

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



**INFLUENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA EN LA
RESPUESTA SISMICA DE EDIFICACIONES
BAJAS DE CONCRETO ARMADO**

T E S I S

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

FERNANDO ALBERTO MEDINA LLERENA

PROMOCION 1975 - 2

LIMA • PERU • 1977

INDICE

CAPITULO I: INTRODUCCION

I) INTERACCION PORTICO-MURO -----	Pg.	1
II) COMPORTAMIENTO SISMICO -----	Pg.	2
III) OBJETIVO Y ALCANCE -----	Pg.	2

CAPITULO II: COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA PORTICO-MURO

I) RESPUESTA INICIAL -----	Pg.	4
II) PREDICCION DE LA RESISTENCIA -----	Pg.	9
III) MODOS DE FALLA -----	Pg.	14

CAPITULO III: ANALISIS DE MODELOS ESTRUCTURALES

I) ANALISIS SIN CONSIDERAR LA INFLUENCIA DE MUROS ----	Pg.	26
II) ANALISIS CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DE MUROS -----	Pg.	27
III) DETERMINACION DEL PROCEDIMIENTO A SEGUIR -----	Pg.	28
1.-) BASES TEORICAS -----	Pg.	28
2.-) PROCEDIMIENTO SEGUIDO -----	Pg.	40

CAPITULO IV: APLICACION A EDIFICACIONES BAJAS DE CONCRETO ARMADO

I) INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES DE LA ALBAÑILERIA EN LA RESPUESTA DINAMICA -----	Pg.	56
II) VERIFICACION DE LA RESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA ---	Pg.	72
III) CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES -----	Pg.	90

CAPITULO V: RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

I) GENERALIDADES -----	Pg.	105
II) RESULTADOS -----	Pg.	106
III) ESTUDIOS FUTUROS -----	Pg.	107

BIBLIOGRAFIA -----	Pg.	108
--------------------	-----	-----

NOMENCLATURA:

- α' = coeficiente que depende de las restricciones a las deformaciones de los extremos.
- Δ_{α} = deflexión lateral al nivel del eje de la viga en el piso α .
- λ = parámetro característico para un pórtico rectangular relleno.
- θ = ángulo que hace la diagonal del muro con la horizontal.
- σ = esfuerzo normal de compresión.
- ϕ_{α}^i = desplazamiento normalizado del modo de vibración "i" para el nivel " α ".
- a = ancho (peralte) de arriostre diagonal equivalente.
- A_m = área de la sección transversal del muro.
- A_{sc} = área total del refuerzo de la columna.
- b = coeficiente del cortante en la base para el momento total de la estructura, el cual es hallado considerandole la estructura como una viga en voladizo, donde las acciones externas son las fuerzas laterales en cada nivel.
- C = coeficiente sísmico.
- d, d_1, d_t = longitud de la diagonal del muro de relleno, para el primer piso, para un piso típico.
- d_e = brazo efectivo para el par resistente (tomado desde el centro de la columna sujeta a tensión hasta el centroide del refuerzo de la columna sujeta a compresión; basado en las indicaciones que cerca de la capacidad de carga de la estructura las grietas pueden propagarse por el muro y en la columna en compresión.
- e = espesor del muro de relleno.
- E_{P-M} = módulo de elasticidad del sistema pórtico-muro (se asume $E_m = E_c$).
- f'_m = resistencia en compresión de la albañilería obtenida en pilas.
- f'_p = resistencia a la compresión de la pieza de ladrillo.
- f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

F_{α} = fuerza lateral en el nivel α .

$F.P.M_i$ = factor de participación del modo de vibración "i".

g = aceleración de la gravedad.

h_c = altura de columna medida desde el nivel del piso al eje de la viga.

h_m = altura del muro de relleno.

h_1 = altura del primer entrepiso medida desde el nivel del piso al eje de la viga.

h_t = altura de entrepiso típico medida entre ejes de vigas.

h_{c1}, h_{ct} = altura de columnas medida desde el nivel del piso hasta la mitad de altura de la porción de viga que sobresale del techo, para el primer entrepiso, para un entrepiso típico.

I = factor que depende de la categoría de la edificación.

I_m, I_{P-M} = momento de inercia de la sección transversal total, del muro, del sistema pórtico-muro.

k = coeficiente que depende de la forma de la sección transversal (asumiendo $k=1$, se asume una distribución uniforme del corte en el área rectangular de la sección transversal del muro).

K_{c1}, K_{ct} = constante de resorte (rigidez lateral) de las columnas libres que se encuentran, en el primer entrepiso, en un entrepiso típico.

K_{m1}, K_{mt} = constante de resorte (rigidez lateral) de los muros que se encuentran rellenando pórticos, en el primer entrepiso, en un entrepiso típico.

K_{P-M1}, K_{P-Mt} = constante de resorte (rigidez lateral) equivalente del sistema pórtico-muro debido a flexión, del primer entrepiso, de un entrepiso típico.

K'_1, K'_t = constante de resorte (rigidez lateral) equivalente del sistema pórtico-muro debido a flexión y cortante, del primer entrepiso, de un entrepiso típico.

l_m = longitud del muro de relleno.

l_p = longitud del pórtico medida entre ejes de columnas.

- m = masa del piso, se ha tomado constante en todos los pisos.
- M_1 = momento en una estructura de varios pisos al nivel de la viga del primer piso (se halla considerando toda la estructura como una viga en voladizo, donde las acciones externas son las fuerzas laterales en cada nivel). Es el momento de volteo.
- $M_{efec. i}$ = masa efectiva para el modo de vibración "i".
- N_{Col} = número de columnas libres en el piso.
- N_{Pan} = número de paneles de muro que rellenan pórticos en el piso.
- R_c, R_s, R_t = fuerza diagonal que se desarrolla en el muro de relleno, causante de la falla por aplastamiento, de cortante por adherencia (por las juntas), por tracción diagonal.
- R_D = factor de reducción por ductilidad, que depende del material de la estructura.
- S = factor que depende de la región donde está ubicada la edificación.
- S_{a_i} = respuesta espectral máxima de aceleración absoluta para el modo de vibración "i".
- t = dimensión del lado de una columna cuadrada.
- T_i = período de la estructura para el modo de vibración "i".
- v_{CD} = valor del esfuerzo cortante por tracción diagonal obtenido de ensayos en muretes sujetos a compresión diagonal.
- V = fuerza cortante.

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

I.- INTERACCION PORTICO MURO :

En construcciones cuya estructura principal está constituida por pórticos de concreto, es frecuente que existan muros de albañilería, generalmente confinados en todo su perímetro por los elementos de un pórtico. Ante cargas laterales, pórtico y muro actúan como una sola unidad estructural en la cual el muro proporciona la rigidez al actuar como diafragma, mientras que el pórtico tiene la función de resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el muro.

La interacción del pórtico y muro resulta en una respuesta significativamente diferente que si el pórtico actuara solo. El pórtico-muro compuesto es considerablemente más fuerte y rígido que la suma individual de cada uno.

Por ignorar la interacción del pórtico y muro en el diseño, una cantidad significativa de resistencia del sistema es desperdiciada. Lo que es más importante, los puntos críticos del sistema pórtico-muro no son los mismos del sistema aporricado. De este modo algunas secciones críticas pueden ser omitidas en el diseño del sistema pórtico-muro.

Algunos investigadores realizaron ensayos a escala natural que prueban la influencia de los muros en los pórticos. Ockleston (1), en 1955 realizó pruebas que dieron como resultado que los sistemas pórtico -muro eran cinco veces más resistentes que los sis-

temas solamente aporticados. Read (1), en 1965 realizó pruebas que le dieron sistemas siete veces mas resistentes.

II.- COMPORTAMIENTO SISMICO :

La flexibilidad excesiva de algunas estructuras esbeltas provoca que las deformaciones angulares en los entrepisos sean mayores de la que puede soportar la albañilería, y ocasione grietas en los muros.

Al agrietarse el muro se producen fuerzas concentradas muy altas en las esquinas del pórtico, que pueden provocar que la grieta diagonal del muro se prolongue en la columna debilitando drásticamente su rigidez y capacidad de carga en ciclos posteriores. Por ello es muy importante evitar la debilidad en cortante de las esquinas del pórtico.

III.- OBJETIVO Y ALCANCE :

La presente Tesis tiene como objetivo dar una información con respecto al comportamiento de sistemas pórtico-muro ante cargas laterales, recopilados de trabajos hechos por diferentes investigadores que han realizado ensayos con especímenes simples, y proporcionar un método simple de análisis considerando los pórticos rellenos con albañilería de ladrillo.

El procedimiento de análisis se aplica a modelos estructurales con el fin de cuantificar la influencia de la albañilería en los pórticos de concreto. Se presenta criterios que pueden considerarse en el dimensionamiento de columnas para controlar el período de la edificación, tratando de mejorar el comportamiento sísmico con la intervención real de la influencia de la albañilería.

Cabe anotar que en el presente trabajo la rigidez lateral de los muros de corte se ha obtenido considerando únicamente la deformación por cortante. Esta aproximación es satisfactoria considerando que los modelos estructurales analizados son de pocos pisos, y debido a que la rigidez inicial es muy variable para muros nominalmente iguales, por lo tanto no se justifica procedimientos refinados.

CAPITULO II

COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA PORTICO-MURO

1) RESPUESTA INICIAL :

a) GENERALIDADES.- Mientras no ocurran agrietamientos importantes por flexión o grietas diagonales, el comportamiento de muros con cualquier tipo de refuerzo es aproximadamente elástico, y la diferencia entre las curvas carga-deformación en el primer ciclo y en ciclos posteriores es pequeña.

Tomando la forma de deflectar del pórtico y del muro, ver en la fig. II-1, observamos que son diferentes y se tiene que si el pórtico es rígido y el muro es flexible, el conjunto adopta la forma de deflectar del pórtico. Si el pórtico es flexible y el muro es rígido se adopta la forma del muro.

Según Fedorkiw (3), la fuerza cortante en el sistema pórtico-muro se estima aproximadamente distribuída en 15% en el pórtico y 85% en el muro. Igualmente reporta que el porcentaje que toma el muro va de 0.0 a 95% dependiendo del módulo de elasticidad del muro, E_m . Ver la fig. II-2.

El momento total en el sistema pórtico-muro es resistido por el par producido por la carga axial de las columnas, el momento resultante producido por los esfuerzos normales a la sección transversal del muro y a los momentos en cada columna. Ver la fig. II-3.

b) RIGIDEZ.- Debido a las variaciones en el confinamiento de

los muros, las deformaciones no pueden predecirse con precisión, es por esta variabilidad que para la obtención de la rigidez inicial se opta por métodos simplificados de resistencia de materiales. Así:

$$\Delta_c = \frac{V h_m}{A_m G_m}$$

$$\Delta_f = \alpha' \frac{V h_m^3}{E_m I_m}$$

Las deformaciones de cortante, Δ_c , pueden predecirse con muy poca aproximación debido a variaciones muy fuertes en los valores experimentales. Se sugiere que se considere el área transversal bruta de la sección, y que el módulo de rigidez, G_m , se deduzca de ensayos en muretes, ver algunos valores en la Tabla II-1. En caso contrario el valor del módulo de rigidez se puede estimar:

$$G_m = 0.3 E_m, \text{ para tabiques de baja resistencia } (f'_p \leq 75 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$$

$$G_m = 0.1 E_m, \text{ para tabiques de alta resistencia } (f'_p > 75 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Además: } E = 500 f'_m \quad (9)$$

$$E = 450 f'_m \quad (2)$$

Para el estudio de las deformaciones de flexión, Δ_f , se recurre a los resultados de los ensayos en voladizo, en los que se suman las deformaciones de flexión y de cortante en la forma:

$$\Delta = \frac{V h_m}{A_m G_m} + \frac{V h_m^3}{3 E_m I_m}$$

Aceptando que las deformaciones de cortante se predicen en la forma anteriormente indicada, se propone que se tome el módulo de elasticidad obtenido de ensayos en pilas y que se considere el momento de inercia de la sección agrietada.

El procedimiento propuesto sólo predice el orden de la rigidez secante hasta la carga de agrietamiento y se obtienen discrepancias frecuentes muy importantes.

En estructuras con muros largos en relación con su altura, la rigidez depende esencialmente de las deformaciones de cortante y, para su cálculo, puede emplearse el área bruta del muro y el módulo de rigidez determinado en ensayos de compresión diagonal. Ver algunos valores en la Tabla II-2.

En estructuras con muros más esbeltos, es necesario tomar en cuenta las deformaciones de flexión, para lo cual deberá considerarse el momento de inercia de la sección transformada y el módulo de elasticidad de la albañilería.

La presencia de una carga vertical sobre el muro aumenta notablemente la rigidez debido a que reduce o impide el agrietamiento por flexión y mantiene la rigidez de la sección intacta hasta cargas próximas a la de agrietamiento.

Cuando tenemos un sistema de varias crujiás, la rigidez inicial total del sistema pórtico-muro es aproximadamente la suma de cada una.

c) DEFLEXION.- La deflexión lateral de la estructura para un especimen de un piso y una crujiá hemos visto que se calcula por:

$$\Delta = \frac{V h_c^3}{3E_{P.M} I_{P.M}} + \frac{k V h_m}{A_m G_m}$$

El primer término representa la deflexión debida a flexión, donde se considera que todo el conjunto participa en la resistencia a flexión.

El segundo término representa la deflexión debido a corte, aquí se considera que sólo el muro resiste la carga.

c-1) Efecto del número de pisos.- La diferencia primaria en las condiciones de carga para un espécimen simple y para el correspondiente al primer piso de un sistema de varios niveles es el momento transmitido de los pisos altos (1).

Los cambios que el momento adicional hace al espécimen simple están indicados por la deflexión lateral del sistema. Esta puede calcularse por:

$$\Delta_1 = \frac{V h_c^3}{3E_{P.M} I_{P.M}} + \frac{k V h_m}{A_m G_m} + \frac{M_1 h_c^2}{2E_{P.M} I_{P.M}}$$

El tercer término se debe a deflexión por flexión que da el momento que transmiten los pisos superiores al primero, se asume que el conjunto pórtico-muro toma este efecto.

c-2) Efecto del número de crujiás, N.- Ya hemos visto que la rigidez inicial total del sistema pórtico-muro es aproximadamente la suma de cada crujiá. Luego la deflexión, basada en el corte se puede calcular por :

$$\Delta_1 = \frac{k V h_m}{N A_m G_m}$$

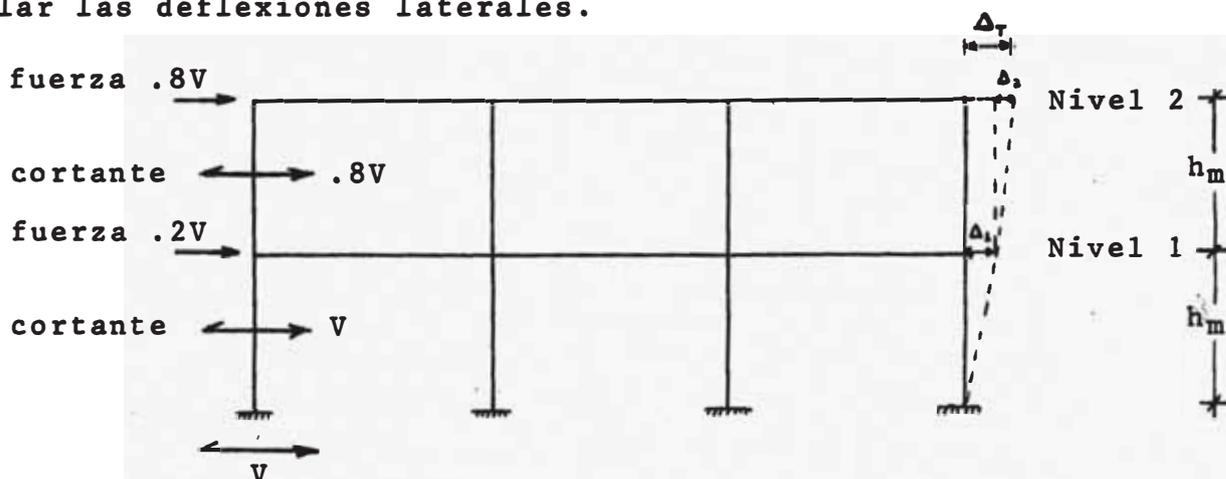
Para el caso de una estructura muy baja donde gobierna la deflexión por corte, se puede calcular la deflexión en un nivel

determinado de la siguiente forma:

Se determina la deflexión en cada piso considerando la fuerza cortante que allí se desarrolla y teniendo en cuenta el número de crujiás del piso y finalmente se acumulan las deflexiones desde los pisos inferiores.

Debido a que la presente tesis estudia el caso de las edificaciones bajas, donde el efecto preponderante es el cortante y prácticamente se puede prescindir de la flexión, desarrollaré un ejemplo corto para el cálculo de la deflexión.

c-3).- Ejemplo.- Se tiene una estructura de dos pisos y tres crujiás, Sistema Pórtico-Muro, con una distribución de fuerza lateral del 80% en el segundo nivel y de 20% en el primer nivel, hallar las deflexiones laterales.



La fórmula general es
$$\Delta = \frac{k V h_m}{N A_m G_m}$$

Luego:

$$\Delta_1 = \frac{k (V) h_m}{3 A_m G_m}$$

$$\Delta_2 = \frac{k (.8V) h_m}{3 A_m G_m}$$

Finalmente:

$$\Delta_\tau = 0.6 \frac{k V h_m}{A_m G_m}$$

II) PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA :

a) RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ALBAÑILERÍA.- La resistencia de la albañilería en compresión axial perpendicular a las juntas horizontales varía entre 10 y 500 Kg/cm² (4).

Existen varios métodos para la determinación de la resistencia en compresión (5), en los que se calcula la resistencia en base a pilas de prueba, o unidades de albañilería, o a partir de unidades normalizadas.

En el presente trabajo se utilizan los valores obtenidos en ensayos realizados en la Universidad Nacional de Ingeniería (13).

Cabe anotar que la resistencia en compresión axial determinada en pilas es una propiedad que interviene en el cálculo de la resistencia ante cargas laterales.

B.S. SMITH y C. CARTER (6) en su método de análisis para pórticos rellenos asumen la resistencia a la compresión de la albañilería igual a la resistencia a la compresión del mortero, esto es muy conservador cuando la resistencia del mortero es inferior al del conjunto. Para nuestro estudio se empleará valores de ensayos.

b) RESISTENCIA A CORTANTE DE LA ALBAÑILERÍA - La falla de

un muro por efecto de fuerzas cortantes ocurre generalmente a través de grietas diagonales, las cuales pueden desarrollarse debidas a esfuerzos tangenciales en las juntas o a tracción diagonal en la albañilería.

b-1).- Esfuerzos tangenciales en las juntas.- El modo de falla a través de las juntas sugiere un mecanismo de falla de Coulomb en el que la resistencia depende de la adherencia entre piezas y mortero, y varía proporcionalmente con la compresión aplicada perpendicularmente a las juntas, representando el coeficiente de fricción un factor de proporcionalidad. La resistencia puede predecirse como :

$$v_a = \mu + f \sigma$$

Cabe anotar que la adherencia, μ , es una propiedad difícilmente predecible, mientras que el coeficiente de fricción es una propiedad bastante uniforme.

Cuando se presenta compresión diagonal como en nuestro caso en que el muro está confinado por el pórtico, un análisis simplificado para hallar el esfuerzo cortante cuando la falla es por las juntas da como resultado:

$$v_a = \frac{\alpha \mu}{1 - \beta f \left(\frac{h}{l}\right)}$$

Ensayos realizados por Meli (2) arrojan resultados para $\alpha = 0.8$ y $\beta = 0.9$.

POLYAKOV, propone:

$$v_a = \frac{0.7 \mu}{1 - 0.75 f \left(\frac{h}{l}\right)}$$

Cabe aclarar que el mecanismo de falla supuesto es una sobresimplificación del fenómeno, por lo que los resultados pueden ser diferentes de los que ocurren en un ensayo.

b-2).- Tracción diagonal en la albañilería.- Ocurre cuando las grietas atraviesan indistintamente las piezas y el mortero, se debe a la baja resistencia de la pieza y buena adherencia con el mortero.

El esfuerzo cortante resistente se puede predecir en función de la resistencia en compresión obtenida en pilas como:

$$v_{td} = \sqrt{f'_m}$$

MELI (2), mediante diversos ensayos, obtuvo factores de la raíz cuadrada de f'_m según el tipo de material empleado, podemos tomar en forma conservadora:

$$v_{td} = 0.8 \sqrt{f'_m}$$

La forma más confiable de predecir la carga de agrietamiento debido al corte en un muro sujeto a compresión diagonal, es tomando el 80% del valor obtenido en un ensayo de murete a compresión diagonal:

$$v_{td} = 0.8 v_{CD}$$

b-3).- Efecto de la forma del muro.- Al variar la relación de lados cambia la distribución de esfuerzos en un muro y, por tanto, puede modificarse en forma importante la resistencia del mismo.

En muros en compresión diagonal, a medida que el muro se

hace más esbelto aumentan los esfuerzos de compresión normales a las juntas debidos a la componente vertical de la carga diagonal, por tanto, la resistencia del muro debe aumentar. Lo anterior necesita ser particularmente cierto cuando la falla es por las juntas, ya que la carga vertical favorece el desarrollo de fuerzas por fricción. Cuando en el material se presenta la falla por tracción diagonal, el efecto de la relación de aspecto es menor, ya que un análisis elástico de esfuerzos muestra que el esfuerzo máximo de tensión diagonal no varía en forma importante si la relación altura-longitud del muro permanece dentro del intervalo 0.5 a 1.5.

Para muros sujetos a compresión diagonal con falla por las juntas la resistencia aumenta muy rápidamente cuando $h_m/l_m > 1$, y cambia mas lentamente para $h_m/l_m < 1$. Luego se puede decir que para muros que funcionen como diafragma, la resistencia aumenta con la esbeltez del muro.

MELI (2), propone el siguiente criterio:

Para muros diafragma es importante tomar en cuenta la reducción en resistencia cuando $h_m/l_m < 1$, ya que este es el caso más frecuente. Consideraciones teóricas sobre la falla por las juntas indican que el factor de corrección debe ser de la forma:

$$\frac{1 - A_m}{1 - A_m \left(\frac{h_m}{l_m}\right)}$$

Mientras que para falla por tensión diagonal pura, la variable debe tener un efecto poco importante. Se propone, por tanto, modificar la expresión para la determinación de la resistencia como:

$$v_{td} = 0.8 v_{CD} \left(\frac{0.5}{1 - 0.5 \times \left(\frac{h_m}{l_m}\right)} \right) \leq 0.8 \sqrt{f'_m}$$

B.S. SMITH y C. CARTER (6), proponen en su método de análisis para pórticos rellenos que se utilice el valor del esfuerzo de tensión del mortero, $f'_t = 0.1 f'_c$, este valor es bastante conservador en el caso en que sea menor al de la albañilería. En nuestro estudio usaremos valores de ensayos.

c) RESISTENCIA DEL REFUERZO DEL PORTICO.- La resistencia del sistema pórtico-muro puede ser limitada por la capacidad de tensión de las columnas. Dependiendo de la esbeltez de la estructura y de la relación momento a corte de las cargas, se pueden presentar fuerzas de tensión suficientes para causar la fluencia del refuerzo en las columnas antes que se alcance la capacidad de corte de la estructura. Fiorato y otros (1), en un trabajo de investigación realizado la denominan "Acción de viga", por ser similar al comportamiento de una viga en voladizo.

c-1) Cálculo de la carga de fluencia.- La carga requerida para iniciar la fluencia del refuerzo de la columna del primer piso en un espécimen de varios niveles se calcula asumiendo que el momento total en la base de la estructura sea resistido por un par resultante de las fuerzas axiales en las columnas. Ver la fig. II-4.

Despreciando el momento flexionante en la base de la columna, se obtiene:

El momento total, M_T , en función del cortante en la base, V_b , como $M_T = b \times V_b$.

En forma general se puede expresar como:

$$V_b = \frac{A_{sc} \cdot f_y \cdot d_e}{b}$$

Para aclarar el concepto observemos el ejemplo de la fig. II-4, donde se tiene :

$$v_b = \frac{A_{sc} \cdot f_y \cdot d_e}{52.5}$$

III) MODOS DE FALLA:

a) OBSERVACIONES GENERALES EN LAS CAUSAS Y EFECTOS DE LOS AGRIETAMIENTOS.- El desarrollo de grietas en un sistema pórtico-muro depende de las propiedades del material, dimensiones del pórtico y del muro y de la magnitud del corte, momento , y cargas axiales en la estructura. Las relaciones de estos factores determinan la naturaleza de las grietas, las cuales pueden ocurrir en el pórtico-muro compuesto.

Para el caso particular de pórticos con muros de albañilería de relleno, las características físicas de la albañilería influencian la orientación cuando se inician las grietas en los muros. La adherencia entre ladrillos y mortero limitan la fuerza que puede transmitirse a través de la albañilería antes del agrietamiento.

Cuando se forman las grietas, siguen comunmente trayectorias a través del mortero. También, la integridad de las juntas de mortero a lo largo de la intercara del muro y pórtico afecta la compatibilidad y transferencia de corte entre muro y pórtico.

Las grietas que se pueden formar en un sistema pórtico-muro se pueden idealizar como se observa en la fig. II-5. Las grietas en la columna a tensión del pórtico, marcada por (1), resultan de esfuerzos de tensión axial y flexión en la columna. La grieta horizontal que se extiende a través de la base del sistema, marcada por (2), resulta primero de esfuerzos de flexión so-

bre la sección transversal. Este tipo de agrietamiento se llamará "agrietamiento en flexión". La grieta diagonal horizontal, marcada por (3), resulta primero de esfuerzos de corte actuando en el muro. Este modo de falla se llamará "agrietamiento por cortante".

La formación de grietas causa una disminución en la rigidez de la estructura la que se refleja en una disminución en la pendiente de la relación carga-deflexión para la estructura. La relación idealizada carga-deflexión, mostrada en la fig. II-6, ilustra la influencia de diversos tipos de agrietamiento en la respuesta de la unidad pórtico-muro. El orden cronológico de la formación de grietas, mostrado en la fig. II-6, es una secuencia encontrada en algunas pruebas hechas por FIORATO y otros (1), y no es necesariamente universal. La respuesta observada en las pruebas indican que los cambios significativos en la respuesta de las estructuras se iniciaron cuando se formaron grietas en los muros, aunque las grietas pueden desarrollarse primero en el pórtico. Esta observación es razonable considerando la gran contribución del muro a la rigidez inicial de la estructura.

b) MECANISMO DE FALLA POR FLEXION.- El mecanismo de falla por flexión de un sistema pórtico-muro sujeto a carga lateral progresiva es muy similar a la falla en flexión de una viga de concreto. Así, el colapso puede ocurrir como resultado de la fluencia de la columna en tensión o falla en el concreto de la columna en compresión.

Una falla por flexión es más probable que ocurra por la fluencia de la columna en tensión, como se muestra en la Fig. II-7a.

También ciertos rasgos del mecanismo, tales como un cambio en la distribución de deformaciones, pueden ser diferentes de a-

quellos observados en vigas monolíticas, la resistencia del sistema es controlada directamente por la fuerza que puede desarrollarse en la columna de tensión y la distancia de la columna en tensión a la de compresión.

La falla en el muro de relleno se manifiesta por la presencia de grietas horizontales, principalmente en las juntas inferiores en el lado donde está aplicada la carga. En la columna se manifiesta por la presencia de grietas a lo largo de casi toda la sección. La configuración de agrietamiento se puede ver en la fig. II-8.

c) MECANISMO DE FALLA POR CORTE.-

c-1) Sistema "pórtico-arriostre-articulado".- El patrón de agrietamiento indica que luego de la formación de grietas por cortante en el muro, la porción baja de la columna en tensión es arriestrada por el segmento inferior del muro. El segmento superior del muro forma una ménsula en la intersección de la columna en compresión con la viga superior del pórtico. Hay entonces una tendencia para la porción no arriestrada de la columna de flexionarse alrededor de los segmentos de muro. Las riostras reducen la altura efectiva de las columnas permitiendo tomar cargas mayores.

La capacidad de las columnas arriestradas y la fuerza desarrollada a través de fricción del panel de muro, representa el más importante mecanismo de transmisión de carga del sistema. En la fig. II-9 se muestra la idealización del sistema.

c-2) Falla de columnas.- La falla del sistema es iniciada por la aparición de una grieta por corte que separa el muro en dos partes, como se muestra en la fig. II-7b. La presencia de grietas no es causa suficiente para la falla por corte. Si el mecanismo resultante, pórtico-arriostre-articulado, tiene resisten

cia adecuada el sistema puede aún fallar en flexión.

El mecanismo de falla por corte involucra falla individual en las columnas en flexión o en corte. Porciones de ambas columnas pueden desarrollar rótulas de fluencia, permitiendo un mecanismo plástico, ver fig. II-7c, o, si la resistencia en flexión de la columna como se cargó es menor que su resistencia al corte, ambas columnas pueden fallar en corte, ver la fig. II-7d. En pruebas hechas por FIORATO y otros (1), se han observado también mecanismos que encierran combinación de falla de corte y flexión en columnas.

c-3) Falla de panel de muro.- La forma típica en que se presenta la falla por corte de un muro es a través de una grieta diagonal, la cual puede ser de dos tipos; dependiendo de las características de los materiales y de la distribución de los esfuerzos. Puede ser una grieta de tracción que atraviese indistintamente los ladrillos y el mortero, como se muestra en la fig. II-10, la cual sucede cuando la adherencia en las juntas es muy buena y si existe una carga vertical alta, que restringe por fricción el deslizamiento en las juntas. El otro tipo de grieta diagonal se debe al deslizamiento de los ladrillos sobre las juntas, por efecto de esfuerzos tangenciales, ver en la fig. II-11, esto ocurre cuando la adherencia entre el mortero y la pieza es baja; bajo carga vertical este tipo de falla no es usual, ni tampoco en muros alargados.

TABLA II-1.- RIGIDEZ DE MUROS ENSAYADOS EN COMPRESIÓN DIAGONAL

Frente	Identificación	(ref. 2)		$f_m, E, G = V/\gamma$		
		Pieza	Estructuración	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
Instituto de Ingeniería ¹	301	Bloque concreto	Rfzo. Int	60	50,000	6 000
	302	Bloque concreto	Rfzo. Int	60	50,000	4 400
	303	Bloque concreto	Rfzo. Int	60	50,000	4 600
	307	Bloque concreto	Rfzo. Int	60	50,000	6 000
	305	Tab. hueco	Rfzo. Int.	50	20,000	1 900
Inst. de Ingeniería ²	709	Tab. hueco	Rfzo. Int	50	20,000	3 100
	804	Tab. macizo	castillos	30	10,000	1 300
Instituto de Ingeniería ⁷	I 103	Tab. recocido	castillos	23	8,000	2 500
	II 103	Tab. recocido	castillos	46	50,000	12 000
	II 129	Tab. recocido	castillos	26	12,000	6 700
	III 129	Rejilla	castillos	86	48,000	6 700
	VI 103	Rejilla	castillos	212	130,000	13 000
	VI 129	Rejilla	castillos	150	50,000	4 000
	IV 103	Panal	castillos	108	44,000	4 100
	V 103	Hueco	castillos	74	33,000	11 000
	V 129	Hueco	castillos	63	48,000	7 300
VIII 103	Hueco	castillos	121	81,000	5 600	
IX 103	Hueco	castillos	84	43,000	5 200	
Jorquera ²⁴	Ch6S	Tab. recocido	castillos	15	---	3 500
	R35	Rejilla	castillos	98	---	6 500
	R6S	Rejilla	castillos	33	---	6 500
	M3S	Prens. macizo	castillos	103	---	2 200
	B3S	Bloque concreto	Rfzo. Int	54	---	8 000
Scrivener ¹⁵	C1	Bloque concreto	No reforzado	90	---	10 000

TABLA II-2.- VALORES DE DISEÑO DE LAS PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA (ref. 2)

Tipo de pieza	Mortero tipo*	f_p^* en kg/cm ²	v_c^* en kg/cm ²	E^* en kg/cm ²	G^* en kg/cm ²
Tabique recocido $f_p^* \geq 40$ kg/cm ²	I	15	4.5	6 000	3 000
	II	15	4.0	6 000	3 000
	III	15	3.5	6 000	2 000
Bloque de concreto tipo pesado $f_p^* \geq 50$ kg/cm ²	I	30	5.0	20 000	5 000
	II	25	4.0	15 000	4 000
	III	25	4.0	15 000	4 000
Tabicón de concreto $f_p^* \geq 35$ kg/cm ²	I	20		10 000	4 000
	II	15		8 000	3 000
	III	15	2.0	8 000	3 000
Tabique extruido huecos verticales $f_p^* \geq 120$ kg/cm ²	I	40	3.0	20 000	6 000
	II	35	2.5	15 000	5 000
	III	30	2.0	15 000	4 000
Tabique extruido panal o rejilla $f_p^* \geq 120$ kg/cm ²	I	40	4.5	20 000	6 000
	II	35	4.0	15 000	5 000
	III	30	3.5	15 000	4 000
Tabique sílico-calcáreo $f_p^* \geq 150$ kg/cm ²	I	50	5.0	30 000	9 000
	II	40	4.5	25 000	8 000
	III	35	4.0	20 000	7 000

f_p^* resistencia en compresión de la pieza

f_m^* resistencia en compresión de la mampostería

v_c^* esfuerzo cortante medio resistente de la mampostería

Todos los esfuerzos sobre área bruta

Morteros Tipo I 1:0:3 Cemento-cal-arena $f_b \geq 150$ kg/cm²
 Tipo II 1:1/2:4 1/2 Cemento-cal-arena $f_b \geq 70$ kg/cm²
 Tipo III 1:1:6 Cemento-cal-arena $f_b \geq 40$ kg/cm²

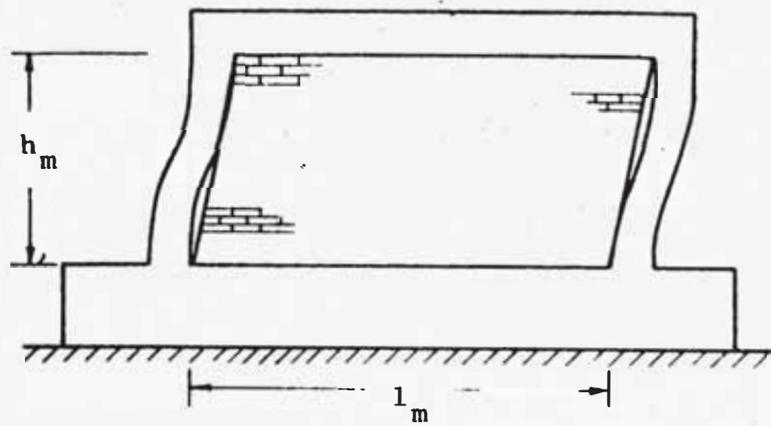
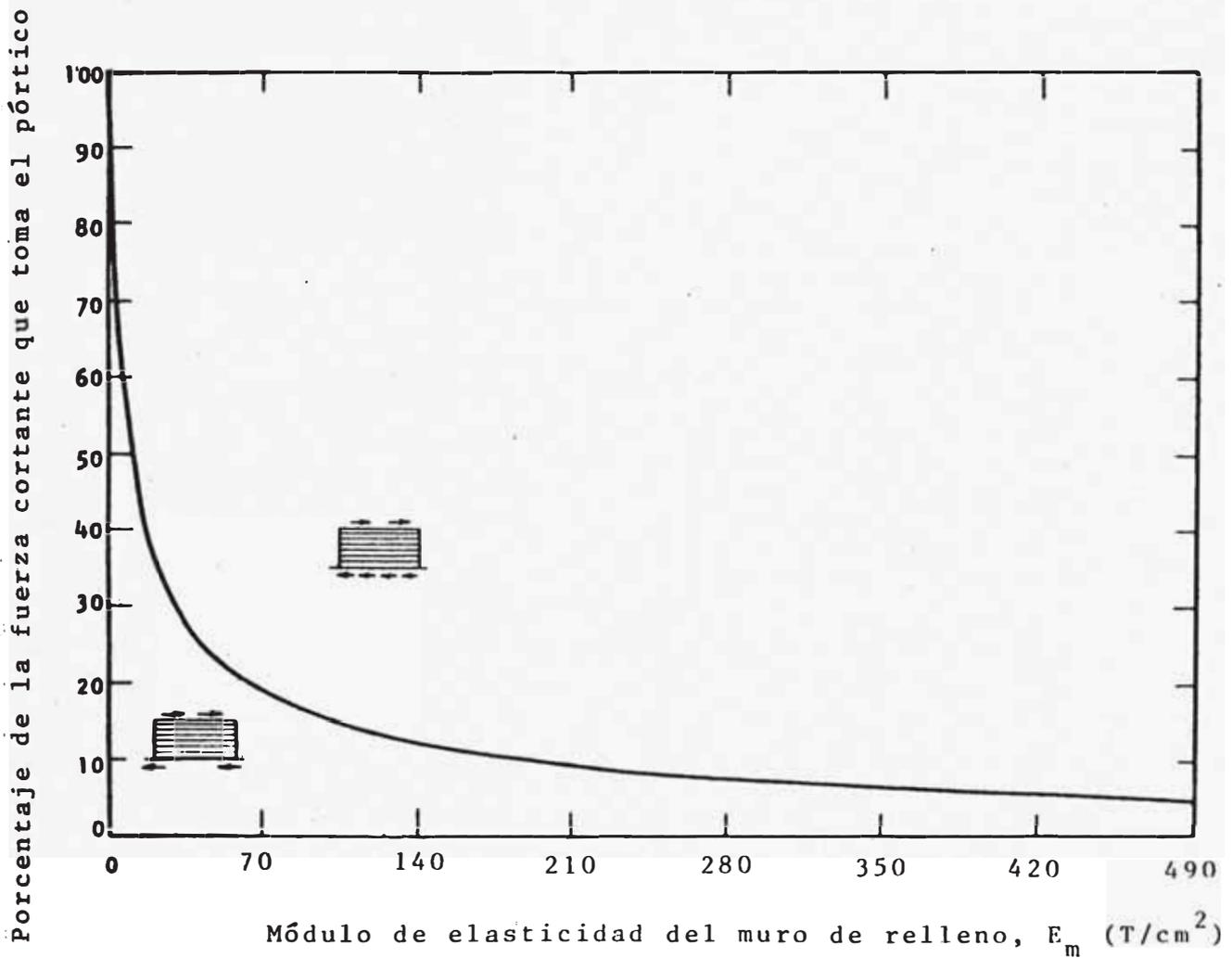


Fig. II-1.- DEFORMADA DEL PORTICO Y DEL MURO

(ref. 1)



II-2.- DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE EN UN SISTEMA PORTICO-MURO

$$E_c = 245 \text{ T/cm}^2$$

(ref. 1)

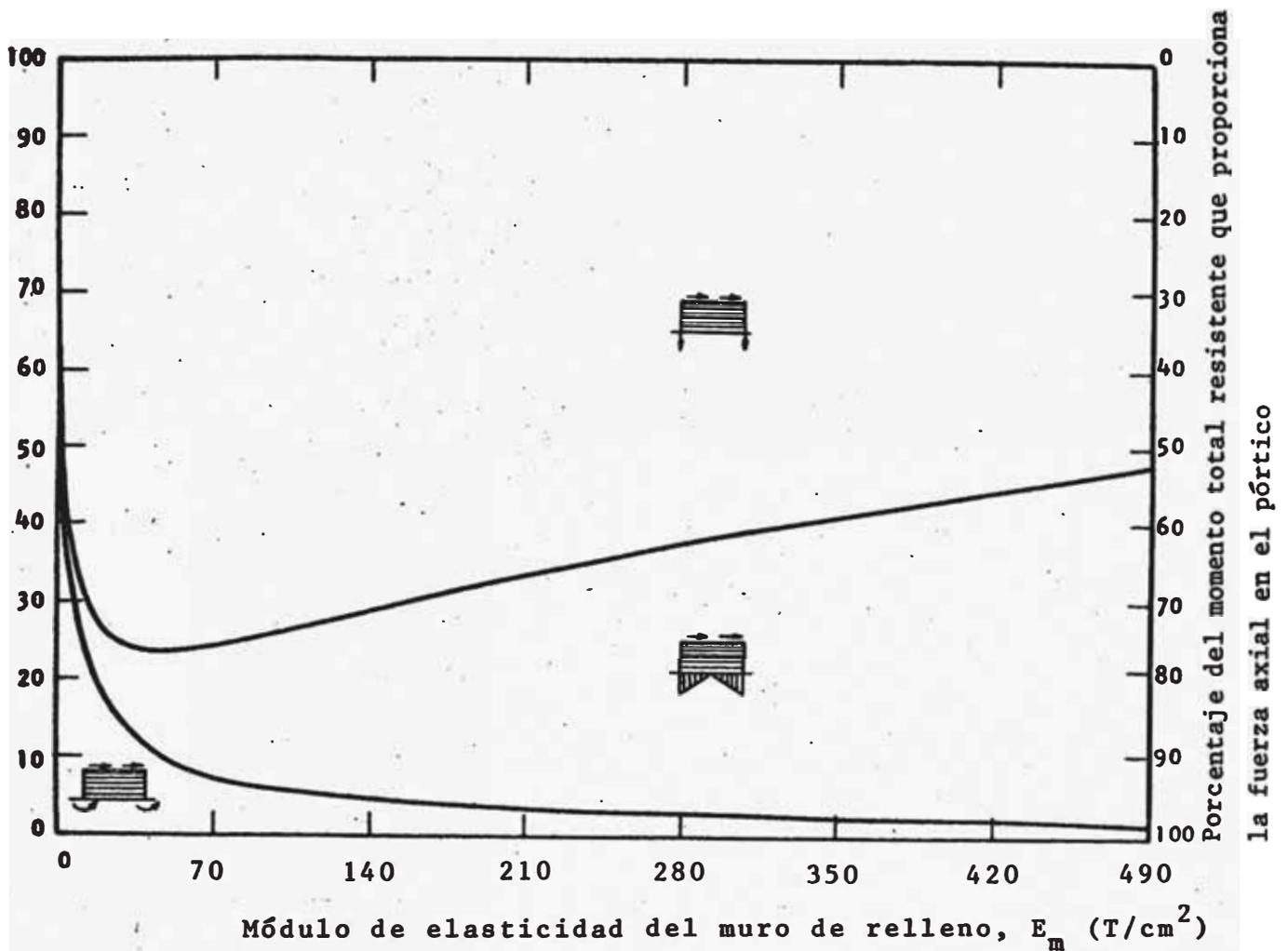


Fig. II-3.- DISTRIBUCION DEL MOMENTO RESISTENTE EN LA BASE, EN UN SISTEMA PORTICO-MURO. $E_c = 245 T/cm^2$
(ref. 1)

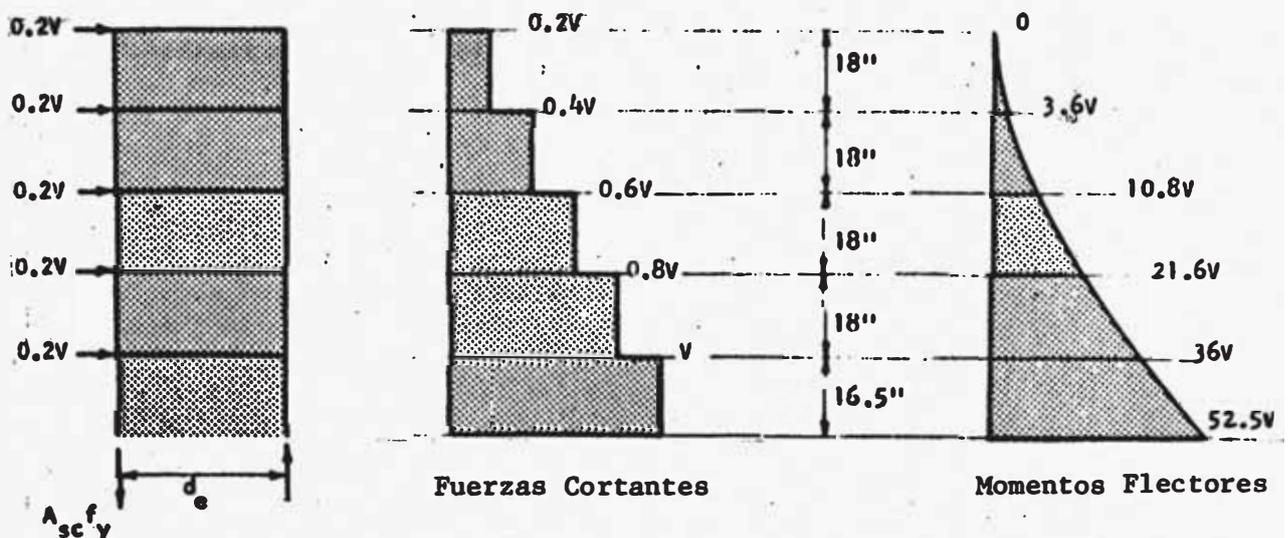


Fig. II-4.- SISTEMA DE FUERZAS PARA HALLAR LA CAPACIDAD DE UN SISTEMA PORTICO-MURO DE 5 PISOS Y UNA CRUJIA, ASUMIENDO "ACCION DE VIGA"

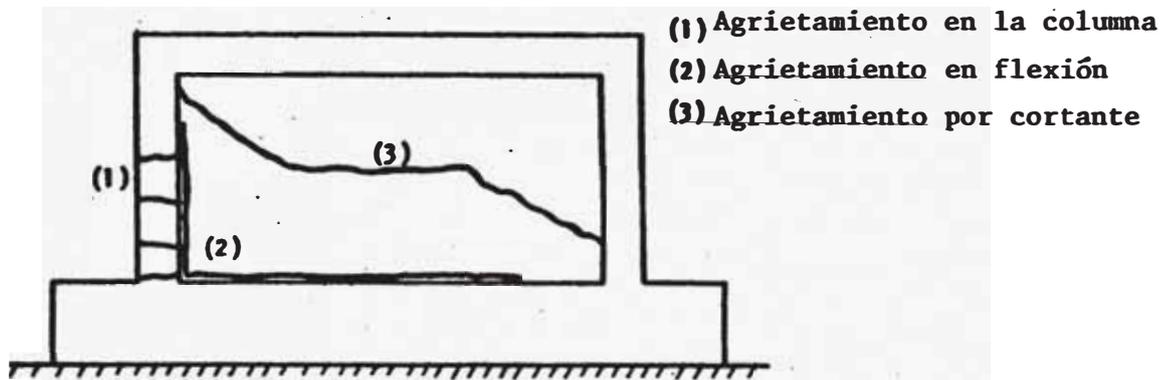


Fig. II-5.- IDEALIZACION DE LOS MODOS DE FALLA PARA UN SISTEMA PORTICO-MURO.

(ref. 1)

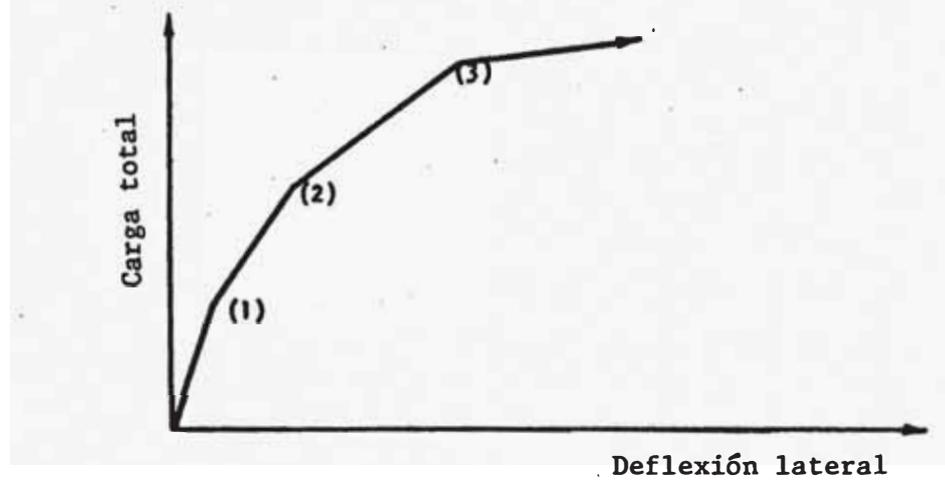


Fig. II-6.- RELACION CARGA-DEFLEXION IDEALIZADA, INDICANDO LA INFLUENCIA DE LOS MODOS DE AGRIETAMIENTO PARA UN SISTEMA PORTICO-MURO.

(ref. 1)

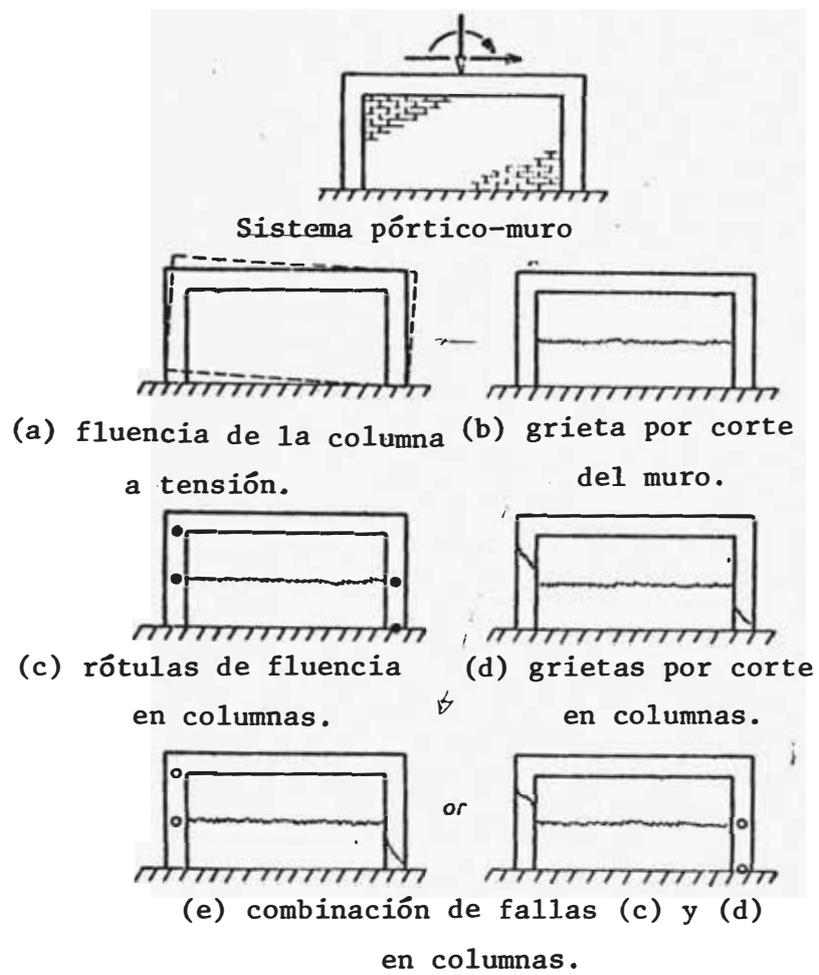


Fig. II-7.- IDEALIZACION DE DIVERSOS MODOS DE FALLA PARA UN SISTEMA SIMPLE PORTICO-MURO (ref. 1)

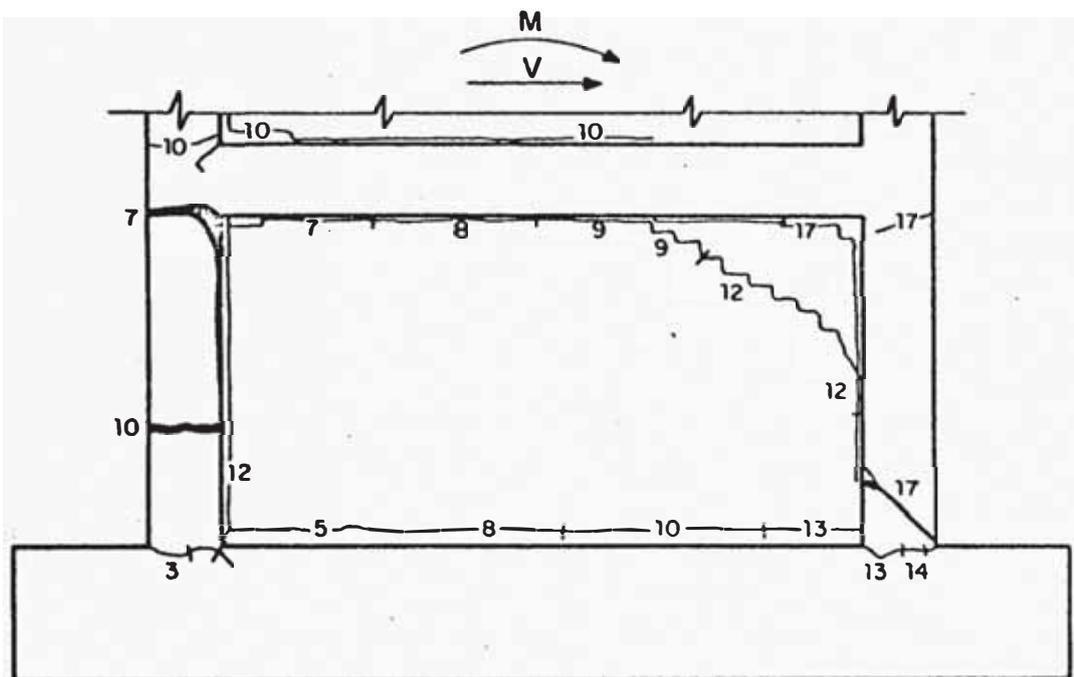
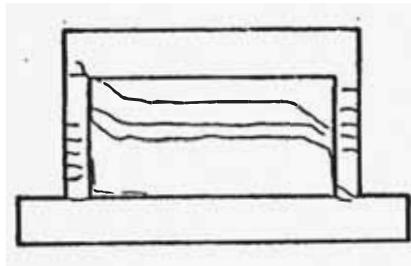
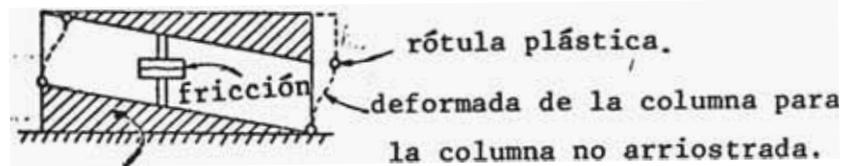


fig.II-8.-CONFIGURACION DE AGRIETAMIENTO PARA FALLA EN FLEXION
(ref. 2)



a) Patrón de agrietamiento para un sistema simple pórtico-muro.



Muro de arriostre idealizado.

b) Modelo hipotético de la respuesta del sistema después del agrietamiento.

Fig. II-9.- SISTEMA "PORTICO-ARRIOSTRE-ARTICULADO"

(ref. 1)

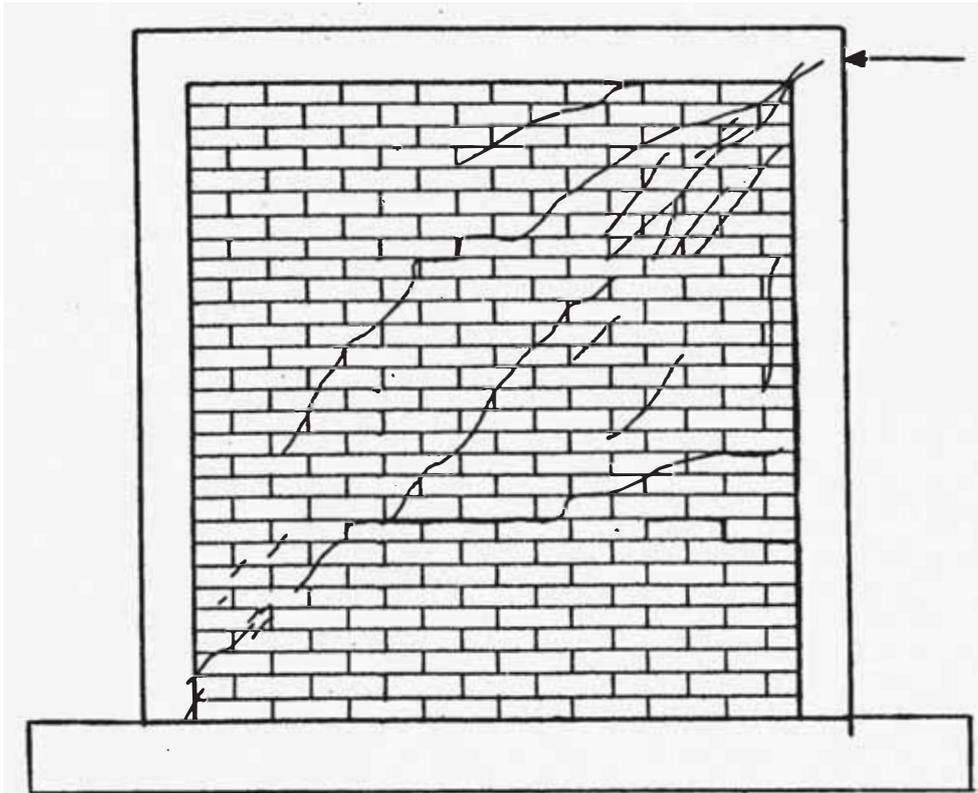


fig. II-10.-CONFIGURACION DE AGRIETAMIENTO PARA FALLA POR LAS JUNTAS.
Y LAS PIEZAS. (ref. 2)

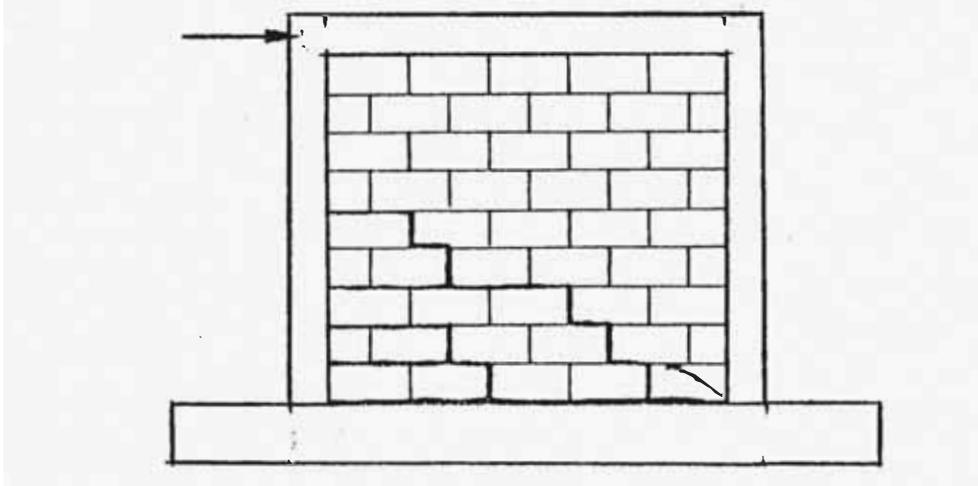


fig. II-11.-CONFIGURACION DE AGRIETAMIENTO PARA FALLA POR LAS JUNTAS.
(ref. 2)

C A P I T U L O III

ANALISIS DE MODELOS ESTRUCTURALES

1.- ANALISIS SIN CONSIDERAR LA INFLUENCIA DE MUROS :

a) GENERALIDADES.- Vamos a considerar que la estructura es como un sistema aporticado, donde sólo trabajan las vigas y columnas, olvidándonos de la existencia de los muros para el análisis estructural, por tanto, presentaré los métodos más usados para el análisis considerando fuerzas laterales.

b) MÉTODOS "APROXIMADOS" (10).- Son útiles para efectuar el análisis preliminar de algunos pórticos. En general no dan resultados satisfactorios para análisis definitivos. En algunos de los métodos se toman en cuenta las rigideces relativas de los elementos; en otros, los elementos mecánicos se determinan sin atender a condiciones de deformabilidad. Entre los métodos conocidos tenemos :

- Método del portal
- Método del voladizo
- Método de Bawman
- Método del factor

c) MÉTODOS "EXACTOS" (10).- Los métodos exactos llevan a una respuesta tan precisa como lo permita la labor numérica que se dedique. Todos ellos se caracterizan en mayor o menor grado por que la convergencia de la solución es mucho más rápida cuando las trabes son rígidas en comparación con las columnas. Todos ellos representan el inconveniente que no consideran la contribución de

las deformaciones por fuerza axial en las columnas. Entre los métodos conocidos están:

- Método de Kani
- Método de distribución en voladizo (Grinter-Tsao).
- Método de Morris
- Método de Maney - Goldberg.
- Método de relajaciones.

d) MÉTODOS MATRICIALES.- Gracias a las computadoras , que tienen la ventaja de almacenar grandes cantidades de información, se han desarrollado métodos matriciales para ser usados por ellas.

Tenemos el llamado método de flexibilidades o de las fuerzas y el método de rigideces o de los desplazamientos, mediante los cuales se resuelven sistemas de ecuaciones que dan el resultado esperado, conocer los esfuerzos y deformaciones en los elementos.

Existen diversos programas standard tales como:

- El Stress
- El Frame.

II) ANÁLISIS CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DE MUROS :

a) CONSIDERACIONES GENERALES.- En estructuras con muros largos en relación con su altura, la rigidez depende esencialmente de las deformaciones de cortante y, para su cálculo, puede emplearse el área bruta del muro y el módulo de rigidez determinado en ensayos de compresión diagonal.

En estructuras con muros más esbeltos, es necesario tomar

en cuenta las deformaciones de flexión, para lo cual deberá considerarse el momento de inercia de la sección transformada y el módulo de elasticidad de la albañilería.

En los métodos de análisis el problema principal es el de considerar en forma adecuada la continuidad entre los diferentes elementos, en particular las restricciones que los sistemas de piso imponen a las deformaciones de los muros.

b) MÉTODOS DE ANÁLISIS.- Existen métodos aproximados, como el del marco equivalente (7), que consiste en idealizar el muro como una columna de momento de inercia y área equivalente, los cuales dan resultados aceptables en la mayoría de los casos.

La forma más confiable es la de recurrir a análisis por elementos finitos en que cada muro es representado por un elemento con condiciones de frontera adecuadas. Existen programas standard para este fin (8).

Para los muros diafragma (aquellos confinados en todo su perímetro por un marco, donde el muro da rigidez y el marco resistencia a carga vertical y flexión), el método más apropiado es el de la diagonal equivalente (6), donde el muro se sustituye por una diagonal de rigidez equivalente y el conjunto se analiza como una armadura.

III) DETERMINACION DEL PROCEDIMIENTO A SEGUIR :

1.- BASES TEORICAS.- Presentaremos las bases teóricas publicadas por B.S. SMITH y C. CARTER (6) para el procedimiento propuesto:

a) CONSIDERACIONES GENERALES.

a-1) Comportamiento ante carga lateral observado en pórticos rellenos.- En primer lugar consideramos el com-

portamiento típico de un pórtico relleno (Sistema pórtico-muro) sometido a una carga lateral severa. Se considera que el pórtico ha sido construido antes que el muro de relleno, por consiguiente no pueden considerarse construidos en forma integral.

Cuando la carga es aplicada, el relleno y el pórtico se separan una gran parte de la longitud de cada lado y sólo permanece en contacto la zona adyacente a las esquinas en los extremos de la diagonal de compresión, como se ve en la figura III-1a. En efecto, el relleno se comporta como arriostre diagonal y puede representarse la estructura análoga, ver la fig. III-1b, con arriostres equivalentes que reemplacen al muro de relleno.

A medida que la carga es incrementada la falla ocurre en el pórtico o en el relleno. Los modos usuales de falla del pórtico son de tensión en la columna sometida a tracción, o de cortante en las columnas o vigas; sin embargo, si la resistencia del pórtico es suficiente para evitar el colapso por uno de estos modos, el aumento de la carga produce finalmente la falla del muro de relleno.

Si el muro de relleno es de concreto, fallas sucesivas, iniciadas por grietas a lo largo de la diagonal en compresión y luego por aplastamiento cerca de una de las esquinas cargadas o sólo por aplastamiento conducirán al colapso; sin embargo, si el muro de relleno es de albañilería de ladrillo, podría presentarse una posibilidad alternativa de falla por cortante a lo largo de planos del mortero.

a-2) Longitud de contacto y parámetro de rigidez relativa.- Se ha determinado experimentalmente que la rigidez y resistencia diagonal de un panel de relleno depende no sólo de sus dimensiones y propiedades físicas; sino también de su longitud de contacto con el pórtico circundante. Esta longitud de contacto, α , está

gobernada por la rigidez relativa del relleno al pórtico y está dada aproximadamente por la ecuación:

$$\frac{\alpha}{h_c} = \frac{2\pi}{2\lambda h_c} \text{ ----- (1)}$$

Donde : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m e \cdot \text{sen } \theta}{4 E_c I_c h_m}} \text{ ----- (2)}$

Es evidente la similitud del parámetro λ al usado en la teoría de "vigas sobre cimentación elástica".

El parámetro de rigidez relativa, λh_c , proporciona una llave para la estimación del comportamiento de un pórtico relleno y por eso asume un importante rol en el desarrollo y presentación de los métodos para predecir su rigidez y resistencia. La longitud de contacto, la rigidez del relleno y la resistencia y secuencia de los modos de falla pueden todos expresarse como una función de λh_c ya sea de la forma algebraica o gráfica.

En una investigación experimental de este problema se encontró que para estructuras de varios pisos la variable importante en la rigidez y resistencia del muro de relleno es la rigidez de la columna. Se ha demostrado que variaciones en la rigidez de vigas tiene poco efecto en el comportamiento de la estructura; por consiguiente, este factor puede ser despreciado razonablemente. Esta carencia de influencia está probablemente relacionada a la observación de que independiente de la rigidez de la viga, la longitud de contacto de viga es siempre aproximadamente la mitad del tramo.

Por lo tanto, considerando α , como la longitud de contacto en la columna, se usa la ecuación (1) para plotear α/h_c como una función de λh_c , como se muestra en la fig. III-2.

b) RIGIDEZ LATERAL DE PORTICOS RELLENADOS.-

b-1) Ancho efectivo de arriostre equivalente.- Usando la longitud de contacto conocida entre el relleno y el pórtico, es posible hacer una serie de análisis de esfuerzos para paneles cargados diagonalmente por fuerzas de compresión con distribución de interacción sobre diferentes longitudes de contacto, α , en las columnas y una longitud de contacto constante en las vigas (mitad del tramo). Se asume en el relleno distribución triangular de interacción de compresión y corte actuando sobre la longitud de contacto, y se aplica el método de diferencias finitas para resolver la ecuación biarmónica en los nudos de una red sobre el relleno. De cada análisis de esfuerzos son calculadas las deformaciones a lo largo de la diagonal cargada y deducido el ancho de arriostre equivalente en términos del parámetro a/d . Así tenemos un arriostre del mismo material y espesor que el muro de relleno, y longitud igual a la diagonal del muro de relleno.

b-2) Influencia de la variación en módulo de elasticidad.- El módulo de elasticidad del concreto no es constante sino decrece con el incremento de esfuerzo; el efecto de esta variación en la reducción de la rigidez diagonal del relleno es significativa, por lo que es importante establecer el valor modificado del módulo de elasticidad en cada punto a lo largo de la diagonal donde se calcula el esfuerzo. Cuando se carga diagonalmente un panel ocurren variaciones considerables a lo largo de la diagonal cargada, así se presentan esfuerzos extremadamente altos en las esquinas relativas a aquellas que se presentan en el centro de la diagonal. Se puede determinar el ancho de arriostre equivalente para un esfuerzo particular calculando las deformaciones con el valor apropiado del módulo de elasticidad tangente.

El ancho efectivo resultante no es un valor constante para un relleno particular sino que decrece a medida que la carga se

incrementa. Cuando se empieza a aplicar la carga, el ancho de arriostre es el obtenido de asumir que el módulo de elasticidad del material de relleno es constante, igual al módulo de elasticidad inicial. A medida que se incrementa la carga aumentan también los esfuerzos en el panel, hasta que finalmente el esfuerzo máximo en la esquina es igual a la resistencia última a compresión del concreto; cualquier incremento de carga más allá de este valor causa fluencia del panel. A este estado se puede determinar el ancho de arriostre asumiendo la deformación en la esquina cargada aproximadamente igual a la deformación de falla por compresión en una relación idealizada no lineal de esfuerzo-deformación y modificando el diagrama de deformación diagonal a lo largo de toda su longitud de acuerdo a la curva idealizada. Puede determinarse una relación aproximada en función del parámetro λh_c entre la resistencia a la compresión del panel y la carga teórica que causa fluencia elástica en la esquina obtenida de un análisis elástico apropiado de esfuerzos, como se muestra en la figura III-3. Así, el ancho efectivo puede presentarse gráficamente para cualquier carga aplicada expresada como una proporción de la resistencia última del panel.

Para diversas proporciones de paneles están ploteadas curvas de a/d en función del parámetro λh , como se muestra en la fig. III-4. Se tienen valores para el ancho de arriostre equivalente inicial cuando la carga se empieza a aplicar de $R/R_c=0$, y para cuando la carga se ha elevado a proporciones de la carga de falla a compresión del panel de $R/R_c = 1/2$ y $R/R_c = 1$. Puede interpolarse los valores intermedios. La curva que define el valor límite inferior del ancho efectivo es aquel que corresponde a la carga de fluencia en el panel. Deberá notarse que el valor límite que permita un factor de seguridad adecuado corresponde en la práctica a un valor de R/R_c entre $1/8$ y $1/4$.

Tenemos que el ancho de arriostre equivalente depende no

sólo de la longitud de contacto y de las proporciones del panel, sino también de las características esfuerzo-deformación del material de relleno y del valor de la carga diagonal en el panel como una proporción de la carga de falla de compresión diagonal; por lo tanto variará a lo largo de todo el rango de carga.

Si se usan paneles de sección similar en un pórtico de varios pisos sometidos a carga horizontal, los esfuerzos del panel se reducirán con el aumento del nivel (sobre la base) en el edificio; por consiguiente el ancho de arriostre equivalente se incrementará con la altura.

b-3) Paneles de relleno de albañilería.- Debido a que la albañilería sometida a compresión muestra características esfuerzo-deformación aproximadamente similares al concreto, los valores dados en la fig. III-4, para a/d pueden utilizarse también para paneles de relleno de ladrillo, siempre usando un valor apropiado para el módulo de elasticidad inicial.

b-4) Análisis de pórticos.- Otro efecto del relleno en el pórtico es reducir sustancialmente los momentos flexionantes con respecto al pórtico sin relleno. Para comparar se pueden observar los momentos en la fig. III-5, obtenidos de un análisis considerando el pórtico relleno y otro sin rellenar. La marcada reducción en flexión sugiere que puede llevarse a cabo una adecuada predicción de la rigidez horizontal ignorando la flexión en los miembros del pórtico y considerando solamente las fuerzas directas en el pórtico y en los arriostres diagonales equivalentes. Esto permite el cálculo más simple del desplazamiento para determinar la rigidez horizontal (6).

Cuando se incrementa el número de pisos en un edificio, las fuerzas axiales tienen mayor importancia que la flexión en los miembros del pórtico, de este modo se justifica el u

so de un análisis simple de pórtico equivalente.

b-5) Comparación con resultados experimentales.-En la fig. III-6, se muestra la comparación entre la rigidez teórica y experimental de un modelo de pórtico de un piso y una cruja cuadrada, se ha ploteado la rigidez como una función del parámetro λh_c . Se ven dos curvas: la primera es aquella obtenida por un análisis de energía de deformación para fuerzas axiales y flexión en los miembros, resultando de la interacción sobre las longitudes de contacto; la segunda es aquella obtenida despreciando toda flexión en los miembros del pórtico, considerando sólo fuerzas axiales. La similitud de las curvas, junto con los resultados experimentales, muestran nuevamente lo adecuado del método simple del pórtico equivalente despreciando flexión en los miembros.

b-6) Determinación de la rigidez de pórticos rellenos de varios pisos.- El ancho de arriostre equivalente para cada panel en edificios de varios pisos varía con la aplicación de carga y, consecuentemente, la rigidez de la estructura decrece a medida que se incrementa la carga lateral. Para cualquier valor de la carga puede determinarse la rigidez del pórtico equivalente tomando aproximadamente los anchos equivalentes de arriostres diagonales de dichas cargas; para su cálculo podemos informarnos de B.S. SMITH y C. CARTER (6).

c) RESISTENCIA LATERAL DE PORTICOS RELLENADOS.

c-1) Pórtico.- Para estimar la resistencia lateral de un pórtico relleno es necesario encontrar el más débil de los diversos modos de falla del pórtico y relleno. Los modos posibles de falla del pórtico incluyen la falla por tensión de la columna sometida a tracción y la falla por cortante de columnas y vigas, y sus conexiones.

Un método aproximado para determinar la resistencia

de estos modos es analizar las fuerzas en un pórtico articulado equivalente sometido a carga lateral conocida, asumiendo el relleno reemplazando por un arriostre diagonal. La carga de tensión calculada en la columna sometida a tracción y los componentes de cortante de la carga en los arriostres diagonales pueden ser comparados luego con las respectivas resistencias de columnas, y conexiones.

c-2) Relleno de concreto.- Si el pórtico posee adecuada resistencia, el relleno de concreto fallará por uno o ambos de los siguientes modos:-

- a) Grieta de tensión a lo largo de la diagonal cargada
- b) Aplastamiento de una esquina del panel en un extremo de la diagonal de compresión o, en el caso de un pórtico relativamente muy rígido, aplastamiento sobre una región interior del relleno.

Si se presentan grietas de tensión, no implica normalmente falla completa del panel desde que es posible incrementar más la carga y, aún evitar la posibilidad de una falla del pórtico, para producir finalmente un modo de falla del relleno por compresión.

c-3) Agrietamiento diagonal.- La fuerza diagonal necesaria para producir grietas en el relleno es aquella que produce un esfuerzo de tensión principal máximo en el relleno igual al esfuerzo de falla en tensión del material de relleno. Por tanto, de los valores de esfuerzo de tensión principal máximos, que se han obtenido en términos de la longitud de contacto, y de la relación conocida entre la longitud de contacto y el parámetro λh_c , se han construido las curvas mostradas en la fig. III-3, para predecir la resistencia al agrietamiento diagonal como una función de

λh_c para rellenos de diversas proporciones.

Se ha adoptado $f'_t = 0.1 f'_c$ como un valor razonable para el concreto; esto permite que el parámetro básico para expresar la resistencia al agrietamiento, $R_t / f'_t h_m e$, pueda ser convertido a $R_c / f'_c h_m e$ y así comparar en el mismo gráfico las curvas de falla por agrietamiento y por compresión. La fig. III-3, muestra que a mayor proporción longitud: altura del relleno, o menor valor del parámetro λh_c , así por ejemplo a mayor rigidez de la columna relativa al relleno, mayor será la resistencia al agrietamiento diagonal del relleno.

c-4) Falla por compresión. - La carga de este modo de falla es gradual y es acompañado por un rápido incremento de deflexión; por tanto, el colapso se puede deber a un tipo de falla plástico del relleno. Experimentalmente se ha observado que la región de esquina del relleno donde tiene lugar el aplastamiento se extiende generalmente a lo largo de la columna sobre la longitud de contacto, $e \ll$. Gracias a esto los autores (6), proveen una fórmula en correlación a los ensayos realizados para la resistencia a compresión diagonal incluyendo α :

$$R_c = \alpha . e . \sec \theta . f'_c \text{ ----- (4)}$$

Sustituyendo la ecuación (1) en (4) tenemos en la forma adimensional:

$$\frac{R_c}{f'_c h_m e} = \frac{\pi}{2 \lambda h_c} . \sec \theta \text{ ----- (5)}$$

Ahora puede plotearse para diversas proporciones de paneles y en función del parámetro λh_c la resistencia a la compresión, expresada por el parámetro, $R_c / f'_c . h_m . e$, como se muestra en la fig. III-3. Para determinar y comparar R_t y R_c puede usarse el gráfico de la fig. III-3, ya que se pue-

de calcular el parámetro λh_c para cualquier pórtico relleno.

c-5) Relleno de albañilería.- Cuando un pórtico relleno es sometido a cargas severas, la falla del relleno puede ocurrir por cualquiera de los siguientes modos:

- 1) Agrietamiento por cortante a lo largo de las juntas entre ladrillos y mortero.
- 2) Agrietamiento por tensión a través de las juntas de mortero y albañilería.
- 3) Aplastamiento local de la albañilería u mortero en una de las esquinas de compresión del relleno.

Los modos de falla (2) y (3) son similares a los que ocurren en paneles relativamente homogéneos de concreto. Sin embargo, un panel de albañilería unido con mortero introduce el modo adicional e importante (1).

c-6) Resistencia al corte por adherencia.- La resistencia de la albañilería a esfuerzos cortantes es comunmente considerada proporcionada por la acción combinada de la resistencia al corte por adherencia y por la fricción entre la albañilería y el mortero. Por tanto, para estimar la carga última que ocasione una falla por cortante, es necesario conocer :

- 1) Los esfuerzos de corte horizontal y de compresión vertical que una carga severa induce en el panel.
- 2) La resistencia al corte por adherencia, v_a , entre la albañilería y mortero.
- 3) El coeficiente de fricción interna, f , entre la albañilería y el mortero.

Cuando se aplica un esfuerzo de compresión vertical a

la albañilería, se incrementa la resistencia al corte debido al incremento de fricción entre la albañilería y el mortero. Si el relleno es de ladrillo sólido la resistencia al corte depende en un grado aproximadamente igual de la resistencia al corte por adherencia y la fricción interna, así como para ladrillos perforados la resistencia depende primero del valor de la resistencia al cortante por adherencia.

Para ladrillos sólidos los ensayos muestran que el coeficiente de fricción interna, f , varía de 0.6 a 1.7, con un valor típico de 0.7; por otro lado para ladrillos perforados se ha encontrado un valor promedio mucho menor de 0.15. Es conveniente notar que para ladrillos sólidos se ha encontrado que el coeficiente de fricción interna es independiente de la resistencia del mortero. Los valores para fricción interna pueden variar considerablemente por el estado de la superficie de los ladrillos, y B. S. SMITH y C. CARTER (6), sugieren tomar valores de f de 0.6 para ladrillos sólidos y 0.0 para ladrillos perforados. Estos valores se dan como una guía aproximadamente conservadora para trabajos en albañilería, para ladrillos conocidos se usarán valores mayores.

Siendo R , la carga diagonal que ocasiona la falla por cortante de un panel de proporciones particulares de longitud: altura, puede plotearse $R_s/v_a \cdot h_m \cdot e$, como una función del parámetro λh_c , como se ve en la fig. III-7. Las curvas se dan para valores de f de 0.0 y 0.6; dichos valores se pueden usar para determinar la resistencia del modo de falla por cortante.

c-7) Resistencia a tensión diagonal de la albañilería

La resistencia a tensión de la albañilería se puede asumir igual a la resistencia a tensión del mortero en los casos donde el mortero tenga una resistencia a la tensión menor que la del ladrillo (11). Se puede plotear curvas para la resistencia a tensión

diagonal de la albañilería en función del parámetro λh_c , expresado por los parámetros adimensionales $R_t/f'_t h_m e$, como se ve en la fig. III-8. Así se puede obtener la resistencia para el modo de falla por tensión.

c-8) Falla a compresion de la albañilería.- Debido a la debilidad de los modos de falla de cortante y tensión con respecto al de compresión, tenemos que es improbable que la falla por compresión ocurra en la albañilería; pero para examinar su significado para cualquier caso particular, B.S. SMITH y C. CARTER (6), estiman en forma conservadora que puede encontrarse la carga a la cual se presenta la falla por medio del gráfico de la fig. III-3, tomando una resistencia a la compresión para la albañilería igual a la resistencia a compresión del mortero, f'_c .

c-9) Aplicación a paneles de albañilería - Para estimar la carga a la que pueden empezar a aparecer las grietas en un panel de albañilería, es necesario verificarlos dos modos más probables de falla, cortante por adherencia y tensión diagonal, el menor será el más crítico.

La aparición de grietas de falla iniciales no implica necesariamente el colapso inminente. Realmente, la estructura puede soportar una considerable carga adicional antes que el relleno se desintegre lo suficiente para que ocasione el colapso completo. Desde un punto de vista práctico, la aparición de éstas grietas iniciales no serán aceptables por lo que su ocurrencia define la falla.

2.- PROCEDIMIENTO SEGUIDO.-

a) OBTENCION DE LAS FUERZAS LATERALES.-

a-1) Análisis Modal.- Para poder realizar el análisis modal de una estructura, se requiere conocer su matriz de masa, $[M]$, y la matriz de rigidez, $[K]$.

Para obtener la matriz de masa, $[M]$, basta conocer la masa que se tiene en cada piso; esta matriz es diagonal, y para una estructura de cuatro pisos tiene la forma:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix}$$

Para obtener la matriz de rigidez, $[K]$, se requiere conocer la constante de resorte equivalente por piso. Así, para columnas biempotradas se calcula por:

$$K_c = \frac{12 \cdot E_c \cdot I_c}{h_c^3}$$

Para muros de albañilería se calcula por:

$$K_m = \frac{A_m \cdot G_m}{k \cdot h_m}$$

donde:

k = coeficiente de forma (usar $k = 1.2$).

La constante de resorte equivalente por piso se obtiene sumando las constantes de resorte de cada elemento que se encuentre en el piso; la matriz de rigidez para una estructura cualquiera es una matriz banda, y para una edificación de cuatro pisos tiene la forma:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1+K_2 & -K_2 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3+K_4 & -K_4 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4 \end{bmatrix}$$

Teniendo $[M]$ y $[K]$ se sabe:

$$([K] - (\omega)^2[M]) \{ \phi \} = 0$$

donde:

$\{ \phi \}$ = es el vector de la forma de modo, que no puede ser el vector nulo.

luego:

$$| [K] - (\omega)^2 [M] | = 0$$

Da como resultado las frecuencias y con las que se obtiene los períodos, T ; y luego el vector $\{ \phi \}$.

Para efecto de la tesis se ha empleado un programa de computación para obtener el período, T , la frecuencia, ω , el factor de participación de modo, F.P.M., y las formas de modo, $\{ \phi \}$; $\{ \phi \}$ está normalizado al último piso.

a-2) Fuerzas Sísmicas. - La distribución de las fuerzas sísmicas en cada nivel es proporcional a la forma de modo de vibración normalizado, y la forma de modo para una estructura dada no depende en forma significativa de las propiedades mecánicas de la albañilería, las cuales sólo intervienen en la resistencia de la estructura; es por esto que para todos los casos de estudio en que sólo se varía las propiedades mecánicas de la albañilería se van a tener las mismas fuerzas sísmicas, debido a que los períodos obtenidos en nuestra estructura (de cuatro pisos) es siempre menor de 0.5 seg., y la aceleración en la base será la misma.

Hallaremos las fuerzas sísmicas para los cuatro modos y luego calcularemos la fuerza de diseño.

El cortante en la base para un modo, i , se calcula por:

$$V_B^i = FPM_i \cdot M_{efec_i} \cdot S_{a_i}$$

donde:

$$M_{efec_i} = \sum_{\alpha:1}^n m_{\alpha} \phi_{\alpha}^i$$

$$S_{a_i} = \frac{IS}{R_D} C.g \quad (12)$$

La fuerza en un nivel, α , y modo, i , se calcula por:

$$F_{\alpha}^i = \frac{V_B^i \cdot \phi_{\alpha}^i \cdot m_{\alpha}}{\sum_{\alpha:1}^n \phi_{\alpha}^i m_{\alpha}}$$

La fuerza de diseño para un nivel, α , es:

$$F_{D\alpha} = \frac{1}{2} \left(\sum_{i=1}^n F_{\alpha}^i + \left[\sum_{i=1}^n (E_{\alpha}^i)^2 \right]^{1/2} \right)$$

Hay que verificar que el cortante en la base hallado del método dinámico sea mayor que el 80% del hallado por el método estático, el cual se determina por:

$$H = \frac{IS}{R_D} C. P \quad (12)$$

En caso de ser el cortante hallado por el método dinámico menor que el 80% del hallado por el método estático, usar el 80% del hallado por el método estático, distribuyendo luego las fuerzas como en el método dinámico.

b) OBTENCION DE LAS FUERZAS EN LOS ELEMENTOS.-

b-1) Armadura de una cruzía.- El método de B.S. SMITH y C. CARTER (6), analiza la estructura equivalente como una armadura, donde el muro de relleno se reemplaza por una diagonal. Para facilitar los cálculos, se hará considerando la estructura de una cruzía, donde se ha desarrollado las fórmulas para hallar los esfuerzos en cada miembro, indicando si son tracciones o compresiones. Luego se tiene, para una edificación de cuatro pisos, caso que estamos estudiando, con el primer piso de altura diferente al resto de pisos que son típicos, los esfuerzos que se muestran en la fig. III-9.

Para el efecto de verificación de la resistencia nos interesa el valor máximo de la tracción en columnas y la compresión máxima en la albañilería. Así tenemos que la tracción máxima en columnas

es, para cuatro pisos:

$$\left((3h_t + h_1) + (2h_t + h_1)\phi_3^1 + (h_t + h_1)\phi_2^1 + h_1\phi_1^1 \right) \frac{F_{D4}}{l_p}$$

Para la compresión máxima sobre la albañilería se tiene:

$$\left(\frac{d_1}{l_p} \right) (1 + \phi_3^1 + \phi_2^1 + \phi_1^1) F_{D4} \text{-----} (6)$$

b-2) Influencia del número de crujiás.- Para averiguar la relación que existe en el cambio de número de crujiás con respecto al análisis de una sola, se resolvieron estructuras con dos y tres crujiás por medio de un programa de computación, que dio por resultado :

1.-) Caso de dos crujiás: Analizando las dos crujiás con las fuerzas de inercia normalizadas al último piso y analizando una crujiá con la mitad de dichas fuerzas de inercia, y para mayor aproximación las fuerzas de inercia distribuídas al 50% en cada extremo del piso dieron como resultado las fuerzas que se muestran en las fig III-10c y fig. III-10a.

Poniendo atención a las dos fuerzas que nos interesan vemos en el caso de la fuerza de tracción en la columna más solicitada, que se halla en el primer piso, se tiene que analizando las dos crujiás nos da un valor igual al 99% del calculado para una sola y para la fuerza de compresión en el muro de relleno más solicitado, que también se encuentra en el primer piso, se tiene que la fuerza encontrada analizando las dos crujiás es 30% mayor que la hallada considerando una sola.

2.-) Caso de tres crujiás: Analizando las tres crujiás con

Las fuerzas de inercia normalizadas al último piso y analizando una sola crujía con la tercera parte de dichas fuerzas de inercia, y distribuyendo dichas fuerzas al 50% en cada extremo del piso para obtener una mayor aproximación, se obtuvo las fuerzas en los elementos que se muestran en la fig. III-10d y fig. III-10b.

Poniendo atención a las dos fuerzas que nos interesan vemos en el caso de la fuerza de tracción en la columna más solicitada, que se halla en el primer piso, se tiene que analizando las tres crujías nos da un valor igual al 93% del calculado para una sola, y para la fuerza de compresión en el muro de relleno más solicitado, que también se halla en el primer piso, se tiene que la fuerza encontrada analizando las tres crujías es 40% mayor que la hallada considerando una sola.

c) RESISTENCIA DEL MURO DE RELLENO.-

c-1) Parámetros necesarios.- Del método desarrollado por B. S. SMITH y C. CARTER (6), se requiere conocer algunas propiedades del muro de relleno y del pórtico confinante, estos son:

(1) Módulo de elasticidad de la albañilería, E_m .- Que calcularemos por una de estas dos formas:

$$E_m = 500 f'_m \quad (9) \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$E_m = 450 f'_m \quad (2) \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

También si se dispone de ensayos, los resultados son preferibles.

(2) Módulo de elasticidad del concreto, E_c .- Está ampliamente estudiado, de modo que en función de la resistencia a la com-

presión del concreto, f'_c , se tiene:

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

(3) Resistencia a la compresión de la albañilería, f'_m .- Se obtiene de ensayos en pilas, o en caso contrario de los valores normalizados del Reglamento Nacional de Construcciones.

(4) Parámetro λh_c .- Valor requerido para entrar en los gráficos propuestos por B.S. SMITH y C. CARTER (6),

donde:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot e \cdot \text{sen } 2\theta}{4 E_c \cdot I_c \cdot h_m}}$$

(5) Relación de aspecto.- Valor requerido para entrar a los gráficos propuestos por B.S. SMITH y C. CARTER (6), y es igual a :

$$\frac{l_m}{h_m} : 1.0$$

c-2) Resistencia al aplastamiento.- Se halla en función de la resistencia a la compresión de la albañilería, f'_m ; usando el gráfico de la fig. III-3 en el que se entra con el parámetro λh_c y la relación de aspecto $\frac{l_m}{h_m} : 1.0$, obteniéndose un valor igual al parámetro:

$$\frac{R_c}{f'_m h_c \cdot e}$$

Despejando R_c se puede hallar la fuerza, F_{D4} , a la que ocurre la falla, igualando R_c a la ecuación (6), al que afectamos

previamente con el factor de corrección por número de crujiás.

c-3).- Resistencia al corte por adherencia.- Se halla en función del esfuerzo de corte por adherencia de la albañilería, v_a , el cual puede obtenerse de dos modos: de ensayos de muretes sujetos a corte, o de cualquiera de las siguientes fórmulas propuestas :

$$v_a = \frac{0.8 \mu}{1 - 0.9f\left(\frac{h}{l}\right)} \quad \text{dado por MELI (2)}$$

$$v_a = \frac{0.7 \mu}{1 - 0.75f\left(\frac{h}{l}\right)} \quad \text{dado por POLYAKOV}$$

Hay que tener en cuenta la forma del muro con el factor de corrección:

$$\frac{1 - A_m}{1 - A_m \left(\frac{h}{l}\right)}$$

Con el valor del parámetro λh_c , la relación de aspecto $l_m:1.0$ y el coeficiente de fricción interna, f , (que SMITH y CARTER (6), proponen usar de 0.6 para ladrillos solidos y 0.0 para ladrillos perforados) podemos entrar al gráfico de la fig. III-7, donde se obtiene un valor igual al parámetro:

$$\frac{R_s}{v_a \cdot h_c \cdot e}$$

Despejando R_s se puede hallar la fuerza, F_{D4} , a la que ocurre la falla, luego igualando R_s a la ecuación (6), al que hemos afectado previamente por el factor de corrección según el número de crujías.

c-4) Resistencia a tracción diagonal.- Se halla en función del esfuerzo de corte por tracción diagonal, v_{td} , el cual puede obtenerse de dos modos: de ensayos en muretes sujetos a compresión diagonal, v_{CD} , y la fórmula propuesta:

$$v_{td} = 0.8 \sqrt{f'_m} \quad \text{dado por MELI (2)}$$

El valor obtenido de ensayos se afecta del coeficiente de reducción y se tiene:

$$v_{td} = 0.8 v_{CD} \quad \text{dado por MELI (2)}$$

Aplicando el efecto de la forma del muro se tiene:

$$v_{td} = 0.8 v_{CD} \left(\frac{0.5}{1 - 0.5 \frac{h_m}{l_m}} \right) \leq 0.8 \sqrt{f'_m}$$

Con el valor del parámetro λh_c y la relación del aspecto $\frac{l_m}{h_m}: 1.0$, podemos entrar al gráfico de la fig. III-8, donde se obtiene un valor igual al parámetro:

$$\frac{R_t}{v_{td} \cdot h_c \cdot e}$$

Despejando R_t se puede hallar la fuerza, F_{D4} , a la que ocurre

rre la falla, luego igualando R_t a la ecuación (6), al que hemos afectado previamente por el factor de corrección según el número de crujías.

La resistencia del muro de albañilería está dado por la menor fuerza, F , que se presente en los diversos modos de falla. Esta fuerza F_{D4} , que hemos calculado concentrada en el último nivel se compara con la fuerza sísmica de diseño de dicho nivel y si es mayor significa que el muro resiste.

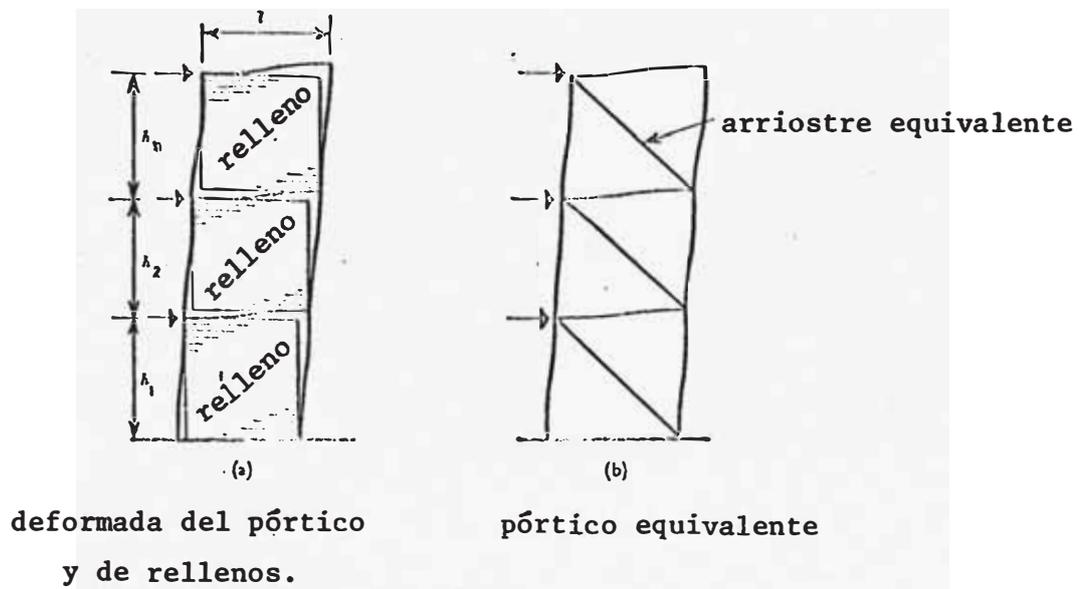


Fig. III-1.- COMPORTAMIENTO ANTE CARGA LATERAL DE PORTICOS RELLENADOS
(ref. 6)

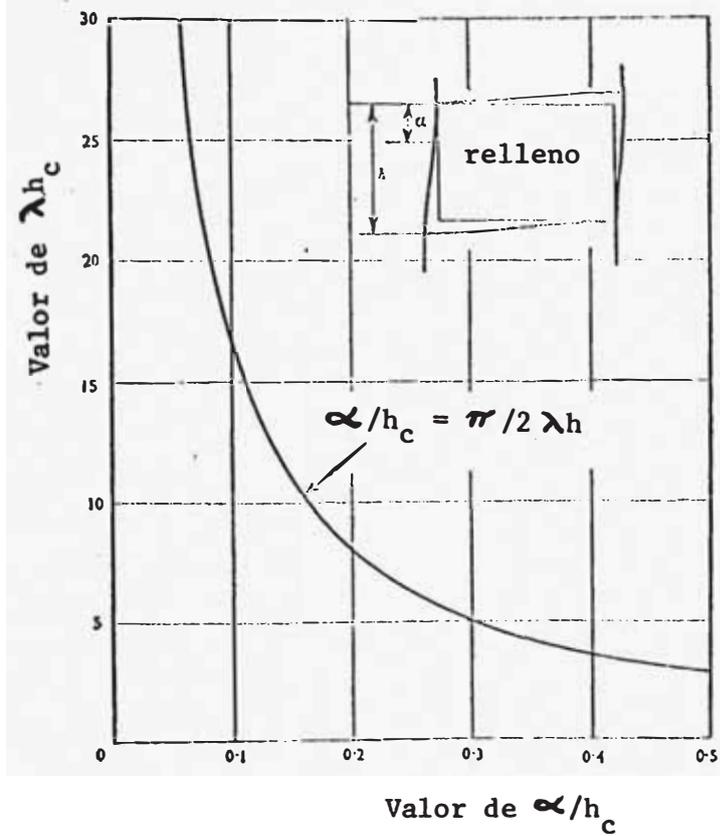


Fig. III-2.- CURVA PARA ENCONTRAR LA LONGITUD DE CONTACTO, α .

(ref. 6)

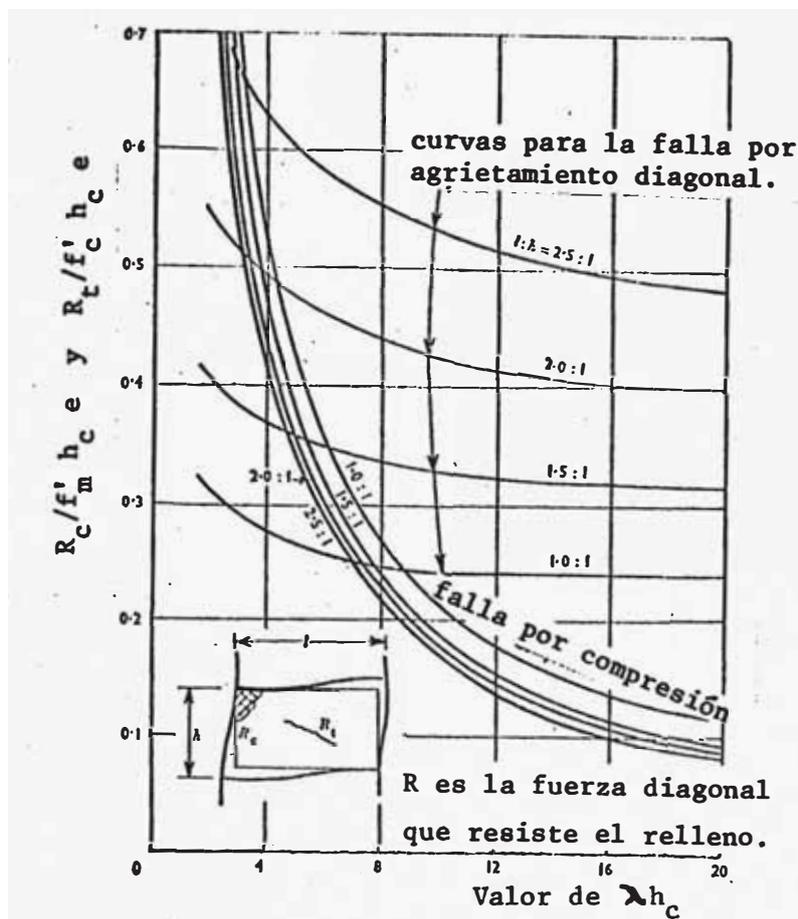


Fig. III-3.- CURVAS PARA ENCONTRAR LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL MURO DE RELLENO. (ref. 6)

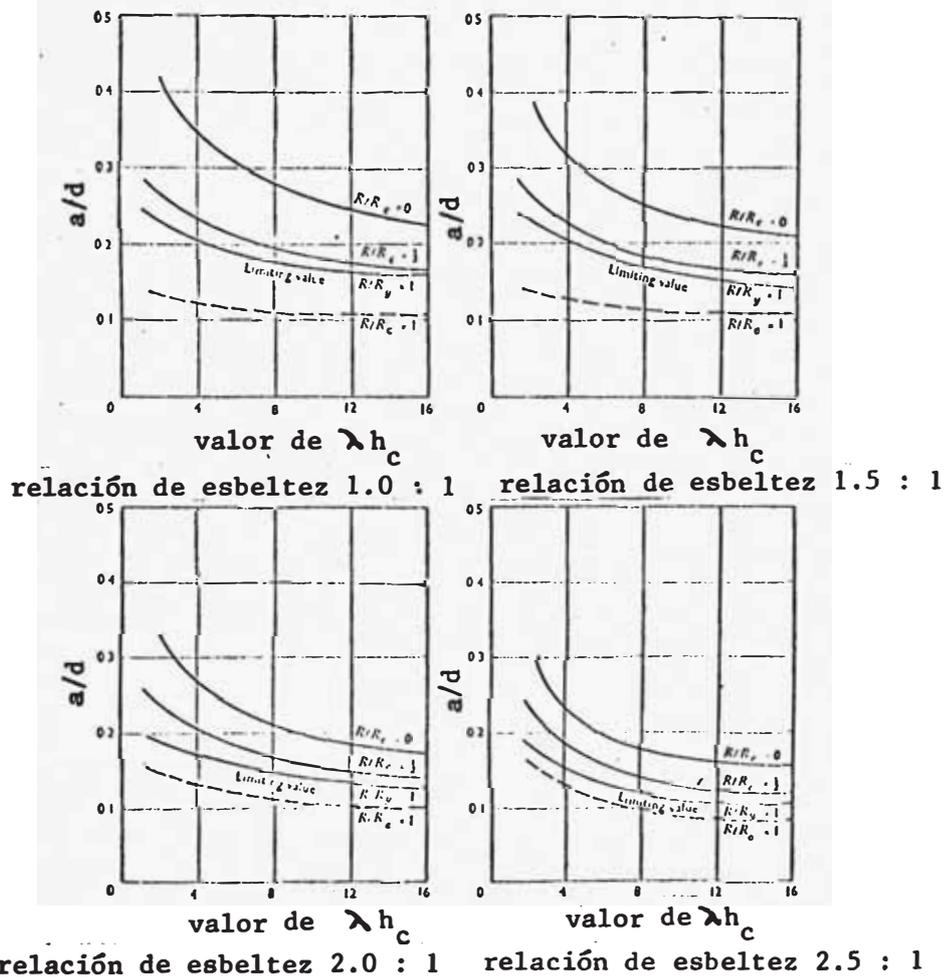


Fig. III-4.- CURVAS PARA ENCONTRAR EL ANCHO DE ARRIOSTRE EQUIVALENTE (ref. 6)

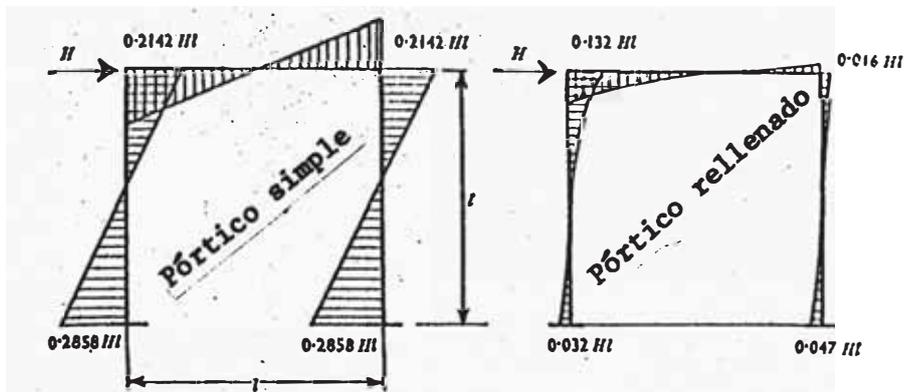


fig. III-5.- COMPARACION DE MOMENTOS FLECTORES ENTRE PORTICO SIMPLE Y RELLENADO.(ref. 6)

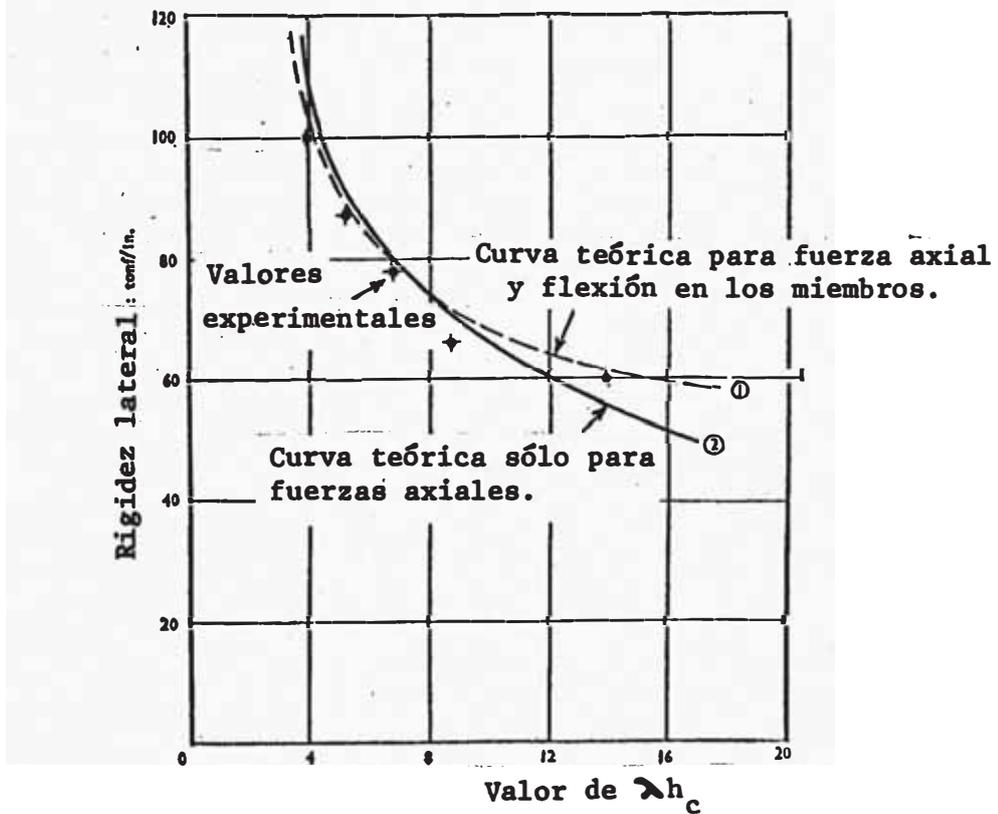


fig. III-6.- RIGIDEZ DE PORTICOS SIMPLES RELLENADOS:
(ref. 6)

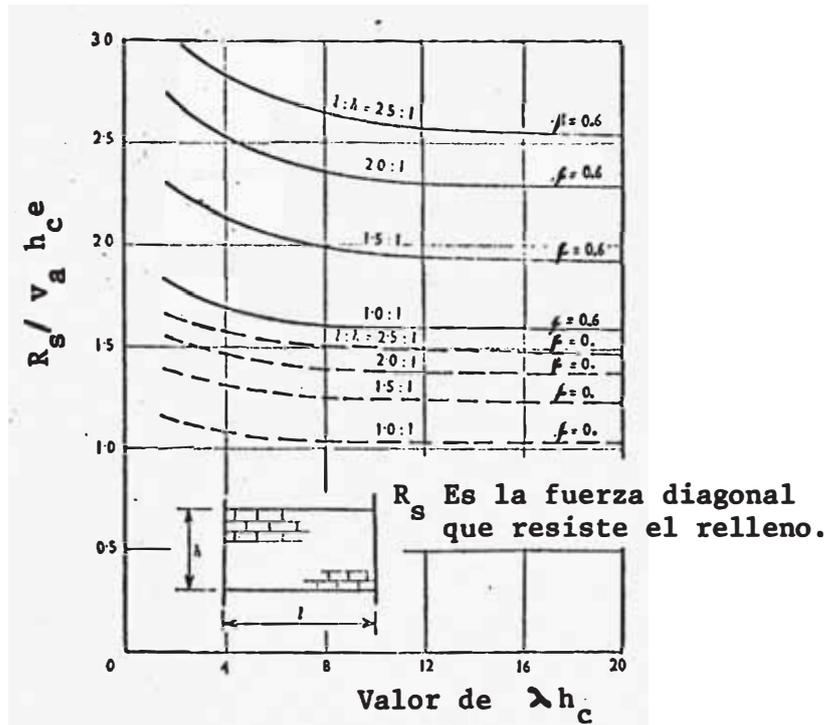


fig. III-7.- CURVAS PARA HALLAR LA RESISTENCIA AL CORTE POR ADHERENCIA DEL MURO DE RELENO.
(ref. 6)

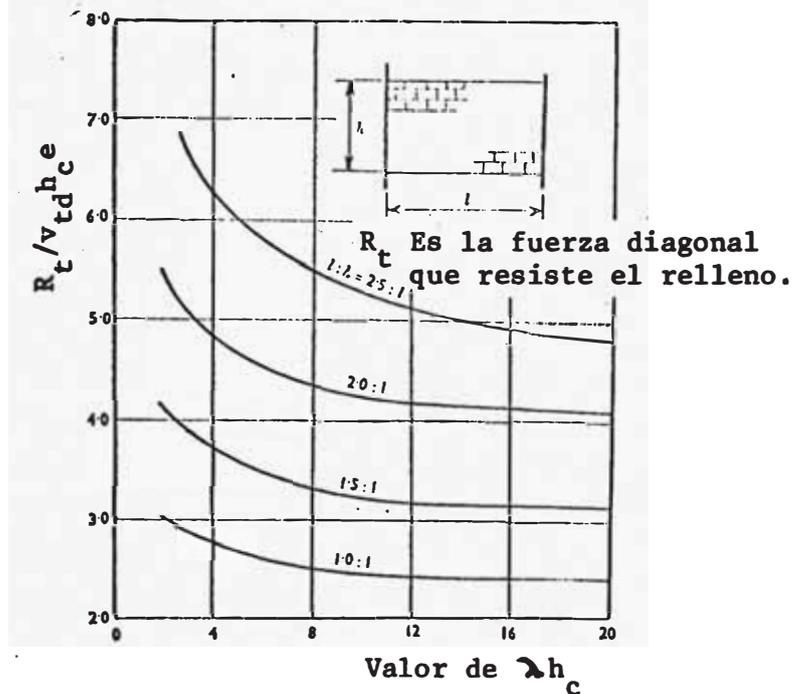
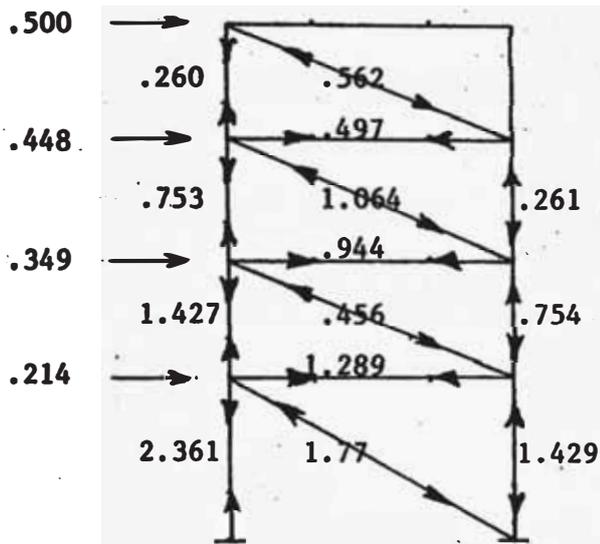
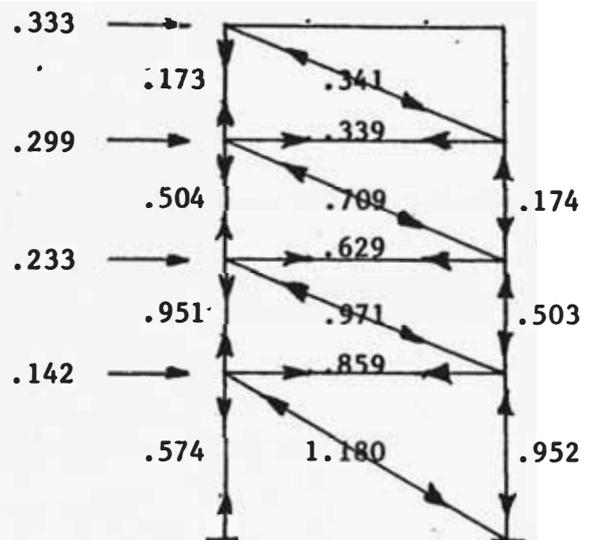


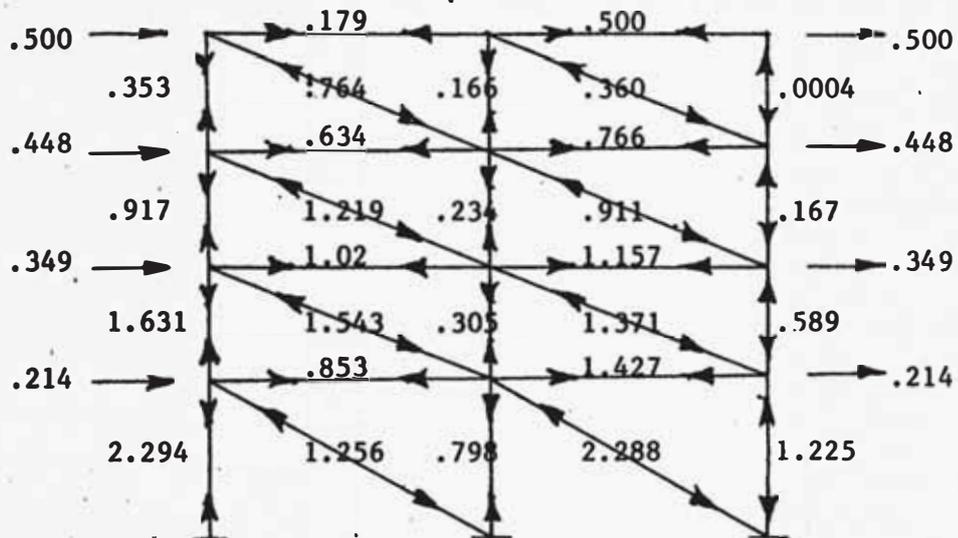
fig. III-8.- CURVAS PARA HALLAR LA RESISTENCIA A TRACCION DIAGONAL DEL MURO DE RELLENO.
(ref. 6)



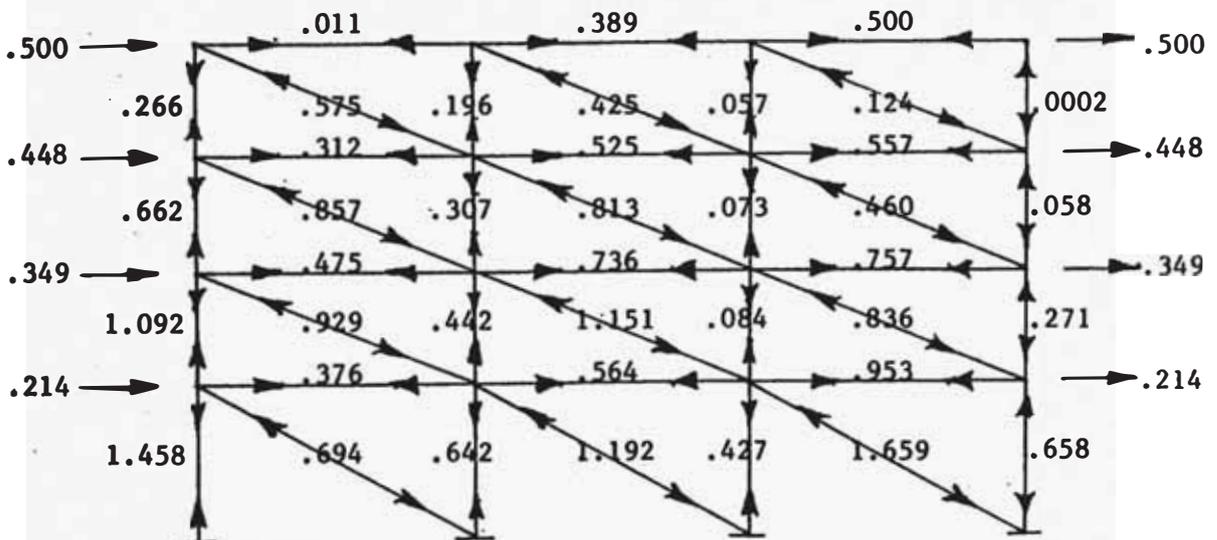
(a) Sistema de una cruzía con la mitad de fuerzas.



(b) Sistema de una cruzía con el tercio de fuerzas.



(c) Sistema de dos cruzías



(d) Sistema de tres cruzías

fig.III-10.-FUERZAS EN LOS ELEMENTOS DE LOS PORTICOS EQUIVALENTES.

C A P I T U L O I V

APLICACION A EDIFICACIONES BAJAS DE CONCRETO ARMADO

I.- INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES DE LA ALBAÑILERIA EN LA RESPUESTA DINAMICA;

a) CONSIDERACIONES GENERALES.- Para hacer el análisis modal de una estructura, necesitamos conocer la matriz de masa $[M]$, y la matriz de rigidez $[K]$; la albañilería interviene primordialmente en la matriz de rigidez $[K]$, pues rigidiza la estructura.

Sabemos ya que :

$$K_m = \frac{A_m \cdot G_m}{k \cdot h_m}$$

Apreciamos que en la constante de resorte del muro, la única propiedad mecánica de la albañilería es G_m , por lo que dicha propiedad es la que interviene en la respuesta dinámica, por ello vamos a estudiar diversos casos donde G_m va a variar.

b) DEFINICION DEL MODELO ESTRUCTURAL.- Haremos el estudio de una estructura usual en nuestro medio, una edificación aporcionada de cuatro pisos, donde los pórticos extremos están rellenos por muros de albañilería, que trabajan como muros diafragma; la altura del primer piso se considera diferente a la altura constante de los otros. La estructura se muestra en la fig. IV-1.

c) OBTENCION DE LA MATRIZ DE MASA [M], Y DE RIGIDEZ [K] .-

Para obtener la matriz [M], basta conocer la masa en cada piso.

De acuerdo a las especificaciones, que se muestran en la fig. IV-1, la matriz de masa [M], es:

$$[M] = \begin{bmatrix} 0.1225 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.1225 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.1225 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.1225 \end{bmatrix}$$

Para obtener la matriz de rigidez [K], se necesita conocer las constantes de resorte en cada nivel de las columnas libres K_c , y de los muros K_m .

Presentaremos el desarrollo en detalle de la determinación de las rigideces correspondientes a una edificación, según se muestra en la fig. IV-1, para un valor de G_m .

Las especificaciones generales se encuentran en la fig. IV-1. Luego tenemos:

Columnas.- Existen seis columnas no confinadas, que se encuentran libres.

$$h_{c1} = 292.50 \text{ cm.}^*$$

$$h_{ct} = 232.50 \text{ cm.}^*$$

* La altura ha sido tomada desde el nivel del piso hasta mitad de altura de la porción de viga que sobresale del techo.

Muros.- Existe cuatro paneles de muro.

$$G_m = 1 \text{ Ton/cm}^2$$

Cálculo de las rigideces:

$$K_{c1} = 6 \times \frac{217.40 \times (30)^3}{(292.5)^3} = 56.2 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_{c2} = 6 \times \frac{217.40 \times (30)^3}{(232.5)^3} = 111.9 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_{m1} = 4 \times \frac{1 \times 25 \times 470}{1.2 \times 285} = 137.4 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_{mt} = 4 \times \frac{1 \times 25 \times 470}{1.2 \times 225} = 174.1 \text{ Ton/cm.}$$

La rigidez del primer entrepiso es igual a:

$$K_1 = 56.2 + 137.4 = 193.6 \text{ Ton/cm.}$$

La rigidez de los entrepisos típicos son:

$$K_t = 111.9 + 174.1 = 286 \text{ Ton/cm.}$$

Luego la matriz de rigidez $[K]$ es:

$$[K] = \begin{bmatrix} 479.6 & -286 & 0 & 0 \\ -286 & 572 & -286 & 0 \\ 0 & -286 & 572 & -286 \\ 0 & 0 & -286 & 286 \end{bmatrix}$$

Repitiendo los mismos pasos vamos a resolver la estructura variando las propiedades de la albañilería: G_m para $G_m = 0.3E_m$ y $G_m = 0.1E_m$, siendo $E_m = 450f'_m$ y $E_m = 500 f'_m$ para diversos valores de f'_m .

Así tenemos:

f'_m	$E_m = 500f'_m$	$E_m = 450f'_m$	$G_m = 0.1E_m$	$G_m = 0.3E_m$
Kg/cm ²				
26	—	12,000	—	3,600
50	25,000	—	2,500	—
	25,000	—	—	7,500
	—	22,500	2,250	—
40	20,000	—	2,000	—
	20,000	—	—	6,000
	—	18,000	1,800	—
30	15,000	—	1,500	—
	15,000	—	—	4,500
	—	13,500	—	4,050
20	10,000	—	1,000	—
	10,000	—	—	3,000
	—	9,000	—	2,700

Analicemos la estructura en el sentido X, donde no existen muros, luego hagámoslo en el sentido Y, suponiendo como si no hubiese muros; entonces tendremos una estructura aporticada donde hay doce columnas libres.

- Analizando en el sentido X se tiene :

$$K_l = 12 \times \frac{217 \times 30 \times (40)^3}{(292.5)^3} = 199.8 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_t = 12 \times \frac{217 \times 30 \times (40)^3}{(232.5)^3} = 397.8 \text{ Ton/cm.}$$

- Analizando en el sentido Y, sin muros, se tiene:

$$K_l = 12 \times \frac{217 \times 40 \times (30)^3}{(292.5)^3} = 112.4 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_t = 12 \times \frac{217 \times 40 \times (30)^3}{(232.5)^3} = 223.8 \text{ Ton/cm.}$$

- Analizando en el sentido Y, con muros de espesor de 25 cm., con variación de G_m se tiene:

G_m	K_{ml}	K_{mt}	K_{cl}	K_{ct}	K_l	K_t
T/cm^2	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm
3.6	494.64	626.76	56.2	111.9	550.84	738.66
2.5	343.5	435.25	56.2	111.9	399.7	547.15
7.5	1030.5	1305.75	56.2	111.9	1086.7	1417.65
2.25	309.15	391.752	56.2	111.9	365.35	503.625
2.0	274.8	348.2	56.2	111.9	331	460.1
6.0	824.4	1044.6	56.2	111.9	880.6	1156.5
1.8	247.32	313.38	56.2	111.9	303.52	425.28

G_m	K_{m1}	K_{mt}	K_{c1}	K_{ct}	K_l	K_t
T/cm ²	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm
1.5	206.1	261.15	56.2	111.9	262.3	373.05
4.5	618.3	783.45	56.2	111.9	674.5	895.35
4.05	556.47	705.105	56.2	111.9	612.67	817.005
1.0	137.4	174.1	56.2	111.9	193.6	286
3.0	412.2	522.3	56.2	111.9	468.4	634.2
2.7	379.98	470.07	56.2	111.9	427.18	581.97

- Analizando en el sentido Y, con muros de espesor de 15 cm, con variaciones de G_m se tiene:

G_m	K_{m1}	K_{mt}	K_{c1}	K_{ct}	K_l	K_t
T/cm ²	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm
3.6	296.784	376.056	56.2	111.9	352.984	487.956
2.5	206.1	261.456	56.2	111.9	262.3	373.356
7.5	618.3	783.45	56.2	111.9	674.5	895.35
2.25	185.49	235.035	56.2	111.9	241.69	346.935
2.0	164.88	208.92	56.2	111.9	221.08	320.82
6.0	494.64	626.76	56.2	111.9	550.84	738.66
1.8	148.392	188.028	56.2	111.9	204.592	299.928
1.5	123.66	156.69	56.2	111.9	179.86	268.59
4.5	370.98	470.07	56.2	111.9	427.18	581.97

G_m	K_{m1}	K_{mt}	K_{c1}	K_{ct}	K_l	K_t
T/cm^2	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm
4.05	333.882	423.063	56.2	111.9	390.082	534.963
1.0	82.44	104.46	56.2	111.9	138.64	216.36
3.0	247.32	313.38	56.2	111.9	303.52	425.28
2.7	222.598	282.042	56.2	111.9	278.798	393.942

- Analizando en el sentido Y, con muros de espesor de 25 cm. y variando G_m , incluyendo el efecto de flexión se tiene:

$$K_{P-M_{flexión}} = \frac{3 E_c I_{P-M}}{h_c^3}$$

donde:

$$I_{P-M} = \frac{40 \times (30)^3}{12} + 2 \left(\frac{25 \times (470)^3}{12} + 470 \times 25 \times (250)^2 \right) + 2 \left(\frac{40 \times (30)^3}{12} + 30 \times 40 \times (500)^2 \right)$$

$$I_{P-M} = 250,162 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

luego:

$$K_{P-M_1} = \frac{3 \times 217 \times 250,162 \times 10^4}{(292.5)^3} = 65,100 \text{ T/cm}$$

$$K_{P-M_t} = \frac{3 \times 217 \times 250,162 \times 10^4}{(232.5)^3} = 129,600 \text{ T/cm}$$

Tenemos entonces:

$$\frac{1}{K'_1} = \frac{1}{K_{P-M_1}} + \frac{1}{K_{mlcortante}} \longrightarrow K_1 = K'_1 + K_{c1}$$

flexión

$$\frac{1}{K'_t} = \frac{1}{K_{P-M_t}} + \frac{1}{K_{mtcortante}} \longrightarrow K_t = K'_t + K_{ct}$$

flexión

Los $K_{mcortante}$ son aquellos obtenidos en los cuadros anteriores, así haciendo un cuadro para el caso en que se incluye flexión tenemos:

siendo : $K_{c1} = 56.2 \text{ T/cm}$

$K_{ct} = 111.9 \text{ T/cm}$

G_m	K_{P-M_1}	K_{P-M_t}	$K_{mlcorte}$	$K_{mtcorte}$	K_1	K_t
T/cm ²	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm	T/cm
3.6	65,100	129,600	494.64	626.76	547.13	735.65
7.5	65,100	129,600	1030.5	1305.75	1070.71	1404.65
1.0	65,100	129,600	137.4	174.1	193.31	285.77
3.0	65,100	129,600	412.2	522.3	465.82	632.11

Observamos que el efecto de flexión no es significativo y que basta hallar la rigidez por piso teniendo en cuenta el efecto de cortante.

d) RESULTADOS DEL ANALISIS MODAL.- Haciendo uso de un programa de computación obtuvimos:

- Análisis en el sentido X, donde no hay muros:

MODO:	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
NIVEL 4	1.000	-1.000	1.000	-1.000
NIVEL 3	.916	- .192	-1.150	2.460
NIVEL 2	.756	.771	- .827	-2.590
NIVEL 1	.533	1.110	1.280	1.320
FPM:	1.189	0.2409	0.0643	0.0124
T	0.381	0.123	0.075	0.059

- Análisis en el sentido Y, sin considerar los muros:

MODO :	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
PISO 4	1.000	-1.000	1.000	-1.000
PISO 3	.916	- .192	-1.150	2.460
PISO 2	.756	.771	- .827	-2.590
PISO 1	.533	1.110	1.280	1.320
FPM:	1.189	0.2409	0.0643	0.0124
T :	.509	0.164	0.100	0.079

- Análisis en el sentido Y, para muros de espesor de 25 cm. y $W_u = 0.8 \text{ T/m}^2$

$G_m = 3.6 \text{ T/cm}^2$:

	\emptyset^1	\emptyset^2	\emptyset^3	\emptyset^4
	1.000	-1.000	1.000	1.000
	.895	- .0918	-1.240	-2.490
	.696	.900	- .700	-2.710
	.424	1.070	1.410	1.550
F.P.M.:	1.2229	0.2968	0.0935	0.0196
T :	0.250	0.085	0.054	0.043

$G_m = 2.5 \text{ T/cm}^2$:

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.896	- .0978	-1.240	2.490
	.699	.893	- .709	-2.710
	.430	1.080	1.400	1.540
F.P.M.:	1.2214	0.2940	0.0917	0.0191
T :	0.292	0.049	0.063	0.050

$G_m = 7.5 \text{ T/cm}^2$:

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.894	- .0838	-1.250	2.490
	.692	.909	-0.687	-2.730
	.417	1.070	1.420	1.580
F.P.M.:	1.2249	0.3005	0.0958	0.0202
T :	0.179	0.061	0.039	0.031

$G_m = 2.25 \text{ T/cm}^2$:

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.897	- .0998	-1.230	2.490
	.700	.890	- .712	-2.700
	.432	1.080	1.400	1.530
F.P.M.:	1.2208	0.2931	0.0912	0.0189
T :	0.305	0.103	0.066	0.052

	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
$G_m = 2.0 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.897	- .102	-1.230	2.490
	.702	.887	- .715	-2.700
	.434	1.080	1.400	1.530
	F.P.M.:	1.2202	0.2919	0.0905
T :	0.319	0.108	0.069	0.055
$G_m = 6.0 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.894	- .0858	-1.250	2.490
	.693	.907	- .691	-2.720
	.419	1.070	1.420	1.570
	F.P.M.:	1.2244	0.2996	0.0952
T :	0.199	0.068	0.043	0.035
$G_m = 1.8 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.897	- .104	-1.230	2.490
	.703	.885	- .718	-2.700
	.436	1.080	1.390	1.520
	F.P.M.:	1.2196	0.2908	0.0898
T :	0.333	0.113	0.071	0.057
$G_m = 1.5 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.898	- .109	-1.230	2.480
	.705	.880	- .724	-2.690
	.440	1.080	1.390	1.510
	F.P.M.:	1.2185	0.2888	0.0886
T :	0.357	0.121	0.076	0.061
$G_m = 4.5 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.895	- .0889	-1.240	2.490
	.695	.903	- .695	-2.720
	.442	1.070	1.410	1.560

$G_m = 4.05 \text{ T/cm}^2$:

	\emptyset^1	\emptyset^2	\emptyset^3	\emptyset^4
F.P.M.:	1.2237	0.2982	0.0943	0.0198
T :	0.226	0.077	0.049	0.039

$G_m = 3.0 \text{ T/cm}^2$:

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.895	- .0902	-1.240	2.490
	.695	.902	- .697	-2.720
	.423	1.070	1.410	1.560
F.P.M.:	1.2233	0.2976	0.0934	0.0197
T :	0.237	0.081	0.051	0.041

$G_m = 1.0 \text{ T/cm}^2$:

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.896	- .0946	-1.240	2.490
	.698	.896	- .704	-2.710
	.427	1.080	1.410	1.550
F.P.M.:	1.2222	0.2955	0.0926	0.0193
T :	0.270	0.092	0.058	0.047

$G_m = 2.7 \text{ T/cm}^2$:

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.900	- .119	-1.210	2.480
	.711	.867	- .739	-2.680
	.451	1.090	1.370	1.480
F.P.M.:	1.2154	0.2835	0.0855	0.0175
T :	0.412	0.139	0.087	0.070

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.896	- .0964	-1.240	2.490
	.699	.894	- .707	-2.710
	.429	1.080	1.400	1.540
F.P.M.:	1.2217	0.2947	0.0921	0.0192
T :	0.283	0.096	0.061	0.049

De los resultados obtenidos, observamos que las formas de modo son bastante similares y que sólo los períodos cambian con los diversos valores de G_m , es por esto que presentaré un gráfico para mostrar la influencia de G_m en el período, ver el gráfico de la fig. IV-2.

- Análisis en el sentido Y, para muros de espesor de 15 cm. y $W_u = 0.8 \text{ T/cm}^2$.

	\emptyset^1	\emptyset^2	\emptyset^3	\emptyset^4
$G_m = 3.6 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.897	- .101	-1.230	2.490
	.701	.889	- .713	-2.700
	.433	1.080	1.400	1.530
	F.P.M.:	1.2206	0.2927	0.0909
T :	0.31	0.105	0.067	0.053
$G_m = 2.5 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.898	- .109	-1.220	2.480
	.705	.879	- .725	-2.690
	.441	1.080	1.390	1.510
	F.P.M.:	1.2184	0.2887	0.0885
T :	0.357	0.121	0.076	0.061
$G_m = 7.5 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.895	- .0889	-1.240	2.490
	.695	.903	- .695	-2.720
	.422	1.070	1.410	1.560
	F.P.M.:	1.2237	0.2982	0.0943
T :	0.226	0.077	0.049	0.039

	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
$G_m = 2.25 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.899	- .111	-1.220	2.480
	.707	.877	- .728	-2.690
	.443	1.090	1.380	1.500
F.P.M.:	1.2177	0.2875	0.0878	0.0181
T :	0.371	0.125	0.079	0.063
$G_m = 2.0 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.899	-0.114	-1.220	2.480
	.708	.873	- .732	-2.680
	.446	1.090	1.380	1.500
F.P.M.:	1.2169	0.2860	0.0869	0.0178
T :	0.387	0.130	0.082	0.066
$G_m = 6.0 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.895	- .0918	-1.240	2.490
	.696	.900	- .700	-2.710
	.424	1.070	1.410	1.550
F.P.M.:	1.2229	0.2968	0.0935	0.0196
T :	0.250	0.085	0.054	0.043
$G_m = 1.8 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.900	- .117	-1.220	2.480
	.710	.869	- .736	-2.680
	.449	1.090	1.380	1.490
F.P.M.:	1.2161	0.2846	0.0861	0.0176
T :	0.401	0.135	0.085	0.068
$G_m = 1.5 \text{ T/cm}^2$:	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.901	- .122	-1.210	2.480
	.713	.863	- .743	-2.670
	.454	1.090	1.370	1.480

$G_m = 4.5 \text{ T/cm}^2$:

	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
F.P.M.:	1.2146	0.2820	0.0847	0.0172
T :	0.426	0.143	0.090	0.072
	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.896	- .0983	-1.240	2.490
	.699	.894	- .707	-2.710
	.429	1.080	1.400	1.540
F.P.M.:	1.2217	0.2947	0.0921	0.0192
T :	0.283	0.096	0.061	0.049
	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.896	- .0983	-1.240	2.490
	.700	.892	- .709	-2.700
	.430	1.080	1.400	1.540
F.P.M.:	1.2212	0.2938	0.0916	0.0190
T :	0.295	0.100	0.064	0.051
	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.897	- .104	-1.230	2.490
	.703	.885	- .718	-2.700
	.436	1.080	1.390	1.520
F.P.M.:	1.2196	0.2908	0.0898	0.0186
T :	0.333	0.113	0.071	0.057
	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.903	- .134	-1.200	2.480
	.719	.848	- .758	-2.660
	.466	1.100	1.350	1.450
F.P.M.:	1.2109	0.2758	0.0812	0.0164
T :	0.481	0.161	0.101	0.080

$G_m = 4.05 \text{ T/cm}^2$:

$G_m = 3.0 \text{ T/cm}^2$:

$G_m = 1.0 \text{ T/cm}^2$:

$G_m = 2.7 \text{ T/cm}^2$:

	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.898	- .107	-1.230	2.490
	.704	.882	- .722	-2.690
	.439	1.080	1.390	1.510
F.P.M.:	1.2190	0.2897	0.0891	0.0184
T :	0.347	0.117	0.074	0.059

De los resultados obtenidos, observamos que las formas de modo son bastante similares y que sólo los períodos cambian con los diversos valores de G_m , es por esto que presentaré un gráfico para mostrar la influencia de G_m en el período, ver el gráfico de la fig. IV-2.

- Análisis en el sentido Y, para muros de $e = 25 \text{ cm.}$, $E_c = 217 \text{ T/cm}^2$, $I_{P-M} = 250,162 \times 10^4 \text{ cm}^4$. en los que se incluye rigidez por cortante y flexión del sistema pórtico-muro :

$G_m = 3.6 \text{ T/cm}^2$:

	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.895	- .0926	-1.240	2.490
	.697	.899	- .701	-2.710
	.425	1.070	1.410	1.550
F.P.M.:	1.2227	0.2965	0.0932	0.0195
T :	0.250	0.085	0.054	0.043

$G_m = 7.5 \text{ T/cm}^2$:

	1.000	-1.000	1.000	-1.000
	.894	- .0855	-1.250	2.490
	.693	.907	- .690	-2.720
	.418	1.070	1.420	1.570

	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4	
$G_m = 2.0 \text{ T/cm}^2$:					
F.P.M.:	1.2245	0.2998	0.0953	0.0201	
T :	0.18	0.061	0.039	0.031	
	1.000	-1.000	1.000	-1.000	
	.896	- .0953	-1.240	2.490	
	.698	.896	- .705	-2.710	
	.428	1.080	1.410	1.550	
	F.P.M.:	1.2220	0.9252	0.0925	0.0193
	T :	0.271	0.092	0.058	0.047
$G_m = 1.0 \text{ T/cm}^2$:					
	1.000	-1.000	1.000	-1.000	
	.900	- .118	-1.210	2.480	
	.709	.869	- .741	-2.670	
	.449	1.090	1.380	1.480	
	F.P.M.:	1.2163	0.2846	0.0857	0.0174
	T :	0.411	0.138	0.087	0.070

De las formas de modo presentadas para diversos valores G_m de la albañilería con espesores de muro de 25 cm. y 15 cm., observamos que son bastante similares, es por esto que vamos a tomar un valor representativo de la forma de modo para una estructura con muros de albañilería de $G_m = 3.0 \text{ Ton/cm}^2$ y 25 cm. de espesor para compararlo con la forma de modo correspondiente a una estructura similar pero sin muros, ambos analizados en el sentido Y según fig. IV-1, dicha comparación se puede ver en la fig. IV-3.

II.- VERIFICACION DE LA RESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA :

a) OBTENCION DE LAS FUERZAS SISMICAS.- La distribución de las fuerzas sísmicas en cada nivel es proporcional a su desplazamiento, entonces tiene la misma proporción que la forma de modo de vibración normalizado.

Hemos observado que a pesar de una variación en la propiedad mecánica de la albañilería G_m , la forma de modo se mantiene prácticamente uniforme, variando únicamente el período en forma apreciable; luego debido a que los periodos fundamentales de vibración son cortos, consideraremos que el coeficiente sísmico C , toma el valor máximo de 0.5 (12), y por lo tanto podemos uniformizar la fuerza sísmica. Para la forma de modo se considerarán los valores correspondientes a $G_m = 3.0 \text{ Ton/cm}^2$.

Se hallará las fuerzas de inercia para los muros de espesores de 25 cm. y de 15 cm.; interesándonos únicamente el cortante en la base (para verificarlo con el método estático), y la fuerza en el último nivel (en la estructura equivalente propuesta se normaliza las fuerzas de inercia al último nivel, siendo luego la única necesaria).

- Para muros de $e = 25 \text{ cm.}$ y $G_m = 3.0 \text{ T/cm}^2$ tenemos:

MODO:	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
NIVEL 4	1.000	-1.000	1.000	-1.000
NIVEL 3	.896	-.0946	-1.240	2.490
NIVEL 2	.698	.896	-.704	-2.710
NIVEL 1	.427	1.080	1.410	1.550
F.P.M.:	1.2222	0.2955	0.0926	0.0193
T :	0.270	0.0092	0.058	0.047

MODO 1:

$$V_B^1 = FPM_1 \cdot M_{\text{efect}_1} \cdot Sa_1$$

$$M_{\text{efect}_1} = \sum_{\alpha=1}^4 m_{\alpha} \phi_{\alpha}^1 = m_{\alpha} \sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha}^1 = .1225 \times 3.021 = 0.37 \frac{\text{Ton-seg}^2}{\text{cm.}}$$

$$S_a = C \cdot g, \text{ donde } C_1 = 0.5 \text{ por ser } T_1 = 0.27 \quad (12)$$

De la propuesta de normas sísmicas (12):

C tiene que corregirse por $\frac{I \cdot S}{R_D}$

Considerando:

- Edificación categoría B : I = 1.0
- Región 2 : S = 0.8
- Estructura con muros confinados: $R_D = 2.5$

$$C = 0.5 \times \frac{10 \times 0.8}{2.5} = 0.16$$

Luego

$$S_a = 0.16 \times 980 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2} = 156.8 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2}$$

Tenemos:

$$V_B^1 = 1.2222 \times 0.37 \times 156.8 = 70.9 \text{ Ton.}$$

$$F_4^1 = \frac{V_B^1 \cdot \phi_4^1 \cdot m_4}{\sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha}^1 \cdot m_{\alpha}} = \frac{V_B^1 \cdot \phi_4^1}{\sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha}^1} = \frac{70.9 \times 1.000}{3.021} = 23.47 \text{ Ton.}$$

MODO 2:

$$Mefec_2 = .1225 \times 0.8814 = 0.108 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

$$S_{a_2} = 0.16 \times 980 = 156.8 \text{ cm/seg}^2$$

$$V_B^2 = 0.2955 \times 0.018 \times 156.8 = 5 \text{ Ton.}$$

$$F_4^2 = \frac{5 \times 1.000}{0.8814} = 5.67 \text{ Ton.}$$

MODO 3:

$$\text{Mefec}_3 = .1225 \times 0.466 = 0.057 \frac{\text{Ton. seg}^2}{\text{cm.}}$$

$$S a_3 = 0.16 \times 980 = 156.8 \text{ cm/seg}^2$$

$$V_B^3 = 0.0926 \times 0.057 \times 156.8 = 0.83 \text{ Ton.}$$

$$F_4^3 = \frac{0.83 \times 1.000}{0.466} = 1.78 \text{ Ton.}$$

MODO 4:

$$\text{Mefec}_4 = .1225 \times 0.33 = 0.04 \frac{\text{Ton. seg}^2}{\text{cm.}}$$

$$S a_4 = 0.16 \times 980 = 156.8 \text{ vm/seg}^2$$

$$V_B^4 = 0.0193 \times 0.04 \times 156.8 = 0.12 \text{ Ton.}$$

$$F_4^4 = 0.12 \times 1.000/0.33 = 0.36 \text{ Ton.}$$

Luego hallamos los cortantes y fuerzas de diseño:

$$V_{B_D} = \frac{(70.9+5+0.83+0.12) + (70.9^2+5^2+0.83^2+0.12^2)^{1/2}}{2} = 74.00 \text{ Ton.}$$

$$F_{4_D} = \frac{(23.47+5.67+1.78+0.36) + (23.47^2+5.67^2+1.78^2+0.36^2)^{1/2}}{2} = 27.75 \text{ Ton.}$$

Verificando con la propuesta de las normas sísmicas (12).

$$H = \frac{ISC.P}{R_D}$$

$$P = 4(15 \text{ m.} \times 10 \text{ m.} \times 0.8 \text{ Ton/cm}^2) = 4 \times (120 \text{ Ton}) = 480 \text{ Ton.}$$

$$H = \frac{1.0 \times 0.8 \times 0.5}{2.5} \times 480 = 76.8 \text{ Ton.}$$

Menor H a tomar es 80% H = 61.44 Ton.

Tomamos los valores del análisis modal.

$$\underline{\underline{F_{4D} = 27.75 \text{ Ton.}}}$$

Tenemos la fuerza en el piso, ahora debemos repartirla a cada pórtico y ver la que corresponde a los pórticos rellenos, para luego ver la fuerza a que están sometidos los paneles de relleno.

Desarrollaremos un caso completo, para ilustrar la parte operativa:

Caso de albañilería con $G_m = 3.0 \text{ Ton/cm}^2$ y $e = 25 \text{ cm.}$ tenemos:

$$K_{m_t} = 522.3 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_{c_t} = 111.9 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_t = 634.2 \text{ Ton/cm.}$$

La rigidez que corresponde a un pórtico relleno (2 cru-
jías) es igual a:

$$K_m = \frac{522.3}{2} = 261.15 \text{ Ton/cm.}$$

La fuerza sísmica que le corresponde a dicho pórtico relleno

nado es, en el cuarto nivel:

$$F_{P-M_4} = \frac{261.15}{634.2} \times F_{4D} = 0.4118 F_{4D}$$

Analizando una sola crujía sería considerando la mitad de la fuerza (como hemos estudiado).

$$F'_{P-M_4} = 0.2059 F_{4D}$$

Para este caso:

$$F'_{P-M_4} = 0.2059 \times 27.75 = \underline{5.714} \text{ Ton.}$$

Es la fuerza a que está sometida la estructura equivalente para analizarla como una armadura.

En forma similar para las diferentes variaciones de G_m y para $e = 25$ cm. Tenemos, para analizar una crujía:

G_m	K_{m_t}	K_t	F'_{P-M_4}
T/cm ²	T/cm	T/cm	Ton.
3.6	626.76	738.66	5.887
2.5	435.25	547.15	5.519
7.5	1305.75	1417.65	6.390
2.25	391.725	503.625	5.396
2.0	348.2	460.1	5.250
6.0	1044.6	1156.5	6.266

G_m	K_{m_t}	K_t	F'_{P-M_4}
T/cm ²	T/cm	T/cm	Ton.
1.8	313.38	425.28	5.112
1.5	261.15	373.05	4.857
4.5	783.45	895.35	6.070
4.05	705.105	817.005	5.987
1.0	174.1	286	4.223
3.0	522.3	634.2	5.714
2.7	470.07	581.97	5.604

- Para muros de $e = 15$ cm. y $G_m = 3.0$ Ton/cm² Tenemos:

MODO:	ϕ^1	ϕ^2	ϕ^3	ϕ^4
PISO 4	1.000	-1.000	1.000	-1.000
PISO 3	.897	- .104	-1.230	2.490
PISO 2	.703	.885	- .718	-2.700
PISO 1	.436	1.080	1.390	1.520
F.P.M.:	1.2196	0.2908	0.0898	0.0186
T :	0.333	0.113	0.071	0.057

MOD0 1:

$$v_B^1 = FPM_1 \cdot M_{efec_1} \cdot Sa_1$$

$$M_{efec_1} = m \sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha}^1 = .1225 \times 3.036 = 0.372 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

$$S_a = C \cdot g \quad , \quad \text{donde } C_1 = 0.5 \quad \text{por ser } T_1 = 0.333 \quad (12)$$

De la propuesta de normas sísmicas (12);

C se corrige por el factor $\frac{I_S}{R_D}$

Considerando el mismo caso que para $e = 25$ cm.

$$I = 1.0$$

$$S = 0.8$$

$$R_D = 2.5$$

$$\text{Luego } C = \frac{0.5 \times 1.0 \times 0.8}{2.5} = 0.16$$

Entonces:

$$S_a = 0.16 \times 980 = 156.8 \text{ cm/seg}^2$$

Ahora:

$$V_B^1 = 1.2196 \times 0.372 \times 156.8 = 71.12 \text{ Ton.}$$

$$F_4^1 = \frac{V_B^1 \times \phi_4^1 \times m_4}{\sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha}^1 m_{\alpha}} = \frac{V_B^1 \cdot \phi_4^1}{\sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha}^1} = \frac{71.12 \times 1.000}{3.036} = 23.43 \text{ Ton.}$$

MODO 2:

$$M_{efec_2} = .1225 \times 0.861 = 0.106$$

$$S_{a_2} = 0.16 \times 9.80 = 156.8 \text{ cm/seg}^2$$

$$V_B^2 = 0.2908 \times 0.106 \times 156.8 = 4.83 \text{ Ton.}$$

$$F_4^2 = \frac{4.83 \times 1.000}{0.861} = 5.61 \text{ Ton.}$$

MODO 3:

$$Mefec_3 = .1225 \times 0.442 = 0.054 \frac{\text{Ton. seg}^2}{\text{cm.}}$$

$$Sa_3 = 0.16 \times 980 = 156.8 \text{ cm/seg}^2$$

$$V_B^3 = 0.0898 \times 0.054 \times 156.8 = 0.76 \text{ Ton.}$$

$$F_4^3 = \frac{0.76 \times 1.000}{0.442} = 1.73 \text{ Ton.}$$

MODO' 4:

$$Mefec_4 = .1225 \times 0.31 = 0.038 \frac{\text{Ton. seg}^2}{\text{cm.}}$$

$$Sa_4 = 0.16 \times 980 = 156.8 \text{ cm/seg}^2$$

$$V_B^4 = 0.0186 \times 0.038 \times 156.8 = 0.11 \text{ Ton.}$$

$$F_4^4 = \frac{0.11 \times 1.000}{0.31} = 0.36 \text{ Ton.}$$

Ahora hallamos el cortante y fuerza de diseño:

$$V_{B-D} = \frac{(71.12+4.83+0.76+0.11) + \frac{(71.12^2+4.83^2+0.76^2+0.11^2)^{1/2}}{2}}{2} = 74 \text{ Ton.}$$

$$F_{4-D} = \frac{(23.43+5.61+1.73+0.36) + \frac{(23.43^2+5.61^2+1.73^2+0.36^2)^{1/2}}{2}}{2} = 27.64 \text{ Ton.}$$

De la propuesta de las normas sísmicas (12), como calculamos anteriormente:

$$H = 76.8 \text{ Ton.}$$

$$80\% H = 61.44 \text{ Ton.}$$

Luego tomamos los valores del análisis modal:

$$\underline{F_{4D}} = 27.64 \text{ Ton.}$$

Observamos que para muros de $e = 25 \text{ cm.}$ y de $e = 15 \text{ cm.}$ podemos utilizar la misma fuerza de diseño, en nuestro caso sera siempre la hallada para $e = 25 \text{ cm.}$

La forma de repartir la fuerza sísmica en un nivel es similar que la de $e = 25 \text{ cm.}$ Así tenemos:

- Para $e = 15 \text{ cm.}$ y las diferentes variaciones de G_m en el análisis de una crujía:

G_m	K_{m_t}	K_t	F'_{P-M_4}
T/cm^2	T/cm	T/cm	Ton.
3.6	376.056	487.956	5.347
2.5	261.456	373.356	4.858
7.5	783.45	895.35	6.070
2.25	235.035	346.935	4.700
2.0	208.92	320.82	4.518
6.0	626.76	738.66	5.887
1.8	188.028	299.928	4.349
1.5	156.69	268.59	4.047

G_m	K_{m_t}	K_t	F'_{P-M_4}
T/cm ²	T/cm	T/cm	Ton.
4.5	470.07	581.97	5.604
4.05	423.063	534.963	5.486
1.0	104.46	216.36	3.349
3.0	313.38	425.28	5.112
2.7	282.042	393.942	4.967

b) OBTENCION DE LA RESISTENCIA POR EL METODO DE B. S. SMITH Y C. CARTER (6).-

b-1) Propiedades generales.- Los valores que se van a conservar constantes son: de la planta típica mostrada en la fig. IV-1. Tenemos:

Columnas:

$$\begin{aligned}
 a &= 30 \text{ cm.} & f'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 & E_c &= 217,000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \\
 b &= 40 \text{ cm.} & & & & \\
 h_c &= 310 \text{ cm.} & I_c &= 90,000 \text{ cm}^4 & & \text{(Sentido Y).}
 \end{aligned}$$

Vigas:

$$\begin{aligned}
 B &= 25 \text{ cm.} \\
 H &= 35 \text{ cm.} & f'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 & E_c &= 217,000 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Panel de Ladrillo: $l_m = 470 \text{ cm.}$ Esbeltez: $\frac{l_m}{h_m} = 1.65 : 1.0$
(Primer Piso) $h_m = 285 \text{ cm.}$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \text{ángulo de la diagonal con la Horizontal} \\
 \text{sen } 2\theta &= 0.8856
 \end{aligned}$$

De la tesis de R. SANCHEZ (13), para ladrillo K.K. se tiene los valores conservadores de:

$$\mu = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$
$$f = 0.53$$

b-2) Valores particulares para muro de e = 25 cm. - Variaremos las propiedades mecánicas: f'_m , E_m y sus respectivos v_a y v_{td} para luego obtener los valores buscados de R_c , R_s , R_t .

Resolveré un ejemplo completo para ilustrar el método:

Para $f'_m = 20 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_m = 500 \times f'_m = 10,000 \text{ Kg/cm}^2 \quad G_m = 0.3 \quad E_m = 3,000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_c = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{30 \times (40)^3}{12} = 90,000 \text{ cm}^4$$

$$\text{sen } 2\theta = 0.8856 \quad , \quad \text{Ver fig. IV-1}$$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

$$h_m = 285 \text{ cm.}$$

$$h_c = 310 \text{ cm.}$$

$$l_m = 470 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m e \operatorname{sen} 2\theta}{4 E_c I_c h_m}} = \sqrt[4]{\frac{10,000 \times 25 \times 0.8856}{4 \times 217,000 \times 90,000 \times 295}} = 0.01000$$

$$\lambda h_c = 0.01000 \times 310 = 3.100$$

Relación de aspecto del panel: $\frac{l_m}{h_m} = \frac{470}{285} = 1.65 : 1.0$

El esfuerzo admisible de corte por adherencia es:

$$v_a = \frac{0.7 \mu}{1 - 0.75 f \left(\frac{h_m}{l_m}\right)} = \frac{0.7 \times 2.5}{1 - 0.75 \times 0.53 \left(\frac{285}{470}\right)} = 2.306 \times \text{Kg/cm}^2$$

El esfuerzo admisible de tracción diagonal es:

$$v_{td} = 0.8 \sqrt{f'_m} = 0.8 \sqrt{20} = 3.58 \text{ Kg/cm}^2$$

Para hallar la fuerza a la que ocurre el aplastamiento, R_c , ayudémonos del gráfico de la fig. III-3, o de la ecuación (5) del CAPITULO III., siendo:

$$\lambda h_c = 3.100$$

$$l_m/h_m = 1.65 : 1.0 \quad \sec \theta = \frac{5.50}{4.70}, \text{ ver fig. IV-1.}$$

Tenemos:

$$\frac{R_c}{f'_m h_c e} = \frac{\pi}{2 \lambda h_c} \cdot \sec \theta = \frac{3.1416}{2 \times 3.100} \times \left(\frac{5.50}{4.70}\right) = 0.5930$$

Luego: $R_c = 0.5930 \times 20 \times 310 \times 25 = 91,915 \text{ Kg.}$

La fuerza que se presenta en el panel más cargado es igual a $2.288 F_4$, ver fig. III-10c.

luego:

$$F_4 = \frac{91,915}{2.288} = 40,170 \text{ Kg.}$$

a la cual ocurriría la falla. Para 1 crujía $F'_4 = 20,085 \text{ Kg.}$

Para hallar la fuerza a la que ocurre la falla por corte en las juntas, R_s , nos ayudamos del gráfico de la fig. III-7, donde:

$$\frac{R_s}{v_a \cdot h_c \cdot e} = 2.32$$

Luego:

$$R_s = 2.32 \times 2.306 \times 310 \times 25 = 41,461 \text{ Kg.}$$

El correspondiente F_4 que causará la falla, ver fig. III-10c es:

$$F_4 = \frac{41,461}{2.288} = 18,121 \text{ Kg. Para 1 crujía } F'_4 = 9,060 \text{ Kg.}$$

Para hallar la fuerza a la que ocurre la falla por tracción diagonal, R_t , nos ayudamos del gráfico de la fig. III-8, donde:

$$\frac{R_t}{v_{td} \cdot h_c \cdot e} = 4.23$$

luego:

$$R_t = 3.58 \times 310 \times 25 \times 4.23 = 117,361 \text{ kg.}$$

El correspondiente F_4 que causará la falla, ver fig. III- 10c, sera:

$$F_4 = \frac{117.361}{2.288} = 51,290 \text{ Kg.}$$

Para una crujía: $F'_4 = 25,645 \text{ kg.}$

Luego el modo de falla más débil es por corte y falla en las juntas a $F'_4 = 9,060 \text{ Kg.}$

La fuerza sísmica para ésta característica de panel de relleno da $F'_{P-M_4} = 5,714 \text{ Ton.}$, entonces el panel de relleno no fallará.

Repetimos los mismos pasos para todas las variaciones en las propiedades de la albañilería para $e = 25 \text{ cm.}$:

E_m	λ	λh_c	COEFICIENTES DE LOS GRAFICOS PARA:		
			R_c	R_s	R_t
12,000 $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$.01045	3.2395	0.567	2.31	4.19
25,000 "	.01256	3.8936	0.472	2.27	4.11
22,500 "	.01223	3.7914	0.485	2.28	4.11
20,000 "	.01188	3.6828	0.500	2.29	4.12
18,000 "	.01157	3.5857	0.513	2.29	4.13
15,000 "	.01105	3.4255	0.537	2.30	4.15
13,500 "	.01076	3.3368	0.551	2.31	4.17
10,000 "	.01	3.1	0.593	2.32	4.23
9,000 "	.00973	3.0152	0.610	2.53	4.24

Conservando $v_a = 2.306 \text{ Kg/cm}^2$

$v_{td} = 3.58 \text{ Kg/cm}^2$

Resolvemos ahora las resistencias según las propiedades particulares de la albañilería, siempre para $e = 25 \text{ cm}$.

f'_m	E_m	G_m	F'_{4c}	F'_{4s}	F'_{4t}	F'_{P-M_4}	Muro Resistente
Kg/cm^2	Kg/cm^2	Kg/cm^2	Kg	Kg	Kg	Kg	
26	12,000	3,600	24,970	9,020	25,400	5,887	Si
50	25,000	2,500	39,980	8,865	24,920	5,519	Si
		7,500	39,980	8,865	24,920	6,390	Si
	22,500	2,250	41,080	8,905	24,920	5,396	Si
40	20,000	2,000	33,880	8,945	24,980	5,250	Si
		6,000	33,880	8,945	24,980	6,266	Si
	18,000	1,800	34,760	8,945	25,040	5,112	Si
30	15,000	1,500	27,290	8,980	25,160	4,857	Si
		4,500	27,290	8,980	25,160	6,070	Si
	13,500	4,050	28,000	9,020	25,280	5,987	Si
20	10,000	1,000	20,085	9,060	25,645	4,223	Si
		3,000	20,085	9,060	25,645	5,714	Si
	9,000	2,700	20,665	9,100	25,705	5,604	Si

b-3) Valores particulares para muros de $e = 15 \text{ cm}$..- Trabajando del mismo modo que para $e = 25 \text{ cm}$. se tiene:

E_m	λ	λh_c	COEFICIENTES DE LOS GRAFICOS PARA:		
			R_c	R_s	R_t
12,000 Kg/cm ²	.0092	2.8516	0.645	2.33	4.23
25,000 "	.01105	3.4255	0.537	2.30	4.15
22,500 "	.01076	3.3368	0.551	2.31	4.17
20,000 "	.01045	3.24	0.567	2.31	4.19
18,000 "	.01018	3.1558	0.583	2.29	4.18
15,000 "	.00973	3.0152	0.610	2.33	4.24
13,500 "	.00947	2.9368	0.626	2.33	4.27
10,000 "	.00879	2.7245	0.675	2.33	4.31
9,000 "	.00856	2.6537	0.693	2.35	4.31

Resolvemos para las diferentes propiedades y $e = 15$ cm. Así las resistencias son:

f'_m	E_m	G_m	F'_{4c}	F'_{4s}	F'_{4t}	F'_{P-M_4}	Muro Resistente
Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg	Kg	Kg	Kg	
26	12,000	3,600	17,040	5,460	15,390	5,347	Si
50	25,000	2,500	27,280	5,390	15,095	4,858	Si
		7,500	27,280	5,390	15,095	6,070	No
	22,500	2,250	27,990	5,410	15,170	4,700	Si
40	20,000	2,000	23,040	5,410	15,240	4,518	Si
		6,000	23,040	5,410	15,240	5,887	No
	18,000	1,800	23,690	5,365	15,205	4,349	Si

f'_m	E_m	G_m	F'_{4c}	F'_{4s}	F'_{4t}	F'_{P-M_4}	Muro Resistente
Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg	Kg	Kg	Kg	
30	15,000	1,500	18,590	5,460	15,425	4,047	Si
		4,500	18,590	5,460	15,425	5,604	No
	13,500	4,050	19,080	5,460	15,535	5,486	No
20	10,000	1,000	13,715	5,460	15,680	3,349	Si
		3,000	13,715	5,460	15,680	5,112	Si
	9,000	2,700	14,080	5,505	15,680	4,967	Si

Se puede apreciar que la estructura rellena con muros de espesor de 25 cm. resiste las fuerzas sísmicas sea cual fuere su propiedad mecánica de G_m .

Para muros de espesor de 15 cm. se puede apreciar que para valores mayores o iguales a $G_m = 4,050$ Kg/cm, los muros de relleno no resisten la fuerza sísmica.

Todo esto nos permite llegar al criterio de que los ladrillos sólidos se pueden emplear para muros de espesor de 25 cm. con seguridad; no así los de espesor de 15 cm. donde habría que ver su valor G_m

III.- CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES :

a) OBTENCION DEL PERIODO FUNDAMENTAL, T₁.- Para edificaciones con masas concentradas y rigideces laterales iguales, aplicando el principio de Rayleigh (14), se deduce una expresión para el período fundamental:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{2n(n+1) + 1}{5} \cdot \frac{m}{K_t}}$$

Para una edificación baja, de cuatro pisos, se reduce a:

$$T_1 = 18 \sqrt{\frac{m}{K_t}} \text{ ----- (1)}$$

De los resultados obtenidos en nuestro estudio se ha encontrado que el período fundamental para edificaciones de cuatro pisos, donde la rigidez lateral del primer entrepiso es diferente a los otros valores constantes, es el promedio de los valores de los períodos obtenidos considerando la rigidez del primer entrepiso y la rigidez constante de los otros. Así :

$$T_1 = \frac{1}{2} \left(18 \sqrt{\frac{m}{K_1}} + 18 \sqrt{\frac{m}{K_t}} \right) \text{ ----- (2)}$$

b) DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.-

b-1) Sin considerar muros de albañilería.- Basándonos en las hipótesis de masas y rigideces iguales en la estructura para obtener dimensiones de columnas cuadradas (14), y considerando para el período de vibración fundamental una expresión del tipo $T_1 = a.n$,

donde "a" es una constante y "n" el número de pisos de la edificación, se tiene :

$$t^4 = \frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{2n(n+1) + 1}{n^2} \cdot \frac{h_c^3 r_{lp}^2 W_u}{E_c \cdot g} \cdot \frac{xy}{(x+r_{lp})(y+r_{lp})}$$

Conociendo que:

$$m = \frac{r_{lp}^2 W_u}{g} \qquad N_{col} = \frac{(x+r_{lp})(y+r_{lp})}{x \cdot y}$$

Tenemos para edificaciones de cuatro pisos (n=4) :

$$t^4 = \frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{41}{16} m \cdot \frac{h_c^3}{E_c N_{col}} \text{ ----- (3)}$$

b-2) Considerando muros de albañilería.- Basándonos en las hipótesis de masas y rigideces iguales en la estructura para obtener dimensiones de columnas cuadradas (14), y asumiendo una expresión $T_1 = a \cdot n$ para el período fundamental, se tiene:

$$K_t = \frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{2n(n+1) + 1}{n^2} \cdot m \text{ ----- (4)}$$

Conociendo que la rigidez del piso está dada por:

$$K_t = \frac{E_c t^4}{h_c^3} \cdot N_{col} + \frac{G_m A_m}{k \cdot h_m} \cdot N_{pan} \text{ ----- (5)}$$

Igualando (4) a (5) y despejando, se tiene :

$$t^4 = \left(\frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{2n(n+1)+1}{n^2} \cdot m - \frac{G_m A_m \cdot N_{Pan}}{k h_m} \right) \cdot \frac{h_c^3}{E_c \cdot N_{Col}} \quad (6)$$

Para una edificación de cuatro pisos, se reduce a :

$$t^4 = \left(\left(\frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{41}{16} \cdot m \right) - \left(\frac{G_m A_m \cdot N_{Pan}}{k h_m} \right) \right) \frac{h_c^3}{E_c \cdot N_{Col}} \quad (7)$$

c) INFLUENCIA DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA EN EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION.- Nos basaremos en las hipótesis de masas y rigideces iguales en la estructura para obtener dimensiones de columnas cuadradas (14), y asumiendo para el período fundamental una expresión del tipo $T_1 = a.n$.

c-1) Período fundamental constante, variando la dimensión de columnas.- Podemos observar de la fórmula (1) que para mantener constante el período fundamental, necesitamos conservar la relación m/K_t constante; luego si la masa no se cambia, el valor de K_t no debe variar y para ello si se aumenta la rigidez del muro deberá disminuirse la rigidez de columnas y por tanto su dimensión t , según se puede ver en la ecuación (5), y viceversa.

Existen normas que indican una dimensión de columnas mínimas, t_{MIN} , por ello cuando la rigidez de columnas se disminuya hay que tener en cuenta que el menor valor de t es el t_{MIN} . Así, no puede aumentarse la rigidez del muro mas que hasta cierto valor para poder mantener el período fundamental constante.

La rigidez máxima de un muro estará controlada por su módulo de rigidez, G_{MAX} , y de la ecuación (6) se puede obtener :

$$G_{m_{MAX}} = \left(\left(\frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{2n(n+1) + 1 \cdot m}{n^2} \right) - \left(\frac{E_c t_{MIN}^4}{h_c^3} \cdot N_{Col} \right) \right) \cdot \frac{k h_m}{A_m N_{Pan}}$$

Para una edificación de cuatro pisos se reduce a :

$$G_{m_{MAX}} = \left(\left(\frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{41 \cdot m}{16} \right) - \left(\frac{E_c t_{MIN}^4}{h_c^3} \cdot N_{Col} \right) \right) \cdot \frac{k \cdot h_m}{A_m N_{Pan}} \quad \text{----- (8)}$$

El significado de $G_{m_{MAX}}$ es el siguiente:

- a) Si $G_m > G_{m_{MAX}}$, el período T_1 no se podrá mantener constante, disminuirá.
- b) Si $G_m = G_{m_{MAX}}$, el período T_1 se podrá mantener constante y la dimensión de columnas será t_{MIN} .
- c) Si $G_m < G_{m_{MAX}}$, el período T_1 se podrá mantener constante y la dimensión de columnas será $t > t_{MIN}$.

c-1A) Ejemplo de aplicación.- El modelo estructural que vamos a resolver es el que se muestra en la fig. IV-4, donde se indican las especificaciones generales.

1.-) Sin considerar muros de albañilería.- Asumiendo para el período fundamental de vibración el valor de $T_1 = 0.08(4) = 0.32$ seg., se tiene :

$$t^4 = \frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{41}{16} m \frac{h_c^3}{E_c N_c} \quad \text{----- } (\alpha)$$

Del modelo tenemos que $N_{Col} = 12$

En (α) :

$$t^4 = \frac{4 \times (3.1416)^2}{5 \times (0.08)^2} \times \frac{41}{16} \times 0.1225 \times \frac{(232.5)^3}{217 \times 12} = 1869121.7 \text{ cm}^4$$

luego $t = 36.98 \approx 37 \text{ cm.}$

2.-) Considerando el 25% de los pórticos rellenos con muros de albañilería.- Para el mismo período $T_1 = 0.08 \times (4) = 0.32 \text{ seg.}$

Asumiendo: $t_{\text{MIN}} = 25 \text{ cm}$; $G_m = 3.0 \text{ T/cm}^2$; $e = 25 \text{ cm.}$; se tiene:

$$G_{m\text{Max}} = \left(\left(\frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{41}{16} \text{ m} \right) - \left(\frac{E_c t_{\text{MIN}}^4}{h_c^3} \cdot N_{\text{COL}} \right) \right) \cdot \frac{k \cdot h_m}{A_m N_{\text{Pan}}} \text{ ----- } (\beta)$$

y :

$$t^4 = \left(\left(\frac{4\pi^2}{5a^2} \cdot \frac{41}{16} \text{ m} \right) - \left(\frac{G_m A_m \cdot N_{\text{Pan}}}{k h_m} \right) \right) \cdot \frac{h_c^3}{E_c \cdot N_{\text{COL}}} \text{ ----- } (\gamma)$$

Del modelo tenemos que $N_{\text{cn}} = 9$ y $N_{\text{Pan}} = 2$.

En (β) :

$$G_{m\text{MAX}} = \left(\left(\frac{4(3.1416)^2}{5 \times (0.08)^2} \times \frac{41}{16} \times 0.1225 \right) - \left(\frac{217 \times (25)^4}{(232.5)^3} \times 9 \right) \right) \frac{1.2 \times 225}{25 \times 475 \times 2}$$

$$G_{m\text{MAX}} = 3.713 \text{ Ton/cm}^2$$

Como $G_m < G_{m_{MAX}}$ se puede hallar en (γ'):

$$t^4 = \left(\left(\frac{4 \times (3.1416)^2}{5 \times (0.08)^2} \times \frac{41}{16} \times 0.1225 \right) - \left(\frac{3.0 \times (25 \times 475)}{1.2 \times 225} \times 2 \right) \right) \frac{(232.5)^3}{217 \times 9}$$

$$t^4 = 793990.50 \text{ cm}^4$$

Luego :

$$\underline{t = 29.85 \text{ cm.}}$$

c-2) Período fundamental variable, manteniendo constante la dimensión de columnas y variando la densidad de muros.- Podemos observar de la fórmula (1) que el período fundamental depende de la relación m/K_t , y que si la masa no se cambia, para poder variar el período habría que variar K_t ; por lo tanto si la dimensión de columnas permanece constante, la variación de rigidez y por consiguiente del período, depende sólo del valor de G_m para una densidad de muro (Porcentaje de pórtico relleno) dado o de la variación de densidades de muro. Para ver la influencia de dichos cambios resolveremos una serie de casos variando el módulo de rigidez del muro de albañilería y la densidad de dichos muros teniendo los casos de espesores de 25 cm. y 15 cm. Luego resolveremos para el caso de pórticos rellenos con muros de concreto.

Los resultados se muestran para muros de 25 cm. en la tabla IV-I y gráfico de la fig. IV-5 y para muros de 15 cm. de espesor en la Tabla IV-II y gráfico de la fig. IV-6.

A modo de ilustración para indicar el proceso seguido para obtener las Tablas IV-I y IV-II, se resolverá un ejemplo completo para la estructura que se muestra en la fig. IV-4.

- Para un período $T_1 = 0.08 \times (4) = 0.32 \text{ seg.}$ se obtuvo anteriormente: 0% de pórticos rellenos ($N_{Pan} = 0$) y $N_c = 12$

- Para 75 % de pórticos rellenos ($N_{Pan} = 6$), con muros de espesor de 25 cm. y $G_m = 3.0 \text{ T/cm}^2$ y siempre las columnas de $t = 37 \text{ cm}$. de dimensión ($N_{Col} = 3$):

$$K_c = 3 \times \frac{(37)^4 \times 217}{(232.5)^3} = 97.08 \text{ T/cm.}$$

$$K_m = 6 \times \frac{3 \times 463 \times 25}{1.2 \times 225} = 771.66 \text{ T/cm.}$$

$$K_t = K_c + K_m = 868.74 \text{ T/cm.}$$

Luego :

$$T_1 = 18 \sqrt{\frac{.1225}{868.74}} = 0.214 \text{ seg.}$$

- Para 100 % de pórticos rellenos ($N_{Pan} = 8$), con muros de espesor de 25 cm. y $G_m = 3.0 \text{ T/cm}^2$ y siempre las columnas de $t = 37 \text{ cm}$ de dimensión ($N_{Col} = 0$) :

$$K_m = 8 \times \frac{3 \times 463 \times 25}{1.2 \times 225} = 1028.88 \text{ T/cm.}$$

$$K_t = K_m = 1028.88 \text{ T/cm.}$$

Luego :

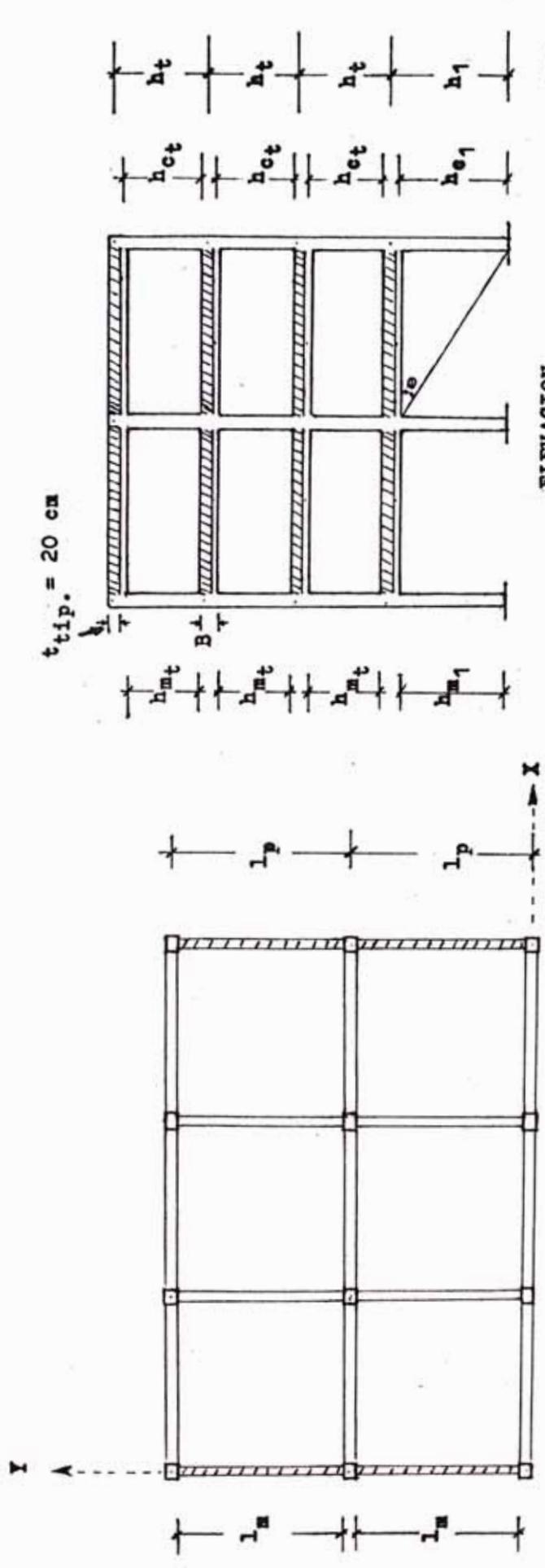
$$T_1 = 18 \sqrt{\frac{.1225}{1028.88}} = 0.196 \text{ seg.}$$

TABLA IV-I

G_m	PERIODO T_1 (seg.). PARA DISTRIBUCION DE PORTICOS RELLENADOS AL :					
	T/cm^2	0%	25%	50%	75%	100%
	3.6	0.32	0.257	0.221	0.197	0.179
	2.5	0.32	0.280	0.252	0.232	0.215
	7.5	0.32	0.206	0.164	0.145	0.124
	2.25	0.32	0.286	0.262	0.251	0.227
	2.0	0.32	0.293	0.272	0.255	0.240
	6.0	0.32	0.222	0.180	0.161	0.139
	1.8	0.32	0.298	0.281	0.266	0.254
	1.5	0.32	0.307	0.296	0.287	0.278
	4.5	0.32	0.242	0.203	0.178	0.160
	4.05	0.32	0.249	0.211	0.187	0.169
	1.0	0.32	0.324	0.329	0.335	0.340
	3.0	0.32	0.269	0.237	0.214	0.196
	2.7	0.32	0.276	0.246	0.224	0.207
Concreto:	86.8	0.32	0.072	0.051	0.042	0.036

TABLA IV-II

G_m	PERIODO T_1 (seg.). PARA DISTRIBUCION DE PORTICOS RELLENADOS AL:					
	T/cm^2	0%	25%	50%	75%	100%
	3.6	0.32	0.289	0.265	0.247	0.231
	2.5	0.32	0.307	0.296	0.287	0.278
	7.5	0.32	0.242	0.203	0.178	0.160
	2.25	0.32	0.312	0.305	0.299	0.293
	2.0	0.32	0.317	0.315	0.313	0.311
	6.0	0.32	0.322	0.221	0.197	0.179
	1.8	0.32	0.322	0.323	0.325	0.327
	1.5	0.32	0.328	0.337	0.348	0.359
	4.5	0.32	0.276	0.246	0.224	0.207
	4.05	0.32	0.282	0.255	0.234	0.218
	1.0	0.32	0.340	0.366	0.397	0.439
	3.0	0.32	0.298	0.281	0.266	0.254
	2.7	0.32	0.304	0.290	0.278	0.267
Concreto:	86.8	0.32	0.091	0.066	0.054	0.047



$h_1 = 310$ cm
 $h_t = 260$ cm

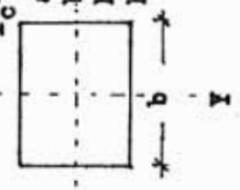
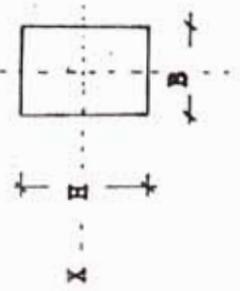
ELEVACION

$l_p = 500$ cm.
 $W_u = 0.8 \text{ T/m}^2$

ESPECIFICACIONES :

Vigas : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 217 \text{ T/cm}^2$
 $B = 25$ cm.
 $H = 35$ cm.

Columnas : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 217 \text{ T/cm}^2$
 $I_c = 90000 \text{ cm}^4$



Muros :

$G_m = 1 \text{ T/cm}^2$
 $e = 25$ cm
 $l_m = 470$ cm
 $h_{m1} = 285$ cm
 $h_{mt} = 225$ cm
 $IP-M = 250,162 \times 10^4 \text{ cm}^4$

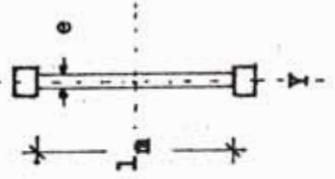


fig. IV-4.- MODELO A

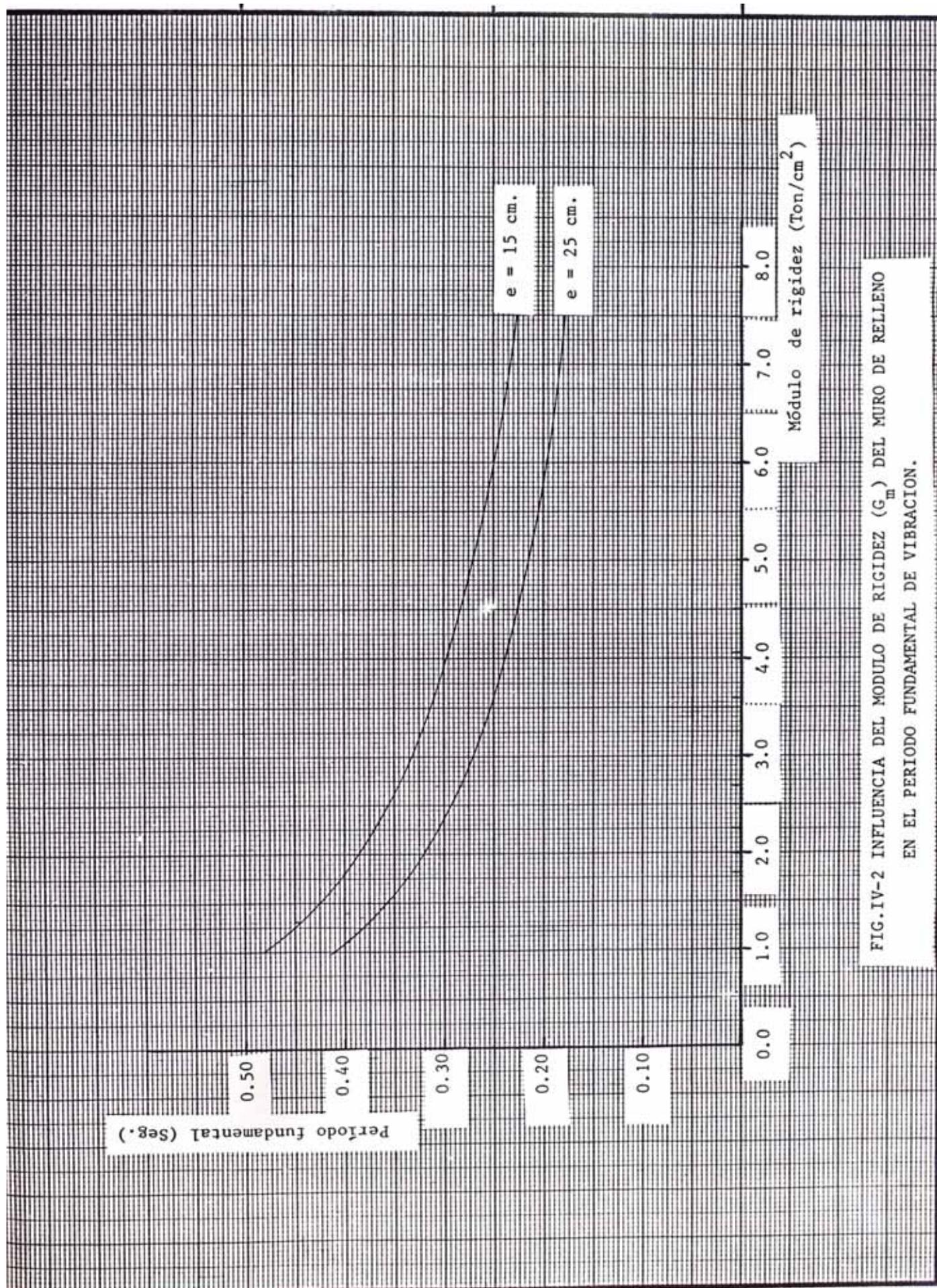
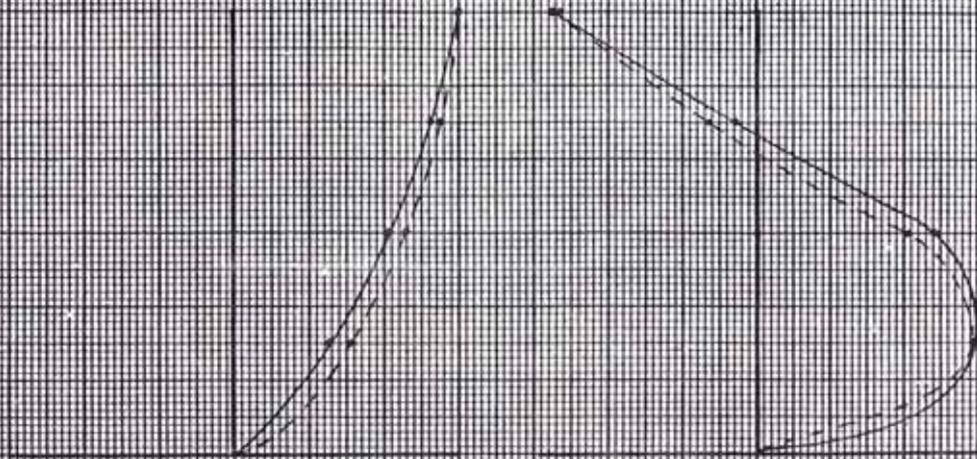


FIG. IV-2 INFLUENCIA DEL MÓDULO DE RIGIDEZ (G_m) DEL MURO DE RELLENO EN EL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION.

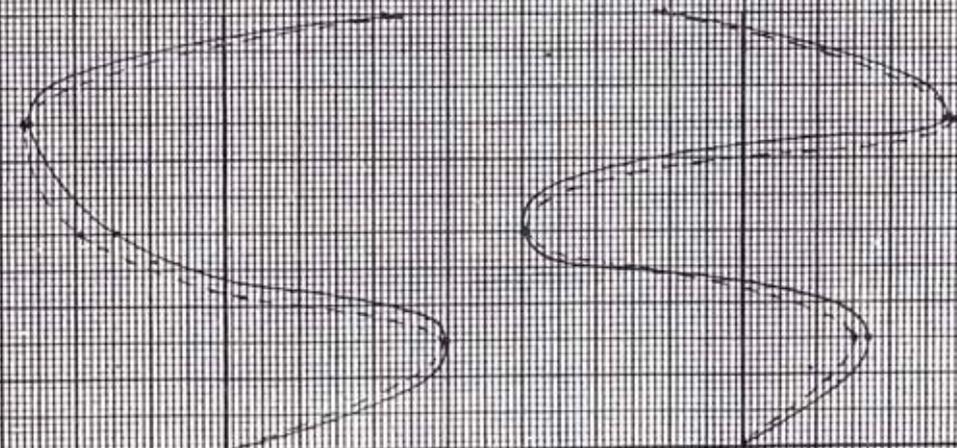
----- pórtico sin muros de relleno
———— pórtico con muros de relleno

RELLENO: $G_m = 3.0 \text{ T/cm}^2$.
 $e = 25 \text{ cm}$.



MODO 1

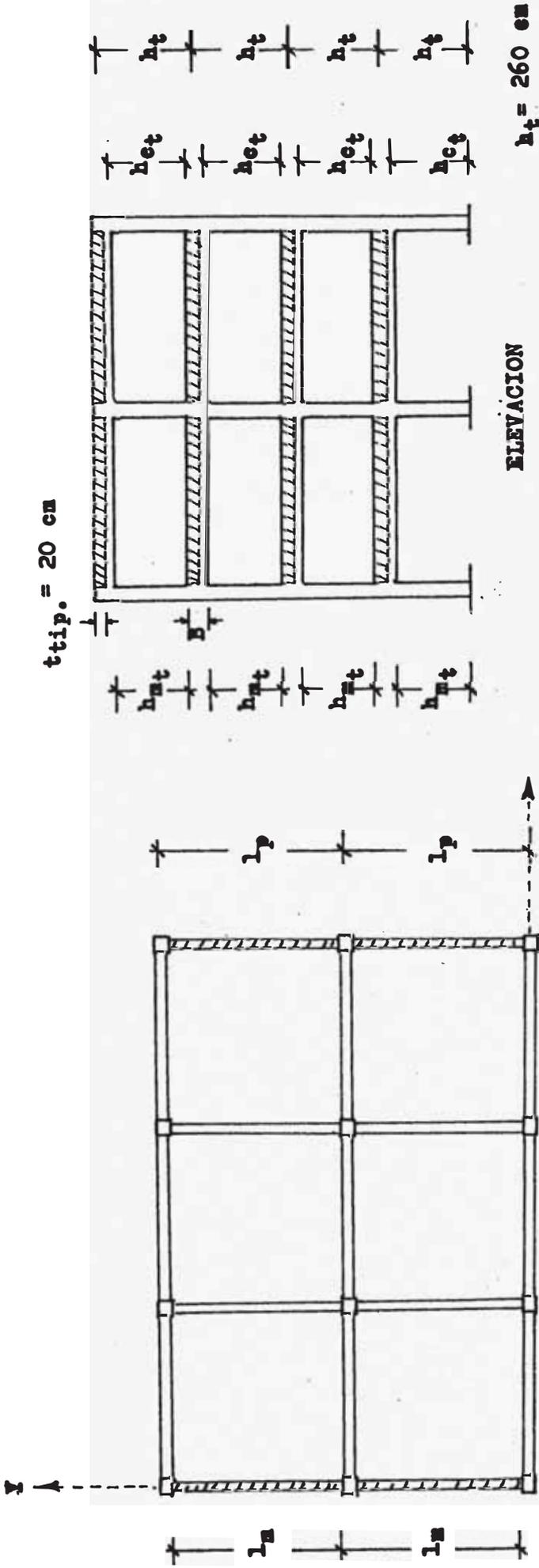
MODO 2



MODO 3

MODO 4

fig.IV-3.-INFLUENCIA DE LOS MUROS DE RELLENO EN LOS MODOS DE VIBRACION



$W_u = 0.8 \text{ T/m}^2$

Muros : $G_m = 3 \text{ T/cm}^2$

$e = 25 \text{ cm}$
 $l_m = 463 \text{ cm}$
 $h_{mf} = 225 \text{ cm}$

ESPECIFICACIONES :

Vigas : $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 217 \text{ T/cm}^2$

Columnas : $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 217 \text{ T/cm}^2$

$B = 25 \text{ cm}$
 $H = 35 \text{ cm}$

$t = 37 \text{ cm}$
 $h_{ct} = 232.5 \text{ cm}$

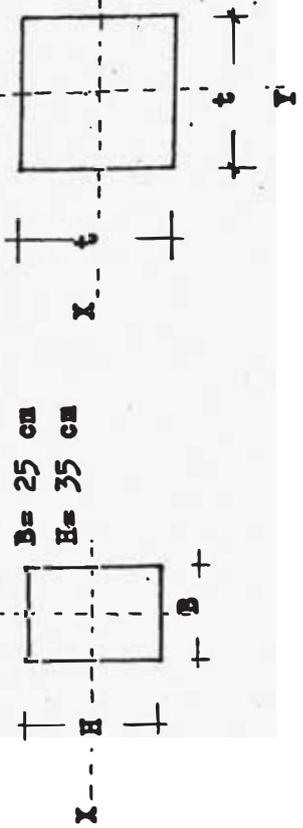


fig. IV-4.- MODELO B

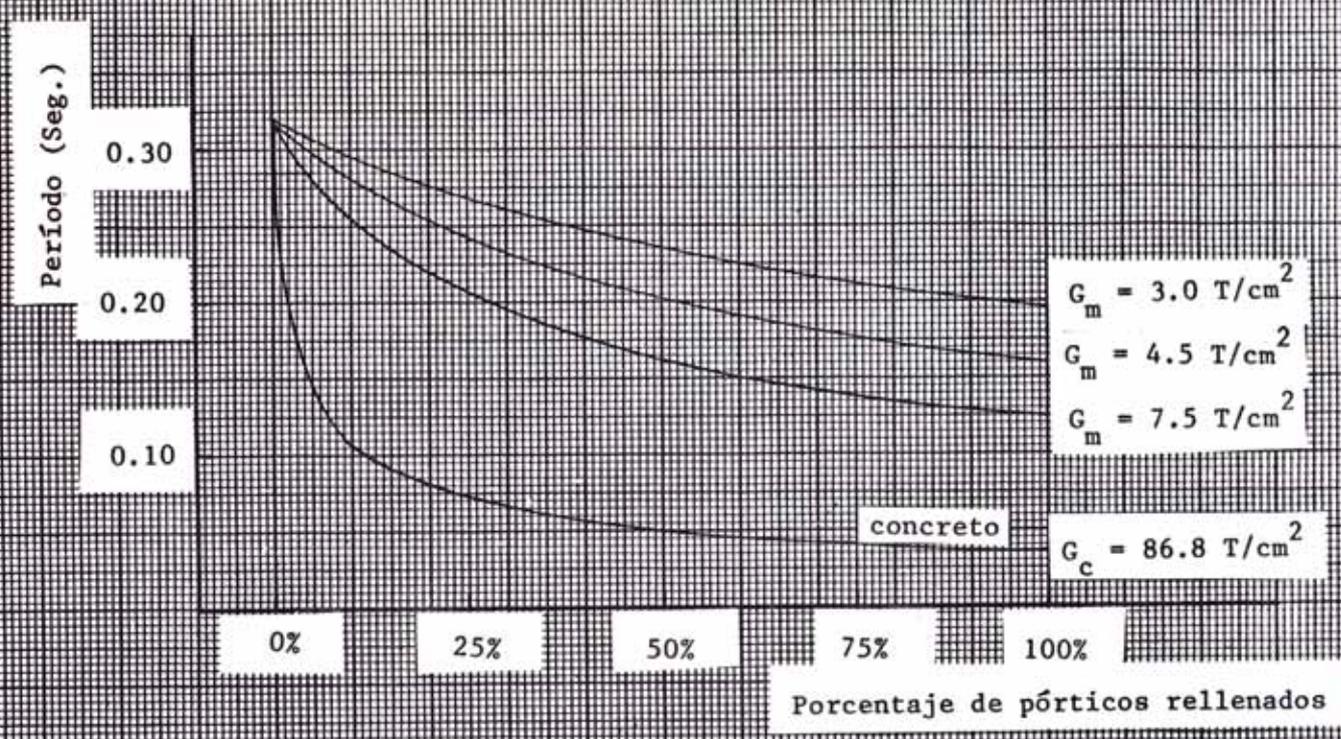


fig. IV-5.-INFLUENCIA DE LA DENSIDAD DE PORTICOS RELLENADOS EN EL MODELO B EN SU PERIODO FUNDAMENTAL. $e = 25\text{cm}$.

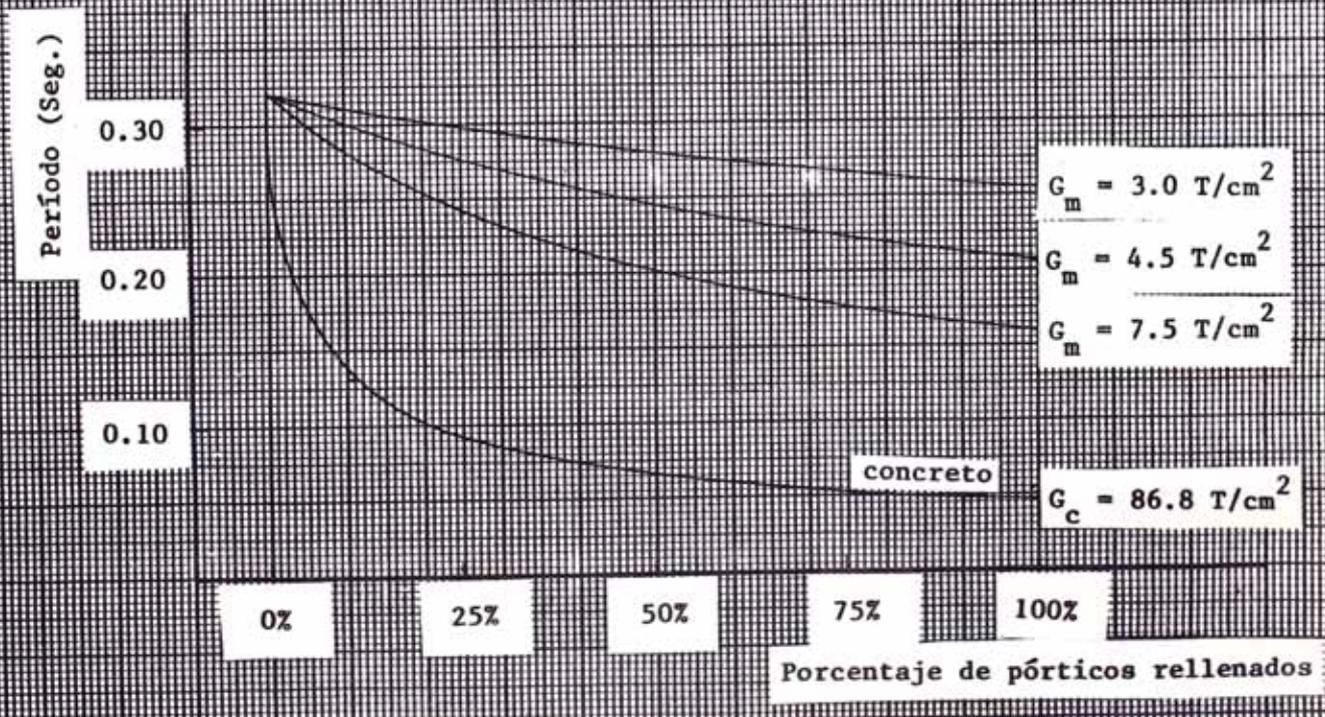


fig. IV-6.-INFLUENCIA DE LA DENSIDAD DE PORTICOS RELLENADOS EN EL MODELO B EN SU PERIODO FUNDAMENTAL. $e = 15 \text{ cm}$.

CAPITULO V

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

I) GENERALIDADES :

Hasta el momento se han realizado programas de investigación en diversas partes del mundo con respecto a la respuesta de sistemas pórtico-muro ante cargas laterales, de dichas investigaciones se ha encontrado:

- El comportamiento es aproximadamente lineal hasta el agrietamiento.
- La carga de agrietamiento diagonal se puede predecir con razonable aproximación a partir de los resultados de ensayos de muretes sujetos a compresión diagonal.
- En la mayoría de los casos la falla ocurre a través de las juntas debido a una combinación de esfuerzos tangenciales y de tensión normal a las juntas.
- La adición de muros de relleno al pórtico, aumenta considerablemente su rigidez y resistencia pero disminuye su ductilidad.
- Los pórticos de concreto armado rellenos con muros de albañilería de ladrillo sometidos a carga lateral, no se comportan como pórticos en ningún estado de carga.
- La capacidad del sistema pórtico-muro puede no estar limitada por la resistencia al cortante del muro de albañilería de ladrillo. El pórtico puede contribuir significativamente a la capacidad del sistema después del agrietamiento del muro.
- Debido a sus propiedades únicas, el uso de la albañilería de ladrillo como material de relleno resulta en una respuesta di

ferente de aquella que podría esperarse de otros tipos de paneles de relleno; pues, tiene planos de debilidad pre-determinados que hacen que las grietas sigan trayectorias definidas.

II) RESULTADOS :

La presente tesis ha logrado reunir una información general con respecto a la respuesta de sistemas pórtico-muro ante cargas laterales y además el haber obtenido algunos conceptos para su análisis, tales como:

- Para la determinación de la rigidez lateral de la albañilería, en los modelos estudiados, es suficiente considerar la deformación por cortante ignorando la deformación por flexión, la cual se ha demostrado que tiene una influencia despreciable.

- Se debe tener cuidado especial al considerar el valor apropiado del módulo de rigidez de la albañilería, ya que una variación de ella origina valores apreciablemente diferentes en el período fundamental de vibración, tal como se muestra en la fig. IV-2.

- De los resultados de los modelos estructurales estudiados es interesante apreciar que la forma de los modos de vibración es prácticamente constante, pudiéndose considerar por lo tanto independiente del módulo de rigidez.

- Se propone un procedimiento simple de análisis considerando la estructura como una armadura, donde el muro se reemplaza por una diagonal; y se ha encontrado una relación, para los modelos estudiados, que toma en cuenta la influencia del número de crujeas de los pórticos rellenos. Así, para el caso de tener pórticos rellenos en dos crujeas se analiza como si fuese una sola, pero con la mitad de las fuerzas laterales, siendo luego aumentada en 30% la fuerza de compresión diagonal calculada en el muro más solicitado; para el caso de tener pórticos rellenos en tres crujeas se analiza como una sola, pero con el tercio

de las fuerzas laterales, siendo luego aumentada en 40% la fuerza de compresión diagonal calculada en el muro más solicitado.

- Se propone criterios de dimensionamiento de columnas considerando la densidad de pórticos rellenos con muros de ladrillo. Igualmente, se presenta criterios para controlar el período fundamental de vibración variando la densidad, espesor y módulo de rigidez de los muros de ladrillo de relleno.

III) ESTUDIOS FUTUROS :

Se propone el estudio de sistemas pórtico-muro considerando los siguientes efectos:

- La variación de la rigidez del piso con respecto a la altura sobre la base de la edificación.

- La intervención de las deformaciones por cortante, flexión y rotación para el análisis del sistema.

- La influencia de las aberturas en la respuesta del sistema.

- Hacer un estudio sistemático de diversos modelos estructurales variando el número de pisos y de crujeas para la obtención de criterios prácticos de diseño.

BIBLIOGRAFIA

- (1) A.E. Fiorato, M.A. Sozen, W.L. Gamble. "A investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls". UNIVERSITY OF ILLINOIS, Civil engineering studies, Structural research series N^o 370, Urbana (Nov. 1970).
- (2) Roberto Meli. "Comportamiento sísmico de muros de mampostería. UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO. (Abril 1975).
- (3) J.P. Fedorkiw, M.A. Sozen. "A lumped parameter model to simulate the response of reinforced concrete frames with filler walls," UNIVERSITY OF ILLINOIS, Civil engineering studies, Structural research series N-338, Urbana (June 1968).
- (4) C.B. Monk. "A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry". Research report N^o 12, Structural Clay products Research fundation, Geneva, Illinois, (July 1967).
- (5) SUBCOMISION DE ALBAÑILERIA. "Proyecto de normas de construcción de albañilería", Capítulo de ingenieros civiles-Colegio de ingenieros del Perú, Lima (Set 1975).
- (6) B.S. SMITH, C. Carter. "A method of analysis for infilled frames". Proceeding I.C.E. Vol 44.pp.31-48 (Set 1969).
- (7) W.W. Frischaman, S.S. Prabhu, J.F. Toppler. "Multi-Storey frames and interconnected shear walls subjected to lateral

loads", concrete and construction engineering, p.p. 227-234 y 283-292, Londres (1963).

- (8) K.J. Bathe, E.L. Wilson y F.E. Peterson. "S.A.P. IV. A Structural analysis program for static and dynamic response of linear systems". Report N^o EERC 73-11 University of California, Berkeley (Jun. 1973).
- (9) Sven, Sahlin. "Structural masonry", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey (1971).
- (10) Boletín N^o 1. INSTITUTO DE ESTRUCTURAS. UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, (1962) Lima-Perú.
- (11) C. Carter. "The diagonal tensile strength of masonry". Research report N^o C.E./2/69, Department of Civil Engineering, UNIVERSITY OF SOUTHAMPTON, (Nov. 1968).
- (12) J. Kuroiwa, R. Morales, A. Sanchez, E. Temoche, R Yamashiro. "Propuesta de normas básicas de diseño sismo-resistente y sus comentarios". UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA (1976).
- (13) R.A. Sanchez Cristobal. Tesis: "Estudio de la propiedades de compresión Axial, corte y tracción diagonal en muros de albañilería de arcilla cocida". UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA (1972)
- (14) A. Galvez: Tesis: "Criterios sísmicos de dimensionamiento UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA. (1977).