

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ESTUDIO SISMICO DE MUROS PORTANTES Y MUROS DE CORTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO

T E S I S

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

DAVID ANGEL HOLGADO MINAYA

Lima - Perú
1,986

INDICE

CAPITULO I - ALCANCE DEL ESTUDIO

- 1.1 Introducción
- 1.2 Estudio de la información existente
- 1.3 Alcance del estudio

CAPITULO II - ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

- 2.1 Introducción
- 2.2 Discusión de los modelos estructurales considerados
- 2.3 Análisis y diseño estructural de los modelos estructurales

CAPITULO III - ANALISIS INELASTICO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO.

- 3.1 Introducción
- 3.2 Análisis inelástico estático
 - 3.2.1 Estimación de los cortantes de fluencia de entrepiso
 - 3.2.2 Estimación de los requerimientos de ductilidad de entrepiso considerando espectros de sismos peruanos.

CAPITULO IV - DISCUSION DE LOS RESULTADOS

- 4.1 Introducción
- 4.2 Estudio de los resultados del análisis inelástico

CAPITULO V - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 5.1 Conclusiones
- 5.2 Recomendaciones

APENDICE

1. Normas peruanas de diseño sismo - resistente.
2. Normas japonesas de diseño sismo - resistente.
3. Cortantes de fluencia en edificaciones de concreto armado con muros de corte.

APENDICE 2

1. Estudio del apéndice ACI-318 - 83
2. Espectros de sismos usados

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I

ALCANCE DEL ESTUDIO

1.0 INTRODUCCION

Según el tipo de estructuración sísmico que se recomiende para una edificación de concreto armado, éstos están gobernados por los principios básicos de un diseño sísmico: para sismo con alto porcentaje de ocurrencia la respuesta estructural estará dentro del rango elástico, sin daños en los elementos estructurales y no estructurales; para sismos con bajo porcentaje de ocurrencia se desarrollará dentro del rango inelástico. Es en este tipo de comportamiento, precisamente, donde se apoya generalmente el diseño sismo-resistente.

Es altamente conocido el uso de estructuras aporricadas para el caso de edificaciones de concreto armado por su relativa facilidad de construcción, económico, buena ductilidad, es decir una gran capacidad de liberar energía por ser flexible. Pero sin embargo, para el caso de edificaciones relativamente grandes (generalmente mayores de 8 pisos) existen otros tipos de problemas, entre ellos el más importante es la excesiva deformación (reversible) con el consiguiente daño en los elementos no estructurales, daño en los elementos montados dentro de la edificación y el pánico, que sin haber fallas en la edificación puede causar víctimas.

Para evitar este tipo de inconveniente, la filosofía moderna de la ingeniería sísmica recomienda utilizar además elementos relativamente más rígidos para contrarrestar las deformaciones, es allí entonces don

de surge la necesidad del uso de muros de corte dentro de edificaciones aporticadas de concreto armado.

De esta manera se entrelazan dos tipos de sistemas estructurales: uno para disipar energía y el otro para disminuir deformaciones laterales, lo que viene a ser una complementación altamente recomendable si se toman ciertos cuidados en cuanto a la ubicación en planta de los muros para evitar la torsión, es decir la estructuración del proyecto. Por lo tanto, es por esto que es necesario un trabajo en grupo del arquitecto y el ingeniero estructural.

El uso de muros de corte para edificaciones altas, proporciona una disminución o control de los desplazamientos en los niveles bajos hasta los intermedios, sin embargo para el caso de los niveles mayores se tiene el caso de que contribuye a dichos desplazamientos. Esto se debe por los comportamientos diferentes que tiene los muros de corte y las estructuras aporticadas. Lo que significa que los elementos aporticados de los últimos niveles tomarán un porcentaje relativamente alto del cortante de dichos niveles.

En el caso de edificaciones aporticadas con muros de corte adicionales, con solicitaciones sísmicas, los muros de corte toman alrededor del 60-80% de la fuerza cortante total que corresponde a toda la edificación.

Los muros de corte debido a su geometría y condiciones de carga, desarrollan poca ductilidad comparándola con los elementos aporticados, esto nos hace pensar que tendrá generalmente una falla frágil; si es que el muro toma un alto porcentaje de la fuerza cortante, es el más

susceptible a ser dañado.

Los muros de corte, dependiendo de su construcción, se pueden clasificar en muros de corte que transmiten carga axial (vaciado monolítico), y muros de corte simple (construïdos luego como muro de relleno y de corte). Esta clasificación nos indica que son dos tipos de elementos cuyo comportamiento estructural es diferente.

Si nosotros asumimos un requerimiento sísmico, un daño estructural y diferentes tipos de construcción para muros de corte, se pueden obtener diferencias en cuanto a la facilidad de reparación de los muros si fuese necesario.

En el caso de muros de corte simple (muros cortante) la reparación se podría hacer en forma aislada, quitando la parte dañada, sustituyéndola por la correspondiente en el nivel dañado, sin afectar a los demás niveles.

En el caso de muros de corte sometidos además a carga axial (muros portantes), la reparación es mucho más delicada y sofisticada, debido a que repercute a los demás niveles.

La necesidad de reparar una edificación dañada con muros de corte, y que tenga un buen comportamiento estructural nos lleva a hacer este tipo de estudio un tanto teórico, faltando complementarlo con la parte práctica, que podría ser realizada dentro del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y de Desastres que nuestra Facultad tiene a su cargo.

1.1 ESTUDIO DE LA INFORMACION EXISTENTE

Para un buen comportamiento estructural de una edificación es necesario que tenga una suficiente ductilidad y/o acompañado con una correspondiente resistencia. Para que esto se cumpla, se debe evitar la falla frágil.

Toda edificación debe de tener un contenido mínimo de ductilidad dependiendo del tipo de estructuración establecido.

Para garantizar lo expuesto es necesario considerar otros factores importantes:

- Estudio de la sismicidad regional; ello determinará la magnitud de la máxima fuerza sísmica esperada. Dependiendo del tipo de obra y su importancia. Se puede establecer un período de retorno para los sismos máximos esperados considerando la economía de la edificación.

- Condiciones locales del suelo; como lo sucedido en el sismo de la ciudad de México, (Set. 1985) la magnitud de los daños, se aprecia que es un tópico muy importante, a tal punto que se des-
carte la construcción de la edificación en el lugar anteriormente e-
legido. Los aspectos de amplificación, licuefacción, asentamientos; son necesarios considerarlos en todo diseño estructural.

- Propiedades dinámicas de la estructura; dependen prin-
cipalmente de una buena distribución de masa, de rigideces, las ca-
racterísticas del suelo y del tipo de construcción, una variación brus-
ca de éstos hace que la respuesta dinámica varíe.

Una reducción apreciable de la sección de las columnas hacia los niveles superiores provoca una disminución de rigideces hacia ellos, que indica una amplificación de la fuerza sísmica hacia los niveles superiores. Esta variación de sección de columna está gobernada por un principio de resistencia debido a cargas de gravedad principalmente.

En el presente trabajo se mantiene la sección uniforme y se apreciará el buen comportamiento estructural desarrollado.

- Ductilidad de la estructura; se define este término como la capacidad que tiene la estructura de deformarse sin tener una reducción apreciable de su capacidad.

Para el caso de sismos severos la edificación puede fallar, pero este colapso dúctil permite, debido a su gran capacidad de deformación resistir lo suficiente como para que dicha edificación pueda ser desocupada por sus habitantes.

- Importancia de la edificación; esto se refiere al uso que se le va a dar, para el caso de edificación que después de un sismo deba seguir funcionando, sin sufrir daños que afecten a la estructura; este es el caso de los hospitales, centros de comunicaciones, plantas de energía, etc.

Para estas estructuras es necesario determinar un período de vida con su correspondiente aceleración máxima esperada, el diseño se puede realizar dentro del campo elástico si fuese necesario.

Existen varios métodos para evaluar una edificación ya construída. El

"Building Research Institute " del Ministerio de Construcción del Japón da 3 métodos para una evaluación sísmica. (3)

Existe el primer método, 2do. método y 3er. método y cuya complejidad va en ese orden.

Dichos métodos, tratan de tomar en cuenta todos los factores que influyen en la respuesta estructural de la edificación como : la resistencia y ductilidad, condiciones locales del suelo, tipo de estructuración, tiempo de construido (deterioro), también son considerados los elementos no estructurales.

1.2 ALCANCE DEL ESTUDIO

Como se ha venido dando énfasis a los conceptos de ductilidad y resistencia, es necesario evaluar estos parámetros en toda edificación y compararlos con los requerimientos.

Se trata, de esta manera, detectar si es que la estructura tendrá un buen comportamiento estructural o de lo contrario tendrá falla frágil y no dúctil como se esperaba, para que pueda alcanzar su máxima capacidad con la que fué diseñada.

En el presente trabajo, se diseñará las edificaciones de acuerdo con los códigos ACI - 83; que está regido por el Apéndice A principalmente, y con el código Peruano, luego del diseño se evaluará su comportamiento estructural en las dos direcciones, para varios sismos peruanos, y se comparará dicho comportamiento en las estructuras estudia -

das.

La evaluación mencionada corresponde en determinar la ductilidad disponible de la edificación y descartando la falla frágil por las ecuaciones empíricas dadas en las normas japonesas por ser las que están más desarrolladas en su género.

El análisis se hará según un comportamiento estático elástico - lineal, por considerar que los valores obtenidos allí dan del mismo orden de magnitud que utilizando un análisis más riguroso, y no justificándose este último en el aspecto práctico.

En cuanto a la ductilidad, es necesario, mencionar que existen dos tipos :

- Uno, ductilidad de curvatura (ϕ / ϕ_y), que relaciona la curvatura última (antes del colapso) a la curvatura de la primera fluencia en cada sección crítica. Es difícil de medir el requerimiento para cada sección, porque depende de cada condición de carga, sin embargo se puede estimar la ductilidad disponible y relacionarla con la ductilidad de desplazamiento.

- Ductilidad de desplazamiento (Δ_u / Δ_y), expresa la relación del desplazamiento lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico, al desplazamiento lateral alcanzado por la primera fluencia, para un entrepiso dado.

Estos dos tipos de ductilidades se pueden relacionar; según los investigadores con una relación de $4 \sim 6$ entre ambas.

La ductilidad de desplazamiento es más fácil de evaluar, porque engloba a todo un entrepiso, y se puede determinar las fuerzas cortantes máximas actuantes y permisibles.

Existen dos principios para determinar el factor de reducción por ductilidad, que se relaciona con el tipo de estructura.

Estos principios son : el de igualdad de energía, y el de igualdad de desplazamiento. Ambos son utilizados para hacer la evaluación respectiva.

Para los sismos peruanos, se utilizará espectros de respuestas para sistemas de un grado de libertad.

CAPITULO II

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

2.0 INTRODUCCION

En las zonas donde las cargas sísmicas influyen predominantemente en el diseño estructural, el nivel de cargas estáticas equivalentes que da el código con que se trabaje, generalmente son más bajas con respecto a las cargas reales actuantes. Esta virtud de las edificaciones de soportar cargas mayores con las que fueron diseñadas, se debe principalmente al comportamiento inelástico, y la facilidad de liberar energía bajo dicho comportamiento, también se puede deber a los factores de seguridad con que la ingeniería trabaja, o al incremento de amortiguación por la interacción suelo-estructura. Sin embargo la propiedad fundamental para resistir fuerzas mayores se debe principalmente a la buena ductilidad de la edificación.

Dado que un diseño elástico para una edificación resulta prácticamente antieconómico; se acepta de plano los factores de reducción por ductilidad, dependiendo del tipo de edificación, de su importancia y el monto de la inversión.

Según lo dicho anteriormente, se puede explicar la filosofía del diseño sísmo-resistente.

- Resistir sismos leves sin daños (comportamiento elástico)
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños leves en elementos estructurales y no estructurales.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructura-

les y no estructurales importantes, que hasta incluso lleguen al borde de del colapso, pero sin pérdida de vidas.

Toda edificación que aspire a tener un buen comportamiento bajo cargas horizontales, debe de cumplir con los requisitos mínimos que da el código ACI o el código peruano (5).

Como se mencionó en el capítulo anterior, un sistema aporticado es un sistema con alta capacidad para liberar energía, pero con la desventaja de que las deflexiones laterales son excesivas. Para evitar esto se incluyen muros de corte para que restrinja tales desplazamientos.

Es difícil de prever las fuerzas que ocurrirían en un sismo severo, debido a que cada sismo tiene características propias, dependiendo de la zona de epicentro, causas, etc., que hacen que las ondas sísmicas varíen de zona a zona (se amplifiquen o disipen). Como se puede entender estos fenómenos naturales son sumamente complejos, no se puede determinar en forma exacta los esfuerzos a que estarán sometidas las edificaciones; es decir, es un fenómeno estocástico y no determinístico, donde se pueda asegurar que los niveles de fuerzas sísmicas (si se quiere llamar así), se cumplan, según nuestros modelos matemáticos idealizados, sin embargo los métodos empleados nos dan un orden de magnitud de lo que puede ocurrir.

Los métodos de análisis que son frecuentemente usados, se basan en el comportamiento elástico, sin embargo se pueden afectar de factores (de carga) que nos den valores de esfuerzos fuera del elástico, con esto se pretende obtener valores que correspondan a un comportamiento inelástico (de rotura). Bajo este punto de vista, los méto-

dos de análisis : Cross, Kani, Matriciales, etc., nos dan posibles valores de esfuerzos, y que si consideramos las simplificaciones que se han asumido, pero que no son del todo ciertas ($EI = cte$, etc.) nos dan valores de esfuerzos "inexactos"; si se utilizaran métodos más simplificados (Muto por ejemplo) nos darían valores del mismo orden de magnitud.

Con el avance de la tecnología, la ingeniería estructural ha tomado como instrumento de ayuda a la computadora, y se han desarrollado programas de cómputo para análisis de estructuras, y dejando de lado los métodos antes utilizados, por su menor velocidad de operación y por su "inexactitud" (Métodos Gráficos).

Si se comparan los resultados de un análisis estructural utilizando el método matricial y Muto, por ejemplo, y tomando en cuenta las hipótesis hechas, vemos que se obtienen valores del mismo orden de magnitud. Esto nos indica que, se pueden realizar ciertas simplificaciones y obtendremos valores "aproximados"; la ingeniería debe de desarrollarse bajo un punto de vista práctico más no analítico.

2.1 DISCUSION DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES CONSIDERADOS.

En este sentido se analizarán dos edificaciones de 10 pisos cada una, con placas centrales en una dirección, como se ha explicado, estas placas diferencian los modelos: una placa se diseñará como muro portante y cortante, y la otra solo como muro cortante (no portante).

Estos muros brindarán la resistencia principal de la edificación y

controlarán las deformaciones laterales excesivas.

Los dimensionamientos de los elementos se realizarán siguiendo los siguientes criterios :

VIGAS :

$$b = B/20 \quad \text{Vigas principales.}$$

$$h = L/11 \quad \text{Cuando hay restricción lateral (existen muros).}$$

$$h = 1/B \quad \text{Cuando no existe restricción lateral (solo pórticos).}$$

Para las vigas secundarias se tomará un "B" equivalente, comparando el peso del muro con la sobrecarga.

COLUMNAS :

$$n = \frac{P}{f'_c b t} \quad n \leq 0.25 \quad \text{para evitar la excesiva carga axial.}$$

$$H/t \geq 4 \quad \text{para evitar el efecto de columna corta.}$$

PLACAS :

$$t' = 0.25 \text{ mt.} \quad \text{portantes}$$

$$t' = 0.15 \text{ mt.} \quad \text{cortantes.}$$

donde :

B ; Ancho tributario de la viga en estudio.

L ; Luz de la viga.

b ; ancho de viga.

h ; altura de la viga.

P ; carga axial en condiciones de servicio.

f'_c ; esfuerzo de compresión a la rotura del concreto.

- b, t : dimensiones de la sección transversal de la columna .
 H : altura libre de la columna .
 t' : espesor de la placa .

El dimensionamiento del sistema, se hizo siguiendo el criterio de columna fuerte - viga débil, y sistema cortante.

La variación del peralte de la viga en los dos sentidos, se hizo, para evitar chequeos por flecha ya que en una dirección se utilizó $h = L/8$ (donde las placas no participan activamente), y en la otra dirección se utilizó $h = L/11$ (donde la placa restringe los desplazamientos); las vigas de cimentación se dimensionarán con :

$$h = L/8$$

$$b = 0.35 \text{ mt. (en base a una carga repartida equivalente al peso del muro).}$$

La variación entre modelos es, en el espesor de la placa contenida, y su proceso de construcción.

MODELO I : $t = 0.25$ mt. muro portante y cortante, en el análisis se idealizó como una columna ancha.

MODELO II : $t = 0.15$ mt. muro cortante, en el análisis se idealizó como tirantes.

La idealización matemática de ambos modelos se extrajo de los boletines publicados por el IISEE (International Institute of Seismology and Earthquake Engineering).

Los dimensionamientos de los elementos estructurales para ambos modelos son idénticos, con la única variación del espesor de la placa.

MODELO I $\Rightarrow t = .25$ mt.

MODELO II $\Rightarrow t = .15$ mt.

Tabla 2.1.

	ELEMENTO	DIMENSION (mt)
Dirección principal	Columna	0.70 x 0.70
	Viga	0.30 x 0.65
	Viga ciment.	0.30 x 0.90
Dirección secundaria	Viga	0.35 x 0.70
	Viga ciment.	0.35 x 0.70

2.2 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES.

2.2.1 Análisis Estructural

El análisis estructural de los modelos estudiados, se realizó por el método matricial, utilizando el programa "Placa" implementado en el centro de cómputo del Area Académica de Estructuras perteneciente a nuestra Facultad.

Dicho programa se corrió en la micro-computadora Mitsubishi Modelo MULTI 16-II,

El programa "Placa" es una adaptación del programa para la resolución de pórticos planos por métodos matriciales con nudos rígidos; la versión original es el programa LSPF que se encuentra en el centro de cómputo de la Universidad.

Las placas se colocaron únicamente en la dirección principal, y en la parte central de la edificación para evitar, problemas de torsión, originados por una ubicación no simétrica e irregular en planta.

En la dirección secundaria los modelos no tienen ninguna diferencia, y se analiza por igual en ambos.

Es necesario mencionar que para que los modelos mencionados, realmente se comporten como tal, deben de cumplir los requisitos mínimos dados en el código ACI 83; y que, especialmente se realice la conexión placa - columna y placa - viga con el debido cuidado. En cuanto al modelo II, con placas construídas posteriormente al pórtico para que garanticen una buena distribución de esfuerzo de flexión y corte.

En las dos direcciones principales los valores de ductilidad difieren, debido a su estructuración predominante.

- Dirección secundaria.- Según el Código Peruano de Diseño (5) Sismo-Resistente (C.P.D.S.R.), para sistemas con pórticos dúctiles especiales únicamente, sugiere un valor de $R_p = 6$.*

- Dirección principal.- Según el C.P.D.S.R., sugiere un valor de $R_p = 5$ para edificaciones con pórticos dúctiles especiales y muros de corte especiales, sin embargo, se tomará $R_p = 4$, para apreciar la diferencia con la dirección secundaria.

A continuación se ilustran la planta y elevación de los modelos estructurales considerados.

* R_p : FACTOR DE REDUCCION POR DUCTILIDAD.

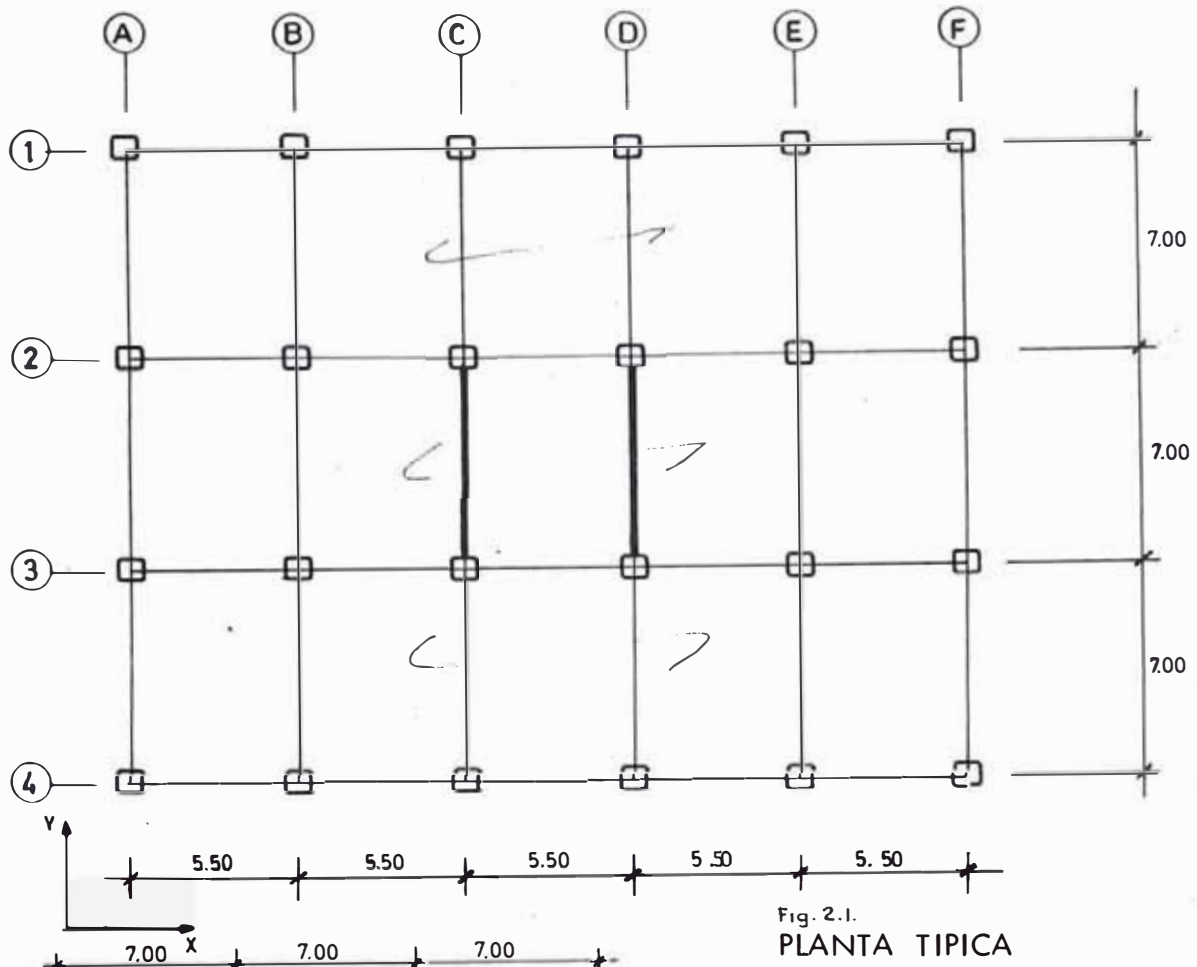
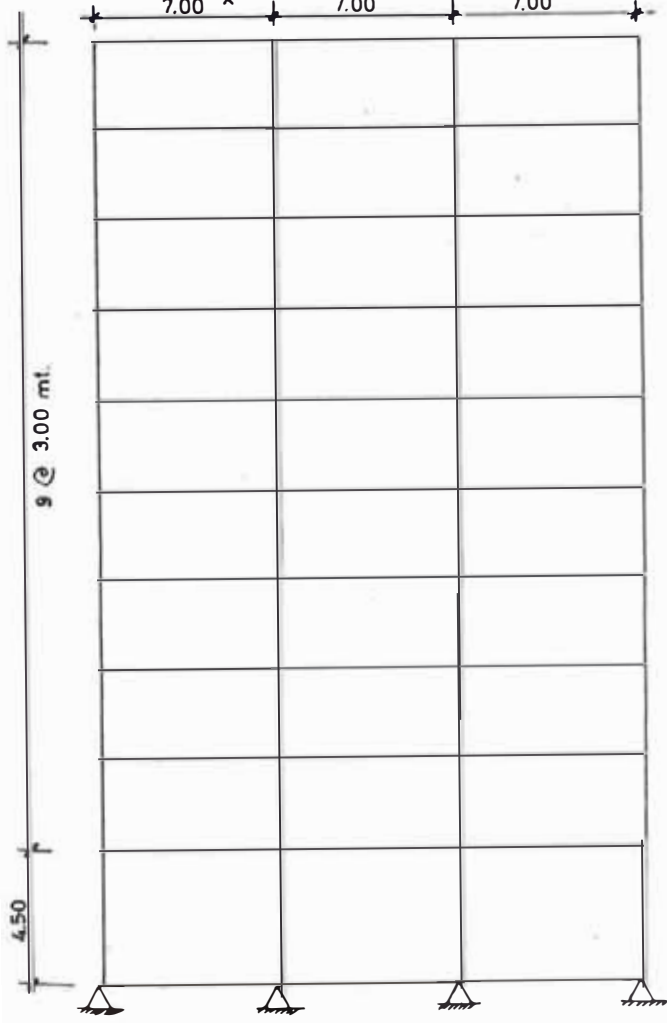


Fig. 2.1.
PLANTA TIPICA



Pórticos principales : A - F
 Pórticos secundarios : 1 - 4

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

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

Carga viva (S/c) :

- Azotea = 150 kg/cm^2

- Piso típico = 250 kg/cm^2

Considerando un aligerado de :

$h = L/25 = 550/25 = 25 \text{ cm.}$

según las normas de carga del R.N.C.

$h = 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{P.P.} = 0.35 \text{ T/m}^2$

Fig. 2.2.
 PORTICO PRINCIPAL TIPICO.

Para el análisis por cargas horizontales se utilizó el programa "Modal" elaborado por el Ing° Juan Chávez, que encuentra los períodos y formas de modo utilizando la matriz de rigidez lateral, considerada de la matriz de rigidez global de la estructura.

Las estructuras se diseñarán para una combinación de cargas de gravedad y de sismo.

$$U = 1.25 (D + L + E) \quad (2.1.)$$

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L) \quad (2.2.)$$

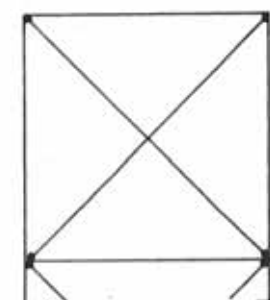
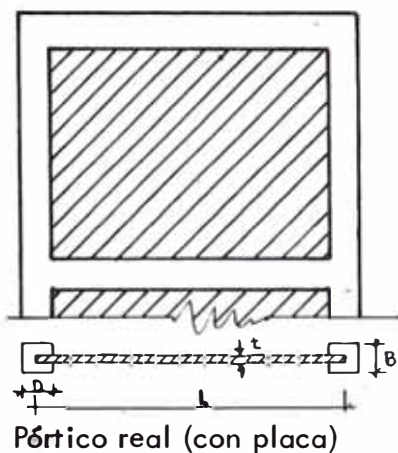
Se consideró en la conexión viga-columna, una zona rígida de $7/8 t$, donde t es el ancho de la columna en la dirección en estudio.

2.2.1.1 Fundamento teórico de los modelos estructurales estudiados:

1.- Análisis de la Placa como un pórtico arriostrado con diagonales:

a) Idealización estructural:

Fig. 2.3.



Notación : $A_w = t \times L$... sección transversal del muro (placa)
 $K_w =$ variable... coeficiente de forma (deformación por corte).

$$K_w = 1 \sim 1.5$$

$$B = \alpha t, D = \beta L, A_w = t \times L$$

Q : FUERZA CORTANTE

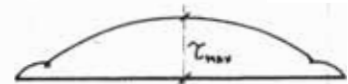


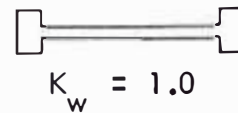
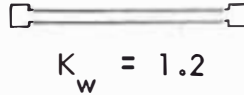
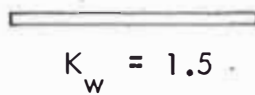
Fig. 2.4.
(2.3.)

$$\tau_{max} = \frac{3 Q}{2 A_w} \times \frac{(1 - \beta)^2 + 4 \alpha \beta}{(1 - \beta)^3 + 2 \alpha \beta (\beta^3 + 3)}$$

$$\text{Si: } \gamma_{max} = K_w \frac{Q}{G A_w} \quad (2.4.)$$

$$\therefore K_w = 1.5 \times \left[\frac{(1 - \beta)^2 + 4 \alpha \beta}{(1 - \beta)^3 + 2 \alpha \beta (\beta^3 + 3)} \right] \quad (2.5.)$$

Sección :



$A_b =$ área de la sección transversal de un elemento diagonal .

b) Elemento diagonal equivalente :

- Rigidez por corte de la placa :

$$\text{Si } P = Q$$

$$\frac{P}{\delta_{ws}} = \frac{G A_w}{K_w h} \quad (2.6.)$$

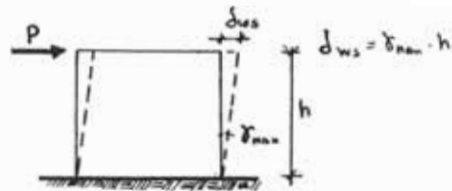
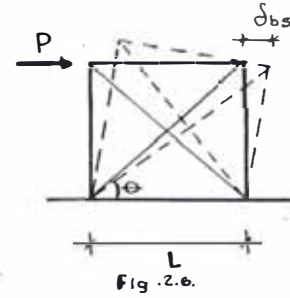


Fig. 2.5.

- Rigidez de los elementos diagonales

Deformación normal de la diagonal debido a δ_{bs}

$$\varepsilon = \frac{\delta_{bs} \cos \theta}{\frac{L}{\cos \theta}} = \frac{\delta_{bs}}{L} \cos^2 \theta \quad (2.6.)$$



Fuerza axial:

$$N = E A_b \varepsilon = \frac{E A_b}{L} \delta_{bs} \cos^2 \theta \quad (2.7.)$$

Fuerza restauradora en la dirección horizontal debido a N

$$P_H = N \cos \theta = \frac{E A_b}{L} \delta_{bs} \cos^3 \theta \quad (2.8.)$$

por condición de equilibrio :

$$P = 2 \times P_H = 2 \frac{E A_b}{L} \delta_{bs} \cos^3 \theta$$

luego, la rigidez será :

$$\frac{P}{\delta_{bs}} = 2 \times \frac{E A_b \cos^3 \theta}{L} \quad (2.9.)$$

Area de la diagonal equivalente :

$$\frac{P}{\delta_{ws}} = \frac{P}{\delta_{bs}} \Rightarrow \frac{G A_w}{K_w h} = \frac{2 E A_b}{L} \cos^3 \theta$$

∴

$$A_b = \frac{L A_w}{2 \frac{E}{G} \cos^3 \theta K_w} \quad (2.10.)$$

c) columna equivalente :

Rigidez flexionante de la placa :

$$\frac{P}{\delta_{wf}} = \frac{3EI_w}{h^3}$$

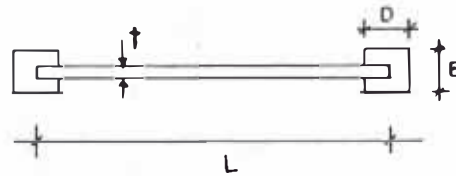


Fig. 2.7.

$$A_c = B \times D$$

$$I_c = \frac{1}{12} BD^3 \quad I_w = 2 \left[I_c + A_c \left(\frac{L}{2} \right)^2 + \frac{tL^3}{12} \right] \quad (2.11.)$$

Rigidez flexionante del pórtico con elementos diagonales

$$\frac{P}{\delta_{bf}} = \frac{3EI_b}{h^3}$$



Fig. 2.8.

$$A_{eqc} = b \times d$$

$$I_{eqc} = \frac{1}{12} bd^3 \quad I_b = 2 \left[I_{eqc} + A_{eqc} \times \left(\frac{L}{2} \right)^2 \right] \quad (2.12.)$$

columna equivalente

$$\frac{P}{\delta_{wf}} = \frac{P}{\delta_{bf}} \quad \text{y} \quad I_c = I_{eqc}$$

$$\frac{3EI_w}{h^3} = \frac{3EI_b}{h^3} \quad \Rightarrow \quad I_b = I_w$$

$$\frac{1}{12} BD^3 = \frac{1}{12} bd^3$$

$$2 \left(I_{eqc} + A_{eqc} \left(\frac{L}{2} \right)^2 \right) = 2 \left(I_c + A_c \left(\frac{L}{2} \right)^2 \right) + \frac{tL^3}{12}$$

Luego :

$A_{eqc} = A_c + \frac{tL}{6}$ $I_{eqc} = I_c$	(2.13.)
------------------------------------------------	---------

d) Viga equivalente

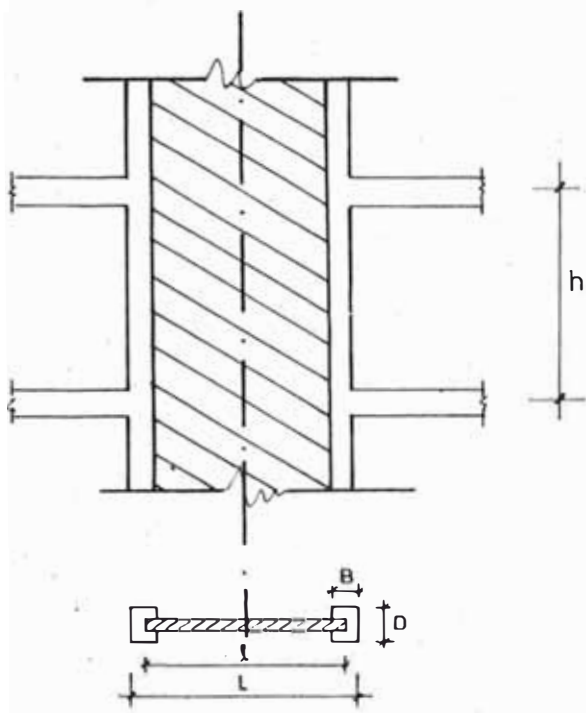
La rigidez flexionante de la viga se incrementa por el muro, por lo tanto se debe aumentar el área y el momento de inercia de la viga equivalente. Se usará :

$A_{eqv} = 100 A_v$ $I_{eqv} = 100 I_v$	(2.14.)
-----------------------------------------	---------

Con estos valores se evita una desviación de los resultados del análisis.

II. Análisis considerando la placa como una columna ancha :

a) Idealización estructural



Sistema real

Fig. 2.9

Para la placa :

- Rigidez por corte : $\frac{P}{\delta_{ws}} = \frac{G A_w}{K_w \cdot h}$ (2.15.)

- Rigidez por flexión : $\frac{P}{\delta_{wf}} = \frac{3EI_w}{h^3}$ (2.16.)

Para la columna equivalente :

- Rigidez por corte : $\frac{P}{\delta_{cs}} = \frac{GA_{eqc}}{K_c \cdot h}$ (2.17.)
 $K_c = \text{coef. corte de columna.}$

- Rigidez por flexión : $\frac{P}{\delta_{cf}} = \frac{3EI_{eqc}}{h^3}$ (2.18.)

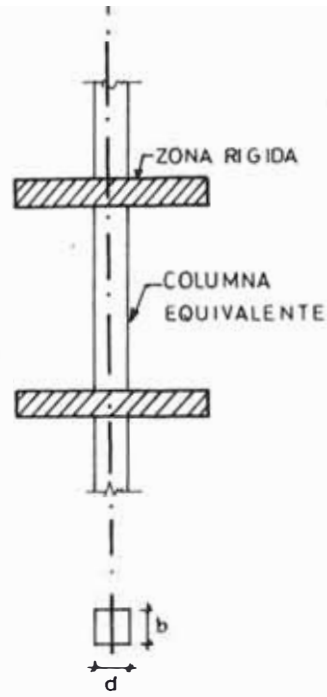


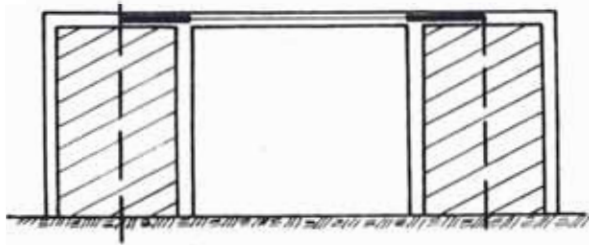
Fig. 2.10.

Sistema idealizado

Características de la columna equivalente :

$$\left. \begin{aligned} \frac{P}{\delta_{ws}} &= \frac{P}{\delta_{cs}} \\ \frac{P}{\delta_{wf}} &= \frac{P}{\delta_{cf}} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} A_{eqc} &= \frac{K_c}{k_w} A_w \\ I_{eqc} &= I_w \end{aligned} \Rightarrow \begin{aligned} d &= \frac{12 I_w}{\frac{K_c}{K_w} A_w} \\ b &= \frac{1}{d} \frac{K_c}{K_w} A_w \end{aligned} \quad (2.19.)$$

Tratamiento del Pórtico (Viga) :



Se debe analizar la viga con zonas rígidas. En el análisis matricial, se debe considerar sobre todo la matriz de rigidez de esta viga.

El análisis del pórtico idealizado es similar al de cualquier pórtico plano.

2.2.1.2 Análisis por cargas de gravedad :

Los pórticos principales se analizarán para una combinación de cargas de gravedad más cargas por sismo.

- Para cargas permanente : Estructura totalmente cargada .
- Para cargas vivas

Estructura totalmente cargada .

Estructura parcialmente cargada, en forma de damerao .

Los pórticos principales A, B, E, F se analizarán de forma idéntica para ambos modelos .

A continuación se muestran los resultados obtenidos del análisis.

Pórticos principales A, B, E, F.

Nota: Los resultados se presentaran para la mitad de la edificación, por ser esta simétrica, los valores acotados de momentos flectores se refieren a las vigas.

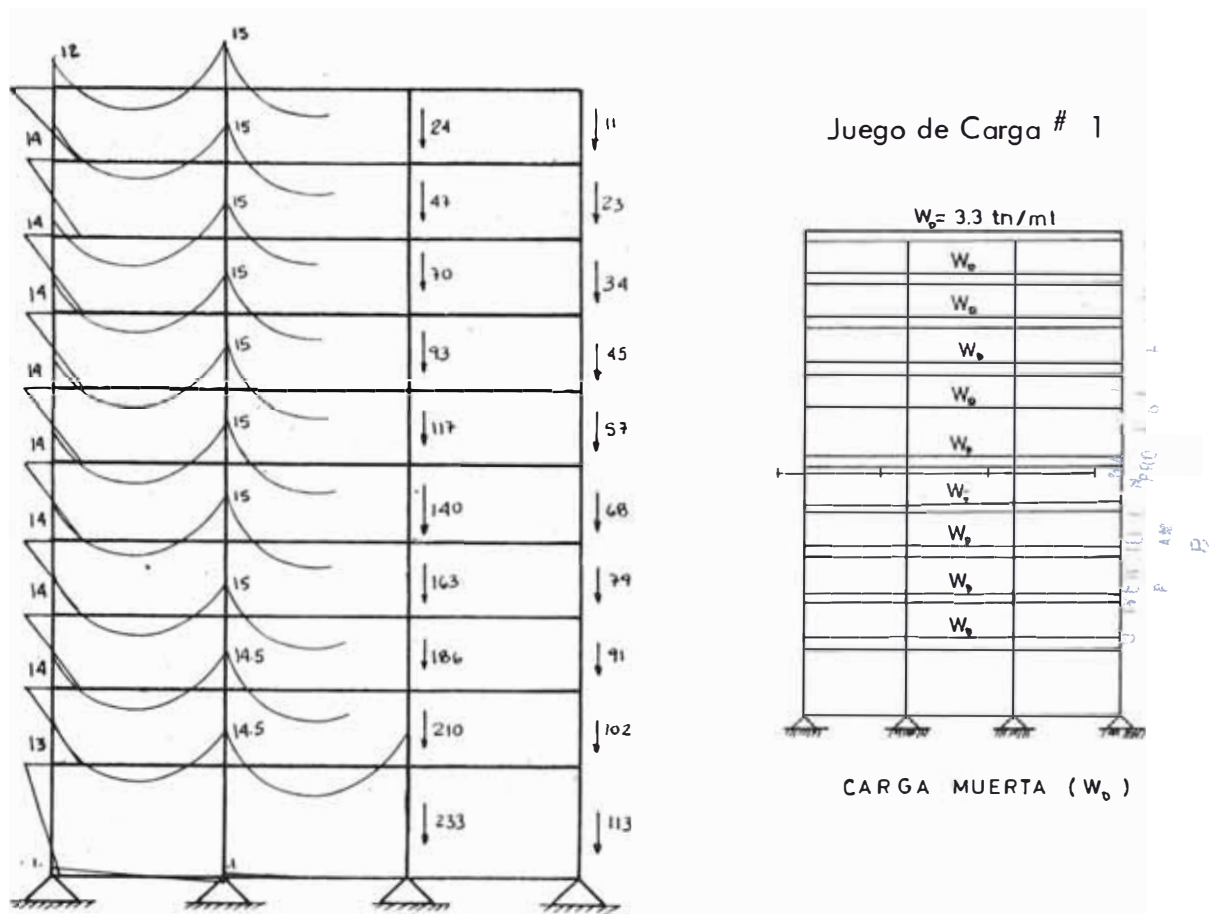
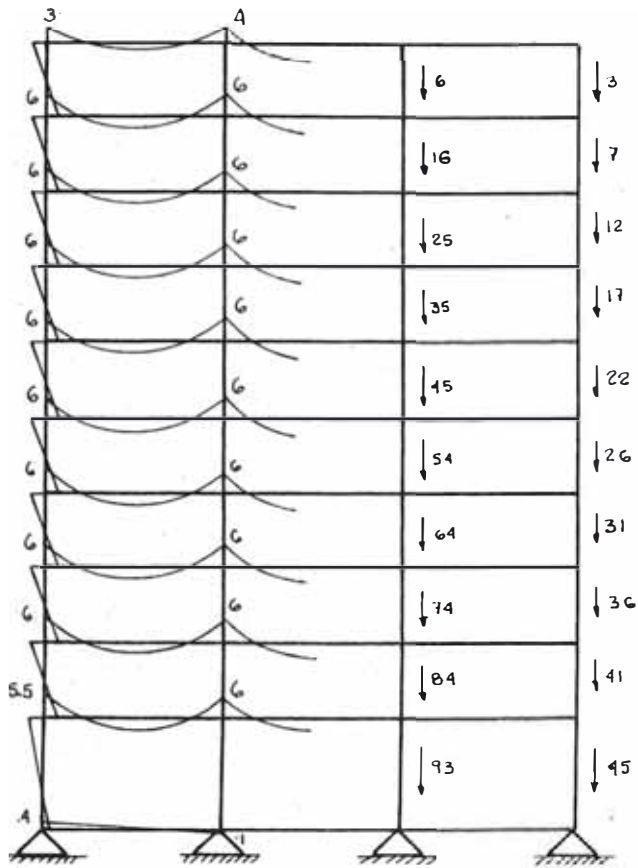
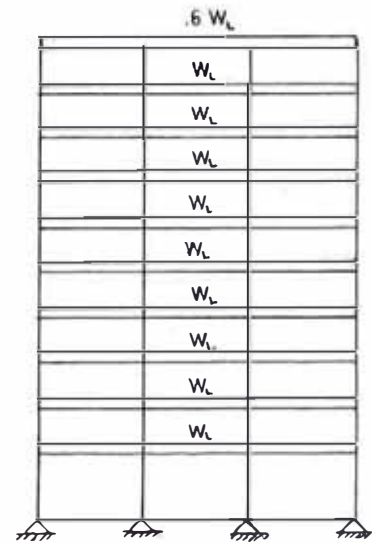


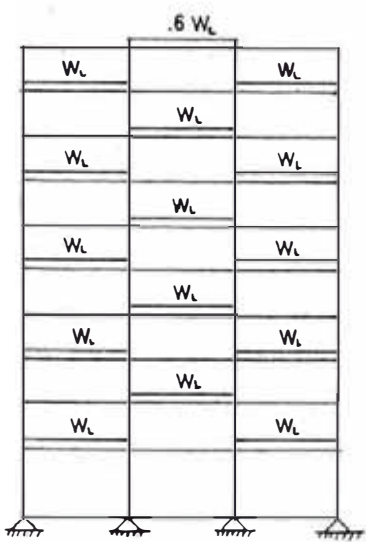
Fig. 2.12. Diagrama de momentos flectores (T-mt) y magnitud de fuerzas axiales en columnas (Ton).



Momentos en T-mt y FUERZAS EN Ton.

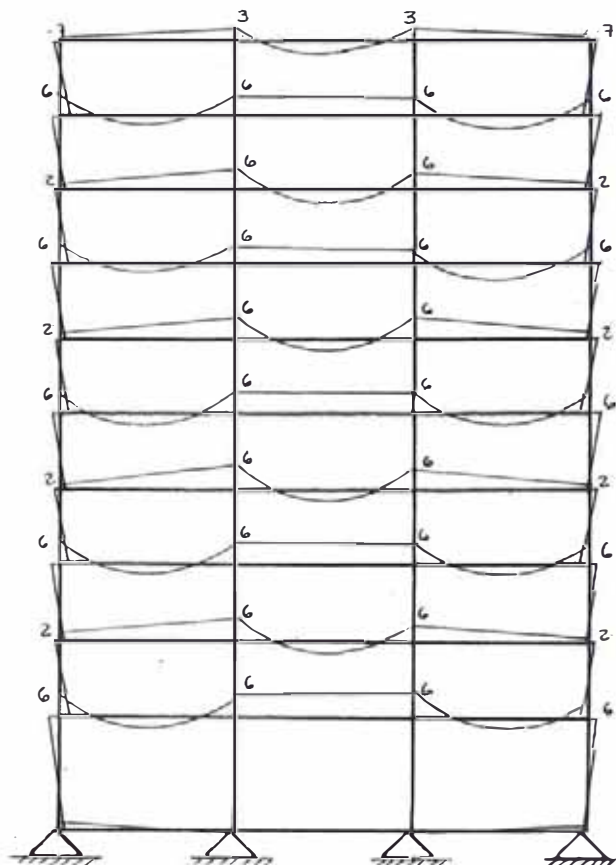


$W_L = 1.4 \text{ t/m}$
 CARGA VIVA (W_L)
 Juego de Carga # 2
 Fig. 2.13.

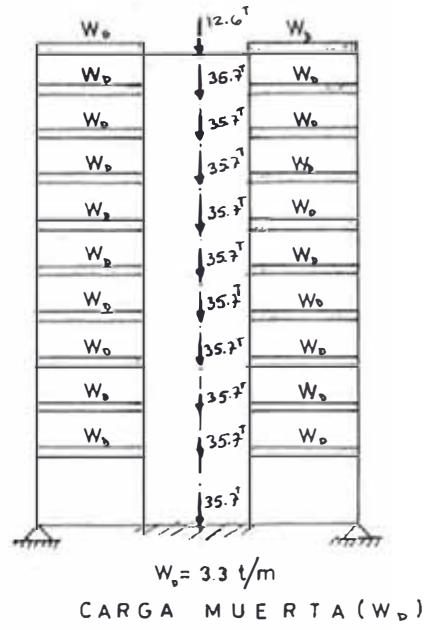
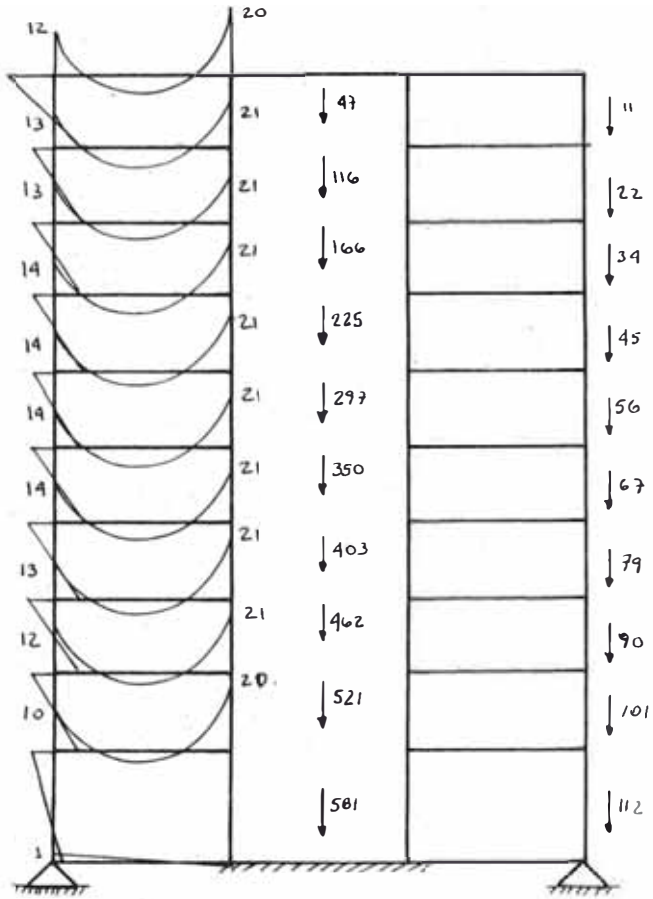


$W_L = 1.4 \text{ t/m}$
 CARGA VIVA (W_L)
 Juego de Carga # 3

Fig. 2.14.

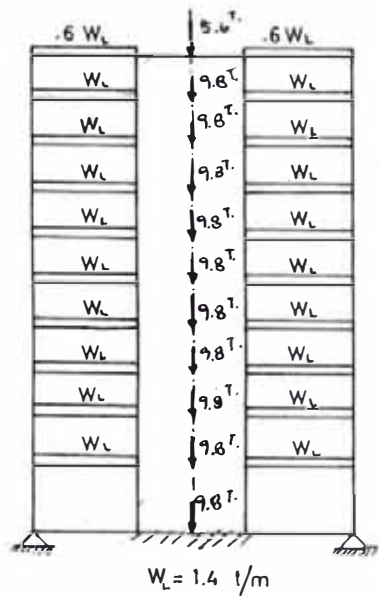


MODELO



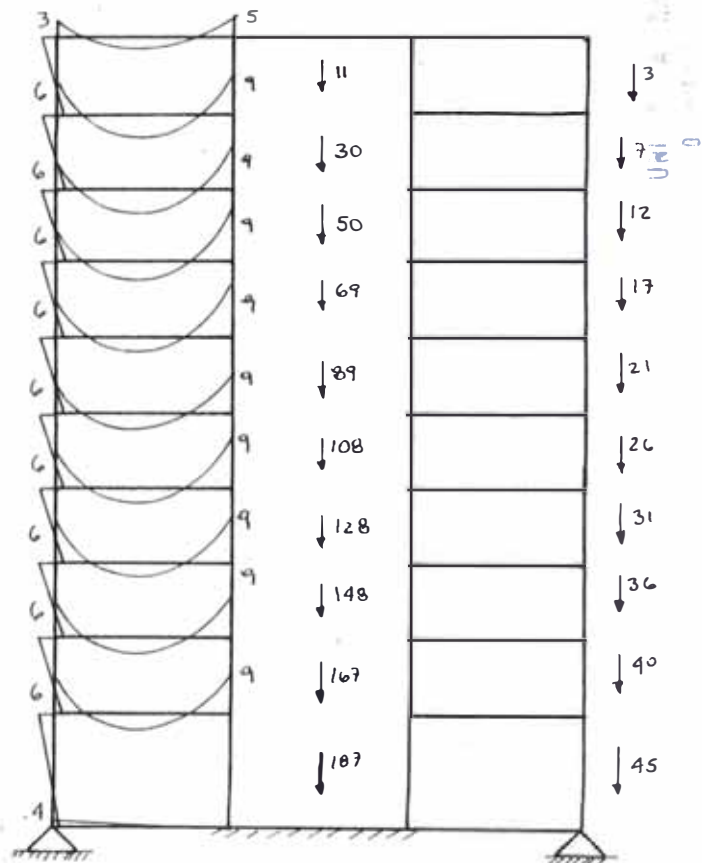
Juego de Cargas # 1
Fig. 2.15.

Momentos en T-mt y Fuerzas en Ton.

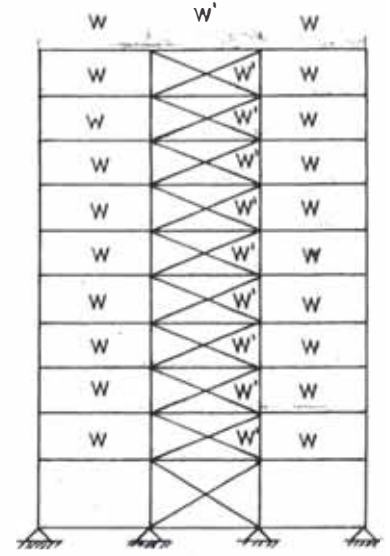
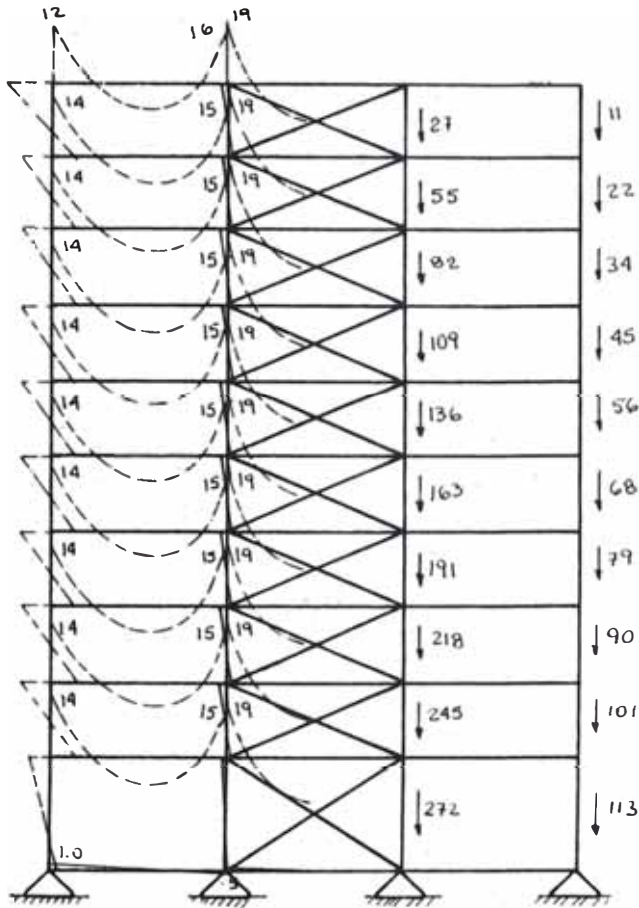


Juegos de Cargas # 2

Fig. 2.16.



MODELO II

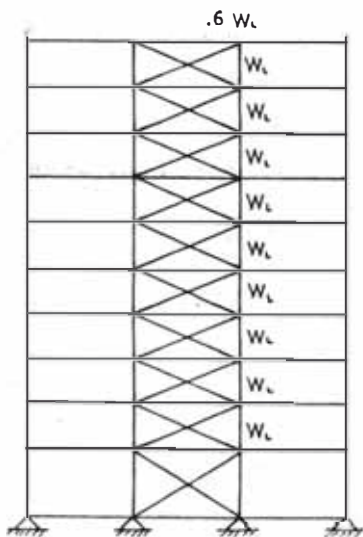


$W = 33 \text{ t/m}$ $W' = 13 \text{ W}$
 CARGA MUERTA (W_0)

Juego de Cargas # 1

Fig. 2.17.

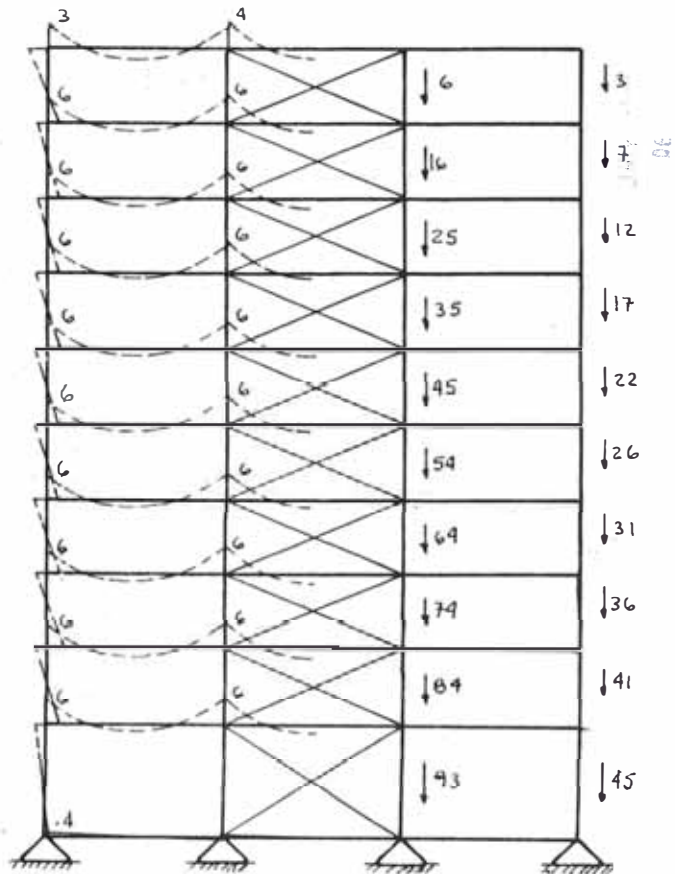
Momentos en T-mt y Fuerzas en Ton.



$W_c = 1.4 \text{ t/m}$

CARGA VIVA (W_c)
 Juego de Cargas # 2

Fig. 2.18



Los pórticos secundarios se diseñarán solamente para cargas sísmicas, ya que las cargas de gravedad no influyen apreciablemente en su comportamiento estructural.

2.2.1.3 Análisis por carga sísmica.

Para el análisis por carga sísmica se utilizó el método estático lineal y concentrando las masas en cada nivel de la edificación, pero trabajando con la matriz de rigidez lateral llena de la edificación.

La matriz de rigidez lateral se obtiene por condensación de la matriz de rigidez global de la edificación.

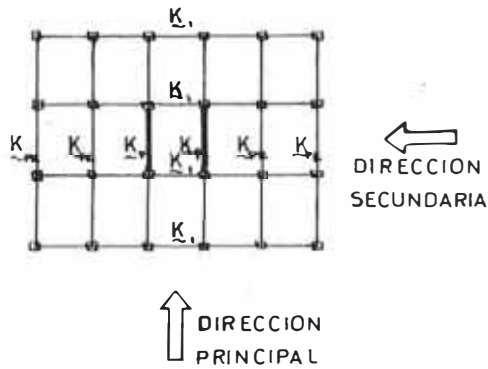
Se utiliza la matriz de rigidez lateral llena, para evitar distorsiones en los resultados debido a la inclusión de la placa de los pórticos centrales.

Para el diseño, se utilizará el método estático del código Peruano,⁽⁵⁾ que da una variación triangular superior de fuerzas de inercia, siguiendo aproximadamente a la 1ra. forma de Modo.

En la dirección secundaria, se repartirán las fuerzas de inercia según el número de pórticos: 4, y se aplicarán dichas fuerzas concentradas laterales en los nudos extremos de cada entrepiso; esto porque la rigidez de todos los pórticos es la misma.

Para la dirección principal, las fuerzas de inercia se repartirán de acuerdo al desplazamiento de cada nivel.

Se muestra la estructura en planta, para la comprensión del sistema utilizado.



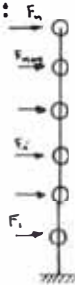
\tilde{K}_i : Matriz de rigidez lateral del pórtico i .

\tilde{K}_T : Matriz de rigidez lateral de la edificación en la dirección en estudio.

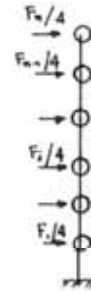
Fig. 2.19.

- En la dirección secundaria :

$$\tilde{K}_T = 4 \tilde{K}_1 \quad (2.20.)$$



Fuerzas de inercia total de la edificación.



Fuerzas de inercia para cada pórtico.

- En la dirección principal :

$$\tilde{K}_T = 4 \tilde{K}_{PR} + 2 \tilde{K}_p \quad (2.21.)$$

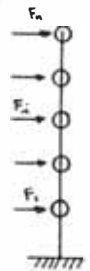


Fig. 2.20.
Fuerzas de inercia total de la edificación.

Por equilibrio :

$$\underline{F} = \underline{K}_T \underline{U} \quad (2.22.)$$

donde \underline{U} : vector de desplazamiento.

Se resuelve el sistema $\underline{F} = \underline{K} \underline{U}$, y se encuentran los valores de desplazamiento de entrepiso (\underline{U}).

Para obtener los valores de las fuerzas de inercia que corresponden a cada pórtico se multiplica el vector \underline{U} por la matriz de rigidez lateral K del pórtico en estudio.

$$\underline{F} = K_{PR} \cdot \underline{U} \quad (2.23)$$

Con lo cual se obtiene la distribución de fuerzas en el pórtico i .

Se considera la hipótesis de techo rígido para encontrar los valores de F .

Este procedimiento se realiza idénticamente para los modelos en estudio.

Existen otros métodos simplificados para repartir la fuerza cortante en cada pórtico; estos se basan en la rigidez lateral de entrepiso y que es obtenida como una constante de resorte, luego en planta se distribuirá la fuerza cortante de acuerdo a la rigidez de entrepiso en cada pórtico, pero en el caso de placas sería erróneo obtener una constante de resorte equivalente debido a que depende del tipo de cargas laterales, y porque siendo su comportamiento como el de una viga en voladizo el desplazamiento de los niveles inferiores influye en los niveles superiores.

El método "D" del Dr. Muto, sin embargo, obtiene factores que simulan constante de resortes para sistemas aporticados e inclusive para placas haciendo algunas simplificaciones.

Los resultados que se obtienen, desde el punto de vista práctico son similares. Sin embargo no se utilizó el método "D" debido a que

las hipótesis planteadas están establecidas para muros sometidos a cargas de gravedad; el modelo de muros cortantes del presente estudio no cumple con dicha hipótesis.

A continuación se muestra el metrado que corresponde para las masas concentradas en los niveles. El metrado se considera igual para ambos modelos.

Se considerará un 25% de la sobrecarga como parte efectiva del peso de cada nivel en caso de sismo.

Area total techada	:	577.5 mt^2	
Aligerado	:	$h = .25 \text{ mt.}$	
Piso típico (2 - 9)			
Aligerado P.P.	=	0.35 T/mt^2	
Acabado	=	0.10 T/mt^2	
Tabiquería	=	0.15 T/mt^2	
		<hr/>	
	ω_1	=	0.60 T/mt^2
Peso del techo	:	$.60 \times 577.5$	= 346.5 T
Vigas	:	$2.4 \times (.4 \times .3 \times 21 \times 6 + .45 \times .35 \times 27.5 \times 4)$	= 77.9 T
Parapeto	:	$.25 \times 1.8 \times 97 \times 1.0$	= 29.0 T
Columnas	:	$.7 \times .7 \times 2.3 \times 2.4 \times 24$	= 64.9 T
Sobre carga	:	$.25 \times .25 \times 577.5$	= 36.1 T
Placa	:	$2.4 \times 2.3 \times 6.3 \times 2$	= 7.0 T
			<hr/>
		Σ	= 561. T

1er. Nivel :

Peso aligerado	=	346.5 T
Vigas	=	77.9 T
Parapeto	=	29.0 T
Columnas : .7x.7x2.4x24x (2.3 + 3.7) /2	=	84.7 T
Sobre carga :	=	36.1 T
Muro : 2.4x6.3x.2x (2.3 + 3.7)/2	=	9.0 T
	Σ =	583.0 T

Azotea :

Peso aligerado	=	346.5 T
Vigas	=	77.9 T
Parapeto	=	29.0 T
Columnas : .7x.7x1.15x2.4x24	=	32.5 T
Sobre carga : .25x.15x577.5	=	21.7 T
Placa : 2.4x6.3x.2x1.15	=	3.5 T
	Σ =	511.0 T

Según el código Peruano tenemos :

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

donde :

- H = Cortante total en la base de la edificación (Ton)
- Z = Factor de zona
- U = Factor de uso
- S = Factor de suelo
- R_D = Factor de reducción por ductilidad
- P = Peso efectivo de la edificación (Ton)
- C = Coeficiente sísmico definido por :

$$C = \frac{.8}{\left(\frac{T}{T_S}\right)^{1.5} + 1.0} \quad \text{y } 0.16 \leq C \leq 0.4 \quad (2.24.)$$

T = Período fundamental de la edificación. (59)

T_S = Período predominante del suelo (59)

La edificación en estudio la consideramos localizada en la ciudad de Lima, distrito San Borja, y su uso será para oficinas .

Según la clasificación que da el código⁽⁵⁾ para dichas características, son :

Z = 1.0 (Zona uno)

U = 1.0 (Categoría B)

S = 1.0 (Suelo Tipo I)

T_S = .30 sg. (Suelo de Lima)

$R_D = \begin{cases} 6.0 & \text{(Dirección secundaria)} \\ 4.0 & \text{(Dirección principal)} \end{cases}$

$T = \begin{cases} \frac{.07 H}{\sqrt{D}} & \text{(Dirección principal)} & (2.25.) \\ .08 N & \text{(Dirección secundaria)} & (2.26.) \end{cases}$

Donde :

H = Altura de la edificación respecto al nivel del terreno (mt)

D = Dimensión horizontal de la edificación en la dirección del sismo (mt)

N = Número de pisos de la edificación .

Según el código Peruano⁽⁵⁾ la distribución de las fuerzas sísmicas, corresponden a una variación triangular superior, porque considera un comportamiento predominante de la primera forma de modo.

La distribución se hace utilizando la siguiente fórmula

$$F_{li} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times H \times f \quad (2.27)$$

Donde :

- F_{li} = Fuerza de inercia que corresponde al nivel i .
 - W_i = Peso de la masa concentrada en el nivel i .
 - h_i = Altura del nivel i con respecto a la base de la edificación.
 - H = Fuerza cortante que actúa en la base de la edificación.
 - f = Factor de forma de la edificación.
- f : .85 para edificios cuya relación alto ancho en la dirección considerada sea mayor que 6.
- f : 1.00 cuando dicha relación no exceda 3.

Torsión en planta

Debido a que la estructura es simétrica no existirá torsión en planta. Según el reglamento Peruano⁽⁵⁾ es necesario considerar como mínimo una torsión accidental para estructuras simétricas. Esta torsión está dada por :

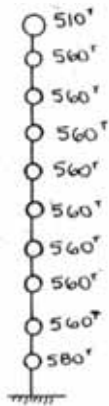
$$M_T = .05 b_i Q_i \quad (2.28) \text{ en T-mt}$$

Donde :

- Q = Fuerza cortante que actúa en el nivel i y en la dirección considerada. (Ton)
- b_i = Dimensión en planta de la edificación en la dirección perpendicular a la fuerza cortante considerada. (m)

Estos incrementos de fuerza cortante debido a torsión accidental son relativamente **pequeños**; debido a que las dimensiones en planta no son muy considerables, por esta razón no se considerará el efecto de torsión accidental.

Determinación de la fuerza cortante H en la base :



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

$$P = 510 + 8 \times 560 + 580 \Rightarrow P = 5570 \text{ Ton.}$$

$$H = \frac{1 \times 1 \times 1 \times C \times 5570}{R_D} \quad H = \frac{5570}{R_D} C$$

Dirección secundaria :

$$C = \frac{0.8}{\left(\frac{T}{T_S}\right) + 1.0}$$

$$0.16 \leq C \leq 0.4$$

$$T = 0.08 N \quad T = 0.08 \times 10$$

$$T = 0.8 \text{ seg}$$

$$T_S = 0.3 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{0.8}{\left(\frac{0.8}{0.3}\right) + 1.0} = 0.218$$

$$R_D = 6$$

$$H = \frac{5570 \times 0.218}{6}, H = 202. \text{Ton.}$$

Distribución de la fuerza sísmica en cada nivel :

$$F_{li} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times H \times f \quad f = 1.0$$

$$F_{li} = \frac{W_i h_i}{243,900} \times 202, \quad \sum W_i h_i = 243,900$$

$$F_{li} = \frac{W_i h_i}{1207.4}$$

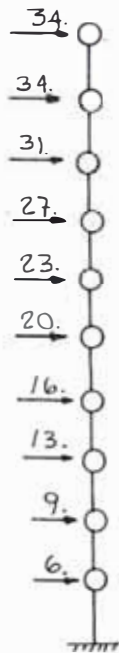


Fig. 2.22.

F_x (Ton) Para toda la edificación

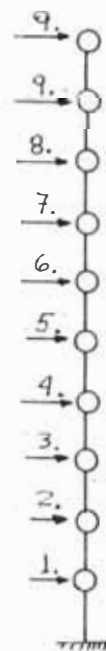


Fig. 2.23.

F_x (Ton) Para cada pórtico

Diagrama de momentos flectores resultantes (T-mt) y las cargas axiales (Ton) para un pórtico secundario, Pórticos 1,2,3 y 4.

(Los valores acotados de momentos corresponden a Vigas)

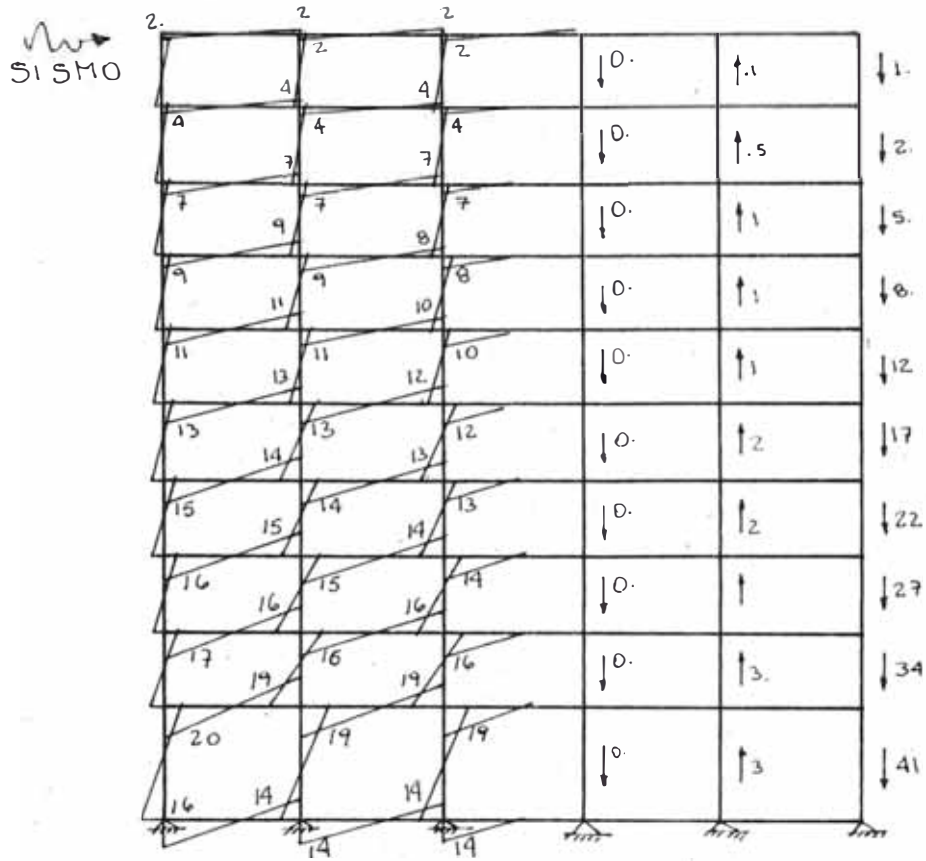


Fig. 2.24.

Dirección principal :

$$C = \frac{0.8}{\left(\frac{T}{T_S}\right) + 1.0} \quad \text{y} \quad T = \frac{0.07 H}{\sqrt{D}} = \frac{0.07 \times 31.5}{\sqrt{21}} = .48 \text{ seg.}$$

$$\Rightarrow T_S = .3 \text{ seg.}$$

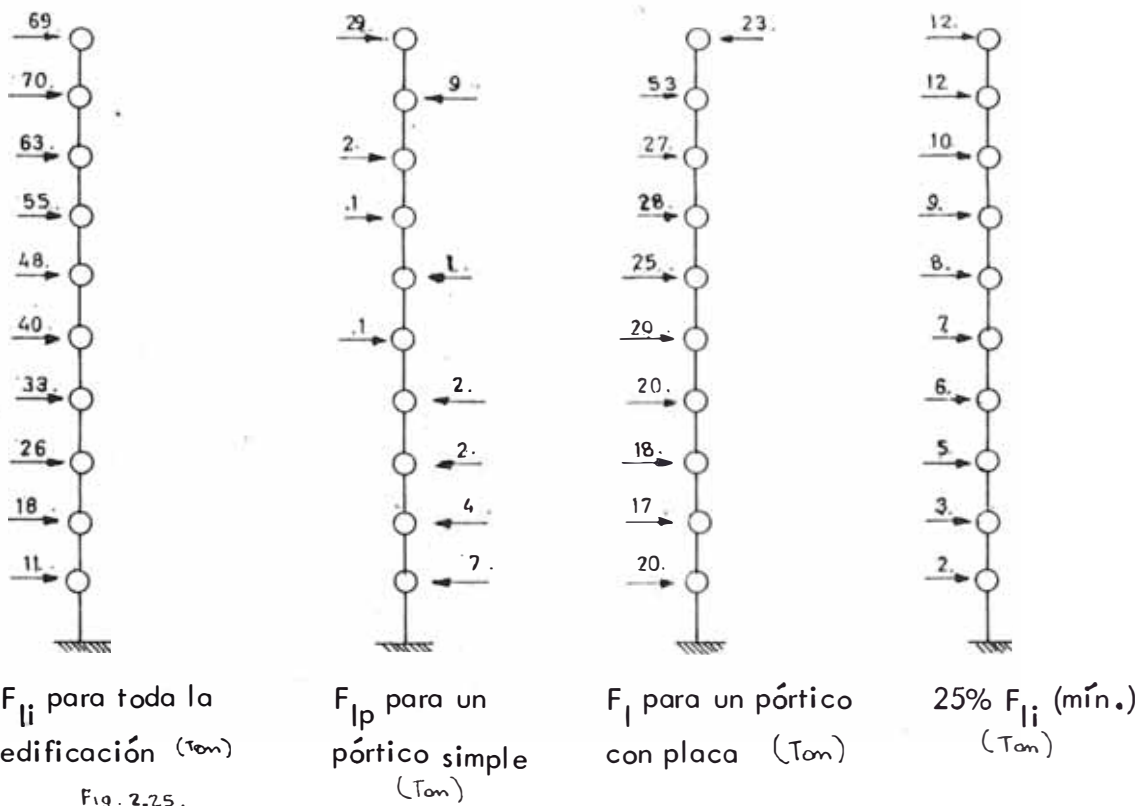
$$C = \frac{0.8}{\left(\frac{.48}{.3}\right) + 1} \quad , \quad C = 0.30$$

$$R_D = 4.0 \quad \Rightarrow \quad H = \frac{5570 \times 0.30}{4} \Rightarrow H = 418 \text{ Ton.}$$

Distribución de la fuerza sísmica en cada nivel

$$F_{li} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times H \times f \quad , \quad f = 1.00$$

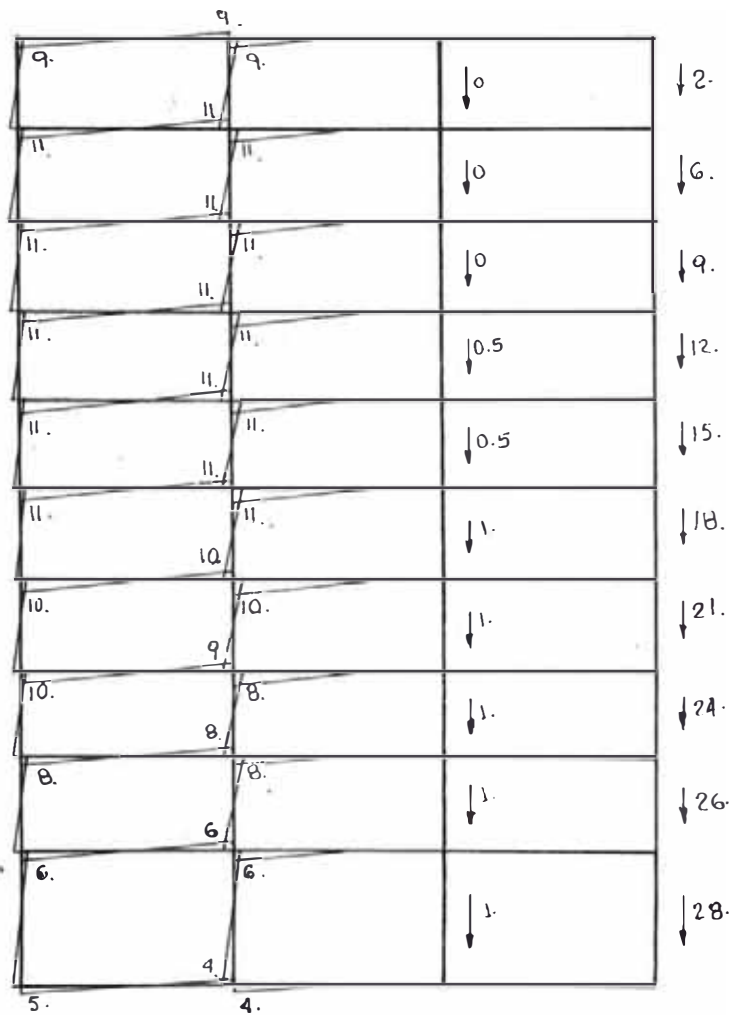
$$F_{li} = \frac{W_i h_i \times 418 \times 1.0}{243,900} \Leftrightarrow F_{li} = \frac{W_i h_i}{583.5}$$



Según el reglamento debemos considerar, que el sistema de pórticos absorban como mínimo el 25% de la fuerza sísmica; actuando independientemente.

MODELO I

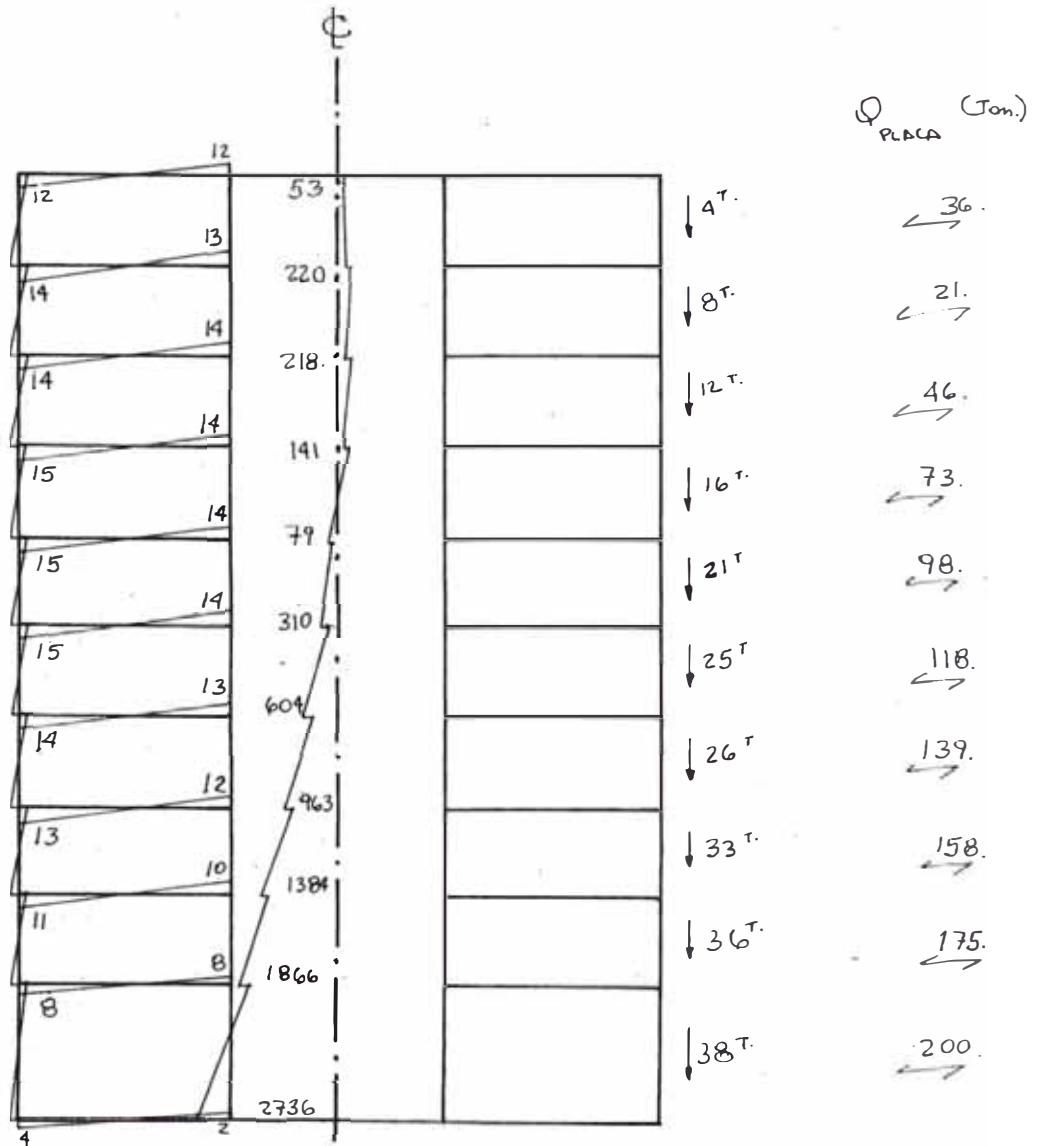
Diagrama de momentos flectores, cargas axiales que actúan en un pórtico simple. (Pórticos A,B, E y F).



Momentos en T=mt.
 Fuerzas Axiales en Ton.
 Fig. 2.26.

Diagrama de momentos flectores, cargas axiales y cortantes que actúan en un pórtico con placa. (Pórtico C y D).

Las escalas de momentos en placas difiere a la de vigas y columnas.



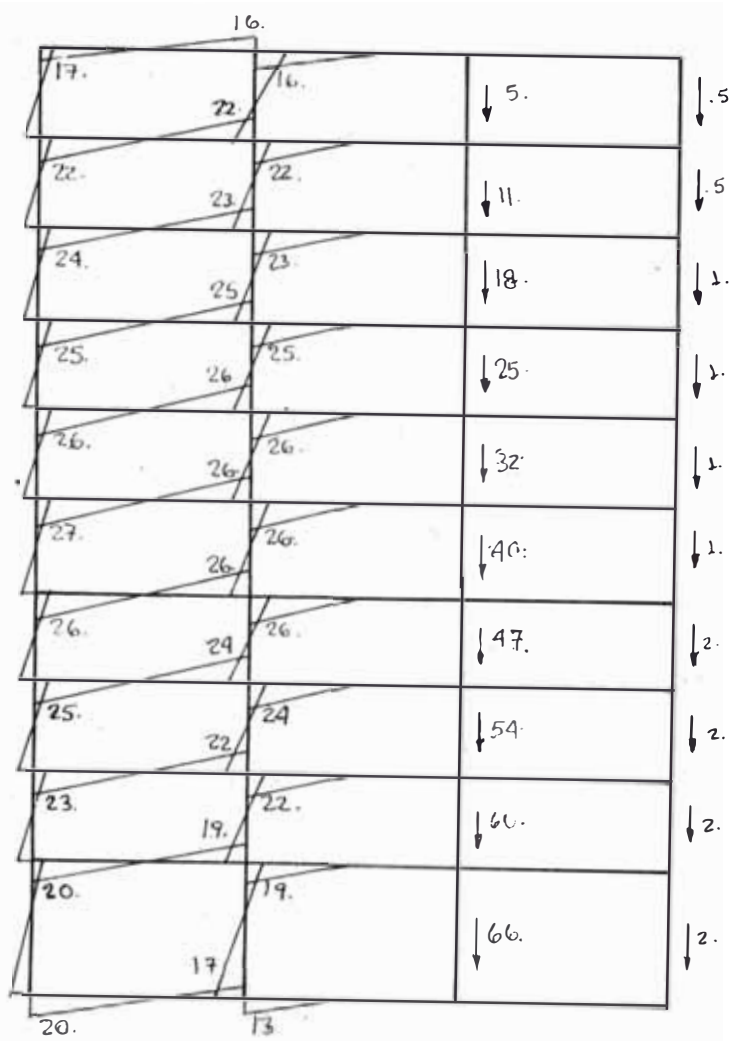
Momentos T-mt.

Fuerzas axiales y cortantes en Ton.

Fig. 2.27.

MODELO II :

Diagrama de momentos flectores, cargas axiales que actúan en un pórtico simple. (Pórticos A, B, E y F)

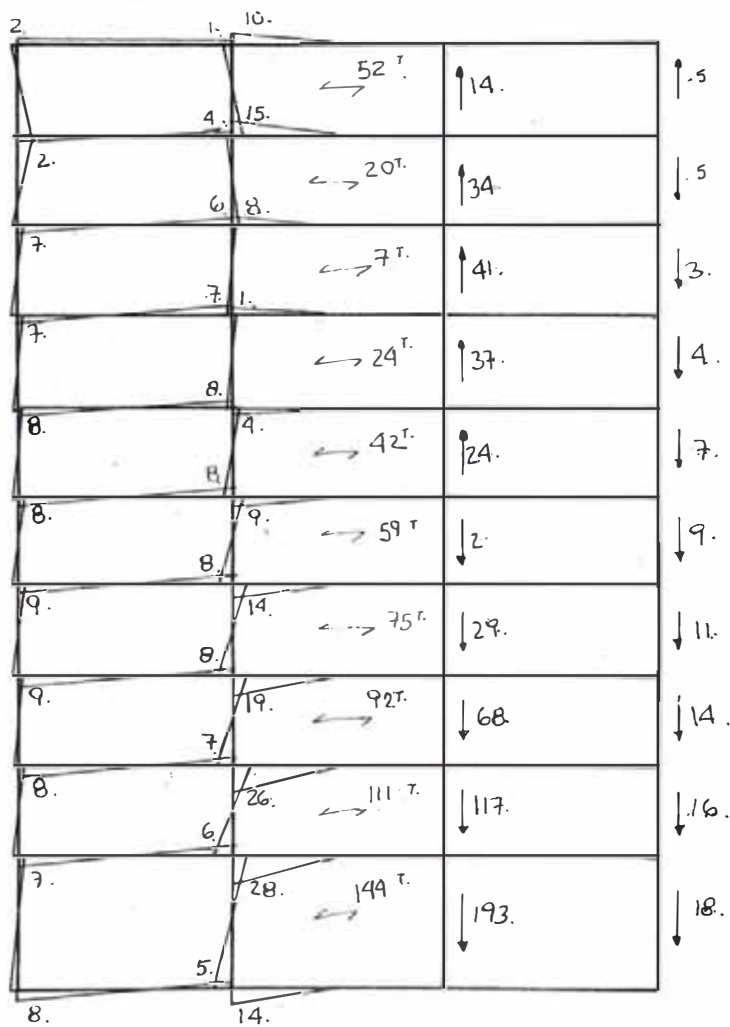


Momentos en T-mt.

Fuerzas axiales en Ton.

Fig. 2.20.

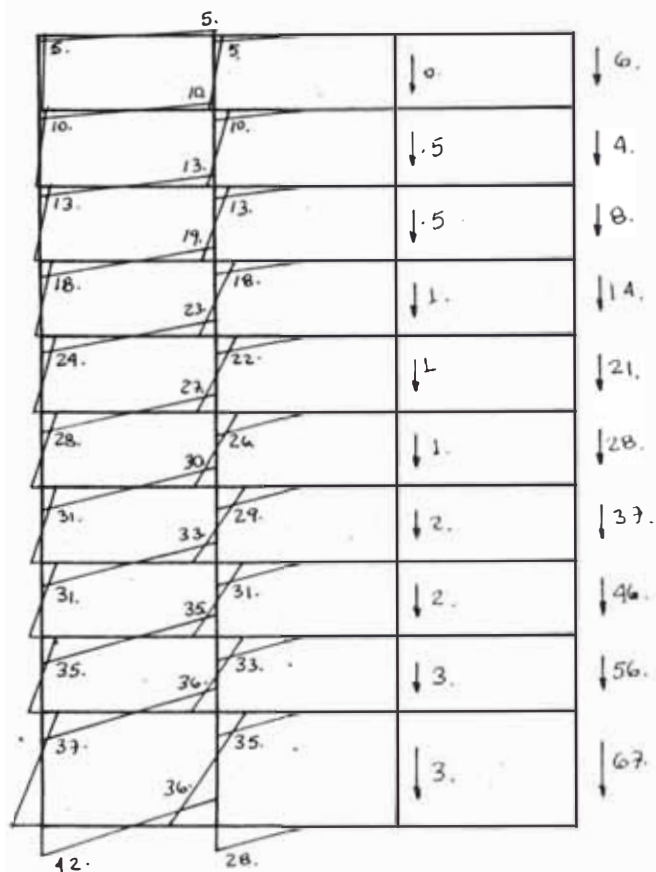
Diagrama de momentos flectores, cargas axiales y cortantes que actúan en un pórtico con placa. (Pórticos C y D)



Momentos en Ton mt.
 Fuerzas axiales en Ton.
 Fig. 2.29.

Diagrama de momentos flectores y fuerzas axiales para un nivel de fuerzas mínimas que corresponden al 25% de la fuerza sísmica actuante.

Fig. 2.30.



2.2.2 Diseño Estructural

2.2.2.1 Combinación de Cargas para el Diseño

El diseño estructural de los elementos estructurales de los modelos estudiados se harán siguiendo las recomendaciones del código ACI - 83. (2)

Se encontrarán las envolventes para las siguientes combinaciones :

$$\begin{array}{ll} \text{FLEXION} & \longrightarrow U = 1.25 (D + L + E) \\ \text{CORTE} & \longrightarrow U = 0.75 (1.4D + 1.7L) \end{array}$$

Se considerarán sólo estas posibilidades por ser las más desfavorables.

Los pórticos secundarios sólo se diseñarán por cargas sísmicas.

El diseño de refuerzo longitudinal de las vigas se hará con los momentos que corresponden a la cara del apoyo (M_{ca}).

ENVOLVENTES SEGUN (2):

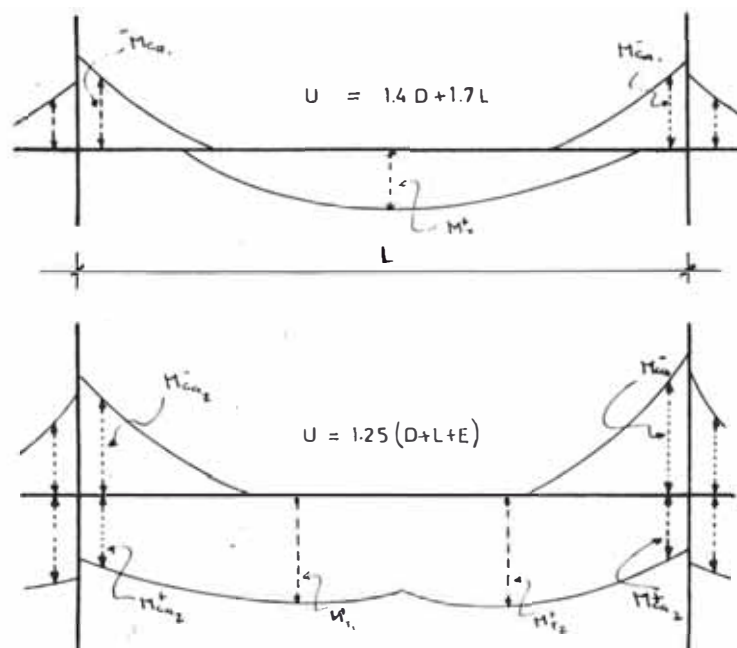


Fig. 2.31.

2.2.2.2 Requerimientos del Diseño y Ejemplos

A Diseño de Vigas

A1 Diseño por Flexión

A1.1. Refuerzo Longitudinal

- Las Cuantías extremas son

$$\left. \begin{aligned} \rho_{\text{Min.}} &= \frac{14}{f_y} \\ \rho_{\text{Máx.}} &= 0.025 \end{aligned} \right\} \text{(2.29.)} \quad \begin{array}{l} \text{En las secciones de momento positivo como} \\ \text{negativo.} \end{array}$$

- Tener en la cara del apoyo, el acero positivo mínimo mayor o igual que la mitad del refuerzo negativo.
- El Refuerzo Positivo o Negativo del tramo de la viga será mayor que 1/4 del Refuerzo Máximo del apoyo.
- El espaciamiento máximo del refuerzo transversal, dentro de un traslape del Refuerzo Longitudinal, no será mayor que 10 cm. ó $d/4$.
- Los traslapes del refuerzo longitudinal no se harán dentro del apoyo, ni dentro de una distancia $2d$ medido de la cara del apoyo

A.1.2 Refuerzo Transversal

- El refuerzo transversal con ganchos se colocará como mínimo dentro de una distancia $2d$ en ambos extremos de la viga.
- El espaciamiento máximo para el refuerzo transversal está dado por : $d/4$, $8\phi_{\text{Long.}}$, $24\phi_{\text{Estr.}}$ ó 30 cm. El primer estribo se colocará a 5 cm a partir de la cara del apoyo.
- Donde los estribos no son necesarios se colocarán a un espaciamiento máximo de $d/2$

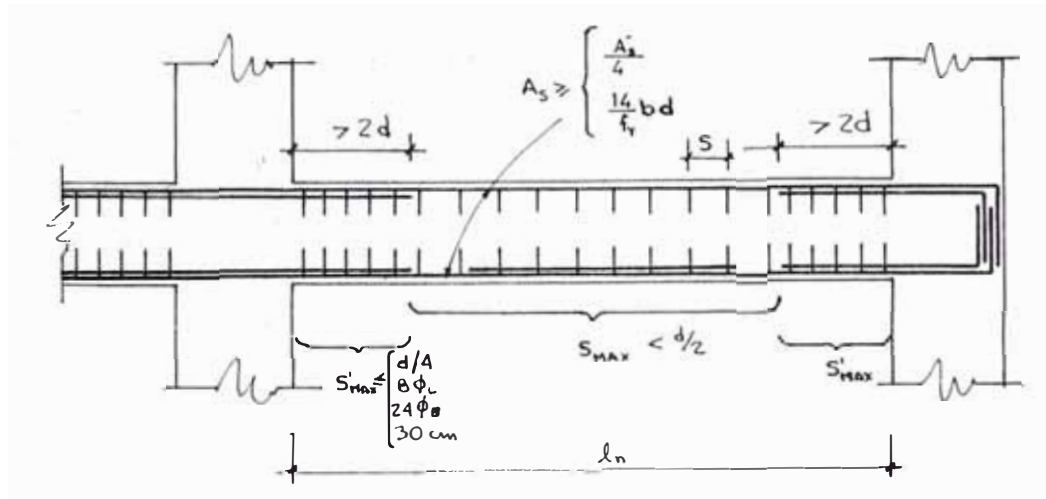


Fig. 2.32.
REQUISITOS DE DISPOSICIÓN DEL REFUERZO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

A2 Diseño por Corte

- El diseño por corte se hará suponiendo que los extremos de la viga han desarrollado su capacidad máxima; se descontará la contribución del concreto para resistir la fuerza cortante.
- El esfuerzo del acero longitudinal, se considerará, que se ha incrementado un 25%.
- El diseño se hará, combinando, los esfuerzos dados por la capacidad máxima de la viga, más las cargas verticales.

Todos estos requisitos aseguran un factor de ductilidad alrededor de 10. ($\phi_u/\phi_y = 10$).

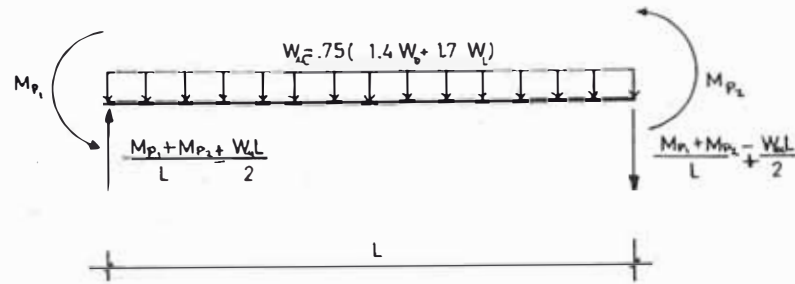


Fig. 2.33.

EJEMPLO .-

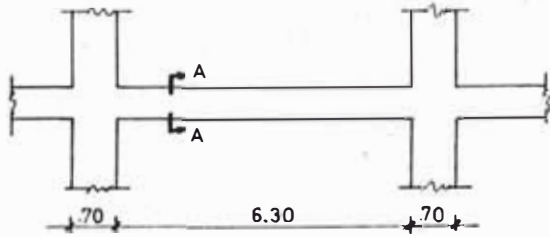


Fig. 2.34.



Diseñar la viga mostrada conociendo la calidad de los materiales.

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$W_d = 3.3 \text{ T/ml.}$$

$$W_L = 1.38 \text{ T/ml.}$$

Los diagramas del análisis por carga de gravedad y diagrama de momento debido a la carga sísmica :

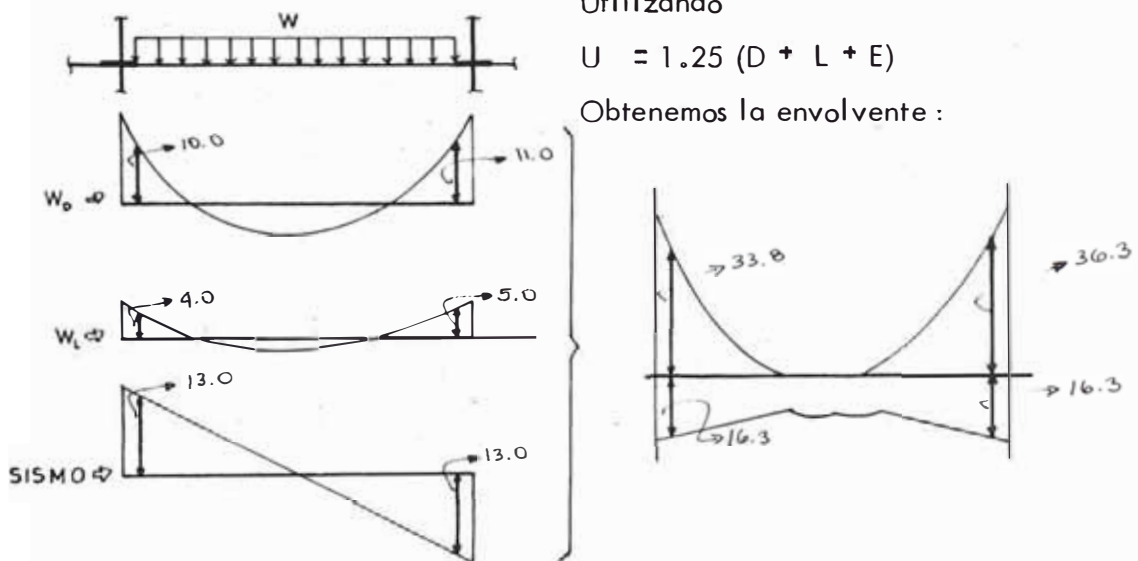


Fig. 2.35. DIAGRAMAS DE MOMENTOS EN T-mt

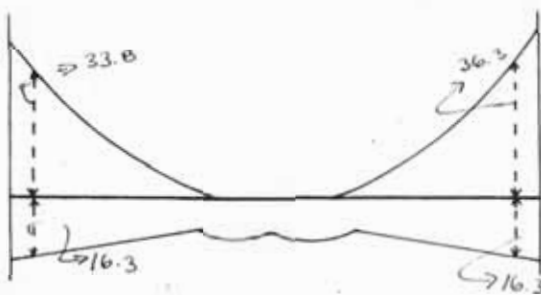
- Diseño por Flexión

$$d = 65 - \left[(5 \text{ recub}) + \frac{2.54(\phi_p)}{2} + .95 (\phi 3/8) \right] = 58 \text{ cm.}$$

Utilizando :

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right) \quad (2.31)$$

Obtenemos el refuerzo correspondiente a los puntos máximos encontrados de la envolvente de momentos (T-mt).



M (T-mt)	A _s (cm ²)	A _s TOMADO
33.8	16.8	6 ϕ 3/4" (7.1cm ²)
36.3	18.2	3 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4" (20.9cm ²)
16.3	7.7	
10.2	5.7	2 ϕ 3/4" (5.7cm ²)

Verificando las Cuantías máximas y mínimas

$$\rho_{\text{Máx.}} = .025 \rightarrow A_{s\text{Máx.}} = .025 \times 30 \times 58 \Rightarrow A_{s\text{Máx.}} = 43.5 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{Mín.}} = \frac{14}{f_y} \rightarrow A_{s\text{Mín.}} = \frac{14}{4200} \times 30 \times 58 \Rightarrow A_{s\text{Mín.}} = 5.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/4" \quad (5.7 \text{ cm}^2)$$

Se verificará además los refuerzos mínimos positivos en los apoyos, y refuerzos mínimos a lo largo de la viga.

Según ACI-83-A.3.2.2. (2)

$$A_{s\text{Apoyo}}^+ \geq \frac{1}{2} A_{s\text{Apoyo}}^- \quad (\text{Apoyo})$$

$$A_{s\text{Tramo}}^+ \geq \frac{1}{4} A_{s\text{Apoyo}}^-$$

$$\begin{cases} 7.7 < \frac{20.90}{2} & \text{cambiando } A_s^+ = 1\emptyset 1'' + 2\emptyset 3/4'' (10.77) \\ 7.7 < \frac{17.1}{2} & A_s^+ = 3\emptyset 3/4'' (8.55 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

$$A_{s\text{Máx. Apoyo}}^- = 20.27 \text{ cm}^2 \leadsto \frac{1}{4} A_{s\text{Máx.}}^- = 5.07 \text{ cm}^2 < 5.7 \text{ cm}^2 \text{ (Mínimo)}$$

OK!!

RESUMEN DEL REF. LONGITUDINAL

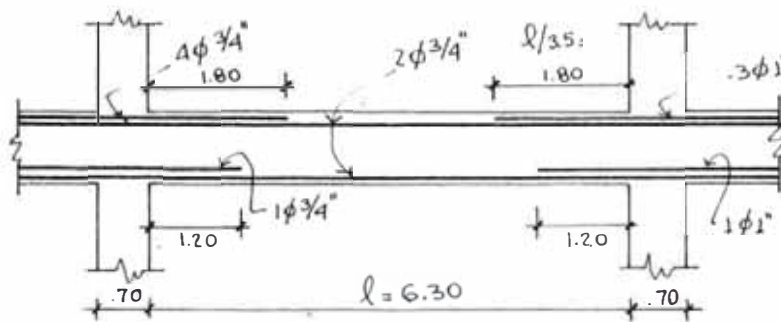


Fig. 2.37.

- Diseño por Cortante

Cálculo de los momentos plásticos de las secciones críticas

$$M_{\text{Izq.}}^- \rightarrow A_s = 17.1 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{\text{Izq.}}^- = 46.4 \text{ T} \quad \text{con: } M_p = A_s 1.25 f_y \left(d - \frac{A_s 1.25 f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

$$A_s = 8.55 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{\text{Izq.}}^+ = 24.62 \text{ T-m}$$

$$A_s = 20.9 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{\text{Der.}}^- = 55.21 \text{ T-m}$$

$$A_s = 10.77 \text{ cm}^2 \rightarrow M_{\text{Der.}}^+ = 30.6 \text{ T-m}$$

- Cálculo de los Cortantes

Para cargas de Gravedad y de Sismo

$$W_v = .75 (1.4 W_D + 1.7 W_L) \rightarrow W_v = .75 (1.4 \times 33 + 1.7 \times 1.38)$$

$$W_v = 5.2 \text{ T/mt}$$

Suponiendo una dirección de sismo para ambos casos:

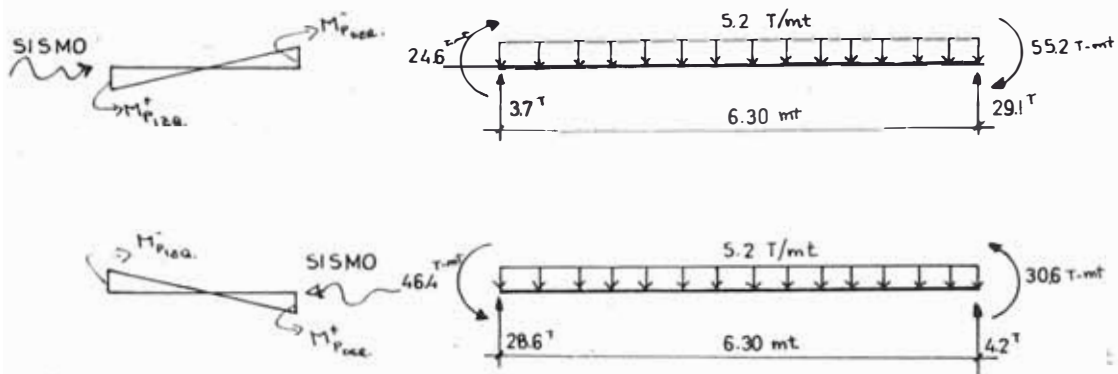


Fig. 2.38.

Hasta una longitud de $2d$ a partir de la cara del apoyo se despreciará la contribución del concreto, y se diseñará según :

$$S = \frac{A_v f_y}{\sqrt{v_n}} d \quad (2.32), \quad v_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (2.33) \quad 2d = 1.16 \text{ mt.}$$

$$V_{u \text{ Máx.}} = 29.1 \text{ T.} \quad v_n = \frac{29,100}{.85} \quad v_n = 34,235 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Si utilizamos } \square \emptyset 3/8'' \rightarrow A_v = 2 \times .71 = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1.43 \times 4200 \times 58}{34,235} \rightarrow S = 10.2 \text{ cm}$$

Considerando con los máximos

$$S \leq \begin{cases} d/4 = 14.5 \text{ cm} \\ 8\phi_{\text{Long}} = 15 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{is}} = 23 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases} \quad (2.34.) \quad \underline{S_{\text{Máx.}} = 10 \text{ cm.}} \\ \text{(Zona de confinamiento)}$$

El cortante en la zona a partir de $2d$, será :

$$V_{x=2d} = 29.1 - 5.2 \times 1.16 \rightsquigarrow V_x = 23.07 \text{ T.} \rightsquigarrow V_n = 27.1 \text{ T.}$$

Comprobamos el espaciamiento "S"

$$S = \frac{1.43 \times 4200 \times 58}{27,100} = 12.9 \text{ cm}^2 < 14.5 \text{ cm.} \quad \text{En la zona confinada:} \\ \square \phi 3/8" : 1 @ 5 + 11 @ 10$$

En la zona central se considerará la contribución del concreto

$$S = \frac{A_v f_y d}{(V_n - V_c)} \quad , \quad \text{pero} \quad (2.35.) \quad V_c = .53 \sqrt{f'_c} b d \quad (2.36.) \\ = .53 \cdot \sqrt{280} \times 58 \times 30 \rightsquigarrow V_c = 15.4 \text{ T}$$

En la zona a partir de $2d$

$$S = \frac{1.43 \times 4200 \times 58}{(27,100 - 15,400)} \rightsquigarrow S = 29.8 \text{ cm} \quad , \quad S_{\text{Máx.}} = d/2 = 58/2 = 29 \text{ cm.} \\ \underline{\underline{S_{\text{Máx.}} = 29 \text{ cm.}}}$$

Estribos

$$\underline{\underline{\square \phi 3/8" : 1 @ 5 + 11 @ 10 + \text{Resto} @ 30}}$$

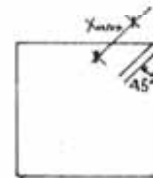


Fig. 2.39.

$$X_{\text{Máx.}} \begin{cases} 10 \phi = 9.5 = 10 \text{ cm.} \\ 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

B.1 Diseño de Columnas

B1 - Diseño por Flexo-Compresión. - Se deberá de cumplir lo siguiente :

- La cuantía del refuerzo se considera entre 1-6%
- Se diseñará como columna, si $P \geq \frac{A_g f'_c}{10}$ (2.37.)

Donde : P : Fuerza Axial en la columna, en condiciones de servicio. (Ton)

A_g : Area Total de la sección transversal de la columna. (cm²)

f'_c : Esfuerzo a compresión del concreto a la rotura. (Ton/cm²)

- La relación entre la menor dimensión y la mayor será mayor que 0.4
- En la unión viga-columna deberá cumplir.

$$\sum M_c \geq 6/5 \sum M_v \quad (2.38.)$$

Donde :

$\sum M_c$: Suma de momentos plásticos de columnas

$\sum M_v$: Suma de momentos plásticos de vigas.

B2 - Diseño por Corte

Se diseñará, suponiendo que se producen rótulas plásticas en los extremos de la columna, al formarse las articulaciones en las vigas.

- La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, será :

$$\rho \geq .12 f'_c / f_y \quad (2.39.)$$

- El area del estribo, será, por lo menos igual a:

$$A_{Sh} = 0.3 (S h_c f'_c / f_y) \left[(A_g / A_{ch}) - 1 \right] \quad (2.40.)$$

$$A_{Sh} = 0.12 S h_c f'_c / f_y \quad (2.41.)$$

Donde :

S : Separación entre estribos (cm)

h_c : Dimensión del núcleo confinado, medido centro a centro del refuerzo de confinamiento. (cm)

A_g : Area Bruta de la sección transversal de la columna (cm²)

A_{ch} : Area neta de la sección transversal de la columna. (cm²)

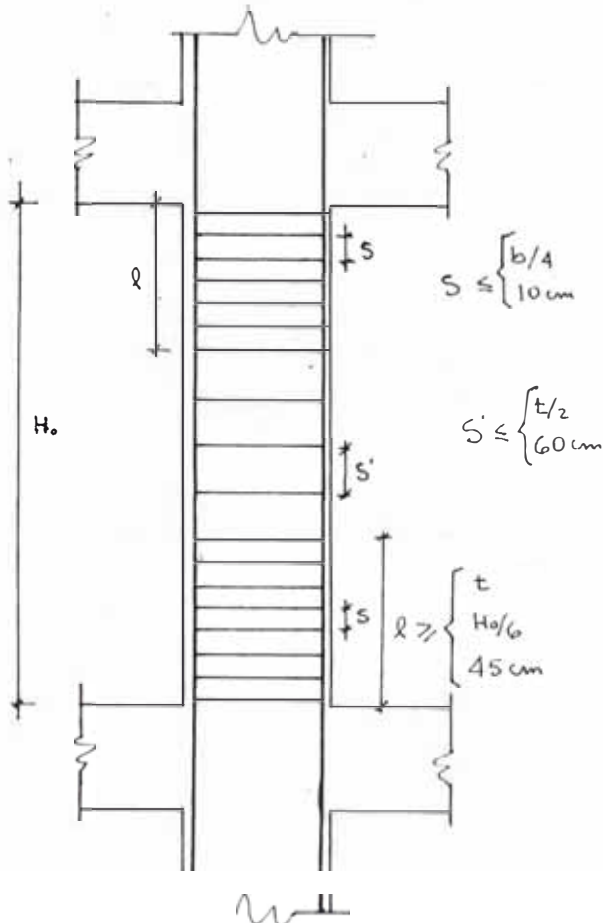
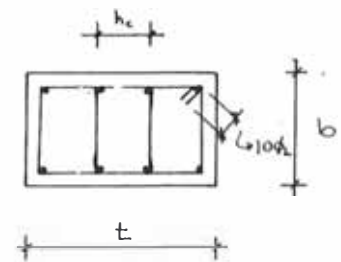


Fig. 2.40.



- El espaciamiento máximo de estribos ($S_{Máx}$) por confinamiento será :

$$S_{Máx} \leq \begin{cases} b/4 \\ 10 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{ó} \quad b: \text{ Menor dimensión de la columna (cm)} \quad (2.42.)$$

- Los estribos de confinamiento se colocarán hasta una distancia ℓ mayor que :

$$\ell \geq \begin{cases} t \\ H_o/6 \\ 45 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{array}{l} t : \text{ Mayor dimensión de la sección transversal de la} \\ \text{columna. (cm)} \\ H_o : \text{ Altura libre de la columna (cm)} \end{array} \quad (2.43.)$$

- Se considerará la contribución del concreto, al corte, si el nivel de carga axial es mayor que:

$$P \geq \frac{A_g f'_c}{20} \quad (2.44.) \quad \begin{array}{l} P: \text{ CARGA AXIAL EN CONDICIONES DE SERVICIO} \\ P \approx P_u/1.25 \end{array}$$

- Donde no se requiera estribos, se colocarán estos a un espaciamiento máximo de: $t/2$ ó 60 cm.

EJEMPLO.- Diseñar una columna interior de un pórtico, cuyas cargas de diseño son :

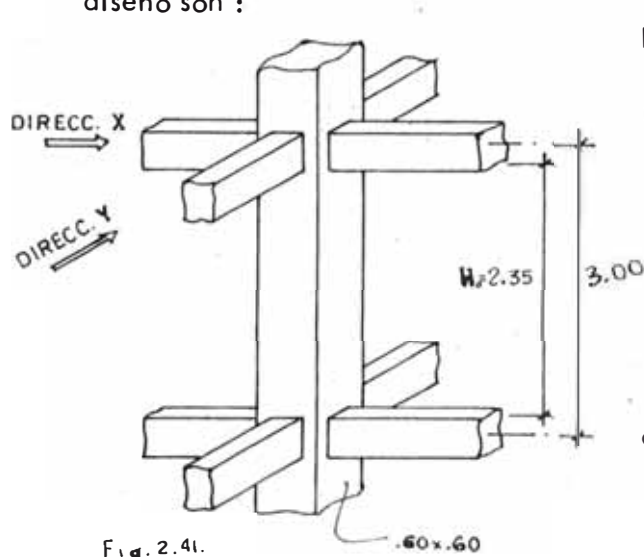


Fig. 2.41.

$$P_u = 254^T$$

$$M_u = 71T\text{-mt.}$$

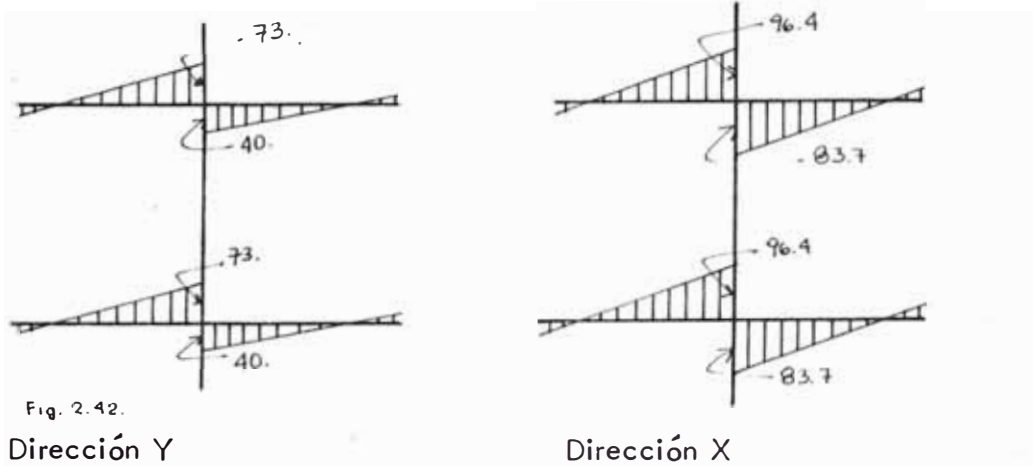
$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Todas las columnas de igual rigidez,

Además se conocen los momentos resistentes (en el eje) de las vigas y para cada dirección.

Diagramas de Momentos Resistentes ($T=mt$), debido a la formación de rótulas plásticas en vigas :



Refuerzo Máximo y Mínimo :

$$A_{S_{\text{máx.}}} = .06 \times 60 \times 60 \Rightarrow A_{S_{\text{Máx.}}} = 216 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} P_{\text{Máx.}} = .06 \\ P_{\text{Mín.}} = .01 \end{array} \right\}$$

$$A_{S_{\text{Mín.}}} = .01 \times 60 \times 60 \Rightarrow A_{S_{\text{Mín.}}} = 36 \text{ cm}^2$$

Diseño con los abacos del SP-7 (ACI-340)

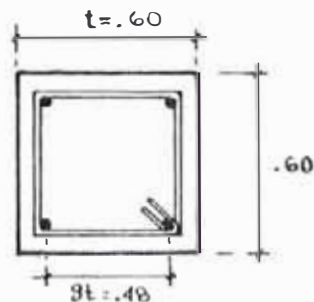


Fig. 2.43.

$$g = \frac{.48}{.60}$$

$$g = .80$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Gráfico # 51

$$K = \frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{254 \times 10^3}{280 \times 60 \times 60} \rightsquigarrow K = .252$$

$$P_{tm} = .30$$

$$K e/t = .252 \times \frac{71 \times 10^5}{254 \times 10^3 \times 60} \rightsquigarrow K e/t = .117$$

$$m = \frac{f_y}{.85 f'_c} = \frac{4200}{.85 \times 280} \rightsquigarrow m = 17.64$$

$$P_t = .017$$

$$\begin{array}{ccc} \downarrow P_{\text{Máx.}} & & \downarrow P_{\text{Mín.}} \\ .06 & > & .017 > .01 \end{array} \quad \text{OK!!}$$

$$A_S = 60^2 \times .017 \rightsquigarrow A_S = 61.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{USAR } 12 \text{ } \emptyset 1" \text{ (}.60.8 \text{ cm}^2\text{)}$$

- Cálculo de Momt. Resistente de la columna : (M_R)

$$\text{con } A_S = 60.8 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow P_t = .0169 \rightsquigarrow P_{tm} = .298 \approx .3$$

$$K e/t = \frac{M_u}{f'_c b t^2} = .1183, \quad M_R = \frac{M_u}{\phi} \quad (\phi = .70)$$

$$M_R = \frac{.1183 \times f'_c b t^2}{\phi} = \frac{1183 \times 280 \times 60^2}{.70} \rightsquigarrow M_R = 102.2 \text{ T-mt.}$$

Revisión de formación de rótulas en vigas:

- Dirección Y $\Sigma M_c \geq 6/5 \Sigma M_v$

$$204.4 \text{ T-mt} = 102.2 + 102.2 \geq 6/5 (73 + 40) = 135.6 \text{ T-mt.}$$

OK!! \rightarrow CUMPLE

- Dirección X

$$204.4 \text{ T-mt.} = 102.2 + 102.2 < 6/5 (96.4 + 83.7) = 216 \text{ T-mt.}$$

∴ No se forman las rótulas en vigas

Es necesario cambiar el refuerzo longitudinal de la columna. De tal manera que se formen las rótulas en vigas.

Debe de cumplir :

$$\sum M_c \geq 6/5 \sum M_v = 216 \text{ T-mt}$$

$$2 M_c \geq 216 \rightsquigarrow M_c \geq 108 \text{ T-mt.} \rightsquigarrow M_u = M_c \phi (\phi = .70)$$

$$M_u = 75.6 \text{ T-mt.}$$

$$\frac{M_u}{f'_c b t^2} = \frac{75.6 \times 10^5}{280 \times 60 \times 60^2} = .125$$

En el gráfico # 51

$$P_t m = .34$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = .252$$

$$P_t = .0193 \rightsquigarrow A_s = 69.5 \text{ cm}^2$$

USAR 12Ø1" + 4Ø3/4" (72.2 cm²)

DISEÑO POR CONFINAMIENTO

$$A_{Sh} \geq \begin{cases} 0.3 S h_c \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ .12 S h_c f'_c / f_y \end{cases}$$

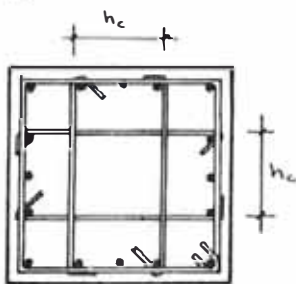


Fig. 2.44.

RECUBRIMIENTO: 4 cm.

$$A_g = 60 \times 60 \rightsquigarrow A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = (60 - 4 - 4)^2 = 2704 \text{ cm}^2$$

$$h_c = \left[60 - 2 \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \right] \times \frac{1}{2} = 25.36 \text{ cm.}$$

Probamos con $\square \emptyset 1/2''$

$$1.27 = 0.3 \times S \times 25.4 \times \frac{280}{4200} \times \left(\frac{3600}{2704} - 1 \right) \rightsquigarrow S = 7.5 \text{ cm.}$$

$$1.27 = .12 \times S \times 25.4 \times \frac{280}{4200} \rightsquigarrow S = 6.3 \text{ cm.}$$

Los espaciamientos máximos son :

$$S_{\text{Máx.}} \leq \begin{cases} b/4 = 60/4 = 15 \text{ cm.} \\ 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\underline{S = 6 \text{ cm.}}$$

Se confinará hasta una distancia l

$$l \geq \begin{cases} t = 60 \text{ cm.} \\ H_c/6 = 235/6 = 39.2 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases} \quad l \geq 60 \text{ cm.}$$

En los extremos se usará :

$$\underline{\square \emptyset 1/2'' : 1 @ 5 + 10 @ 6.}$$

- Verificación por cortante

Se verificará en la dirección más desfavorable: (Dirección X)

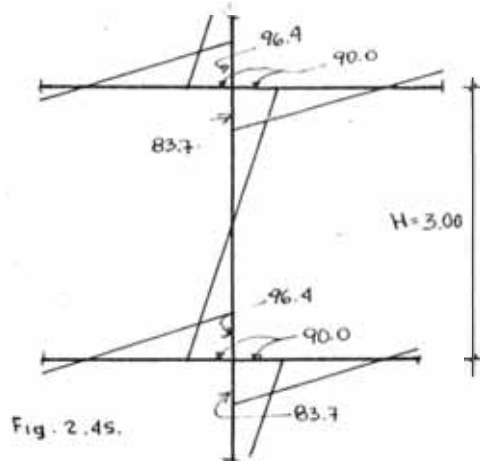


Diagrama de momentos flectores después de haberse formado las rótulas en vigas (T=mt).

$$V_u = \frac{M_{SUP_{Col}} + M_{INF_{col}}}{H} \quad (2.45)$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (\phi = .85)$$

$$V_u = \frac{90 + 90}{3} = 60^T \quad \rightarrow \quad V_n = \frac{60}{.85} \quad \rightarrow \quad \underline{V_n = 70.6^T}$$

Se considerará la contribución del concreto por :

$$P \approx \frac{P_u}{1.25} = \frac{254}{1.25} = 203^T \quad \rightarrow \quad \frac{A_g f'_c}{20} = \frac{3600 \times 280}{20} = 50.4^T$$

El cortante proporcionado por el concreto se determinará por:

$$V_c = .53 \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (2.46) - (ACI -83 -II) (2)$$

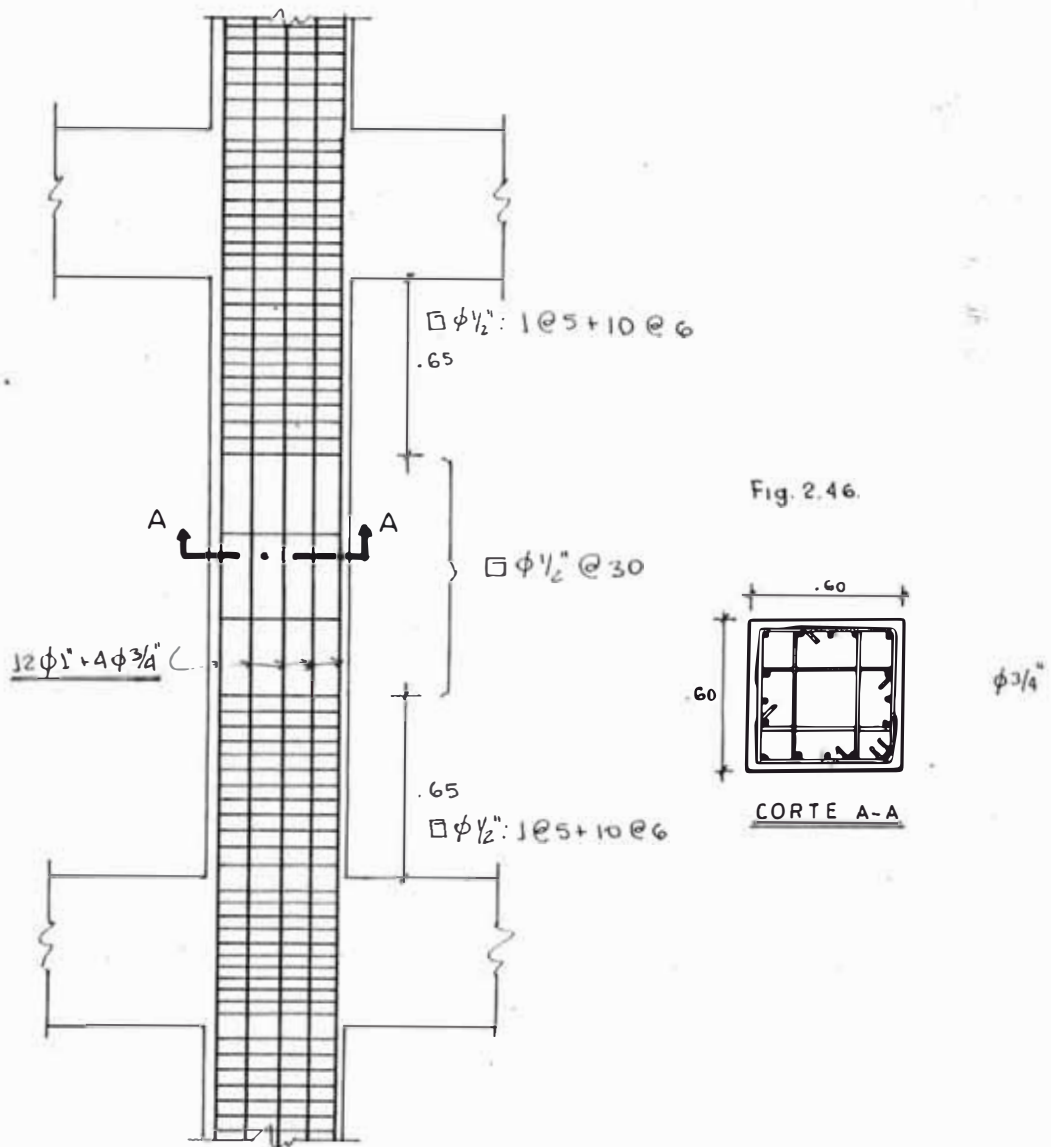
$$V_c = .53 \left(1 + .0071 \times \frac{254,000}{3600} \right) \cdot \sqrt{280} \times 60 \times 54 \quad \rightarrow \quad V_c = 43^T$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{(V_n - V_c)} \quad \rightarrow \quad S = \frac{4 \times 1.27 \times 4200 \times 54}{(70,600 - 43,000)} \quad \rightarrow \quad S = 41.7 \text{ cm} > 6 \text{ cm.}$$

La zona de confinamiento cumple por cortante.

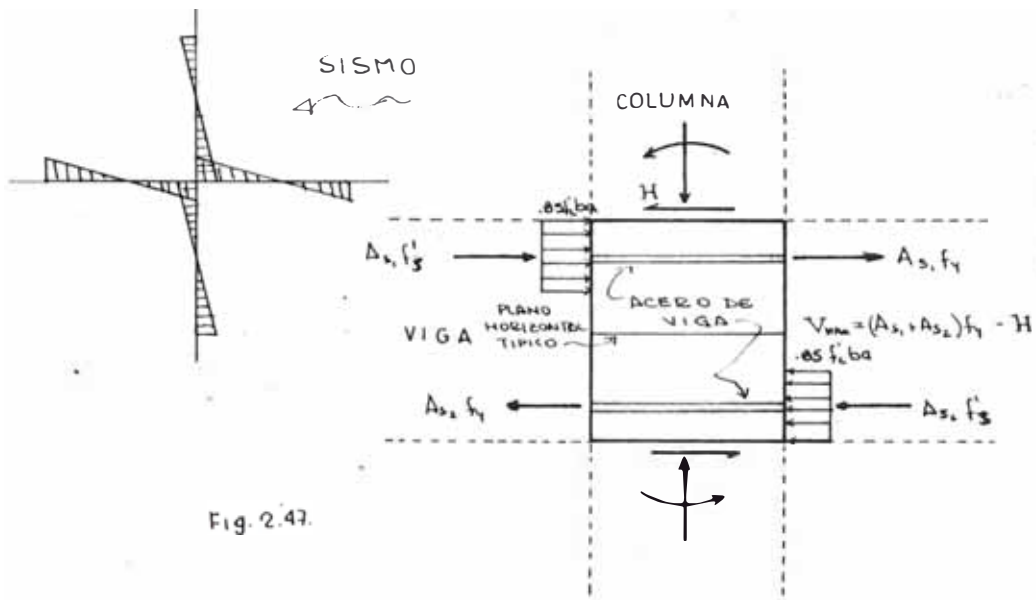
En la parte central de la columna se colocarán estribos a un espaciamiento máximo:

$$S_{M\acute{a}x.} \leq \begin{cases} t/2 = 60/2 = 30 \text{ cm.} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_{M\acute{a}x} = .30 \text{ mt.}$$



C. DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA

En la unión viga- columna existe una concentración de esfuerzos que provienen de la formación de rótulas plásticas en las secciones críticas de vigas, y si a esto le añadimos el efecto de cargas alternadas, obtenemos las principales causas de falla del diseño de la conexión.



A continuación se detallan los requisitos mínimos de diseño.

Diseño por confinamiento

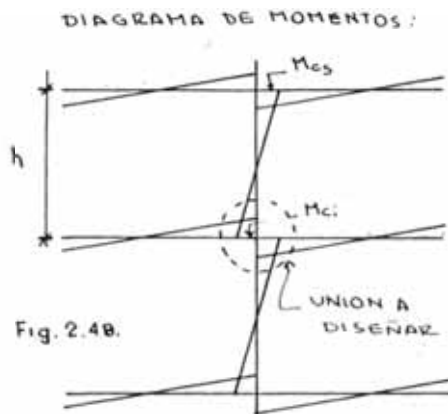
Se proporcionará el mismo refuerzo transversal que tienen los extremos de la columna por confinamiento.

En el caso de estar confinado por cuatro vigas adyacentes (en cuatro caras), el espaciamiento S por confinamiento se puede duplicar.

Diseño por cortante

Se diseñará suponiendo que se han formado rótulas plásticas en vigas, y el esfuerzo del refuerzo longitudinal de las vigas están en la zona de endurecimiento.

Se considerará como unión confinada, cuando la unión está restringida en las 4 caras.



M_{cs} , M_{ci} : Momento en columna originada por la formación de rótulas en vigas.

$$V_{col} = \frac{M_{cs} + M_{ci}}{h} \quad (2.45.)$$

De la Fig.

$$V_u = 1.25 f_y (A_{S1} + A_{S2}) - V_{col} \quad (2.47.)$$

$$V_n = V_u / \phi \quad (\phi = .85)$$

Pero

$$V_n < \begin{cases} 5.3 \sqrt{f'_c} A_j & \rightsquigarrow \text{Unión confinada} \\ 4 \sqrt{f'_c} A_j & \rightsquigarrow \text{Otros casos} \end{cases} \quad (2.48.)$$

A_j : Área de una sección de viga que concurre a la conexión y transmite esfuerzos de la viga a la conexión. (cm^2)

V_n : en Kg. y f'_c : en Kg/cm^2

Si el cortante nominal (V_n) sobrepasa al cortante absorbido por el concreto (V_c), el refuerzo se diseñará por:

$$S = \frac{A_v f_y}{(V_n - V_c)} \cdot d \quad (2.49.)$$

donde :

$$V_c = 0.9 \gamma \sqrt{f'_c \left(1 + 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right)} \times A_j \quad (2.50.)$$

$\frac{P_u}{A_g}$: Esfuerzo a compresión de la columna

$$\gamma = \begin{cases} 1.4 & \text{Unión confinada en la dirección transversal} \\ 1.0 & \text{Otros casos} \end{cases}$$

Diseño por Anclaje

El refuerzo principal de viga, deberá tener, a partir de su sección crítica una longitud de desarrollo (l_{dh}) y luego, en el caso de ser necesario, un gancho de 90° con un desarrollo mínimo de 12 veces el diámetro del Ref. principal ($12 d_b$)

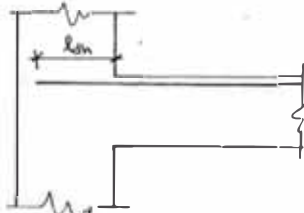


Fig. 2.49.

La longitud l_{dh} está definida por :

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.25 \sqrt{f'_c}} \quad (\text{EC \# 2.51.})$$

- En el caso de desarrollo con gancho de 90° , la longitud de desarrollo (l_d) no será menor que el valor obtenido por la Ec. 2.51., ni

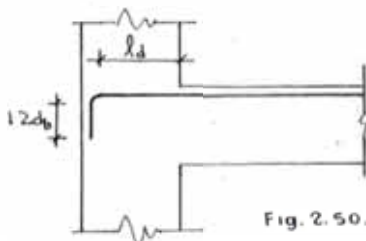
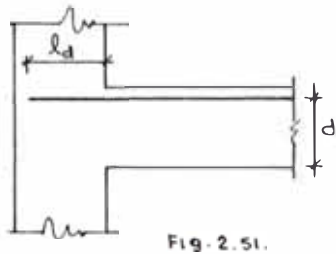


Fig. 2.50.

$$l_d \geq \begin{cases} \frac{f_y d}{17.25 \sqrt{f'_c}} \\ 8 d_b \end{cases} \quad (2.52.)$$

- En el caso de desarrollo sin gancho, la longitud de desarrollo (l_d) será :



$$l_d \geq 2.5 l_{dh} \quad (2.53.) \quad \text{Si } d < 30 \text{ cm.}$$

$$l_d \geq 3.5 l_{dh} \quad (2.54.) \quad \text{Si } d \geq 30 \text{ cm.}$$

Fig. 2.51.

- Si el desarrollo (l_{dn}) sobresale del núcleo confinado, la longitud de desarrollo será :

$$l_{dn} \geq 1.6 l_{dh} - 0.6 l_{dc} \quad (2.55.)$$

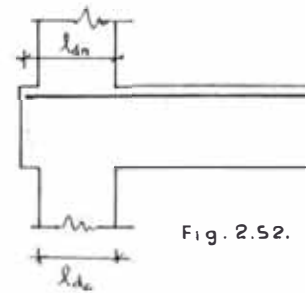


Fig. 2.52.

Ejemplo

Diseñar una conexión para pórtico dúctil, cuyas características son :

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$P_u = 150^T$$

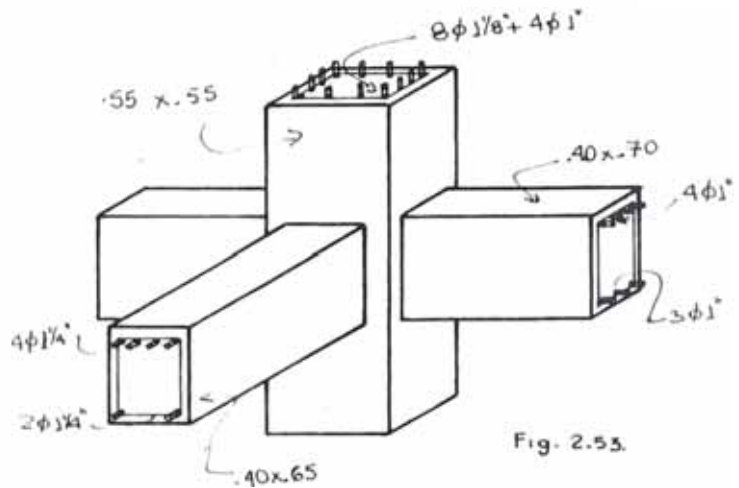
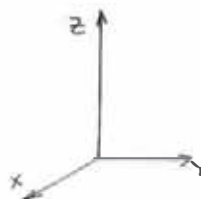


Fig. 2.53.

Todas las alturas de entrepisos son iguales.



Propiedades plásticas de las secciones

Columna

$$8 \phi 1 1/8'' + 4 \phi 1'' \quad (71.59 \text{ cm}^2) \quad \rightarrow \quad P = .0237$$

$$m = \frac{f_y}{.85 f'_c} \quad \rightarrow \quad m = 17.64 \quad \rightarrow \quad P_t m = .417$$

$$g = \frac{55 - 6 \times 2}{55} = .78 \approx .80 \quad (\text{Gráfico N}^\circ 51) \text{ SP7}$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{250 \times 10^3}{280 \times 55 \times 55} = .295 \quad \text{Del gráfico}$$

$$P_t m = .417$$

$$\frac{M_u}{f'_c b t^2} = .136 \quad \rightarrow \quad M_u = 63.4 \text{ T.mt.}$$

Momento Resistente (M_R)

$$M_R = \frac{M_u}{\phi} \quad (\phi = .70) \quad \rightarrow \quad M_R = 90.67 \text{ mt.}$$

(2.56.)

VIGA.-

DIRECCION X.-

$$M_R = 1.25 A_S \times f_y \times \left(d - \frac{1.25 A_S f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

$$4 \phi 1 1/4'' \quad (31.67 \text{ cm}^2) \rightarrow M_R = 83.6 \text{ T.mt.}$$

$$3 \phi 1 1/4'' \quad (15.83 \text{ cm}^2) \rightarrow M_R = 45.4 \text{ T.mt.}$$

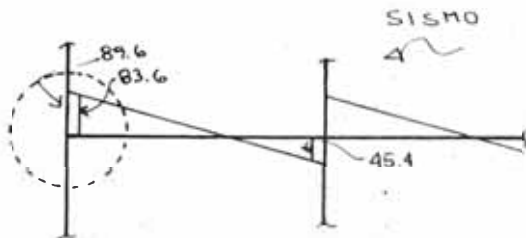
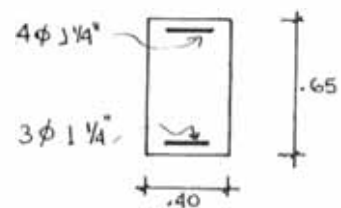


Fig. 2.54.
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES
(T.mt)



$$M_c = \frac{89.6}{2} = 44.5 \text{ T-mt.} \quad 90.6 \text{ T-mt.} \quad \text{Rótula se forma en viga.}$$

DIRECCION Y

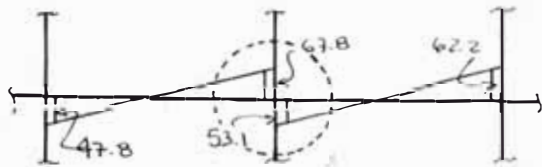
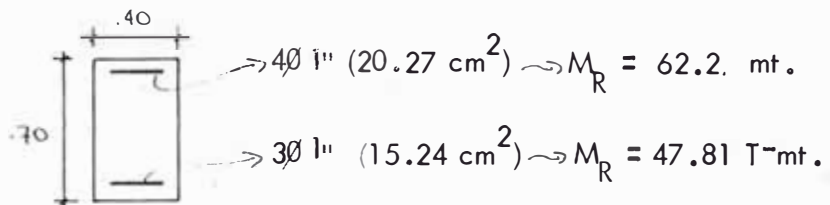


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTORES
(T-mt)
Fig. 2.55.

$$M_c = \frac{67.8 + 53.1}{2} = 60.5 \text{ T-mt} < 108 \text{ T-mt.}$$

Rótula se forma en viga

Longitud de Anclaje (Dirección X)

$$l_{dh} = \frac{f_y d}{17.25 \sqrt{f_t}} \quad , \text{ Para } \phi \text{ 1 1/4"}$$

$$l_{dh} = \frac{4200 \times 3.175}{17.25 \sqrt{280}} \rightarrow l_{dh} = 46.2 \text{ cm.}$$

Longitud de desarrollo disponible ($l_{Dis.}$)

$$l_{Dis} = 55 - 2(4 + 3.175) = 41.3$$

$$l_{dh} > l_{Dis} \quad \text{MAL !!}$$

Podemos :

a- Reducir el diámetro del refuerzo longitudinal de la viga.

b- Hacer que la longitud de desarrollo sobresalga.

a- Si reducimos de $\varnothing 1\ 1/8''$ a $\varnothing 1''$

$$l_d = \frac{4200 \times 2.54}{17.25 \sqrt{280}} = 37 \text{ cm.}$$

$$l_{Dis} > l_d \quad \text{BIEN !!}$$

b- Si el desarrollo sobresale del núcleo confinado

$$l_{dn} = 1.6 l_d - 0.6 l_{dc}$$

$$l_{dc} = 55 - (4 + 2 \times 3.175) = 44.7 \text{ cm.}$$

$$l_{dn} > 1.6 \times 46.2 - 0.6 \times 44.7 \rightsquigarrow l_{dn} > 47.1 \text{ cm}$$

$$l_{dn} = 47.1 + (4 + 2 \times 3.175) \rightsquigarrow l_{dn} = 57.5 \text{ cm.}$$

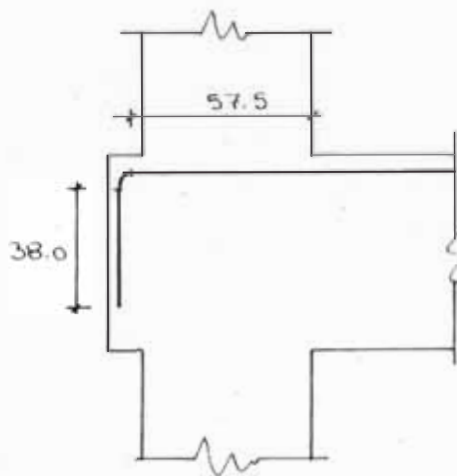


Fig. 2.56.

Por cortante

DIRECCION X

$$V_u = 1.25 A_s f_y - V_{Col}$$

$$V_{Col} = \frac{44.8 + 44.8}{3.0} = 29.8 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.25 \times 31.64 \times 4.2 - 29.8 \rightsquigarrow V_u = 136.4^T \rightsquigarrow V_n = 160.5^T$$

Pero debe cumplirse :

$$4 \sqrt{f'_c} A_j > V_n ; \quad 4 \sqrt{f'_c} A_j = 4 \times \sqrt{280} \times 40 \times 65 = 174^T$$

$$174 > 160.5^T \quad \text{OK!!}$$

Determinación de "S"

$$S = \frac{A_v f_y d}{(V_n - V_c)} ; \quad V_c = 0.9 \lambda \sqrt{f'_c} \left(1 + 0.03 \frac{P_u}{A_g} \right) \times A_j$$

$$= 0.9 \times 1.4 \sqrt{280} \left(1 + 0.03 \times \frac{150,000}{55 \times 55} \right) \times 40 \times 65$$

$$V_c = 86.5^T$$

Si el refuerzo transversal es de $\emptyset 1/2''$

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 4200 \times 59}{(160.5 - 86.5) \times 10^3} \rightsquigarrow S = 8.5 \text{ cm.}$$

DIRECCION Y

$$V_{Col} = \frac{60.5 + 60.5}{3} = 40.3^T$$

$$V_u = 1.25 (20.27 + 15.24) \times 4.2 + 40.3 = 146.1^T$$

$$V_n = 171.7^T < 4 \sqrt{280} \times 40 \times 70 \times 10^{-3} = 187.4^T \quad \text{BIEN !!}$$

$$V_c = .9 \times 1.0 \sqrt{280 \left(1 + 0.03 \times \frac{150 \times 10^3}{55 \times 55}\right)} \times 40 \times 70 = 66.5^T$$

$$S = \frac{2.54 \times 4200 \times 64}{(171.7 - 66.5) \times 10^3} = \underline{6.5 \text{ cm}}$$

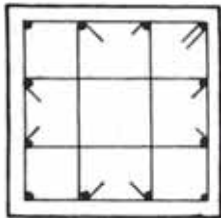
Por confinamiento

Fig. 2.57.

$$A_s = 0.3 S h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad A_{ch} = [55 - 4 \cdot 4]^2 = 220$$

$$A_g = 55^2 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$h_c = \left[55 - 2 \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \right] / 3 = 15.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1.27 = 0.3 \times S \times 15.2 \times \frac{280}{4200} \times \left[\frac{3025}{2209} - 1 \right] \Rightarrow S = 11.3 \text{ cm}$$

Pero también :

$$S \leq \begin{cases} b/4 = 55/4 = 14 \text{ cm.} \\ 10 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \underline{S_{\text{Máx.}} = 6 \text{ cm.}}$$

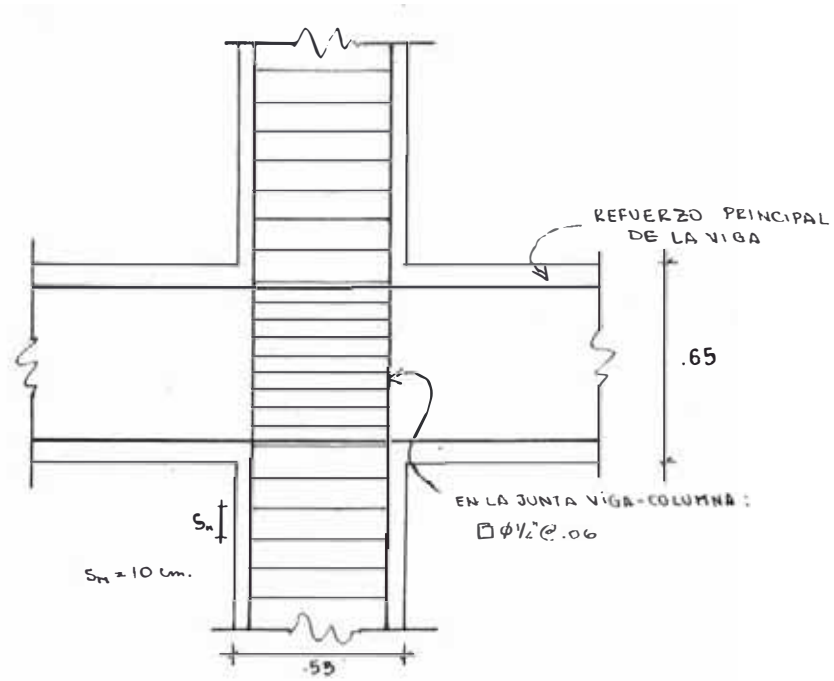


Fig. 2. DISTRIBUCION DEL ACERO EN LA JUNTA VIGA-COLUMNA (DIRECCION Y)

D Diseño de Placas

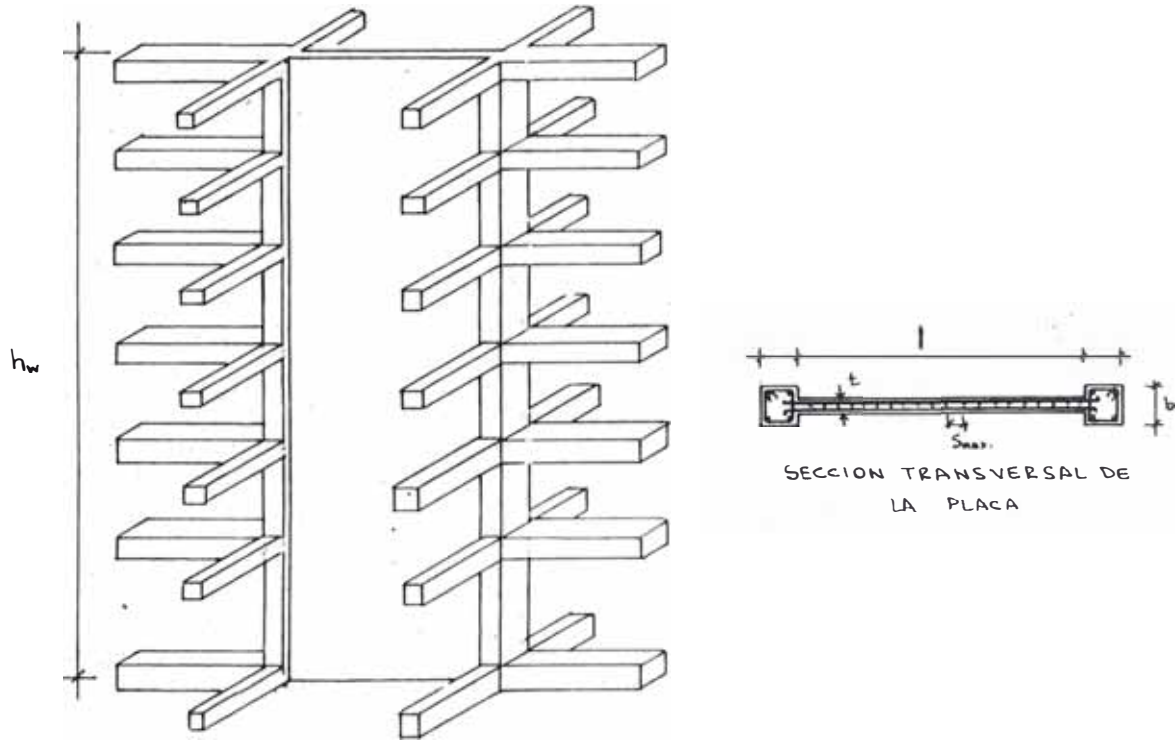


Fig. 2.50.

D.1 Diseño por flexión

Para muros cuya relación altura/peralte es mayor que 2, se puede considerar que su comportamiento se asemejará a la de una viga en voladizo, sujeto a flexión y a carga axial.

Esto indica que es necesario construir un diagrama de interacción para cada tanteo que se haga.

Sin embargo, el ACI-83⁽²⁾ nos recomienda, primeramente cumplir con algunos requisitos generales como :

- Si la fuerza de corte nominal sobrepasa de $0.53 A_{CV} \sqrt{f'_c}$, es neces-

sario colocar los refuerzos en 2 capas, donde A_{cv} : Area Neta de la sección de concreto que resiste al corte.

- Considerar un mínimo de $\rho_v = .0025$ a lo largo de todo el peralte,

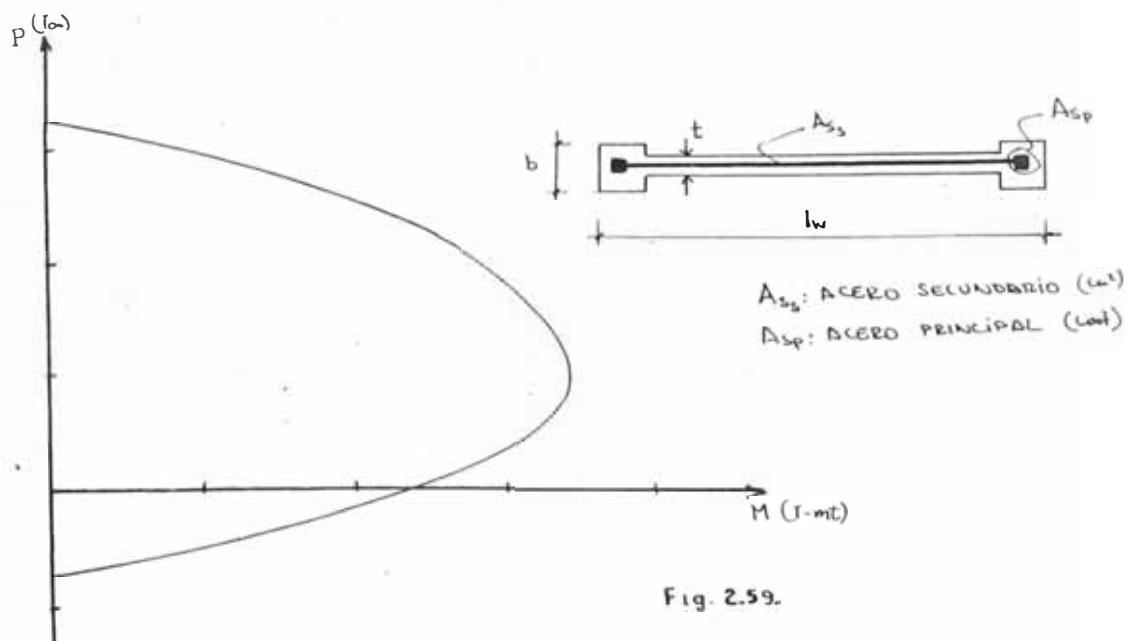
donde $\rho_v = \frac{A_{sv}}{t l_w}$ (2.57), A_{sv} : ACERO TOTAL VERTICAL

- El espaciamiento máximo del refuerzo vertical no excederá de 45 cm.

Teniendo en cuenta estas consideraciones se construye el diagrama de interacción, para cada variación del refuerzo vertical concentrado en las columnas laterales o en el refuerzo vertical secundario del diafragma.

Se utilizarán los factores ϕ de reducción de resistencia dados en el ACI 83-9.3 :

- Tensión Axial y tensión con flexión 0.9
- Compresión axial y compresión axial con flexión 0.70



D.2 Diseño por corte

El diseño por corte se hace considerando la contribución de la resistencia dada por el concreto, si se sobrepasa dicha resistencia, el cortante remanente lo tomará el refuerzo.

Según ACI-83 A.7.3,⁽²⁾ para muros cuyo $(hw/lw) > 2$ el cortante nominal (V_n) será menor que :

$$V_n \leq A_{cv} (.53 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad (2.58)$$

Donde :

A_{cv} : Area neta resistente a fuerza cortante.

ρ_n : Cuantía del Ref. horizontal.

Para muros cuya relación $(hw/lw) < 2$:

$$V_n \leq A_{cv} (\alpha \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad (2.59)$$

Donde :

$$\alpha = .53 \left(\frac{h}{l} \right) + 1.59 \quad (2.60)$$

Para ambos casos

$$V_n = V_u / \phi \quad (2.61) \quad (\phi = .85)$$

Según ACI-83 11.10.9⁽²⁾ Se diseñará :

$$A_{Sh} = \left(\frac{V_n - V_c}{f_y d} \right) S \quad (2.62)$$

Es necesario también considerar, que si;

$$V_n > .53 \sqrt{f'_c} t l_w \quad (2.68.)$$

El refuerzo por corte se colocará en dos capas paralelas

- Cuantías mínimas :

$$P_v \text{ (Vertical)} \geq .0025 \quad (2.69.)$$

$$P_h \text{ (Horizontal)} \geq .0025 \quad (2.70.)$$

Para muros bajos ($hw/lw < 2$) $\rightarrow P_v > P_h$

Además debe cumplir por corte:

$$P_v = .0025 + .5 (2.5 - hw/lw) (P_h - .0025) \quad (2.71.)$$

- Espaciamientos máximos

- Horizontal: $lw/5$, $3t$ ó 45 cm.

- Vertical : $lw/3$, $3t$ ó 45 cm.

EJEMPLO DE DISEÑO

a.- Monolítico

Se diseñará para el primer nivel

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

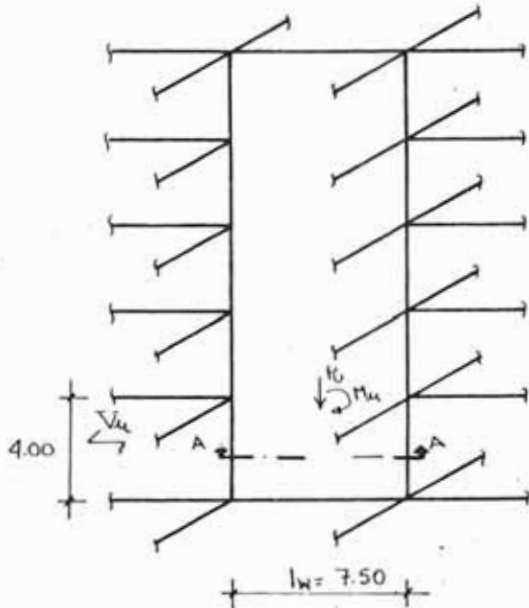
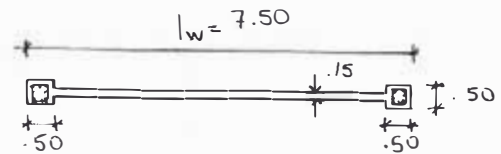


Fig. 2.60.



Del diseño de la
otra dirección:

$$(8\emptyset 3/4'' = 22.8 \text{ cm}^2)$$

$$P_u = 175 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1150 \text{ Ton}\cdot\text{mt.}$$

$$V_u = 280 \text{ T} \quad 280 \text{ T} > .53 \sqrt{f'_c} \times t l_w = 99.8 \text{ T} \\ (2 \text{ capas})$$

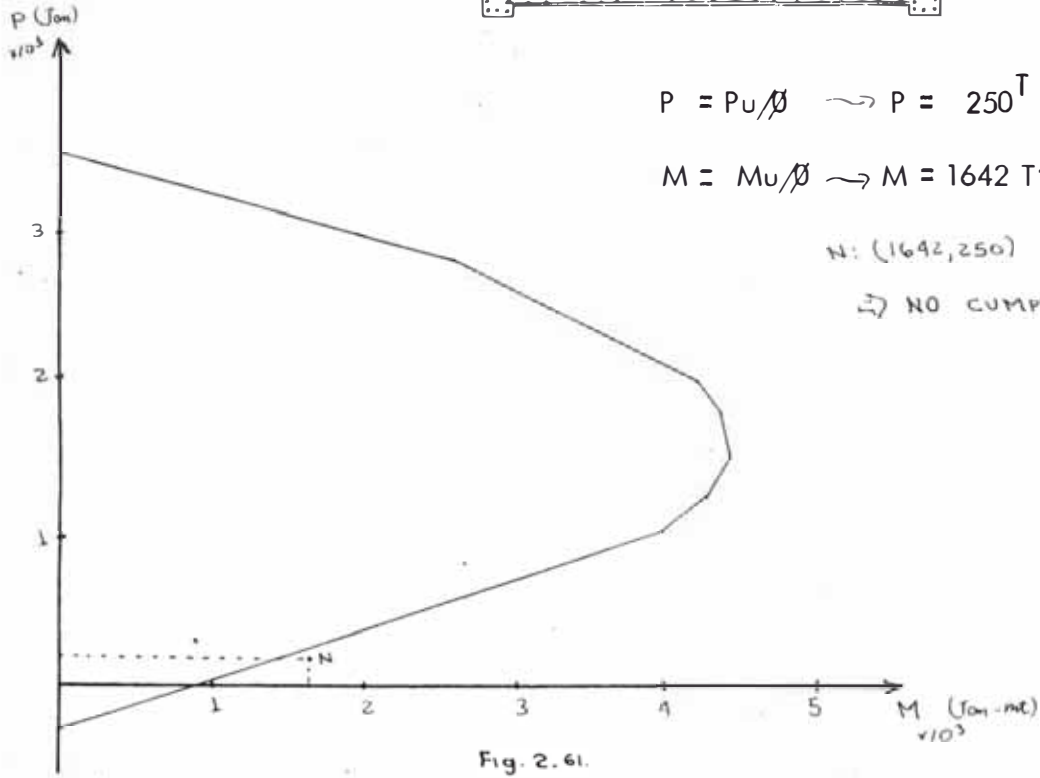
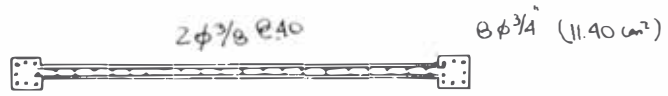
- DISEÑO POR FLEXO -COMPRESION

Usando una cuantía mínima de $P_v = .0025$ para el refuerzo vertical.

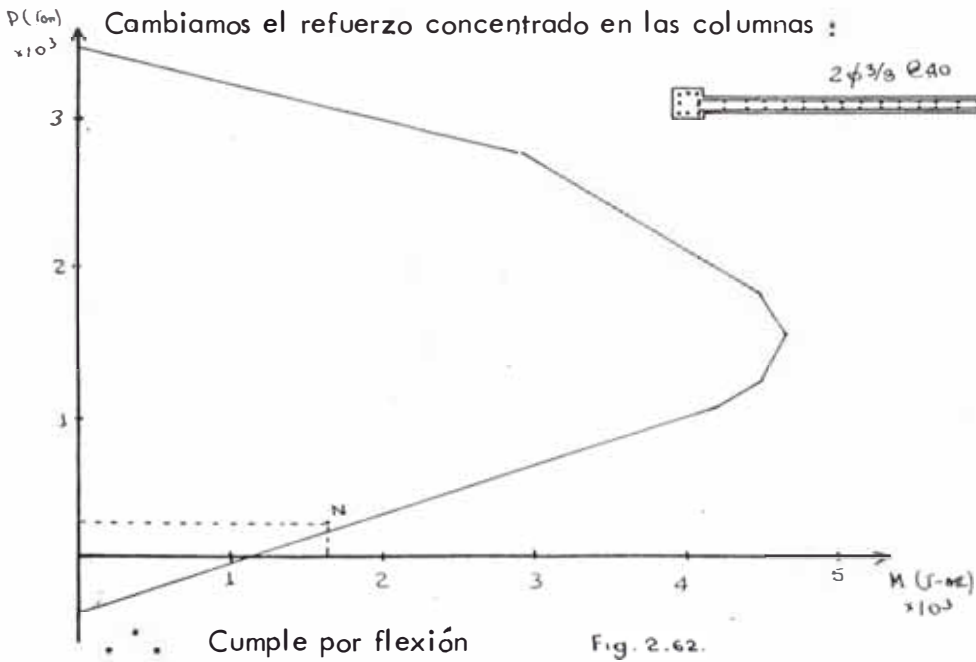
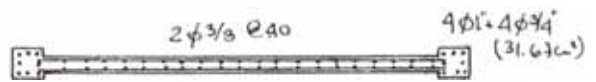
$$A_{Sv} = .0025 \times 15 \times 650 = 24.4 \text{ cm}^2$$

Usamos $2\emptyset 3/8'' @ 40 \text{ cm}$ ($34\emptyset 3/8'' = 24.2 \text{ cm}^2$)

Se construirá el diagrama de interacción para dicha condición



Cambiamos el refuerzo concentrado en las columnas :



El diagrama de interacción se hizo considerando una deformación unitaria máxima del concreto $\epsilon_c = 0.003$ y siguiendo una variación lineal de deformaciones.

El refuerzo vertical secundario se fue concentrando a cada separación S dada, y el refuerzo vertical principal se concentró en el centro de la columna de confinamiento

Si comparamos con los abacos para placas obtenidos por Ruesta (11) para el P_u y M_u dados, obtenemos un $P = .0075$ que corresponde a placa con columnas del mismo espesor que la placa.

- DISEÑO POR CORTE :

$$(hw/lw) = \frac{18.0}{7.5} = 2.4 > 2.0$$

Verificaremos si cumple :

$$V_n \leq A_{cv} (.53 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = 15 \times 750 \quad (\text{No se considera la contribución del Ala})$$

$$V_n = V_u / \phi \quad \rightarrow \quad V_n = \frac{280}{.85} = 329.4^T$$

$$329,400 \leq 15 \times 750 (.53 \sqrt{2800} + \rho_n \times 4200) \quad \rightarrow \quad \rho_n \geq .0049 > .0025 (\rho_{Min})$$

En dos capas se utilizará :

$$\underline{\text{USAR } 2\phi \text{ } 1/2'' \text{ @ } 0.35} \quad (24 \phi \text{ } 1/2'' \rightarrow 30.48 \text{ cm}^2) \text{ Refuerzo Horizontal}$$

Verificación del acero vertical por corte :

Hallaremos V_c :

$$V_c = .9 \sqrt{f'_c} t d + \frac{P_u d}{4 l_w} \quad d = .8 l_w = 600 \text{ cm.}$$

$$V_c = .9 \sqrt{280} \times 15 \times 600 + \frac{175,000 \times 600}{4 \times 750} = 170.5 \text{ T}$$

$$\frac{M_u}{V_u} = \frac{1150 \times 10^5}{280 \times 10^3} = 410 > \frac{l_w}{2} = \frac{750}{2} = 375$$

Por otro lado:

$$V_c = \left[.16 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w (.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 P_u / l_w t)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)} \right] t d$$

$$V_c = \left[.16 \sqrt{280} + \frac{750 (.33 \sqrt{280} + 0.2 \times 175,000 / 750 \times 15)}{410 - 375} \right] \times 15 \times 600 = 1,689 \text{ T}$$

$$\underline{V_c = 170.5 \text{ T}}$$

$$280 \text{ T} = V_u \geq \phi V_c / 2 = \frac{.85 \times 170.5}{2} = 72 \text{ T}$$

Se comprobará por :

$$A_v = \frac{(V_n - V_c)}{f_y d} S \quad A_v = \frac{(329,400 - 170,500)}{4200 \times 600} \times 40 = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$\angle \phi / 2 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Se usará $2\phi 1/2'' @ .40$ ← (Refuerzo vertical en el diafragma).

$$P_v = .44\% > .25\% (P_{v \text{ M}\acute{a}\text{n}})$$

Se comprobará las cuantías :

$$P_v = .0025 + .5 (2.5 - h_w/w) (P_h - .0025)$$

$$P_v = .0025 + .5 (2.5 - 1800/750) (.0049 - .0025) = .0026 < .0044 \quad \text{OK!!}$$

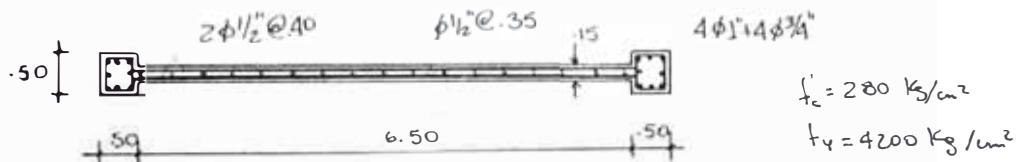
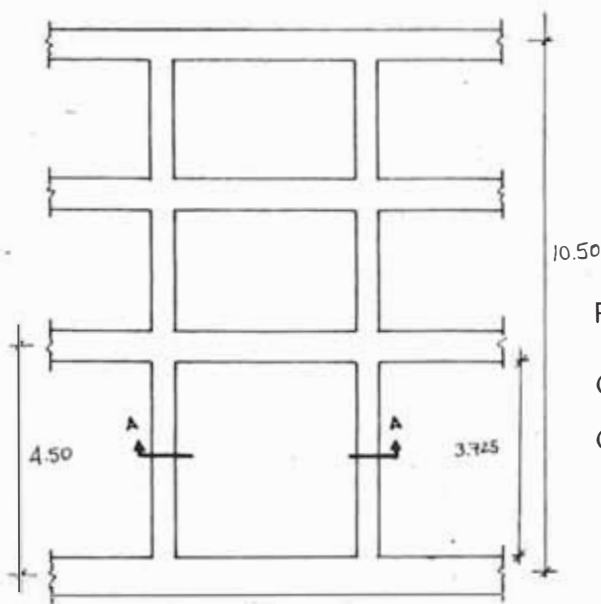


Fig. 2.63
DISEÑO FINAL DEL MURO PORTANTE

b.- No Monolítica



Diseñar la placa del 1er. Nivel

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Del análisis :

Placa : $V_u = 102^T$

Columna de Confinamiento $\left\{ \begin{array}{l} P_u = 125^T \\ M_u = 18T\text{-mt.} \end{array} \right.$

$$V_n = V_u / \phi \quad (\phi = .85)$$

$$\rightarrow V_n = 120^T$$

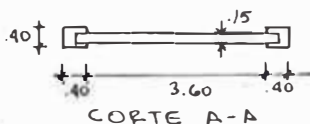


Fig. 2.64.

- Diseño por flexión-compresión de los elementos del confinamiento :

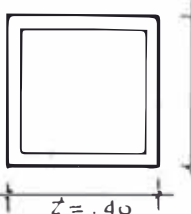


Fig. 2.65

$$g = \frac{40-12}{40} = .70 \quad \text{Del gráfico \# 50 del SP 7}$$

$$\frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{125 \times 10^3}{280 \times 40 \times 40} = .279$$

$$\frac{M_u}{f'_c b t^2} = \frac{18 \times 10^5}{280 \times 40 \times 40^2} = .10$$

$$P_t m = .21 \rightarrow P_t = .012$$

$$m = \frac{f_y}{.85 f'_c} = 17.64$$

$$A_s = .012 \times 40 \times 40 \rightarrow A_s = 19.2 \text{ cm.}$$

$$\underline{\text{USAR : } 8\emptyset 3/4'' \text{ (22.8 cm}^2\text{)}}$$

- Diseño por corte de la placa :

Determinación del número de mallas

$$.53 \sqrt{280} \times A_c \rightarrow .53 \sqrt{280} \times 15 \times 400 = 53^T < 120^T = V_n$$

USAR REFUERZO EN 2 MALLAS

$$(h_w / l_w) = \frac{10.5}{4.0} = 2.6 > 2.$$

REFUERZO HORIZONTAL :

$$V_n \leq b d (.53 \sqrt{f'_c} + P_n f_y) ; d = 0.8 \cdot l_w \rightarrow d = 3.2 \text{ mt.}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (\phi = .85) \quad 120 \times 10^3 \leq 15 \times 400 \times .8 (.53 \sqrt{280} + P_n \times 4200)$$

$$P_n \geq .0038 > .0025 (P_{\text{Mín.}})$$

Se comprobará por :

$$A_v = \left(\frac{V_n - V_c}{f_y d} \right) S \quad \text{Si } \emptyset 1/2'' \text{ para refuerzo horizontal}$$

$$V_c = .9 \sqrt{f'_c} t d + \frac{P_u d}{4 \cdot 1.0}$$

$$V_c = .9 \sqrt{f'_c} t d \quad V_c = .9 \sqrt{280} \times 15 \times .8 \times 400 \Rightarrow V_c = 72^T$$

$$1.27 \times 2 = \frac{(120 - 72) \times 10^3}{4200 \times 32.0} \times S \quad \leadsto S < 71 \text{ cm} \quad (S_{\text{Máx.}} = 45 \text{ cm})$$

REFUERZO HORIZONTAL : 2 \emptyset 1/2" @ .45 (22.86 cm) $\rightarrow P_n = .0041$

REFUERZO VERTICAL, -

$$\text{Si } V_u > V_c/2 \quad \leadsto 102 > \frac{72}{2} = 36^T \quad \text{Diseñar por :}$$

$$A_v = \frac{(V_n - V_c)}{f_y d} S ; \quad d = 0.8 \times 372.5 = 298$$

Si utilizamos $\emptyset 1/2''$

$$2.54 = \frac{(120 - 72) \times 10^3}{4200 \times 298} \times S \quad \leadsto S = 66 \text{ cm.}$$

$$\text{Pero } S_{\text{Máx}} < \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 3t = 45 \text{ cm.} \end{cases} \quad \leadsto S < 45 \text{ cm.}$$

REFUERZO VERTICAL: USAMOS: 2 \emptyset 1/2" @ .40 (25.4 cm) $\rightarrow P_v = .0042$

Verificación por cuantía :

$$P_v \geq \begin{cases} .0025 \\ 0.0025 + 0.5 (2.5 - h_w/l_w) (P_h - .0025) \end{cases}$$

$$h_w/l_w = 2.6 \quad , \quad P_h = .0041$$

$$\Rightarrow P_v \geq .0025 \quad \text{CUMPLE !!}$$

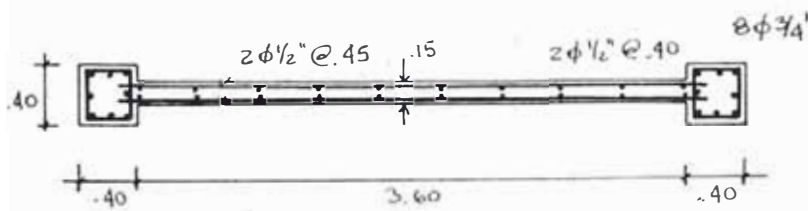


Fig. 2.66.
DISEÑO FINAL DEL MURO NO PORTANTE

$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

CAPITULO III

ANALISIS INELASTICO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO

3.0 INTRODUCCION

Las estructuras sometidas a cargas sísmicas trabajan dentro del rango elástico para sismos leves, en el caso de sismos severos la mayoría de las estructuras sobrepasa dicho rango en varias oportunidades durante el intervalo de tiempo que dura el sismo.

El comportamiento inelástico de un elemento estructural depende de: Las propiedades geométricas de la sección, la calidad de los materiales, la cantidad del refuerzo a tracción (P) y la relación de la cuantía a compresión a la de tracción (P'/P).

El comportamiento inelástico de la estructura depende de las propiedades inelásticas de sus miembros, del grado de confinamiento de sus uniones (viga - columna) y de las propiedades inelásticas del suelo.

Los métodos de análisis estructural que se utilizan para el diseño, se basan en el comportamiento elástico; sin embargo se estiman las cargas últimas que actúan en los miembros, multiplicando las cargas por factores que hipotéticamente son las últimas (método a la rotura).

Luego del diseño, conociendo las características de los miembros, se puede estudiar el comportamiento de la estructura dentro del rango elástico e inelástico.

Existen programas de cómputo en nuestra Universidad para estudiar el comportamiento inelástico de un pórtico con o sin placas : inelástico estático con cargas monotónicas (INSTA), inelástico dinámico (INDRA). Las relaciones de momento - curvatura que se utilizan en estos casos, para cada miembro no consideran al tipo de muro que en este trabajo está en el modelo II. (Muro no portante). Por esta razón se hará un análisis inelástico estático para ambos modelos. Para el modelo (Muro portante) si se pudo haber aplicado dichos programas. Se utilizarán espectros de 3 sismos Peruanos (10) normalizados a una aceleración máxima de 300 gals en la base, además se comparará con el espectro teórico del código Peruano.

3.1 Análisis inelástico estático

El análisis inelástico estático práctico que se utiliza comúnmente supone que las rótulas plásticas se han formado en forma simultánea. Esta hipótesis arroja resultados que no son definitivamente ciertos; es tal vez una sobre-estimación de la capacidad de la estructura, sin embargo nos da un orden de magnitud de su capacidad.

Generalmente la secuencia de formación de rótulas plásticas es de las vigas inferiores a las superiores en ondas que abarcan varios niveles, esto se debe al carácter dinámico de la fuerza sísmica, y principio de estructuración utilizando : viga débil - columna fuerte.

Para las secciones críticas se considerará un diagrama $M-\phi^*$ bilineal, donde directamente se está considerando una gran ductilidad.

* $M-\phi$: MOMENTO - CURVATURA.

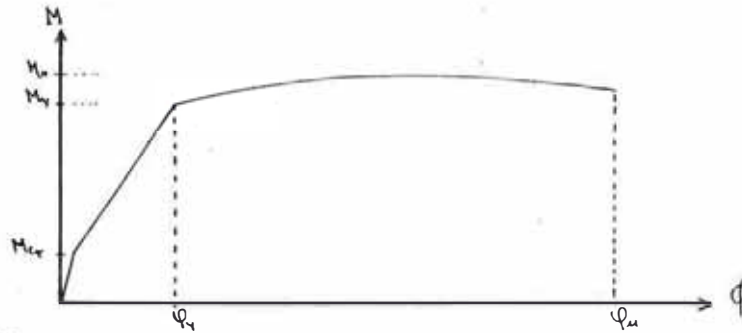


Fig. 3.a. RELACION MOMENTO-CURVATURA PARA SECCIONES DE VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA (FALLA A TENSION)

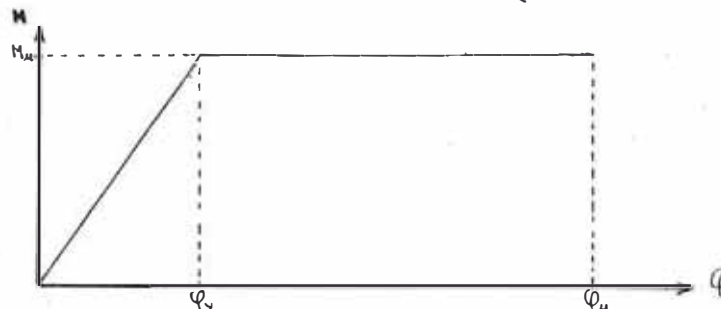


Fig. 3.b. CURVA IDEALIZADA MOMENTO-CURVATURA PARA UNA SECCION SIMPLEMENTE REFORZADA QUE FALLA A TENSION.

El método a usarse, para determinar el comportamiento inelástico es tático será el de redistribución de momentos flectores cuyos pasos son los siguientes

- 1.- Suponer una dirección de sismo actuante
- 2.- Determinación de la capacidad última de las secciones críticas.
- 3.- Determinación de momentos últimos nodales.
- 4.- Ubicación de las rótulas plásticas en los nudos
- 5.- Determinación de los momentos flectores en las otras secciones.
- 6.- Determinación de los cortantes de fluencia en las columnas.
- 7.- Determinación de los cortantes de fluencia de entrepiso.

Este método es bastante sencillo de aplicar y se obtienen resultados sin presuponer una distribución de las cargas sísmicas laterales.

En ciertos casos la distribución de las cargas laterales que se obtienen no siempre es satisfactoria.

Para la determinación de los cortantes actuantes debido a los sismos que se usaron, se utilizó el método espectral con los espectros de sismos Peruanos (10) determinados para un sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento $b = 5\%$.

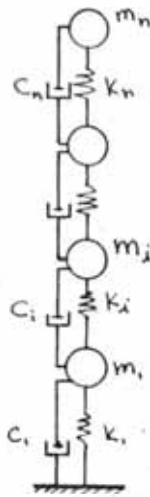


Fig. 3.c.

UTILIZANDO LA ECUACION DINAMICA:

$$\underline{\underline{M}} \ddot{\underline{\underline{X}}} + \underline{\underline{C}} \dot{\underline{\underline{X}}} + \underline{\underline{K}} \underline{\underline{X}} = \underline{\underline{F}}(t) \quad (3.1)$$

Donde :

- $\underline{\underline{M}}$: Matriz de masas
- $\underline{\underline{C}}$: Matriz de amortiguación
- $\underline{\underline{K}}$: Matriz de rigidez
- $\underline{\underline{X}}$: Vector de aceleraciones
- $\dot{\underline{\underline{X}}}$: Vector de velocidades
- $\underline{\underline{X}}$: Vector de desplazamientos
- $\underline{\underline{F}}(t)$: Vector de fuerza de entrada.

Para un sistema con vibraciones libre y sin amortiguamiento :

$$\underline{M} \ddot{\underline{X}} + \underline{K} \underline{X} = \underline{0}$$

Si :

$$\underline{X} = \underline{\phi} \text{ sen } \omega t \quad \ddot{\underline{X}} = -\omega^2 \underline{X}$$

$$-\underline{M}\omega^2 \underline{X} + \underline{K} \underline{X} = \underline{0} \quad -\omega^2 \underline{M} \underline{X} + \underline{K} \underline{X} = \underline{0}$$

$$[\underline{K} - \omega^2 \underline{M}] \underline{X} = \underline{0} \quad \text{pero } \underline{X} \neq \underline{0}$$

∴ $|\underline{K} - \omega^2 \underline{M}| = 0$; de donde se obtiene para cada período

un vector $\underline{\phi}$

$$\underline{\Phi} = [\underline{\phi}^1 \dots \underline{\phi}^n] \quad \underline{\phi}^i \rightsquigarrow \omega_i \rightsquigarrow t_i$$

$\underline{\phi}^i$: Vector de la forma de modo i

ω_i : Frecuencia del sistema para el modo i

t_i : Período del sistema para el modo i .

Del espectro de velocidades (S_v)

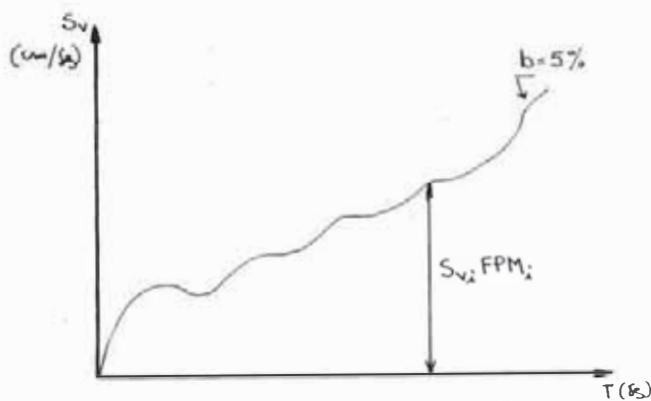
$$S_a = S_{v_i} \omega_i \text{ FPM}_i \quad (3.2)$$

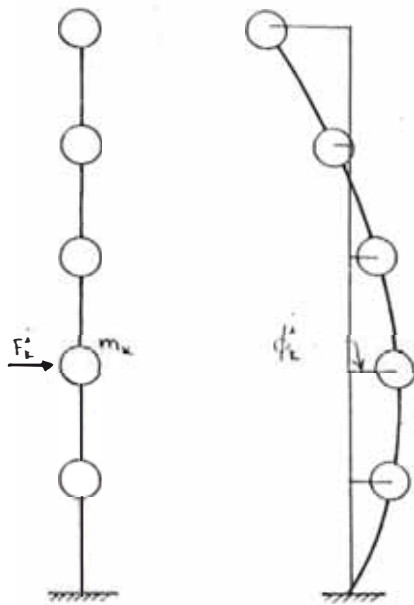
FPM : Factor de participación modal .

Donde :

$$\text{FPM}_i = \frac{\underline{\phi}^i \{m\}}{\underline{\phi}^{i T} \underline{M} \underline{\phi}^i} \quad (3.3)$$

$\{m\}$: Vector masa





S_{a_i} : Aceleración absoluta del sistema para el modo i .

Aceleración para la masa m_k y modo i

$$\text{Aceler.} = S_{a_i} \times \phi_k^i \quad (3.4)$$

$$F_k^i = m_k \phi_k^i S_{a_i} \quad (3.5)$$

$$F_k^i = m_k \phi_k^i S_{v_i} w_i FPM_i \quad (3.6)$$

3.1.1 Estimación de los cortantes de fluencia de entrepiso :

Para la estimación de los cortantes de fluencia se utilizó el método de redistribución de momentos (Apéndice 1.3)

Dirección Secundaria

Características de refuerzo de los pórticos 1,2, 3 y 4.

NIVEL	EXT. 1-1', 5-5'		EXT. 2-2', 3-3', 4-4'	
	A _x (Cm ²)	A _y (Cm ²)	A _x (Cm ²)	A _y (Cm ²)
10	7.92	7.92	7.92	7.92
9	7.92	7.92	7.92	7.92
8	7.92	7.92	7.92	7.92
7	7.92	7.92	7.92	7.92
6	7.92	7.92	7.92	7.92
5	7.92	7.92	7.92	7.92
4	7.92	7.92	7.92	7.92
3	7.92	7.92	7.92	7.92
2	7.92	7.92	7.92	7.92
1	9.9	9.9	7.92	7.92
0	9.9	9.9	9.9	9.9
COLS.	20.27	20.27	20.27	20.27

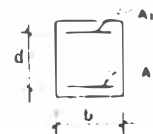
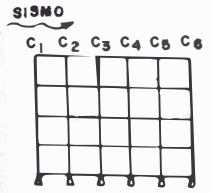


Tabla 51
CARACTERÍSTICA DE REFUERZO DE LOS PÓRTICOS 1,2, 3 y 4

NIVEL	Col.	Np(ton)	Ns(ton)	ΣN (ton)	Mu (t-mt)	Q _u (ton)	Q _u (ton)
10	C1	15	-1	14	53	87	10.7
	C2	30	-	30	58	88	17.8
	C3	33	-	33	59	88	17.8
	C4	33	-	33	59	88	17.8
	C5	30	-	30	58	88	17.8
	C6	15	1	16	53	87	10.7
9	C1	32	-3	29	58	88	7.1
	C2	63	-	63	69	91	14.2
	C3	71	-	71	71	91	14.2
	C4	71	-	71	71	91	14.2
	C5	63	-	63	69	91	14.2
	C6	32	3	35	60	88	7.1
8	C1	48	-6	42	62	89	7.1
	C2	96	-	96	79	93	14.2
	C3	107	-	107	82	94	14.2
	C4	107	-	107	82	94	14.2
	C5	96	-	96	79	93	14.2
	C6	48	6	54	66	90	7.1
7	C1	64	-10	54	66	90	7.1
	C2	128	-	128	88	96	14.2
	C3	144	-	144	93	97	14.2
	C4	144	-	144	93	97	14.2
	C5	128	-	128	88	96	14.2
	C6	64	10	74	72	91	7.1
6	C1	81	-15	66	70	91	7.1
	C2	162	1	163	98	99	14.2
	C3	181	-	181	103	100	14.2
	C4	181	-	181	103	100	14.2
	C5	162	-1	161	98	99	14.2
	C6	81	15	96	79	93	7.1
5	C1	97	-21	76	73	92	7.1
	C2	194	2	196	107	101	14.2
	C3	217	-	217	112	103	14.2
	C4	217	-	217	112	103	14.2
	C5	194	-2	192	105	101	14.2
	C6	97	21	118	85	95	7.1
4	C1	114	-27	87	76	92	7.1
	C2	227	2	229	114	104	14.2
	C3	255	-	255	120	106	14.2
	C4	255	-	255	120	106	14.2
	C5	227	-2	225	114	103	14.2
	C6	114	27	141	92	97	7.1
3	C1	130	-34	96	79	93	8.0
	C2	260	3	263	122	107	8.7
	C3	292	-	292	128	109	8.7
	C4	292	-	292	128	109	8.7
	C5	260	-3	257	121	106	8.7
	C6	130	34	164	98	99	8.0
2	C1	197	-42	155	96	98	9.7
	C2	294	3	297	129	109	15.9
	C3	329	-	329	135	112	15.9
	C4	329	-	329	135	112	15.9
	C5	294	-3	291	128	109	15.9
	C6	197	42	239	117	105	9.7
1	C1	163	-51	112	84	94	7.1
	C2	326	4	330	135	112	15.4
	C3	365	-	365	141	115	15.4
	C4	365	-	365	141	115	15.4
	C5	326	-4	322	134	111	15.4
	C6	163	51	214	111	103	7.1

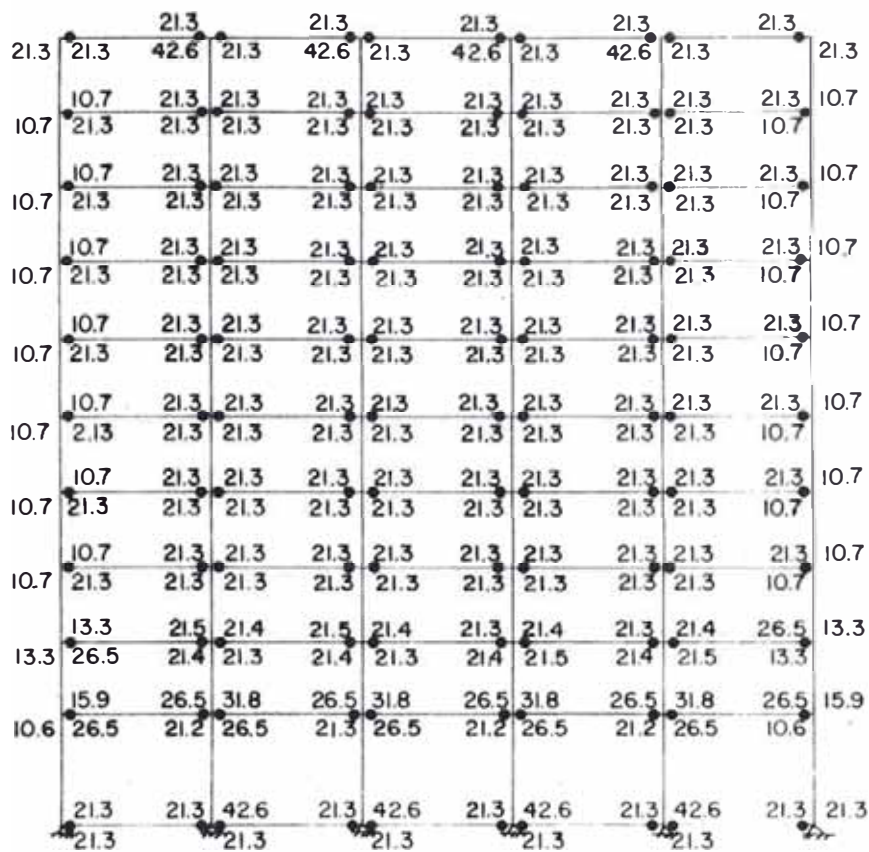


		19		19		19		19		19	
53	19	58	19	59	19	59	19	58	19	53	
	53	19	58	19	59	19	59	19	58	19	53
58	19	69	19	71	19	71	19	69	19	60	
	58	19	69	19	71	19	71	19	69	19	60
62	19	79	19	82	19	82	19	79	19	66	
	62	19	79	19	82	19	82	19	79	19	66
66	19	88	19	93	19	93	19	88	19	72	
	66	19	88	19	93	19	93	19	88	19	72
70	19	98	19	103	19	103	19	98	19	79	
	70	19	98	19	103	19	103	19	98	19	79
73	19	107	19	112	19	112	19	105	19	85	
	73	19	107	19	112	19	112	19	105	19	85
76	19	114	19	120	19	120	19	114	19	92	
	76	19	114	19	120	19	120	19	114	19	92
79	19	122	19	128	19	128	19	121	19	98	
	79	19	122	19	128	19	128	19	121	23.6	98
96	23.6	129	19	135	19	135	19	128	19	117	
	96	23.6	129	23.6	135	23.6	135	23.6	128	23.6	117
84	23.6	135	23.6	141	23.6	141	23.6	134	23.6	111	
	84	19	135	19	141	19	141	19	134	19	111
	19		19		19		19		19		

Fig. 3.1.
Mu EN SECCIONES CRITICAS DE LOS PORTICOS 2 y 3 (T-mf)

		21.3		21.3		21.3		21.3		21.3	
66.3	21.3	72.5	21.3	73.8	21.3	73.8	21.3	72.5	21.3	66	
	66.3	21.3	72.5	21.3	73.8	21.3	73.8	21.3	72.5	21.3	66
72.5	21.3	86.3	21.3	88.8	21.3	88.8	21.3	86.3	21.3	75	
	72.5	21.3	86.3	21.3	88.8	21.3	88.8	21.3	86.3	21.3	75
77.5	21.3	98.8	21.3	102.5	21.3	102.5	21.3	98.8	21.3	82.5	
	77.5	21.3	98.8	21.3	102.5	21.3	102.5	21.3	98.8	21.3	82.5
82.5	21.3	110	21.3	116.3	21.3	116.3	21.3	110	21.3	90	
	82.5	21.3	110	21.3	116.3	21.3	116.3	21.3	110	21.3	90
87.5	21.3	122.5	21.3	128.8	21.3	128.8	21.3	122.5	21.3	98.8	
	87.5	21.3	122.5	21.3	128.8	21.3	128.8	21.3	122.5	21.3	98.8
91.3	21.3	133.8	21.3	140	21.3	140	21.3	131.3	21.3	106.3	
	91.3	21.3	133.8	21.3	140	21.3	140	21.3	131.3	21.3	106.3
95	21.3	142.5	21.3	150	21.3	150	21.3	142.5	21.3	115	
	95	21.3	142.5	21.3	150	21.3	150	21.3	142.5	21.3	115
98.8	21.3	152.5	21.3	160	21.3	160	21.3	151.3	21.3	122.5	
	98.8	21.5	152.5	21.3	160	21.3	160	21.3	151.3	26.5	122.5
120	26.5	161.3	21.3	168.8	21.3	168.8	21.3	160	21.5	146.3	
	120	26.5	161.3	26.5	168.8	26.5	168.8	26.5	160	26.5	146.3
97	26.5	115.8	26.5	162.7	26.5	162.7	26.5	154.6	26.5	128.1	
	97	21.3	115.8	21.3	162.7	21.3	162.7	21.3	154.6	21.3	128.1
	21.3		21.3		21.3		21.3		21.3		

Fig. 3.2.
Mu NODALES DE LOS PORTICOS 2 y 3 (T-mf)



$$\curvearrowright Q_{10u} = 92.6^T$$

$$\curvearrowright Q_{9u} = 71^T$$

$$\curvearrowright Q_{8u} = 71^T$$

$$\curvearrowright Q_{7u} = 71^T$$

$$\curvearrowright Q_{6u} = 71^T$$

$$\curvearrowright Q_{5u} = 71^T$$

$$\curvearrowright Q_{4u} = 71^T$$

$$\curvearrowright Q_{3u} = 72.8^T$$

$$\curvearrowright Q_{2u} = 53^T$$

$$\curvearrowright Q_{1u} = 71^T$$

Fig. 3.3.

MOMENTOS REDISTRIBUIDOS ($T_0 - m_t$) Y

CORTANTES ULTIMOS DE LOS PORTICOS 2 y 3 (T_{om})

DIRECCION PRINCIPAL

MODELO I.-

Tabla 3.3.
Característica de refuerzos de los pórticos A, B, E y F.

Nivel	Secciones 1, 3'		Secciones 1, 2, 2', 3	
	A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)	A_1 (cm ²)	A_2 (sm ²)
10	11.40	5.70	11.40	5.70
9	14.25	8.55	14.25	8.55
8	17.1	8.55	17.1	8.55
7	20.27	11.4	20.27	11.4
6	25.34	14.25	25.34	14.25
5	25.34	14.25	25.34	14.25
4	25.34	14.25	25.34	14.25
3	30.4	15.20	30.40	15.20
2	30.4	15.20	30.4	15.20
1	30.4	15.20	30.4	15.20
0	20.24	20.24	15.20	15.20
Columnas	20.27	20.27	20.27	20.27

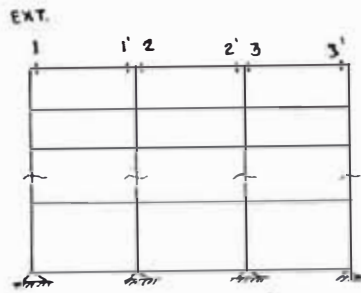
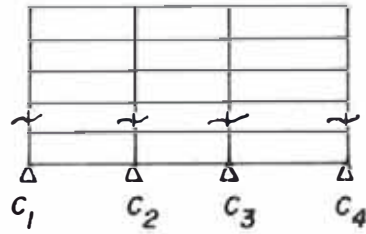


Tabla 3.4.
RESISTENCIA ULTIMA A FLEXION Y AL
CORTE DE LOS PORTICOS A,B,E y F.
PARA LAS CARGAS LATERALES
MODELO I (Modelo Portante)



NIVEL	COL.	N_p (ton)	N_s (ton)	ΣN (ton)	M_u (t-mt)	Q_{su} (ton)	Q_u (ton)
10	C ₁	14	-3	11	52	86	7.2
	C ₂	30	—	30	58	88	21.7
	C ₃	30	—	30	58	88	21.7
	C ₄	14	3	17	54	87	14.5
9	C ₁	30	-7	23	56	87	6.0
	C ₂	63	—	64	69	91	18.4
	C ₃	63	—	62	68	90	18.4
	C ₄	30	7	37	60	88	12.4
8	C ₁	46	-11	35	60	88	8.3
	C ₂	95	1	96	79	93	23.1
	C ₃	95	-1	94	78	93	23.1
	C ₄	46	11	57	67	90	14.8
7	C ₁	62	-15	47	64	89	10.6
	C ₂	128	1	129	89	96	28.5
	C ₃	128	-1	127	88	96	28.5
	C ₄	62	15	77	73	92	17.9
6	C ₁	79	-19	60	68	90	11.8
	C ₂	162	1	163	98	99	31.7
	C ₃	162	-1	161	97	98	31.7
	C ₄	79	19	98	80	93	19.9
5	C ₁	94	-23	71	71	91	11.8
	C ₂	194	1	195	107	102	31.7
	C ₃	194	-1	193	106	101	31.7
	C ₄	94	23	117	85	95	19.9
4	C ₁	110	-27	83	75	92	12.2
	C ₂	227	1	228	115	105	34.1
	C ₃	227	-1	226	114	104	34.1
	C ₄	110	27	137	91	96	21.9
3	C ₁	127	-30	97	79	93	12.7
	C ₂	260	2	262	122	106	36.5
	C ₃	260	-2	258	121	106	36.5
	C ₄	127	30	157	96	98	23.8
2	C ₁	143	-33	110	83	94	12.7
	C ₂	294	2	296	129	109	40.1
	C ₃	294	-2	292	128	109	40.1
	C ₄	143	33	176	101	100	26.2
1	C ₁	158	-35	123	87	81	18.7
	C ₂	326	2	328	135	98	33.1
	C ₃	326	-2	324	134	97	33.1
	C ₄	158	35	193	106	87	21.6

		25		25		25
52	12.5	50	12.6	50	12.5	54
	52	31.2	50	31.2	50	31.2
58	18.7	69	18.7	69	18.7	60
	58	37.5	69	37.5	68	37.5
60	18.7	79	18.7	79	18.7	67
	60	44.4	79	44.4	78	44.4
64	25	89	25	89	25	73
	64	55.6	89	55.6	88	55.6
68	31.2	98	31.2	97	31.2	80
	68	55.6	98	55.6	106	55.6
71	31.2	107	31.2	106	31.2	85
	71	55.6	107	55.6	106	55.6
75	31.2	115	31.2	114	31.2	91
	75	66.6	115	66.6	114	66.6
79	33.3	122	33.3	121	33.3	96
	79	66.6	122	66.6	121	66.6
83	33.3	129	33.3	128	33.3	101
	83	66.6	129	66.6	128	66.6
87	33.3	135	33.3	134	33.3	106
	87	47.7	135	47.7	134	63.6
	63.6	47.7	47.7	47.7	47.7	106

Fig 3.4.
**MOMENTOS ULTIMOS EN LAS SECCIONES CRITICAS
 DE LOS PORTICOS A,B,E y F (t-m) DEL MODELO I
 (Modelo Portante)**

		26.8		26.8		26.8
65	14.3	73	14.3	73	14.3	68
	65	33.6	73	33.6	73	33.6
70	21	86	21	85	21	73
	70	41.1	86	41.1	85	41.1
75	21.4	99	21.4	98	21.4	84
	75	47.7	99	47.7	98	47.7
80	28.3	111	28.3	110	28.3	91
	80	59.7	111	59.7	110	59.7
85	35.3	123	35.3	121	35.3	100
	85	59.7	123	59.7	121	59.7
89	35.3	134	35.3	133	35.3	106
	89	59.7	134	59.7	133	59.7
94	35.3	144	35.3	142	35.3	114
	94	71.3	144	71.3	142	71.3
99	38	153	38	151	38	120
	99	71.3	153	71.3	151	71.3
104	38	161	38	160	38	126
	104	71.3	161	71.3	160	71.3
101	38	156	38	155	38	123
	101	52.9	160	52.2	159	66.8
	66.8	52.9	62.2	62.9	62.9	125

Fig 3.5.
**MOMENTOS NODALES PARA LOS PORTICOS A,B,E y F (t-m)
 MODELO I (Modelo Portante)**

14.3	14.3	26.8	41.1	14.3	26.8	41.1	14.3	26.8
10.5	10.5	33.6	27.3	27.3	33.6	27.3	27.3	33.6
10.7	10.7	41.1	31.3	31.3	41.1	31.3	31.3	41.1
14.2	14.2	47.7	38	38	47.7	38	38	47.7
17.7	17.7	59.7	47.5	47.5	59.7	47.5	47.5	59.7
17.7	17.7	59.7	47.5	47.5	59.7	47.5	47.5	59.7
17.7	17.7	59.7	47.5	47.5	59.7	47.5	47.5	59.7
10	10	71.3	54.7	54.7	71.3	54.7	54.7	71.3
10	10	71.3	54.7	54.7	71.3	54.7	54.7	71.3
13.2	13.2	71.3	65.6	65.6	71.3	65.6	65.6	71.3
		52.9	105.1	105.1	52.9	105.1	105.1	52.9

- ↪ $Q_{10u} = 88.4$
- ↪ $Q_{9u} = 38.8$
- ↪ $Q_{8u} = 69.5$
- ↪ $Q_{7u} = 85.5$
- ↪ $Q_{6u} = 85.1$
- ↪ $Q_{5u} = 85.1$
- ↪ $Q_{4u} = 102.3$
- ↪ $Q_{3u} = 109.5$
- ↪ $Q_{2u} = 119.1$
- ↪ $Q_{1u} = 106.5$

Fig. 3.6. MOMENTOS REDISTRIBUIDOS (Ton-mt) Y CORTANTES ULTIMOS DE LOS PORTICOS A, B, E y F (ton) MODELO I (Modelo Portante)

Tabla 3.5.

CARACTERISTICA DE REFUERZOS DE LOS PORTICOS C y D DEL MODELO I (Modelo Portante)

NIVEL	SECCIONES 1 y 2'		SECCIONES 1 y 2'	
	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)
10	14.25	8.55	25.34	11.4
9	17.10	8.55	30.4	15.20
8	17.10	8.55	30.4	15.20
7	20.27	11.4	30.4	15.20
6	25.34	14.25	30.4	15.20
5	25.34	14.25	30.4	15.20
4	25.34	14.25	30.4	15.20
3	30.4	15.20	30.4	15.20
2	30.4	15.20	30.4	15.20
1	30.4	15.20	30.4	15.20
0	20.24	15.20	15.20	15.20
COLS.	20.27	20.27	20.27	20.27

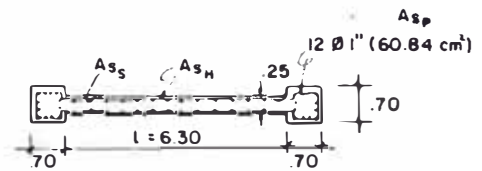
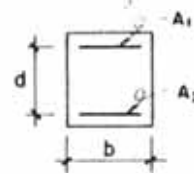
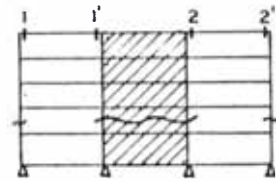


Tabla 3.6.

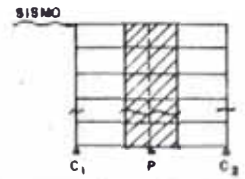
CARACTERISTICAS DE LA PLACA :

NIVEL	A _{sS} (cm ²)	A _{sH} (cm ²)	P _v (%)	P _h (%)	V _n (ton)
10	2 Ø 1" ø .40 (40.62)	2 Ø 1/2" ø .40 (20.32)	.64	.27	312
9	40.62	20.32	.64	.27	312
8	40.62	20.32	.64	.27	312
7	40.62	20.32	.64	.27	312
6	40.62	20.32	.64	.27	312
5	40.62	20.32	.64	.27	312
4	40.62	20.32	.64	.27	312
3	40.62	20.32	.64	.27	312
2	40.62	20.32	.64	.27	312
1	40.62	2 Ø 1/2" ø .40 (22.9)	.64	.25	297

DONDE :

$$V_n = t.d (.53 \sqrt{f_c + \rho_H \cdot f_y})$$

Tabla 5.7.
RESISTENCIA ULTIMA A FLEXION Y CORTE DE LOS
PORTIGOS C y D PARA CARGAS LATERALES (MODELO I)
(MODELO PORTANTE)



NIVEL	Col.	Np (ton)	Ns (ton)	ΣN (ton)	Mu (t-mt)	Qu _S (ton)	Qu _F (ton)	Qu _R (ton)	Qu (ton)
10	C ₁	14	3	17	54	87			11.6
	P	58	—	58	2551	545	39.8	68	39.8
	C ₂	14	-3	11	52	86			18.6
9	C ₁	29	6	35	60	88			7.7
	P	146	—	146	2859	554	75.9	130	75.9
	C ₂	29	-6	23	56	87			13.9
8	C ₁	46	10	56	67	90			9
	P	216	—	216	3104	561	108.1	185	108.1
	C ₂	46	-10	36	60	88			15.2
7	C ₁	63	14	77	73	92			11.3
	P	294	—	294	3377	568	136.6	234	136.6
	C ₂	63	-14	49	64	89			18.2
6	C ₁	77	17	94	78	93			12.4
	P	386	—	386	3700	555	161.2	276	161.2
	C ₂	77	-17	60	68	90			20.1
5	C ₁	93	21	114	84	95			12.4
	P	392	—	392	3720	503	182.1	313	182.1
	C ₂	93	-21	72	72	91			20.1
4	C ₁	110	24	134	90	96			12.8
	P	531	—	531	4207	478	199.2	342	199.2
	C ₂	110	-24	86	76	92			22.2
3	C ₁	126	28	154	96	98			13.1
	P	610	—	610	4483	455	212.4	366	212.4
	C ₂	126	-28	98	80	93			24.3
2	C ₁	141	30	171	100	99			14.4
	P	688	—	688	4756	439	221.9	383	221.9
	C ₂	141	-30	111	83	94			26.7
1	C ₁	157	32	189	105	101			19.7
	P	768	—	768	5036	419	227.6	394	227.6
	C ₂	157	-32	125	87	95			22.1

		55.6		31.2	
54	18.7			25	52
	54	66.6			37.5 52
60	18.7			33.3	56
	60	66.6			37.5 56
67	18.7			33.3	60
	67	66.6			44.4 60
73	25			33.3	64
	73	66.6			55.6 64
78	31.2			33.3	68
	78	66.6			55.6 68
84	31.2			33.3	72
	84	66.6			55.6 72
90	31.2			33.3	76
	90	66.6			66.6 76
96	33.3			33.3	80
	96	66.6			66.6 80
100	33.3			33.3	83
	100	66.6			66.6 83
105	33.3			33.3	87
	105	47.7			63.5 87
	83.5		47.7		

Fig. 3.7.
MOMENTOS ULTIMOS EN LAS SECCIONES CRITICAS DE LOS PORTICOS C y D (T-mt) DEL MODELO I

		60.1		34.6	
67.5	23.2			28.4	65
	67.5	60.1			41.8 65
75	23.2			37.6	70
	75	60.1			41.8 70
83.8	23.2			37.6	75
	83.8	71.6			49.2 75
91.3	30.6			38.1	80
	91.3	72.6			61 80
97.5	37.2			38.7	85
	97.5	72.6			61 85
105	37.2			38.7	90
	105	72.6			61 90
112.5	37.2			38.7	95
	112.5	72.7			72.7 95
120	39.4			39.4	100
	120	72.7			72.7 100
125	39.4			39.4	103.8
	125	72.7			72.7 103.8
121.4	39.4			39.4	100.6
	121.4	54.5			70.3 100.6
	70.3		54.5		

Fig. 3.8.
MOMENTOS NODALES PARA LOS PORTICOS C y D (T-mt) DEL MODELO I (MODELO PORTANTE)

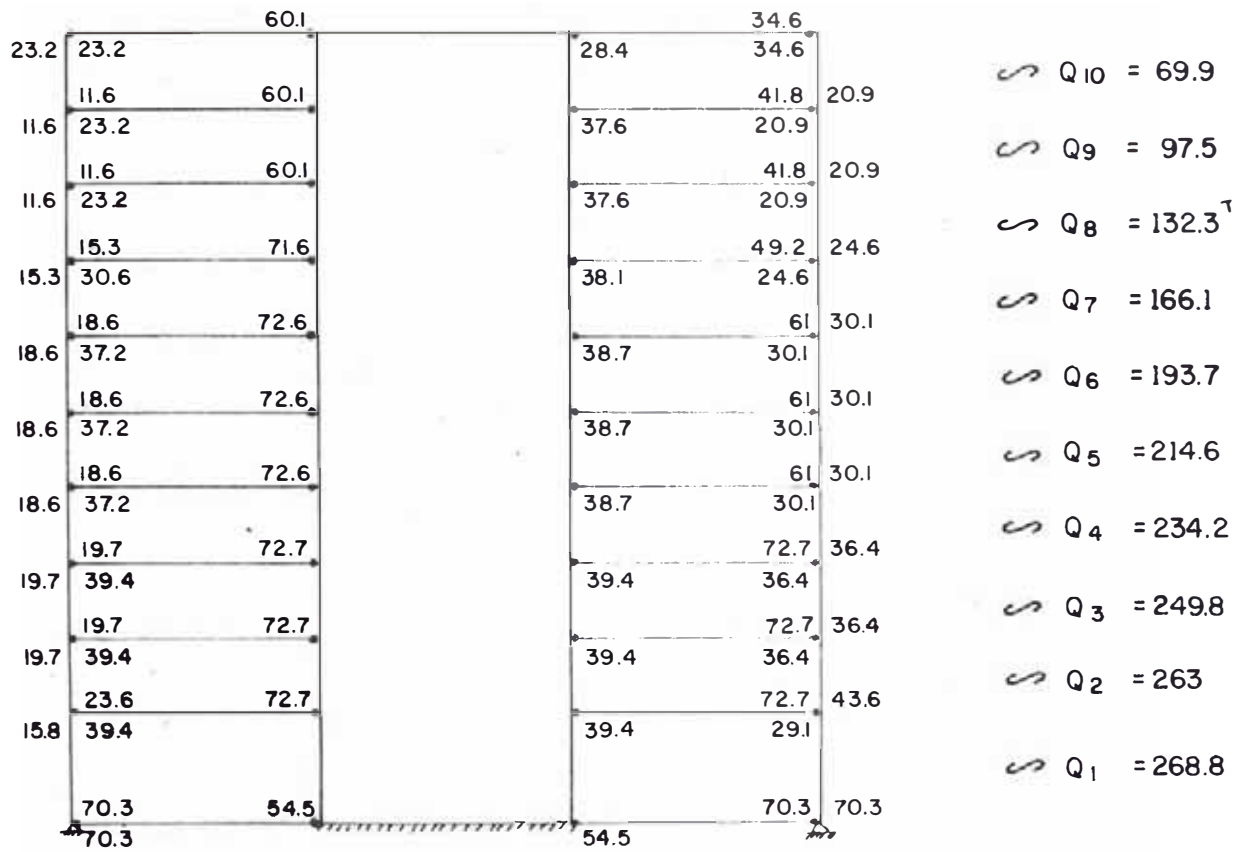


Fig. 3.9.
MOMENTOS REDISTRIBUIDOS (T-mt) Y
CORTANTES ULTIMOS DE LOS PORTICOS C y D (T.ñ)
DEL MODELO I
(MODELO PORTANTE)

MODELO II (MODELO NO PORTANTE)

NIVEL	SECCIONES 1 y 3'		SECCIONES 1,2,2',3	
	A ₁ (Cm ²)	A ₂ (Cm ²)	A ₁ (Cm ²)	A ₂ (Cm ²)
10	17.10	8.55	17.10	8.55
9	20.27	11.40	20.27	11.40
8	20.27	11.40	20.27	11.40
7	25.34	14.25	25.34	14.25
6	25.34	14.25	25.34	14.25
5	25.34	14.25	25.34	14.25
4	25.34	14.25	25.34	14.25
3	30.40	15.20	30.40	15.20
2	30.40	15.20	30.40	15.20
1	30.40	15.20	30.40	15.20
0	20.27	20.27	15.20	15.20
COLS.	20.27	20.27	20.27	20.27

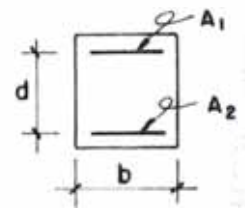
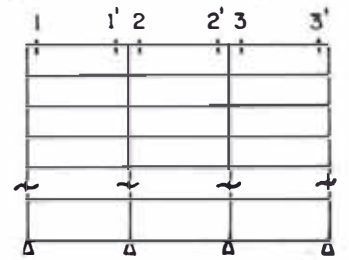
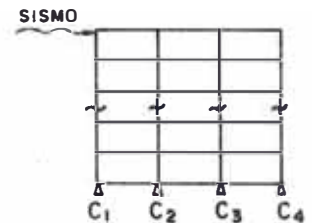


Tabla. 3.8
CARACTERISTICA DE REFUERZO DE LOS PORTICOS A, B, E y F

Table 3.8
**RESISTENCIA ULTIMA A FLEXION Y AL CORTE DE LOS
 PORTICOS A, B, E y F PARA CARGAS LATERALES (MODELO II)**
 (MODELO NO PORTANTE)



NIVEL	COL.	Np (ton)	Ns (ton)	ΣN (ton)	Mu (t-mf)	Qsu (ton)	Qu (ton)
10	C1	14	- 6	8	50	86	18.7
	C2	30	1	31	58	88	33.1
	C3	30	- 1	29	58	88	33.1
	C4	14	6	20	55	87	21.6
9	C1	30	-13	17	54	87	13.9
	C2	63	1	64	69	90	40.1
	C3	63	- 1	62	68	90	40.1
	C4	30	13	43	62	89	26.2
8	C1	46	-22	24	56	87	12.7
	C2	95	1	96	79	93	36.5
	C3	95	-1	94	78	93	36.5
	C4	46	22	68	70	91	23.8
7	C1	62	-31	31	58	98	12.2
	C2	128	2	130	89	96	34.1
	C3	128	-2	126	88	96	34.1
	C4	62	31	93	78	93	21.9
6	C1	79	-40	39	61	89	11.8
	C2	162	2	164	98	98	31.7
	C3	162	-2	160	97	98	31.7
	C4	79	40	119	86	95	19.9
5	C1	94	-49	45	63	89	11.8
	C2	194	3	197	107	101	31.7
	C3	194	-3	191	105	101	31.7
	C4	94	49	143	93	97	19.9
4	C1	110	-58	52	65	90	11.8
	C2	227	3	230	115	103	31.7
	C3	227	-3	224	113	103	31.7
	C4	110	58	168	99	99	19.9
3	C1	127	-67	60	68	90	10.6
	C2	260	3	263	122	106	28.5
	C3	260	-3	257	121	106	28.5
	C4	127	67	194	106	101	17.9
2	C1	143	-75	68	70	91	9.5
	C2	294	4	298	129	119	25.3
	C3	294	-4	290	128	109	25.3
	C4	143	75	218	112	103	15.9
1	C1	158	-82	76	73	98	11.8
	C2	326	4	330	135	98	33.1
	C3	326	-4	322	134	97	33.1
	C4	158	82	240	117	91	21.3

	37.5		37.5		37.5		
50	18.7	58	18.7	58	18.7	55	
	50	44.4	58	44.4	58	44.4	55
54	25	69	25	68	25	62	
	54	44.4	69	44.4	68	44.4	62
56	25	79	25	78	25	70	
	56	55.6	79	55.6	78	55.6	70
58	35.2	89	31.2	88	31.2	78	
	58	55.6	89	55.6	88	55.6	78
61	31.2	98	31.2	97	31.2	86	
	61	55.6	98	55.6	97	55.6	86
63	31.2	107	31.2	105	31.2	93	
	63	55.6	107	55.6	105	55.6	93
65	31.2	115	31.2	113	31.2	99	
	65	66.6	115	66.6	113	66.6	99
68	33.3	122	33.3	121	33.3	106	
	68	66.6	122	66.6	121	66.6	106
70	33.3	129	33.3	128	33.3	112	
	70	66.6	129	66.6	128	66.6	112
73	33.3	135	33.3	134	33.3	117	
	73	47.7	135	47.7	134	63.6	117
	63.6		47.7		47.7		

Fig. 3.10.
MOMENTOS ULTIMOS EN LAS SECCIONES CRITICAS DE LOS PORTICOS A, B, E y F (T-m) DEL MODELO II (MODELO NO PORTANTE)

	40.1		40.1		40.1		
62.5	21.3	72.5	21.3	72.5	21.3	68.8	
	62.5	47.7	72.5	47.7	72.5	47.7	68.8
67.5	28.3	86.3	28.3	85	28.3	77.5	
	67.5	47.7	86.3	47.7	85	47.7	77.5
70	28.3	98.8	28.3	97.5	28.3	87.5	
	70	59.7	98.8	59.7	97.5	59.7	87.5
72.5	35.3	111.3	35.3	110	35.3	97.5	
	72.5	59.7	111.3	59.7	110	59.7	97.5
76.3	35.3	122.5	35.3	121.3	35.3	107.5	
	76.3	59.7	122.5	59.7	121.3	59.7	107.5
78.8	35.3	133.8	35.3	131.3	35.3	116.3	
	78.8	59.7	133.8	59.7	131.3	59.7	116.3
81.3	35.3	143.8	35.3	141.3	35.3	123.8	
	81.3	71.3	143.8	71.3	141.3	71.3	123.8
85	38	152.5	38	151.3	38	132.5	
	85	71.3	152.5	71.3	151.3	71.3	132.5
87.5	38	161.3	38	160	38	140	
	87.5	71.3	161.3	71.3	160	71.3	140
84	38	156	38	155	38	135	
	86	52.9	160	52.2	158	68.8	138
	68.8		52.2		52.9		

Fig. 3.11.
MOMENTOS NODALES DE LOS PORTICOS A, B, E y F (T-m) DEL MODELO II (MODELO NO PORTANTE)

		40.1		40.1		40.1	
21.3	21.3	61.4	21.3	61.4	21.3	40.1	
	14.2	47.7	38	47.7	38	47.7	23.9
14.2	28.3	38	28.3	38	28.3	23.9	
	14.2	47.7	38	47.7	38	47.7	23.9
14.2	28.3	38	28.3	38	28.3	23.9	
	17.7	59.7	47.5	59.7	47.5	59.7	29.9
17.7	35.3	47.5	35.3	47.5	35.3	29.9	
	17.7	59.7	47.5	59.7	47.5	59.7	29.9
17.7	35.3	47.5	35.3	47.5	35.3	29.9	
	17.7	59.7	47.5	59.7	47.5	59.7	29.9
17.7	35.3	47.5	35.3	47.5	35.3	29.9	
	17.7	59.7	47.5	59.7	47.5	59.7	29.9
17.7	35.3	47.5	35.3	47.5	35.3	29.9	
	19	71.3	54.7	71.3	54.7	71.3	35.7
19	38	54.7	38	54.7	38	35.7	
	19	71.3	54.7	71.3	54.7	71.3	35.7
19	38	54.7	38	54.7	38	35.7	
	22.8	71.3	65.6	71.3	65.6	71.3	42.8
15.2	38	43.7	38	43.7	38	28.5	
	68.8	52.9		52.2	105.1	68.8	68.8
	68.8	52.2		52.9			

$\int Q_{10u} = 99.3$
 $\int Q_{9u} = 76.7$
 $\int Q_{8u} = 85.5^T$
 $\int Q_{7u} = 95.1$
 $\int Q_{6u} = 95.1^T$
 $\int Q_{5u} = 95.1$
 $\int Q_{4u} = 102.3$
 $\int Q_{3u} = 109.5$
 $\int Q_{2u} = 120.3$
 $\int Q_{1u} = 106.5$

Fig. 3.12. MOMENTOS REDISTRIBUIDOS (T-mt) Y
 CORTANTES ULTIMOS DE LOS PORTICOS A, B, E y F (Ton)
 DEL MODELO II
 (MODELO NO PORTANTE)

Tabla 3.10.
CARACTERISTICA DE REFUERZOS DE LOS PORTICOS C y D DEL MODELO II (Modelo Portante)

NIVEL	SECCIONES 1 y 2'		SECCIONES 1' y 2	
	A ₁ (Cm ²)	A ₂ (Cm ²)	A ₁ (Cm ²)	A ₂ (Cm ²)
10	17.10	8.55	17.10	8.55
9	20.27	11.4	20.27	11.4
8	20.27	11.4	20.27	11.4
7	25.34	14.25	25.34	14.25
6	25.34	14.25	25.34	14.25
5	25.34	14.25	25.34	14.25
4	25.34	14.25	25.34	14.25
3	30.4	15.2	30.4	15.2
2	30.4	15.2	30.4	15.2
1	30.4	15.2	30.4	15.2
0	20.27	20.27	15.2	15.2
COLS.	20.27	20.27	20.27	20.27

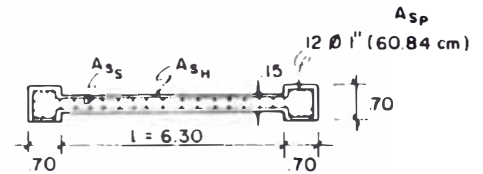
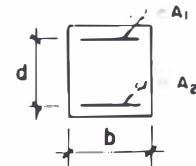
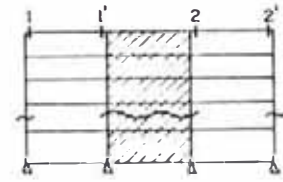
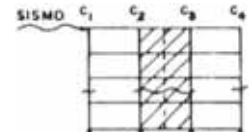


Tabla 3.11.
CARACTERISTICAS DE LA PLACA :

NIVEL	A _{ss} (m ²)	A _{sh} (Cm ²)	P _v (%)	P _h (%)	V _n (ton)
10	$\varnothing 1/2'' \text{ a } .36$ (24.1)	$\varnothing 1/2'' \text{ a } .38$ (8.89)	.76	.25	179
9	24.1	8.89	.76	.25	179
8	24.1	8.89	.76	.25	179
7	24.1	8.89	.76	.25	179
6	24.1	8.89	.76	.25	179
5	24.1	8.89	.76	.25	179
4	$2 \varnothing 1/2'' \text{ a } .45$ (38.1)	$2 \varnothing 1/2'' \text{ a } .45$ (22.86)	.83	.41	241
3	38.1	22.86	.83	.41	241
2	38.1	22.86	.83	.41	241
1	38.1	22.86	.83	.41	241

Tabla 3.12.
RESISTENCIA ULTIMA A FLEXION Y CORTE DE LOS
PORTICOS C y D PARA CARGAS LATERALES (MODELO II)
(MODELO NO PORTANTE)



NIVEL	Col.	Np (ton)	Ns (ton)	ΣN (ton)	Mu (t-mt)	Qu _S (ton)	Qu _F (ton)	Qu _R (ton)	Qu (ton)
10	C ₁	14	—	51	53	87			11.8
	C ₂	33	18	14					
	P	—	—	—	2371	754	39	21	21
	C ₃	33	-18	15					
	C ₄	14	—	14	53	87			21.3
9	C ₁	29	-1	28	57	88			9.5
	C ₂	71	43	114					
	P	—	—	—	2637	754	74	40	40
	C ₃	71	-43	28					
	C ₄	29	1	30	58	88			15.9
8	C ₁	46	-3	43	62	89			10.6
	C ₂	107	51	158					
	P	—	—	—	2889	577	105	57	57
	C ₃	107	-51	56					
	C ₄	46	3	49	64	89			17.9
7	C ₁	62	-5	57	67	90			11.8
	C ₂	144	46	190					
	P	—	—	—	3148	476	133	72	72
	C ₃	144	-46	98					
	C ₄	62	5	67	70	91			20
6	C ₁	78	-8	70	71	91			11.8
	C ₂	181	29	210					
	P	—	—	—	3407	411	157	85	85
	C ₃	181	-29	152					
	C ₄	78	8	86	76	92			20
5	C ₁	94	-11	83	75	92			11.8
	C ₂	217	2	219					
	P	—	—	—	3659	364	177	96	96
	C ₃	217	-2	215					
	C ₄	94	11	105	82	94			20
4	C ₁	110	-14	96	79	93			12.2
	C ₂	255	-36	219					
	P	—	—	—	4131	409	194	105	105
	C ₃	255	36	291					
	C ₄	110	14	124	87	95			21.9
3	C ₁	126	-17	109	83	94			12.7
	C ₂	292	-85	207					
	P	—	—	—	4390	384	207	112	112
	C ₃	292	85	377					
	C ₄	126	17	143	93	97			23.8
2	C ₁	142	-19	123	86	95			13.9
	C ₂	329	-146	183					
	P	—	—	—	4649	364	216	117	117
	C ₃	329	146	475					
	C ₄	142	19	161	97	98			26.2
1	C ₁	158	-22	136	91	96			18.7
	C ₂	365	-241	124					
	P	—	—	—	4901	340	221	120	120
	C ₃	365	241	606					
	C ₄	158	22	180	102	100			18.1

Qu_S = CORTANTE ULTIMO POR RESISTENCIA AL CORTE
 Qu_F = " " " POR FLUENCIA EN LA BASE DEL MURO
 Qu_R = " " " POR LA ROTACION DE LA BASE DEL MURO
 Qu = CORTANTE DE FLUENCIA DE LOS ELEMENTOS VERTICALES

		37.5		37.5	
53	18.7			18.7	53
	53	44.4		44.4	53
57	25			25	58
	57	44.4		44.4	58
62	25			25	64
	62	55.6		55.6	64
67	31.2			31.2	70
	67	55.6		55.6	70
71	31.2			31.2	76
	71	55.6		55.6	76
75	31.2			31.2	82
	75	55.6		55.6	82
79	31.2			31.2	87
	79	66.6		66.6	87
83	33.3			33.3	93
	83	66.6		66.6	93
86	33.3			33.3	97
	86	66.6		66.6	97
91	33.3			33.3	102
	91	47.7		63.6	102
	63.6		47.7		

Fig. 3.13.
**MOMENTOS ULTIMOS EN LAS SECCIONES CRITICAS DE
 LOS PORTICOS C y D (T-mt) DEL MODELO II (MODELO NO PORTANTE)**

		40.1		40.1	
66.3	21.3			21.3	66.3
	66.3	47.7		47.7	66.3
71.3	28.3			28.3	72.5
	71.3	47.7		47.7	72.5
77.5	28.3			28.3	80
	77.5	59.7		59.7	80
83.8	35.3			35.3	87.5
	83.8	59.7		59.7	87.5
88.8	35.3			35.3	95
	88.8	59.7		59.7	95
93.8	35.3			35.3	102.5
	93.8	59.7		59.7	102.5
98.8	35.3			35.3	108.8
	98.8	71.3		71.3	108.8
103.8	38			38	116.3
	103.8	71.3		71.3	116.3
107.5	38			38	121.3
	107.5	71.3		71.3	121.3
110	38			38	123.2
	110	52.9		68.8	123.2
	68.8		52.9		

Fig. 3.14.
**MOMENTOS ULTIMOS NODALES DE LOS PORTICOS C y D (T-mt)
 DEL MODELO II
 (MODELO NO PORTANTE)**

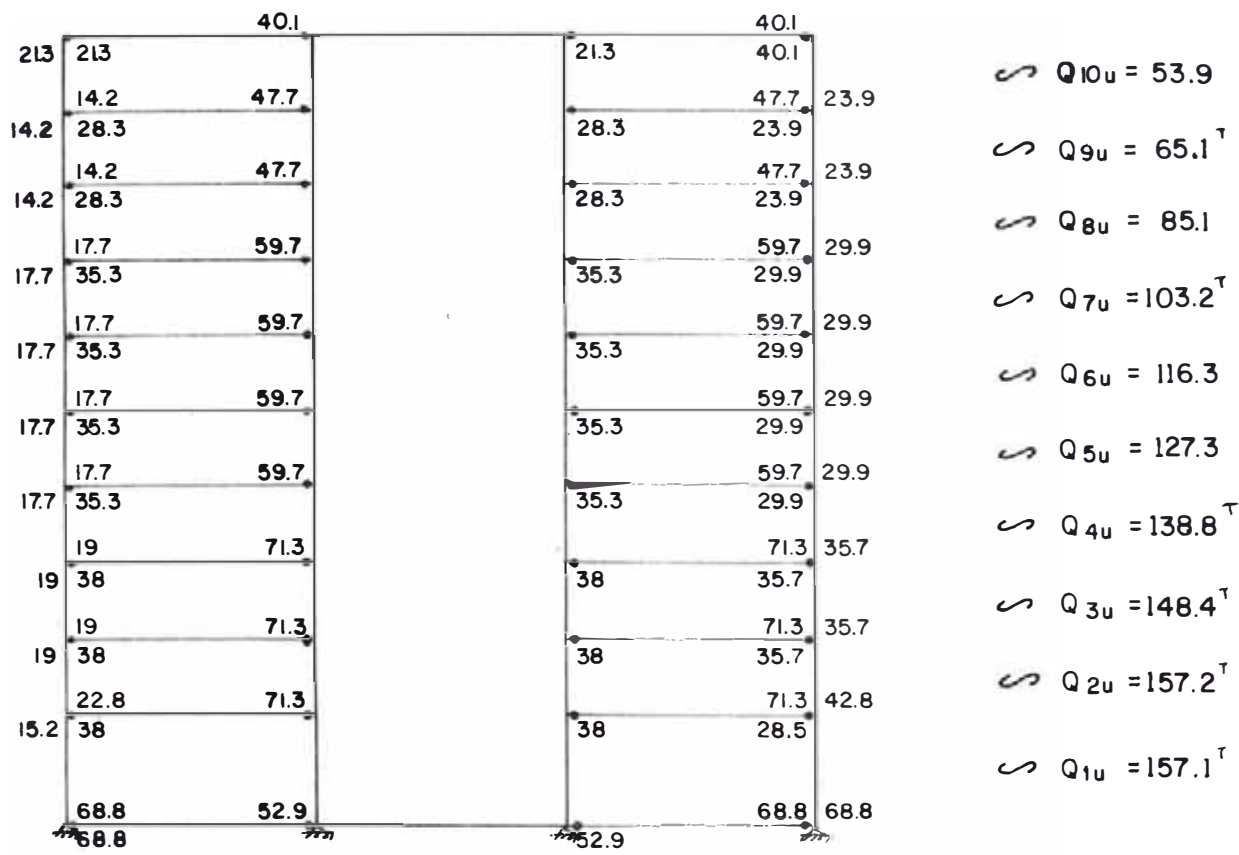


Fig. 3.15. MOMENTOS REDISTRIBUIDOS (T-mt) Y CORTANTES ULTIMOS DE LOS PORTICOS C y D (Ton) DEL MODELO II (MODELO NO PORTANTE.)

Tabla 3.13.
CORTANTES DE FLUENCIA DE LA DIRECCION SECUNDARIA

Nivel	W (Ton)	Qu (Ton)	C _{ru}
10	510	370	.726
9	560	284	.265
8	560	284	.174
7	560	284	.130
6	560	284	.103
5	560	284	.086
4	560	284	.073
3	560	291	.066
2	560	332	.067
1	580	284	.051

C_{ru}: Coeficiente Sísmico de corte.

$$C_{ru_i} = \frac{Q_{u_i}}{\sum_{\alpha=i}^n W_{\alpha}} \quad (37.)$$

Dirección Principal

En los pórticos C y D, los cortantes últimos de entrepiso se obtendrán, superponiendo efectos de la rotulación del pórtico más la falla de la placa central, por efecto de la fluencia de la base o de la rotación de la base.

Para el cálculo de los cortantes de fluencia de la placa, se supone una variación de fuerzas laterales triangular superior, por ser la que más se asemeja a una distribución de fuerzas sísmica estáticas; en este caso no se considera la interacción pórtico-placa porque se supone que para cargas laterales de colapso la placa la absorbe directamente.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE LOS MUROS DE CORTE DE LOS PORTICOS C y D.

MODELO I.-

FLUENCIA EN LA BASE DEL MURO DE CORTE.

Asumiendo una variación de cargas triangular superior

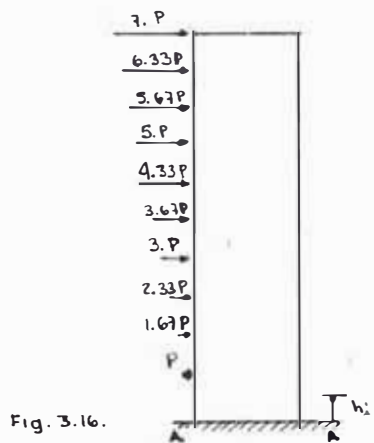


Fig. 3.16.

$$M_{A-A} = 5036 \text{ T-mt (FLUENCIA EN LA BASE)}$$

$$= \sum_{i=1}^{10} P_i \cdot h_i$$

$$\Rightarrow 7P \cdot 31.5 + 6.33P \cdot 28.5 + \dots + 1.67P \cdot 7.5 + P \cdot 4.5 = 5036$$

$$\sum M_{A-A} = 884.97P = 5036$$

$P = 5.69^T$

con la cual se determina la magnitud de los cortantes de entrepiso para el caso de fluencia en la base.

ROTACION EN LA BASE

Diseño de la zapata

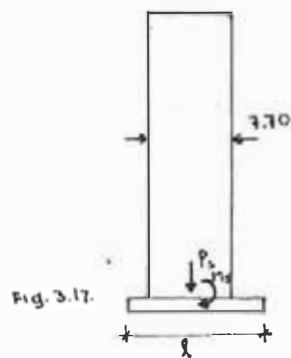


Fig. 3.17.

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f'_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$P_0 = 581^T$
 $P_L = 187^T$
 $P = P_0 + P_L = 768^T$
 $P = 814^T$

considerando peso propio (6%)

Del análisis

$$\begin{cases} P_s = 814^T \\ M_s = 1825^T\text{-mt.} \end{cases}$$

Para Lima: $\sigma_t = 40 \text{ T/m}^2$

Sabemos que :

$$w = \frac{N}{b l} \left[1 \pm \frac{6e}{l} \right] \leq 40 \text{ T/m}^2 \quad (3.8.)$$

Donde :

N : Carga axial que actúa en la zapata (Ton)

b : Ancho de zapata (mt)

l : Longitud de zapata (mt)

e : Excentricidad de la carga $e = \frac{M_s}{P_s}$ (mt)

Si $l = 12 \text{ mt.}$

$$b = 4 \text{ mt.} \quad \frac{814}{4 \times 12} \left[1 \pm \left(\frac{6}{12} \right) \times \left(\frac{1825}{814} \right) \right] \Rightarrow \sigma = \begin{Bmatrix} 36.0 \\ 2.1 \end{Bmatrix} \text{ T/m}^2$$

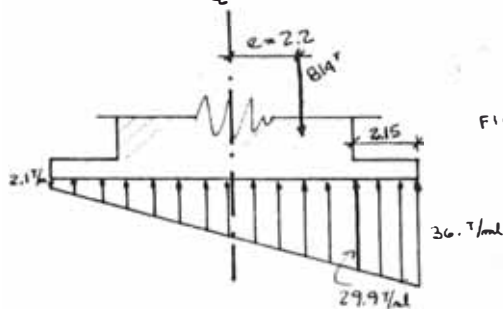


FIG. 3.18.

BIEN!!

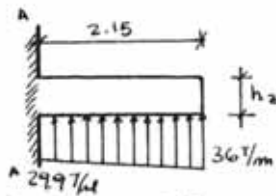


FIG. 3.19.

$$M_{\text{Max.}} = 29.9 \times \frac{2.15^2}{2} + \frac{6.1 \times 2.15 \times \frac{2}{3} \times 2.15}{3}$$

$$M_{\text{Max}} = 78.5 \text{ T-mt.}$$

Usamos para

zapatas :

$$d_z \geq \sqrt{\frac{M_{\text{Max}}}{K b}} \quad (3.9.)$$

donde $K = 12.34$ $\Leftrightarrow \begin{cases} f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

$$d_z = \sqrt{\frac{78.5 \times 10^5}{12.34 \times 400}} = 40 \text{ cm.}$$

$$h_z = 60 \text{ cm.}$$

Debemos también de encontrar el esfuerzo "Máximo Resistente" (σ_u) de la capacidad portante del suelo.

$\sigma_u = \alpha \sigma_f$ (3.10), α podemos determinarlo por :

$$(3.11) \quad \alpha = \left(\frac{1.4 P_D + 1.7 P_L}{P_D + P_L} \right) \Rightarrow \alpha = \frac{1.4 \times 581 + 1.7 \times 187}{581 + 187} = 1.47$$

$$\sigma_u = 1.47 \times 40 = 58.8 \text{ T/m}^2$$

Si suponemos que para $\sigma > 58.8 \text{ T/m}^2$ entonces empieza a rotar la base; encontraremos la combinación de cargas que hace llegar a dicho estado.

$$\frac{814}{4 \times 12} \left[1 + 6 \frac{e}{12} \right] \leq 58.8 \text{ T/m}^2 \quad \Rightarrow \quad e \geq 4.93 \text{ mt.}$$

Suponiendo una variación de fuerzas laterales triangular superior :

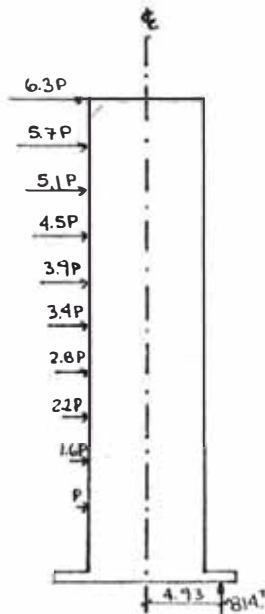


Fig. 3.20.

Tomando momentos en la base :

$$814 \times 4.93 = (5.1P + 8.1 \times + \dots + 6.3 \times 32.1P)$$

$$8898 = 823.9P$$

$$P = 10.8 \text{ T}$$

MODELO II

FLUENCIA EN LA BASE DEL MURO

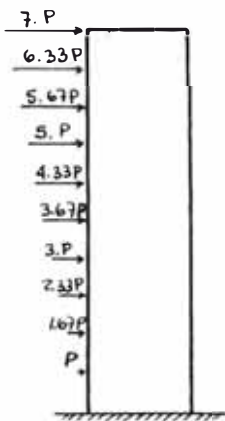


Fig. 3.21.

Tomando momentos en la base :

$$M_R = 4901 \text{ T-m}$$

$$7P \times 31.5 + \dots + P \times 4.5 = 4901$$

$$884.97 P = 4901$$

$$P = 5.54^T$$

ROTACION EN LA BASE

Considerando la cimentación con zapatas aisladas y una altura de zapata

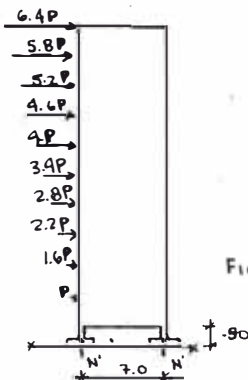


Fig. 3.22.

(h_z) de aproximadamente $h_z = 50 \text{ cm}$.

$$N' = (P_D + P_L)/2 \quad (3.12.)$$

Considerando un peso propio de zapata de 6% del total, entonces obtenemos N:

$$N = 1.06 N'$$

$$N' = \frac{(581 + 187)}{2} = 365^T$$

$$N = 1.06 \times 365$$

$$N = 387^T$$

Tomando momentos en el punto x, obtenemos :

$$32 \times 6.4P + 29 \times 5.8P + \dots + 5 \times P = 387 \times 7$$

$$833.5 P = 2709 \text{ Tm}$$

$$P = 3.25^T$$

3.1.2 Estimación de los requerimientos de ductilidad de entrepiso considerando espectros de sismos peruanos.

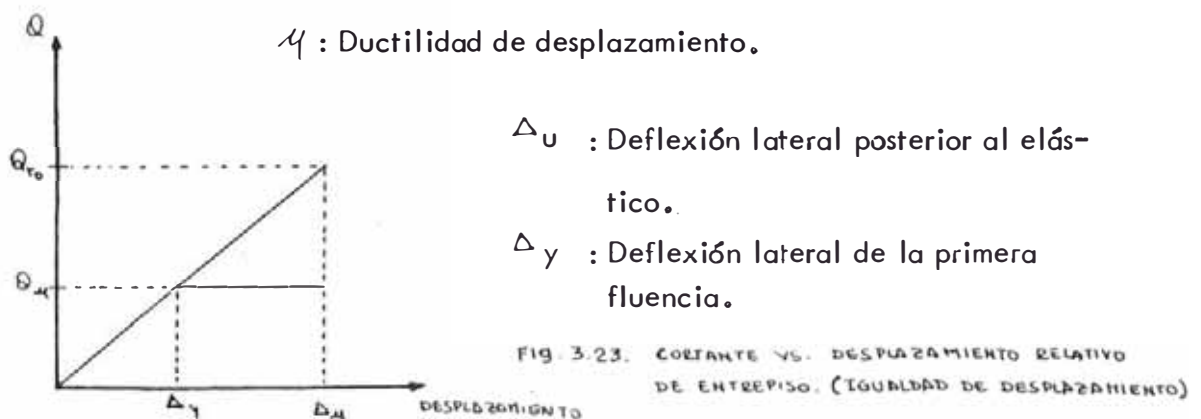
3.1.2.1 Requerimientos de ductilidad de entrepiso (μ).

El diseño de estructuras sismo-resistentes se sustenta en la disipación de energía por el comportamiento inelástico para sismos severos, dicho comportamiento genera una demanda de ductilidad.

La evaluación del comportamiento estructural ante cargas laterales se mide en la demanda de ductilidad de entrepiso o ductilidad de curvatura.

Por cierto, no todas las edificaciones se diseñarán para un comportamiento inelástico; en el caso de tratarse de edificaciones que después del sismo requieran seguir funcionando normalmente (servicios) o donde el nivel de daños ocasionado por los altos desplazamientos laterales sea elevado, se diseñarán para fuerzas elásticas mayores o para fuerzas que correspondan a un comportamiento dentro del rango elástico.

Según los ensayos dinámicos realizados, demuestran que para la mayoría de las edificaciones que siguen un comportamiento inelástico, la máxima deflexión lateral de la estructura elasto-plástica es similar a la alcanzada por la estructura elástica.



$$\mu = \frac{Q_{rD}}{Q_{ru}} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.13.)$$

Según el Código Peruano⁽⁵⁾ $\mu \approx R_D$

Las estructuras que sufren inversión de cargas están sujetas al deterioro de rigidez (Falla progresiva) que disminuye la capacidad de disipación de energía. El límite superior encontrado para estos casos podría ser el criterio de igualdad de disipación de energía.

$$R_D = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.14.)$$

(Utilizado en el Código Japonés)⁽⁶⁾

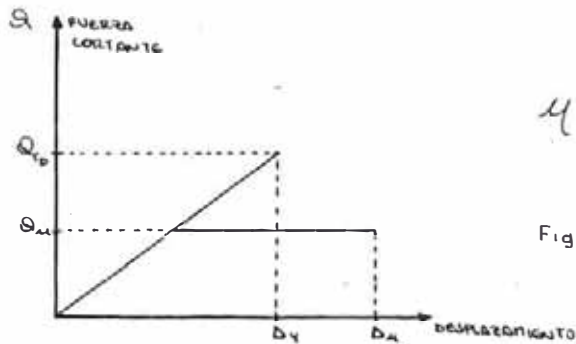


Fig. 3.24. CORTANTE DE ENTREPISO VS. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO (IGUALDAD DE ENERGIA)

A continuación se muestra la comparación de los criterios de ductilidad de desplazamiento (1)

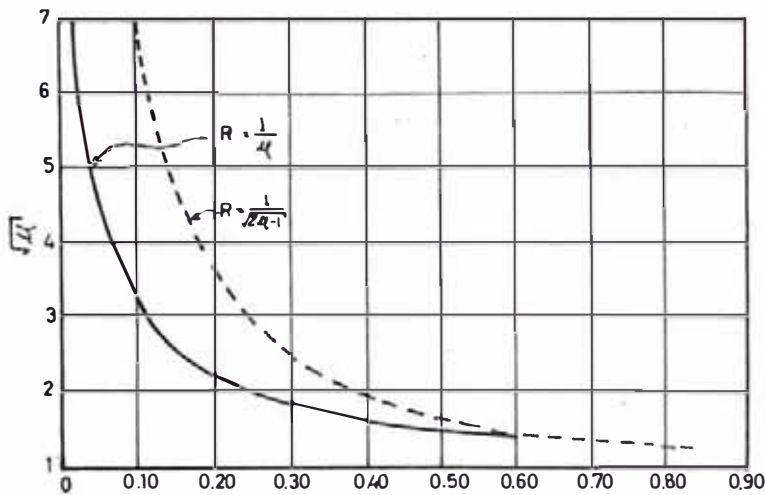


Fig. 3.25. DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO VS. RAZON DEL FACTOR DE TENSION A LA RESPUESTA DE ACELERACION (R)

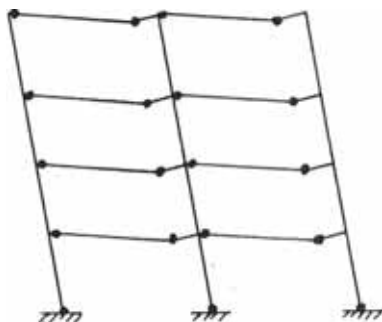
3.1.2.2 Requerimiento de ductilidad de curvatura (ϕ_y / ϕ_u).-

El requerimiento de ductilidad de curvatura de un miembro, es difícil de relacionarlo con la ductilidad de entrepiso, porque depende de la distribución de cargas laterales, del mecanismo de formación de rótulas plásticas (mecanismo de traslación lateral).

La ductilidad de curvatura en el caso de vigas, depende de las propiedades de la sección; pero para columnas, además depende del nivel de carga axial en forma inversa.

Como los miembros que trabajan a flexo-compresión tienen una menor capacidad de ductilidad de curvatura que los miembros a flexión, se trata de evitar la formación de rótulas plásticas en columnas. Esto se puede evitar dimensionando según el criterio viga débil -columna fuerte, sin embargo como no se descarta la formación de rótulas en la base de las columnas, es necesario diseñar la base de la edificación para que sea capaz de resistir sin colapso dicha posibilidad.

Según Park (1), el mecanismo de traslación lateral de viga originado en la base de la edificación más el mecanismo de rotulación plástica en vigas, hace que el conjunto estructural pueda liberar energía sin una excesiva demanda de ductilidad de curvatura en sus miembros.



• Articulación Plástica

Fig. 3.26.
Mecanismo de Traslación Lateral de Viga.

CORTANTES ULTIMOS RESISTENTES (Ton)

Tabla 3.14.

DIRECCION SECUNDARIA

NIVEL	W (ton)	Qu (ton)	Cru	Ki
10	510	370.4	.726	.726
9	560	284	.265	.507
8	560	284	.174	.507
7	560	284	.13	.507
6	560	284	.103	.507
5	560	284	.086	.507
4	560	284	.073	.507
3	560	291	.066	.520
2	560	332	.067	.593
1	580	284	.051	.490

DIRECCION PRINCIPAL

Tabla 3.15

NIVEL	W (ton)	MODELO I			MODELO II		
		Qu (ton)	Cru	Ki	Qu (ton)	Cru	Ki
10	510	413	.811	.811	505	.99	.99
9	560	429	.401	.028	434	.406	.127
8	560	542	.333	.202	512	.314	.139
7	560	674	.308	.236	587	.268	.134
6	560	768	.279	.168	613	.223	.046
5	560	810	.245	.075	635	.192	.039
4	560	878	.227	.121	687	.178	.093
3	560	938	.212	.107	735	.166	.086
2	560	1002	.201	.114	796	.160	.109
1	580	964	.173	.066	740	.133	.097

$$Cru_i = \frac{Q_{r_{ui}}}{\sum_{u=1}^{10} W_u} \quad , \quad Ki = \frac{Q_{r_{ui}} - Q_{r_{u+1}}}{W_i} \quad (3.15.)$$

3.1.2.3 Estimación de los requerimientos de ductilidad de entrepiso considerando espectros de sismos Peruanos.-

La demanda de ductilidad de desplazamiento engloba a todo un entrepiso de una edificación, por lo tanto es más práctica de evaluarla.

En la dirección principal, la estimación de requerimientos de ductilidad, de desplazamiento se consideró además por pórticos, para notar la incidencia de la demanda de ductilidad en la placa (pórticos C y D).

Los espectros de los sismos Peruanos (10) usados, consideraron para las dos componentes registradas por sismo, y se tomó el que daba mayores fuerzas de inercia por cada sismos.

Los valores tomados de los acelerogramas son los siguientes :

Tabla 3.16

Fecha	Estación N°	Componentes	Duración (seg)	Valores Máximos Corregidos		
				Aceler. (cm/seg ²)	Velocid. (cm/seg.)	Desplazam. (cm)
17-10-66	4302	N82W	66	-180.6	13.2	7.4
		N08E		-269.3	-21.6	-16.6
31-05-70	4302	N82W	45	-104.8	4.7	1.6
		N08E		-97.8	7.0	2.6
03-10-74	4304	N70W	90	-207.1	16.9	8.0
		N20E		-126.3	12.0	-4.6

COMPARACION DE LOS REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD DE ENTREPISO (A) Y DE LOS
DESPLAZAMIENTOS DE NIVELES UTILIZANDO LOS CRITERIOS DE IGUALDAD
DESPLAZAMIENTO Y ENERGIA PARA EL MODELO I (Modelo Portante)
(Tabla 3.17.)

NIVEL	Gru (ton)	δ_{re} (Cm)	S I S M O															
			LIMA 17-10-1966 COMP. - NB2W				HUARAZ 31-5-1970 COMP. - NOBE				LIMA 3-10-1974 COMP. - N20E				ESPECTRO TEORICO DEL CODIGO PERUANO			
			$Q_{rD}^{(ton)}$	μ	$\delta_r^{(Cm)}$	$\delta_r^{(10^2)}$	$Q_{rD}^{(ton)}$	μ	$\delta_r^{(Cm)}$	$\delta_r^{(10^2)}$	$Q_{rD}^{(ton)}$	μ	$\delta_r^{(Cm)}$	$\delta_r^{(10^2)}$	$Q_{rD}^{(ton)}$	μ	$\delta_r^{(Cm)}$	$\delta_r^{(10^2)}$
10	413	1.3	504*	1.2	1.46	.49	576	1.4	1.66	.55	569	1.4	1.64	.55	295	.70	.85	.28
			**	1.26	1.48	.49		1.5	1.76	.59		1.5	1.73	.58		.80	.90	.30
9	429	1.93	828	1.9	2.33	.78	1016	2.4	2.86	.95	962	2.2	2.71	.90	520	1.2	1.46	.49
				2.4	2.85	.95		3.3	4.0	1.33		3.0	3.64	1.21		1.2	1.49	.50
8	542	1.63	1033	1.9	2.32	.77	1344	2.5	3.0	1.0	1203	2.2	2.7	.90	689	1.3	1.54	.51
				2.3	2.79	.93		3.6	4.37	1.46		3.0	3.65	1.22		1.3	1.58	.53
7	674	1.62	1328	2.0	2.38	.79	1709	2.5	3.05	1.02	1523	2.3	2.7	.91	878	1.3	1.57	.52
				2.4	2.92	.97		3.7	4.5	1.50		3.0	3.65	1.22		1.4	1.70	.57
6	768	1.57	1695	2.2	2.59	.86	2102	2.7	3.21	1.07	1924	2.5	2.94	.98	1080	1.4	1.65	.55
				2.9	3.52	1.17		4.3	5.22	1.74		3.6	4.37	1.46		1.5	1.82	.61
5	810	1.49	2048	2.5	2.83	.94	2462	3.0	3.4	1.13	2329	2.9	3.22	1.07	1263	1.6	1.74	.58
				3.7	4.5	1.5		5.1	6.2	2.07		4.6	5.6	1.86		1.7	2.07	.69
4	878	1.36	2413	2.8	2.81	.94	2808	3.2	3.26	1.09	2742	3.10	3.18	1.06	1439	1.6	1.67	.56
				4.3	5.22	1.74		5.6	6.8	2.27		5.4	6.56	2.19		1.8	2.19	.73
3	938	1.18	2805	3.0	2.62	.87	3152	3.4	2.95	.98	3157	3.4	2.96	.99	1616	1.7	1.51	.50
				5.0	6.08	2.03		6.2	7.53	2.51		6.2	7.53	2.51		2.0	2.43	.81
2	1002	.93	3145	3.1	2.19	.73	3439	3.4	2.39	.80	3502	3.5	2.43	.81	1764	1.8	1.23	.41
				5.4	6.56	2.19		6.4	7.78	2.59		6.6	8.02	2.67		2.0	2.43	.81
1	964	.85	3370	3.5	2.23	.50	3625	3.8	2.4	.53	3725	3.9	2.47	.55	1860	1.9	1.23	.27
				6.6	8.02	1.78		7.6	9.23	2.05		8.0	9.72	2.16		2.4	2.92	.65

* UTILIZANDO EL CRITERIO DE IGUALDAD DE DESPLAZAMIENTO

** UTILIZANDO EL CRITERIO DE IGUALDAD DE ENERGIA

δ_r : DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO (INELASTICO)

δ_e : DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO (ELASTICO)

Q_{rD} : CORTANTE ULTIMO RESISTENTE DE ENTREPISO

Q_{rD} : CORTANTE DINAMICO DE ENTREPISO

COMPARACION DE LOS REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD DE ENTREPISO(μ)Y DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE NIVELES UTILIZANDO LOS CRITERIOS DE IGUALDAD DE DESPLAZAMIENTO Y ENERGIA PARA EL MODELO II (Modelo No Portante)
(Tabla. 3.10.)

NIVEL	Q _{ru} (ton)	δ _{re} (Cm)	S I S M O															
			LIMA 17-10-1966 COMP. - N82W				HUARAZ 31-5-1970 COMP. - NOBE				LIMA 3-10-1974 COMP. - N20E				ESPECTRO TEORICO DEL CODIGO PERUANO			
			Q _{rD} (ton)	μ	δ _r (Cm)	δ _{r/h} (10 ²)	Q _{rD} (ton)	μ	δ _r (Cm)	δ _{r/h} (10 ²)	Q _{rD} (ton)	μ	δ _r (Cm)	δ _{r/h} (10 ²)	Q _{rD} (ton)	μ	δ _r (Cm)	δ _{r/h} (10 ²)
10	505	1.24	.9	.77	.26	538	1.1	.96	.32	485	1.0	.86	.29	275	.5	.49	.16	
	434**		.9	.78	.26		1.1	.96	.32		1.0	.87	.29		.6	.58	.19	
9	434	1.26	1.7	1.59	.53	990	2.3	2.09	.70	862	2.0	1.82	.61	506	1.2	1.07	.36	
			2.0	1.84	.61		3.1	2.84	.95		2.5	2.26	.75		1.2	1.08	.36	
8	512	1.26	1.9	1.72	.57	1328	2.6	2.39	.8	1117	2.2	2.01	.67	681	1.3	1.23	.41	
			2.0	2.07	.69		3.9	3.56	1.19		2.9	2.66	.89		1.4	1.28	.43	
7	587	1.28	2.0	1.87	.62	1659	2.88	2.63	.88	1384	2.4	2.19	.73	854	1.5	1.35	.45	
			2.5	2.34	.78		4.5	4.18	1.39		3.3	3.05	1.02		1.6	1.45	.48	
6	613	1.24	2.4	2.20	.73	2031	3.3	3.01	1.0	1723	2.8	2.55	.85	1046	1.7	1.55	.52	
			3.4	3.13	1.04		6.0	5.43	1.81		4.5	4.04	1.0		2.0	1.77	.59	
5	635	1.18	2.9	2.46	.82	2393	3.8	3.25	1.08	2072	3.3	2.81	.94	1230	1.9	1.67	.56	
			4.6	3.94	1.31		7.6	6.56	2.2		5.8	5.02	1.67		2.4	2.05	.60	
4	687	1.11	3.1	2.51	.84	2727	4.0	3.22	1.07	2407	3.5	2.84	.95	1397	2.0	1.65	.55	
			5.3	4.28	1.43		8.4	6.79	2.26		6.6	5.38	1.79		2.6	2.08	.69	
3	735	1.00	3.4	2.45	.82	3067	4.2	3.04	1.01	2769	3.8	2.74	.91	1569	2.1	1.55	.52	
			6.2	4.5	1.5		9.2	6.7	2.23		7.6	5.53	1.84		2.8	2.02	.67	
2	796	.86	3.5	2.22	.74	3364	4.2	2.66	.89	3095	3.90	2.45	.82	1721	2.2	1.36	.45	
			6.7	4.12	1.41		9.4	5.94	1.98		8.1	5.08	1.69		2.8	1.79	.6	
1	740	.90	4.1	2.73	.61	3570	4.8	3.22	.72	3325	4.5	3.0	.67	1827	2.5	1.65	.37	
			8.9	5.94	1.32		12.1	8.1	1.8		10.6	7.07	1.59		3.5	2.37	.53	

* UTILIZANDO EL CRITERIO DE IGUALDAD DE DESPLAZAMIENTO

** UTILIZANDO EL CRITERIO DE IGUALDAD DE ENERGIA

δ_r: DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO (INELASTICO)

δ_r^e: DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO (ELASTICO)

Q_{rD}: CORTANTE ULTIMO RESISTENTE DE ENTREPISO

Q_{rD}^e: CORTANTE DINAMICO DE ENTREPISO

CAPITULO IV

DISCUSION DE LOS RESULTADOS

4.1 INTRODUCCION

El análisis inelástico estático realizado para los dos modelos estructurales estudiados muro portante (Mod. I) y muro no portante (Mod. II), sólo en la dirección principal, nos permite encontrar la ductilidad de entrepiso requerida para cada sismo de entrada. De alguna manera es necesario relacionar dicha ductilidad con la ductilidad requerida en cada sección crítica.

El tipo de colapso obtenido y la ubicación de las rótulas plásticas determinan el grado de eficacia en cuanto a liberación de energía se refiere, y la manera práctica de medir esta disipación es utilizando el concepto de ductilidad de entrepiso.

Con el diseño realizado se espera que durante sismos severos una completa redistribución de momentos en toda la estructura de tal manera que se pueda alcanzar las capacidades máximas resistentes por entrepiso.

Una manera de evaluar la capacidad resistente de una edificación es considerar el coeficiente sísmico de corte (C_i) y el coeficiente sísmico (K_i) para cada nivel; que relaciona la capacidad al corte del entrepiso con la masa de los niveles superiores, y el nivel de aceleraciones últimas en el entrepiso con respecto a la gravedad.

4.2 ESTUDIO DE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS INELASTICO

4.2.1 REQUERIMIENTO DE DUCTILIDAD DE ENTREPISO

Del capítulo anterior las tablas 3.17. y 3.18. nos muestran

los requerimientos de ductilidad de entrepiso para diferentes sismos; sin embargo estos requerimientos engloban como su nombre lo indica a todo un entrepiso, pero para el caso de tratarse de estructuras mixtas (pórtico-muro) no se puede cuantificar el requerimiento para cada pórtico individualmente, en el caso de ser pórticos con características similares, el requerimiento será igual para todos ellos.

En el caso del presente trabajo, se distribuirá el requerimiento de "ductilidad de entrepiso" (μ) para cada pórtico de una dirección.

- Según el criterio de igualdad de energía, tenemos :

$$\text{Siendo : } \mu_i = \left[\left(\frac{Q_{Di}}{Q_{ru_i}} \right)^2 + 1 \right] \times \frac{1}{2} \quad (4.1.1)$$

μ_i : Requerimiento de ductilidad de entrepiso de todo el entrepiso i.

Q_{Di} : Cortante dinámico requerido por un sismo para un entrepiso i.

Q_{ru_i} : Cortante último resistente del entrepiso i.

Para un pórtico cualesquiera tenemos :

$$\mu_{pi} = \left[\left(\frac{Q_{Dpi}}{Q_{ru_{pi}}} \right)^2 + 1 \right] \times \frac{1}{2} \quad (4.1.2)$$

Donde :

μ_{pi} : Requerimiento de ductilidad de entrepiso para el pórtico p.

Q_{Dpi} : Cortante dinámico requerido por un sismo para el pórtico "p" del entrepiso i

$\lambda_{ru, p}$: Cortante último resistente del pórtico "p" del entrepiso i.

- Según el criterio de igualdad de desplazamiento tenemos:

$$\lambda = \left(\frac{Q_D}{Q_{ru}} \right) \quad (4.1.3)$$

Para un pórtico "p" tenemos:

$$\mu_p = \left(\frac{Q_{D, p}}{Q_{ru, p}} \right) \quad (4.1.4)$$

Las tablas nos muestran dichos requerimientos para cada modelo estudiado. (Tablas 4.1. y 4.2.)

En ellos se aprecia un considerable requerimiento de ductilidad (μ) para los pórticos (A, B, E y F) en los niveles inferiores, que va disminuyendo conforme se llega al último nivel. Con un aumento del requerimiento de ductilidad (μ) para los pórticos con placas (C y D).

Si se compara el requerimiento de ductilidad para los diferentes sismos se obtendrá que todos son del mismo orden de magnitud, sin embargo los obtenidos usando el espectro del código Peruano⁽⁵⁾ tiene una apreciable variación esto se debe principalmente a la diferencia de aceleraciones máximas en la base: espectros de sismos peruanos normalizado a 300 gals de aceleración máxima en la base, espectro teórico del código peruano⁽⁵⁾ 263 gals de aceleración máxima en la base. (6).

Se puede apreciar que en el modelo I los requerimientos para los pórticos con placa (C y D) se disminuyen a lo alto de la edificación.

COMPARACION DE LOS REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD DE ENTREPISO
 PARA CADA PORTICO DE LA DIRECCION PRINCIPAL SEGUN LOS CRITERIOS
 DE IGUALDAD DE DESPLAZAMIENTO Y ENERGIA
 MODELO 1 (Modelo Portante)

Tabla 4.1.

NIVEL	Q _{PLU} (ton)		Q _{RU} (ton)	LIMA 17-10-1966 N82W			HUARAZ 31-5-1970 N08E			LIMA 3-10-1974 N20E			ESPECTRO TEORICO		
	Q _{PRU} (ton)			Q _{RD}	Q _{DPL} (T)	μ _{PR}	Q _{RD}	Q _{DPL} (T)	μ _{PR}	Q _{RD}	Q _{DPL} (T)	μ _{PR}	Q _{RD}	Q _{DPL} (T)	μ _{PR}
10	70	413	504	102	1.5	576	136	1.9	569	118	1.7	295	69	1.0	
	68			177	2.6		212	3.1		201	3.0		108	1.6	
9	98	429	828	170	1.7	1016	215	2.2	962	203	2.1	520	110	1.1	
	59			122	2.1		147	2.5		139	2.4		75	1.3	
8	132	542	1033	252	1.9	1344	351	2.7	1203	300	2.3	689	181	1.4	
	69			132	1.9		160	2.3		151	2.2		82	1.2	
7	166	674	1328	398	2.4	1709	532	3.2	1523	458	2.8	878	274	1.7	
	86			133	1.5		161	1.9		152	1.8		82	1.0	
6	194	768	1695	583	3.0	2102	733	3.8	1924	662	3.4	1080	378	1.9	
	95			132	1.4		159	1.7		150	1.6		81	.9	
5	215	810	2048	754	3.5	2462	910	4.2	2329	858	4.0	1263	468	2.2	
	95			135	1.4		161	1.7		153	1.6		82	.9	
4	234	878	2413	954	4.1	2808	1105	4.7	2742	1084	4.6	1439	568	2.4	
	102			126	1.2		149	1.5		144	1.4		76	.7	
3	250	938	2805	1170	4.7	3152	1307	5.2	3157	1315	5.3	1616	671	2.7	
	110			116	1.1		134	1.2		132	1.2		69	.6	
2	263	1002	3145	1382	5.3	3439	1497	5.7	3502	1537	5.8	1764	771	2.9	
	119			96	.8		111	.9		107	.9		56	.5	
1	269	964	3370	1580	5.9	3625	1695	6.3	3725	1743	6.5	1860	871	3.2	
	107			52	.5		59	.6		60	.6		29	.5	

Para el modelo II encontramos que tiene otra regla de variación, el requerimiento se reduce hacia los niveles superiores. Aproximadamente a partir del 8vo. nivel vuelve a aumentar dichos requerimientos, es en este modelo donde se distingue más el efecto de "chicoteo de la placa" (efecto negativo de la placa), por lo tanto el cortante dinámico de los últimos niveles más el cortante originado por el "chicoteo" incrementan el valor de requerimientos de ductilidad de los pórticos para los últimos niveles.

En el caso del requerimiento de ductilidad global del entrepiso (Figura 4.1), no se aprecia el efecto de interacción pórtico - placa, el valor de μ se va reduciendo hacia los niveles superiores de la estructura para ambos modelos.

La demanda de ductilidad μ se concentra principalmente para ambos modelos en los niveles superiores, siendo para el sismo de Huaraz 31-05-70 componente N Ø 8E donde se ubica la demanda pico en el primer nivel. El alto requerimiento de ductilidad encontrado para el sismo Huaraz 31-05-70 NØ8E se debería a las características del contenido de frecuencias de las ondas del sismo y no precisamente a la aceleración máxima en la base registrada, ya que para los 3 sismos utilizados se normalizó dicha aceleración a 300 gals.

En el modelo I la demanda de ductilidad μ es más baja que en el modelo II, lo que nos indica que el último modelo ha sido diseñado para fuerzas menores que las que supuestamente pueden ocurrir. Si el valor de reducción por ductilidad lo consideramos similar al valor promedio de $\mu(\bar{\mu})$ dado en el primer nivel, entonces para el primer caso es muy alta la de-

manda por encontrarse $\mu \approx 8$, según los dos criterios utilizados; para el modelo I los valores de $\mu \approx 6$, son más bajos que el anterior. Aún así este valor es mayor que el valor de R_D considerado en el diseño ($R_D=4$) para este tipo de estructuras; nos indica que el valor de las fuerzas de diseño deberían de elevarse para poder encontrar valores aceptable de demanda ($\mu \approx R_D$) si es que se quiere conservar la edificación sin daños excesivos con esta magnitud de sismos.

Para el caso del modelo que fallaría por rotación en la base (modelo I) los valores encontrados de μ están "estimados" por ser este tipo de falla considerada como falla frágil.

4.2.2 REQUERIMIENTO DE DUCTILIDAD DE CURVATURA

Park (1) ha encontrado relaciones de ductilidad de curvatura (ϕ_u/ϕ_y) para secciones con concreto sin confinar y estimando una deformación unitaria máxima del concreto a compresión (ϵ_c); he aquí las relaciones;

-Para elementos a flexión:

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\epsilon_c E_s \beta_1}{f_y} \left\{ \frac{1 + n(\rho + \rho') - \sqrt{n^2(\rho + \rho')^2 + 2n(\rho + \rho' \frac{d'}{d})}}{\sqrt{\left(\frac{\rho' \epsilon_c E_s - \rho f_y}{1.7 f_c}\right)^2 + \frac{\rho' \epsilon_c E_s \beta_1 d'^2}{.05 f_c d}} - \frac{\rho' \epsilon_c E_s - \rho f_y}{1.7 f_c}} \right\} \quad (4.2.1)$$

. Si el acero a compresión

no está fluyendo:

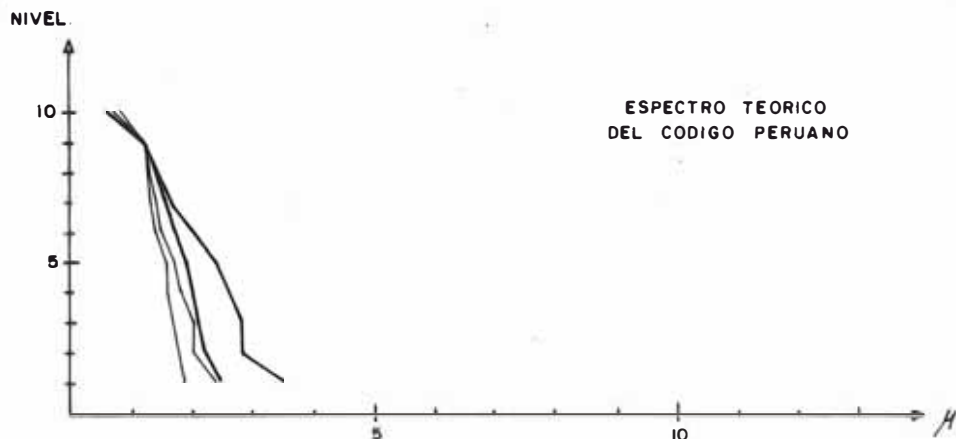
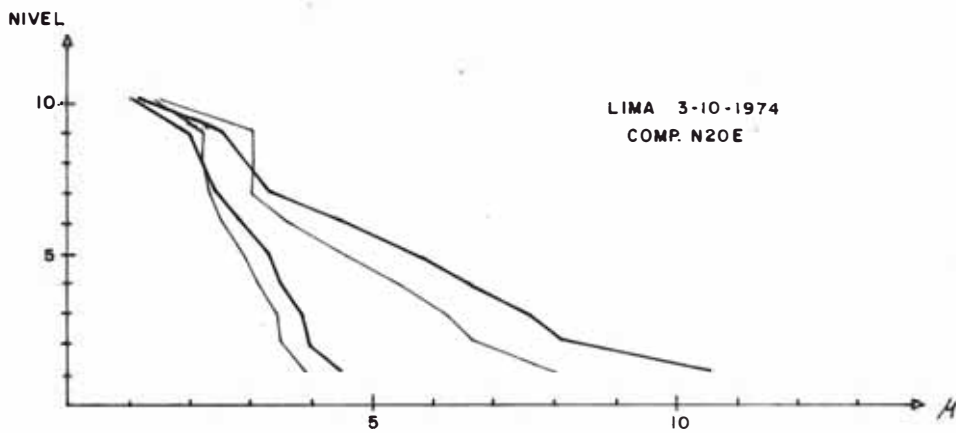
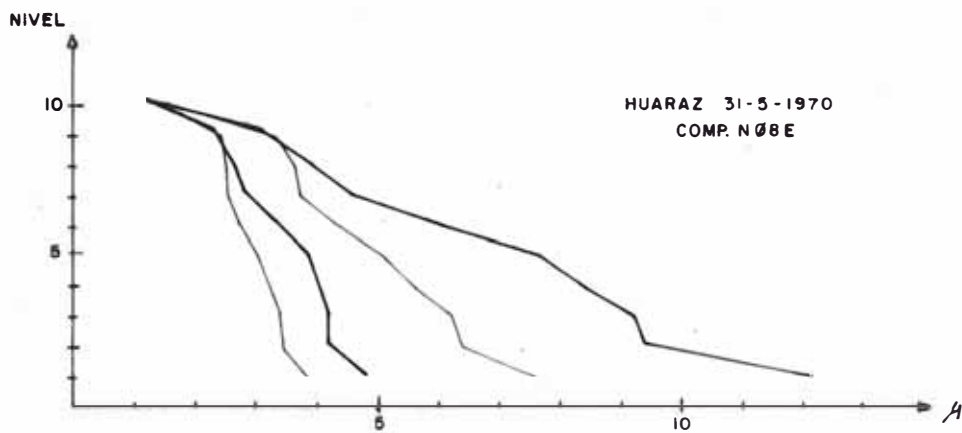
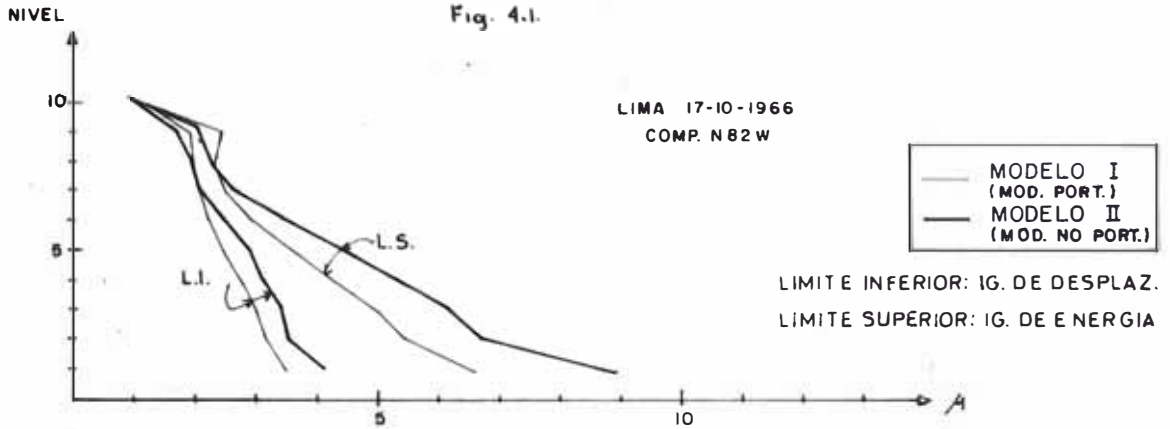
$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\epsilon_c E_s \beta_1 \cdot 0.85 f_c}{(\rho - \rho') f_y} \left\{ 1 + n(\rho + \rho') - \sqrt{n^2(\rho + \rho')^2 + 2n(\rho + \rho' \frac{d'}{d})} \right\} \quad (4.2.2)$$

. Si el acero a compre-

REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO μ
 DE LOS MODELOS I y II SEGUN LOS CRITERIOS DE IGUALDAD DE
 ENERGIA E IGUALDAD DE DESPLAZAMIENTO

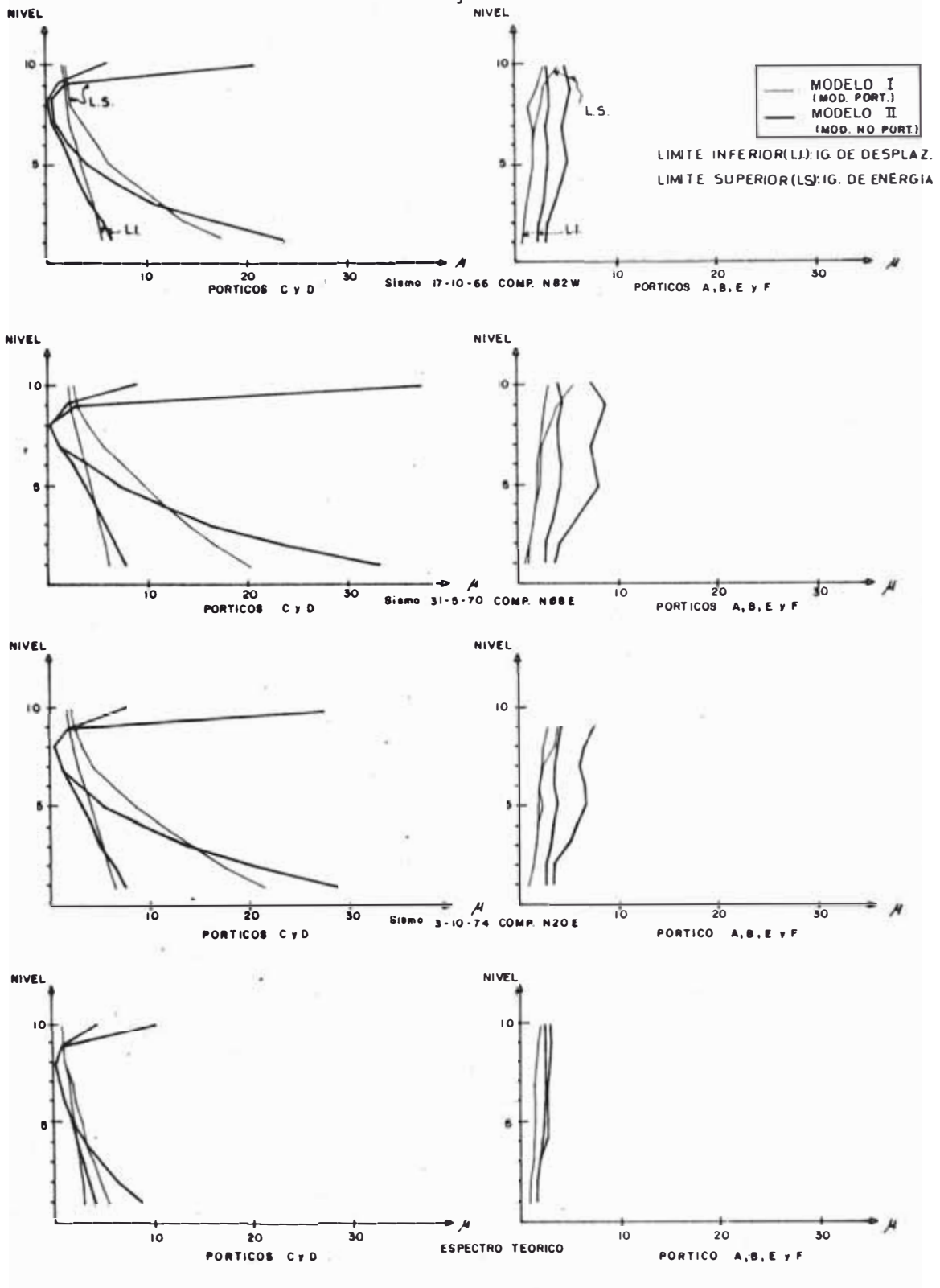
(DIRECCION PRINCIPAL)

Fig. 4.1.



REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO μ
 PARA CADA PORTICO DE LOS MODELOS I y II SEGUN LOS CRITERIOS
 DE IGUALDAD DE ENERGIA E IGUALDAD DE DESPLAZAMIENTO
 (DIRECCION PRINCIPAL)

Fig. 4.2.



sión fluye.

-Para elementos a flexo-compresión :

Si fluye el acero a compresión.

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_y} = \frac{E_s E_s \beta \cdot 0.85 f'_c}{\left[\frac{P_u}{bd} + (p+p') f_y \right] f_y} \cdot \left\{ 1 + \left[n(p+p') - \frac{6P}{f'_c bd} \right] - \sqrt{\left[n(p+p') - \frac{6P}{f'_c bd} \right]^2 + 2n(p+p' \frac{d'}{d})} \right\} \quad (4.2.3)$$

Si el acero a compresión no está fluyendo :

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_y} = \frac{E_s E_s \beta}{f_y} \cdot \frac{\left\{ 1 + \left[n(p+p') - \frac{6P}{f'_c bd} \right] - \sqrt{\left[n(p+p') - \frac{6P}{f'_c bd} \right]^2 + 2n(p+p' \frac{d'}{d})} \right\}}{\sqrt{\left[\frac{(p' E_s E_s - p f_y) - \frac{P_u}{bd}}{1.7 f'_c} \right]^2 + \frac{p' E_s E_s \beta d'}{.85 f'_c d} - \frac{(p' E_s E_s - p f_y) - \frac{P_u}{bd}}{1.7 f'_c}}} \quad (4.2.4)$$

Donde :

ϵ_s : Deformación unitaria del acero.

ϵ_c : Deformación unitaria máxima del concreto a compresión

E_s : Módulo de elasticidad del acero (Kg/cm^2)

β : $.85$ si $f'_c \leq 280 \text{ kg}/\text{cm}^2$

f'_c : Esfuerzo máximo a compresión del concreto (kg/cm^2)

f_y : Esfuerzo a la fluencia del acero (kg/cm^2)

n : Relación modular, $n = \frac{E_s}{E_c}$

P : Carga axial para la condición de servicio (kg)

P_u : Carga axial para la condición de rotura (kg)

b, d : Dimensiones de la sección (cm)

p, p' : Cantidad del acero a tracción y a compresión respectivamente.

d' : Distancia del acero a compresión desde la cara a compresión del miembro (cm)

DUCTILIDAD DE CURVATURA ($\mu_{\theta/g}$) DISPONIBLE EN SECCIONES CRITICAS DE VIGAS PARA LOS MODELOS I y II

Tabla 4.3.

NIVEL	PORTICOS A, B, E y F		PORTICOS C y D	
	SECCIONES		SECCIONES	
	1 y 4	2, 2', 3' y 3	1 y 4	2 y 3
10	10.9	10.9	9.6	6.2
9	9.2	9.2	8.4	5.6
8	8.4	8.4	8.4	5.6
7	7.7	7.7	7.7	5.6
6	6.6	6.6	6.6	5.6
5	6.6	6.6	6.6	5.6
4	6.6	6.6	6.6	5.6
3	5.6	5.6	5.6	5.6
2	5.6	5.6	5.6	5.6
1	5.6	5.6	5.6	5.6
0	13.3	15	13.3	15

MODELO I (Modelo Portante)

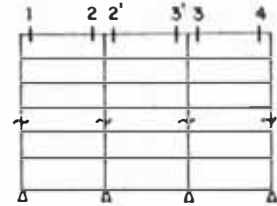


Tabla 4.4.

NIVEL	PORTICOS A, B, E y F		PORTICOS C y D	
	SECCIONES		SECCIONES	
	1 y 4	2, 2', 3' y 3	1 y 4	2 y 3
10	8.4	8.4	8.4	8.4
9	7.7	7.7	7.7	7.7
8	7.7	7.7	7.7	7.7
7	6.6	6.6	6.6	6.6
6	6.6	6.6	6.6	6.6
5	6.6	6.6	6.6	6.6
4	6.6	6.6	6.6	6.6
3	5.6	5.6	5.6	5.6
2	5.6	5.6	5.6	5.6
1	5.6	5.6	5.6	5.6
0	13.3	15	13.3	15

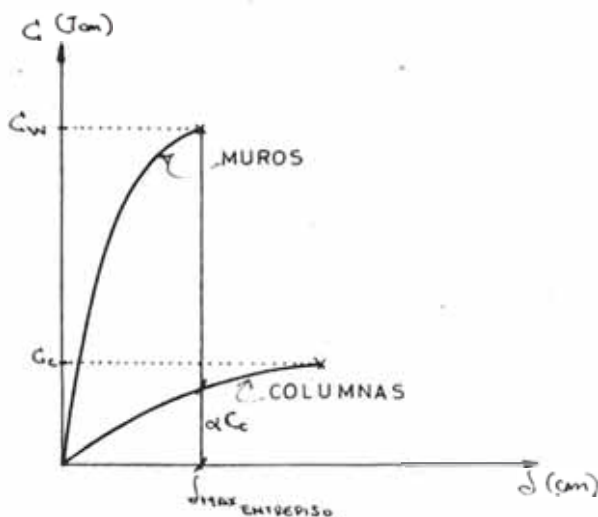
MODELO II (Modelo No Portante)

Conociendo las características de los materiales, de la sección y considerando $\epsilon_c = 0.004$, se obtiene la tabla 4.3 y 4.4 nos muestran la ductilidad de curvatura disponible en cada sección crítica de viga.

4.2.3 CAPACIDAD DEL ENTREPISO

Dado el mecanismo de falla de un sistema se puede conocer la capacidad resistente de cada miembro, si lo agrupamos de acuerdo a la clase de miembro por ejemplo: columna, columna corta, placa, muro de albañilería, etc., obtendremos que tipo de miembro y en que porcentaje aporta más a la capacidad del entrepiso.

Con los análisis no lineales se pueden obtener curvas de capacidad vs. deformación para cada entrepiso.



C_w : Capacidad de los muros de corte.

C_c : Capacidad de las columnas

(Fig. 4.3)

Estos tipos de curvas nos indican que porcentaje de la capacidad de una línea de resistencia da con respecto a la capacidad del entre-

RELACION DE FUERZA CORTANTE Q (Ton) VS. DEFORMACION DE ENTREPISO (Cm)
 PARA EL 1º NIVEL Y PARA LOS MODELOS I Y II

FIG. 4.4.

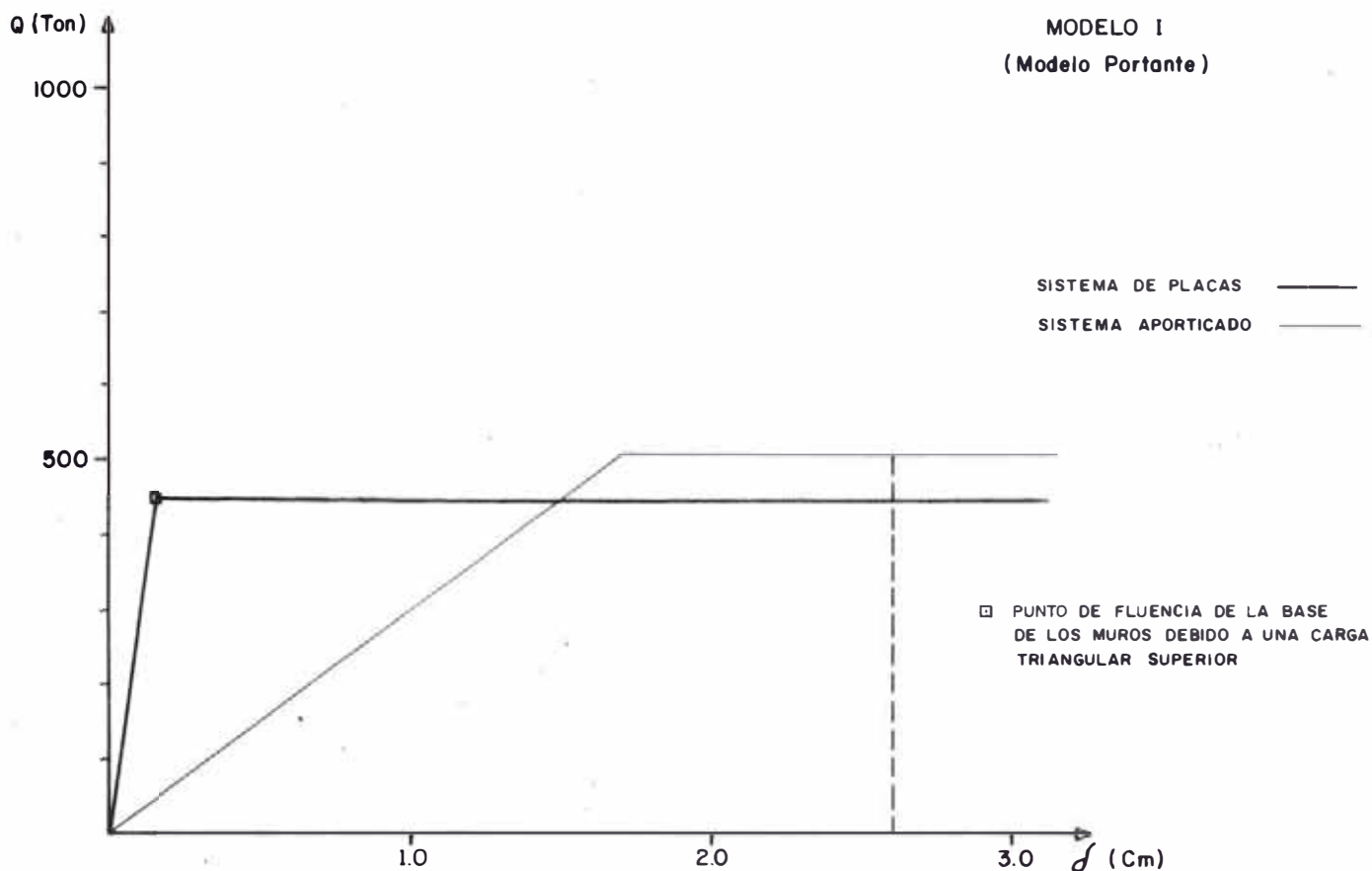
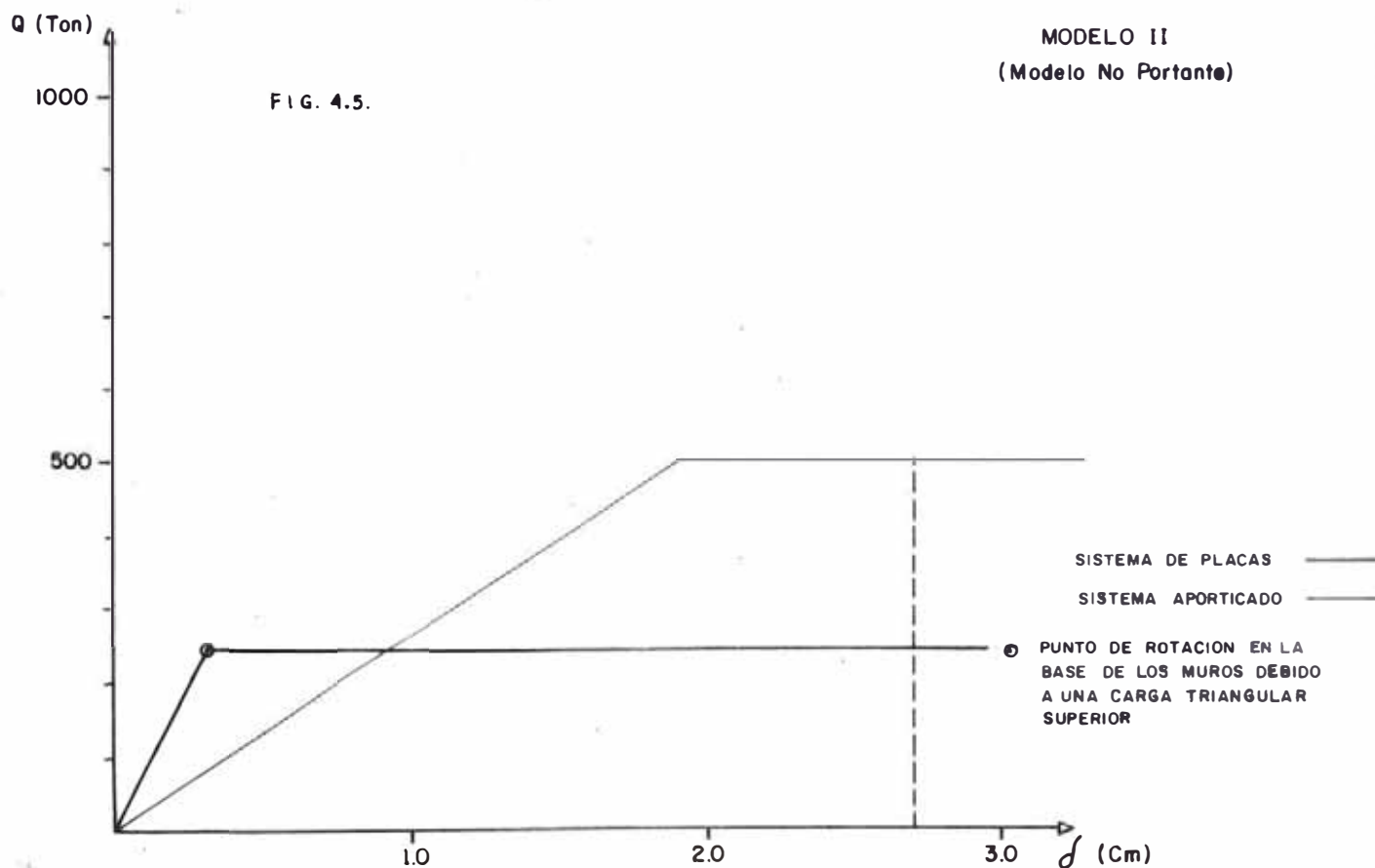


FIG. 4.5.



piso, porque es evidente que la capacidad de un entrepiso no es la suma de las capacidades de los miembros que lo forman, de la figura 4.3, tenemos que la capacidad del entrepiso está dado por

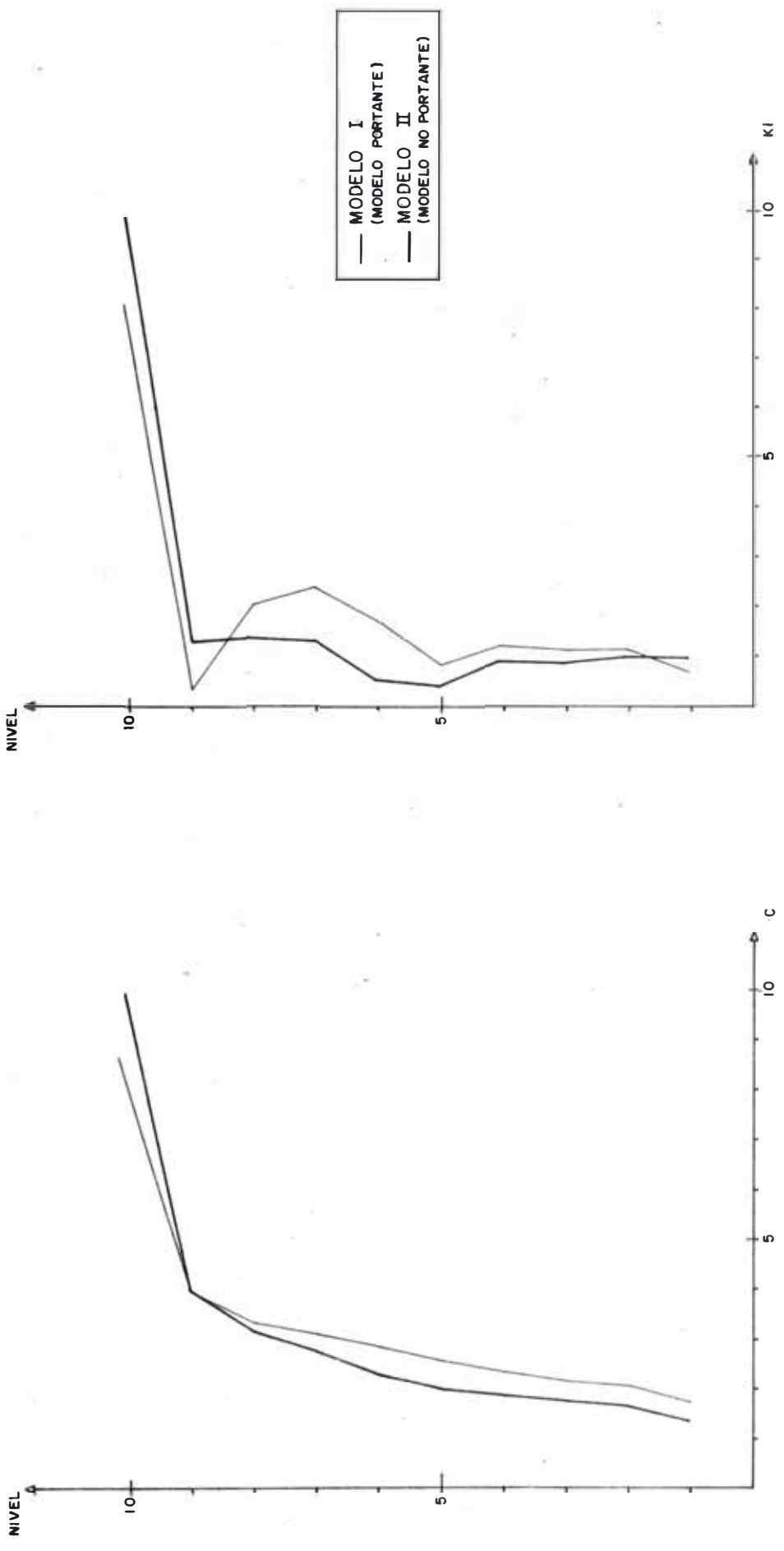
$$C = C_w + \alpha C_c \quad (4.2.5.)$$

Debido a que la capacidad del entrepiso está dominado por la capacidad del muro y no de las columnas.

Las capacidades que se han encontrado (Fig. 4.4. y 4.5), así como las ductilidades de entrepiso están sujetas a la rotación de muro en la base, o a la fluencia del muro en la base, dependiendo del modelo.

Los desplazamientos relativos de entrepiso (δ) a la altura de entrepiso (h) δ/h obtenidos para las condiciones de requerimientos de cada sismo y que se muestran en la tabla 4.1 y 4.2, según el criterio de igualdad de desplazamiento, es menor que el valor especificado en el Código Peruano de Diseño Sismo Resistente⁽⁵⁾ (C.P.D.S.R.) de 0.01 para ambos modelos y la mayoría de los sismos; con el criterio de igualdad de energía tenemos valores más altos que el establecido (0.01) en todos los sismos y para la mayoría de los niveles.

Los valores mayores de δ/h se concentran para el modelo I en los primeros niveles, en el modelo II en los niveles intermedios. Los desplazamientos relativos (δ) obtenidos para el modelo II se supone ocurren instantes antes del comienzo de la rotación de la base.



VARIACION DE LOS COEFICIENTES SISMICOS VS. NIVEL PARA LOS MODELOS I y II
 (DIRECCION PRINCIPAL) FIG. 4.6.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Las conclusiones que se pueden extraer de la comparación del modelo portante (Modelo I) y del modelo no portante (Modelo II) son las siguientes:

- La estructura del modelo I tiene una menor demanda de ductilidad que la estructura II.
- Las rótulas plásticas se forman en secciones críticas de vigas, inclusive en las vigas de cimentación.
- En ambos modelos no se formaron rótulas plásticas en la base de la edificación debido a un dimensionamiento adecuado de los elementos.
- El muro del modelo I falla por fluencia en la base mientras que en el modelo II falla por rotación en la base.
- Existe una gran concentración de demanda de ductilidad en los primeros niveles de la placa.
- La demanda de ductilidad μ en pórticos se concentra en los últimos niveles de la edificación.
- Los valores altos de demanda de ductilidad μ se dan para los sismos de Huaraz 31-05-70 N08E y Lima 03-10-74 N2 0E.
- Las demandas de ductilidad μ son muy elevadas, esto se explica como que los sismos con una aceleración máxima en la base de 300 gals

(C-45) son considerados como sismos severos y que ocasionan fallas en los elementos estructurales debido a los valores altos de μ encontrados ($\mu > 6$). Si consideramos a la edificación como para que esta se comporte satisfactoriamente y quede sin daños considerables ($\mu \approx R_D$), encontramos que las fuerzas estáticas equivalentes del diseño fueron bajas (δR_D alto).

- El modelo I se comporta ligeramente mejor que el modelo II (menor demanda de ductilidad), pero si tomamos en cuenta el factor de "facilidad de reparación"; concluimos que para la diferencia de demanda de ductilidad μ encontrados en ambos modelos justificaría la elección por el modelo II.

5.2 RECOMENDACIONES

- Si consideramos que un sismo con 300 gals de aceleración máxima en la base no es excesivamente severo para este tipo de edificaciones, debería de aumentarse el número de muros de corte en la dirección principal, para obtener menores requerimientos de ductilidad (menores daños).

- Asegurar el suficiente anclaje para la construcción de la placa en el modelo II, de tal manera que el elemento construido posteriormente tenga una suficiente adherencia como para que transmita los esfuerzos que están considerados en el modelo matemático.

- Evitar la rotación en la base del muro de corte, debido a que este tipo de falla se encuentra considerado como una falla de tipo frágil, se puede evitar esto, diseñando a la cimentación de tal manera que para el caso de sismos los esfuerzos actuantes sean pequeños (gran dimensión de la cimentación).