

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**“ANÁLISIS ESTÁTICO Y DISEÑO SISMORRESISTENTE  
DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO DE  
CUATRO PISOS USANDO EL PROGRAMA SAP 2000”**

**INFORME DE SUFICIENCIA PARA  
OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**CARLOS ENRIQUE TITO SILVA**

**LIMA - PERU**

**2003**

# INDICE

<b>Introducción</b> .....	3
<b>Capitulo I .- Generalidades</b> .....	4
1.1.- Descripción del proyecto .....	5
1.2.- Reglamentos usados .....	7
1.3.- Estructuración .....	7
1.4.- Cargas de diseño .....	10
1.5.- Materiales de construcción .....	10
1.6.- Características del terreno.....	12
<b>Capitulo II.- Dimensionamiento y Metrado de Cargas</b> .....	13
2.1.- Predimensionamiento de losas aligeradas .....	14
2.2.- Predimensionamiento de vigas .....	15
2.3.- Predimensionamiento de columnas .....	17
2.4.- Predimensionamiento de placas .....	18
2.5.- Metrado de cargas para el análisis sísmico .....	18
Cálculo y resultados del Predimensionamiento .....	20
- Consideraciones iniciales .....	21
- Propiedades de los elementos .....	21
- Predimensionamiento de Vigas .....	21
- Cálculo de Pesos aportantes en Vigas .....	22
- Predimensionamiento de columnas .....	23
- Gráfico de cargas para vigas .....	26
<b>Capitulo III.- Análisis Sísmico</b> .....	28
3.1.- Filosofía del Diseño Sísmico .....	29
3.2.- Análisis estático .....	30

Cálculo y resultado del análisis sísmico .....	35
- Peso de la edificación .....	36
- Fuerzas laterales por cargas estáticas equivalentes .....	37
- Cálculo de excentricidades accidentales .....	38
- Desplazamiento relativo de entrepiso .....	39
<b>Capítulo IV.- Análisis Estructural para Cargas de Gravedad .....</b>	<b>40</b>
4.1.- Fundamento teórico .....	41
4.2.- Características y requerimientos del programa .....	44
Resultados del análisis estructural mediante diagramas ..	46
<b>Capítulo V.- Diseño de elementos de Concreto Armado .....</b>	<b>59</b>
5.1.- Diseño de losas aligeradas .....	60
5.2.- Diseño de vigas .....	65
5.3.- Diseño de columnas .....	74
5.4.- Diseño de muros de corte .....	76
5.5.- Diseño de la cimentación .....	82
Cálculo y resultados del diseño de elementos de concreto armado .....	87
- Aligerados de planta típica .....	88
- Cálculo de deflexiones inmediatas en viguetas .....	94
- Aligerados de azotea .....	97
- Gráfico Aligerado 1º, 2º y 3º piso .....	102
- Gráfico Aligerado 4º piso .....	103
- Verificación del diseño de viga V-306 .....	104
- Diseño de estribos en viga V-306 .....	106
- Cálculo de deflexiones en viga V-306 .....	107
- Diseño de viga V-309 .....	109
- Diseño de estribo en viga V-309 .....	114
- Gráfico de vigas .....	115
- Diseño de columna central C3 .....	121

- Diseño de estribos en columna C2 .....	124
- Diseño de columna lateral C2 .....	126
- Gráfico de columna central .....	128
- Diseño de muro de corte P2 .....	129
- Grafico de placa P1 y P2 .....	133
- Diseño de escalera .....	134
- Gráfico de cargas de diseño de la escalera .....	135
- Gráfico de escalera .....	136
- Análisis de zapata conectada .....	137
- Viga de conexión .....	138
- Zapata de placa .....	138
- Zapata de columna .....	139
- Verificación del esfuerzo sobre el terreno con cargas de servicio .....	141
- Gráfico de viga de conexión .....	142
- Gráfico de cimentación .....	143
- Vista isométrica de la estructura .....	144
<b>Recomendaciones y Conclusiones .....</b>	<b>145</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>148</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>149</b>
▪ Fuerzas en vigas eje y debido a la envolvente .....	150
▪ Fuerzas en vigas ejes x debido a la envolvente .....	164
▪ "CD" con archivos de programa SAP2000 y resultados del análisis	

## **INTRODUCCION**

Se presenta el siguiente informe sobre el "Análisis Estático y Diseño Sismorresistente de una Estructura de Concreto Armado de Cuatro Pisos Usando el Programa Sap2000", el cual trata de una edificación hipotética, cuyo uso es el de un Hospital. Por ello se han efectuado hipótesis razonables a fin de completar su diseño.

Este trabajo ha sido desarrollado siguiendo el procedimiento común para este tipo de estructuras el cual consiste en: primero tener un conocimiento del uso, importancia, ubicación, y características del suelo donde se ubicará la edificación, etc., esto se describe brevemente en el capítulo 1. En el capítulo 2 se describen criterios simples y de uso común para el predimensionamiento de los elementos, para luego efectuar los metrados de carga tanto para el análisis sísmico como para el análisis por cargas de gravedad. En el capítulo 3 efectuamos el análisis sísmico por el método estático utilizando el programa sap2000, para luego efectuar la comparación de los desplazamientos obtenidos con los desplazamientos admisibles, que en la actualidad controlan la estructuración.

Habiendo establecido las dimensiones y efectuado las correcciones de tal manera de cumplir con el reglamento, efectuamos el análisis para las cargas actuantes para luego efectuar el diseño de los elementos. Esto se presenta en los capítulos 4 y 5. Como resultado del diseño se presentan hojas de cálculo y planos. Finalmente en el capítulo 6 se dan las recomendaciones y conclusiones.

**CAPITULO I**

**GENERALIDADES**

En este capítulo trataremos temas generales acerca del proyecto tales como: Descripción del proyecto, reglamentos usados, criterios de estructuración, cargas involucradas en el diseño, materiales de construcción y una breve descripción de las características del terreno.

### **1.1.- Descripción del proyecto**

El proyecto a analizar en el presente trabajo es una estructura de cuatro pisos para uso de un Hospital. Los elementos resistentes principalmente son las placas distribuidas en forma simétrica. El edificio está ubicado en la ciudad de Lima en un suelo del tipo 1. No se ha considerado una distribución particular de ambientes en cada nivel, siendo típicos los cuatro primeros niveles tal como se muestra en el gráfico 1.1. Asimismo, se ha considerado una abertura de 2.50 m de ancho por 4.05 m. de largo a fin de alojar una escalera que sirva de circulación vertical entre los diversos niveles.

De los parámetros indicados, los tres primeros los adoptamos y el resto lo obtenemos de la norma técnica de edificaciones E-030.

L1 = 6.00 m distancia medida a ejes

L2 = 7.00 m indicado en plano

Uso = HOSPITAL

Categoría de la Edificación = A (Edificaciones importantes)

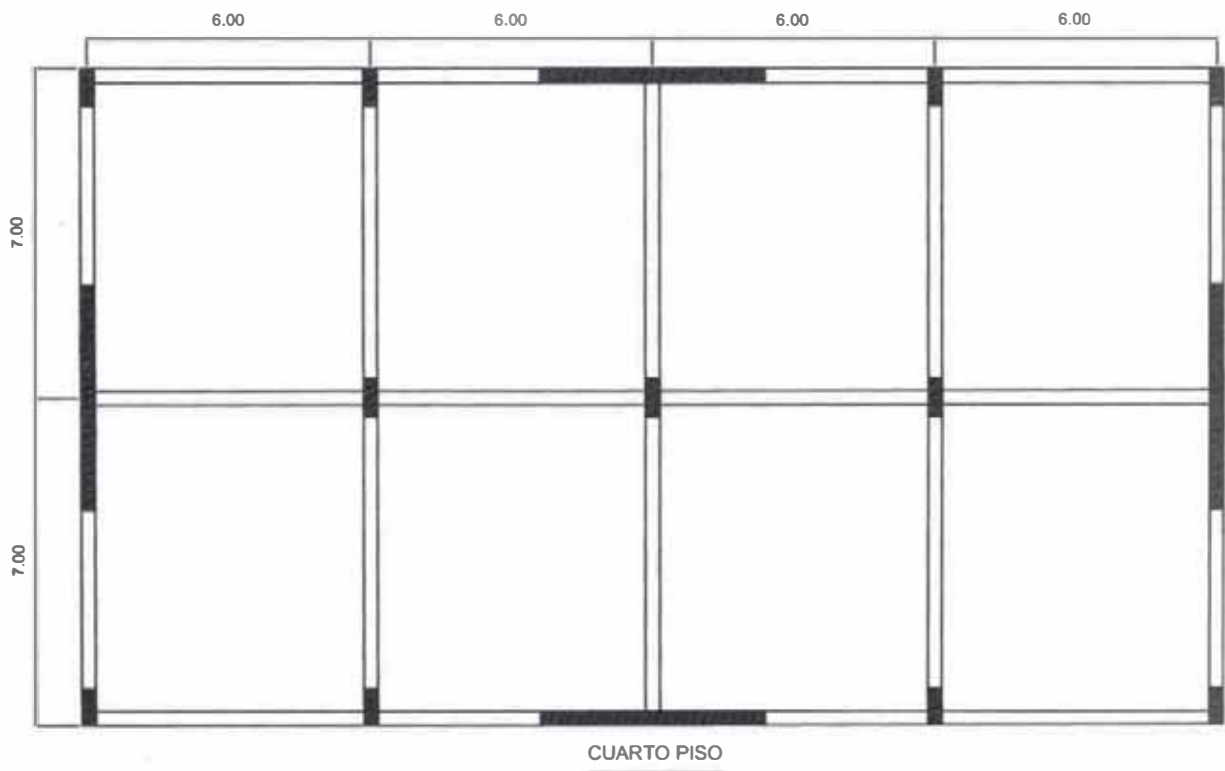
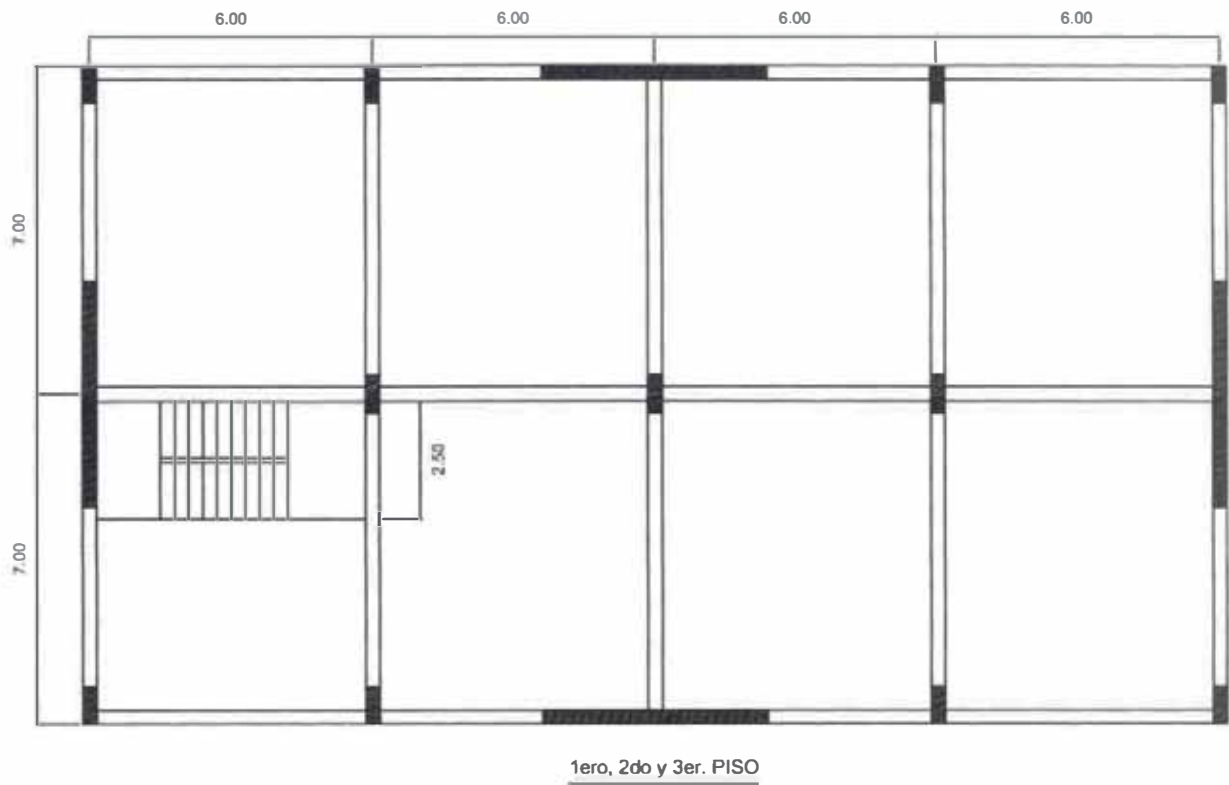
S/c = 300 Kg. /m<sup>2</sup>

Factor de zona Z = 0.4 (Lima)

Parámetros del suelo S = 1.0 (Roca o suelo muy rígidos)

Tp = 0.4 seg. (Período que define la plataforma de espectro)

GRAFICO 1.1  
DISTRIBUCION EN PLANTA DE LA ESTRUCTURACION





## **1.2. Reglamentos usados**

Para el análisis y diseño de elementos se usarán los siguientes reglamentos:

- Reglamento Nacional de Construcciones
- Norma de Cargas E-020
- Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente.
- Norma de Concreto Armado E-060.
- Norma Peruana de Suelos E-050

## **1.3. Estructuración**

La estructuración de una edificación debe buscar que sea simple y tenga un buen comportamiento ante los sismos, ya que una edificación mal estructurada difícilmente soportara adecuadamente todas las cargas a las que estará sometida.

La estructuración debe ser clasificada como regular o irregular con el fin de determinar los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (coeficiente R)

Las recomendaciones que se dan para lograr una buena estructuración son:

### **1.3.1. Forma de la estructura**

#### **1. Configuración en Planta**

La forma de la estructura en planta nos indica el comportamiento ventajoso o menos ventajoso que esta pueda tener ante un sismo. Entre las principales características de la geometría de plantas tenemos:

### **a). Simplicidad**

Una configuración sencilla es deseable para un buen comportamiento sísmico, como las formas cuadradas y circulares, pero las formas tipo L, T, U, H y otras presentaran problemas en las uniones de las alas debido a la concentración de esfuerzos. En tales casos se deberán crear juntas sísmicas que separen estructuralmente estas alas.

### **b). Uniformidad**

Si bien es cierto que una edificación puede tener una configuración sencilla, esta puede tener en una de sus dimensiones una longitud mucho mayor que en la otra por lo que su comportamiento no será el adecuado, requiriendo la inclusión de juntas sísmicas que nos proporcionen una planta mas compacta.

### **c). Simetría**

Para evitar la deformación torsional, es necesario que el centro de rigidez de un edificio coincida con el centro de masas. Para satisfacer esta condición, debe tener simetría tanto en la configuración arquitectónica como en la estructura del edificio. Aún cuando se pueda hacer que el centro de rigidez coincida con el centro de masas en un edificio asimétrico, con frecuencia es difícil mantener la coincidencia.

## **2. Configuración en Elevación**

La configuración vertical comprende uniformidad - continuidad y proporción.

### **a). Uniformidad y continuidad**

Es deseable evitar cambios drásticos en la configuración vertical de un edificio.

Los cambios bruscos en elevación hacen que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, ocasionando grandes concentraciones de esfuerzo.

### **b). Proporción**

En una edificación será muy importante la relación altura - ancho, debido a que relaciones grandes presentaran problemas de grandes desplazamientos laterales, tracciones en las columnas, grandes momentos de volteo, así como grandes fuerzas de desprendimiento sobre la cimentación. Por esto en los códigos se discriminan los análisis dependiendo de esta relación.

## **1.3.2. Rigidez y Resistencia**

### **A. Dirección Vertical**

Es aconsejable evitar cambios bruscos en la distribución vertical de la rigidez y de la resistencia, esto es, disminuir en forma significativa las placas o columnas. Estos cambios podrían originar la aparición de los denominados pisos blandos los cuales pueden originar colapsos ya que en estos se concentran las deformaciones plásticas.

### **B. Dirección horizontal**

Si en un mismo entrepiso existen columnas largas y cortas, la fuerza cortante se concentrará en las columnas cortas por ser éstas más rígidas. Las

aparentes columnas largas se pueden convertir en columnas cortas por el mal aislamiento de los elementos no estructurales. Se presentan también problemas en las denominadas vigas cortas por la gran concentración de esfuerzos que éstas originan. Esta situación se debe evitar variando el peralte de las vigas o proporcionándole ductilidad mediante la inclusión de refuerzo diagonal.

#### 1.4. Cargas de diseño

Las cargas involucradas en los diseños son las debidas a cargas muertas, cargas vivas y otras cargas que pueden ser sismo, viento, presión de tierras, nieve, etc., entendiéndose por carga muerta a todas aquellas que sean permanentes como son el peso de materiales, equipos permanentes, tabiques y similares; cargas vivas serán aquellas que tengan el carácter de móviles como son los ocupantes, muebles. Para el presente estudio consideramos las siguientes cargas:

<b>Cargas Muertas</b>	Aligerado (h= 30 cm.)	400 Kg. /m <sup>2</sup>
	Aligerado (h= 25 cm.)	350 Kg. /m <sup>2</sup>
	Acabados	100 Kg. /m <sup>2</sup> .
	Tabiquería distribuida	120 Kg. /m <sup>2</sup>
	Peso propio de elementos	
	de concreto armado	2400 Kg. /m <sup>3</sup>
<b>Cargas Vivas</b>	Hospital	300 Kg. /m <sup>2</sup>
	Azoteas	150 Kg. /m <sup>2</sup>

#### 1.5. Materiales de construcción

Desde el punto de vista sísmico en la selección de los materiales se deben tener las siguientes características:

- a) La relación de resistencia a peso debe ser alta, ya que el sismo actúa como una fuerza de inercia, y su valor crece con el peso, por esto se debe buscar que el material sea ligero y resistente.

- b) Ductilidad, la deformación en el rango plástico nos asegura una buena disipación de energía.
- c) Resistencia a la degradación, ésta asegurará que el material no cambie substancialmente en sus características de resistencia y rigidez ante cargas repetidas.

Los materiales a emplearse son:

El concreto, que es una mezcla fraguada de cemento, agua, agregado fino, agregado grueso y en ocasiones aditivos, colocada en encofrados y curada adecuadamente, es un material durable con una alta resistencia a la compresión pero de baja resistencia a la tracción.

Entre las principales características de este material tenemos:

Modulo de Young	$E_c = 15,000 (f'_c)^{1/2} \text{ Kg. /cm}^2$
Modulo de rigidez en cortante	$G = 0.4 * E_c$

Debido a su baja resistencia a la tracción, se introducen los elementos metálicos en forma de varillas corrugadas a fin de compensar la debilidad del concreto. Asimismo el refuerzo transversal (estribos) proporciona confinamiento al concreto aumentando su resistencia y ductilidad. Sus principales características del acero de refuerzo son:

Modulo de Young	$E_s = 2\,000,000 \text{ Kg. /cm}^2$
Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4,200 \text{ Kg. /cm}^2$

## **1.6. Características del terreno**

Es muy importante tener conocimiento de las características del terreno donde se va a cimentar como: capacidad portante, asentamiento diferencial, tipo de suelo, etc., ya que estas características influirán en la estructuración, en el cálculo de la respuesta sísmica así como en el diseño de sus elementos.

Para el presente estudio consideramos un suelo rígido ( $S=1.0$ ) con un periodo que define la plataforma de espectro  $T_p = 0.4$  y con una capacidad portante estimada en  $q_{adm} = 3.50 \text{ Kg. /cm}^2$  (suelos compactos) a una profundidad de desplante de 1.7 m.

## **CAPITULO II**

# **DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS**

El predimensionamiento de los elementos estructurales (losas, vigas, columnas y placas), consiste en plantear de acuerdo a la norma técnica de edificación E.060 y experiencias, secciones transversales, peraltes, sentidos de techado, etc., con los que se efectuarán los diversos análisis. Si los resultados de los análisis no son satisfactorios, las secciones supuestas se cambian. Por lo tanto el proceso de diseño es un proceso iterativo, donde debe existir una retroalimentación entre el diseño arquitectónico y estructural sin dejar de lado las otras disciplinas que completan el proyecto.

## 2.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

La función principal de las losas es la de transmitir el peso propio y las sobrecargas a las vigas y muros portantes. Estas tienen una gran rigidez en planta. El criterio generalizado para el predimensionamiento de su peralte se da en función de la luz libre entre apoyos.

**Cuadro 2.1**

Luz libre (m.)	Peralte de la losa (cm.)
Menores de 4 m	17
Entre 4 y 5	20
Entre 5 y 6.25	25
Entre 6.25 y 7.5	30

El dimensionamiento anterior es válido para losas aligeradas armadas en una dirección, con sobrecargas del orden de 200 a 350 kilos por metro cuadrado.

Para el caso del proyecto tendremos:

Luz libre (dirección de menor longitud) = 5.70 m, entonces  $h = 25$  cm.

En este caso se usará  $h = 30$  cm. por motivo de las deflexiones.



Ante la existencia de tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de las viguetas, es necesario colocar una doble vigueta o una viga chata para reforzar el aligerado; ante tabiques perpendiculares la colocación de dicha viga no es factible, en todo caso si el peso de los tabiques es grande podría ser necesario incrementar el peralte de la losa.

## **2.2. Predimensionamiento de vigas**

Las vigas son los elementos que reciben las cargas de las losas y las transmiten hacia las columnas, placas y ocasionalmente hacia otras vigas. Además de su función de recolección y transmisión de las cargas, las vigas junto a las columnas y placas son parte principal del modelo estructural resistente ante los esfuerzos producidos por sismo, y constituyen el esqueleto que proporciona rigidez lateral a la estructura.

Para el predimensionamiento de vigas debemos tener presente que sus dimensiones están gobernadas por tres factores como son:

- Momento resistente adecuado
- Control de deflexiones
- Rigidez lateral

El momento resistente de una viga se incrementará a medida que aumente su peralte, por lo que se tiene que buscar un peralte adecuado de tal modo que el momento resistente sea mayor que el momento proveniente de las cargas actuantes.

Las deflexiones también están ligadas al peralte, ya que éstas son inversamente proporcionales a la inercia de la sección. Finalmente la rigidez

lateral de un pórtico conformado por vigas de poco peralte será menor que el conformado por vigas peraltadas y estando la rigidez lateral vinculada directamente con las deformaciones laterales nos obliga a peraltar las vigas del pórtico cuando deseamos que la deformación lateral disminuya.

Para el predimensionamiento del peralte usaremos el que nos da el cuadro 2.2., valores que deben ser comparados con las recomendaciones que se dan en la norma NTE-E.060 (11.3) que entre otro dice:

La relación ancho a peralte no debe ser menor que 0.3 m

El peralte efectivo de las vigas debe ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.

El ancho de las vigas no debe ser menor de 25 cm. cuando forman parte de pórticos sismorresistentes.

**Cuadro 2.2**

<b>Uso</b>	<b>HOSPITAL</b>
Sobrecarga	300 Kg. /cm <sup>2</sup>
Peralte h	L/11 a L/10

Empleándose la siguiente expresión para determinar el ancho.

$$b = \frac{B}{20}$$

Donde: b = ancho de la viga

B = ancho tributario actuante sobre la viga, B = 6.00 m

L = luz libre, L = 6.70 m

Ancho de Viga  $b = 6.00/20 = .30$ , supondremos como mínimo 30 cm.

Peralte de Vigas  $h = 6.70/11 = .61$ , asumimos  $h = 60$  cm.

### 2.3. Predimensionamiento de columnas

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{1.10xP(\text{servicio})}{.3f_c} \quad \text{Para las columnas centrales}$$

$$P(\text{servicio}) = A \cdot W$$

A = área tributaria

W = carga de servicio sobre la columna

Para el mismo tipo de edificio, el dimensionamiento de las columnas con menor carga axial, como es el caso de las exteriores o esquineras, se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{1.50xP(\text{servicio})}{.20f_c} \quad \text{Para las columnas en la esquina}$$

$$\text{Área de columna} = \frac{1.25xP(\text{servicio})}{0.25xf'_c} \quad \text{Para las columnas laterales}$$

Para el presente proyecto considerando las cargas de aligerados, tabiquería, acabados, vigas y sobrecarga, se obtuvieron las medidas de las columnas tal como se puede apreciar en las hojas de cálculo.

## 2.4. Predimensionamiento de placas

Las placas o muros de corte son elementos que proporcionan gran rigidez lateral en el sentido de su mayor longitud. Debido a esta propiedad su uso se ha hecho indispensable en edificaciones de gran altura, siendo también convenientes en edificios de pocos pisos.

El RNC recomienda que los muros de corte de concreto armado deben tener un espesor no menor de 12.5 cm. en los 5 m. superiores y por cada 7.0 m. ó fracción el espesor debe aumentarse en 2.5 cm. Es decir:

$$\text{Espesor del muro} \geq 12.5 + 2.5 * \frac{(\text{altura del edificio} - 5)}{7}$$

El reglamento del ACI da como menor espesor 1/25 de la altura o longitud sostenida, pero no menor de 10 cm.

También se recomienda una cuantía de muros de corte igual al 3 % del área.

Para fines del presente proyecto con la finalidad de uniformizar y aprovechar los encofrados y no tener salientes en las vigas se tomará un espesor de 25 cm.

## 2.6.- Metrado de carga para el análisis sísmico

Estando definida la estructuración inicial, esto es las dimensiones de los elementos constituyentes de la estructura y la altura de la edificación, ya es posible efectuar los metrados de cargas tanto para el análisis sísmico como para el análisis por cargas de gravedad.

Para efectos del análisis sísmico es necesario conocer la masa involucrada en cada nivel de la edificación, el baricentro y su inercia rotacional.

El cálculo del peso por nivel se efectuará mediante la suma de los pesos de los elementos que tengan acción solidaria con losa ante un movimiento, esto es, se considerará la mitad del entrepiso superior y la mitad del entrepiso inferior de los elementos tales como columnas, placas y muros de albañilería portante. Por otro lado, los tabiques y elementos que se encuentran aislados de los marcos se deben considerar en los niveles que los sostienen (en nuestro caso se tomará la tabiquería equivalente ya que no se cuenta con la distribución de muros). Las placas y columnas de la mitad inferior del primer nivel, no se tomarán en cuenta, ya que consideraremos que se encuentran asociadas al terreno.

En los cuadros siguientes, se presentan los metrados de cargas de servicio para los cinco niveles, en la que se consideran los siguientes valores.

Pesos de aligerado piso típico	400 Kg/m <sup>2</sup>
Pesos de aligerado en azotea	350 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de tabiquería distribuida	120 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados	100 Kg/m <sup>2</sup>
Peso del concreto (viga, columna, placa, escalera)	2400 Kg/m <sup>3</sup>
Sobrecarga	300 Kg/m <sup>2</sup>

**CALCULO Y RESULTADOS**  
**DEL PREDIMENSIONAMIENTO**

### CONSIDERACIONES INICIALES

Peso de tabiquería	120 kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados piso y techo	100 kg/m <sup>2</sup>
S/C piso típico	300 kg/m <sup>2</sup>
S/C techo (azotea)	150 kg/m <sup>2</sup>

### PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS

f <sub>c</sub> =	210 kg/cm <sup>2</sup>	
E <sub>c</sub> =	2.20E+05	(15200*(f <sub>c</sub> <sup>1/2</sup> ))
f <sub>y</sub> =	4200 kg/cm <sup>2</sup>	
E <sub>s</sub> =	2.00E+06 kg/cm <sup>2</sup>	
β <sub>1</sub> =	0.85	
ρ <sub>s</sub> =	0.02125	
0.75 * ρ <sub>s</sub> =	0.01594	
0.5 * ρ <sub>s</sub> =	0.01063	

Espesor de losa aligerada de piso típico=0,3m	Peso de losa 400kg/m <sup>2</sup>
Espesor de losa aligerada de azotea=0,25m	Peso de losa 350kg/m <sup>2</sup>

### PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Eje	Viga	Luz Libre (m)	h(m)	Ancho Trib.	b(m)	Usar b (m)
A	V-401	6	0.6	1	0.06	0.3
	V-301	6	0.6	1	0.06	0.3
	V-201	6	0.6	1	0.06	0.3
	V-101	6	0.6	1	0.06	0.3
B	V-402	6	0.6	1	0.05	0.3
	V-302	6	0.6	1	0.05	0.3
	V-202	6	0.6	1	0.05	0.3
	V-102	6	0.6	1	0.05	0.3
C	V-403	6	0.6	1	0.06	0.3
	V-303	6	0.6	1	0.06	0.3
	V-203	6	0.6	1	0.06	0.3
	V-103	6	0.6	1	0.06	0.3
1	V-404	7	0.6	3	0.18	0.3
	V-304	7	0.6	3	0.18	0.3
	V-204	7	0.6	3	0.18	0.3
	V-104	7	0.6	3	0.18	0.3
2	V-405	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-305	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-205	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-105	7	0.6	6	0.3	0.3
3	V-406	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-306	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-206	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-106	7	0.6	6	0.3	0.3
4	V-407	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-307	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-207	7	0.6	6	0.3	0.3
	V-107	7	0.6	6	0.3	0.3
5	V-408	7	0.6	3	0.18	0.3
	V-308	7	0.6	3	0.18	0.3
	V-208	7	0.6	3	0.18	0.3
	V-108	7	0.6	3	0.18	0.3

CALCULOS DE PESOS DE APORTANTES SIN CONSIDERAR PESOS DE VIGAS

Aportante	Tipo de Carga	(Piso típico) kg/m <sup>2</sup>	(Azotea) kg/m <sup>2</sup>	(Ancho) A,C,B	(Ancho) 01,05	(Ancho) 02,03,04
Losa	D	400	350	1	3	6
Tabiquería	D	120	0	1	3	6
Acabados	D	100	100	1	3	6
S/C	L	300	150	1	3	6
	WD	620	450			
	WL	300	150			

CARGAS PARA VIGAS INCLUYENDO SU PESO PROPIO

Aportante	Tipo de Carga	(Piso típico) A,B,C kg/m	(Azotea) A,B,C kg/m	(Piso típico) 01,05 kg/m	(Azotea) 01,05 kg/m	(Piso típico) 02,03,04 kg/m	(Azotea) 02,03,04 kg/m
Carga Muerta	WD	1052	882	2292	1782	4152	3132
Carga viva	WL	300	150	900	450	1800	900

CARGAS PARA VIGAS SIN INCLUIR SU PESO PROPIO

Aportante	Tipo de Carga	(Piso típico) A,B,C kg/m	(Azotea) A,B,C kg/m	(Piso típico) 01,05 kg/m	(Azotea) 01,05 kg/m	(Piso típico) 02,03,04 kg/m	(Azotea) 02,03,04 kg/m
Carga Muerta	WD	620	450	1860	1350	3720	2700
Carga viva	WL	300	150	900	450	1800	900



## PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

ESQUINA	bx d=	$\frac{1,5*PG}{0,2*f'c}$	PG=AxW A=Area tributaria W=Carga de servicio en todos los niveles sobre la columna
LATERAL	bx d=	$\frac{1,25*PG}{0,25*f'c}$	
CENTRAL	bx d=	$\frac{1,1*PG}{0,3*f'c}$	

### ESTIMACION DE PESOS Y DIMENSIONES

#### COLUMNA ESQUINA C1-NIVEL 4

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3	3.5		1	350	3675
Vigas x	3	0.3	0.6	1	2400	1296
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3	3.5		1	100	1050
Tabiquería	3	3.5		1	120	1260
Sobrecarga	3	3.5		1	150	1575

10368

#### COLUMNA ESQUINA C1-NIVEL 3

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3	3.5		1	400	4200
Vigas x	3	0.3	0.6	1	2400	1296
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3	3.5		1	100	1050
Tabiquería	3	3.5		1	120	1260
Sobrecarga	3	3.5		1	300	3150
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016

14484

#### COLUMNA ESQUINA C1-NIVEL 2

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3	3.5		1	400	4200
Vigas x	3	0.3	0.6	1	2400	1296
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3	3.5		1	100	1050
Tabiquería	3	3.5		1	120	1260
Sobrecarga	3	3.5		1	300	3150
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016

14484

#### COLUMNA ESQUINA C1-NIVEL 1

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3	3.5		1	400	4200
Vigas x	3	0.3	0.6	1	2400	1296
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3	3.5		1	100	1050
Tabiquería	3	3.5		1	120	1260
Sobrecarga	3	3.5		1	300	3150
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016

14484

$$bx d = \frac{1,5*PG}{0,2*f'c} = \frac{80730}{42} = 1922.14 \text{ cm}^2$$

Usar: C1(40x80)

Todos los pisos

COLUMNA LATERAL C2-NIVEL 4

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3.5	6		1	350	7350
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3.5	6		1	100	2100
Tabiquería	3.5	6		1	120	2520
Sobrecarga	3.5	6		1	150	3150
						19224

COLUMNA LATERAL C2-NIVEL 3

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3.5	6		1	400	8400
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3.5	6		1	100	2100
Tabiquería	3.5	6		1	120	2520
Sobrecarga	3.5	6		1	300	6300
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016
						25440

COLUMNA LATERAL C2-NIVEL 2

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3.5	6		1	400	8400
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3.5	6		1	100	2100
Tabiquería	3.5	6		1	120	2520
Sobrecarga	3.5	6		1	300	6300
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016
						25440

COLUMNA LATERAL C2-NIVEL 1

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	3.5	6		1	400	8400
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	3.5	0.3	0.6	1	2400	1512
Acabados	3.5	6		1	100	2100
Tabiquería	3.5	6		1	120	2520
Sobrecarga	3.5	6		1	300	6300
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016
						25440

$$bxd = \frac{1,25 \cdot PG}{0,25 \cdot f'c} = \frac{119430}{52,5} = 2274.86 \text{ cm}^2$$

Usar: C2(40x80)

Todos los pisos

COLUMNA CENTRAL C3-NIVEL 4

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	6	7		1	350	14700
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	7	0.3	0.6	1	2400	3024
Acabados	6	7		1	100	4200
Tabiquería	6	7		1	120	5040
Sobrecarga	6	7		1	150	6300
						35856

COLUMNA CENTRAL C3-NIVEL 3

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	6	7		1	400	16800
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	7	0.3	0.6	1	2400	3024
Acabados	6	7		1	100	4200
Tabiquería	6	7		1	120	5040
Sobrecarga	6	7		1	300	12600
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016
						46272

COLUMNA CENTRAL C3-NIVEL 2

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	6	7		1	400	16800
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	7	0.3	0.6	1	2400	3024
Acabados	6	7		1	100	4200
Tabiquería	6	7		1	120	5040
Sobrecarga	6	7		1	300	12600
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016
						46272

COLUMNA CENTRAL C3-NIVEL 1

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	Nº veces	W	Peso(kg)
Losa	6	7		1	400	16800
Vigas x	6	0.3	0.6	1	2400	2592
Vigas y	7	0.3	0.6	1	2400	3024
Acabados	6	7		1	100	4200
Tabiquería	6	7		1	120	5040
Sobrecarga	6	7		1	300	12600
Columna	0.3	0.8	3.5	1	2400	2016
						46272

$$bxd = \frac{1,1 \cdot PG}{0,3 \cdot f'c} = \frac{192139,2}{63} = 3049,83 \text{ cm}^2$$

Usar: C3(40x80)      Todos los pisos

$W_D = 0.45 \text{ Ton/m}$

$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$
$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$
$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$	$W_D = 0.62 \text{ Ton/m}$

D  
PÓRTICOS A, B, C

$W_D = 1.35 \text{ Ton/m}$

$W_D = 1.86 \text{ Ton/m}$	$W_D = 1.86 \text{ Ton/m}$
$W_D = 1.86 \text{ Ton/m}$	$W_D = 1.86 \text{ Ton/m}$
$W_D = 1.86 \text{ Ton/m}$	$W_D = 1.86 \text{ Ton/m}$

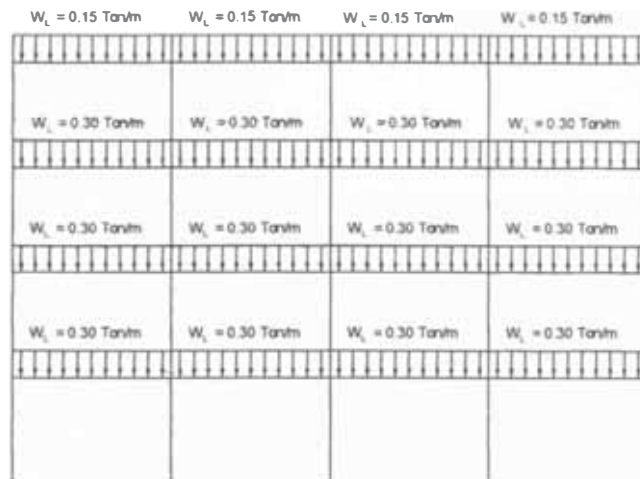
D  
PÓRTICOS 1, 5

$W_D = 2.70 \text{ Ton/m}$

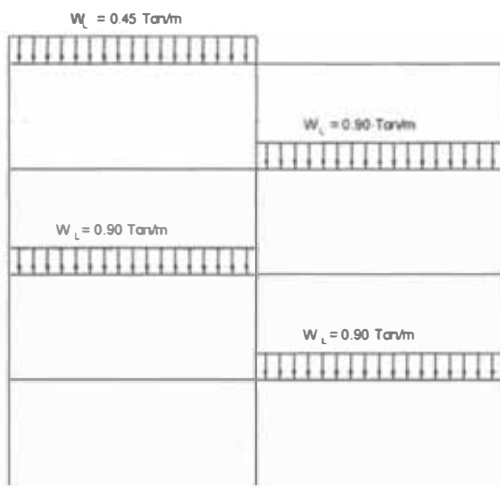
$W_D = 2.70 \text{ Ton/m}$

$W_D = 3.72 \text{ Ton/m}$	$W_D = 3.72 \text{ Ton/m}$
$W_D = 3.72 \text{ Ton/m}$	$W_D = 3.72 \text{ Ton/m}$
$W_D = 3.72 \text{ Ton/m}$	$W_D = 3.72 \text{ Ton/m}$

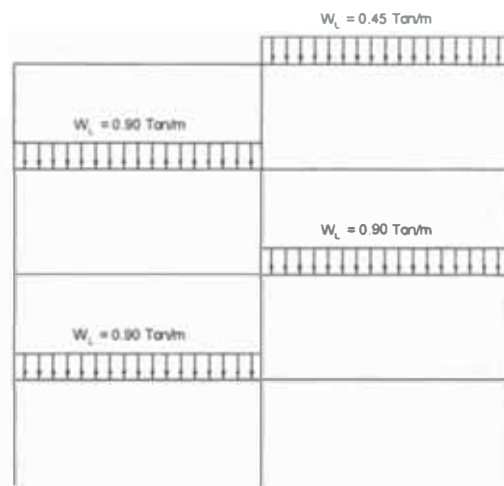
D  
PÓRTICOS 2, 3, 4



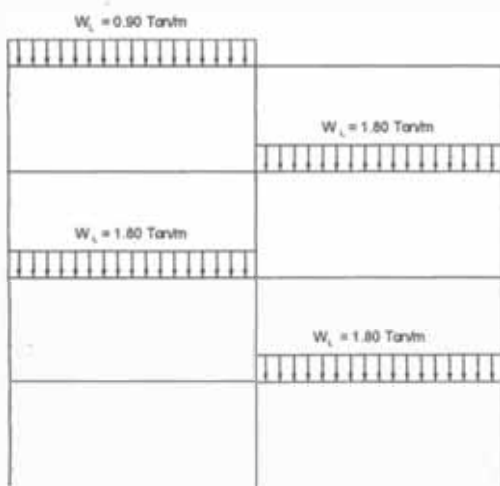
L3  
PÓRTICOS A, B, C



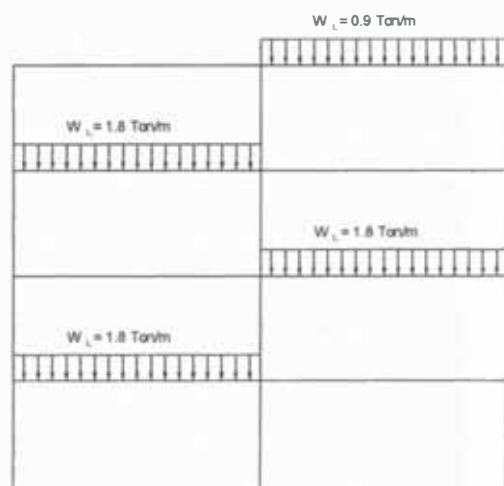
L1  
PÓRTICOS 1,  
5



L2  
PÓRTICOS 1, 5



L1  
PÓRTICOS 2, 3, 4



L2  
PÓRTICOS 2, 3, 4

**CAPITULO III**  
**ANALISIS SISMICO**

Estando ubicado el proyecto en una zona de alto riesgo sísmico y requiriendo cuantificar el nivel de fuerzas con que la estructura responderá ante determinado movimiento, recurrimos al análisis sísmico, el que se encuentra sustentado en la dinámica estructural y en el reglamento.

El análisis sísmico está hecho según la Norma E.030 (1997).

### **3.1. Filosofía del Diseño Sísmico**

El diseño sísmico busca que las edificaciones garanticen un comportamiento que haga posible que éstas no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad, que sufran daños leves ante sismos moderados y que sean capaces de resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, pero evitando el colapso de la edificación.

Otro de los parámetros limitativos del diseño sísmico, es el control de las deformaciones, con lo que se limitan los daños no estructurales.

Los efectos de las fuerzas sísmicas actuantes se pueden determinar por medio de dos métodos:

1. Análisis con fuerzas estáticas equivalentes
2. Análisis dinámico

### 3.2. Análisis estático

Se emplea solo para edificios sin irregularidades y de baja altura (altura de la edificación menor de 45 m), El método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Para tal fin es necesario conocer los siguientes conceptos.

#### 3.2.1 Periodo fundamental

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

$h_n$  = altura total de la edificación = 14.00 m.

$C_t$  = 60 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

$$T = \frac{14.00}{60} = 0.23$$

#### 3.2.2. Factor de ampliación sísmica

Se define como:

$$C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)^{1.25}$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de ampliación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, C debe ser menor ó igual a 2.5



$$C = 2.5 \left( \frac{.40}{.23} \right)^{1.25} = 4.99$$

Entonces  $C = 2.5$

### 3.2.3. Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{ZUSC}{R} P \quad \text{Considerando el valor mínimo para } C/R = 0.1$$

Factor de zona	Z= 0.4	Lima
Factor de uso	U=1.50	Categoría A (Hospital)
Factor de suelo	S=1.00	Suelo S <sub>1</sub> T <sub>p</sub> =0.4 seg

### 3.2.4. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Si el periodo fundamental T es mayor que 0.7 segundos, una parte de la fuerza cortante V denominada F<sub>a</sub> deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Y esta se determina mediante la expresión

$$F_a = 0.07 T V < 0.15 V$$

El resto de la fuerza cortante V- F<sub>a</sub> se distribuirá entre los distintos niveles , incluyendo el último nivel de acuerdo a la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=0}^n P_j h_j} (V - F_a)$$

$F_i$  = Fuerza horizontal en el nivel  $i$

$P_i$  = Peso del nivel  $i$

$h_i$  = altura del nivel  $i$  con respecto al nivel del terreno

En el presente estudio  $T = 0.25 < 0.7$  segundos, por lo que no habrá fuerza concentrada en la parte superior.

### 3.2.5 Efecto de torsión

Para efecto del análisis sísmico es necesario conocer la masa ubicada en cada nivel de la edificación, el baricentro y su inercia rotacional.

La fuerza en cada nivel se supondrá actuando en el centro de masas del nivel respectivo, debiendo considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

Para cada dirección de análisis la excentricidad accidental en cada nivel ( $e$ ), se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas\*.

En cada nivel además de la fuerza actuante se aplicará el momento accidental denominado  $M_{ti} = \pm F_i e$ , que produce un incremento en los cortantes por lo que

$$V_{\text{diseño}} = V_{\text{traslación}} + V_{\text{torsión}}$$

Se determina el centro de masas, cuando existe simetría en planta será suficiente considerar el centro de gravedad el centro geométrico de la figura.

---

\* Estrictamente debería considerarse, según la norma E.030(1997), 0.1 veces la dimensión del edificio. Aquí se ha adoptado el valor vigente en la nueva norma E.030 (2003).

$$X_{cm} = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} \quad Y_{cm} = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

$P_i$  = carga de gravedad que soporta la columna

$X_i, Y_i$  Ubicación de cada columna

Luego hallamos el momento polar de inercia  $J$  (cuadro Cálculo de masas y momento polar) y el incremento de la fuerza cortante debido al momento torsor.

### 3.2.6. Desplazamiento lateral

Los límites se muestran en el siguiente cuadro

**Límites para desplazamiento lateral de entresijos.**

Material predominante	$\Delta_i / h_{ei}$
Concreto armado	0.007
Acero (naves industriales)	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

En nuestro caso el límite es 0.007, por ser el material predominante concreto armado.

### 3.2.7. Control de giros en planta

En cada una de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos no debe ser mayor que 1.7 veces el desplazamiento relativo de los centros de masas.

### 3.2.8. Efectos de segundo orden

Para la estabilidad del edificio, deberán considerarse el efecto de la excentricidad de la carga vertical producidos por Los desplazamientos laterales de la edificación (P – Delta).

Para estimar la importancia de Los efectos de segundo orden, podrá usarse para cada nivel el siguiente cociente como índice de estabilidad.

$$Q = N_i \Delta_i / V_i h_{ei}$$

Los efectos de segundo orden deberán ser tomados en cuenta cuando  $Q > 0.1$

En los resultados del análisis, se ha incluido el cálculo de segundo orden.

**CALCULO Y RESULTADOS**  
**DEL ANALISIS SISMICO**

**Peso de la edificación P**

CUARTO NIVEL	Peso unit.	Area	Longitud	Peso total
Peso de Losa 4to Nivel =	350	305.52		106932
Peso de Viga V-X =	2400	0.18	68.4	29548.8
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	71.5	30888
Peso de Columnas =	2400	9.28	1.75	38976
Peso de Acabados =	100	347.49		34749
Peso de Tabiqueria =	120	347.49		41698.8
25%sobrecarga =	75	347.49		26061.75

Total= 308854.35 Kgs.

TERCER NIVEL	Peso unit.	Area	Longitud	Peso total
Peso de Losa 3er Nivel =	400	305.52		122208
Peso de Viga V-X =	2400	0.18	68.4	29548.8
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	71.5	30888
Peso de Columnas =	2400	9.28	3.5	77952
Peso de Acabados =	100	347.49		34749
Peso de Tabiqueria =	120	347.49		41698.8
50%sobrecarga =	150	347.49		52123.5

Total= 389168.1 Kgs.

SEGUNDO NIVEL	Peso unit.	Area	Longitud	Peso total
Peso de Losa 2do Nivel =	400	305.52		122208
Peso de Viga V-X =	2400	0.18	68.4	29548.8
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	71.5	30888
Peso de Columnas =	2400	9.28	3.5	77952
Peso de Acabados =	100	347.49		34749
Peso de Tabiqueria =	120	347.49		41698.8
50%sobrecarga =	150	347.49		52123.5

Total= 389168.1 Kgs.

PRIMER NIVEL	Peso unit.	Area	Longitud	Peso total
Peso de Losa 1er Nivel =	400	305.52		122208
Peso de Viga V-X =	2400	0.18	68.4	29548.8
Peso de Viga V-Y =	2400	0.18	71.5	30888
Peso de Columnas =	2400	9.28	3.5	77952
Peso de Acabados =	100	347.49		34749
Peso de Tabiqueria =	120	347.49		41698.8
50%sobrecarga =	150	347.49		52123.5

Total= 389168.1 Kgs.

**PESO TOTAL= 1476358.65 Kgs.  
1476 Ton.**

## FUERZAS LATERALES POR CARGAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Determinación de Cargas Laterales ( Sísmicas en X )  
Cargas Estáticas Equivalentes - NTE E-030

$$\text{Cortante en la base } V = \frac{Z.U.S.C}{R} * P$$

Donde :

Z = Factor de Zona

U = Factor de uso e importancia

S = Factor de Suelo

C = Coeficiente de Amplificación Sísmica

R = Coeficiente de reducción de sollicitación sísmica

P = Peso total de la Edificación

Datos :

- Z = 0.4 : Zona 3  
 U = 1.5 : Edificaciones esenciales ( Hospital )  
 S = 1 : Suelo rígido o duro ( S1 )  
 R = 7.5 : Pórticos de Concreto armado  
 hn = 14 m : Altura total del edificio  
 Ct = 60 : Elementos resistentes son fundamentalmente muros de corte.  
 T = 14 / 60 = 0.23 : Periodo fundamental  
 Ts = 0.4 : Suelo duro

$$C = 2.5 * \left( \frac{T_s}{T} \right)^{1.25} \leq 2.5$$

$$C = 2.5 * \left( \frac{0.4}{0.23} \right)^{1.25} = 4.99 \geq 2.5 \text{ Entonces } C=2.5$$

$$C = 2.5$$

$$V = \frac{Z.U.S.C}{R} * P$$

$$V = \frac{0.4 * 1.5 * 1 * 2.5}{7.5} * 1476 = 0.20 * 1476 = 295.20t$$

Cortante en la base : V = **295.20** Toneladas.

Nivel	Pi ( t )	Hi ( m )	Pi * Hi	Pi*Hi / Total I	Vi ( t )
4	308.85	14.0	4323.96	0.35	102.14
3	389.17	10.5	4086.27	0.33	96.53
2	389.17	7.0	2724.18	0.22	64.35
1	389.17	3.5	1362.09	0.10	32.18
( Total I ) =			12496.49	1	295.20

### CALCULO DE EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES

$Lx = 24.3$

$Ly = 14.3$

$ex = 0,05 * 24,3 = 1.215 \text{ m}$

$ey = 0,05 * 14,3 = 0.715 \text{ m}$

$M_{xx} = F_i * ey$

$M_{yy} = F_i * ex$

Nivel	Fi ( t )	M torsor	
		Mxx (t-m)	Myy (t-m)
		Fi * ey	Fi * ex
4	102.14	73.03	124.10
3	96.53	69.02	117.28
2	64.35	46.01	78.19
1	32.18	23.01	39.09

Estas fuerzas y momentos serán aplicadas al centro de masa de cada nivel.



**DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO**

DATOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA SAP 2000

**JOINT DISPLACEMENTS**

JOINT	LOAD	U1	U2	U2x7.5	U3x7.5
50	QX1	6.08E-03	2.90E-04	0.0456	0.0022
50	QX2	5.74E-03	-2.90E-04	0.0431	-0.0022
50	QY1	2.87E-04	6.37E-03	0.0022	0.0478
50	QY2	-2.87E-04	5.39E-03	-0.0022	0.0404
65	QX1	8.48E-03	4.08E-04	0.0636	0.0031
65	QX2	8.00E-03	-4.08E-04	0.0600	-0.0031
65	QY1	4.04E-04	8.91E-03	0.0030	0.0668
65	QY2	-4.04E-04	7.52E-03	-0.0030	0.0564

Máximo desplazamiento =  
 Altura de entrepiso h= 3.5 m.

0.0636      0.0668

Máximo desplazamiento relativo de entrepiso=

0.0051      0.0054      < 0.007  
 OK

**CAPITULO IV**

**ANALISIS ESTRUCTURAL**

**PARA CARGAS DE GRAVEDAD**

El análisis estático se efectúa a fin de obtener los efectos debido a las cargas a que está sometida la estructura. Las cargas que actúan son: cargas muertas, cargas vivas y cargas por sismo. Finalmente debemos hallar la envolvente de los efectos amplificados por sus coeficientes respectivos, con la que podemos hacer el diseño de los elementos de la estructura.

### **Fundamento Teórico**

El análisis estructural estático consiste en determinar los efectos que se producen debido a las solicitaciones a la que está o estará sometida la estructura en su vida útil, esto es los cortantes, momentos y fuerzas axiales que se producirán como consecuencia de las cargas muertas, vivas, sísmicas así como asentamientos diferenciales u otro tipo de fenómenos que introduzcan fuerzas en la estructura. Para determinar estos efectos tenemos tres opciones:

- 1) Multiplicar las cargas por los factores apropiados de carga, sumándolas dentro de la carga total factorada, y después calcular las fuerzas y los momentos, debidos a la carga total.
- 2) Calcular los efectos de las cargas muertas y vivas factoradas, por separado, y posteriormente superponer los efectos.
- 3) Calcular los efectos de las cargas muertas y vivas no factoradas, por separado; multiplicar los efectos por los factores apropiados de carga, y luego superponerlos.

Definición de los principales términos usados

**A. Carga Muerta**, está constituida por el peso de la estructura y pesos de otros elementos relativamente permanentes que no varían con el tiempo como tabiquería o dispositivos de servicio.

**B. Carga Viva**, cargas no permanentes, tales como el peso de los ocupantes, muebles (mobiliario) y todos los elementos que no tengan una posición fija. Cabe destacar que las cargas vivas por su naturaleza son difíciles de estimar por lo que los diversos códigos de diseño le otorgan un coeficiente mayor.

**C. Carga de sismo**, está constituida por valores de fuerza obtenidos del análisis sísmico, concentrándose estos valores al eje de la losa de cada entrespacio. Por la naturaleza del sismo estas fuerzas se deben aplicar en uno y otro sentido a fin de obtener lo mayores valores.

**D. Carga de Servicio**, carga prevista en el análisis durante la vida de la estructura (no tiene factor de ampliación)

**E. Carga factorada**, carga ampliada o carga última, carga multiplicada por factores de carga apropiados, utilizada en el diseño por resistencia a carga última (rotura).

**F. Resistencia Nominal**, resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada de acuerdo con las especificaciones de las normas y del método de diseño, antes de la aplicación de cualquier factor de resistencia.

**G. Resistencia Requerida (U)**.- Viene a ser la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia. La resistencia requerida para cargas muertas (D), cargas vivas (L) y carga de sismo (E) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.5D + 1.8L$$

$$U = 1.25 (D + L \pm E)$$

$$U = 0.9D \pm 1.25E$$

Donde los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio, más allá de las especificadas en el diseño para que sea sumamente improbable la falla.

La resistencia de un elemento o de una sección transversal, requerida para soportar cargas factoradas o momentos y fuerzas en combinaciones que se recomiendan.

#### **H. Factores de reducción de capacidad o resistencia.**

Se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en el cálculo, fluctuaciones en la resistencia de los materiales, en la mano de obra y las dimensiones.

**Cuadro 4.1**

TIPO DE ESFUERZO	Factor de reducción $\phi$
Para flexión sin cargas axial	0.90
Para flexión con carga axial de tracción	0.90
Compresión axial con o sin flexión (refuerzo en espiral)	0.75
Compresión axial con o sin flexión (otros elementos)	0.70
Para cortante con o sin torsión	0.85
Para aplastamiento en el concreto	0.70

## 4.2- Características y requerimiento del programa

El Sap 2000 es un programa computacional que resuelve el análisis estructural de las edificaciones, utilizando como teoría los elementos finitos.

- Primeramente seleccionaremos el sistema de unidades
- El programa dispone de plantillas de estructuras típicas de las cuales escogeremos la que se parezca más a la estructura que vamos a diseñar.
- Se asigna la cantidad de pisos, la cantidad de crujiás en dirección X e Y, longitud del espacio libre entre columnas, alturas de los pisos, la altura del primer piso.
- Se asigna los grados de libertad de los apoyos, en este caso se restringe los tres desplazamientos y los tres giros correspondientes.
- Se asigna los diafragmas de los pisos.
- Definir el tipo de material a utilizarse en este caso es el concreto.
- Se asigna las propiedades del material.
- Se crea el archivo de secciones que se utilizarán.
- Se asigna las secciones a los elementos.
- Se declara los sistemas de carga y combinaciones.
- Se indica si el programa va calcular el peso propio de los elementos de la estructura.
- Se indica si se va a incluir el cálculo de P-Delta. En este caso si y se selecciona 3 iteraciones.
- Las etiquetas son usadas para nombrar a varias entidades tales como nudos, elementos, materiales y cargas que definen un modelo estructural y su respectivo análisis.
- Los sistemas de coordenadas son usados para localizar a las diferentes partes del modelo estructural y definir las direcciones de las cargas, desplazamientos, fuerzas internas y esfuerzos. Todo sistema de

coordenadas en el modelo está definido con respecto a un sólo sistema global X-Y-Z.

- Se denomina nudos a los puntos de conexión entre los elementos, juega un rol fundamental en el análisis de cualquier estructura.
- Un "Joint Pattern" consiste en un grupo de valores numéricos escalares, un valor para cada nudo de la estructura; puede ser usado para definir cargas o propiedades que varían en la estructura de acuerdo a la ubicación del nudo en el sistema de coordenadas globales.
- Se denomina grados de libertad a las componentes de desplazamiento en los nudos (rotación y traslación). Las deflexiones en el modelo estructural son gobernadas por desplazamientos en los nudos. Cada nudo en el sistema estructural puede tener seis componentes de desplazamientos.
- Cargas debido a fuerzas, Son usadas para aplicar fuerzas concentradas y momentos a los nudos. Los valores son especificados en el sistema de coordenadas fijo (global o alterno).
- Propiedades de los materiales, son usadas para definir las propiedades mecánicas, térmicas y densidad utilizadas para los elementos "Frame".
- Elemento "Frame", son usados para modelar pórticos planos y tridimensionales. Un elemento "Frame" es modelado como una línea recta conectando dos nudos y considera efectos de curvatura biaxial, torsión, deformación axial y deformación por corte biaxial.
- Identificación de las cargas muertas, viva y la de sismo; para generar las combinaciones de carga.
- Con las combinaciones de carga se genera la envolvente para los elementos de las vigas.

**RESULTADOS DEL ANALISIS**  
**ESTRUCTURAL MEDIANTE DIAGRAMAS**



DIAGRAMA DE MOMENTOS CARGA  
PERMANENTE  
PORTICO A

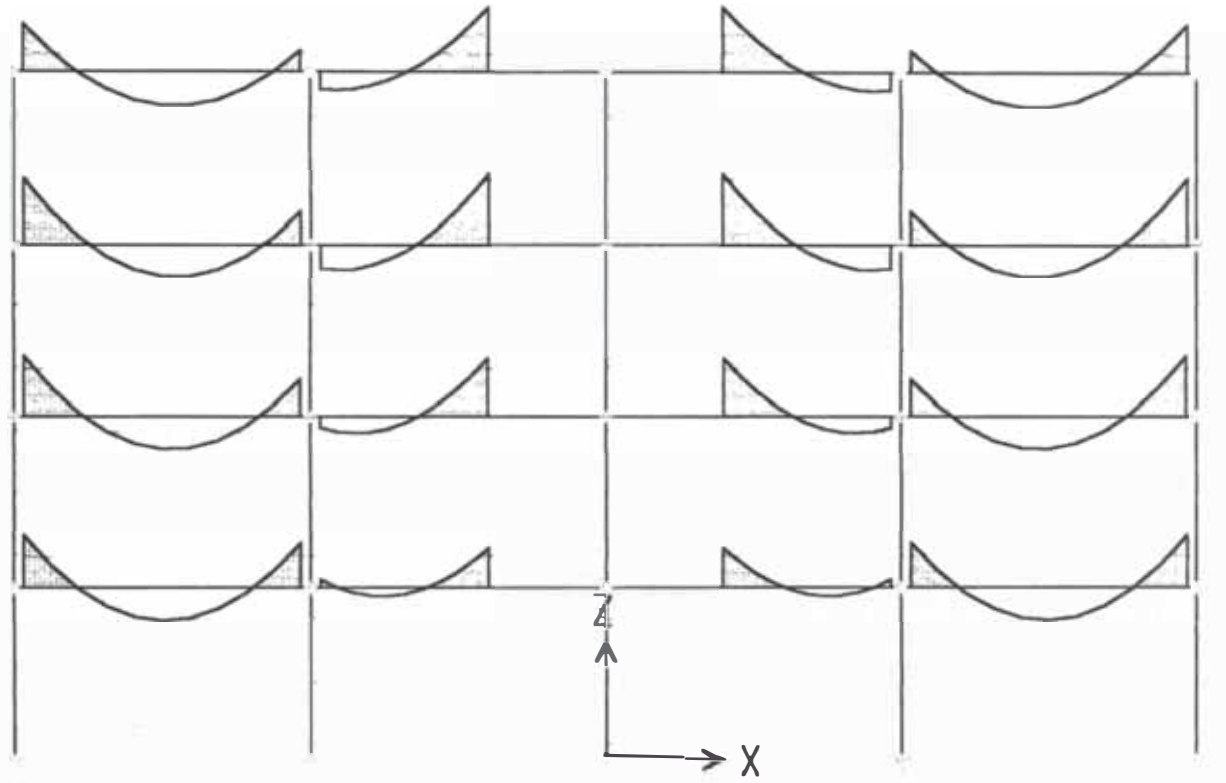


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
CARGA PERMANENTE  
PORTICO B

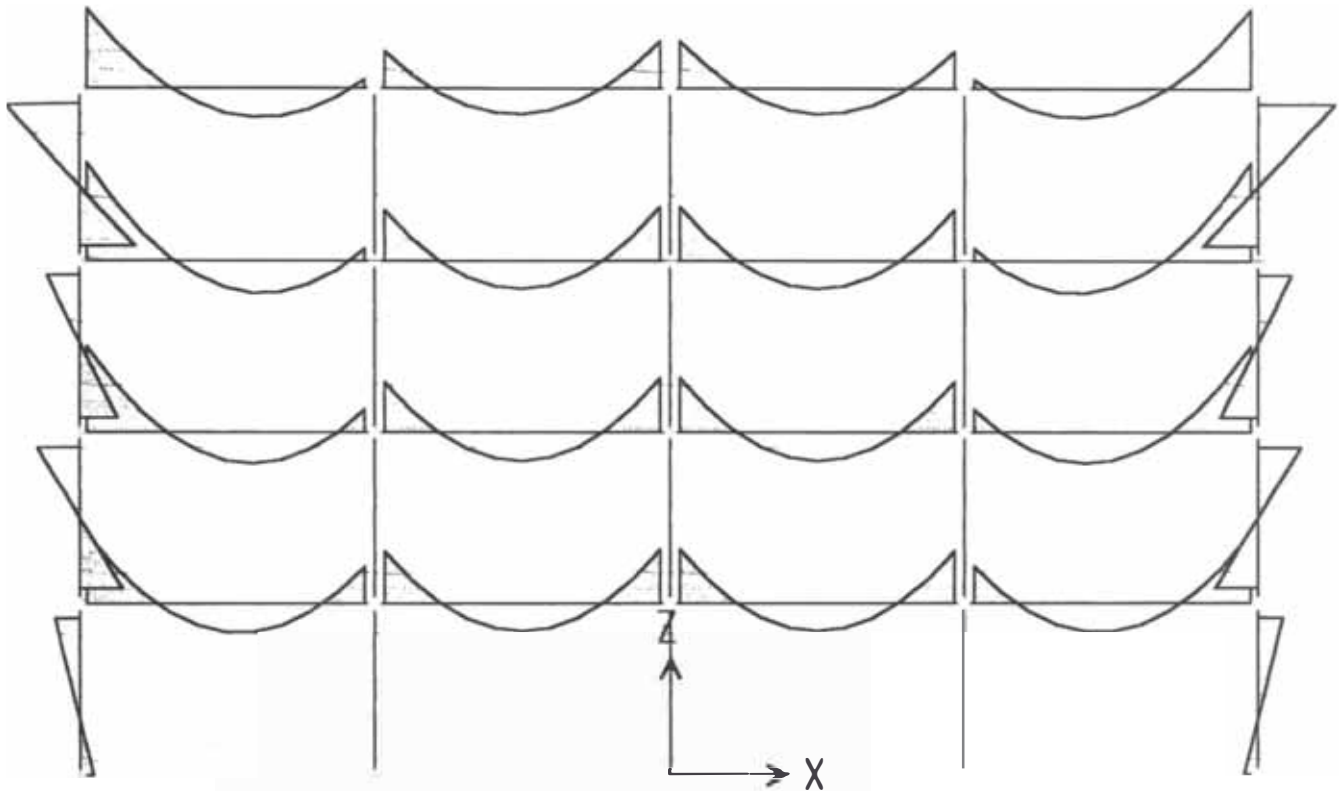


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
CARGA PERMANENTE  
PORTICO 1

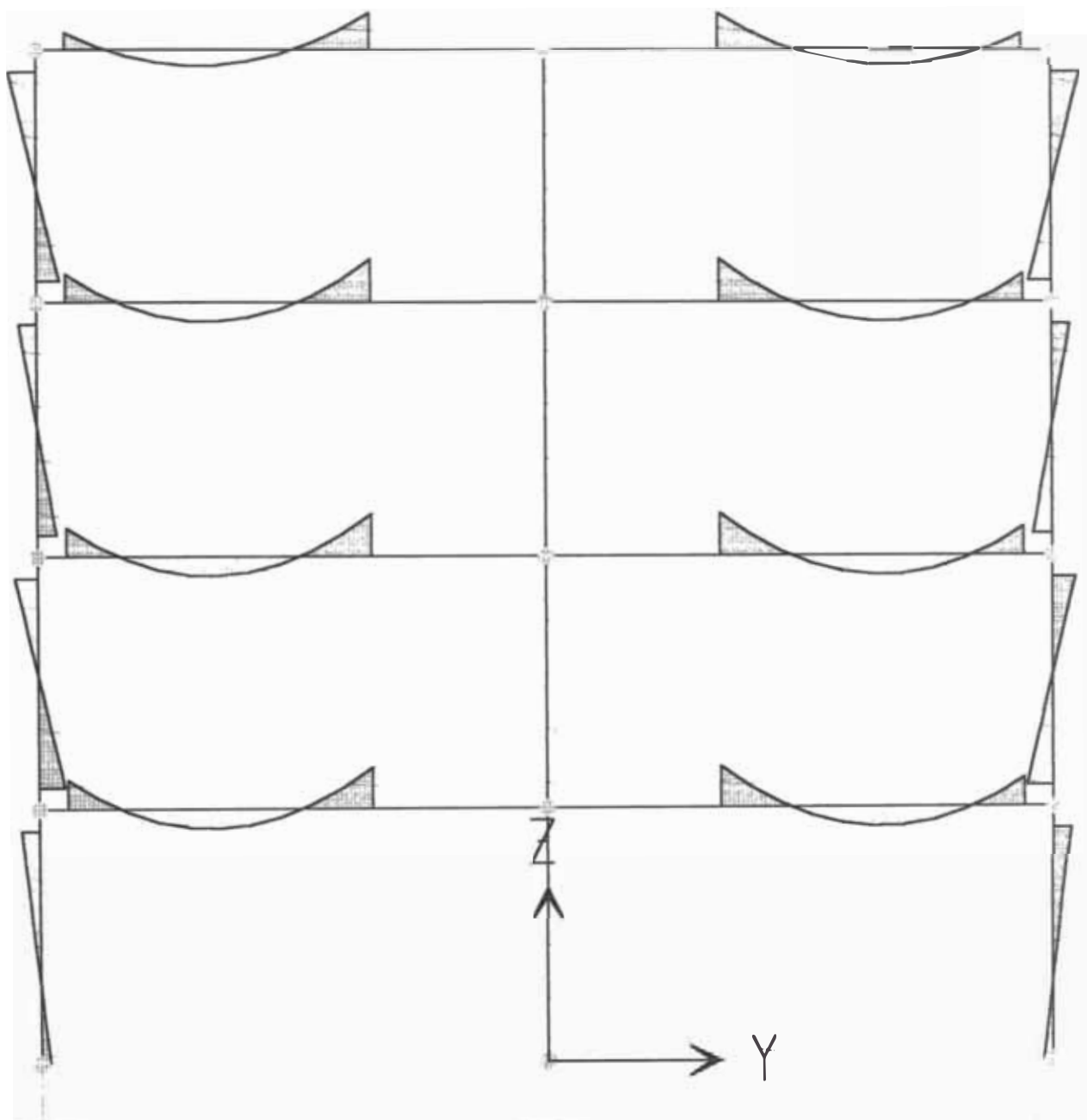


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
CARGA PERMANENTE  
PORTICO 2

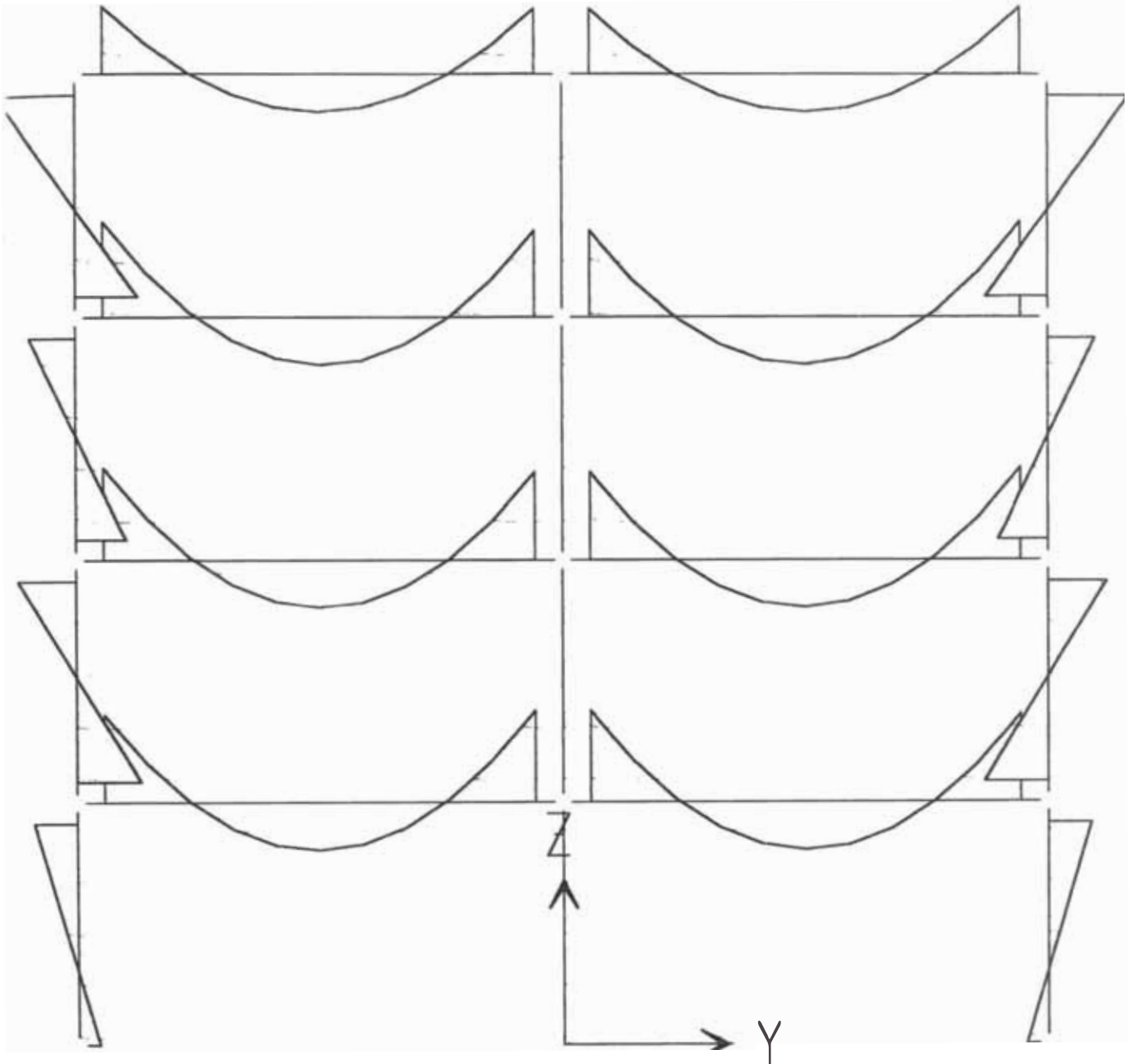


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
 CARGA PERMANENTE  
 PORTICO 3

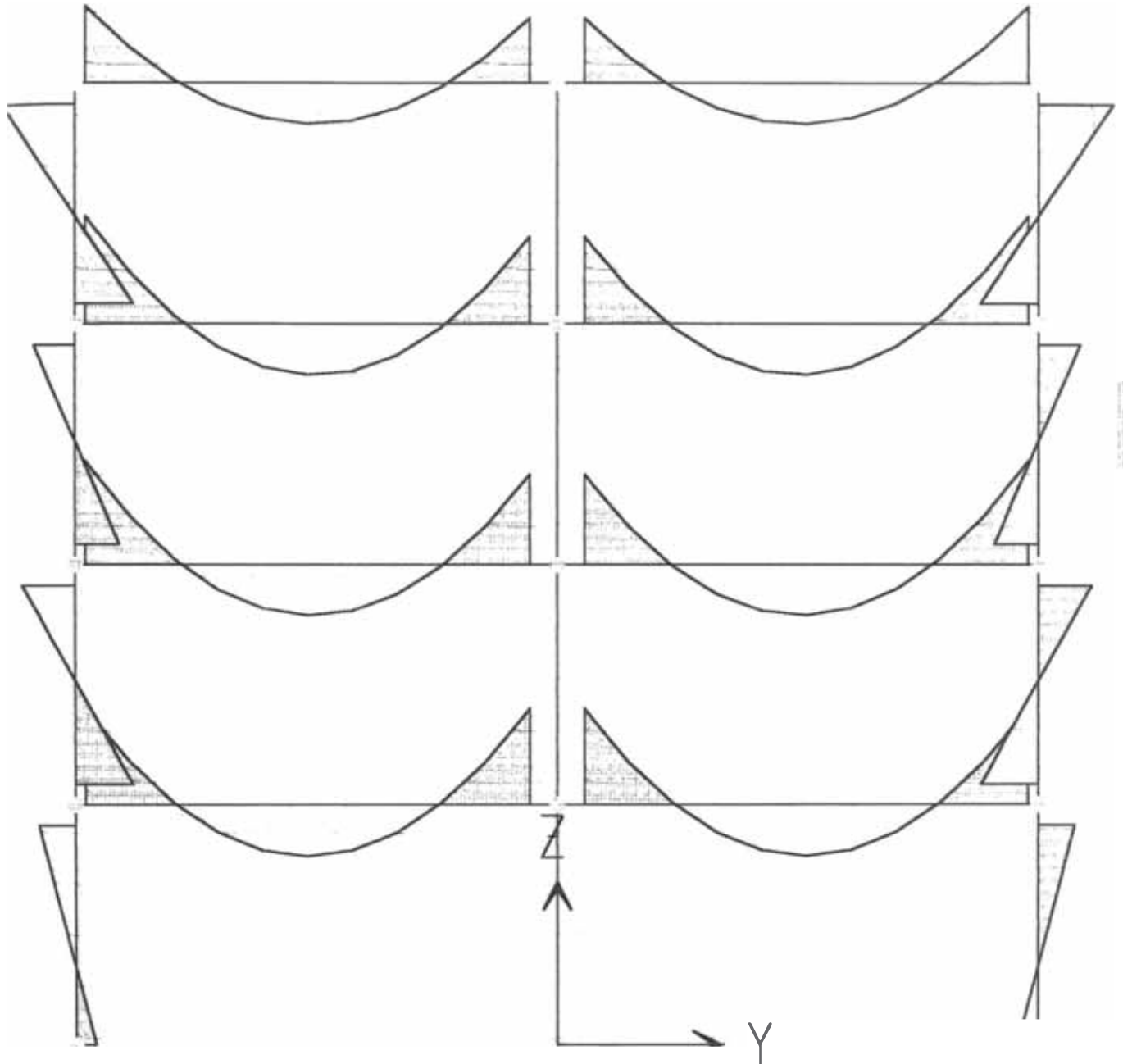


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
PORTICO A

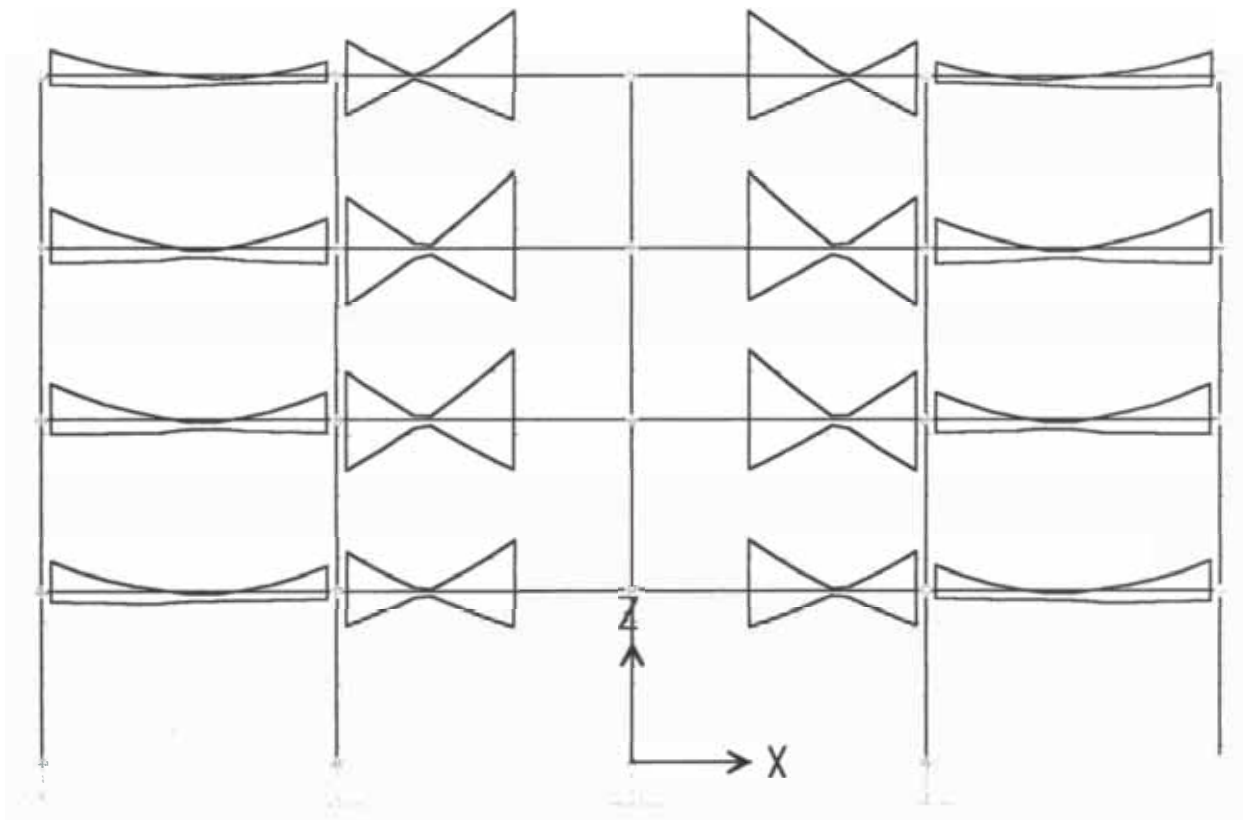


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
PORTICO B

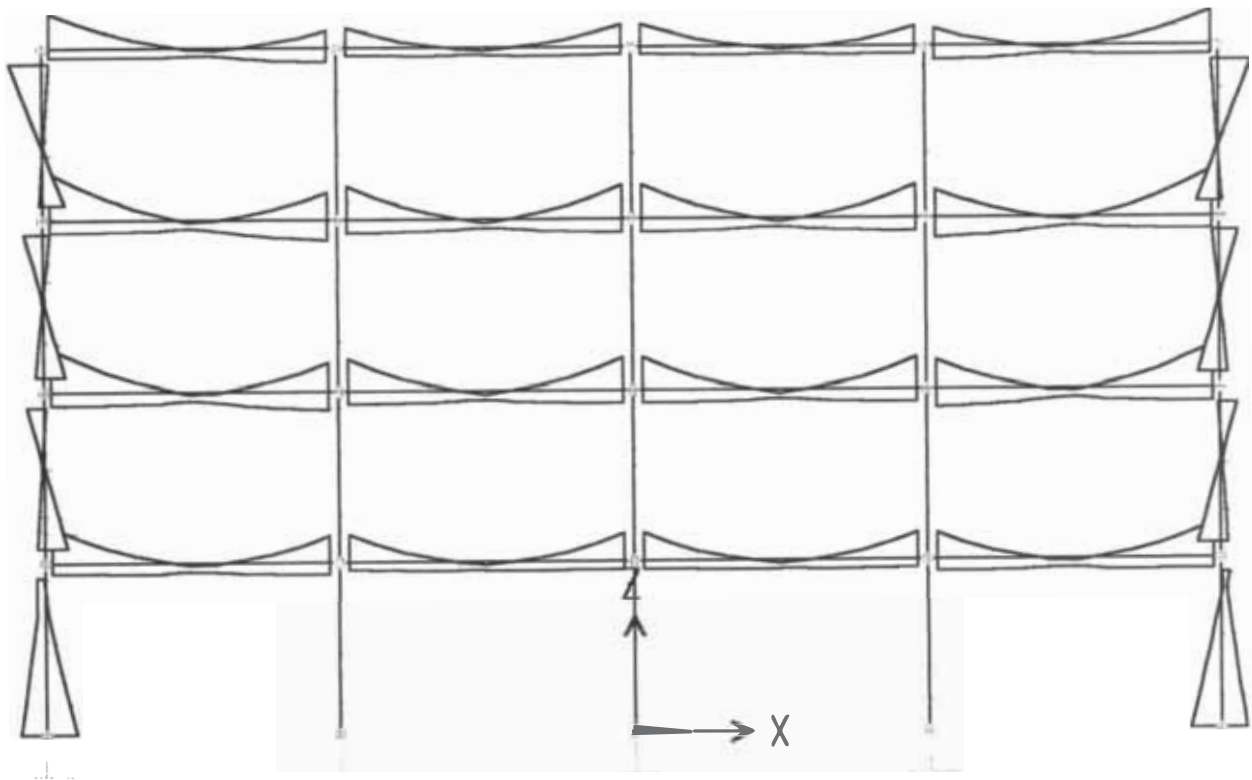


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
PORTICO 1

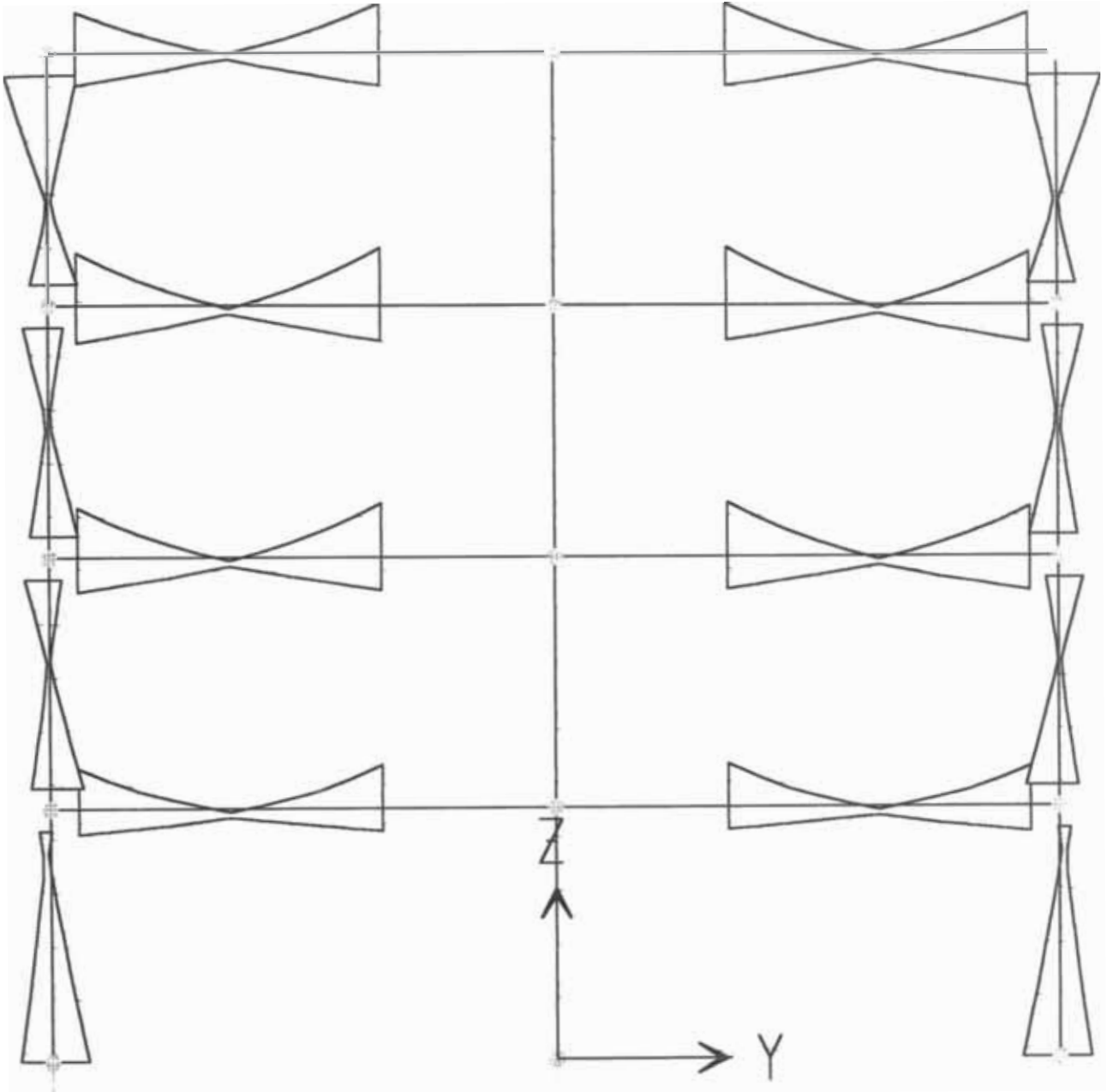




DIAGRAMA DE MOMENTOS  
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
PORTICO 2

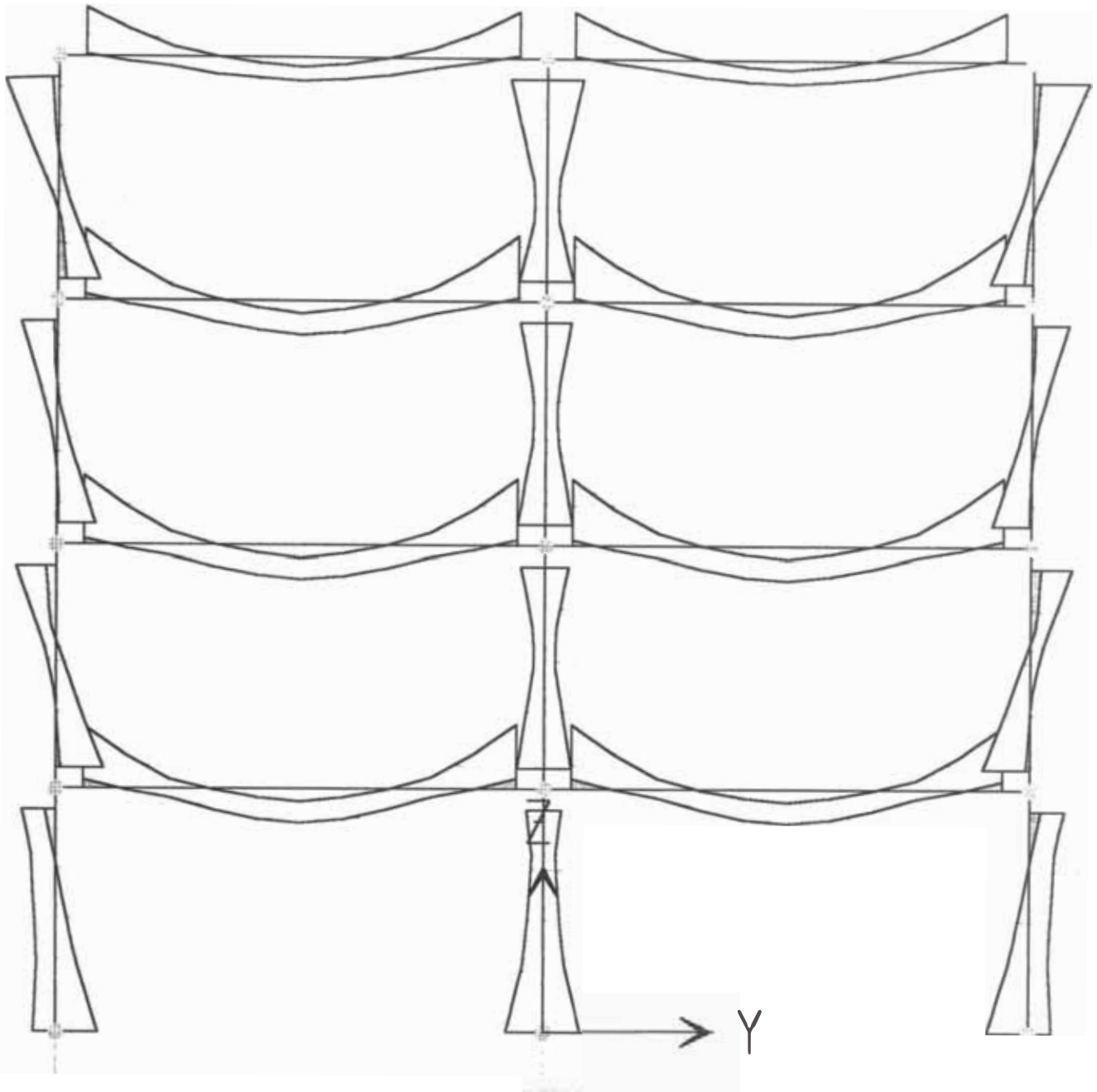


DIAGRAMA DE MOMENTOS  
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
PORTICO 3

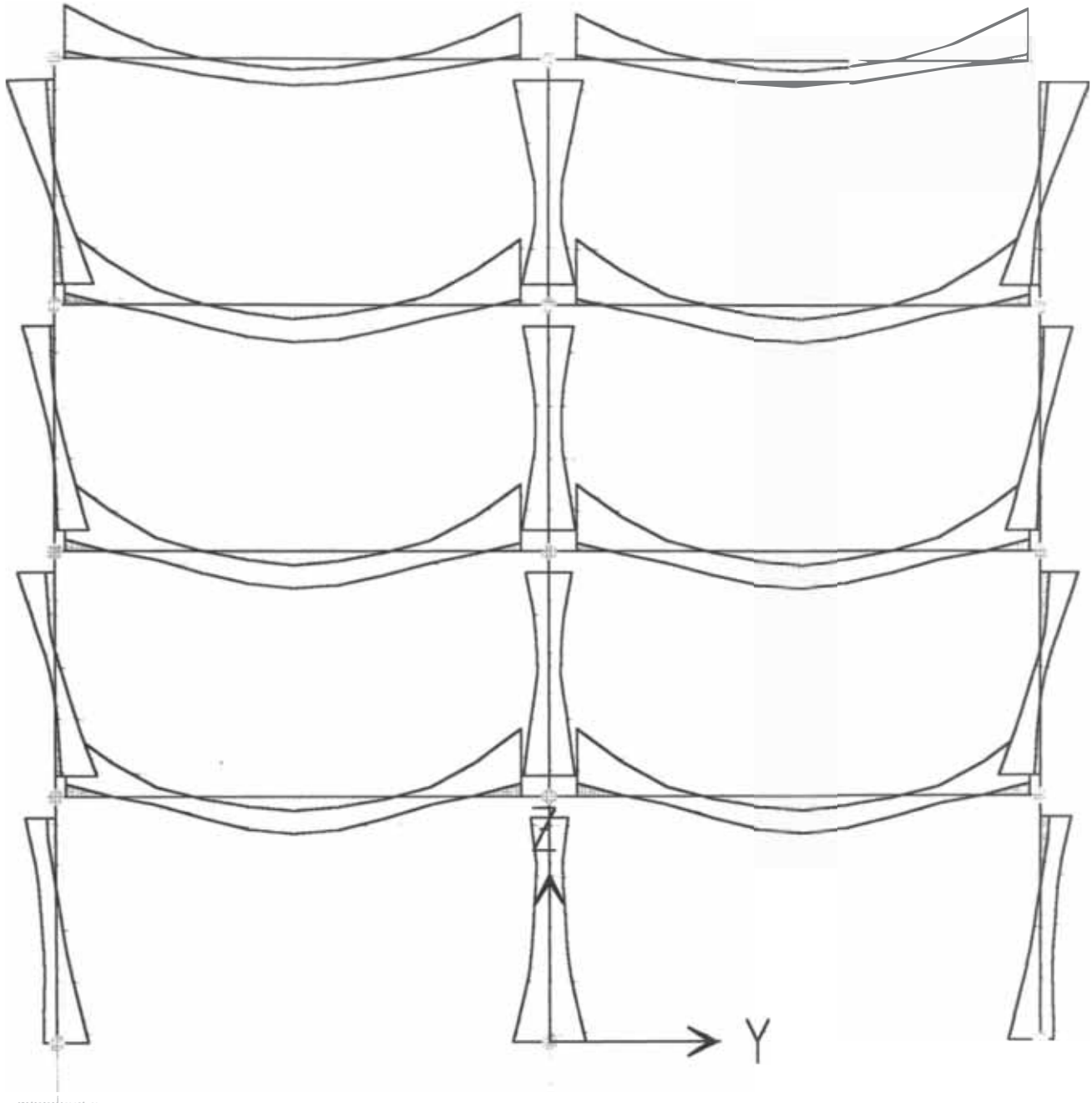


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES  
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
PORTICO A

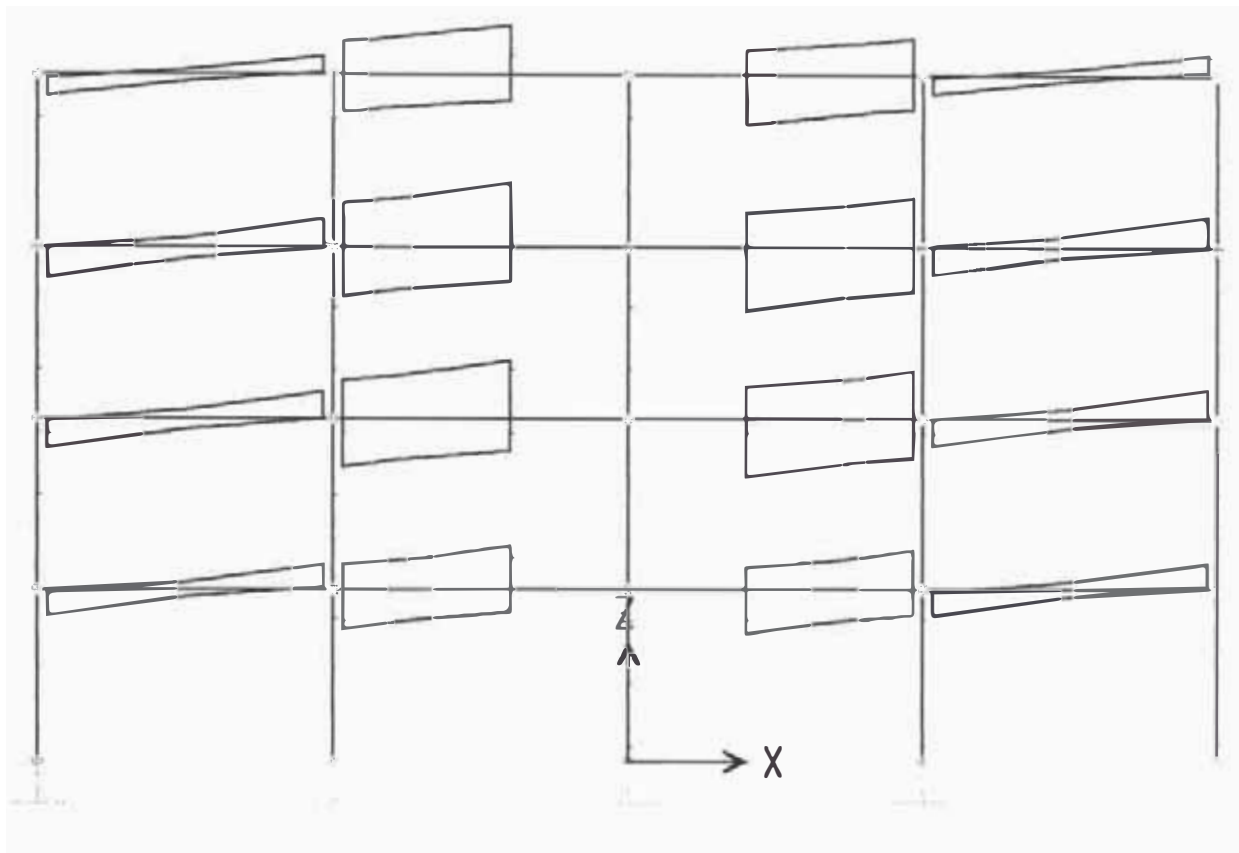
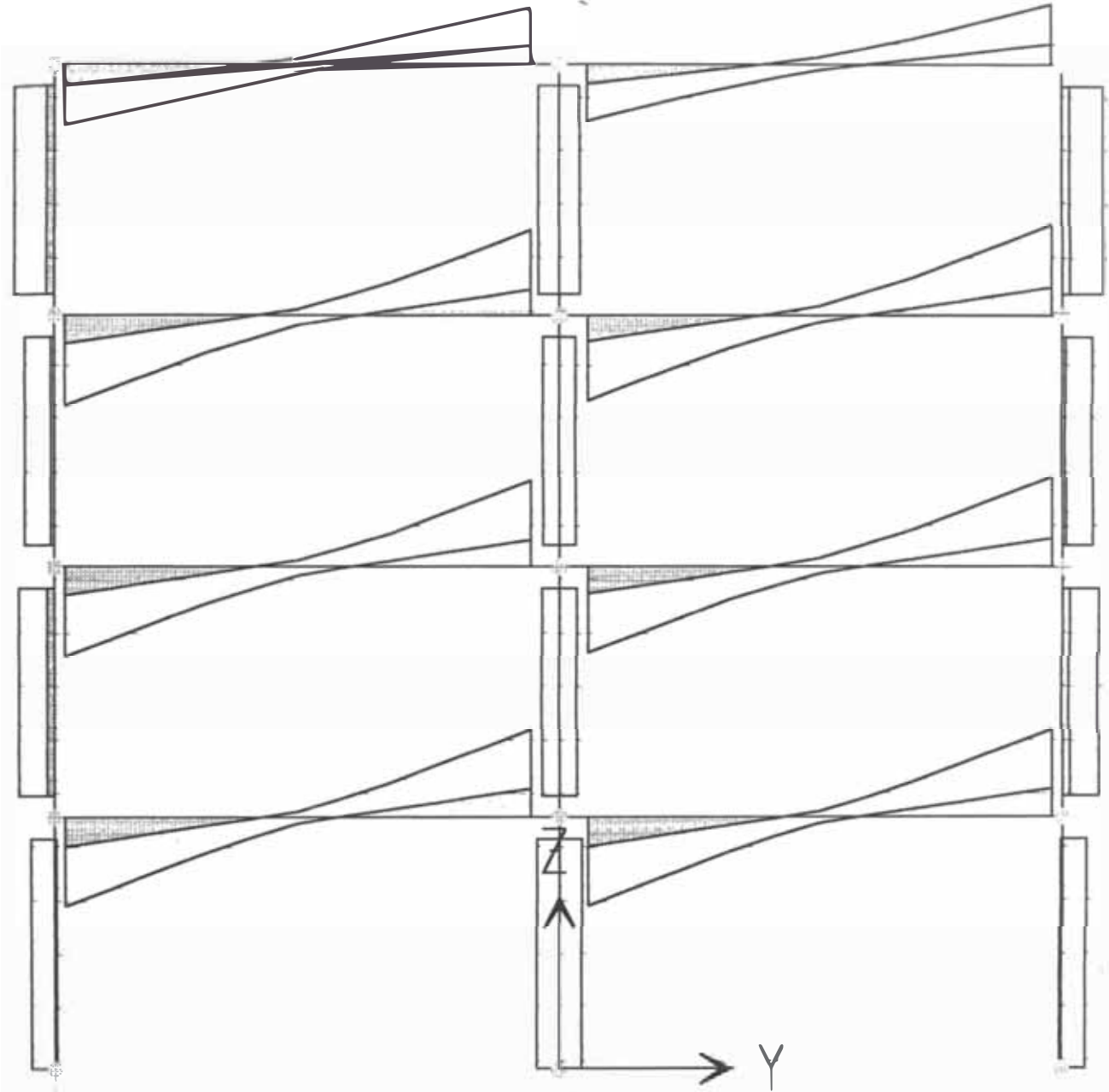


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES  
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
PORTICO 3



## **CAPITULO V**

# **DISEÑO DE ELEMENTOS** **DE CONCRETO ARMADO**

## 5.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

El diseño de losas aligeradas se efectúa con las mismas hipótesis de diseño de elementos a flexión, con la salvedad de que la sección transversal no es rectangular. El método alternativo de diseño es el Método de los Coeficientes del ACI el cual de una manera sencilla determina los valores de los momentos y cortantes en los puntos de apoyo y en el centro de la luz.

### 5.1.1. Método de los Coeficientes del ACI

El método es útil para vigas continuas, losas y aligerados en un sentido siempre y cuando estas cumplan con las siguientes condiciones.

- a.- Existan dos o más tramos
- b.- Los tramos sean aproximadamente iguales (las luces adyacentes no podrán diferir en más del 20%).
- c.- Las cargas estén uniformemente distribuidas.
- d.- La carga viva no exceda en tres veces la carga muerta.
- e.- Los elementos sean prismáticos.

### 5.1.2. Momentos

#### A.- Momentos Positivos

Tramos extremos:

El extremo discontinuo no está empotrado	$\frac{W_u l_n^2}{11}$
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$\frac{W_u l_n^2}{14}$

Tramos Interiores

$$\frac{W_u l_n^2}{16}$$

**B.- Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior:**

Dos tramos

$$\frac{W_u l_n^2}{9}$$

Más de dos tramos

$$\frac{W_u l_n^2}{10}$$

Momento negativo en las demás caras de los apoyos interiores:

$$\frac{W_u l_n}{11}$$

Momentos negativos en la cara interior de los apoyos exteriores para elementos construidos monolíticamente con sus apoyos:

Cuando el apoyo es una viga

$$\frac{W_u l_n^2}{14}$$

Cuando el apoyo es una columna

$$\frac{W_u l_n^2}{16}$$

**5.1.3. Fuerza cortante:**

En la cara exterior del primer apoyo interior

$$1.15 \frac{W_u l_n}{2}$$

En la cara de todos los demás apoyos:

$$\frac{W_u l_n}{2}$$

$W_n$  = carga de servicio por unidad de longitud multiplicada por los factores de carga apropiados, también dominada carga factorada, carga amplificada o carga última.

El valor de  $l_n$  será igual a la luz libre para el cálculo de los momentos positivos y fuerzas cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el cálculo de los momentos negativos.

#### 5.1.4. Diseño por corte

Las losas aligeradas deben estar diseñadas para soportar las fuerzas cortantes, su diseño se basa en:

$$V_u = \phi V_n$$

donde  $V_u$  = resistencia requerida por cortante en la sección

$V_n$  = resistencia nominal al corte en la sección.

$\phi$  = factor de reducción de resistencia = 0.85

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_c$  = resistencia nominal al corte del concreto

$V_s$  = resistencia nominal al corte del acero

Para el caso de aligerados no se toma en cuenta la contribución al corte del acero, por lo que se tendrá:

$$V_n = V_c \quad V_c = 0.53\sqrt{f_c}b_wd \quad \text{donde } b_w = \text{ancho del alma}$$

$d = \text{peralte efectivo}$



Según reglamento NTE E.060 artículo 9.9.8 se permite incrementar en 10% la resistencia a la fuerza cortante del concreto, por lo que se tendrá:

$$V_c = 1.1(0.53\sqrt{f_c} b_w d)$$

En caso que la resistencia a fuerza cortante del concreto sea insuficiente para soportar las fuerzas cortantes se hará necesario efectuar un ensanche de viguetas.

### 5.1.5. Refuerzo por contracción y temperatura

En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, debemos proporcionar refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura, el reglamento NTE E060 establece una cuantía por temperatura igual a 0.0018 dando lugar a un refuerzo de:

$$A_{s_t} = 0.0018 bt = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

donde  $b$  = ancho de la losa generalmente 1 metro

$t$  = espesor de la losa = 5 cm

Separación (s) usando acero # 1  $S = 0.316 / 0.9 = 0.35 \text{ m}$

$$S = \{5t = 25 \text{ cm}$$

45 cm

Escogemos acero diámetro # 1 @ 25 cm.

### 5.1.6. Control de deflexiones

En losas aligeradas continuas con vigueta de 10 cm y bloque de ladrillo de 30x30, con sobrecarga menor a 300 Kg/m<sup>2</sup> y/o luces menores de 7.5m no será necesario verificar las deflexiones.

Considerando que los pisos o techos soportan elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.

La deflexión máxima permisible para losa aligerada:

$$\frac{L}{240} = \frac{5.70}{240} = 0.024m$$

La deflexión máxima permisible para la viga que tiene los máximos esfuerzos V-306 (0.30x0.60):

$$\frac{L}{240} = \frac{6.45}{240} = 0.027m.$$

## 5.2. DISEÑO DE VIGAS

El diseño de secciones transversales de los elementos sujeto a flexión deberán basarse en la expresión

$$M_u = \phi M_n$$

donde :  $M_u$  = Es la resistencia requerida por flexión

$M_n$  = Es las resistencia nominal a la flexión de la sección

$\phi$  = 0.9

### 5.2.1. Hipótesis de diseño

- a. Se supone una distribución lineal de la deformación, esto es que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión (hipótesis de Bernoulli). Por lo que las deformaciones en el concreto y el refuerzo se supondrán directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- b. Se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto ya que ésta se agrieta una etapa temprana de carga alrededor de 10% de la resistencia máxima de compresión.
- c. Se conocen las curvas esfuerzo deformación para el acero y el concreto.
- d. La máxima deformación unitaria permisible a compresión para el concreto se tomará como 0.003 en la fibra extrema.
- e. La deformación el acero y el concreto que lo rodea es la misma antes del agrietamiento del concreto o de la fluencia del acero, asumiendo así que no existe pérdida de adherencia.

- f. Se puede considerar que la distribución del esfuerzo en el concreto es un rectángulo con un esfuerzo medio de  $0.85 f'_c$  y un peralte de  $a = \beta_1 c$ , en la que  $c$  es la profundidad del eje neutro.
- a. El esfuerzo en el acero  $f_s$  deberá tomarse igual a la deformación multiplicada por  $E_s$ , para deformaciones mayores a las correspondientes de  $f_y$ , el esfuerzo se considera igual a  $f_y$  independientemente de la deformación.

### 5.2.2. Abreviaturas y definiciones

Las terminologías empleadas en el análisis por flexión de secciones de concreto reforzado son:

- $b$  : ancho de la viga en la cara de compresión.
- $d$  : peralte de la viga medida a partir de la fibra extrema de compresión al centroide del área de acero en tensión.
- $d'$  : distancia a partir de la fibra extrema de compresión al centroide del área de acero en compresión.
- $h$  : peralte total de la viga.
- $A_s$  : área de acero en tensión
- $A'_s$  : área de acero en compresión.
- $f'_c$  : resistencia a la compresión del concreto.
- $f_s$  : esfuerzo en el acero en tensión.
- $F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero.
- $e_c$  : deformación en la fibra extrema de compresión.
- $e_s$  : deformación en el nivel de acero en tensión.
- $c$  : profundidad del eje neutro medido a partir de la fibra extrema en compresión.
- $a$  : peralte del bloque rectangular equivalente.

### **A. Factor de resistencia $\beta_1$**

Este factor se deberá tomar igual a 0.85 para resistencias del concreto  $f'_c$  hasta 280 Kg. /cm<sup>2</sup>, y para resistencias superiores a 280 Kg. /cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  se disminuirá 0.05 en forma uniforme, por cada 70 Kg. /cm<sup>2</sup> de aumento sobre 280 Kg. /cm<sup>2</sup>, sin embargo  $\beta_1$  no debe ser menor que 0.65.

### **B. Esfuerzo de agrietamiento o esfuerzo de tracción**

Se define como esfuerzo de agrietamiento al valor del esfuerzo en tracción del concreto igual a:

$$f_{cr} = 2 (f'_c)^{1/2}$$

### **C. Cuantía**

Se define la cuantía como la cantidad de acero dividida entre la sección transversal efectiva.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

### **5.2.3. Comportamiento de los elementos sometidos a flexión**

Los elementos sometidos a flexión pasan por diversos estados de esfuerzos dependiendo de la magnitud de fuerzas que sobre este actúa, así tendremos que en una etapa inicial la magnitud de los esfuerzos es muy pequeña conociéndose este estado como no agrietado, teniendo un límite de esfuerzos por tracción en el concreto igual al esfuerzo de agrietamiento del concreto para esfuerzos mayores nos encontraremos en un estado denominado fisurado en el que pueden ocurrir tres casos.

- a) Falla sub reforzada.- el esfuerzo en el acero alcanza el esfuerzo de fluencia  $F_y$  mientras que en el bloque comprimido todavía no se ha alcanzado la máxima capacidad, ocurriendo una falta del tipo dúctil; por lo que constituye una falla deseada.
- b) Falla sobre reforzada.- el bloque comprimido del concreto llega a su máxima capacidad mientras el refuerzo de acero en tracción no llega a su fluencia, este tipo de falla es frágil por lo que constituye un tipo de falla indeseable.
- c) Falla balanceada.- esta ocurre cuando el concreto alcanza su máxima deformación unitaria por compresión igual a 0.003, simultáneamente cuando el acero en tracción llega a la fluencia.

#### 5.2.4. Falla Balanceada

Esta ocurre cuando simultáneamente se alcanza la fluencia del acero de refuerzo y la máxima deformación del concreto en la fibra extrema a compresión.

Cuantías balanceadas para Secciones Rectangulares con Refuerzo en Tensión

	$f_c(\text{kg/cm}^2)$	175	210	280	350	420
	$\beta_1$	0.85	0.85	0.85	0.8	0.75
$f_y(\text{kg/cm}^2)$	2800	0.0308	0.0369	0.0493	0.0580	0.0652
	4200	0.0177	0.0213	0.0283	0.0333	0.0375

Valores de cuantía mayores que la cuantía balanceada producirán una falla frágil y valores por debajo ocasionarán una falla dúctil, es por esto que las normas de diseño recomiendan diseñar las vigas sub reforzadas a fin de proporcionar advertencia suficiente, como son las deformaciones excesivas antes de la falla.

Para  $f'_c = 210 \text{ Kg. /cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ Kg. / cm}^2$   $\rho_b = 0.0213$

### 5.2.5. Especificaciones para el diseño:

#### A. Refuerzo Mínimo de elementos a Flexión

Se establece una cuantía mínima para asegurar que el acero colocado provea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento, por lo que se estipula que la cuantía mínima debe ser tal que el momento resistente sea 50% mayor que el momento de agrietamiento. Asimismo se indica que el refuerzo mínimo por flexión será calculado por:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0024 \quad \text{si } f'_c = 210 \text{ o } 14/f_y$$

Además se indica que alternativamente el refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

#### B. Refuerzo máximo en tracción

Para asegurar la falla dúctil la Norma NTE E.060-89 limita la cuantía a  $0.75 \rho_b$ , mientras que el ACI limita en zonas sísmicas al  $0.50 \rho_b$ , nosotros tomaremos esta última recomendación, por lo que la cuantía máxima será.

$$\rho_{\max} = 0.50 \rho_b = 0.0106$$

### C. Diseño por cortante de elementos en flexión

El diseño por cortante se debe efectuar de tal modo de proporcionar al elemento una resistencia tal que asegure que no ocurra una falla por cortante, sino buscar la falla por flexión ya que las fallas por cortante son de naturaleza frágil. La Norma Peruana NTE E.060-89 establece:

$$V_u = \Phi V_n \quad V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_u$  = resistencia requerida  
 $V_n$  = resistencia nominal  
 $V_c$  = contribución del concreto a la resistencia al corte  
 $V_s$  = contribución del acero a la resistencia al corte  
 $\phi$  = factor de reducción de resistencia para cortante  
sin o con torsión 0.85.

### D. Procedimiento de diseño por corte

Primero calcularemos la contribución del concreto a la resistencia del corte.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{luego si:}$$

$$\text{a.- } V_u < \phi * \frac{V_c}{2} \quad A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{área mínima de refuerzo})$$

$$\text{b.- } V_u > \phi * V_c \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{siendo } V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde  $A_v$  = área del refuerzo por corte  
 $s$  = distancia donde se proporciona dicho esfuerzo

Finalmente debemos verificar los espaciamientos máximos dentro y fuera de las zonas de confinamiento.

$$\text{Si } V_s = 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{entonces } S_{\max} = 0.5d$$
$$\text{ó } S_{\max} = 60 \text{ cm}$$





Ó también

$$M = A_s F_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Si  $\omega = \rho \frac{F_y}{f'_c}$  en (1)

$$a = \frac{\omega d}{0.85} \quad \text{reemplazando en (2)}$$

Tendremos

$$M = 0.85 f'_c \frac{bd\omega}{0.85} \left( d - \frac{d\omega}{1.7} \right)$$

$$M = f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)$$

Momento resistente nominal de la sección que representa el máximo momento que la sección puede soportar. Para efectuar el diseño de la sección debemos igualar el momento último obtenido de la envolvente, con el momento resistente nominal reducido por el factor de reducción  $\phi = 0.9$  es decir  $M_u = \phi M$

de donde 
$$\omega^2 - 1.7\omega + \frac{1.7M_u}{\phi b d^2 f'_c} = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática se obtiene " $\omega$ " luego  $\rho$  con esto se determina el área de acero  $A_s$  y finalmente la profundidad del bloque comprimido, " $a$ ".

### 5.2.7. Análisis de elementos a Flexión con Armadura a Compresión

Se recurre a la armadura en compresión cuando el momento máximo resistente ( $p_{\max}$ ) resulta insuficiente par resistir el momento actuante, sin embargo también se puede recurrir al refuerzo en compresión para disminuir las deflexiones diferidas, así también en zonas sísmicas donde los códigos especifican disponer refuerzo corrido superior e inferior.

A continuación pasamos a describir brevemente las ecuaciones de diseño de elementos doblemente reforzados.

El análisis se divide de tal manera que la sección está en teoría compuesta por dos partes, la primera comprendida la solución del refuerzo simple incluyendo el bloque rectangular equivalente con un área de refuerzo en tensión de  $(A_s - A'_s)$ , la segunda por dos áreas de acero equivalentes  $A'_s$  tanto en la cara de tensión como en la de compresión.

Primera parte

$$T_1 = A_{s1} f_y = C_1$$

$$A_{s1} = A_s - A'_s$$

$$M_{s1} = A_{s1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{s1} = (A_{s1} - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b}$$

Segunda parte

$$A'_s = A_{s2} = (A_s - A_{s1})$$

$$T_2 = C_2 = A_{s2} f_y$$

$$M_{s2} = A_{s2} f_y (d - d')$$

Superponiendo ambas se tendrá

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = (A_{s1} - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

Finalmente el momento resistente debe ser mayor o igual al momento externo factorado.

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = (A_{s1} - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

$$M_u = \phi (A_{s1} - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + \phi A'_s f_y (d - d')$$

### 5.3. DISEÑO DE COLUMNAS

En este caso las columnas a diseñarse son cortas y están cargadas excéntricamente con flexión uniaxial. Esto lo comprobamos con la formula:

$$\frac{H_l}{d_m} \leq 10$$

Las dimensiones de todas las columnas a diseñarse son de 0.40x0.80

#### a) FLEJO COMPRESION-METODO A LA ROTURA

Las hipótesis para el diseño de flexocompresion de columnas son las mismas que las de flexión en vigas.

#### b) FLEXIÓN UNIAXIAL EN SOPORTES RECTANGULARES

Una columna corta se define como aquella en que la carga última no se reduce por las deformaciones por flexión debido a que las excentricidades adicionales (e) o son despreciables o acurren lejos de la sección crítica.

La combinación de una carga axial  $P_u$  y un momento flexionante  $M_u$  equivale a una carga  $P_u$  aplicada a una excentricidad  $e = M_u/P_u$ .

Limitando el área de acero, ya que el tipo de falla depende del nivel de carga axial. Por lo general el acero de compresión en las columnas cargadas excéntricamente a la carga última alcanza la resistencia de cedencia (excepto cuando el nivel de carga es bajo, cuando se utiliza acero de alta resistencia o cuando la columna es tan pequeña que la dimensión  $d'$  es relativamente grande).

Es común suponer que el acero de compresión está cediendo y luego comprobar que se ha alcanzado la deformación de cedencia.

De la figura anterior y suponiendo  $f'_s = f_s = f_y$ , la ecuación de equilibrio se obtiene.

$$P_u = 0.85 * f'_c * a * b + A'_s * f_y - A_s * f_y$$

$$P'_u = \frac{P_u}{\phi}$$

Y la expresión que se obtiene tomando momentos respecto del acero de tensión es :

$$P_u * e' = 0.85 * f'_c * a * b * (d - \frac{a}{2}) + A'_s * f_y * (d - d')$$

$$P'u * e' = \frac{Pu * e'}{\phi}$$

- $e'$ = Excentricidad de la carga última  $P_u$  medida desde el CG del acero a tensión.  
 $f'_c$ = Resistencia a compresión del cilindro de concreto.  
 $f_y$ = Resistencia de cedencia del acero.  
 $A_s$ = Área de acero a tensión.  
 $A'_s$ = Área de acero a compresión.  
 $a$ = Profundidad del bloque del rectángulo equivalente de esfuerzos.  
 $b$ = ancho de la columna.  
 $d$ = distancia de la cara a compresión al CG del acero a tensión.  
 $d'$ = distancia de la cara a compresión al CG del acero a compresión.

A veces es más conveniente utilizar la excentricidad de  $P_u$  desde el centro plástico de la sección transversal, el centroide plástico es el punto de ubicación de la resultante de las fuerzas paralelas verticales, considerando que todo el área de concreto esta sometido a un esfuerzo de compresión de  $0.85 * f'_c$  y todo el acero está sometido a un esfuerzo de fluencia en compresión. Para miembros reforzados simétricamente, el centro plástico corresponde al centro de la sección transversal.

Tomando momento alrededor del centroide plástico en la columna cargada excéntricamente se tiene:

$$P_u * e = 0.85 * f'_c * a * b * (d - d'' - \frac{a}{2}) + A'_s * f_y * (d - d' - d'') + A_s * f_s * d''$$

Ocurre una falla balanceada cuando el acero a tensión alcanza la resistencia de cedencia y la deformación de compresión de la fibra extrema del concreto alcanza el valor de 0.003 al mismo tiempo, del diagrama de deformación se tiene:

$$\frac{0.003}{C_b} = \frac{\epsilon_s}{(d - C_b)} \rightarrow \epsilon_s = \frac{fy}{Es}$$

$$C_b = \frac{0.003 * E_s}{(0.003 * E_s + f_y)} * d \rightarrow a_b = \beta_1 * C_b = \frac{0.003 * E_s}{(0.003 * E_s + f_y)} * \beta_1 * d$$

Con lo cual se puede calcular la carga " $P_b$ " y el momento " $P_b e_b$ " sustituyendo  $f_s=f_y$  y  $a_b$  en las ecuaciones de  $P_u$  y  $P_u * e$

Si  $P_u < P_b$  ocurre falla a tensión ( $C < C_b$ ) entonces  $\epsilon_s > f_y / E_s$

Si  $P_u > P_b$  ocurre falla a compresión ( $C > C_b$ ) entonces  $\epsilon_s < f_y / E_s$

Y para este caso se puede determinar el valor de  $f_s$  como:

$$f_s = \varepsilon_s * E_s = 0.003 * \frac{(d - c)}{c} * E_s = 0.003 * \frac{(\beta_1 * d - a)}{a} * E_s$$

Para falla a compresión se determinan sustituyendo el valor de  $f_s$  obtenido.

El acero de compresión debe verificarse si esta cediendo, de la expresión:

$$\varepsilon_s^1 = 0.003 * \frac{(c - d')}{c} \geq \frac{f_y}{E_s}$$

si no está cediendo el valor de  $f_s^1$  es:

$$f_s^1 = \varepsilon_s^1 * E_s = 0.003 * \frac{(c - d')}{c} * E_s = 0.003 * \frac{(a - \beta_1 * d')}{a} * E_s$$

#### 5.4. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Se denominan muros de corte en nuestro medio placas debido a que la carga lateral de un estructura se transfiere por cortante horizontal a estos elementos, y son los que controlan los desplazamientos absorbiendo el cortante. Su comportamiento estructural estará controlado por la relación altura a longitud, es decir su esbeltez, ya que en placas muy esbeltas el mecanismo de falla está relacionado a la flexión y no al corte como podría suponerse.

Los muros de corte deben ser diseñados para acciones combinadas de carga axial, momentos y cortante.

## A.- Diseño por flexión

Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares deben diseñarse de acuerdo a:

- a.- El diseño por flexión, para placas esbeltas, esto es cuando  $H/L > 1$  se realiza con los mismos criterios que los vistos para flexo-compresión para lo cual será necesario efectuar el diagrama de interacción de la sección. Se investigara la resistencia en base a una relación de carga axial – momento. El esfuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiendo concentrarse mayor refuerzo en los extremos.
- b.- El refuerzo concentrado en Los extremos del muro deberá confinarse con estribos como en el caso de columnas.
- c.- El refuerzo vertical distribuido no será necesario confinar a menos que la cuantía sea mayor que 0.01.

## B. Diseño por Cortante

El diseño por corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñan considerando.

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{donde} \quad V_n = V_c + V_s \quad \phi = 0.85$$

Debiendo verificarse que  $V_n < 2.6\sqrt{f'_c}td$

La sección crítica a considerar será aquella ubicada a  $L/2$  ó  $H/2$ , la menor, de la base. Finalmente deberá corregirse el cortante obtenido del análisis estructural para evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexo compresión. Para tal efecto el reglamento propone.

$$V_u > V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} w_t$$

$V_{ua}$  = Cortante último proveniente del análisis.

$M_{ua}$  = Momento último proveniente del análisis.

$M_{ur}$  = Momento flector teórico (asociado a  $P_u$ ) que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad  $\phi$ .

$W_t$  = factor de amplificación dinámica y se calcula con una de las siguientes expresiones.

$$W_t = 0.9 + n/10 \quad n < 6 \quad n = \text{número de pisos}$$

$$W_t = 1.3 + n/30 \quad 6 < 15$$

$$W_t = 1.8 \quad n > 15$$

En el presente estudio  $n = 5$  entonces  $w_t = 1.4$

Resistencia al corte del concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

Donde  $d$  se podrá tomar igual a  $0.8 L$ , para los casos en que el muro está sujeto a esfuerzos de tracción axial ó esfuerzos de compresión pequeños. Si  $N_u / A_g < 0.1 f'_c$  se deberá considerar la contribución del concreto igual a 0, esto es:

$$\text{Si: } \frac{N_u}{A_g} < 0.1 f'_c \quad \text{entonces} \quad V_c = 0$$

Refuerzo horizontal por corte.



Además si  $V_u > \phi V_c$  deberá colocarse refuerzo horizontal por corte que absorba la diferencia.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde:

$A_v$  = área de acero que toma corte

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero

$d$  = peralte de la fibra comprimida al acero en tracción

$s$  = espaciamiento entre barras

### C. Refuerzos mínimos en muros

El refuerzo horizontal  $\rho_h$  por corte deberá tener una cuantía mayor o igual a 0.0020, y la cuantía vertical mayor o igual a 0.0012

El espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal no será mayor que tres veces el espesor del muro ni mayor que 45 cm. Si  $h \geq 25$  cm. El refuerzo vertical y horizontal debe distribuirse en dos capas.

#### 5.4.1. ELEMENTOS DE BORDE O DE CONFINAMIENTO EN MUROS ESTRUCTURALES.

- A. Los muros continuos desde la cimentación hasta el extremo superior que tiene una sección crítica por flexión y carga axial, la zona de compresión será reforzada con elementos de borde especiales:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad \text{donde:} \quad \frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007$$

c = profundidad del eje neutro

$\delta_u =$  desplazamiento de diseño

B. Se pondrán elementos de confinamiento especiales, donde el esfuerzo de compresión máxima que ocurre en la fibra extrema es mayor que  $0.20xf'c$ .

Se puede discontinuar estos elementos si el esfuerzo de compresión es menor de  $0.15xf'c$ .

Estos esfuerzos se determinan mediante un análisis lineal elástico, usando las propiedades de la sección.

En la figura siguiente se muestra la zona de confinamiento. El código indica que debe de confinarse hasta una distancia no menor que el mayor valor de:  $(c-0.1xl_w)$  ó  $c/2$ .

En los elementos de borde con alas, la zona a confinar debe extenderse de la fibra superior en compresión por lo menos 30cm.

La cuantía longitudinal en elementos de borde esta dado por las siguientes expresiones:

$$\rho = \frac{n A_b}{t_w (2x + a)} \quad \text{Para el caso de la figura 27b}$$

$$\rho = \frac{2 A_b}{l_w S} \quad \text{Para el caso de la figura 27c}$$

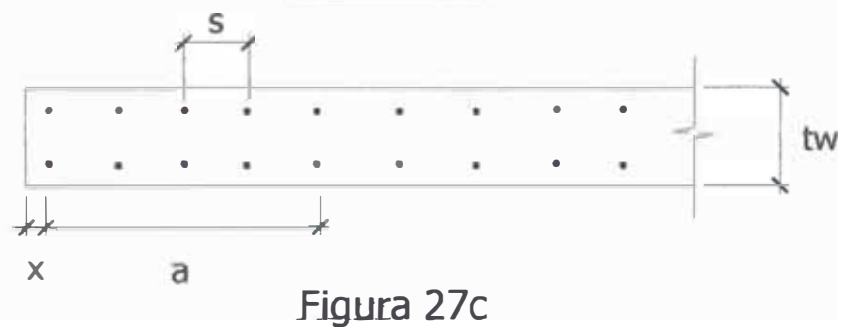
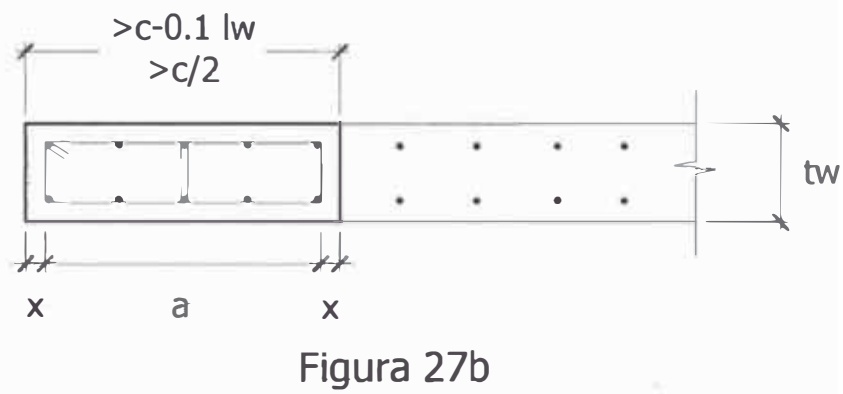
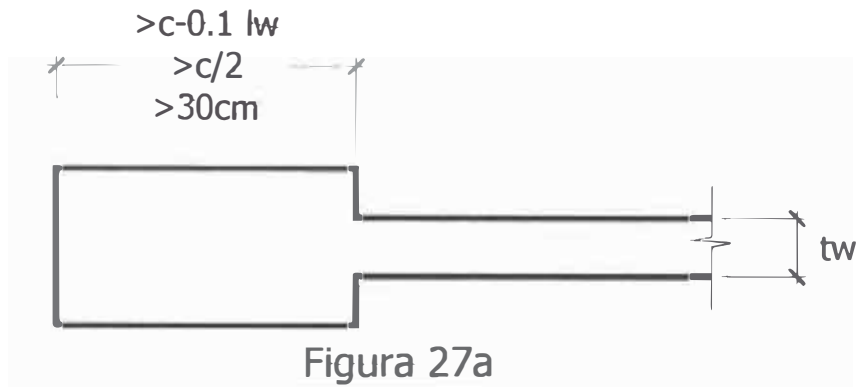
Donde:

n = número de varillas

Ab = Área de una varilla

Donde no se requiere elementos de borde deberá satisfacerse lo siguiente:

1. Si  $\rho \geq \frac{28.2}{f_y}$ , se coloca refuerzo transversal especificado para columnas, a un espaciamiento no mayor de 20 cm.
2. Si  $V_n < 0.27\sqrt{f'_c}A_{cv}$ , el refuerzo horizontal deberá terminar en gancho de 90° o se coloca un estribo en U.



## 5.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

### Consideraciones para el Diseño

Para efectuar el diseño de los elementos que conforman el conjunto de la cimentación es necesario conocer la capacidad admisible del terreno, el peso específico y la sobrecarga, con estos parámetros ya es posible tener una idea del tipo de cimentación que puede requerir la estructura, esto es si se requiere usar cimentación superficial o profunda, zapatas aisladas, combinadas, conectadas, plateas de cimentación, etc.

Para el presente trabajo se usará el tipo de cimentación superficial con zapatas aisladas, verificándose que la carga se encuentre dentro del núcleo central de la zapata, esto es que no se generen esfuerzos de tracción sobre el terreno ya que estos no pueden ser absorbidos por el suelo.

#### 5.5.1. Diseño de zapatas aisladas

##### Procedimiento

##### A.- Esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - h_f \gamma_m - S/C$$

S/C sobre carga sobre el N P T

$\gamma_m$  = densidad promedio

$$A_z = P / \sigma_n$$

P = carga deservicio no factorada

Si P actúa sin excentricidad es recomendable buscar que  $L_{v1} = L_{v2}$

Para lo cual podemos demostrar que

$$T = (A_z)^{1/2} + (T_1 - T_2)/2$$

$$S = (A_z)^{1/2} - (T_1 - T_2)/2$$

## B. Verificación de la capacidad del terreno

$$\sigma_{adm} = 1.33 \sigma_n > \sigma_{max}$$

$\sigma_{adm}$  = esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6 * P * e}{ST^3} \quad e = \text{excentricidad}$$

## C. Dimensionamiento de la altura $h_z$ de la zapata

La condición para determinar el peralte efectivo de zapata, se basa en que la sección debe resistir el cortante por penetración (punzonamiento). Debemos trabajar con cargas factoradas, siguiendo el siguiente procedimiento.

$$W_u = P_u / A_z$$

$$V_u = P_u - W_u (t_1 + d) (t_2 + d)$$

$V_u$  = cortante por punzonamiento actuante

$$V_c = 1.06 (f'_c)^{1/2} b_0 d$$

$$B_0 = 2 (t_1 + d) + 2 (t_2 + d)$$

Luego se debe cumplir

$$V_u / \phi = V_c$$

Resolviendo esta ecuación obtenemos "d"

#### D. Verificación por cortante

Se debe verificar la capacidad cortante como viga a una distancia  $d$  de la cara de la columna de apoyo.

$$V_{ud} = W_u S (L_v - d)$$

$$V_c = 0.53 (f'_c)^{1/2} b d$$

Debe cumplir  $V_c > V_{ud}$

#### E. Diseño por flexión

$$M_u = W_u S L_v^2 / 2$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.85 f_y (d - \frac{a}{2})}$$

Verificación de  $A_{smin}$

$$A_{smin} = 0.0018 bd$$

Sin embargo, esta última expresión para el acero mínimo, no es exigido por el ACI o código de la Normas Peruanas.

## 5.5.2 ZAPATAS CONECTADAS

Las zapatas conectadas son más usadas que las combinadas cuando se trata de reducir las excentricidades que se presentan en la cimentación de las columnas exteriores. Cuando la columna interior más cercana está algo alejada de la columna exterior y las cargas son pequeñas, la zapata combinada resulta larga, estrecha y sometida a momentos flectores elevados en el voladizo. En estos casos, el uso de zapatas conectadas es el más idóneo.

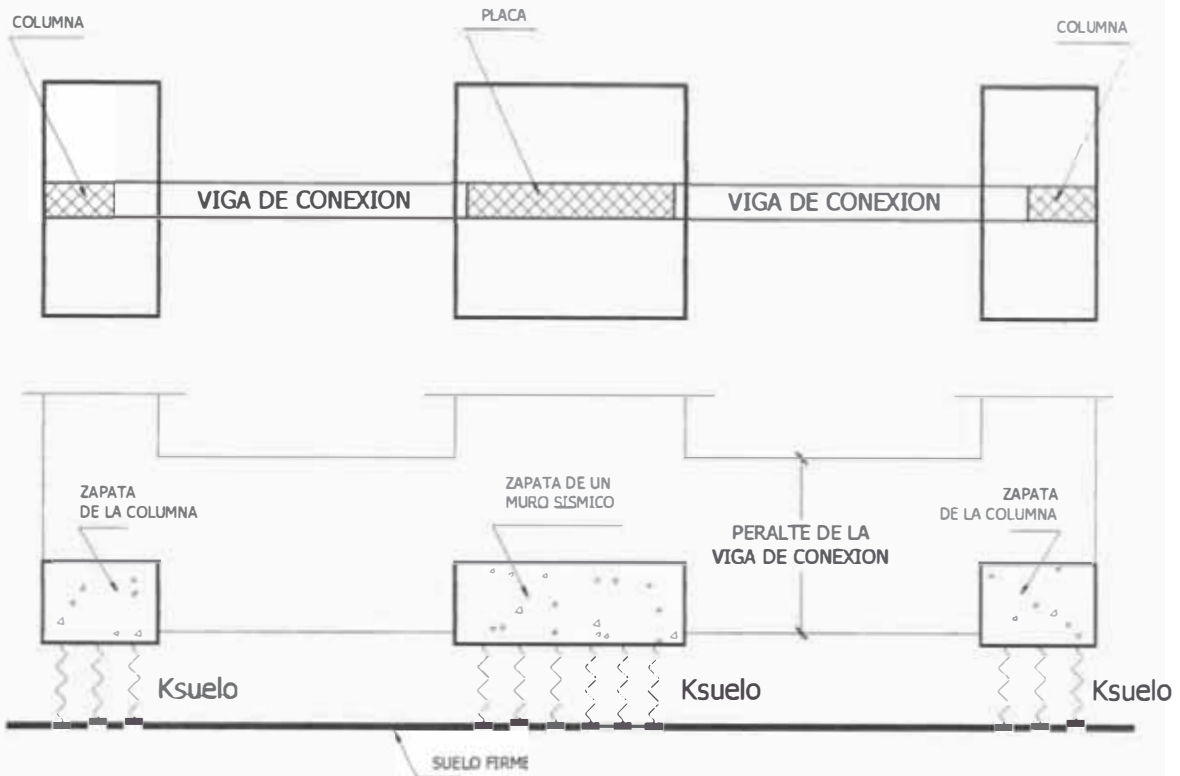
Las zapatas conectadas consiste en dos zapatas independientes unidas a través de una viga de cimentación. Este elemento busca transmitir el momento generado por la excentricidad que se presenta en la zapata exterior, a la zapata interior por lo que la zapata exterior se dimensiona alargada para que tenga la menos excentricidad. La viga debe ser lo suficientemente rígida como para garantizar esta transferencia y debe ser capaz de resistir las cargas transmitidas.

Para el diseño, se supone que el peso propio de la viga es resistido por el relleno debajo de ella y que la reacción del terreno a las cargas se produce únicamente a través de las zapatas. Esta suposición es coherente, si se toma en cuenta que el terreno debajo de la viga se afloja y reacciona solo lo suficiente para soportar el peso de la viga.

También se puede utilizar la viga de cimentación para transmitir los momentos flectores altos de una zapata de un muro sísmico a las zapatas vecinas, y así poder controlar las enormes excentricidades.

Debido a la existencia de programas computacionales muy eficaces, como el Sap2000, se puede modelar una cimentación conectada de la siguiente manera:

## MODELO PARA EL ANALISIS DE LA VIGA DE CONEXION



$K_s$  = Coeficiente de reacción de subrasante o coeficiente de balasto = 10000 t/m<sup>3</sup>

$a_c$  = ancho de la sección

$b_c$  = ancho de cimentación

Para la columna:

$$K_c = 10000 \cdot a_c \cdot b_c = 10000 \cdot 0.24 \cdot 1.9 = 4560 \text{ t/m}$$

$$a_c = L/10 = 2.4/10 = 0.24 \text{ m.}$$

Para la placa:

$$K_p = 10000 \cdot a_p \cdot b_p = 10000 \cdot 0.30 \cdot 1.8 = 5400 \text{ t/m}$$

$$a_p = L/20 = 6/20 = 0.30 \text{ m.}$$

Se considerará una combinación de cargas de servicio para verificar los esfuerzos en el terreno.



**CALCULO Y RESULTADOS**  
**DEL DISEÑO DE ELEMENTOS**  
**DE CONCRETO ARMADO**

## ALIGERADOS DE PLANTA TÍPICA

### DATOS PARA EL DISEÑO

Altura de la losa aligerada:	0.30 m
Peralte útil:	0.27 m
Calidad del concreto $f_c$ :	210 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo $f_y$ :	4200 kg/cm <sup>2</sup>

### METRADO DE CARGAS

Cargas muertas ( $W_D$ ):

Peso propio:	400 kg/m <sup>2</sup>
tabiquería	120 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado:	100 kg/m <sup>2</sup>
$W_D =$	<u>620 kg/m<sup>2</sup></u>

Carga viva ( $W_L$ ):

Sobrecarga	$W_L =$ 300 kg/m <sup>2</sup>
------------	-------------------------------

Carga última de rotura ( $W_u$ ):

$$W_u = 1.5 \cdot W_D + 1.8 \cdot W_L$$
$$W_u = 1.47 \text{ t / m}^2$$

Carga repartida por vigueta:

$$W_{uv} = \frac{W_u}{2.5}$$

$$W_{uv} = 0.588 \text{ t / m}$$

## CARACTERÍSTICAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE DISEÑO

### 1. Momentos máximos

- Cuantía máxima ( $\rho_{m\acute{a}x}$ )

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0108$$

- Momento máximo positivo para el cual la vigueta trabaja como sección rectangular de ancho  $b=40$  cm y  $t=5$  cm

$$a = k_1 \times t = 4.25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 f_c b a}{f_y} = 7.225 \text{ cm}^2$$

$$M_{um\acute{a}x} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 679,348.7 \text{ kg-cm}$$
$$6.793 \text{ t-m}$$

- Momento máximo negativo a partir del cual la vigueta necesita ensanche por flexión

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0108$$

$$A_s = \rho_{m\acute{a}x} b d$$
$$A_s = 2.916 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 6.861176 \text{ cm}$$

$$M_{um\acute{a}x} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 259,793.4 \text{ kg-cm} \\ 2.598 \text{ t-m}$$

## 2. Momento de agrietamiento

Según la norma E,060 de concreto armado en el inciso 11,5,1 el momento resistente de la sección deberá ser por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada (Mcr).

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

Mcr = Módulo de rotura del concreto (resistencia del concreto a la tracción por flexión)  
 $f_r = 2(f_c)^{0.5} = 2(210)^{0.5} = 28,98 \text{ kg/crr} = 289,8 \text{ t/m}^2$

Ig= Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal sin considerar el refuerzo.

Yt= Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo a la fibra extrema en tracción.

CG= (x,y)

$$y = \frac{0.008625}{0.045} = 0.192 \text{ m} \quad d_1 = 0,275 - 0,192 = 0.083333 \\ x = \frac{0.2}{0.2} \text{ m} \quad d_2 = 0,192 - 0,125 = 0.066667$$

Momento de inercia de las alas de la vigueta respecto al eje centroidal (y=0,192m)

$$I_{xf} = 0.000143056$$

Momento de inercia del alma de la vigueta respecto al eje centroidal (y=0,192m)

$$I_{xw} = 0.000241319$$

$$I_g = I_{xf} + I_{xw} = 0.000384375 \text{ m}^4$$

$$M_{cr} = 0.581175 \text{ t-m} \quad 1,5 \cdot M_{cr} = 0.872 \text{ t-m}$$

## 3. Momentos mínimos

- Cuantía mínima ( $\rho_{min}$ )

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

- Area de acero mínima:

$$A_{smin} = \rho_{min} b d = 0.0024 \cdot 10 \cdot 17$$

$$A_{smin} = 0.648 \text{ cm}^2$$

- Momento mínimo positivo (b=40 cm)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 0.381176 \text{ cm}$$

$$M_{um\acute{i}n} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 65,668.05 \text{ kg-cm} \\ 0.657 \text{ t-m}$$

- Momento mínimo negativo (b=10 cm)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 1.524706 \text{ cm}$$

$$M_{umín} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 64,267.54 \text{ kg-cm} \\ 0.643 \text{ t-m}$$

#### 4. Fuerza cortante máxima que toma el concreto ( $V_{uc}$ )

$$v_{uc} = 1.1 \times 0.53 \phi \sqrt{f'_c} \quad \phi = 0.85$$

$$v_{uc} = 7.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = v_{uc} b d = 1939 \text{ kg} \\ 1.939 \text{ t}$$

### DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS Y ACERO DEL REFUERZO PISOS 1, 2 y 3 (4 Vanos)

#### a) Cálculo de momentos flectores (por coeficientes del ACI):

Apoyos (momentos negativos):

$$M_1^- = M_5^- = W_u \ell^2 / 24 = 0.796 \text{ t-m} < 1.5 * M_{cr}$$

Entonces:  $M_1^- = M_5^- = 1.5 * M_{cr} = 0.872 \text{ t-m}$

$$M_2^- = M_4^- = W_u \ell^2 / 10 = 1.910 \text{ t-m} > 1.5 * M_{cr}$$

$$M_3^- = W_u \ell^2 / 11 = 1.737 \text{ t-m} > 1.5 * M_{cr}$$

Tramos (momentos positivos):

$$M_{1-2}^+ = M_{4-5}^+ = W_u \ell^2 / 14 = 1.365 \text{ t-m} > 1.5 * M_{cr}$$

$$M_{2-3}^+ = M_{3-4}^+ = W_u \ell^2 / 16 = 1.194 \text{ t-m} > 1.5 * M_{cr}$$

Momentos máximos que pueden tomar las viguetas:

$$M_{umáx} = 2.598 \text{ t-m} > 1.910 \text{ t-m} \quad (\text{el mayor en el aligerado})$$

Luego el acero fluye antes de llegar a la rotura

#### b) Cálculo del refuerzo:

**Apoyos 1, 5:**  $M_1^- = M_5^- = 0.872 \text{ Ton-m}$

tanteando con  $a = 2.091 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 0.89 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 2.091 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4

**Apoyos 2, 4:**  $M_2^- = M_4^- = 1.910 \text{ Ton-m}$

tanteando con  $a = 4.838 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 2.06 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 4.838 \text{ cm}$$

Luego usar 2#4

**Apoyos 3:**  $M_3^- = 1.737 \text{ Ton-m}$

tanteando con  $a = 4.355 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 1.85 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 4.355 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4+1#3

**Tramos 1-2, 4-5:**

$M_{1-2}^+ = M_{4-5}^+ = 1.365 \text{ Ton-m}$

tanteando con  $a = 0.798 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 1.36 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 0.798 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4+1#3

**Tramos 2-3, 3-4:**

$M_{2-3}^+ = M_{3-4}^+ = 1.194 \text{ Ton-m}$

tanteando con  $a = 0.697 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 1.19 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 0.697 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4

### c) Comprobación por corte

Máximo corte en la cara del apoyo:

$$V_u = 1.15 W_u \ell / 2 = 1.927 \text{ Ton}$$

a la distancia "d"

$$\begin{aligned} V_{ud} &= V_u - W_u d \\ V_{ud} &= 1.768 \text{ Ton} \end{aligned}$$

El esfuerzo actuante será:

$$v_{act} = \frac{V_{ud}}{b d} = 6.55 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto puede tomar:

$$v_{uc} = 1.1 \times 0.53 \phi \sqrt{f_c} = 7.18 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi=0.85$$

como  $v_{act} < v_{uc}$

no se necesita ensanche de vigueta

## DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS Y ACERO DEL REFUERZO PISOS 1, 2 y 3 (3 Vanos )

### a) Cálculo de momentos flectores (por coeficientes del ACI):

Apoyos (momentos negativos):

$$M_1^- = M_4^- = W_u \ell^2 / 24 = 0.796 \text{ Ton-m} < 1.5^* M_{cr}$$

$$\text{Entonces: } M_1^- = M_4^- = 1.5^* M_{cr} = 0.872 \text{ t-m}$$

$$M_2^- = M_3^- = W_u \ell^2 / 10 = 1.910 \text{ t-m} > 1.5^* M_{cr}$$

Tramos (momentos positivos):

$$M_{1-2}^+ = M_{3-4}^+ = W_u \ell^2 / 14 = 1.365 \text{ t-m} > 1.5^* M_{cr}$$

$$M_{2-3}^+ = W_u \ell^2 / 16 = 1.194 \text{ t-m} > 1.5^* M_{cr}$$

Momentos máximos que pueden tomar las viguetas:

$$M_{um\acute{a}x} = 2.598 \text{ Ton-m} > 1.910 \text{ t-m} \quad (\text{el mayor en el aligerado})$$

Luego el acero fluye antes de llegar a la rotura

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 0.697 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4

### c) Comprobación por corte

Máximo corte en la cara del apoyo:

$$V_u = 1.15 W_u l / 2 = 1.927 \text{ t}$$

a la distancia "d"

$$V_{ud} = V_u - W_u d$$
$$V_{ud} = 1.768 \text{ t}$$

El esfuerzo actuante será:

$$v_{act} = \frac{V_{ud}}{b d} = 6.55 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto puede tomar:

$$v_{uc} = 1.1 \times 0.53 \phi \sqrt{f_c} = 7.18 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi=0.85$$

como  $v_{act} < v_{uc}$

no se necesita ensanche de vigueta

## CALCULO DE DEFLEXIONES INMEDIATAS EN VIGUETAS

### ALIGERADOS DE PLANTA TÍPICA

#### DATOS PARA EL DISEÑO

Altura de la losa aligerada:	0.30 m
Peralte útil:	0.27 m
Calidad del concreto $f_c$ :	210 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo $f_y$ :	4200 kg/cm <sup>2</sup>

#### METRADO DE CARGAS

Cargas muertas ( $W_D$ ):

Peso propio:	400 kg/m <sup>2</sup>
tabiquería	120 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado:	100 kg/m <sup>2</sup>
$W_D =$	$\frac{400 + 120 + 100}{620}$ kg/m <sup>2</sup>

Carga viva ( $W_L$ ):

Sobrecarga:	$W_L =$	300 kg/m <sup>2</sup>
-------------	---------	-----------------------

Carga de servicio ( $W_s$ ):

$$W_u = W_D + W_L$$
$$W_u = 0.92 \text{ t / m}^2$$

Carga repartida por vigueta:

$$W_{uv} = \frac{W_u}{2.5}$$
$$W_{uv} = 0.368 \text{ t / m}$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

$M_{cr}$  = Módulo de rotura del concreto (resistencia del concreto a la tracción por flexión)

$$f_r = 2(f_c)^{0.5} = 2(210)^{0.5} = 28.98 \text{ kg/cm} = 289.8 \text{ t/m}^2$$

$I_g$  = Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal sin considerar el refuerzo.

$Y_t$  = Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo a la fibra extrema en tracción.

CG=(x,y)

$$y = \frac{0.008625}{0.045} = 0.191667 \text{ m} \quad y_1 = 0.083333$$
$$x = 0.2 \text{ m} \quad y_2 = 0.066667$$

Momento de inercia de las alas respecto del eje centroidal que pasa por  $y=0.19166667\text{m}$

$$I_{x_1} = 0.000143056$$

Momento de inercia del alma respecto del eje centroidal que pasa por  $y=0.19166667\text{m}$

$$I_{x_2} = 0.000241319$$

$$I_g = I_{x_1} + I_{x_2} = 0.00038438 \text{ m}^4 = 38437.500 \text{ cm}^4$$



$$\begin{aligned} M_{cr} &= 0.581175 \text{ t-m} & 1,5 * M_{cr} &= 0.871763 \\ M_{act} &= 1.2 \text{ t-m} \\ M_{cr}/M_{act} &= 0.4843125 > 1/3 = 0.333333 \\ n = E_s/E_c &= (2 * 10^6)/(15000 * (210)^{0,5}) = 9.200874 \\ \text{Se tomará } n &= 10 \end{aligned}$$

Resolviendo:

$$\begin{aligned} b * c^2/2 + (2 * n - 1) * A_s * (c - d') &= n * A_s * (d - c) \\ b = 10 \text{ cm} & & d = 30 - 3 = 27 \text{ cm} \\ A_s = 1,27 * 2 = 2.54 & & \text{cm}^2 \\ A_s' = 1.27 & & \text{cm}^2 \\ (10 * c^2)/2 + (2 * 10 - 1) * 1,27 * (c - 3) - 10 * 2,54 * (27 - c) &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= 8.319912599 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \\ \text{Momento de inercia efectivo en la sección crítica (momento negativo máximo)} \\ I_e &= (b * c^3)/3 + n * A_s * (d - c)^2 + (2 * n - 1) * A_s' * (c - d')^2 \\ I_e &= 11465.84176 \text{ cm}^4 = 0.000115 \text{ m}^4 \\ I_e/I_g &= 0.298 \end{aligned}$$

#### DEFLEXIONES INMEDIATAS

w = 0,368 t/m condiciones de servicio.

$$\begin{aligned} \text{Deflexión por carga distribuida} = D_{cd} &= 5 * w * l^4 / (384 * E * I_e) \\ D_{cd} &= 0.020052 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Deflexión por momento negativo 1} &= M_1 * l^2 / (16 * E * I_e) \\ M_1 &= 0.8715 \text{ t-m} \\ D_1 &= 0.00702 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Deflexión por momento negativo 2} &= M_2 * l^2 / (16 * E * I_e) \\ M_2 &= 1.196 \text{ t-m} \\ D_2 &= 0.00966 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Deflexión inmediata total} = D_{it} = D_{cd} - D_1 - D_2 = 0.0033722 \text{ m}$$

#### CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS

Cálculo de deflexión diferida evaluada a los 5 años o más:

$$r = \frac{F}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1.235185} = 1.61919$$

Considerando 1#4 en compresión al centro de cada vigueta

$$\rho' = 0.004703704$$

Deflexión diferida

$$D_d = D_{it} * r = 0.00546 \text{ m}$$

$$\text{Deflexión total} = D_{it} + D_d = 0.008832 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Deflexión límite} &= l/240 = 0.02375 \text{ m} > \text{Deflexión total} \\ & \text{cumple la norma E.060} \end{aligned}$$

Cálculo de momentos flectores (por coeficientes del ACI):

$$W_s = 0.368 \text{ t/m}$$

Apoyos (momentos negativos):

$$M_1^- = M_5^- = W_u \ell^2 / 24 = 0.498 \text{ t-m} < 1,5 * M_{cr}$$

Entonces:  $M_1^- = M_5^- = 1,5 * M_{cr} = 0.8715 \text{ t-m}$

$$-M_2^- = M_4^- = W_u \ell^2 / 10 = 1.196 \text{ t-m} > 1,5 * M_{cr}$$

$$-M_3^- = W_u \ell^2 / 11 = 1.087 \text{ t-m} > 1,5 * M_{cr}$$

Tramos (momentos positivos):

$$M_{1-2}^+ = M_{4-5}^+ = W_u \ell^2 / 14 = 0.854 \text{ t-m} < 1,5 * M_{cr}$$

Entonces:  $M_{1-2}^+ = M_{4-5}^+ = 1,5 * M_{cr} = 0.8715 \text{ t-m}$

$$M_{2-3}^+ = M_{3-4}^+ = W_u \ell^2 / 16 = 0.747 \text{ t-m} < 1,5 * M_{cr}$$

Entonces:  $M_{2-3}^+ = M_{3-4}^+ = 1,5 * M_{cr} = 0.8715 \text{ t-m}$

## ALIGERADOS DE AZOTEA

### DATOS PARA EL DISEÑO

Altura de la losa aligerada:	0.25 m
Peralte útil:	0.22 m
Calidad del concreto $f_c$ :	210 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo $f_y$ :	4200 kg/cm <sup>2</sup>

### METRADO DE CARGAS

Cargas muertas ( $W_D$ ):

Peso propio:	350 kg/m <sup>2</sup>
tabiquería	120 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado:	100 kg/m <sup>2</sup>
$W_D =$	<u>570 kg/m<sup>2</sup></u>

Carga viva ( $W_L$ ):

Sobrecarga	$W_L =$ 150 kg/m <sup>2</sup>
------------	-------------------------------

Carga última de rotura ( $W_u$ ):

$$W_u = 1.5 \cdot W_D + 1.8 \cdot W_L$$
$$W_u = 1.125 \text{ t / m}^2$$

Carga repartida por vigueta:

$$W_{uv} = \frac{W_u}{2.5}$$

$$W_{uv} = 0.450 \text{ t / m}$$

## CARACTERÍSTICAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE DISEÑO

### 1. Momentos máximos

- Cuantía máxima ( $\rho_{\text{máx}}$ )

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0108$$

- Momento máximo positivo para el cual la vigueta trabaja como sección rectangular de ancho  $b=40$  cm y  $t=5$  cm

$$a = k_1 \times t = 4.25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 f_c b a}{f_y} = 7.225 \text{ cm}^2$$

$$M_{umáx}^* = \phi A_s f_y (d - a/2) = 542,796.19 \text{ kg-cm}$$
$$5.428 \text{ t-m}$$

- Momento máximo negativo a partir del cual la vigueta necesita ensanche por flexión

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0108$$

$$A_s = \rho_{\text{máx}} b d$$
$$A_s = 2.376 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 5.59058824 \text{ cm}$$

$$M_{umax} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 172,482.84 \text{ kg-cm} \\ 1.725 \text{ t-m}$$

## 2. Momento de agrietamiento

Según la norma E,060 de concreto armado en el inciso 11,5,1 el momento resistente de la sección deberá ser por lo menos 1,5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada (Mcr).

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

Módulo de rotura del concreto (resistencia del concreto a la tracción por flexión)

$$f_r = 2(f_c)^{0.5} = 2(210)^{0.5} = 28,98 \text{ kg/crr} = 289,8 \text{ t/m}^2$$

$I_g$  = Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal sin el esfuerzo.

$Y_t$  = Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo a la fibra extrema en tracción.

CG= (x,y)

$$y = \frac{0.0065}{0.04} = 0.163 \text{ m} \quad \begin{array}{l} dy1 = 0.0625 \\ dy2 = 0.0625 \end{array}$$

$$x = 0.2 \text{ m}$$

Momento de inercia del ala de la vigueta respecto al eje centroidal (y=0,163)

$$I_{xf} = 8.22917E-05$$

Momento de inercia del alma de la vigueta respecto al eje centroidal (y=0,163)

$$I_{xw} = 0.000144792$$

$$I_g = I_{xf} + I_{xw} = 0.000227083 \text{ m}^4$$

$$M_{cr} = 0.404976923 \text{ t-m} \quad 1,5 \cdot M_{cr} = 0.607 \text{ t-m}$$

## 2. Momentos mínimos

- Cuantía mínima ( $\rho_{min}$ )

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7x\sqrt{f_c}}{f_y}$$

- Area de acero mínima:

$$A_{smin} = \rho_{min} b d = 0.0024 \cdot 10 \cdot 22$$

$$A_{smin} = 0.528 \text{ cm}^2$$

- Momento mínimo positivo (b=40 cm)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 0.31058824 \text{ cm}$$

$$M_{umin} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 43,598.54 \text{ kg-cm} \\ 0.436 \text{ t-m}$$

- Momento mínimo negativo (b=10 cm)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 1.24235284 \text{ cm}$$

$$M_{u\min} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 42,668.71 \text{ kg-cm} \\ 0.427 \text{ t-m}$$

### 3. Fuerza cortante máxima que toma el concreto ( $V_{uc}$ )

$$v_{uc} = 1.1 \times 0.53 \phi \sqrt{f'_c} \quad \phi = 0.85$$

$$v_{uc} = 7.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = v_{uc} b d = 1580 \text{ kg} \\ 1.58 \text{ t}$$

### DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS Y ACERO DEL REFUERZO PISOS 4 (4 Vanos)

#### a) Cálculo de momentos flectores (por coeficientes del ACI):

Apoyos (momentos negativos):

$$M_1^- = M_5^- = W_u \ell^2 / 24 = 0.257 \text{ t-m} < 1.5 * M_{cr}$$

Entonces:  $M_1^- = M_5^- = 0.6075 \text{ t-m}$

$$M_2^- = M_4^- = W_u \ell^2 / 10 = 0.616 \text{ t-m} > 1.5 * M_{cr}$$

$$M_3^- = W_u \ell^2 / 11 = 0.560 \text{ t-m} < 1.5 * M_{cr}$$

Entonces:  $M_3^- = 0.6075 \text{ t-m}$

Tramos (momentos positivos):

$$M_{1-2}^+ = M_{4-5}^+ = W_u \ell^2 / 14 = 1.044 \text{ t-m} > 1.5 * M_{cr}$$

$$M_{2-3}^+ = M_{3-4}^+ = W_u \ell^2 / 16 = 0.914 \text{ t-m} > 1.5 * M_{cr}$$

Momentos máximos que pueden tomar las viguetas:

$$M_{umax} = 1.725 \text{ t-m} > 0.616 \text{ t-m} \quad (\text{el mayor en el aligerado})$$

Luego el acero fluye antes de llegar a la rotura

#### b) Cálculo del refuerzo:

**Apoyos 1, 5:**  $M_1^- = M_5^- = 0.6075 \text{ t-m}$

tanteando con  $a = 1.792 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 0.76 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 1.792 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4

**Apoyos 2, 4:**  $M_2^- = M_4^- = 0.616 \text{ t-m}$

tanteando con  $a = 1.818 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 0.77 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 1.818 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4

**Apoyos 3:**  $M_3 = 0.607 \text{ t-m}$

tanteando con  $a = 1.792 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 0.76 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 1.792 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4

**Tramos 1-2, 4-5:**

$$M_{1-2}^+ = M_{4-5}^+ = 1.044 \text{ t-m}$$

tanteando con  $a = 0.752 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 1.28 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 0.752 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4+1#3

**Tramos 2-3, 3-4:**

$$M_{2-3}^+ = M_{3-4}^+ = 0.914 \text{ t-m}$$

tanteando con  $a = 0.656 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 f_y (d - a/2)} = 1.12 \text{ cm}^2$$

comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = 0.656 \text{ cm}$$

Luego usar 1#4

### c) Comprobación por corte

Máximo corte en la cara del apoyo:

$$V_u = 1.15 W_{uv} l / 2 = 1.475 \text{ t}$$

a la distancia "d"

$$V_{ud} = V_u - W_{uv} d$$

$$V_{ud} = 1.376 \text{ t}$$

El esfuerzo actuante será:

$$v_{act} = \frac{V_{ud}}{b d} = 6.25 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto puede tomar:

$$v_{uc} = 1.1 \times 0.53 \sqrt{f_c} = 7.18 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi = 0.85$$

como

$$v_{act} < v_{uc}$$

no se necesita ensanche de vigueta

**VERIFICACION DEL DISEÑO DE VIGA V-306 (0,30x0,60)**

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

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

Momentos máximos debido a la envolvente de combinacion de cargas.  
 Datos obtenidos con el programa Sap 2000

Ubicación (m)	0.15	3.375	6.6
Momento máximo (t-m)	-36.4349	17.5363	-31.4627

Resultados del diseño del programa Sap 2000:

A's= 2#6= A's=2,87\*2= 5.74 cm<sup>2</sup>  
 diámetro= 1,61cm  
 As= 4#8+1#6= As=5,07\*4+2,87= 23.15 cm<sup>2</sup> En dos capas.  
 diámetro= 2,54cm  
 d= 51.23 cm  
 d'= 5.765 cm

$$Mn = (As * fy - A's * f's) * (d - \frac{a}{2}) + A's * f's * (d - d') = T_1(d - \frac{a}{2}) + T_2(d - d')$$

si A's está en fluencia entonces f's=fy

$$a = \frac{T_1}{0.85 * f'c * b} =$$

a= 13.65 cm

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

c= 16.06 cm

$$\frac{\epsilon'_s}{0.003} = \frac{c - d'}{c}$$

$$f'_s = Es * \epsilon'_s = 2 * 10^6 * \epsilon'_s$$

Es= 2000000 kg/cm<sup>2</sup>.

$$f'_s = \frac{6 * (c - d')}{c} \text{ toneladas / cm}^2$$

f's= 3.85 t/cm<sup>2</sup> < fy = 4,2 t/cm<sup>2</sup>  
 Entonces A's no está en fluencia

Proceso iterativo

a= 14.03 cm  
 c= 16.51 cm  
 f's= 3.90 t/cm<sup>2</sup>  
  
 a= 13.97 cm



c= 16.44 cm  
f's= 3.90 t/cm<sup>2</sup>

Mn= 43.29 t-m

Mu= 0,9\*Mn= 38.96 t-m > 36,4349t-m Es conforme.

$$\rho_{max} = 0.75 * \bar{\rho}_b + \frac{f's}{f_y} * \rho' = 0,75 * 0,02125 + 3,90 / 4,2 * A's / (30 * d) = 0.01940158$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \frac{23.15}{30 * 51.23} = 0.015 < \rho_{max} = 0.019$$

Es conforme.

## DISEÑO DE ESTRIBOS EN VIGA V-306 (0,30x0,60)

FUERZA CORTANTE MAXIMA OBTENIDA CON EL SAP 2000

Nota: La viga V-306 es la que presenta el máximo momento flector entre todas las vigas de la estructura.

$$d = 60 - (4 + 0.96 + 2.54 + 1.27) = 51.23 \text{ cm.}$$

b=30cm

SISTEMA	LOCALIZ.	V2 (t)	V3 (t)	Vd (t)
ENV.MIN	0.15	-31.5031		0
ENV.MAX	6.6	29.5999		0

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 0.3 * 0.5123 = 11.80t$$

$$V_n = \frac{V_d}{\phi} = \frac{26.3411}{0.85} = 30.99t$$

$$V_s = V_n - V_c = 30.99 - 11.80 = 19.18t < 1.06 * \sqrt{210} * 10 * 0.3 * 0.5123 = 23.61t$$

Entonces:

$$s \leq \frac{d}{2}, 60cm$$

Entonces:

$$s \leq 25.62cm$$

$$s \leq 60cm$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4.2 * 51.23}{23.61} = 12.94cm$$

Usar: s=12,5cm.

Asumiendo:  $s_0 = 25cm.$

$$V_{s.0} = \frac{A_v * f_y * d}{s_0} = \frac{1.42 * 4.2 * 51.23}{25} = 12.22t < 1.06 * \sqrt{210} * 10 * 0.3 * 0.5123 = 23.61t$$

$$s \leq \frac{d}{2}, 60cm$$

$$V_{n.0} = V_c + V_{s.0} = 11.80 + 12.22 = 24.02t$$

$$V_{u.0} = 0.85 * 24.02 = 20.42t$$

$$m_0 = 1.48m$$

Usar: estribo #3, 1 a 0.05, 12 a 0.125, resto a 0.25 desde cada extremo

### CALCULO DE DEFLEXION INMEDIATA EN VIGA V-306 (0,30x0,60)

Eje "3".Piso 3

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

$M_{cr}$  = Módulo de rotura del concreto (resistencia del concreto a la tracción por flexión)  
 $f_r = 2(f_c)^{0,5} = 2(210)^{0,5} = 28,98 \text{ kg/cm}^2 = 289,8 \text{ t/m}^2$

$I_g$  = Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal sin considerar el refuerzo.

$Y_t$  = Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo a la fibra extrema en tracción.

$CG=(x,y)=$

$$\begin{array}{l} y = 0.3 \quad m \\ x = 0.15 \quad m \\ I_g = 0.0054 \quad m^4 \end{array}$$

$$M_{cr} = 5.2164 \text{ t-m} \qquad 1,5 \cdot M_{cr} = 7.8246 \text{ t-m}$$

Momento de Inercia de la sección transformada agrietada

$$I_e = \frac{(b \cdot c^3)}{3} + n \cdot A_s \cdot (d-c)^2 + (2 \cdot n - 1) \cdot A_s' \cdot (c-d')^2 \dots \dots \dots (1)$$

donde  $c$  puede evaluarse considerando que

$$\frac{b \cdot c^2}{2} + (2 \cdot n - 1) \cdot A_s' \cdot (c-d') = n \cdot A_s \cdot (d-c) \dots \dots \dots (2)$$

$$\begin{array}{lll} b = 30 \text{ cm} & d = 60 - 6 = & 54 \text{ cm} \\ h = 60 \text{ cm} & d' = & 6 \text{ cm} \end{array}$$

$$A_s = 9.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 23.15 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \qquad E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.20087412 \qquad n = 10$$

Resolviendo (2)

$$(30 \cdot c^2)/2 + (2 \cdot 10 - 1) \cdot A_s' \cdot (c - 6) - 10 \cdot A_s \cdot (54 - c) = 0.0191$$

$$c = 11.190101 \text{ cm}$$

Momento de inercia efectivo en la sección crítica (momento negativo máximo)

$$I_e = \frac{(b \cdot c^3)}{3} + n \cdot A_s \cdot (d-c)^2 + (2 \cdot n - 1) \cdot A_s' \cdot (c-d')^2$$

$$I_e = 203997.586 \text{ cm}^4 = 0.00203998 \text{ m}^4$$

$$I_e/I_g = 0.38 > 1/3$$

Viga de 3º piso eje "3"

$$W_s = 5.952 \text{ t/m} \quad \text{carga de servicio.}$$

$$\text{Deflexión por carga distribuida (momento central)} = D_{cd} = \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_e}$$
$$D_{cd} = 0.0329 \quad m$$

$$\text{Deflexión por momento negativo 1} = \frac{M_1 \cdot l^2}{16 \cdot E \cdot I_e}$$
$$M_1 = 15.476 \quad \text{t-m}$$
$$D_1 = 0.0099 \quad m$$

$$\text{Deflexión por momento negativo 2} = \frac{M_2 \cdot l^2}{16 \cdot E \cdot I_e}$$
$$M_2 = 27.513 \quad \text{t-m}$$
$$D_2 = 0.0137 \quad m$$

$$\text{Deflexión inmediata total} = D_{it} = D_{cd} - D_1 - D_2 = 0.0093 \text{ m}$$

### CALCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS

Cálculo de deflexión diferida evaluada a los 5 años o más:

$$r = \frac{F}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1.71450617} = 1.1665$$

Considerando A's=23.15 cm<sup>2</sup> en compresión.

$$\rho' = 0.01429012$$

$$Dd = Dit * r = 0.0109 \text{ m}$$

$$\text{Deflexión total} = Dit + Dd = 0.0202 \text{ m}$$

$$\text{Deflexión límite} = l/240 = 0.0269 \text{ m} \quad >\text{Deflexión total cumple la norma E.060}$$

**Cálculo de momentos flectores (por coeficientes del ACI):**

Apoyos (momentos negativos):

$$M_1^- = M_3^- = W_s * l^2/16 = 15.476 \text{ t-m} \quad >1,5*M_{cr}$$

$$M_2^- = W_s * l^2/9 = 27.513 \text{ t-m} \quad >1,5*M_{cr}$$

Tramos (momentos positivos):

$$M_{1-2}^+ = M_{2-3}^+ = W_s * l^2/14 = 17.687 \text{ t-m} \quad >1,5*M_{cr}$$

## DISEÑO DE VIGA 309 (0,25x0,30)

$$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

### DATOS PARA EL DISEÑO

Altura de la viga 309: h=	30 cm
Peralte útil: d=	26.41 cm
d'=	3.595 cm
b=	25 cm
Calidad del concreto $f'_c$ :	210 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo $f_y$ :	4200 kg/cm <sup>2</sup>

### METRADO DE CARGAS

Cargas muertas ( $W_D$ ):

Peso propio de aligerado:	400 kg/m <sup>2</sup>
tabiquería	120 kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado:	100 kg/m <sup>2</sup>
$W_D =$	<u>620 kg/m<sup>2</sup></u>

Carga viva ( $W_L$ ):

Sobrecarga:	$W_L = 300 \text{ kg/m}^2$
-------------	----------------------------

Carga última de rotura ( $W_u$ ):

$$W_u = 1.5 \cdot W_D + 1.8 \cdot W_L$$
$$W_u = 1.47 \text{ t / m}^2$$

Ancho tributario : A= 100 cm

$$W_{uv} = 1.47 \text{ t/m}$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

$M_{cr}$  = Módulo de rotura del concreto (resistencia del concreto a la tracción por flexión)  
 $f_r = 2(f'_c)^{0,5} = 2(210)^{0,5} = 28,98 \text{ kg/cm}^2 = 289,8 \text{ t/m}^2$

$I_g$  = Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal sin considerar el refuerzo.

$Y_t$  = Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo a la fibra extrema en tracción.

CG=(x,y)=

y=	Yt=	0.15	m
x=		0.125	m
Ig =		0.0005625	m <sup>4</sup>

$$M_{cr} = 1.09 \text{ t-m} \qquad 1,5 \cdot M_{cr} = 1.63 \text{ t-m}$$

Cálculo de momento flector

Apoyos (momentos negativos):

$$M_1 = W_u \ell^2 / 24 = 1.990 \text{ t-m} > 1,5 * M_{cr}$$

$$M_2 = W_u \ell^2 / 10 = 4.776 \text{ t-m} > 1,5 * M_{cr}$$

Tramos (momentos positivos):

$$M_{1,2} = W_u \ell^2 / 14 = 3.411 \text{ t-m} > 1,5 * M_{cr}$$

Diseño:

$$\rho_{max} = 0.75 * \left( \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \frac{0.003 * E_s}{(0.003 * E_s + f_y)} \right) + \frac{f's}{f_y} * \rho'$$

Entonces el primer término de la ecuación debe ser el máximo posible. También se aplica la condición límite o de cedencia del acero a compresión ( $f's=f_y$ )

$$\rho_{max} = 0.75 * \left( \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \frac{0.003 * E_s}{(0.003 * E_s + f_y)} \right) + \rho'$$

$$0.75 * \rho_b = \frac{0.75 * 0.85 * 210 * 0.85}{4200} * \frac{0.003 * 2 * 10^6}{0.003 * 2 * 10^6 + 4200} = 0.015$$

$$M_u = 3.411 \text{ t-m}$$

Cuantía mínima.

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

$$\text{Asumo una cuantía de } 0.004$$

$$A_s1 = 0.004 * 25 * 26.41 = 2.64 \text{ cm}^2$$

Con este valor podemos calcular "a".

$$a = \frac{A_s1 * f_y}{0.85 * f'c * b} =$$

$$a = 2.49 \text{ cm} \quad c = 2.92 \text{ cm}$$

$$M_{u1} = \phi * A_s1 * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{u1} = 251148.296 \text{ kg-cm} = 2.51 \text{ t-m}$$

Capacidad de absorción de la viga simplemente armada

$$M_{u1} = 2.51 \text{ t-m} < M_u = 3.411 \text{ t-m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 0.900 \text{ t-m}$$

$$A_{s,2} = \frac{M_{u,2}}{\phi * f_y * (d - d')}$$

As2= 1.04 cm2

$$A'_s * f'_s = A_{s,2} * f_y$$

$$M_{u,2} = \phi * A'_s * f'_s * (d - d')$$

$$A'_s = \frac{M_{u,2}}{\phi * f'_s * (d - d')}$$

$$f'_s = 6 * \frac{(a - \beta_1 * d')}{a} \leq f_y (t / cm^2)$$

f's= -1.3775445 t/cm2

A's= -3.18 cm2      -1.60 #5      cuantia= -0.03352495

As=As1+As2= 3.68 cm2      1.85 #5      cuantia= 0.00558119

cuantía máxima= 0,015+0,01099574= 0.02599574

$$\rho < \rho_{max} = 0.75 * \rho_b + \frac{f'_s}{f_y} * \rho'$$

0.00558119 < 0.02599574

Usar:  
**A's= 2#5**  
**As= 2#5**

Mu= 4.776 t-m

Cuantía mínima.

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

Asumo una cuantía de 0.006

As1=0,004\*25\*26,41= 3.96 cm2

Con este valor podemos calcular "a".

$$a = \frac{As1 * f_y}{0.85 * f'_c * b} =$$

a= 3.73 cm      c= 4.39 cm

$$Mu_1 = \phi * As_1 * fy * (d - \frac{a}{2})$$

$$Mu_1 = 367420.656 \text{ kg-cm} = 3.67 \text{ t-m}$$

Capacidad de absorción de la viga simplemente armada

$$Mu_1 = 3.67 \text{ t-m} < Mu = 4.776 \text{ t-m}$$

$$Mu_2 = Mu - Mu_1 = 1.102 \text{ t-m}$$

$$As_{s.2} = \frac{Mu_{u.2}}{\phi * fy * (d - d')}$$

$$As_2 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A'_s * f'_s = As_{s.2} * fy$$

$$Mu_{u.2} = \phi * A'_s * f'_s * (d - d')$$

$$A'_s = \frac{Mu_{u.2}}{\phi * f'_s * (d - d')}$$

$$f'_s = 6 * \frac{(a - \beta_1 * d')}{a} \leq fy \text{ (t/cm}^2\text{)}$$

$$f'_s = 1.081637 \text{ t/cm}^2$$

$$A'_s = 4.96 \text{ cm}^2 \quad 2.49 \text{ \#5} \quad \text{cuantía} = 0.00751686$$

$$As = As_1 + As_2 = 5.24 \text{ cm}^2 \quad 2.63 \text{ \#5} \quad \text{cuantía} = 0.00793584$$

$$\text{cuantía máxima} = 0.015 + 0.00193584 = 0.01693584$$

$$\rho < \rho_{\max} = 0.75 * \rho_b + \frac{f'_s * \rho'}{fy}$$

$$0.00793584 < 0.01658119$$

Usar:

$$A'_s = 2\#5 + 1\#4$$

$$As = 2\#5 + 1\#4$$

$$Mu = 1.990 \text{ t-m}$$

Cuantía mínima.

$$\rho_{\min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{fy} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$



Asumo una cuantía de 0.003

$As_1 = 0,004 * 25 * 26,41 = 1.98 \text{ cm}^2$

Con este valor podemos calcular "a".

$$a = \frac{As_1 * fy}{0.85 * f'c * b} =$$

a= 1.86 cm

c= 2.19 cm

$$Mu_1 = \phi * As_1 * fy * (d - \frac{a}{2})$$

$Mu_1 = 190686.67 \text{ kg-cm} = 1.91 \text{ t-m}$

Capacidad de absorción de la viga simplemente armada

$Mu_1 = 1.91 \text{ t-m} < Mu = 1.990 \text{ t-m}$

$Mu_2 = Mu - Mu_1 = 0.083 \text{ t-m}$

$$A_{s,2} = \frac{Mu_2}{\phi * fy * (d - d')}$$

As2= 0.10 cm<sup>2</sup>

$$A'_s * f'_s = A_{s,2} * fy$$

$$Mu_2 = \phi * A'_s * f'_s * (d - d')$$

$$A'_s = \frac{Mu_2}{\phi * f'_s * (d - d')}$$

$$f'_s = 6 * \frac{(a - \beta_1 * d')}{a} \leq fy (t / \text{cm}^2)$$

f's= -3.836726 t/cm<sup>2</sup>

A's= -0.11 cm<sup>2</sup>      -0.05 #5      cuantía= -0.00015991

As=As1+As2= 2.08 cm<sup>2</sup>      1.04 #5      cuantía= 0.00314608

cuantía máxima= 0,015+0,00014608= 0.01514608

$$\rho < \rho_{max} = 0.75 * \rho_b + \frac{f'_s * \rho'}{fy}$$

0.00314608 < 0.01514608

Usar:

A's= 2#5

As= 2#5

## DISEÑO DE ESTRIBOS EN VIGA V-309 (0,25x0,30)

### FUERZA CORTANTE MAXIMA

#### DATOS PARA EL DISEÑO

Altura de la viga 309:	30 cm
Peralte útil: $d$ =	26.41 cm
$d'$ =	3.595 cm
$b$ =	25 cm
Calidad del concreto $f'_c$	210 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo $f_y$ :	4200 kg/cm <sup>2</sup>

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 0.25 * 0.2641 = 5.07t$$

$W_{uv}$ =	1.47	t/m
$V_u$ =	4.19	t
$V_{du}$ =	3.80	t < $V_c$

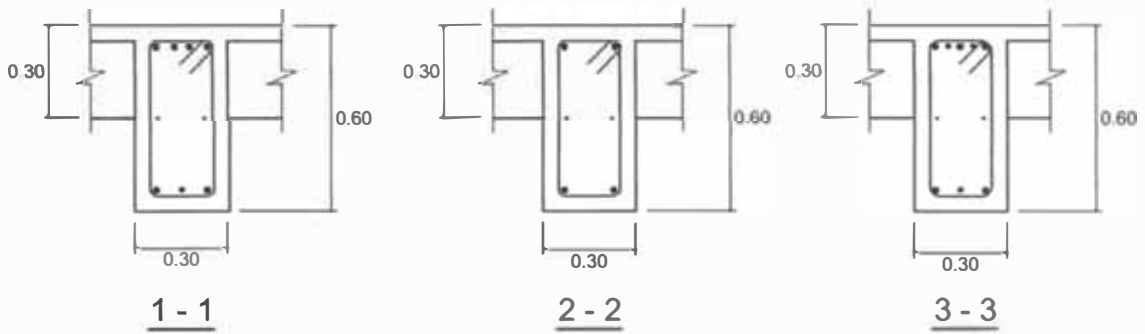
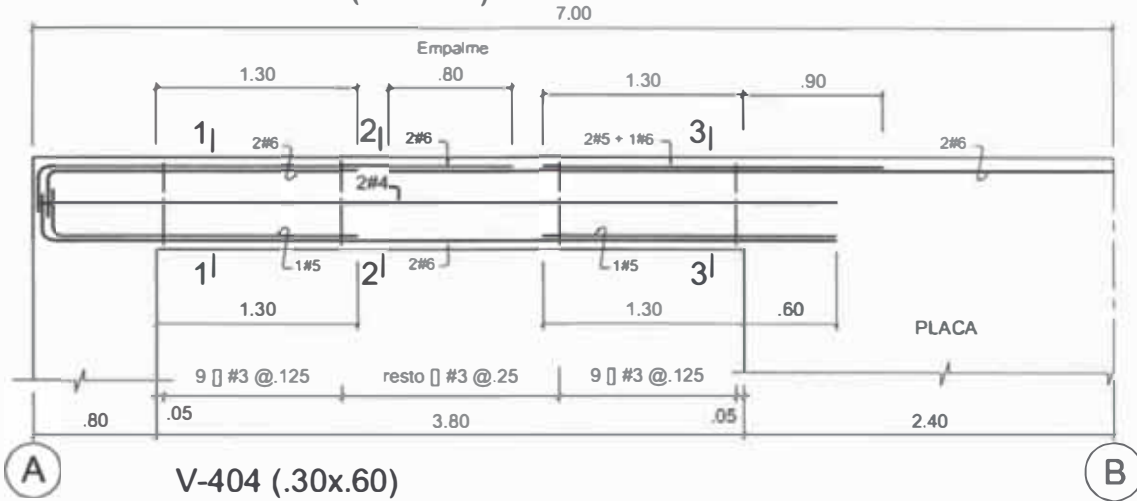
Entonces usaremos refuerzo transversal mínimo.

$$s \leq \frac{d}{2}, 60cm$$

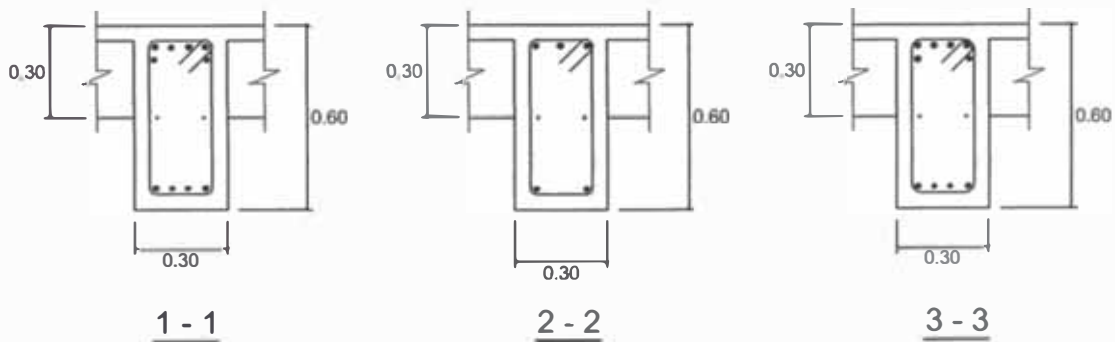
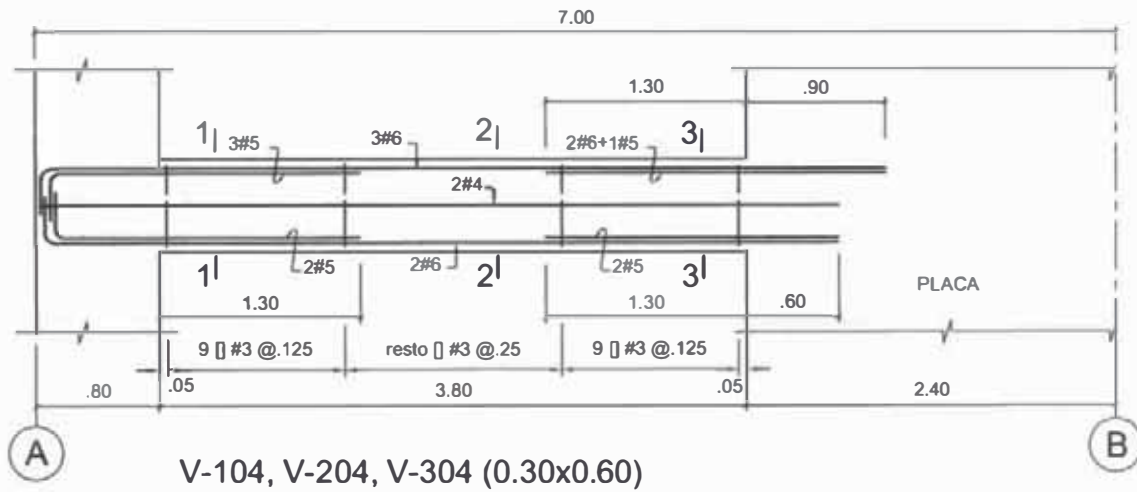
$$s \leq 13.20cm$$
$$s \leq 60cm$$

Usar : estribo de #3 , 1 a 0.05, resto a 0,125 desde cada extremo.

VIGA PORTICO 1 ( PISO 4 )

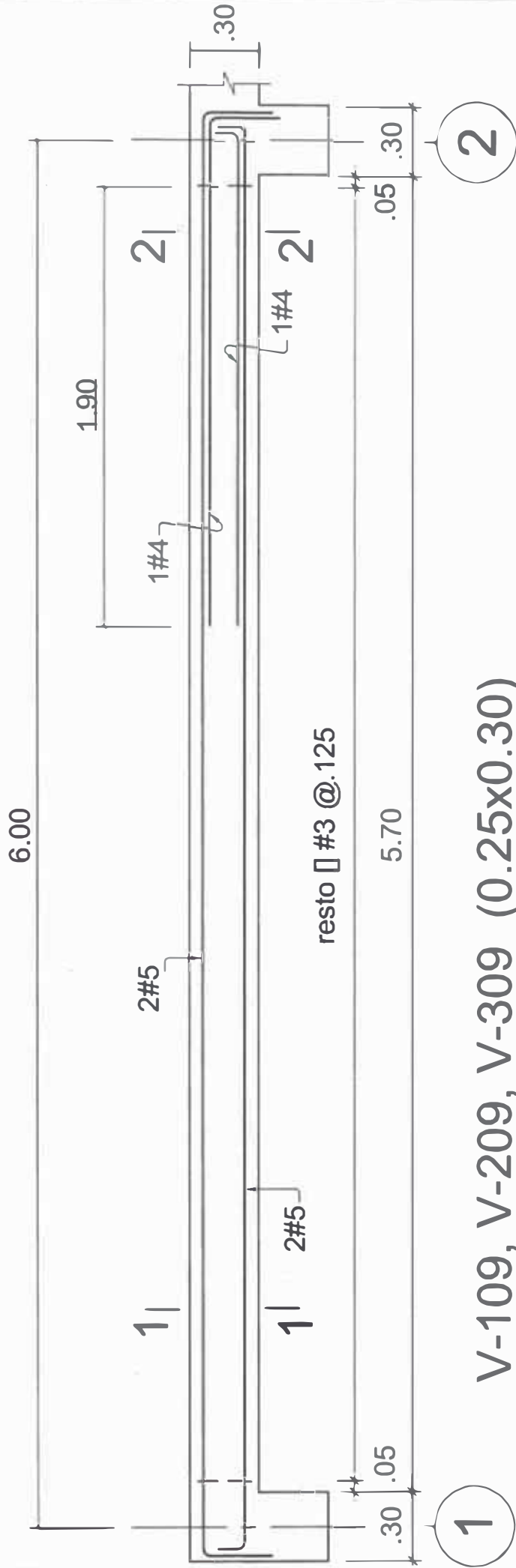


PORTICO 1 ( PISO 1, PISO 2, PISO 3 )

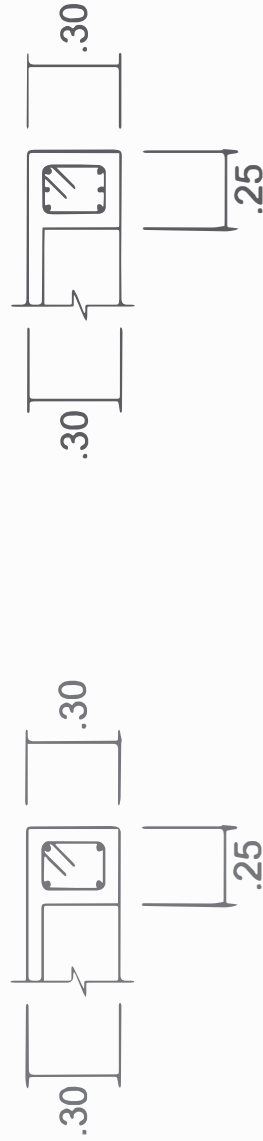


ESCALA 1/50 y 1/25

# VIGA DE BORDE DE ESCALERA



V-109, V-209, V-309 (0.25x0.30)



1-1

2-2

ESCALA 1/25

**DISEÑO DE COLUMNA CENTRAL C3 (0,40x0,30)**  
**PRIMER PISO , ENTRE EJE "3" Y "B"**

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

$$Es = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

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

Momento máximo en la columna C3 debido a la combinación de carga N°13. Datos del Sap 2000

Nivel	Elemento	Comb.carga	Pu ( t )	Mx ( t-m )	My ( t-m )	ey (cm)
1	8	13	210.97	0.003	17.32	8.21

$$ey = My / Pu = \frac{17.32}{210.97} = 8.21 \text{ cm}$$

Consideramos valores de recubrimiento del reglamento y asumimos  $d' = 6.5 \text{ cm}$

$$d = 80 - 6.5 = 73.5 \text{ cm}$$

$$a_b = \frac{0.003 * Es}{(0.003 * Es + fy)} * \beta_1 * d = \frac{0.003 * 2 * 10^6}{(0.003 * 2 * 10^6 + 4200)} * 0.85 * 73.5 = 36.75 \text{ cm}$$

$$C_b = 43.24 \text{ cm}$$

Entonces la deformación de cedencia es:

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{4200}{2 * 10^6} = 0.0021$$

Se tiene que:

$$P_b = \phi * (0.85 * f'c * a_b * b + A's * fy - As * fy)$$

Se ha considerado que  $fs = fy$  y además  $As = A's$

$$P_b = \phi * (0.85 * f'c * a_b * b) = 0.7 * (0.85 * 210 * 36.75 * 40) = 183676.5 \text{ kg}$$

Para obtener este valor se asumió que los aceros cedían entonces:

$$\epsilon'_s = 0.003 * \frac{(a - \beta_1 * d')}{a} = \frac{0.003 * (36.75 - 0.85 * 6.5)}{36.75} = 0.0025$$

$$\epsilon'_s = 0.0025 > \epsilon_y = 0.0021$$

(El acero en compresión cede)

Si :

$$Pu = 210971.7 \text{ kg} > Pb = 183670.98 \text{ kg} \quad (\text{falla a compresión})$$

$$210971.7 = \phi * (0.85 * f'c * a * b + A's * fy - As * fs) =$$

$$210971.7 = 0.7 * (0.85 * 210 * a * 40 + A's * 4200 - As * fs)$$



Entonces:

$$As = \rho_{mm} * 40 * 73.5 = 29.4cm^2$$

Usar : 6 $\phi$  1"

$$As=6*5.07= 30.42 cm^2$$

DATOS DE COLUMNA EN ESQUINA C1 (0,40x0,80)

PRIMER PISO , ENTRE EJE "1" Y "A"

Momento máximo en la columna C1 debidas a la combinación de carga N°16.Datos del Sap 2000

Nivel	Elemento	Comb.carga	Pu ( t )	Mx ( t-m )	My ( t-m )	ey (cm)
1	1	16	92.77	0.51	17.112	0.18

DATOS DE COLUMNA LATERAL C2 (0,40x0,80)

PRIMER PISO , ENTRE EJE "2" Y "A"

Fuerzas máximas en la columna C2 debidas a la combinación de carga n°16.Datos del Sap 2000

Nivel	Elemento	Comb.carga	Pu ( t )	Mx ( t-m )	My ( t-m )	ey (cm)
1	2	16	124.06	0.82	20.145	0.16

Por ser valores similares en estas columnas se usará la cuantía mínima. Por lo tanto el refuerzo será igual.

## DISEÑO DE ESTRIBOS EN COLUMNA C2 (0,40x0,80)

FUERZA CORTANTE MAXIMA OBTENIDA CON EL SAP 2000

Nota: Las columnas C2 del tercer piso son las que presentan el máximo momento flector entre todas las columnas de la estructura.

$$d = 80 - (4 + 0,96 + 1,27) = 73.77 \text{ cm.}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

SISTEMA	LOCALIZ.	V2 (t)	V3 (t)
ENV.MAX	3.2	15.8484	-2.4777

$$V_d = V2 = 15.8484t$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 0.4 * 0.7377 = 22.66t$$

$$V_n = \frac{V_d}{\phi} = \frac{15.8484}{0.85} = 18.64t$$

$$\frac{V_c}{2} < V_n < V_c$$

Entonces: Usar el refuerzo transversal mínimo.

$$s \leq \frac{d}{2}, 60 \text{ cm}$$

$$s \leq 36.88 \text{ cm}$$

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

El Reglamento ACI-99 recomienda para zonas de alto riesgo sísmico exige que la zona de confinamiento como mínimo sea

$$L_0 \geq D_{\text{mayor}} = 80 \text{ cm}$$

$$L_0 \geq \ell_n / 6 = 3.20 / 6 = 53.33 \text{ cm}$$

$$L_0 \geq 45 \text{ cm}$$

En este caso se usara  $L_0 = 85 \text{ cm}$

El espaciamiento mínimo de estribos en la zona de confinamiento será el menor de :

$$s < d / 4 = 73.77 / 4 = 18.44 \text{ cm}$$

$$s < 10 \text{ cm}$$

En este caso se usara  $s = 10 \text{ cm}$

El primer estribo se colocará a no más de 5cm de la cara del apoyo.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no deberá exceder:



$$s \leq \frac{D_{mayor}}{2} = \frac{80}{2} = 40cm$$
$$s \leq 15cm$$
$$s \leq 6 * D_b = 6 * 2.54 = 15.24cm.$$

Usar: estribo #3, 1 a 0.05, 8 a 0.10, resto a 0.15 desde cada extremo.

**DISEÑO DE COLUMNA LATERAL C2 (0,40x0,80)  
TERCER PISO , ENTRE EJE "2" Y "C"**

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

$$Es = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

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

Momento máximo debido a la combinación de carga N°15. Datos del Sap 2000

Nivel	Elemento	Comb.carga	Pu ( t )	Mx ( t-m )	My ( t-m )	ey (cm)
3	123	15	-23.2976	3.7624	-26.6815	114.52

$$ey = My / Pu = \frac{-26.6815}{-23.2976} = 114.52 \text{ cm}$$

Consideramos valores de recubrimiento del reglamento y asumimos  $d' = 6.5 \text{ cm}$

$$d = 80 - 6.5 = 73.5 \text{ cm}$$

$$a_b = \frac{0.003 * Es}{(0.003 * Es + fy)} * \beta_1 * d = \frac{0.003 * 2 * 10^6}{(0.003 * 2 * 10^6 + 4200)} * 0.85 * 73.5 = 36.75 \text{ cm}$$

$$C_b = 43.24 \text{ cm}$$

Entonces la deformación de cedencia es:

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{4200}{2 * 10^6} = 0.0021$$

Se tiene que:

$$P_b = \phi * (0.85 * f'c * a_b * b + A's * fy - As * fy)$$

Se ha considerado que  $fs = fy$  y además  $As = A's$

$$P_b = \phi * (0.85 * f'c * a_b * b) = 0.7 * (0.85 * 210 * 36.75 * 40) = 183676.5 \text{ kg}$$

Para obtener este valor se asumio que los aceros cedian entonces:

$$\epsilon'_s = 0.003 * \frac{(a - \beta_1 * d')}{a} = \frac{0.003 * (36.75 - 0.85 * 6.5)}{36.75} = 0.0025$$

$$\epsilon'_s = 0.0025 > \epsilon_y = 0.0021 \quad (\text{El acero en compresion cede})$$

Si :

$$Pu = 23297.6 \text{ kg} < Pb = 183670.98 \text{ kg} \quad (\text{falla a tensión})$$

$$fs = fy$$

asumo:  $f's = fy$

$$23297.6 = \phi * (0.85 * f'c * a * b) = 0.7 * (0.85 * 210 * a * 40)$$

$$a = 4.66 \text{ cm} \qquad c = 5.48 \text{ cm} < d' = 6.5 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 * \frac{(a - \beta_1 * d')}{a} = 0.003 * \frac{(4.66 - 0.85 * 6.5)}{4.66} = -0.000557 < \varepsilon_y$$

Todo el acero esta en tensión. A's no está en fluencia.

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s = 0.000557 * 2 * 10^6 = 1114 \text{ kg/cm}^2 < f_y$$

$$P_u * e = M_u = 0.85 * f'_c * a * b * (d - d'' - \frac{a}{2}) - A'_s * f'_s * (d - d' - d'') + A_s * f_y * d''$$

$$2668150 = 0.85 * 210 * a * 40 * (73.5 - 33.5 - a/2) - A'_s * 1114 * (73.5 - 6.5 - 33.5) + A_s * 4200 * 33.5$$

$$2668150 = 7140 * a * (40 - a/2) - A'_s * 1114 * (33.5) + 140700 * A_s$$

$$2668150 = 285600 * a - 3570 * a^2 + 103381 * A_s$$

$$2668150 - 285600 * a + 3570 * a^2 = 103381 * A_s$$

$$A_s = \frac{(2668150 - 285600 * a + 3570 * a^2)}{103381} = 13.68 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{13.68}{40 * 73.5} = 0.00465 < \rho_{min} = 0.01$$

Entonces se usará la cuatía mínima:

$$A_s = \rho_{min} * 40 * 73.5 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Usar : 6φ 1"

$$A_s = 6 * 5.07 = 30.42 \text{ cm}^2$$

DATOS DE COLUMNA LATERAL C2 (0,40x0,80)

TERCER PISO , ENTRE EJE "4" Y "C"

Momento máximo debido a la combinación de carga N°13. Datos del Sap 2000

Nivel	Elemento	Comb.carga	Pu ( t )	Mx ( t-m )	My ( t-m )	ey (cm)
3	125	13	-23.2976	-3.7624	-26.6815	1.15

Por ser valores similares al anterior se usará la cuantía mínima. Por lo tanto el refuerzo será igual.

## DISEÑO DE MURO DE CORTE P2 (0,30x4,80)

Análisis en dirección Y

Fuerzas Máximas debidas a la combinación n°15.

Datos obtenidos con el programa Sap 2000.

Nivel	Combinación	$P_u(t)$	$V_{uy}(t)$	$M_{ux}(t-m)$
1	15	197.7	167.73	1266.13

$$f_y = 210 \text{ Kg/cm}^2;$$

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

Datos:

$$L_w = 4,80 \text{ m}$$



Longitud del muro

$$d = 0,8 * L_w = 4,64 \text{ m}$$



Peralte efectivo del muro

$$L_c = 3,5 \text{ m}$$



Altura libre del muro

$$h = 0,30 \text{ m}$$



Espesor del muro

$M_{uy}$



Momento flector amplificado

$V_{uy}$



Fuerza cortante amplificada

### Paso N° 1: Diseño por compresión.

$$\phi \cdot P_{nv} = 0,55 \phi \cdot f'_c \cdot A_g \left( 1 - \left( \frac{k \cdot L_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right)$$

$$\phi \cdot P_{nv} = 0,55 * 0,7 * 210 * 30 * 480 * \left( 1 - \left( \frac{1 * 350}{32 * 30} \right)^2 \right) = 1009488,047 \text{ Kg.}$$

$$\phi \cdot P_{nv} = 1009,50t > P_u$$

El muro no requiere refuerzo por compresión.

### Paso N° 2: Diseño por flexión.

El peralte efectivo de la sección se estima como:

$$d = 0,8 * 4,8 = 3,84 \text{ m.}$$

Verificación de esbeltez:

$$\frac{d}{h} = \frac{3,84}{14} = 0,27 < 0,4$$

Ok

Entonces el muro se puede diseñar como elemento esbelto.

Haciendo uso de la expresión:

$$M_u = \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \left( 1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (1)$$

$$\phi = 0,9$$

Donde  $b=30$  cm.

Reemplazando valores en la expresión (1) se obtiene:

$$\rho = 0,008402$$

$$A_s = 0.008402 * 30 * 384 = 96.8 \text{ cm}^2$$

Se colocará 19#8 en cada extremo del muro.

Paso N° 3: Diseño por corte.

a) En principio se verifica que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida, dado por la expresión.

$$V_{n,max} = 2.7 * \sqrt{f'c} * h * d$$

$$V_{n,max} = 2.7 * \sqrt{210} * 30 * 384 = 450739.78 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{167730}{0.85} = 197329.41 \text{ kg} < V_{u,max}$$

La sección de la placa : 0,30x4,8m es conforme.

b) Se verificará si se requiere refuerzo en dos capas.  
Si:

$$V_u \geq 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cv}$$

Entonces se necesita refuerzo en dos capas.  
Vemos que :

$$V_u = 167.73 \text{ t} > 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 0.3 * 4.8 = 110.60 \text{ t}$$

Por lo tanto hay necesidad de refuerzo en dos capas.

c) La resistencia al corte aportada por el concreto en la sección ubicada a  $l_w/2$  de la base (menor que  $h_w/2$ ) es determinada a través de las expresiones:

$$V_c = 0.88 * \sqrt{f'c} * h * d + \frac{P_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_c = \left[ 0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{l_w \left( 0.33 * \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{P_u}{l_w * h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] * h * d$$

$P_u$  es positivo por ser de compresión.

Reemplazando:

$$V_c = 0.88 * \sqrt{210} * 30 * 384 + \frac{197700 * 384}{4 * 480} = 186447.78 \text{ kg}$$

$$V_c = \left[ 0.16 * \sqrt{210} + \frac{480 * \left( 0.33 * \sqrt{210} + 0.2 * \frac{197700}{480 * 30} \right)}{\frac{1266.13 * 100000}{167730} - \frac{480}{2}} \right] * 30 * 384 = 107560.83 \text{ kg}$$

consideramos la resistencia al corte más desfavorable.

$V_c = 107560.83 \text{ kg}$

d) La resistencia al corte que debe ser aportada por el acero es:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{167.73}{0.60} - 107.56 = 171.99 \text{ t}$$

El valor de  $\phi$  para cortante es de 0,85. Sin embargo en forma conservadora se tomará  $\phi = 0,6$   
Para el refuerzo horizontal requerido usaremos fierro #4, cuyo espaciamiento esta dado por:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 1.27 * 4.2 * 384}{171.99} = 23.82 \text{ cm.}$$

La cuantía provista es:

$$\rho_{\text{provisto}} = \frac{2.54}{23.82 * 30} = 0.003554 > 0.0025 = \rho_{\text{min}}$$

Es conforme.

**Usar: #4 @ 0,20 m. en dos capas para el refuerzo horizontal.**

f) El refuerzo vertical del muro se determina a través de la expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{14}{4.8} \right) (0.003554 - 0.0025) = 0.0023 < 0.0025$$

Por lo tanto se recomienda usar el refuerzo longitudinal mínimo.  
Requerimiento mínimo de cuantía.

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} = \rho_n \geq 0.0025$$

Espaciamiento mínimo = 45 cm. ó 3h (el menor)

$$A_{cv} / m = (100)(30) = 3000 \text{ cm}^2 / m.$$

El área de acero mínimo en cada dirección por cada metro de muro es:

$$A_{smin} = \rho_n * A_{cv} = 0.0025 * 3000 = 7.5 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Usando fierro #4 .  $A_s = 2 * 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_s}{A_s / \text{m}} = \frac{2.54 \text{ cm}^2}{7.5 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.34 \text{ m.} < 0.45 \text{ m.}$$

Usar: #4@0,35 m. en dos capas para el refuerzo vertical!

#### Paso N° 4: Columnas de confinamiento.

Verificación de necesidad de elementos de confinamiento.

Debe disponerse necesariamente de elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de  $0.2 * f'c$

$A_g = 30 * 480 = 14440 \text{ cm}^2$ .

$$J = \frac{30 * 480^3}{12} = 276480000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u * \frac{\ell_w}{2}}{I_g} = \frac{197700}{14440} + \frac{1266.13 * 10^5 * 480 / 2}{276480000} = 123.60 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_u = 123.60 \text{ kg / cm}^2 > 0.20 * f'c = 42 \text{ kg / cm}^2$$

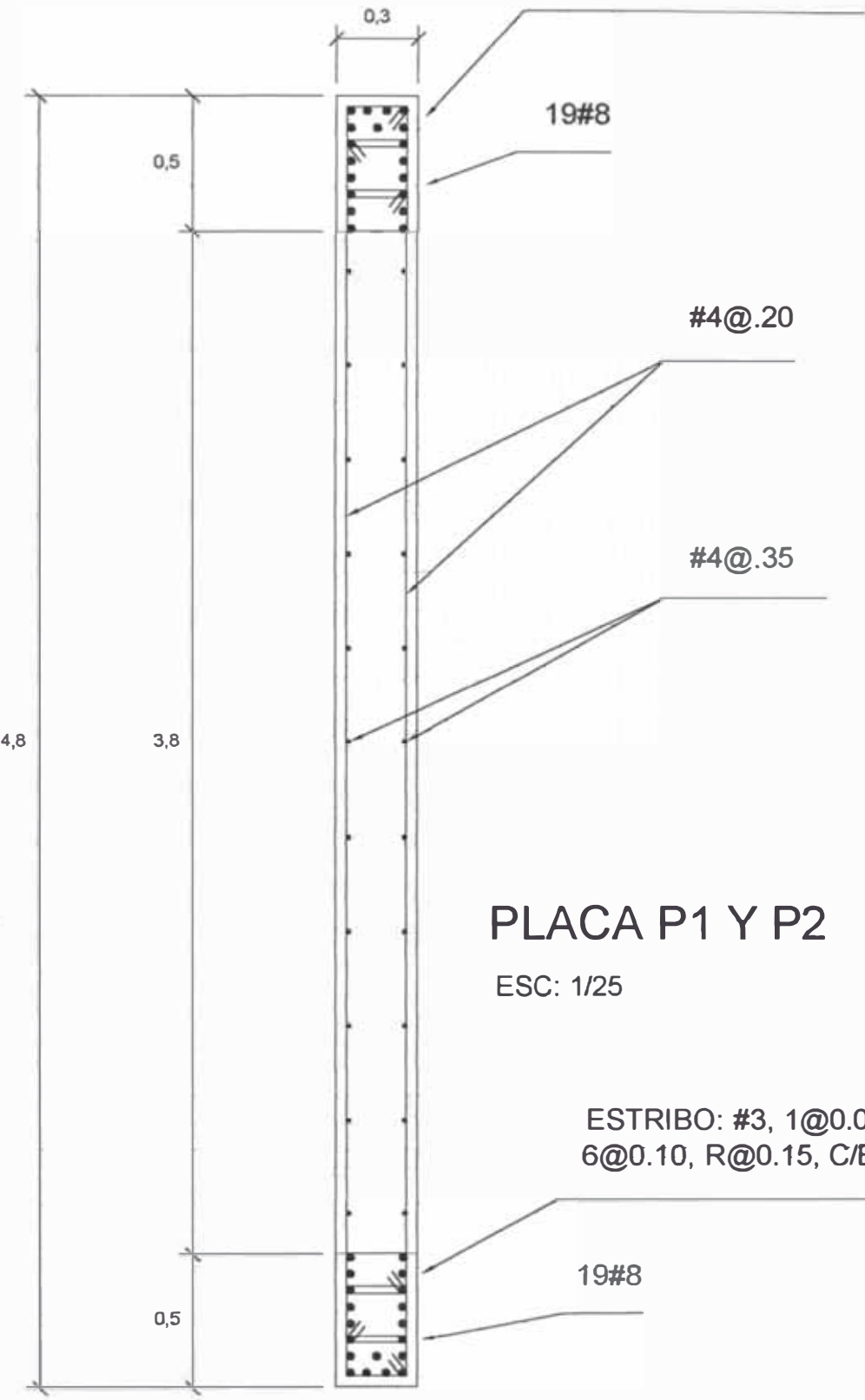
Por lo tanto se necesita elementos de confinamiento.

En la siguiente figura se muestra el refuerzo provisto para el muro diseñado.

Usaremos el criterio de confinar hasta 1/10 de la longitud del muro en planta, en este caso 48 cm.

Usar: 0,50 m.

ESTRIBO: #3, 1@0.05,  
6@0.10, R@0.15, C/E



### PLACA P1 Y P2

ESC: 1/25

ESTRIBO: #3, 1@0.05,  
6@0.10, R@0.15, C/E



## DISEÑO DE ESCALERA

La escalera se diseña como una viga inclinada apoyada en sus extremos.  
La escalera descansa en el suelo y en el techo o pared en su primer tramo  
La escalera aporta rigidez a la estructura.

Predimensionamiento de escalera:

$$t=L/20= 3.9/20= 0.195$$

$$t=L/25= 3.9/25= 0.156$$

$$t=0.17$$

$$th=0.17/\cos\alpha = 0.197 \text{ m}$$

$$tp=th+0.5*cp= 0.197+0.5*0.175= 0.284 \text{ m}$$

Análisis por cargas factoradas:

$$\text{Peso Propio}= 0.28*1*1*2400= 672 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso Acabados}= 100*1 = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} \quad \underline{\quad\quad\quad} \quad 772 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} \quad \quad \quad 400 \text{ kg/m}$$

$$Wu1=1.5*cm+1.8*CV= 1878 \text{ kg/m}$$

Descanzo

$$\text{Peso Propio}= 0.15*1*1*2400= 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso Acabados}= 100*1 = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} \quad \underline{\quad\quad\quad} \quad 460 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} \quad \quad \quad 400 \text{ kg/m}$$

$$Wu1=1.5*cm+1.8*CV= 1410 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma MA=0 \quad RB=4298.22 \text{ kg}$$

$$RA=2464.38 \text{ kg}$$

$$Vx=0 \quad x=2.29 \text{ m}$$

$$M \text{ Max}= 4918.71 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento de diseño}= 0.8*M= 3934.97 \text{ kg-m}$$

Calculo del acero de refuerzo

$$Rr=2 \text{ cm}$$

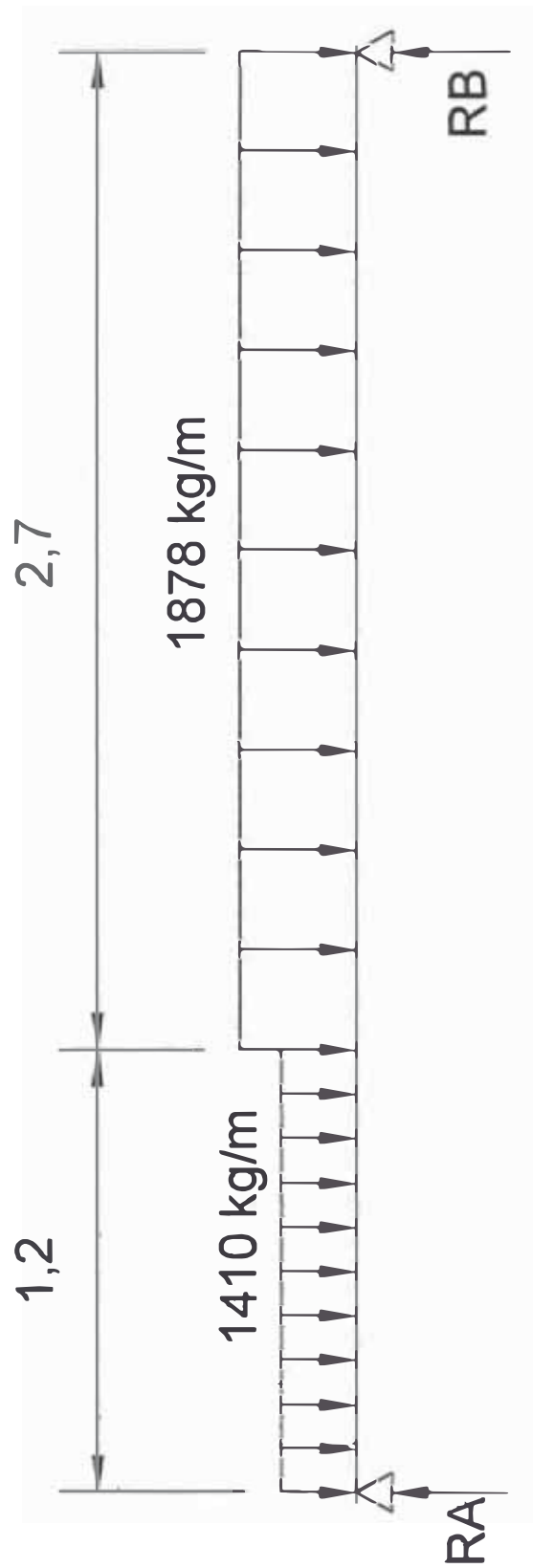
$$d=14.37 \text{ cm}$$

$$b=100 \text{ cm}$$

$$\text{Area de acero +} = 7.73 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar: N}^\circ 4 @.15$$

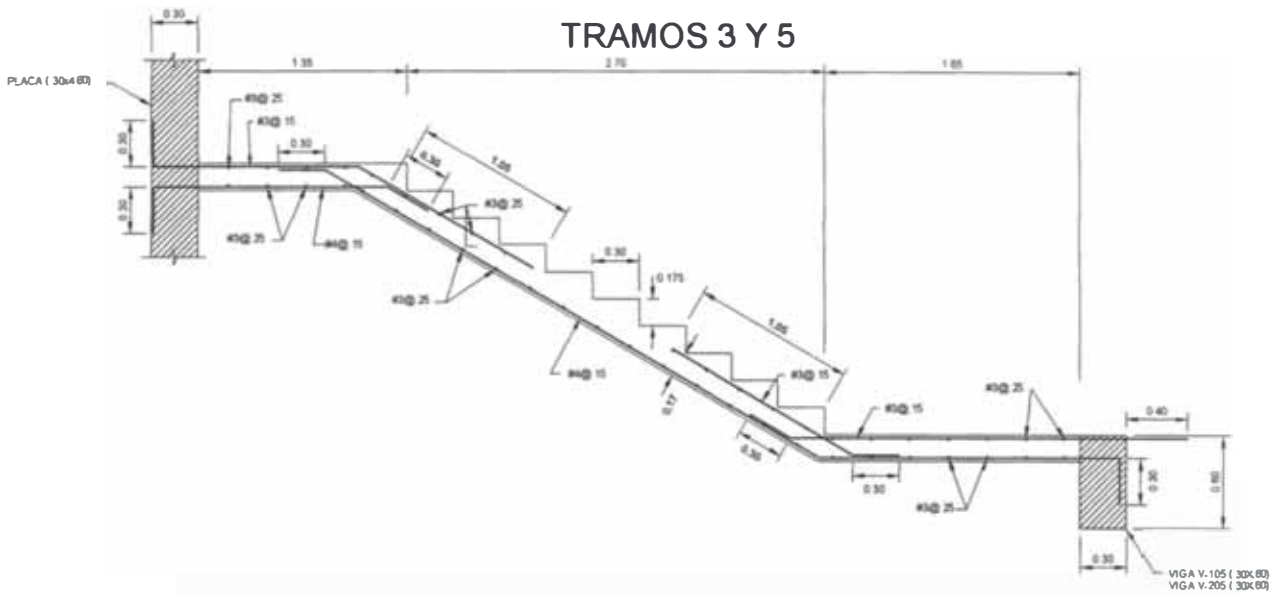
$$\text{Area de acero -} = 0.5*7.73 \text{ cm}^2 = 3.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar: N}^\circ 3 @.15$$

$$\text{Acero de temperatura: } 0.0018*14.37*100 = 2.59 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar: N}^\circ 3 @.25$$

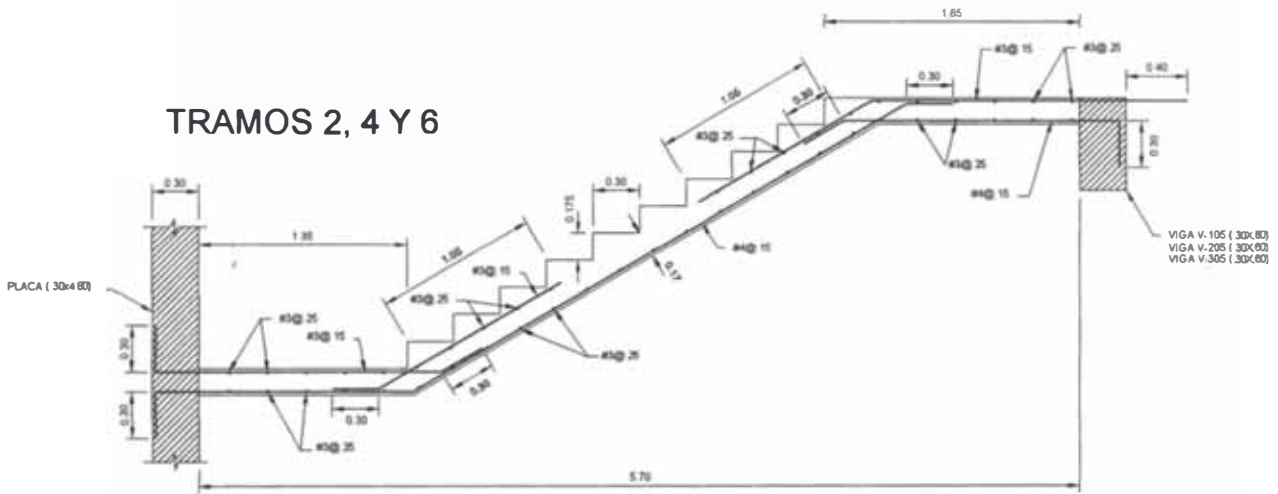


## CARGAS DE DISEÑO DE LA ESCALERA

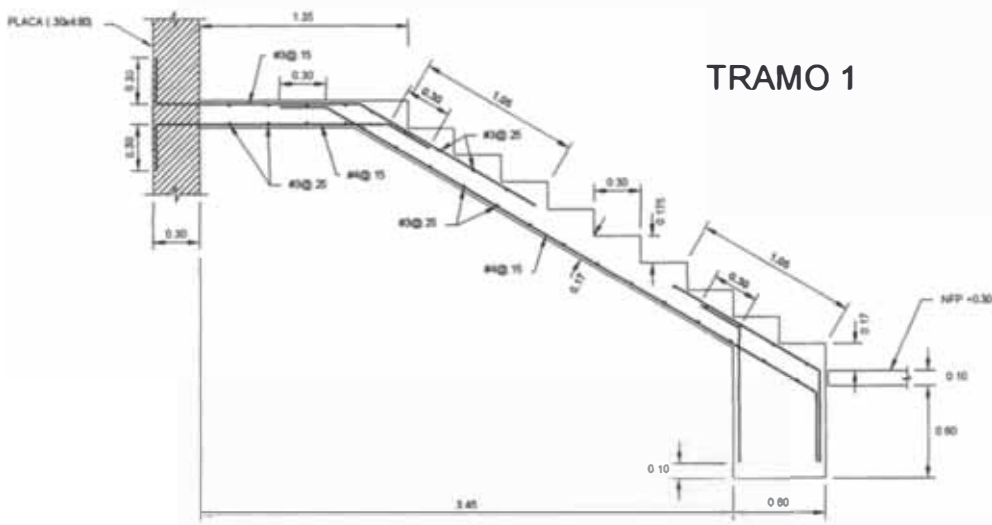
### TRAMOS 3 Y 5



### TRAMOS 2, 4 Y 6



### TRAMO 1



## Análisis de Zapata Conectada

Datos:

$\sigma_t =$	35 t/m <sup>2</sup>	Capacidad admisible del terreno
$\gamma_m =$	2.1 t/m <sup>3</sup>	Peso unitario del suelo
Df=	1.5 m	Profundidad de cimentación
f'c=	210 kg/cm <sup>2</sup>	
fy=	4200 kg/cm <sup>2</sup>	

Esfuerzo neto del terreno

Sin sismo	$\sigma_n =$	35-2.1*1.5=	31.85	t/m <sup>2</sup>
-----------	--------------	-------------	-------	------------------

Con sismo

	$\sigma_n =$	31.85*1.33=	42.36	t/m <sup>2</sup>
--	--------------	-------------	-------	------------------

**Placa(0,30x4,80)**

Carga factorada

$$P = 1.5 \cdot Pd + 1.8 \cdot Pl =$$

$$M = 1010.99 \cdot 1.25 =$$

$$274.69 \text{ t}$$

$$1263.74 \text{ t-m}$$

Carga de servicio

Resultado del programa Sap2000

$$Pd = 143.3 \text{ t}$$

$$Pl = 33.19 \text{ t}$$

$$Ms = 1010.99 \text{ t-m}$$

$$Pd + Pl = 176.49 \text{ t}$$

**Columna(0,40x0,80)**

Carga factorada

$$P = 1.5 \cdot Pd + 1.8 \cdot Pl =$$

$$M = 12,39 \cdot 1.25 =$$

$$85.70 \text{ t}$$

$$15.49 \text{ t-m}$$

Carga de servicio

Resultado del programa Sap2000

$$Pd = 43.98 \text{ t}$$

$$Pl = 10.96 \text{ t}$$

$$Ms = 12.39 \text{ t-m}$$

$$Pd + Pl = 54.94 \text{ t}$$

**Cálculo de la excentricidad**

$$e = M_s = \frac{1010.99}{176.49} = 5.7 \text{ m}$$

Como vemos la excentricidad es muy grande por lo que requiere conectarse la zapata de la placa con las zapatas de las columnas longitudinales y transversales.

### VIGA DE CONEXIÓN

Predimensionamiento de viga de conexión:

$$h = \frac{l}{7} = \frac{4.2 * 2}{7} = 1.20m$$

Se considera dos veces la luz libre entre columna y placa.  $h=1,50$  m.

Se considera el ancho mínimo de la viga de conexión  $b=40$ cm.

Usar: **0.40 x 1.50m**  
 $d=140$ cm.

Predimensionamiento de zapata de placa:

$$R_2 = 176.49 \quad t$$

$$A = \frac{R_2}{\sigma_n} = \frac{176.49}{42.36} = 4.17 \quad m^2.$$

$$4,17/4.8 = 0.87 \quad m$$

Usar: **1.80 x 6m**

Resultado del diseño de acero del programa Sap 2000.

Refuerzo longitudinal de viga de conexión cerca a la placa:  $48,06$  cm<sup>2</sup>

Refuerzo longitudinal de viga de conexión cerca a la columna:  $12,73$  cm<sup>2</sup>

Usar: **10#8 y 5#8**

Refuerzo por fuerza cortante:

Usar: estribos #3,1 a  $0,05$  m, resto a  $0,35$  m desde cada extremo.

Acero de montaje:

$$A_{sm} = 0,1(A_s * 2) = 10.14 \quad cm^2.$$

Montaje: Usar **6#5**

### ZAPATA DE LA PLACA

$$R_{2U} = 274.69 \quad t$$

$$l_v = 0.75$$

$$W_{2U} = R_{2U}/1.80 = 152.61 \quad t/m$$

$$M_{umax} = (W_{2U})l_v^2/2 = 152,61*(0.75)^2/2 = 42.92 \quad t-m$$

Usar:  $h=50$  cm  
 $d=40$  cm

Verificación por cortante :

$$V_d = W_{2U}(l_v - d) = 53.41 \quad t$$

$$V_n = V_d/\phi = 62.84 \quad t$$

$$V_c = 184.33 \quad t$$

$$V_c > V_n \quad \text{Conforme}$$

**Diseño por flexión**

$$M_U = 42.92 \quad \text{t-m}$$

$$b = 600 \quad \text{cm}$$

$$d = 40 \quad \text{cm}$$

$$A_s = 47.69 \quad \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.002$$

$$A_{smin} = \rho_{tem} * bd = 43 \quad \text{cm}^2$$

Usar: **29#5 @ .20m**

$$s = 0.21 \quad \text{m}$$

**En la dirección transversal :**

$$A_{st} = 12.96 \quad \text{cm}^2$$

Usar : **12#4 @ .15 m**

$$s = 0.16$$

**ZAPATA DE COLUMNA**

$$A_{zap} = \frac{54.94}{42.36} = 1.30 \quad \text{m}^2$$

$$1,30/2.4 = 0.54 \quad \text{m}$$

Usar : **1.9 x 2.4 m**

$$l_v = (2.4 - 0.8)/2 = 0.8 \quad \text{m}$$

Reacción neta:

$$w_u = \frac{P_u}{A_z} = \frac{1.5 * 85,70}{1.9 * 2.4} = \frac{128.547}{4.56} = 28.19 \quad \text{t/m}^2$$

$$h_z = 50 \quad \text{cm}$$

$$d = 40 \quad \text{cm}$$

**Diseño por flexión**

$$M_u = (W_u * S) l_v^2 / 2 = (28,19 * 1.9) * 0.8^2 / 2 = 17.14 \quad \text{t-m}$$

$$b = 240 \quad \text{cm}$$

$$d = 40 \quad \text{cm}$$

$$A_s = 11.5 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{tem} * bd = 17.28 \quad \text{cm}^2$$

Usar : **15#4 @ .15 m**

$$s = 0.16 \text{ m}$$

En dirección transversal

$$A_{st} = A_s * 1.9 / 2.4 = 13.68 \text{ cm}^2$$

Usar : **12#4 @ .15m**

$$s = 0.16 \text{ cm}^2$$

## VERIFICACION DEL ESFUERZO SOBRE EL TERRENO CON CARGAS DE SERVICIO

La máxima fuerza en compresión y tracción se produce en la zapata de la placa.

Máximo esfuerzo permisible en el terreno.

$$\sigma_r = 35 \frac{t}{m^2}$$

Fuerza máxima en los resorte de la zapata de la columna. Dato obtenido con el Sap 2000 .  
Resultado de aplicación de cargas de servicio. ( D+L )

Ubicación ( m )	0	2.4
Fuerza ( t )	0.5	8.784

Fuerza máxima en los resorte de la zapata de la placa. Dato obtenido con el Sap 2000 .  
Resultado de aplicación de cargas de servicio. ( D+L )

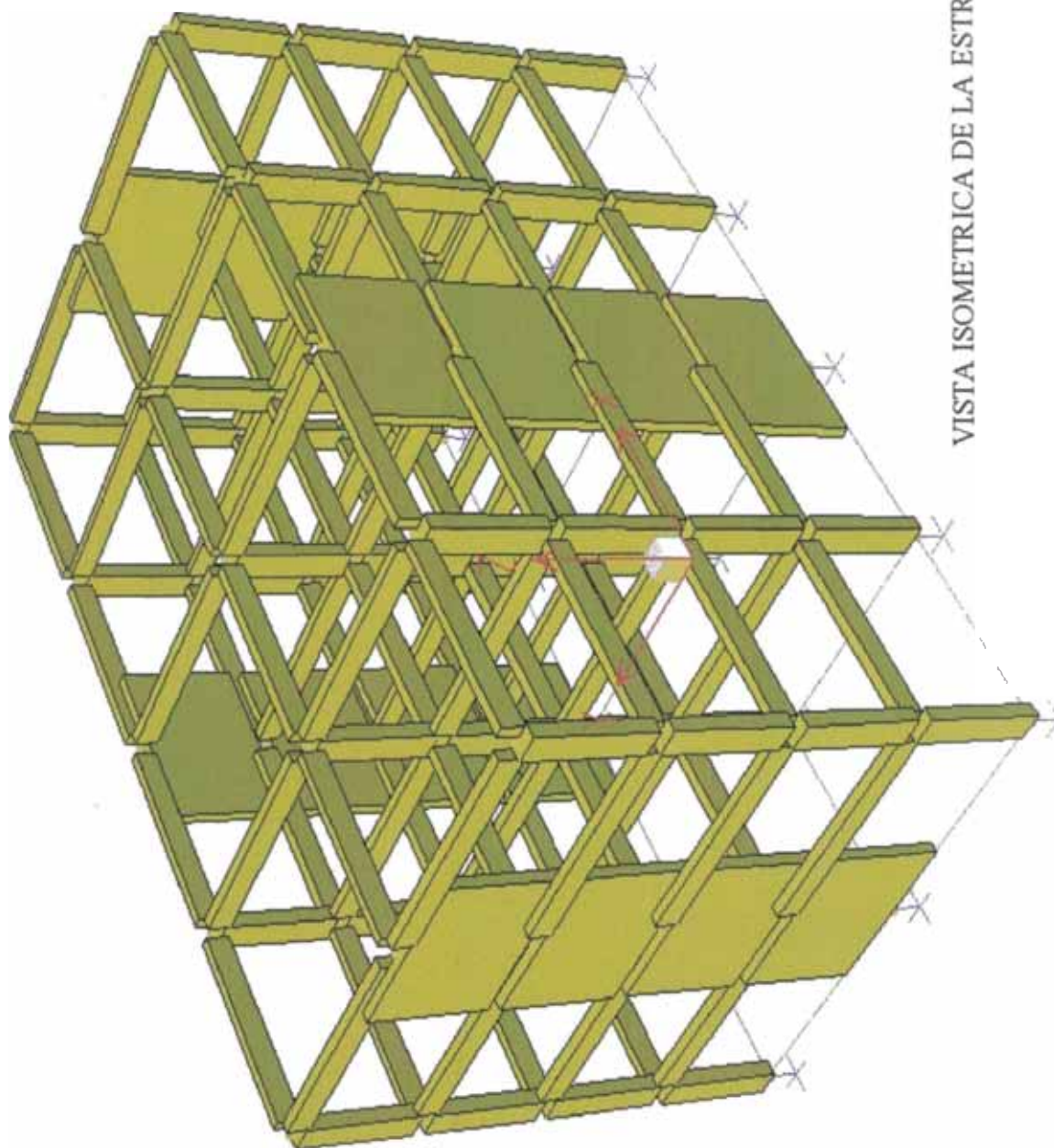
Ubicación ( m )	0	6
Fuerza ( t )	-14.172	14.172

Verificación:

$$\sigma_u = \frac{F}{A} = \frac{14.172}{0.30 \cdot 1.80} = 26.24 \frac{t}{m^2} < 35 \frac{t}{m^2}$$

es conforme.





VISTA ISOMETRICA DE LA ESTRUCTURA

**CONCLUSIONES Y**  
**RECOMENDACIONES**

1. Con el predimensionamiento de las estructuras se tiene un primer acercamiento de las dimensiones de los elementos estructurales. El criterio inspirado en la seguridad económica ó estética es el que define las dimensiones más adecuadas para finalmente ser corregidas por el análisis sísmico.
2. Por ser el edificio regular y de baja altura se considera suficiente el análisis estático.
3. El predimensionamiento de vigas debe considerar el aspecto favorable de una viga con peralte algo mayor al recomendado por los estudios técnicos, para dar más seguridad, evitar la falla frágil y las deflexiones excesivas.
4. La estructura formada únicamente con pórticos de columnas y vigas, no cumple con los desplazamientos permitidos en la norma E-030. Para poder cumplir con los desplazamientos permitidos se deberá emplear muros de corte.
5. Con ayuda del programa Sap 2000 educativo se resolvió el análisis estructural de la edificación, obteniéndose los esfuerzos actuantes en cada elemento. Con estos datos se diseño el refuerzo.
6. Todas las columnas a emplearse son cortas por ser más resistentes, orientándose la posible falla a las vigas. Esto de acuerdo a las recomendaciones de diseño sismorresistente.
7. En las zonas de encuentro de placas con vigas se debe poner un núcleo con mayor cantidad de acero, para un buen comportamiento sísmico.
8. Se debe considerar la realización de un buen estudio de suelos para evaluar debidamente la conexión del suelo con la estructura en caso de los sismos.

9. Debido a la excesiva excentricidad que tiene la zapata del muro de corte, es conveniente conectar la zapata del muro a las zapatas de las columnas mas cercanas, con la finalidad de absorber los momentos, y además evitar el volteo de las placas.
10. Se recomienda utilizar la mayor cantidad de placas en la estructuración, para así tener placas de menores dimensiones, y con ello obtener momentos flectores razonables en las cimentaciones.
11. Es conveniente confinar las zonas de encuentro entre vigas y columnas mediante la reducción en la separación de los estribos. Y de esta forma conseguimos disipar la energía sísmica.
12. Las deflexiones de las vigas y de la losa son directamente proporcionales al momento actuante en la sección e inversamente proporcionales a la inercia.
13. Se ha usado el valor de 1 para los brazos rígidos de todos los elementos estructurales. Lo que significa que se esta considerando infinitamente rígido la zona de intersección de elementos estructurales.
14. Las deflexiones de las vigas se pueden calcular con cargas de servicio, cargas de sismo, cargas factoradas u otro tipo de carga. En este informe se considera suficiente el cálculo con cargas de servicio. El programa Sap 2000 calcula las deflexiones considerando toda la sección de la viga sin agrietamiento.
15. Las vigas que poseen mayor luz libre entre apoyos son las ubicadas en el eje 3. Dentro de estas la que es más exigida es la V-306 (0.30x0.60), en el análisis por deflexiones se obtiene que es necesario agregar acero en compresión. Otra solución mejor sería aumentar el peralte.

## **BIBLIOGRAFIA**

1. MCCORMAC, "Diseño de Concreto Reforzado", Editorial Alfa y Omega, México, 1995
2. "Normas Peruanas de Estructuras", Editorial ICG, Lima, 2002.
3. Capítulo Peruano ACI Directiva 2000  
"Normas de Construcciones en Concreto Estructural ACI 318-99 y Comentarios (ACI 318RM-99)", Lima, 2000.
4. MARIO PAZ, "Dinámica Estructural", Editorial Reverte S.A. España 1992.
5. JAVIER PIQUE DEL POZO, HUGO SCALETTI FARINA, "Análisis sísmico de Edificios" editorial CIP, Lima, 1991.
6. ROBERTO MORALES MORALES, "Diseño en Concreto Armado", Editorial ICG, Lima, 2002.
7. TEODORO HARMSEN, "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", Editorial Universidad Católica del Perú, Lima 1997.
8. ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ, "Análisis de Edificio", Editorial Universidad Católica del Perú, Lima, 1998.
9. Dr. DRIANFEL E. VASQUEZ TORRES, Dr. LUIS EDGARDO SUAREZ, "SAP2000", Fondo Editorial ICG, Lima, 2002.
10. ALEJANDRO MUÑOZ, "Proyecto de Estructuras con SAP2000", Editorial Universidad Católica del Perú, Lima, 2002.