

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

*Programa Académico de Ingeniería Civil*

Diferentes aspectos sobre el Diseño de  
Columnas en Edificios de Concreto Armado  
en Regiones Sísmicas.

*T E S I S   D E   G R A D O*

PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

**José David Merino Correa**

*PROMOCION 1967*

*LIMA - PERU*

*1970*

A MI MADRE

A MIS HERMANOS

A MIS PROFESORES

# I N D I C E

## 1. INTRODUCCION

Objetivos y Alcance. Resumen del contenido de la tesis.  
Reconocimientos. Nomenclatura.

## 2. CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS Y DE LAS SOLICITACIONES

2.1. Características de las estructuras

2.2. Solicitaciones

## 3. METODOLOGIA DE ESTUDIO

3.1 Análisis

3.2 Diseño

## 4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 Resultado

4.2 Dimensiones de las columnas

4.3 Variación de la resistencia del concreto y cuantías de refuerzo en lo alto del edificio.

4.4. Derivación de las expresiones empíricas para el dimensionamiento preliminar de las columnas del primer piso.

4.5 Estudio Económico

## 5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

## 6. REFERENCIAS

## 7. TABLAS

8. FIGURAS

APENDICE A Ejemplo de Diseño de una Columna.

APENDICE B Diseño de Nudos Confinados

APENDICE C Tablas de Resumen de Diseño

## RELACION DE TABLAS, FIGURAS Y GRAFICOS:

TABLA N° 1.- Dimensiones de Vigas y Columnas para los pórticos exteriores de las estructuras estudiadas.

TABLA N° 2.- Dimensiones de Vigas y Columnas para los pórticos interiores de las estructuras estudiadas.

TABLA N° 3.- Dimensiones de las Columnas de las estructuras diseñadas.

TABLA N° 4.- Valores de Area de Columna a Area Tributaria

$$\left(\frac{A_c}{A_t}\right)$$

TABLA N° 5.- Valores de "m" y "b" para los diferentes tipos de columnas y cuantías utilizadas. Valores de " $\alpha$ ", " $\delta$ " y "c" para los diferentes tipos de columnas.

TABLA N° 6.- Verificación de las expresiones halladas.

TABLA N° 7.- Resultados del Estudio Económico.

## FIGURAS

FIGURA N° 1.- Características geométricas de las estructuras estudiadas.

FIGURA N° 2.- Resumen de las solicitaciones de Diseño.

FIGURA N° 3.- Variaciones de la Resistencia del concreto y las cuantías de refuerzo en lo alto del Edificio de L = 8m.

FIGURA N° 4.- Variaciones de la Resistencia del concreto y las cuantías de refuerzo en lo alto del Edificio de L = 6m.

FIGURA N° 5.- Variaciones de la Resistencia del Concreto y las cuantías de refuerzo en lo alto del Edificio de L = 4m.

FIGURA N° 6.- Valores de  $\frac{A_c}{A_T}$  contra  $A_T$

FIGURA N° 7.- Valores de "m" contra "p". Valores de "b" contra "p".

FIGURA N° 8.- Distribución de las áreas de acero para las columnas de L = 8m. y  $p_t = 8\%$ .

FIGURA N° 9.- Distribución de las áreas de acero para las columnas de L = 8m y  $p_t = 4\%$

FIGURA N° 10.-Distribución de las áreas de acero para las columnas de L = 4m y  $p_t = 8\%$

FIGURA N° 11.-Distribución de las áreas de acero para las columnas de L = 4m y  $p_t = 4\%$

FIGURA N° 12.-Detalles y disposición de las armaduras transversales en las columnas de la estructura de L = 8m.

FIGURA N° 13.-Detalles y disposición de las armaduras transversales en las columnas de la estructura de L = 4m.



## GRAFICOS

GRAFICO N° 1.- Fórmula 1

GRAFICO N° 2.- Fórmula 2 y 3

GRAFICO N° 3.- Fórmula 4

## DIFERENTES ASPECTOS SOBRE EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS EN LOS EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN ZONAS SISMICAS

### 1. INTRODUCCION

La tendencia a mantener las columnas de sección constante en los edificios de concreto armado en estos últimos tiempos, por parte de los Ingenieros Estructurales, ha permitido la realización del presente trabajo.

Como se sabe, la columna en muchos aspectos, es la unidad más importante de un marco estructural. Una losa aligerada, una losa maciza o una viga pueden a menudo fallar sin serias consecuencias, pero la falla de una columna, hace peligrar la estructura entera. Entonces, las columnas deben ser diseñadas de tal manera que puedan soportar adecuadamente los esfuerzos a que estarán sometidos. Además de lo enunciado anteriormente hay que tener en cuenta las distorsiones o desplazamientos relativos de los entrepisos, que llegan a ser máximos durante un sismo, dependiendo principalmente de la flexibilidad de las columnas del entrepiso considerado y de las vigas de los pisos adyacentes. Es decir que las distorsiones de entrepiso serán mayores si las vigas y/o las columnas son más flexibles. La máxima distorsión de entrepiso se fijó como una fracción de la altura del mismo (1/400).

En este estudio se trata de desarrollar procedimientos prácticos para estimar las dimensiones de las columnas cuando éstas deben tener la misma sección en todo lo alto del edificio. Asimismo se estudia la variación de la resistencia del concreto en lo alto del edificio, que sea lo más conveniente desde el punto de vista práctico, así como también la influencia de las cuan -

tías de refuerzo, seleccionadas para el primer piso sobre los diferentes aspectos prácticos del diseño.

Finalmente se hace un estudio comparativo de costos con una estructura similar en la que las secciones de las columnas pueden variar en lo alto del edificio.

R E C O N O C I M I E N T O

Mi grato reconocimiento a los invalorable<sup>s</sup> conocimientos del Dr. Ricardo Yamashiro Kamimoto, bajo cuya dirección me ha sido posible la realización de la presente tesis.

También quiero agradecer al Instituto de Estructuras y de la Construcción de la U.N.I. por la ayuda de que he sido objeto en la elaboración del presente trabajo, así mismo a mi hermana la señorita Martha Merino C. por su ayuda en la parte mecanográfica de mi tesis.

A todos mis maestros de quienes recibí el conocimiento profesional y a mis compañeros de aula por sus valiosos consejos.

N O M E N C L A T U R A

$A_g$	área total de la sección
$A_{st}$	área total del refuerzo longitudinal
$e$	excentricidad de la carga última, $P_u$ , medida al centro de gravedad de la sección
$e_b$	excentricidad balanceada
$f'_c$	resistencia a la compresión del concreto
$f_y$	límite de fluencia del refuerzo
$g_t$	distancia entre centros de gravedad del refuerzo de una columna
$h_e$	altura de entrepiso
$K$	$\frac{P_u}{R f'_c t^2}$ , para columnas cuadradas
$L$	luz entre ejes de columnas
$M_u$	capacidad por momento bajo carga axial y momento
$P_x$	capacidad de carga última, de la sección para $e_x$ solamente
$P_y$	capacidad de carga última, de la sección para $e_y$ solamente
$P_o$	capacidad de carga de sección ( $e_x = e_y = 0$ )
$P_t$	$A_{st}/A_g$
$R$	factor de reducción de la resistencia de las columnas por esbeltez
$R_s$	reducción de sobrecarga
$t$	peralte total de la sección

## 2. CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS Y DE LAS SOLICITACIONES

### 2.1 CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS

En el presente trabajo se analizaron tres edificios de planta rectangular que diferían básicamente en la distancia entre ejes, como se muestra en la figura 1. Estos edificios tienen tres crujeas, en una dirección y dos en la dirección perpendicular. La distancia entre ejes de columnas, que se tomó igual en ambos sentidos fue de 4, 6 y 8 metros. Las tres estructuras fueron de 10 pisos. El primer piso, tenía una altura de 4.50 m. y los demás de 3.00 m. de altura de piso a piso.

Los pisos consistieron de una losa aligerada de dos tramos, armada en un sentido, la cual se apoyaba en las vigas de los pórticos de tres crujeas que en este trabajo se denominaron "principales". Las vigas perpendiculares a estas últimas se denominaron "secundarias" y fueron de las mismas dimensiones que las principales. Las dimensiones de las vigas y los espesores de los aligerados se muestran en detalle en la figura 1.

Las columnas se escogieron de sección cuadrada con refuerzo en las cuatro caras repartido uniformemente. El concreto se varió desde  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ . en el primer piso hasta un  $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ., en los pisos superiores. El esfuerzo de fluencia del acero que se utilizó para el diseño tenía un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 2.2 SOLICITACIONES

Se consideró las siguientes alternativas de carga: gravedad y gravedad más sismo, con las siguientes especificaciones:

Cargas de gravedad

En el cálculo de las cargas permanentes de servicio se consideró lo siguiente:

En la azotea: - Cubertura de ladrillo pastelero más enlucido de yeso en cielo raso

50 kg/m<sup>2</sup>

- Carga perimetral lineal (parape to)

400 kg/m

En los pisos típicos:

- Cubertura de piso terminado y enlucido de yeso en cielo raso

100 kg/m<sup>2</sup>

- Carga uniformemente repartida equivalente a tabiquería

100 kg/m<sup>2</sup>

Las losas aligeradas tenían los siguientes pesos:

Para L = 4.00 m.	320 kg/m <sup>2</sup>
L = 6.00 m.	350 kg/m <sup>2</sup>
L = 8.00 m.	400 kg/m <sup>2</sup>

Se consideró las siguientes sobrecargas de servicio:

- En la azotea	150 kg/m <sup>2</sup>
- En los pisos típicos	250 kg/m <sup>2</sup>

La sobrecarga de diseño en las vigas y en las columnas, se redujo a razón de 0.8% por cada metro cuadrado de área soportada por el elemento.

La reducción se tomó no mayor que el valor  $R_s$  calculado según la siguiente fórmula:

$$R_s = 100 \times \frac{CV + CM}{5.0 \times CV} \leq 60\%$$

Donde:

$R_s$  = reducción en tanto por ciento

CV = carga viva en kg/m<sup>2</sup>.

CM = carga muerta en kg/m<sup>2</sup>.

### Acción del Sismo

En el cálculo de los efectos del sismo se siguió el "Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico" (5). La fuerza cortante total H en la base del edificio se determinó con la fórmula:

$$H = U K C P$$

Donde:

U coeficiente que depende del uso de la edificación y el índice sísmico de la región. Se tomó igual a 0.8 para las estructuras consideradas.

K coeficiente que depende del tipo de estructuración escogida para el edificio. Se tomó igual a 0.67 (Edificio Tipo S).

C  $0.05/\sqrt[3]{T}$  = coeficiente sísmico que determina el porcentaje del peso que debe tomarse como cortante en la base.

T 0.1 N = período fundamental de vibración del edificio.

N número de pisos del edificio.

P peso muerto del edificio, más un porcentaje de la sobrecarga (este porcentaje se tomó como 25%).

La fuerza cortante total en la base se distribuyó a lo alto del edificio, de acuerdo a la siguiente fórmula (Figura 2)



$$F_i = 0.95 H \times \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde:

- $F_i$  Fuerza cortante en el piso  
 $H$  Fuerza cortante total en la base del edificio  
 $W_i$  Peso en el piso considerado  
 $h_i$  Altura del piso considerado a partir de la base del edificio

El 5% restante se consideró concentrado en la parte alta del edificio.

La carga axial por efecto del sismo se redujo utilizando el factor de reducción  $J$ , que se calculó con la expresión:

$$J = 0.5/T^{2/3}$$

### 3.1 METODOLOGIA DE ESTUDIO

#### 3.1 ANALISIS

El análisis se efectuó con la computadora electrónica IBM 1620 de la Universidad Nacional de Ingeniería, usando un programa basado en el método de Gaspar Kani. Los cálculos se efectuaron con un error relativo máximo de 0.001 en el valor de la suma de momentos en cada nudo. Se calculó también el desplazamiento relativo de los entrepisos, permitiéndose como máximo un valor igual a  $1/400$  de la altura de cada entrepiso.

#### 3.2 DISEÑO

Las dimensiones de las columnas se adoptaron de los cálculos preliminares hecho por el Sr. Edison Zegarra (6) para un estudio sobre "Dimensionamiento Preliminar de Columnas de Concreto Armado". En forma similar se tomaron las dimensiones de las vigas tanto principales como secundarias del estudio anteriormente mencionado. Se hizo un análisis preliminar con las inercias de vigas y columnas y con las cargas que se mencionaron anteriormente, considerando cuatro tipos de columnas de acuerdo a la posición que ocupan. Ver la figura 1. Las columnas tipo 1 y 2 son la interior y la exterior, respectivamente de un pórtico principal interior. Las columnas 3 y 4 son, respectivamente, la interior y la exterior de un pórtico principal exterior. La columna 4 viene a ser entonces, una columna en una esquina del edificio.

Para los cuatro tipos de columnas se hizo un rediseño para una cuantía del 8% y 4% respectivamente en el primer piso.

Es decir, hallando una carga axial última  $P_u$ , un momento último  $M_u$ , para la situación más desfavorable, con la sección que se consideró en el análisis, se trataba de hallar una nueva sección en el primer piso para una cuantía de 8% y 4% respectivamente.

Esto se realizó para los cuatro tipos de columnas y para las tres estructuras de 4, 6 y 8 m. respectivamente.

Las columnas tipo 4 se verificaron por flexión biaxial usando la fórmula de Boris Bresler (8), resultando no crítico por flexión Biaxial.

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}$$

Las columnas se consideraron de sección cuadrada y con el área de refuerzo repartido uniformemente en las cuatro caras.

Para aclarar conceptos, expongo un ejemplo completo de rediseño de una columna en el Apéndice A.

En la tabla N° 3, se muestran las dimensiones de las columnas para los cuatro tipos y para las tres estructuras mencionadas anteriormente, Estas dimensiones fueron obtenidas por aproximaciones sucesivas. Cabe anotar que para el análisis se consideró, que las secciones de las columnas se mantenían constantes desde el primer piso hasta el último piso para un mismo tipo de columnas. Luego se diseñaron las columnas de los diferentes tipos para las estructuras de luces de 4m., 6m., 8m., desde el segundo piso hasta el décimo piso.

En este caso el diseño consistió en hallar el área de refuerzo para cada columna tanto longitudinal como transversal. Cabe anotar que la calidad del concreto se varió desde un  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ . en el primer piso, hasta un  $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ . en los pisos superiores.

La variación de la calidad del concreto se hizo de tal manera que los esfuerzos en un piso inmediatamente superior al considerado, pudieran ser absorbidos con una cuantía del 2% y con una calidad de concreto inferior al del piso considerado.

Para el diseño de los estribos se consideró el corte más desfavorable, no resultando crítico para esta solicitación. Luego se tuvo que ceñir la separación de los estribos, a las dos expresiones de  $16 \phi$  longitudinal ó  $48 \phi$  transversal, la menor de estas dos.

En este estudio se ha hecho un diseño en cuanto a refuerzo transversal se refiere, no muy común en las estructuras dúctiles llamado "Nudos Confinados", teoría de diseño que en el Apéndice B expongo.

#### 4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

##### 4.1 Resultados

En el presente capítulo se mostrarán y comentarán los resultados obtenidos como consecuencia de los análisis y diseños efectuados en los pórticos de las estructuras consideradas.

Así en el acápite 4.2 se hace mención de los resultados con respecto a las dimensiones obtenidas en los diferentes tipos de columnas para las estructuras que se han mencionado anteriormente.

En el acápite 4.3 se muestran algunos aspectos relacionados con la variación de la resistencia del concreto y las cantidades de refuerzo en lo alto del edificio.

La derivación de expresiones empíricas para el dimensionamiento preliminar de las columnas del primer piso se tratará de demostrar en el acápite 4.4.

En el acápite 4.5 se comenta los resultados obtenidos de un estudio económico entre dos estructuras de las mismas luces, una en la que las secciones de las columnas para un mismo tipo se mantienen constantes en lo alto del edificio, y otra, en la que las secciones pueden variar de piso a piso.

#### 4.2 Dimensiones de las Columnas

En la totalidad de las estructuras rigió el criterio de excentricidad mínima en la determinación de las dimensiones de las columnas en el primer piso.

Las dimensiones de las columnas correspondientes a los cuatro tipos de columnas de las tres estructuras mencionadas anteriormente, se muestran en la tabla N° 3. Estas dimensiones fueron obtenidas por aproximaciones sucesivas.

Como se ha dicho anteriormente, las dimensiones así obtenidas para las cuantías de refuerzo del 8% y el 4% respectivamente, eran las que se iban a mantener constantes en lo alto del edificio para un mismo tipo de columna de las tres estructuras consideradas.

Como consecuencia de lo anterior, se modificó la disposición de las armaduras, ya que al haber disminuido las dimensiones de las columnas y aumentado las cuantías de refuerzo, se tuvo que utilizar paquetes de 2, 3 y 4 barras respectivamente.

Otro aspecto con relación a las dimensiones de las columnas es el que se refiere a la sección arquitectónica. En efecto, hubieron pisos en las diferentes estructuras, que por mantener las secciones de las columnas constantes en lo alto del edificio, éstas han sido demasiado grandes para dichos pisos, y los cálculos han dado cuantías de acero muchos menores que el mínimo del uno por ciento permitido por el reglamento del A.C.I. Sin embargo, para estos casos, el mismo reglamento permite que se use un área reducida efectiva no menor que la mitad del área total, para determinar el área mínima de acero y la capacidad de carga.

En las figuras N° 3, 4 y 5 se pueden ver en que pisos, para los diferentes tipos de columnas y para las tres estructuras estudiadas, se han requerido de las secciones arquitectónicas.

Así tenemos, en la figura N° 3, para la estructura de luz de 8 m. y cuantía de refuerzo de 8% en el primer piso, las columnas tipo 1 y 3, requirieron sección arquitectónica a partir del <sup>octavo</sup> (séptimo) piso que representa un 30% cada una con respecto al total de pisos.

Siguiendo con la misma estructura, pero considerando la cuantía de refuerzo del 4% en el primer piso, se puede observar para cada tipo de columna, el porcentaje de secciones arquitectónicas que se requieren con respecto al total de pisos. Así tenemos para la columna tipo 1 se requiere el 40%, para la columna tipo 2 el 30%, para la columna tipo 3 el 40% y para la columna tipo 4 el 30%.

En la figura N° 4 se pueden ver los tipos de columnas que han requerido de sección arquitectónica, para la estructura de luz de 6 m. y para las cuantías de refuerzo del 8% y 4% en el primer piso respectivamente.

Considerando la cuantía de refuerzo del 8% en el primer piso, se puede ver en dicha figura que sólo los tipos de columnas 1 y 3 han requerido de sección arquitectónica. La columna tipo 1 requirió el 40%, mientras que la columna tipo 3, requirió el 30%. Refiriéndonos a la cuantía de refuerzo del 4% en el primer piso, se puede notar en la misma figura, que para la columna tipo 1 se ha requerido el 50% de sección arquitectónica, para la columna tipo 2 el 40%, para la columna tipo 3 el 40% y para la columna tipo 4 el 30%.

En forma similar, observando los gráficos de la figura N° 5 se pueden ver los porcentajes correspondientes a los tipos de columnas con cuantías de refuerzo del 8% y 4% respectivamente, para la estructura de luz de 4 m. Así tenemos, para la cuantía del 8% en el primer piso, se requirieron los siguientes porcentajes de secciones arquitectónicas: para la columna tipo 1 el 40%, para las columnas tipo 2, 3 y 4 el 30% cada una. Considerando la otra cuantía del 4% en el primer piso se pueden ver que las columnas tipo 1, 2 y 4 requirieron del 50% de sección arquitectónica, mientras que la columna tipo 3 requirió solamente del 40%.

Con respecto a las distorsiones de entrepiso se ha podido notar, que éstas aumenten conforme se disminuye la distancia entre columna y se alza la cuantía de refuerzo. Las distorsiones fueron excesivas para la estructura de luz de 4 m. y para ambas cuantías, mientras que para la estructura de luz de 6 m., se excedieron para el caso en que se utilizara cuantía de refuerzo de 8% en el primer piso. En los demás casos, es decir, para la estructura de luz de 8 m. y para los dos diseños en que se utilizaran cuantías de refuerzo de 8% y 4% en el primer piso respectivamente, y para el caso en que se utilizara cuantía de 4% en el primer piso para la estructura de luz de 6 m., las distorsiones cumplieron el máximo permisible.



4.3

Variación de la Resistencia del Concreto y Cuantías de Refuerzo en lo Alto del Edificio.

En las figuras Nos. 3, 4 y 5, se muestran la variación de la resistencia del concreto y las cuantías de refuerzo en lo al to del edificio. Se consideró resistencias del concreto de 350, 280, 210 y 175 kg/cm<sup>2</sup>. Como se ha dicho anteriormente, la resistencia del concreto se varió, cuando se pudieran absorber los esfuerzos con una cuantía cercana al 2% y una ca lidad inferior de concreto. Las diferentes cuantías se obtu vieron como consecuencia de la variación de esfuerzos y de la calidad de concreto.

Además se puede observar en dichas figuras, la variación de la calidad del concreto para un mismo piso de una estructura dada, lo cual no es ventajoso desde un punto de vista prácti co. Lo conveniente será uniformizar la calidad del concreto para un mismo piso de cualquiera de las estructuras con sideradas.

Así tenemos, en la figura N° 3, para la estructura de luz de 8 m. y cuantías de refuerzo de 8% en el primer piso, las re sistencias de concreto las mantendremos de la forma siguien te: la de 350 kg/cm<sup>2</sup> en los 3 primeros pisos, la de 280 kg/cm<sup>2</sup> en los 2 pisos siguientes, la de 210 kg/cm<sup>2</sup> en los 2 pisos siguientes y la de 175 kg/cm<sup>2</sup> en los 3 últimos pisos.

Siguiendo con la misma figura, pero considerando ahora, las columnas con 4% de cuantía de refuerzo en el primer piso, las resistencias de concreto, las mantendremos de la forma siguien te: la de 350 kg/cm<sup>2</sup> en los 2 primeros pisos, la de 280 kg/cm<sup>2</sup>

en el piso siguiente, la de  $210 \text{ kg/cm}^2$  en los 2 pisos siguientes, y la de  $175 \text{ kg/cm}^2$ , en los últimos 5 pisos.

En la figura N° 4, tenemos la estructura de luz de 6 m. y cuantías de refuerzo del 8% y 4% en el primer piso. Considerando la cuantía del 8% en el primer piso, las resistencias de concreto, las mantendremos del modo siguiente: la de  $350 \text{ kg/cm}^2$  hasta el 3° piso, la de  $280 \text{ kg/cm}^2$  hasta el 5° piso, la de  $210 \text{ kg/cm}^2$  hasta el 7° piso, y la de  $175 \text{ kg/cm}^2$  hasta el 10° piso. Refiriéndonos a la otra cuantía del 4% en el primer piso, las resistencias de concreto, las mantendremos de la forma siguiente: la de  $350 \text{ kg/cm}^2$  en el primer piso, la de  $280 \text{ kg/cm}^2$  en los 2 pisos siguientes, la de  $210 \text{ kg/cm}^2$  en los 2 pisos siguientes, y la de  $175 \text{ kg/cm}^2$  en los últimos 5 pisos.

En la figura, N° 5, tenemos la estructura de luz de 4 m. y cuantías de refuerzo del 8% y 4% en el primer piso respectivamente. Considerando la cuantía de refuerzo del 8% en el primer piso, las resistencias de concreto, las mantendremos de la forma siguiente: la de  $350 \text{ kg/cm}^2$  hasta el 2° piso, la de  $280 \text{ kg/cm}^2$  hasta el 3° piso, la de  $210 \text{ kg/cm}^2$  hasta el 5° piso, y la de  $175 \text{ kg/cm}^2$  en los últimos 5 pisos. Considerando la otra cuantía de refuerzo del 4% en el primer piso, las resistencias de concreto las mantendremos de la forma siguiente: la de  $350 \text{ kg/cm}^2$  en el primer piso, la de  $210 \text{ kg/cm}^2$ , en los 2 pisos siguientes y la de  $175 \text{ kg/cm}^2$  en los últimos 7 pisos.

Con respecto a las cuantías de refuerzo, para las tres estructuras consideradas, el porcentaje de pisos que han requerido de cuantías menores que el 1%, son los mismos que para las

secciones arquitectónicas. Así tenemos para la estructura de luz de 8 m. y cuantía de refuerzo de 8% en el primer piso, las columnas tipo 1 y tipo 3 tienen un porcentaje del 30%. Para la misma estructura, pero con cuantía de refuerzo del 4% en el primer piso, las columnas tipo 1 tienen un porcentaje del 40%, la columna tipo 2 el 30%, la columna tipo 3 el 40% y la columna tipo 4 el 30%.

En forma similar se pueden encontrar los porcentajes de pisos con cuantía menor que el 1% para las otras dos estructuras de luces de 6 y 4 m. respectivamente, ya que corresponden al mismo porcentaje de secciones arquitectónicas y éste ya ha sido encontrado y comentado en el acápite anterior.

Otro aspecto con respecto a los gráficos de las figuras 3, 4 y 5 es la utilización en menos pisos de concreto de alta resistencia en las estructuras con refuerzo de 4% en el primer piso que en las otras estructuras con cuantías del 8% en el primer piso, lo cual tiene su explicación, ya que al utilizar un mismo concreto en el primer piso, la sección de la columna disminuye conforme se alza la cuantía de refuerzo.

Se utilizó concreto y acero de alta resistencia y cuantías elevadas para el dimensionamiento de las columnas del primer piso, a fin de que estas dimensiones, fueran suficientemente pequeñas para que no hubieran un número excesivo de niveles de cuantía mínima y secciones mayores que las requeridas estructuralmente.

#### 4.4 Derivación de las Expresiones Empíricas para el Dimensionamiento Preliminar de las Columnas del Primer Piso.

En esta sección se trata de hallar una expresión que relacione el área de la columna con el área tributaria y la cuantía de refuerzo. En efecto, utilizando los valores de la tabla N° 4, se pueden construir los gráficos de la figura N° 6. Para cada tipo de columna y cada cuantía de refuerzo, se encontró una recta por "mínimos cuadrados", cuya ecuación es de la forma:

$$Y = m x + b \text{ -----(1)}$$

Observando dichos gráficos se puede ver que:

$$Y = \frac{A_c}{A_T}, \quad x = A_T, \quad \text{luego reemplazando estos valores}$$

en la ecuación (1) se tiene:

$$\frac{A_c}{A_T} = m A_T + b \text{ -----(2)}$$

Una vez hallados los valores de "m" y "b" se tabularon en la tabla N° 5. Los valores de "m", pueden graficarse contra los valores de las cuantías de refuerzo, para los cuatro tipos de columnas, lo cual se puede observar en el gráfico de la izquierda de la figura N° 7.

En forma similar al proceso que se ha seguido anteriormente, se encontró una recta por el método de los "mínimos cuadrados", para cada tipo de columna, resultando esta última de la forma:

$$m = \gamma p + c \text{ -----(3)}$$

En la tabla N° 5 se pueden observar los valores de " $\gamma$ " y "c" para cada tipo de columna.

A continuación se plotearon los valores de "b" contra las cuantías de refuerzo para los cuatro tipos de columnas, lo cual se puede observar en el gráfico de la derecha de la figura N° 7.

Para cada tipo de columna se encontró una recta por el método de los "mínimos cuadrados", resultando la expresión de esta última de la forma:

$$b = \alpha p + d \text{ ----- (4)}$$

En la tabla N° 5 se pueden observar los valores de " $\alpha$ " y "d" para cada tipo de columna.

Reemplazando (3) y (4) en (2) se tiene:

$$\frac{A_c}{A_T} = (\gamma p + c) A_T + \alpha p + d$$

El término  $A_T$  de la derecha está dividido por 100, pues así se consideró en las ecuaciones halladas, así mismo el término  $\frac{A_c}{A_T}$  de la izquierda está dividido por  $10^{-3}$ .

Para convertir  $A_c$  en  $cm^2$  dando  $A_T$  en  $m^2$  tendremos que multiplicar por un factor de conversión de  $10^4$ .

Realizando las conversiones anteriormente dichas obtenemos:

$$\frac{A_c}{A_T} = \left[ (\gamma p + c) A_T + \alpha p + d \right] \times \frac{10^4}{10^3}$$

que simplificando tenemos finalmente:

$$A_c = 10 A_T \left[ \frac{(\gamma p + c)}{100} A_T + \alpha p + d \right]$$

Con los valores de " $\gamma$ ", " $\alpha$ ", "c" y "d" para cada tipo de columna se pueden formular las siguientes expresiones:

TIPO 1

$$A_c = 10 A_T \left[ (0.175 p - 3.150) \times 10^{-4} A_T + 1.004 - 0.044 p \right] \times \frac{350}{f'_c}$$

TIPO 2

$$A_c = 10 A_T \left[ (0.490 p - 11.560) \times 10^{-4} A_T + 1.362 - 0.054 p \right] \times \frac{350}{f'_c}$$

TIPO 3

$$A_c = 10 A_T \left[ (0.100 p - 11.410) \times 10^{-4} A_T + 1.424 - 0.051 p \right] \times \frac{350}{f'_c}$$

TIPO 4

$$A_c = 10 A_T \left[ (3.100 p - 59.600) \times 10^{-4} A_T + 2.145 - 0.088 p \right] \times \frac{350}{f'_c}$$

Para verificar las ecuaciones anteriores se reemplazaron en ellas, los valores numéricos en las distintas variables, correspondientes a los diferentes tipos de columnas de las estructuras que se han considerado, obteniéndose resultados aceptables que se pueden ver en la tabla N° 6. En dicha tabla se puede observar el porcentaje de aproximación de los valores calculados a los valores reales. En efecto, el error por exceso es del orden del 13 % mientras que el error por defecto es del orden del 9%, lo cual está dentro de lo correcto ya que el error anterior se refiere al

área de la columna que si quisiéramos referirlo al lado de la columna, ésta disminuiría en razón directa a la raíz cuadrada del área de la columna calculada al área de la columna real. Esto nos conduce a pensar en la buena aproximación de las expresiones que se han llegado a obtener para un dimensionamiento preliminar de las columnas en el primer piso.

La utilización de las expresiones que se han hallado para el cálculo de las áreas de las columnas, serán más prácticas, graficando dichas ecuaciones, lo cual contribuiría a un ahorro de tiempo por parte de los que diseñan.

Estas curvas se presentan en los graficos Nº 1, 2 y 3. Para una aplicación de estos gráficos, se calcularon las dimensiones de las columnas, que el Sr. Edison Zegarra encontró en un trabajo anterior realizado, cuyos resultados muestro en la tabla Nº 6. (6).

#### 4.5 Estudio Económico

Para el estudio económico se han considerado los casos extremos, tanto para luces como para tipos de columnas, es decir se han considerado las estructuras de luces de 4 y 8 m. y los tipos de columnas 1 y 4 respectivamente.

Como se sabe, un buen diseño de una estructura está íntimamente ligado con el factor económico de la misma. El análisis de costos efectuado se llevó a cabo, teniendo como base los precios unitarios consignados en la Guía de Materiales (ref. 10) Edición 1968, y tomando como S/ 11.00 el precio unitario del kilo de acero de construcción trabajado. Cabe anotar que en estos precios, no se consigna el porcentaje correspondiente a dirección técnica y utilidad del contratista.

Realizados los metrados correspondientes se procedió a hallar el costo total de cada columna para los tres tipos de diseños. En la tabla Nº 7 se puede observar el costo total para los 10 pisos de cada tipo de columna, para una estructura determinada. Las variaciones de los costos entre los tres diseños para un mismo tipo de columna de una estructura dada, es pequeña comparada con la columna de menor costo. Así tenemos para las columnas del tipo 1 de la estructura de luz de 8 metros, la de menor costo fue la que correspondió al diseño con una cuantía del 4% en el primer piso. Las columnas correspondientes al diseño con cuantía del 8% en el primer piso resultaron con una variación de costo del 0.94% con respecto a la anterior. Las columnas correspondientes al diseño con cuantía del 2% en todos los pisos, resultaron con una variación de costo del 8% con respecto a la de menor costo.



Considerando las columnas tipo 4, para la misma estructura de luz de 8 metros, la que resultó de menor costo fue la que correspondió al diseño con una cuantía del 2% en todos los pisos. Las columnas correspondientes al diseño con cuantías del 4% y 8% en el primer piso respectivamente resultaron con una variación de costo del 11% y 4% con respecto a la anterior.

En forma similar se pueden ver las variaciones de costos de las columnas para la estructura de luz de 4 metros.

Asimismo, se ha considerado el mismo precio unitario, para las estructuras de columnas cuyas secciones varían de piso a piso, pero sin embargo es obvio que cuando las columnas se mantienen constantes, hay menos mano de obra que en la otras columnas.

## 5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Los puntos que sintetizan el estudio efectuado en el presente trabajo son:

- Análisis de tres (3) estructuras idealizadas, de 10 pisos con variables consideradas que se explican en la figura 1.
- Dimensionamiento previo de columnas en los pórticos considerados de acuerdo a un trabajo realizado. (referencia 6)
- Análisis de deformaciones de entrepisos en las estructuras consideradas.
- Análisis estructural y cálculo de envolventes de esfuerzos para las tres estructuras estudiadas.
- Diseño estructural (referencia 4) de las columnas de los pórticos para las tres estructuras consideradas.
- Metrado y análisis de costos de las columnas tipo 1 y 4 para las estructuras de luces 4 y 8 m. respectivamente.
- Diseño de nudos confinados

La observación de los resultados obtenidos del análisis resumido anteriormente permite llegar a las siguientes conclusiones:

- Las distorsiones de entrepiso aumentan conforme se disminuye la distancia entre columnas y se alza la cuantía de refuerzo.
- La condición con sismo gobierna en el diseño de columnas de los últimos pisos, mientras que la condición sin sismo, gobierna en la parte baja del edificio.
- Cuando se varíe la calidad del concreto en lo alto del edificio, uniformizar la resistencia del concreto para un mismo piso, ésto último desde un punto de vista práctico.

- La utilización de cuantías de refuerzo muy elevadas no es ventajosa ni práctica, ya que hay mucha congestión de acero y por consiguiente es un poco problemático realizar los empalmes. Además, que una sección con cuantía elevada se transforma en esbelta y por consiguiente contribuye en menor cantidad a la rigidez de entrepiso.
- La utilización de los gráficos 1, 2, 3 para un dimensionamiento preliminar de las columnas se pueden realizar para edificios de diferentes números de pisos.
- El mantener las columnas de sección constante en lo alto del edificio no encarece el costo total de la estructura, como se ha visto en el estudio económico.
- Se ha considerado el mismo precio unitario, para las estructuras de columnas, cuyas secciones se mantienen constantes en lo alto del edificio y para las otras estructuras de columnas cuyas secciones varían de piso a piso, pero sin embargo es obvio que cuando las columnas se mantienen constantes, hay menos mano de obra en el encofrado que en las otras columnas.
- Los factores que han afectado la obtención de las curvas para el dimensionamiento preliminar de las columnas son:
  - a) Intensidad de las cargas
  - b) Area tributaria acumulada
  - c) Ubicación de las columnas
  - d) Longitud de las columnas (absoluta, relativa)
  - e) Arriostramiento contra el desplazamiento lateral
  - f) Cargas laterales
  - g) Rigidez de las vigas
  - h) Calidad del concreto
  - i) Calidad del acero.

## R E F E R E N C I A S

- (1) WINTER, G. URQUHAT, L.C., O'ROURKE, C.E., NILSON, A.H., "Design of Concrete Structures", Mac Graw Hill, New York, 1964.
- (2) PEABODY, D., "The Design of Reinforced Concrete Structures", John Wiley, New York.
- (3) COMITE ACI-318-63, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI-318-63, ACI Standard, Junio 1963, 144 pag.
- (4) EVERARD, N.I., COHEN, E., "Ultimate Strength, Design of Reinforced Concrete Columns", Publicación SP-7, Instituto Norteamericano del Concreto (ACI), 1964, 182 pag.
- (5) KUROIWA, J., "Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico", Boletín Nº 20 Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1968.
- (6) ZEGARRA, E., "Dimensiones Preliminares de las Columnas de Concreto Armado", Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, 1967.
- (7) YAMASHIRO, R., "Diseño de Elementos de Concreto Armado", Instituto de Estructuras, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1966.
- (8) BRESLER, B., "Design Criteria for Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending", J., ACI vol 57, pag. 481, 1960, discussion, pag. 1612.
- (9) ACI 315-65, "Manual of Standard Practice for Detailing Reinforced Concrete Structures", ACI Standard 315-65, Enero 1965, 165 pag.
- (10) GUIA DE MATERIALES, 14ta. Edición 1968, 260 pag.
- (11) STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA CODE.

TABLA N° 1.- DIMENSIONES DE VIGAS Y COLUMNAS DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS

Dimensiones de:	DEFINICION		L = 4.00	L = 6.00	L = 8.00
	Piso	Descri			
Vigas Principales	Todas	Ext.ó Int.	25 x 3	30 x 50	40 x 70
Columnas de Pórtico Exterior Principal	10º	Col.Ext.	22.8	28.0	31.0
		Col.Int.	14.4	17.6	21.7
	9º	Col.Ext.	22.5	27.5	31.0
		Col.Int.	19.8	24.9	30.4
	8º	Col.Ext.	22.5	27.7	33.0
		Col.Int.	22.9	29.2	37.0
	7º	Col.Ext.	23.0	29.7	35.0
		Col.Int.	25.1	32.0	42.6
	6º	Col.Ext.	24.0	30.7	36.7
		Col.Int.	26.6	35.2	47.6
	5º	Col.Ext.	25.0	31.6	39.0
		Col.Int.	28.3	38.6	52.4
	4º	Col.Ext.	25.5	32.8	41.5
		Col.Int.	29.3	42.0	56.9
	3º	Col.Ext.	26.5	34.2	43.8
		Col.Int.	31.0	45.2	61.2
	2º	Col.Ext.	27.2	35.8	46.7
		Col.Int.	32.8	48.4	65.2
1º	Col.Ext.	32.8	42.2	54.0	
	Col.Int.	39.5	56.0	73.2	
Vigas Secundars.	Todas	Ext.ó Int	25 x 3	30 x 50	40 x 70

TABLA N° 2.- DIMENSIONES DE VIGAS Y COLUMNAS DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS.

Dimensiones de:	D E F I N I C I O N		L = 4.00	L = 6.00	L = 8.00	
	Piso	Descrip.				
Vigas principal.	Todas	Ext.ó Int.	25 x 35	30 x 50	40 x 70	
Columnas de Pórtico Interior Principal	10º	Col.Ext.	24.5	35.0	42.0	
		Col.Int.	16.5	19.8	25.7	
	9º	Col.Ext.	24.4	32.5	38.7	
		Col.Int.	22.3	28.5	36.7	
	8º	Col.Ext.	24.6	33.0	40.0	
		Col.Int.	25.3	33.2	45.0	
	7º	Col.Ext.	25.6	34.6	43.0	
		Col.Int.	27.5	38.0	52.4	
	6º	Col.Ext.	26.9	36.1	46.6	
		Col.Int.	29.0	43.0	59.2	
	5º	Col.Ext.	26.9	36.1	46.6	
		Col.Int.	31.2	47.7	65.6	
	4º	Col.Ext.	29.1	41.1	53.5	
		Col.Int.	33.9	52.3	71.9	
	3º	Col.Ext.	30.1	44.0	58.0	
		Col.Int.	36.6	57.0	78.1	
	2º	Col.Ext.	32.2	47.8	62.1	
		Col.Int.	39.4	61.5	83.5	
	1º	Col.Ext.	38.8	54.0	69.0	
		Col.Int.	46.5	68.0	90.0	
	Vigas Secundarias	Todas	Ext.ó Int.	25 x 35	30 x 50	40 x 70

TABLA Nº 3. - DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS DE  
LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS

L	$p_t$	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4
4 m	0.02	0.38	0.31	0.32	0.27
	0.04*	0.36	0.30	0.31	0.26
	0.08*	0.32	0.27	0.28	0.23
6 m	0.02	0.52	0.43	0.44	0.35
	0.04*	0.50	0.41	0.42	0.33
	0.08*	0.45	0.36	0.37	0.30
8 m	0.02	0.70	0.55	0.57	0.43
	0.04*	0.63	0.49	0.54	0.41
	0.08*	0.55	0.44	0.48	0.37

\* Sólo en el primer piso.

TABLA Nº 3.- DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS DE  
LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS

L	$p_t$	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4
4 m	0.02	0.38	0.31	0.32	0.27
	0.04*	0.36	0.30	0.31	0.26
	0.08*	0.32	0.27	0.28	0.23
6 m	0.02	0.52	0.43	0.44	0.35
	0.04*	0.50	0.41	0.42	0.33
	0.08*	0.45	0.35	0.37	0.30
8 m	0.02	0.70	0.55	0.57	0.43
	0.04*	0.63	0.49	0.54	0.41
	0.08*	0.55	0.44	0.48	0.37

\* Sólo en el primer piso.



TABLA N° 4.- VALORES DE AREA DE COLUMNA A  
 AREA TRIBUTARIA  $\left(\frac{A_C}{A_T}\right)$

L	TIPO	p		
		0.02	0.04	0.08
4	1	0.900	0.810	0.637
	2	1.200	1.125	0.910
	3	1.275	1.200	0.980
	4	1.822	1.690	1.320
6	1	0.750	0.695	0.563
	2	1.020	0.934	0.720
	3	1.070	0.980	0.760
	4	1.360	1.210	1.000
8	1	0.750	0.680	0.543
	2	0.945	0.875	0.720
	3	1.010	0.910	0.720
	4	1.150	1.050	0.850

TABLA Nº 5.- VALORES DE "m" y "b" PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE COLUMNAS Y CUANTIAS UTILIZADAS

TIPO	p (%)	m	b
1	2	-0.0292	0.9161
	4	-0.0257	0.8275
	8	-0.0187	0.6533
2	2	-0.1030	1.2540
	4	-0.1002	1.1710
	8	-0.0751	0.9285
3	2	-0.1060	1.3230
	4	-0.1197	1.2614
	8	-0.1032	1.0195
4	2	-0.5430	1.9690
	4	-0.4609	1.7622
	8	-0.3514	1.3963

VALORES DE " $\alpha$ ", " $\gamma$ ", "c" y "d" PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE COLUMNAS

TIPO	$\alpha$	$\gamma$ (10 <sup>-4</sup> )	c (10 <sup>-4</sup> )	d
1	-0.044	0.175	-3.150	1.004
2	-0.054	0.490	-11.560	1.362
3	-0.051	0.100	-11.410	1.424
4	-0.088	3.100	-59.600	2.145

TABLA Nº 6.- VERIFICACION DE LAS EXPRESIONES HALLADAS

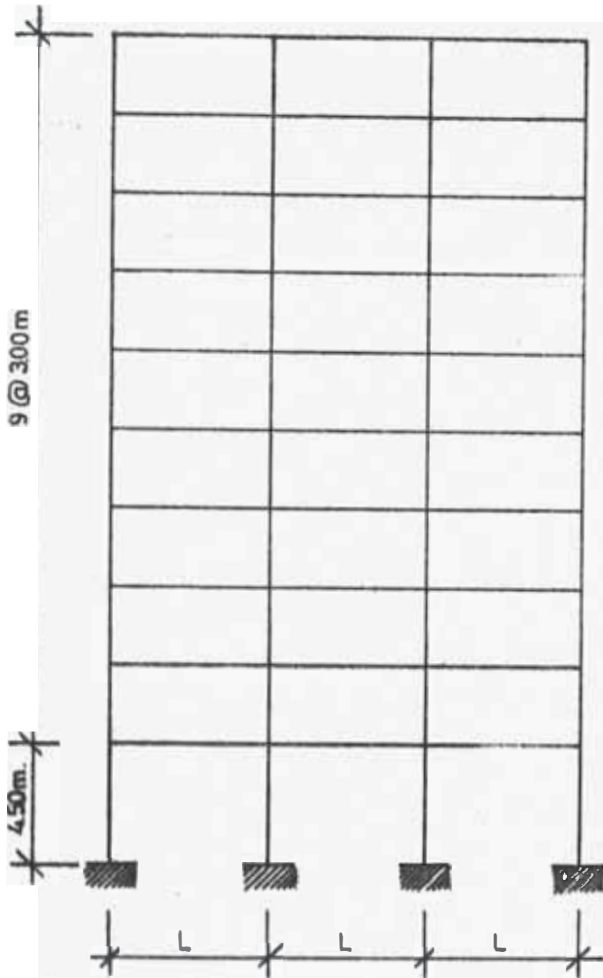
L	p (%)	TIPO	AREA DE COLUMNA		CALCULADA/ REAL
			REAL	CALCULADA	
4	2	I	1444	1395	0.97
		II	961	935	0.98
		III	1024	986	0.96
		IV	729	702	0.96
	4	I	1300	1263	0.97
		II	900	855	0.95
		III	960	907	0.95
		IV	675	642	0.95
	8	I	1020	1003	0.98
		II	729	694	0.95
		III	784	748	0.95
		IV	529	481	0.91
6	2	I	2704	2935	1.08
		II	1849	1915	1.04
		III	1936	2018	1.04
		IV	1225	1338	1.09
	4	I	2500	2665	1.07
		II	1681	1750	1.04
		III	1760	1842	1.04
		IV	1090	1231	1.12
	8	I	2025	2115	1.04
		II	1296	1423	1.10
		III	1369	1491	1.09
		IV	900	1015	1.13

L	p (%)	TIPO	AREA DE COLUMNA		CALCULADA REAL
			REAL	CALCULADA	
8	2	I	4900	4715	0.96
		II	3025	2930	0.97
		III	3349	3090	0.92
		IV	1849	1785	0.97
	4	I	4480	4097	0.91
		II	2800	2680	0.96
		III	2916	2780	0.95
		IV	1681	1661	0.99
	8	I	3470	3500	1.01
		II	2300	2190	0.95
		III	2300	2180	0.95
		IV	1367	1416	1.04
4	2	I	2160	2350	1.08
		II	1500	1600	1.06
		III	1560	1600	1.02
		IV	1070	1160	1.08
6	2	I	4600	4875	1.06
		II	2910	3200	1.10
		III	3125	3200	1.02
		IV	1780	2280	1.28
8	2	I	8100	7875	0.97
		II	4750	4900	1.03
		III	5340	4900	0.92
		IV	2910	2920	1.00

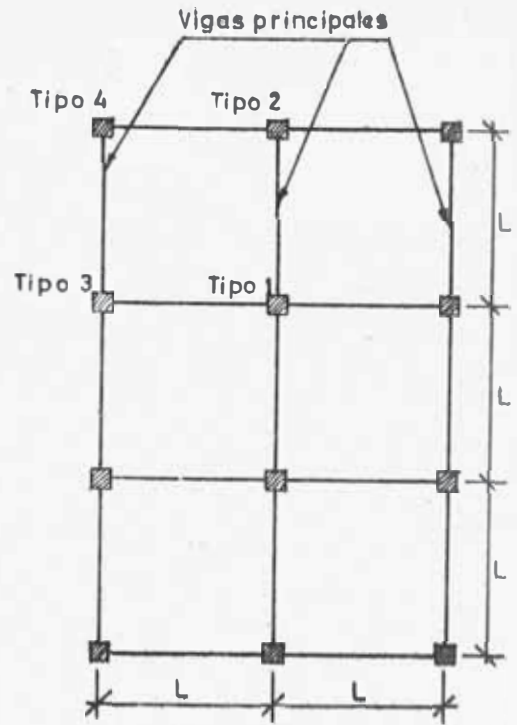
TABLA Nº 7.- RESULTADOS DEL ESTUDIO ECONOMICO

L	P (%)	TIPO 1	TIPO 4	COSTO \$/ POR m <sup>2</sup>	
				TIPO 1	TIPO 4
4	2	17,222.28	11,475.95	108	292
	4*	17,126.26	12,649.44		
	8*	17,508.33	10,927.52		
8	2	56,621.12	24,203.27	84	162
	4*	52,394.72	25,214.18		
	8*	52,885.24	27,916.50		

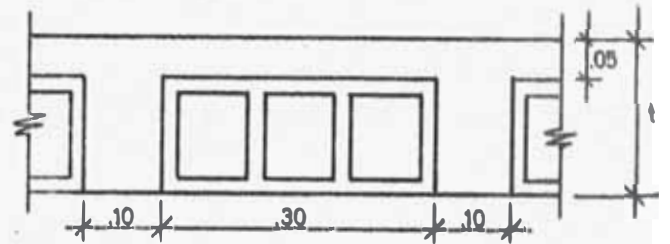
\* Sólo en el primer piso



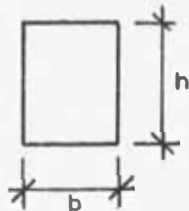
**ELEVACION  
(a) PORTICOS PRINCIPALES**



**(b) PLANTA**



**SECCION TIPICA  
(c) ALIGERADO**

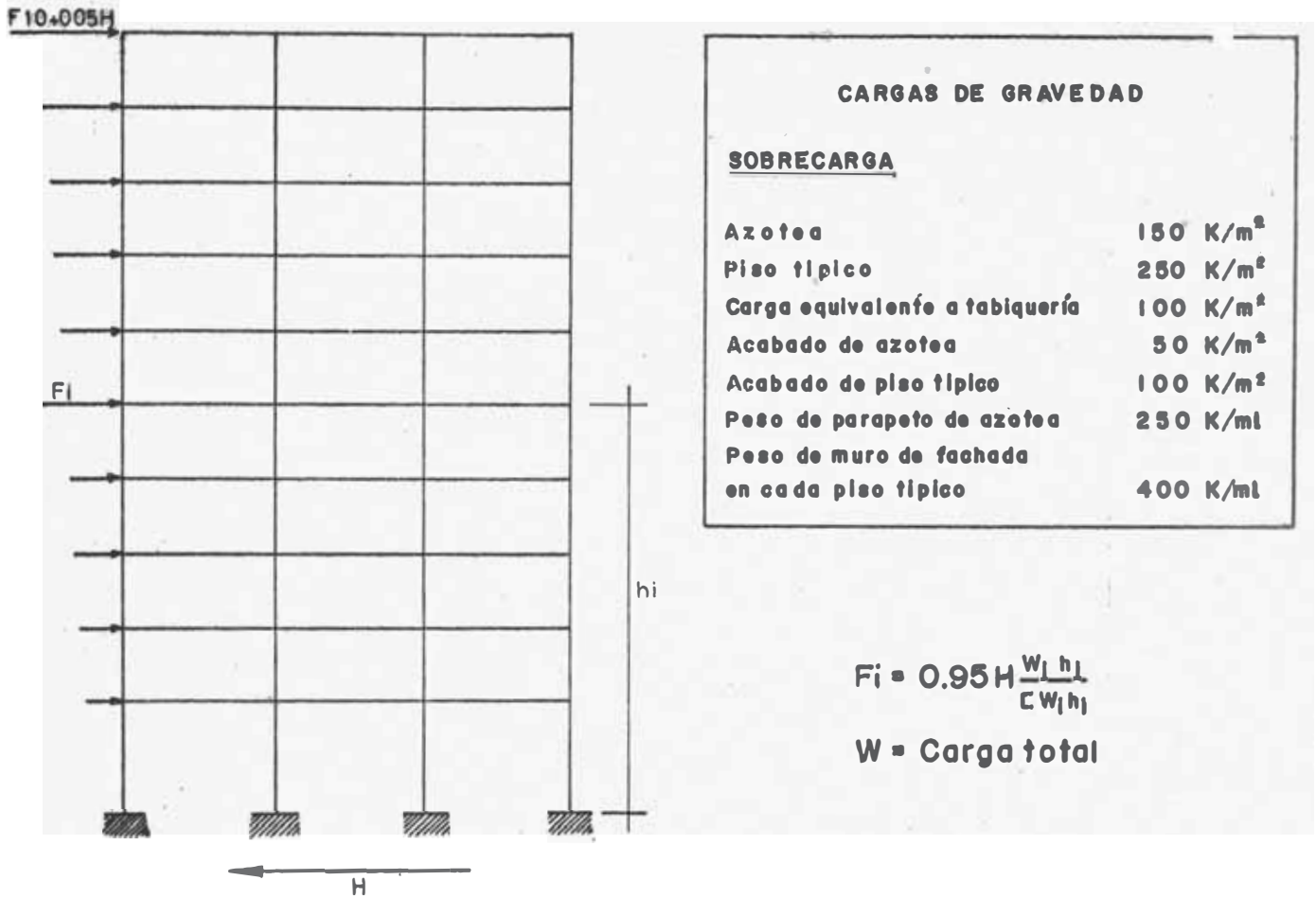


**(d) DIMENSIONES DE LAS  
VIGAS**

**NOTA:** Las dimensiones de las columnas se muestran en las tablas 1, 2, y 3

L	b	h	t
4	.25	.35	.20
6	.30	.50	.25
8	.40	.70	.35

**FIG. 1 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS**



$H = UKCP$  Cortante total de la base

$U = 0.8$

$K = 0.67$

$C = 0.05 / \sqrt[3]{T}$

$T = 0.1N$

$N = 10$  Pisos

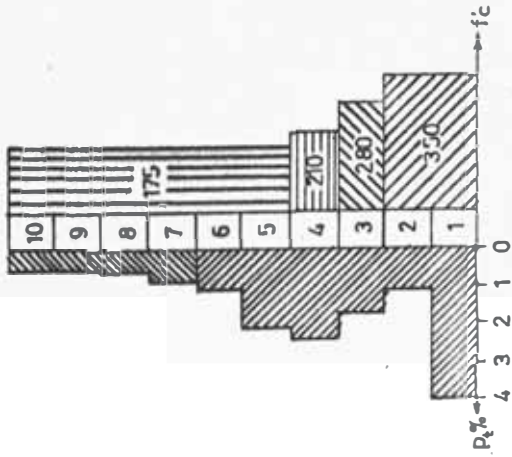
$P =$  Carga muerta total + 0.25 carga viva total en la base

$J = 0.5 / T^{2/3} =$  factor de reducción de efectos de volteo

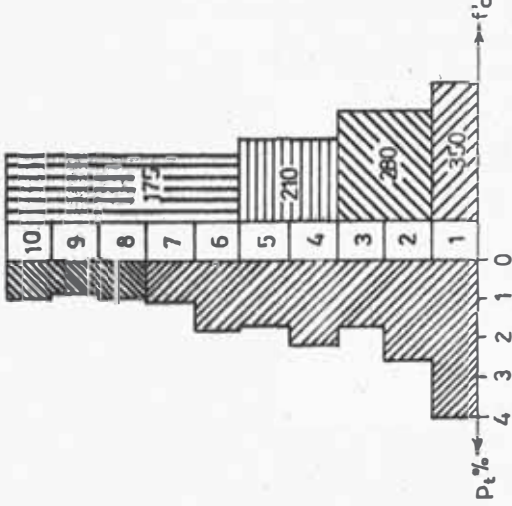
FIG.2 RESUMEN DE LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO

$L = 8 \text{ m.}$

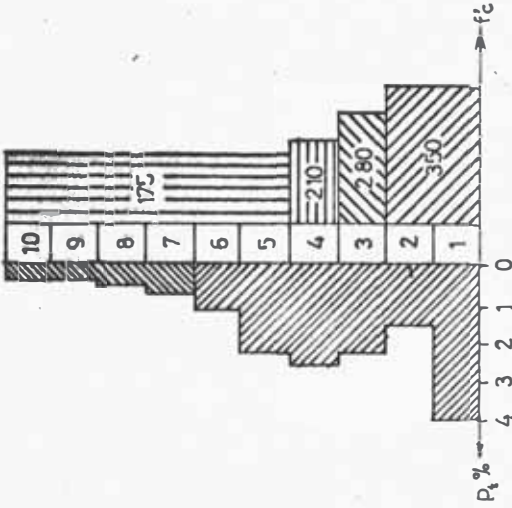
TIPO 1



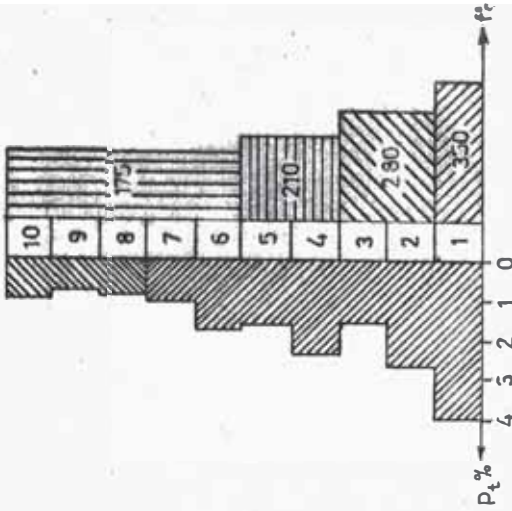
TIPO 2



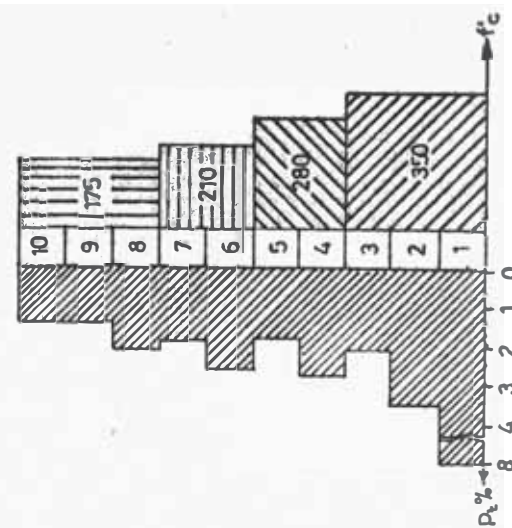
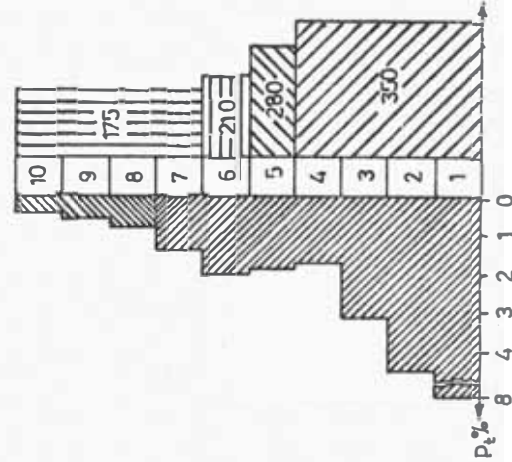
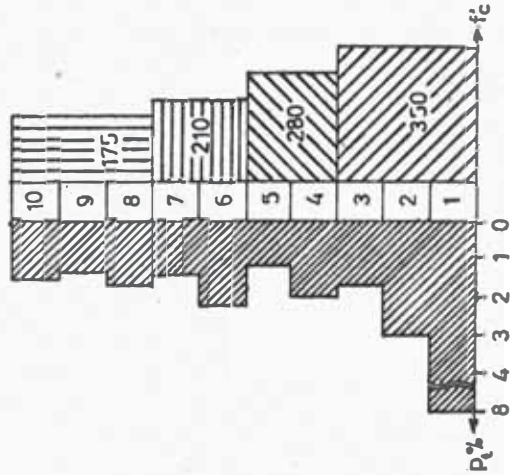
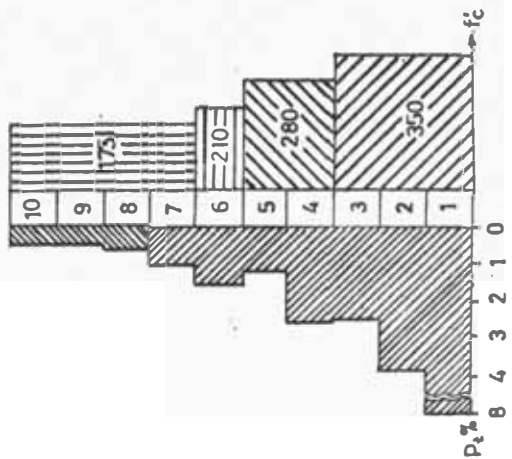
TIPO 3



TIPO 4



CUANTIA 4% EN EL PRIMER PISO

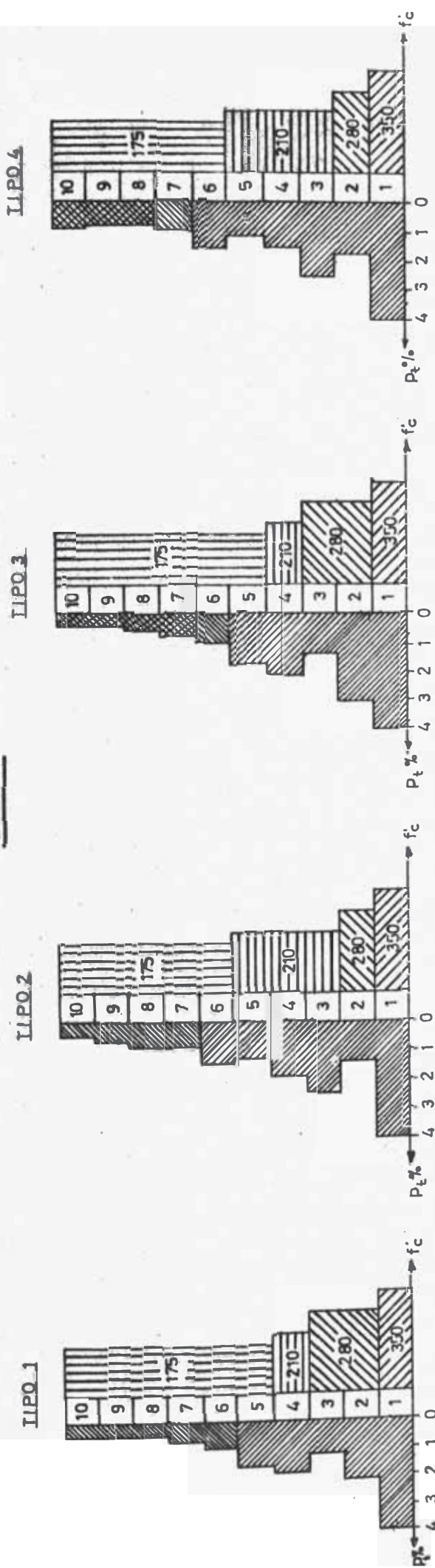


CUANTIA 8% EN EL PRIMER PISO

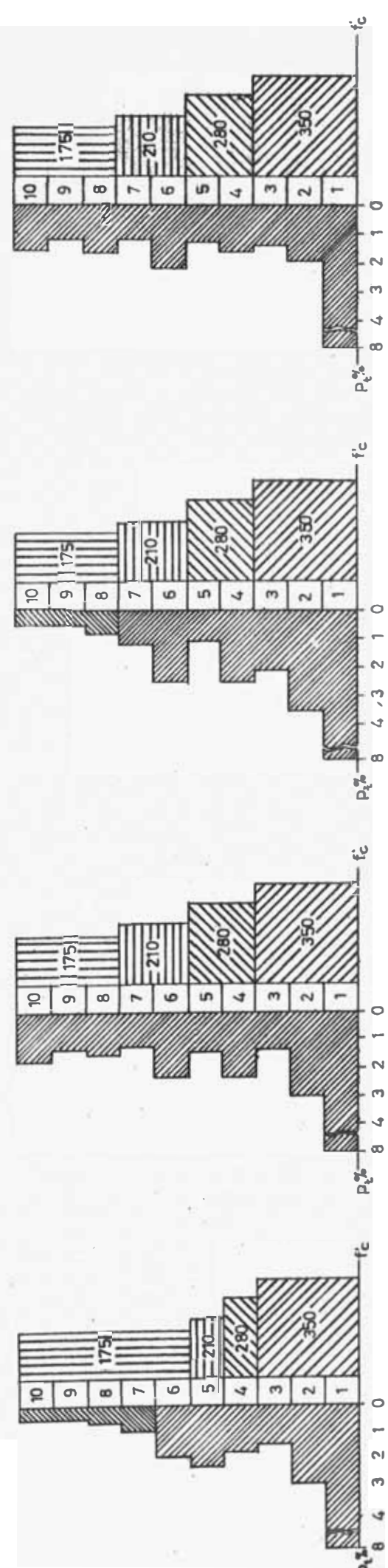
FIG. No.3 VARIACIONES DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO Y LAS CUANTIAS DEL REFUERZO EN LO ALTO DEL EDIFICIO



**L = 6 m.**



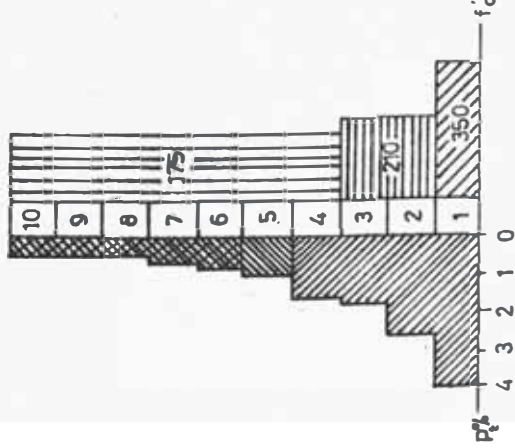
**CUANTIA 4% EN EL PRIMER PISO**



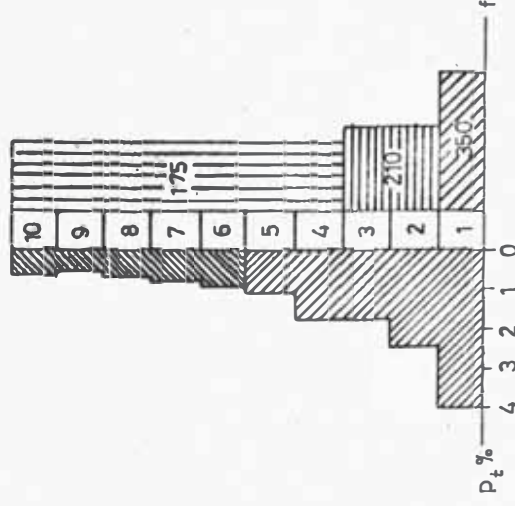
**CUANTIA 8% EN EL PRIMER PISO**

**FIG. No.4 VARIACIONES DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO Y LAS CUANTIAS DEL REFUERZO EN LO ALTO DEL EDIFICIO**

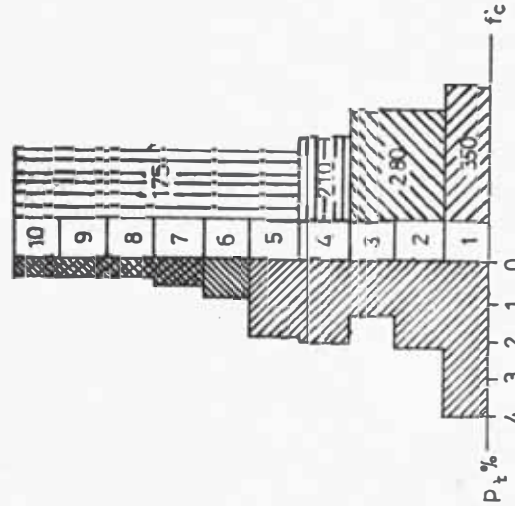
TIPO 1



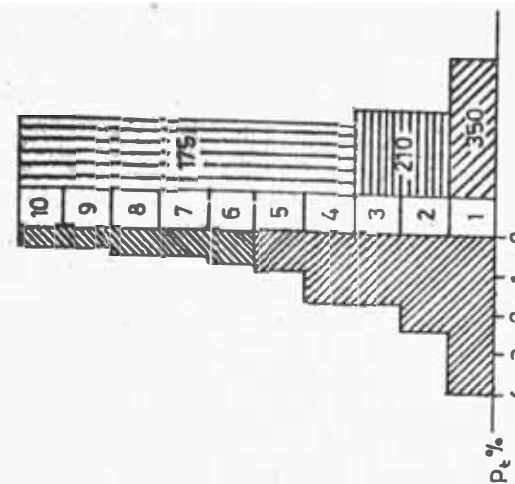
TIPO 2



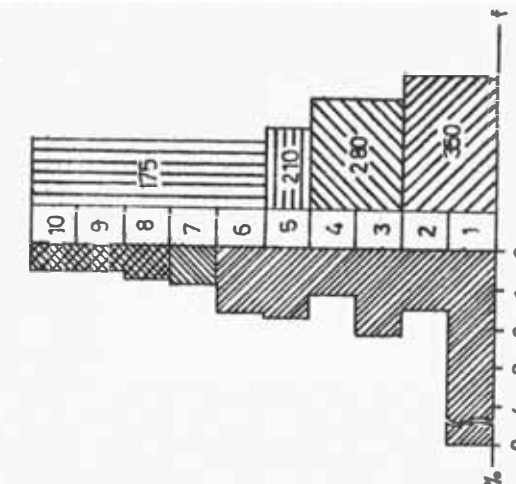
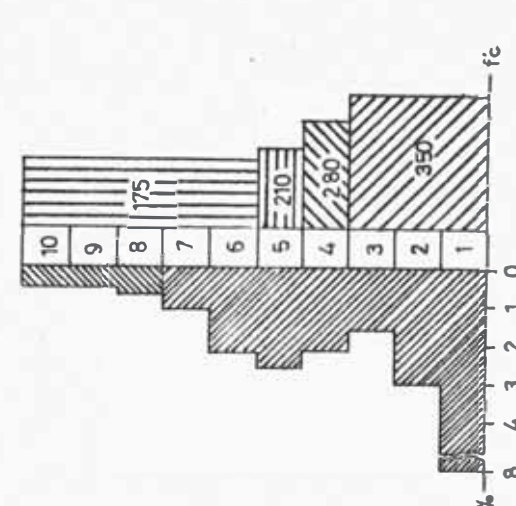
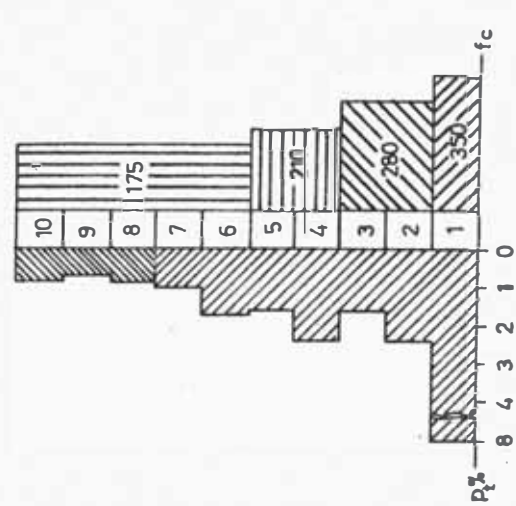
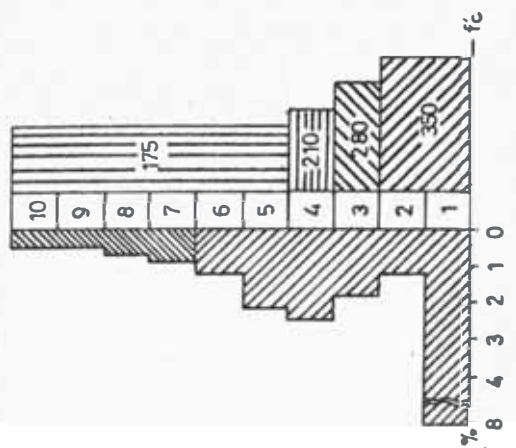
TIPO 3



TIPO 4



CUANTIA 4% EN EL PRIMER PISO



CUANTIA 8% EN EL PRIMER PISO

FIG. NO. 5 VARIACIONES DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO Y LAS CUANTIAS DEL REFUERZO EN LO ALTO DEL EDIFICIO

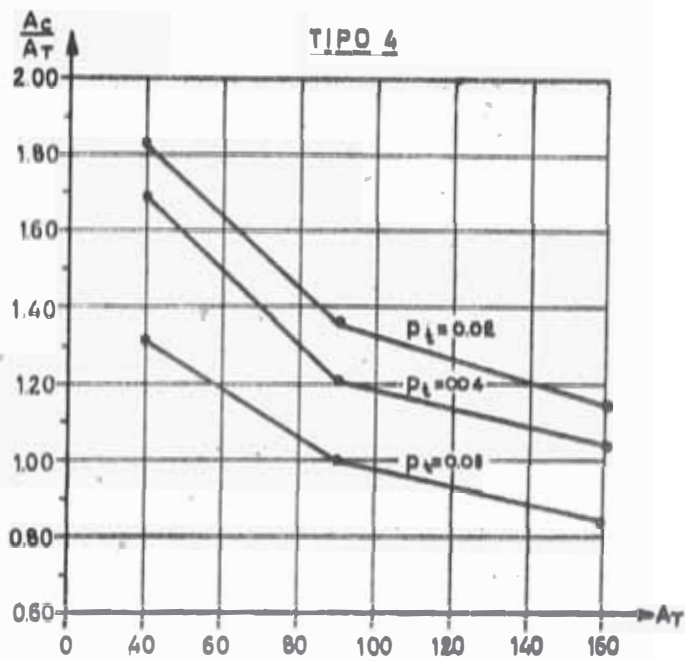
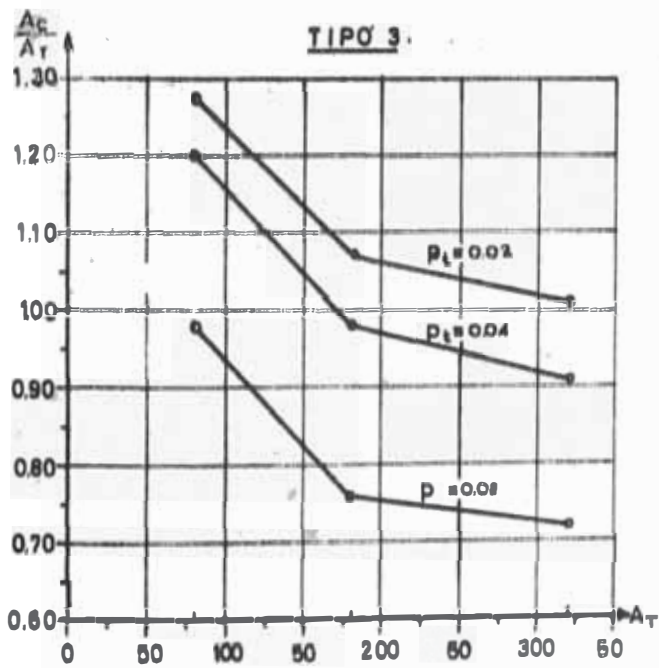
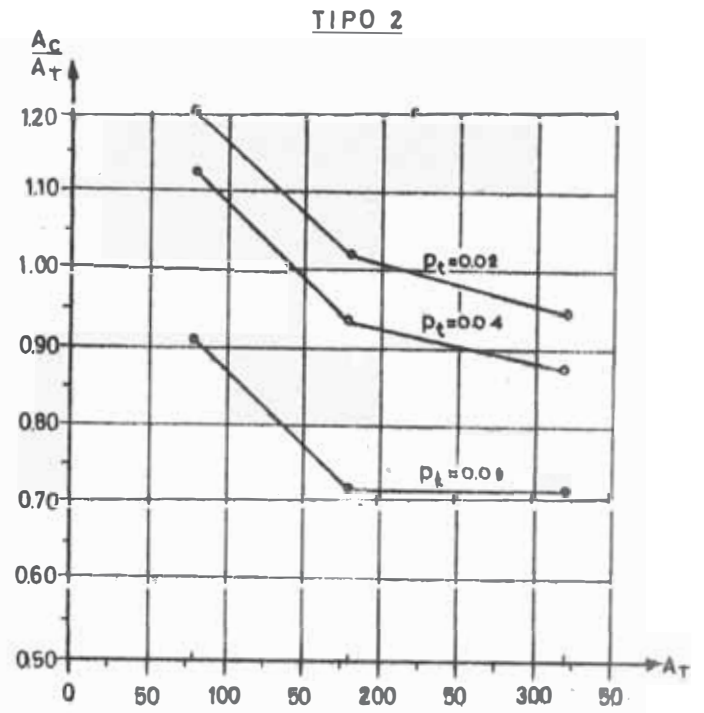
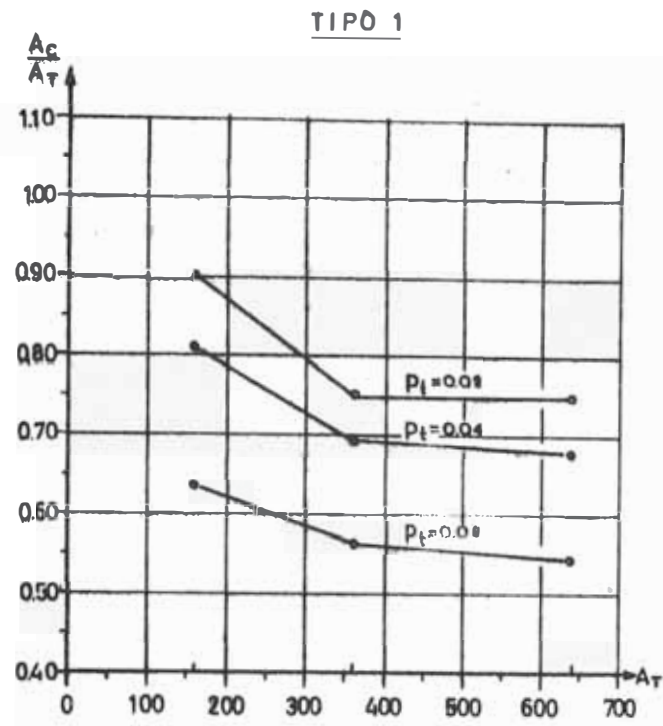
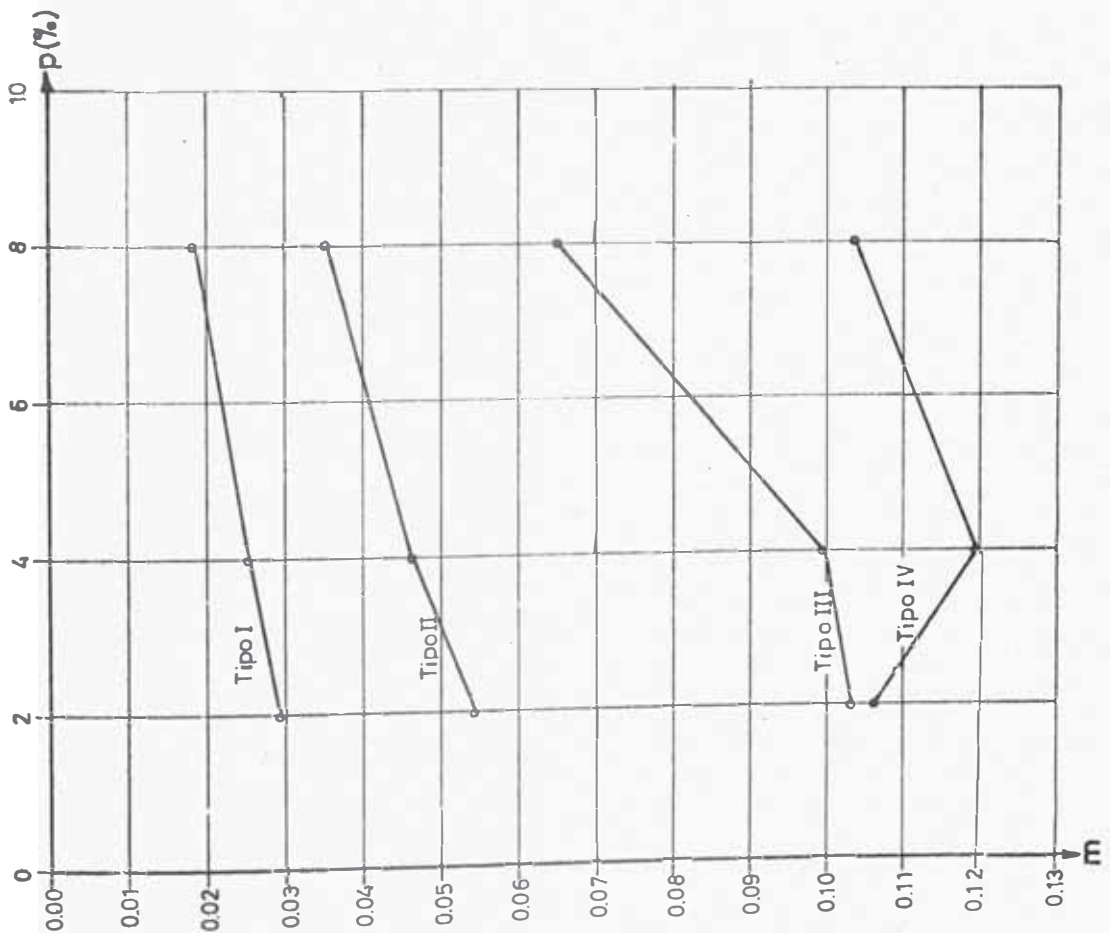


Fig. No. 6

VALORES DE  $\frac{A_C}{A_T}$  CONTRA  $A_T$



VALORES DE "m" CONTRA "p"

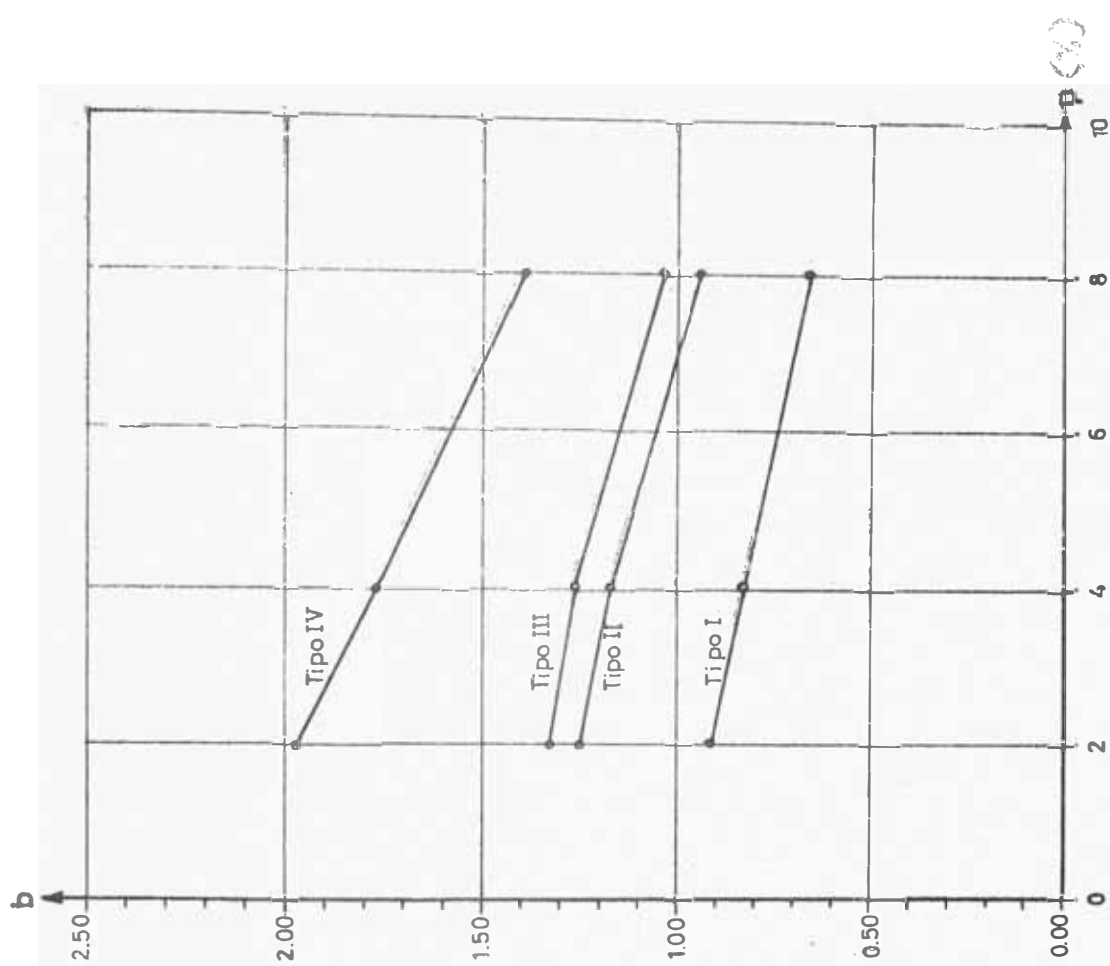
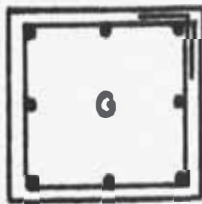
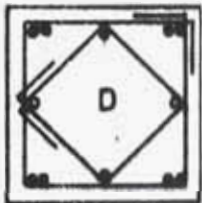
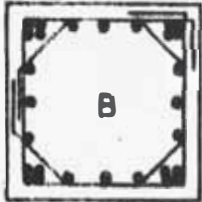


Fig. No.7

VALORES DE "b" CONTRA "p"

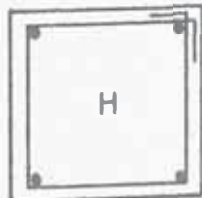
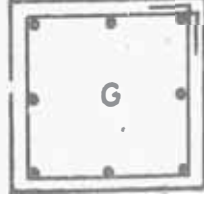
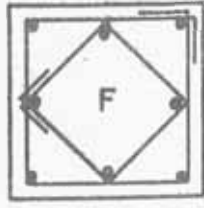
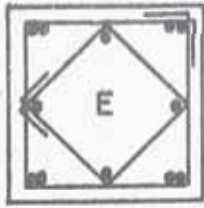
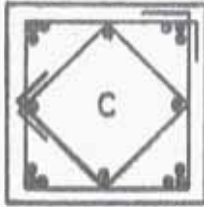
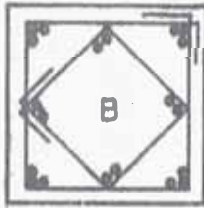


L = 8 m				$p_f = 8\%$			
COLUMNA TIPO 1 $b \times t = 0.59 \times 0.59$				COLUMNA TIPO 4 $b \times t = 0.37 \times 0.37$			
PISO	Ast cm <sup>2</sup>	Refuer.	Tipo de sección	Piso	Ast cm <sup>2</sup>	Refuer.	Tipo de sección
1	278	56 $\phi 1"$	A	1	110	24 $\phi 1"$	F
2	136	28 $\phi 1"$	B	2	48	8 $\phi 1"$ + 4 $\phi 3/4"$	D
3	91	16 $\phi 1"$ + 4 $\phi 3/4"$	C	3	29	4 $\phi 1"$ + 4 $\phi 3/4"$	G
4	94	16 $\phi 1"$ + 4 $\phi 3/4"$	C	4	38	8 $\phi 1"$	G
5	45	8 $\phi 1"$ + 4 $\phi 7/8"$	D	5	25	4 $\phi 1"$ + 4 $\phi 3/4"$	G
6	59	12 $\phi 1"$	D	6	36	8 $\phi 1"$	G
7	38	8 $\phi 1"$	E	7	26	8 $\phi 7/8"$	G
8	24	8 $\phi 3/4"$	E	8	29	8 $\phi 7/8"$	G
9	17	8 $\phi 5/8"$	E	9	19	8 $\phi 3/4"$	G
10	17	8 $\phi 5/8"$	E	10	19	8 $\phi 3/4"$	G

\* Solo en el primer piso

Fig. No. 8

DISTRIBUCION DE LAS AREAS DE  
ACERO PARA LAS COLUMNAS DE  
L=8m. y  $p_f = 8\%$



L = 8 m.				$p_f = 8\%$ *			
COLUMNA TIPO 1 b x t = 0.67 x 0.67				COLUMNA TIPO 4 b x t = 0.41 x 0.41			
Piso	$A_{st}$	Refuer.	Tipo de sección	Piso	$A_{st}$	Refuer.	Tipo de sección
1	180	32 $\phi 1"$ 4 $\phi 7/8"$	A	1	67	12 $\phi 1"$ 4 $\phi 3/4"$	C
2	58	12 $\phi 1"$	E	2	45	8 $\phi 1"$ 4 $\phi 3/4"$	E
3	81	16 $\phi 1"$	D	3	28	4 $\phi 1"$ 4 $\phi 3/4"$	G
4	108	20 $\phi 1"$	B	4	40	8 $\phi 1"$	G
5	94	20 $\phi 1"$	B	5	29	4 $\phi 1"$ 4 $\phi 3/4"$	G
6	45	8 $\phi 1"$ 4 $\phi 3/4"$	E	6	30	4 $\phi 1"$ 4 $\phi 3/4"$	G
7	36	8 $\phi 1"$	F	7	19	4 $\phi 1"$	H
8	27	8 $\phi 7/8"$	F	8	15	4 $\phi 7/8"$	H
9	22	8 $\phi 3/4"$	F	9	13	4 $\phi 7/8"$	H
10	22	8 $\phi 3/4"$	F	10	17	4 $\phi 7/8"$	H

\* Solo en el primer piso

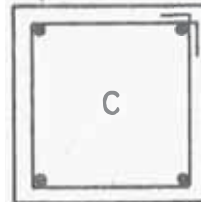
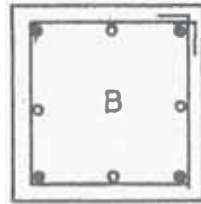
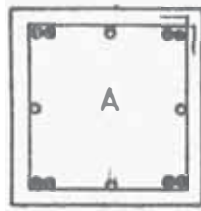
Fig. No. 9

DISTRIBUCION DE LAS AREAS DE  
ACERO PARA LAS COLUMNAS DE  
 $L = 8m.$  y  $p_f = 4\%$

L = 4m.				$p_f = 8\%$			
COLUMNA TIPO 1 b x t = 0.32 x 0.32				COLUMNA TIPO 4 b x t = 0.23 x 0.23			
Piso	$A_{st}$	Refuer.	Tipo de secc.	Piso	$A_{st}$	Refuer.	Tipo de sección
1	80	16 $\phi$ 1"	A	1	42	8 $\phi$ 1"	B
2	12	4 $\phi$ $\frac{7}{8}$ "	D	2	9	4 $\phi$ $\frac{3}{4}$ "	D
3	18	4 $\phi$ 1"	D	3	12	4 $\phi$ $\frac{3}{4}$ "	D
4	25	4 $\phi$ 1" 4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	C	4	6	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D
5	20	4 $\phi$ 1"	D	5	10	4 $\phi$ $\frac{3}{4}$ "	D
6	12	4 $\phi$ $\frac{7}{8}$ "	D	6	9	4 $\phi$ $\frac{3}{4}$ "	D
7	9	4 $\phi$ $\frac{3}{4}$ "	D	7	5	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D
8	7	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D	8	5	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D
9	5	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D	9	4	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D
10	5	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D	10	4	4 $\phi$ $\frac{5}{8}$ "	D

\* Solo en el primer piso

Fig. No.10  
DISTRIBUCION DE LAS AREAS DE  
ACERO PARA LAS COLUMNAS DE  
L = 4m. y  $p_f = 8\%$



L = 4 m.				$P_f = 4\% *$			
COLUMNA TIPO 1 b x t = 0.36 x 0.36				COLUMNA TIPO 4 b x t = 0.26 x 0.26			
Piso	$A_{st}$	Refuer.	Tipo de sección	Piso	$A_{st}$	Refuer.	Tipo de sección
1	52	8 $\phi 1"$ 4 $\phi 7/8"$	A	1	27	4 $\phi 1"$ 4 $\phi 5/8"$	B
2	34	4 $\phi 1"$ 4 $\phi 7/8"$	B	2	17	4 $\phi 1"$	C
3	23	4 $\phi 1"$	C	3	12	4 $\phi 7/8"$	C
4	22	4 $\phi 1"$	C	4	12	4 $\phi 7/8"$	C
5	13	4 $\phi 7/8"$	C	5	7	4 $\phi 5/8"$	C
6	10	4 $\phi 3/4"$	C	6	6	4 $\phi 5/8"$	C
7	9	4 $\phi 3/4"$	C	7	5	4 $\phi 5/8"$	C
8	7	4 $\phi 5/8"$	C	8	5	4 $\phi 5/8"$	C
9	7	4 $\phi 5/8"$	C	9	3	4 $\phi 5/8"$	C
10	7	4 $\phi 5/8"$	C	10	3	4 $\phi 5/8"$	C

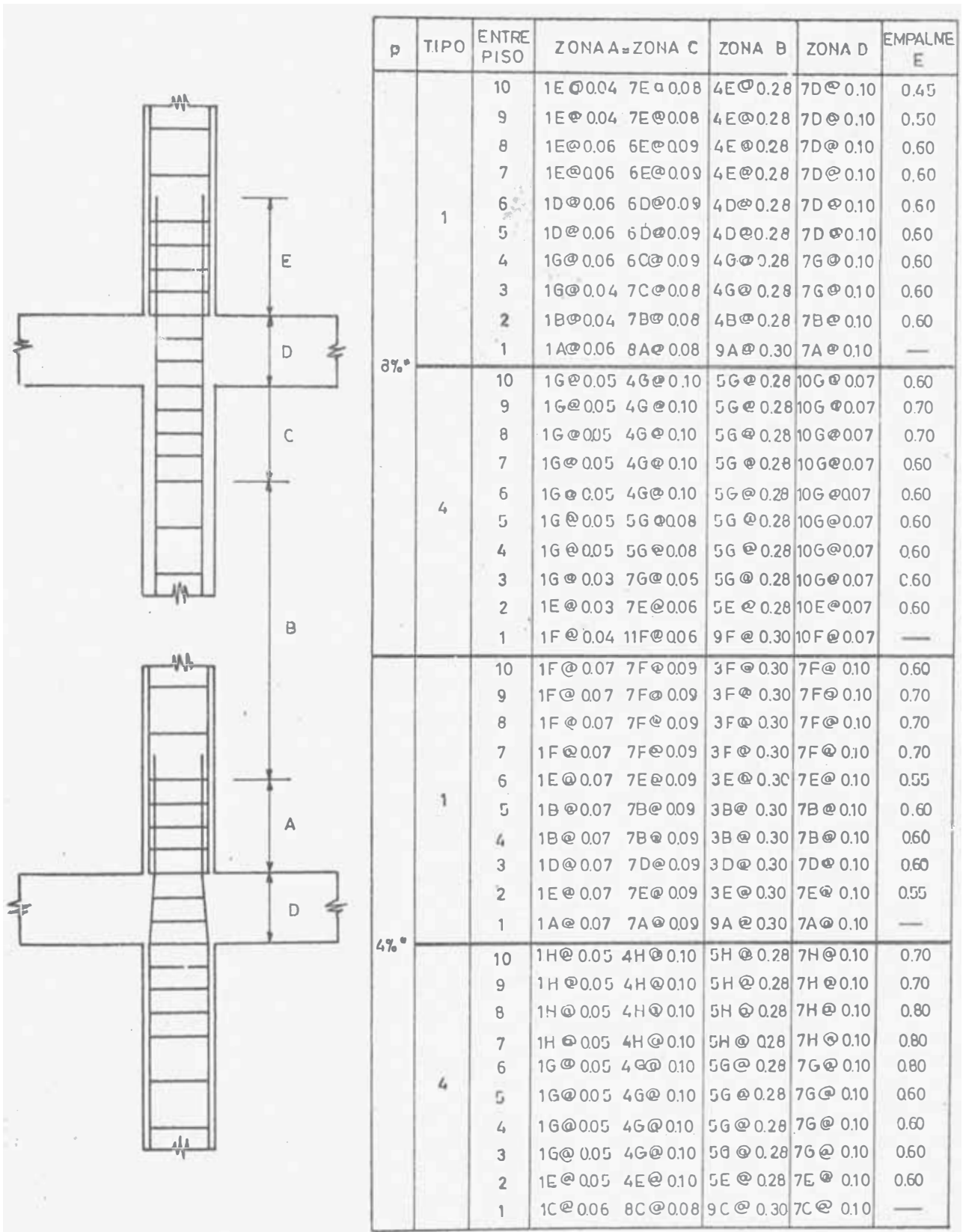
\* Solo en el primer piso

Fig. No.11

DISTRIBUCION DE LAS AREAS DE  
ACERO PARA LAS COLUMNAS DE

L = 4m. y  $p_f = 4\%$





☛ Solo en el primer piso

FIG. No. 12. DETALLES Y DISPOSICION DE LAS ARMADURAS TRANSVERSALES EN LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA DE L = 8 m.

P	TIPO	ENTRE PISO	ZONA A = ZONA C	ZONA B	ZONA D	EMPALME E
87°	1	10	1D @ 0.05 5D @ 0.08	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.50
		9	1D @ 0.05 5D @ 0.08	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.50
		8	1D @ 0.05 5D @ 0.08	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.60
		7	1D @ 0.05 5D @ 0.08	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.60
		6	1D @ 0.05 5D @ 0.08	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.80
		5	1D @ 0.05 5D @ 0.08	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.80
		4	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.55
		3	1D @ 0.05 4D @ 0.10	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.55
		2	1D @ 0.03 7D @ 0.06	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.65
	1	1A @ 0.04 11A @ 0.06	10A @ 0.29	4A @ 0.09	—	
	4	10	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.45
		9	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.45
		8	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.45
		7	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.45
		6	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.45
		5	1D @ 0.03 7D @ 0.06	7D @ 0.25	6D @ 0.06	0.45
		4	1D @ 0.03 7D @ 0.06	7D @ 0.25	6D @ 0.06	0.45
		3	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	6D @ 0.06	0.45
2		1D @ 0.03 7D @ 0.06	7D @ 0.25	6D @ 0.06	0.65	
1	1B @ 0.07 9B @ 0.07	10B @ 0.29	6B @ 0.06	—		
47°	1	10	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.50
		9	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.50
		8	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.60
		7	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.60
		6	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.70
		5	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.80
		4	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.80
		3	1C @ 0.05 4C @ 0.10	7C @ 0.25	4C @ 0.09	0.60
		2	1B @ 0.05 4B @ 0.10	7B @ 0.25	4B @ 0.09	0.65
	1	1A @ 0.04 11A @ 0.06	10A @ 0.29	4A @ 0.09	—	
	4	10	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.50
		9	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.50
		8	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.50
		7	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.50
		6	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.50
		5	1D @ 0.03 6D @ 0.07	7D @ 0.25	5D @ 0.07	0.70
		4	1D @ 0.05 4D @ 0.10	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.70
		3	1D @ 0.05 4D @ 0.10	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.60
2		1D @ 0.05 4D @ 0.10	7D @ 0.25	4D @ 0.09	0.60	
1	1B @ 0.04 11B @ 0.06	10B @ 0.29	6B @ 0.06	—		

■ Solo en el primer piso

FIG. No. 13. DETALLES Y DISPOSICION DE LAS ARMADURAS TRANSVERSALES EN LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA DE L = 4 m.

$A_c$  (cm<sup>2</sup>)

$c = 350 \quad 280 \quad 210 \text{ km}$

$A_c$  f'c (miles) kg

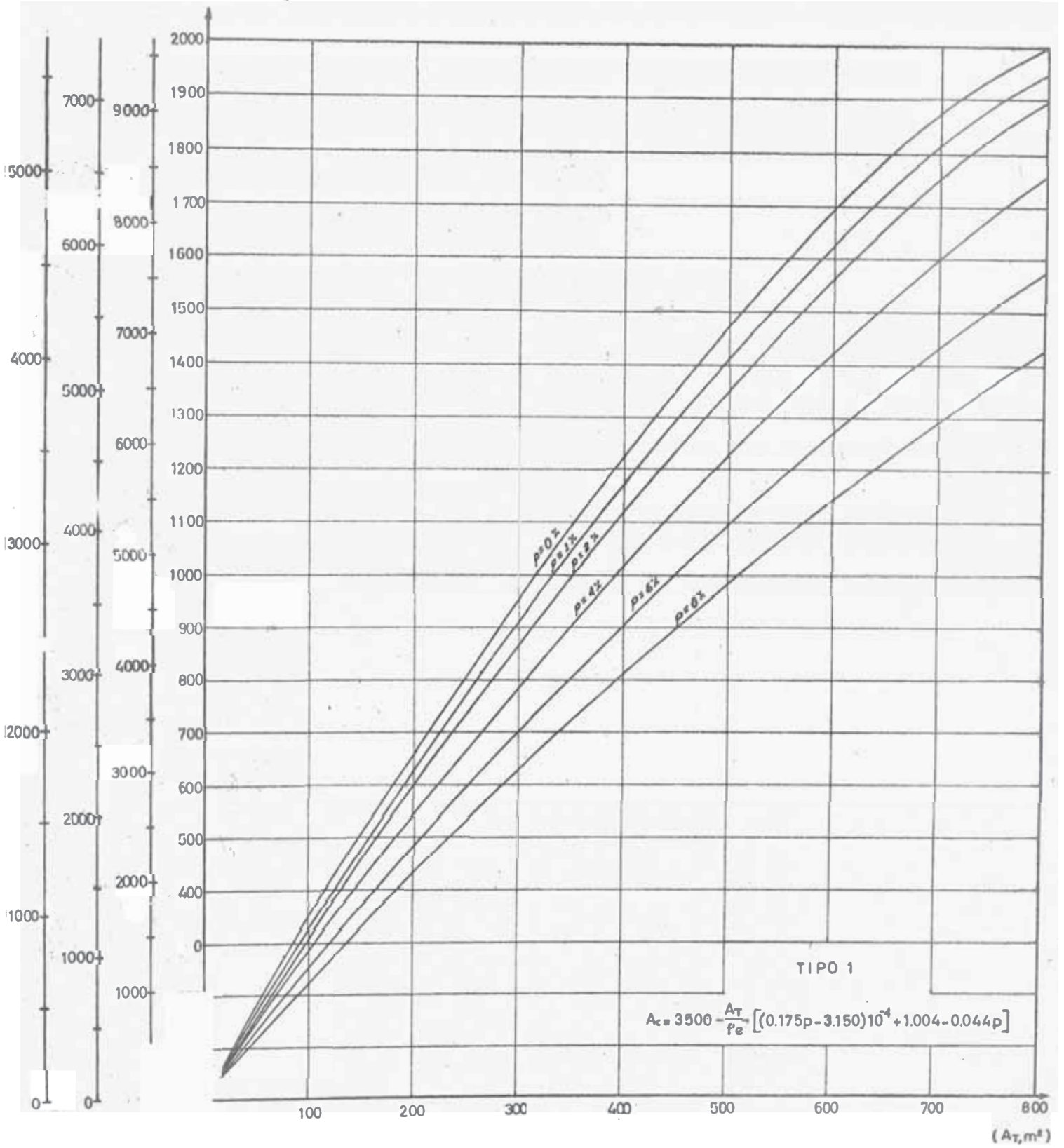


GRAFICO No. 1  
(Formula 1)

$A_c$  (cm<sup>2</sup>)

$f'_c = 350$  280

m<sup>2</sup>

$A_c f'_c$  (mites) kg

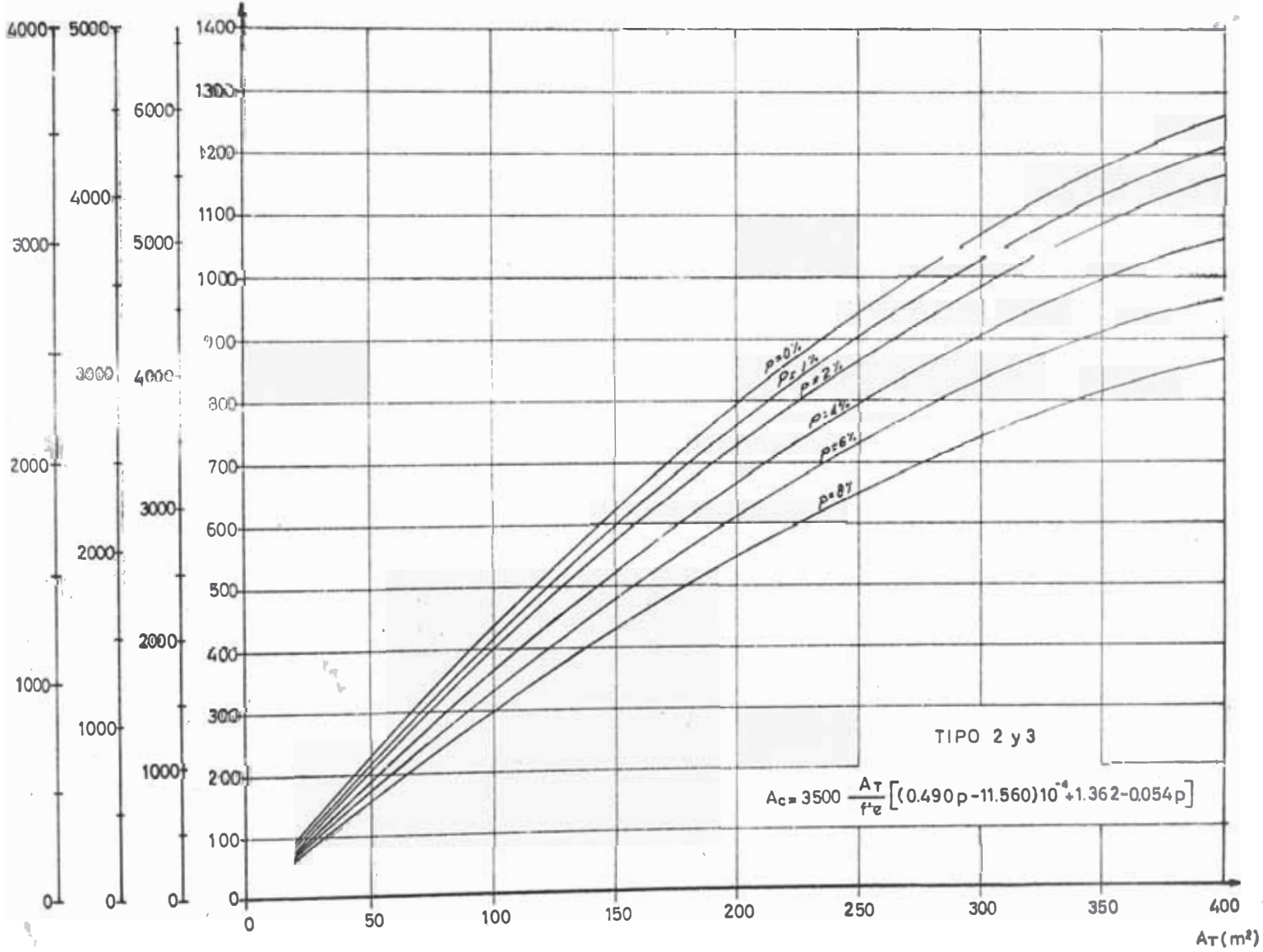
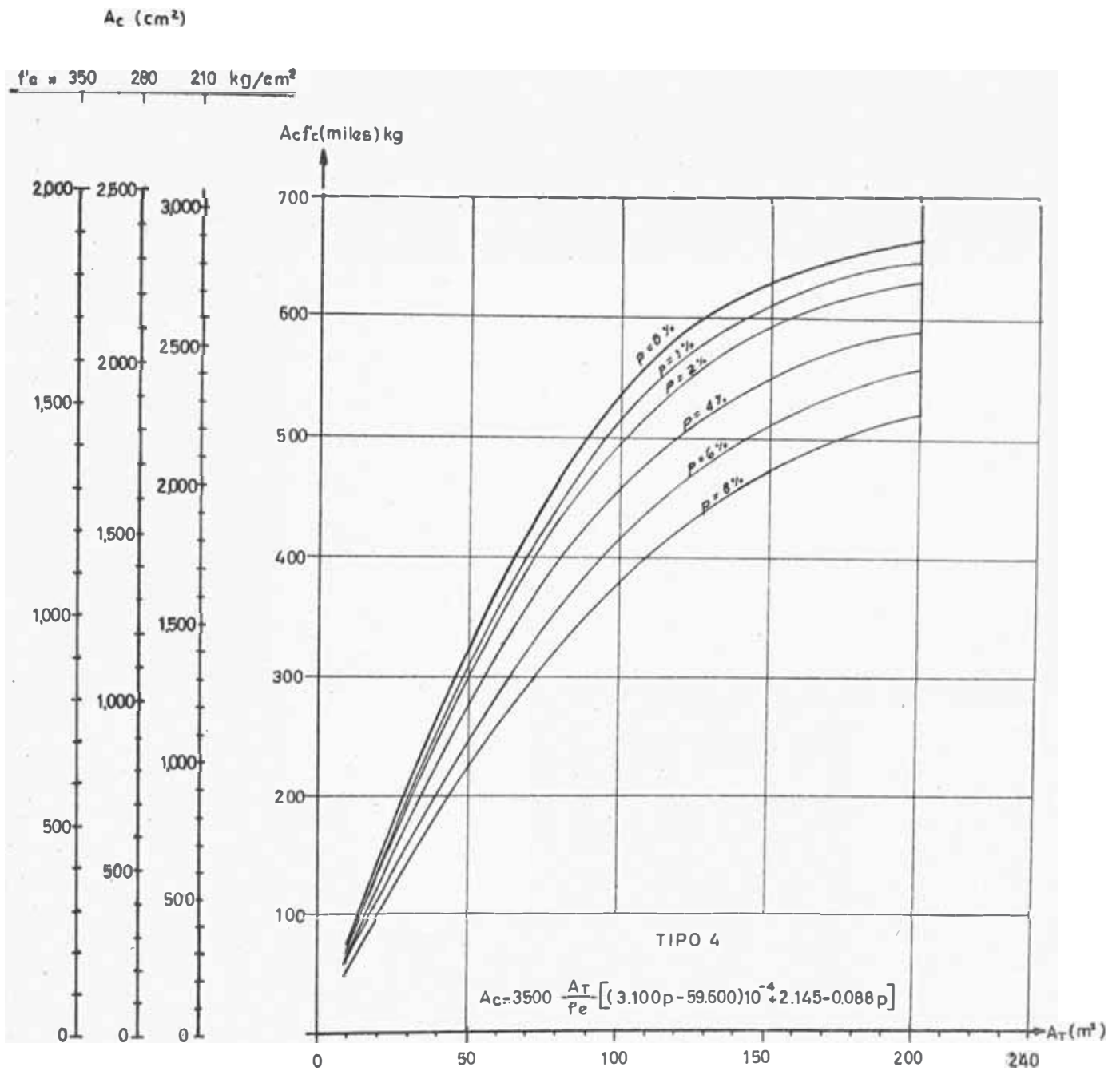


GRAFICO No.2

(Formula 2y3)



**GRAFICO No.3**  
(Formula 4)

## APENDICE A

### Ejemplo de Diseño de una Columna

Una columna de 50 x 50 cm. con  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ . y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . está cargada con una carga de rotura de 514 toneladas, y un momento de rotura de 55 ton-cm. que produce flexión alrededor de sólo un eje. Hallar las dimensiones de la nueva sección para una cuantía de refuerzo del 0.08.

Solución: 
$$e'/t = \frac{55}{514} < 0.1t(\text{cm}) \therefore e_{\text{máx}} = 0.1t = 5 \text{ cm.}$$

$$gt = 50 - 2(4 + 1.25 + 2.5) = 34.50 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{34.5}{50} = 0.7$$

### Factor de Reducción R

$$R = 1.070 - \frac{0.008 \times h'}{r} < 1.0 \text{ ----- (I)}$$

$$r = 0.30t = 0.30 \times 50 = 15 \text{ cm.}$$

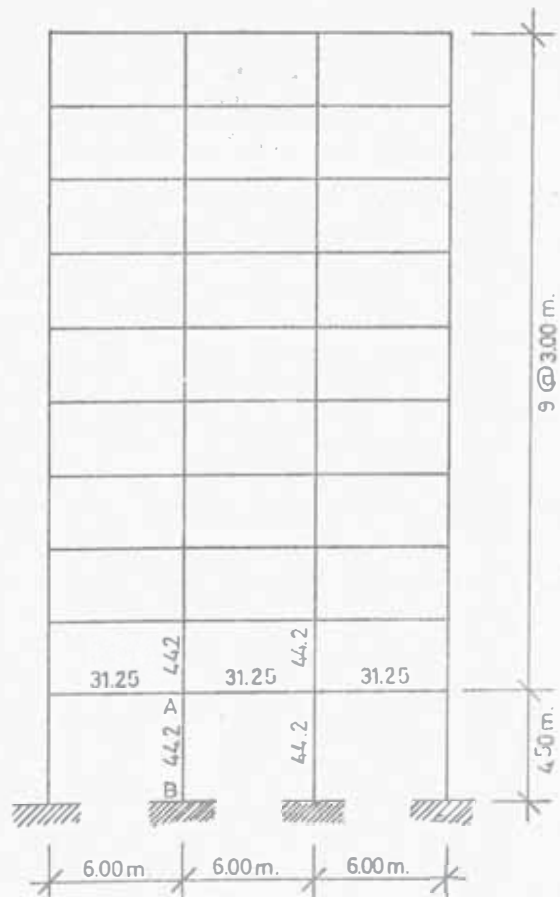
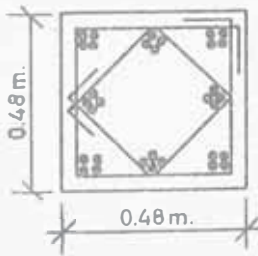
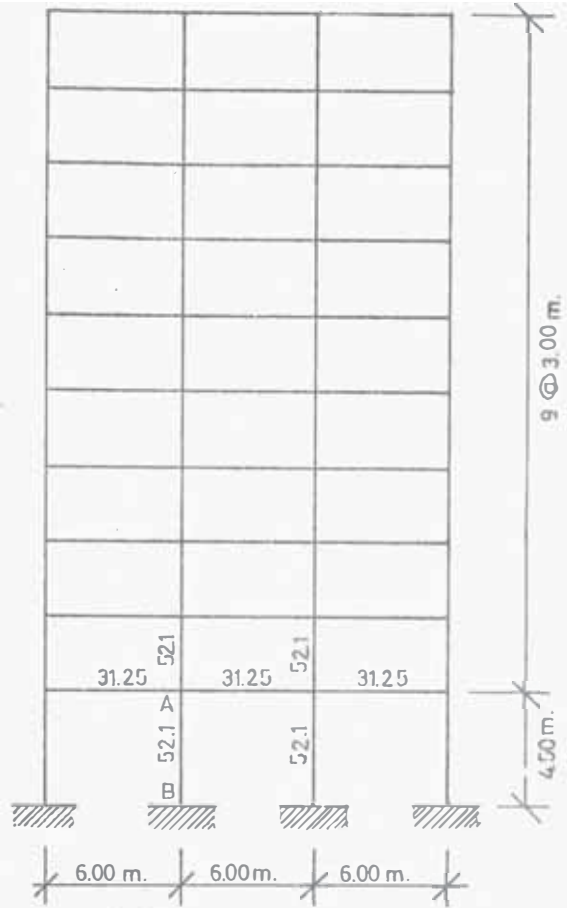
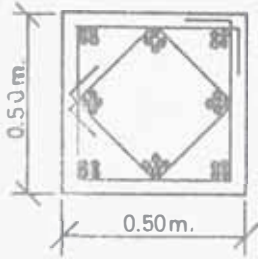
Para entrar a las cortas de alineamiento:

$$G_A = \frac{I_{c/L_c}}{I_{v/L_v}} = \frac{1.16 + 1.74}{2 \times 0.52} = 2.79 \quad I_{c1/L1} = \frac{52.1}{45.0} = 1.16$$

$$I_{c2/L2} = \frac{52.1}{30.0} = 1.74$$

$$G_B = 1.0 \text{ (Empotramiento)}$$

$$I_{v/L_v} = \frac{31.25}{60.0} = 0.52$$



Con los valores anteriores obtenemos  $\alpha = 1.54$

Luego:  $h' = \alpha h = 1.54 \times 4.25 = 6.55 \text{ m}$

Reemplazando valores numéricos en (I) se tiene:

$$R = 1.070 - \frac{0.008 \times 6.55}{0.15} = 1.070 - 0.350 = 0.720$$

Entrando a los abacos de Everard con:

$e/t = 0.1$ ,  $p_t = 0.08$ ,  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $g = 0.7$

obtenemos  $K = 0.93$

De la expresión:  $K = \frac{Pu}{R f'_c t^2}$

$$t = \sqrt{\frac{Pu}{R f'_c K}} \text{ ----- (II)}$$

Reemplazando valores numéricos en (II):

$$t = \sqrt{\frac{514 \times 1000}{0.720 \times 0.93 \times 350}} = \sqrt{2250} = 47.5 \text{ cm.}$$

Tanteando con  $t = 48 \text{ cm.}$

$$gt = 48 - 2(4 + 1.25 + 2.5) = 32.5 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{32.5}{48.0} = 0.68$$

$$e = e_{\text{min}} = 0.1t = 0.1 \times 48 = 4.8 \text{ cm.}$$

$$r = 0.30t = 0.3 \times 48 = 14.4 \text{ cm.}$$

Factor de Reduccion R

$$G_A = \frac{I_c/L_c}{I_v/L_v} = \frac{0.984 + 2.475}{2 \times 0.520} = 2.36$$

$$I_{c1}/L_1 = \frac{44.2}{45.0} = 0.984$$

$$I_{c2}/L_2 = \frac{44.2}{30.0} = 1.475$$

$$I_v/L_v = 0.520$$



$$G_B = 1.0 \text{ (Empotramiento)}$$

Con los valores anteriores, obtenemos de la carta de alineamiento  $\alpha = 1.49$

$$\text{Luego: } h' = \alpha h = 1.49 \times 4.25 = 6.35 \text{ m}$$

Reemplazando valores numérico en (I) se tiene:

$$R = 1.070 - \frac{0.008 \times 6.35}{0.144} = 1.070 - 0.353 = 0.717$$

Reemplazando valores numéricos en (II) se tiene finalmente:

$$t = \sqrt{\frac{514 \times 1000}{0.717 \times 0.93 \times 350}} = \sqrt{2260} = 47.6 \text{ cm.}$$

Digamos:  $t = 48 \text{ cm.}$

## APENDICE B

### Nudos Confinados

El dimensionamiento de las columnas y su refuerzo en marcos sísmicos debe recibir una consideración muy cuidadosa. Puede ser necesario bajo ciertas circunstancias el confinamiento completo del concreto en las columnas en las uniones de viga con columna para garantizar la ductilidad requerida.

El código SEAOC exige que todos los edificios de más de 48 metros tengan una estructura espacial dúctil, capaz de tomar no menos del 25% del total de las fuerzas sísmicas. La especificación del citado reglamento exige en estos casos, que los nudos (donde se empalman las columnas y vigas); si:

$$\frac{P}{A_g} > 0.12 f'_c$$

se confinen. Donde:

$P$  = máxima carga axial de compresión que se espera actuará sobre el miembro durante un sismo

$A_g$  = área total de la sección

$f'_c$  = resistencia en compresión basada en cilindros de 15 x 30 cm.

Si se requiere refuerzo transversal para confinar el concreto, puede utilizarse ya sea refuerzo circular en espiral o anillos rectangulares. La cantidad de refuerzo transversal necesario para el confinamiento será igual a la indicada por el ACI para zunchos en espiral continuo, o el doble de este valor para columnas con estribos.

$$p'' = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f''_y} \quad (1)$$

El refuerzo debe pasar a todo lo largo del nudo y extenderse hasta  $1/6$  de la altura libre de la columna, pero no menos de 45 cm., ni menos la mayor dimensión de la columna. El espaciamiento de estribos no será mayor de 10 cms., ni menos de lo necesario para colocar el concreto. El diámetro mínimo de la armadura transversal será de  $3/8''$ .

Estribos suplementarios pueden ser incluidos como parte de el volumen de refuerzo transversal hasta un máximo del 25% de el volumen total. Estos estribos suplementarios deben tener los ganchos standard y deben ajustar el anillo exterior y la barra vertical. Para una columna rectangular o cuadrada de área total  $A_g$ , la longitud máxima admisible  $h''$  del lado mayor de cualquier anillo rectangular es relacionada al diámetro  $\bar{D}$  de una espiral circular, con la misma área total  $A_g$ , por la ecuación siguiente (que toma en cuenta la eficiencia reducida del anillo rectangular comparada con la de una espiral circular):

$$\frac{h''}{\bar{D}} = \frac{1}{2} \frac{A'' sh}{\frac{1}{4} p'' \bar{D} a} \frac{f''_{yh}}{f''_y}$$

$$h'' = \frac{2 A'' sh}{p'' a} \frac{f''_{yh}}{f''_y} \quad (2)$$

donde:

$a$  = espaciamiento centro a centro de los anillos

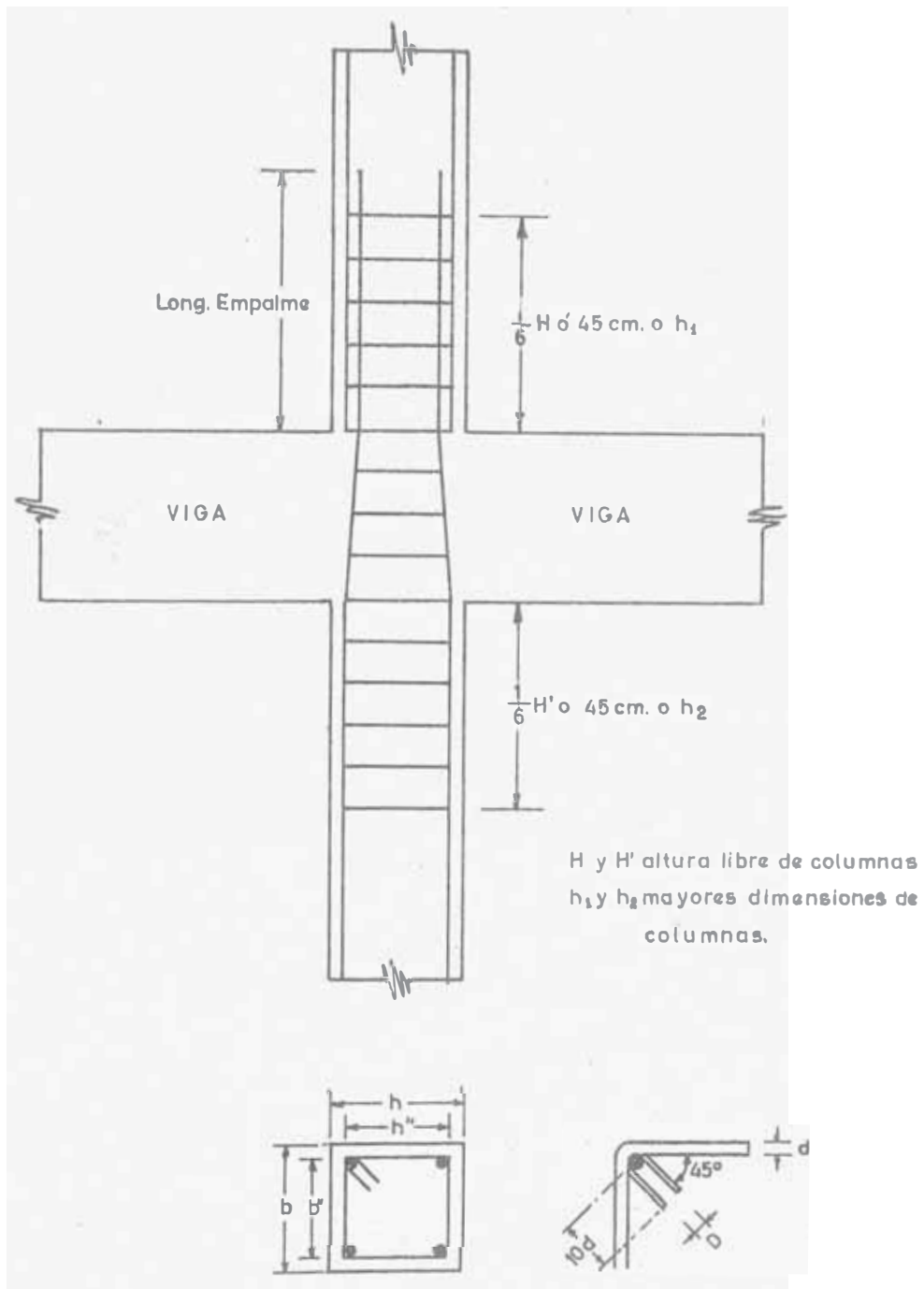
$p''$  = está dado por la ecuación (1); pero no es menor que

0.008 para alambre estirado en frío, 0.010 para barras de acero grado duro y 0.012 para barras de acero grado intermedio.

$A''_{sh}$  = área de la sección transversal del anillo transversal.

$f''_y$  = esfuerzo límite útil del refuerzo en espiral transversal a tomarse como el esfuerzo de fluencia para acero grado intermedio y acero grado duro y el esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.005 para alambre estirado en frío o acero de alta resistencia sin esfuerzo de fluencia definido.

$f''_{yh}$  = esfuerzo límite útil del refuerzo en anillo definido de la misma manera que  $f''_y$ .



**NUDO CONFINADO**

Donde la longitud  $h$  sea menor que la longitud de un lado de una columna rectangular o cuadrada, debe proporcionarse un número suficiente de anillos traslapados para evitar el exceder al valor límite dado por la ecuación (2).

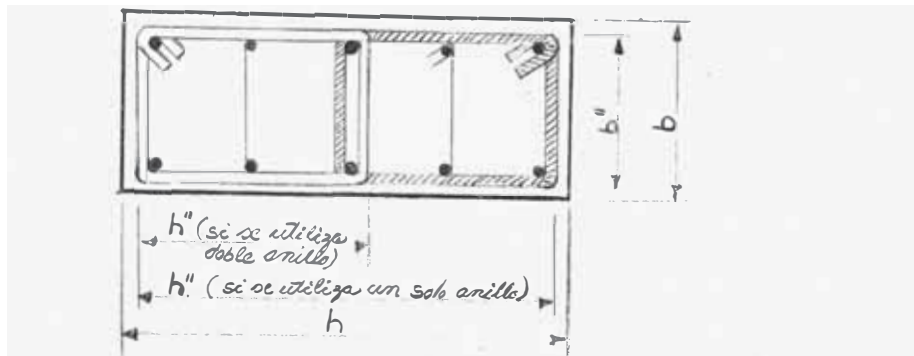
El refuerzo transversal en la columna debe verificarse para observar si es adecuado para resistir el cortante que puede ser impuesta sobre la columna durante un sismo. Esto puede hacerse satisfaciendo la expresión siguiente:

$$A_v f_y \frac{d}{s} = V_u - V_c$$

donde:

- $A_v$  = para refuerzo transversal circular (espiral) dos tercios del área de la sección transversal.
- = para refuerzo transversal rectilíneo la proyección del área transversal sobre un plano perpendicular a la dirección en la cual actúa el cortante.

El refuerzo transversal que puede ser considerado efectivo para resistir el cortante debe prolongarse continuamente sobre el peralte de la sección a partir de un lecho extremo del refuerzo vertical a la otra en la dirección considerada; los anillos que traslapan y circundan en común no menos que dos barras de columna a la cual están seguramente fijados los anillos, sin embargo pueden considerarse efectivos como un sólo estribo en la dirección longitudinal y como un doble estribo en la dirección transversal como se muestra en la siguiente figura:



$f_y$  = esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

$d$  = peralte efectivo de la sección (como una sección de viga)

$s$  = espaciamiento del refuerzo transversal a lo largo de la altura de la columna.

$$V_u = \frac{M_c^B + \frac{1}{2} M_b}{H'} \text{ pero no más que } \frac{M_c^B + M_c^T}{H'}$$

$V_c = v_c b d$ , donde  $v_c$  será hallado de acuerdo a la sección 1701 del ACI 318, excepto que  $v_c$  será considerado cero, cuando  $\frac{P}{A_g} < 0.12 f'_c$

$M_c^B$  = capacidad de momento de la columna en la unión inferior

$M_c^T$  = capacidad de momento de la columna en la unión superior

$\frac{1}{2} M_b$  = suma máxima de las capacidades de momento de las vigas que llegan a la unión superior. Esta es la suma de la capacidad de momento negativo de una viga y la capacidad de momento positivo de la otra en las caras de la columna. El factor  $\frac{1}{2}$  debe ser suprimido si sólo llega una columna en el nudo superior.

$H'$  = altura libre de la columna.

NOTA.- Según el SEAOC, para columnas interiores arriostradas por vigas en sus cuatro lados, el área de estribos en el nudo puede reducirse a la mitad. (Es decir la separación es el doble que la calculada). (Refer. 11).



APENDICE C

TABLA C-1.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS PARA EL EDIFICIO CON 4 METROS DE DISTANCIA ENTRE EJES DE COLUMNAS Y CUANTIA DE REFUERZO DE 8% EN EL PRIMER PISO.

Tip	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$P_t$	R	$K = \frac{P_u}{Rf'_c t^2}$	$e/t$
1	10	16.122	0.589	175	0.005	0.862	0.580	0.102
	9	38.394	0.378	175	0.005	0.848	0.580	0.100
	8	58.167	0.398	175	0.007	0.848	0.580	0.100
	7	76.014	0.390	175	0.009	0.848	0.580	0.100
	6	91.971	0.392	175	0.012	0.848	0.605	0.100
	5	107.640	0.389	175	0.021	0.848	0.707	0.100
	4	126.376	0.400	210	0.024	0.848	0.694	0.100
	3	145.110	0.378	280	0.018	0.848	0.596	0.100
	2	163.824	0.562	350	0.012	0.852	0.536	0.100
	1	183.287	0.303	350	0.080	0.554	0.904	0.100
2	10	8.610	2.169	175	0.008	0.973	0.090	0.934
	9	19.951	2.322	175	0.007	0.941	0.230	0.436
	8	37.304	3.199	175	0.009	0.806	0.415	0.218
	7	49.978	2.196	175	0.010	0.806	0.486	0.163
	6	62.246	2.196	175	0.017	0.806	0.605	0.130
	5	74.050	2.196	210	0.016	0.806	0.600	0.110
	4	85.010	2.207	210	0.024	0.806	0.690	0.100
	3	96.449	2.175	280	0.016	0.806	0.586	0.100
	2	107.013	2.585	280	0.024	0.822	0.638	0.100
	1	117.474	1.257	350	0.080	0.465	0.904	0.100

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$P_t$	R	$K = \frac{P_u}{Rf'_c t^2}$	$e/t$
3	10	13.635	0.419	175	0.005	0.832	0.580	0.110
	9	31.605	0.331	175	0.005	0.832	0.580	0.100
	8	48.951	0.335	175	0.007	0.832	0.580	0.100
	7	65.795	0.334	175	0.011	0.832	0.595	0.100
	6	82.188	0.334	175	0.022	0.832	0.720	0.100
	5	98.040	0.334	210	0.026	0.832	0.715	0.100
	4	113.408	0.338	280	0.022	0.832	0.620	0.100
	3	128.289	0.318	350	0.016	0.832	0.562	0.100
	2	142.749	0.442	350	0.028	0.832	0.625	0.100
	1	157.284	0.225	350	0.080	0.526	0.904	0.100
4	10	6.316	1.131	175	0.007	0.958	0.110	0.780
	9	14.334	1.395	175	0.007	0.920	0.240	0.423
	8	22.350	1.546	175	0.009	0.858	0.330	0.300
	7	30.369	1.681	175	0.010	0.858	0.390	0.241
	6	38.391	1.800	175	0.017	0.858	0.483	0.204
	5	54.905	1.169	210	0.018	0.780	0.634	0.100
	4	64.062	1.172	280	0.012	0.780	0.555	0.100
	3	72.094	1.156	280	0.022	0.780	0.624	0.100
	2	80.840	1.320	350	0.016	0.780	0.560	0.100
	1	91.115	0.614	350	0.080	0.440	0.904	0.100

TABLA C-2.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS PARA EL EDIFICIO CON 4 METROS DE DISTANCIA ENTRE EJES DE COLUMNAS Y CUANTIA DE REFUERZO DE 4% EN EL PRIMER PISO.

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$p_t$	R	$K = \frac{P_u}{R f'_c t^2}$	$e/t$
1	10	16.122	0.589	175	0.005	0.862	0.590	0.102
	9	38.394	0.378	175	0.005	0.840	0.590	0.100
	8	58.167	0.398	175	0.005	0.840	0.590	0.100
	7	76.014	0.390	175	0.007	0.840	0.590	0.100
	6	91.971	0.392	175	0.008	0.840	0.590	0.100
	5	107.640	0.389	175	0.010	0.840	0.59	0.100
	4	126.376	0.400	175	0.017	0.840	0.666	0.100
	3	145.110	0.378	210	0.018	0.840	0.635	0.100
	2	163.824	0.562	210	0.026	0.848	0.710	0.100
	1	183.287	0.303	350	0.040	0.583	0.691	0.100
2	10	8.610	2.169	175	0.006	0.978	0.100	0.840
	9	19.751	2.322	175	0.005	0.940	0.255	0.392
	8	37.304	2.199	175	0.007	0.798	0.440	0.196
	7	49.973	2.196	175	0.008	0.798	0.510	0.147
	6	62.246	2.196	175	0.009	0.798	0.550	0.117
	5	74.050	2.196	175	0.011	0.798	0.590	0.100
	4	85.010	2.207	175	0.018	0.798	0.677	0.100
	3	96.444	2.175	210	0.018	0.798	0.638	0.100
	2	107.013	2.585	210	0.025	0.806	0.702	0.100
	1	117.474	1.257	350	0.040	0.506	0.690	0.100

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$p_t$	R	$K - \frac{P_u}{Rf'_c t^2}$	$e/t$
3	10	13.635	0.419	175	0.005	0.855	0.58	0.100
	9	31.605	0.331	175	0.005	0.848	0.58	0.100
	8	48.951	0.335	175	0.005	0.848	0.58	0.100
	7	65.795	0.334	175	0.007	0.848	0.580	0.100
	6	82.188	0.334	175	0.010	0.848	0.576	0.100
	5	98.040	0.334	175	0.0195	0.848	0.687	0.100
	4	113.408	0.338	210	0.021	0.848	0.664	0.100
	3	128.289	0.318	280	0.014	0.848	0.562	0.100
	2	142.749	0.442	280	0.022	0.852	0.622	0.100
	1	157.284	0.226	350	0.040	0.575	0.690	0.100
4	10	6.316	1.131	175	0.005	0.973	0.130	0.690
	9	14.334	1.395	175	0.005	0.946	0.270	0.374
	8	22.350	1.546	175	0.007	0.887	0.360	0.268
	7	30.369	1.681	175	0.007	0.887	0.420	0.213
	6	45.669	1.169	175	0.008	0.806	0.58	0.100
	5	54.905	1.169	175	0.010	0.806	0.577	0.100
	4	64.062	1.172	175	0.018	0.806	0.672	0.100
	3	72.094	1.156	210	0.018	0.806	0.630	0.100
	2	80.84	1.320	210	0.025	0.810	0.703	0.100
	1	91.115	0.614	350	0.040	0.456	0.690	0.100

TABLA C-3.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS PARA EL EDIFICIO CON 6 METROS DE DISTANCIA ENTRE EJES DE COLUMNAS Y CUANTIA DE REFUERZO DE 8% EN EL PRIMER PISO.

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$P_t$	R	$K = \frac{P_u}{R F_t A_g}$	$e/t$
1	10	29.575	2.964	175	0.005	0.890	0.085	0.220
	9	68.654	2.761	175	0.005	0.868	0.223	0.100
	8	99.555	3.466	175	0.006	0.868	0.310	0.100
	7	165.524	1.069	175	0.009	0.868	0.537	0.100
	6	209.540	1.078	175	0.018	0.868	0.680	0.100
	5	253.550	1.069	210	0.022	0.868	0.686	0.100
	4	297.565	1.123	280	0.017	0.868	0.604	0.100
	3	341.586	1.025	350	0.014	0.868	0.554	0.100
	2	387.842	1.684	350	0.028	0.875	0.625	0.100
	1	430.984	0.954	350	0.080	0.682	0.919	0.100
2	10	17.755	8.592	175	0.017	0.953	0.084	1.340
	9	41.339	7.910	175	0.013	0.860	0.210	0.532
	8	62.889	8.270	175	0.015	0.852	0.325	0.366
	7	81.770	8.465	210	0.012	0.852	0.353	0.288
	6	122.697	8.873	210	0.023	0.852	0.530	0.200
	5	147.321	8.826	280	0.014	0.852	0.477	0.166
	4	172.793	8.934	280	0.023	0.852	0.558	0.144
	3	198.256	8.751	350	0.013	0.852	0.511	0.123
	2	223.782	10.580	350	0.029	0.861	0.584	0.130
	1	249.626	5.306	350	0.080	0.607	0.904	0.100

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$p_t$	$R$	$K = \frac{P_u}{R F'_c A_g}$	$e/t$
3	10	22.710	2.195	175	0.005	0.890	0.301	0.327
	9	64.605	0.914	175	0.005	0.890	0.585	0.100
	8	97.961	1.034	175	0.008	0.890	0.585	0.100
	7	128.800	1.012	210	0.012	0.890	0.502	0.100
	6	157.220	1.0146	210	0.025	0.890	0.614	0.100
	5	188.901	1.0145	280	0.011	0.890	0.553	0.100
	4	221.553	0.0383	280	0.025	0.890	0.648	0.100
	3	254.228	1.982	350	0.021	0.890	0.596	0.100
	2	286.874	0.445	350	0.035	0.890	0.672	0.100
	1	320.408	0.777	350	0.080	0.662	0.909	0.100
4	10	12.227	4.374	175	0.016	0.932	0.086	1.190
	9	27.009	4.401	175	0.015	0.932	0.197	0.544
	8	52.869	4.752	175	0.017	0.848	0.396	0.300
	7	58.451	4.826	210	0.012	0.848	0.364	0.276
	6	88.426	4.746	210	0.022	0.848	0.550	0.179
	5	105.505	4.440	280	0.013	0.848	0.494	0.140
	4	101.704	5.269	280	0.017	0.848	0.476	0.173
	3	137.846	5.038	350	0.014	0.848	0.515	0.122
	2	152.810	5.038	350	0.020	0.848	0.571	0.110
	1	169.863	2.667	350	0.080	0.561	0.886	0.100

TABLA C-4.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS PARA EL EDIFICIO CON 6 METROS DE DISTANCIA ENTRE EJES DE COLUMNAS Y CUANTIA DE REFUERZO DE 4% EN EL PRIMER PISO.

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$P_t$	R	$K = \frac{P_u}{R f'_c t^2}$	$e/t$
1	10	29.575	2.964	175	0.005	0.893	0.5950	0.200
	9	68.654	2.761	175	0.005	0.863	0.5950	0.100
	8	99.555	3.466	175	0.005	0.868	0.5950	0.100
	7	165.524	1.069	175	0.007	0.868	0.5950	0.100
	6	209.540	1.078	175	0.009	0.868	0.5950	0.100
	5	253.550	1.069	175	0.016	0.868	0.6680	0.100
	4	297.565	1.123	210	0.019	0.868	0.6530	0.100
	3	341.586	1.025	280	0.012	0.868	0.5620	0.100
	2	387.842	1.684	280	0.021	0.876	0.6320	0.100
	1	430.984	0.954	350	0.040	0.703	0.7075	0.100
2	10	17.755	8.592	175	0.008	0.960	0.063	1.180
	9	41.339	7.910	175	0.007	0.870	0.235	0.467
	8	62.889	8.270	175	0.009	0.835	0.360	0.322
	7	81.770	8.465	175	0.009	0.835	0.435	0.192
	6	122.697	8.873	175	0.015	0.835	0.500	0.180
	5	147.321	8.826	210	0.013	0.835	0.500	0.150
	4	172.793	8.934	210	0.019	0.835	0.586	0.130
	3	198.256	8.751	210	0.025	0.835	0.672	0.110
	2	223.782	10.580	280	0.014	0.844	0.544	0.117
	1	249.626	5.306	350	0.040	0.626	0.700	0.100

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$p_t$	R	$K = \frac{P_u}{R f'_c t^2}$	$e/t$
3	10	22.710	2.195	175	0.005	0.898	0.098	0.230
	9	64.605	0.914	175	0.005	0.890	0.590	0.100
	8	97.961	1.034	175	0.006	0.890	0.590	0.100
	7	128.800	1.012	175	0.008	0.890	0.590	0.100
	6	157.220	1.0146	175	0.010	0.890	0.590	0.100
	5	188.901	1.0145	175	0.018	0.890	0.687	0.100
	4	221.553	1.0383	210	0.021	0.890	0.672	0.100
	3	254.228	0.9820	280	0.014	0.890	0.578	0.100
	2	286.874	1.4450	280	0.027	0.893	0.675	0.100
	1	320.408	0.7770	350	0.040	0.669	0.703	0.100
4	10	12.227	4.374	175	0.009	0.955	0.068	1.080
	9	27.009	4.401	175	0.008	0.905	0.200	0.273
	8	52.869	4.752	175	0.008	0.856	0.395	0.273
	7	58.451	4.826	175	0.010	0.856	0.435	0.203
	6	88.426	4.746	175	0.016	0.856	0.542	0.163
	5	105.505	4.440	210	0.012	0.856	0.540	0.127
	4	101.704	5.269	210	0.016	0.856	0.520	0.157
	3	137.846	5.038	210	0.026	0.856	0.703	0.112
	2	152.810	5.038	280	0.018	0.861	0.581	0.100
	1	169.863	2.667	350	0.040	0.601	0.693	0.100



**TABLA C-5.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS PARA EL EDIFICIO CON 8 METROS DE DISTANCIA ENTRE EJES DE COLUMNAS Y CUANTIA DE REFUERZO DE 8% EN EL PRIMER PISO.**

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$p_t$	R	$K = \frac{P_u}{R f'_c t^2}$	$e/t$
1	10	73.060	6.527	175	0.005	0.923	0.600	0.100
	9	166.228	2.375	175	0.005	0.923	0.600	0.100
	8	251.503	3.810	175	0.007	0.923	0.600	0.100
	7	341.636	3.689	175	0.011	0.923	0.607	0.100
	6	431.603	3.519	210	0.017	0.923	0.640	0.100
	5	521.566	3.734	280	0.012	0.923	0.580	0.100
	4	611.556	3.595	280	0.027	0.923	0.680	0.100
	3	701.520	3.336	350	0.026	0.923	0.624	0.100
	2	791.497	4.010	350	0.039	0.928	0.700	0.100
	1	883.212	3.010	350	0.080	0.774	0.936	0.100
2	10	44.350	23.858	175	0.015	0.959	0.113	1.120
	9	101.975	20.974	175	0.012	0.899	0.281	0.428
	8	147.732	21.054	175	0.016	0.899	0.336	0.325
	7	196.142	20.771	210	0.014	0.899	0.450	0.220
	6	249.289	20.811	210	0.022	0.899	0.572	0.174
	5	299.250	20.761	280	0.012	0.899	0.687	0.144
	4	350.830	20.907	280	0.019	0.899	0.605	0.124
	3	402.406	20.523	350	0.017	0.899	0.555	0.106
	2	453.999	24.796	350	0.030	0.904	0.622	0.113
	1	506.989	12.157	350	0.080	0.756	0.917	0.100

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$p_t$	R	$K = \frac{P_u}{Rf'_c t^2}$	$e/t$
3	10	54.270	4.462	175	0.005	0.931	0.595	0.10
	9	122.564	3.072	175	0.005	0.931	0.595	0.10
	8	180.471	3.182	175	0.008	0.931	0.595	0.10
	7	240.523	3.146	175	0.013	0.931	0.640	0.10
	6	302.811	3.149	210	0.020	0.931	0.673	0.10
	5	365.758	3.113	280	0.018	0.931	0.610	0.10
	4	428.704	3.193	350	0.017	0.931	0.572	0.10
	3	491.650	3.068	350	0.031	0.931	0.655	0.10
	2	554.561	4.255	350	0.045	0.931	0.740	0.10
	1	619.492	2.222	350	0.080	0.748	0.930	0.10
4	10	28.080	10.073	175	0.014	0.945	0.127	0.970
	9	63.327	9.838	175	0.014	0.888	0.298	0.420
	8	96.447	9.892	175	0.020	0.888	0.359	0.332
	7	127.840	9.880	210	0.019	0.888	0.500	0.208
	6	157.595	9.883	210	0.026	0.888	0.617	0.170
	5	187.116	9.880	280	0.017	0.888	0.55	0.143
	4	219.280	9.902	280	0.027	0.888	0.644	0.122
	3	251.444	9.816	350	0.021	0.888	0.591	0.106
	2	281.667	11.191	350	0.035	0.888	0.665	0.106
	1	316.291	5.320	350	0.030	0.670	0.908	0.100

TABLA C-6.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS PARA EL EDIFICIO CON 8 METROS DE DISTANCIA ENTRE EJES DE COLUMNAS Y CUANTIA DE REFUERZO DE 4% EN EL PRIMER PISO.

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$\rho_t$	R	$K = \frac{P_u}{Rf'_c t^2}$	$e/t$
1	10	73.060	6.527	175	0.005	0.906	0.600	0.100
	9	166.228	2.375	175	0.005	0.906	0.600	0.100
	8	251.503	3.810	175	0.005	0.906	0.600	0.100
	7	341.636	3.689	175	0.007	0.906	0.600	0.100
	6	431.603	3.519	175	0.010	0.906	0.605	0.100
	5	521.566	3.734	175	0.021	0.906	0.610	0.100
	4	611.556	3.595	210	0.024	0.906	0.718	0.100
	3	701.520	3.336	280	0.018	0.906	0.617	0.100
	2	791.497	4.010	350	0.013	0.913	0.552	0.100
	1	883.212	3.010	350	0.040	0.787	0.710	0.100
2	10	44.350	23.858	175	0.010	0.960	0.0985	1.015
	9	101.975	20.974	175	0.008	0.887	0.280	0.388
	8	147.732	21.054	175	0.009	0.887	0.370	0.270
	7	196.142	20.771	175	0.011	0.887	0.467	0.200
	6	249.289	20.811	175	0.018	0.887	0.594	0.158
	5	299.250	20.761	210	0.017	0.887	0.593	0.131
	4	350.830	20.907	210	0.022	0.887	0.676	0.113
	3	402.406	20.523	280	0.017	0.887	0.600	0.100
	2	453.999	24.796	280	0.026	0.894	0.670	0.100
	1	506.989	12.157	350	0.040	0.823	0.707	0.100

Tipo	Nivel	$P_u$	$M_u$	$f'_c$	$P_t$	R	$K = \frac{P_u}{Rf'_c t^2}$	$e/t$
3	10	54.270	4.462	175	0.005	0.928	0.600	0.10
	9	122.564	3.072	175	0.005	0.928	0.600	0.10
	8	180.471	3.182	175	0.006	0.928	0.600	0.10
	7	240.523	3.146	175	0.008	0.928	0.600	0.10
	6	302.811	3.149	175	0.012	0.928	0.630	0.10
	5	365.758	3.113	175	0.023	0.928	0.762	0.10
	4	428.704	3.193	210	0.026	0.928	0.743	0.10
	3	491.650	3.068	280	0.022	0.928	0.640	0.10
	2	554.561	4.255	350	0.016	0.933	0.570	0.10
	1	619.492	2.222	350	0.040	0.767	0.709	0.10
4	10	28.080	10.073	175	0.009	0.960	0.100	0.875
	9	63.327	9.838	175	0.008	0.904	0.285	0.379
	8	96.447	9.892	175	0.093	0.904	0.390	0.251
	7	127.840	9.880	175	0.011	0.904	0.480	0.188
	6	157.595	9.883	175	0.017	0.904	0.593	0.153
	5	187.116	9.880	210	0.017	0.904	0.587	0.129
	4	219.280	9.902	210	0.024	0.904	0.688	0.111
	3	251.444	9.816	280	0.016	0.904	0.591	0.100
	2	283.667	11.191	280	0.026	0.908	0.665	0.100
	1	316.291	5.320	350	0.040	0.689	0.706	0.100