

10. EVALUACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

10.1. GENERALIDADES.

Para la evaluación de la estructura se realizó el análisis estructural ante efectos de cargas verticales: muerta y viva y para cargas sísmicas. Las cargas sísmicas se calcularon en base a la aplicación de la Norma COVENIN 1756-82, tomando en cuenta efectos traslacionales y rotacionales a través de los Métodos Estático Equivalente y Torsión Estática Equivalente.

Con las solicitaciones obtenidas se evaluó la seguridad de los diferentes elementos estructurales. Esta evaluación en algunos casos, como por ejemplo la torre central del Hospital, se hizo en forma aproximada, en cambio en otros se realizó en forma mucho más detallada.

Debido a la magnitud de la edificación del Hospital, la evaluación de la seguridad estructural no se realizó en la totalidad de la estructura. En todos los cuerpos se analizaron los aspectos de la configuración estructural que pudieran resultar perjudiciales y en la mayoría de ellos se seleccionaron los órbiticos o sistemas estructurales sometidos a las acciones más desfavorables.

10.2. HIPOTESIS UTILIZADAS EN EL ANALISIS DE CARGA VERTICAL.

El tipo de tabiquería onomedio que presenta el Hospital Universitario está constituido por bloques huecos de arcilla de

0.15 m. de espesor en base a lo cual se tomó un peso de 230 kg/m² de pared. Tomando en cuenta la concentración de paredes en cada sector, se obtuvieron las cargas de tabiques en proyección horizontal.

Las sobrecargas estimadas de acuerdo a la Norma COVENIN de cargas y sobrecargas para edificios, variaron entre 175 Kg/m², para habitaciones, y 300 Kg/m² para otros usos.

10.3. HIPOTESIS UTILIZADAS EN EL ANALISIS SISMICO.

En el análisis sísmico realizado se supuso un perfil del suelo tipo S1 en base a las características generales de la meseta, obtenidas del estudio de Microzonificación sísmica de la ciudad de Mérida.

En relación a la calidad de diseño de la estructura se escogió el nivel de diseño ND1, para la edificación original, mientras que en el sector de emergencia, debido a que su diseño es más reciente, con juntas más confinadas, se seleccionó un nivel de diseño ND2.

En cuanto al tipo de diseño estructural, los sectores del Hospital Universitario presentan todos los tipos establecidos por la Norma COVENIN 1756-82 (tipo I, tipo II, tipo III, y tipo IV) lo que trae como consecuencia diferentes valores de los factores de ductilidad D, los cuales varían entre D=1.0 para la capilla y D=4.5 para el sector de Emergencia. La mayoría de los sectores analizados presentan factores de ductilidad que varían entre D=2.0 y D=2.5.

Por ser el Hospital una edificación esencial para la ciudad se le asignó, según el uso, Grupo A y un coeficiente de uso $\alpha = 1,25$.

10.4. METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

10.4.1. EVALUACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN MIEMBROS.

La evaluación de la seguridad estructural en miembros se determina en base a los factores "r": de capacidad flexional r_f y cortante r_v :

$$r_f = \frac{M_n - (M_m + M_v)}{|M_s|} \quad (10-1)$$

$$r_v = \frac{V_n - (V_m - V_v)}{|V_s|} \quad (10-2)$$

donde:

r_f, r_v : relaciones de capacidad del elemento a flexión y corte.

M_n, V_n : momento y cortante resistente del elemento.

M_m, V_m : momento y corte de servicio por carga permanente.

M_v, V_v : momento y corte de servicio por carga variable.

M_s, V_s : momento y corte por carga sísmica.

Estas relaciones son aceptables si el elemento es capaz de absorber por lo menos el 50% de los efectos originados por el sismo. Para relaciones menores se recomienda reforzar.

Los valores negativos de estas relaciones indican que el

elemento no es capaz de soportar la totalidad de las cargas verticales prescritas. En estos casos se recomienda reforzar el elemento.

10.4.2. EVALUACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL POR DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA.

La evaluación de la seguridad estructural por desplazamientos se determina en base a los desplazamientos inelásticos probables de cada sector del Hospital y su efecto sobre los sectores adyacentes.

10.5. EVALUACION ESTRUCTURAL DE LOS CUERPOS "A", "B1", "B3", "C" Y "E".

Los resultados de la evaluación se presentan de manera gráfica sobre cada pórtico analizado. La falla por flexión en los extremos de las columnas se representa por una "X". En vigas se representa con una pequeña línea horizontal, ubicada en la parte superior y/o en la parte inferior según el tipo de falla. (falla por tracción superior y/o inferior respectivamente).

La falla por corte se representa tanto en vigas como en columnas, por medio de líneas que cortan el eje del elemento.

Los desplazamientos inelásticos absolutos de cada nivel, expresados en centímetros, se indican entre paréntesis en cada una de las figuras.

10.5.1. CUERPO "A1-1"

Se mencionan a continuación los aspectos de la estructuración

que pudieran perjudicar su comportamiento.

Estos aspectos son:

- El hecho de tener dos tipos de techo, uno rígido y otro flexible puede originar una distribución irregular de las fuerzas sísmicas, concentrando sus efectos en una parte de este cuerpo.

- En la intersección de los ejes "4" y "4'" con el eje "8" no hay columnas por razones de espacio físico requerido, por lo que los pórticos "4" y "4'" tienen una luz libre de 12 m.; las columnas centrales de los demás pórticos en esa dirección no están alineadas y además no están conectadas entre sí, es decir que no existe un pórtico central en dirección E-O. Esto hace que el comportamiento sísmico de ese cuerpo no esté claro pudiéndose ocasionar problemas por esa indefinición del sistema estructural.

- Existen volados muy grandes (de 3 m.) en los pórticos N-S que pudieran tener problemas en caso de ocurrir vibraciones verticales, especialmente de origen sísmico. En especial pudieran presentarse problemas en los dos sitios en donde los volados terminan sobre los muros de concreto armado, pues pudiera alterarse el comportamiento de voladizo que se previó en los cálculos.

10.5.2. CUERPO "A1-2".

Presenta una estructuración tipo I en ambos sentidos. En el sentido N-S tiene volados de cierta consideración (aprox. 3 m.). En algunos sectores de estos volados, el extremo se apoya sobre pantallas no contempladas en el proyecto original trayendo como

consecuencia un comportamiento estructural diferente al previsto en el diseño original.

Las relaciones de excentricidades estáticas, e/B , obtenidas en el análisis sísmico están dentro de los límites contemplados en la normativa vigente para edificaciones regulares.

El control de desplazamientos relativos realizado indica que este cuerpo en sentido E-O excede los valores límites prescritos en la norma referente a desplazamientos inelásticos relativos.

Los desplazamientos inelásticos absolutos en sentido E-O sobrepasan la capacidad física de deformación de la junta del eje "9", pudiendo chocar con el cuerpo "A1-1".

De la evaluación de la seguridad estructural de cada miembro (ver figuras 13; 14 y 15), se observa que la mayor parte de las columnas de los pórticos analizados fallan por flexión en la parte superior e inferior, pudiendo producirse un mecanismo de falla lateral. En el caso de pórtico "R", todas las vigas fallan por flexión en la parte superior e inferior, con valores de r_f muy pequeños tanto para vigas como para columnas. Es de destacar, que este pórtico, al igual que el pórtico "T", son elementos de amarre y por lo tanto, no fueron calculados para ningún tipo de carga en el diseño original. No existen elementos de amarre entre las columnas centrales de los pórticos ubicados en dirección N-S.

1D.5.3. CUERPO "A2"

Los problemas estructurales que pueden presentarse en este cuerpo los puede ocasionar la chimenea que en él existe. Esta

chimenea es una estructura muy esbelta en la dirección E-O. Lo que origina grandes deflexiones en el extremo superior de la misma, en la dirección mencionada.

Se estudió el órbitico "7A-A2" (ver figura 16) y se encontró que la chimenea en la dirección de este órbitico presenta buen comportamiento. Las vigas que llegan a la misma fallan por flexión en la mayoría de sus extremos. En la dirección este-oeste la chimenea falla por flexión y el desplazamiento en su parte superior es significativo.

10.5.4. CUERPO "A3" = CUERPO "A4".

Tiene una estructuración tipo III en sentido "X" (N-S) y tipo II en sentido "Y" (E-O). En sentido "X" presenta una estructura completamente simétrica dando como resultado una excentricidad de cálculo igual a cero. En sentido "Y" presenta muros estructurales en forma ligeramente asimétrica dando como resultado una relación de excentricidad e_x/B_x igual al 11% en el primer piso, mayor que la permisible para edificaciones regulares, y del 6% en los cuatro pisos restantes.

En cuanto a los desplazamientos relativos, se exceden liberamente en el sentido "X", mientras que en sentido "Y" exceden en dos y más de tres veces los valores permisibles. Los desplazamientos inelásticos absolutos, en el sentido "X" son mayores de 13 cm. excediendo la apertura máxima de la junta de 3 cm., pudiendo chocar con el sector "B2".

De la evaluación de la seguridad estructural de cada miembro (ver figuras 17, 18 y 19), se observa que en el pórtico "4" fallan todas las vigas dando valores muy pequeños del coeficiente r_f . En cuanto a las columnas, las número "26" y "27" están sometida a flexo-tracción. Todas las columnas fallan por corte. En el pórtico "P" las vigas fallan totalmente así como las columnas de los niveles "2", "3" y "4", pudiendo producirse el colapso de este pórtico.

10.5.5. CUERPO "A5".

Tiene una estructura tipo "I" en ambos sentidos. En el sentido "Y" (E-O) tiene un volado de la losa de 1,60 m., sin continuación de la viga. La estructura es simétrica en sentido "Y" y ligeramente asimétrica en el sentido "X" (N-S), presentando una relación de excentricidad $e_y/B_y = 5\%$ lo cual la clasifica como una edificación regular.

En el pórtico "14" (ver figura 20) todas las vigas fallan por corte así como las columnas del primer piso. En el pórtico "M" (ver figura 21) las vigas fallan por flexión en su parte superior. En el pórtico "P" (ver figura 22) las columnas del segundo nivel fallan por corte.

10.5.6. CUERPO "B1".

Presenta una estructuración tipo "I" en sentido "Y" (E-O). Las vigas y columnas de algunos pórticos de este sector son interrumpidas originando una discontinuidad apreciable del sistema estructural. Las vigas se interrumpen en el segundo nivel

mientras que las columnas se interrumpen en el primer nivel a consecuencia del espacio libre existente en el anfiteatro. Las relaciones de excentricidades oscilan para este sector entre el 8% para el sentido "X" y el 10% para el sentido "Y"

Los desplazamientos absolutos se sobrepasan en ambos sentidos en relación a la capacidad máxima de las juntas de los ejes "4" y "6" lo cual puede ocasionar un choque probable con los cuerpos "B2" y "C1".

De la evaluación de la seguridad estructural de cada miembro (ver figuras 23, 24, 25 y 26) se observa una falla probable generalizada por corte en todos los pórticos.

10.5.7. CUERPO "B3".

Presenta una estructuración tipo "I" en el sentido X (N-S) y tipo "II" en el sentido "Y" (E-O). A nivel de planta baja existe un muro estructural que está presente en dos de las fachadas de este cuerpo, ocasionando una concentración considerable de rigideces en esta zona y produciendo efectos torsionales importantes. Los desplazamientos relativos son mayores que los admisibles. y los desplazamientos absolutos en las direcciones "X" y "Y" son considerables, pudiendo producirse el choque con los cuerpos "B2" y "C3", ya que se sobrepasa la capacidad máxima de las juntas en los ejes "M", "G" y "8B".

De la evaluación de la seguridad estructural de los diferentes elementos (ver figuras 27 y 28) se encuentra que los pórticos estudiados tienen problemas de flexión tanto en vigas como en

columnas, lo que podría ocasionar el colapso de los tres pisos superiores. En algunos casos se obtuvo falla por tracción en las columnas.

10.5.8. CUERPO "C1".

En ambos sentidos el sistema estructural es del tipo "II". En el sentido "X" (N-S) la relación de excentricidad e_y/B_y es del orden del 8% mientras que en el sentido "Y" (E-O) la relación e_x/B_x llega hasta 43% en el primer nivel, debido a la presencia de un muro estructural en uno de sus extremos. Los desplazamientos relativos en sentido "Y" exceden el valor máximo permisible para este tipo de edificación. En relación a los desplazamientos absolutos de este sector, los mismos son muy pronunciados y exceden los valores máximos de las juntas sobre los ejes "4" y "6" pudiendo ocurrir, durante un evento sísmico, un probable choque de este sector con los cuerpos "B1" y "C2".

De la evaluación de la seguridad estructural (ver figuras 29, 30, 31 y 32), tenemos que el pórtico "2" muestra una falla generalizada por flexión tanto en vigas como en columnas. La mayor parte de las columnas fallan a corte. Casi todas las pantallas están sometidas a flexo-tracción. Las vigas número 12, 21 y 24 no son capaces de resistir la totalidad de las cargas verticales de diseño. En el pórtico "A" la mayor parte de las vigas y columnas fallan a flexión. En el pórtico "B" la mayor parte de las vigas fallan a corte.

10.5.9. CUERPO "C2".

Presenta una estructura tipo "II" en ambos sentidos. La relación de excentricidad estática en sentido "X" (N-S) es pequeña a diferencia del sentido "Y" (E-O) en el cual dicha relación alcanza valores del 18% como producto de una colocación asimétrica de varios muros estructurales. Los desplazamientos relativos en sentido "X" exceden el valor permisible del 15%. Los desplazamientos absolutos exceden los valores máximos que permiten las juntas de construcción de los ejes "4", "E'" y "9" pudiendo chocar este sector con los sectores "C1", "C2" y "B2".

La evaluación de la seguridad estructural (ver figuras 33, 34 y 35) muestran que las vigas de todos los pórticos evaluados presentan una falla generalizada por corte.

En el pórtico "8" todas las vigas de los dos primeros niveles fallan por flexión.

10.5.10. CUERPO "C3".

Su sistema estructural es de tipo "II" en ambos sentidos. Las relaciones de excentricidades estáticas e_y/B_y son menores que el valor límite establecido para edificaciones regulares (8%). En sentido "Y", la relación e_x/B_x en el primer nivel es igual al 21% como producto de la distribución de algunos muros estructurales. En los niveles restantes las relaciones son menores del 8%. Los desplazamientos relativos inelásticos en sentido "Y" son mayores que el valor límite permisible. Los desplazamientos absolutos aunque sobrepasan la capacidad de las juntas en los ejes "9'" y

"G" no son excesivamente grandes como ocurre en otros sectores.

Los resultados de la seguridad estructural (ver figuras 37, 38 y 39) muestran que algunas vigas y columnas fallan por cortante.

10.5.11. CUERPO "E".

Presenta un sistema estructural tipo "I" en ambas direcciones. Las losas están armadas en el sentido de la luz más grande (9,2 m.) con un volado excesivamente grande (3,2 m.). Este sector no tiene un sistema definido resistente al sismo en sentido "Y". En sentido "X" solo dispone de dos líneas resistentes, con grandes masas tributarias en cada una de ellas. Los desplazamientos relativos inelásticos se exceden en ambas direcciones con valores muy exagerados en sentido "Y" donde alcanzan magnitudes del 68%. Los desplazamientos absolutos de este sector son exageradamente altos, pudiendo golpear fuertemente a los sectores adyacentes.

En las figuras 40, 41, 42 y 43 se observa que todas las columnas de los pórticos analizados fallan por flexión en la parte superior e inferior, trayendo como consecuencia el colapso completo de este sector ante un sismo como el considerado en la norma.

10.6. EVALUACION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL CUERPO "B2".

10.6.1. ASPECTOS GENERALES.

Este sector "B2", cuya descripción fue hecha en los puntos 5.22 y 6.9 es notoriamente irregular en cuanto a su concepción

estructural. Están presentes en él los cuatro tipos de sistemas estructurales contemplados en la norma COVENIN 1756-82. Así tenemos un sistema aporticado en los niveles Servicios y Emergencia, en las zonas adyacentes a la torre; muros estructurales en el núcleo de circulación vertical (extremo suroeste) y en el núcleo de la torre; sistema en forma de péndulo invertido (en la Capilla).

Los aspectos más resaltantes que pueden influir en el comportamiento de este sector ante sollicitaciones sísmicas son los siguientes:

- Las vigas radiales que soportan los diafragmas de la torre tienen volados muy grandes (aproximadamente 5 m.) y una altura insuficiente para poder soportar adecuadamente vibraciones verticales producidas por un sismo de cierta magnitud. Por otra parte, los anclajes de estas vigas en el núcleo central de pantallas son insuficientes. El macizado existente alrededor del núcleo no rodea a éste de una manera uniforme, dejando a las vigas radiales que llegan al extremo sur del núcleo sin el incremento de la sección que ese macizado les confiere a las demás.

La continuidad de las vigas radiales a consecuencia del núcleo de ascensores entorpece la transmisión de cargas horizontales.

- La presencia de la escalera y los muros estructurales que la encierran constituyen un núcleo muy rígido que puede atraer hacia sí el centro de rigideces de la torre pudiendo ocasionar en ella efectos torsionales importantes.

En uno de estos muros estructurales existen varias aberturas rectangulares en los niveles inferiores que debilitan la resistencia del mismo (ver foto 27).

- A una de las columnas de la torre se le hizo una abertura (a manera de puerta) en los niveles Primer Piso y superiores lo cual pudiera ocasionar problemas locales de comportamiento en ese sector (ver foto 47); además, en esa misma columna pero en los niveles inmediatamente inferiores se le hizo una sobredimensión (esta no figura en los planos originales) que ocasiona un cambio de rigideces en la columna que puede producir efectos negativos en su comportamiento (ver fotos 48 y 49).

- La unión monolítica de las vigas de los pórticos con la estructura de la torre, que tiene un comportamiento muy diferente, pudiera ocasionar problemas locales en dichas uniones.

- La unión monolítica de las losas de los pasillos con la torre puede generar problemas en los primeros debido a la gran flexibilidad de los mismos con respecto a la torre. Por otra parte, el contacto de los volados de la torre con el techo de los pasillos podría fracturarlos si llegasen a ocurrir vibraciones verticales de cierta magnitud en esos volados.

- En el pasillo que comunica la torre con el cuerpo "A" existe una columna muy esbelta en dirección N-S, ya que comprende los dos primeros pisos. además esta columna es muy corta en el piso inmediatamente superior pues está confinada por muros de baranda.

- El pasillo que comunica la torre con el cuerpo "C" está agrupado en un solo eje de columnas y su planta no es simétrica con respecto a dicho eje lo que puede ocasionar problemas de torsión en las vigas de ese pasillo .

- La estructura de la capilla se comporta, en la dirección N-S, como un péndulo invertido con una gran masa en la parte superior, lo cual producirá efectos de flexión considerables en la columna que la soporta en caso de producirse movimientos significativos.

- La presencia del núcleo de muros estructurales en el extremo sur-oeste puede ocasionar problemas torsionales en los pórticos que se conectan a él dada la gran rigidez que tiene ese núcleo.

- En el cuerpo ubicado en el extremo sur-oeste existe una pantalla de concreto armado que no tiene fines estructurales pero que tiene una gran rigidez considerable que puede atraer fuerzas considerables a los elementos que la rodean, esto unido al hecho de que la pantalla se interrumpe en el nivel Plaza, lo cual origina un cambio brusco de rigidez, puede producir problemas significativos en el comportamiento de ese sector.

10.6.2. EVALUACION APROXIMADA DE ALGUNOS ELEMENTOS DE LA TORRE CENTRAL.

I. Evaluación aproximada de los elementos portantes verticales de la torre central.

En vista de que la ubicación de los elementos portantes verti-

cales de la torre no permite establecer claramente las líneas resistentes a las cargas horizontales, para realizar un análisis bidimensional, se realizó un estudio aproximado mediante la utilización de un pórtico equivalente a fin de poder efectuar ese tipo de análisis.

Como aproximación para la distribución de las fuerzas sísmicas se supone que la absorción de fuerzas se realiza en base a la rigidez de las columnas multiplicada por el $\cos^2 \alpha$. Siendo α el ángulo que forma cualquier otro pórtico con el eje del pórtico considerado. Se consideran para el cálculo varios ejes de columnas hasta que la contribución de rigidez sea despreciable. En base a estas consideraciones se construye un pórtico equivalente constituido por dos columnas laterales de rigidez equivalente y una columna central, constituida por la caja de ascensores.

TORRE CENTRAL

Cálculo del área de la planta:

$$\begin{aligned} A_i &= \pi \times 15,5^2 - 3,6 \times 9,5 \\ &= 754,77 - 34,2 \\ &= 720,57 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del peso de un nivel de la torre:

Wi:	Losa	+ 0,15 x 754,77 x 2.400	271.717 Kg.
		- 0,15 x 3,60 x 4,50 x 2.400	5.832 Kg.
		+ $\pi \times 4,00^2 \times 0,25 \times 2.400$	30.159 Kg.

	- 5,50 x 3,60 x 0,40 x 2.400	19.008 Kg.
Vigas	+ 11 x 0,38 x 0,90 x 2.400 x 5	45.144 Kg.
	+ volados	26.400 Kg.
Columnas	+ 9 x 1,06 x 2.400 x 2,85	65.253 Kg.
Ascensores	+ 0,20 x 19,10 x 2,6 x 2.400	23.836 Kg.
Piso	+ 100 x 720,57	72.057 Kg.
Tabiquería	+ 100 x 720,57	72.057 Kg.
CV	+ 0,25 x 200 x 720,57	36.029 Kg.
Muro Est.	+ 4,16 x 2,85 x 2.400	28.454 Kg.
		W ₁ = 646.268 Kg.

Peso de la torre hasta nivel Plaza:

$$W = 10,5 \times W_1 = 6.785.812 \text{ Kg}$$

Cálculo del corte basal (a nivel Plaza):

$$T_a = 0,63 \text{ seg.}$$

$$\mu = 0,83$$

$$A_d = 0,31$$

$$V_o = 1.745.990 \text{ Kg.}$$

$$I_{\text{columna}} = 1,023 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{ascensores}} = 16,67 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{escalera}} = 7,17 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{total}} = 1,023 \times (2 + 4 \times 0,71 + 3 \times 0,17) + 7,17 \times 0,17 + \\ + 0,43 \times 16,67 = 13,86 \text{ m}^4$$

Patrón equivalente:

$$\text{Vigas: } 100 \times 50 \text{ cm.} \times \text{cm.}$$

Columnas:

Eje 1: $I = 2.737 \text{ m}^4$

$A = 4,77 \text{ m}^2$

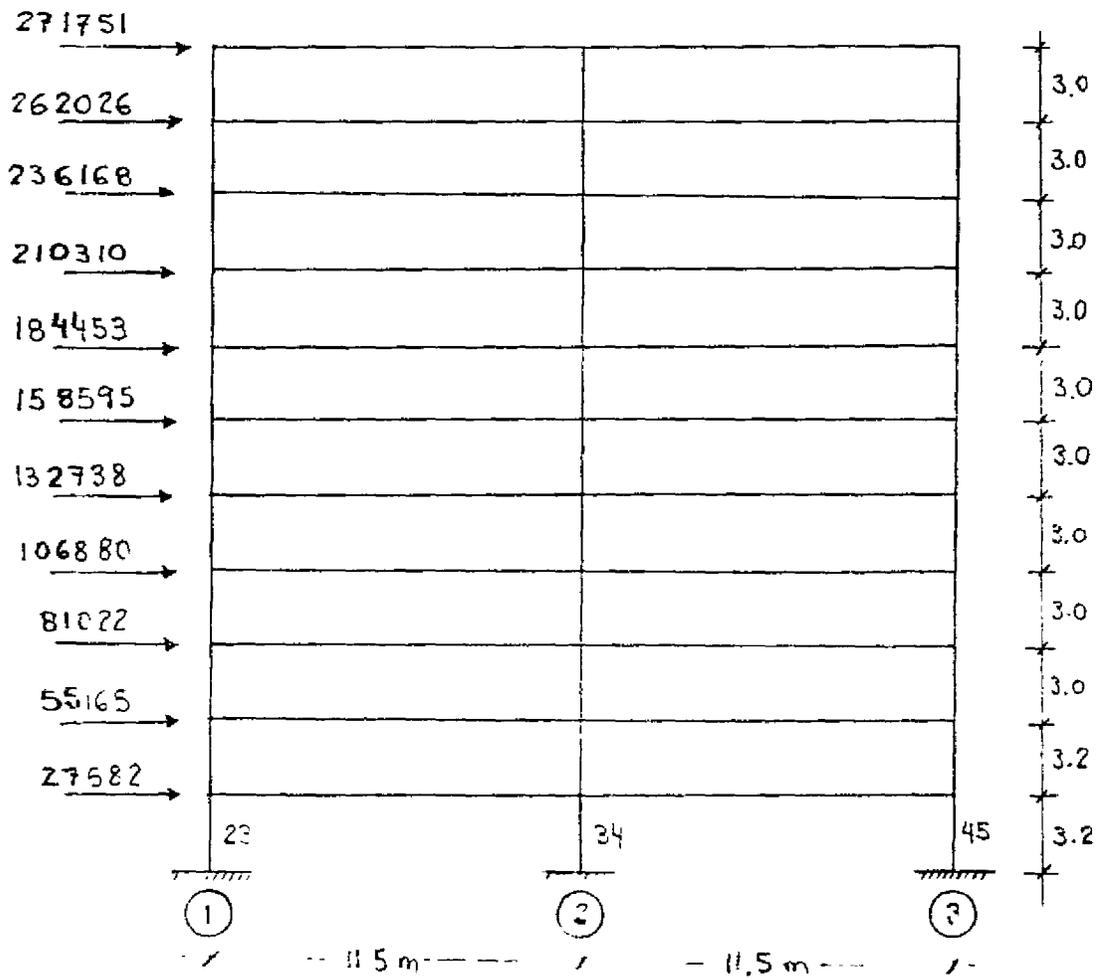
Eje 3: $I = 3.955 \text{ m}^4$

$A = 8,93 \text{ m}^2$

Núcleo ascensores:

$I = 7.168 \text{ m}^4$

$A = 3,82 \text{ m}^2$



PORTICO EQUIVALENTE

Distribución de fuerzas sísmicas a la columna del eje considerado (columna 23).

De los resultados del computador se obtiene:

$$P_{23} \text{ equivalente} = 243 \text{ T.}$$

$$M_{23} \text{ equivalente} = 6.958 \text{ T-m.}$$

$$V_{23} \text{ equivalente} = 371 \text{ T.}$$

Estas fuerzas equivalentes se distribuirán a la columna del eje considerado en base a la siguiente relación de rigideces:

$$I_{\text{columna 23}} = 1.023 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{ascensores}} = 16,67 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{escalera}} = 7,17 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{total}} = 1,023 \times (2 + 4 \times 0,71 + 3 \times 0,17) + 7,17 \times 0,17 + 0,43 \times 16,67$$

$$I_{\text{total}} = 13,86 \text{ m}^4$$

Las cargas sísmicas en la columna considerada son:

$$P_{23} = 243 \times 1,023/2,737 = 91 \text{ T.}$$

$$M_{23} = 6.958 \times 1,023/2,737 = 2.600 \text{ T-m.}$$

$$V_{23} = 371 \times 1,023/2,737 = 139 \text{ T.}$$

Suponiendo que los momentos por carga viva y muerta son nulos.

$$P_m = 559 \text{ T.}$$

$$P_v = 132 \text{ T.}$$

Con estos valores se analizó la columna "C23" obteniéndose una resistencia al corte aceptable, pero muy baja a la flexión ($r_f = 0,31$) esto indica que las columnas perimetrales de la torre no son suficientes para resistir las fuerzas sísmicas indicadas

en la Norma COVENIN 1756-82.

II. Evaluación aproximada de los volados de las vigas de la torre por efecto de vibraciones verticales originadas por el sismo.

Las vigas radiales de la torre parten del núcleo de ascensores. se apoyan en las columnas y se prolongan en voladizos de 5 m. aproximadamente; estos voladizos, por su gran longitud y por los grandes pesos que deben soportar son elementos susceptibles de ser dañados por vibraciones verticales significativas como las que puede provocar un movimiento sísmico.

Para la determinación de la capacidad resistente de esos volados se consideró que los mismos se encuentran empotrados en las columnas. Esta consideración es razonable si consideramos que las columnas tienen una longitud de 2.35 m. lo cual produce un confinamiento muy grande a la viga. especialmente para la poca altura que tienen las mismas. Basados en ese modelo se realizó el análisis como se detalla a continuación.

a) Análisis de cargas :

$$W_{op} = 0,40 \times 0,50 \times 2.400 = 480 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{losa} = 0,15 \times 4 \times 2.400 = 1.440 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{paredes} = 200 \times 4 = 800 \text{ Kg/m.}$$

$$P_{paredes} = 300 \times 3 \times 5 = 4.500 \text{ Kg.}$$

$$W_{cv} = 300 \times 4 = 1.200 \text{ Kg/m.}$$

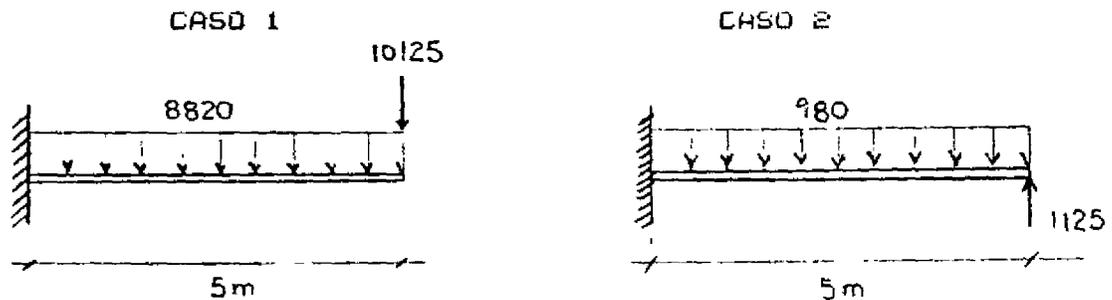
$$W_{cm} + W_{cv} = 3.920 \text{ Kg/m.}$$

De acuerdo con la Norma Antisísmica Venezolana COVENIN 1756-82

capítulo 7, para los elementos en volados será necesario analizar los estados de carga indicados a continuación:

$$d \times 1,8 \text{ (cm + cv)} \quad \text{(hacia abajo)} \quad (1)$$

$$d \times 0,2 \text{ (cm + cv)} \quad \text{(hacia arriba)} \quad (2)$$



$$(-) \quad M_u = 8.820 \times 5 \times 5 / 2 + 10.125 \times 5 = 160.867 \text{ Kg-m.}$$

$$(+) \quad M_u = 980 \times 5 \times 5 / 2 + 1.125 \times 5 = 17.875 \text{ Kg-m.}$$

$$V_u = 8.820 \times 5 \times 5 + 10.125 = 54.225 \text{ Kg.}$$

b) Chequeo por corte:

$$b = 84 \text{ cm. ; } d = 58 \text{ cm. ; } f_y = 2.200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{250} \times 84 \times 58 = 40.827 \text{ Kg.}$$

$$V_s = V_u - V_c = 13.397 \text{ Kg.}$$

La viga tiene estribos de 3/8" de cuatro ramas separados 25 cm., con una resistencia,

$$V_{sr} = \frac{1,42 \times 2}{25} \times 2.200 \times 58 = 14.495 \text{ Kg} > V_s$$

Los estribos son suficientes para resistir la fuerza de

vibración vertical.

c) Chequeo por flexión:

$$A_s(-) = 9 \varnothing 1 \frac{1}{4}'' = 90,73 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = 4 \varnothing 5/8'' = 7,92 \text{ cm}^2$$

Al calcular los momentos resistentes se obtiene:

$$M_r(-) = 105.600 \text{ Kg-m.} < 160.867 \text{ actuante.}$$

$$M_r(+) = 13.335 \text{ Kg-m.} < 17.875 \text{ actuante.}$$

Del estudio se concluye que el acero transversal es suficiente pero no así los aceros longitudinales superior e inferior, ya que no tienen la suficiente resistencia flexional.

d) Evaluación de la resistencia para absorber efectos vibratoriales verticales:

Efectos de carga muerta + carga viva:

$$\begin{array}{l} (-) \\ M_u = 71.496 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} (+) \\ M_u = 7.944 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

Resistencia excedente para absorber fuerzas vibratorias hacia abajo:

$$\Delta M = 105.600 - 71.496 = 33.654 \text{ Kg-m.}$$

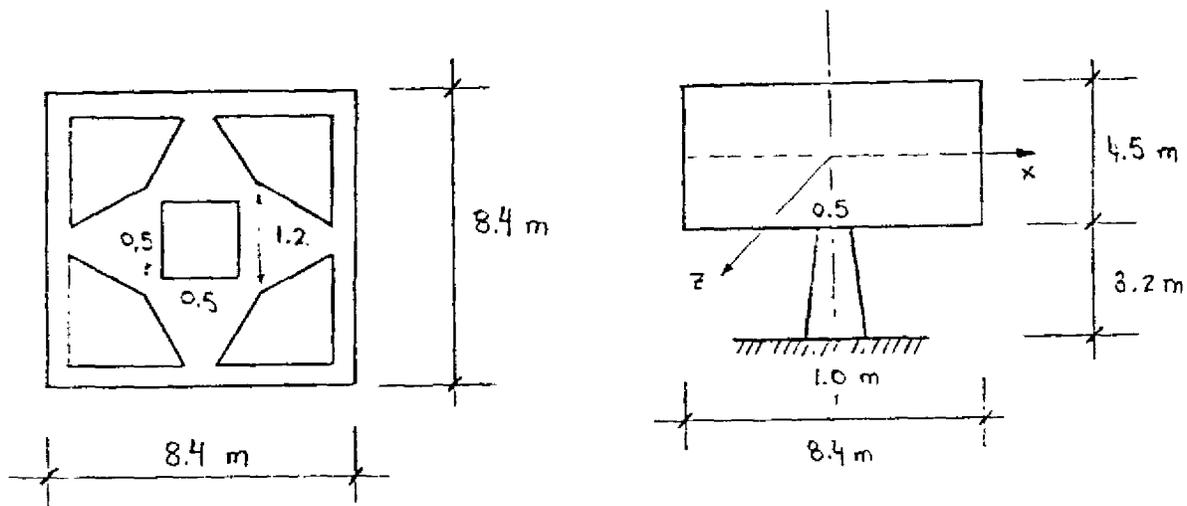
es decir, la viga solo es capaz de absorber hasta un 40% más que las cargas muerta y viva previstas, cuando existen efectos vibratoriales verticales hacia abajo. Es de hacer notar que este estudio no contempló la posibilidad de que haya una transmisión de carga de las vigas de los pisos superiores a los inferiores.

través de las paredes externas. De ser este el caso, los efectos de cargas verticales hacia abajo en las vigas inferiores aumentarían y éstas no serían capaces de absorberlos.

10.6.3. ANALISIS DINAMICO DE LA ESTRUCTURA DE LA CAPILLA, EN DIRECCION NORTE - SUR.

Este cálculo se realizó en base a las fórmulas deducidas en el trabajo "efectos sísmicos en estructuras en forma de péndulo invertido", por Octavio Rascon Ch.: Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.

Se realiza el análisis en la dirección Norte - Sur ya que en esa dirección es que la estructura puede tener mayores problemas, dado que su comportamiento ante fuerzas horizontales se parecería al de un péndulo invertido. En la dirección Este - Oeste la estructura puede encontrar alguna ayuda en las columnas del pasillo "B2 - C2" al cual se une.



PLANTA

ELEVACION (aproximada)

a) Análisis de cargas:

Losa inferior (incluidas las vigas).

$$\frac{[(0,50 + 1,20) \times 7,1]}{2} \times 0,50 \times 2.400 = 14.484 \text{ Kg.}$$

$$0,4 \times 0,5 \times 4 \times 8,4 \times 2.400 = 4.032 \text{ Kg.}$$

$$0,10 \times (8,4) \times 2.400 = 16.934 \text{ Kg.}$$

$$100 \times 8,2 = 6.724 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso 1} = 42.174 \text{ Kg.}$$

Techo:

$$0,15 \times 9,5 \times 2.400 = 32.490 \text{ Kg.}$$

$$20 \times 9,5 = 1.805 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso 2} = 34.295 \text{ Kg.}$$

Paredes laterales:

$$270 \times 4,5 \times 8,4 \times 4 = 40.820 \text{ Kg.}$$

Peso total Capilla:

$$= 117.280 \text{ Kg.}$$

Peso tributario columna:

$$\frac{0,50 + 0,75}{2} \times 1,6 \times 2.400 = 2.400 \text{ Kg.}$$

$$W = 119.680 \text{ Kg. ; } m = 122.122 \text{ Kg } \times \text{seg}^2/\text{cm.}$$

b) Cálculo del momento polar de inercia respecto al eje z:

$$J = \frac{1}{580} (42.174 \times 2,25^2 + 34.295 \times 2,25^2 +$$

$$(40.820 \times 4,2^2) / 2 = 7,624 \times 10^6 \text{ Kg} \times \text{seg}^2 \times \text{cm}.$$

Con respecto a la base superior de la columna:

$$J = 7,624 \times 10^6 + 122 \times 225^2 = 13,806 \times 10^6 \text{ Kg} \times \text{seg}^2 \times \text{cm}.$$

c) Cálculo de rigideces traslacional y rotacional:

$$K = \frac{3EI_c}{L^3} = 57.634,45 \text{ Kg/cm}.$$

$$I_c = \frac{75^4}{12} = 2.636.719 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 15.100 \times \sqrt{f_c'} = 238.752 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 320 \text{ cm}.$$

$$K_r = \frac{EI_c}{L} = 1,967 \times 10^9 \text{ Kg} \times \text{cm/rad}.$$

$$\theta = \frac{1,5}{L} = 0,00469 \text{ rad/seg}.$$

$$\delta = \frac{L}{2} = 160 \text{ cm/rad}.$$

d) Cálculo de frecuencias y modos de vibración:

$$p^2 = \frac{K}{m} = 471,94 \text{ (rad/seg.)}^2$$

$$\Omega^2 = \frac{K_r}{J} = 142,49 \text{ (rad/seg.)}^2$$

$$\mu = \frac{\Omega^2}{p^2} = 0,302$$

$$\lambda_{1,2} = \delta \times (1 + \mu \pm \sqrt{(1 + \mu)^2 - 1})$$

$$\lambda_1 = 0,2432$$

$$\lambda_2 = 4,9642$$

$$\omega_1 = \sqrt{\lambda_1 \rho^2} = 10,714 \text{ rad/seg.}$$

$$\omega_2 = 48,403 \text{ rad/seg.}$$

e) Cálculo de periodos:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,58 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 0,1298 \text{ seg.}$$

f) Cálculo de relaciones modales:

$$\frac{x_{1,n}}{\xi_{1,n}} = \frac{2L}{(4-\lambda_n)}$$

$$\frac{x_1}{\xi_1} = \frac{2 \times 320}{4-0,2432} = 170,36$$

$$\frac{x_2}{\xi_2} = -663,76$$

g) Cálculo de los coeficientes de participación de los modos de vibración:

$$C_n = \frac{\bar{x}_n^T \bar{M} \bar{i}}{\bar{x}_n^T \bar{M} \bar{x}_n} \quad ; \quad \bar{i} = \begin{pmatrix} x_{est} \\ \xi_{est} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\bar{x}_1 = \begin{pmatrix} 170,36 \\ 1 \end{pmatrix} \quad ; \quad \bar{x}_2 = \begin{pmatrix} -663,76 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\bar{M} = \begin{pmatrix} m & 0 \\ 0 & J \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 122,122 & 0 \\ 0 & 13,806 \times 10^6 \end{pmatrix}$$

$$C1 = 0,0012$$

$$C2 = -0,0012$$

h) Cálculo de respuestas máximas en valor absoluto:

$$\begin{pmatrix} V_n \\ M_n \end{pmatrix} = |C_n| \begin{pmatrix} m & 0 \\ 0 & j \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_n \\ \xi_n \end{pmatrix} \text{ Sang}$$

En la norma antisísmica COVENIN 1756-82 se encuentra el valor de la aceleración espectral "San" en base a los períodos calculados.

$$\alpha = 1,25 ; B = 2,2 ; T^* = 0,4 ; p = 0,8 ; A_0 = 0,3$$

para $T_1 = 0,58 > T^*$;

$$Ad1 = \frac{\alpha B A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right) = 0,613$$

para $T_2 = 0,1298 < 0,15$:

$$Ad2 = \frac{\alpha A_0}{R} \left[1 + \frac{T}{0,15} (B-1) \right] = 0,3$$

i) Cálculo de cortes y momentos:

$$V1 = 14,994 \text{ Kg.} ; V2 = 72,867 \text{ Kg.}$$

$$M1 = 99,529 \text{ Kg-m.} ; M2 = -124,111 \text{ Kg-m.}$$

Cortes y momentos probables en la parte superior de la columna:

$$V_{\text{probable}} = \sqrt{V1^2 + V2^2} = 72,867 \text{ Kg.}$$

$$M_{\text{probable}} = \sqrt{M1^2 + M2^2} = 159,090 \text{ Kg-m.}$$

Cortes y momentos probables en la base de la columna:

$$V_{\text{probable}} = 73,983 \text{ Kg.}$$

$$M_{\text{probable}} = 159,090 + 73,983 \times 3,2 = 395,636 \text{ Kg-m.}$$

j) Revisión de la columna por corte:

E \emptyset 3/8" a 25 en cuatro ramas.

$$\frac{Av}{s} = \frac{0.71 \times 4}{25} \times 2.200 \times 43 = 10.747 \text{ Kg.}$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{250} \times 50 \times 43 = 18.018 \text{ Kg.}$$

$Vur = Vs + Vc = 28.764 \text{ Kg.}$, mucho menor que 73.983 actuante. es decir, la columna tiene una resistencia al corte muy por debajo de la acción sísmica considerada y de llegar a producirse una fuerza de esta naturaleza, la columna fallaría por corte.

k) Revisión de la columna a flexocompresión.

FLEXOCOMPRESION SIMPLE

b (cm.)	h (cm.)	d' (cm.)	fc (Kg/cm ²)	fy (Kg/cm ²)
100	50	7	250	2.200
No acero		As (cm ²)	Xs (cm.)	
1		40.38	7	
2		10.14	16	
3		20.16	25	
4		10.14	34	
5		40.38	43	

REVISION

Caso	Pu (Kg.)	Mu (Kg-m.)	
1	119.680	159.090	
2	131.648	159.090	
Caso	Pur (Kg.)	Mur (Kg-m.)	
1	119.680	63.959	falla la sección
2	131.654	64.563	falla la sección

FLEXION COMPRESION SIMPLE

b (cm.)	h (cm.)	d' (cm.)	fc (Kg/cm ²)	fy (Kg/cm ²)
100	100	7	250	2.200
No acero		As (cm ²)	Xs (cm.)	
1		40,38	7	
2		10,14	28,5	
3		20,16	50	
4		10,14	71,7	
5		40,38	93	

REVISION

Caso	Pu (Kg.)	Mu (Kg-m.)	
1	119.680	395.836	
2	131.648	395.836	
Caso	Pur (Kg.)	Mur (Kg-m.)	
1	119.677	170.478	falla la seccion
2	131.650	175.255	falla la seccion

La columna se revisó en sus dos extremos. En el extremo superior se encontró un momento resistente de aproximadamente 64 T-m. y debe resistir un momento producido por el sismo de 159 T-m., el cual es más de dos veces la resistencia del elemento luego no sería capaz de resistir unas acciones de esta magnitud. En el extremo inferior el momento resistente es de más o menos 170 T-m. y el actuante es de 396 T-m., de nuevo, la carga actuante sobrepasa dos veces la resistencia, por lo que se concluye que, en caso de presentarse acciones sísmicas con valores similares a los de la Norma 1756-82, la estructura de la Capilla colapsaría en el

sentido analizado.

10.7. EVALUACION APROXIMADA DE LA ESTRUCTURA DE LA ENTRADA PRINCIPAL.

El techo de esta estructura por estar constituido por una losa de concreto armado de espesor de 22 cm. representa un peso considerable soportado por tres columnas que forman un triángulo, lo cual puede producir efectos rotacionales considerables, especialmente si se produce un sismo en dirección este-oeste (ver fotos 1 y 14).

a) Análisis de carga:

Peso:	Losa	50.208 Kg.
	Vigas	26.568 Kg.
	Columnas	14.784 Kg.

		91.560 Kg.

b) Análisis sísmico (hojas de cálculo en volumen de anexos)

- Centro de masas:	XCM = 4,06 m.
	YCM = 5,54 m.
- Centro de rigideces:	XCR = 3,67 m.
	YCR = 1,32 m.
- Torsión equivalente:	Mtx,1 = - 476.897 Kg-m.
	Mtx,2 = - 150.000 Kg-m.
	Mtv,1 = 78.250 Kg-m.
	Mtv,2 = - 20.200 Kg-m.

c) Resultados obtenidos.

Los resultados de la evaluación de solicitaciones fueron los siguientes:

I) Columna 1 (ubicada más hacia el norte, y cuya orientación principal es en dirección este-oeste)

Dirección norte-sur:	PCM= 30.000 Kg.
	PS= 2.000 Kg.
	VCM= 11.000 Kg.
	VS= 7.000 Kg.
	MCM= 28.000 Kg-m.
	MS= 10.000 Kg-m.

Dirección este-oeste:	PCM= 30.000 Kg.
	PS= 0 Kg.
	VCM= 0 Kg.
	VS= 42.589 Kg.
	MCM= 0 Kg-m.
	MS= 106.472 Kg-m.

II) Columnas 2 y 3 (próximamente al cuerpo "C" y orientadas en dirección norte sur).

Dirección norte-sur:	PCM= 30.000 Kg.
	PS= 23.000 Kg.
	VCM= 0 Kg.
	VS= 42.000 Kg.
	MCM= 0 Kg-m.
	MS= 126.000 Kg-m.

Dirección norte-sur:	PCM= 30.000 Kg.
----------------------	-----------------

PS= 10.000 Kg.

VCM= 3.500 Kg.

VS= 17.232 Kg.

MCM= 14.000 Kg-m.

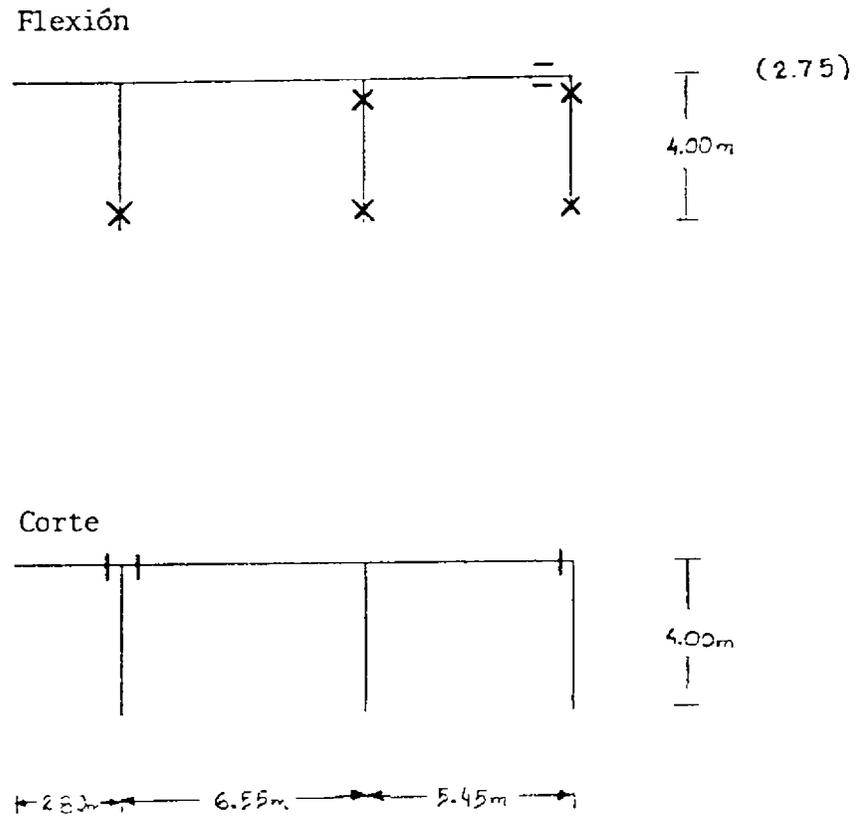
MS= 51.700 Kg-m.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación de la estructura su comportamiento es aceptable. Es importante señalar que en dicha evaluación solo se tomaron en cuenta las probables componentes horizontales del sismo y no se contempló el efecto de las posibles vibraciones verticales de la losa.

10.8. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

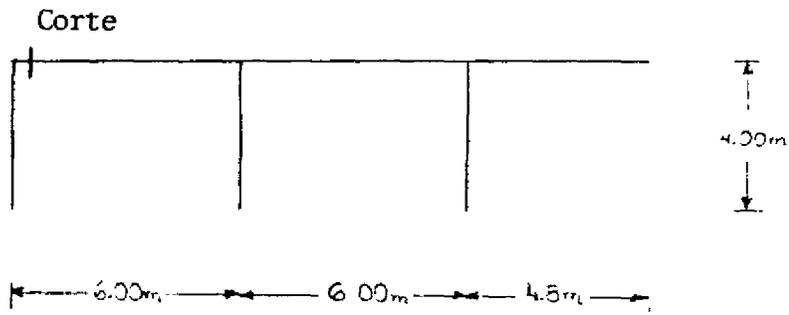
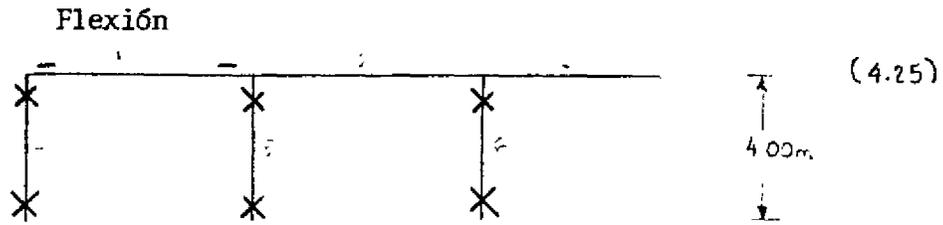
La presencia de diversos tipos de parasoles en las fachadas de varios de los cueros que constituyen el Hospital representa un problema adicional, en especial por tratarse de elementos no estructurales muy pesados que podrían ocasionar daños a personas en caso de desprenderse a consecuencia de un movimiento sísmico. De especial importancia sería el garantizar mediante anclajes o amarres suficientes estos parasoles, en particular los existentes en la fachada principal y los existentes en la torre. En una evaluación más detallada habría que estudiar las conexiones de estos elementos con la estructura a fin de determinar la seguridad de las mismas.

DOCUMENTO ORIGINAL EN MAL ESTADO



Escala 1:200

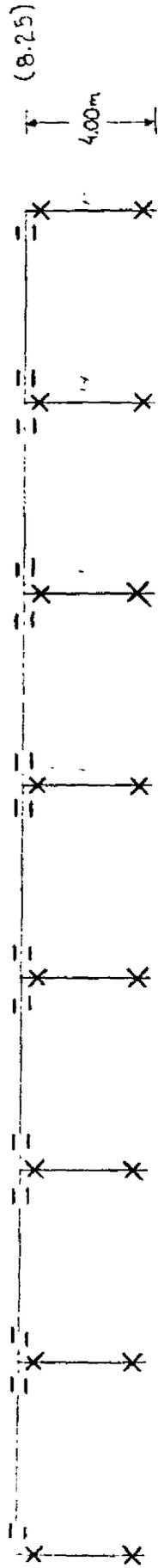
Fig. 13 Pórtico 11. Sector A1-2.



Esc. 1:200

Fig. 14 Pórtico 15'. Sector A1-2.

Flexión



Corte

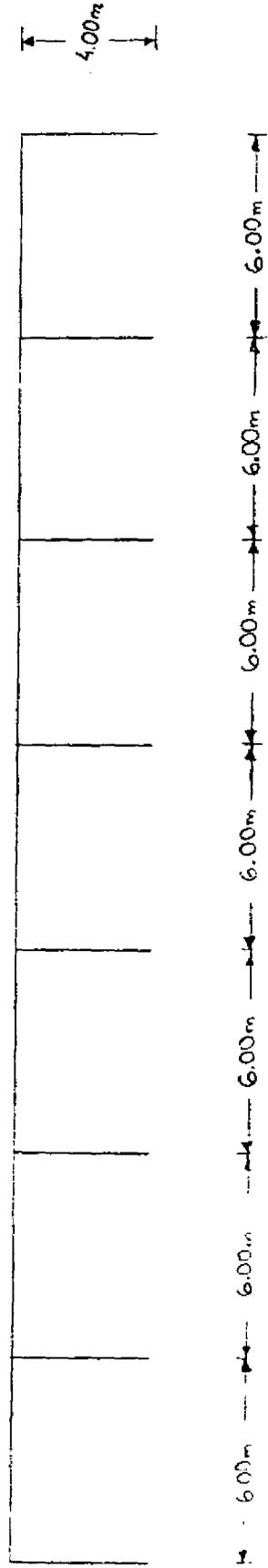
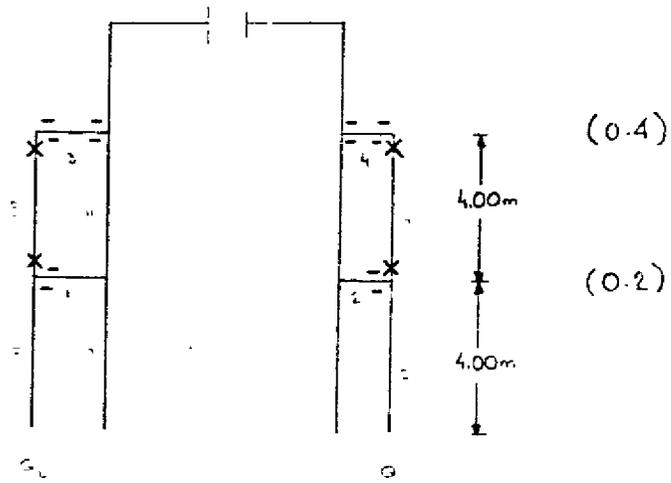


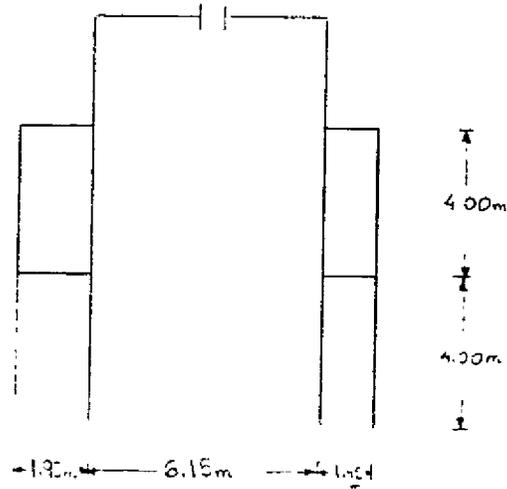
Fig. 15 Pórtico R. Sector A1-2.

Esc. 1:200

Flexión



Corte



Etc 1:200

Fig. 16 Pórtico 7a. Sector A2.

Flexión

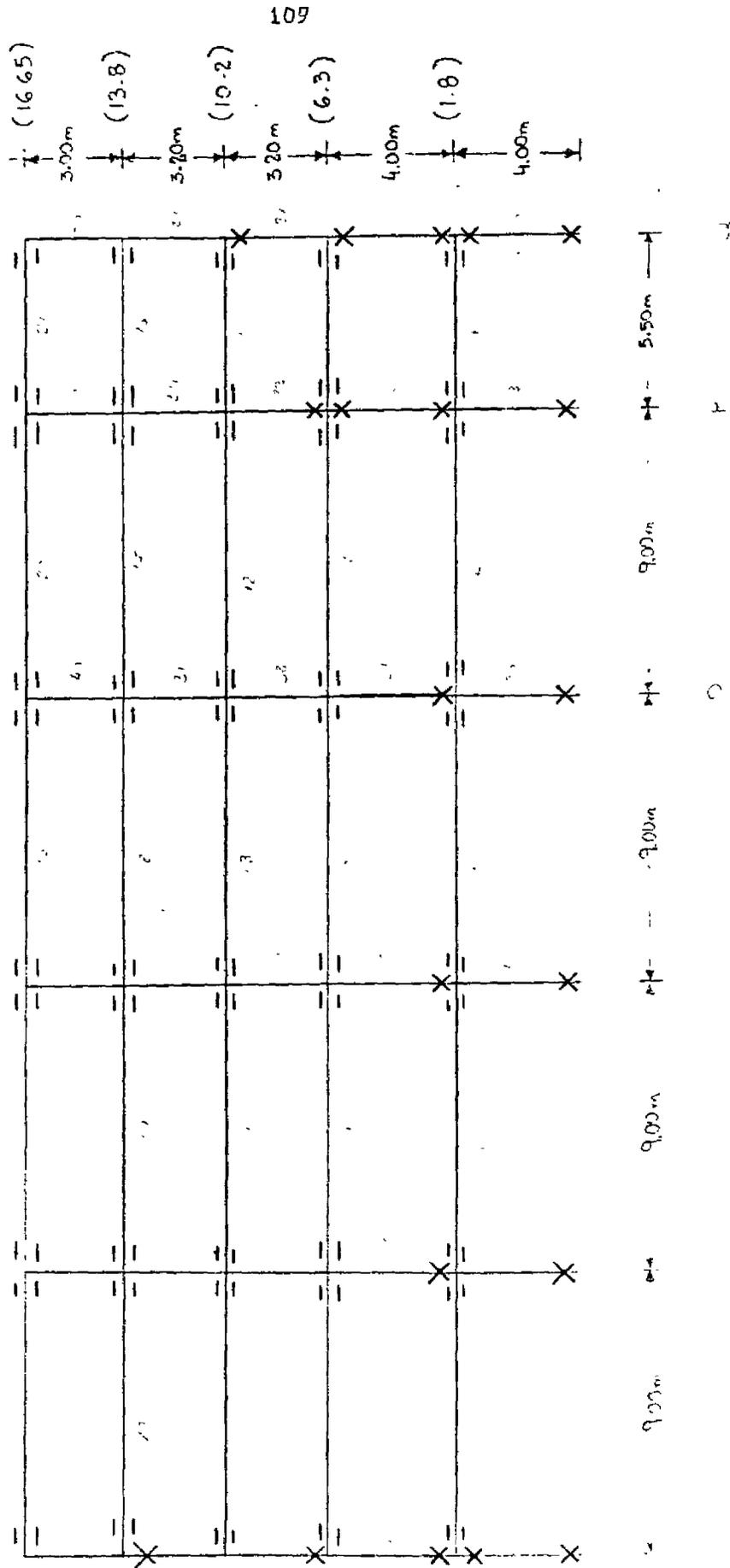
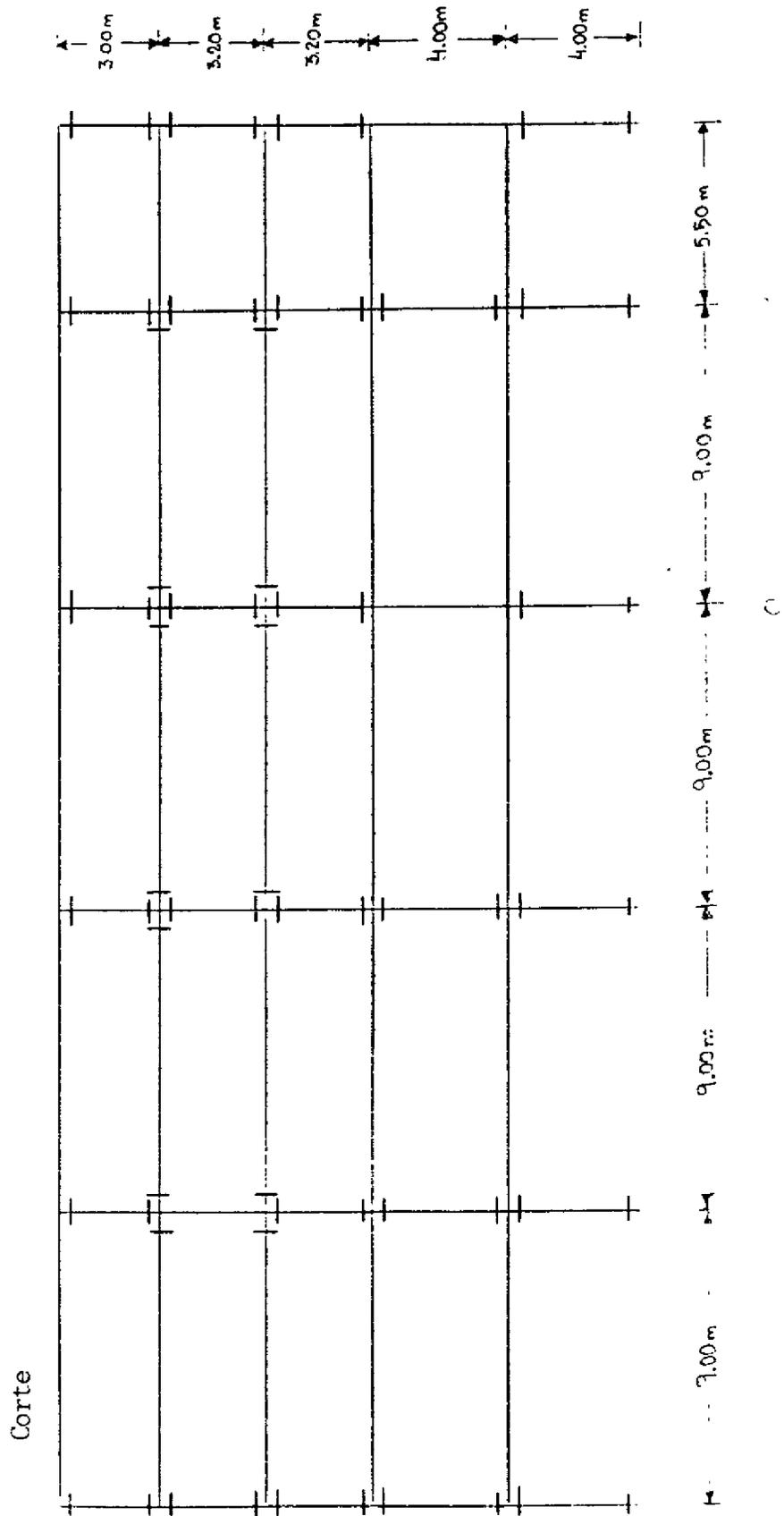


Fig.17a. Pórtico 4. Sector A3. Flexión.



Esc. 1:200

Fig 17b. Pórtico 4. Sector A3. Corte.

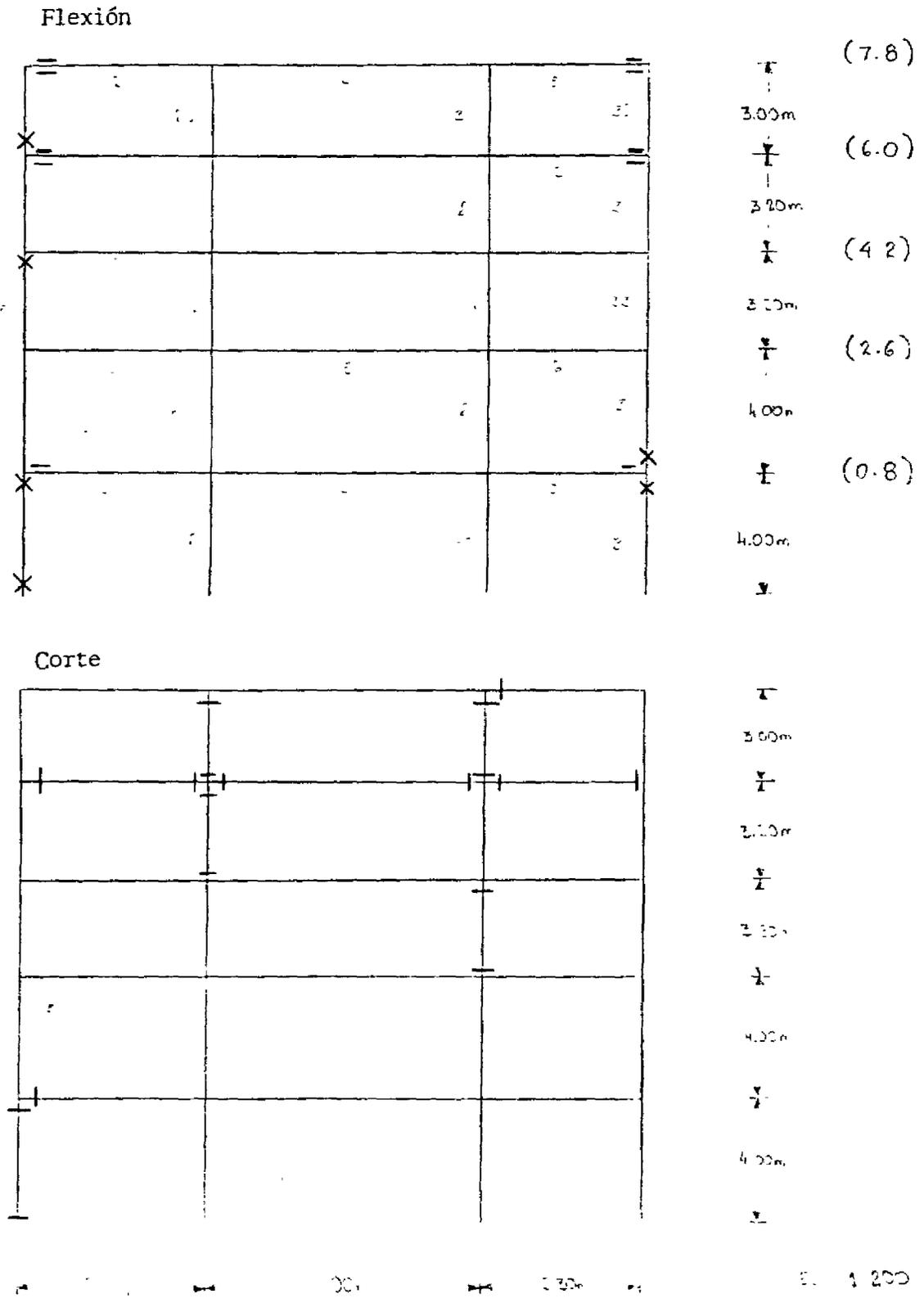
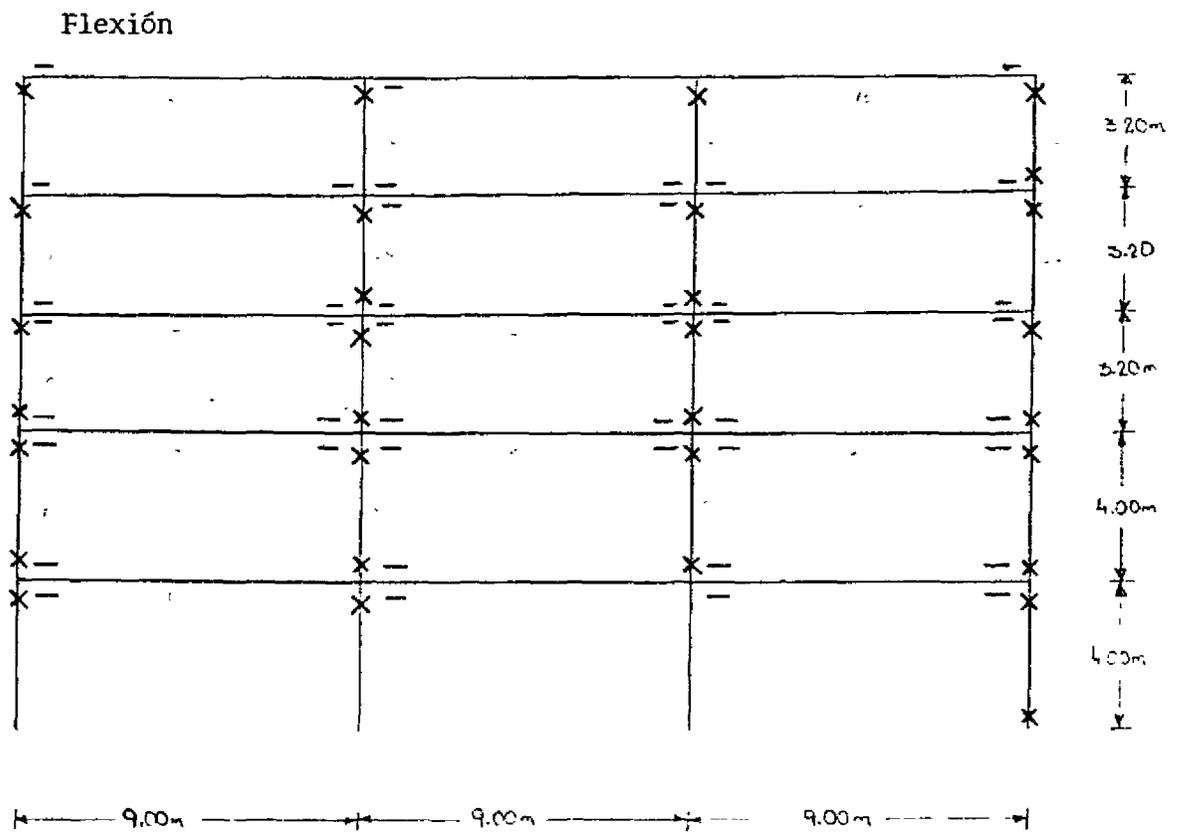
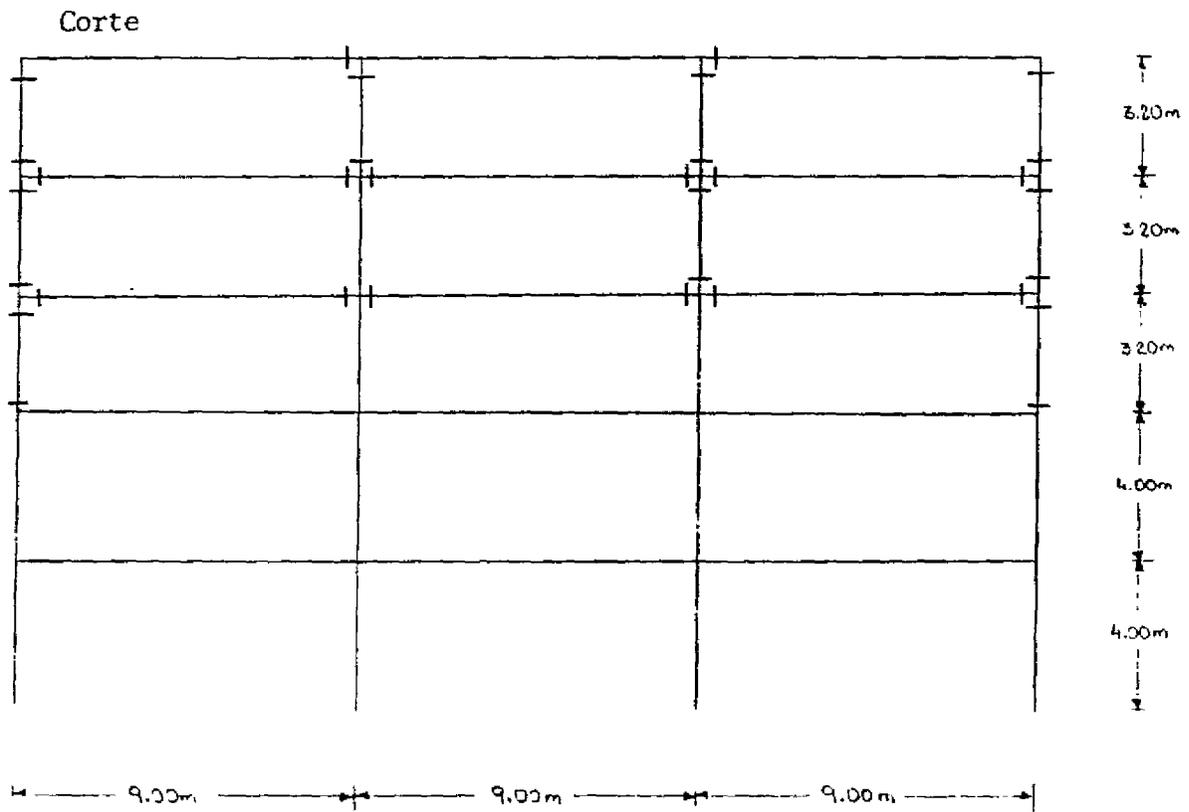


Fig. 18 Pórtico M. Sector A3.



Esc. 1/400

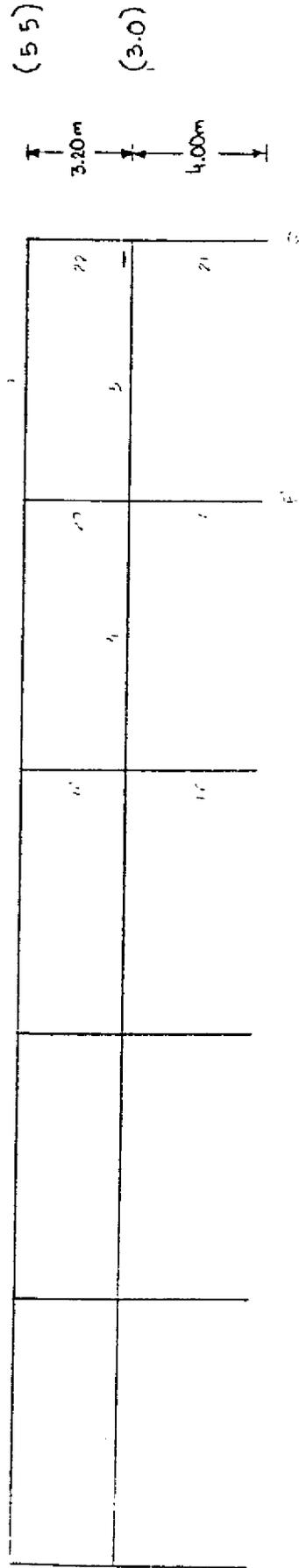
Fig. 19a. Pórtico P. Sector A3. Flexión.



Esc. 1/200

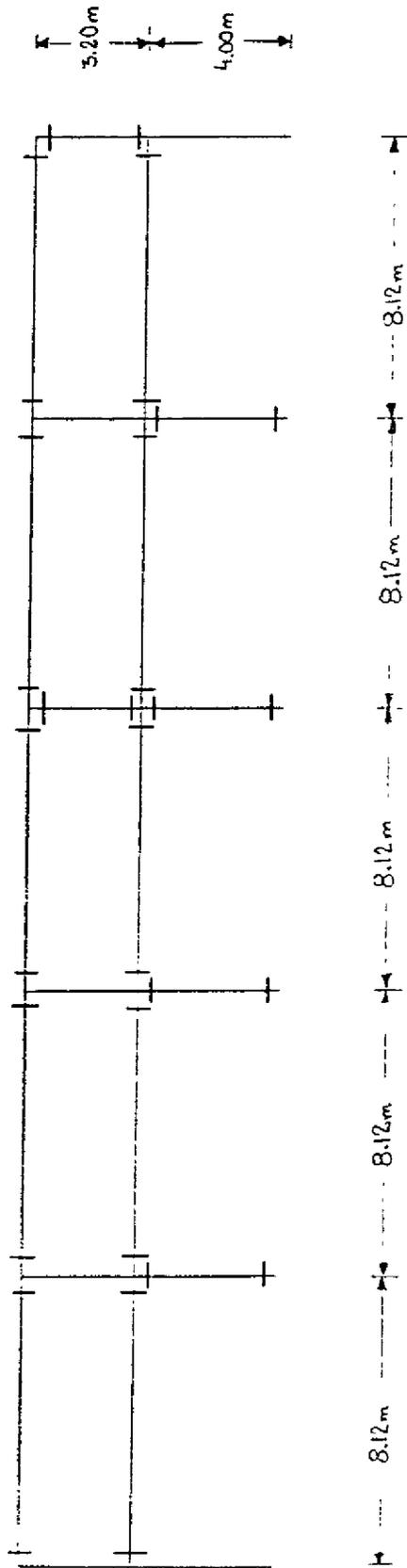
Fig. 19b. Pórtico P. Sector A3. Corte

Flexión



114

Corte



Esc. 1:200

Fig. 20 Póntico 14. Sector A5.

Flexión

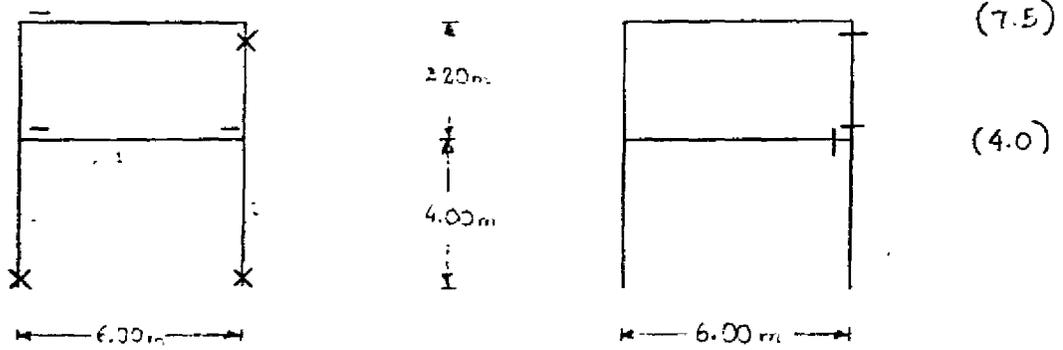
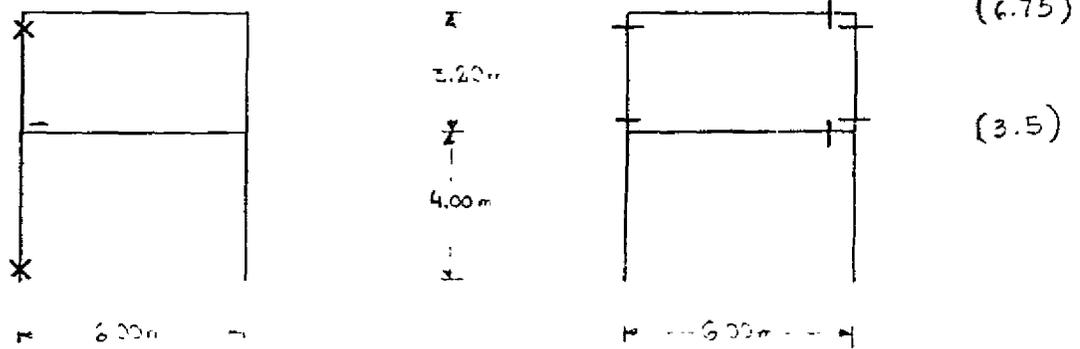


Fig. 21 Pórtico M' . Sector A5.

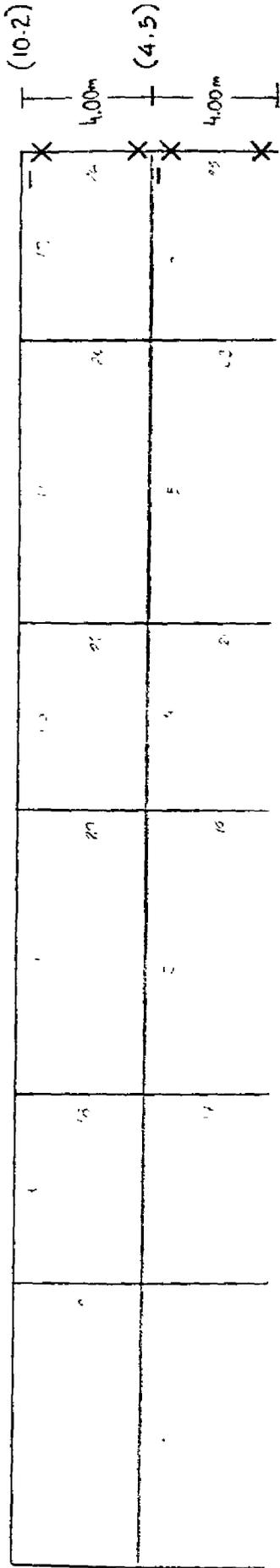
Corte



Esc. 1:200

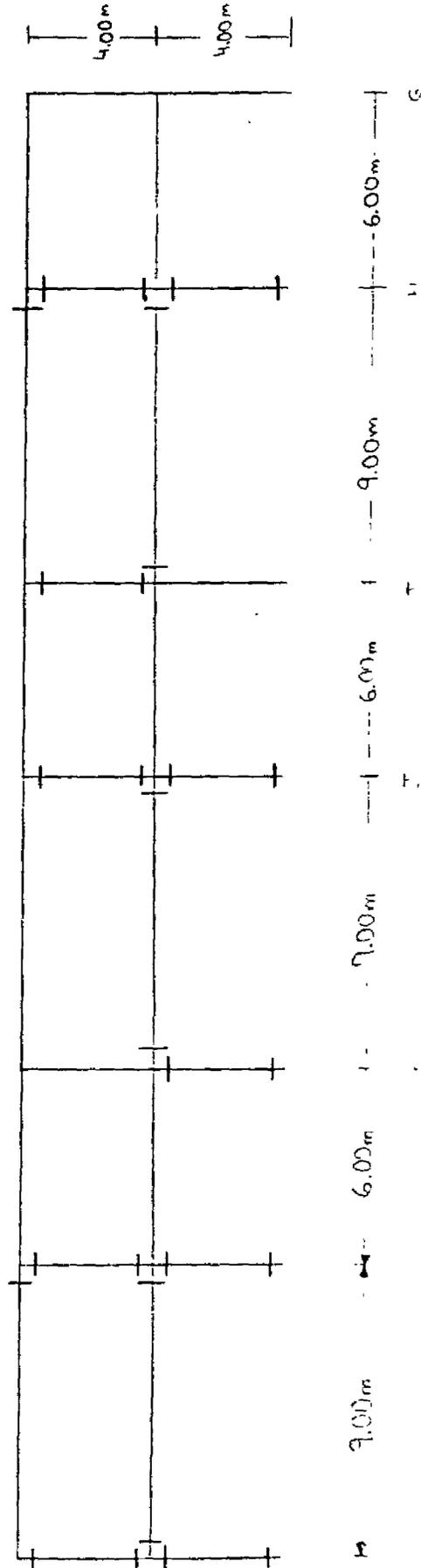
Fig. 22 Pórtico P' . Sector A5.

Flexión



116

Corte



Esc. 1:200

Fig. 23 Pórtico 2. Sector B1.

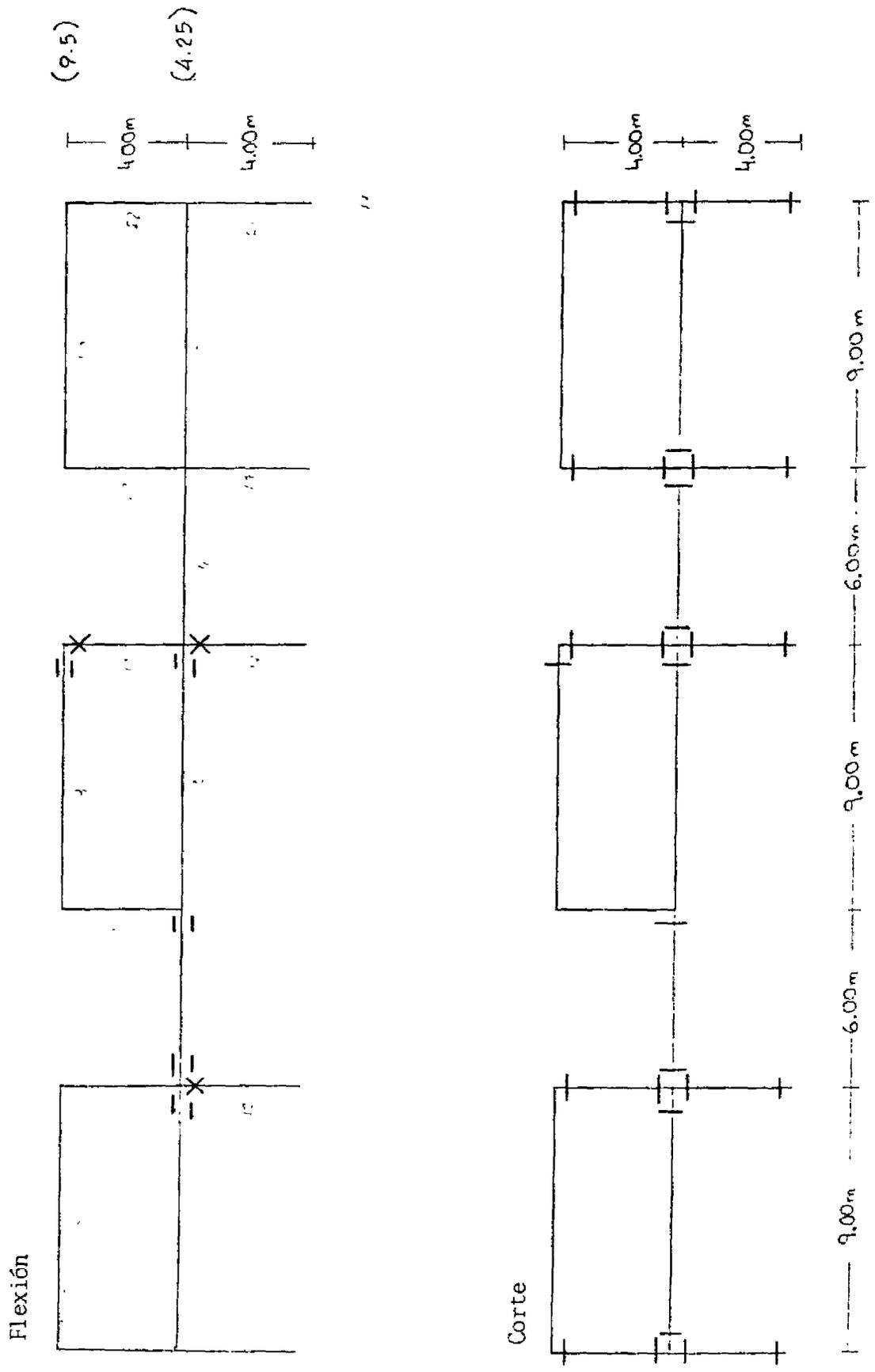
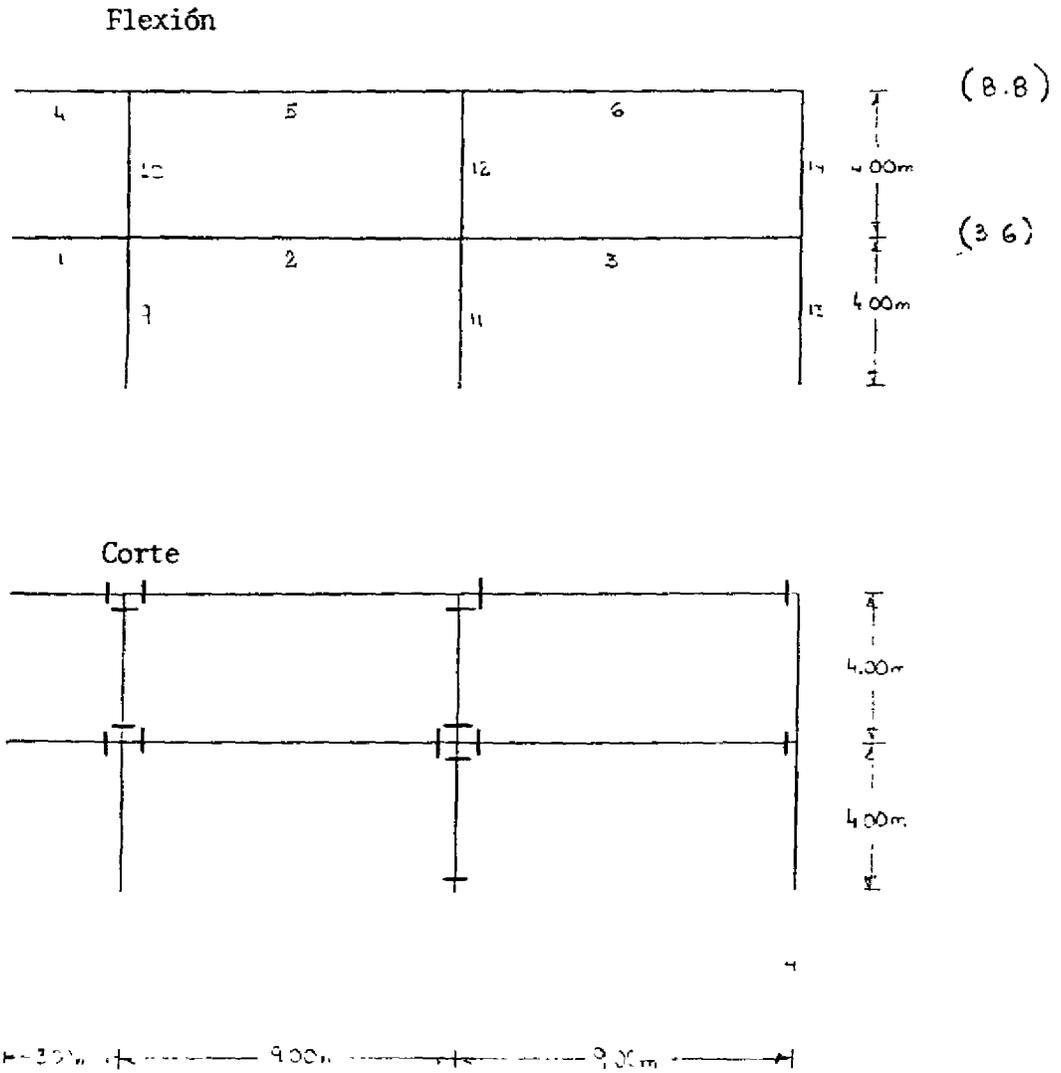


Fig. 24 Pórtico 3, Sector B1.

Esc 1:200



Esc 1:200

Fig. 25 Pórtico H. Sector B1.

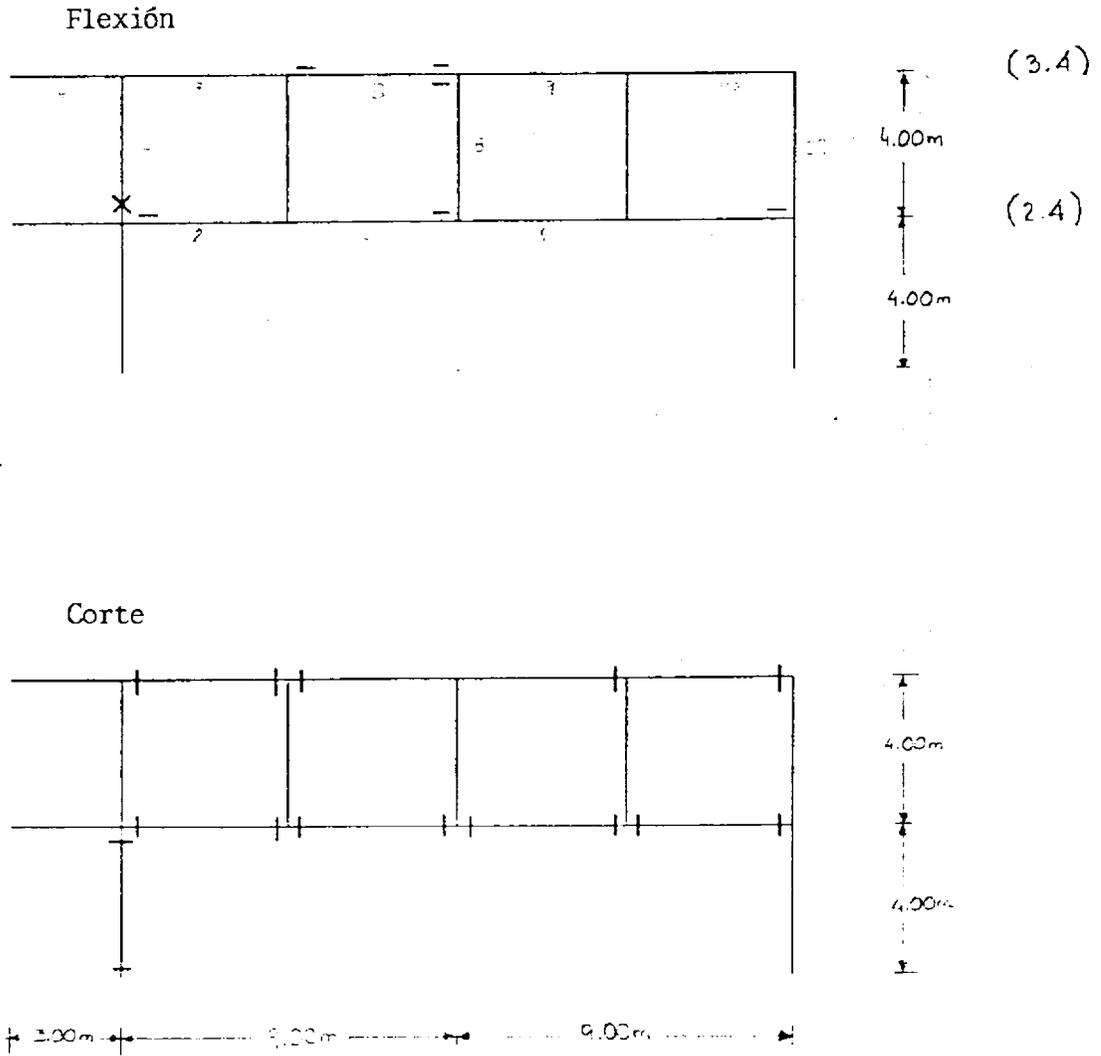
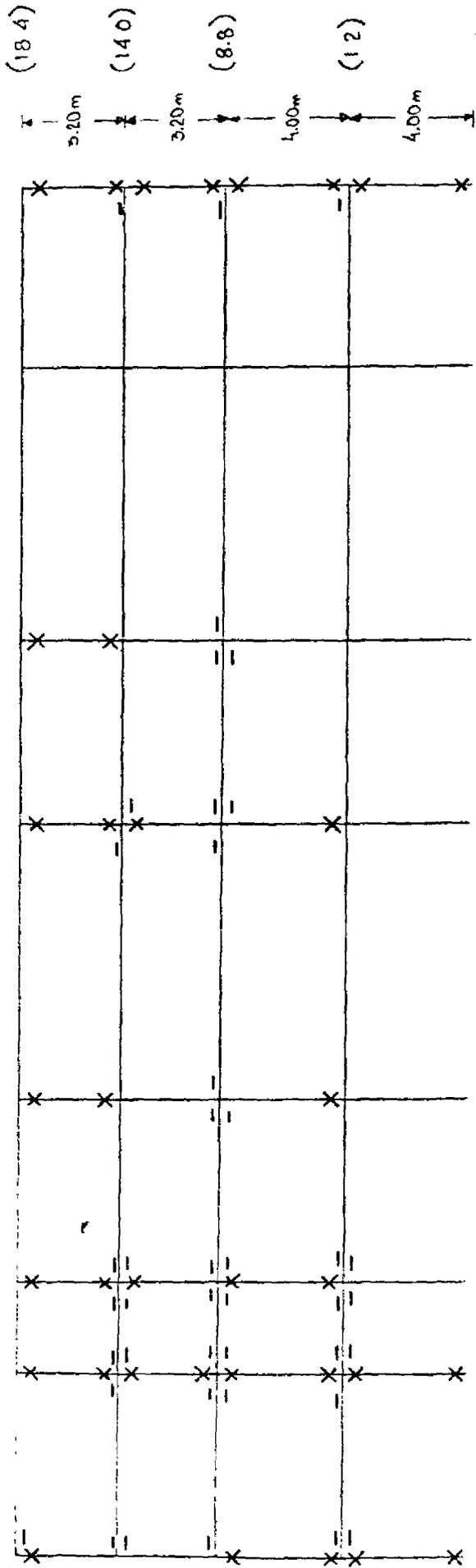


Fig. 26 Pórtico K. Sector B1.

Etc. BLD

Flexión



120

Corte

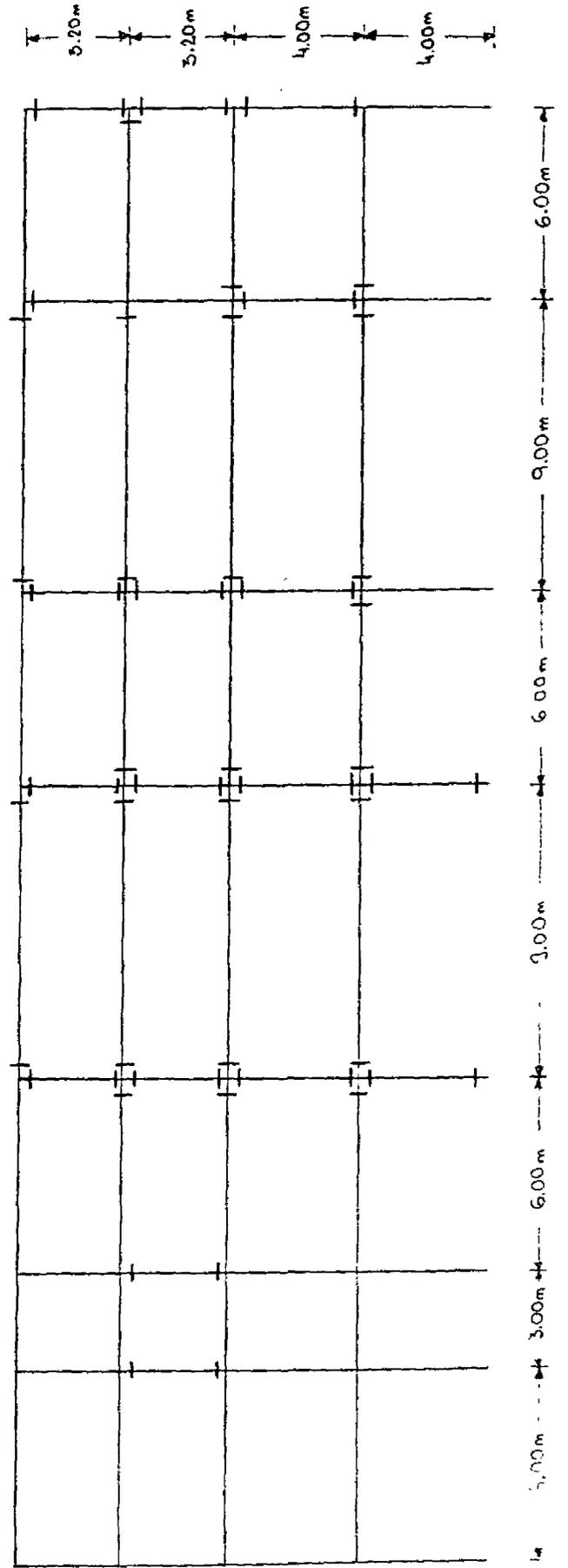
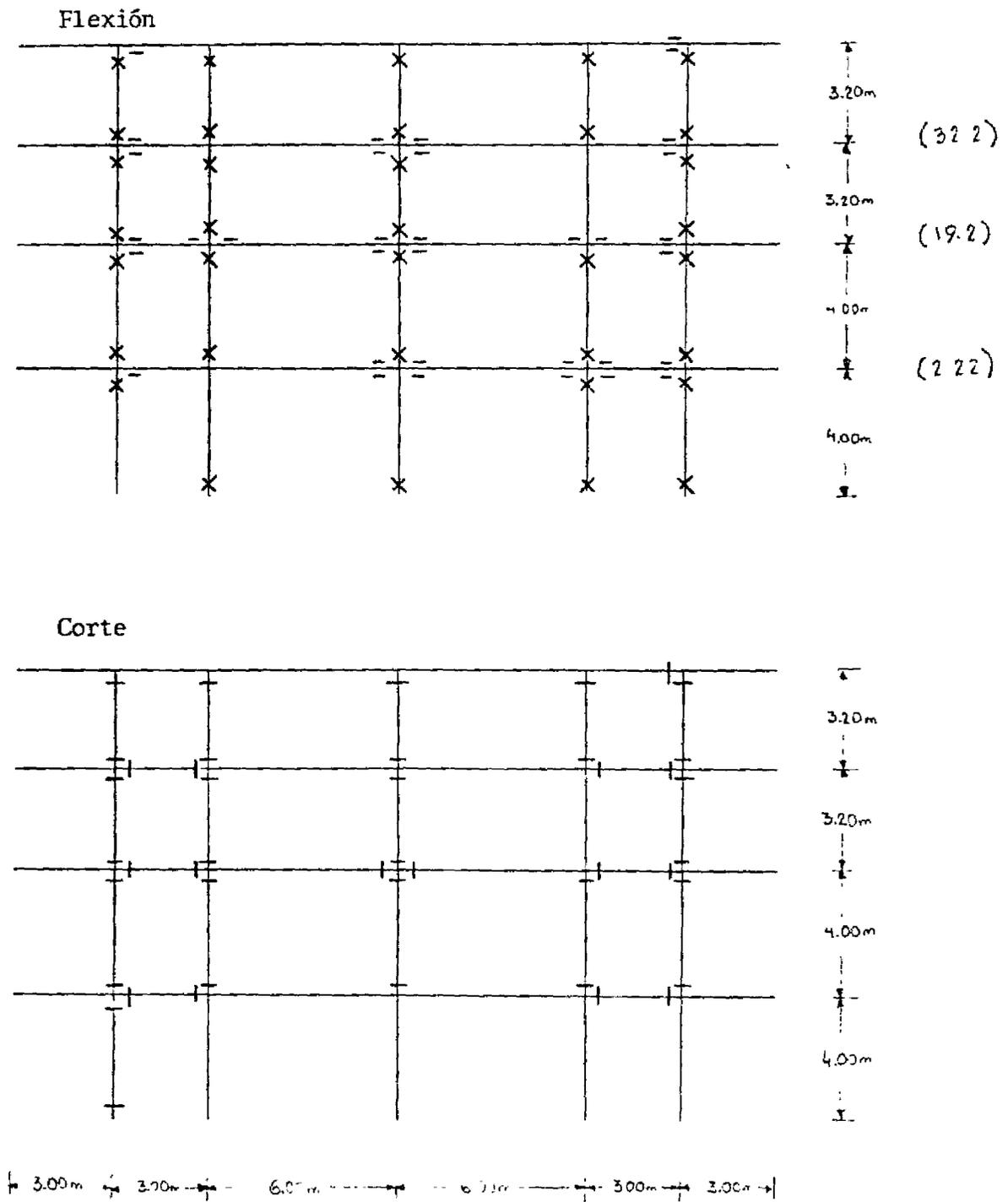


Fig. 27 Pórtico 11. Sector B3.

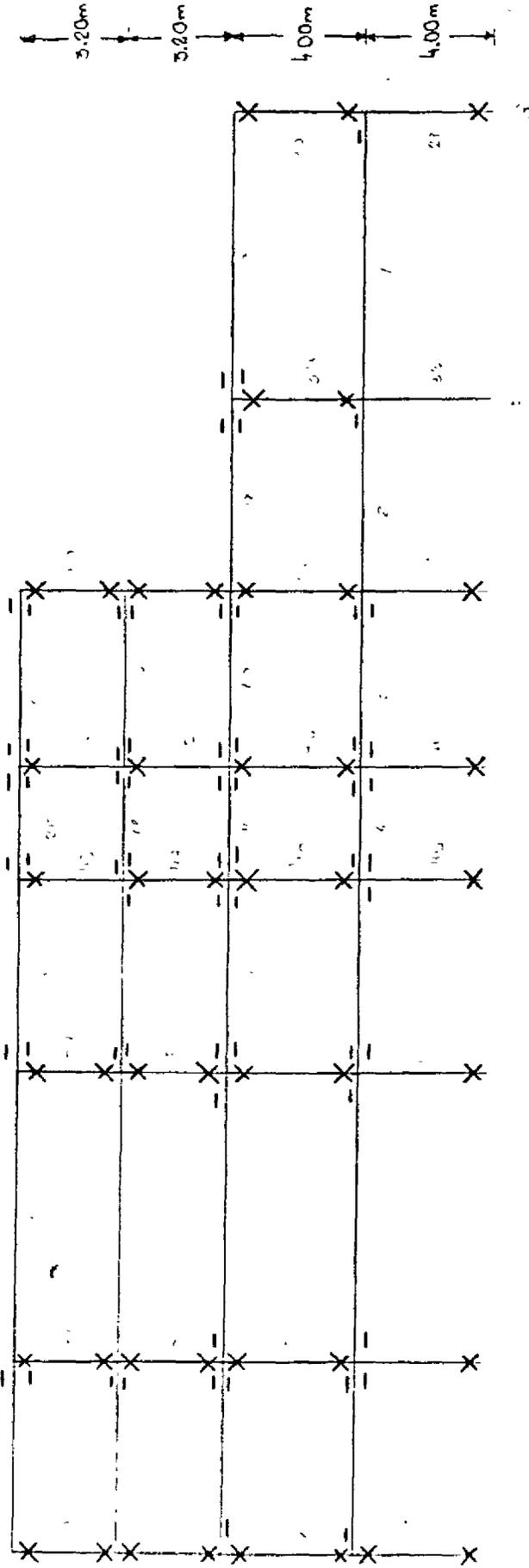
Esc. 1:200



Esc. 1:200

Fig. 28 Pórtico II. Sector B5.

Flexión



Corte

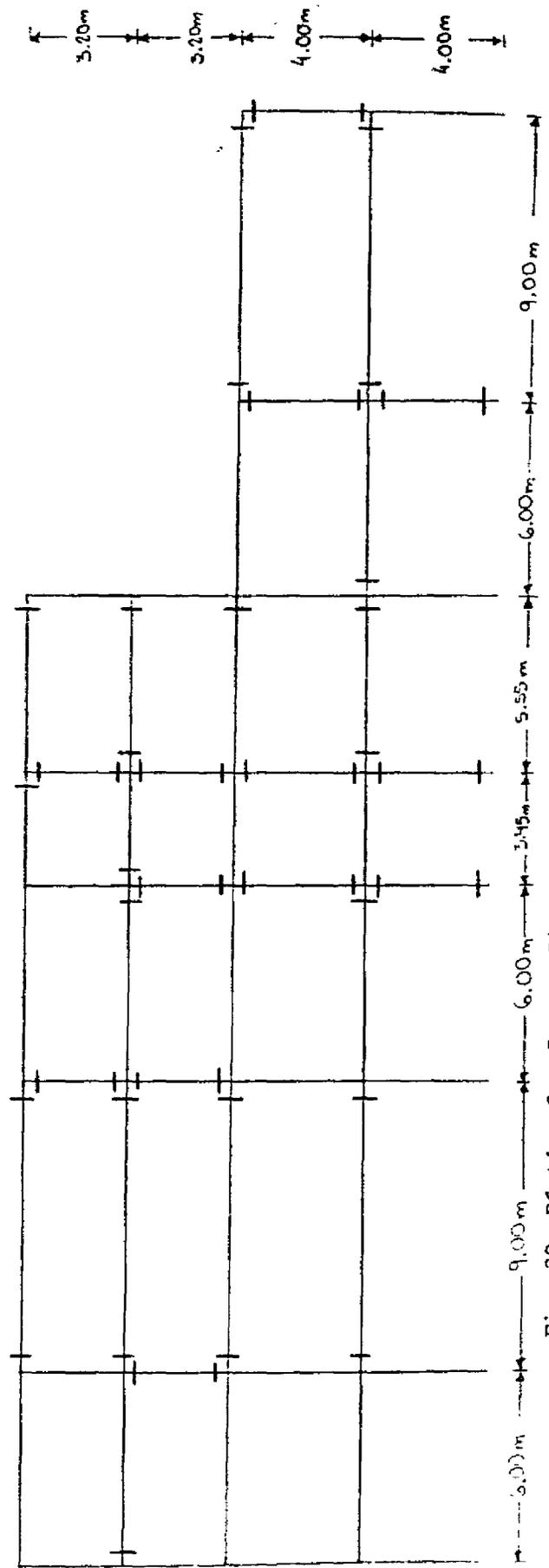


Fig. 29 Pórtico 2. Sector C1.

Ecc. 1:200

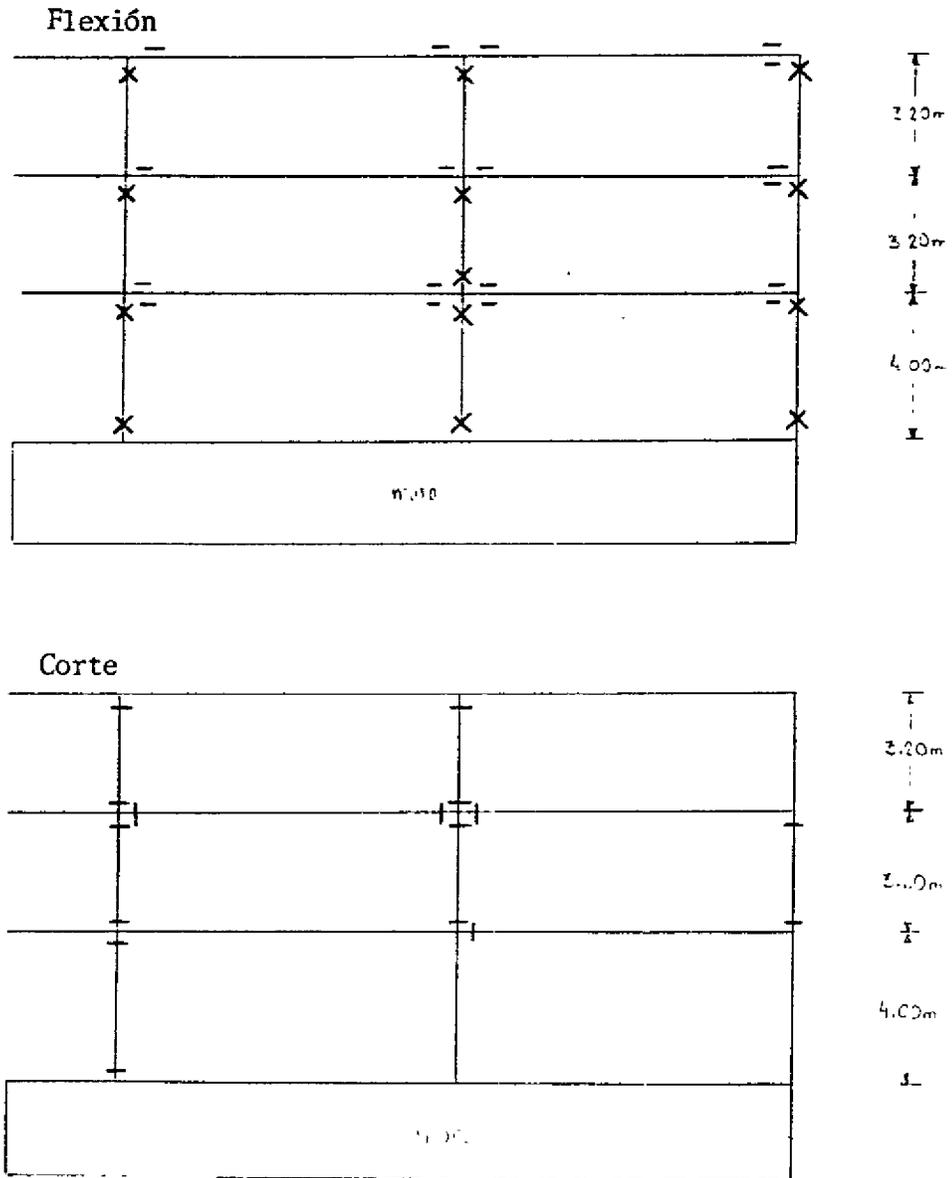
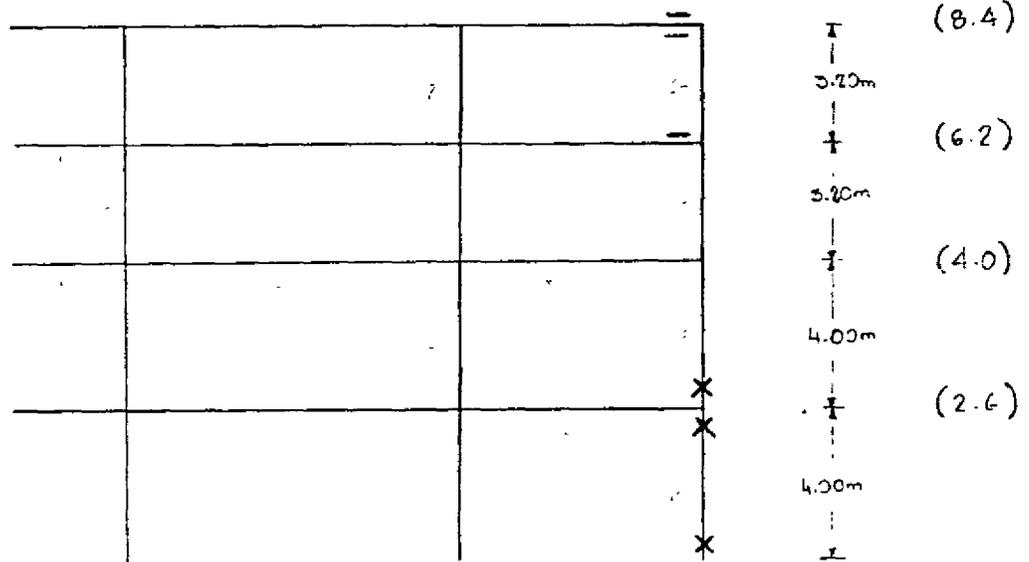


Fig. 30 Pórtico A. Sector C1.

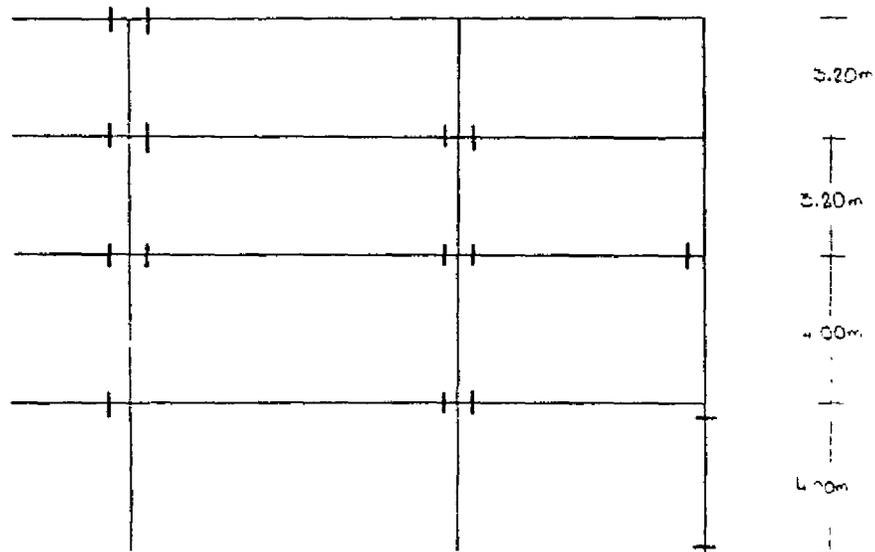
Escala 1:200

Fig. 30 Pórtico A. Sector C1.

Flexión



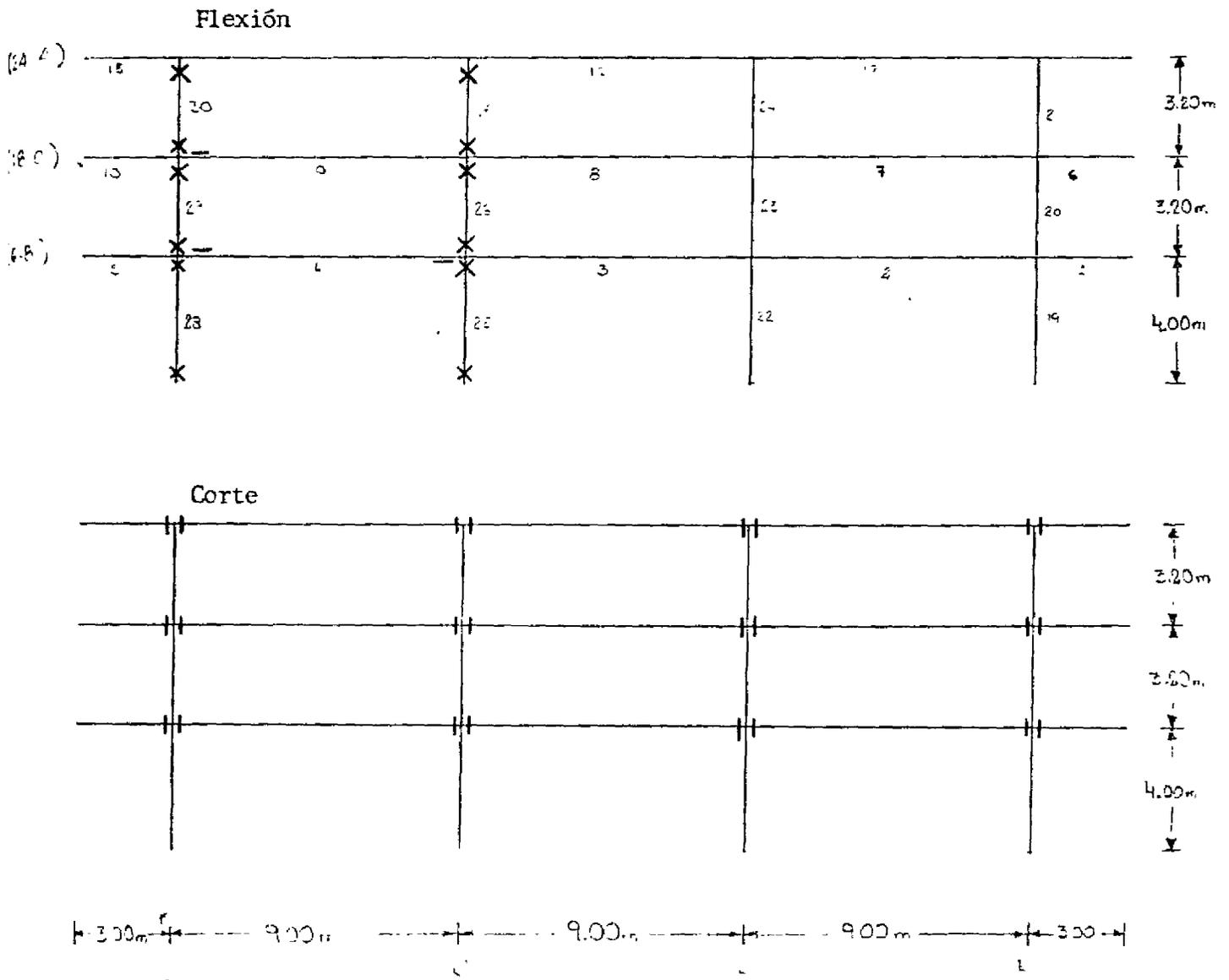
Corte



8.30m → 9.00m → 6.20m →

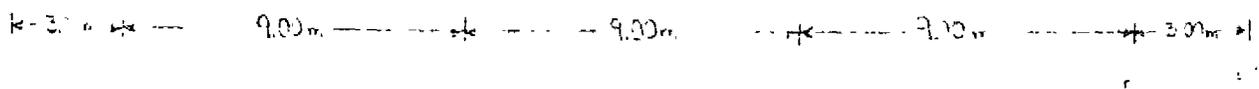
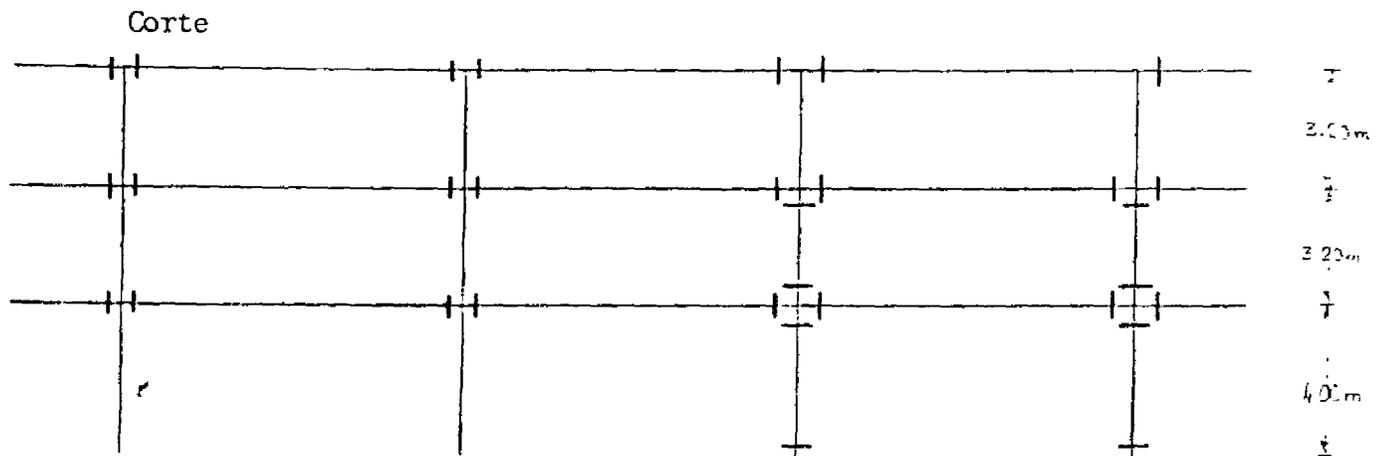
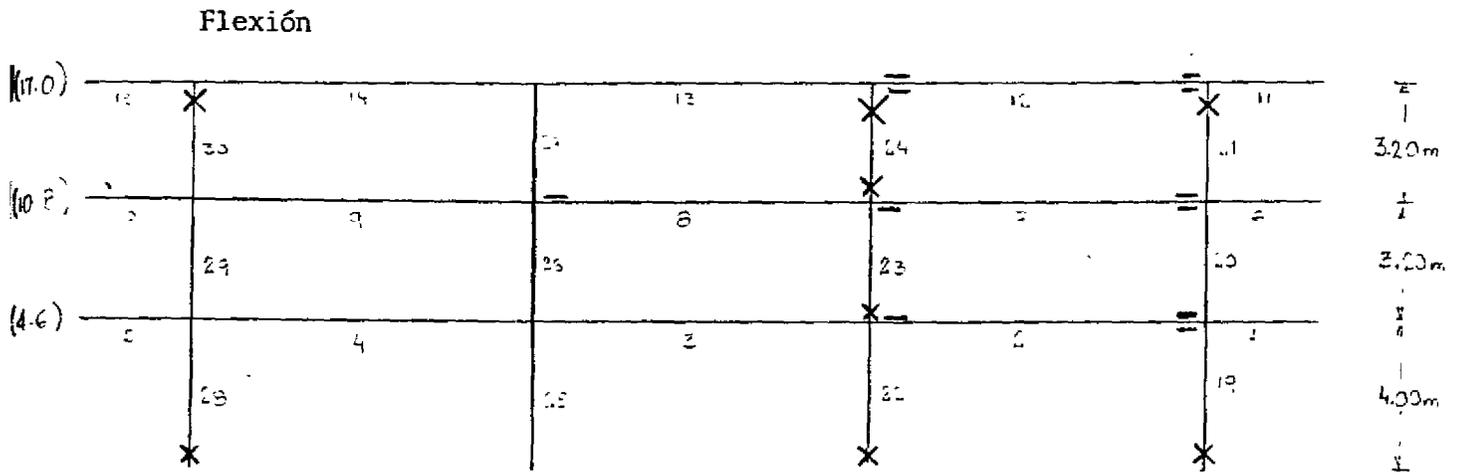
2.1.1.10

Fig. 51 Pórtico B. Sector C1.



Esc 1:100

Fig. 53 Pórtico 5. Sector C2.



Escr. 2

Fig. 34 Pórtico 7. Sector C2.

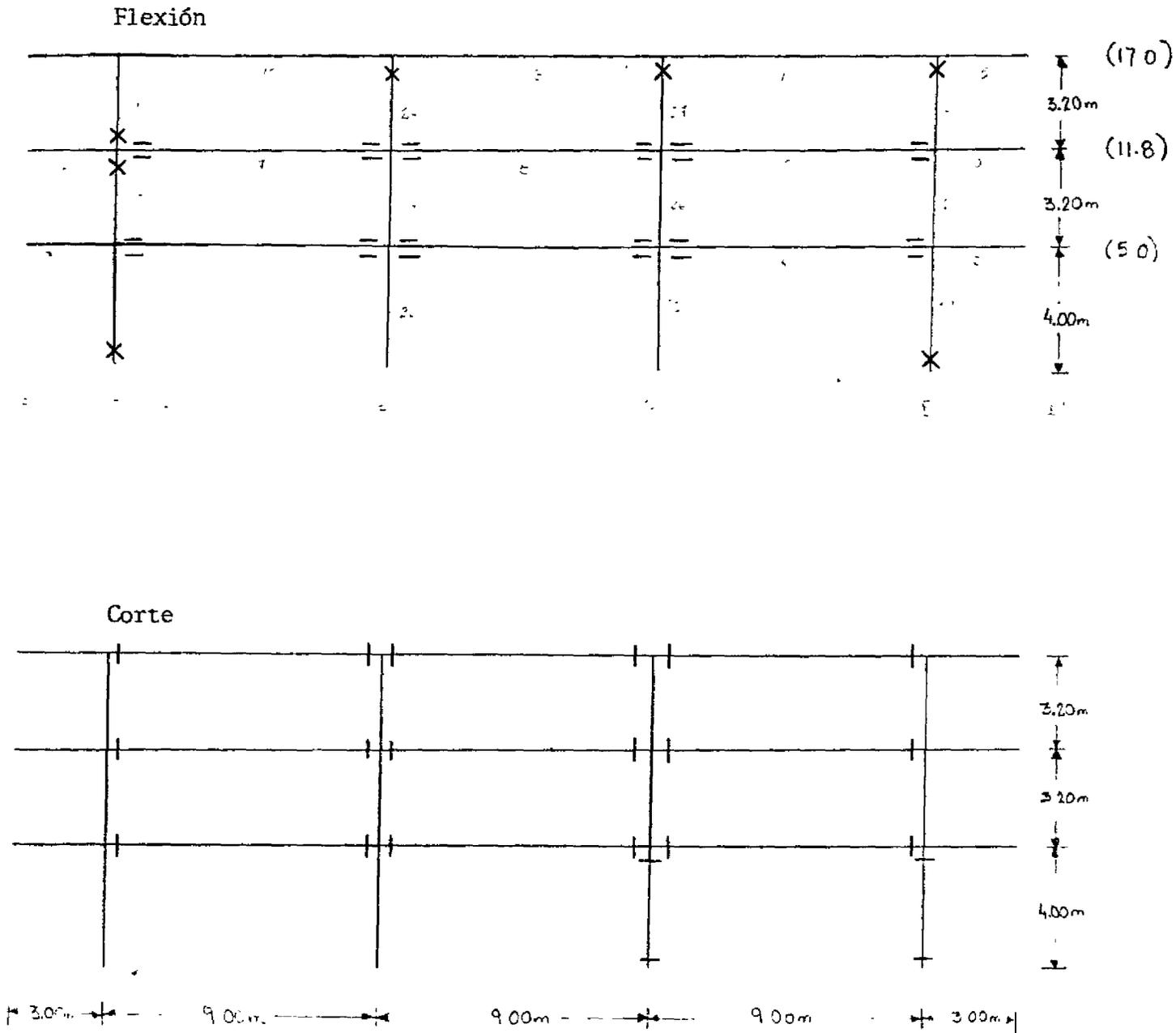
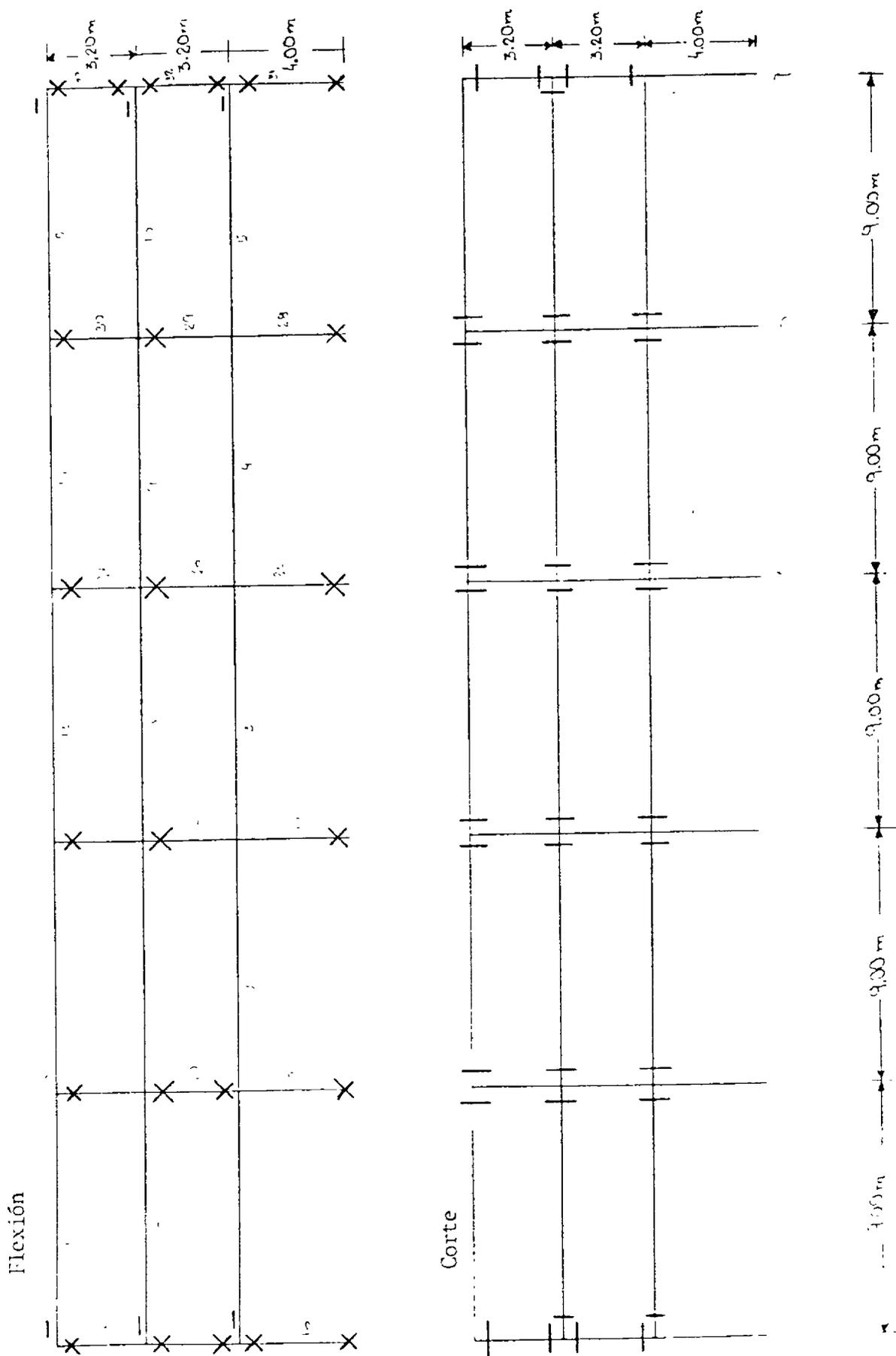


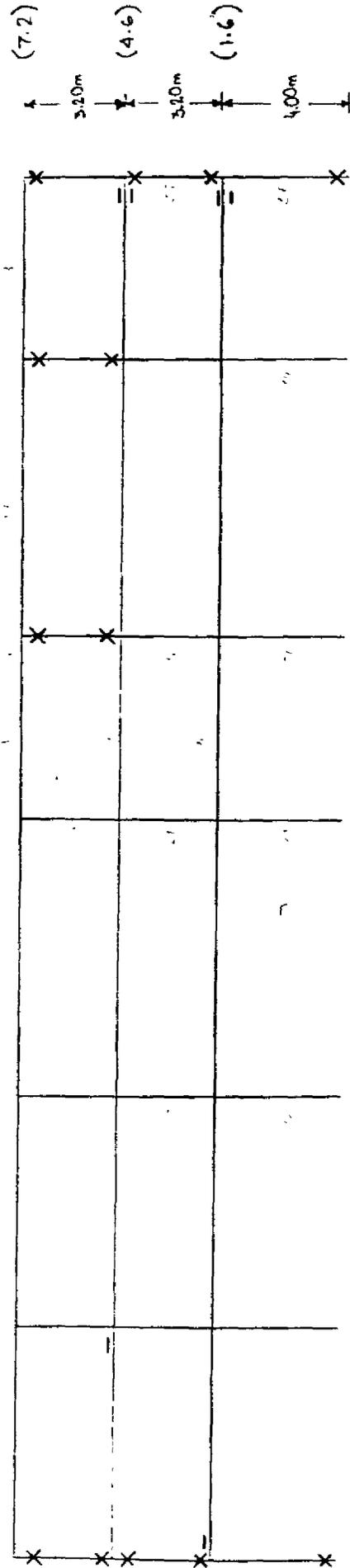
Fig. 35 Pórtico 8. Sector C2.



Esc 1:200

Fig. 36 Pórtico A'. Sector C2.

Flexión



Corte

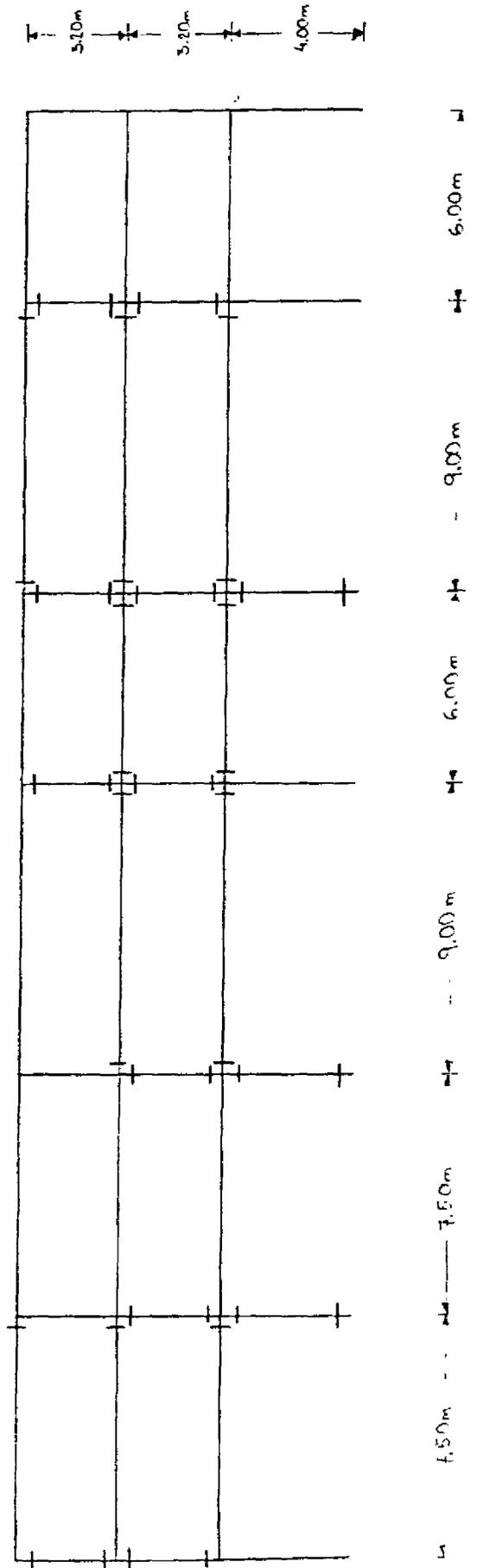


Fig. 37 Pórtico 11. Sector C3.

Escala: 1:200

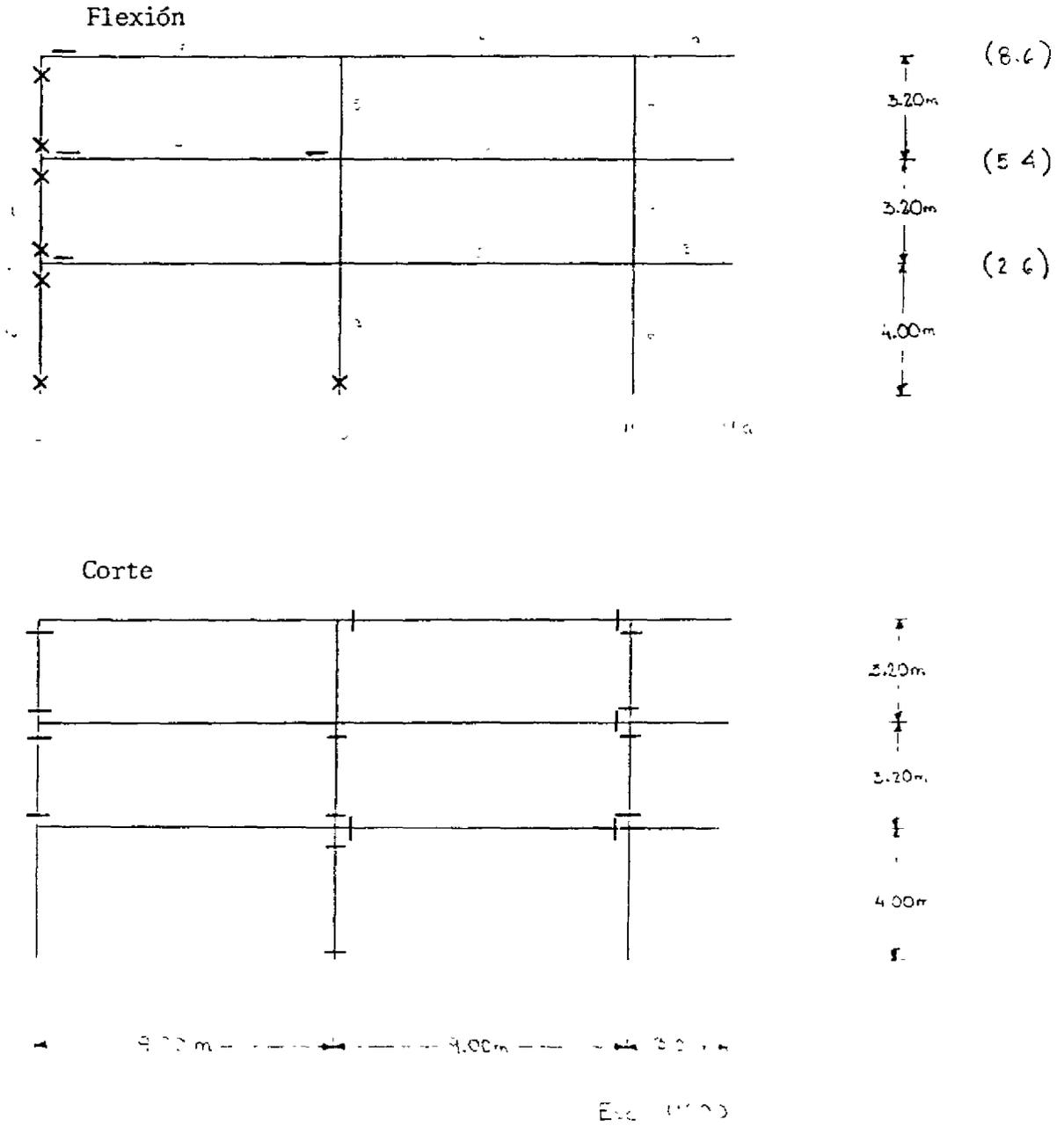
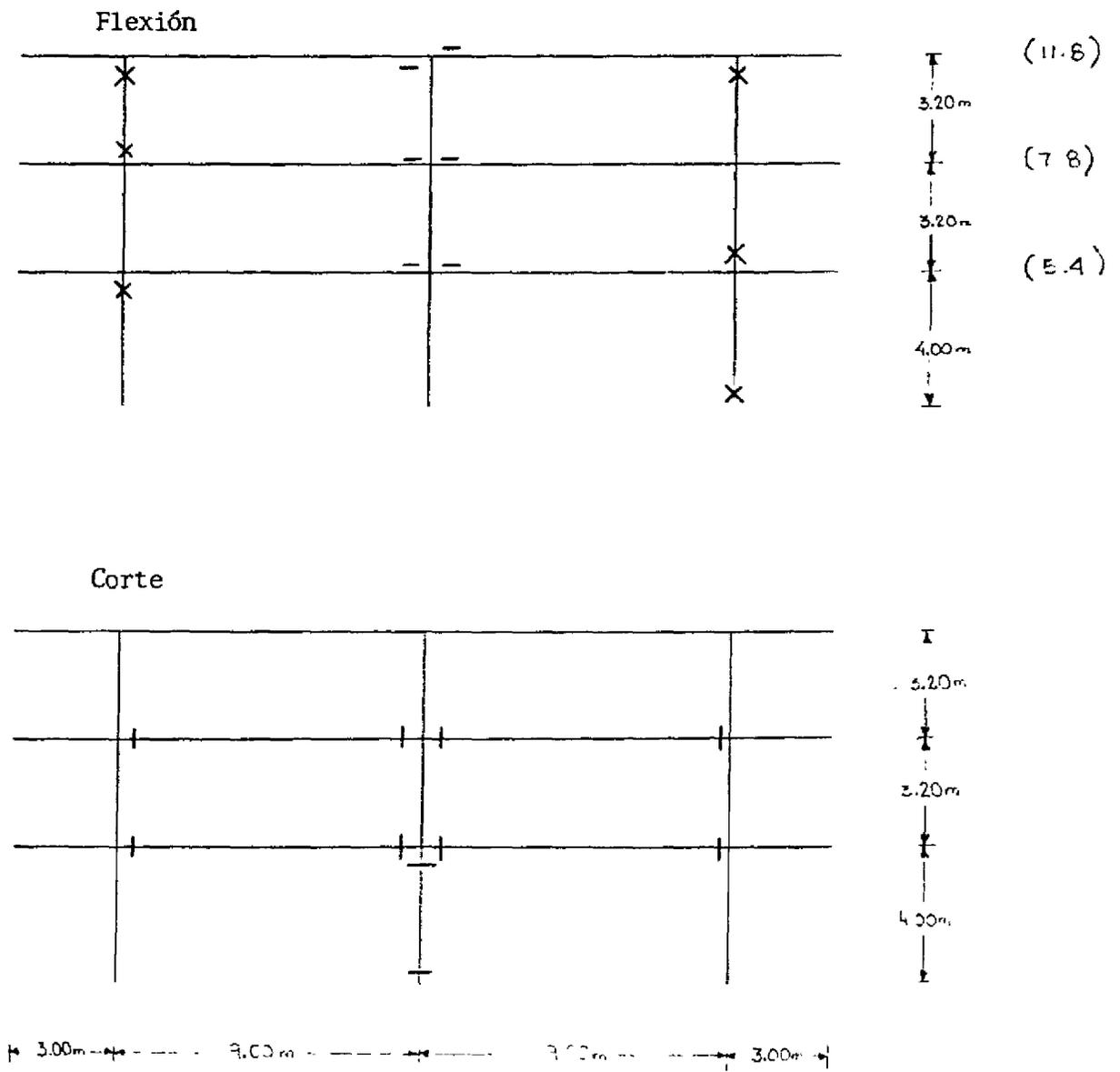


Fig. 58 Pórtico E. Sector C3.



Esc. 1:200

Fig. 39 Pórtico G. Sector C3.

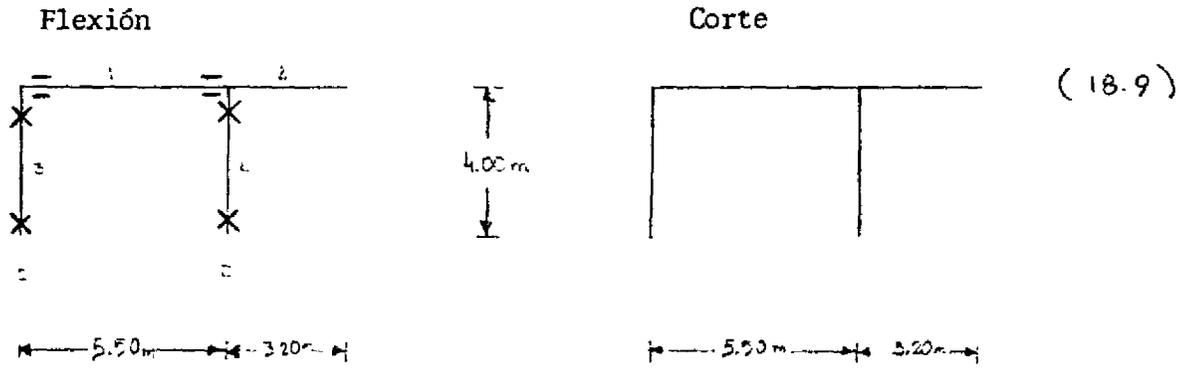


Fig. 40 Pórtico 5. Sector E.

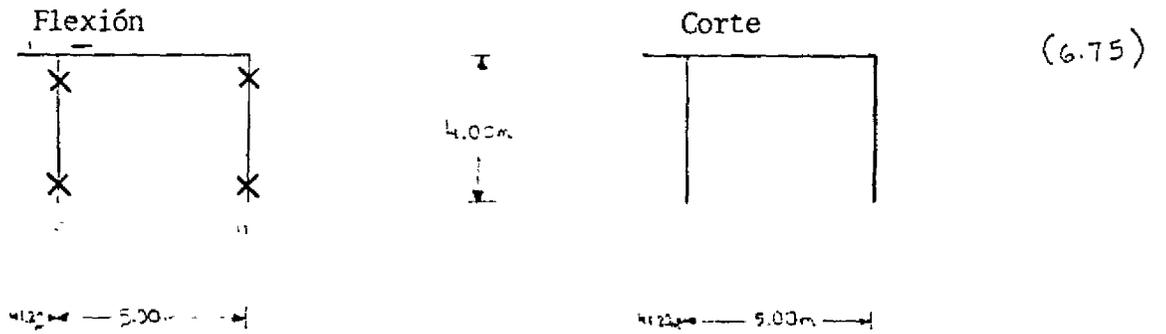
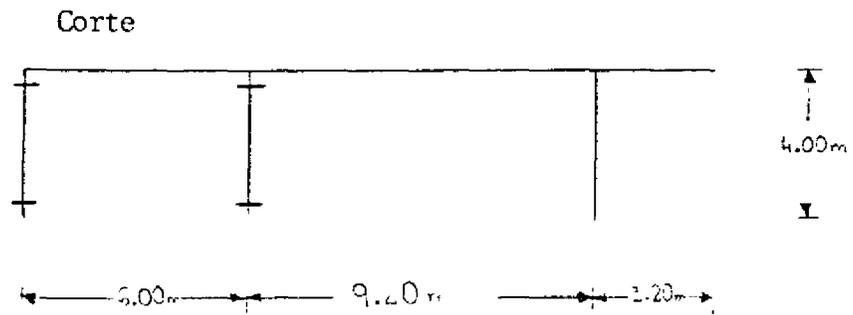
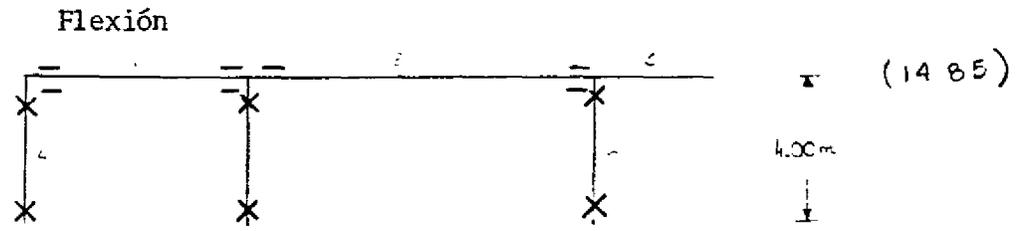


Fig. 41 Pórtico A. Sector E.

Esc. 1:200



Escala: 1:200

Fig. 42 Pórtico 11. Sector E.

