha realizado el análisis estático inelástico de un pórtico principal del espécimen tridimensional, obteniéndose para el mecanismo de colapso un desplazamiento lateral máximo del segundo piso 10 veces mayor al máximo desplazamiento en caso de sismo que estipula la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente y ductilidades rotacionales en los extremos de las vigas en promedio del orden de 4 y en los extremos inferiores de las columnas del primer piso del orden de 1.

Con la ayuda del programa INDRA se ha realizado el análisis dinámico inelástico del espécimen tridimensional, sometiéndolo a la acción de la componente L modificada del sismo del 31 de Mayo de 1970, escalado para 5 niveles de aceleración máxima (98, 392, 490, 637 y 833 gal), obteniéndose para 833 gal de aceleración máxima un desplazamiento inelástico máximo del segundo piso 11 veces mayor al máximo desplazamiento que estipula la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente y máximos requerimientos de ductilidad rotacionales en promedio del orden de 4.5 para las secciones críticas de vigas, notándose que los extremos inferiores de las columnas del primer piso están a punto de llegar a la fluencia. En general los resultados del análisis dinámico inelástico nos muestran que las cargas sísmicas actuantes son bastante mayores que las cargas estáticas laterales especificadas por la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente. Sin embargo se ha verificado que la edificación estudiada y diseñada con las fuerzas laterales especificadas por la Norma en mención ha sobrevivido a sismos muy severos. Esta aparente anormalidad se atribuye principalmente a la capacidad de esta estructura de disipar gran cantidad de energía por deformaciones inelásticas, además de otros factores como una reducción de la respuesta debido a un aumento del amortiguamiento.

Los ensayos realizados sobre la estructura estudiada, tanto el ensayo estático de un pórtico del espécimen tridimensional realizado en el Laboratorio de Estructuras

del Centro-Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (FIC-UNI), como el ensayo dinámico del espécimen tridimensional realizado en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), nos dan en general resultados muy próximos a los obtenidos en el análisis.

INDICE

| | Página |
|--|----------|
| INTRODUCCION..... | 1 |
| CAPITULO 1. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ESPECIMEN | |
| TRIDIMENSIONAL..... | 3 |
| 1.1 Generalidades..... | 3 |
| 1.2 Análisis dinámico del espécimen tridimensional..... | 4 |
| 1.2.1 Pesos por cada piso..... | 4 |
| 1.2.2 Rigideces laterales..... | 6 |
| 1.2.3 Frecuencias y períodos..... | 6 |
| 1.2.4 Formas de modo..... | 7 |
| 1.3 Diseño estructural del aligerado..... | 8 |
| 1.3.1 Carga permanente..... | 8 |
| 1.3.2 Carga viva..... | 8 |
| 1.3.3 Diseño por unidad de vigueta..... | 8 |
| 1.3.4 Máximo momento resistente de la sección..... | 9 |
| 1.3.5 Area mínima de acero..... | 10 |
| 1.3.6 Area necesaria de acero positivo..... | 10 |
| 1.3.7 Verificación por momento resistente..... | 11 |
| 1.3.8 Verificación por corte..... | 11 |
| 1.3.9 Refuerzo por temperatura en la losa de 5 cm de peralte..... | 11 |

| | | |
|--------|--|----|
| 1.3.10 | Determinación del momento negativo en los extremos..... | 13 |
| 1.3.11 | Determinación del área necesaria de acero negativo..... | 13 |
| 1.4 | Análisis sísmico traslacional de un pórtico..... | 13 |
| 1.4.1 | Determinación de las fuerzas sísmicas horizontales de acuerdo al Método General de la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente... | 14 |
| 1.4.2 | Distribución de la fuerza de sismo H..... | 15 |
| 1.4.3 | Determinación de las fuerzas sísmicas horizontales de acuerdo a un análisis modal.. | 15 |
| 1.5 | Envolvente de esfuerzos..... | 18 |
| 1.6 | Diseño de vigas..... | 19 |
| 1.6.1 | Máximo momento resistente de la sección rectangular para asegurar que en el diseño la falla sea dúctil..... | 21 |
| 1.6.2 | Determinación del área mínima de acero..... | 21 |
| 1.6.3 | Determinación del área necesaria de acero.... | 22 |
| 1.6.4 | Verificación por momento resistente..... | 22 |
| 1.6.5 | Evaluación del momento de agrietamiento para la sección de viga..... | 23 |
| 1.6.6 | Condición para la relación $\phi M_n/M_{cr}$ | 23 |
| 1.6.7 | Longitud de desarrollo en la parte recta del gancho estándar..... | 23 |
| 1.6.8 | Diseño de estribos..... | 24 |
| 1.6.9 | Consideraciones tomadas para el diseño de vigas..... | 27 |
| 1.7 | Diseño de columnas..... | 27 |
| 1.7.1 | Evaluación aproximada de los efectos de | |

| | |
|---|-----------|
| esbeltez..... | 28 |
| 1.7.1.1 Efectos locales de esbeltez (Dl)..... | 29 |
| 1.7.1.2 Efectos globales de esbeltez (Dg)..... | 30 |
| 1.7.2 Estimación del área de acero..... | 31 |
| 1.7.3 Verificación del tipo de falla..... | 32 |
| 1.7.4 Análisis de la columna controlada por falla de tensión por fluencia inicial del acero en tensión y no llegando el acero en compresión a la fluencia..... | 33 |
| 1.7.5 Diagrama de interacción de la columna diseñada..... | 34 |
| 1.7.6 Diseño de estribos..... | 36 |
| 1.7.7 Diseño de la conexión viga-columna..... | 38 |
| 1.7.8 Consideraciones tomadas para el diseño de columnas..... | 38 |
| | |
| CAPITULO 2. METODOLOGIA PARA EL ANALISIS INELASTICO..... | 42 |
| 2.1 Consideraciones generales..... | 42 |
| 2.2 Metodología para el análisis estático inelástico.... | 43 |
| 2.2.1 Idealización de la estructura..... | 44 |
| 2.2.2 Determinación de las características plásticas de los elementos..... | 45 |
| 2.2.3 Modelos de vigas inelásticas..... | 47 |
| 2.2.3.1 Modelo de una componente..... | 47 |
| 2.2.4 Matriz de rigidez..... | 49 |
| 2.2.5 Matriz de masa..... | 50 |
| 2.2.6 Análisis estático de estructuras..... | 51 |
| 2.3 Metodología para el análisis dinámico inelástico.... | 52 |

| | | |
|---------|---|----|
| 2.3.1 | Idealización de la estructura..... | 53 |
| 2.3.2 | Determinación de las características plásticas de los elementos..... | 53 |
| 2.3.3 | Modelos histeréticos..... | 53 |
| 2.3.3.1 | Modelo trilineal degradante modificado..... | 54 |
| 2.3.3.2 | Modelo trilineal degradante..... | 54 |
| 2.3.4 | Modelos de vigas inelásticas..... | 55 |
| 2.3.4.1 | Modelo de una componente..... | 55 |
| 2.3.5 | Matriz de rigidez..... | 55 |
| 2.3.6 | Matriz de masa..... | 55 |
| 2.3.7 | Matriz de amortiguamiento..... | 56 |
| 2.3.8 | Análisis dinámico de estructuras..... | 59 |

CAPITULO 3. RESULTADOS TEORICOS DEL ANALISIS ESTATICO

| | | |
|-------|---|-----------|
| | INELASTICO..... | 62 |
| 3.1 | Condiciones generales para el análisis estático inelástico..... | 62 |
| 3.2 | Cálculo de los parámetros de entrada para el modelo bidimensional..... | 64 |
| 3.2.1 | Peso por piso y propiedades del concreto y acero según la Norma E-060..... | 65 |
| 3.2.2 | Propiedades elásticas de los miembros..... | 66 |
| 3.2.3 | Propiedades plásticas de los miembros..... | 66 |
| 3.2.4 | Otros parámetros y códigos de notación..... | 68 |
| 3.3 | Respuesta del análisis estático inelástico..... | 71 |
| 3.4 | Evaluación de la capacidad última por el método de trabajos virtuales..... | 78 |
| 3.4.1 | Cálculo del momento último de las secciones | |

| | |
|--|------------|
| críticas de vigas y columnas, M_y | 78 |
| 3.4.2 Cálculo de los momentos nodales, M_y | 79 |
| 3.4.3 Obtención del mecanismo de rótulas plásticas..... | 79 |
| 3.4.4 Distribución de fuerzas sísmicas laterales.... | 80 |
| 3.4.5 Cálculo de la capacidad última considerando la igualdad de los trabajos exterior e interior del sistema..... | 80 |
| CAPITULO 4. RESULTADOS TEORICOS DEL ANALISIS DINAMICO | |
| INELASTICO..... | 83 |
| 4.1 Condiciones generales para el análisis dinámico inelástico..... | 83 |
| 4.2 Cálculo de los parámetros de entrada para el modelo bidimensional..... | 86 |
| 4.2.1 Peso por piso y propiedades del concreto y acero según la Norma E-060..... | 88 |
| 4.2.2 Propiedades elásticas de los miembros..... | 89 |
| 4.2.3 Propiedades plásticas de los miembros..... | 90 |
| 4.2.4 Otros parámetros y códigos de notación..... | 91 |
| 4.3 Respuesta del análisis dinámico inelástico..... | 91 |
| CAPITULO 5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES | |
| Y TEORICOS..... | 104 |
| 5.1 Ensayo estático o monotónico..... | 104 |
| 5.1.1 Comportamiento cualitativo del pórtico del espécimen tridimensional..... | 106 |
| 5.1.2 Resultados experimentales del ensayo estático..... | 107 |
| 5.2 Análisis comparativo de las respuestas teóricas y | |

| | |
|--|------------|
| las respuestas del ensayo estático..... | 111 |
| 5.3 Ensayo dinámico..... | 112 |
| 5.3.1 Comportamiento cualitativo del espécimen tridimensional..... | 114 |
| 5.3.2 Resultados experimentales del ensayo dinámico..... | 115 |
| 5.4 Análisis comparativo de las respuestas teóricas y las respuestas del ensayo dinámico..... | 117 |
| | |
| CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 121 |
| | |
| BIBLIOGRAFIA..... | 127 |

INTRODUCCION

El objetivo del presente trabajo es estudiar el comportamiento sísmico inelástico de una estructura de concreto armado de dos pisos del tipo aporticado diseñada con las normas nacionales actuales: Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente (RNC-77), Norma de Cargas (E-020) y Norma de Concreto Armado (E-060).

Para tal efecto se ha dividido el trabajo en 6 capítulos.

En el capítulo 1 se detalla el diseño estructural del espécimen tridimensional a escala $3/4$ de dos pisos constituido por ejes aporticados conectados por losas aligeradas.

En el capítulo 2 se explica la metodología para el análisis inelástico tanto estático como dinámico idealizando a la estructura por el modelo del pórtico bidimensional por permitir este modelo estudiar la respuesta sísmica a nivel de cada elemento.

En el capítulo 3 se detallan los resultados teóricos del análisis estático inelástico de un pórtico del espécimen tridimensional.

En el capítulo 4 se detallan los resultados teóricos del análisis dinámico inelástico del espécimen tridimensional.

En el capítulo 5 se hace una evaluación de los resultados experimentales y teóricos. Por un lado se compara los resultados teóricos del análisis estático inelástico con los resultados del ensayo monotónico ejecutado sobre un pórtico del espécimen tridimensional en el Laboratorio de Estructuras del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (FIC-UNI). Por otro lado se compara los resultados teóricos del análisis dinámico inelástico con los resultados del ensayo dinámico ejecutado sobre el espécimen tridimensional en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

Finalmente en el capítulo 6 se detallan las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO 1

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ESPECIMEN TRIDIMENSIONAL

1.1 Generalidades

El diseño del espécimen de concreto armado a escala 3/4, de dos pisos, constituido por ejes aporticados conectados por losas aligeradas se ha realizado, según el Convenio CISMID-PUCP, de acuerdo a las normas nacionales actuales: Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente (RNC-77), Norma de Cargas (E-020) y Norma de Concreto Armado (E-060).

Se adoptaron cargas sobre el espécimen, excluyendo las de sobrecarga, acabados y tabiquería, de manera que sean compatibles con la capacidad máxima de la mesa vibradora (16 ton.) del Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

El diseño se ha realizado tomando las características reales del espécimen tridimensional, con lo cual el refuerzo obtenido no proviene de ningún modelaje.

Se ha proporcionado una gran escala (3/4, casi natural), a fin de evitar problemas en los componentes del concreto armado. Asimismo, las resistencias unitarias del concreto y del acero son de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y= 4200$

kg/cm².

El espécimen no tiene sobrecarga (s/c); sin embargo en el diseño por carga vertical se contempló una sobrecarga de 150 kg/m² por montaje durante la construcción. Para el diseño sísmico sólo se empleó las cargas permanentes, con las que se determinaron las cargas laterales del RNC-77, para luego emplear en el diseño los factores de carga y de reducción de resistencia de la Norma E-060.

En la figura 1.1 se ilustra la geometría del espécimen tridimensional.

1.2 Análisis dinámico del espécimen tridimensional

1.2.1 Pesos por cada piso

Piso 2

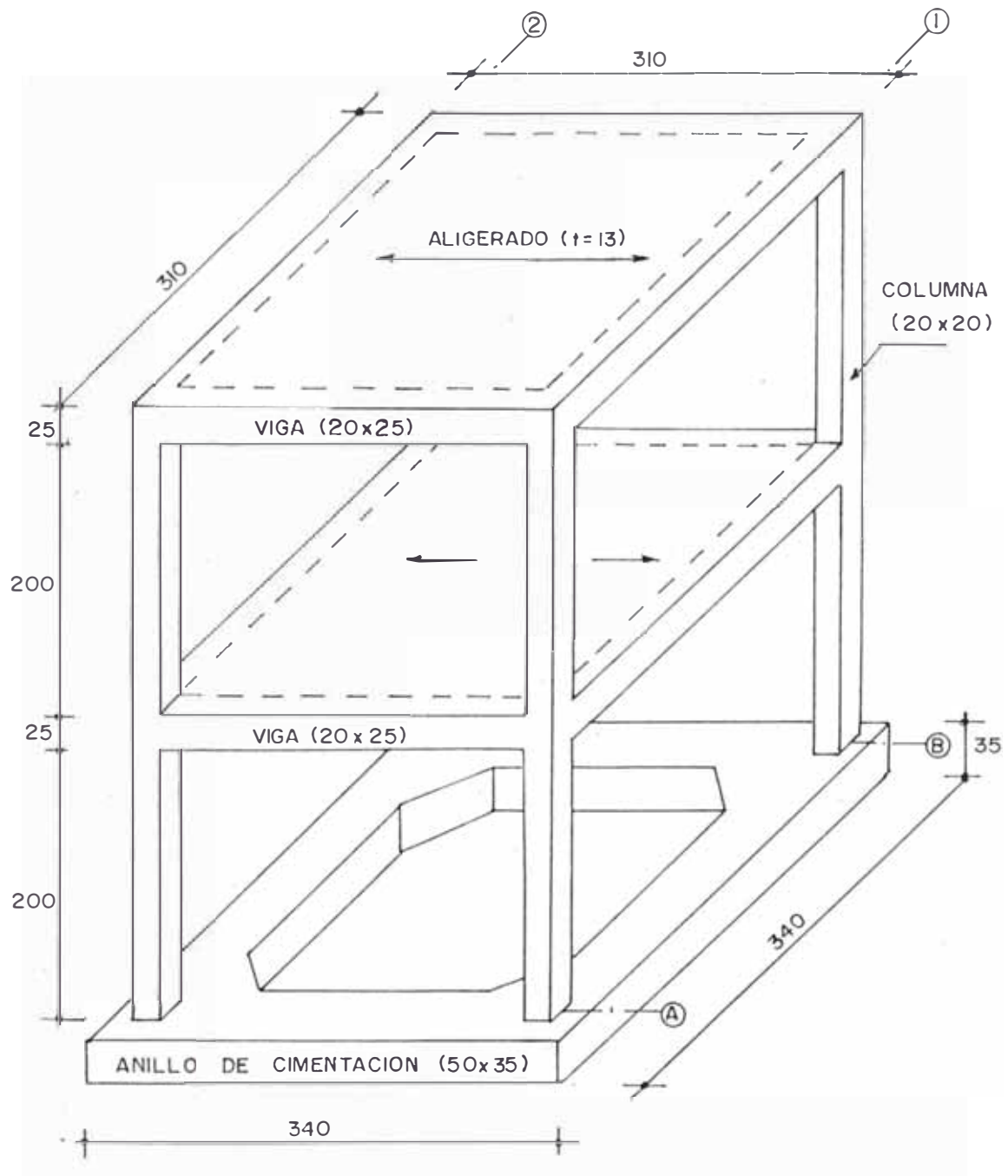
| | | |
|-----------|----------------------|---------|
| Aligerado | | 1482 kg |
| Columnas | 4x0.20x0.20x1.0x2400 | 384 » |
| Vigas | 2x0.20x0.25x3.1x2400 | 744 » |
| | 2x0.20x0.25x2.7x2400 | 648 » |

3258 kg

Piso 1

| | | |
|-----------|----------------------|---------|
| Aligerado | | 1482 kg |
| Columnas | 4x0.20x0.20x2.0x2400 | 768 » |
| Vigas | 2x0.20x0.25x3.1x2400 | 744 » |
| | 2x0.20x0.25x2.7x2400 | 648 » |

3642 kg



Pórticos principales: Ejes 1 y 2

Pórticos secundarios: Ejes A y B

(Esc. 1/50)

Nota: Dimensiones en centímetros

FIGURA 1.1 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL ESPECIMEN TRIDIMENSIONAL

1.2.2 Rigideces laterales

Empleando el método de Kani

Pórtico Principal-Eje 1

Rigidez lateral

Primer Piso: $k_1 = 4799.75 \text{ kg/cm}$

Segundo Piso: $k_2 = 2981.76 \text{ kg/cm}$

Espécimen Tridimensional

Rigidez lateral

Primer Piso: $K_1 = 2 k_1 = 2 \times 4799.75 = 9599.50 \text{ kg/cm}$

Segundo Piso: $K_2 = 2 k_2 = 2 \times 2981.76 = 5963.52 \text{ kg/cm}$

1.2.3 Frecuencias y períodos

Del modelo cortante, por equilibrio se tiene:

$$M_1 \ddot{x}_1 + (K_1 + K_2) x_1 - K_2 x_2 = 0$$

$$M_2 \ddot{x}_2 - K_2 x_1 + K_2 x_2 = 0$$

En forma matricial:

$$\begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (K_1 + K_2) & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

La matriz de masas en función de la masa del primer piso será:

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & 0.895m \end{bmatrix}$$

Siendo $m = 3.716 \text{ kg-seg}^2/\text{cm}$

La matriz de rigideces en función de la rigidez del

primer piso será:

$$[K] = \begin{bmatrix} 1.621k & -0.621k \\ -0.621k & 0.621k \end{bmatrix}$$

Siendo $k=9599.50 \text{ kg/cm}$

Resolviendo la ecuación dinámica:

$$[K] - w^2 [M] = [0]$$

Se tiene:

$$w_1^2 = \lambda_1 \frac{k}{m} = 0.353821 \times 9599.50 / 3.716 = 914.02 \text{ 1/seg}^2$$

$$w_1 = 30.23 \text{ rad/seg}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{w_1} = 0.21 \text{ seg}$$

$$w_2^2 = \lambda_2 \frac{k}{m} = 1.961030 \times 9599.50 / 3.716 = 5065.91 \text{ 1/seg}^2$$

$$w_2 = 71.18 \text{ rad/seg}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{w_2} = 0.09 \text{ seg}$$

1.2.4 Formas de modo

Primera forma de modo

$$[[K] - w^2 [M]] [\Phi^1] = [0]$$

Para $\lambda_1 = 0.353821$

Resolviendo y normalizando al primer piso

$$\Phi_1^1 = 1.00 \quad \Phi_2^1 = 2.04$$

Segunda forma de modo

$$[[K] - w^2 [M]] [\Phi^2] = [0]$$

Para $\lambda_2 = 1.961030$

Resolviendo y normalizando al primer piso

$$\Phi_1^2 = 1.00, \quad \Phi_2^2 = -0.55$$

1.3 Diseño estructural del aligerado

1.3.1 Carga permanente

Se consideró como carga permanente el peso de aligerado por piso sin acabados.

A fin de guardar proporción con la escala adoptada, se utilizó el ladrillo hueco "Carachita", con dimensiones 30x30x8 cm y peso promedio por unidad de 4.7 kg. Con esta unidad y utilizando viguetas de 10 cm de espesor, con una losa de 5 cm de peralte, se logró un aligerado de 13 cm de espesor.

El peso propio exacto de la losa aligerada se determinó de la siguiente manera:

No. de ladrillos = $7 \times 9 = 63$ unidades

Peso de ladrillos = $63 \times 4.7 = 296$ kg

Peso de nervios = $2400 \times 0.1 \times 0.08 \times 2.7 \times 6 = 311$ kg

Peso de losa = $2400 \times 2.7 \times 2.7 \times 0.05 = 875$ kg

Peso del aligerado por piso = 1482 kg (203 kg/m²)

1.3.2 Carga viva

Se consideró una sobrecarga (s/c) de montaje de 150 kg/m².

1.3.3 Diseño por unidad de vigueta

Carga permanente por vigueta: $WD = 0.4 \times 203 = 81.2$ kg/m

Carga viva por vigueta : $WL= 0.4 \times 150 = 60 \text{ kg/m}$

Según el ítem 10.2.1 de la Norma E-060 la carga última por vigueta será :

$$W_u = 1.5WD + 1.8WL = 1.5 \times 81.2 + 1.8 \times 60 = 230 \text{ kg/m}$$

Luego el momento flector (M_u) y la fuerza cortante (V_u) serán:

$$M_u = W_u L^2 / 8 = 230 \times 2.90^2 / 8 = 242 \text{ kg-m}$$

$$V_u = W_u L / 2 = 230 \times 2.90 / 2 = 334 \text{ kg}$$

1.3.4 Máximo momento resistente de la sección

Averiguaremos si la vigueta se comporta como una viga de sección rectangular o de sección T.

Asumiremos que el bloque rectangular de fuerzas (diagrama de esfuerzos de Whitney) actúa en el ala. Estamos asumiendo que la sección es rectangular.

Si $c > t$ se necesitará más área en compresión, luego la vigueta se comportará como una viga de sección T.

Estimemos el área de acero total

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left[d - \frac{t}{2} \right]} = 24200 / (0.9 \times 4200 \times [11 - 5/2]) = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = 0.75 / (40 \times 11) = 0.001705$$

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.001705 \times 4200 / 210 = 0.034091$$

$$c = 1.18 w \frac{d}{\beta_1} = 1.18 \times 0.034091 \times 11 / 0.85 = 0.52 \text{ cm} < t = 5 \text{ cm}$$

Luego, como $c < t$ la sección se portará como rectangular.

Según la Norma E-060, el máximo momento resistente de

la sección rectangular para asegurar que en el diseño la falla sea dúctil es:

$$M_{\max} = \phi f'c b d^2 w_{\max} [1 - 0.59 w_{\max}]$$

Siendo $\phi=0.9$ el factor de reducción de resistencia para flexión según el ítem 10.3.2 de la Norma E-060.

Además:

$$e_c = e_u = 0.003$$

$$e_y = \frac{f_y}{E_s} = f_y / 2 \times 10^6$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{f_y} \left[\frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$$w_{\max} = 0.75 w_b = 0.75 \rho_b \frac{f_y}{f'c}$$

$$w_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times [6000 / (6000 + 4200)] = 0.31875$$

$$M_{\max} = 0.9 \times 210 \times 0.4 \times 11^2 \times 0.31875 \times [1 - 0.59 \times 0.31875] = 2367$$

kg-m

1.3.5 Area mínima de acero

Según el ítem 11.5.2 de la Norma E-060 el área mínima de acero tanto positivo como negativo en la vigueta será:

$$A_{s_{\min}} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b d = 0.70 \times \sqrt{210} / 4200 \times 10 \times 11 = 0.27 \text{ cm}^2$$

1.3.6 Area necesaria de acero positivo

De la expresión de diseño deducida para determinar la armadura en una sección sometida a flexión con tipo de falla dúctil se tiene:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 Mu}{\phi f'c b d^2}}$$

Siendo:

$$\rho = w \frac{f'c}{fy} = w \times 210 / 4200 = w / 20$$

$$As = \rho b d = (w/20) \times 40 \times 11 = 22w$$

$$As = 22 \times [0.85 - \sqrt{(0.7225 - 1.7 \times 242 / (0.9 \times 210 \times 0.4 \times 11^2))}]$$

$$As = 0.59 \text{ cm}^2 > As_{\min} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Luego, $As = 0.59 \text{ cm}^2 < 1 \phi 3/8'' (0.71 \text{ cm}^2)$

1.3.7 Verificación por momento resistente

$$As fy = 0.71 \times 4200 = 2982 = 0.85 f'c b a = 0.85 \times 210 \times 40 \times a$$

Luego, $a = 0.42 \text{ cm}$

$$\phi Mn = \phi [As fy (d - \frac{a}{2})] = 0.9 \times [0.71 \times 4200 (0.11 - 0.0042/2)]$$

$$\phi Mn = 290 \text{ kg-m} > Mu = 242 \text{ kg-m} \quad \text{ok!}$$

1.3.8 Verificación por corte

$$\phi Vc = 0.85 (1.1 0.53 \sqrt{f'c} b d) = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 11$$

$$\phi Vc = 790 \text{ kg} > Vu = 334 \text{ kg} > Vud \quad \text{ok!}$$

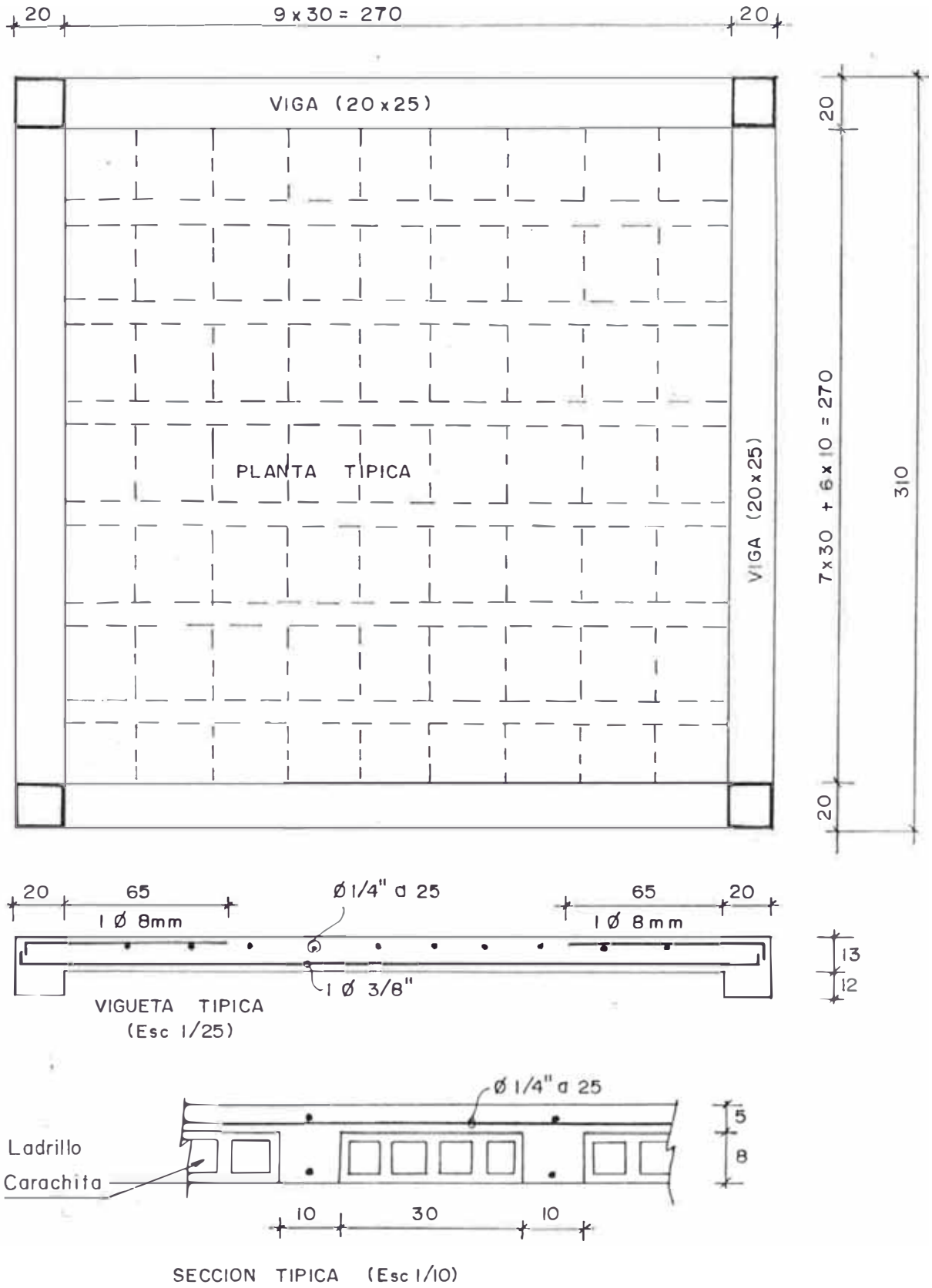
Siendo $\phi = 0.85$ el factor de reducción de resistencia para cortante según el ítem 10.3.2 de la Norma E-060.

1.3.9 Refuerzo de temperatura en la losa de 5 cm de peralte

$$As = 0.0025 b t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Escogiendo varillas de $\phi = 1/4''$

$$s = \frac{As_{\phi}}{As} = 0.32 / 1.25 = 0.256$$



Nota: Dimensiones en centímetros

FIGURA 1.2 ALIGERADO

$$A_{s_{temp}} = \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm}$$

1.3.10 Determinación del momento negativo en los extremos

El momento negativo en los extremos de la vigueta será:

$$M_u(-) = W_u L^2 / 24 = 230 \times 2.90^2 / 24 = 81 \text{ kg-m}$$

1.3.11 Determinación del área necesaria de acero negativo

De la expresión deducida para falla dúctil se tiene:

$$\rho = \frac{w}{20} = w \times 210 / 4200 = w / 20$$

$$A_s = \rho b d = (w/20) \times 10 \times 11 = 5.5w$$

$$A_s = 5.5 \times [0.85 - \sqrt{(0.7225 - 1.7 \times 81 / (0.9 \times 210 \times 0.10 \times 11^2))}]$$

$$A_s(-) = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Luego, $A_s(-) = 0.27 \text{ cm}^2 < 1 \phi 8 \text{ mm} (0.50 \text{ cm}^2)$

En la figura 1.2 se ilustra el diseño estructural de la losa aligerada.

1.4 Análisis sísmico traslacional de un pórtico

El peso de cada piso del pórtico será exactamente la mitad del peso de cada piso correspondiente al espécimen tridimensional, vale decir para el pórtico se tiene:

$$\text{Piso 2} \quad P_2 = 3258 / 2 = 1629 \text{ kg}$$

$$\text{Piso 1} \quad P_1 = 3642 / 2 = 1821 \text{ kg}$$

El período fundamental del pórtico será también al

igual que en el espécimen tridimensional de $T=0.21$ seg.

Este período concuerda razonablemente con el período propuesto por la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente para edificios aporticados, según el ítem 1.13.8:

$$T= 0.08N=0.08 \times 2=0.16 \text{ seg } \acute{o}$$

$$T= 0.09 H/\sqrt{D}=0.09 \times 4.375/\sqrt{3.1}=0.22 \text{ seg}$$

1.4.1 Determinación de las fuerzas sísmicas horizontales de acuerdo al Método General de la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente

La fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica según el ítem 1.13.1 de la Norma, se determinará por la fórmula siguiente:

$$H= \frac{Z U S C}{Rd} P$$

Siendo:

$Z=1$ (factor de zona :zona 1)

$U=1$ (factor de uso: categoría C : vivienda)

$S=1$ (factor de suelo: suelo I: $T_s=0.3$ seg)

$C=0.8/((T/T_s)+1)= 0.8/((0.21/0.3)+1)=0.47 > 0.4$

$C=0.4$ (coeficiente sísmico)

$R_d=4$ (factor de reducción por ductilidad en un pórtico no especial)

Con lo cual el coeficiente sísmico de diseño es

$$ZUSC/R_d=1 \times 1 \times 1 \times 0.4/4=0.10$$

Luego:

$$H=0.10P=0.10 \times (1629+1821)=345 \text{ kg}$$

1.4.2 Distribución de la fuerza de sismo H

La fuerza horizontal o cortante en la base H, calculada según la expresión anterior en la dirección principal, se distribuirá en la altura de la edificación según la siguiente fórmula:

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$$

Siendo: $f=0.85$ si $\text{alto}/\text{ancho} > 6$, $f=1$ si $\text{alto}/\text{ancho} < 3$

Luego: $\text{alto}/\text{ancho} = 4.375/2.9 = 1.51 < 3 \Rightarrow f=1$

Los valores obtenidos se muestran en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Distribución de la fuerza de sismo H

| Piso | Pi (kg) | hi (m) | Pi hi (kg-m) | Fi (kg) |
|----------|------------|-----------|-----------------|------------|
| 2 | 1629 | 4.375 | 7127 | 224 |
| 1 | 1821 | 2.125 | 3870 | 121 |
| Σ | 3450 | | 10997 | 345 |

1.4.3 Determinación de las fuerzas sísmicas horizontales de acuerdo a un análisis modal

Del modelo cortante simple de un pórtico se tiene

$$W_2 = 1629 \text{ kg}, \quad k_2 = 2981.76 \text{ kg/cm}$$

$$W_1 = 1821 \text{ kg}, \quad k_1 = 4799.75 \text{ kg/cm}$$

La matriz de formas de modo normalizada al máximo desplazamiento es :

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} 0.49 & 1.00 \\ 1.00 & -0.55 \end{bmatrix}$$

Los factores de participación modal se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$FPM_i = \frac{\sum \Phi_\alpha^i W_\alpha}{\sum \Phi_\alpha^{i^2} W_\alpha}$$

Los valores obtenidos son:

$$FPM_1 = (0.49 \times 1821 + 1.00 \times 1629) / (0.49^2 \times 1821 + 1.00^2 \times 1629) = 1.22$$

$$FPM_2 = (1.00 \times 1821 - 0.55 \times 1629) / (1.00^2 \times 1821 + 0.55^2 \times 1629) = 0.40$$

Del espectro teórico de la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente se tiene:

$$S_{ai} = C_i g, \quad S_{ai}(\text{diseño}) = S_{ai} ZUS / R_d = S_{ai} / 4$$

Las aceleraciones de diseño obtenidas del espectro teórico de la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente se muestran en la tabla 1.2.

Tabla 1.2 Aceleraciones de diseño

| Modo | T (seg) | Ts (seg) | Ci | Sai (cm/seg ²) | Sai(diseño) (cm/seg ²) |
|------|------------|-------------|------|-------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 0.21 | 0.30 | 0.40 | 392 | 98 |
| 2 | 0.09 | 0.30 | 0.40 | 392 | 98 |

Las fuerzas cortantes de diseño en la base se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$V_B^i = FPM_i \sum m_\alpha \Phi_\alpha^i S_{a_i}(\text{diseño})$$

Los valores obtenidos son:

$$V_B^1 = 1.22((1821 \times 0.49 + 1629 \times 1.00) / 980) \times 98 = 308 \text{ kg}$$

$$V_B^2 = 0.40((1821 \times 1.00 + 1629 \times (-0.55)) / 980) \times 98 = 37 \text{ kg}$$

Las fuerzas de inercia para cada modo de vibración se obtendrán mediante la siguiente expresión:

$$F_\alpha^i = V_B^i \frac{\Phi_\alpha^i W_\alpha}{\sum \Phi_\alpha^i W_\alpha}$$

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Fuerzas de inercia para cada modo de vibración

| Modo | Piso | ϕ_α | W_α (kg) | $\phi_\alpha W_\alpha$ (kg) | F_α (kg) | V_α (kg) |
|------|------|---------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------|
| 1 | 2 | 1.00 | 1629 | 1629.00 | 199 | 199 |
| | 1 | 0.49 | 1821 | 892.29 | 109 | 308 |
| 2 | 2 | -0.55 | 1629 | -895.95 | -36 | -36 |
| | 1 | 1.00 | 1821 | 1821.00 | 73 | 37 |

La combinación modal de cortantes así como las fuerzas de inercia resultantes de tal combinación se muestran en la tabla 1.4.

Tabla 1.4 Combinación modal de cortantes

| Piso | $V_\alpha(1)$ (kg) | $V_\alpha(2)$ (kg) | $\Sigma(\text{ABS}V_\alpha)$ (kg) | $\sqrt{(\Sigma V^2_\alpha)}$ (kg) | V (kg) | F (kg) |
|------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------|-----------|
| 2 | 199 | -36 | 235 | 202 | 219 | 219 |
| 1 | 308 | 37 | 345 | 310 | 328 | 109 |

Como puede notarse del análisis de superposición modal traslacional reglamentario se obtienen fuerzas modales

$F_2 = 219$ kg y $F_1 = 109$ kg inferiores a las del análisis estático, por lo que se decidió diseñar con las fuerzas estáticas del reglamento.

1.5 Envolvente de esfuerzos

Para fines de diseño, se consideró sólo en la hipótesis de carga vertical una sobrecarga de 150 kg/m^2 (montaje) mientras que para las condiciones de ensayo (sismo) esta sobrecarga fue nula, asimismo, se utilizaron los factores de amplificación de carga de la Norma E-060.

Las hipótesis básicas de carga en servicio fueron:

D=carga permanente

L=sobrecarga (s/c)

E=sismo del RNC-77

Las combinaciones de carga realizadas según la Norma E-060, fueron:

$U = 1.5D + 1.8L$proceso constructivo

$U = 1.25(D \pm E)$condición de ensayo

$U = 0.9D \pm 1.25E$condición de ensayo

Para el pórtico principal en la dirección de ensayo se tiene para la condición de servicio:

Cargas permanentes

Piso 1

Carga distribuida (WD)

1/2 aligerado= $741/290 = 2.56 \text{ kg/cm}$

viga principal= $0.2 \times 0.25 \times 3.1 \times 2400 / 290 = 1.28 \text{ kg/cm}$

WD=3.84kg/cm

Cargas concentradas (P1D)

$$1 \text{ columna} = 0.2 \times 0.2 \times 2 \times 2400 = 192 \text{kg}$$

$$1/2 \text{ viga ortogonal} = 0.2 \times 0.25 \times 2.7 / 2 \times 2400 = 162 \text{kg}$$

$$P1D = 354 \text{kg}$$

Piso 2

Carga distribuida (WD)

$$1/2 \text{ aligerado} = 741 / 290 = 2.56 \text{kg/cm}$$

$$\text{viga principal} = 0.2 \times 0.25 \times 3.1 \times 2400 / 290 = 1.28 \text{kg/cm}$$

$$WD = 3.84 \text{kg/cm}$$

Cargas concentradas (P2D)

$$1/2 \text{ columna} = 0.2 \times 0.2 \times 1 \times 2400 = 96 \text{kg}$$

$$1/2 \text{ viga ortogonal} = 0.2 \times 0.25 \times 2.7 / 2 \times 2400 = 162 \text{kg}$$

$$P2D = 258 \text{kg}$$

Verificando el peso total del pórtico:

$$P = 2[(WD)(L) + (P1D + P2D)] = 2[3.84 \times 290 + (258 + 354)] = 3451 \text{kg}$$

ok!

Cargas vivas

Pisos 1 y 2

Carga distribuida (WL)

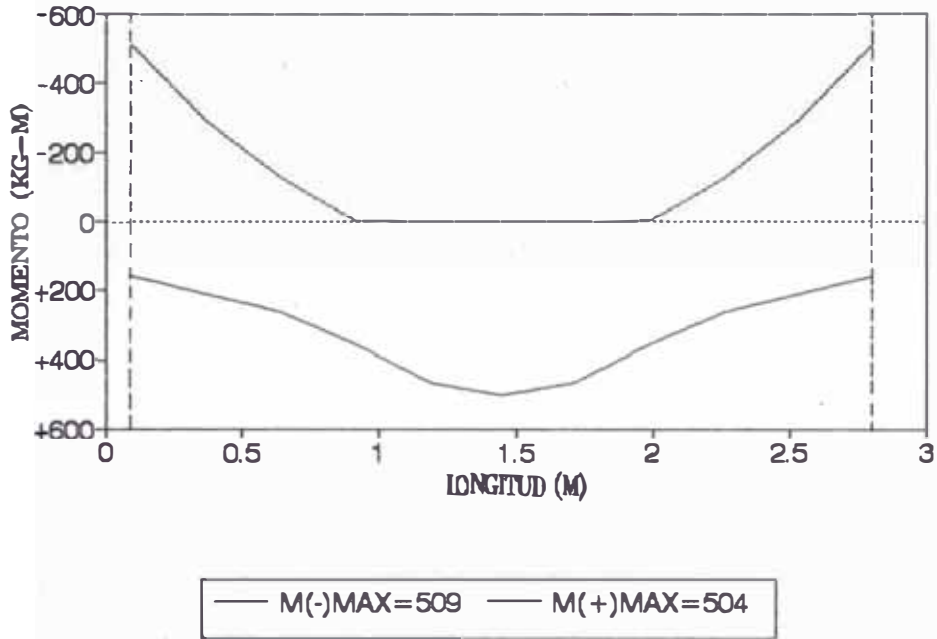
$$\text{sobrecarga (montaje)} = (150 \times 3.1 \times 3.1 / 2) / 290 = 2.48 \text{kg/cm}$$

Con estas cargas se efectuó el análisis estructural y las combinaciones de cargas respectivas.

1.6 Diseño de vigas

Los croquis correspondientes a las envolventes de

ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR VIGA DEL PRIMER PISO



ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR VIGA DEL SEGUNDO PISO

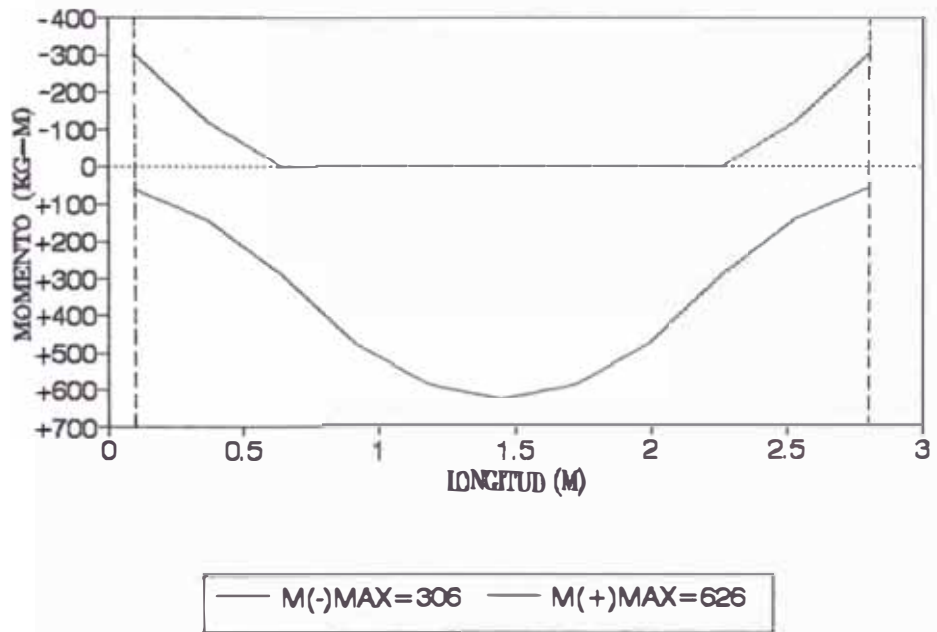


FIGURA 1.3 ENVOLVENTES DE MOMENTO FLECTOR

momento flector M_u en kg-m reducidos a la cara interior de la columna, en condición de rotura aparecen en la figura 1.3.

1.6.1 Máximo momento resistente de la sección rectangular para asegurar que en el diseño la falla sea dúctil

$$M_{\max} = \phi f'c b d^2 w_{\max} [1 - 0.59 w_{\max}]$$

Según la Norma E-060

$$e_c = e_u = 0.003$$

$$e_y = \frac{f_y}{E_s} = f_y / 2 \times 10^6$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{f_y} \left[\frac{6000}{6000 + f_y} \right]$$

$$w_{\max} = 0.75 w_b = 0.75 \rho_b \frac{f_y}{f'c}$$

$$w_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times [6000 / (6000 + 4200)] = 0.31875$$

Asumiendo $\phi [] = \phi 8\text{mm}$; $\phi p = \phi 8\text{mm}$

Luego: $d = h - (r + \phi [] + \phi p / 2) = 25 - (2 + 0.8 + 0.8 / 2) = 21.8 \text{ cm}$

$$M_{\max} = 0.9 \times 210 \times 0.2 \times 21.8^2 \times 0.31875 \times [1 - 0.59 \times 0.31875] = 4649 \text{ kg-m}$$

Luego, como $M_{\max} > M_u$ no se necesitará armadura en compresión.

1.6.2 Determinación del área mínima de acero

Según la Norma E-060

$$A_{s_{\min}} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b d = 0.70 \times \sqrt{210} / 4200 \times 20 \times 21.8 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{4}{3} A_s(\text{diseño})$$

De los dos valores se tomará el menor.

1.6.3 Determinación del área necesaria de acero

Tomaremos de las envolventes de momento flector el mayor momento positivo $M_{\max(+)} = 626 \text{ kg-m}$

Para la expresión deducida para falla dúctil se tiene:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 Mu}{\phi f'c b d^2}}$$

Siendo:

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y} = w \times 210 / 4200 = w / 20$$

$$A_s = \rho b d = (w/20) \times 20 \times 21.8 = 21.8w$$

$$A_s = 21.8 [0.85 - (0.7225 - 1.7 \times 626 / (0.9 \times 210 \times 0.20 \times 21.8^2))]]$$

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$< 4/3(0.78) = 1.04 \text{ cm}^2$$

Luego, $A_s(+) = A_s(\text{inf}) = 1.04 \text{ cm}^2 <> 2 \phi 8 \text{ mm } (1 \text{ cm}^2)$

De la envolvente de momento flector el mayor momento negativo resulta menor que el mayor positivo.

Luego, $A_s(-) = A_s(\text{sup}) = 2 \phi 8 \text{ mm } (1 \text{ cm}^2)$

1.6.4 Verificación por momento resistente

$$A_s f_y = 1 \times 4200 = 4200 = 0.85 f'c b a = 0.85 \times 210 \times 20 \times a$$

Luego, $a = 1.18 \text{ cm}$

$$M_n = A_s f_y \left[d - \frac{a}{2} \right] = 1 \times 4200 \times (0.218 - 0.0118/2) = 891 \text{ kg-m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 891 = 802 \text{ kg-m} > M_u = 626 \text{ kg-m} \quad \text{ok!}$$

1.6.5 Evaluación del momento de agrietamiento para la sección de viga

Considerando la sección bruta de concreto:

$$I_g = \frac{b h^3}{12} = 20 \times 25^3 / 12 = 26042 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = 2 \sqrt{f'_c} \frac{I_g}{y_t} = 2 \times \sqrt{210} \times 26042 / 12.5 = 60382 \text{ kg-cm}$$

$$M_{cr} = 604 \text{ kg-m}$$

1.6.6 Condición para la relación $\frac{\phi M_n}{M_{cr}}$

Para la condición de ensayo: $\phi M_n / M_u = 802 / 626 = 1.3$

El único ítem de la Norma E-060 que no se cumplió fue el 11.5.1, ya que $\frac{\phi M_n}{M_{cr}} = 802 / 604 = 1.3 < 1.5$, lo que no tiene mayor importancia.

El ítem 11.5.1 menciona que en cualquier elemento sometido a flexión, el área de acero que se proporciona, será necesaria para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada (M_{cr}).

1.6.7 Longitud de desarrollo en la parte recta del gancho

estándar

La longitud de desarrollo en la parte recta del gancho estándar en tracción, según el ítem 8.5.1 de la Norma E-060, es : $Ld_g = 318 \frac{d_b}{\sqrt{f'c}}$, que para la barra de refuerzo de ϕ 8 mm resulta $Ld_g = 318 \times 0.8 / (\sqrt{210}) = 17$ cm, lo que queda satisfecho ya que el peralte de la columna es 20 cm y se está doblando el refuerzo en el interior de un nudo confinado por estribos.

El ítem 8.5.1 menciona que para barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción será: $Ld_g = 318 \frac{d_b}{\sqrt{f'c}}$, pero no menor que 8 diámetros de la barra ni 15 cm. Esta distancia se medirá desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblez, sobre una línea recta que coincide con el eje longitudinal de la barra.

1.6.8 Diseño de estribos

Según el ítem 13.7.1.2 de la Norma E-060, los estribos se diseñaron para soportar la máxima fuerza cortante asociada al instante en que se generen las rótulas plásticas, empleándose el momento nominal (M_n) en los extremos de las vigas.

Para la condición de ensayo se tiene $W_u = 1.25WD = 1.25 \times 384 = 480$ kg/m, tal como se muestra en el croquis siguiente:

$$W_u = 480 \text{ kg/m}$$

#####

$$891 \text{ kg-m (-----)} 891 \text{ kg-m}$$

$$i \quad | \text{-----} 2.9 \text{ m} \text{-----} | \quad j$$

$$82 \text{ kg}$$

$$V_u = 1310 \text{ kg}$$

$$\sum M_i = 0 \Rightarrow V_u \times 2.9 = 480 \times 2.9^2 / 2 + 891 + 891 \Rightarrow V_u = 1310 \text{ kg}$$

Cabe indicar que la fuerza cortante obtenida de esta forma $V_u = 1310 \text{ kg}$ resulta mayor a la obtenida en el análisis para la condición de ensayo $V_u = 1.25(D-E) = 924 \text{ kg}$.

$$V_u / \phi = 1310 / 0.85 = 1541 < V_c = 0.53 \times (\sqrt{210}) \times 20 \times 21.8 = 3349 \text{ kg}.$$

Siendo $\phi = 0.85$ el factor de reducción de resistencia para cortante.

Al obtenerse que la fuerza cortante actuante no sobrepasa a la fuerza cortante resistente proporcionada por el concreto se usará estribos mínimos ($[] \phi 8 \text{ mm}$), con una zona a confinar de una longitud igual a 2 veces el peralte de la viga ($2 \times 25 = 50 \text{ cm}$) donde deberá considerarse según el ítem 13.7.1.3 :

$$s \leq d/4 = 21.8/4 = 5.45 \text{ cm}$$

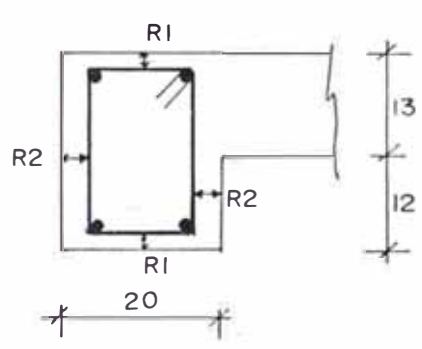
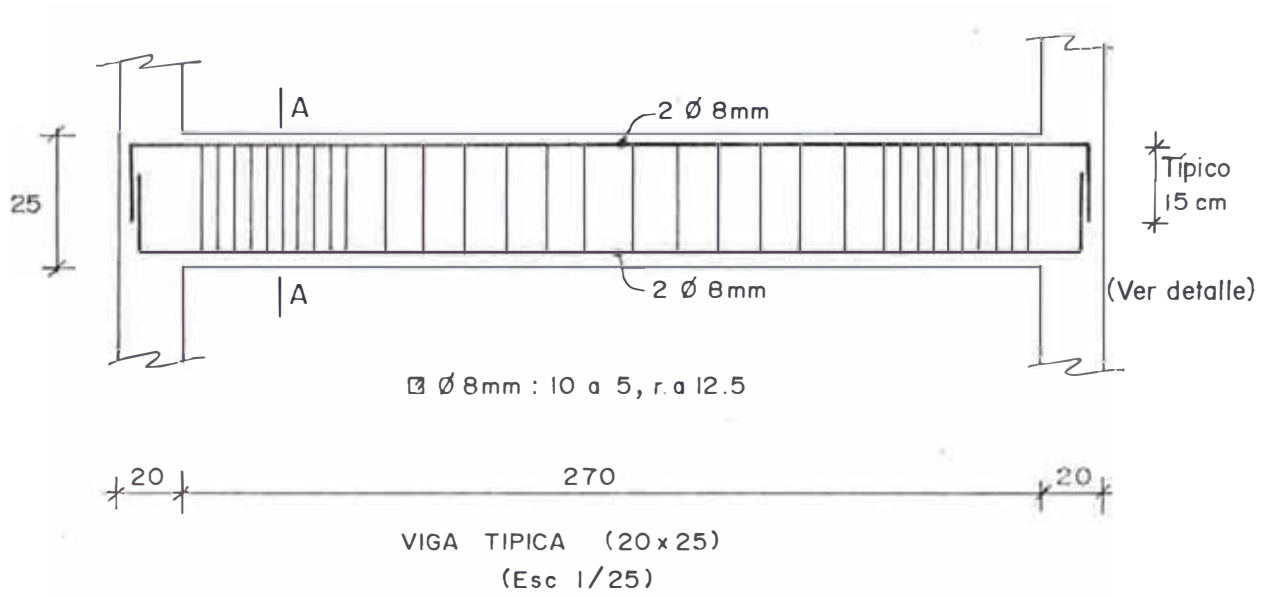
$$\leq 8d_b l = 8 \times 0.8 = 6.4 \text{ cm}$$

$$\leq 30 \text{ cm}$$

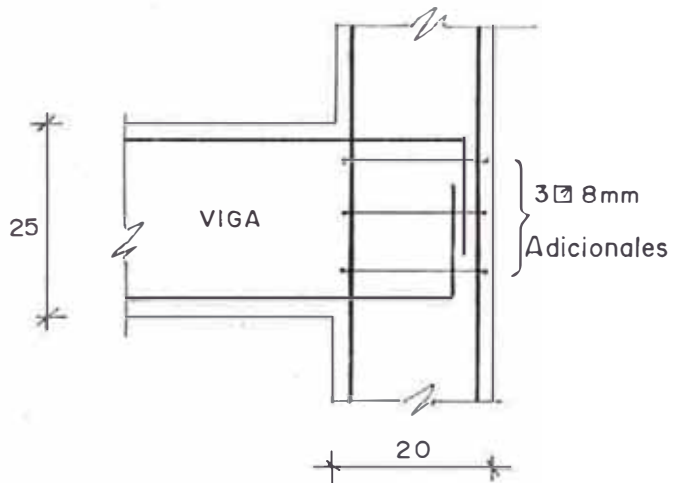
$$\text{Luego, } s = 5 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento se usará $s \leq d/2 = 21.8/2 = 10.9 \text{ cm}$, considerándose $s = 12.5 \text{ cm}$

Se cumple además con el ítem 13.3.4.2 de la Norma E-060, para área de acero mínimo por cortante:



Recubrimientos R1= 2 cm
R2=3.5 cm



Nota: dimensiones en centímetros

FIGURA 1.4 VIGAS

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2 > 3.5 \frac{b s}{f_y} = 3.5 \times 20 \times 12.5 / 4200 = 0.21 \text{ cm}^2.$$

Luego se empleará : [] ϕ 8 mm 10 @ 5cm r @ 12.5 cm

1.6.9 Consideraciones tomadas para el diseño de vigas

De acuerdo a la Norma E-060, se deben establecer algunas diferencias:

- a) El ancho de la viga (20 cm) es menor al mínimo especificado por la Norma E-060 según el ítem 11.3.2 (25 cm), debido al factor de escala 3/4.
- b) El peralte efectivo ($d=21.8$ cm) cumple con ser menor a un cuarto de la luz libre ($270/4=67.5$ cm) según el ítem 11.3.2
- c) El peralte de la viga ($h=25$ cm) es suficiente para no verificar deflexiones ($h > L/16 = 290/16 = 18$ cm) según el ítem 10.4.1.3
- d) Los recubrimientos ($R_1=2$ cm y $R_2=3.5$ cm), son menores a los especificados en la Norma ($R=4$ cm), según el ítem 7.9.1 , sin embargo el espécimen no va a estar sujeto a acciones de intemperismo ni fuego.
- e) .El diámetro del refuerzo empleado (8 mm) es inferior al mínimo de la Norma ($3/8''$) según el ítem 13.7.1.3, pero ambos tienen las mismas características: son corrugados, con $f_y=4200$ kg/cm² y la misma zona de endurecimiento.

En la figura 1.4 se ilustra el diseño estructural de las vigas.

1.7 Diseño de columnas

Los momentos y fuerzas axiales últimas para las

diferentes combinaciones de carga tanto para la columna del piso 1 como para la columna del piso 2 se muestran en las tablas 1.5 y 1.6 respectivamente.

Tabla 1.5 Momentos y fuerzas axiales últimas para la columna del piso 1

| Piso 1 combin. | Pu (kg) | Msup (kg-m) | Minf (kg-m) | Mu (kg-m) | eu=M _u /P _u (cm) |
|-------------------|------------|----------------|----------------|--------------|---|
| 1.5D+1.8L | 3883 | 203 | 101 | 203 | 5.23 |
| 1.25(D+E) | 1809 | -95 | -220 | 220 | 12.16 |
| 1.25(D-E) | 2506 | 286 | 315 | 315 | 12.57 |
| 0.9D+1.25E | 1205 | -122 | -233 | 233 | 19.34 |
| 0.9D-1.25E | 1902 | 259 | 302 | 302 | 15.88 |

Tabla 1.6 Momentos y fuerzas axiales últimas para la columna del piso 2

| Piso 2 combin. | Pu (kg) | Msup (kg-m) | Minf (kg-m) | Mu (kg-m) | eu=M _u /P _u (cm) |
|-------------------|------------|----------------|----------------|--------------|---|
| 1.5D+1.8L | 1871 | 449 | 368 | 449 | 24.00 |
| 1.25(D+E) | 899 | 36 | 33 | 36 | 4.00 |
| 1.25(D-E) | 1139 | 385 | 313 | 385 | 33.80 |
| 0.9D+1.25E | 614 | -23 | -16 | 23 | 3.75 |
| 0.9D-1.25E | 854 | 326 | 265 | 326 | 38.17 |

1.7.1 Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

Se procederá a verificar si es necesario tomar en cuenta los efectos de esbeltez siguiendo las consideraciones de ítem 12.10.2 de la Norma E-060.

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, deberán considerarse:

- a) Los efectos globales (D_g) que afectan a la estructura como conjunto.
- b) Los efectos locales (D_l) que afectan a cada uno de los elementos individuales.

El momento de diseño para el elemento será:

$$M_C = D_l M_{2V} + D_g M_{2S}$$

Donde:

D_l = factor de magnificación local para el momento predominante de carga de gravedad factorado Mu_{2V}

Mu_{2V} = Se define como el momento mayor en el extremo debido a cargas que no produce desplazamiento lateral apreciable, esto es sólo momentos de carga de gravedad.

D_g = factor de magnificación global para el momento mayor Mu_{2S} .

Mu_{2S} = Se define como el momento mayor en el extremo debido a las cargas que producen apreciable desplazamiento lateral tal como el sismo.

1.7.1.1 Efectos locales de esbeltez (D_l)

Los efectos locales de esbeltez pueden despreciarse si:

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{según el ítem 12.10.2.1 de la Norma E-060}$$

Siendo $ln = 200$ cm

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A}} = \sqrt{\left(\frac{1}{12}\right) \times 20^4 / 400} = 6 \text{ cm}$$

$$\text{Luego } \frac{ln}{r} = 200/6 = 33 \text{ cm}$$

Luego como la columna está flexionada en doble curvatura M_1 será negativo, mientras M_2 es siempre positivo.

Por tanto $\frac{ln}{r} = 33 \text{ cm}$ siempre será menor que la expresión $34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ y el factor de magnificación local D_1 será igual a 1.

1.7.1.2 Efectos globales de esbeltez (D_g)

Los efectos globales pueden desprejarse si el índice de estabilidad Q es menor que 0.06, por lo que se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente según el ítem 12.10.2.2 de la Norma E-060.

$$\text{Siendo: } Q = \frac{\sum Pu Du}{Vu h}$$

Donde:

Q = índice de estabilidad de entrepiso

$\sum Pu$ = suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas de servicio multiplicadas por el factor de carga correspondiente) acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Du = deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo

a un análisis elástico de primer orden.

Para el caso de fuerzas laterales de sismo, D_u deberá multiplicarse por el factor de reducción por ductilidad considerado en la determinación de estas fuerzas.

V_u = fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debido a las cargas laterales.

h = altura del entrepiso considerado.

Considerando la combinación de carga $1.25(D+E)$ por ser la más crítica, presentándose las mayores fuerzas axiales en columnas, se muestra en la tabla 1.7 los índices de estabilidad obtenidos para cada entrepiso.

Tabla 1.7 Índices de estabilidad de entrepiso (Q)

| Piso | ΣP_u (kg) | d (cm) | $D_u=1.25R_d d$ (cm) | V_u (kg) | h (cm) | Q |
|------|----------------------|-------------|-------------------------|---------------|-------------|-------|
| 2 | 2038 | 0.077 | 0.385 | 280 | 225.0 | 0.012 |
| 1 | 4315 | 0.072 | 0.360 | 431 | 212.5 | 0.017 |

Como el índice de estabilidad de entrepiso (Q) estimado resulta menor que 0.06, los efectos globales de esbeltez son ignorados ($D_g=1$).

1.7.2 Estimación del área de acero

Según el ítem 12.3.3 de la Norma E-060, toda sección sujeta a flexocompresión se diseña para el momento máximo.

De las combinaciones de carga para momentos, se tiene para el piso 2 y para la combinación $1.5D+1.8L$ un momento máximo $M_u=449$ kg-m y su respectiva carga axial última

$P_u=1871$ kg, con una excentricidad $e=24$ cm.

Asumiendo $\rho_t=1\%$ y $A_s=A's$ se tiene:

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b d} = 0.005$$

Asumo $[\] \phi$ 8mm, $\phi_p = \phi$ 1/2"

Luego $d' = r + \phi [\] + \phi_p / 2 = 2 + 0.8 + 1.27 / 2 = 3.44$ cm

$d = h - d' = 20 - 3.44 = 16.56$ cm

$$A_s = A's = \rho b d = 0.005 \times 20 \times 16.56 = 1.66 \text{ cm}^2$$

Usar 2 ϕ 1/2" (2.54 cm²)

1.7.3 Verificación del tipo de falla

Analizando la columna sujeta a un tipo de falla balanceada.

Siendo:

$$b = h = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = A's = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$d = 16.56 \text{ cm}$$

$$d' = 3.44 \text{ cm}$$

$$e_c = 0.003$$

$$e_y = \frac{f_y}{E_s} = 4200 / 2 \times 10^6 = 0.0021$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Del diagrama de deformaciones:

$$\frac{c_b}{e_c} = \frac{d}{e_c + e_y} \Rightarrow c_b = 9.74 \text{ cm} \Rightarrow a_b = \beta_1 c_b = 0.85 \times 9.74 = 8.28$$

cm

$$\frac{e's}{e_c} = \frac{c_b - d'}{c_b} \Rightarrow e's = 0.0019 < 0.0021$$

$$f's = E_s e_c \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) = 3881 \text{ kg/cm}^2$$

Del diagrama de esfuerzos:

$$Pn_b = 0.85 f'c a_b b + A's f's - As f_y = 28749 \text{ kg}$$

$$Mn_b = 0.85 f'c a_b b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A's f's \left(\frac{h}{2} - d' \right) + As f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$Mn_b = 3079 \text{ kg-m}$$

$$e_b = \frac{Mn_b}{Pn_b} = 3079/28749 = 10.71 \text{ cm}$$

$\phi Pn_b = 0.7(28749) = 20124 \text{ kg} > Pu = 1871 \text{ kg}$ Falla por tensión

Siendo $\phi = 0.7$ el factor de reducción de resistencia para flexión con carga axial de compresión según el ítem 10.3.2 de la Norma E-060.

1.7.4 Análisis de la columna controlada por falla de tensión por fluencia inicial del acero en tensión y no llegando el acero en compresión a la fluencia

Para la condición balanceada se tiene:

$$e_b = 10.71 \text{ cm}, \quad c_b = 9.74 \text{ cm}$$

$e = 24 \text{ cm} > e_b = 10.71 \text{ cm}$, falla por fluencia inicial del acero en tensión.

Luego $c < c_b$

Para $c_b = 9.74 \text{ cm}$ se tuvo $f's = 3881 \text{ kg/cm}^2$ y $f_s = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Para $c < c_b = 9.74 \text{ cm}$, $f's < 3881 \text{ kg/cm}^2$, luego el acero en compresión no está en fluencia, por consiguiente usamos el método iterativo para el cálculo de Pn .

Asumimos un valor menor que c_b

Tantear con $c = 4.5 \text{ cm}$

$$a = \beta_1 c = 3.83 \text{ cm}$$

$$f'_s = E_s \epsilon_c \frac{c-d'}{c} = 1413 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 6594 \text{ kg}$$

$$M_n = 2041 \text{ kg-m}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = 30.95 \text{ cm} > 24 \text{ cm} \text{ luego } c \text{ debe ser algo mayor}$$

que 4.5 cm.

Tantear con $c = 5 \text{ cm}$

$$a = 4.25 \text{ cm}$$

$$f'_s = 1872 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = 9259 \text{ kg}$$

$$M_n = 2207 \text{ kg-m}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = 23.83 \text{ cm} = 24 \text{ cm} \text{ conforme}$$

Luego considerando el menor valor de $\phi = 0.7$:

$$\phi P_n = 0.7(9259) = 6481 \text{ kg} > P_u = 1871 \text{ kg} \text{ ok!}$$

$$\phi M_n = 0.7(2207) = 1545 \text{ kg-m} > M_u = 449 \text{ kg-m} \text{ ok!}$$

1.7.5 Diagrama de interacción de la columna diseñada

La capacidad de la sección de concreto armado para resistir cargas combinadas axial y de flexión puede ser representado por un diagrama de interacción P-M para relacionar la carga axial al momento flexionante.

Cada punto de la curva representa una combinación de la resistencia de carga nominal P_n y de resistencia de momento nominal M_n correspondiente a una posición particular del eje neutro.

El diagrama de interacción comprende dos regiones, una

DIAGRAMA DE INTERACCION COLUMNA DE 0.20x0.20 M.

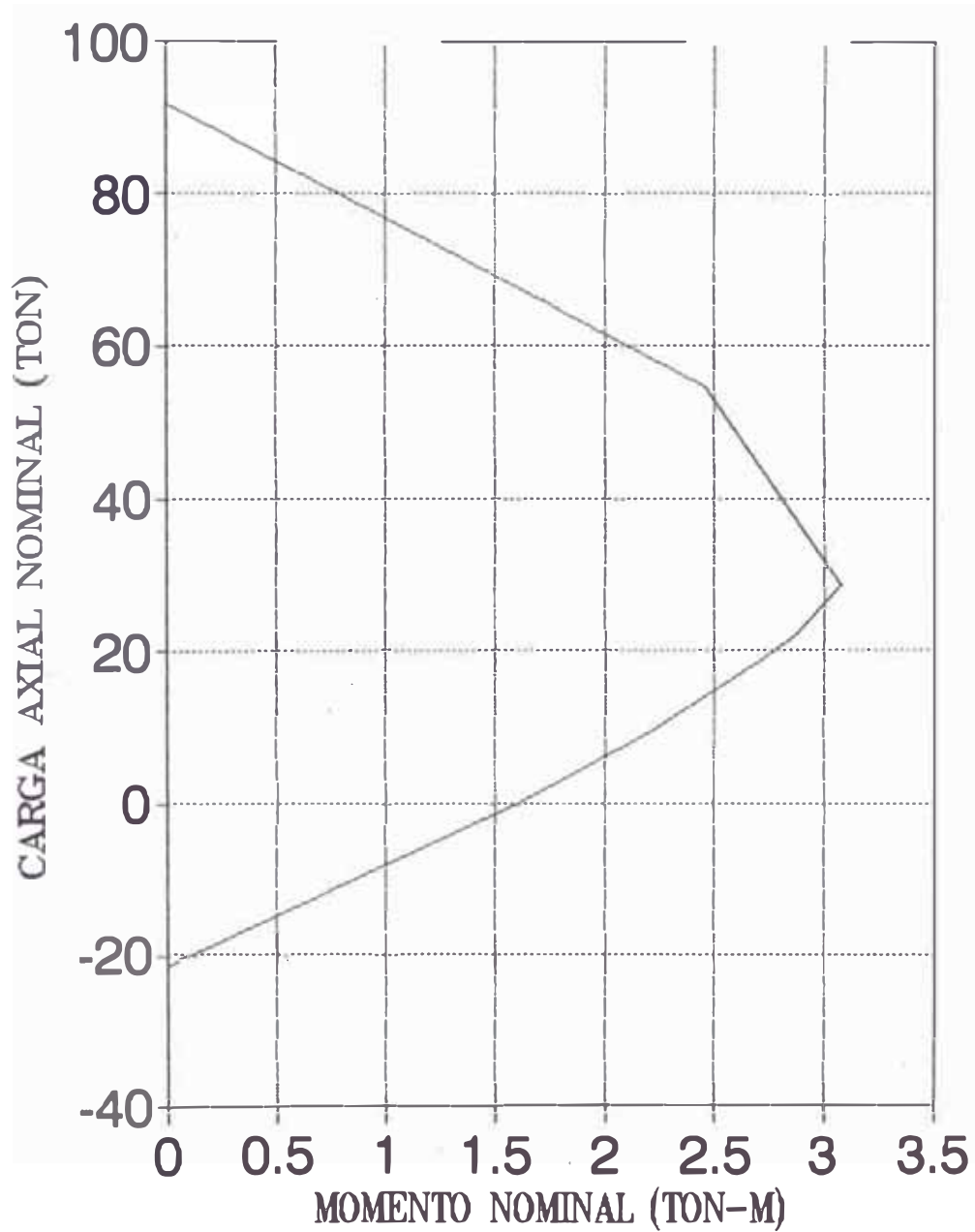


FIGURA 1.5 DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA
COLUMNA DISEÑADA.

de control de falla por tensión y otra de control de falla por compresión, ambas separadas por el punto de la condición balanceada.

En el diagrama de interacción de la columna de 20x20 cm y de 4 ϕ 1/2" (ver figura 1.5), se observa que los esfuerzos obtenidos para las diversas combinaciones de carga caen en su interior. Además, la máxima carga axial actuante ($P_u=3883$ kg) es menor que la carga axial balanceada, por lo que la columna fallará por fluencia inicial del acero en tensión. Es más, la máxima carga axial actuante es menor que $0.10 f'c A_g = 0.10 \times 210 \times 20 \times 20 = 8400$ kg y esta a su vez menor que $\phi P_{nb} = 20124$ kg, por lo que según el ítem 12.3.1 y 12.4.2 de la Norma E-060 la columna fallará por flexión.

1.7.6 Diseño de estribos

Según el ítem 13.7.2.1 de la Norma E-060, la fuerza cortante (V_u) se evaluará suponiendo que se forman rótulas plásticas en los extremos de la columna, para lo cual deberá utilizarse la carga axial (P_u) que produzca los mayores momentos nominales (M_n). Esta condición se produce cuando previamente se han formado rótulas plásticas en las vigas:

$$\text{Siendo: } W_u = 1.25WD = 1.25(384) = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 480 \text{ kg/m}$$

#####

$$\text{Viga: } M_n = 891 \text{ kg-m } (-----) M_n = 891 \text{ kg-m}$$

$$i \quad |-----2.90m-----| \quad j$$

$$82 \text{ kg}$$

$$V_{uv} = 1310 \text{ kg}$$

$$\sum M_i = 0 \Rightarrow V_{uv}(2.90) = 480 \times 2.90^2 / 2 + 891 + 891 \Rightarrow V_{uv} = 1310 \text{ kg}$$

Metrando cargas en el primer piso para esta condición de ensayo.

$$P_u = 2[V_{uv} + 1.25(\text{peso de columna} + \text{viga transversal})]$$

$$P_u = 2[1310 + 1.25(0.2 \times 0.2 \times 2 + 0.2 \times 0.25 \times 2.7 / 2) 2400] = 3505 \text{ kg}$$

Entrando al diagrama de interacción con esta carga axial considerando que $P_u = P_n = 3505 \text{ kg}$ se tiene un momento nominal $M_n = 1841 \text{ kg-m}$.

Luego la fuerza cortante en la columna será:

$$V_u = 2M_n / l_n = 2 \times 1841 / 2 = 1841 \text{ kg}$$

Comparando la fuerza cortante actuante con la fuerza cortante aportada por el concreto, se tiene que:

$V_u / \phi = 1841 / 0.85 = 2166 \text{ kg} < V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times 210 \times 20 \times 16.56 = 2544 \text{ kg}$, por lo que se usará estribos mínimos.

Siendo $\phi = 0.85$ el factor de reducción de resistencia para cortante.

Según el ítem 13.7.2.2 de la Norma E-060 la zona a confinar en los extremos de las columnas no será menor que:

$$l_n / 6 = 200 / 6 = 33 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm} \text{ ó } 45 \text{ cm (manda)}$$

Los estribos en la zona a confinar tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores:

$$s < \frac{b}{2} = 20 / 2 = 10 \text{ cm} \text{ ó } 10 \text{ cm.}$$

Luego se usará $[\] \phi 8 \text{ mm } 1 @ 5, 4 @ 10$ en la zona confinada.

Según el ítem 13.7.2.3 de la Norma E-060, el espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder de:

$s < 16 db_1 = 16 \times 1.27 = 20.32$ cm, $b = 20$ cm (manda) ó 30 cm
Luego, se empleará [] ϕ 8mm: 1@5,4@10 r@20 cm.

1.7.7 Diseño de la conexión viga-columna

De acuerdo al ítem 13.7.2.5 de la Norma E-060 el área mínima del refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro de la conexión viga-columna, deberá cumplir con:

$$A_v \geq 7 \frac{b s}{f_y}, \text{ con } s < 15 \text{ cm}$$

Usando [] ϕ 8mm se obtiene:

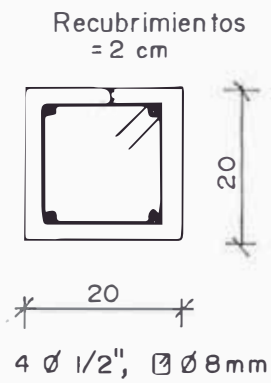
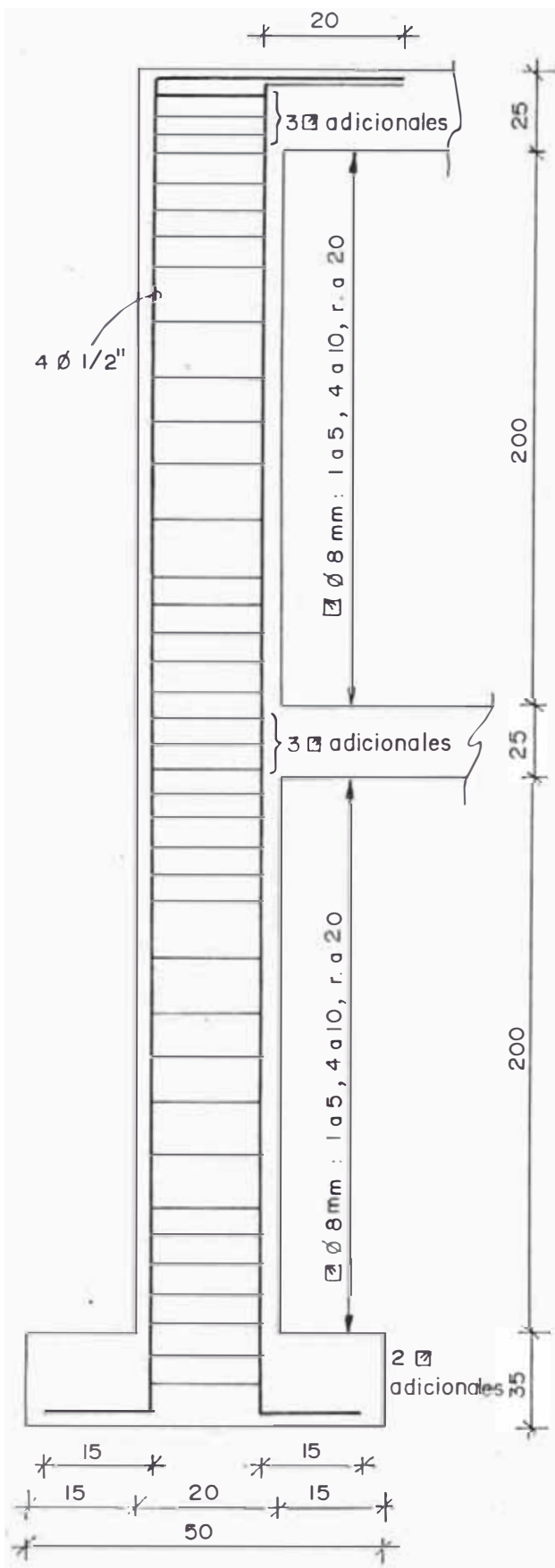
$$s \leq \frac{A_v f_y}{7 b} = 2 \times 0.5 \times 4200 / (7 \times 20) = 30 \text{ cm.}$$

Sin embargo, se usará 3 [] ϕ 8mm en la conexión viga-columna.

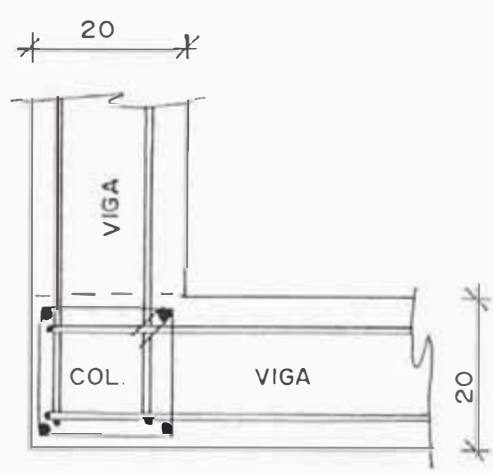
1.7.8 Consideraciones tomadas para el diseño de columnas

De acuerdo a la Norma E-060 se deben establecer algunas diferencias:

- a) La sección de la columna (20x20 cm) es inferior a la mínima especificada por la Norma (25x25 cm), debido al factor de escala (3/4).
- b) El recubrimiento ($R=2$ cm) es menor al especificado por la Norma ($R=4$ cm) según el ítem 7.9.1, sin embargo el espécimen no va a estar sujeto a acciones de intemperismo ni fuego.
- c) El diámetro del refuerzo empleado en los estribos (8mm) es inferior al mínimo de la Norma (3/8") según el ítem 7.11.2.2, pero ambos tienen las mismas características: son corrugados, con $f_y=4200$ kg/cm² y la misma zona de endurecimiento.



SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNAS (Esc 1/10)



DETALLE EN PLANTA DE LA CONEXION VIGA-COLUMNA (Esc 1/10)

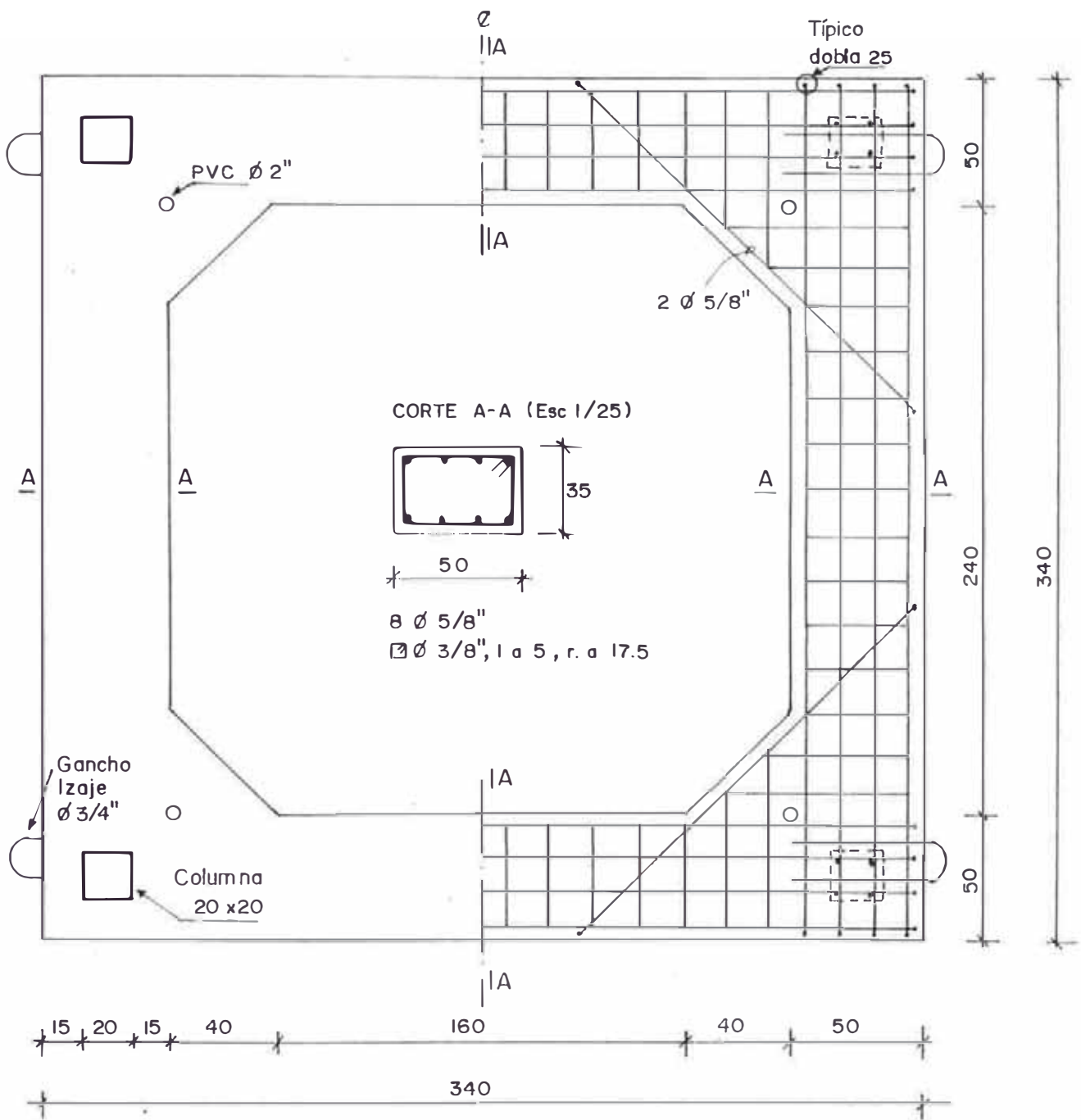
Esc H = 1/10.
V = 1/25

Nota: Dimensiones en centímetros

FIGURA 1.6 COLUMNAS

En la figura 1.6 se ilustra el diseño estructural de las columnas.

Finalmente a modo de comentario, podemos decir que con el objeto de transportar el espécimen desde el patio de construcción hacia la nave de ensayo y fijar el espécimen sobre la mesa vibradora, se construyó un anillo de cimentación (ver figura 1.7) cuyo peralte (35 cm), resultó mínimo y suficiente para poder anclar el refuerzo vertical de las columnas (ϕ 1/2"). Por otro lado, al coincidir los ganchos de izaje con la ubicación de las columnas, los esfuerzos en el anillo por transporte del espécimen son pequeños, sin embargo se proporcionó un refuerzo longitudinal mínimo capaz de cerrar cualquier fisura eventual de tracción en el concreto.



Nota: Dimensiones en centímetros

FIGURA 1.7 ANILLO DE CIMENTACION

CAPITULO 2

METODOLOGIA PARA EL ANALISIS INELASTICO

2.1 Consideraciones generales

Existen dos tipos básicos de análisis no lineal:

a) El primero implica la no linealidad del elemento; ocurre cuando las propiedades básicas de los elementos individuales no son lineales, variando éstas con la historia de las fuerzas aplicadas o con las deformaciones y deflexiones asociadas.

b) Y el segundo implica la no linealidad geométrica; que toma en cuenta los cambios en la geometría original de la estructura a medida que se aplican las cargas.

En el presente trabajo se asumirá que los desplazamientos son pequeños y se puede describir el equilibrio con referencia a la posición inicial no deformada, lo que se hace comúnmente cuando se estudia el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado. Se considerará únicamente los efectos no lineales del elemento, y este análisis será referido como análisis inelástico.

2.2 Metodología para el análisis estático inelástico

A continuación se describe la metodología general del análisis estático inelástico para estudiar el comportamiento de estructuras de concreto armado bajo cargas monotónicamente aplicadas. Se requieren algunas simplificaciones para reducir la cantidad de cálculos requeridos en el análisis.

En el proceso de solución de la respuesta sísmica denominado paso a paso, para realizar un análisis estático inelástico, se requiere de:

- a) La idealización de la estructura o modelo matemático considerando algunas hipótesis y simplificaciones.
- b) Dividir primeramente la estructura en elementos individuales como vigas, columnas, conexiones vigas-columnas y luego establecer las características y propiedades plásticas de cada uno de estos miembros en forma independiente.
- c) Ensamblar los miembros aplicando el principio de compatibilidad de desplazamientos y condiciones de equilibrio, para así poder estudiar el comportamiento global de la estructura.
- d) Resolver la ecuación estática de equilibrio, empleando la técnica de Cholesky.
- e) Este proceso se repite para cada intervalo de carga (en el cual se asume un comportamiento lineal), el efecto no lineal se introduce en el análisis considerando que la rigidez de los elementos de la edificación depende de los desplazamientos actuales y de los estados de carga previos,

por consiguiente pueden variar de paso a paso.

2.2.1 Idealización de la estructura

Por lo complejo que resulta la evaluación de la respuesta sísmica en el rango inelástico de un edificio que responde a una excitación sísmica, se requieren de algunas simplificaciones e idealizaciones, a fin de obtener un modelo matemático que pueda ser resuelto con las técnicas de computación numérica disponibles.

Existe una gran variedad de modelos matemáticos que pueden representar estructuras flexibles.

El modelo escogido en el presente trabajo es el MODELO DEL PORTICO BIDIMENSIONAL, el mismo que es usado para idealizar edificios regulares que tienen pequeñas excentricidades. En este modelo todos los pórticos, en una dirección, son tratados como elementos planos unidos por vigas rígidas, que representan la condición de rigidez infinita de la losa del piso. Este modelo es muy usado para el análisis inelástico y permite estudiar la respuesta sísmica a nivel de cada elemento. La principal desventaja de este modelo es que ignora los efectos de torsión, y aún en un edificio que no tenga excentricidad en el rango elástico, se puede desarrollar torsión en las zonas construidas más débilmente en las primeras etapas de deformación inelástica. Entre los programas de computación adecuados para este modelo se tiene el INSTA, para el análisis estático.

2.2.2 Determinación de las características plásticas de los elementos

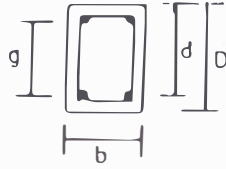
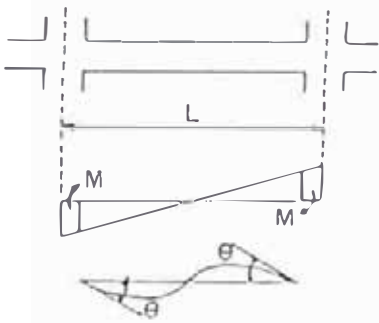
En el análisis inelástico, estudiar el comportamiento de los miembros aislados, determinando sus propiedades y luego utilizar estos modelos de los miembros para analizar la estructura completa, es más aconsejable e importante que estudiar una estructura usando modelos microscópicos del material.

Teóricamente, las características plásticas de los miembros de concreto armado pueden ser determinadas, basados en la geometría de la sección, la existencia de fuerza axial, las propiedades del acero del refuerzo y del concreto, y la suposición de una variación lineal de la relación esfuerzo-deformación para la sección transversal.

Se usará un grupo de ecuaciones empíricas basados en estudios experimentales, para definir la curva primaria típica momento-rotación, para vigas y columnas.

La curva es definida por cuatro parámetros: momento de agrietamiento, momento de fluencia, coeficiente de reducción de la rigidez, y coeficiente de reducción para la rigidez del tercer rango, como se muestra en la figura 2.1. En la que se aprecia un punto de agrietamiento (esfuerzo máximo de tensión del concreto) y un punto de fluencia (fluencia en tensión del acero longitudinal).

Las siguientes expresiones serán usadas para la determinación de las características inelásticas de vigas y columnas:



$$a_c, \rho_c = \frac{a_c}{b D}, \quad g_1 = \frac{g}{D}, \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$a_t, \rho_t = \frac{a_t}{b D}, \quad \gamma = \frac{a_c}{a_t}$$

$$n^\circ = \frac{N}{b D f'_c}, \quad a = \frac{L}{2}$$

Siendo:

N = Fuerza axial

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

El Momento de Agrietamiento se determinará mediante la expresión:

$$M_c = 1.8 \sqrt{f'_c} Z_e + N \frac{D}{6}$$

Donde: $a_c \neq a_t$: $I_e = [1 + n \rho_t (1.5 + 2\gamma)] \frac{b D^3}{12}$

$$a_c = a_t$$
 : $I_e = [1 + 3.8 n \rho_t] \frac{b D^3}{12}$

Siendo: $Z_e = \frac{I_e}{D/2}$

El Momento de Fluencia se determinará mediante la expresión:

$$M_y = [g_1 \rho_t \frac{f_y}{f'_c} + 0.5 n^\circ (1 - n^\circ)] f'_c b D^2$$

El Coeficiente de Reducción de Rigidez se determinará mediante la expresión:

$$\alpha_y = [0.043 + 1.64 n \rho_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 n^\circ] \left(\frac{d}{D}\right)^2$$

La rigidez después de la fluencia, se asume arbitrariamente ser de 0.01 % de la rigidez elástica inicial.

2.2.3 Modelos de vigas inelásticas

Los modelos de viga inelástica se emplean para representar la distribución de la rigidez a lo largo del elemento de concreto armado, ya que la deformación inelástica no se concentra en una zona crítica, sino más bien se extiende a lo largo del miembro.

Estos modelos permiten derivar la matriz de rigidez de un elemento, lo que es substancialmente dificultoso, por la distribución arbitraria de los momentos en el campo no-lineal.

Usan el concepto o relación empírica entre momentos y ángulos rotacionales en los extremos para una deformación antisimétrica de los miembros.

En el presente trabajo el modelo de viga inelástica a usar será el modelo de una componente.

2.2.3.1 Modelo de una componente

Modelo propuesto por Giberson. Los miembros son idealizados como un elemento lineal perfectamente elástico sin masa, con dos resortes rotacionales no-lineales en los dos extremos. Se asume que el punto de inflexión durante la respuesta, permanece dentro de la longitud del miembro (lo que algunas veces no es realístico, si el resorte rotacional no es evaluado para una carga imaginaria

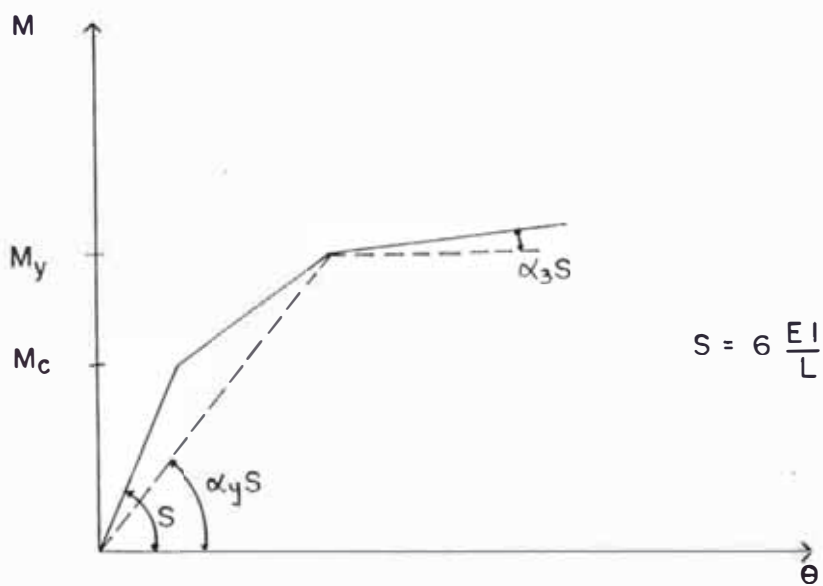


FIGURA 2.1 CURVA PRIMARIA TIPICA (TRILINEAL) PARA MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO.

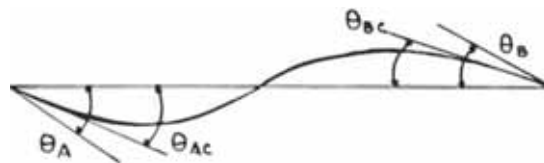
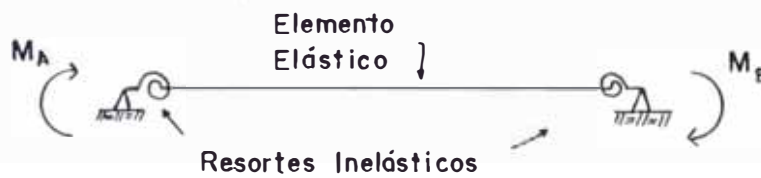


FIGURA 2.2 MODELO DE UNA COMPONENTE (GIBERSON)
MODELO DE VIGA INELASTICA

antisimétrica). Se puede aplicar con resultados razonables a estructuras aporticadas bajas, en donde el punto de inflexión se localiza cerca del centro del elemento y también se aplica para analizar ensayos de laboratorio con vigas y columnas, los cuales experimentan deformaciones inelásticas en las regiones a los extremos. (Ver figura 2.2).

2.2.4 Matriz de rigidez

Para el análisis estático inelástico de estructuras de concreto armado, es necesario determinar primeramente la matriz de rigidez instantánea de los miembros. Con las consideraciones anteriores y usando correctamente las propiedades plásticas, los modelos de viga inelástica y tomando en consideración las zonas rígidas en los extremos de los elementos, se puede determinar la matriz de flexibilidad de cada elemento:

$$[F] = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix}$$

que depende del tipo de viga inelástica elegida.

Las matrices de rigideces de vigas y columnas adoptan la siguiente forma:

$$[K] = [F]^{(-1)} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix}^{(-1)} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}$$

$$[Kv] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \dots \text{para vigas}$$

$$[Kc] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & 0 \\ k_{21} & k_{22} & 0 \\ 0 & 0 & k_{33} \end{bmatrix} \dots \text{para columnas}$$

Donde $k_{33} = k_e$: rigidez axial, tratada como elástica.

Luego se determina la matriz de rigidez global de la estructura en cada etapa del análisis usando el método de rigidez directa. Esta matriz se ensambla mediante un proceso simple de adición directa y ordenada de las matrices de los elementos individuales, relacionando el número de grados de libertad de los nudos a los cuales se conecta los elementos y los grados de libertad considerados para la estructura.

Así la matriz de rigidez global queda definida y varía en cada paso de carga y es esta matriz instantánea la que se usa en el análisis inelástico.

2.2.5 Matriz de masa

En el análisis no-lineal se asume el concepto de las masas concentradas en cada piso. Los momentos de inercia y las fuerzas de inercia verticales en los nudos se ignora, y sólo se considera las fuerzas de inercia laterales a nivel de cada piso. De aquí, la matriz de masa que se usa en el análisis es expresada de la siguiente manera:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & . & . & . & 0 \\ . & m_2 & . & . & . \\ . & . & m_3 & . & . \\ . & . & . & . & . \\ 0 & . & . & . & m_n \end{bmatrix}$$

Donde : $[M]$ = matriz de masa de la estructura.

m_i = masa concentrada en el i -ésimo piso.

n = número de pisos.

2.2.6 Análisis estático de estructuras

La ecuación de equilibrio está dada en cada paso por:

$$[\Delta P]_f^{(i+1)} = [K]_f^{(i+1)} [\Delta x]_f^{(i+1)}$$

Donde:

$[\Delta P]$ = vector incremental de cargas

$[K]$ = matriz de rigidez de la estructura

$[\Delta x]$ = vector incremental de desplazamientos

Y aplicando el método de Cholesky, solucionamos directamente las ecuaciones:

$$[\Delta x]_f^{(i+1)} = ([K]_f^{(i+1)})^{(-1)} [\Delta P]_f^{(i+1)}$$

$$[x]^{(i+1)} = [x]^i + [\Delta x]_f^{(i+1)}$$

$$[P]^{(i+1)} = [P]^i + [\Delta P]_f^{(i+1)}$$

Donde:

$[x]^{(i+1)}$ =vector de desplazamiento en el $(i+1)$ -ésimo paso.

$[P]^{(i+1)}$ =vector de carga en el $(i+1)$ -ésimo paso.

2.3 Metodología para el análisis dinámico inelástico

A continuación se describe la metodología general del análisis dinámico inelástico para estudiar el comportamiento de estructuras de concreto armado durante sismos severos.

En el proceso de solución de la respuesta sísmica denominado paso a paso, para realizar un análisis dinámico inelástico, se requiere de:

- a) La idealización de la estructura o modelo matemático considerando algunas hipótesis y simplificaciones.
- b) Dividir primeramente la estructura en elementos individuales como vigas, columnas, conexiones vigas-columnas y luego establecer las características y propiedades histeréticas e inelásticas de cada uno de los miembros en forma independiente.
- c) Ensamblar los miembros aplicando el principio de compatibilidad de desplazamientos y condiciones de equilibrio, para así poder estudiar el comportamiento global de la estructura.
- d) Resolver la ecuación dinámica de equilibrio, empleando la técnica de integración directa.
- e) Este proceso se repite para cada intervalo de tiempo (en el cual se asume un comportamiento lineal). El efecto no-lineal se introduce en el análisis considerando que los elementos de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura dependen de los desplazamientos actuales y de los estados de carga previos y por consiguiente pueden variar entre paso y paso.

2.3.1 Idealización de la estructura

El modelo escogido en el presente trabajo para el análisis dinámico al igual que se hizo para el análisis estático es el MODELO DEL PORTICO BIDIMENSIONAL. Entre los programas de computación adecuados para este modelo se tiene el INDRA, para el análisis dinámico.

2.3.2 Determinación de las características plásticas de los elementos

Se usará el mismo grupo de ecuaciones empíricas que se empleó en el análisis estático.

2.3.3 Modelos histeréticos

Los modelos histeréticos representan el comportamiento de los elementos de concreto armado, que están sometidos a cargas cíclicas. Estos proporcionan la rigidez y la resistencia del miembro, las cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

Con los conocimientos actuales se pueden definir modelos histeréticos que toman en cuenta predominantemente la flexión. Pero todavía no se puede precisar el grado de degradación de la rigidez debido a los efectos de corte o adherencia entre el concreto y acero.

Para la regla histerética de los miembros en flexión, se emplearon los siguientes lazos histeréticos, cuyas curvas primarias son trilineales.

2.3.3.1 Modelo trilineal degradante modificado

Se usa para simular el comportamiento flexionante de las vigas. Este modelo define la relación momento-rotación de un miembro cuyo modo de falla es predominantemente en flexión. En este modelo las características inelásticas son diferentes en las direcciones opuestas de cargas (entre la dirección positiva y negativa), y existe una degradación de la rigidez después de exceder el punto de fluencia, comportándose como un sistema plástico perfecto. Durante la etapa de descarga, el punto de descarga es tratado como un nuevo punto de fluencia y las rigideces de descargas correspondientes a los puntos de pre y post agrietamiento se reducen proporcionalmente, de manera que el comportamiento tiene una forma bilineal en el rango comprendido entre los puntos de fluencia positivos y negativos. En este modelo la disipación de energía histerética por ciclo más allá de la fluencia inicial, es proporcional al desplazamiento, y el amortiguamiento viscoso equivalente se hace constante. El trazo de la curva histerética es bastante sensitiva a la ubicación del punto de agrietamiento.

2.3.3.2 Modelo trilineal degradante

Es aplicado especialmente para columnas, la regla histerética es básicamente igual a la del modelo anterior. La sola diferencia radica en que para este modelo las propiedades elásticas son las mismas para ambas direcciones de las cargas reversas, flexión positiva y negativa.

2.3.4 Modelos de vigas inelásticas

Al igual que se hizo en el análisis estático el modelo de viga inelástica a usar será el modelo de una componente.

2.3.4.1 Modelo de una componente

Este modelo es muy versátil, porque puede ser usado con cualquier curva histerética para los resortes inelásticos.

2.3.5 Matriz de rigidez

Al igual que en el análisis estático, es necesario determinar primeramente la matriz de rigidez instantánea de los miembros. Con las consideraciones anteriores y usando correctamente los modelos histeréticos, los modelos de viga inelástica y tomando en consideración las zonas rígidas en los extremos de los elementos, se puede determinar la matriz de flexibilidad de cada elemento, que depende del tipo de viga inelástica elegida y varía según los coeficientes de flexibilidad obtenidos del modelo histerético.

Luego se determina la matriz de rigidez global de la estructura en cada etapa del análisis usando el método de rigidez directa. Así la matriz de rigidez global queda definida y varía en cada intervalo de tiempo y es esta matriz instantánea la que se usa en el análisis inelástico.

2.3.6 Matriz de masa

Al igual que en el análisis estático se asume el

concepto de las masas concentradas en cada piso.

2.3.7 Matriz de amortiguamiento

Denominamos amortiguamiento a la capacidad de disipación de energía del sistema, y comúnmente debido a su simplicidad matemática, se asume que es de tipo viscoso es decir cuando la fuerza amortiguadora es directamente proporcional a la velocidad de la masa, esto es :

$$F_d = -C \dot{x}$$

Donde: C = coeficiente de amortiguamiento viscoso.

La capacidad de amortiguamiento no es un valor único, depende de la amplitud de la deformación de la estructura y del nivel de excitación, variando fuertemente según el número de movimientos experimentados por la estructura. No existiendo un método exacto que permita determinar la capacidad de amortiguamiento basados en las propiedades del material y características geométricas de la estructura, en el análisis dinámico se puede adoptar dos formas:

Como primera forma, el amortiguamiento tipo Rayleigh, donde la matriz de amortiguamiento es expresada proporcional a la matriz de masa y a la matriz de rigidez estructural instantánea, por consiguiente la matriz puede escribirse como:

$$[C] = E_1 [M] + E_2 [K_i] \dots \dots \dots (1)$$

Donde: [C] = matriz de amortiguamiento

[M] = matriz de masa de la estructura

[K_i] = matriz de rigidez global instantánea

E_1 = coeficiente de proporcionalidad de la masa, inversa del tiempo por modelo de Maxwell (1/seg).

E_2 = coeficiente de proporcionalidad de la rigidez, tiempo de retardación por modelo de Voigt (seg).

E_1 y E_2 serán determinados en función de los factores de amortiguamiento para los dos primeros modos (que se suponen conocidos), por tanto las constantes E_1 y E_2 se obtienen de las siguientes relaciones:

$$\Phi_1 = \frac{1}{2 W_1} (E_1 + E_2 W_1^2)$$

$$\Phi_2 = \frac{1}{2 W_2} (E_1 + E_2 W_2^2)$$

Donde :

Φ_1 y Φ_2 : factores de amortiguamiento para los dos primeros modos de vibración

W_1 y W_2 : frecuencia angular del sistema para los dos primeros modos de vibración

Como segunda forma, la matriz de amortiguamiento es asumida proporcional a la matriz de rigidez elástica, y esto es expresado por la ecuación:

$$[C] = E_2 [Ke] \dots \dots \dots (2)$$

En el presente trabajo utilizaremos la primera forma de amortiguamiento (tipo Rayleigh). Analizando esta expresión, cuando $E_2=0$, la matriz de amortiguamiento es proporcional sólo a la masa, el factor de amortiguamiento es pequeño para las frecuencias altas de vibración. Y

cuando $E_1 = 0$, la matriz de amortiguamiento sólo es proporcional a la rigidez, el factor de amortiguamiento es mayor para las frecuencias altas. Por consiguiente, la contribución de los modos altos de vibración en la respuesta es menos significativa, lo cual es adecuado para consideraciones del análisis. Será conveniente entonces hacer $E_1 = 0$, quedando (1) en:

$$[C] = E_2 [K_i] \dots \dots \dots (3)$$

y tomando sólo el primer modo tenemos:

$$\Phi_1 = E_2 \frac{W_1^2}{2 W_1}$$

haciendo $\Phi_1 = \beta$ y $W_1 = W$:

$$\beta = E_2 \frac{W}{2} \dots \dots \dots (4)$$

o mejor aún

$$E_2 = 2 \frac{\beta}{W} \dots \dots \dots (5)$$

Es decir conociendo la frecuencia angular del sistema para el primer modo (frecuencia natural) y dado un factor de amortiguamiento, podemos conocer la "constante" de proporcionalidad de rigidez, E_2 , que nos servirá como entrada de dato al programa dinámico a utilizar.

El factor de amortiguamiento β , dependerá del material del sistema y su estado, para el concreto se acostumbra tomar 5% del amortiguamiento crítico, entendiéndose como amortiguamiento crítico la cantidad de amortiguamiento que puede eliminar completamente la vibración, es decir $\beta = 0.05$, valor que se tomará para el presente trabajo.

2.3.8 Análisis dinámico de estructuras

Para determinar la respuesta dinámica de una estructura durante movimientos sísmicos nos podemos basar en el principio de D'Alambert:

$$F_i + F_d + F_s = P(t)$$

Donde: F_i : fuerza de inercia = $m \ddot{x}$

F_d : fuerza de amortiguador = $C \dot{x}$

F_s : fuerza elástica = $K x$

En un problema dinámico de un sistema con carga puntual, dicha carga es aplicada directamente a la estructura, en cambio en un problema sísmico, la excitación es producida por el movimiento del suelo, $\ddot{y}(t)$ no existiendo en este caso una fuerza externa ($P=0$), de manera que:

$$F_i + F_d + F_s = 0$$

Reconociendo que la fuerza de inercia depende de la aceleración total de la masa \ddot{x}_T , y ésta incluye una componente relativa a la base \ddot{x} , mas la aceleración de la base $\ddot{y}(t)$, es decir $\ddot{x}_T = \ddot{x} + \ddot{y}$, por tanto la fuerza de inercia puede ser expresada como:

$$F_i = m \ddot{x}_T = m \ddot{x} + m \ddot{y}$$

Finalmente obtenemos que la ecuación del movimiento debido a un movimiento sísmico será:

$$m \ddot{x} + m \ddot{y} + C \dot{x} + K x = 0$$

o también:

$$m \ddot{x} + C \dot{x} + K x = P_{eff}(t) = -m \ddot{y}(t)$$

Donde:

$P_{eff}(t)$: carga efectiva, resultante del movimiento del suelo.

Se aprecia que la excitación sísmica es equivalente a una carga dinámica igual al producto de la masa de la estructura y la aceleración del suelo. El signo negativo de la ecuación indica que la carga efectiva se opone a la dirección de la aceleración del suelo. Por tanto $-m \ddot{y}(t)$ representa la fuerza de inercia debido al movimiento de la base aplicada como una fuerza de excitación a la masa m del sistema. Generalmente $\ddot{y}(t)$ es la componente horizontal de la aceleración de la base que se asume igual a la aceleración del suelo e idéntica al registro de aceleración obtenida mediante un acelerógrafo para movimientos fuertes durante un sismo.

De todo esto podemos decir que la ecuación de movimiento puede ser expresada en forma incremental entre los intervalos t y $t + \Delta t$, asumiendo que las propiedades de la estructura son constantes en ese intervalo de tiempo. Por lo general la historia de la aceleración versus tiempo de un sismo es digitizado en intervalos iguales Δt , donde se tiene que $t_j = j \Delta t$.

En los métodos de integración directa, la ecuación de equilibrio dinámica es integrada usando un procedimiento numérico paso a paso, el término directo implica que anterior a la integración numérica, no se realiza ningún tipo de transformación de la ecuación. La esencia del método de integración directa es que se asume una variación de desplazamientos, velocidades y aceleraciones dentro de

cada intervalo de tiempo Δt .

Usando la matriz de rigidez instantánea de la estructura en cada etapa del cálculo de respuesta, estimada por las técnicas precedentes y basada en la fuerza horizontal de todos los miembros constituyentes en el instante, la ecuación dinámica gobernante para el paso [i+1] es expresada como sigue:

$$[M] (\ddot{x})_i^{(i+1)} + [C] \dot{x}_i^{(i+1)} + [K] x_i^{(i+1)} + (Fs)_i = -[M] (e) \ddot{y}_{(i+1)}$$

Donde:

$[M]$ = matriz de masa de la estructura

$[C]$, $[K]$ = matrices de amortiguamiento y rigidez entre el paso (i)-ésimo y (i+1)-ésimo.

(\ddot{x}) , (\dot{x}) , (x) = vectores incrementales de aceleración, velocidad y desplazamientos relativos a la base.

(Fs) = fuerza de restauración en el (i)-ésimo paso.

(e) = vector cuyas componentes son ceros y unos (vector identidad)

\ddot{y} = aceleración de entrada en la base, en el (i+1)-ésimo paso.

La integración de la ecuación de movimiento es ejecutado con la suposición de una aceleración constante en cada paso. El operador de Newmark- β ($\beta = 1/4$, aceleración constante) con algunas modificaciones es usado para el análisis.

CAPITULO 3

RESULTADOS TEORICOS DEL ANALISIS ESTATICO INELASTICO

3.1 Condiciones generales para el análisis estático inelástico

Para desarrollar un análisis estático, bajo incrementos monotónicos de cargas laterales las siguientes consideraciones generales son usadas que serán la base del proceso del análisis estructural.

a) El análisis es limitado a edificaciones aporticadas regulares planas e idealizadas de acuerdo al modelo que estemos aplicando. Los elementos considerados para este trabajo son vigas y columnas, todos representados por su eje centroidal y como miembros lineales sin masa.

b) La contribución de la losa a las vigas no es tomada en cuenta. Los sistemas de losas de pisos son considerados inextensibles, es decir rígidos en su propio plano. De aquí que la deformación axial en vigas es despreciada, causando un mismo desplazamiento horizontal en todas las juntas de cada plano de piso; pero el desplazamiento vertical y rotacional son independientes en cada nudo; siendo así que

el desplazamiento vertical y rotacional pueden ser los dos grados de libertad para cada nudo. Esto es, la deformación elástica axial puede ser considerada en las columnas. En este trabajo se está considerando.

c) Se supone que la masa de la estructura está concentrada en cada nivel de piso. Y se asumirá que el pórtico está fijo en la base, es decir no consideraremos viga de cimentación.

d) Las cargas verticales representadas como momentos en los extremos, dentro del rango elástico están siendo consideradas.

e) Se asumirá que las características instantáneas no lineales de la estructura serán constantes en cada paso de cómputo. Las fuerzas excedentes serán eliminadas en el próximo paso.

f) Las fuerzas sísmicas estarán representadas por cargas laterales aplicadas monotónicamente, con pequeños incrementos, en todo nivel de piso. Para el cálculo de su distribución nos basamos en el Método Estático de la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente.

g) En las técnicas de análisis, las vigas y las columnas son consideradas que poseen una falla predominantemente en flexión. Y, de aquí que la deformación de corte será tratada como dependiente de la deformación en flexión.

h) Los efectos torsionales son despreciados. La no linealidad geométrica es ignorada en este análisis, es decir no consideramos cambios en la geometría básica de la estructura.

3.2 Cálculo de los parámetros de entrada para el modelo bidimensional

Para el análisis estático inelástico bajo este modelo se ha empleado el programa Static Frame Analysis-INSTA, programa de computación desarrollado en la Universidad de Tokyo, Japón.

Es necesario dar como datos de entrada para el programa; primero, las características del pórtico: número de pisos, número de crujeas, etc.; segundo, es necesario dar las características elásticas e inelásticas de todos los miembros constituyentes (vigas y columnas).

En el análisis estático inelástico se somete al pórtico a una carga inicial, que luego se incrementará en un diferencial de carga; simultáneamente se calcula la rigidez y el agrietamiento si existe en alguna sección determinándose la ocurrencia de rótulas plásticas, debido a que la sección ha entrado en el rango inelástico esta incrementa su deformación y rotación. Luego se reemplaza la condición de apoyo en esa sección y se calcula nuevamente la rigidez de la estructura para la sección agrietada. El proceso se repite hasta que se logre un mecanismo de falla.

Del análisis estático inelástico se obtendrá el mecanismo de colapso de la estructura debido a cargas estáticas laterales y las curvas de desplazamiento relativo de piso versus fuerza cortante para cada piso; también se pueden determinar los valores de las fuerzas cortantes de agrietamiento y de fluencia de piso para la estructura analizada.

En el análisis estático para la idealización del pórtico del espécimen tridimensional, cuya construcción y ensayo se efectuaron en el Laboratorio de Estructuras del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (FIC-UNI), bajo el modelo bidimensional, se incluyó el efecto de las cargas verticales como momentos en los extremos de las zonas rígidas de todos los miembros.

Las conexiones vigas-columnas son asumidas rígidas. Las matrices de rigidez de cada elemento pueden ser calculados mediante las rigideces de las secciones en ambos extremos debido a una imaginaria carga antisimétrica. De aquí que basados en pseudo rotaciones antisimétricas definimos el factor de ductilidad.

Los valores de los parámetros calculados o estimados se muestran en las tablas y diagramas siguientes.

3.2.1 Peso por piso y propiedades del concreto y acero según la Norma E-060

En el desarrollo del análisis, para los cálculos del peso por piso del pórtico de concreto armado se consideró la mitad de la losa aligerada del espécimen tridimensional, columnas y vigas. Las propiedades del acero de refuerzo y del concreto utilizados en el análisis son:

Esfuerzo en compresión del concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico del concreto: $w_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E_s = 2000$

ton/cm²

Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 217 \text{ ton/cm}^2$

Relación de módulos de elasticidad: $n = E_s/E_c = 9$

Módulo cortante de elasticidad del concreto: $G_c = E_c/2.3 = 94 \text{ ton/cm}^2$

3.2.2 Propiedades elásticas de los miembros

Estas son el área total, el área de corte, el momento de inercia respecto al eje de flexión y las zonas rígidas de los miembros constituyentes.

La geometría de los miembros considerada para el cálculo, así como también las zonas rígidas, se muestran en la figura 3.1 y los valores obtenidos en la tabla 3.1. Para las zonas rígidas según referencias pueden variar de 7/8 a 1/2 de la dimensión de la conexión viga-columna, en este trabajo se ha considerado una longitud de zona rígida de 7/8 de la mencionada dimensión.

Tabla 3.1 Propiedades elásticas de las vigas y las columnas

| Miembro | Area (cm ²) | Area de corte (cm ²) | Momento de inercia (cm ⁴) |
|------------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| Viga V1 | 500 | 416.7 | 26041.7 |
| Columna C1 | 400 | 333.3 | 13333.3 |

3.2.3 Propiedades plásticas de los miembros

Se calculará los valores básicos de la curva trilineal primaria, basándonos en las expresiones mencionadas en el capítulo 2, para vigas y columnas.

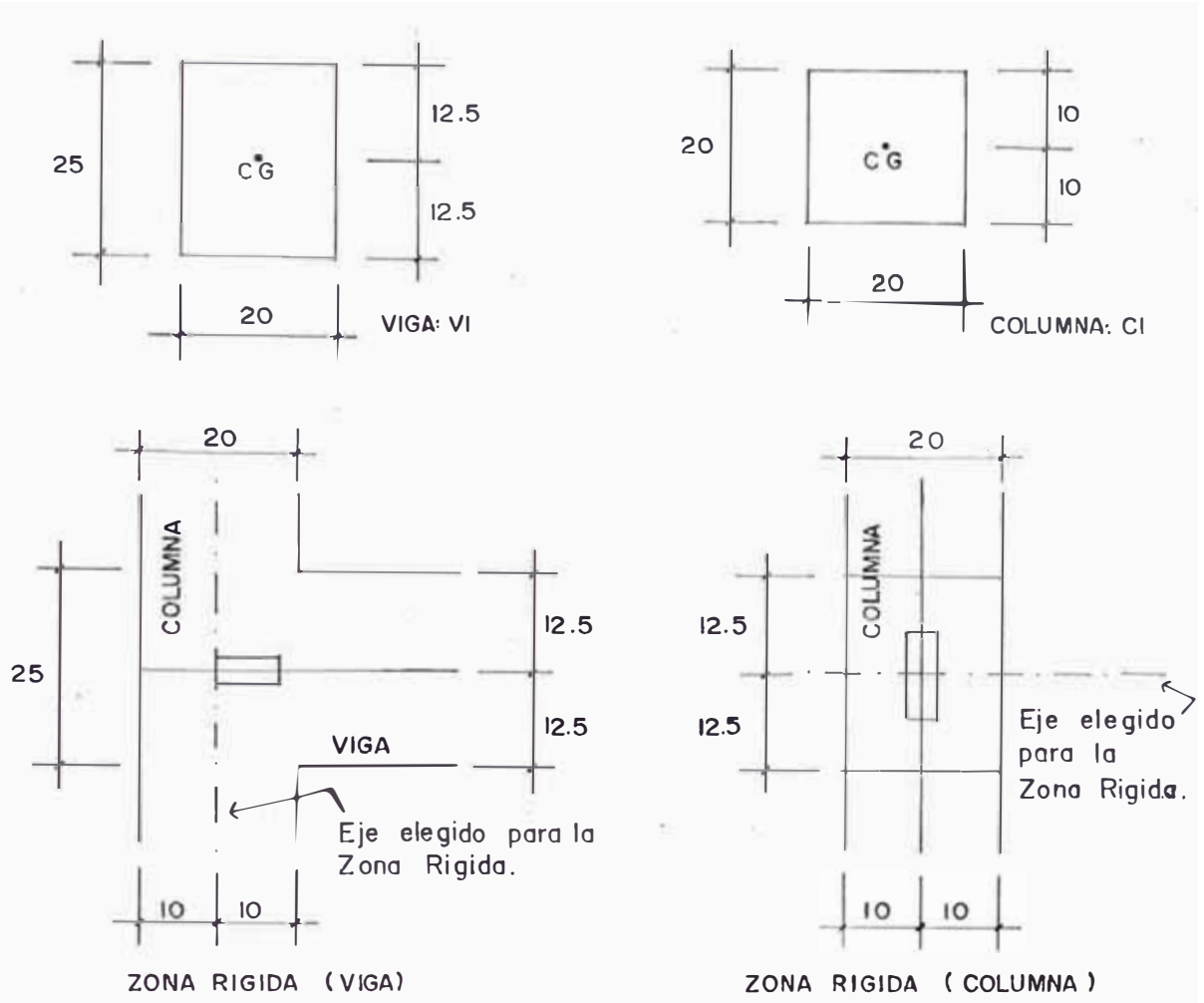


FIGURA 3.1 GEOMETRIA CONSIDERADA PARA LAS PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS MIEMBROS.

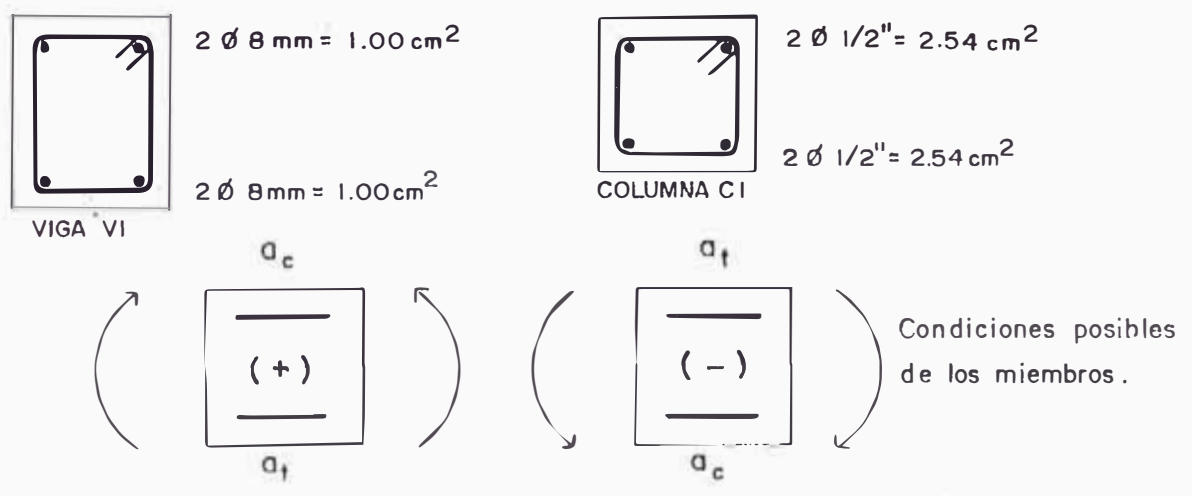


FIGURA 3.2 ACERO CONSIDERADO EN LAS VIGAS Y COLUMNAS PARA LAS PROPIEDADES PLASTICAS.

En el caso de vigas no se considera la fuerza axial ($N=0$). Se puede apreciar en la figura 3.2 el acero considerado en estos elementos. Debido al posible cambio de sentido en una misma dirección de la fuerza excitadora, y en función del estado del acero superior o inferior, se puede tener una condición positiva o negativa de éstas. Las propiedades para las vigas V1, se ven en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Propiedades plásticas de las vigas

| Viga | Acero (cm ²) | Condición | Mc (ton-cm) | My (ton-cm) | α_y |
|------|-----------------------------|-----------|----------------|----------------|------------|
| V1 | 1.00 | + | 58.06 | 85.05 | 0.261 |
| | 1.00 | - | 58.06 | 85.05 | 0.261 |

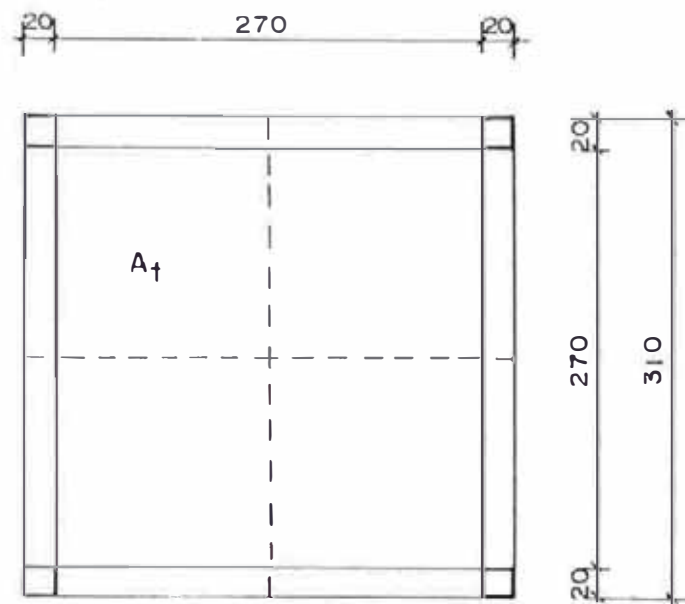
En las columnas debemos tener en cuenta la fuerza axial para cada una de ellas, la cual calcularemos según las áreas tributarias que se muestran en la figura 3.3. Luego en base a los resultados de las fuerzas axiales podemos desarrollar la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Propiedades plásticas de las columnas

| Columna | Piso | N (kg) | Mc (ton-cm) | My (ton-cm) | α_y |
|---------|------|-----------|----------------|----------------|------------|
| C1 | 2 | 718.5 | 44.73 | 179.95 | 0.309 |
| | 1 | 1629.0 | 47.76 | 188.80 | 0.301 |

3.2.4 Otros parámetros y códigos de notación

Se asumirá una distribución de fuerzas laterales estáticas de acuerdo a la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente. Se asumirá un factor de zona 1, factor de uso

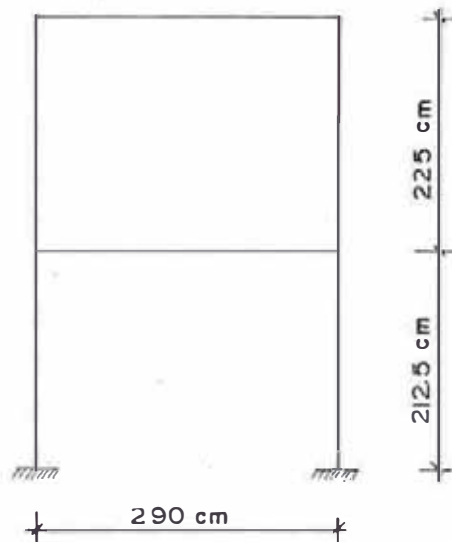
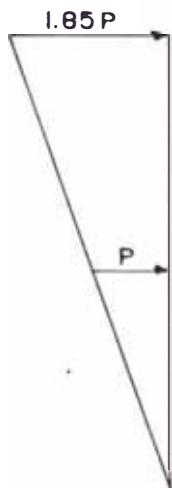


A_t : Area tributaria

Nota: Dimensiones en centímetros

FIGURA 3.3 AREAS TRIBUTARIAS PARA LA CARGA AXIAL GRAVITACIONAL DE COLUMNAS

Fuerzas laterales normalizadas



Pesos (Kg)

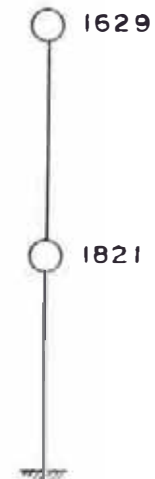


FIGURA 3.4 DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES ESTATICAS NORMALIZADAS AL PRIMER PISO

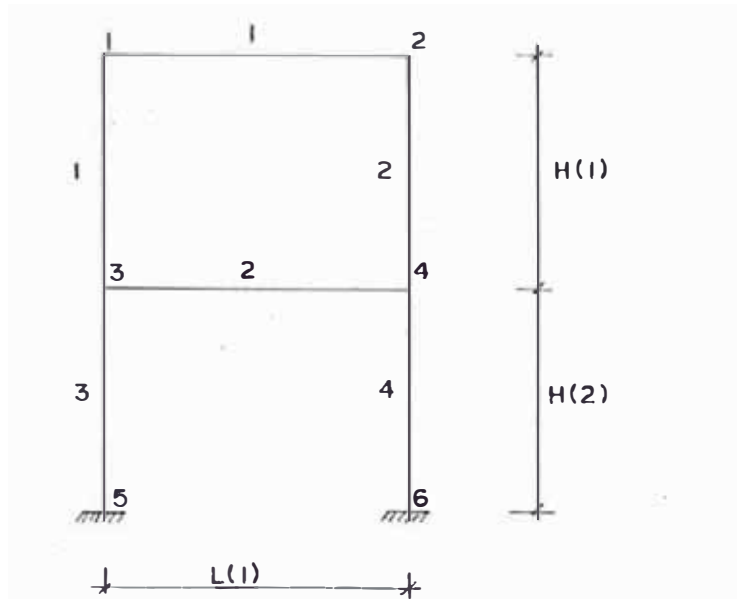


FIGURA 3.5 IDENTIFICACION DE LOS MIEMBROS
(arriba → abajo , izquierda → derecha)

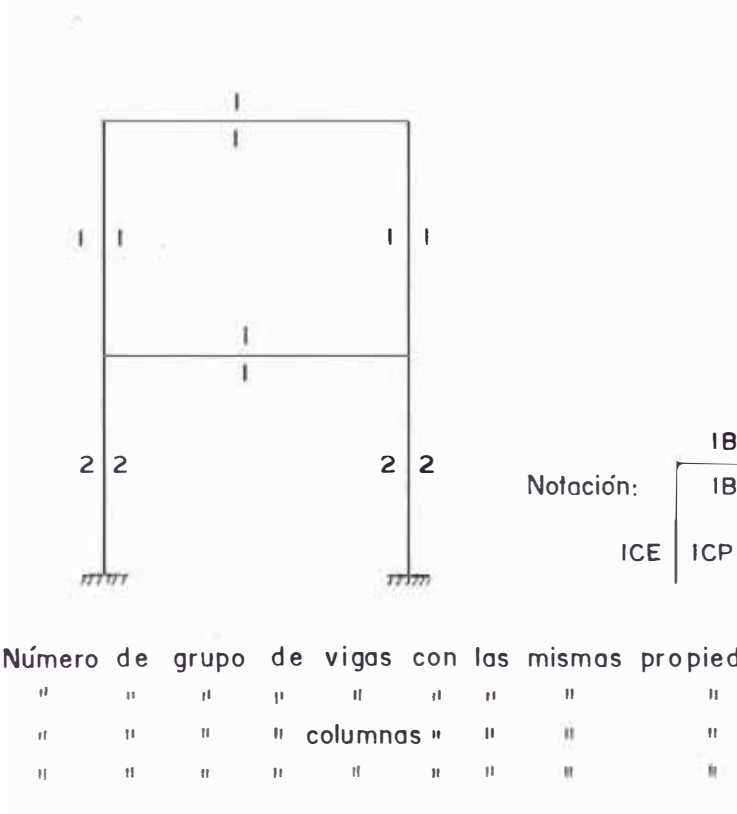


FIGURA 3.6 IDENTIFICACION DE VIGAS Y COLUMNAS
CON LAS MISMAS PROPIEDADES

de categoría C (vivienda), factor de suelo I, dando un coeficiente sísmico $C=0.4$, un esquema de la distribución normalizado al primer piso se puede ver en la figura 3.4.

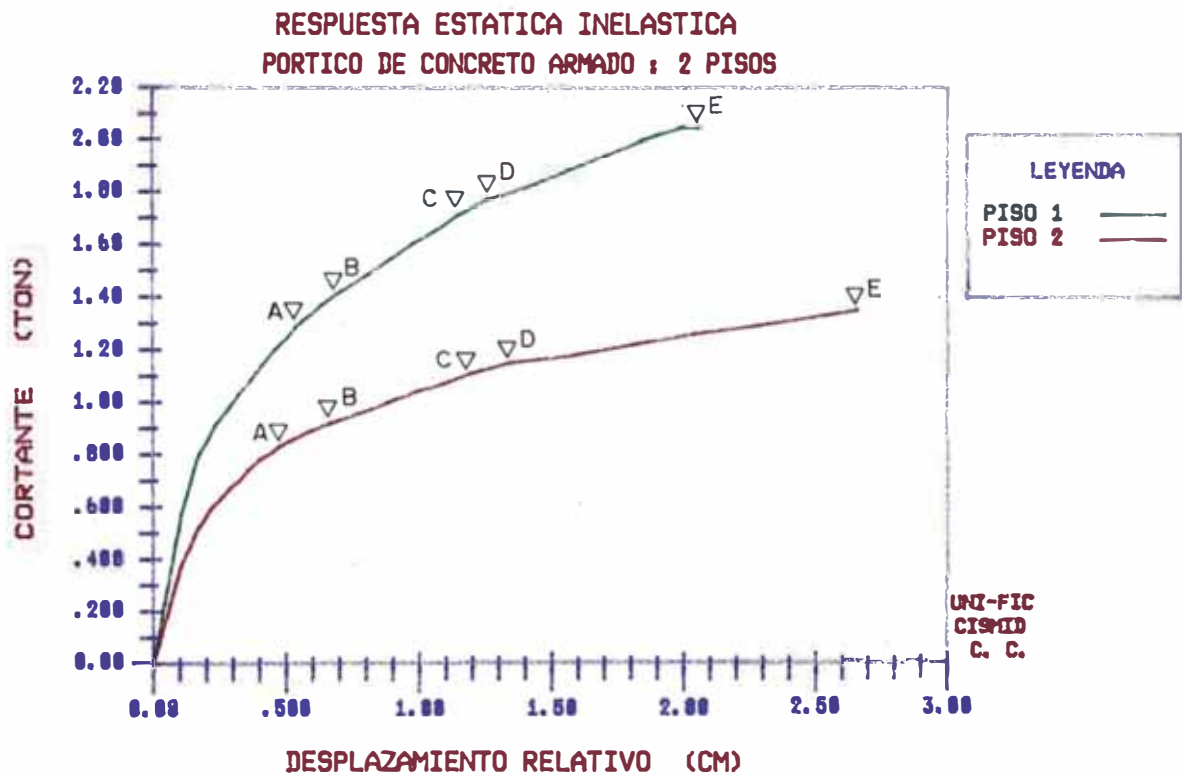
El programa INSTA admite una numeración fija para la identificación de las vigas y columnas que componen la edificación, siguiendo esta regla de arriba hacia abajo y de izquierda a derecha como se muestra en la figura 3.5, esta identificación se usará para simplificaciones, ya que los miembros con idénticas propiedades elásticas o inelásticas pueden ser agrupados e identificados mediante códigos, por lo cual los datos de entrada se simplifican, en otras palabras miembros de un mismo código tienen propiedades elásticas o inelásticas según el caso iguales, ver figura 3.6.

3.3 Respuesta del análisis estático inelástico

El análisis estático del pórtico de concreto armado de dos pisos fue ejecutado para estudiar el comportamiento inelástico de la estructura debido a cargas laterales monotónicamente incrementadas. La asumida distribución de fuerza lateral a lo largo de la altura de la estructura fue determinada acorde con la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente.

En la figura 3.7, para el caso del pórtico analizado, se muestra la relación entre fuerza cortante y desplazamiento relativo de piso, también los eventos típicos asociados con la ocurrencia de rótulas plásticas.

Para un desplazamiento relativo del piso 1 de 0.53 cm



- ▽A: Extremo derecho de la viga del primer piso fluye
- ▽B: " izquierdo " " " " " " "
- ▽C: Extremo derecho de la viga del segundo piso fluye
- ▽D: " izquierdo " " " " " " "
- ▽E: Mecanismo de colapso: extremos inferiores de las columnas del primer piso fluyen.

FIGURA 3.7 CURVAS FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE PISO DEL PORTICO DE CONCRETO ARMADO (del Static Frame Analysis- INSTA)

debido a una fuerza de corte 1 de 1.28 ton y para un desplazamiento relativo del piso 2 de 0.48 cm debido a una fuerza de corte 2 de 0.83 ton, el extremo derecho de la viga 2 (primer piso) fluyó.

Para un desplazamiento relativo del piso 1 de 0.70 cm debido a una fuerza de corte 1 de 1.42 ton y para un desplazamiento relativo del piso 2 de 0.67 cm debido a una fuerza de corte 2 de 0.92 ton, el extremo izquierdo de la viga 2 (primer piso) fluyó.

Cuando el desplazamiento relativo del piso 1 alcanzó 1.15 cm debido a una fuerza de corte 1 de 1.71 ton y cuando el desplazamiento relativo del piso 2 alcanzó 1.19 cm debido a una fuerza de corte 2 de 1.11 ton, el extremo derecho de la viga 1 (segundo piso) fluyó.

Seguidamente, cuando el desplazamiento relativo del piso 1 llegó a 1.26 cm debido a una fuerza de corte 1 de 1.77 ton y cuando el desplazamiento relativo del piso 2 llegó a 1.34 cm debido a una fuerza de corte 2 de 1.15 ton, el extremo izquierdo de la viga 1 (segundo piso) fluyó.

Finalmente el pórtico alcanza el mecanismo de colapso en el desplazamiento relativo del piso 1 de 2.06 cm debido a una fuerza de corte 1 de 2.05 ton y en el desplazamiento relativo del piso 2 de 2.66 cm debido a una fuerza de corte 2 de 1.35 ton, cuando las rótulas plásticas en la zona inferior de las columnas del primer piso aparecen simultáneamente. Como se muestra en la figura 3.7, el pórtico en este instante pierde su rigidez de piso a lo largo de su extensión.

En la figura 3.8 se muestra la secuencia de rótulas plásticas y la relación de ductilidad de cada miembro así como el correspondiente desplazamiento de piso, medido de la base, y la fuerza lateral impuesta en cada piso cuando el mecanismo de colapso es alcanzado. Las condiciones de falla se producen cuando se ha formado un número de rótulas que generan un mecanismo de falla. Como se muestra en la figura 3.8, las rótulas plásticas aparecen en las secciones críticas de vigas: extremo izquierdo y extremo derecho de las vigas del primer y segundo piso y en la zona inferior de las columnas del primer piso. El mecanismo de colapso indicado puede ser considerado como un mecanismo de colapso del pórtico.

El desplazamiento lateral del piso superior (segundo piso) asociado con el mecanismo de colapso es de 4.72 cm, equivalente a un ángulo de rotación de

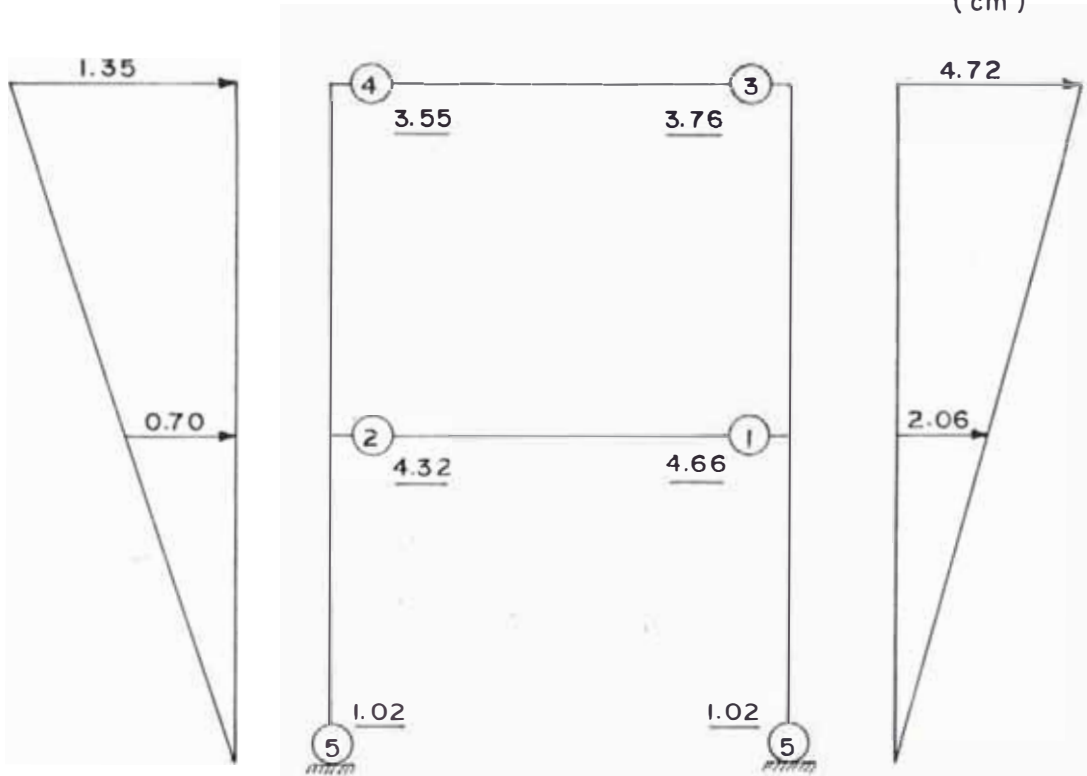
$$4.72 / 437.5 = 1 / 93$$

Cuando se alcanza el mecanismo de colapso la relación de ductilidad rotacional (rotación angular máxima / rotación angular de fluencia) en los extremos de los miembros es alrededor de 3.6 en el extremo izquierdo de la viga del segundo piso, 3.8 en el extremo derecho de la misma viga, 4.3 en el extremo izquierdo de la viga del primer piso, 4.7 en el extremo derecho de la misma viga, 1.0 en el extremo inferior de las columnas del primer piso.

En la tabla 3.4, se muestra las fuerzas y desplazamientos absolutos de piso alcanzados para las diferentes etapas de interés dentro de la historia del

Fuerza Lateral (Ton.)

Desplazamiento de Piso (cm)



Fuerza Cortante en el
1er Piso : 2.05 Ton.

○ = Orden de formación de Rótulas Plásticas
— = Relación de ductilidad de cada Rótula

FIGURA 3.8 MECANISMO DE FALLA DEL PORTICO DE CONCRETO ARMADO (del Static Frame Analysis - INSTA)

mecanismo de colapso obtenidos del análisis estático inelástico.

Tabla 3.4 Respuestas del análisis estático inelástico

| Piso | Fin Et.El. | | 1ra rótula | | 4ta rótula | | Colapso | |
|------|------------|----------|------------|----------|------------|----------|----------|---------|
| | paso: 20 | | paso: 45 | | paso: 62 | | paso: 73 | |
| | Fza ton | D-abs cm | Fza ton | D-abs cm | Fza ton | D-abs cm | Fza ton | Dabs cm |
| 2 | 0.37 | 0.21 | 0.83 | 1.01 | 1.15 | 2.60 | 1.35 | 4.72 |
| 1 | 0.20 | 0.11 | 0.45 | 0.53 | 0.62 | 1.26 | 0.70 | 2.06 |

Por otro lado, la ductilidad de desplazamiento del primer piso calculada con los desplazamientos relativos asociados al instante de formación de la última y primera rótula es $u_1 = 2.06/0.53 = 3.9$, y para el segundo piso $u_2 = 2.66/0.48 = 5.5$, valores que concuerdan con el valor adoptado para el diseño ($R_d=4$), de acuerdo con la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente (RNC-77)

De la curva fuerza cortante versus desplazamiento relativo de piso (ver figura 3.7) podemos obtener la curva trilineal para cada piso del pórtico (ver figura 3.9), de acuerdo a una regla sencilla de áreas, haciendo que las áreas por encima y por debajo de las líneas sean iguales. Y de aquí podemos determinar los cuatro parámetros para el análisis de cada piso: rigidez elástica (K), cortante de agrietamiento de piso (Q_c), cortante de fluencia de piso (Q_y) y deflexión después del agrietamiento ($\alpha_1 K$). La rigidez elástica y el coeficiente de reducción de rigidez después del agrietamiento se determinará en base de las

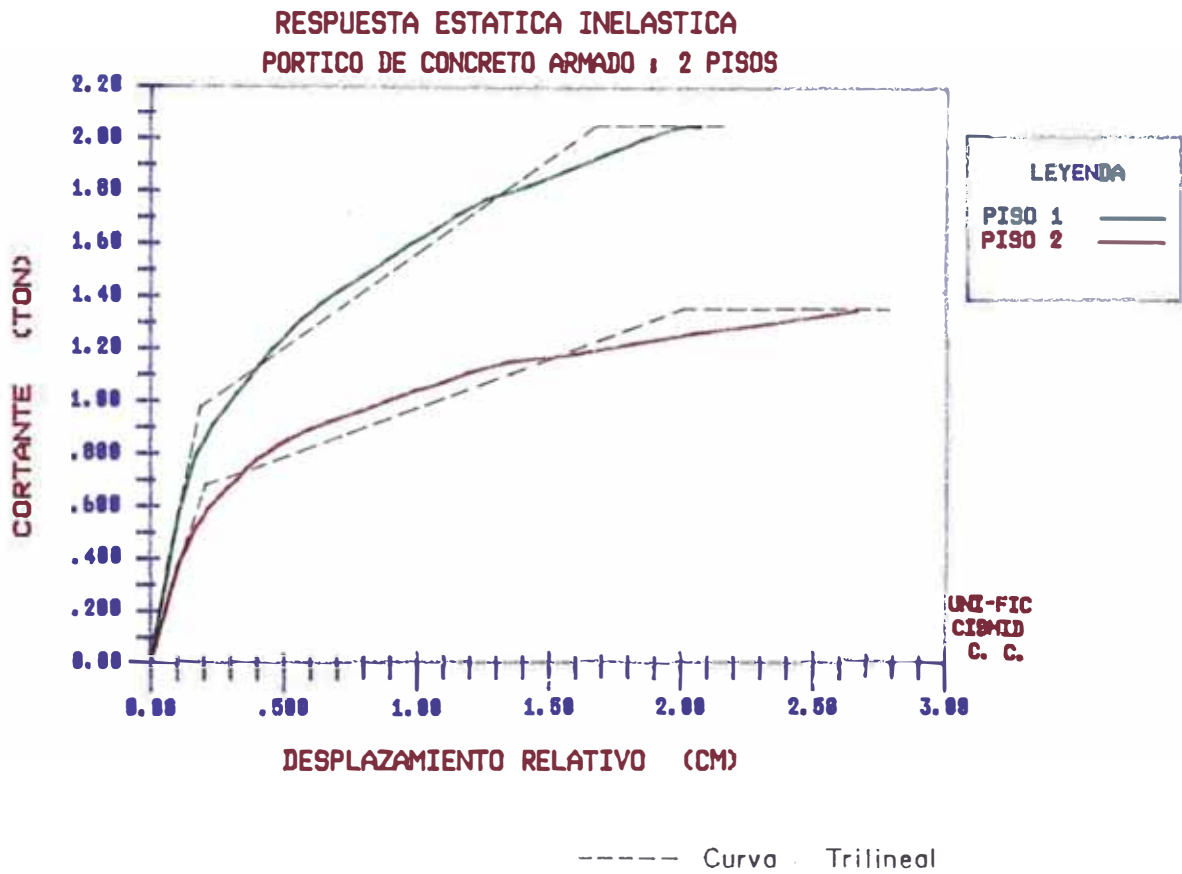


FIGURA 3.9 CURVA TRILINEAL PARA CADA PISO DEL PORTICO DE CONCRETO ARMADO (del Static Frame Analysis- INSTA)

siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{Q_c}{dc} \quad \alpha_1 = \frac{Q_y - Q_c}{dy - dc}$$

Los resultados se muestran en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Parámetros obtenidos de la curva trilineal

| Piso | dc (cm) | dy (cm) | Qc (ton) | Qy (ton) | K (ton/cm) | α_1 |
|------|------------|------------|-------------|-------------|---------------|------------|
| 2 | 0.21 | 2.00 | 0.69 | 1.35 | 3.286 | 0.112 |
| 1 | 0.19 | 1.68 | 0.98 | 2.05 | 5.158 | 0.139 |

3.4 Evaluación de la capacidad última por el método de trabajos virtuales

Este método simple considera a la fuerza cortante de fluencia en cada uno de los entrepisos como la capacidad última de la estructura. Esta fuerza cortante de fluencia se determinará en base a un mecanismo de rótulas plásticas.

3.4.1 Cálculo del momento último de las secciones críticas de vigas y columnas, My

Del análisis estático inelástico se obtuvo los momentos últimos (My) en vigas y columnas, tal como se muestra en las tablas 3.6 y 3.7 respectivamente.

Tabla 3.6 Momentos últimos (My) de secciones críticas de vigas

| Viga | Piso | My (ext.izq.) (ton-cm) | My (ext.der.) (ton-cm) |
|------|------|---------------------------|---------------------------|
| V1 | 2 | 85.05 | 85.05 |
| | 1 | 85.05 | 85.05 |

Tabla 3.7 Momentos últimos (My) de secciones críticas de columnas

| Columna | Piso | My (ext.sup.) (ton-cm) | My (ext.inf.) (ton-cm) |
|---------|------|---------------------------|---------------------------|
| C1 | 2 | 179.95 | 179.95 |
| | 1 | 188.80 | 188.80 |

3.4.2 Cálculo de los momentos nodales, M'y

Considerando una dirección de análisis sísmico se puede calcular los momentos en los ejes de los nudos o momentos nodales M'y.

Los momentos nodales calculados para vigas y columnas se muestran en las tablas 3.8 y 3.9 respectivamente.

Tabla 3.8 Momentos nodales (M'y) de vigas

| Viga | Piso | M'y (ext.izq.) (ton-cm) | M'y (ext.der.) (ton-cm) |
|------|------|----------------------------|----------------------------|
| V1 | 2 | 91.35 | 91.35 |
| | 1 | 91.35 | 91.35 |

Tabla 3.9 Momentos nodales (M'y) de columnas

| Còlumna | Piso | M'y (ext.sup.) (ton-cm) | M'y (ext.inf.) (ton-cm) |
|---------|------|----------------------------|----------------------------|
| C1 | 2 | 202.44 | 202.44 |
| | 1 | 212.40 | 188.80 |

3.4.3 Obtención del mecanismo de rótulas plásticas

Las rótulas se forman en los extremos izquierdo y derecho tanto en la viga del primer piso como en la viga del segundo piso y en los extremos inferiores de las

columnas del primer piso (ver figura 3.10).

3.4.4 Distribución de fuerzas sísmicas laterales

Consideraremos una distribución de acuerdo al Método Estático de la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente para las fuerzas sísmicas laterales y utilizaremos los momentos nodales obtenidos en el mecanismo de rótulas plásticas (ver figura 3.11).

3.4.5 Cálculo de la capacidad última considerando la igualdad de los trabajos exterior e interior del sistema

El valor de P lo obtendremos igualando el momento de volteo en la base debido a las fuerzas externas a la suma de los momentos nodales para el mecanismo de rótulas plásticas tal como se muestra en la tabla 3.10.

Tabla 3.10 Momentos nodales para el mecanismo de rótulas plásticas

| Nivel | Momentos nodales (ton-cm) |
|--------------|---------------------------|
| 2 | 91.35 + 91.35 = 182.70 |
| 1 | 91.35 + 91.35 = 182.70 |
| 0 | 188.80 + 188.80 = 377.60 |
| $\Sigma M'y$ | 743.00 |

$$P = \frac{\Sigma M'y}{\Sigma (r \Sigma h_j)} = 743/1021.875 = 0.73 \text{ ton}$$

La fuerza cortante última para cada entrepiso se muestra en la tabla 3.11.

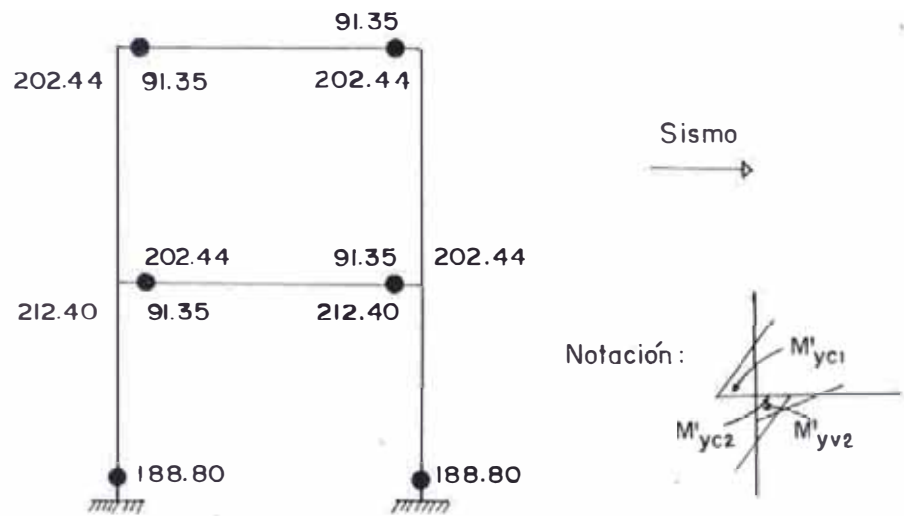


FIGURA 3.10 MOMENTOS NODALES EN TON-CM Y MECANISMO DE ROTULAS PLASTICAS

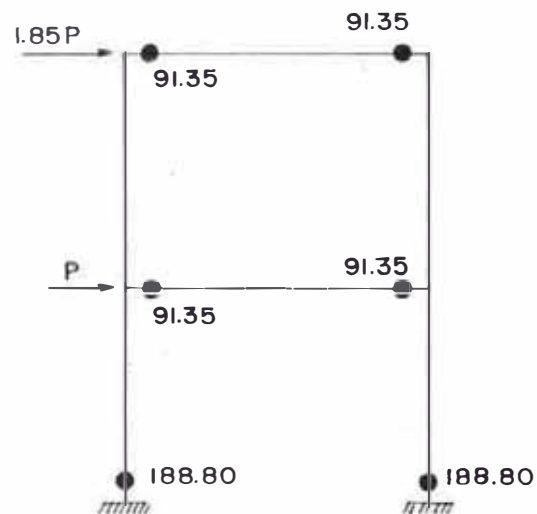


FIGURA 3.11 DISTRIBUCION DE FUERZAS SISMICAS LATERALES Y MOMENTOS NODALES EN TON-CM PARA EL MECANISMO DE ROTULAS PLASTICAS

Tabla 3.11 Fuerza cortante última para cada entrepiso

| Piso | Fu (ton) | Qu (ton) |
|------|---------------|---------------|
| 2 | 1.85 P = 1.35 | 1.85 P = 1.35 |
| 1 | 1.00 P = 0.73 | 2.85 P = 2.08 |

Como se puede observar los cortantes últimos de entrepiso obtenidos por el método simple de los trabajos virtuales son prácticamente coincidentes con los obtenidos por el método riguroso. El mecanismo de rótulas plásticas es también el mismo al que se dio en el método riguroso. Resulta entonces muy conveniente utilizar el método de los trabajos virtuales para la evaluación de la capacidad última de estructuras de concreto armado.

CAPITULO 4

RESULTADOS TEORICOS DEL ANALISIS DINAMICO INELASTICO

4.1 Condiciones generales para el análisis dinámico inelástico

Para desarrollar un análisis dinámico, bajo una onda sísmica, las siguientes consideraciones generales son usadas que serán la base del proceso del análisis estructural.

a) El análisis es limitado a edificaciones aporticadas regulares planas e idealizadas de acuerdo al modelo que estemos aplicando. Los elementos considerados para este trabajo son vigas y columnas, todos representados por su eje centroidal y como miembros lineales sin masa.

b) La contribución de la losa a las vigas no es tomada en cuenta. La deformación axial en vigas es despreciada. La deformación elástica axial en columnas se está considerando.

c) Se supone que la masa de la estructura está concentrada en cada nivel de piso. Y para este trabajo se asumirá que los pórticos están fijos en la base.

d) Las cargas verticales representadas como momentos en los

extremos, dentro del rango elástico no están siendo consideradas.

e) Se asumirá que las características instantáneas no lineales de la estructura serán constantes en cada intervalo de tiempo. Las fuerzas excedentes serán eliminadas en el próximo paso.

f) En el análisis dinámico, la aceleración del sismo tiempo-historia define la fuerza dinámica externa (en una dirección) aplicada en la estructura, la respuesta es determinada por el proceso de integración paso a paso, con una aceleración constante en cada paso ($\beta = 1/4$ en la ecuación de Newmark). Se tomará como base el sismo correspondiente a la componente L del terremoto del 31 de mayo de 1970, con un tiempo inicial: $t_{min}=0.0$, y un tiempo final: $t_{max}=12.00$ seg. El intervalo de tiempo para el cálculo es de 0.01 seg., es decir, 1200 puntos datos (ver figura 4.1).

g) En las técnicas de análisis, las vigas y las columnas son consideradas que poseen una falla predominantemente en flexión. Y, de aquí que la deformación de corte será tratada como dependiente de la deformación en flexión.

h) La regla histerética a usar, es basada en un modelo trilineal.

i) Los efectos torsionales son despreciados. La no linealidad geométrica es ignorada en este análisis, es decir no consideramos cambios en la geometría básica de la estructura.

j) El amortiguamiento viscoso es considerado proporcional a la masa y a la matriz de rigidez instantánea (tipo

REGISTRO SISMICO
LIMA-PERU I.G.P. 05/31/70 (L)
ESCALADA A 0.4G

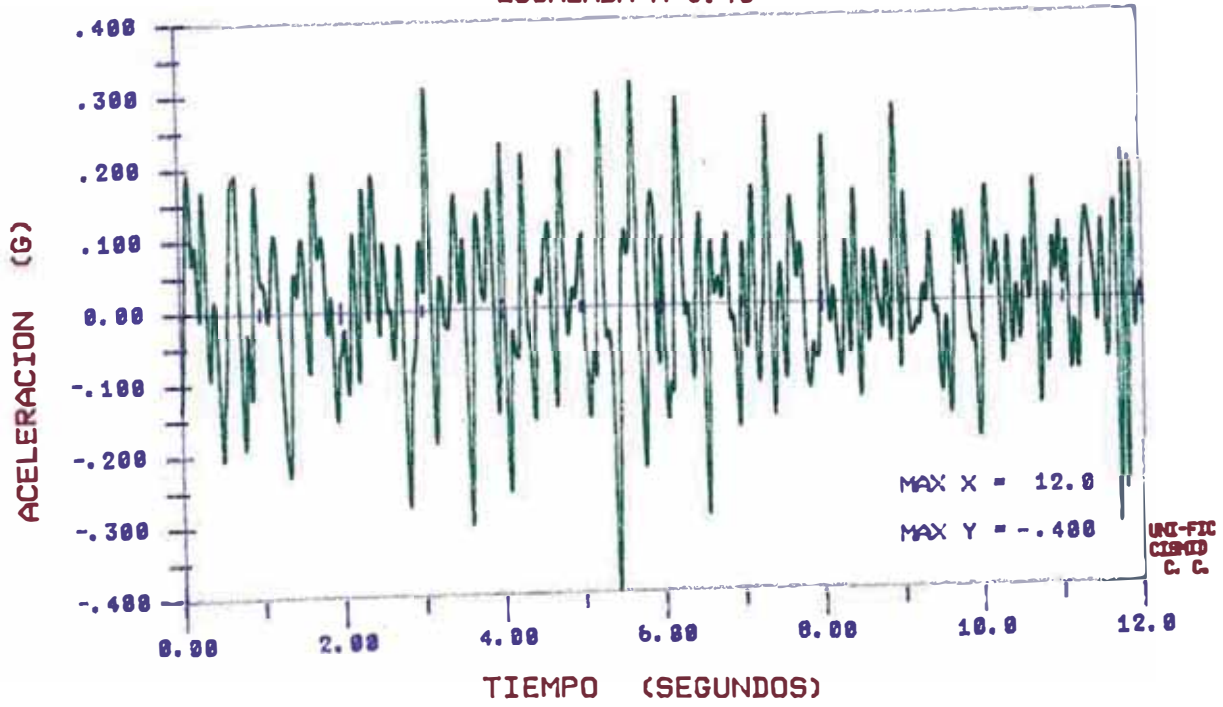


FIGURA 4.1 ONDA SISMICA DE EXCITACION

Rayleigh). El coeficiente de proporcionalidad será de $E_2=0.0035$ el cual corresponde aproximadamente a un factor de amortiguamiento viscoso de 5.0 %.

4.2 Cálculo de los parámetros de entrada para el modelo bidimensional

Para el análisis dinámico inelástico bajo este modelo se ha empleado el programa Dynamic Frame Analysis-INDRA, programa de computación desarrollado en la Universidad de Tokyo, Japón. Los datos de entrada para este programa son básicamente los mismos a los introducidos en el INSTA, indicándose además que en el análisis dinámico se requiere los datos de la onda sísmica.

Utilizando un análisis inelástico dinámico se somete la estructura a un sismo y para cada intervalo de tiempo se calcula su rigidez y el agrietamiento de las secciones.

Del análisis dinámico se obtendrán las ductilidades máximas desarrolladas en los miembros (requerimientos de ductilidad considerando el sismo de ensayo), también valores máximos de cortantes y desplazamientos absolutos de piso, además la historia, en el tiempo de excitación, del cortante y desplazamiento relativo de cada piso.

En el análisis dinámico para la idealización del espécimen tridimensional, cuya construcción y ensayo se efectuaron en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú, bajo el modelo bidimensional, la resistencia y las rigideces de los ejes 1 y 2 son ensamblados juntos (ver figura 4.2).

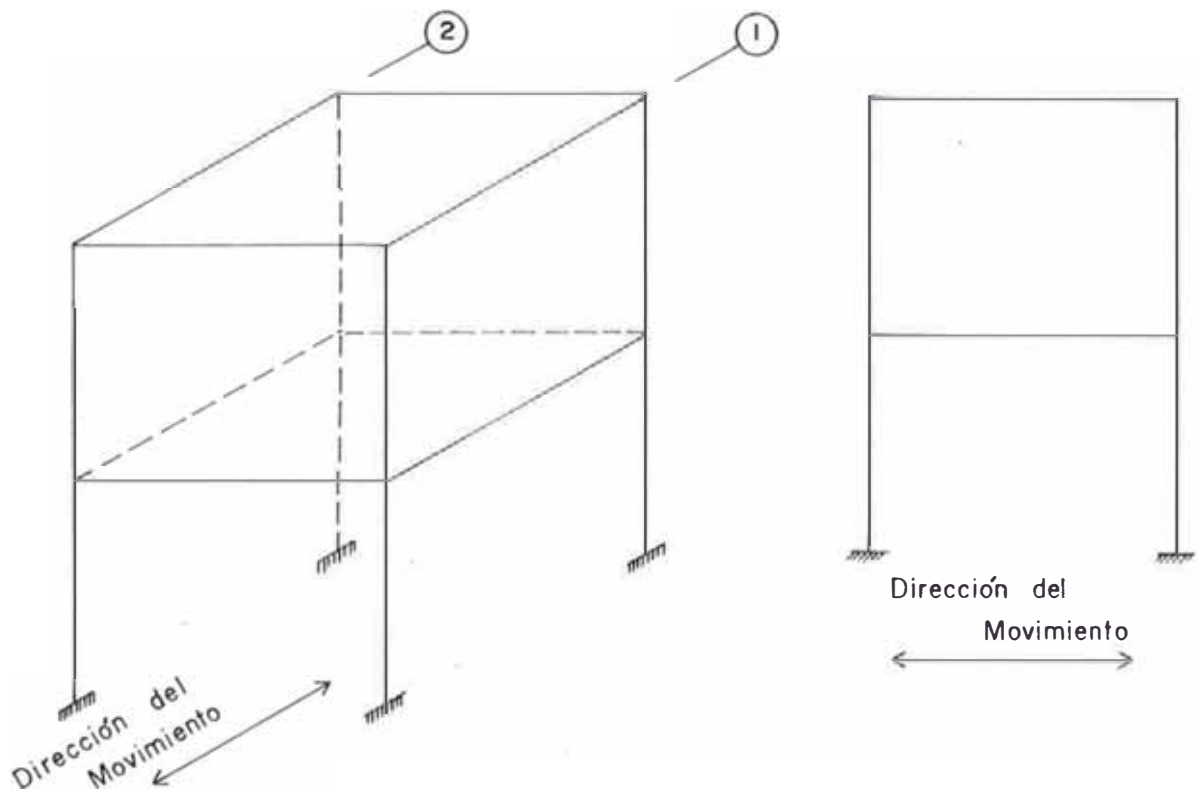


FIGURA 4.2 MODELO BIDIMENSIONAL
(Ejes 1+2)

Las conexiones vigas-columnas son asumidas rígidas. Las matrices de rigidez de cada elemento pueden ser calculados mediante las rigideces de las secciones en ambos extremos debido a una imaginaria carga antisimétrica. De aquí que basados en pseudo rotaciones antisimétricas definimos el factor de ductilidad.

Los valores de los parámetros calculados o estimados se muestran en las tablas y diagramas siguientes.

4.2.1 Peso por piso y propiedades del concreto y acero según la Norma E-060

En el desarrollo del análisis, para los cálculos del peso por piso se consideró la losa aligerada, columnas y vigas. Las propiedades del acero de refuerzo y del concreto curado en obra se muestran en las tablas 4.1 y 4.2 respectivamente.

Tabla 4.1 Propiedades del acero de refuerzo

| Barra | Diámetro nominal (cm) | Perímetro nominal (cm) | Area nominal (cm ²) | Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²) |
|---------|-----------------------|------------------------|---------------------------------|--|
| ϕ 8 mm | 0.80 | 2.50 | 0.50 | 4150 |
| ϕ 1/2 " | 1.27 | 4.00 | 1.27 | 4240 |

Tabla 4.2 Propiedades del concreto curado en obra

| Elemento | Edad de la muestra (días) | Esfuerzo de compresión (kg/cm ²) | Módulo de elasticidad (kg/cm ²) |
|--------------|---------------------------|--|---|
| Col.1er.piso | 28 | 280 | 220400 |
| Col.2do.piso | 28 | 235 | 271400 |
| Vig.1er.piso | 28 | 246 | 230050 |
| Vig.2do.piso | 28 | 267 | 221830 |

Para el análisis dinámico asumiremos:

Esfuerzo en compresión del concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico del concreto: $wc = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E_s = 2000 \text{ ton/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 217 \text{ ton/cm}^2$

Relación de módulos de elasticidad: $n = E_s/E_c = 9$

Módulo cortante de elasticidad del concreto: $G_c = E_c/2.3 = 94 \text{ ton/cm}^2$

4.2.2 Propiedades elásticas de los miembros

Estas son el área total, el área de corte, el momento de inercia respecto al eje de flexión y las zonas rígidas de los miembros constituyentes.

Dado que en el análisis dinámico se está considerando no un pórtico sino el espécimen tridimensional, bajo el modelo propuesto (modelo bidimensional), los valores obtenidos en el cálculo de la geometría de los miembros (área, área de corte y momento de inercia) serán duplicados dado que el espécimen está compuesto de dos pórticos idénticos. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 4.3.

Las zonas rígidas, al igual que en el análisis estático, se ha considerado que tienen una longitud de $7/8$ de la conexión viga-columna.

Tabla 4.3 Propiedades elásticas de las vigas y las columnas

| Miembro | Eje | Area (cm ²) | Area de corte (cm ²) | Momento de inercia (cm ⁴) |
|------------|-------|-------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| Viga V1 | 1 + 2 | 1000 | 833.4 | 52083.4 |
| Columna C1 | 1 + 2 | 800 | 666.6 | 26666.6 |

4.2.3 Propiedades plásticas de los miembros

Se calculará los valores básicos de la curva trilineal primaria basándonos en las expresiones dadas en el capítulo 2 para vigas y columnas.

Con el mismo criterio del inciso anterior los valores obtenidos de momento de agrietamiento y momento de fluencia serán duplicados tanto en vigas como en columnas.

Los valores obtenidos para las vigas V1 se ven en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Propiedades plásticas de las vigas

| Viga | Acero (cm ²) | Condición | Eje | Mc (ton-cm) | My (ton-cm) | α_y |
|------|--------------------------|-----------|-------|-------------|-------------|------------|
| V1 | 1.00 | + | 1 + 2 | 116.12 | 170.10 | 0.261 |
| | 1.00 | - | 1 + 2 | 116.12 | 170.10 | 0.261 |

Los valores obtenidos en las columnas, teniendo en cuenta la fuerza axial para cada una de ellas, se muestra en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Propiedades plásticas de las columnas

| Piso | Número de columnas | N (kg) | Eje | Mc (ton-cm) | My (ton-cm) | α_y |
|------|--------------------|--------|-------|-------------|-------------|------------|
| 2 | 2xC1 | 718.5 | 1 + 2 | 89.46 | 359.90 | 0.309 |
| 1 | 2xC1 | 1629.0 | 1 + 2 | 95.52 | 377.60 | 0.301 |

4.2.4 Otros parámetros y códigos de notación

Para el análisis dinámico debe darse información acerca de la onda, cuyas características ya fueron especificadas.

El programa INDRA admite la misma numeración fija que considera el INSTA para la identificación de las vigas y columnas que componen la edificación.

4.3 Respuesta del análisis dinámico inelástico

Bajo el modelo bidimensional se sometió al espécimen tridimensional, tal como se realizó en el ensayo, a la acción de la componente L modificada del sismo del 31 de Mayo de 1970. Se utilizaron 12 segundos de la parte más fuerte de ese sismo, señal digitizada cada 0.01 segundos.

Para estudiar el comportamiento inelástico de la estructura de dos pisos, se la sometió a 5 sismos de aceleraciones nominales iguales a las del ensayo dinámico, tal como se muestra en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Aceleraciones nominales

| SISMO | AC.MAX. (gal) |
|-------|---------------|
| 1 | 98 |
| 2 | 392 |
| 3 | 490 |
| 4 | 637 |
| 5 | 833 |

Las respuestas calculadas se muestran desde la figura 4.3 a la figura 4.7 y los valores máximos de cortante y

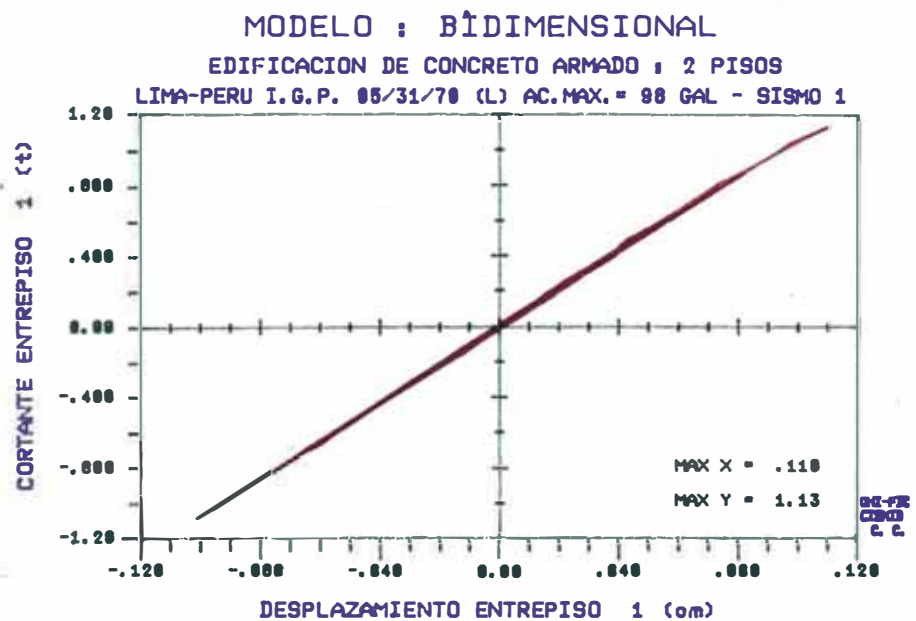
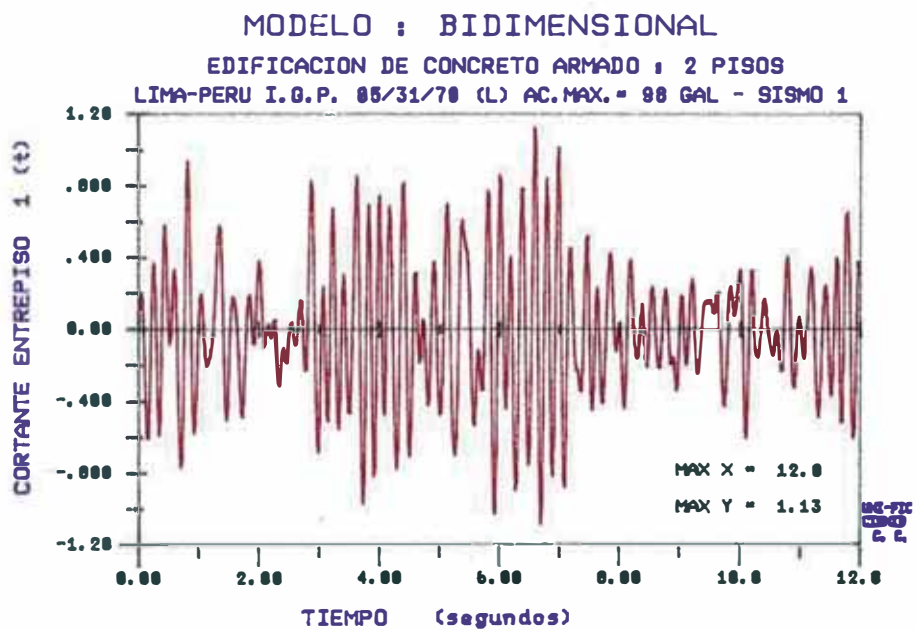
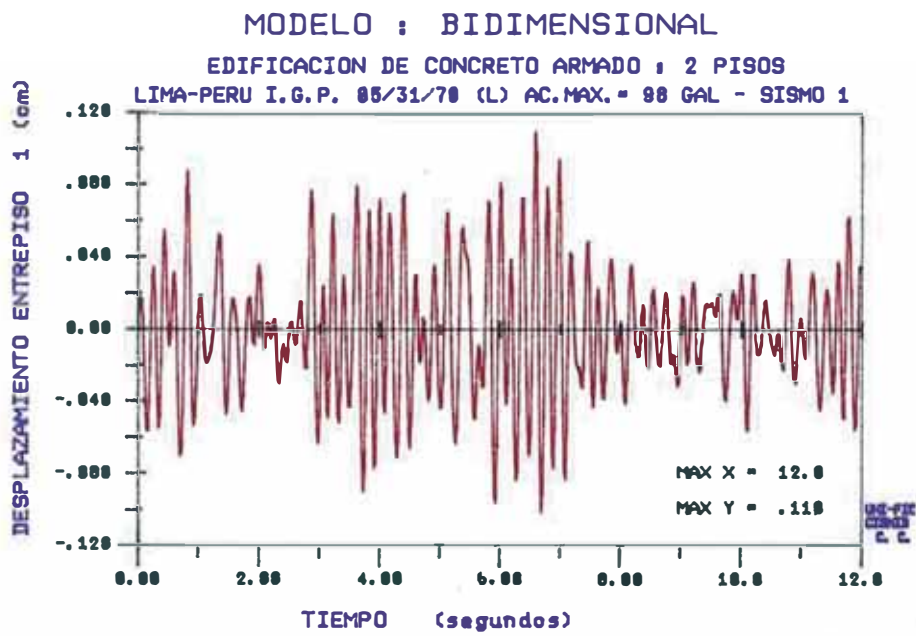


FIGURA 4.3 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

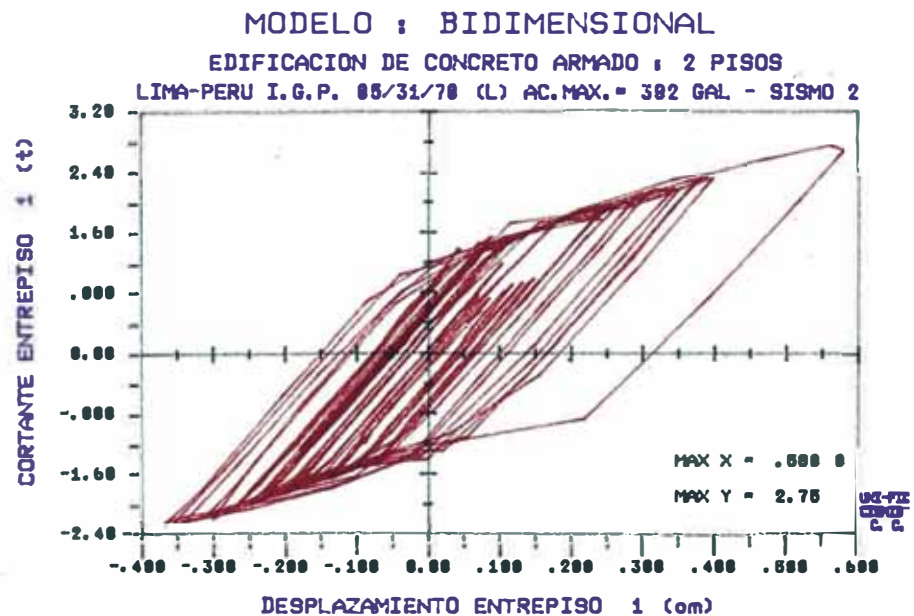
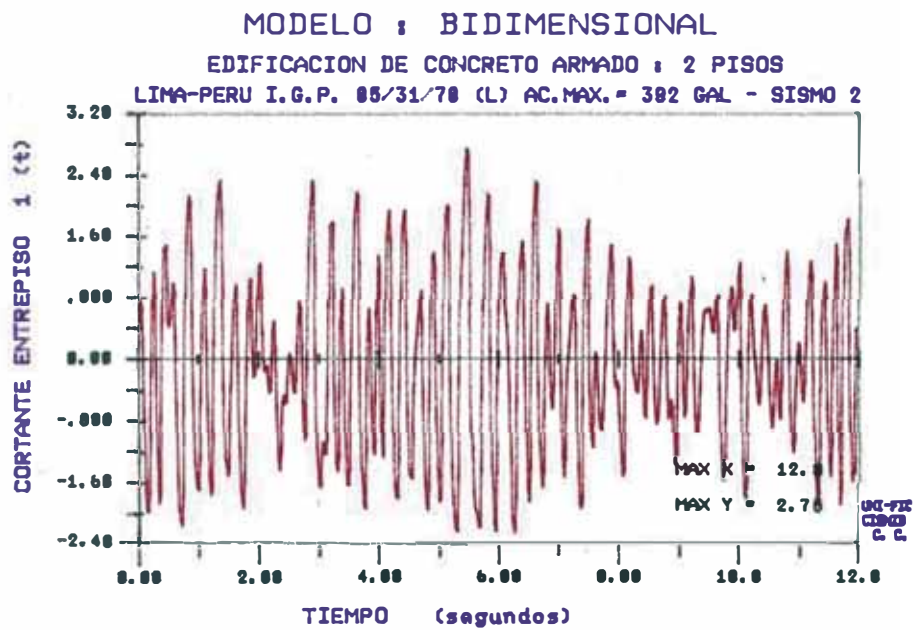
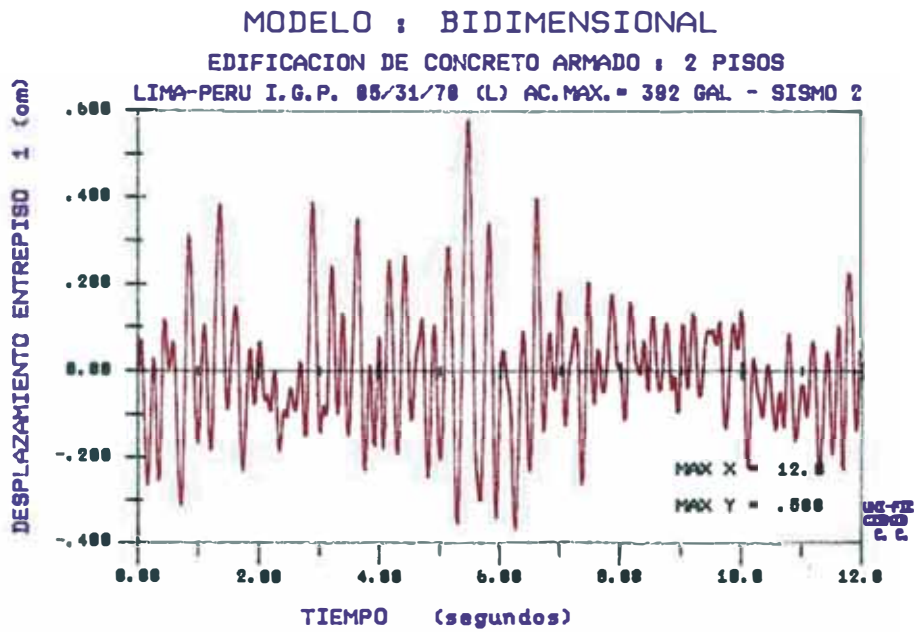
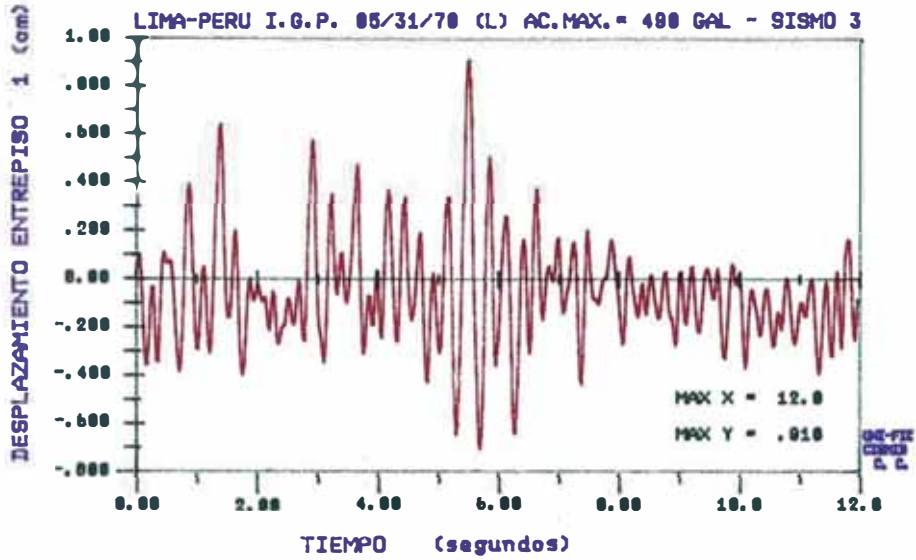


FIGURA 4.4 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

MODELO : BIDIMENSIONAL

EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO : 2 PISOS

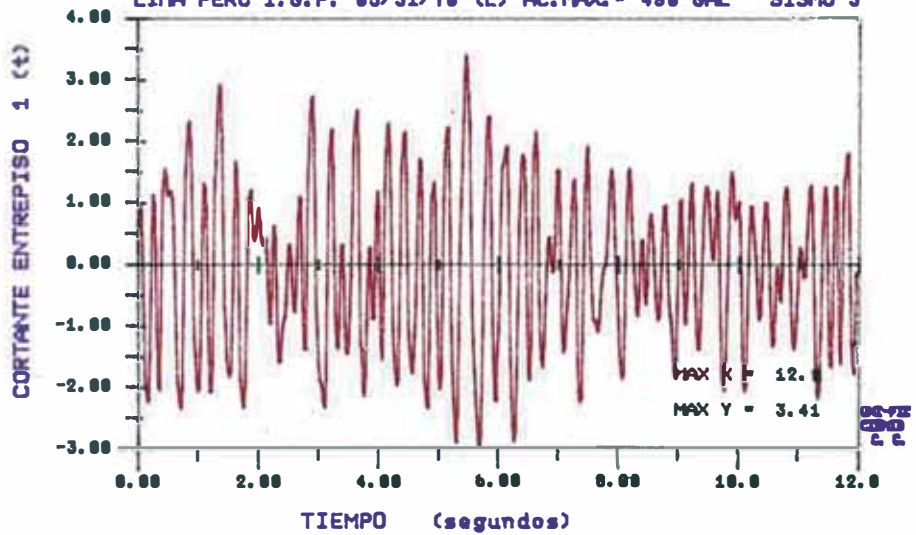
LIMA-PERU I.G.P. 05/31/70 (L) AC.MAX. = 480 GAL - SISMO 3



MODELO : BIDIMENSIONAL

EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO : 2 PISOS

LIMA-PERU I.G.P. 05/31/70 (L) AC.MAX. = 480 GAL - SISMO 3



MODELO : BIDIMENSIONAL

EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO : 2 PISOS

LIMA-PERU I.G.P. 05/31/70 (L) AC.MAX. = 480 GAL - SISMO 3

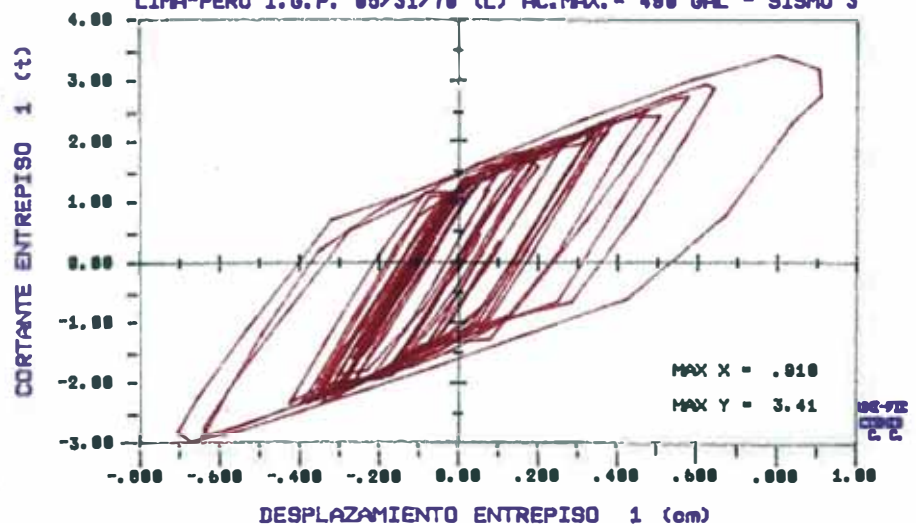


FIGURA 4.5 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

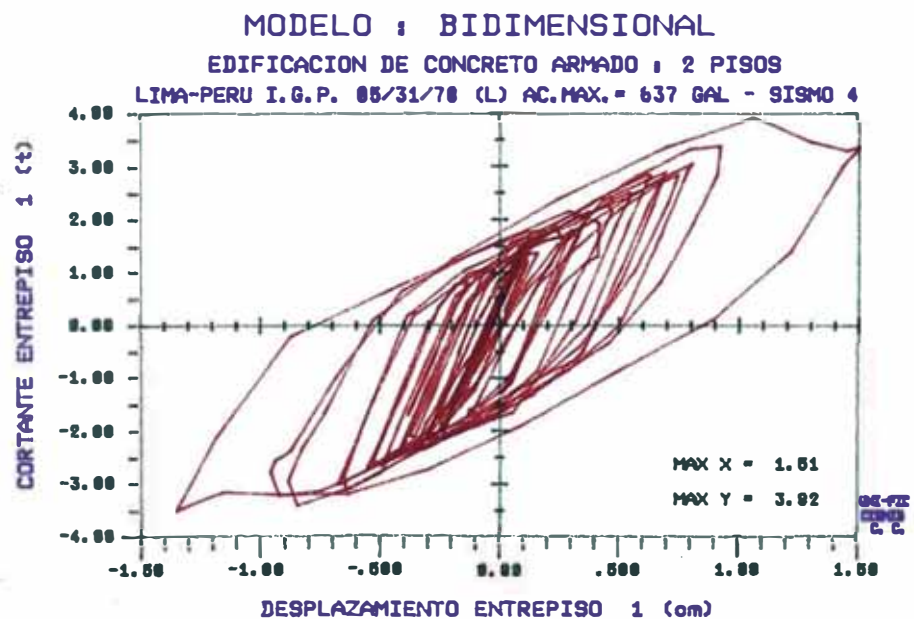
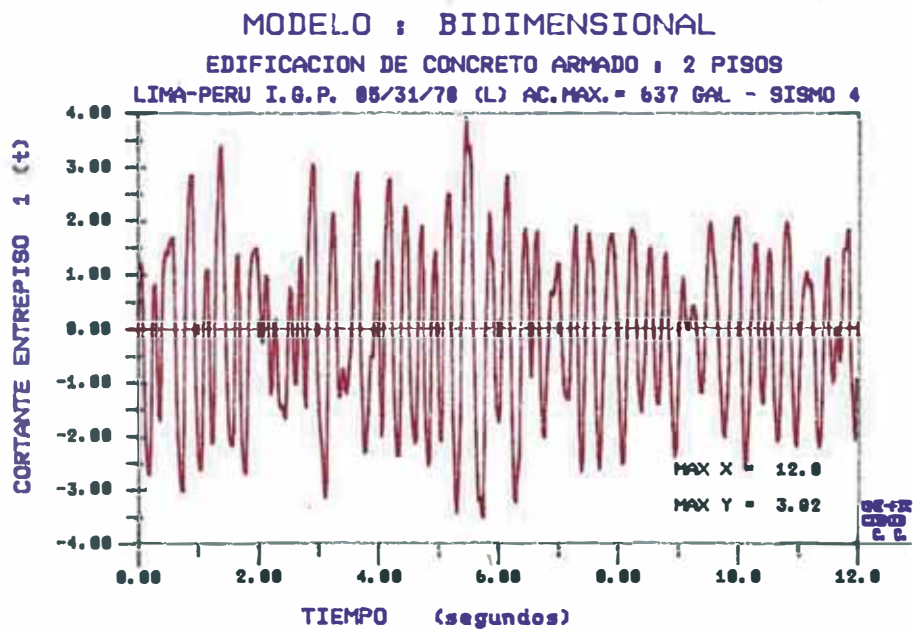
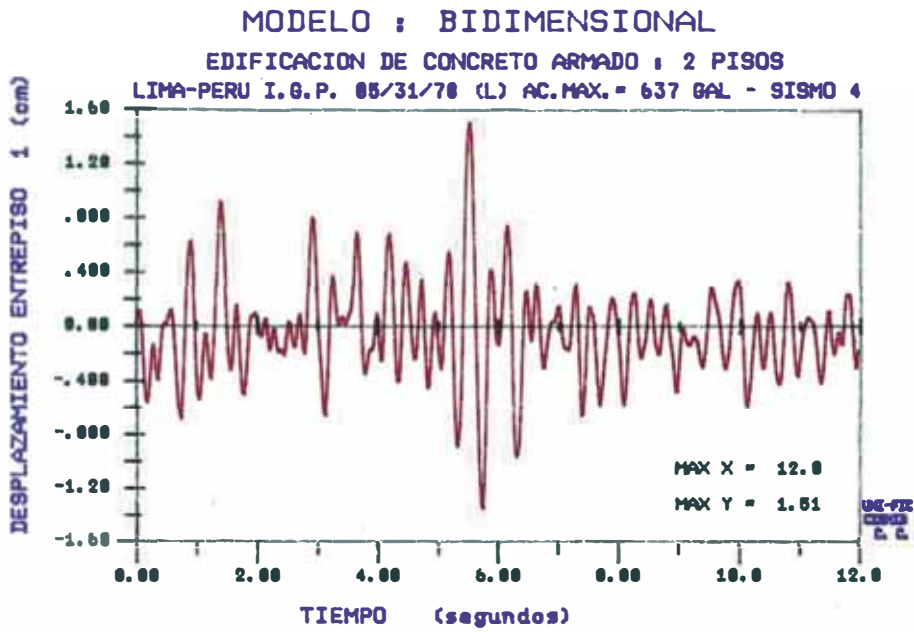
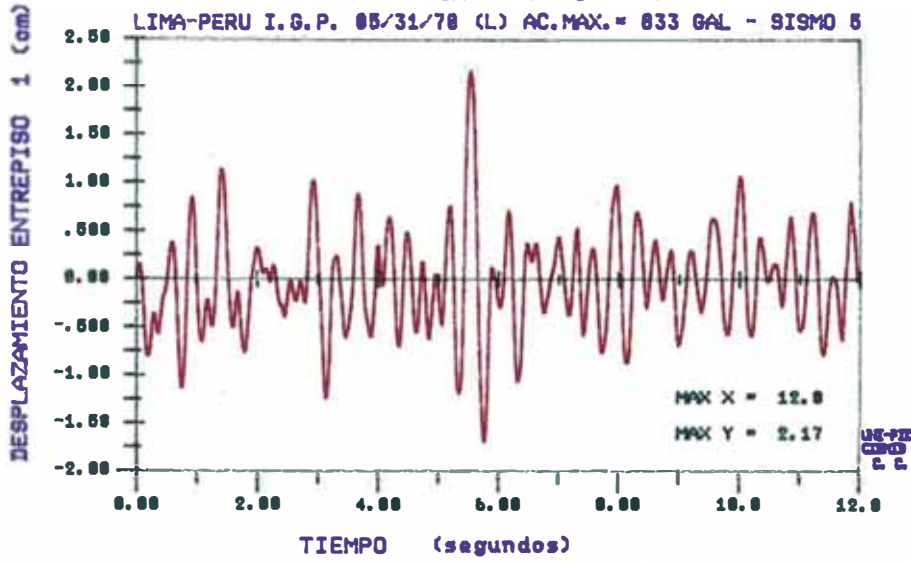


FIGURA 4.6 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

MODELO : BIDIMENSIONAL

EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO : 2 PISOS

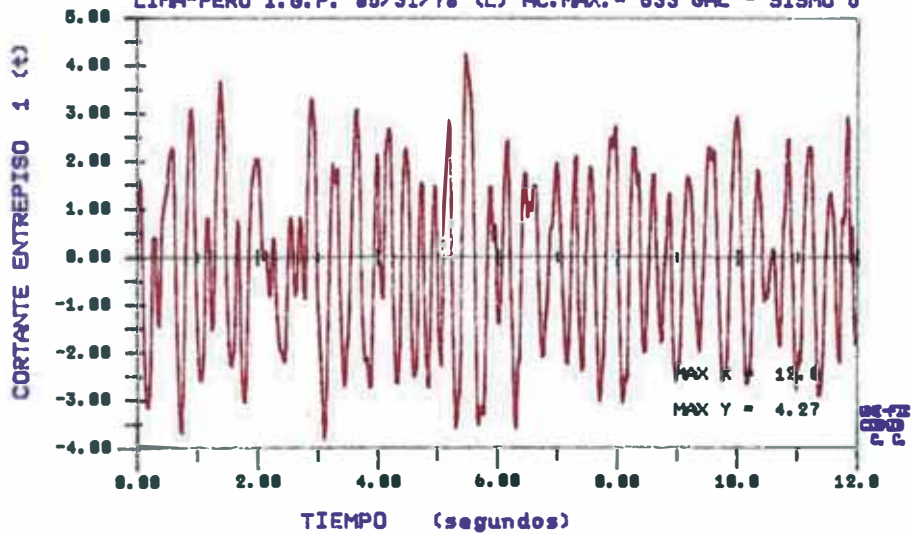
LIMA-PERU I.G.P. 05/31/70 (L) AC.MAX. = 033 GAL - SISMO 5



MODELO : BIDIMENSIONAL

EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO : 2 PISOS

LIMA-PERU I.G.P. 05/31/70 (L) AC.MAX. = 033 GAL - SISMO 5



MODELO : BIDIMENSIONAL

EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO : 2 PISOS

LIMA-PERU I.G.P. 05/31/70 (L) AC.MAX. = 033 GAL - SISMO 5

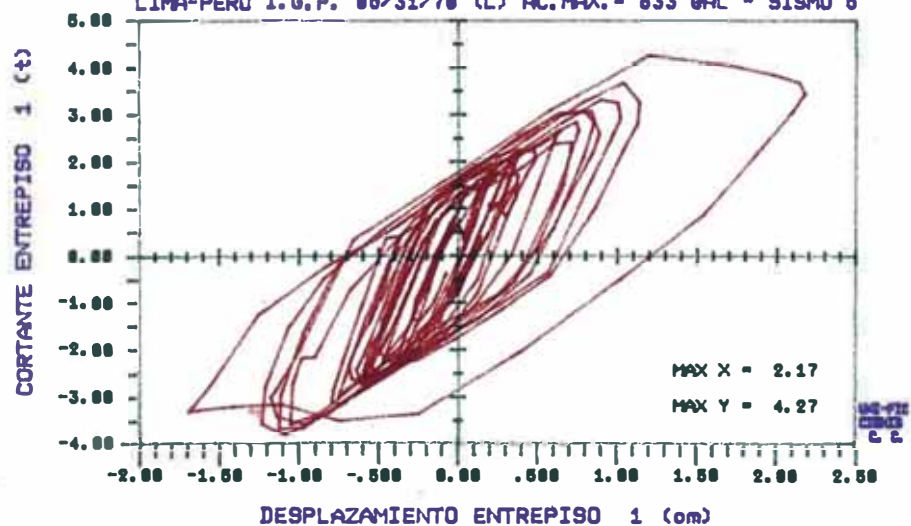


FIGURA 4.7 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

desplazamiento relativo de piso se muestran en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 Máximos valores de cortante y desplazamiento relativo de piso

| SISMO | Sismo 1 | Sismo 2 | Sismo 3 | Sismo 4 | Sismo 5 |
|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| D-rel1 (cm) | 0.11 seg6.60 | 0.58 seg5.48 | 0.91 seg5.50 | 1.51 seg5.53 | 2.17 seg5.54 |
| Cort.1 (ton) | 1.13 seg6.61 | 2.75 seg5.49 | 3.41 seg5.49 | 3.92 seg5.48 | 4.27 seg5.49 |
| D-rel2 (cm) | 0.10 seg6.60 | 0.48 seg5.49 | 0.95 seg5.51 | 1.76 seg5.53 | 3.05 seg5.55 |
| Cort.2 (ton) | 0.73 seg6.61 | 1.69 seg5.51 | 2.38 seg5.53 | 2.68 seg5.54 | 3.24 seg5.57 |

Desde la figura 4.8 a la figura 4.12 se muestra la distribución de máximos requerimientos de ductilidad rotacionales para la estructura de dos pisos en ambos sentidos de la dirección de carga aplicada.

En el sentido positivo de las fuerzas sísmicas (de izquierda a derecha), la armadura inferior del extremo izquierdo y la superior en el extremo derecho de las vigas están en tensión y son exactamente las mismas. El máximo requerimiento de ductilidad en el extremo izquierdo es idéntico al del extremo derecho de las vigas y varía con el nivel de piso, siendo mayor en el primer piso que en el segundo.

En el sentido negativo de las fuerzas sísmicas (de derecha a izquierda), la armadura superior del extremo izquierdo y la inferior en el extremo derecho de las vigas están en tensión y son también las mismas. El máximo

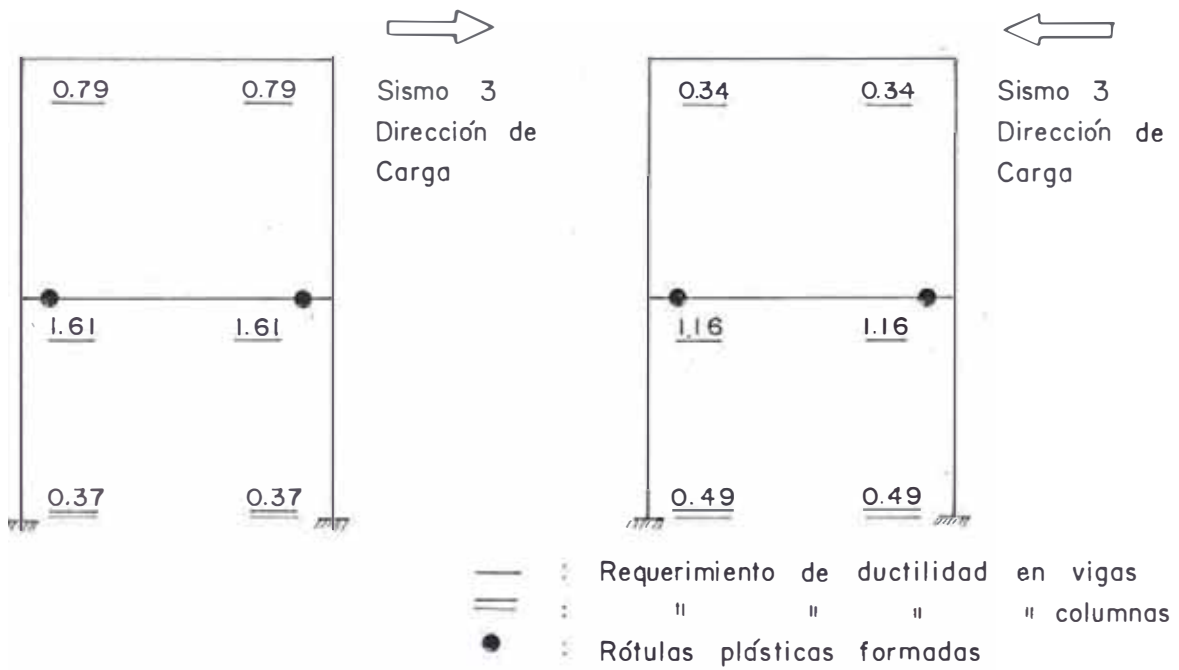


FIGURA 4.10 MAXIMOS REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

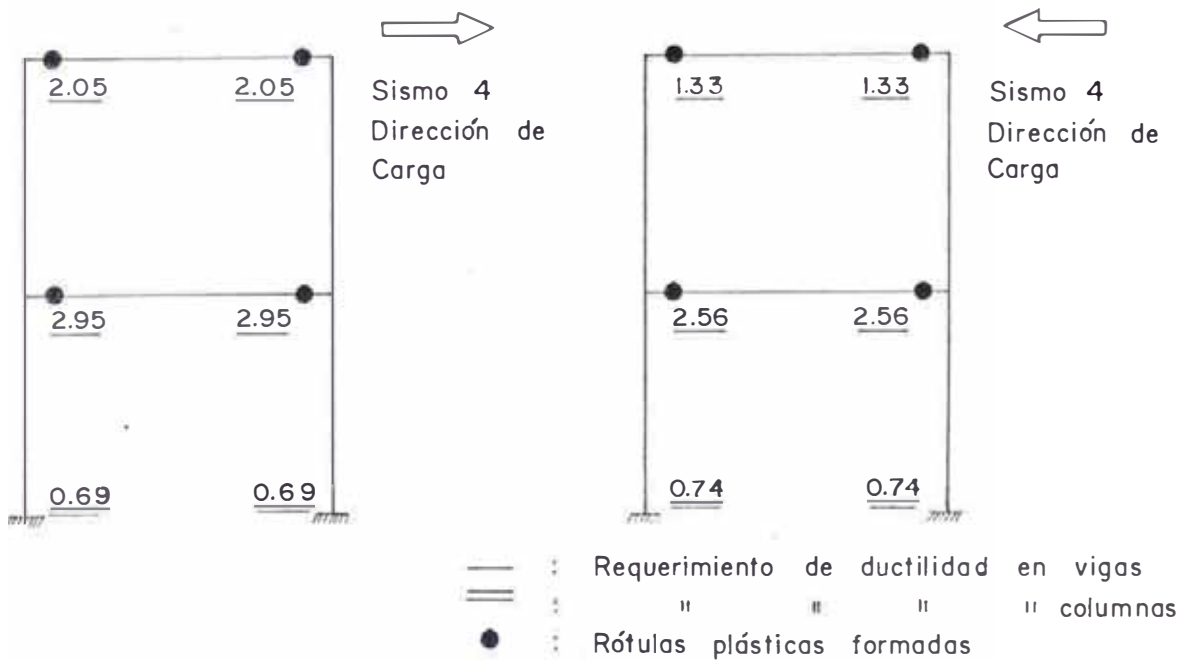


FIGURA 4.11 MAXIMOS REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

requerimiento de ductilidad en ambos extremos de las vigas es el mismo, siendo mayor en el primer piso que en el segundo.

Para el sismo 1 los requerimientos de ductilidad rotacionales son mucho menores que la unidad. El lazo histerético muestra un comportamiento de la estructura todavía en el rango elástico.

Para el sismo 2 los requerimientos de ductilidad rotacionales son cercanos a la unidad en los extremos de la viga 2 (primer piso) para el sentido positivo de las fuerzas sísmicas. Las máximas rotaciones si bien son menores que la rotación de fluencia son mayores que la rotación de agrietamiento. El lazo histerético muestra un comportamiento inelástico de la estructura.

Para el sismo 3 los requerimientos de ductilidad rotacionales son mayores que la unidad en los extremos de la viga 2 para el sentido positivo de las fuerzas sísmicas, y ligeramente mayores que la unidad para el sentido negativo. Aparecen en esta fase las primeras rótulas plásticas en los extremos de la viga 2 (primer piso) simultáneamente y en el segundo 5.33, asociado a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 2 de -1.63 ton y -0.49 cm respectivamente y a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 1 de -2.81 ton y -0.64 cm respectivamente. El lazo histerético muestra un comportamiento inelástico de la estructura.

Para el sismo 4 los requerimientos de ductilidad rotacionales son mayores que la unidad para la viga 2

(primer piso) y para la viga 1 (segundo piso) para el sentido positivo de las fuerzas sísmicas y mayores que la unidad para la viga 2 y ligeramente mayores que la unidad para la viga 1 para el sentido negativo de las fuerzas sísmicas. En el segundo 0.76 aparecen simultáneamente las primeras rótulas en los extremos de la viga 2, asociado a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 2 de -1.55 ton y -0.50 cm respectivamente y a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 1 de -3.02 ton y de -0.68 cm respectivamente. Luego en el segundo 5.50 aparecen simultáneamente rótulas en los extremos de la viga 1, asociado a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 2 de 2.42 ton y 1.28 cm respectivamente y a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 1 de 3.46 ton y 1.30 cm respectivamente.

Para el sismo 5 los requerimientos de ductilidad rotacionales son mayores que la unidad para las vigas 1 y 2 tanto para el sentido positivo como para el sentido negativo de las fuerzas sísmicas. Se nota además requerimientos de ductilidad rotacionales cercanos a la unidad en el extremo inferior de las columnas del primer piso tanto para el sentido positivo como negativo de las fuerzas sísmicas, lo que hace suponer que el mecanismo de colapso de la estructura de dos pisos ha de producirse para una aceleración ligeramente superior a 833 gal. En el segundo 0.18 aparecen las primeras rótulas simultáneamente en los extremos de la viga 2, asociado a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 2 de -1.57 ton y

de -0.54 cm respectivamente y a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 1 de -3.13 ton y -0.73 cm respectivamente. Luego en el segundo 1.43 aparecen simultáneamente rótulas en los extremos de la viga 1, asociado a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 2 de 2.54 ton y 1.21 cm respectivamente y a una fuerza de corte y desplazamiento relativo del piso 1 de 2.96 ton y 1.14 cm respectivamente.

CAPITULO 5

EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y TEORICOS

5.1 Ensayo estático o monotónico

El ensayo estático o monotónico ejecutado sobre un pórtico del espécimen tridimensional fue realizado en el Laboratorio de Estructuras del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (FIC-UNI).

No siendo materia de este trabajo entrar en el detalle del método de experimentación, como tampoco del proceso de construcción de la estructura ensayada, mencionaremos sólo a manera de información algunos aspectos del método seguido para el ensayo.

Para efectuar el ensayo monotónico, el espécimen debió ser rígidamente sujetado a la losa de ensayo que tiene una dimensión de 22 m por 11 m en planta y un espesor de 0.80 m.

Para simular las fuerzas laterales de sismo aplicadas al espécimen de ensayo se instalaron dos actuadores de

aplicación de carga, uno en cada nivel y en dirección horizontal, ayudados por el muro de reacción de 9 m por 11 m y con 4.5 m de espesor ubicado en un extremo de la losa de ensayo.

Tanto el espécimen como los actuadores se anclaron en la losa y muro respectivamente mediante el uso de pernos de acero especialmente diseñados para fijarse en conductos de 100 mm de diámetro espaciados cada 600 mm en ambas direcciones que pasan a través del espesor de la losa y del muro.

El sistema de ensayo que se realizó estuvo compuesto de una computadora para el servo control, los servo controladores, los actuadores, la unidad de adquisición de datos y una computadora para el procesamiento de datos, todos conectados de tal manera que constituyen un lazo cerrado.

La computadora para el servo control, tal como su nombre lo indica, se utilizó para el control de los actuadores, por medio de esta computadora el ensayo fue ejecutado mediante el control de carga de los actuadores.

Los servo controladores se encargaron de convertir la señal de entrada que fue el incremento de carga, en un cambio de voltaje. Esta señal eléctrica fue a su vez convertida por medio de las servo válvulas para regular el flujo del fluido a una gran presión.

La computadora de procesamiento de datos recibió los datos de la unidad de adquisición, los cuales fueron seleccionados y reducidos mediante un programa de cómputo.

Con el objeto de evaluar el comportamiento estructural del espécimen de ensayo fue necesario ubicar en diferentes posiciones del espécimen traductores de desplazamiento así como también medidores de esfuerzo (strain gages). Las señales de los traductores de desplazamiento y de los strain gages fueron transmitidos primero al scanning box, luego las señales fueron enviadas a la unidad de adquisición de datos ambos en el cuarto de control. En la unidad de adquisición de datos las señales analógicas fueron amplificadas y convertidas a digitales por medio de los convertidores A/D (analógico / digital). Estos datos digitizados fueron almacenados en el disco duro de la computadora de procesamiento de datos la cual está conectada con el convertidor A/D.

5.1.1 Comportamiento cualitativo del pórtico del espécimen tridimensional

Debe indicarse que el pórtico ensayado fue construido con una losa de 5 cm de peralte, de 30 cm de ancho a cada lado de la viga y de una longitud igual a la luz libre de la misma. El refuerzo longitudinal empleado en la losa fue de 4 varillas de ϕ 1/4" y el transversal fue de varillas de ϕ 8 mm espaciado cada 25 cm. Sobre esta losa fue colocado un peso adicional representado por 2 vigas de acero debidamente ancladas a la misma, con la finalidad de que simulen el peso real que soporta un pórtico principal del espécimen tridimensional (mitad de losa aligerada y mitad

de vigas secundarias).

Iniciado el ensayo y conforme se incrementaban las cargas, las fisuras observadas en las columnas del primer y segundo piso fueron de tracción por flexión. En las vigas no se formaron fisuras.

Inicialmente en la parte superior e inferior de las columnas del primer piso se formaron fisuras de tracción por flexión. Luego aparecieron fisuras muy finas en la parte superior de las columnas del segundo piso. Las fisuras en la parte inferior de una de las columnas del primer piso se propagaron en una zona de 65 cm por encima de la cimentación.

A la luz de estos resultados se puede decir que el mecanismo de falla observado responde a las condiciones propias del ensayo. La influencia de las vigas de acero, el montaje de los actuadores para la aplicación de cargas, entre otros factores, deben ser considerados para entender tal mecanismo.

5.1.2 Resultados experimentales del ensayo estático

Del ensayo estático se obtuvo para cada incremento de carga los valores de desplazamiento lateral de piso, tal como se muestra en la tabla 5.1 y las curvas de fuerza cortante versus desplazamiento relativo de piso, tal como se muestra en la figura 5.1.

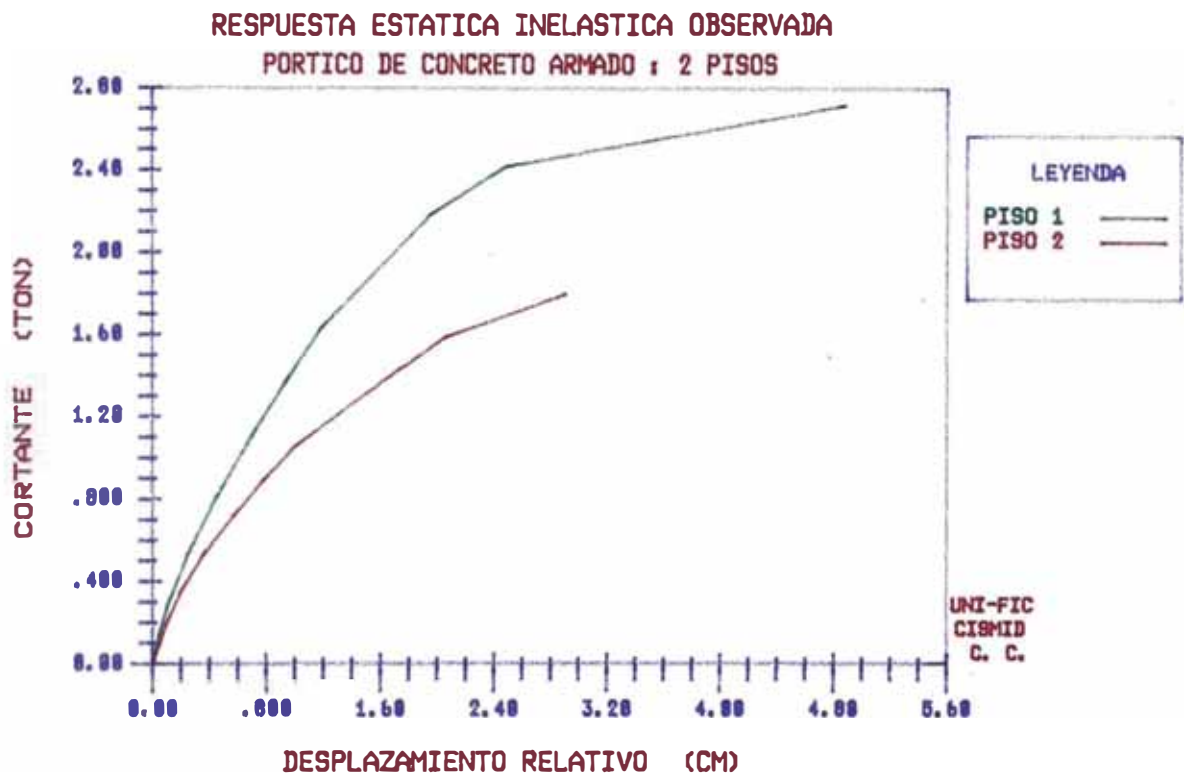


FIGURA 5.1 CURVAS FUERZA CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE PISO DEL PORTICO DE CONCRETO ARMADO (del Ensayo Estático)

Tabla 5.1 Valores de fuerza y desplazamiento absoluto de piso obtenidos del ensayo estático

| PISO 2 | | PISO 1 | |
|--------------|------------|--------------|------------|
| Fuerza (ton) | D-abs (cm) | Fuerza (ton) | D-abs (cm) |
| 0.09 | 0.09 | 0.05 | 0.05 |
| 0.19 | 0.21 | 0.10 | 0.11 |
| 0.35 | 0.45 | 0.18 | 0.25 |
| 0.53 | 0.81 | 0.28 | 0.45 |
| 0.72 | 1.27 | 0.39 | 0.70 |
| 0.89 | 1.72 | 0.48 | 0.94 |
| 1.06 | 2.19 | 0.57 | 1.18 |
| 1.43 | 3.69 | 0.76 | 1.96 |
| 1.59 | 4.54 | 0.83 | 2.48 |
| 1.80 | 7.78 | 0.92 | 4.88 |

Con el criterio de compensación de áreas, mencionado en el capítulo 3 se realiza los trazos de la curva trilineal para cada piso del pórtico (ver figura 5.2), determinándose así el cortante de agrietamiento de piso (Q_c) y el cortante de fluencia de piso (Q_y), y en base a las expresiones dadas también en el capítulo 3 determinamos la rigidez elástica (K) y el coeficiente de deflexión después del agrietamiento (α_1). Todos estos valores se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Valores obtenidos de la curva trilineal observada

| Piso | d_c (cm) | d_y (cm) | Q_c (ton) | Q_y (ton) | K (ton/cm) | α_1 |
|------|------------|------------|-------------|-------------|--------------|------------|
| 2 | 0.35 | 2.50 | 0.66 | 1.80 | 1.886 | 0.281 |
| 1 | 0.75 | 3.50 | 1.43 | 2.72 | 1.907 | 0.246 |

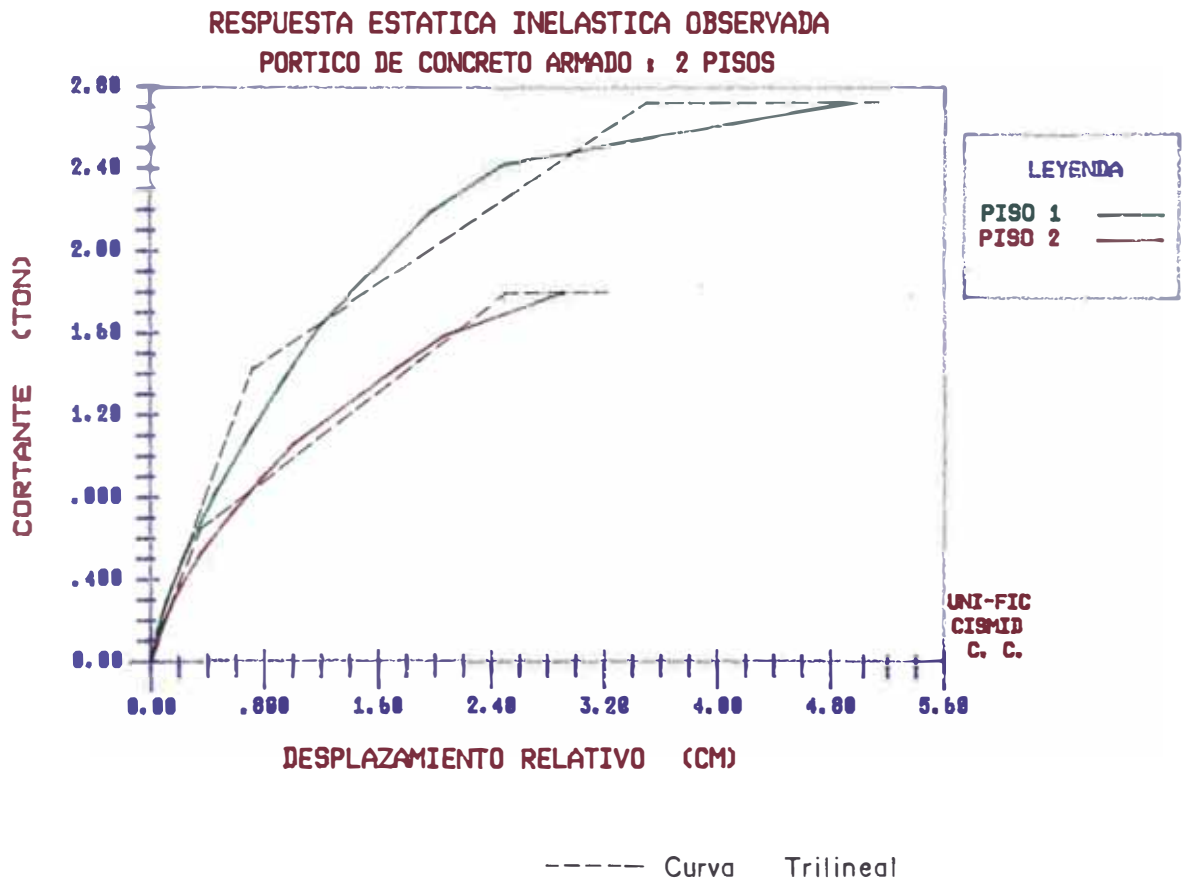


FIGURA 5.2 CURVA TRILINEAL PARA CADA PISO DEL PORTICO DE CONCRETO ARMADO (del Ensayo Estático)

5.2 Análisis comparativo de las respuestas teóricas y las respuestas del ensayo estático

Las respuestas del ensayo que se estudian en comparación con los resultados teóricos son:

(i) Los valores máximos de cortante y desplazamiento absoluto de piso, asociados al mecanismo de colapso de la estructura.

(ii) Los valores asociados a la curva trilineal para cada piso de la estructura.

Respuestas que pasamos a detallar a continuación:

(i) Asociado al mecanismo de colapso del pórtico de concreto armado tenemos:

El máximo desplazamiento absoluto del piso 1 para el ensayo fue de 4.88 cm, mientras que el máximo desplazamiento calculado para el "modelo teórico" fue de 2.06 cm siendo menor en un 58 %. El cortante correspondiente al máximo desplazamiento absoluto del piso 1 para el ensayo fue de 2.72 ton, mientras que el máximo cortante calculado fue de 2.05 ton siendo menor en 25 %.

El máximo desplazamiento absoluto del piso 2 para el ensayo fue de 7.78 cm, mientras que el máximo desplazamiento calculado para el modelo teórico fue de 4.72 cm, siendo menor en un 39 %. El cortante máximo del piso 2 para el ensayo fue de 1.80 ton, mientras que el máximo cortante del piso 2 calculado fue de 1.35 ton siendo menor en un 25 %.

(ii) Asociado a la curva trilineal tenemos:

La rigidez elástica del piso 1 para el ensayo fue de

1.907 ton/cm, mientras que la rigidez elástica del piso 1 calculada para el modelo teórico fue 5.158 ton/cm siendo mayor en 2.7 veces. El cortante de agrietamiento del piso 1 para el ensayo fue de 1.43 ton, mientras que el calculado para el modelo teórico fue de 0.98 ton siendo menor en un 31 %. El cortante de fluencia del piso 1 para el ensayo fue de 2.72 ton, mientras que el calculado para el modelo teórico fue de 2.05 ton siendo menor en un 25 %.

La rigidez elástica del piso 2 para el ensayo fue de 1.886 ton/cm, mientras que la rigidez elástica del piso 2 calculada para el modelo teórico fue 3.286 ton/cm siendo mayor en 1.7 veces. El cortante de agrietamiento del piso 2 para el ensayo fue de 0.66 ton, mientras que el calculado para el modelo teórico fue de 0.69 ton siendo mayor en un 5 %. El cortante de fluencia del piso 2 para el ensayo fue de 1.80 ton, mientras que el calculado para el modelo teórico fue de 1.35 ton siendo menor en un 25 %.

Finalmente a la luz de los resultados mostrados podemos afirmar que el error introducido en la idealización de la estructura por el modelo bidimensional es tolerable.

5.3 Ensayo dinámico

El ensayo dinámico ejecutado sobre el espécimen tridimensional fue realizado en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

Igual que en el ensayo estático, mencionaremos sólo a manera de información algunos aspectos del método seguido para el ensayo.

La prueba dinámica se realizó en la mesa vibradora de la PUCP sometiendo al espécimen tridimensional en la dirección de los pórticos principales a la acción de la componente L modificada, del sismo del 31 de Mayo de 1970. Se utilizaron 12 segundos de la parte más fuerte de ese sismo digitizado cada 0.01 segundos.

Se efectuaron 5 fases con aceleraciones nominales mostradas en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Aceleraciones nominales

| FASE | AC. MAX. (gal) |
|------|----------------|
| 1 | 98 |
| 2 | 392 |
| 3 | 490 |
| 4 | 637 |
| 5 | 833 |

Previo a cada fase se efectuó un ensayo de vibración libre que consistió en someter al módulo a cuatro pulsos basales, lo que permitió obtener su período natural de vibración y el grado de amortiguamiento respectivo.

La instrumentación utilizada en el ensayo dinámico consistió en 4 acelerómetros y 13 LVDT. Los acelerómetros se emplearon con el objeto de evaluar la respuesta estructural en vibración libre y también para determinar

las fuerzas de inercia en cada pórtico. Los LVDT se utilizaron para obtener los instantes asociados a la primera fisura, el grado de amortiguamiento, los desplazamientos laterales de cada nivel, los desplazamientos relativos de cada entrepiso, posibles rotaciones del aligerado por torsión y posibles movimientos transversales a la dirección en estudio.

5.3.1 Comportamiento cualitativo del espécimen tridimensional

Los pórticos principales tuvieron un patrón de agrietamiento ligeramente diferente. Los pórticos secundarios al no tener excitación traslacional no mostraron fisuras en su plano.

A continuación se hará un resumen de la secuencia de falla observada en los pórticos principales posterior a cada fase.

En la fase 1 el comportamiento del espécimen fue totalmente elástico, no se observó ninguna fisura.

En la fase 2 aparecen fisuras de tracción por flexión en las vigas del primer nivel.

En la fase 3 las fisuras que se formaron en la fase 2 aumentaron de espesor. En la parte superior de las columnas del segundo nivel se formaron fisuras muy finas de tracción por flexión.

En la fase 4 las grietas formadas en la fase 2 continuaron aumentando de espesor formándose una gran grieta en la losa del aligerado que corrió en forma

paralela a las dos vigas secundarias del primer nivel.

Finalmente en la fase 5 se formaron fisuras muy finas de tracción por flexión en la parte inferior de las vigas del segundo nivel, la parte superior de las columnas del segundo nivel y la parte inferior de las columnas del primer nivel (en una zona de 65 cm. por encima de la cimentación).

En síntesis las fallas principales por flexión se localizaron en las vigas y aligerado del primer nivel y en la base de las columnas del primer nivel. En las vigas del segundo nivel no llegaron a formarse rótulas plásticas (sólo se formaron fisuras muy finas). No hubo fallas por corte.

5.3.2 Resultados experimentales del ensayo dinámico

Del ensayo dinámico se obtuvo los valores máximos de cortante y desplazamiento relativo de piso, así como los valores asociados al máximo cortante basal. Además los períodos y grados de amortiguamiento posteriores a cada fase de ensayo.

Los valores máximos de cortante y desplazamiento relativo de piso considerando sólo el eje 1 (un pórtico) registrados por los instrumentos en el ensayo dinámico para diferentes instantes y en cada una de las fases se muestran en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Valores máximos de cortante y desplazamiento relativo de piso obtenidos del ensayo dinámico

| EJE 1 | Piso 1 | | Piso 2 | |
|--------|------------|----------------|------------|----------------|
| | D-rel (cm) | Cortante (ton) | D-rel (cm) | Cortante (ton) |
| Fase 1 | 0.17 | 0.77 | 0.12 | 0.52 |
| Fase 2 | 2.33 | 3.21 | 1.86 | 2.03 |
| Fase 3 | 2.92 | 3.00 | 2.42 | 2.05 |
| Fase 4 | 3.10 | 3.00 | 2.70 | 2.20 |
| Fase 5 | 3.57 | 3.17 | 3.05 | 2.36 |

Debe indicarse que en ninguna de las fases del ensayo fue notoria la torsión, si bien esta existió.

Los cortantes y desplazamientos relativos de piso en el eje 1 asociados al instante de ocurrir el máximo cortante basal se muestran en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Valores de cortante y desplazamiento relativo de piso al instante del máximo cortante basal

| EJE 1 | Piso 1 | | Piso 2 | |
|--------|------------|----------------|------------|----------------|
| | D-rel (cm) | Cortante (ton) | D-rel (cm) | Cortante (ton) |
| Fase 1 | 0.17 | 0.77 | 0.12 | 0.48 |
| Fase 2 | 2.19 | 3.21 | 1.39 | 1.81 |
| Fase 3 | 2.91 | 3.00 | 2.42 | 1.99 |
| Fase 4 | 3.10 | 3.00 | 2.67 | 1.98 |
| Fase 5 | 3.57 | 3.17 | 3.03 | 1.93 |

El período (T) y el grado de amortiguamiento (β) fueron calculados ante los pulsos basales que se imprimieron sobre el espécimen antes y después de cada fase. Los resultados aparecen en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Valores de período y grado de amortiguamiento

| FASE | T (seg) | β (%) |
|-------------|---------|-------------|
| Inicio | 0.20 | 4.3 |
| Post.fase 1 | 0.22 | 4.5 |
| Post.fase 2 | 0.35 | 8.0 |
| Post.fase 3 | 0.38 | 8.4 |
| Post.fase 4 | 0.42 | 10.5 |
| Post.fase 5 | 0.42 | 10.5 |

5.4 Análisis comparativo de las respuestas teóricas y las respuestas del ensayo dinámico

Las respuestas del ensayo dinámico que se estudian en comparación con los resultados teóricos son:

(i) Los valores máximos de cortante y desplazamiento relativo de piso para cada una de las fases.

Respuestas que pasamos a detallar:

(i) Dado que las respuestas teóricas se han obtenido considerando el modelo bidimensional y dado que en este análisis se ha despreciado la torsión, se tendrá que el cortante por eje será exactamente la mitad del cortante calculado mediante este modelo. Los desplazamientos por eje serán los mismos al calculado mediante el modelo bidimensional. De esta manera y teniendo en cuenta que las respuestas experimentales de fuerzas y desplazamientos laterales se dan por ejes, se hará la comparación.

Para la fase 1 se obtuvo experimentalmente, para el piso 1 un desplazamiento relativo de 0.17 cm y un cortante de 0.77 ton y teóricamente 0.11 cm (35 % menor) y 0.57 ton (26 % menor) respectivamente. Para el piso 2 se obtuvo un

desplazamiento relativo de 0.12 cm y un cortante de 0.52 ton y teóricamente 0.10 cm (17 % menor) y 0.37 ton (29 % menor) respectivamente.

Además sólo experimentalmente se obtuvo que posterior a la fase 1, $T=0.22$ seg. y $\beta=4.5$ %. Inicialmente $T=0.20$ seg. y $\beta=4.3$ %, notándose que los valores son prácticamente los mismos.

Para la fase 2 se obtuvo experimentalmente, para el piso 1 un desplazamiento relativo de 2.33 cm y un cortante de 3.21 ton y teóricamente 0.58 cm (75 % menor) y 1.38 ton (57 % menor) respectivamente. Para el piso 2 se obtuvo un desplazamiento relativo de 1.86 cm y un cortante de 2.03 ton y teóricamente 0.48 cm (74 % menor) y 0.85 ton (58 % menor) respectivamente.

Además sólo experimentalmente se obtuvo que posterior a la fase 2, $T=0.35$ seg. y $\beta=8.0$ %. La estructura ha sufrido una fuerte degradación de rigidez aumentando el período en un 59 % y el grado de amortiguamiento en un 78 % con respecto a los valores obtenidos anteriormente.

Para la fase 3 se obtuvo experimentalmente, para el piso 1 un desplazamiento relativo de 2.92 cm y un cortante de 3.00 ton y teóricamente 0.91 cm (69 % menor) y 1.71 ton (43 % menor) respectivamente. Para el piso 2 se obtuvo un desplazamiento relativo de 2.42 cm y un cortante de 2.05 ton y teóricamente 0.95 cm (61 % menor) y 1.19 ton (42 % menor) respectivamente.

Además sólo experimentalmente se obtuvo que posterior a la fase 3, $T=0.38$ seg. y $\beta=8.4$ %. La estructura ha

seguido degradándose aunque ligeramente aumentando el período en un 9 % y el grado de amortiguamiento en un 5 % con respecto a los valores anteriores.

Para la fase 4 se obtuvo experimentalmente, para el piso 1 un desplazamiento relativo de 3.10 cm y un cortante de 3.00 ton y teóricamente 1.51 cm (51 % menor) y 1.96 ton (35 % menor) respectivamente. Para el piso 2 se obtuvo un desplazamiento relativo de 2.70 cm y un cortante de 2.20 ton y teóricamente 1.76 cm (35 % menor) y 1.34 ton (39 % menor) respectivamente.

Además sólo experimentalmente se obtuvo que posterior a la fase 4, $T=0.42$ seg. y $\beta=10.5$ %. La estructura sufre una mayor degradación aumentando el período en un 11 % y el grado de amortiguamiento en un 25 % con respecto a los valores anteriores.

Para la fase 5 se obtuvo experimentalmente, para el piso 1 un desplazamiento relativo de 3.57 cm y un cortante de 3.17 ton y teóricamente 2.17 cm (39 % menor) y 2.14 ton (32 % menor) respectivamente. Para el piso 2 se obtuvo un desplazamiento relativo de 3.05 cm y un cortante de 2.36 ton y teóricamente 3.05 cm (iguales) y 1.62 ton (31 % menor) respectivamente.

Además sólo experimentalmente se obtuvo que posterior a la fase 5, $T=0.42$ seg. y $\beta=10.5$ %. Tanto el período como el grado de amortiguamiento se mantienen iguales a los obtenidos anteriormente.

Finalmente a la luz de los resultados mostrados

podemos afirmar que la estructura ensayada muestra una gran capacidad para soportar sismos severos y el error introducido en la idealización de la estructura por el modelo bidimensional es tolerable.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Las conclusiones son válidas sólo para la estructura analizada y para el tipo de excitación a que fue sometida. Los resultados teóricos así como los experimentales deben tomarse entonces cualitativamente antes que cuantitativamente.

A. De la evaluación del análisis estático inelástico:

-La distorsión total obtenida del análisis estático resulta menor al límite máximo fijado por la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente cuando no existen tabiques (0.015). Sin embargo el máximo desplazamiento lateral del segundo piso asociado al mecanismo de colapso resulta 10 veces mayor al máximo desplazamiento que estipula la Norma en caso de sismo.

-Las ductilidades rotacionales en los extremos de vigas obtenidas del análisis estático cuando se alcanza el mecanismo de colapso son en promedio del orden de 4 y en los extremos inferiores de las columnas del primer piso son del orden de 1.

-Las ductilidades de desplazamiento asociadas al instante de formación de la última y primera rótula son del orden de 4 coincidente con el valor adoptado en el diseño ($R_d=4$) de acuerdo a la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente.

-El mecanismo de rótulas plásticas obtenido teóricamente para el pórtico del espécimen tridimensional ha sido un mecanismo mixto ya que algunas rótulas se han formado en secciones de columnas (extremo inferior de las columnas del primer piso). Sin embargo se tiende a un mecanismo de viga débil-columna fuerte, ya que la mayoría de rótulas se forman en secciones críticas de vigas.

-Para la determinación del cortante último de entrepiso tanto por el método riguroso usando el programa de computación Insta o por el método simple de los trabajos virtuales se ha considerado como satisfactoria la distribución de fuerzas sísmicas acorde con la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente.

-Los valores de fuerza cortante última de entrepiso obtenidos por el método riguroso son prácticamente

coincidentes con los obtenidos por el método de los trabajos virtuales, aunque estos últimos hayan sido calculados bajo el supuesto de que las rotaciones para todos los nudos son iguales.

-El mecanismo de falla obtenido teóricamente de viga débil-columna fuerte a que tiende el pórtico del espécimen tridimensional confirma que el requerimiento de ductilidad en las secciones críticas de vigas sea mucho mayor que el de columnas.

-La suma de las capacidades últimas en flexión de las columnas que concurren a un nudo de la viga del primer piso es aproximadamente 4.5 veces la capacidad última de la viga que concurre a dicho nudo. La capacidad última en flexión de la columna que concurre a un nudo de la viga del segundo piso es aproximadamente 2 veces la capacidad última de la viga que concurre a dicho nudo, cumpliéndose con la Norma de Concreto Armado E-060 cuando menciona que $\sum M'_{yc} \geq 1.4 \sum M'_{yv}$. Se explica entonces que las rótulas se hayan formado primero en las secciones críticas de vigas antes que en las secciones críticas de columnas.

B. De la evaluación del análisis dinámico inelástico:

-En cuanto al análisis dinámico podemos decir que la relación de fuerzas máximas alcanzadas en el segundo piso y en el primero, para el modelo bidimensional y para cada

aceleración máxima estudiada fue decreciendo de 1.7 (sismo 1) a 1 (sismo 5), notándose que a medida que la aceleración era más intensa la distribución de las fuerzas tendía a ser uniforme.

-El máximo desplazamiento inelástico del segundo piso obtenido teóricamente para la mayor aceleración máxima estudiada (833 gal) resultó 11 veces mayor al que estipula la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente. En cambio la distorsión total asociada a tal aceleración resultó menor al límite máximo de la Norma (0.015).

-Los máximos requerimientos de ductilidad rotacionales asociados a la mayor aceleración máxima estudiada para la dirección de carga positiva (de izquierda a derecha) llegan a ser en promedio del orden de 4.5 para las secciones críticas de vigas. Notándose además que para dicha aceleración los extremos inferiores de las columnas del primer piso están a punto de llegar a la fluencia. Este mecanismo de falla confirma el que se obtuvo en el análisis estático teórico.

-En cuanto al comportamiento inelástico los lazos histeréticos obtenidos del ensayo dinámico son cerrados y con tendencia a pasar por el origen, con una baja rigidez inicial para luego recuperar resistencia y rigidez al cerrarse las grietas. Los lazos histeréticos teóricos en cambio son abiertos con un comportamiento del tipo

trilineal, lo que origina valores de desplazamientos máximos menores a los obtenidos en el ensayo.

-El mecanismo de falla que se dio en el ensayo dinámico fue un mecanismo mixto donde las rótulas primero se formaron en las vigas del primer nivel, luego en el extremo superior de las columnas del segundo piso y finalmente en la base de las columnas. El mecanismo de falla obtenido del análisis dinámico resultó una muy buena aproximación al del ensayo.

-El amortiguamiento depende de la amplitud de la deformación de la estructura y varía fuertemente según el número de movimientos sísmicos experimentados por ésta.

-En general los resultados del análisis dinámico inelástico nos muestran que las cargas sísmicas actuantes son bastante mayores que las cargas estáticas laterales especificadas por la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente. Sin embargo se ha verificado que la edificación estudiada y diseñada con las fuerzas laterales especificadas por la Norma en mención ha sobrevivido a sismos muy severos. Esta aparente anomalía se atribuye principalmente a la capacidad de esta estructura de disipar gran cantidad de energía por deformaciones inelásticas, además de otros factores como una reducción de la respuesta debido a un aumento del amortiguamiento.

RECOMENDACIONES

-Debido a las diferencias notorias que existen entre los máximos desplazamientos inelásticos teóricos y los que estipula la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente, y más notoria aún con los máximos desplazamientos inelásticos experimentales se hace necesario que se revisen los criterios al respecto de la Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente.

-Se recomienda que en el futuro las Normas de Concreto Armado incluyan acápites de análisis inelástico de las estructuras, haciendo obligatorio este análisis para ciertas edificaciones.

-Los programas de análisis inelástico usados dan una buena aproximación para determinar los cortantes de fluencia, la secuencia de formación de rótulas plásticas (análisis estático), así como los requerimientos de ductilidad en las secciones críticas considerando el efecto de una onda sísmica de entrada normalizada (análisis dinámico). Se recomienda por tanto, usar estos programas cuando se necesite evaluar rigurosamente la capacidad última en edificaciones de concreto armado.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Chariarse V., Cuadra C. y Zavala A., "Técnicas para Ensayos a Escala Natural en el Laboratorio de Estructuras del CISMID-FIC-UNI", Ponencia presentada al VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Piura-Perú, 1990.
- [2] "Ensayo Dinámico del Espécimen Tridimensional", Informe Técnico Final de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima-Perú, 1993.
- [3] Herrera S., "Modelos para el Análisis Sísmico No-Linear de Estructuras de Concreto Armado", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, 1990.
- [4] Morales R., "Columnas", Boletín de Concreto Armado, 1992.
- [5] Morales R., "Notas de Clase del Curso de Concreto Armado II", FIC-UNI.

- [6] Morales R., "Evaluación de la Capacidad Última en Edificaciones de Concreto Armado", Curso de Actualización, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Lima-Perú, 1989.
- [7] Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente, Reglamento Nacional de Construcciones, Lima-Perú, 1992.
- [8] Norma de Cargas E-020, Reglamento Nacional de Construcciones, Lima-Perú, 1992.
- [9] Norma de Concreto Armado E-060, Reglamento Nacional de Construcciones, Lima-Perú, 1992.
- [10] Vásquez L. y Pique J., "Diseño Inelástico de Estructuras Aperticadas de Concreto Armado", Ponencia presentada al IX Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Ica-Perú, 1992.