

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PRÓCER  
EN TOTONICAPÁN**

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

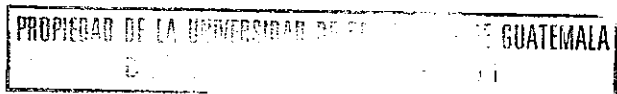
POR

**HAMILTON GIOVANNI PÉREZ HERNÁNDEZ**

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 1997



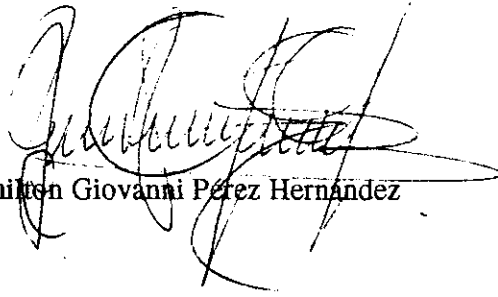
08  
T(4150)  
C.4

**HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

**ANÁLISIS Y DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PRÓCER  
EN TOTONICAPÁN**

Tema que me fuera asignado por la dirección de la Escuela de Ingeniería Civil el 26 de enero de 1995.



Hamilton Giovanni Pérez Hernández

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Herbert René Miranda Barrios
VOCAL 1°	Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra
VOCAL 2°	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL 3°	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL 4°	Br. Víctor Rafael Lobos Aldana
VOCAL 5°	Br. Wagner Gustavo López Cáceres
SECRETARIA	Ing. Gilda Marina Castellanos de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Herbert René Miranda Barrios
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Juan Miguel Rubio Romero
SECRETARIO	Ing. Francisco Javier González López



**FACULTAD DE INGENIERIA**  
Unidad de Prácticas de Ingeniería  
Ejercicio Profesional Supervisado  
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 12  
01012 Guatemala, Centroamérica

**REF.EPS.G.104.97**

Guatemala, 28 de octubre de 1,997

Señor  
Ing. Juan Merck Cos  
Coordinador de la Unidad  
de Prácticas de Ingeniería y E.P.S.  
Presente

Señor Coordinador:

Por medio de la presente, informo a usted que, como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario, **HAMILTON GIOVANNI PEREZ HERNANDEZ**, procedí a revisar el Informe Final de la Práctica de EPS, cuyo título es: **ANÁLISIS Y DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PROCEP EN TOTONICAPAN**; el cual lo encuentro satisfactorio.

Cabe mencionar que, las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad, a uno de los muchos problemas que padece el país, principalmente en la satisfacción de necesidades en aspectos socio-económicos.

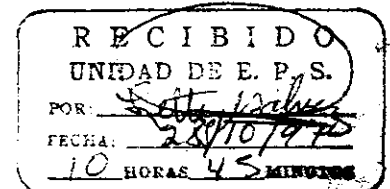
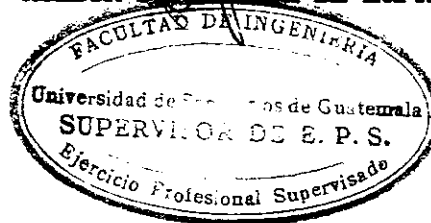
En tal virtud, **LO DOY APROBADO**, solicitándole darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente,

**"DID Y ENSEÑAR A TODOS"**

Ing. Oscar Argueta Hernández  
**ASESOR-SUPERVISOR DE E.P.S., CIVIL**



OAH/lgg.  
c.c.: Archivo  
Anexo: El Informe mencionado.

**1,995 AÑO DE LA REFORMA UNIVERSITARIA, CON TU PARTICIPACION LA REFORMA AVANZA**



FACULTAD DE INGENIERIA  
Unidad de Prácticas de Ingeniería  
Ejercicio Profesional Supervisado  
E.P.S

Ciudad Universitaria, Zona 12  
01012 Guatemala, Centroamérica

REF.EPS.201.97

Guatemala, 30 de octubre de 1,997

Señor  
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano  
Director de la Escuela  
de Ingeniería Civil  
Presente

Señor Director:

Por medio de la presente, envío a usted el Informe Final, correspondiente a la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado **ANALISIS Y DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PROCER EN TOTONICAPAN.**

Este trabajo, lo desarrolló el estudiante universitario, de la Carrera de Ingeniería Civil, **HAMILTON GIOVANNI PEREZ HERNANDEZ**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Oscar Argueta Hernández.

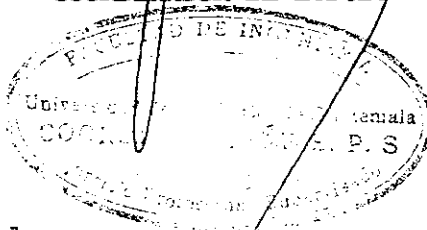
Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de Ley, del referido trabajo; esta **COORDINACION APRUEBA SU CONTENIDO**, solicitándole el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Muy Deferentemente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

ING. JUAN MERCK COS  
COORDINADOR DE E.P.S.



JMC/lgg.  
c.c.: Archivo  
Anexo: El Informe mencionado.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Arqueta Hernández y del Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, del trabajo de tesis del estudiante Hamilton Giovanni Pérez Hernández, titulado ANALISIS Y DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PROCER EN TOTONICAPAN, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

  
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, noviembre de 1,997.

JDIS/bbdeb.



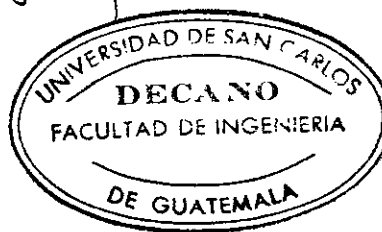
FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis ANALISIS Y DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PROCER EN TOTONICAPAN, del estudiante Hamilton Giovanni Pérez Hernández, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

  
Ing. Miguel Ángel Sánchez Guerra  
DECANO EN FUNCIONES

Guatemala, noviembre de 1, 997



/bbdeb.

## **DEDICATORIA**

### **EN ESPECIAL:**

**A Dios y a la Virgen del Rosario;** por iluminarme el sendero del saber y permitir la culminación de una de mis metas.

**A mis Padres;** a quienes dedico este triunfo con todo cariño, amor y admiración. Por su lucha incansable y constante apoyo para ser de mí un profesional.

**A mi hermano Edward Milton;** lágrimas en su recuerdo, flores y laureles sobre su tumba.

**A mis hermanos y sobrinos;** por su cariño, ayuda y comprensión en todo momento.

**A Lisbeth Johanna;** por su ayuda moral, por su amor y por su colaboración invaluable en la realización de la presente tesis.

**Al Ing. Oscar Argueta Hernández;** por su incondicional ayuda en el desarrollo del Ejercicio Profesional Supervisado.

**Al Ing. Hugo Rolando Pineda;** por su dedicación y esmero en la formación profesional en el CUNOC



# ÍNDICE

Pág.

OBJETIVOS .....	I
NOMENCLATURA .....	II
INTRODUCCIÓN .....	XVI
JUSTIFICACIÓN .....	XVII
Monografía .....	1
Levantamiento topográfico del terreno donde se construirá el Centro Comercial .....	3
<b>CÁLCULO Y DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PRÓCER .....</b>	<b>5</b>
Cálculo y diseño de las losas de la planta baja .....	5
Cálculo y diseño de las losas del sector 1 .....	5
Planta baja (sector No. 1) Momentos paralelos al eje x-x .....	12
Planta baja (sector No. 1) Momentos paralelos al eje y-y .....	13
Planta baja (sector No. 1) Momentos balanceados paralelos al eje x-x .....	15
Planta baja (sector No. 1) Momentos balanceados paralelos al eje y-y .....	16
Cálculo y diseño de las losas del sector 2 .....	21
Planta baja (sector No. 2) Momentos paralelos al eje x-x .....	24
Planta baja (sector No. 2) Momentos paralelos al eje y-y .....	25
Planta baja (sector No. 2) Momentos balanceados paralelos al eje x-x .....	27
Planta baja (sector No. 2) Momentos balanceados paralelos al eje y-y .....	28
Cálculo y diseño de las losas de la planta alta .....	31
Cálculo y diseño de las losas del sector 1 .....	31
Planta alta (sector No. 1) Momentos paralelos al eje x-x .....	34
Planta alta (sector No. 1) Momentos paralelos al eje y-y .....	35
Planta alta (sector No. 1) Momentos balanceados paralelos al eje x-x .....	37
Planta alta (sector No. 1) Momentos balanceados paralelos al eje y-y .....	38
Cálculo y diseño de las losas del sector 2 .....	42
Planta alta (sector No. 2) Momentos paralelos al eje x-x .....	45
Planta alta (sector No. 2) Momentos paralelos al eje y-y .....	46
Planta alta (sector No. 2) Momentos balanceados paralelos al eje x-x .....	48
Planta alta (sector No. 2) Momentos balanceados paralelos al eje y-y .....	49
Diseño a corte de los nervios .....	51
Fórmulas para el cálculo de las cargas sísmicas por piso .....	53
<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DEL TECHO .....</b>	<b>59</b>
Vistas del entramado individual .....	61
Cálculo de las cargas gravitacionales de la estructura metálica que constituirá el techo .....	62
Cálculo del peso propio del entramado individual .....	64
Planta del conjunto de estructuras reticulares que conforman el techo .....	66
Plata de ubicación de los soportes de la estructura espacial de acero entramado de dos capas, en que consistirá el techo o cubierta .....	67
Cálculo de las cargas gravitacionales sobre los marcos .....	68
Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje x-x de la planta baja del sector No. 1 .....	69

Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje x-x de la planta alta del sector No. 1 .....	70
Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje y-y de la planta baja del sector No. 1 .....	71
Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje y-y de la planta alta del sector No. 1 .....	72
Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje x-x de la planta baja del sector No. 2 .....	73
Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje x-x de la planta alta del sector No. 2 .....	74
Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje y-y de la planta baja del sector No. 2 .....	75
Áreas tributarias de influencia a los marcos paralelos al eje y-y de la planta alta del sector No. 2 .....	76
Carga muerta respectiva para los marcos paralelos al eje x-x del sector No. 1 .....	77
Carga viva respectiva para los marcos paralelos al eje x-x del sector No. 1 .....	78
Cargas laterales producidas por sismo en los marcos paralelos al eje x-x del sector No. 1 .....	79
Carga muerta respectiva para los marcos paralelos al eje x-x del sector No. 2 .....	80
Carga viva respectiva para los marcos paralelos al eje x-x del sector No. 2 .....	81
Cargas laterales producidas por sismo en los marcos paralelos al eje x-x del sector No. 2 .....	82
Carga muerta respectiva para los marcos paralelos al eje y-y del sector No. 1 .....	83
Carga viva respectiva para los marcos paralelos al eje y-y del sector No. 1 .....	84
Cargas laterales producidas por sismo en los marcos paralelos al eje y-y del sector No. 1 .....	85
Carga muerta respectiva para los marcos paralelos al eje y-y del sector No. 2 .....	86
Carga viva respectiva para los marcos paralelos al eje y-y del sector No. 2 .....	87
Cargas laterales producidas por sismo en los marcos paralelos al eje y-y del sector No. 2 .....	88
Representación numérica de todas las juntas y elementos que se utilizarán en el análisis estructural del marco paralelo al eje x-x y al eje No. 7 del sector No. 1 .....	91
Elementos y sus fuerzas. Combinación de cargas C1 .....	92
Elementos y sus fuerzas. Combinación de cargas C2 .....	93
Elementos y sus fuerzas. Combinación de cargas C3 .....	94
Elementos y sus fuerzas. Combinación de cargas C4 .....	95
Elementos y sus fuerzas. Combinación de cargas C5 .....	96
Diagrama de los momentos flexionantes .....	97
Diseño y propuesta de armado de los elementos que conforman el marco paralelo al eje No. 7 y al eje x-x, del sector No. 1 .....	104
Cálculo de los bastones .....	109
Cálculo y diseño del armado de las columnas .....	121
Confinamiento del elemento # 101 del marco paralelo al eje No. 7 y al eje x-x del sector No. 1 .....	126
Cálculo del acero longitudinal del elemento estructural No. 101 del marco paralelo al eje No. 7 y al eje x-x, del sector No. 1 .....	128
Diagrama de interacción de columnas de sección rectangular .....	131
Diseño de refuerzo longitudinal .....	134

Cálculo y diseño de las zapatas de cimentación aislada .....	146
Cortante en las zapatas .....	148
Diseño de refuerzo a flexión .....	150
Cálculo de la cantidad de barras de acero que conformarán el armado de la cama inferior de la zapata .....	162
 CANTIDAD DE TRABAJO Y SUS COSTOS .....	 163
 CONCLUSIONES .....	 XVIII
RECOMENDACIONES .....	XIX
BIBLIOGRAFIA .....	XX
 ANEXOS	

## **OBJETIVOS:**

### **GENERALES**

1. Proveer al departamento de Totonicapán de un Centro Comercial que llene las expectativas por las cuales fue creado.
2. Colaborar con la municipalidad del departamento para generar nuevas fuentes de ingreso y mejorar el servicio a sus vecinos.
3. Proporcionar a los estudiantes de ingeniería civil un material de apoyo en el estudio del análisis y diseño de todos los elementos que conforman una estructura.

### **ESPECÍFICOS:**

1. Presentar como guía un diseño completo de una estructura real. Cumpliendo con todos los requisitos sísmicos que recomienda el Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado.
2. Elaborar un proyecto lo suficientemente cómodo para mejorar el ambiente y así incrementar la calidad de vida de los comerciantes que concurren al mismo.
3. Evitar la proliferación de insectos, malos olores y la mala apariencia estética debido a las condiciones insalubres del lugar actual.

## NOMENCLATURA

### SIMBOLOGÍA

### DESCRIPCION

A	Corresponde a la magnitud de la longitud del lado menor de la losa específica a diseñar. Esta longitud es a rostro interno de los apoyos.
$As_{min}^{(-)}$	Es la cantidad de acero negativo mínimo con que se refuerzan las vigas, y así soportar los esfuerzos de tensión que se producen en los extremos superiores, cantidad que depende de la sección efectiva y del grado del acero que se use. Cuando se calcule el refuerzo de las vigas unitarias en las losas; éste debe distribuirse y determinar si cumple con las normas que rigen las separaciones máximas y mínimas.
$As_{min}^{(+)}$	Es la cantidad de acero positivo mínimo con que se refuerzan las vigas para soportar los esfuerzos de tensión que se producen en la parte inferior central. Cantidad de acero que también debe cumplir con las normas de separación; al distribuirse a lo largo de la base en la viga unitaria.
$As^{(-)}$	Es la cantidad de acero negativo necesaria para reforzar la sección de una viga y así soportar un determinado momento aplicado en el extremo superior correspondiente.
$As^{(+)}$	Es la cantidad de acero positivo suficiente para armar una viga y así soportar los esfuerzos de tensión producidos en las fibras externas inferiores, esfuerzos producidos, debido al momento aplicado.
As.C.S.	Representa la cantidad de acero corrido que necesita una viga en la parte superior, tanto por requisitos de armado, como por requisitos sísmicos; tales como: <ul style="list-style-type: none"><li>- 2 varillas como mínimo (no es aplicado en los nervios, solo en las vigas).</li><li>- <math>As_{min}^{(-)}</math></li><li>- <math>0.33 * As^{(-)}</math> (Área de acero que soporta el momento negativo mayor en uno de los extremos).</li></ul>
As.C.I.	Representa la cantidad de acero corrido que necesita una viga en la parte inferior. Debe satisfacer los requisitos siguientes: <ul style="list-style-type: none"><li>- 2 varillas como mínimo (no es aplicado a los nervios).</li><li>- <math>As_{min}^{(+)}</math></li><li>- <math>0.50 * As^{(-)}</math></li><li>- <math>0.50 * As^{(+)}</math></li></ul>
$As_{temp}$	Es la cantidad de acero necesaria para reforzar en el sentido opuesto a una losa diseñada en un solo sentido. Cantidad de acero cuyo objetivo es impedir agrietamientos.

$A_{L_n}$	Representa el área de la losa número (n), área calculada con las dimensiones a rostro interno de los apoyos.
$A_a$	Indica el área total de todos los aleros del piso en análisis.
$A_T$ $q-r$	Representa el área de influencia de carga a un elemento estructural (vigas, columnas, muros, etc...); que se encuentra entre los ejes q y r.
$A_{s_v}$	Es el área de la barra de acero corrugado de la cual se fabricará el refuerzo de corte.
$A_v$	Es la cantidad de acero que resistirá el corte en la sección transversal del elemento.
$A_g$	Es el área de la sección transversal bruta de concreto de la columna analizada.
$A_{ch}$	Se le conoce como la sección transversal pequeña de la columna, que está definida por los el estribo principal.
$A_z$	Es el área de la zapata, donde tanto la carga axial como los momentos se analizan en su centro de gravedad.
B	Corresponde a la longitud del lado mayor de una determinada losa. Esta longitud también es medida a rostro de los apoyos.
b	Es la base de la viga unitaria (1 mt.), por medio de la cual se diseña la cantidad de acero indicada, para soportar tanto los momentos negativos como los positivos aplicados en la losa. También es utilizada como referencia para determinar el refuerzo por temperatura.
$b_1$	Es la base menor del trapecio resultante de una de las distribuciones de las áreas tributarias en una losa rectangular.
$b_c$	Base de la sección transversal de la columna en análisis.
$b_f$	Representa la base mayor de los nervios. En este caso, tanto los nervios paralelos al eje X-X como los nervios paralelos al eje Y-Y tienen la misma base, siempre y cuando se trabajen las losas de la misma planta y sector.
$b_v$	Base de la viga rectangular en análisis.
$b_w$	Representa la base menor de los nervios, tanto para los paralelos al eje X-X como los paralelos al eje Y-Y.
$b_x$	Representa la base menor de los nervios que son paralelos al eje X-X.
$b_y$	Representa la base menor de los nervios que son paralelos al eje Y-Y.
$b_z$	Es la longitud de la zapata en la dirección del eje Y-Y.
$\phi_r$	Es el coeficiente o factor de reducción de capacidad, que se utiliza para

compensar las inexactitudes en el cálculo, fluctuaciones en la resistencia del material o en la mano de obra.

- C** Coeficiente que depende de la flexibilidad de la estructura, y es calculado en función del período natural de vibración. Este coeficiente no podrá ser mayor que 0.12, porque si lo fuera, representaría resonancia; cuando el valor de  $C = 0.12$ , indica que la oscilación de la estructura es igual a la oscilación del suelo. Este coeficiente se calcula para ambas direcciones de la estructura, ya que la magnitud de la base generalmente cambia para cada caso.
- C<sub>M</sub>** Es el centro de masas, en donde el edificio recibe la fuerza lateral sísmica.
- C<sub>D</sub>** Para  $1 \leq n \leq 5$ ; son las combinaciones de carga tomadas en cuenta, para determinar los esfuerzos críticos que deberán soportar los elementos tanto individualmente como en conjunto.
- C<sub>R</sub>** Es el centro de rigidez en donde se localiza el eje en el cual gira un edificio por efectos sísmicos.
- CM** Es la representación de la carga muerta superficial, que es considerada como una carga permanente en una estructura, de donde  $CM = W_{\text{Prop. losa}} + S/C$ .
- CMU** Indica la carga muerta última, de donde  $CMU = 1.4 * CM$ . Carga que también es calculada por unidad superficial.
- CVU** Indica la carga viva última superficial, de donde  $CVU = 1.7 * CV$ .
- CU** Representa la carga última total superficial; de donde  $CU = CMU + CVU$ . También la carga última con la que debe diseñarse todo elemento.
- CMU<sub>L</sub>** Indica la carga muerta última lineal; que se obtiene así:  $CMU_L = CMU * b_f$
- CVU<sub>L</sub>** Indica la carga viva última lineal; que se obtiene así:  $CVU_L = CVU * b_f$
- CU<sub>L</sub>** Indica la carga última total lineal; que se obtiene así:  $CU_L = CU * b_f$
- CV** Tiene como significado la carga viva, que se define como una carga ocasional que afecta la estructura y que varía cuantitativamente según la naturaleza del local.
- C<sup>(-)</sup><sub>A</sub>** Representa el valor del coeficiente correspondiente para elaborar el cálculo del momento negativo, aplicado en la dirección de lado menor de una determinada losa. Este coeficiente depende directamente de la resistencia a la torsión de cada uno de los apoyos de la losa a diseñar, ya que a más continuidad a través de ellos, mayor es la resistencia a la torsión y también depende de la relación de sus lados (m).
- C<sup>(-)</sup><sub>B</sub>** Representa al valor del coeficiente correspondiente para el cálculo del momento negativo aplicado en la dirección del lado mayor de la losa a diseñar. Este coeficiente, al igual que los demás, también depende de los

factores antes mencionados.

- $C_{A-M}^{(+)}$  Coeficiente respectivo para elaborar el cálculo del momento positivo aplicado en el lado menor de la losa, debido a la contribución de la carga muerta.
- $C_{A-V}^{(+)}$  Coeficiente a utilizar para el cálculo del momento positivo aplicado en la dirección del lado menor de la losa a causa de la carga viva.
- $C_{B-M}^{(+)}$  Coeficiente respectivo para desarrollar el cálculo del momento positivo producido en la dirección del lado mayor de la losa, coeficiente que es originado por la carga muerta.
- $C_{B-V}^{(+)}$  Coeficiente a aplicar en el cálculo del momento positivo producido en la dirección del lado mayor de la losa, y que es originado por la contribución de la carga viva.
- $CM_n$  Representa a la carga muerta respectiva para la losa número (n), calculada mediante la suma de su peso propio y la sobrecarga indicada.
- d Representa al peralte efectivo de un miembro estructural. Por consiguiente, es la parte de altura física del elemento que resistirá los esfuerzos a los que será sometido.
- D Longitud del lado del edificio que es paralelo a la dirección de la fuerza lateral de sismo que se analiza. Por consiguiente, es necesario calcularla en ambos sentidos.
- d' Es el peralte de un miembro estructural, medido desde las fibras exteriores superiores hasta el centro del refuerzo a compresión.
- $e_c$  Indica la distancia existente entre el centro de masa y el de rigidez de un edificio. Este valor muestra qué tan crítica es la torsión de un edificio.
- $E_c$  Es el módulo de elasticidad equivalente del concreto reforzado en conjunto.
- $e_{mín.}$  Es la excentricidad que se encuentra en el límite inferior para determinar si la distribución estructural de un edificio se puede considerar simétrica.
- Est. Representa el punto de partida o referencia de donde se mide y/o visa una distancia y/o un ángulo.
- $E_s$  Representa la esbeltez de una columna, que indica si en ésta predominan los efectos de pandeo. Y para determinar si necesita o no arriostramiento.
- $E_x$  Se define así a la parte del error que se le suma o resta a la latitud de un levantamiento topográfico; este error es proporcional a la magnitud de esta última.
- $E_y$  Es la parte del error total que le corresponde sumar o restar a la longitud de



un levantamiento topográfico.

- $F_a$  Es la carga axial que una columna debe soportar. Esta carga fue determinada en el análisis.
- F.C.U. Es el factor que transforma las cargas últimas en cargas de servicio (cargas en el límite elástico).
- F.D.1 Representa al factor de distribución que afecta en forma directa al momento  $M_1$  en el balance. Este factor es calculado mediante las rigideces de las losas adyacentes, en el balance.
- F.D.2 Representa al factor de distribución que afecta directamente al momento  $M_2$  en el cálculo del momento  $M_p$ . Factor que se obtiene al operar las rigideces de las losas que intervienen en el balance.
- $F_{m-p}$  Indica la fuerza lateral de sismo distribuida por marco en cada piso y en cada dirección del sistema rectangular de coordenadas propuesto desde el principio, (ejes X-X y Y-Y).
- $F_p$  Indica la fuerza lateral de sismo correspondiente al piso número (p). Esta fuerza se calcula en las dos direcciones tanto en la dirección, del eje (X-X) como en la del eje (Y-Y).
- $F_T$  Es la fuerza adicional en la parte alta de la estructura o sea en su cúspide. Depende directamente del PNV y del V; y siendo así, es necesario calcularla tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y.
- $F_y$  Representa al esfuerzo de fluencia del acero, que es el límite donde éste deja de ser elástico y empieza a ser plástico; y su resistencia depende del grado del mismo.
- $f'_c$  Corresponde a la resistencia de diseño del concreto a utilizar. Resistencia que es proporcional al esfuerzo que soporta, cuando alcanza su deformación máxima y que depende de la proporción y calidad de los materiales.
- h Es equivalente a la altura del block liviano vacío a utilizar en el diseño siguiente.
- $h_c$  Altura de la sección transversal de la columna en análisis.
- Nota: La base y la altura de las columnas varían en función de la dirección en análisis.
- $h_e$  Altura total de la estructura a diseñar, de donde (e) representa el número del último nivel. Esta altura se mide desde la base superior de la cimentación hasta el eje neutro de la última losa.
- $h_p$  Indica la altura del piso en análisis, medida desde la base superior de la cimentación, hasta el eje neutro longitudinal de la losa.

- $h_v$  Altura de la sección transversal de la viga respectiva.
- $h_z$  Es la longitud de la zapata en la dirección del eje X-X.
- $I$  Coeficiente que depende de la importancia ocupacional o utilidad que se le vaya a dar a la estructura, que está comprendido en el intervalo de  $1 \leq I \leq 1.5$
- Para estructuras que vayan a albergar muchas personas, que lógicamente indica que habrán muchas vidas en juego;  $1.10 \leq I \leq 1.15$
  - Para estructuras de importancia social como escuelas, colegios, institutos, universidades, etc...  $I=1.3$ .
  - Para estructuras esenciales para sobrevivir (Entidades que prestan servicios post-catástrofes), hospitales, bomberos, cruz roja, unidades de socorro y seguridad, etc...  $I = 1.5$
- $I_1$  Es el momento de inercia de la losa, correspondiente a la dirección en donde se produce el momento  $M_1$ .
- $I_2$  Es el momento de inercia de la losa correspondiente a la misma dirección donde se produce el momento  $M_2$ .
- $I_c$  Es el momento de inercia de la sección transversal de una columna. Este momento varía según la dirección de análisis.
- $I_e$  Es el momento de inercia equivalente del concreto reforzado de la sección transversal de una columna.
- $I_g$  Es el momento de inercia de toda la sección transversal de la columna.
- $I_v$  Es el momento de inercia de la sección transversal de una viga.
- $K$  Es el factor de pandeo que aumenta o disminuye la longitud efectiva de la columna en función de su arriostramiento.
- También representa el Coeficiente que depende del tipo de estructura.
- Para sistemas estructurales tipo caja, en donde las paredes o muros de corte cargan el 80% del peso, tales como: viviendas, piscinas, puentes enterrados, todas las edificaciones con mampostería,  $K = 1.33$
  - Para los sistemas estructurales mixtos o híbridos, o arreglos resistentes que no son definidos con exactitud,  $K = 1.00$
  - Para los sistemas con marcos dúctiles y muros de corte, o cuando el sistema estructural dúctil no absorba más del 25% de la fuerza lateral del sismo; generalmente son sistemas a base de breizas, muros, estructura metálica, etc...  $K = 0.80$

- Para sistemas dúctiles, cuando el 90% de los cortes y momentos son soportados por vigas y columnas, esto indica que sean sistemas de marcos dúctiles sin contraventeo,  $K = 0.67$

- Para sistemas estructurales tipo péndulo invertido, tales como tanques elevados,  $K = 2.50$

- $K_1$  Indica la rigidez de la losa en la dirección en donde se produce el momento  $M_1$ . Y se define con la siguiente relación:  $K_1 = I_1/L_1$ .
- $K_2$  Indica la rigidez de la losa en la dirección en donde se produce el momento  $M_2$ . Y se define como la relación:  $K_2 = I_2/L_2$ .
- $L$  Tiene como significado la longitud de diseño del miembro o elemento estructural. En las losas armadas en un sentido representa la longitud del lado paralelo al armado del refuerzo principal (lado menor de la losa).
- $L_1$  Corresponde a la longitud del lado de la losa en donde se produce el momento  $M_1$ .
- $L_2$  Representa la magnitud longitudinal correspondiente al lado de la losa en donde se produce el momento  $M_2$ .
- $L_{q-r}$  Longitud existente entre los ejes q y r; o sea que es la longitud a ejes del elemento.
- $L_{t_v}$  Indica la longitud total de todas las vigas que pertenecen al piso en análisis, con el fin de calcular el volumen total con lo que respecta a las vigas.
- $L_{t_c}$  Representa la longitud total correspondiente de todas las columnas que pertenecen al piso en análisis, con el objetivo de calcular el peso total de las mismas.
- $L_n$  Para  $n=1$  y  $n=2$ ; es la longitud que le corresponde a cada una de las losas que intervienen en el balance de momentos.
- $L_o$  Es la longitud de la zona de confinamiento o zona de concentración de estribos.
- $m$  Es la representación de la relación de los lados de una determinada losa, y es quien determina si ésta será diseñada en uno o dos sentidos. Si ( $m$ ) es menor que 0.50 entonces se diseña en un sentido y en caso contrario se diseña en ambos sentidos.

Nota: Cuando una losa se diseña en ambos sentidos, y el valor tanto de ( $m$ ), como el del coeficiente respectivo para el cálculo de un determinado momento no coincide con los valores establecidos en las tablas utilizadas; es recomendable interpolar.

$M$	Representa la diferencia cuantitativa existente entre los momentos $M_1$ y $M_2$ .
$M_1$	Representa al momento negativo menor aplicado en una de las losas que participan en el balance.
$M_2$	Representa al momento negativo mayor existente en una de las losas que serán balanceadas.
$M_a$	Es el mayor momento aplicado en un elemento estructural. Resultante del envolvente de momentos de las 5 combinaciones de carga.
$M_B$	Indica el momento balanceado, que es determinado mediante un promedio aritmético o por una distribución proporcional en función de las rigideces. Dependiendo de la diferencia cuantitativa entre los momentos $M_1$ y $M_2$ .
$M_d$	Es el momento de diseño, obtenido luego de magnificar el de análisis
$M_E$	Es el momento aplicado al elemento en el eje neutro del nudo.
$M_f$	Es el momento flector que debe soportar la zapata. Es calculado en ambos sentidos.
$M_R$	Es el momento aplicado a un elemento en el rostro interno del nudo. Que es el lugar en donde se unen los miembros estructurales y se comunican las cargas.
$M_u$	Es el momento último o valor máximo que puede tomar este.
$M_x$	Es el momento dependiente del valor que pueda tomar "x".
$M_{Ant}^{(+)}$	Indica el momento positivo que pertenece a la misma losa en donde se aplica el momento $M_2$ . Mismo que será corregido en el balance.
$M_{min}^{(-)}$	Es el momento que soporta la sección de concreto, reforzada con el $A_s^{(-)}$ <sub>min.</sub> Este momento se calcula con el fin de chequear cuántos momentos del diseño soporta o resiste satisfactoriamente.
$M_{min}^{(+)}$	Es el momento que soporta la sección de concreto, reforzada con el $A_s^{(+)}$ <sub>min.</sub> Con este momento también se chequea cuántos momentos satisface y así calcular el acero para los momentos mayores.
$M_A^{(m-n)}$	Es el momento negativo ya balanceado, que es aplicado entre las losas # m y # n, en la dirección del lado menor de las mismas. (A)
$M_B^{(p-q)}$	Es el momento negativo ya balanceado, que es aplicado entre las losas # p y # q, en la dirección del lado mayor de las mismas. (B)
$M_A^{(r)}$	Representa al momento positivo ya corregido, que es aplicado en la losa # r en la dirección del lado menor de la misma.

$M_B^{(s)}$	Representa al momento positivo ya corregido, que es aplicado en la losa #s en la dirección del lado mayor de la misma.
$M_A^{(-)}$	Representa la magnitud del momento negativo aplicado en la dirección del lado menor de la losa calculada.
$M_B^{(-)}$	Representa la magnitud del momento negativo aplicado en la dirección del lado mayor de la losa respectiva.
$M_A^{(+)}$	Indica la magnitud del momento positivo que resistirá la losa diseñada en la dirección del lado menor de la misma.
$M_B^{(+)}$	Indica la magnitud del momento positivo que resistirá la losa diseñada en la dirección del lado mayor de la misma. Nota: Los momentos anteriores son producidos por efecto de las cargas gravitacionales.
$M_{Cor.}^{(+)}$	Representa al momento positivo corregido, que se obtiene al aumentar el momento $M_{Ant.}^{(+)}$ y dicho aumento es dependiente de la diferencia cuantitativa entre los momentos que intervienen en el balance. Generalmente este momento pertenece a la misma losa en donde se produce el momento negativo mayor que interviene en el balance.
n	Representa al número de losa que está interviniendo en el análisis correspondiente.
Nervios X-X	Indica el número de nervios en dirección paralela al eje X-X.
Nervios Y-Y	Indica el número de nervios diseñados con la misma dirección del eje Y-Y.
$n_x$	Indica el número de nervios que son paralelos al eje X-X, que serán diseñados en una determinada losa.
$n_y$	Indica el número de nervios con la misma dirección del eje Y-Y, que serán diseñados en una losa específica.
P	Es la carga puntual que elementos secundarios le comunican a la estructura principal.
p	Representa el número del piso que se está analizando; $0 \leq p \leq e$ .
PNV	Representa al período natural de vibración; que se define como el tiempo en segundos, en que la estructura tarda en oscilar una vez, y su valor depende de la relación altura-base; y por lo tanto es necesario calcularlo en ambas direcciones.
P.O.	Representa el punto que se observa desde la estación predeterminada.
$P_M$	Es la carga puntual deducida de la carga muerta aplicada en una estructura

secundaria.

- $P_s$  Es el peso por unidad volumétrica del suelo.
- $P.P_{viga}$  Indica el peso propio de la viga que está soportando las cargas. Este peso es calculado por unidad lineal.
- $P_{mamp.}$  Representa el peso específico de la mampostería, de donde:  
$$1200 \leq P_{mamp.} \leq 1600 \text{ Kgs/mt}^3$$
- $P_c$  Indica al peso específico del concreto reforzado, de donde  $P_c = 2400 \text{ Kgs/Mt}^3$ .
- $P_{Block}$  Es el peso específco del block liviano (de piedra pómez), de donde  $P_{Block} = 1200 \text{ Kgs/Mt}^3$ .
- $P_v$  Es la carga puntual determinada con la carga viva que debe soportar la estructura secundaria.
- $q_a$  Es la máxima presión que el suelo tolera sin sufrir deformaciones.
- $q_{d.u.}$  Es la presión de diseño de la zapata, que es igual a la presión máxima multiplicada por el factor de seguridad.
- $q_{max.}$  Es la mayor presión que transmite la zapata al suelo, debido a las cargas aplicadas.
- $q_{mín.}$  Es la presión mínima que soporta el suelo, ésta siempre tiene que ser  $\geq 0$ .
- $r$  Es el radio de giro de la sección transversal de la columna.
- $R$  Indica el recubrimiento permitido en el diseño de los elementos permitidos, se utilizará el mínimo ya que siempre se trata de tener el máximo peralte efectivo posible.
- $R_{central}$  Es el esfuerzo, que por requisito sísmico, se debe colocar en los extremos de la parte central de la viga.
- $R_y$  Es la reacción vertical aplicada a una estructura principal de una secundaria.
- Ref. #1 Representa el número de varillas de acero corrugado que soportarán el momento negativo, aplicado en el extremo superior izquierdo del nervio o viga diseñada.
- Ref. #2 Representa el número de varillas de acero corrugado que soportarán las tensiones producidas por el momento negativo, aplicado en el extremo superior derecho del miembro estructural analizado.
- Ref. #3 Representa a la cantidad de acero corrugado que es necesaria, para soportar las tensiones producidas por el momento aplicado en la parte inferior de un determinado nervio o viga. Generalmente, se refiere al refuerzo que soporta el momento positivo de un miembro estructural.

- S** Es el coeficiente que depende de la resonancia del suelo, y por consiguiente va ligado directamente con el coeficiente C. Este coeficiente adquiere un valor diferente cuando el suelo es cohesivo, denso, medio denso, suave, etc... ya que para cada uno de estos casos la resonancia cambia. Cuando este coeficiente no puede determinarse entonces se asumirá un valor de  $S = 1.50$ ; siempre y cuando se cumpla que  $C * S \leq 0.14$
- S<sub>1</sub>** Es la separación existente en las zonas de producen los mayores esfuerzos de corte de los miembros estructurales.
- S<sub>2</sub>** Es la separación a la que deben colocarse los estribos en las zonas en donde los esfuerzos de corte no son críticos.
- S/C** Indica el exceso de carga de explotación, carga que ha sido determinada en forma general según las normas NFP 06-001 (Francia), su valor también dependiendo de la naturaleza del local.
- S<sub>c</sub>** Sección transversal de una columna rectangular de concreto reforzado, que es definida como:  $S_c = b_c * h_c$ .
- S<sub>e</sub>** Es la separación necesaria para soportar los cortes, producidos en la viga debido a las cargas aplicadas.
- S<sub>max.</sub>** Es la separación máxima del refuerzo, permitido por el código de concreto reforzado, para soportar el esfuerzo en análisis.
- $-S_{m\acute{a}x.} = 5 * t'$  (Para el acero por temperatura).
- $-S_{m\acute{a}x.} = 3 * t$  (Para el refuerzo de las losas).
- $-S_{m\acute{a}x.} = 12 * t'$  (Para la separación de los nervios).
- $-S_{m\acute{a}x.} \leq t$  (Para los estribos de los nervios).
- \*  $\begin{cases} S_{m\acute{a}x.} = d/4 & \text{(Separación máxima de los estribos en las vigas en caso crítico).} \\ S_{m\acute{a}x.} = d/2 & \text{(Separación máxima de los estribos en caso contrario).} \end{cases}$
- \* La última separación de los estribos en las vigas depende de los límites impuestos por el código de concreto reforzado.
- S<sub>v</sub>** Sección transversal de una viga rectangular de concreto reforzado, que es definida como:  $S_v = b_v * h_v$ .
- S<sub>x</sub>** Indica la separación existente entre cada uno de los nervios que son paralelos al eje Y-Y. Esta es una distancia medida en la dirección del eje X-X.

$S_y$	Indica la separación existente entre cada uno de los nervios paralelos al eje X-X. Que es una distancia medida en la dirección del eje Y-Y.
$S_z$	Es el módulo de sección de la zapata que cambia de relación en función de la dirección de análisis.
Sis.	Es la representación de la carga lateral sísmica que interviene en las combinaciones.
t	Es la representación del espesor funcional de la losa, por consiguiente no incluye terminados (pisos, relleno, cernido, blanqueado, etc...).
t'	Representa al espesor de la losa de distribución.
$t_z$	Representa el espesor total de la zapata
V	Es el corte basal producido en la base superior de la cimentación del edificio; que es el resultado de convertir una carga vertical gravitacional en una carga lateral dinámica, y cuyo coeficiente de conversión, depende tanto de la región como del tipo de estructura a construir.
$V_E$	Es el corte localizado en el eje neutro del nudo, provocado por las cargas aplicadas.
$V_m$	Representa el volúmen total de los muros pertenecientes al piso en análisis. Se determina con el objetivo de calcular el peso total de los mismos.
$V_R$	Es el corte que debe resistir el elemento en el rostro interno del nudo.
$V_s$	Es el máximo valor soporte del suelo analizado mediante los principios de la mecánica de suelos.
$V_{u_a}$	Es el corte producido en una determinada sección transversal por efecto de las cargas aplicadas.
$V_{u_c}$	Es la cantidad de corte que resiste la sección transversal del elemento por la resistencia del concreto.
$V_{u_s}$	Es la cantidad de corte que resiste el acero presente en la sección transversal.
W	Representa la cantidad de carga por unidad lineal.
$W_{\text{losa dist.}}$	Indica el peso por unidad de superficie de la losa de distribución.
$W(n_x)$	Representa el peso por unidad de superficie de todos los nervios que son paralelos al eje X-X, de una losa determinada.
$W(n_y)$	Representa el peso por unidad de superficie de todos los nervios que son paralelos al eje Y-Y, de una losa determinada.
$W_{\text{Relleno}}$	Indica el peso por unidad de superficie de todo el relleno que contendrá una



	losa específica.
$W_{\text{Prop. losa}}$	Representa el peso propio por unidad de superficie de la losa en su totalidad.
$W_{\text{losas}}$	Representa el peso de todas las losas, debido a las cargas gravitacionales; incluyendo entre ellas, su peso propio y la sobre-carga.
$W_{\text{aleros}}$	Representa el peso propio de los aleros y una sobrecarga mínima debido al repello y al cernido.
$W_{\text{Prop. aleros}}$	Indica el peso propio correspondiente a los aleros.
$W_{\text{muros}}$	Tiene como significado el peso de todos los muros que son permanentes en la estructura, específicamente en el piso analizado. Ya que los muros traslacionales serán tomados en cuenta como carga viva.
$W_{\text{vigas}}$	Representa el peso respectivo de todas las vigas que pertenecen al piso en análisis.
$W_{\text{col.}}$	Tiene como significado el peso total de las columnas que intervendrán en el piso analizado.
$W_P$	Representa el peso total de las cargas gravitacionales permanentes y el 25% de las cargas vivas correspondientes al piso (P) en análisis.
$W_T$	Representa la cantidad de carga gravitacional permanente que soportará la estructura; específicamente, la carga muerta total de todos los niveles.
$W_{\text{CM}}^{q-r}$	Representa la carga que soportará el marco entre los ejes q y r, debido a la carga muerta y al peso propio de la misma viga. Esta carga está calculada por unidad lineal.
X	Representa la longitud efectiva de los nervios que son paralelos al eje X-X, que son medidos a rostro interno de las losas.
x	Es la magnitud de una distancia desconocida que forma parte de la longitud total de un elemento estructural.
Y	Representa la longitud efectiva de los nervios que son paralelos al eje Y-Y, que son medidos a rostro interno de cada uno de los apoyos correspondientes.
Z	Es el valor del coeficiente de riesgo sísmico, valor que depende de la sismicidad de la región y de los daños en las estructuras; sin especificación del tipo de construcción de las mismas.

<u>Zona sísmica</u>	<u>Riesgo sísmico</u>	<u>Valor de Z</u>
0	Ausencia de daños	0

1	Daños menores; zonas lejanas del epicentro con períodos de vibración $\leq 1.0$ seg. En tal caso a los sismos a quienes le corresponden intensidades de V y VI en la escala de Mercalli Modificada.	0.25
2	Daños moderados; sismos a quienes corresponden intensidades de VII en la escala MM. Regiones que ya registran epicentro.	0.50
3	Daños mayores; sismos a quienes le corresponden intensidades de VIII en la escala MM. Zona de sub-ducción.	1.00

$W_{CV}^{q-r}$

Representa a la cantidad de carga viva que soportará el marco entre los ejes q y r. Esta carga también está calculada por unidad lineal.

$\emptyset$

Representa el diámetro de la barra de acero corrugada que se utilizará en el refuerzo calculado.

$N_s$

Es una capacidad que tiene el nudo A de absorber la energía producida por los esfuerzos. Esta capacidad está en función de su rigidez

$B_d$

Es el factor de flujo plástico, que está en función de las cargas gravitacionales.

$\delta$

Es el factor que determina el momento de diseño al aumentar el momento de análisis.

$B_1$

Es el factor de seguridad específicamente vinculado con la resistencia del concreto.

$\rho$

Es el porcentaje (%) o cantidad de acero que deberá existir en la sección transversal con respecto a la cantidad de concreto. Este símbolo puede tomar diferentes variantes tales como: Porcentaje mínimo, máximo, balanceado o sísmico.

## INTRODUCCIÓN

Con el fin de satisfacer una de las necesidades del departamento de Totonicapán se determinó planear, diseñar y construir una estructura adecuada para la compra y venta de varios productos; ya que en este departamento el comercio es la base primordial de subsistencia y de prosperidad económica para sus habitantes.

Cuando una ciudad dispone de una cantidad limitada de estructuras adecuadas, seguras, efectivas o funcionales y que llene los requisitos de salubridad; entonces tiene problemas de desarrollo en su comercio, industria y aún en su apariencia estética. Pero uno de los objetivos principales del ingeniero civil es el de diseñar estructuras que cumplan con las condiciones anteriormente mencionadas, además de no descuidar el objetivo económico. Para ello el ingeniero necesita una profunda formación en el comportamiento básico del concreto reforzado, de las estructuras, del acero de resistencia y del acero estructural.

La estructura se diseñó para satisfacer, tanto la necesidad de la distribución de los productos de las personas residentes en la cabecera departamental, como también a las personas que residen en las zonas cercanas.

Este departamento tiene antecedentes desastrosos, por estar ubicado en una región altamente sísmica; pero en estos momentos se ha logrado con gran confiabilidad un balance adecuado entre teoría y práctica para proyectar y construir estructuras resistentes a los efectos sísmicos. Así que el dimensionamiento, análisis y diseño de cada elemento y la estructura en conjunto cumplen con los requisitos sísmicos contemplados por el Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado (ACI). El tipo de estructura es perteneciente al sistema de marcos dúctiles; en donde más del 90% de los cortes y momentos son soportados por vigas y columnas.

Se utilizó este tipo de estructuras pensando en el incremento de la oferta y demanda, y con ello la necesidad de ampliar los ambientes, demoliendo cierto número de entrepaños. Con el objeto primordial que la estructura no sufriera efectos de torsión, ésta se dividió en tres sectores, logrando así módulos simétricos.

En base a lo mencionado anteriormente se procedió en sí, al análisis y diseño del Centro Comercial Prócer de la cabecera de Totonicapán. Siguiendo la serie de pasos que a continuación se presentan: Levantamiento topográfico del terreno, distribución y dimensionamiento de los ambientes, dimensionamiento de los miembros estructurales e integración de cargas, análisis estructural con todas sus combinaciones, diseño y cálculo de las vigas, columnas y zapatas. Así también se presentan todos los detalles, recomendaciones para la construcción y el costo total de la misma (presentado en forma detallada).

## JUSTIFICACION

Al no contar con un lugar específico para realizar un mercadeo más organizado, éste continuará realizándose en plena vía pública, en condiciones poco aceptables y no se originarían nuevas fuentes de ingreso, de desarrollo y proyección a un futuro promisorio.

Al construir el Centro Comercial se estarán abriendo las puertas para que personas aledañas al departamento inviertan y con ello se generen nuevas y mejores oportunidades de trabajo.

Otro aspecto importante es el ofrecer mayor comodidad y un ambiente agradable a los comerciantes, que hasta ahora han laborado en condiciones sumamente desfavorables,

## MONOGRAFÍA

La ciudad de Totonicapán, cabecera de este departamento, se encuentra entre pinares y manzanos, ciudad prócer, cuna de grandes héroes como Atanasio Tzul y Lucas Aguilar, valientes indígenas que lanzaron el grito de libertad; cristalizada mucho tiempo después en un 15 de septiembre de 1821.

### Ubicación:

Está situada sobre la Sierra Madre, en el occidente de la República, a 197 kilómetros de la ciudad capital, colinda al Norte con Huehuetenango, al Este con El Quiché, al Sur con Sololá y al Oeste con Quetzaltenango.

La extensión territorial es de 1,061 Km<sup>2</sup>. que representa el 0.9% de la extensión total del territorio nacional.

### Vías de Acceso:

El departamento cuenta con 313 Kms. de carretera con dos vías, el 29.1% son asfaltadas y el 70% de terracería, siendo las principales asfaltadas: La carretera Centro Americana C.A.-1 y la Ruta Nacional R.N.1.

El sistema vial del departamento presenta serias deficiencias, pues en época de invierno se dificulta el acceso a varios puntos que constituyen centros turísticos de atracción.

### Aspectos Topográficos:

En general la topografía del departamento es accidentada y montañosa, existiendo pequeños valles, donde se ubica la cabecera departamental.

La constitución del suelo es areno-arcillosa en su mayoría; no existen volcanes aunque si hay focos sulfurosos y además varias montañas que rodean la región, donde yacen las principales fuentes de agua que surten a la población.

Es una región sísmica de alto riesgo, pudiendo llegar a los 8 grados en la escala de Mercalli Modificada.

### Aspectos Climatológicos:

Predomina el clima frío y viento, la temperatura del lugar oscila entre -5° mínimo y 24° máximo.

### Servicios Públicos:

Los servicios de salud, de emergencia o similares son escasos, contando únicamente con 1

hospital para todo el departamento.

### **Actividades Productivas:**

La actividad productiva de la población se basa en la agricultura, contando también con artesanía, industria y comercio. El cultivo básico es el maíz, granadilla, lima y en ciertos sectores naranja.

### **Educación:**

La educación es adquirida en un porcentaje muy bajo, por varias circunstancias; se calcula que existe un 81% de deserción escolar. Existiendo un 46.5% de analfabetismo según el censo realizado en 1994.

### **Aspectos Demográficos:**

La población total del depto. de Totonicapán hasta el censo de 1994 era de 267,932 habitantes, con un crecimiento del 2.1% a comparación de 1981. En la cabecera departamental se calcula aproximadamente 29,561 habitantes.

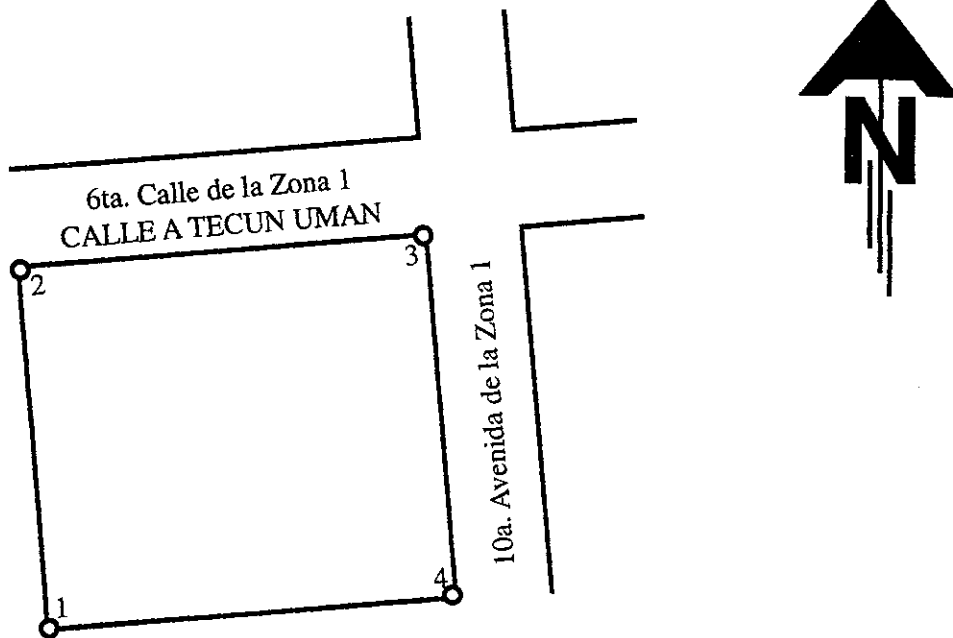
El grupo étnico mayoritario al que pertenecen los habitantes es Maya-Quiché (97.1%). El dialecto que predomina es el Quiché. La religión es un 95% católica.

## Levantamiento topográfico del terreno donde se construirá el Centro Comercial

Cada proyecto comienza generalmente con las mediciones que se efectúan en el terreno, para preparar los planos de la obra. Una vez se hayan elaborado los planos se procede a ejecutar los trazos, es decir, a establecer todas las líneas.

En este levantamiento las distancias horizontales se midieron con cinta, los ángulos con teodolito y las diferencias de elevación (despreciables) se determinaron por medio de un nivel de burbuja y una regla graduada llamada estatal. Como el área medida es bastante limitada se procedió como si el terreno fuera totalmente plano, ya que no es lo suficientemente grande para considerar la curvatura de la tierra.

Datos obtenidos en la medición realizada:



Est.	P.O.	Azimut	Distancia Horizontal
1	2	350°12'	25.09
2	3	82°15'	28.11
3	4	171°59'	25.13
4	1	262°19'	27.34

COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS PARCIALES CORREGIDAS	
Latitud (Y)	$e_x$	Longitud (X)	$e_y$	"Y"	"X"
24.725	0.01	- 4.273	0.00	24.735	- 4.273
3.792	0.00	27.849	0.01	3.792	27.859
- 24.883	0.01	3.503	0.00	- 24.873	3.503
- 3.654	0.00	- 27.099	0.01	- 3.654	- 27.089
- 0.02	$\Sigma$ 0.02	- 0.02	$\Sigma$ 0.02	$\Sigma$ 00.00	$\Sigma$ 00.00
$\Sigma$ 57.04		$\Sigma$ 62.72			

**OBSERVACIONES:**

- Los signos negativos en los datos anteriores indica su ubicación con respecto al sistema de coordenadas rectangulares.
- Latitud =  $\text{Cos}(\text{Azimut}) * \text{Distancia horizontal}$   
Longitud =  $\text{Sen}(\text{Azimut}) * \text{Distancia horizontal}$
- El error tanto en las latitudes (Y) como en las longitudes (X) fue determinado mediante una suma algebraica (tomando en cuenta los signos) de cada una de ellas. Se procedió a una distribución proporcional, ya que lógicamente en mayores distancias se aumenta la probabilidad de errores más grandes. Esta distribución proporcional se hizo en función de la sumatoria total absoluta (no tomando en cuenta los signos) que se observa en la parte inferior respectiva.

Por lo tanto, los resultados finales a utilizar son los siguientes:

Est.	P.O.	Azimut	Distancia Horizontal
1	2	350° 12'	25.10
2	3	82° 15'	28.12
3	4	171° 59'	25.12
4	1	262° 19'	27.33



## DISEÑO DEL CENTRO COMERCIAL PRÓCER

Para decidir la amplitud, distribución y dimensiones de los ambientes a diseñar; se realizó un estudio de mercado, mediante el cual se analizó la demanda tanto de espacio como de ubicación. Y en base a la investigación realizada se determinó el diseño que se presenta en los planos (ver anexos). Con estos resultados también se analizó y se decidió el sistema estructural más conveniente.

Se descartó el sistema estructural tipo caja por no permitir ampliaciones posteriores debido al seguro incremento de la demanda, así también a todo tipo híbrido por ser arreglos resistentes formados por muros de carga y de corte, ya que estos últimos se utilizan para reducir las deflexiones críticas laterales, que no se darán en este caso. Por tanto, basados en la investigación y en los antecedentes sismológicos del lugar que se localiza en la zona de sub-ducción, se acordó que el sistema más conveniente, es el sistema dúctil sin contravento, tal como se muestra a continuación.

### Cálculo y diseño de las losas de la planta baja:

Para elaborar de la forma más conveniente el diseño de la presente planta, se ha dividido en dos sectores. De los cuales el sector # 1 comprende las losas de la # 1 a la # 12 y el sector # 2 de la losa # 13 a la # 24.

### Cálculo y diseño de las losas del sector # 1:

#### Datos estructurales y de resistencia:

Cálculo de la sobrecarga total de este sector:

- Sobrecarga de explotación según su naturaleza .....250 Kgs/Mt<sup>2</sup>
- Piso de cemento (con mortero incluido de dos centímetros de espesor) ..... 90 Kgs/Mt<sup>2</sup>
- Repello + cernido de cal (de un centímetro de espesor) ..... 20 Kgs/Mt<sup>2</sup>  
360 Kgs/Mt<sup>2</sup>

$$f'c = 210 \text{ kgs/Cm}^2 \qquad Fy = 2810 \text{ kgs/Cm}^2$$

$$CV = 250 \text{ Kgs/Mt}^2 \qquad S/C = 360 \text{ Kgs/Mt}^2$$

#### Losas específicas a diseñar:

Existen varias razones por las que el diseño de algunas losas es idéntico, por consiguiente, se diseñará una sola de éstas y se asumirá el mismo diseño para las losas respectivas.

Debido a sus dimensiones, la losa # 1 y la losa # 7 son diferentes a las restantes. Por su continuidad en los extremos, las losas #1, #6, #7 y la #12 también son distintas a las demás.

Por lo tanto, a manera de simplificación se procederá a diseñar las losas #1, #2, #6 y la #7.

### Cálculo del espesor crítico:

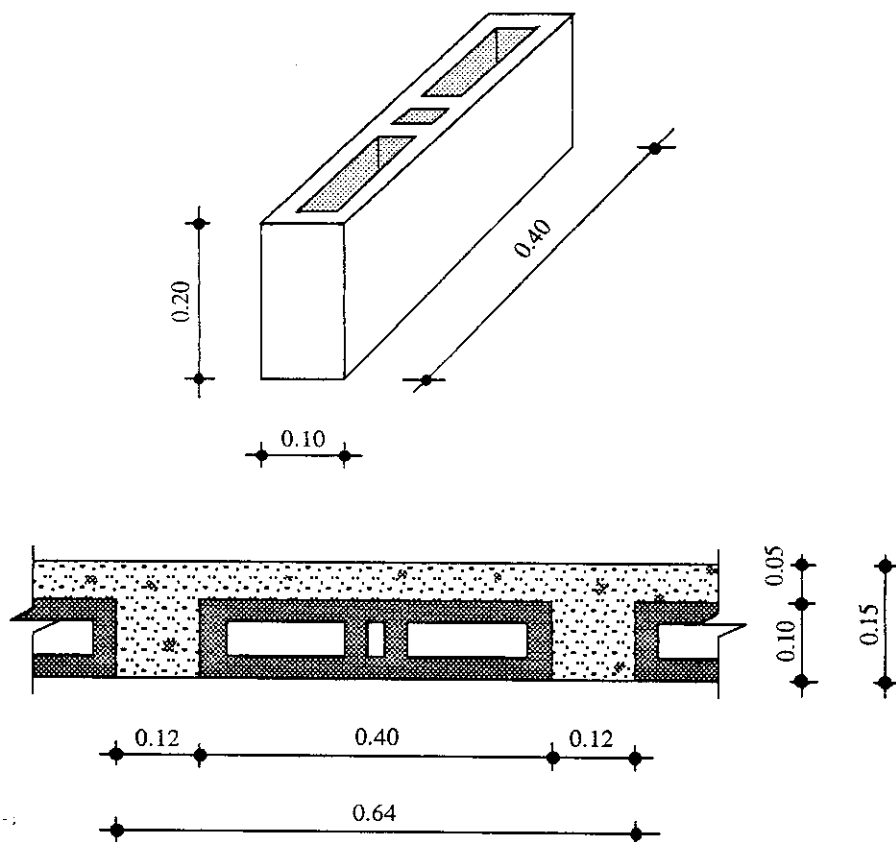
Para trabajar con un espesor uniforme en toda la estructura, se optará por el espesor crítico, siendo éste el espesor que corresponde a las losas de la #20 a la #24, que pertenecen al sector #2. Ya que son losas que tienen como lados a  $A = 4.0$  mts. a  $B = 6.40$  mts. y se calculará mediante la fórmula respectiva.

$$t = \frac{\text{Perímetro de la losa}}{180} = \frac{2(A+B)}{180} = \frac{2(4+6.40)}{180} = 0.12 \text{ mts.}$$

Por el resultado obtenido, el espesor se encuentra en el límite superior para diseñarse como losa maciza. Pero por aspectos puramente económicos y arquitectónicos todas las losas se diseñarán nervadas.

### Dimensionamiento de los nervios:

Como la losa que se diseñará será una losa nervada con relleno, para dicho relleno se utilizará el block vacío que se encuentra en la localidad, que tiene las siguientes dimensiones:  $0.10 \times 0.20 \times 0.40$  mts., como se indica a continuación:



Así como se indica el dimensionamiento de los nervios, así serán diseñados en ambos sentidos de cada losa.

### Dimensiones a rostro de las losas a diseñar:

Losa # 1	A = 4.37 mts. B = 5.40 mts.	Losa # 2	A = 4.00 mts. B = 5.40 mts.
Losa # 6	A = 4.00 mts. B = 5.40 mts.	Losa # 7	A = 4.17 mts. B = 5.40 mts.

**Cálculo del número de nervios y del peso propio total de cada losa:**

Todas las medidas que se emplearán, son tomadas con respecto a un sistema rectangular de referencia.

Las fórmulas a utilizar son las siguientes:

$$n_x = \left( \frac{Y - S_y}{b_x + S_y} \right) \qquad n_y = \left( \frac{X - S_x}{b_y + S_x} \right)$$

$$W_{\text{losa dist.}} = P_c * t'$$

$$W_{n_x} = (P_c * (t-t') * b_x * n_x) / Y$$

$$W_{n_y} = (P_c * (t-t') * b_y * n_y * (Y - (n_x * b_x))) / (X * Y)$$

$$W_{\text{Relleno}} = ((n_x + 1) * (n_y + 1) * S_x * S_y * h * P_{\text{Block}}) / (X * Y)$$

$$W_{\text{Propio losa}} = W_{\text{losa dist.}} + W_{n_x} + W_{n_y} + W_{\text{Relleno}}$$

Para la losa #1

$n_x = 9$  nervios

$n_y = 7$  nervios

$W_{\text{losa dist.}} = 120.00 \text{ kgs/Mt}^2$

$W(n_x) = 48.00 \text{ kgs/Mt}^2$

$W(n_y) = 36.75 \text{ kgs/Mt}^2$

$W_{\text{Relleno}} = 65.09 \text{ kgs/Mt}^2$

$W_{\text{Prop. losa}} = 269.84 \text{ kgs/Mt}^2$

Para la losa #2

$n_x = 9$  nervios

$n_y = 7$  nervios

$W_{\text{losa dist.}} = 120.00 \text{ Kgs/mt}^2$

$W(n_x) = 48.00 \text{ Kgs/mt}^2$

$W(n_y) = 40.15 \text{ Kgs/mt}^2$

$W_{\text{Relleno}} = 71.11 \text{ Kgs/mt}^2$

$W_{\text{Prop. losa}} = 279.26 \text{ Kgs/mt}^2$

Para la losa #6

$n_x = 9$  nervios

$n_y = 7$  nervios

$W_{\text{losa dist.}} = 120.00 \text{ kgs/Mt}^2$

$W(n_x) = 48.00 \text{ kgs/Mt}^2$

$W(n_y) = 40.15 \text{ kgs/Mt}^2$

$W_{\text{Relleno}} = 71.11 \text{ kgs/Mt}^2$

$W_{\text{Prop. losa}} = 279.26 \text{ kgs/Mt}^2$

Para la losa #7

$n_x = 9$  nervios

$n_y = 7$  nervios

$W_{\text{losa dist.}} = 120.00 \text{ Kgs/mt}^2$

$W(n_x) = 48.00 \text{ Kgs/mt}^2$

$W(n_y) = 38.51 \text{ Kgs/mt}^2$

$W_{\text{Relleno}} = 68.21 \text{ Kgs/mt}^2$

$W_{\text{Prop. losa}} = 274.72 \text{ Kgs/mt}^2$

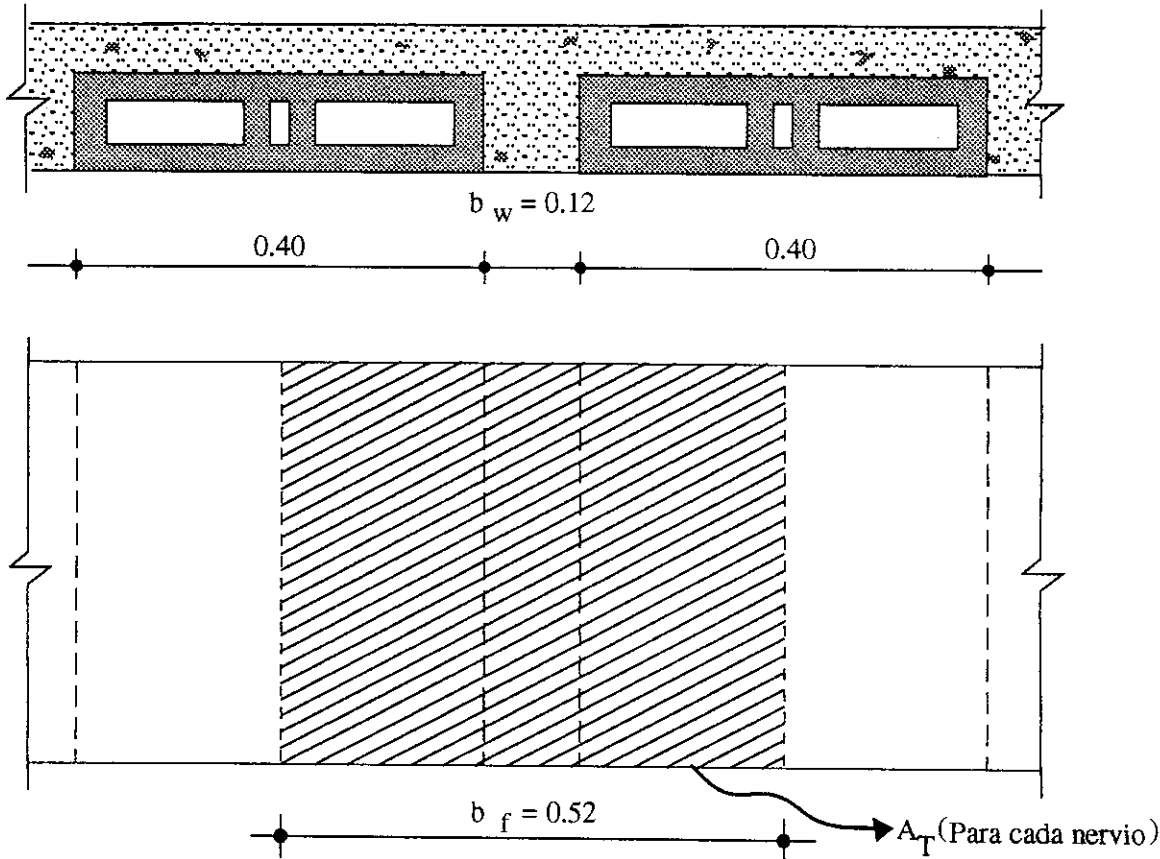
Cálculo de las cargas últimas superficiales y lineales:

$$CM = W_{\text{prop. losa}} + S/C$$

$$CMU = 1.4 * CM \quad \rightarrow \quad CMU_L = CMU * b_f$$

$$CVU = 1.7 * CV \quad \rightarrow \quad CVU_L = CVU * b_f$$

$$CU = CMU + CVU \quad \rightarrow \quad CU_L = CMU_L + CVU_L$$



Para la losa # 1

$$CMU = 881.77 \text{ Kgs/Mt}^2 \quad \rightarrow \quad CMU_L = 458.52 \text{ Kgs/Mt}$$

$$CVU = 425.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \quad \rightarrow \quad CVU_L = 221.00 \text{ Kgs/Mt}$$

$$CU = 1306.77 \text{ Kgs/Mt}^2 \quad \rightarrow \quad CU_L = 679.52 \text{ Kgs/Mt}$$

Para la losa # 2

$$CMU = 894.96 \text{ Kgs/Mt}^2 \quad \rightarrow \quad CMU_L = 465.38 \text{ Kgs/Mt}$$

$$CVU = 425.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \quad \rightarrow \quad CVU_L = 221.00 \text{ Kgs/Mt}$$

$$CU = 1319.96 \text{ Kgs/Mt}^2 \quad \rightarrow \quad CU_L = 686.38 \text{ Kgs/Mt}$$

Para la losa # 6

$$\begin{array}{lll} \text{CMU} = 894.96 \text{ Kgs/Mt}^2 & \dots & \text{CMU}_L = 465.38 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 425.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \dots & \text{CVU}_L = 221.00 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 1319.96 \text{ Kgs/Mt}^2 & \dots & \text{CU}_L = 686.38 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

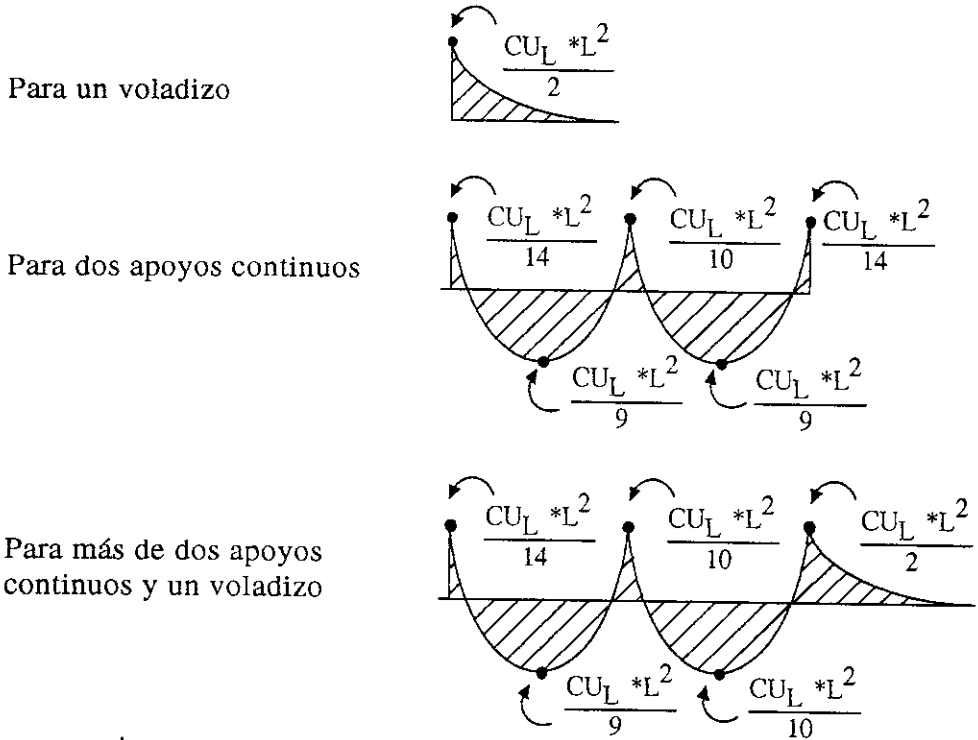
Para la losa # 7

$$\begin{array}{lll} \text{CMU} = 888.61 \text{ Kgs/Mt}^2 & \dots \rightarrow & \text{CMU}_L = 462.08 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 425.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \dots \rightarrow & \text{CVU}_L = 221.00 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 1313.61 \text{ Kgs/Mt}^2 & \dots \rightarrow & \text{CU}_L = 683.08 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Cálculo de los momentos de cada losa:

Si  $m = \frac{A}{B} < 0.50$ ; indica que la losa tiene que ser diseñada para reforzarse en una sola dirección, específicamente en dirección paralela al lado menor.

Las fórmulas que se utilizarán para calcular los momentos son las siguientes; según sea el caso:



Si  $m = \frac{A}{B} \geq 0.50$ ; indica que la losa tiene que ser diseñada para reforzarse en las dos direcciones.

$$\begin{array}{ll} M_A^{(-)} = C_A^{(-)} * \text{CU}_L * A^2 & M_A^{(+)} = (C_{A-M}^{(+)} * \text{CMU}_L + C_{A-V}^{(+)} * \text{CVU}_L) * A^2 \\ M_B^{(-)} = C_B^{(-)} * \text{CU}_L * B^2 & M_B^{(+)} = (C_{B-M}^{(+)} * \text{CMU}_L + C_{B-V}^{(+)} * \text{CVU}_L) * B^2 \end{array}$$

Cada losa pertenece a un caso específico de los nueve existentes; dependiendo de su continuidad en los bordes o de su empotramiento en el apoyo.

Para la losa #1

Caso # 4

$$m = \frac{A}{B} = 0.81$$

$$M_A^{(-)} = 908.37 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 594.44 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 534.60 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 354.70 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #2

Caso # 9

$$m = \frac{A}{B} = 0.74$$

$$M_A^{(-)} = 863.19 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 268.20 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 399.29 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 173.48 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #6

Caso # 4

$$m = 0.74$$

$$M_A^{(-)} = 845.62 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 460.34 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 512.06 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 271.52 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #7

Caso # 4

$$m = 0.77$$

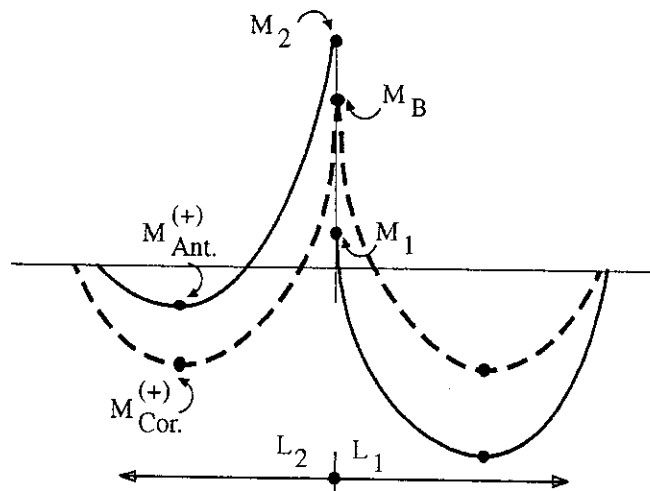
$$M_A^{(-)} = 878.97 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 517.88 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 526.34 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 304.76 \text{ Kgs-Mt}$$

Cálculo del balance de momentos entre losas adyacentes:



Para  $M_1 < M_B < M_2$ , se ha dividido en dos casos el procedimiento para balancear los momentos, dependiendo de la diferencia cuantitativa entre ellos.

Caso #1 Si  $M_1 \geq 0.80 * M_2$

Como la diferencia cuantitativa entre los momentos es pequeña, entonces se balanceará mediante un promedio aritmético.

$$\text{De donde } M_B = (M_1 + M_2)/2$$

Caso #2 Si  $M_1 < 0.80 * M_2$

Para calcular el momento balanceado en este caso, se hará mediante una distribución por rigideces.

$$F.D.1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{\frac{I_1}{L_1}}{\frac{I_1}{L_1} + \frac{I_2}{L_2}} = \frac{L_2}{L_1 + L_2}$$

$$F.D.2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{\frac{I_2}{L_2}}{\frac{I_1}{L_1} + \frac{I_2}{L_2}} = \frac{L_1}{L_1 + L_2}$$

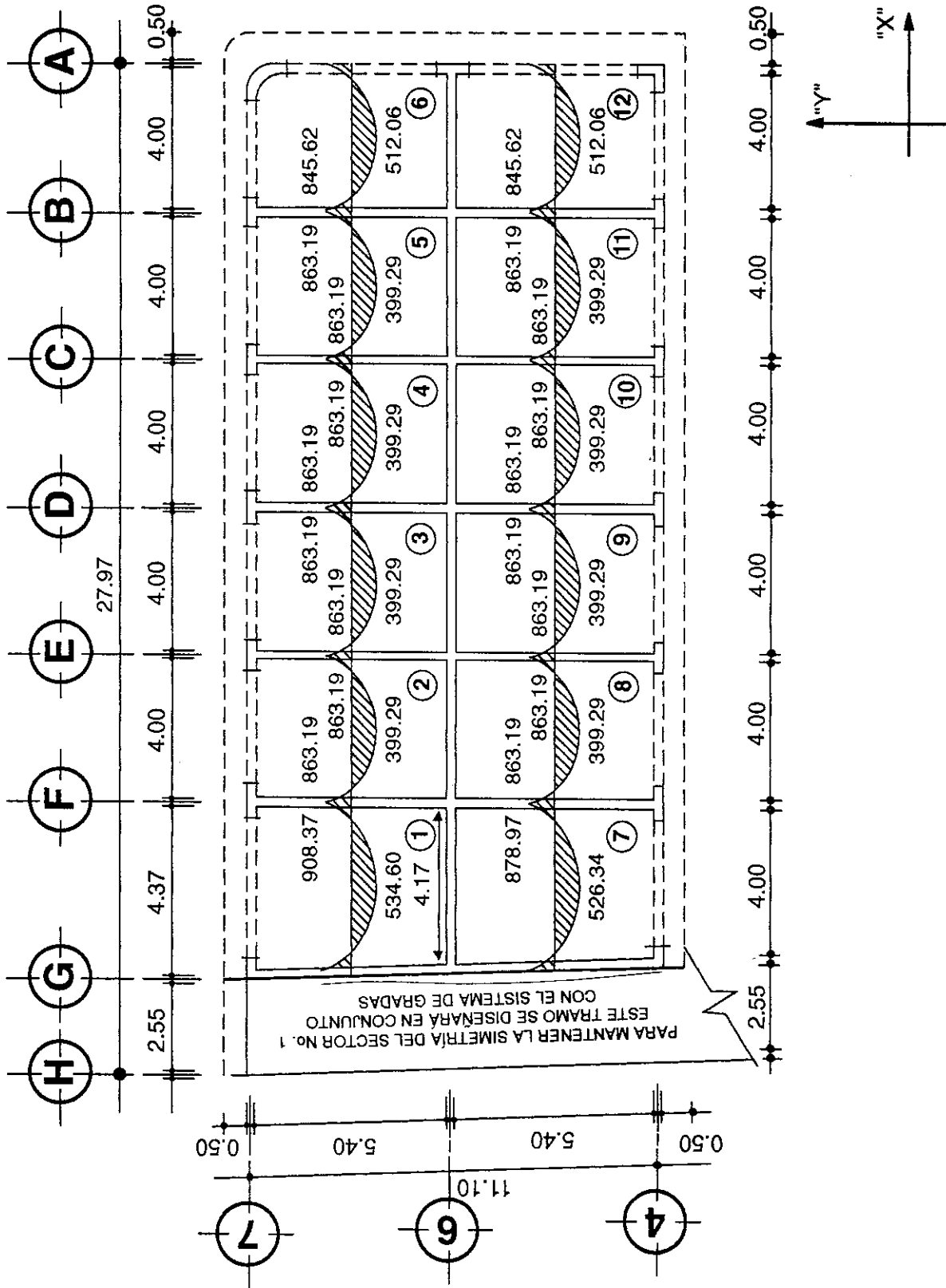
Nota: La última simplificación se realizó con el conocimiento de que, todas las losas serán diseñadas con el mismo espesor, por tanto  $I_1 = I_2$ . Para evitar efectos de torsión, en la viga que se encuentra entre las dos losas a diseñar.

Si  $M = M_2 - M_1$ ; tenemos que:

$$M_B = M_1 + M * F.D.1 \quad \text{ó} \quad M_B = M_2 - M * F.D.2$$

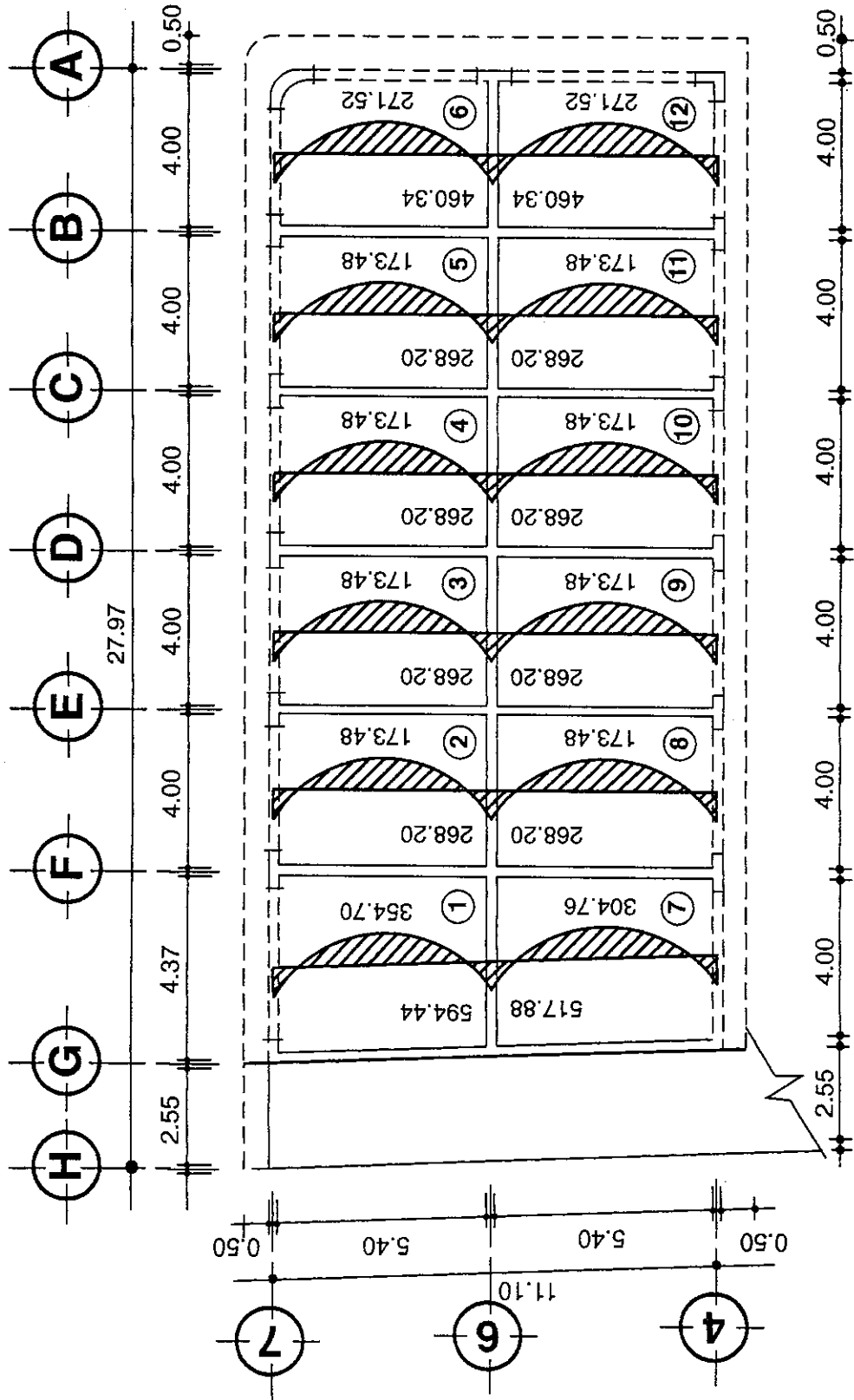
$$M_{Cor.}^{(+)} = M_{Ant.}^{(+)} + (M_2 - M_B) / 2$$

**PLANTA BAJA (SECTOR NO. 1)  
MOMENTOS PARALELOS AL EJE X-X**





**PLANTA BAJA (SECTOR No. 1)  
MOMENTOS PARALELOS AL EJE Y-Y**



Balance entre las losas necesarias:

Entre la losa # 1 y la #2

$$M_1 = 863.19 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_2 = 908.37 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$L_1 = 4.00 \text{ Mts.}$$

$$L_2 = 4.37 \text{ Mts.}$$

$$M_{\text{Ant.}}^{(+)} = 534.60 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{B}} = 886.78 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 545.40 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #5 y la #6

$$M_1 = 845.62 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_2 = 863.19 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$L_1 = 4.00 \text{ Mts.}$$

$$L_2 = 4.00 \text{ Mts.}$$

$$M_{\text{Ant.}}^{(+)} = 399.29 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{B}} = 854.41 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 403.68 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa # 7 y la #8

$$M_{\text{B}} = 871.24 \text{ Kgs-Mt.}$$

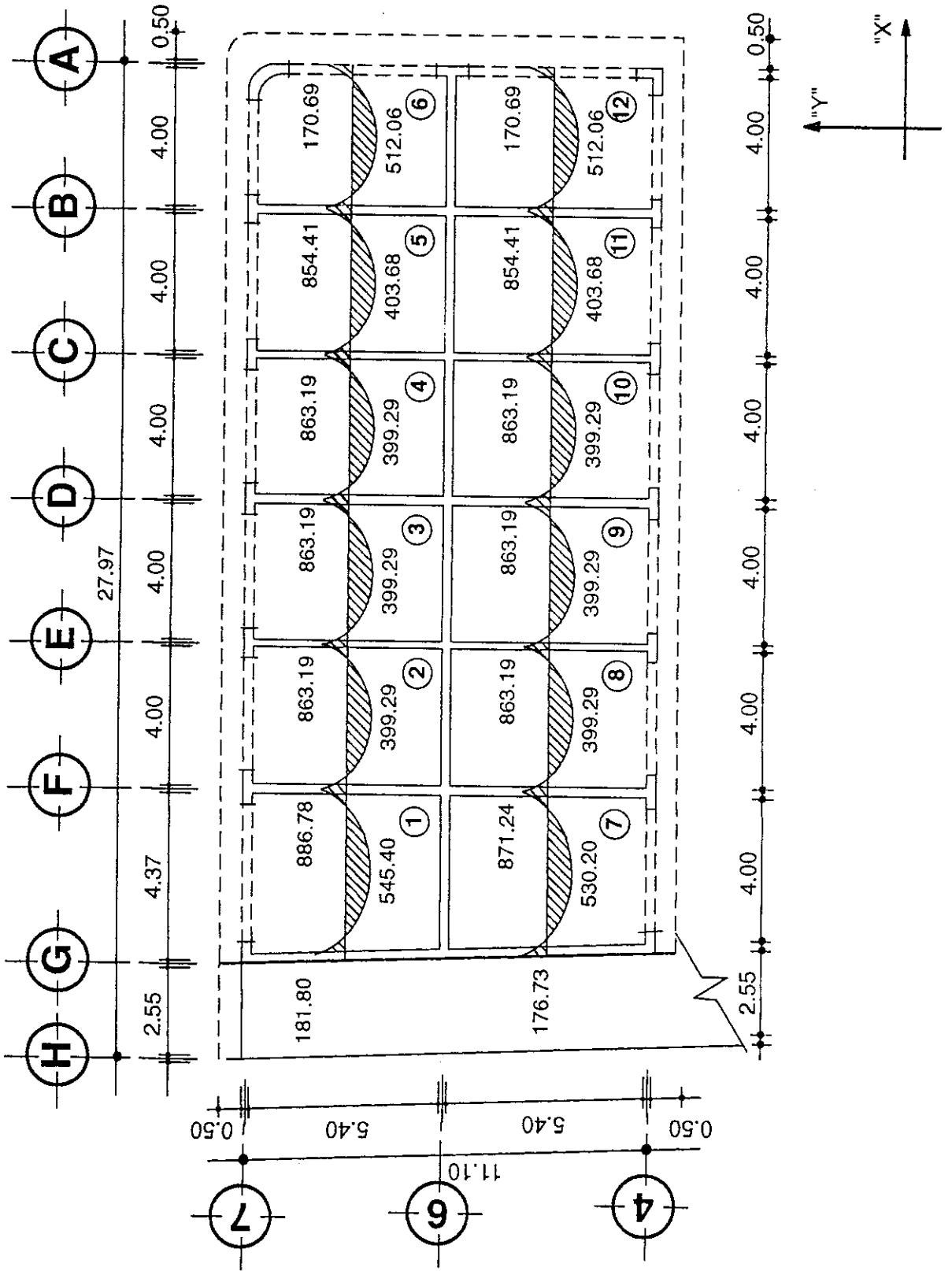
$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 530.20 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #1 y la #7

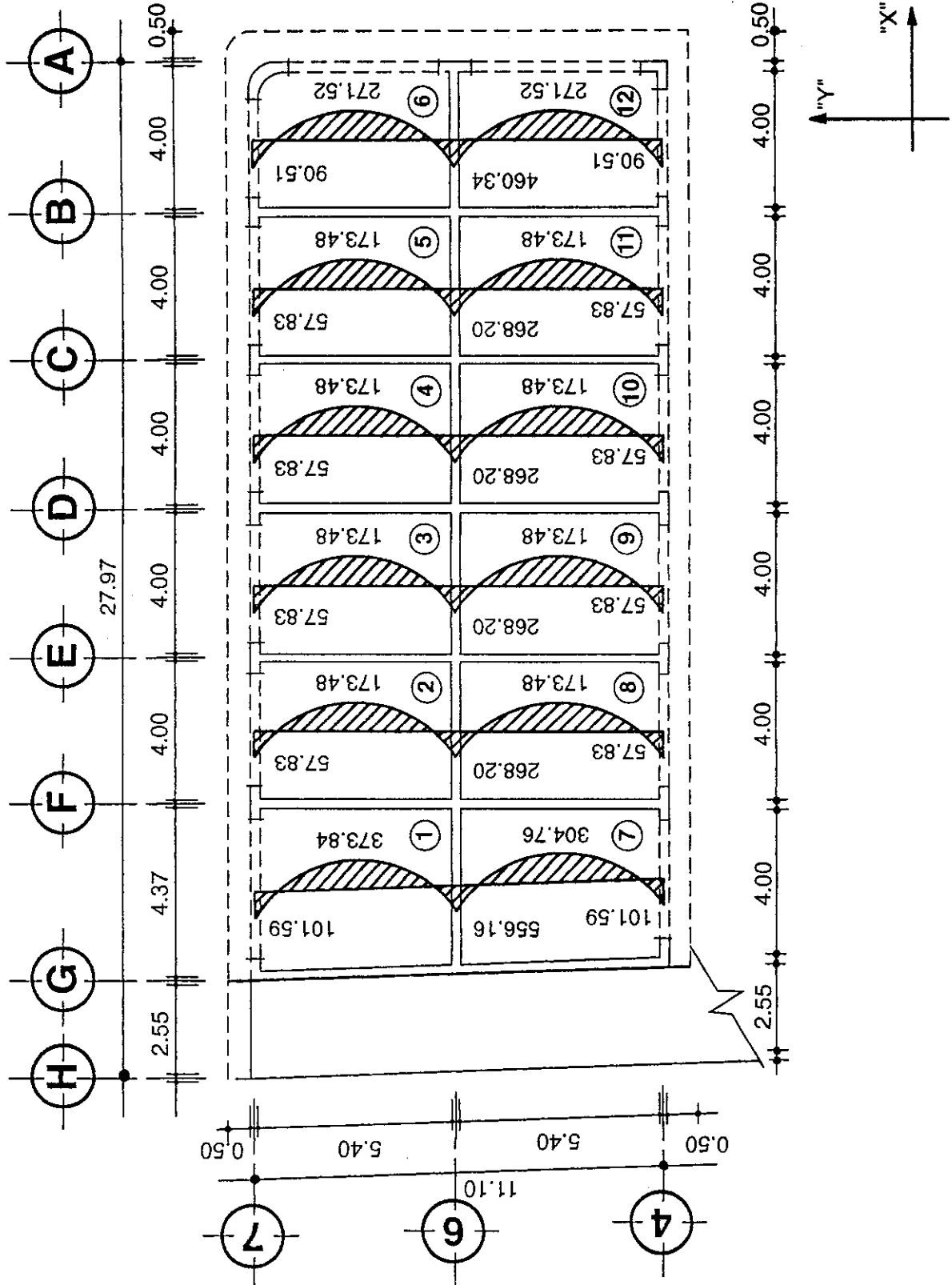
$$M_{\text{B}} = 556.16 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 373.84 \text{ Kgs-Mt.}$$

**PLANTA BAJA (SECTOR NO. 1)  
MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE X-X**



PLANTA BAJA (SECTOR NO. 1)  
MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE Y-Y



Cálculo de los datos a utilizar para el diseño de los nervios del sector # 1 y # 2 de la planta baja

$d = t - R - \emptyset/2$ ; Si se toma como diámetro crítico el diámetro de una varilla # 6, se tiene que:

$$d = 0.15 - 0.02 - 0.019/2 = 0.12 \text{ mts.} = 12 \text{ cms.}$$

Por consiguiente, los datos correspondientes para calcular el área de acero que soportará cada momento son los siguientes, según sea el caso.

Para los momentos negativos

$$b_w = 12.00 \text{ Cms.}$$

$$d = 12.00 \text{ Cms.}$$

$$f'_c = 210.00 \text{ Kgs/Cm}^2$$

$$F_y = 2810.00 \text{ Kgs/Cm}^2$$

Para los momentos positivos

$$b_f = 52.00 \text{ Cms.}$$

$$d = 12.00 \text{ Cms.}$$

$$f'_c = 210.00 \text{ Kgs/Cm}^2$$

$$F_y = 2810.00 \text{ Kgs/Cm}^2$$

Cálculo del área de acero mínimo y el momento que soporta la misma.

Para los momentos negativos:

$$A_{s_{\min.}}^{(-)} = 14.1 * b_w * d/F_y = 0.72 \text{ Cms}^2.$$

Por lo tanto, se utilizará una varilla #3, que le corresponde un área = 0.71 cm<sup>2</sup>. Que soporta un momento equivalente al siguiente.

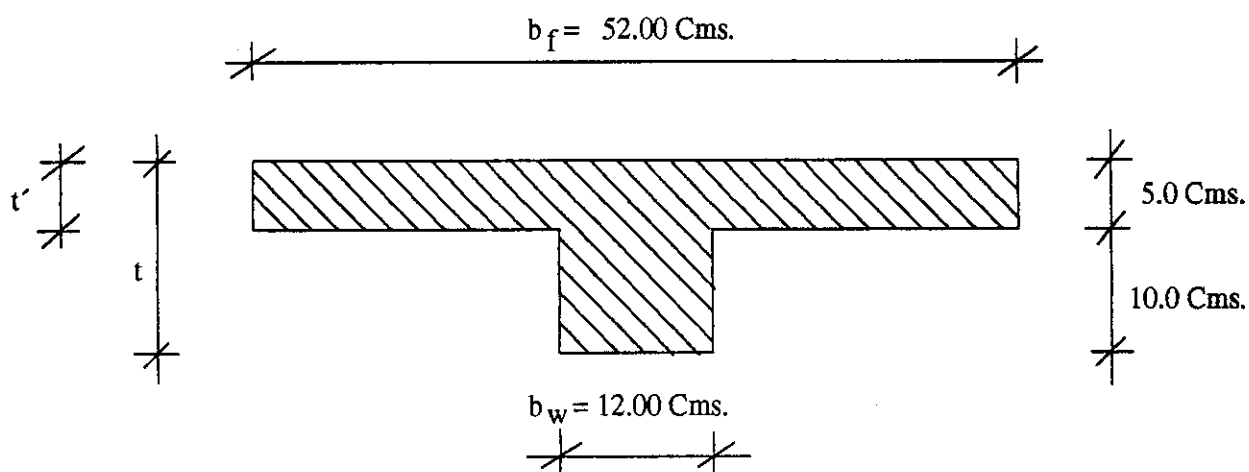
$$M_{\min.}^{(-)} = 207.11 \text{ Kgs-mt.}$$

Para los momentos positivos:

$$A_{s_{\min.}}^{(+)} = 0.4 * 14.1 * b_f * d/F_y = 1.25 \text{ Cms}^2.$$

Por lo tanto, se utilizará una varilla # 4, que le corresponde un área = 1.27 cm<sup>2</sup>. Que soporta un momento equivalente al siguiente.

$$M_{\min.}^{(+)} = 379.24 \text{ Kgs-mt.}$$



Cálculo del área de acero que soportará a los momentos que no son satisfechos con el acero mínimo respectivo, únicamente para el sector #1 de la planta baja.

Para los momentos negativos:

$$M_{\min}^{(-)} = 207.11 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_{s_{\min}}^{(-)} = 0.71 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 1 \text{ Var. \#3}$$

$$M_B^{(2-8)} = 268.20 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 0.93 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \begin{cases} 1 \text{ Var. \#2} \\ 1 \text{ Var. \#3} \end{cases}$$

$$M_B^{(6-12)} = 460.34 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 1.67 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \begin{cases} 1 \text{ Var. \#2} \\ 2 \text{ Var. \#3} \end{cases}$$

$$M_B^{(1-7)} = 556.16 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.07 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 3 \text{ Var. \#3}$$

$$M_A^{(5-6)} = 854.41 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 3.48 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 5 \text{ Var. \#3}$$

$$M_A^{(2-3)} = 863.19 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 3.52 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 5 \text{ Var. \#3}$$

$$M_A^{(7-8)} = 871.24 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 3.57 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 5 \text{ Var. \#3}$$

$$M_A^{(1-2)} = 886.78 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 3.65 \text{ Cms}^2 \quad \text{--->} \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 2 \text{ Var. \#4} \end{cases}$$

Para los momentos positivos:

$$M_{\min}^{(+)} = 379.24 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_{s_{\min}}^{(+)} = 1.27 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 1 \text{ Var. \#4}$$

$$M_A^{(2)} = 399.29 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.34 \text{ Cms}^2 \quad \text{---} \rightarrow \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

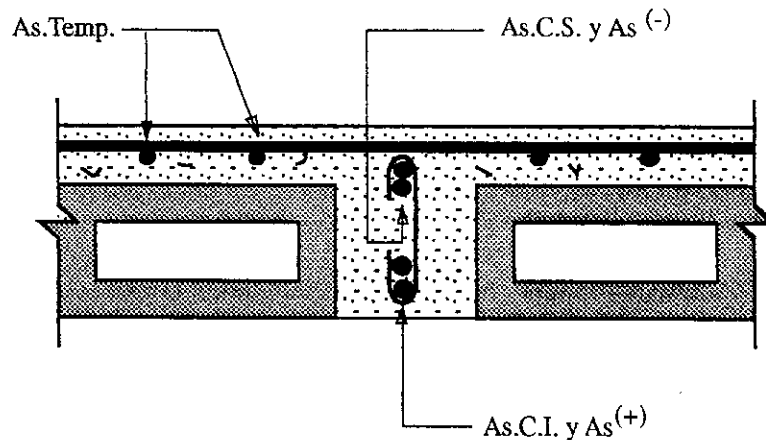
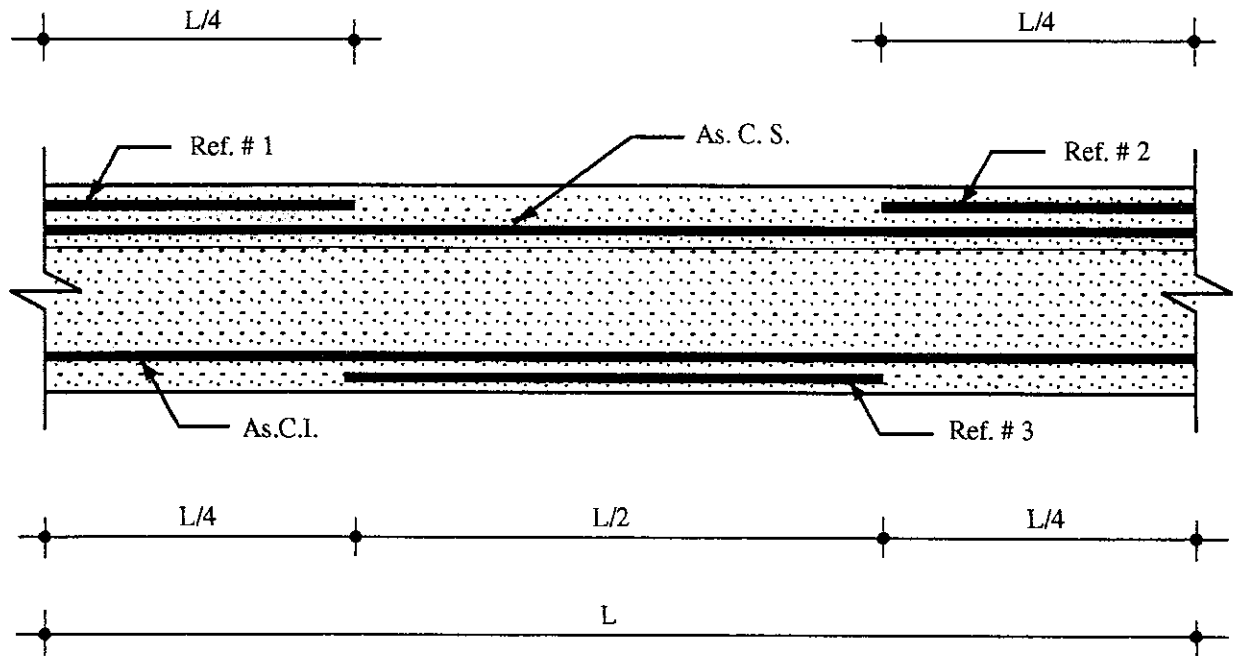
$$M_A^{(5)} = 403.68 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.35 \text{ Cms}^2 \quad \text{---} \rightarrow \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(6)} = 512.06 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.72 \text{ Cms}^2 \quad \text{---} \rightarrow \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 2 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(7)} = 530.20 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.79 \text{ Cms}^2 \quad \text{---} \rightarrow \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 2 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(1)} = 545.40 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.84 \text{ Cms}^2 \quad \text{---} \rightarrow \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 2 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

Distribución del acero longitudinal y transversal en cada nervio.



Propuesta de Armado para cada Nervio.

Losa #1

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #3 y  
= 1 Var. #4  
Ref. #3 = 2 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 2 Var. #3

Losa #3 y #4

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 4 Var. #3  
Ref. #2 = 4 Var. #3  
Ref. #3 = 1 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #2

Losa #6

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 4 Var. #3  
Ref. #3 = 2 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #2 y  
1 Var. #3

Losas de la #8 a la #11

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 4 Var. #3  
Ref. #2 = 4 Var. #3  
Ref. #3 = 1 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #2

Losa #2

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #3 y  
2 Var. #4  
Ref. #2 = 4 Var. #3  
Ref. #3 = 1 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #2

Losa #5

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 4 Var. #3  
Ref. #2 = 4 Var. #3  
Ref. #3 = 1 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #2

Losa #7

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 4 Var. #3  
Ref. #3 = 2 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 2 Var. #3

Losa #12

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 4 Var. #3  
Ref. #3 = 2 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #2 y  
1 Var. #3



**Cálculo y diseño de las losas del sector #2**

Datos estructurales y de resistencia:

Cálculo de la sobrecarga respectiva:

- Sobrecarga de explotación según la naturaleza del ambiente .....400 Kgs/Mt<sup>2</sup>
  - Piso de cemento (con mortero incluido de dos centímetros de espesor) .....90 Kgs/Mt<sup>2</sup>
  - Repello más cernido de cal (de un centímetro de espesor) .....20 Kgs/Mt<sup>2</sup>
- 
- 510 Kgs/Mt<sup>2</sup>

$$f'_c = 210 \text{ kgs/Cm}^2 \quad F_y = 2810 \text{ kgs/Cm}^2$$

$$CV = 400 \text{ Kgs/Mt}^2 \quad S/C = 510 \text{ Kgs/Mt}^2$$

Losas específicas a diseñar:

Por diferencias con respecto a sus dimensiones y a su continuidad en los extremos, se diseñarán las losas siguientes: Losa #13, #14, #18, #19, #20 y la #24. Losas que serán diseñadas con el mismo dimensionamiento de los nervios del sector #1.

Dimensiones a rostro de las losas a diseñar:

Losa # 13	A = 2.00 mts. B = 3.85 mts.	Losa # 14	A = 2.00 mts. B = 4.00 mts.
Losa # 18	A = 2.00 mts. B = 4.00 mts.	Losa # 19	A = 3.80 mts. B = 6.40 mts.
Losa # 20	A = 4.00 mts. B = 6.40 mts.	Losa # 24	A = 4.00 mts. B = 6.40 mts.

Cálculo del número de nervios y del peso propio total de cada losa:

Para la losa #13

$$n_x = 3 \text{ nervios}$$

$$n_y = 7 \text{ nervios}$$

$$W_{\text{losa dist.}} = 120.00 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_x) = 43.20 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_y) = 37.84 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Relleno}} = 69.82 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Prop. losa}} = \underline{270.86 \text{ Kgs/Mt}^2}$$

Para la losa #14

$$n_x = 3 \text{ nervios}$$

$$n_y = 7 \text{ nervios}$$

$$W_{\text{losa dist.}} = 120.00 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_x) = 43.20 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_y) = 42.49 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Relleno}} = 76.80 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Prop. losa}} = \underline{282.49 \text{ Kgs/Mt}^2}$$

Para la losa #18

$$\begin{aligned}
n_x &= 3 \text{ nervios} \\
n_y &= 7 \text{ nervios} \\
W_{\text{losa dist.}} &= 120.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_x) &= 43.20 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_y) &= 42.49 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Relleno}} &= 76.80 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Prop. losa}} &= 282.49 \text{ Kgs/Mt}^2
\end{aligned}$$

Para la losa #19

$$\begin{aligned}
n_x &= 11 \text{ nervios} \\
n_y &= 6 \text{ nervios} \\
W_{\text{losa dist.}} &= 120.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_x) &= 49.50 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_y) &= 36.03 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Relleno}} &= 66.32 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Prop. losa}} &= 271.84 \text{ Kgs/Mt}^2
\end{aligned}$$

Para la losa #20

$$\begin{aligned}
n_x &= 11 \text{ nervios} \\
n_y &= 7 \text{ nervios} \\
W_{\text{losa dist.}} &= 120.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_x) &= 49.50 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_y) &= 39.93 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Relleno}} &= 72.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Prop. losa}} &= 281.43 \text{ Kgs/Mt}^2
\end{aligned}$$

Para la losa #24

$$\begin{aligned}
n_x &= 11 \text{ nervios} \\
n_y &= 7 \text{ nervios} \\
W_{\text{losa dist.}} &= 120.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_x) &= 49.50 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W(n_y) &= 39.93 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Relleno}} &= 72.00 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
W_{\text{Prop. losa}} &= 281.43 \text{ Kgs/Mt}^2
\end{aligned}$$

Cálculo de las cargas últimas superficiales y lineales:

Para la losa # 13

$$\begin{aligned}
\text{CMU} &= 1093.20 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L &= 568.46 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CVU} &= 680.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L &= 353.60 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CU} &= 1773.20 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L &= 922.06 \text{ Kgs/Mt}
\end{aligned}$$

Para la losa # 14

$$\begin{aligned}
\text{CMU} &= 1109.49 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L &= 576.93 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CVU} &= 680.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L &= 353.60 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CU} &= 1789.49 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L &= 930.53 \text{ Kgs/Mt}
\end{aligned}$$

Para la losa # 18

$$\begin{aligned}
\text{CMU} &= 1109.49 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L &= 576.93 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CVU} &= 680.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L &= 353.60 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CU} &= 1789.49 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L &= 930.53 \text{ Kgs/Mt}
\end{aligned}$$

Para la losa # 19

$$\begin{aligned}
\text{CMU} &= 1094.58 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L &= 569.18 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CVU} &= 680.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L &= 353.60 \text{ Kgs/Mt} \\
\text{CU} &= 1774.58 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L &= 922.78 \text{ Kgs/Mt}
\end{aligned}$$

Para la losa # 20

$$\begin{array}{lcl} \text{CMU} = 1108.01 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L = 576.16 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 680.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L = 353.60 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 1788.01 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L = 929.76 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Para la losa # 24

$$\begin{array}{lcl} \text{CMU} = 1108.01 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L = 576.16 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 680.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L = 353.60 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 1788.01 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L = 929.76 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Cálculo de los momentos de cada losa:

Para la losa #13

Caso # 4

$$m = \frac{A}{B} = 0.52$$

$$M_A^{(-)} = 343.74 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 92.94 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 237.51 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 67.47 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #14

Caso # 8

$$m = 0.50$$

$$M_A^{(-)} = 331.27 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 148.88 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 175.39 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 46.15 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #18

Caso # 4

$$m = 0.50$$

$$M_A^{(-)} = 349.88 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 89.33 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 177.69 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 46.15 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #19

Caso # 4

$$m = 0.59$$

$$M_A^{(-)} = 1193.91 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 393.09 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 787.74 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 278.43 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #20

Caso # 9

$$m = 0.62$$

$$M_A^{(-)} = 1252.57 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 258.96 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_A^{(+)} = 646.98 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 216.81 \text{ Kgs-Mt}$$

Para la losa #24

Caso # 4

$$m = 0.62$$

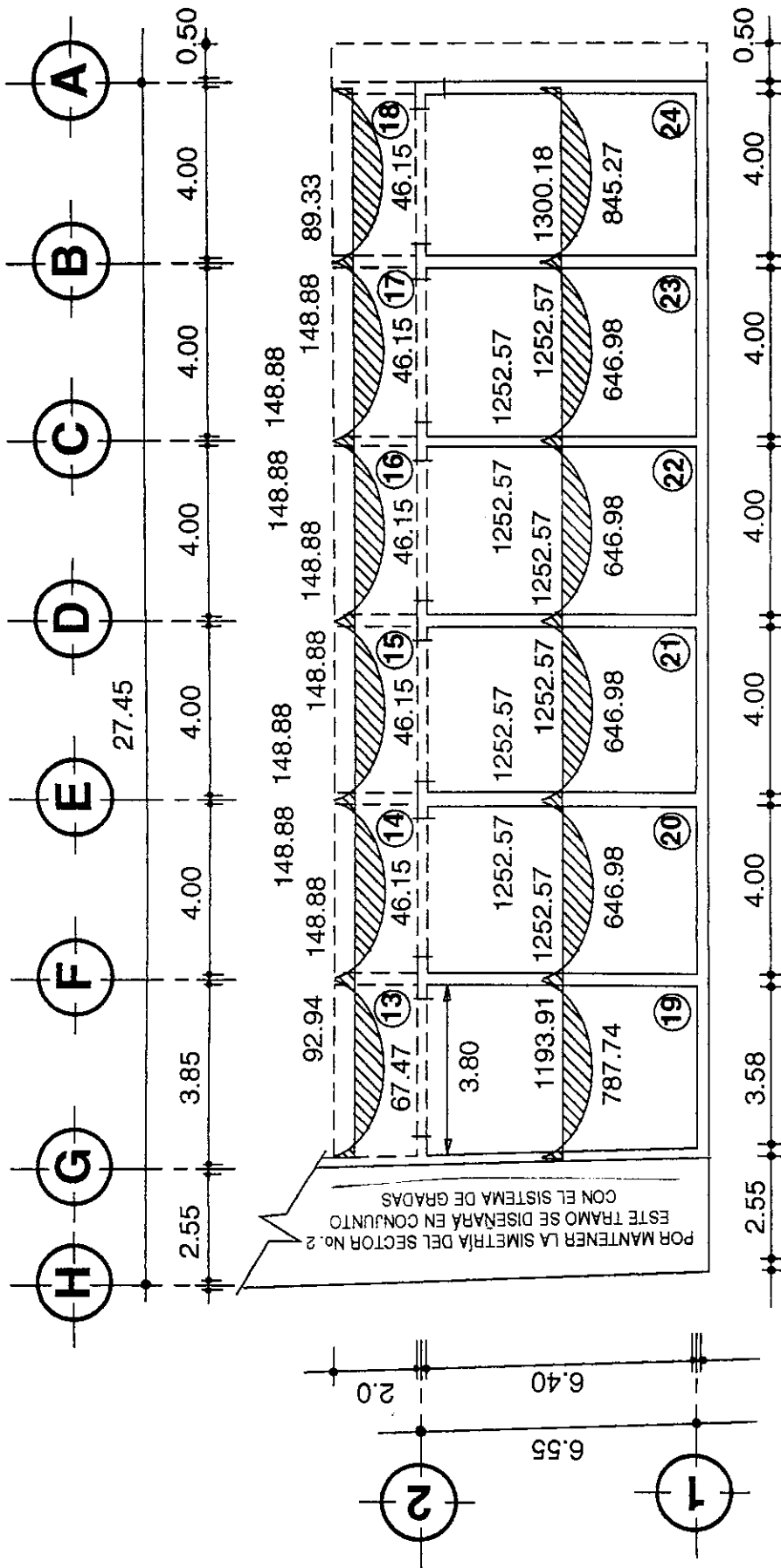
$$M_A^{(-)} = 1300.18 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(-)} = 479.85 \text{ Kgs-Mt}$$

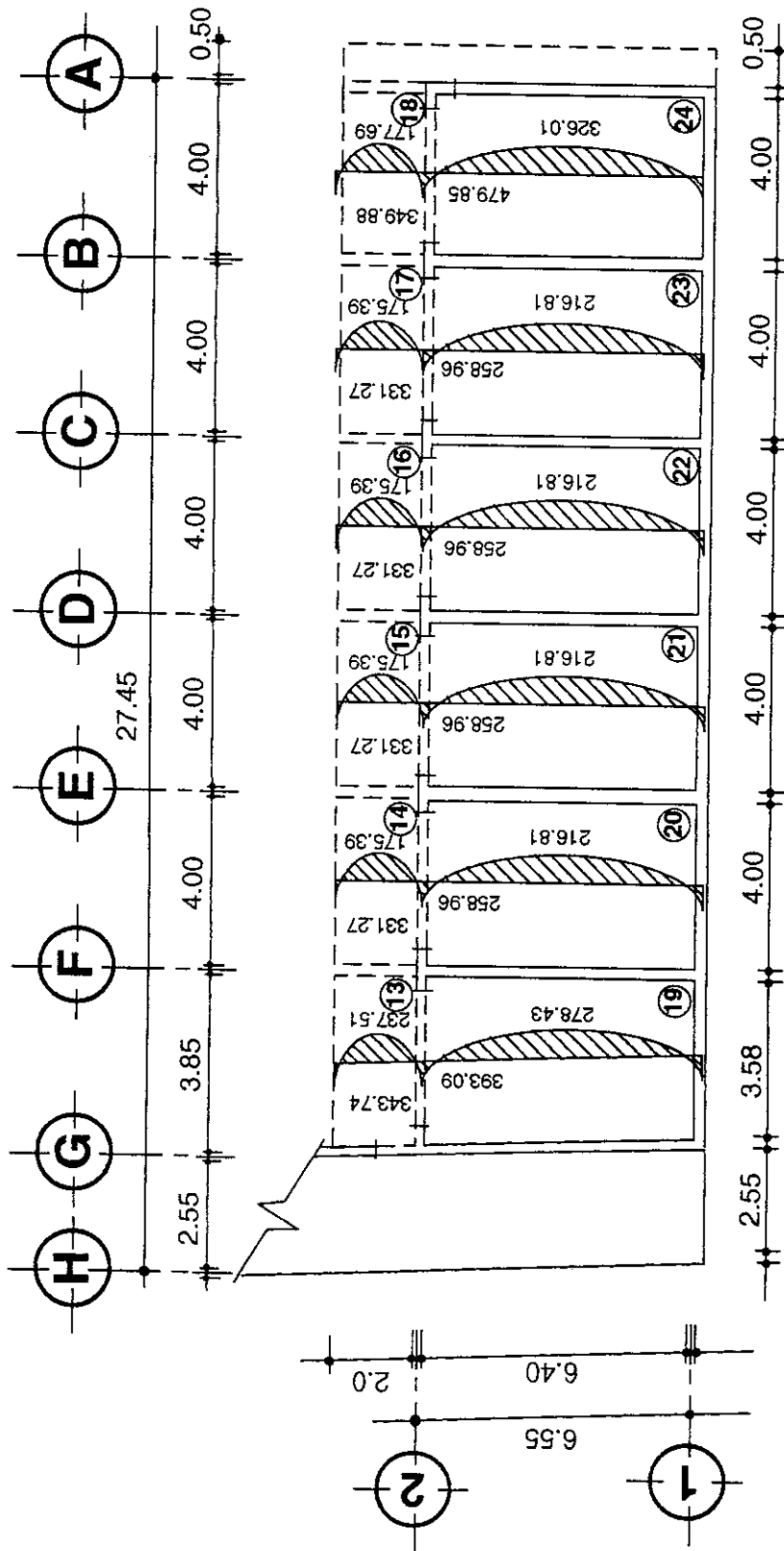
$$M_A^{(+)} = 845.27 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_B^{(+)} = 326.01 \text{ Kgs-Mt}$$

# PLANTA BAJA (SECTOR NO. 2) MOMENTOS PARALELOS AL EJE X-X



**PLANTA BAJA (SECTOR NO. 2)  
MOMENTOS PARALELOS AL EJE Y-Y**



Cálculo del balance de momentos de las losas adyacentes:

Entre la losa # 13 y la #14

$$M_B = 121.44 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 59.87 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #17 y la #18

$$M_B = 119.11 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 61.04 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa # 19 y la #20

$$M_B = 1223.99 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 661.27 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #23 y la #24

$$M_B = 1276.38 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 857.17 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa # 13 y la #19

$$M_B = 381.34 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 284.31 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #14 y la #20

$$M_B = 276.18 \text{ Kgs-Mt.}$$

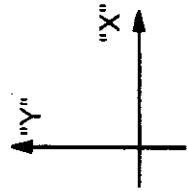
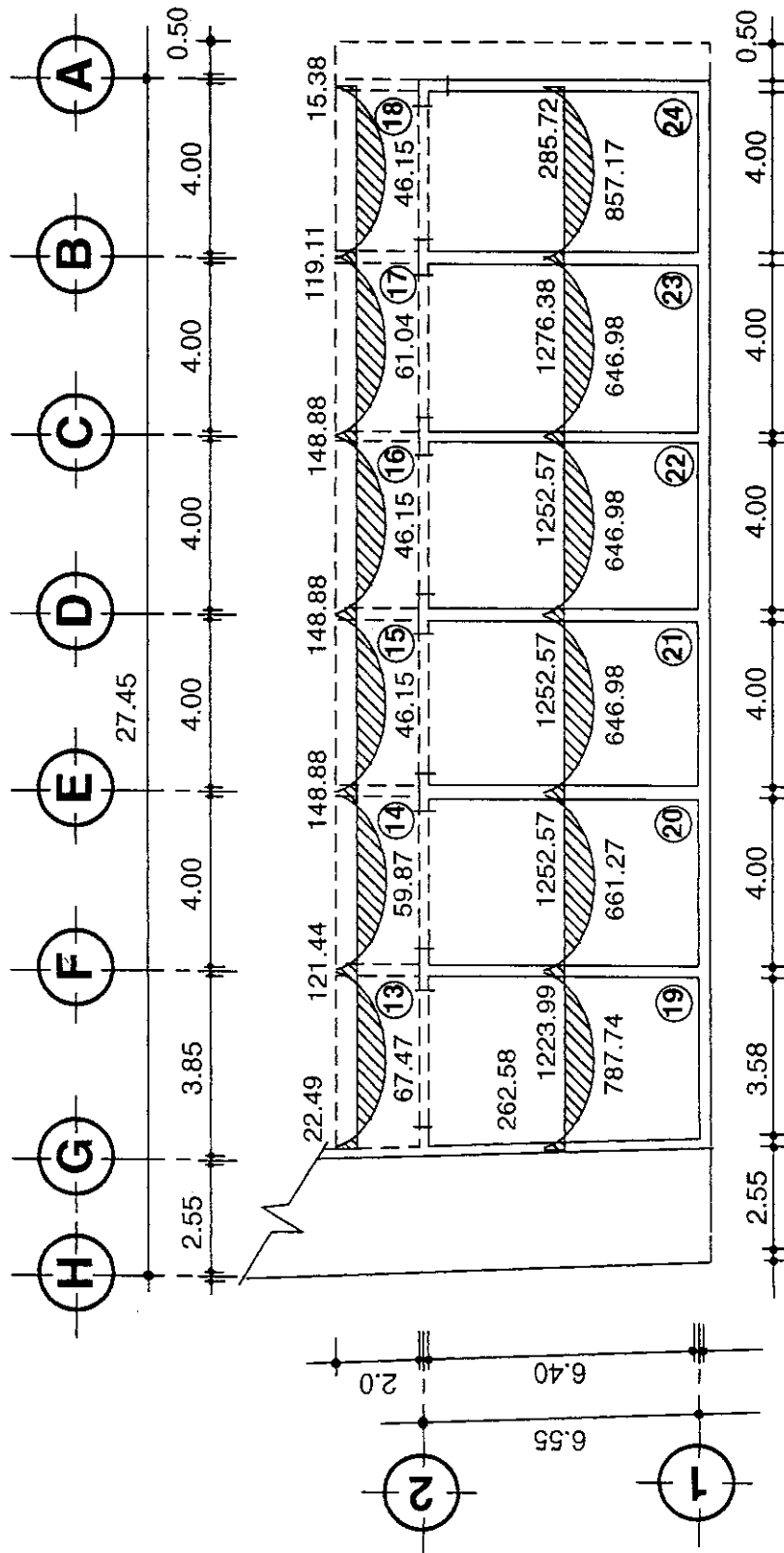
$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 202.94 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #18 y la #24

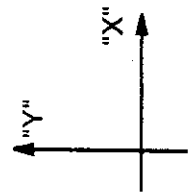
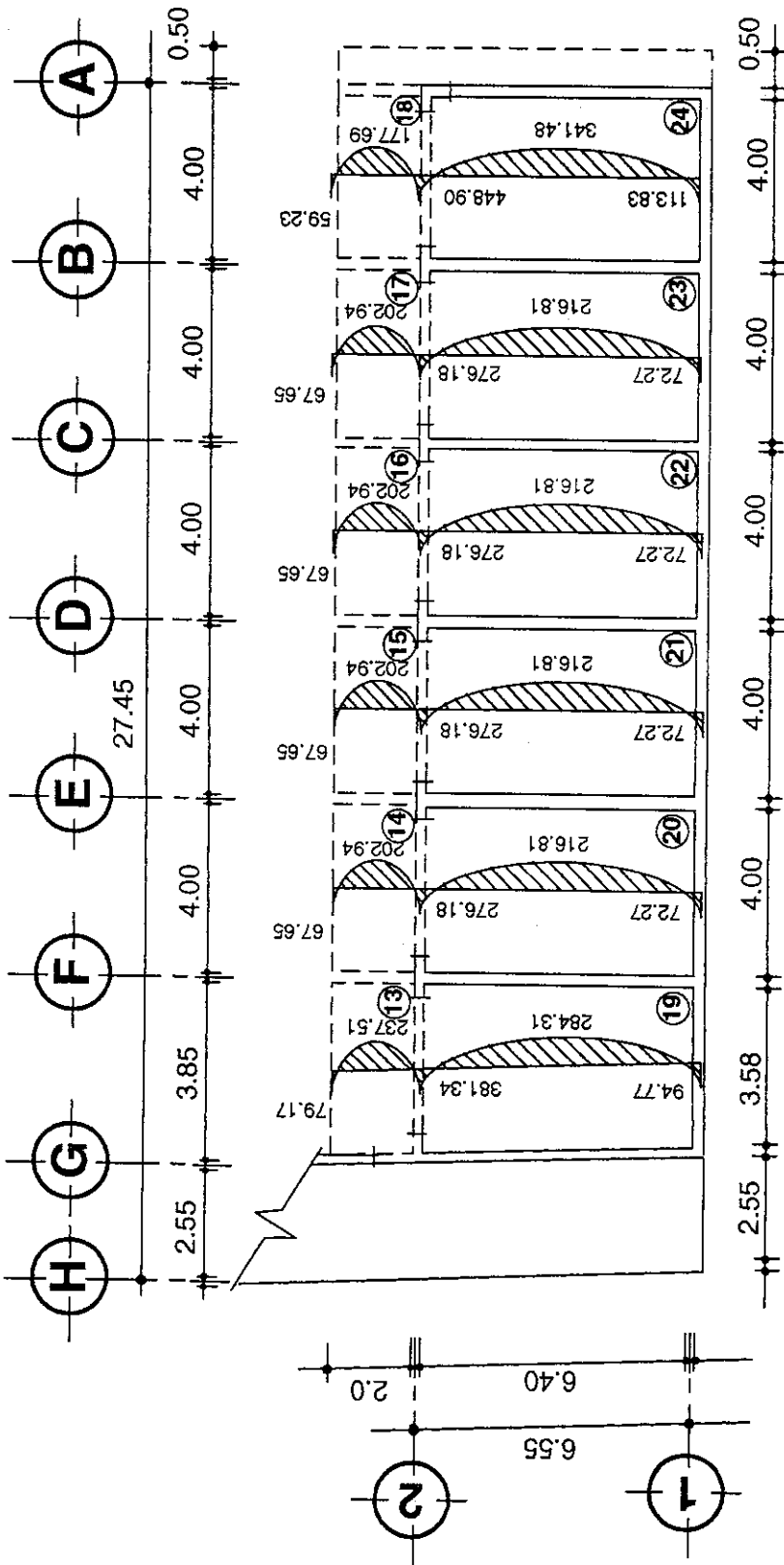
$$M_B = 448.90 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 341.48 \text{ Kgs-Mt.}$$

# PLANTA BAJA (SECTOR NO. 2) MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE X-X



# PLANTA BAJA (SECTOR No. 2) MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE Y-Y





Cálculo del área de acero que soportará a los momentos que no son satisfechos con el acero mínimo respectivo, únicamente para el sector #2 de la planta baja.

Para los momentos negativos:

$$M_{\min}^{(-)} = 207.11 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_{s_{\min}}^{(-)} = 0.71 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad 1 \text{ Var. \#3}$$

$$M_{A(\text{izq})}^{(19)} = 262.58 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 0.91 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_B^{(14-20)} = 276.18 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 0.96 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_{A(\text{der})}^{(24)} = 285.72 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 1.00 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_B^{(13-19)} = 381.34 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 1.36 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad 2 \text{ Var. \#3}$$

$$M_B^{(18-24)} = 448.90 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 1.62 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(13-19)} = 1223.99 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 6.00 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 3 \text{ Var. \#3} \\ 2 \text{ Var. \#5} \end{cases}$$

$$M_A^{(20-21)} = 1252.57 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 6.29 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 4 \text{ Var. \#4} \end{cases}$$

$$M_A^{(23-24)} = 1276.38 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 6.55 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#3} \\ 3 \text{ Var. \#5} \end{cases}$$

Para los momentos positivos:

$$M_{\min}^{(+)} = 379.24 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_{s_{\min}}^{(+)} = 1.27 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad 1 \text{ Var. \#4}$$

$$M_A^{(21)} = 646.98 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 2.19 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(20)} = 661.27 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 2.24 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(19)} = 787.74 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 2.69 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 2 \text{ Var. \#3} \end{cases}$$

$$M_A^{(24)} = 857.17 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 2.93 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

## Propuesta de Armado para cada Nervio

### Losa #13

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #3

### Losa #18

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #3 y

1 Var. #2

### Losa #20

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 2 Var. #3 y

= 2 Var. #5

Ref. #2 = 1 Var. #3 y

4 Var. #4

Ref. #3 = 1 Var. #3 y

1 Var. #2

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #2 = 1 Var. #2

### Losa #23

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #3 y

4 Var. #4

Ref. #2 = 3 Var. #5

Ref. #3 = 1 Var. #3 y

1 Var. #2

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #2 = 1 Var. #2

### Losas de la #14 a la #17

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #2

### Losas #19

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #2

Ref. #2 = 2 Var. #3 y

2 Var. #5

Ref. #3 = 2 Var. #3

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #3

### Losas #21 y #22

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #3 y

4 Var. #4

Ref. #2 = 1 Var. #3 y

4 Var. #4

Ref. #3 = 1 Var. #3 y

1 Var. #2

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #3 = 1 Var. #2

### Losa #24

#### Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 3 Var. #5

Ref. #2 = 1 Var. #2

Ref. #3 = 2 Var. #3 y

1 Var. #2

#### Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3

As.C.I. = 1 Var. #4

Ref. #1 = 1 Var. #3 y

1 Var. #2

### Cálculo y diseño de las losas de la planta alta:

La presente planta también se diseñará mediante dos sectores, de donde el sector #1 contiene a las losas de la #25 a la #38 y el sector #2 de la losa #39 a la #52.

### Cálculo y diseño de las losas del sector #1

#### Datos estructurales y de resistencia:

Cálculo de la sobrecarga total del sector:

- Sobrecarga de explotación según su naturaleza .....	150.0 Kgs/Mt <sup>2</sup>
- Desniveles sobre la losa .....	60.0 Kgs/Mt <sup>2</sup>
- Repello + cernido de cal (de un centímetro de espesor) bajo la losa .....	20.0 Kgs/Mt <sup>2</sup>
	<hr/>
	230.0 Kgs/Mt <sup>2</sup>

$$f' = 210 \text{ kgs/Cm}^2$$

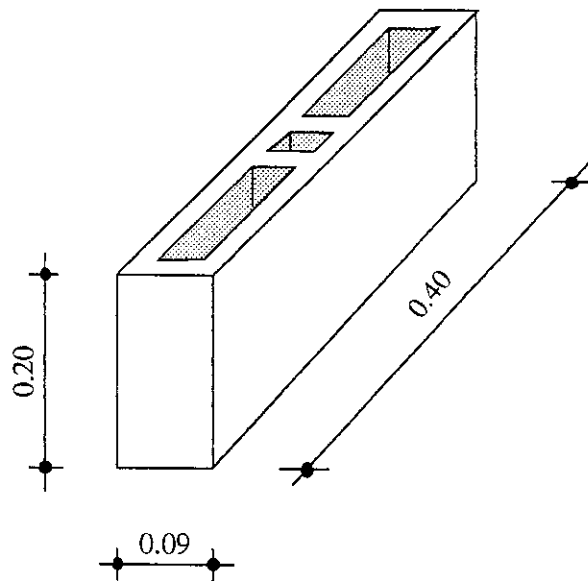
$$F_y = 2810 \text{ kgs/Cm}^2$$

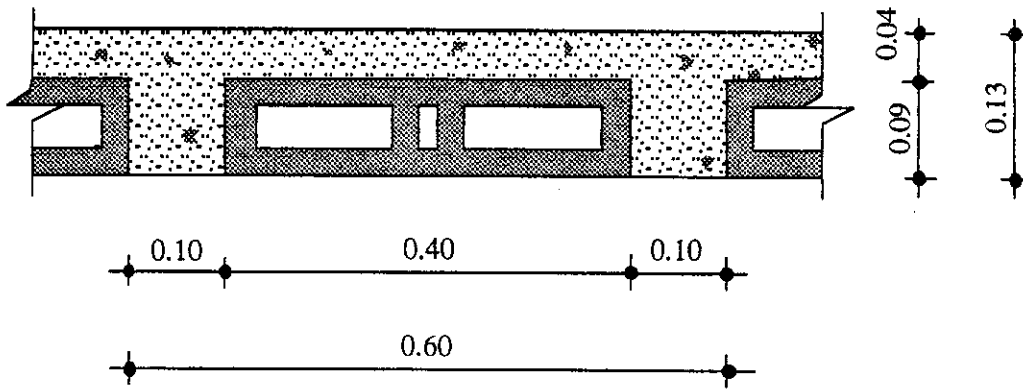
$$CV = 100 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$S/C = 230 \text{ Kgs/Mt}^2$$

#### Dimensionamiento del relleno y de los nervios:

La losa que se diseñará en esta planta también será nervada con relleno, para este relleno se utilizará block vacío con las dimensiones de: 0.09 \* 0.20 \* 0.40 mts. Así como se indica en la siguiente ilustración.





Dimensiones a rostro de las losas a diseñar:

Losa # 26	A = 4.37 mts.	Losa # 27	A = 4.00 mts.
	B = 5.40 mts.		B = 5.40 mts.
Losa # 31	A = 4.00 mts.	Losa # 33	A = 4.17 mts.
	B = 5.40 mts.		B = 5.40 mts.

Cálculo del número de nervios y del peso propio total de cada losa:

Para la losa #26

$$\begin{aligned}
 n_x &= 10 \text{ nervios} \\
 n_y &= 8 \text{ nervios} \\
 W_{\text{losa dist.}} &= 96.0 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
 W(n_x) &= 40.0 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
 W(n_y) &= 32.5 \text{ Kgs/Mt}^2 \\
 W_{\text{Relleno}} &= \underline{72.5 \text{ Kgs/Mt}^2} \\
 W_{\text{Prop. losa}} &= 241.0 \text{ Kgs/Mt}^2
 \end{aligned}$$

Para la losa #27

$$\begin{aligned}
 n_x &= 10 \text{ nervios} \\
 n_y &= 7 \text{ nervios} \\
 W_{\text{losa dist.}} &= 96.0 \text{ Kgs/mt}^2 \\
 W(n_x) &= 40.0 \text{ Kgs/mt}^2 \\
 W(n_y) &= 31.1 \text{ Kgs/mt}^2 \\
 W_{\text{Relleno}} &= \underline{70.4 \text{ Kgs/mt}^2} \\
 W_{\text{Prop. losa}} &= 237.5 \text{ Kgs/mt}^2
 \end{aligned}$$

Para la losa #31

$$\begin{aligned}
 n_x &= 10 \text{ nervios} \\
 n_y &= 7 \text{ nervios} \\
 W_{\text{losa dist.}} &= 96.0 \text{ kgs/Mt}^2 \\
 W(n_x) &= 40.0 \text{ kgs/Mt}^2 \\
 W(n_y) &= 31.1 \text{ kgs/Mt}^2 \\
 W_{\text{Relleno}} &= \underline{70.4 \text{ kgs/Mt}^2} \\
 W_{\text{Prop. losa}} &= 237.5 \text{ kgs/Mt}^2
 \end{aligned}$$

Para la losa #33

$$\begin{aligned}
 n_x &= 10 \text{ nervios} \\
 n_y &= 7 \text{ nervios} \\
 W_{\text{losa dist.}} &= 96.0 \text{ Kgs/mt}^2 \\
 W(n_x) &= 40.0 \text{ Kgs/mt}^2 \\
 W(n_y) &= 29.8 \text{ Kgs/mt}^2 \\
 W_{\text{Relleno}} &= \underline{67.5 \text{ Kgs/mt}^2} \\
 W_{\text{Prop. losa}} &= 233.3 \text{ Kgs/mt}^2
 \end{aligned}$$

Cálculo de las cargas últimas superficiales y lineales

Para la losa # 26

$$\begin{array}{lcl} \text{CMU} = 659.0 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L = 329.7 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 170.0 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L = 85.0 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 829.4 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L = 414.7 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Para la losa # 27

$$\begin{array}{lcl} \text{CMU} = 654.5 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L = 327.2 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 170.0 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L = 85.0 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 824.5 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L = 412.2 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Para la losa # 31

$$\begin{array}{lcl} \text{CMU} = 654.5 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L = 327.2 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 170.0 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L = 85.0 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 824.5 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L = 412.2 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Para la losa # 33

$$\begin{array}{lcl} \text{CMU} = 648.7 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L = 324.3 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 170.0 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L = 85.0 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 818.7 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L = 409.3 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Cálculo de los momentos en cada losa:

Para la losa #26

$$\begin{array}{l} m = 0.81 \\ M_A^{(-)} = 554.36 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 362.78 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 318.07 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 210.65 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

Para la losa #27

$$\begin{array}{l} m = 0.74 \\ M_A^{(-)} = 518.09 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 161.60 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 227.80 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 96.32 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

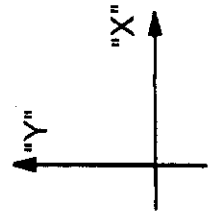
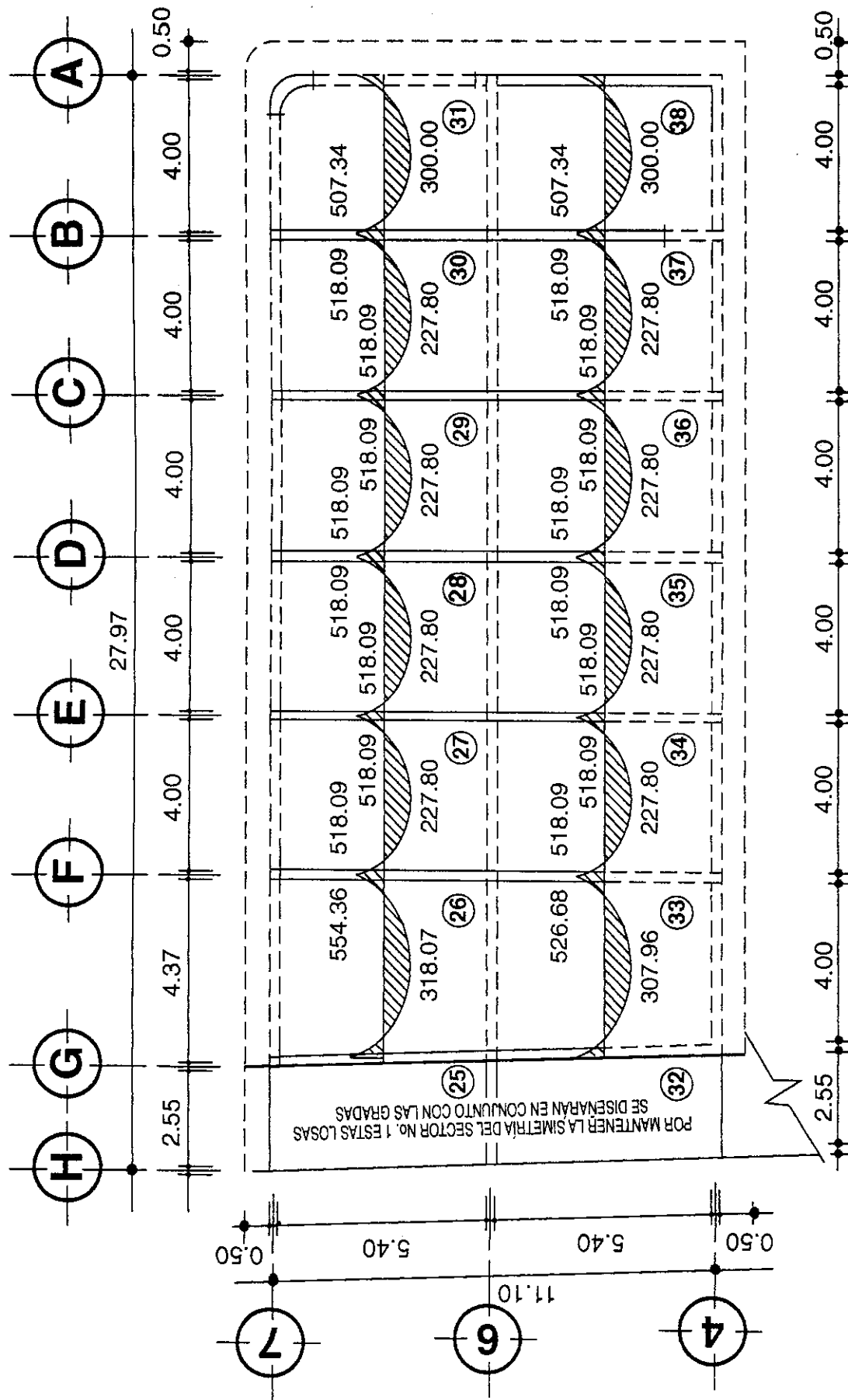
Para la losa #31

$$\begin{array}{l} m = 0.74 \\ M_A^{(-)} = 507.34 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 277.34 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 300.00 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 159.24 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

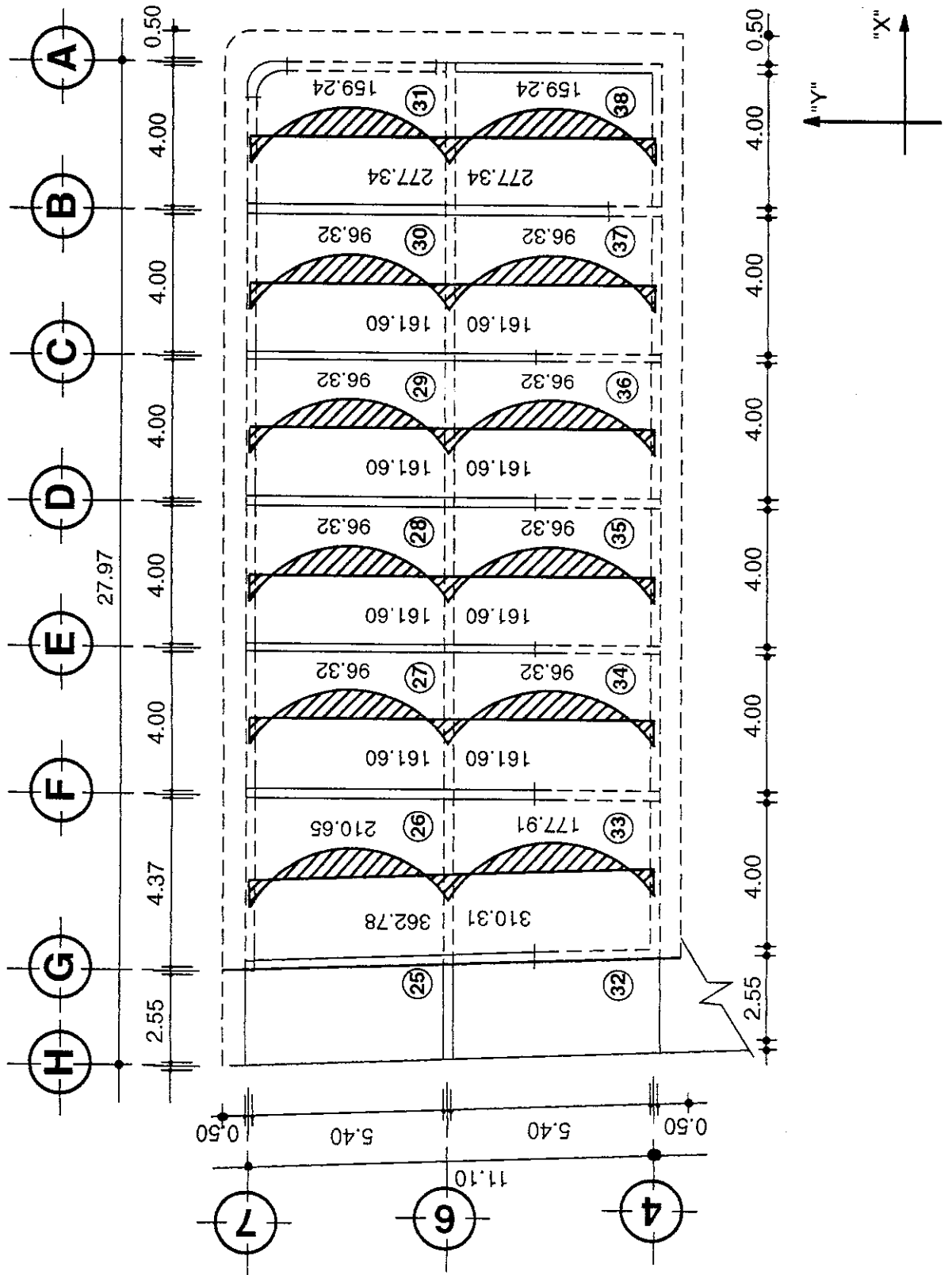
Para la losa #33

$$\begin{array}{l} m = 0.77 \\ M_A^{(-)} = 526.68 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 310.31 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 307.96 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 177.91 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

# PLANTA ALTA (SECTOR NO. 1) MOMENTOS PARALELOS AL EJE X-X



PLANTA ALTA (SECTOR NO. 1)  
MOMENTOS PARALELOS AL EJE Y-Y



Cálculo del balance de momentos entre losas adyacentes:

Entre la losa # 26 y la #27

$$M_B = 537.03 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 326.74 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #30 y la #31

$$M_B = 512.70 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 230.50 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #33 y la #34

$$M_B = 522.47 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 310.06 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #37 y la #38

$$M_B = 512.70 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 230.50 \text{ Kgs-Mt.}$$

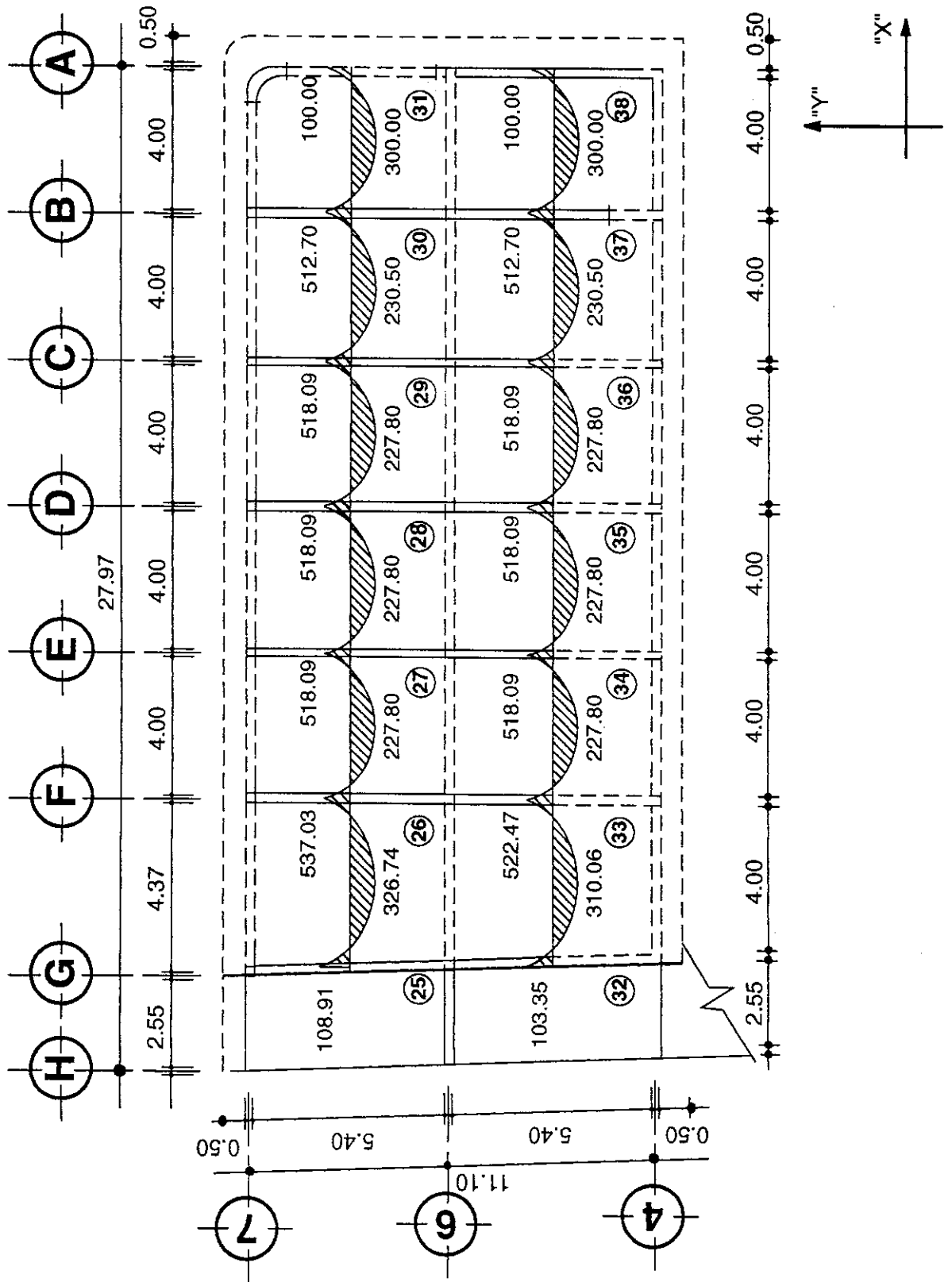
Entre la losa #26 y la #33

$$M_B = 336.55 \text{ Kgs-Mt.}$$

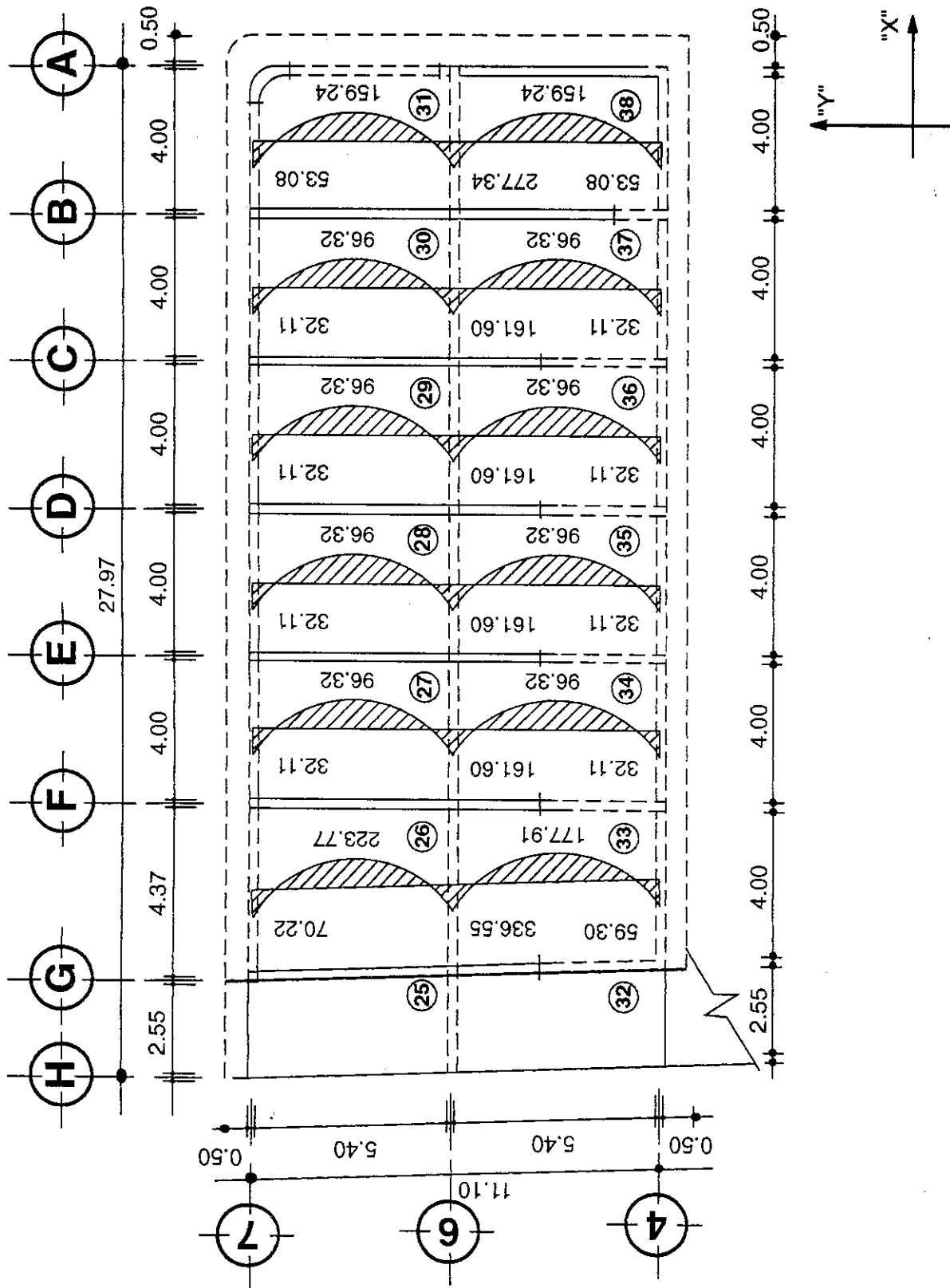
$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 223.77 \text{ Kgs-Mt.}$$



**PLANTA ALTA (SECTOR NO. 1)  
MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE X-X**



**PLANTA ALTA (SECTOR No. 1)  
MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE Y-Y**



Cálculo de los datos a utilizar para el diseño de los nervios del sector # 1 y #2 de la planta alta

Cálculo del peralte efectivo de los nervios:

$d = t - R - \emptyset/2$ ; Si se toma como diámetro crítico el de una varilla # 6 se tiene que:

$$d = 0.13 - 0.02 - 0.019/2 = 0.10 \text{ mts.} = 10 \text{ cms.}$$

Por consiguiente, los datos correspondientes para calcular el área de acero que soportará cada momento son los siguientes, según sea el caso.

<u>Para los momentos negativos</u>	<u>Para los momentos positivos</u>
$b_w = 10.00 \text{ Cms.}$	$b_f = 50.00 \text{ Cms.}$
$d = 10.00 \text{ Cms.}$	$d = 10.00 \text{ Cms.}$
$f'_c = 210.00 \text{ Kgs/Cm}^2$	$f'_c = 210.00 \text{ Kgs/Cm}^2$
$F_y = 2810.00 \text{ Kgs/Cm}^2$	$F_y = 2810.00 \text{ Kgs/Cm}^2$

Cálculo del área de acero mínimo y el momento que soporta la misma, tanto para los momentos negativos como positivos.

Para los momentos negativos:

$$A_{s \min}^{(-)} = 14.1 * b_w * d / F_y = 0.50 \text{ Cms}^2.$$

Por lo tanto se utilizará el área de una varilla #3, que soporta un momento equivalente al siguiente:

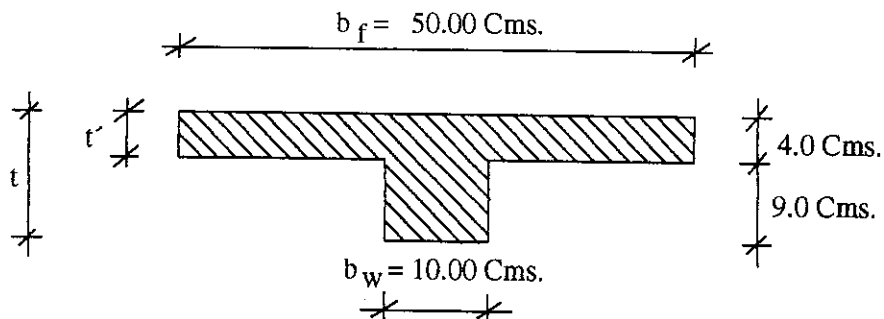
$$M_{\min}^{(-)} = 169.52 \text{ Kgs-mt.}$$

Para los momentos positivos:

$$A_{s \min}^{(+)} = 0.4 * 14.1 * b_f * d / F_y = 1.00 \text{ Cms}^2.$$

Por lo tanto se utilizará el área de una varilla #4, que soporta un momento equivalente al siguiente:

$$M_{\min}^{(+)} = 314.76 \text{ Kgs-mt.}$$



Cálculo del área de acero que soportará los momentos que no son satisfechos con el acero mínimo respectivo, únicamente para el sector # 1 de la planta alta.

Para los momentos negativos:

$$M_{\min}^{(-)} = 169.52 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)}_{\min} = 0.71 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad 1 \text{ Var. \#3}$$

$$M_B^{(31-38)} = 277.34 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 1.21 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#3} \\ 2 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_B^{(26-33)} = 336.55 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 1.51 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(32-33)} = 439.50 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.08 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad 3 \text{ Var. \#3}$$

$$M_A^{(25-26)} = 470.30 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.26 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 3 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(30-31)} = 512.70 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.53 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#4} \end{cases}$$

$$M_A^{(27-28)} = 518.09 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.57 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#4} \end{cases}$$

$$M_A^{(33-34)} = 522.47 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.60 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#4} \end{cases}$$

$$M_A^{(26-27)} = 537.03 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.70 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#4} \end{cases}$$

Para los momentos positivos:

$$M_{\min}^{(+)} = 314.76 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)}_{\min} = 1.27 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad 1 \text{ Var. \#4}$$

$$M_A^{(26)} = 326.74 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.32 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \quad \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

Si se diera el caso de una losa diseñada en un solo sentido, sería necesario reforzarla en el sentido opuesto con acero por temperatura, y así evitar el agrietamiento de la misma.

$$A_{s_{\text{temp.}}} = 0.002 * b * t'$$

Se hace la advertencia, que las varillas que constituyen el acero por temperatura no podrán ir separadas a una distancia mayor a la  $S_{\text{máx.}} = 5 * t'$ . Así que es recomendable que mediante una regla de tres, se calcule la cantidad de acero suficiente a la  $S_{\text{máx.}}$  y chequearla con el  $A_{s_{\text{temp.}}}$ .

$$\begin{array}{l} A_{s_{\text{temp.}}} \text{ ---->} \quad b \\ X \quad \text{---->} \quad S_{\text{máx.}} \end{array}$$

Propuesta de armado para cada nervio:

Losa #26

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4  
Ref. #3 = 1 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #2

Losa #28, 29 y 30

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4

Losa #33

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #2

Losa #38

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #2 = 2 Var. #2

Losas #27

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4

Losas #31

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 2 Var. #2

Losas #34, 35, 36 y 37

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4  
Ref. #1 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4  
Ref. #2 = 1 Var. #3 y  
1 Var. #4

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
As.C.I. = 1 Var. #4

## Cálculo y diseño de las losas del sector #2:

### Datos estructurales y de resistencia:

$$f'_c = 210 \text{ Kgs/Cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ Kgs/Cm}^2$$

$$CV = 100 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$S/C = 230 \text{ Kgs/Mt}^2$$

### Dimensiones a rostro de las losas a diseñar:

$$\begin{aligned} \text{Losa \# 40} \quad A &= 2.00 \text{ mts.} \\ B &= 3.85 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Losa \# 41} \quad A &= 2.00 \text{ mts.} \\ B &= 4.00 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Losa \#45} \quad A &= 2.00 \text{ mts.} \\ B &= 4.00 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Losa \# 47} \quad A &= 3.80 \text{ mts.} \\ B &= 6.40 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Losa \# 48} \quad A &= 4.00 \text{ mts.} \\ B &= 6.40 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Losa \# 52} \quad A &= 4.00 \text{ mts.} \\ B &= 6.40 \text{ mts.} \end{aligned}$$

### Cálculo del número de nervios y del peso propio total de cada losa:

#### Para la losa #40

$$n_x = 3 \text{ nervios}$$

$$n_y = 7 \text{ nervios}$$

$$W_{\text{losa dist.}} = 96.0 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_x) = 32.4 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_y) = 33.8 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Relleno}} = 71.8 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Prop. losa}} = 234.0 \text{ Kgs/Mt}^2$$

#### Para la losa #41

$$n_x = 3 \text{ nervios}$$

$$n_y = 7 \text{ nervios}$$

$$W_{\text{losa dist.}} = 96.0 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W(n_x) = 32.4 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W(n_y) = 32.5 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W_{\text{Relleno}} = 69.1 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W_{\text{Prop. losa}} = 230.0 \text{ Kgs/mt}^2$$

#### Para la losa #45

$$n_x = 3 \text{ nervios}$$

$$n_y = 7 \text{ nervios}$$

$$W_{\text{losa dist.}} = 96.0 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_x) = 32.4 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W(n_y) = 32.5 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Relleno}} = 69.1 \text{ Kgs/Mt}^2$$

$$W_{\text{Prop. losa}} = 230.0 \text{ Kgs/Mt}^2$$

#### Para la losa #47

$$n_x = 12 \text{ nervios}$$

$$n_y = 6 \text{ nervios}$$

$$W_{\text{losa dist.}} = 96.0 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W(n_x) = 40.5 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W(n_y) = 27.9 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W_{\text{Relleno}} = 64.7 \text{ Kgs/mt}^2$$

$$W_{\text{Prop. losa}} = 229.1 \text{ Kgs/mt}^2$$

Para la losa #48

$$\begin{aligned}n_x &= 12 \text{ nervios.} \\n_y &= 7 \text{ nervios} \\W_{\text{losa dist.}} &= 96.0 \text{ Kgs/Mt}^2 \\W(n_x) &= 40.5 \text{ Kgs/Mt}^2 \\W(n_y) &= 30.9 \text{ Kgs/Mt}^2 \\W_{\text{Relleno}} &= 70.2 \text{ Kgs/Mt}^2 \\W_{\text{Prop. losa}} &= \frac{237.6}{\text{Kgs/Mt}^2}\end{aligned}$$

Para la losa #52

$$\begin{aligned}n_x &= 12 \text{ nervios} \\n_y &= 7 \text{ nervios} \\W_{\text{losa dist.}} &= 96.0 \text{ Kgs/mt}^2 \\W(n_x) &= 40.5 \text{ Kgs/mt}^2 \\W(n_y) &= 30.9 \text{ Kgs/mt}^2 \\W_{\text{Relleno}} &= 70.2 \text{ Kgs/mt}^2 \\W_{\text{Prop. losa}} &= \frac{237.6}{\text{Kgs/mt}^2}\end{aligned}$$

Cálculo de las cargas últimas superficiales y lineales:

Para la losa # 40

$$\begin{aligned}CMU &= 649.60 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CMU_L = 324.80 \text{ Kgs/Mt} \\CVU &= 170.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CVU_L = 85.00 \text{ Kgs/Mt} \\CU &= 819.60 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CU_L = 409.80 \text{ Kgs/Mt}\end{aligned}$$

Para la losa # 41

$$\begin{aligned}CMU &= 644.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CMU_L = 322.00 \text{ Kgs/Mt} \\CVU &= 170.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CVU_L = 85.00 \text{ Kgs/Mt} \\CU &= 814.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CU_L = 407.00 \text{ Kgs/Mt}\end{aligned}$$

Para la losa # 45

$$\begin{aligned}CMU &= 644.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CMU_L = 322.00 \text{ Kgs/Mt} \\CVU &= 170.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CVU_L = 85.00 \text{ Kgs/Mt} \\CU &= 814.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CU_L = 407.00 \text{ Kgs/Mt}\end{aligned}$$

Para la losa # 47

$$\begin{aligned}CMU &= 642.70 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CMU_L = 321.40 \text{ Kgs/Mt} \\CVU &= 170.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CVU_L = 85.00 \text{ Kgs/Mt} \\CU &= 812.70 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CU_L = 406.40 \text{ Kgs/Mt}\end{aligned}$$

Para la losa # 48

$$\begin{aligned}CMU &= 654.70 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CMU_L = 327.40 \text{ Kgs/Mt} \\CVU &= 170.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CVU_L = 85.00 \text{ Kgs/Mt} \\CU &= 824.70 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & CU_L = 412.40 \text{ Kgs/Mt}\end{aligned}$$

Para la losa # 52

$$\begin{array}{lcl} \text{CMU} = 654.70 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CMU}_L = 327.40 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CVU} = 170.00 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CVU}_L = 85.00 \text{ Kgs/Mt} \\ \text{CU} = 824.70 \text{ Kgs/Mt}^2 & \text{---} & \text{CU}_L = 412.40 \text{ Kgs/Mt} \end{array}$$

Cálculo de los momentos en cada losa:

Para la losa #40

$$\begin{array}{l} m = 0.52 \\ M_A^{(-)} = 152.77 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 41.30 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 100.59 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 28.49 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

Para la losa #41

$$\begin{array}{l} m = 0.50 \\ M_A^{(-)} = 144.89 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 65.12 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 97.89 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 25.76 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

Para la losa #45

$$\begin{array}{l} m = 0.50 \\ M_A^{(-)} = 153.03 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 39.07 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 99.18 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 25.76 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

Para la losa #47

$$\begin{array}{l} m = 0.59 \\ M_A^{(-)} = 525.81 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 173.12 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 332.22 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 116.83 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

Para la losa #48

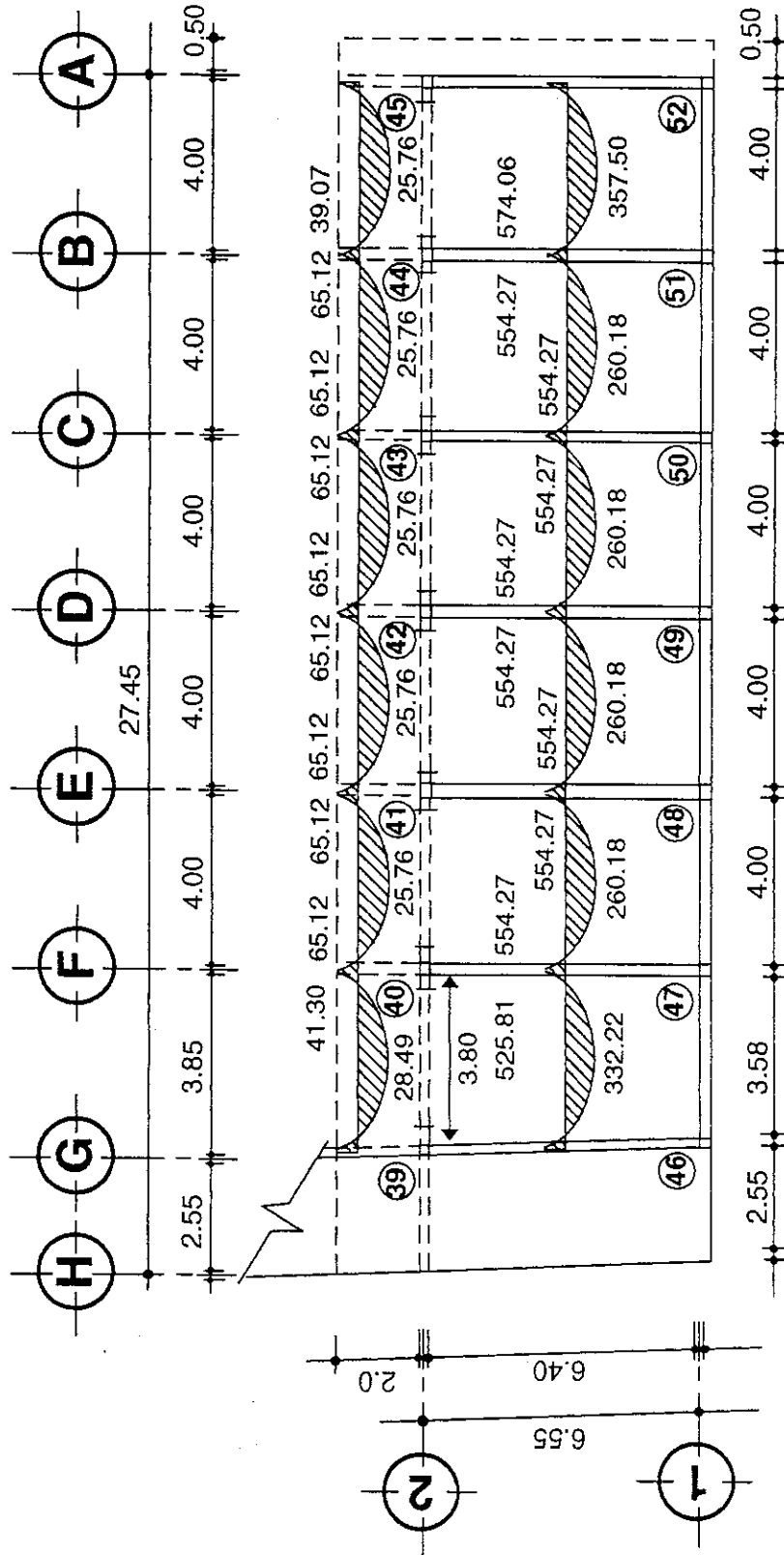
$$\begin{array}{l} m = 0.625 \\ M_A^{(-)} = 554.27 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 118.24 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 260.18 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 88.20 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$

Para la losa #52

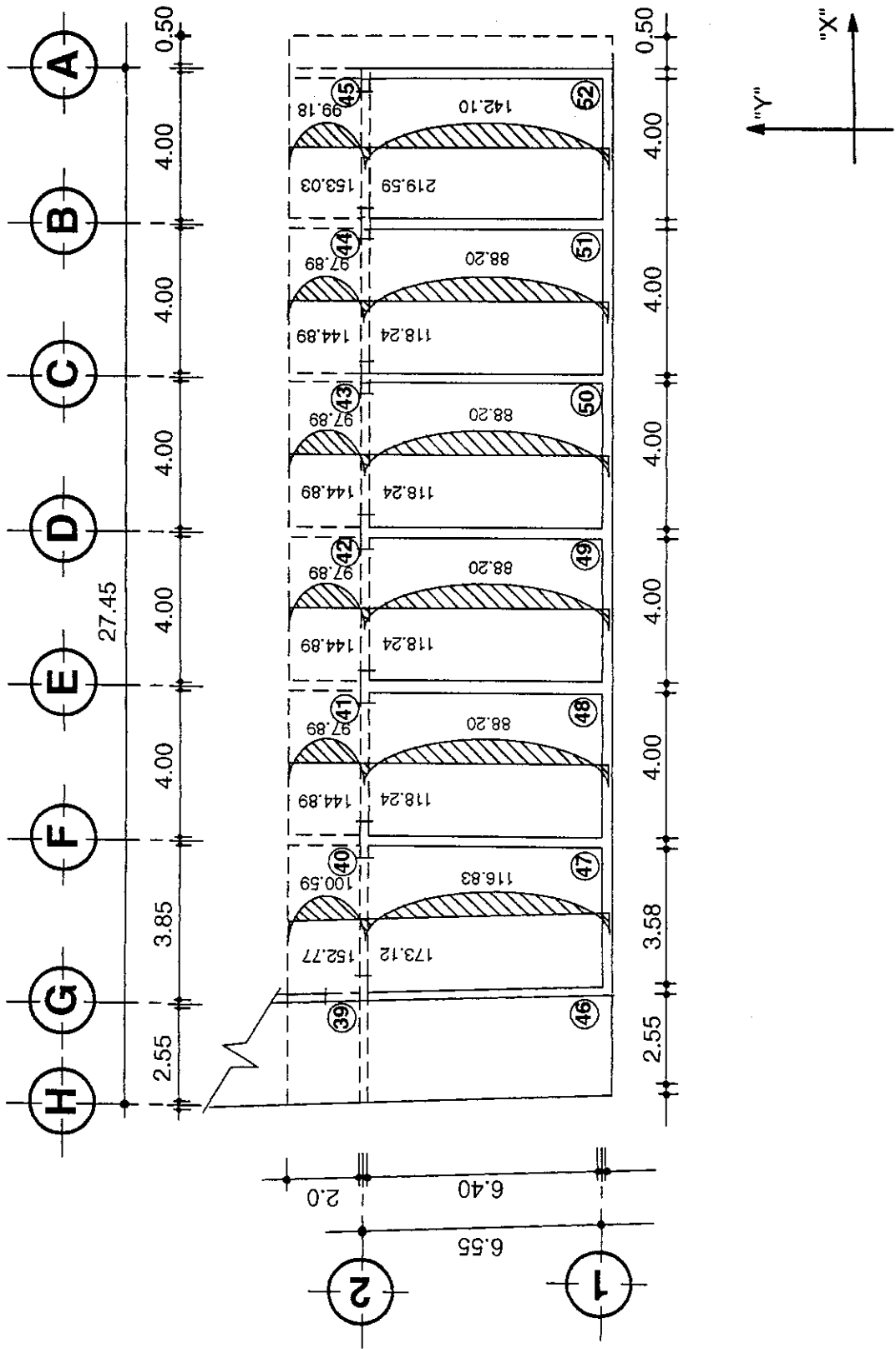
$$\begin{array}{l} m = 0.62 \\ M_A^{(-)} = 574.06 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(-)} = 219.59 \text{ Kgs-Mt} \\ M_A^{(+)} = 357.50 \text{ Kgs-Mt} \\ M_B^{(+)} = 142.10 \text{ Kgs-Mt} \end{array}$$



**PLANTA ALTA (SECTOR NO. 2)  
MOMENTOS PARALELOS AL EJE X-X**



# PLANTA ALTA (SECTOR No. 2) MOMENTOS PARALELOS AL EJE Y-Y



Cálculo del balance de momentos entre losas adyacentes:

Entre la losa # 40 y la #41

$$M_B = 53.44 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 31.60 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #44 y la #45

$$M_B = 52.10 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 32.30 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #47 y la #48

$$M_B = 540.40 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 267.11 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #51 y la #52

$$M_B = 564.20 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 362.40 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #40 y la #47

$$M_B = 108.60 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 113.10 \text{ Kgs-Mt.}$$

Entre la losa #41 y la #48

$$M_B = 124.60 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 108.00 \text{ Kgs-Mt.}$$

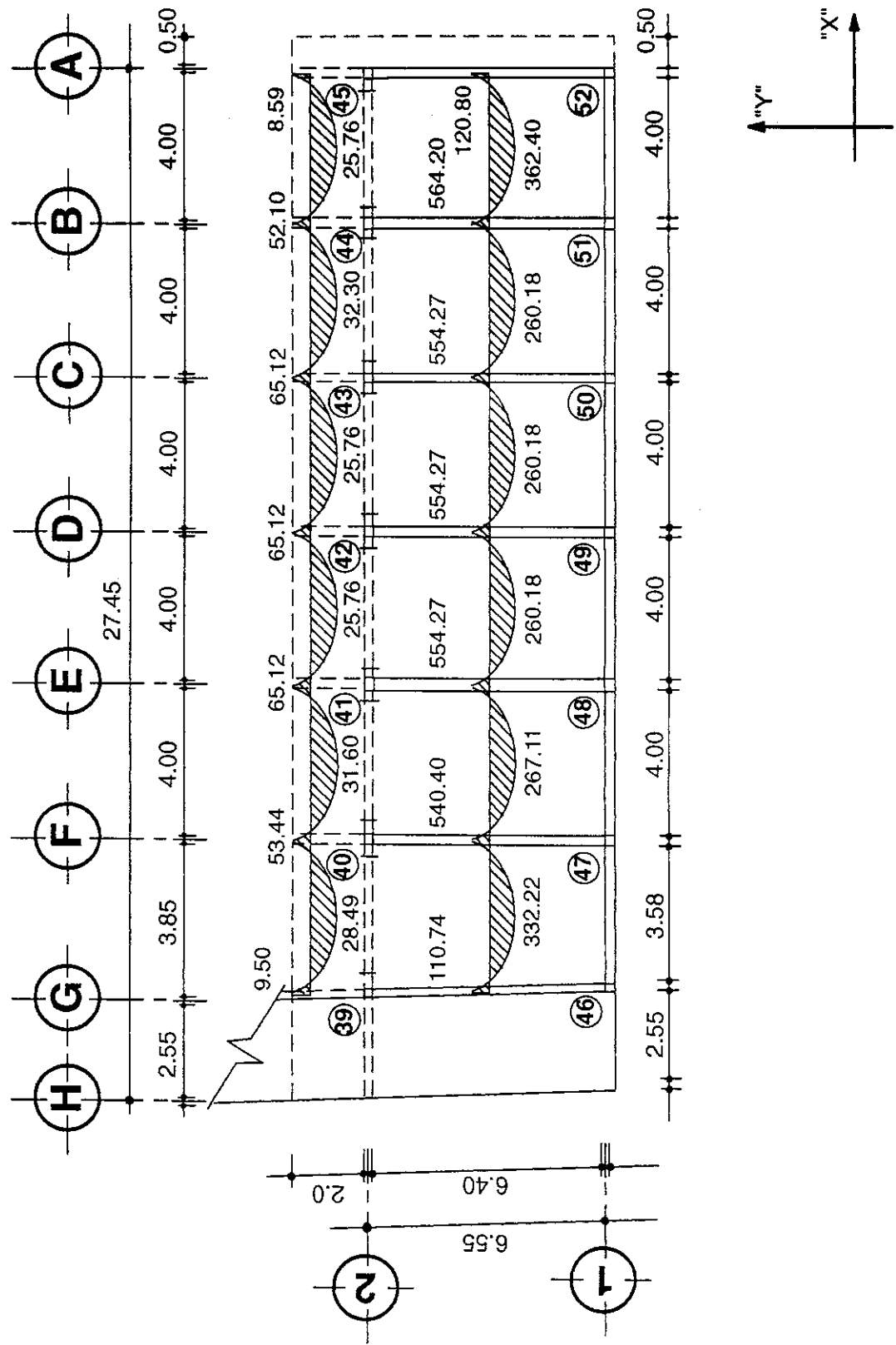
Entre la losa #45 y la #52

$$M_B = 203.70 \text{ Kgs-Mt.}$$

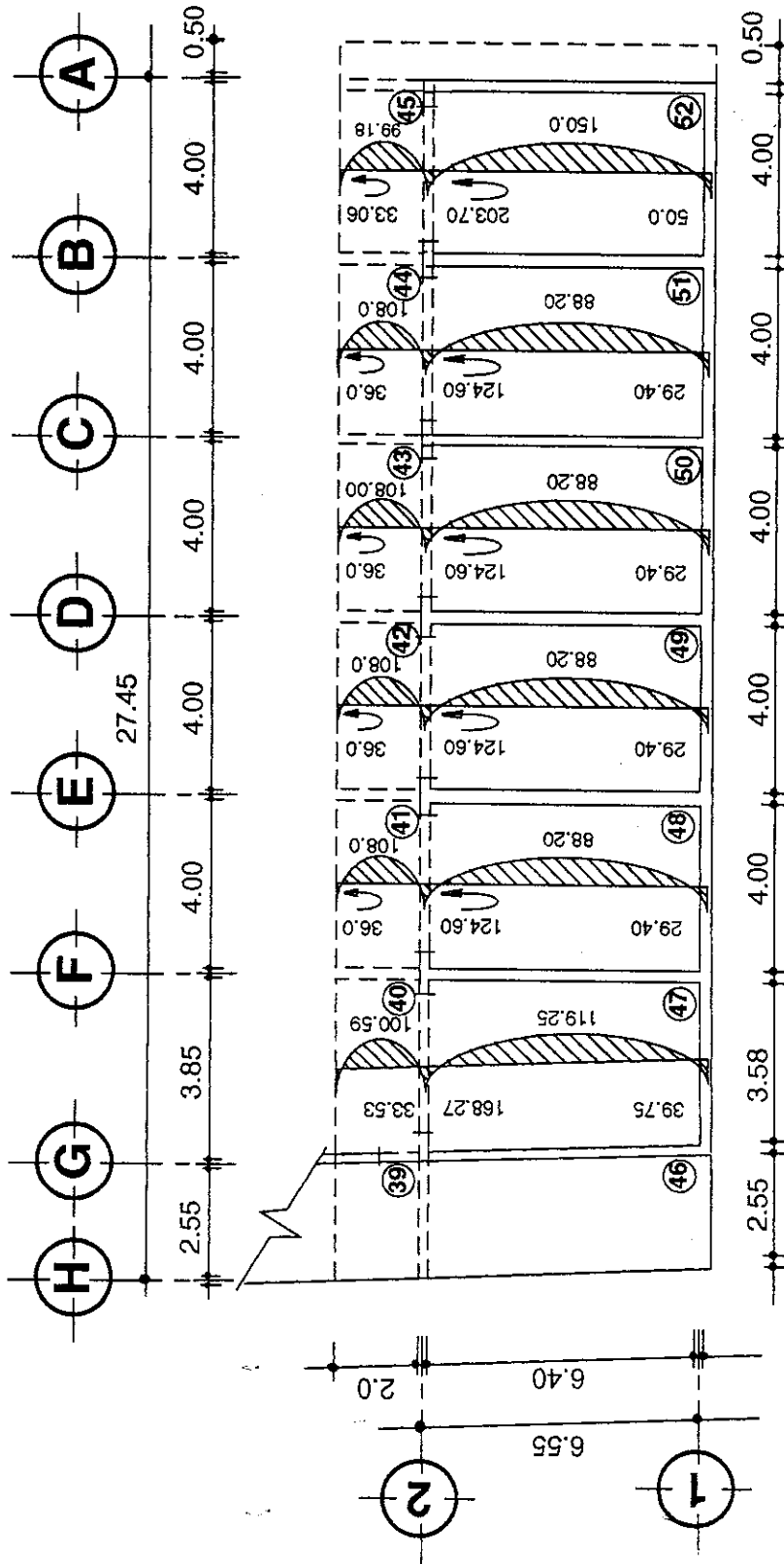
$$M_{\text{Cor.}}^{(+)} = 150.00 \text{ Kgs-Mt.}$$

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

# PLANTA ALTA (SECTOR NO. 2) MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE X-X



# PLANTA ALTA (SECTOR No. 2) MOMENTOS BALANCEADOS PARALELOS AL EJE Y-Y



Cálculo del área de acero que soportará los momentos que no son satisfechos con el acero mínimo respectivo, únicamente para el sector #2 de la planta alta.

Para los momentos negativos:

$$M_{\min}^{(-)} = 169.52 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_{s_{\min}}^{(-)} = 0.71 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 1 \text{ Var. \#3}$$

$$M_B^{(45-52)} = 203.70 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 0.86 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \begin{cases} 1 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(47-48)} = 540.40 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.72 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 4 \text{ Var. \#3}$$

$$M_A^{(48-49)} = 554.27 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.82 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 4 \text{ Var. \#3}$$

$$M_A^{(51-52)} = 564.20 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(-)} = 2.89 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \begin{cases} 2 \text{ Var. \#3} \\ 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

Para los momentos positivos:

$$M_{\min}^{(+)} = 314.76 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_{s_{\min}}^{(+)} = 1.27 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} 1 \text{ Var. \#4}$$

$$M_A^{(47)} = 332.22 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.34 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

$$M_A^{(52)} = 362.40 \text{ Kgs-mt.} \quad \text{---} \quad A_s^{(+)} = 1.47 \text{ Cms}^2 \quad \text{-->} \begin{cases} 1 \text{ Var. \#4} \\ 1 \text{ Var. \#2} \end{cases}$$

Propuesta de armado para cada nervio:

Losas de la #40 a la #44

Nervios X-X:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

Nervios Y-Y:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

Losa #47

Nervios X-X:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

$$\text{Ref. \#1} = 1 \text{ Var. \#4}$$

$$\text{Ref. \#2} = 4 \text{ Var. \#3}$$

Nervios Y-Y:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

Losas #45

Nervios X-X:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

Nervios Y-Y:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

$$\text{Ref. \#1} = 1 \text{ Var. \#2}$$

Losa #48

Nervios X-X:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

$$\text{Ref. \#1} = 4 \text{ Var. \#3}$$

$$\text{Ref. \#2} = 3 \text{ Var. \#3}$$

Nervios Y-Y:

$$A_{s.C.S.} = 1 \text{ Var. \#3}$$

$$A_{s.C.I.} = 1 \text{ Var. \#4}$$

Losas #49 y #50

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
 As.C.I. = 1 Var. #4  
 Ref. #1 = 3 Var. #3  
 Ref. #2 = 3 Var. #3

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
 As.C.I. = 1 Var. #4

Losa #51

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
 As.C.I. = 1 Var. #4  
 Ref. #1 = 3 Var. #3  
 Ref. #2 = 1 Var. #3,  
 1 Var. #4 y  
 1 Var. #2

Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
 As.C.I. = 1 Var. #4

Losa #52

Nervios X-X:

As.C.S. = 1 Var. #3  
 As.C.I. = 1 Var. #4  
 Ref. #1 = 1 Var. #3,  
 1 Var. #4 y  
 1 Var. #2  
 Ref. #3 = 2 Var. #2

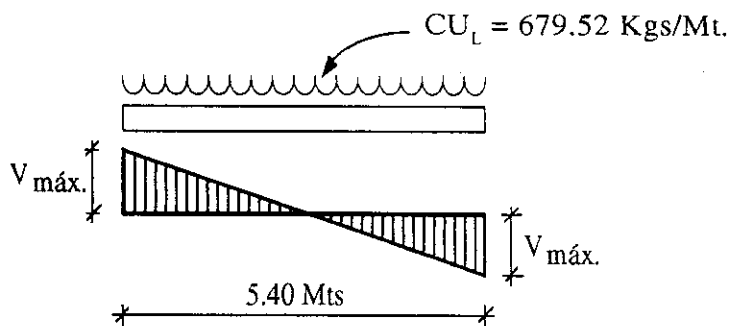
Nervios Y-Y:

As.C.S. = 1 Var. #3  
 As.C.I. = 1 Var. #4  
 Ref. #2 = 1 Var. #2

**Diseño a corte de los Nervios**

El cálculo de los eslabones para los nervios, se realizará solo para los pertenecientes a las losas con mayores luces de la planta baja; ya que en éstas se han producido los momentos más grandes.

En el sector # 1; se puede observar que en la losa en donde se producen los mayores momentos es en la losa # 1. Así que se analizará uno de los nervios que tiene mayor longitud.



$$V_{\text{máx.}} = \frac{CU_L * L}{2} = 1,834.70 \text{ Kgs.}$$

$$\Rightarrow V_{\text{Act.}} = 1,834.70 \text{ Kgs.}$$

Para el cálculo del corte resistente ( $V_R$ ), se necesitan los datos siguiente:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2} = 0.15 - 0.02 - \frac{0.019}{2} = 0.12 \text{ Mts.} = 12 \text{ Cms.}$$

$$\emptyset = 85, F'_c = 210 \text{ Kgs/Cm}^2 \text{ y } b_y = 12 \text{ Cms.}$$

Y como se usarán eslabones, entonces la cantidad de acero que resistirá el corte será la correspondiente a una varilla # 3 ( $A_v = A_{s_v} = 0.713 \text{ Cms}^2$ ).

**Cálculo del corte resistente:**

$$V_R = \emptyset * 0.53 * (f'_c)^{1/2} * b_y * d = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 12 * 12 = 940.08 \text{ Kgs.}$$

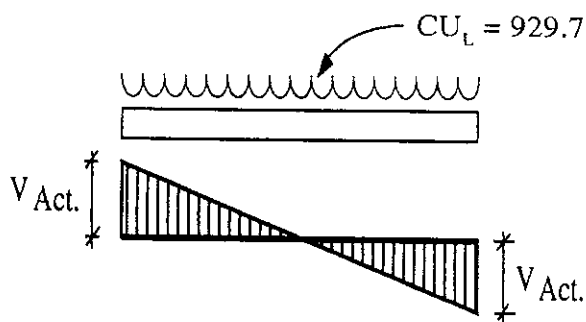
Como  $V_R < A_{Act.}$ ; esto indica que es necesario reforzar a corte los nervios.

**Cálculo de la separación de los eslabones (S)**

$$S_c = \frac{A_v * F_y * d}{V_{ACT.} - V_R} = \frac{0.73 * 2810 * 12}{1834.70 - 940.08} = 26.87 \text{ Cms} \approx 27 \text{ Cms.}$$

Pero como " $S_c$ " no tiene que ser mayor que "d", por consiguiente todos los nervios en el sector # 1 se armarán con eslabones de barras de acero corrugado # 3 @ 0.12 Mts. Que cumple con ser  $\leq S_{m\acute{a}x}$  (d).

Por el sector # 3, se analizará uno de los nervios pertenecientes a la losa # 24.



$$V_{m\acute{a}x.} = \frac{CU_L * L}{2} = 2,975.23 \text{ Kgs.}$$

$$\Rightarrow V_{Act.} = 2,975.23 \text{ Kgs.}$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 12 * 12 = 940.08 \text{ Kgs.}$$

Como  $V_R < V_{Act.} \Rightarrow$  Es necesario reforzar a corte.

$$S_c = \frac{0.713 * 2810 * 12}{2975.23 - 940.08} = 11.81 = 12.0 \text{ Cms.}$$

Como  $S_c \leq d$ ; entonces todos los nervios del sector # 2 también se armarán con eslabones # 3 @ 0.12



## Fórmulas para el cálculo de las cargas sísmicas por piso.

### Predimensionamiento de los elementos estructurales

$$S_v = b_v * h_v = 0.25 * 0.50 = 0.125 \text{ mts}^2.$$

$$S_c = b_c * h_c = 0.30 * 0.50 = 0.150 \text{ mts}^2.$$

### Cálculo de las cargas gravitacionales

$$W_{\text{losas}} = A_{L-n} * CM_n + A_{L-(n+1)} * CM_{n+1} + A_{L-(n+2)} * CM_{n+2} + \dots$$

$$W_{\text{aleros}} = A_a * (W_{\text{prop. aleros}} + S/C)$$

$$W_{\text{muros}} = V_m * P_{\text{mamp.}}$$

$$W_{\text{vigas}} = Lt_v * S_v * P_c$$

$$W_{\text{Col.}} = Lt_c * S_c * P_c$$

$$W_P = W_{\text{losas}} + W_{\text{aleros}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{col.}} + 0.25 * A_{\text{losas}} * CV$$

Para el cálculo de las cargas de sismo, se utilizará un método estático llamado SEAOC (Instituto de Estudios Sismológicos de California); método que indica el desarrollo siguiente para el cálculo de las fuerzas laterales dinámicas sobre cada piso debido al sismo.

$$V = (Z * I * C * K * S) * W_T.$$

(El valor de los coeficientes Z, I, K y S dependen de su localización, de la utilidad y tipo de la estructura, así también como del suelo en donde se ubicará la misma).

$$PNV = \frac{0.0906 * h_e}{D^{1/2}}$$

(Esta fórmula se utiliza únicamente si los parámetros pertenecen al sistema internacional).

$$C = \frac{1}{15 * (PNV)^{1/2}}$$

(El resultado final de esta fórmula (coeficiente C), no puede tomar un valor mayor a 0.12 bajo ninguna circunstancia).

El valor del producto (C\*S) tampoco podrá tomar un valor mayor a 0.14.

$$F_T = 0.07 * PNV * V$$

(Si PNV es menor que 0.7 segundos entonces  $F_T = 0$ ).

$$F_p = \sum_{p=1}^{P=e} (W_p)$$

$$F_p = \frac{(V - F_T) * W_p * h_p}{\sum_{p=1}^{P=e} (W_p * h_p)}$$

### 36) Cálculo de las cargas gravitacionales de cada piso y sector

- Cálculo de las cargas del primer piso (P=1) del sector #1

$$\begin{array}{rcl} W_{\text{losas}} & = & 167,235.75 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{aleros}} & = & 8,809.26 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{muros}} & = & 89,095.63 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{vigas}} & = & 45,387.00 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{col.}} & = & 40.831.20 \text{ Kgs.} \\ & & \hline & & 351,358.84 \text{ Kgs.} \end{array}$$

$$W_1 = 351,358.84 + 0.25 * 262.12 * 250$$

$$W_1 = \underline{\underline{367,741.34 \text{ kgs.}}}$$

- Cálculo de las cargas del segundo piso (P=2) del sector #1

$$\begin{array}{rcl} W_{\text{losas}} & = & 122,527.25 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{aleros}} & = & 7,602.34 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{muros}} & = & 35,535.33 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{vigas}} & = & 45,387.00 \text{ Kgs.} \\ W_{\text{col.}} & = & 11,563.20 \text{ Kgs.} \\ & & \hline & & 222,615.12 \text{ Kgs.} \end{array}$$

$$W_2 = 222,615.12 + 0.25 * 262.12 * 100$$

$$W_2 = \underline{\underline{229,168.12 \text{ kgs.}}}$$

$$W_T = \underline{\underline{596,909.46 \text{ kgs.}}}$$

- Cálculo del corte basal.
- Determinación de los coeficientes a utilizar.

Z = 1.0 Es un coeficiente que depende del riesgo sísmico de la región.  
Ya que el departamento de Totonicapán se ve afectado por la zona de sub-ducción;  
y a la vez por los antecedentes de daños mayores.

I = 1.15 Porque la estructura albergará a una cantidad considerable de personas.

$K = 0.67$  Porque los marcos (vigas y columnas) serán quienes soportarán al sismo en cualquier dirección y sentido.

- Cálculo de las fuerzas sísmicas por piso tanto en la dirección del eje X-X como del eje Y-Y

Datos para el desarrollo de las fórmulas:

$$D_x = 25.27 \text{ mts.}$$

$$D_y = 11.10 \text{ mts.}$$

$$h_e = 7.45 \text{ mts.}$$

- Cálculo del PNV.

$$PNV_x = \frac{0.0906 * 7.45}{(25.27)^{1/2}} = 0.13 \text{ seg.}$$

$$PNV_y = \frac{0.0906 * 7.45}{(11.10)^{1/2}} = 0.20 \text{ seg.}$$

$$C_x = \frac{1}{15 * (0.13)^{1/2}} = 0.18 \text{ seg.}$$

pero como C no puede ser mayor que 0.12 entonces se le asigna un valor a

$$C_x = 0.12.$$

$$C_y = \frac{1}{15 * (0.20)^{1/2}} = 0.15 \text{ seg.}$$

Esto implica que  $C_y = 0.12$

$S = 1.5$  El valor de este coeficiente se basa en la cohesividad del suelo ya que se trata de un valor dependiente de la resonancia del mismo, y como no estuvo al alcance su determinación, entonces se tomó el valor anterior.

Se tiene que cumplir que  $(C * S)$  tiene que ser menor o igual a 0.14; entonces basado en lo anterior, se asignan los valores siguientes:

$$C_x * S = 0.14$$

$$C_y * S = 0.14$$

$$\text{Por lo tanto } V = 1.0 * 1.15 * 0.67 * 0.14 * 596,909.46$$

$$\underline{V = 64,388.62 \text{ Kgs.}}$$

$$F_{T_x} = 0.07 * 0.13 * 64,388.62 = 585.94 \text{ Kgs.}$$

$$F_{T_y} = 0.07 * 0.20 * 64,388.62 = 901.44 \text{ Kgs.}$$

$$F_{1_x} = \frac{(64,388.62 - 585.94) * 367,741.34 * 4.25}{(367,741.34 * 4.25 + 229,168.12 * 7.45)} =$$

$$F_{1_x} = \underline{30,492.68 \text{ kgs}}$$

$$F_{1_y} = \frac{(64,388.62 - 901.4) * 367,741.34 * 4.25}{3,270,203.19}$$

$$F_{1_y} = \underline{30,341.89 \text{ Kgs.}}$$

$$F_{2_x} = \frac{(64,388.62 - 585.94) * 229,168.12 * 7.45}{3,270,203.19}$$

$$F_{2_x} = \underline{33,310.00 \text{ Kgs.}}$$

$$F_{2_y} = \frac{(64,388.62 - 901.44) * 229,168.12 * 7.45}{3,270,203.19}$$

$$F_{2_y} = \underline{33,145.29 \text{ Kgs.}}$$

Comprobación:

$$F_{1_x} = 30,492.68 \text{ Kgs.}$$

$$F_{1_y} = 30,341.89 \text{ Kgs.}$$

$$F_{2_x} = 33,310.00 \text{ Kgs.}$$

$$F_{2_y} = 33,145.29 \text{ Kgs.}$$

$$F_{T_x} = 585.94 \text{ Kgs.}$$

$$F_{T_y} = 901.44 \text{ Kgs.}$$

$$\underline{V = 64,388.62 \text{ Kgs.}}$$

$$\underline{V = 64,388.62 \text{ Kgs.}}$$

Como la distribución del sector #1 es lo suficientemente simétrica, y los marcos estructuralmente iguales (esto indica que las columnas y vigas tienen las mismas secciones). Por tanto, es posible la distribución de la fuerza sísmica por piso dividiéndola entre el número de marcos.

NOTA: Se considera una distribución simétrica, cuando la excentricidad mínima es mayor o igual que la excentricidad real que sería muy pequeña ( $e_{min} \geq e$ ), como resultado se tiene que el edificio no sufre torsión. Por consiguiente, el centro de rigidez coincide aproximadamente con el centro de masas ( $C_R \cong C_m$ ). El centro de masa ( $C_m$ ) es donde el edificio recibe la fuerza lateral sísmica. El centro de rigideces ( $C_R$ ) es donde gira el edificio. La excentricidad es la distancia existente entre ambos centros.

Fuerzas laterales sísmicas por marco en el sector #1

- En la dirección X-X:

$$F_{m-1} = \frac{30,492.07}{3} = 10,164.02 \text{ Kgs.}$$

$$F_{m-2} = \frac{33,314.14}{3} = 11,104.71 \text{ Kgs.}$$

- En la dirección Y-Y:

$$F_{m-1} = \frac{30,341.29}{7} = 4,334.47 \text{ Kgs.}$$

$$F_{m-2} = \frac{33,149.40}{7} = 4,735.63 \text{ Kgs.}$$

- Cálculo de las cargas del primer piso del sector #2

$$W_{\text{losas}} = 157,564.41 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{aleros}} = 1,228.83 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{muros}} = 58,393.16 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{vigas}} = 32,484.00 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{col.}} = 26,964.00 \text{ Kgs.}$$

$$\hline 276,634.40 \text{ Kgs.}$$

$$W_1 = 276,634.40 + 0.25 * 200.02 * 400$$

$$W_1 = \underline{\underline{296,636.40 \text{ Kgs.}}}$$

- Cálculo de las cargas del segundo piso del sector #2.

$$W_{\text{losas}} = 92,990.91 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{aleros}} = 1,033.56 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{muros}} = 21,367.88 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{vigas}} = 32,484.00 \text{ Kgs.}$$

$$W_{\text{col.}} = 8,064.00 \text{ Kgs.}$$

$$\hline 155,940.35 \text{ Kgs.}$$

$$W_1 = 155,940.35 + 0.25 * 200.02 * 100$$

$$W_1 = \underline{\underline{160,940.85 \text{ Kgs.}}}$$

- Datos para el desarrollo de las fórmulas.

$$D_x = 21.80 \text{ mts.}$$

$$D_y = 6.55 \text{ mts.}$$

$$h_e = 7.45 \text{ mts.}$$

$$PNV_x = 0.14 \text{ seg.}$$

$$PNV_y = 0.26 \text{ seg.}$$

$$\left. \begin{array}{l} C_x = 0.17 \\ C_y = 0.13 \end{array} \right\} C_x = C_y = 0.12$$

Si  $S = 1.5$  entonces  $C_x * S = C_y * S = 0.14$

por tanto:  $V = 1.15 * 0.67 * 0.14 * 457,577.25$

$$\underline{V = 49,358.86 \text{ kgs.}}$$

$$F_{T_x} = 483.72 \text{ Kgs.}$$

$$F_{T_y} = 898.33 \text{ Kgs.}$$

$$F_{1_x} = 25,050.52 \text{ Kgs.}$$

$$F_{1_y} = 24,838.02 \text{ Kgs.}$$

$$F_{2_y} = 23,824.62 \text{ Kgs.}$$

$$F_{2_x} = 23,622.51 \text{ Kgs.}$$

Fuerzas laterales sísmicas por marco en el sector #2

- En la dirección X-X:

$$F_{m-1} = \frac{25,050.52}{2} = 12,525.26 \text{ Kgs.}$$

$$F_{m-2} = \frac{23,824.62}{2} = 11,912.31 \text{ Kgs.}$$

- En la dirección Y-Y:

$$F_{m-1} = \frac{24,838.02}{7} = 3,548.29 \text{ Kgs.}$$

$$F_{m-2} = \frac{23,622.51}{7} = 3,374.64 \text{ Kgs.}$$

## ANÁLISIS Y DISEÑO DEL TECHO:

En busca de más versatilidad en la localización de soportes y estética en la conformación del espacio; se utilizará un tipo de estructura espacial de acero entramado. Específicamente una combinación de varios casos de estructuras espaciales reticuladas de dos capas, que son sistemas económicos y de una variada geometría.

Los entramados reticulados de dos capas están compuestos de un gran número de barras rectilíneas unidas entre sí mediante una serie de nudos. Se componen de dos redes de barras dispuestas en dos planos paralelos, y los nudos de los planos superior e inferior están unidos por barras oblicuas.

Se han proyectado diferentes sistemas constructivos cuya característica fundamental que los diferencia es la forma de los nudos. En el presente caso se usará una variación de los sistemas originales UNISTRUT y OKTAPLATTE.

En los Estados Unidos de América, la empresa UNISTRUT INTERNATIONAL de Michigan, ha puesto en uso un reticulado de acero de dos capas. El sistema se conoce con el nombre de "Unistrut Space Frame". En esta estructura los miembros forman los bordes de pirámides de base cuadrada, dispuestas con el vértice hacia arriba y hacia abajo. Pero en este caso por ser una variante, se utilizará únicamente con el vértice hacia arriba. La firma Mannesmann fue la primera en presentar en el mercado, bajo el nombre de OKTAPLATTE, un reticulado espacial de dos capas soldado, y cuyas aristas de la estructura son tubos.

Logrando un acoplamiento conveniente de los sistemas antes mencionados, se tiene que todos los elementos constitutivos (barras de los cordones superior e inferior, diagonales y demás miembros secundarios) de la estructura conforman las aristas de las pirámides de base cuadrada, elementos que serán de cañería negra, que es la que se utiliza para estructuras metálicas, sistemas olihidráulicos, etc... Este tipo de cañería es fabricada utilizando la más moderna tecnología en molinos formadores y soldaduras continuas de alta frecuencia, producidas bajo la Norma Británica BS 1387: 1985.

El tipo de unión que se utilizará en esta estructura alcanzó toda su importancia conjuntamente con el desarrollo de la soldadura, siendo posible soldar en un mismo nudo los extremos de barras situadas en diferentes planos. Máquinas de oxicorte en forma enteramente automática preparan los extremos de los tubos según sus curvas de penetración.

La estructura espacial se fijará en sus extremos a troncos de columnas de concreto reforzado con pernos de anclaje. Para permitir la expansión y contracción por temperatura, estos pernos de un extremo estarán situados en un agujero ranurado en una placa o platina de acero, para liberar los movimientos traslacionales de la estructura. La variación de la longitud de la armadura espacial, se estimó mediante la suma del coeficiente de expansión (dilatación) multiplicado por la variación estimada de la temperatura, más el diámetro del perno de anclaje, más un pequeño margen.

También se considerará la temperatura durante el montaje, ya que ésta modifica la colocación del perno de anclaje o la localización de la ranura.

Esta estructura será montada aproximadamente a mediados del verano; y por lo tanto es lógico que el perno de anclaje estará cercano al extremo interior de la ranura, ya que la

estructura estará dilatada hasta casi tener su mayor longitud prevista. Las cargas muertas y vivas respectivamente soportadas también afectarán la longitud.

La cubierta de la estructura se formará con planchas traslúcidas (láminas acanaladas plásticas) para lograr claridad interior. Todas las uniones de los elementos en sus respectivos nudos del entramado individual serán soldadas en el suelo, luego se izará en conjunto a la posición final.

Para el cálculo del peso propio de la estructura, muchos calculistas lo estiman mediante un método que se aproxima considerablemente, y es determinado como el 10% de la carga que se requiere que soporte la misma. Pero en esta ocasión se tratará de determinar mediante un predimensionamiento de la forma más detallada posible.

Para el análisis de la estructura se despreciarán las cargas de nieve y de viento, ya que en el caso de la nieve no tiene influencia en nuestra región; con respecto al viento el área de barlovento y su altura con respecto al nivel de piso son relativamente pequeñas; por consiguiente no es crítica. Así que en este caso se usarán solamente las cargas gravitacionales que son mucho más críticas que las anteriores, usando una carga viva que represente a los operarios con sus herramientas así como la carga muerta y sobre-carga respectiva por su naturaleza.

A medida que las estructuras son más largas, los apoyos que permiten la expansión se utilizan en un solo extremo y se puede suponer que toda la reacción horizontal es soportada por los otros apoyos. Pero en realidad un apoyo con perno de anclaje no puede considerarse como un rodillo o patín ideal, por lo tanto se considerará con una cierta proporción de la reacción horizontal, y así funcionará como un apoyo semi-articulado de donde podrá tomar  $\frac{1}{3}$  de la reacción. Es obvio que habrán variaciones en los esfuerzos de los miembros ocasionados por las cargas horizontales en función de la consideración anterior.

En la estructura se colocarán largueros entre los nudos, ya que el espaciamiento entre ellos es de aproximadamente 2.00 mts. que es mayor al límite de 1.50 mts.

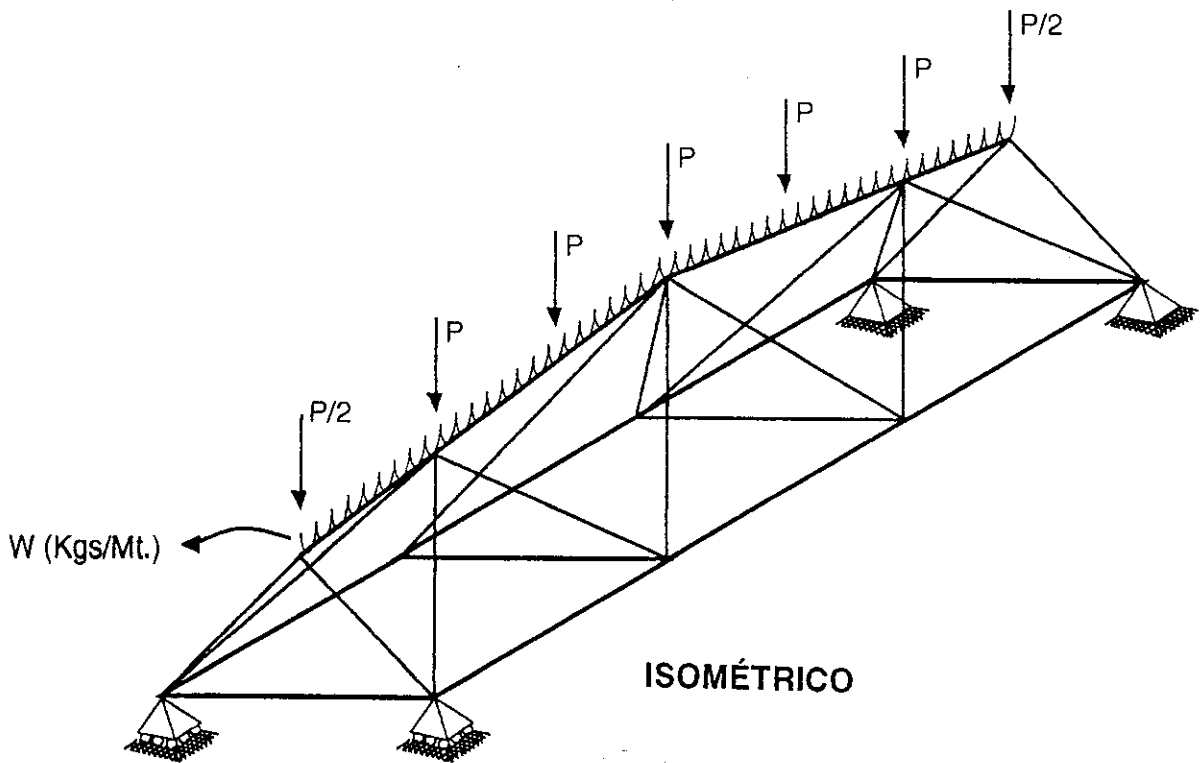
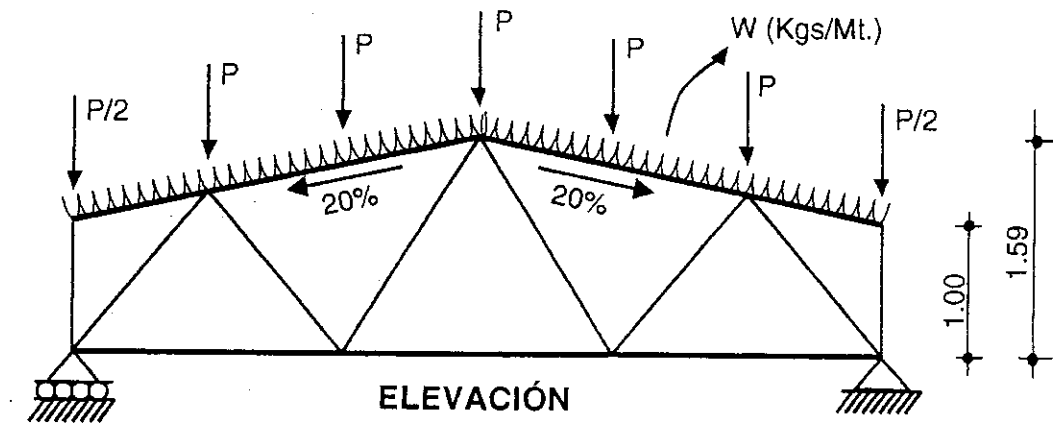
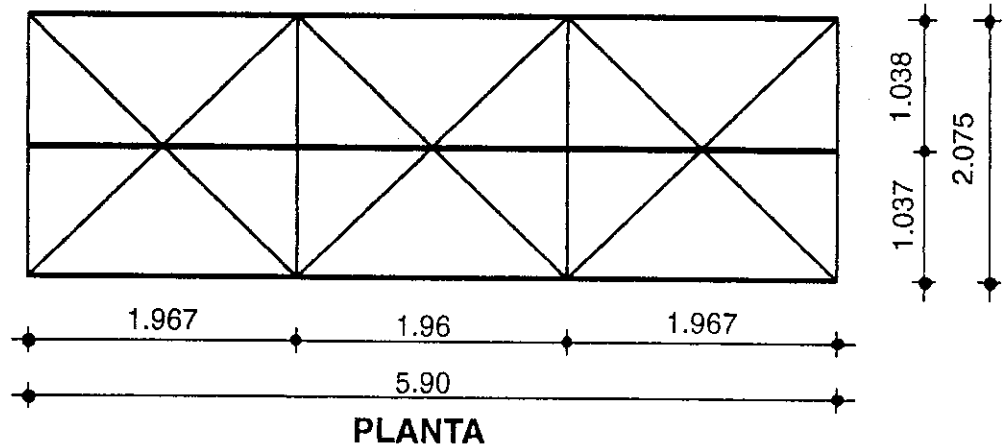
Se trabajará con la pendiente mínima (20%) para lograr un buen drenamiento en la cubierta.

La altura del reticulado, es decir, la distancia entre las dos capas oscilará entre 1.0 mts. en la parte más baja y de 1.59 mts. en la parte más alta.

A continuación se presenta la ubicación de los soportes, la estructura en conjunto y el entramado en forma individual; para toda la estructura del techo se utilizarán 13, que serán prefabricadas en el suelo para luego unir las al conjunto final.



# VISTAS DEL ENTRAMADO INDIVIDUAL



Biblioteca  
61

**Cálculo de las cargas gravitacionales de la estructura metálica que constituirá el techo**

El diseño de la siguiente estructura espacial de dos capas de acero se hará mediante el cálculo de un entramado individual; para luego generalizar el desarrollo en conjunto, uniéndolos, tomando en cuenta varios factores en el diseño.

**Cálculo de la sobre-carga y el peso propio del entramado individual**

Para llevar a cabo el siguiente cálculo se hará un predimensionamiento necesario de la mayoría de los elementos constitutivos del mismo.

- Sobre-carga de explotación según su naturaleza ..... 20.0 Kgs/Mt<sup>2</sup>
- Accesorios de fuerza e iluminación eléctrica..... 5.0 Kgs/Mt<sup>2</sup>
- Sobre-carga total ..... 25.0 Kgs/Mt<sup>2</sup>

Para los largueros que se utilizarán se tomarán inicialmente los datos de un tubo de diámetro nominal de 2", para el que se tienen los siguientes datos:

Diámetro nominal (pulg)	Diámetro exterior (pulg)	TUBO LIGERO		TUBO MEDIANO		TUBO PESADO	
		Espesor (Cms)	Peso (Kg)	Espesor (Cms)	Peso (Kg)	Espesor (Cms)	Peso (Kg)
2	2.375	0.295	24.704	0.366	31.049	0.399	34.428

Los cálculos se iniciarán para el tubo mediano.

- El peso propio de las láminas traslúcidas va en función del calibre de la fibra de vidrio utilizada en su fabricación, tal como se describen a continuación:

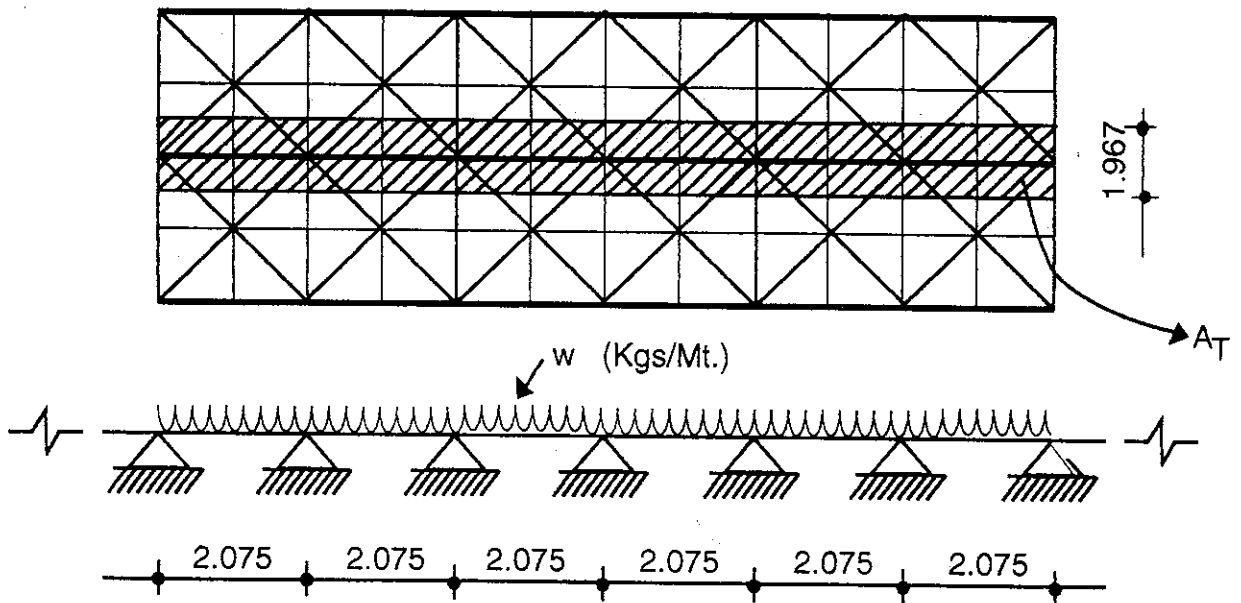
- Lámina traslúcida acanalada CALIBRE 85 ..... 0.74 Kgs/Mt<sup>2</sup>
- Lámina traslúcida acanalada CALIBRE 100 ..... 0.89 Kgs/Mt<sup>2</sup>
- Lámina traslúcida acanalada CALIBRE 150 ..... 1.15 Kgs/Mt<sup>2</sup>

Con respecto a la carga viva se utilizará la representativa al peso de los operarios y sus herramientas tanto en montaje como en mantenimiento.

- Carga viva 12 Lbs/Pie<sup>2</sup> equivalente a 58.60 Kgs/Mt<sup>2</sup>

La lámina traslúcida a utilizar será la del calibre 100.

A continuación se presenta una parte de la estructura para visualizar sus áreas tributarias de influencia debido a su carga respectiva.



El área tributaria para cada larguero será la siguiente:

$$A_T = 1.967 * 2.075 = 4.08 \text{ Mts}^2.$$

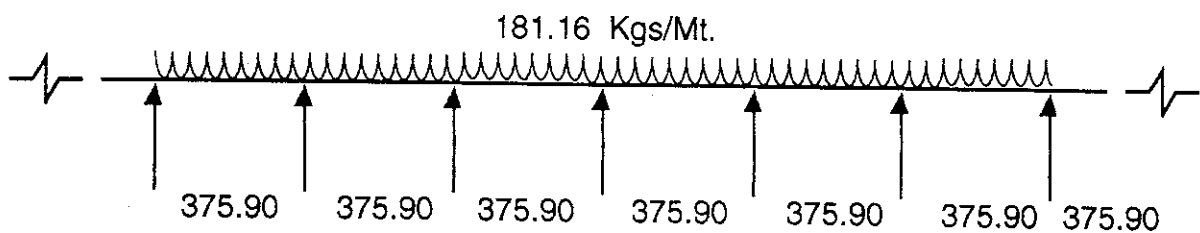
$$CM = 25.0 + 0.89 + 31.049/4.08 = 33.50 \text{ Kgs/Mts}^2.$$

$$CV = 58.60 \text{ Kgs/Mts}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} CM_L = 65.89 \text{ Kgs/Mt.} \\ CV_L = 115.27 \text{ Kgs/Mt.} \end{array} \right\} w = 181.16 \text{ Kgs/Mt.}$$

De donde el valor de la reacción en cada apoyo es:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Para carga muerta } P_M = 136.72 \text{ Kgs.} \\ \text{Para carga viva } P_V = 239.18 \text{ Kgs.} \end{array} \right\} P_T = 375.90 \text{ Kgs.}$$



**Cálculo del peso propio del entramado individual:**

- Longitud total de los cordones tanto el superior como los dos inferiores ..... 17.82 Mts.
- Longitud total de las aristas que conforman la pirámide central ..... 12.70 Mts.
- Longitud total de las aristas que conforman las dos pirámides de los extremos ..... 14.92 Mts.
- Longitud total de los lados de los triángulos terminales ..... 4.96 Mts.

Los cordones se predimensionarán con tubería de 2 1/2 pulgadas de diámetro nominal y para las aristas de las pirámides con tubería de 1/2 pulgada de diámetro nominal.

**Propiedades de la tubería a utilizar:**

Diámetro nominal (pulg)	Diámetro exterior (pulg)	TUBO LIGERO		TUBO MEDIANO		TUBO PESADO	
		Espesor (Cms)	Peso (Kg)	Espesor (Cms)	Peso (Kg)	Espesor (Cms)	Peso (Kg)
1/2	0.840	0.2032	5.9476	0.2642	7.3106	0.2769	7.3179
2 1/2	2.875	0.3251	33.8111	0.3658	37.222	0.5080	52.7987

Los cálculos se iniciarán con la tubería mediana.

Longitud total de los cordones (tubería 2 1/2") es de 17.82 Mts.

Longitud total de las aristas (tubería 1/2") es de 32.58 Mts.

**Cálculo del peso por unidad lineal de la tubería y el peso total de la tubería respectiva**

- Peso tubería 2 1/2 pulgadas =  $\left(\frac{37.222}{6}\right) * 17.82 = 110.55$  Kgs.
- Peso tubería 1/2 pulgada =  $\left(\frac{7.3106}{6}\right) * 32.58 = 39.70$  Kgs.
- Peso del entramado tubular ..... 150.25 Kgs.

Por lo tanto se tendrá una carga uniformemente distribuida con un valor igual a:

$$\left(\frac{150.25}{6.02}\right) = 24.96 \text{ Kgs./Mt.}$$

Por consiguiente; al analizar los resultados obtenidos con anterioridad se clasifican de la siguiente manera:

- **Carga Muerta del entramado individual:**

Carga puntual  $P_M = 136.72$  Kgs.

Carga distribuida  $CM_L = 24.96$  Kgs./Mt.

Al someter al entramado individual a estas cargas se determina una reacción vertical en cada uno de los cuatro apoyos, debido a la carga muerta =  $R_y = 242.64$

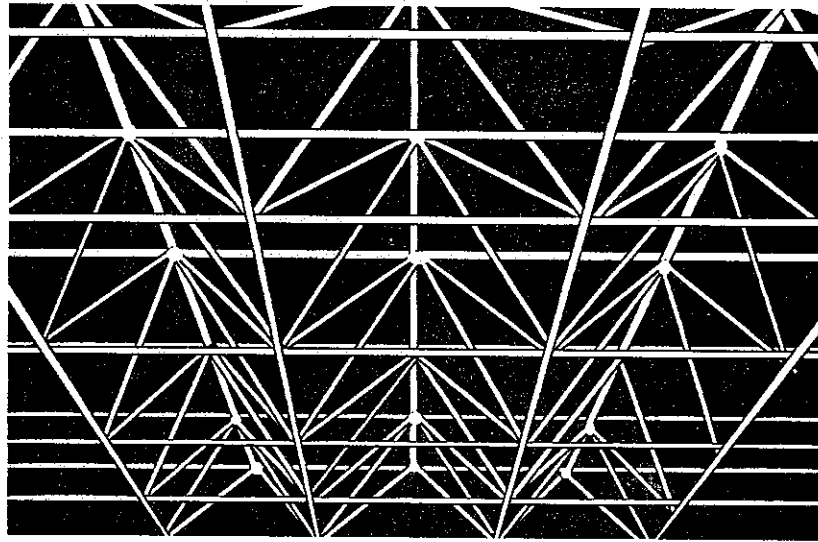
- **Carga Viva del entramado individual:**

Carga puntual  $P_V = 239.18$  Kgs.

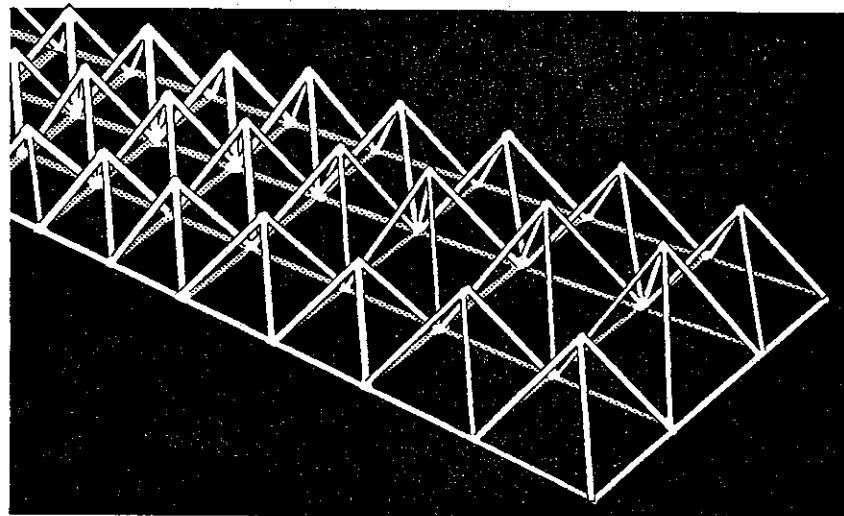
Obteniéndose una reacción vertical en cada uno de los cuatro apoyos, debido a la carga viva =  $R_y = 358.77$  Kgs.

Mediante un análisis exhaustivo, se determinaron todos los esfuerzos que deberán soportar cada uno de los elementos que componen el entramado individual. Seguidamente se determinaron los esfuerzos que soporta cada tubo, en función de su diámetro, y se verificó que todos los elementos cumplan satisfactoriamente con todas las exigencias a los que serán expuestos (esto indica que todos los esfuerzos de resistencia fueron mayores que los esfuerzos que se producirán debido a las cargas).

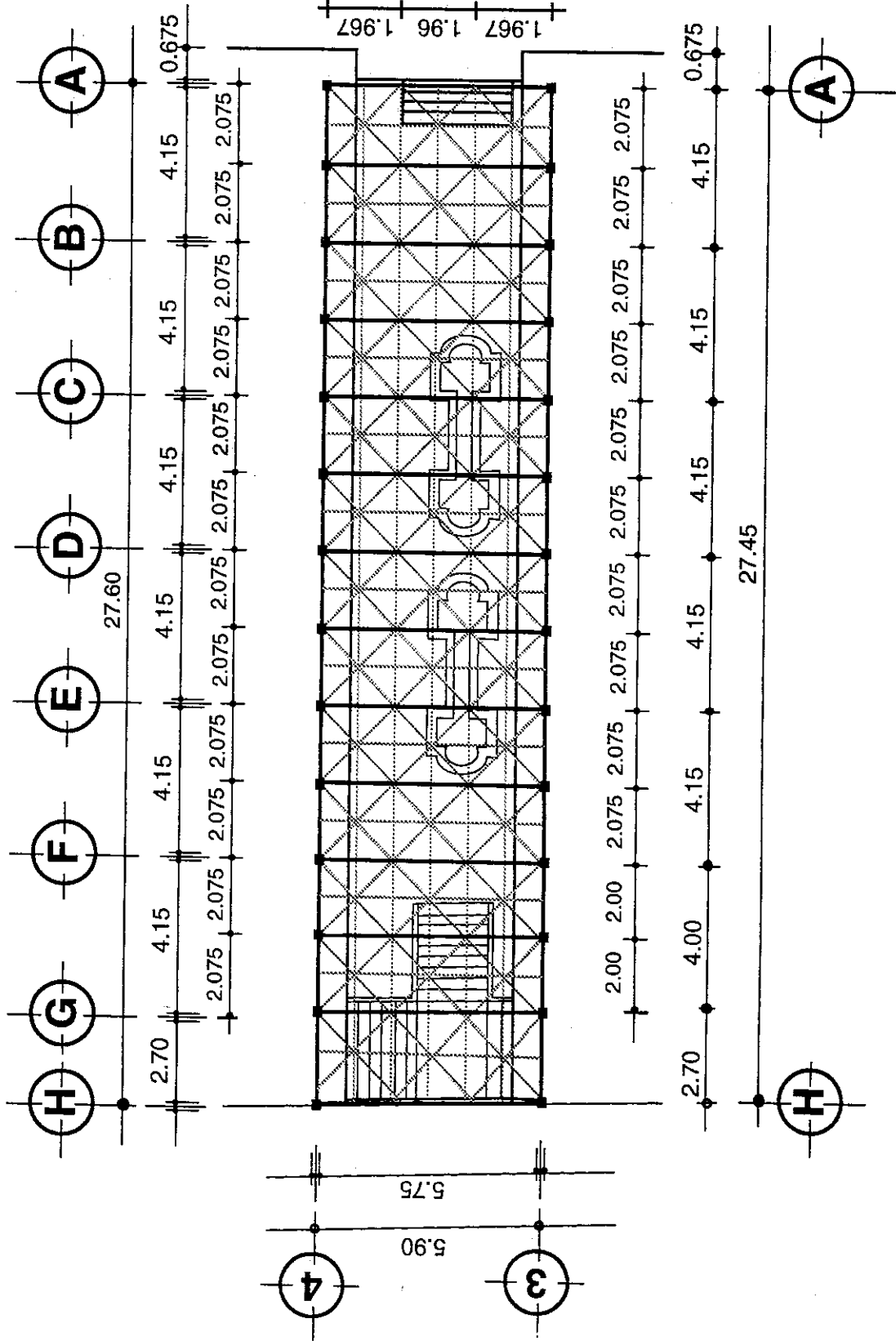
Vista desde un punto inferior externo al nivel del techo (variación de la perspectiva a vista de hormiga)



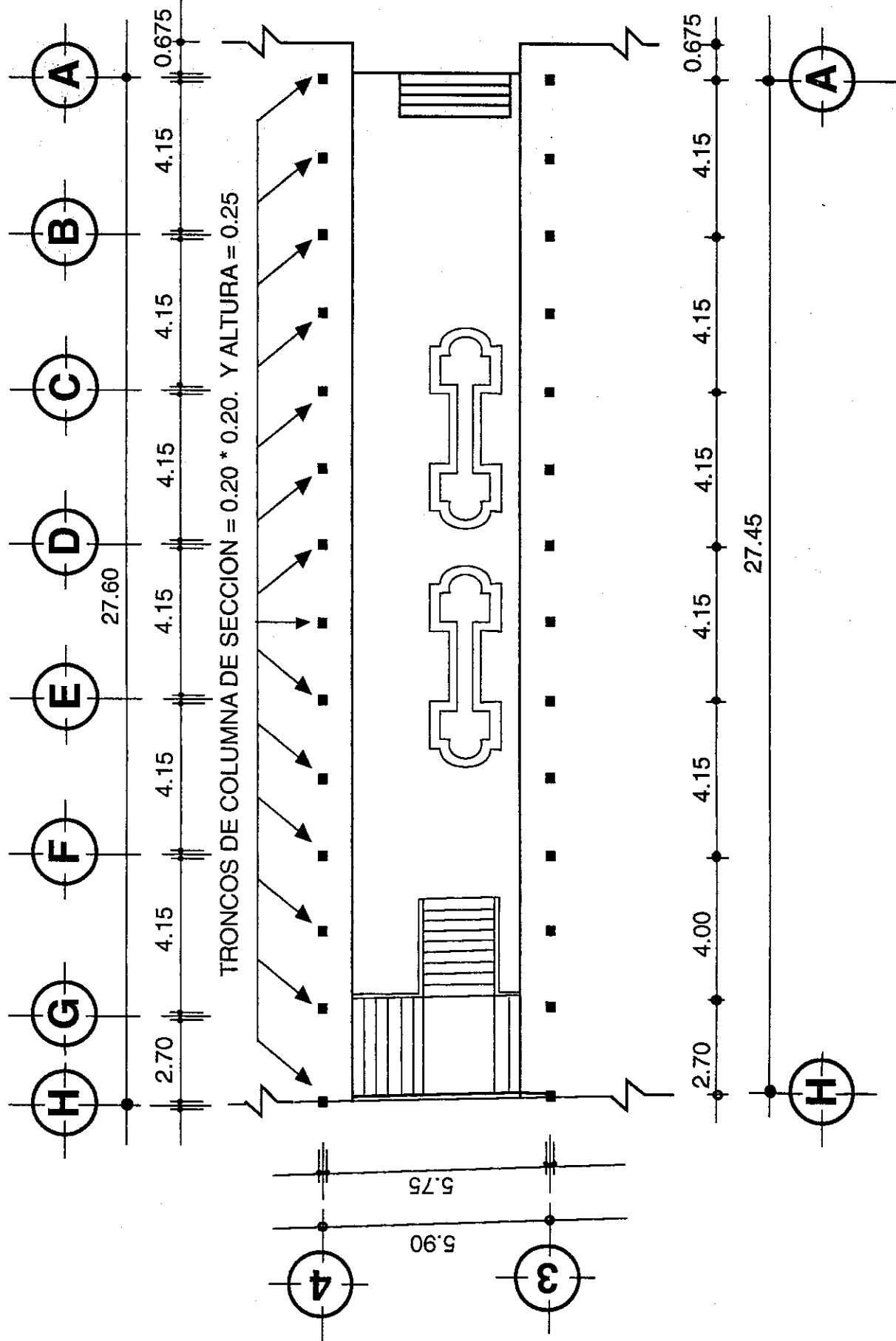
Vista desde un punto superior externo al nivel del techo (variación de la perspectiva a vista de pájaro)



# PLANTA DEL CONJUNTO DE ESTRUCTURAS RETICULARES QUE CONFORMAN EL TECHO



**PLANTA DE UBICACIÓN DE LOS SOPORTES DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL DE ACERO  
ENTRAMADO DE DOS CAPAS, EN QUE CONSISTIRÁ EL TECHO O CUBIERTA**



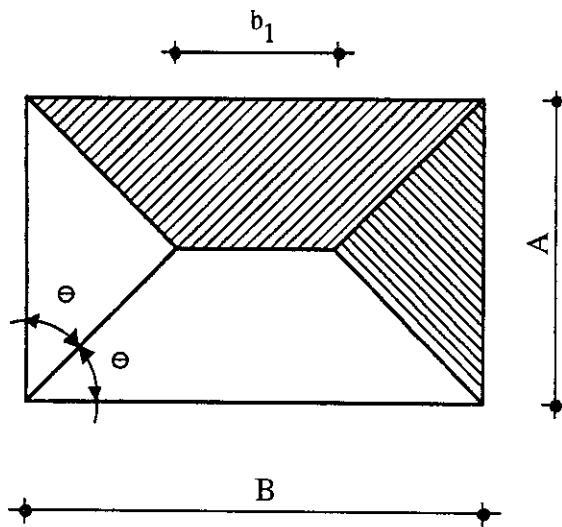
## Cálculo de las cargas gravitacionales sobre los marcos

Para llevar a cabo la integración de las cargas, tanto para el techo como para el entrepiso, se hará mediante el cálculo de las áreas tributarias de influencia sobre cada marco en análisis.

Si se va a calcular el área de un triángulo se tiene que:  $A_T = A^2/4$

Y si fuera un trapecio se tiene que:

$$A_T = A * (B + b_1)/4$$



Nota:

El concepto es el de dividir el ángulo interno en dos iguales (bisectriz). No importando la forma geométrica de la losa.

$$W_{CM}^{q-r} = \frac{A_T (\text{corresp.}) * CM}{L_{q-r}} + P.P_{viga}$$

$$W_{CV}^{q-r} = \frac{A_T (\text{corresp.}) * CV}{L_{q-r}}$$

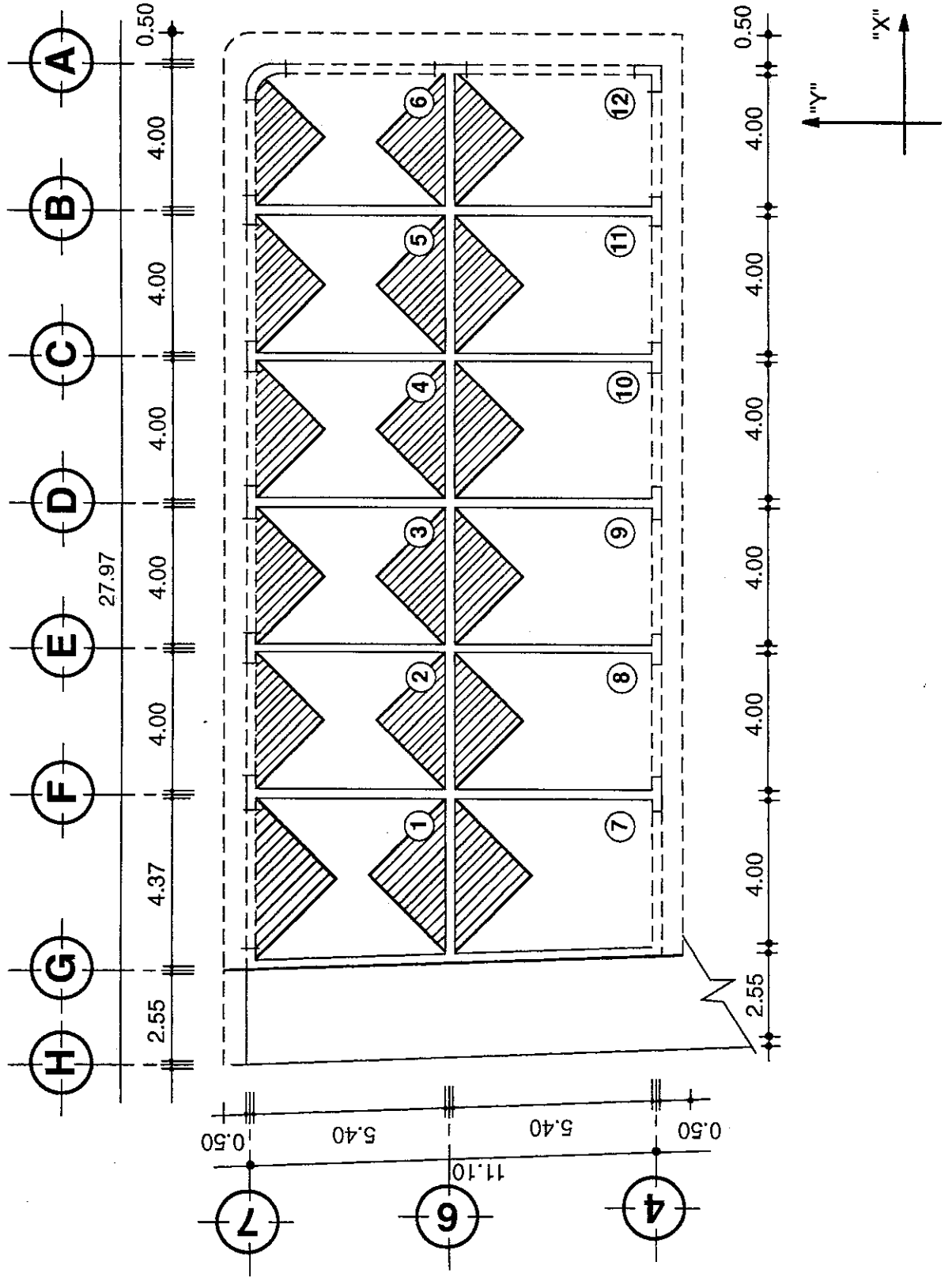
$$P.P_{viga} = b_v * h_v * P_c = S_v * P_c$$

En este caso se trabajarán todas las medidas a ejes; así, los momentos últimos que se obtendrán obviamente serán en el eje neutro, pero los momentos de las vigas serán trasladados finalmente a rostro de las mismas.

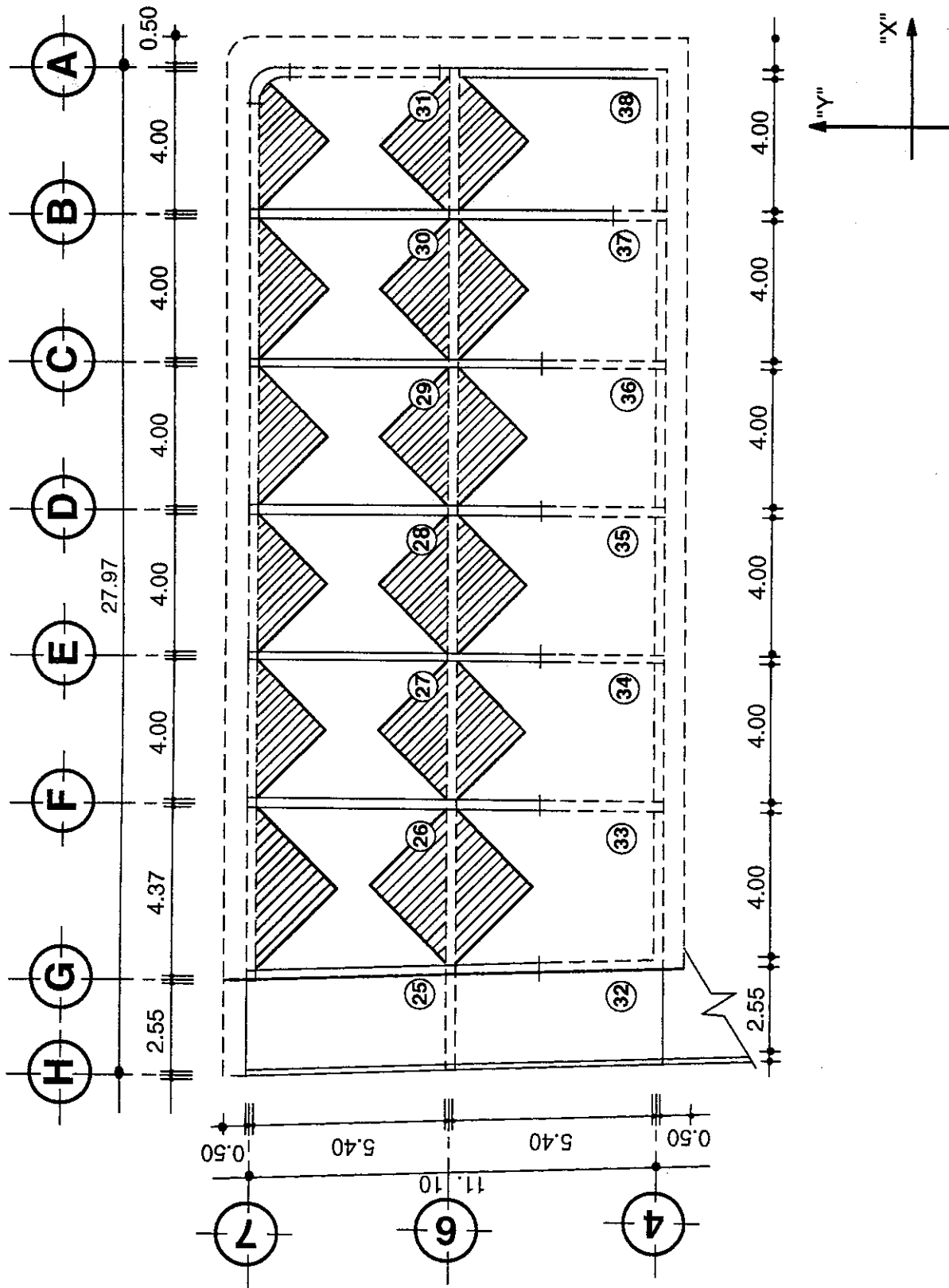
Las medidas en los marcos también fueron trasladadas a ejes, como podrá observarse



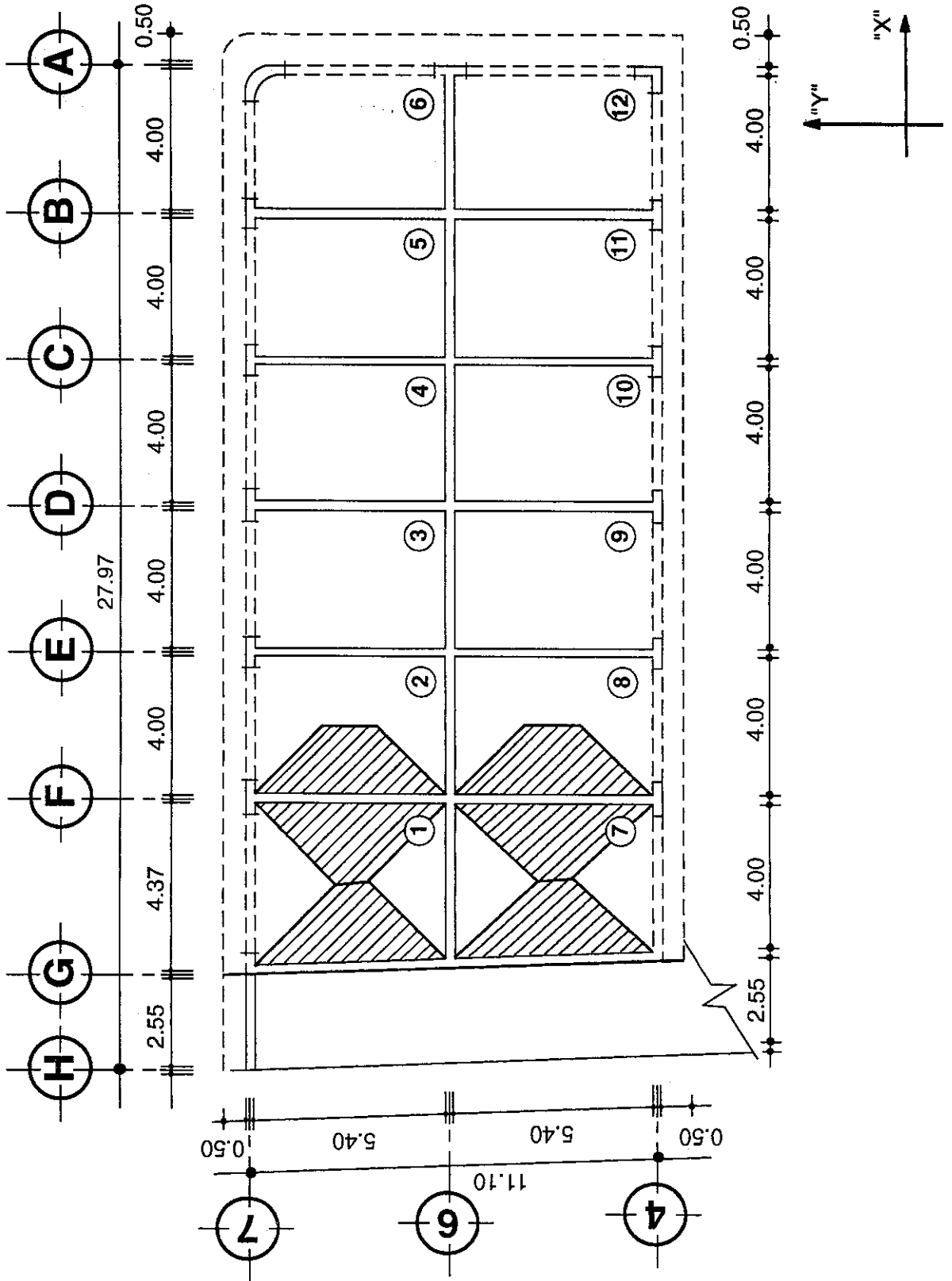
**AREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS  
PARALELOS AL EJE X-X DE LA PLANTA BAJA DEL SECTOR # 1**



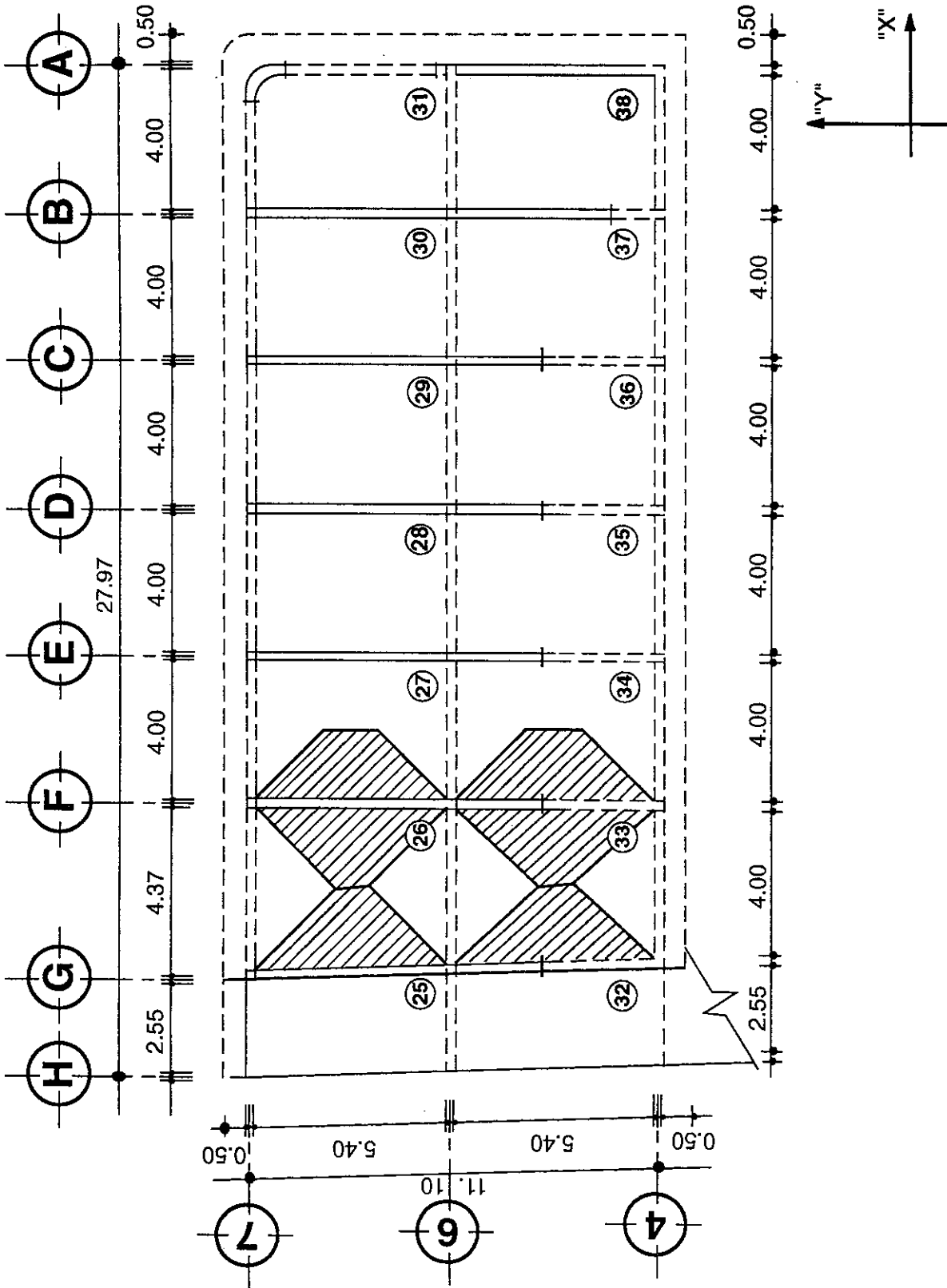
AREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS  
 PARALELOS AL EJE X-X DE LA PLANTA ALTA DEL SECTOR #1



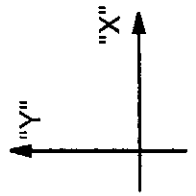
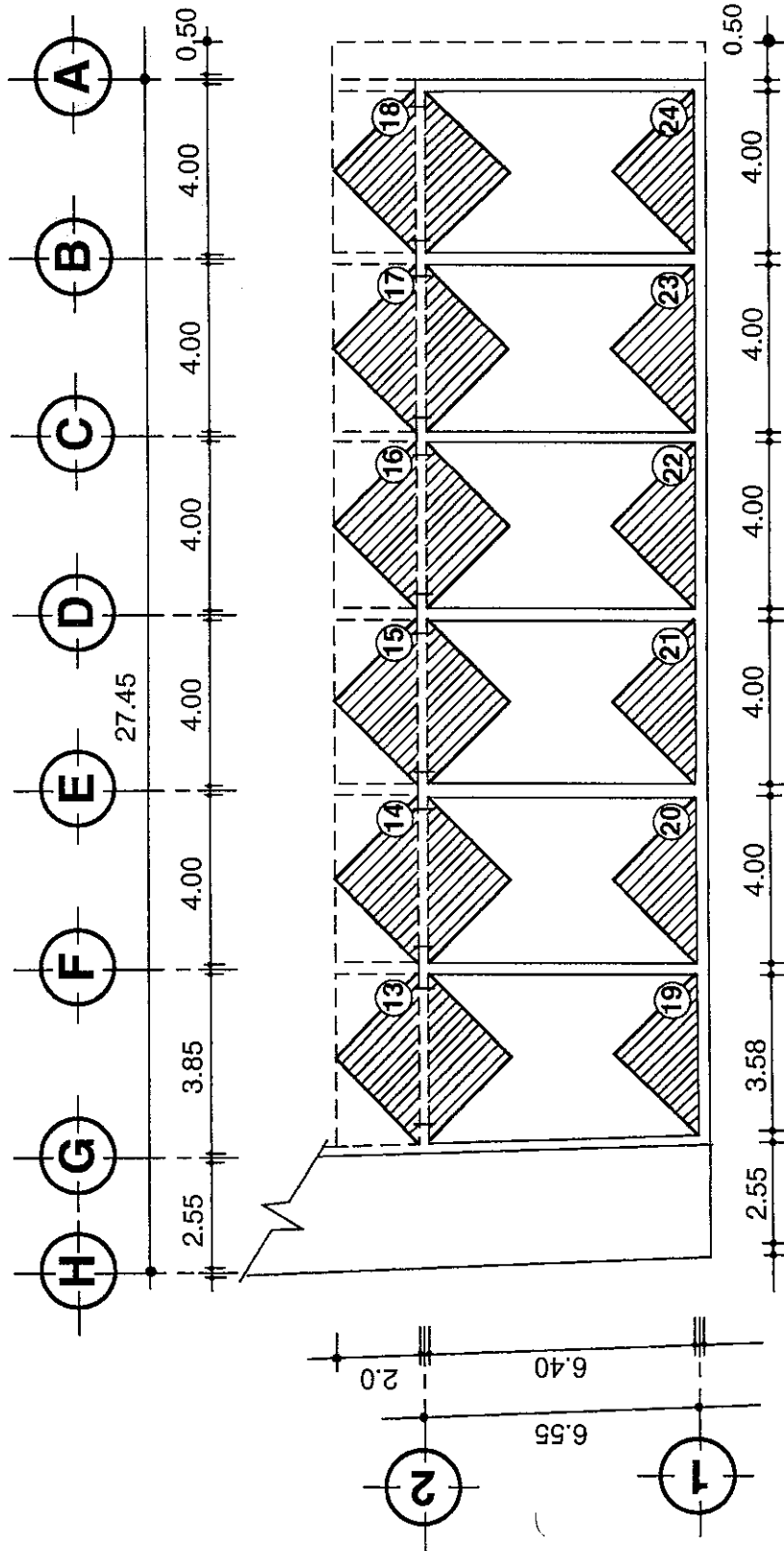
ÁREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y  
DE LA PLANTA BAJA DEL SECTOR #1



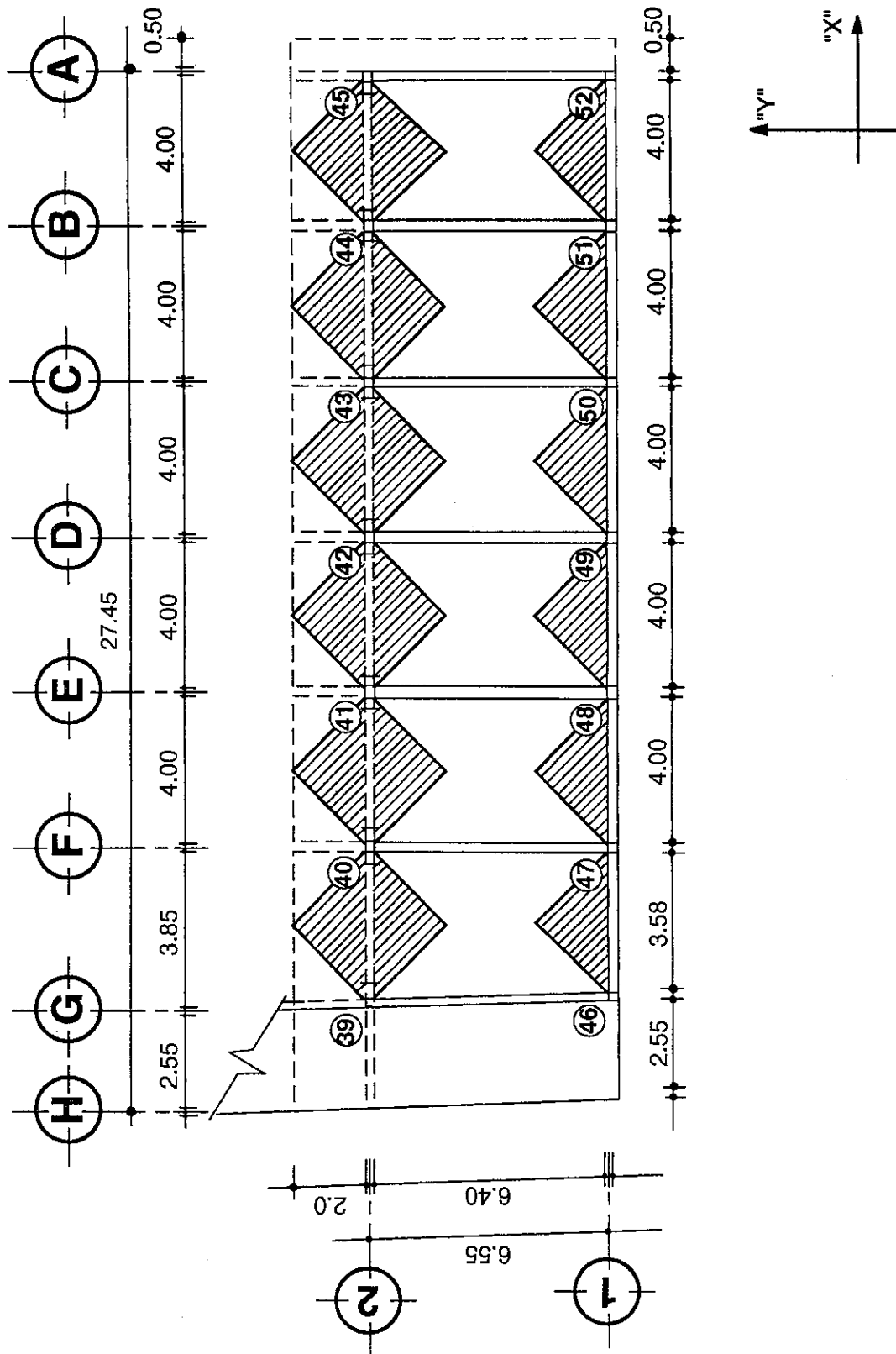
ÁREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DE LA PLANTA ALTA DEL SECTOR #1.



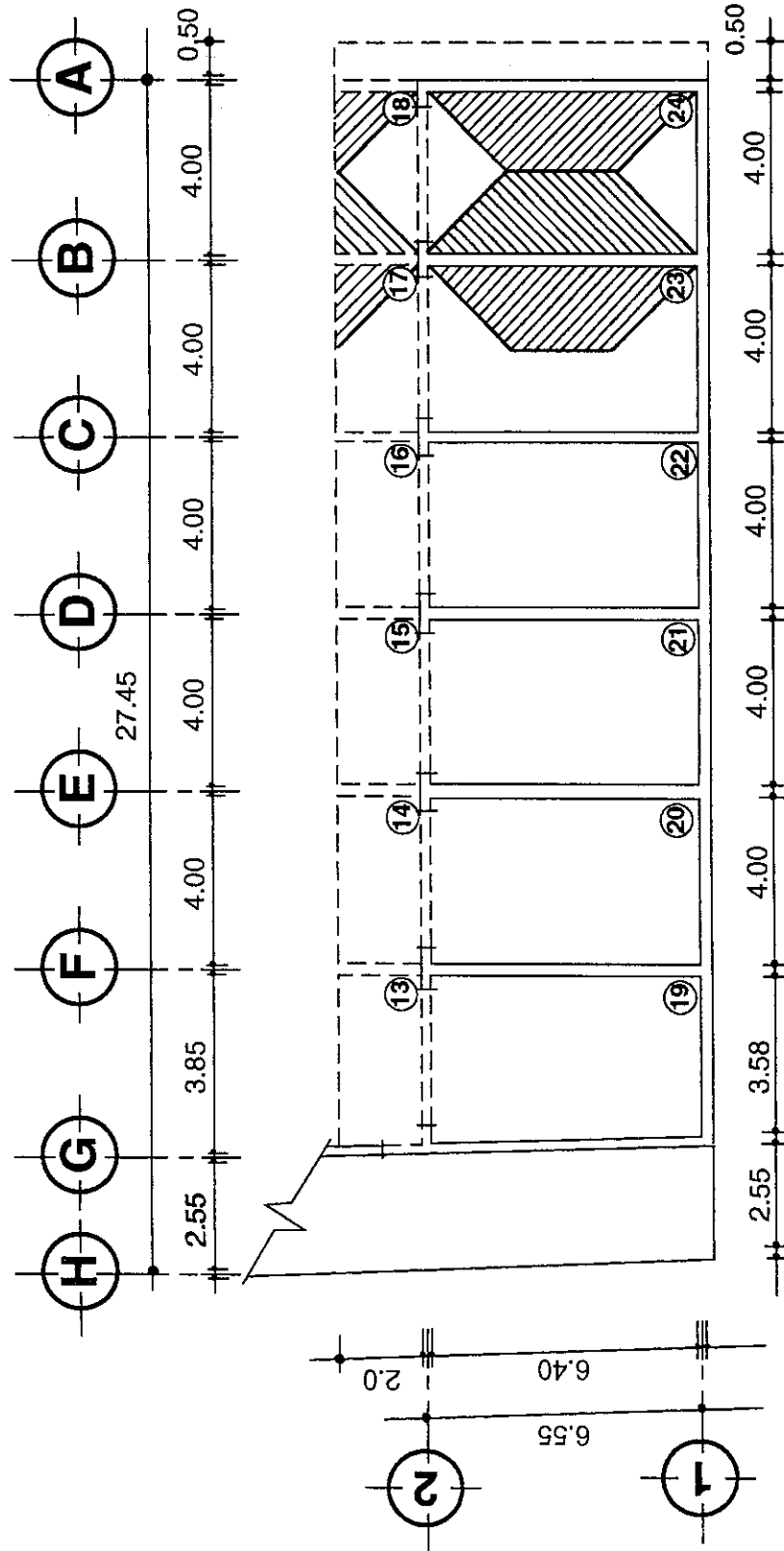
**AREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS PARALELOS AL EJE X-X DE LA PLANTA BAJA DEL SECTOR #2**



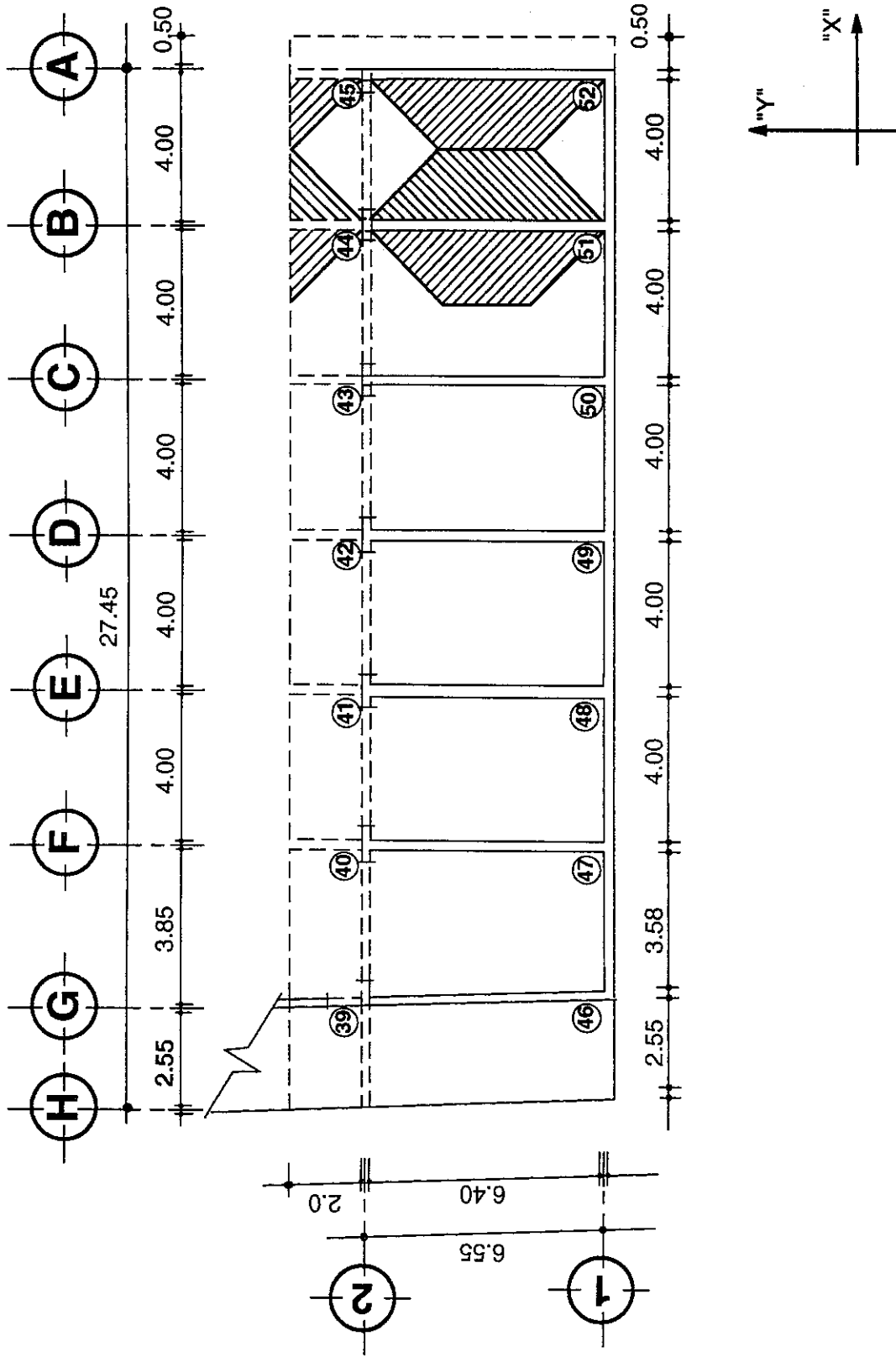
**AREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS  
PARALELOS AL EJE X-X DE LA PLANTA ALTA DEL SECTOR #2**



**AREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DE LA PLANTA BAJA DEL SECTOR #2**

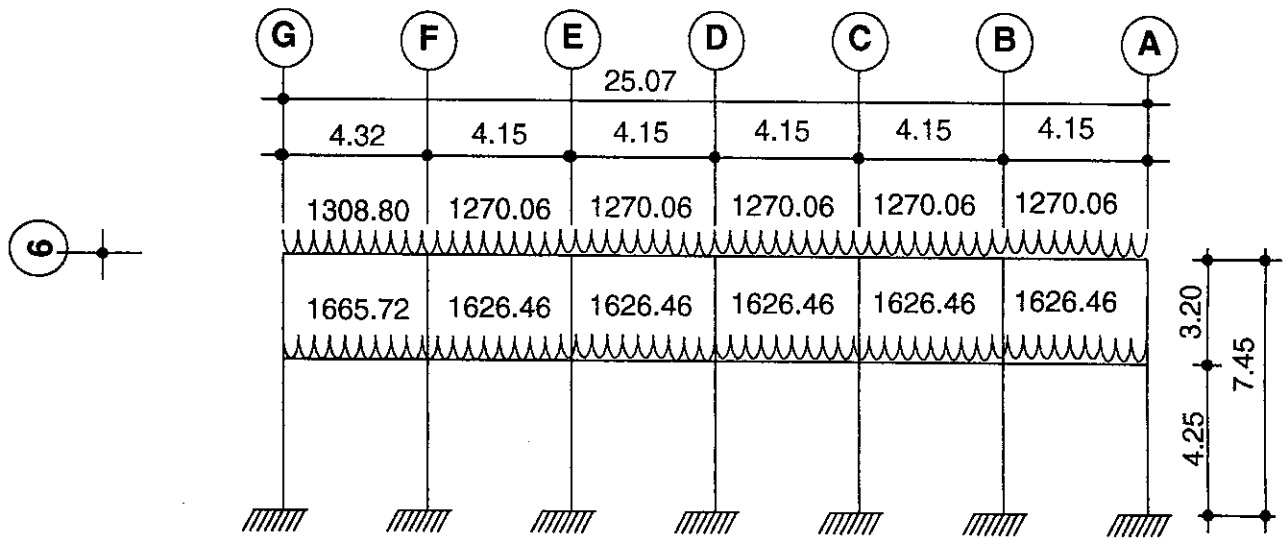
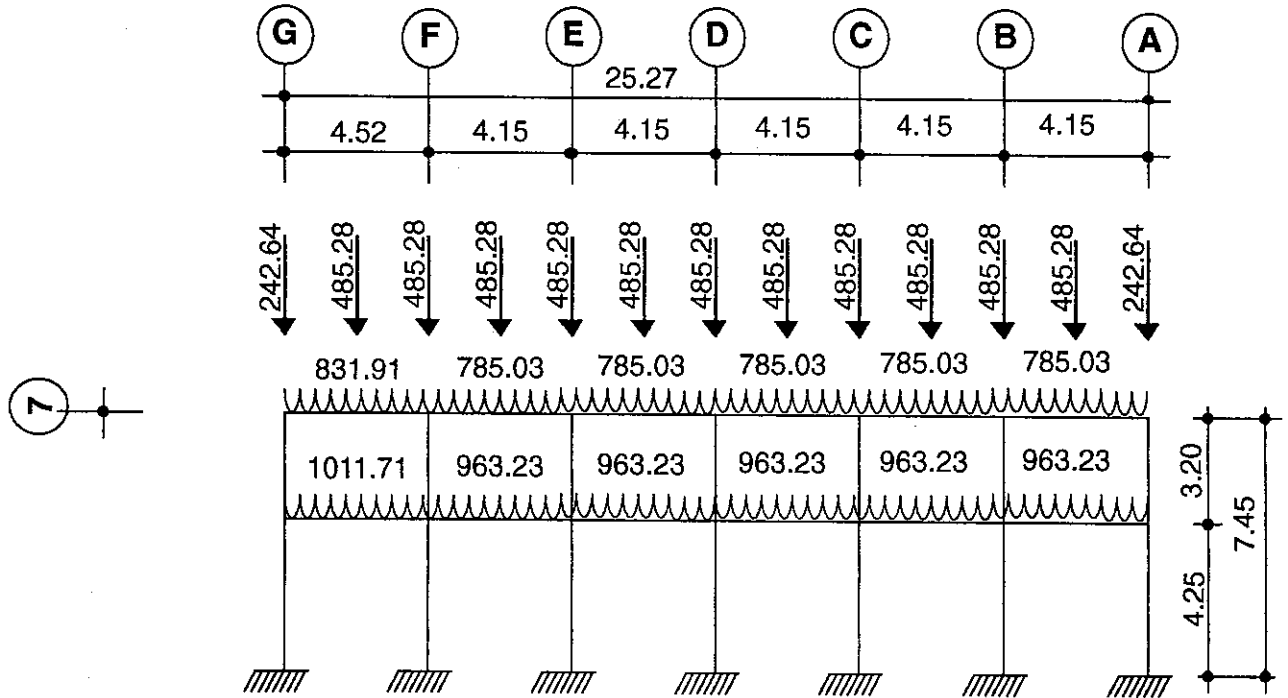


**AREAS TRIBUTARIAS DE INFLUENCIA A LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DE LA PLANTA ALTA DEL SECTOR #2**

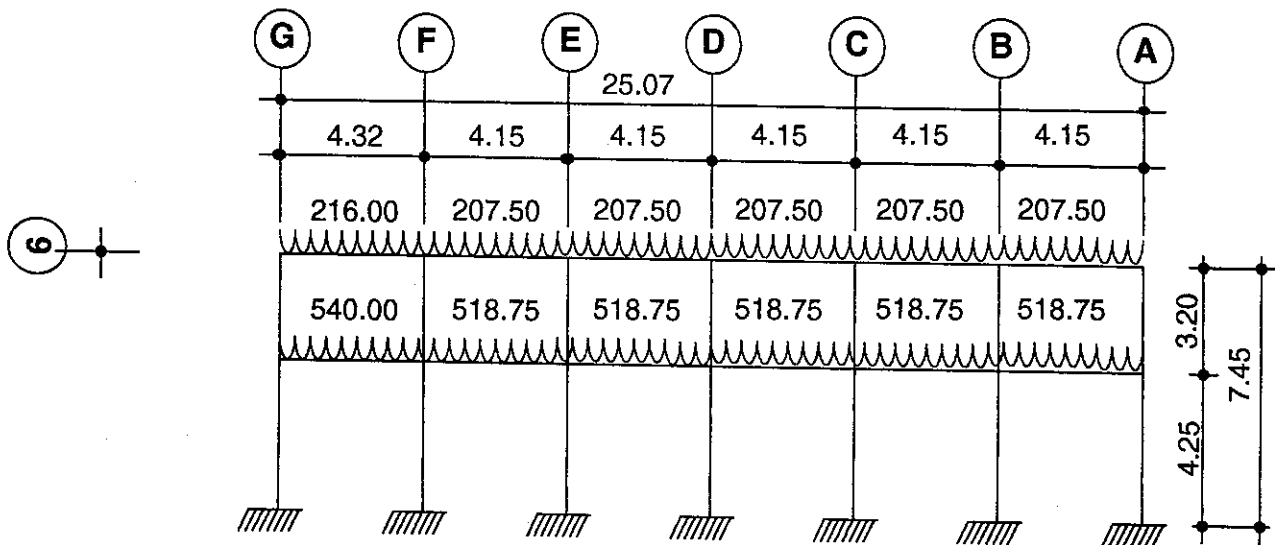
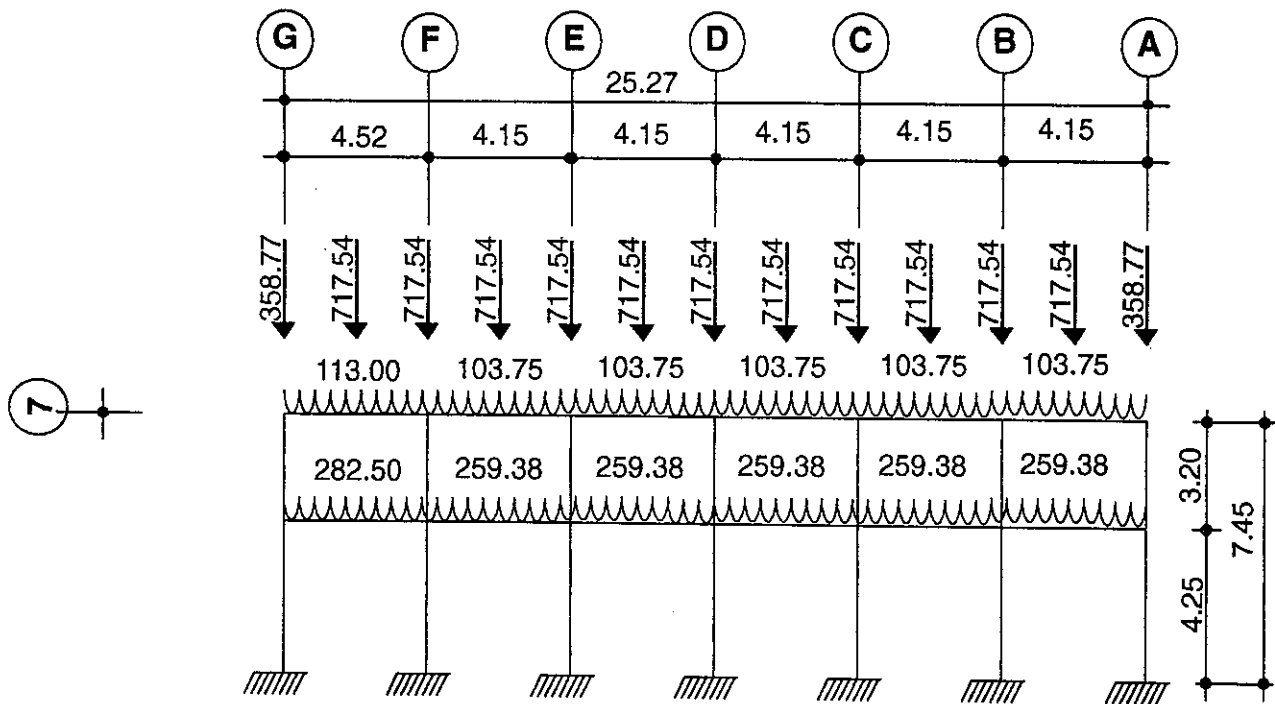




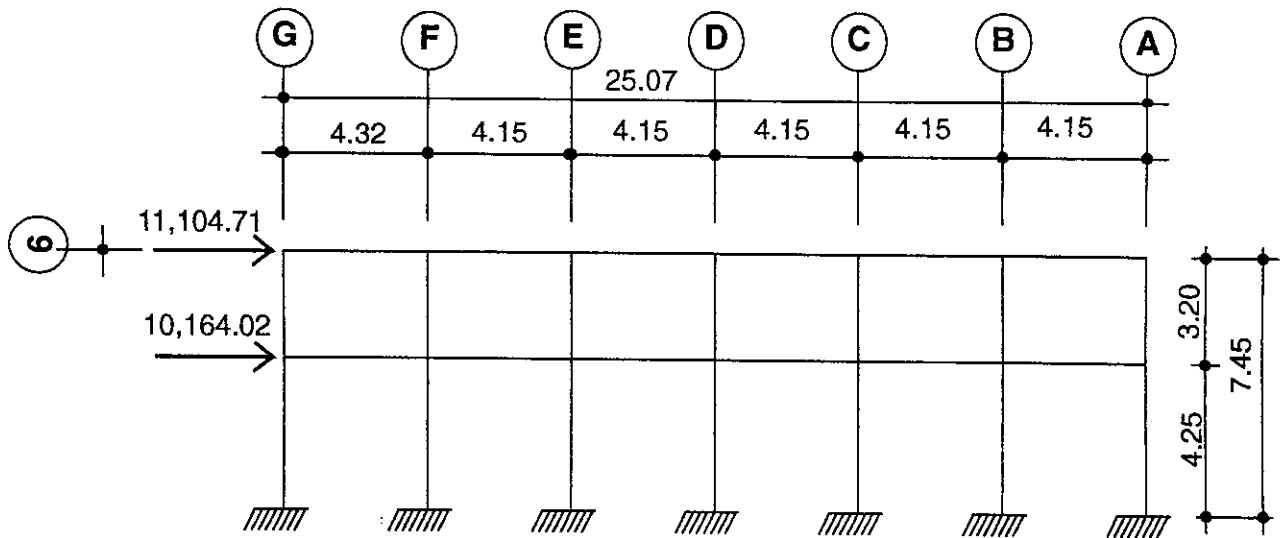
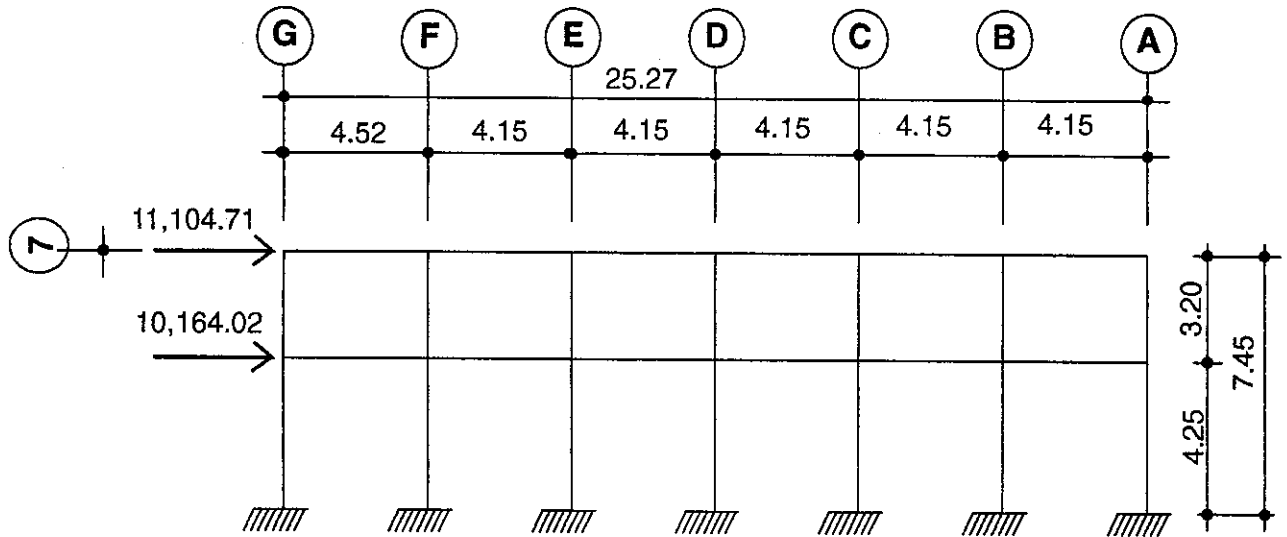
## CARGA MUERTA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE X-X DEL SECTOR #1



### CARGA VIVA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE X-X DEL SECTOR #1



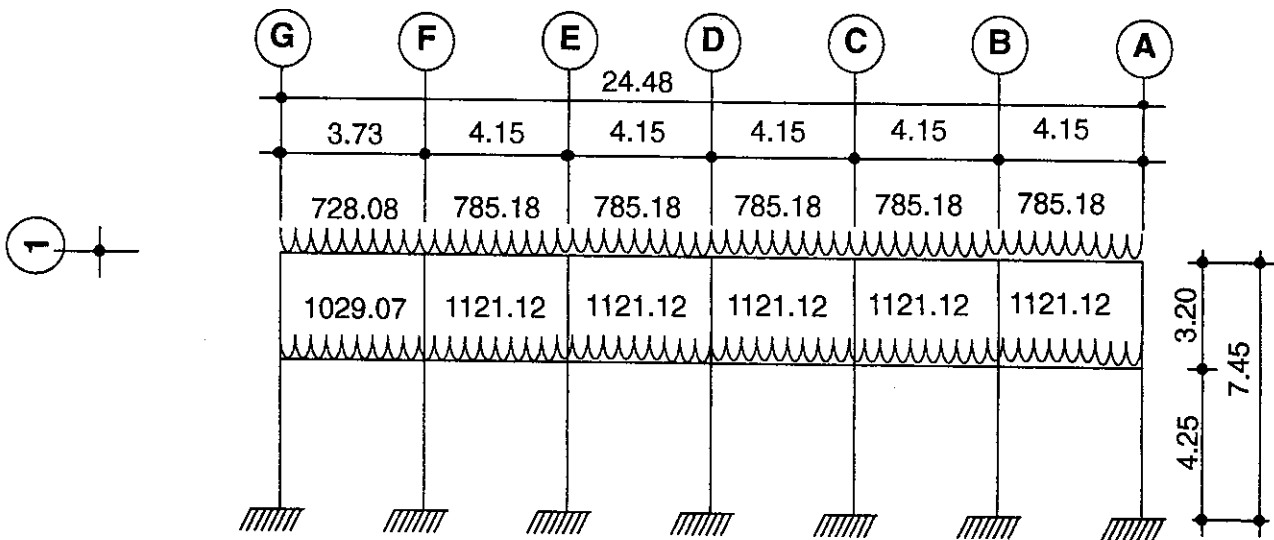
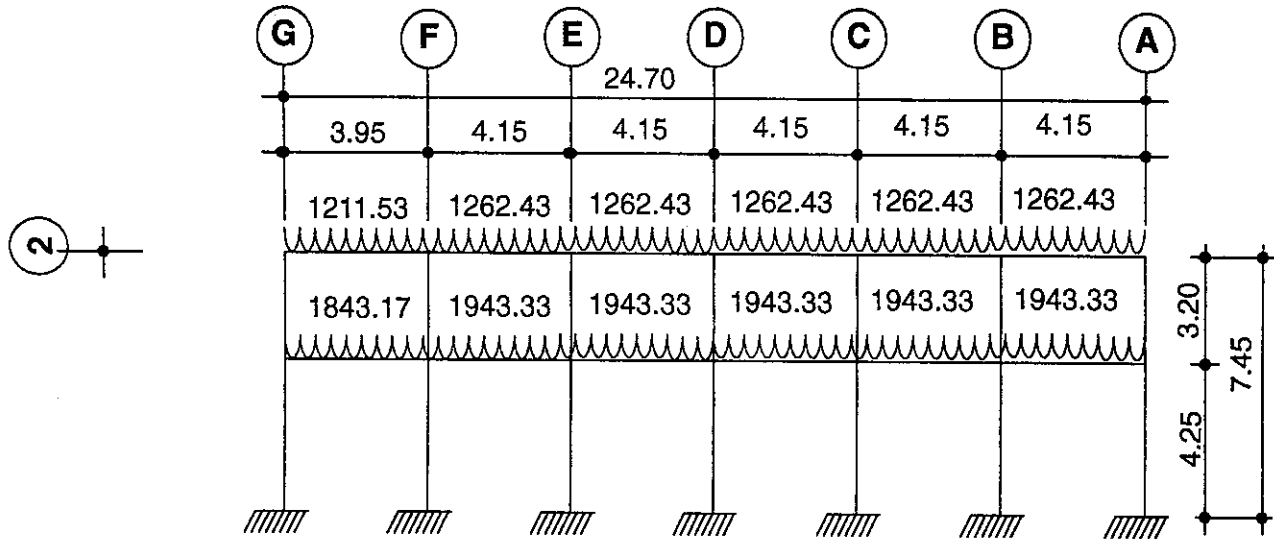
**CARGAS LATERALES PRODUCIDAS  
POR SISMO EN LOS MARCOS  
PARALELOS AL EJE X-X DEL SECTOR #1**



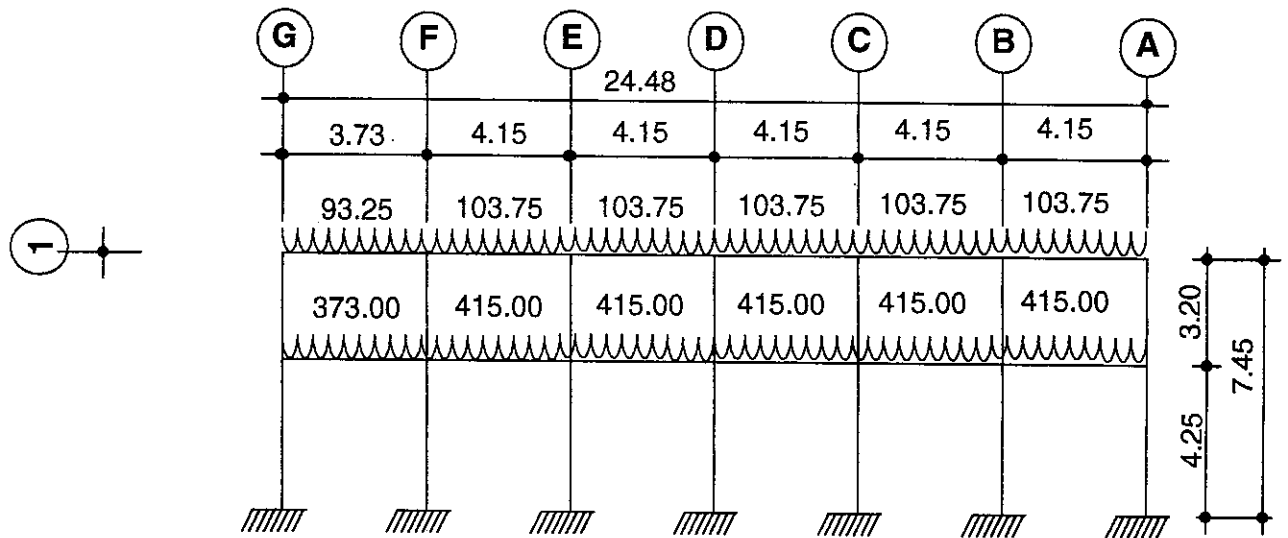
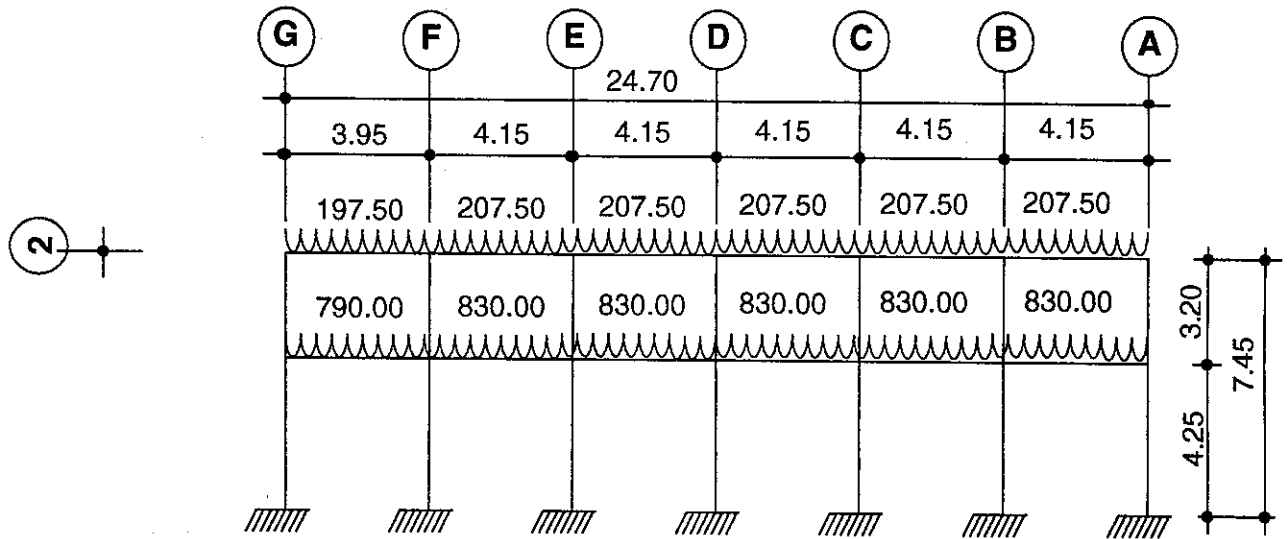
**NOTA:**

Como estas cargas están en función del peso, altura, longitud paralela a la carga, etc... del piso a diseñar; entonces cuando se elabore el análisis estructural de los esfuerzos producidos por las fuerzas ilustradas, también se deberá efectuar otro análisis con la misma magnitud de estas fuerzas solo que con sentido contrario.

## CARGA MUERTA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE X-X DEL SECTOR #2

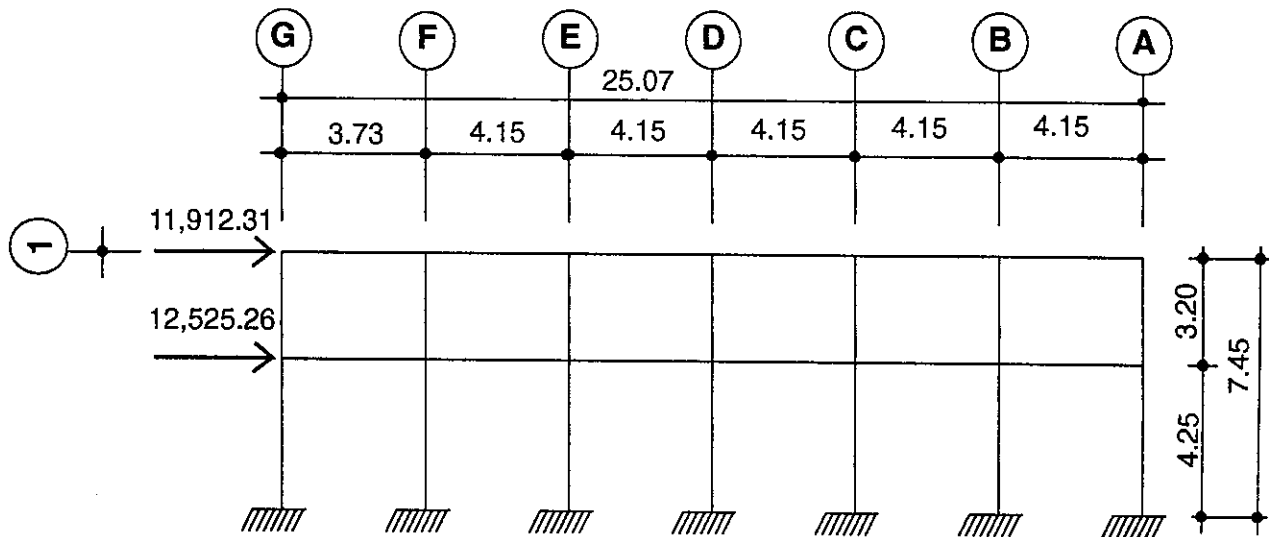
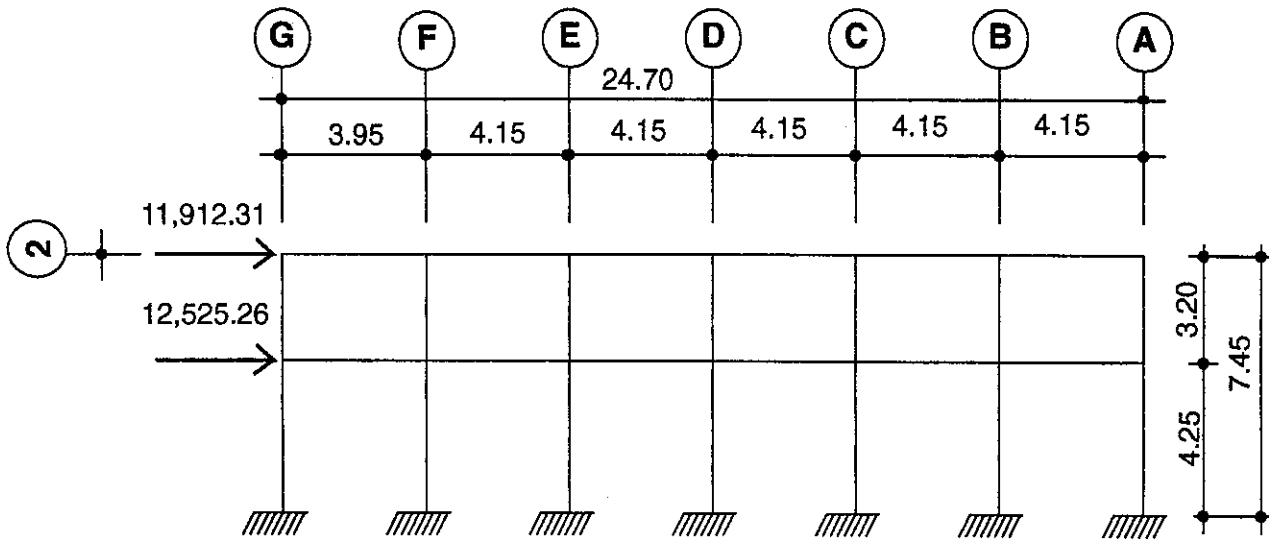


## CARGA VIVA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE X-X DEL SECTOR #2

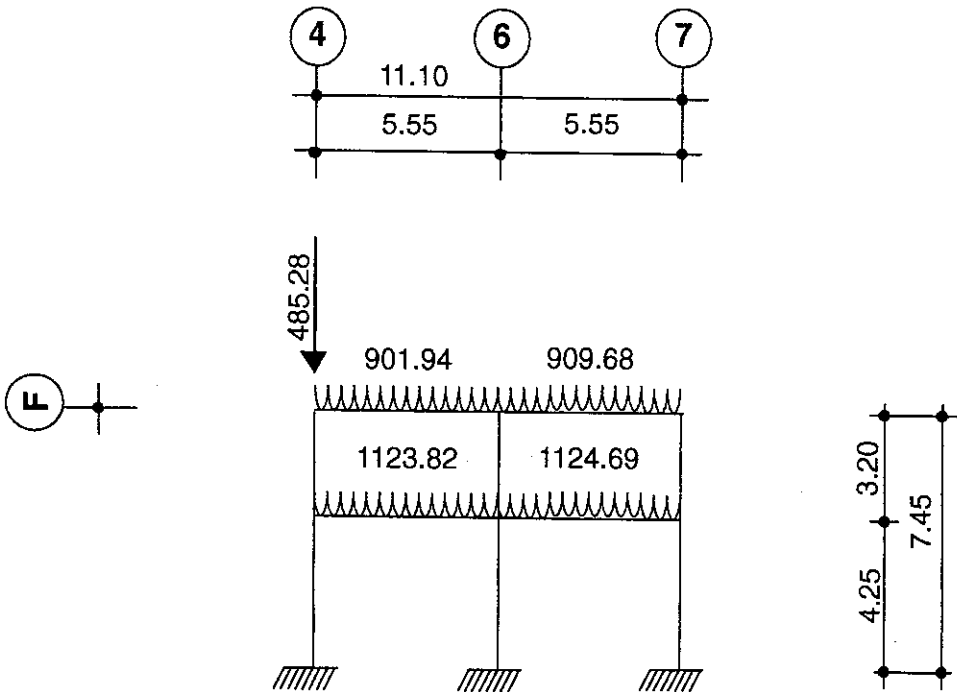
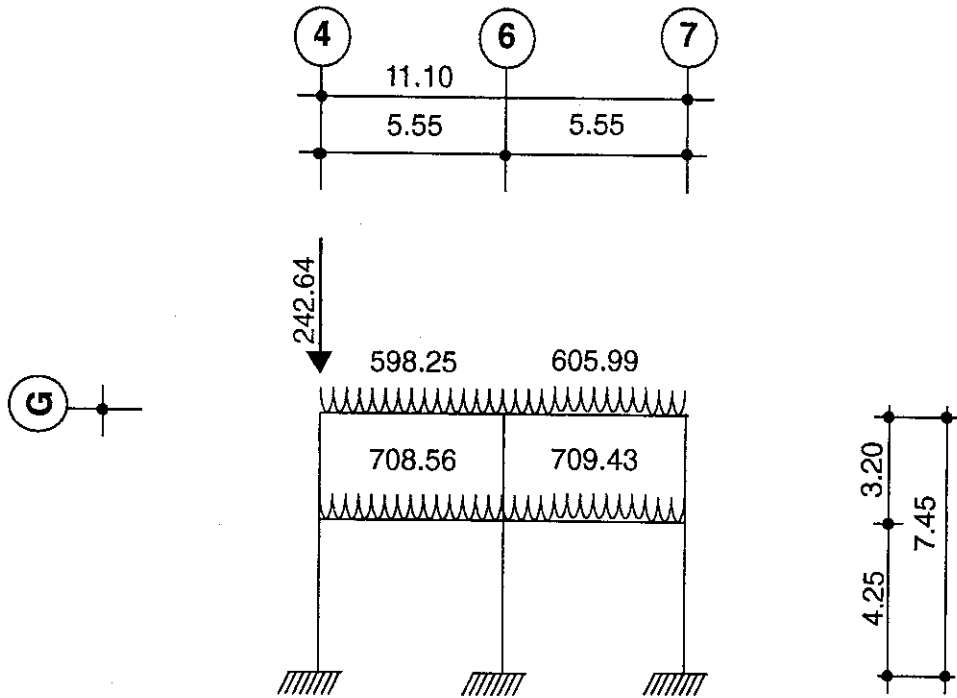


## CARGAS LATERALES PRODUCIDAS POR SISMO EN LOS MARCOS PARALELOS AL EJE X-X DEL SECTOR #2.

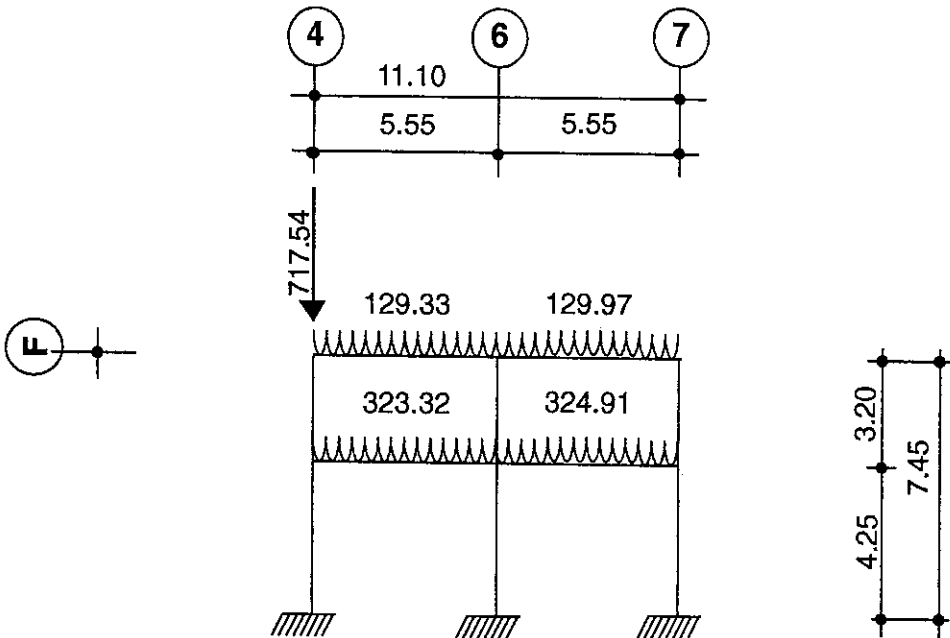
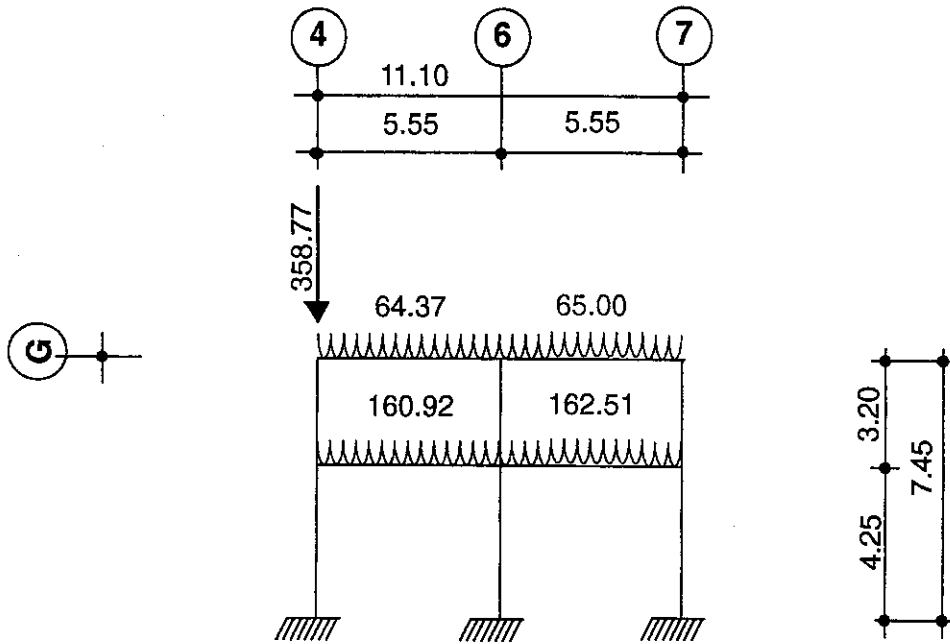
Estos marcos también tendrán que ser analizados con las cargas en sentido contrario



## CARGA MUERTA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DEL SECTOR #1



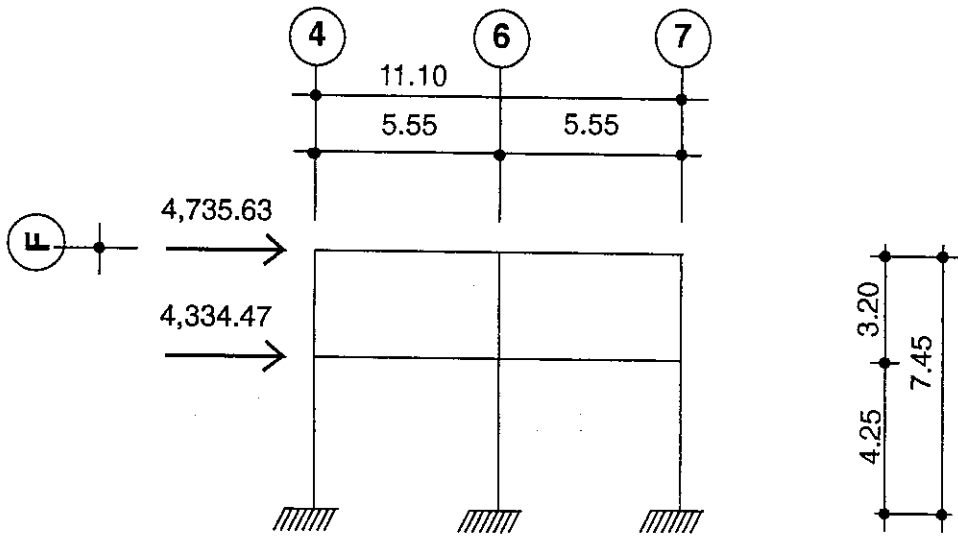
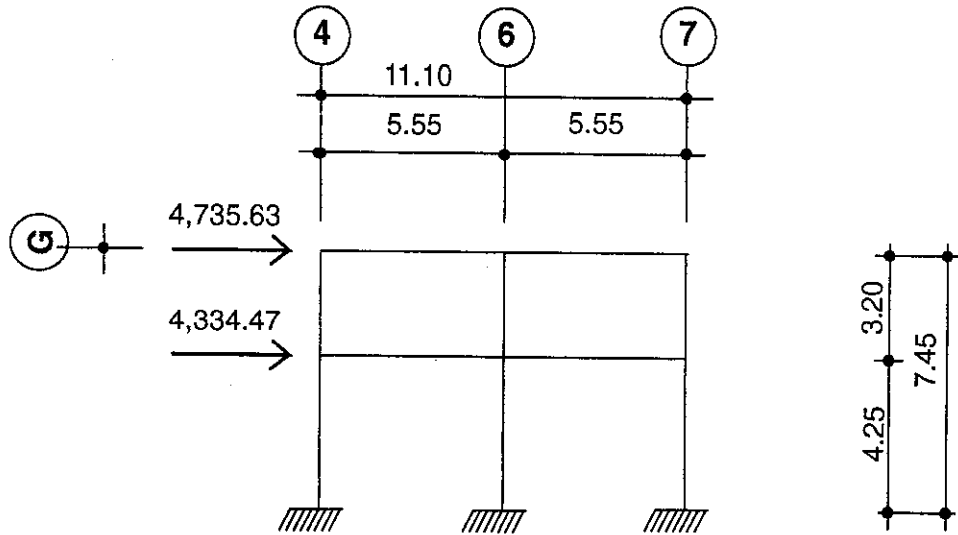
## CARGA VIVA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DEL SECTOR #1



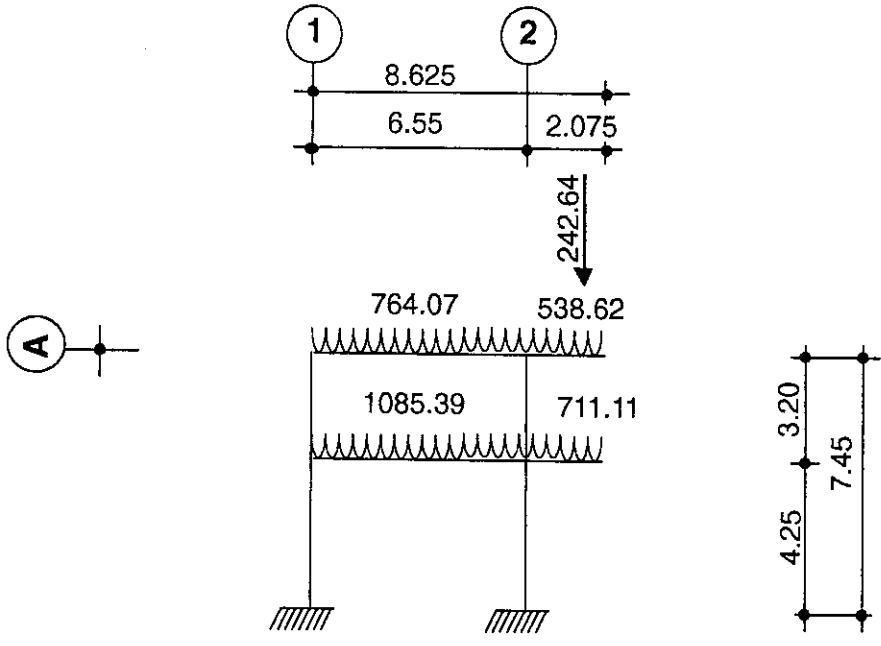
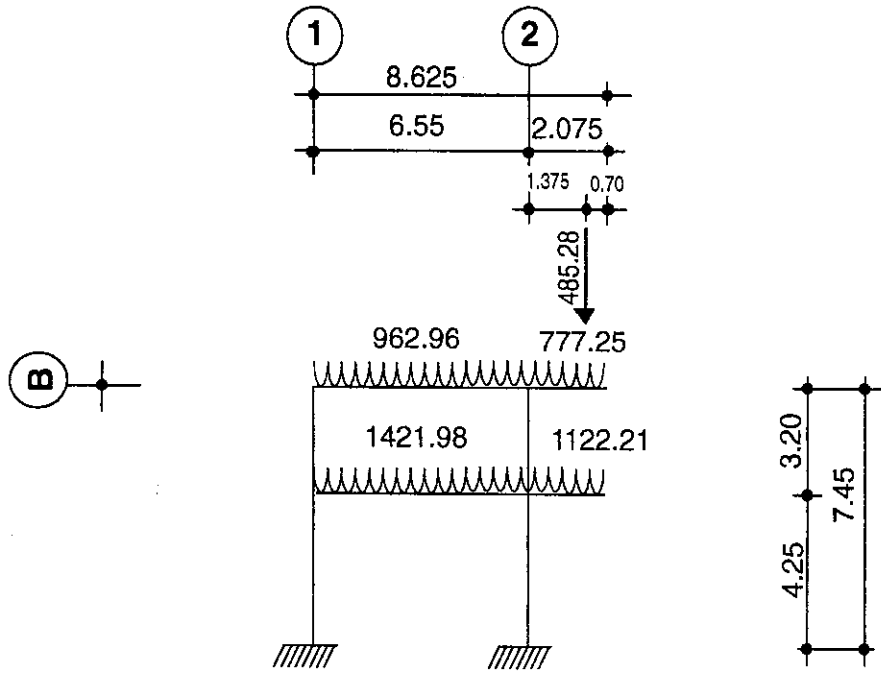


# CARGAS LATERALES PRODUCIDAS POR SISMO EN LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DEL SECTOR #1

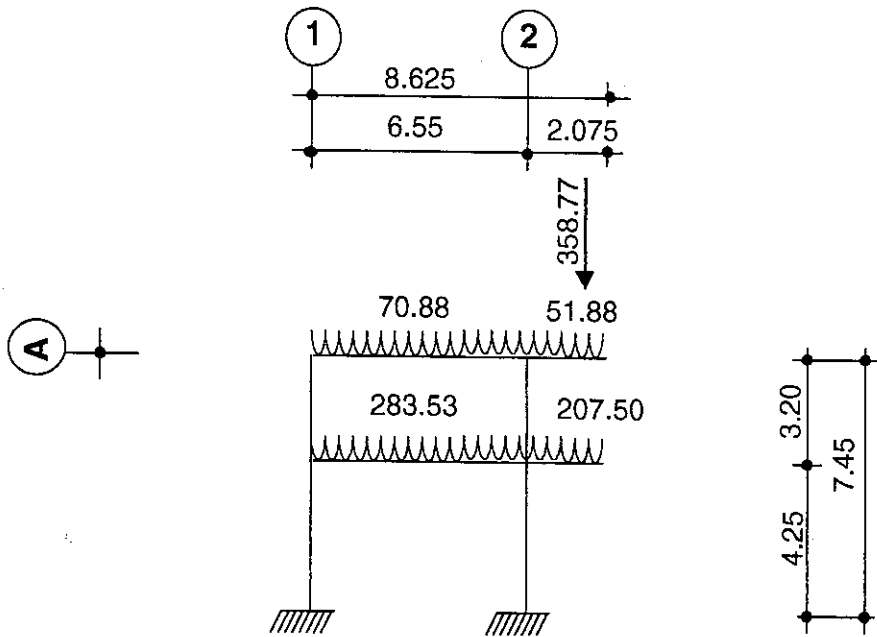
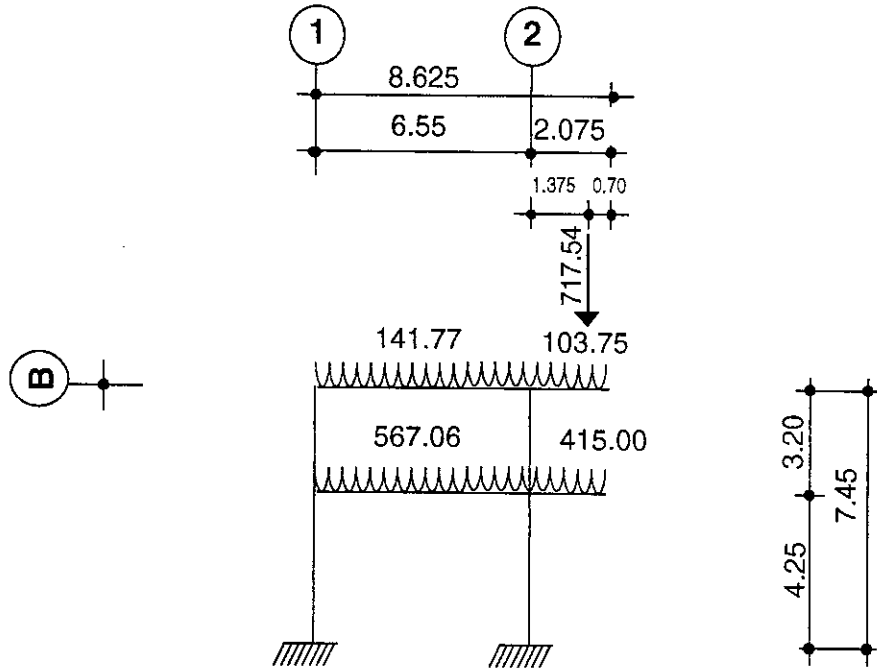
Estos marcos también tendrán que ser analizados con estas cargas en sentido contrario



## CARGA MUERTA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DEL SECTOR #2

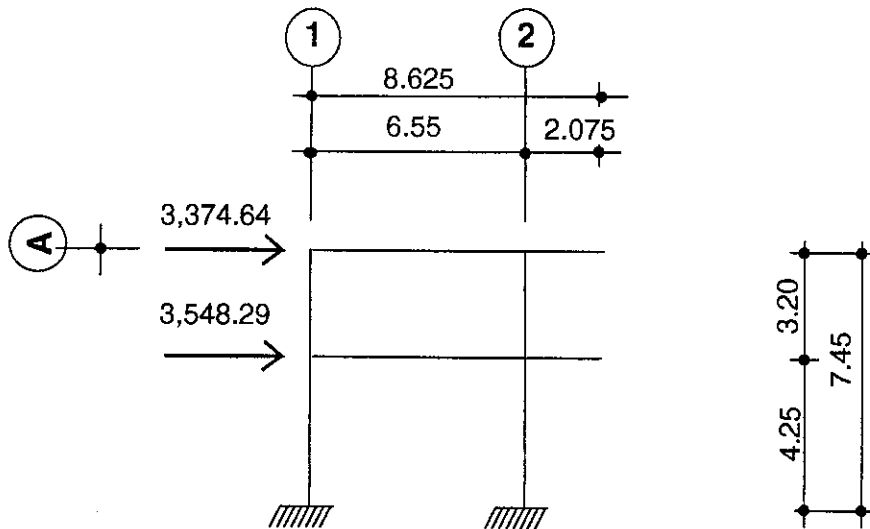
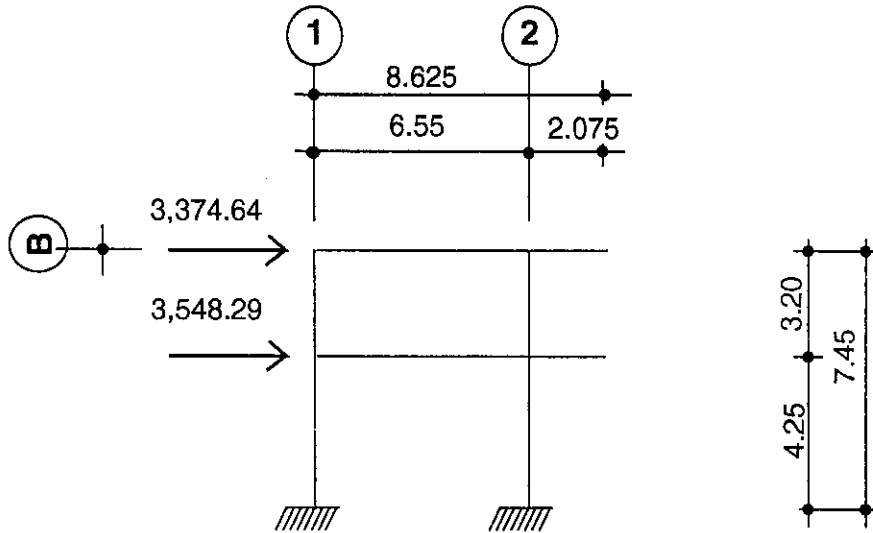


## CARGA VIVA RESPECTIVA PARA LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DEL SECTOR #2



## CARGAS LATERALES PRODUCIDAS POR SISMO EN LOS MARCOS PARALELOS AL EJE Y-Y DEL SECTOR #2

Estos marcos también tendrán que ser analizados con estas cargas en sentido contrario



Luego de la integración total de las cargas, tanto las de entresijos como las del techo; se procede al análisis estructural. Donde el objetivo técnico se refiere a la determinación de fuerzas y desplazamientos que sufre la estructura.

Un proceso de análisis se puede considerar como un problema de optimización. Porque lo ideal sería poder satisfacer todos los requisitos de esfuerzos y restricciones de los desplazamientos con los elementos estructurales más esbeltos posibles, y así minimizar el costo del sistema estructural. Pero esto implicaría llevar a cabo el mismo proceso en forma sucesiva; tantas veces hasta que se logre una estructura segura y económica, que es el objetivo final de la ingeniería.

En este caso se diseñará la estructura con base a las fuerzas obtenidas del análisis y después se procederá a revisar si satisfacen los desplazamientos, luego de haber satisfecho todas las restricciones relativas a los esfuerzos, para los que fue calculada. El análisis antes mencionado consistirá en llevar a cabo el cálculo de las fuerzas correspondientes, para cada una de las cinco combinaciones de cargas para las que será sometido cada marco, las cargas incluidas serán uniformemente distribuidas y puntuales (verticales y horizontales).

Para elaborar el análisis es necesario encontrar el valor de los siguientes datos:

-Módulo de Elasticidad ( $E_c$ ).

Para concreto de peso normal puede considerarse con la fórmula siguiente:

$$E_c = 15,100 * (f'_c)^{0.50}$$

$$E_c = 15,100 * (210)^{0.50} = 218,819.79 \text{ Kgs/Cm}^2.$$

Para concreto cuyos datos sean profundamente relacionados, más bien con datos obtenidos mediante un estudio y/o ensayo.

$$E_c = 0.0956 * (p_c)^{1.55} * (f'_c)^{0.50}$$

-Secciones externas de los elementos:

$$S_v = b_v * h_v = 0.25 * 0.50 = 0.125 \text{ Mts}^2.$$

$$S_c = b_c * h_c = 0.30 * 0.50 = 0.150 \text{ Mts}^2.$$

-Momentos de inercia (I)

Para los momentos paralelos al eje X-X.

$$I_v = \frac{b_v * h_v^3}{12} = \frac{0.25 * 0.50^3}{12} = 2.6042 * 10^{-3} \text{ Mts}^4.$$

$$I_c = \frac{b_c * h_c^3}{12} = \frac{0.30 * 0.50^3}{12} = 3.125 * 10^{-3} \text{ Mts}^4.$$

Para los marcos paralelos al eje Y-Y

$$I_c = \frac{b_c * h_c^3}{12} = \frac{0.50 * 0.30^3}{12} = 1.125 * 10^{-3} \text{ Mts}^4.$$

NOTA: Para este sentido el momento de inercia de las vigas no cambia.

En las combinaciones siguientes se utilizan factores asignados a cada carga y que tienen influencia en el grado de precisión requerido, para el cual generalmente se puede calcular el efecto de la carga y la variación en la misma que puede esperarse durante la vida de la estructura. Por esta segunda razón, a las cargas muertas se les asigna un factor de carga menor que a las cargas vivas, dado a que éstas se determinan con mayor precisión y son menos variables.

Estos factores con los que se multiplican las cargas de servicio se hace con el fin de responder a los efectos de la carga excesiva de tales fuentes posibles como pueden ser las sobrecargas y las suposiciones simplificadas en el análisis estructural.

El reglamento de las construcciones de concreto reforzado, proporciona los factores de carga para las combinaciones específicas. Y toma en consideración la probabilidad de ocurrencia simultánea al asignar los factores, aunque solo incluyen las más probables usualmente, por esta razón el proyectista no debe suponer que estén cubiertos todos los casos. Así que debe de estudiar bien su proyecto. Si en alguna oportunidad se requiere de darle mayor confianza a las resistencias de algún miembro, un aumento en los factores de carga o una disminución en los factores estipulados de reducción de la resistencia (que se verán más adelante) puede ser una buena solución.

Por lo tanto se tomarán en consideración las diversas combinaciones de carga a fin de determinar la condición de diseño más crítica, y así se diseñará con la resistencia que se requiere para resistir las cargas afectadas por su factor de carga correspondiente, tomándolas por lo menos igual a:

$$C1 = 1.40 * CM + 1.70 * CV.$$

Cuando se consideran efectos de sismo se tiene que:

$$C2 = 0.75 * (1.40 * CM + 1.70 * CV \pm 1.87 * Sis.).$$

El signo de la carga lateral dinámica (S) depende de la dirección en la que se esté trabajando el sismo.

Por lo tanto para el sismo con sentido positivo se tiene:

$$C2 = 1.05 * CM + 1.28 * CV + 1.40 * Sis.$$

Y cuando se trabaje el sismo en el sentido opuesto se tiene la siguiente ecuación:

$$C3 = 1.05 * CM + 1.28 * CV - 1.40 * Sis.$$

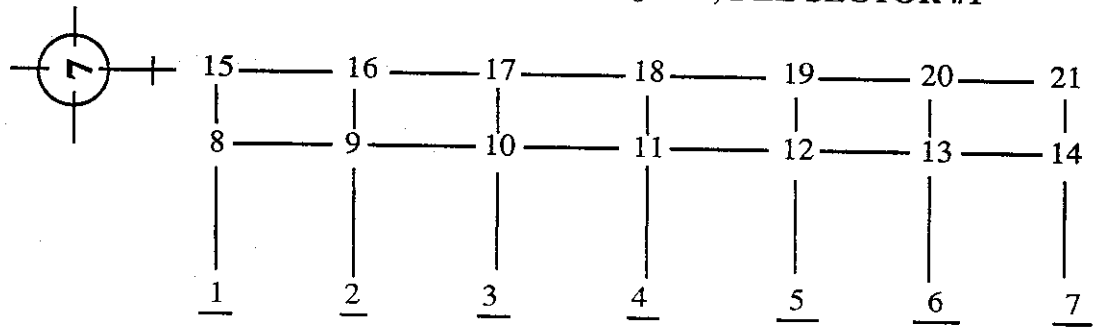
Si en la combinación anterior se incluye el valor total de la carga viva en la siguiente se tomará el valor cero, para determinar la condición crítica.

$$C4 = 0.90 * CM + 1.43 * Sis.$$

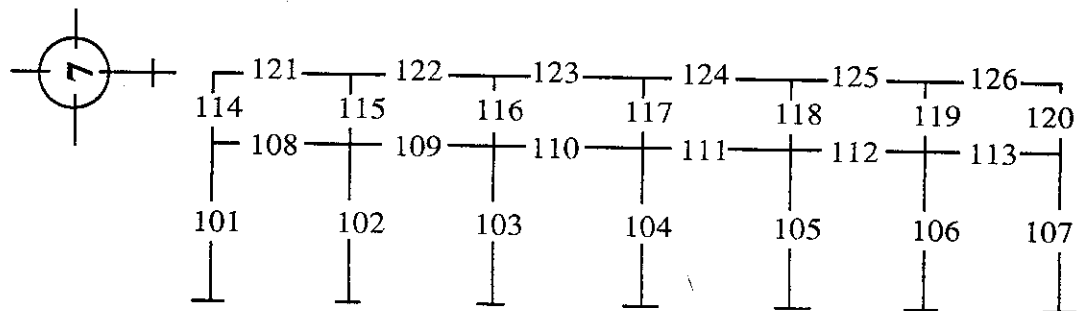
Y para el sismo en sentido contrario:

$$C5 = 0.90 * CM - 1.43 * Sis.$$

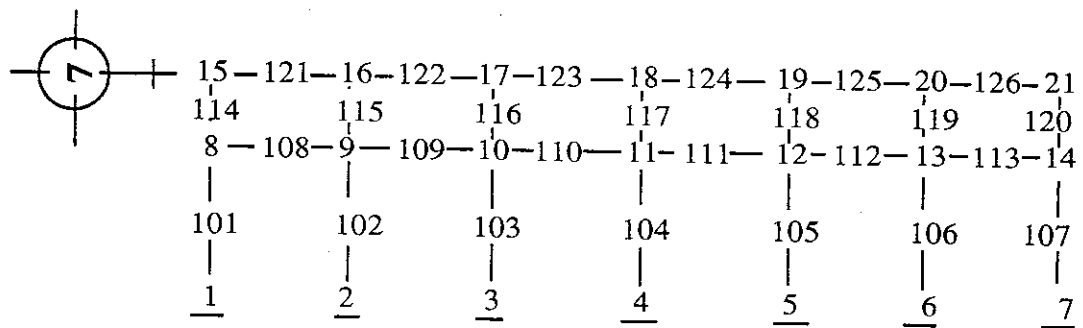
**REPRESENTACIÓN NUMÉRICA DE TODAS LAS JUNTAS Y ELEMENTOS  
QUE SE UTILIZARÁN EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO  
PARALELO AL EJE X-X Y AL EJE #7, DEL SECTOR #1**



**DENOMINACIÓN DE LAS JUNTAS**



**DENOMINACIÓN DE LOS ELEMENTOS**



**DENOMINACIÓN EN CONJUNTO**

**ELEMENTOS Y SUS FUERZAS  
COMBINACIÓN DE CARGAS CI  
C1 = 1.40 \* CM. + 1.70 \* CV.**

ELEMENTO	JUNTA	(KGS.)		MOMENTO (KGS. - Mt)
		FUERZA AXIAL	CORTE (KGS.)	
101	1	+ 9042.55	- 385.97	- 591.24
	8	- 9042.55	+ 385.97	- 1049.08
102	2	+ 17717.41	+ 4.72	- 14.60
	9	- 17717.41	- 4.72	+ 34.68
103	3	+ 16491.61	- 22.95	- 40.43
	10	- 16491.61	+ 22.95	- 57.07
104	4	+ 16539.55	+ 3.40	+ 8.84
	11	- 16539.55	- 3.40	+ 5.68
105	5	+ 16522.50	+ 23.90	+ 49.75
	12	- 16522.50	- 23.90	+ 51.83
106	6	+ 17276.10	+ 80.06	+ 142.63
	13	- 17276.10	- 80.06	+ 197.67
107	7	+ 8559.01	+ 296.79	+ 469.38
	14	- 8559.01	- 296.79	+ 792.00
108	8	- 1072.48	+ 4233.49	+ 2993.36
	9	+ 1072.48	+ 4340.82	- 3235.98
109	9	- 672.78	+ 3710.72	+ 2581.48
	10	+ 672.78	+ 3712.67	- 2585.51
110	10	- 600.29	+ 3703.82	+ 2549.34
	11	+ 600.29	+ 3716.98	- 2576.63
111	11	- 599.07	+ 3709.86	+ 2563.88
	12	+ 599.07	+ 3710.95	- 2566.17
112	12	- 670.33	+ 3738.57	+ 2611.70
	13	+ 670.33	+ 3682.23	- 2494.78
113	13	- 993.65	+ 3755.22	+ 2593.29
	14	+ 993.65	+ 3665.54	- 2407.21
114	8	+ 4809.08	- 1458.46	- 1944.28
	15	- 4809.08	+ 1458.46	- 2722.98
115	9	+ 9665.88	+ 404.43	+ 619.82
	16	- 9665.88	- 404.43	+ 674.45
116	10	+ 9075.16	+ 49.53	+ 93.24
	17	- 9075.16	- 49.53	+ 65.29
117	11	+ 9112.81	+ 4.63	+ 7.07
	18	- 9112.81	- 4.63	+ 7.70
118	12	+ 9073.03	- 47.31	- 97.36
	19	- 9073.03	+ 47.31	- 54.09
119	13	+ 9838.66	- 243.27	- 296.18
	20	- 9838.66	+ 243.27	- 482.28
120	14	+ 4893.45	+ 1290.45	+ 1615.21
	21	- 4893.45	- 1290.45	+ 2514.38
121	15	+ 1458.45	+ 3860.04	+ 2722.98
	16	- 1458.45	+ 4170.49	- 3525.03
122	16	+ 1053.98	+ 3598.09	+ 2850.58
	17	- 1053.98	+ 3594.96	- 2843.98
123	17	+ 1004.45	+ 3582.90	+ 2778.69
	18	- 1004.45	+ 3610.20	- 2835.31
124	18	+ 999.86	+ 3605.30	+ 2827.61
	19	- 999.86	+ 3583.49	- 2782.26
125	19	+ 1047.17	+ 3592.24	+ 2836.35
	20	- 1047.17	+ 3600.86	- 2854.10
126	20	+ 1290.44	+ 4340.54	+ 3336.38
	21	- 1290.44	+ 3944.41	- 2514.38



**ELEMENTOS Y SUS FUERZAS  
COMBINACIÓN DE CARGAS C2  
C2 = 1.05 \* CM. + 1.28 \* CV. + 1.40 \* Sis.**

ELEMENTO	JUNTA	(KGS.) FUERZA AXIAL	CORTE (KGS.)	MOMENTO (KGS. - Mt)
101	1	+ 2915.63	+ 3903.32	+ 10940.17
	8	- 2915.63	- 3903.32	+ 5648.57
102	2	+ 13176.22	+ 4691.18	+ 11839.15
	9	- 13176.22	- 4691.18	+ 8093.59
103	3	+ 12473.19	+ 4497.31	+ 11397.12
	10	- 12473.19	- 4497.31	+ 7716.06
104	4	+ 12480.18	+ 4376.88	+ 11094.78
	11	- 12480.18	- 4376.88	+ 7506.53
105	5	+ 12452.78	+ 4279.58	+ 10858.76
	12	- 12452.78	- 4279.58	+ 7329.11
106	6	+ 12619.66	+ 4270.73	+ 10780.35
	13	- 12619.66	- 4270.73	+ 7369.98
107	7	+ 10586.73	+ 3758.03	+ 10021.06
	14	- 10586.73	- 3758.03	+ 5950.14
108	8	+ 10078.74	+ 580.97	- 3886.97
	9	- 10078.74	+ 5856.16	- 8034.84
109	9	+ 8392.41	+ 128.05	- 3604.52
	10	- 8392.41	+ 5444.83	- 7427.60
110	10	+ 6634.13	+ 190.29	- 3481.30
	11	- 6634.13	+ 5380.69	- 7288.67
111	11	+ 4946.79	+ 243.95	- 3361.46
	12	- 4976.79	+ 5327.03	- 7185.70
112	12	+ 3319.47	+ 309.49	- 3240.50
	13	- 3319.47	+ 5261.49	- 7034.78
113	13	+ 1657.76	+ 93.53	- 3496.03
	14	- 1657.76	+ 5477.45	- 7675.45
114	8	+ 2334.66	- 249.12	- 1761.60
	15	- 2334.66	+ 249.12	+ 964.35
115	9	+ 7192.01	+ 3004.83	+ 3545.77
	16	- 7192.01	- 3004.83	+ 6070.21
116	10	+ 6838.11	+ 2739.02	+ 3192.84
	17	- 6838.11	- 2739.02	+ 5572.47
117	11	+ 6855.53	+ 2689.53	+ 3143.60
	18	- 6855.53	- 2689.53	+ 5463.27
118	12	+ 6816.34	+ 2652.20	+ 3097.09
	19	- 6816.34	- 2652.20	+ 5390.41
119	13	+ 7264.67	+ 2609.06	+ 3160.83
	20	- 7264.67	- 2609.06	+ 5188.62
120	14	+ 5109.32	+ 2100.21	+ 1725.31
	21	- 5109.32	- 2100.21	+ 4995.75
121	15	+ 15794.79	+ 1621.08	- 964.35
	16	- 15794.79	+ 4407.97	- 5409.56
122	16	+ 12789.98	+ 1357.49	- 660.65
	17	- 12789.98	+ 4043.07	- 4911.71
123	17	+ 10050.98	+ 1368.51	- 660.76
	18	- 10050.98	+ 4032.05	- 4865.92
124	18	+ 7361.47	+ 1396.95	- 597.35
	19	- 7361.47	+ 4000.39	- 4804.66
125	19	+ 4709.24	+ 1389.38	- 585.75
	20	- 4709.24	+ 4011.18	- 4854.28
126	20	+ 2100.20	+ 1826.92	- 334.34
	21	- 2100.20	+ 4395.75	- 4995.75

**ELEMENTOS Y SUS FUERZAS  
COMBINACIÓN DE CARGAS C3  
C3 = 1.05 \* CM. + 1.28 \* CV. - 1.40 \* Sis.**

ELEMENTO	JUNTA	(KGS.)		CORTE (KGS.)	MOMENTO (KGS. - M)		
		FUERZA AXIAL					
101	1	+	10389.78	-	3761.75	-	10015.22
	8	-	10389.78	+	3761.75	-	5971.87
102	2	+	13529.80	-	4163.73	-	10620.97
	9	-	13529.80	+	4163.73	-	7070.66
103	3	+	12409.19	-	4278.31	-	10850.13
	10	-	12409.19	+	4278.31	-	7332.27
104	4	+	12475.60	-	4373.20	-	11084.35
	11	-	12475.60	+	4373.20	-	7501.37
105	5	+	12475.01	-	4499.98	-	11397.37
	12	-	12475.01	+	4499.98	-	7727.25
106	6	+	13465.03	-	4677.16	-	11816.97
	13	-	13475.03	+	4677.16	-	8060.49
107	7	+	1959.99	-	4022.89	-	11092.67
	14	-	1959.99	+	4022.89	-	6004.29
108	8	+	1642.93	+	5528.75	+	7757.61
	9	-	1642.93	+	908.38	+	2684.41
109	9	+	3405.92	+	5298.14	+	7146.71
	10	-	3405.92	+	274.79	+	3276.54
110	10	+	5025.63	+	5321.32	+	7172.29
	11	-	5025.63	+	249.66	+	3351.26
111	11	+	6718.99	+	5374.98	+	7278.20
	12	-	6718.99	+	196.00	+	3468.04
112	12	+	8495.37	+	5447.15	+	7428.14
	13	-	8495.37	+	123.83	+	3617.61
113	13	+	10202.08	+	5824.50	+	7903.58
	14	-	10202.08	-	253.52	+	4708.17
114	8	+	4861.06	-	2118.81	-	1785.74
	15	-	4861.06	+	2118.81	-	4994.77
115	9	+	7323.32	-	2400.72	-	2760.46
	16	-	7323.32	+	2400.72	-	4922.26
116	10	+	6813.12	-	2658.59	-	3116.56
	17	-	6813.12	+	2658.59	-	5391.39
117	11	+	6850.99	-	2679.82	-	3128.09
	18	-	6850.99	+	2679.82	-	5447.75
118	12	+	6831.90	-	2723.55	-	3168.93
	19	-	6831.90	+	2723.55	-	5546.90
119	13	+	7516.74	-	2970.49	-	3460.70
	20	-	7516.74	+	2970.49	-	6045.33
120	14	+	2213.51	+	6.21	+	1296.12
	21	-	2213.51	-	6.21	-	1276.18
121	15	+	2118.75	+	4147.49	+	4994.77
	16	-	2118.75	+	1881.53	+	50.58
122	16	+	4519.50	+	4015.22	+	4871.68
	17	-	4519.50	+	1385.34	+	585.34
123	17	+	7178.04	+	4001.21	+	4806.05
	18	-	7178.04	+	1399.36	+	592.85
124	18	+	9857.93	+	4025.11	+	4854.90
	19	-	9857.93	+	1372.23	+	649.81
125	19	+	12581.42	+	4033.14	+	4897.09
	20	-	12581.42	+	1367.42	+	634.21
126	20	+	15551.89	+	4722.75	+	5411.12
	21	-	15551.89	+	1499.92	+	1276.18

**ELEMENTOS Y SUS FUERZAS  
COMBINACIÓN DE CARGAS C4**

C4 = 0.90 \* CM. + 1.43 \* Sis.

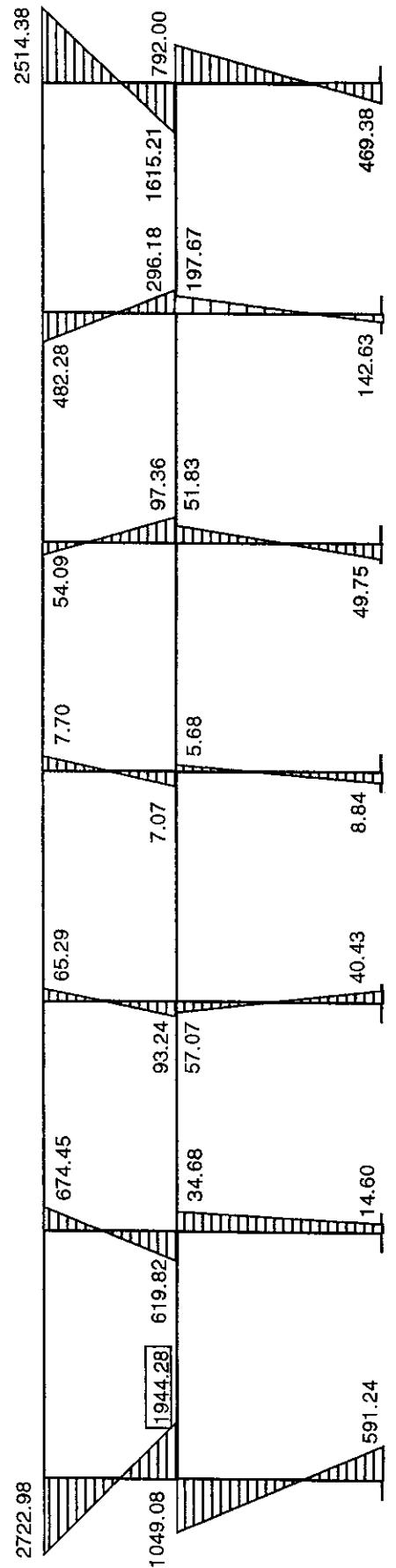
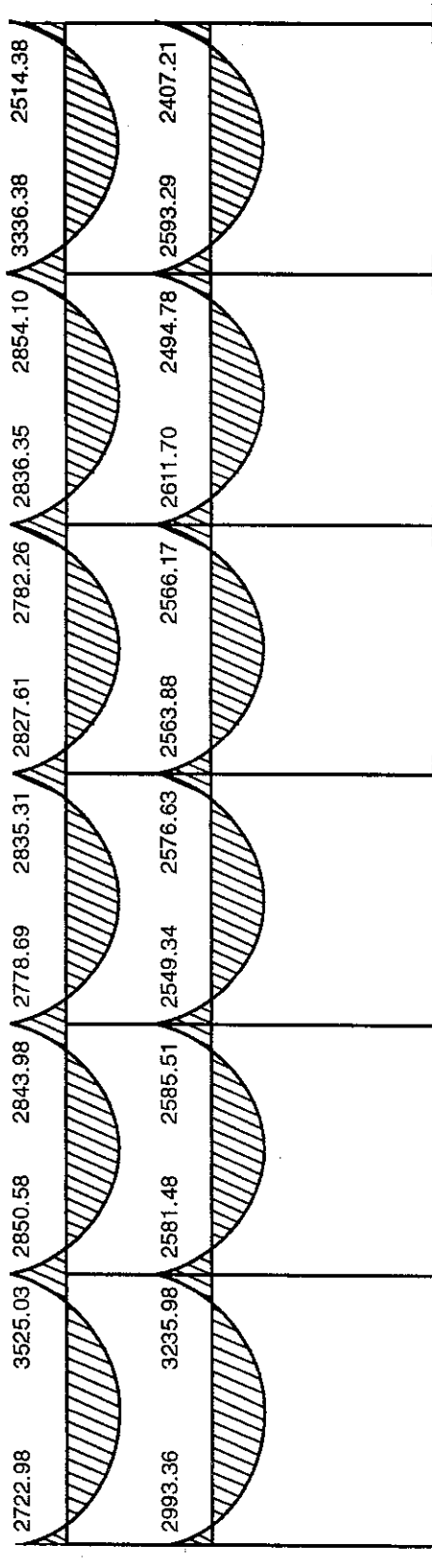
ELEMENTO	JUNTA	(KGS.)		CORTE (KGS.)	MOMENTO (KGS. · M)		
		FUERZA AXIAL					
101	1	+	118.75	+	4095.42	+	11342.67
	8	-	118.75	-	4095.42	+	6062.52
102	2	+	7868.00	+	4791.38	+	12099.41
	9	-	7868.00	-	4791.38	+	8259.09
103	3	+	7481.58	+	4601.18	+	11654.54
	10	-	7481.58	-	4601.18	+	7900.13
104	4	+	7474.10	+	4469.09	+	11328.89
	11	-	7474.10	-	4469.09	+	7664.34
105	5	+	7457.72	+	4364.95	+	11077.06
	12	-	7457.72	-	4364.95	+	7473.62
106	6	+	7131.18	+	4327.57	+	10952.36
	13	-	7131.18	-	4327.57	+	7439.37
107	7	+	7839.15	+	3765.52	+	10114.92
	14	-	7839.15	-	3765.52	+	5888.11
108	8	+	10636.12	-	625.02	-	4839.42
	9	-	10636.12	+	4740.39	-	7286.38
109	9	+	8796.56	-	916.23	-	4410.63
	10	-	8796.56	+	4514.05	-	6857.07
110	10	+	6977.05	-	850.73	-	4274.72
	11	-	6977.05	+	4446.87	-	6717.62
111	11	+	5254.29	-	796.93	-	4155.96
	12	-	5254.29	+	4393.07	-	6613.07
112	12	+	3612.17	-	746.04	-	4057.59
	13	-	3612.17	+	4342.18	-	6500.21
113	13	+	2075.66	-	957.91	-	4298.63
	14	-	2075.66	+	4554.05	-	7138.46
114	8	+	743.76	+	195.41	-	1223.10
	15	-	743.76	-	195.41	+	1848.51
115	9	+	4043.86	+	2951.76	+	3437.92
	16	-	4043.86	-	2951.76	+	6008.24
116	10	+	3818.29	+	2781.66	+	3231.66
	17	-	3818.29	-	2781.66	+	5670.15
117	11	+	3824.19	+	2746.32	+	3209.24
	18	-	3824.19	-	2746.32	+	5579.49
118	12	+	3810.71	+	2722.82	+	3197.04
	19	-	3810.71	-	2722.82	+	5516.45
119	13	+	3746.94	+	2791.00	+	3359.47
	20	-	2791.00	+	5572.21		
120	14	+	3285.18	+	1689.84	+	1250.35
	21	-	3285.18	-	1689.84	+	4157.37
121	15	+	15683.34	+	525.77	-	1848.51
	16	-	15683.34	+	3294.32	-	4408.39
122	16	+	12731.65	+	313.57	-	1599.85
	17	-	12731.65	+	3054.36	-	4087.10
123	17	+	9949.97	+	327.95	-	1583.05
	18	-	9949.97	+	3039.98	-	4044.27
124	18	+	7203.72	+	348.23	-	1535.22
	19	-	7203.72	+	3016.94	-	4002.27
125	19	+	4480.81	+	357.75	-	1514.18
	20	-	4480.81	+	3010.18	-	3989.42
126	20	+	1689.83	+	300.78	-	1582.79
	21	-	1689.83	+	3065.20	-	4157.37

**ELEMENTOS Y SUS FUERZAS  
COMBINACIÓN DE CARGAS C5  
C5 = 0.90 \* CM. + 1.43 \* Sis.**

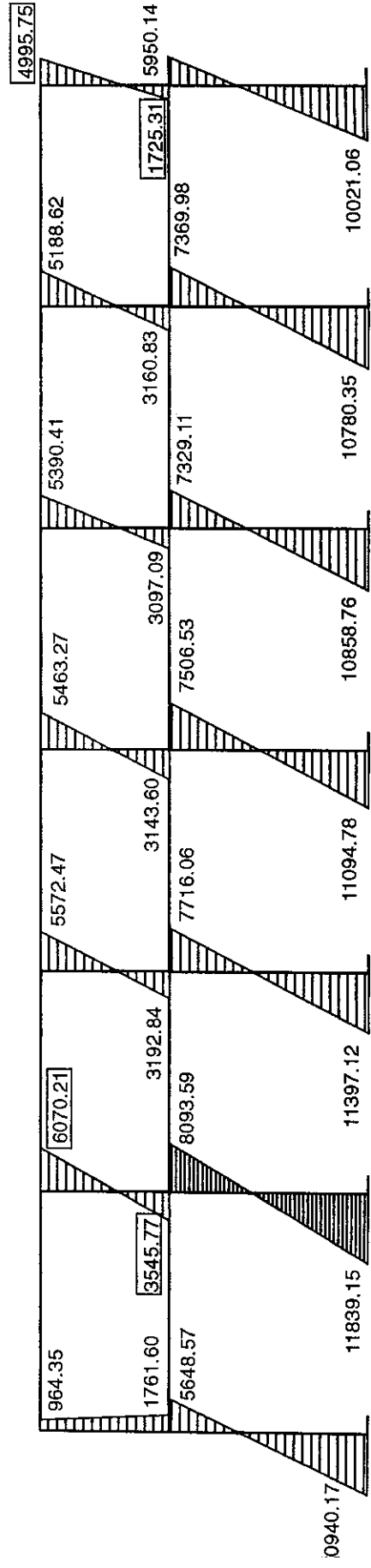
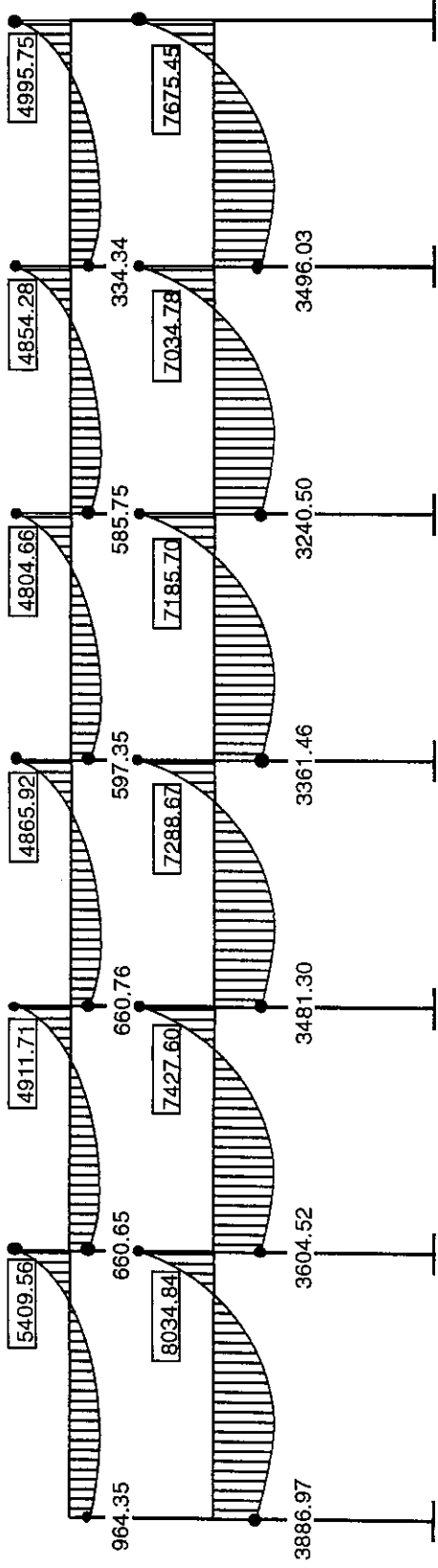
ELEMENTO	JUNTA	(KGS.) FUERZA AXIAL	CORTE (KGS.)	MOMENTO (KGS. - M)
101	1	+ 7753.06	- 3733.90	- 10061.77
	8	- 7753.06	+ 3733.90	- 5806.93
102	2	+ 8229.16	- 4253.27	- 10841.98
	9	- 8229.16	+ 4253.27	- 7230.13
103	3	+ 7416.22	- 4362.45	- 11069.43
	10	- 7416.22	+ 4362.45	- 7470.67
104	4	+ 7469.43	- 4468.46	- 11325.50
	11	- 7469.43	+ 4468.46	- 7665.13
105	5	+ 7480.45	- 4602.77	- 11655.98
	12	- 7480.45	+ 4602.77	- 7905.38
106	6	+ 7994.65	- 4812.11	- 12129.18
	13	- 7994.65	+ 4812.11	- 8321.75
107	7	+ 972.42	- 4182.15	- 11451.25
	14	- 972.42	+ 4182.15	- 6322.49
108	8	+ 2019.55	+ 4428.77	+ 7054.70
	9	- 2019.55	- 313.39	+ 3662.58
109	9	+ 3703.21	+ 4364.58	+ 6570.99
	10	- 3703.21	- 766.77	+ 4076.44
110	10	+ 5334.03	+ 4390.26	+ 6607.17
	11	- 5334.03	- 794.12	+ 4150.30
111	11	+ 7064.46	+ 4444.06	+ 6711.69
	12	- 7064.46	- 847.91	+ 4268.97
112	12	+ 8899.03	+ 4501.75	+ 6839.67
	13	- 8899.03	- 905.61	+ 4380.44
113	13	+ 10803.05	+ 4895.89	+ 7345.26
	14	- 10803.05	- 1299.75	+ 5510.53
114	8	+ 3324.28	- 1714.34	- 1247.77
	15	- 3324.28	+ 1714.34	- 4238.30
115	9	+ 4177.99	- 2569.64	- 3003.44
	16	- 4177.99	+ 2569.94	- 5219.78
116	10	+ 3792.75	- 2731.62	- 3212.94
	17	- 3792.75	+ 2731.62	- 5528.66
117	11	+ 3819.51	- 2738.07	- 3196.86
	18	- 3819.51	+ 2738.07	- 5565.34
118	12	+ 3826.59	- 2768.14	- 3203.26
	19	- 3826.59	+ 2768.14	- 5655.23
119	13	+ 4004.40	- 2908.12	- 3403.95
	20	- 4004.40	+ 2908.12	- 5902.45
120	14	+ 327.32	- 449.06	+ 811.96
	21	- 327.32	+ 449.06	- 2248.96
121	15	+ 1714.28	+ 3106.30	+ 4238.30
	16	- 1714.28	+ 713.74	+ 1168.75
122	16	+ 4283.91	+ 3028.28	+ 4051.03
	17	- 4283.91	+ 339.70	+ 1527.75
123	17	+ 7015.47	+ 3017.08	+ 4000.91
	18	- 7015.47	+ 350.86	+ 1531.48
124	18	+ 9753.56	+ 3032.68	+ 4033.86
	19	- 9753.56	+ 332.49	+ 1569.07
125	19	+ 12521.68	+ 3058.17	+ 4086.16
	20	- 12521.68	+ 309.81	+ 1616.67
126	20	+ 15429.78	+ 3258.62	+ 4285.78
	21	- 15429.78	- 109.32	+ 2248.96

# DIAGRAMAS DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES

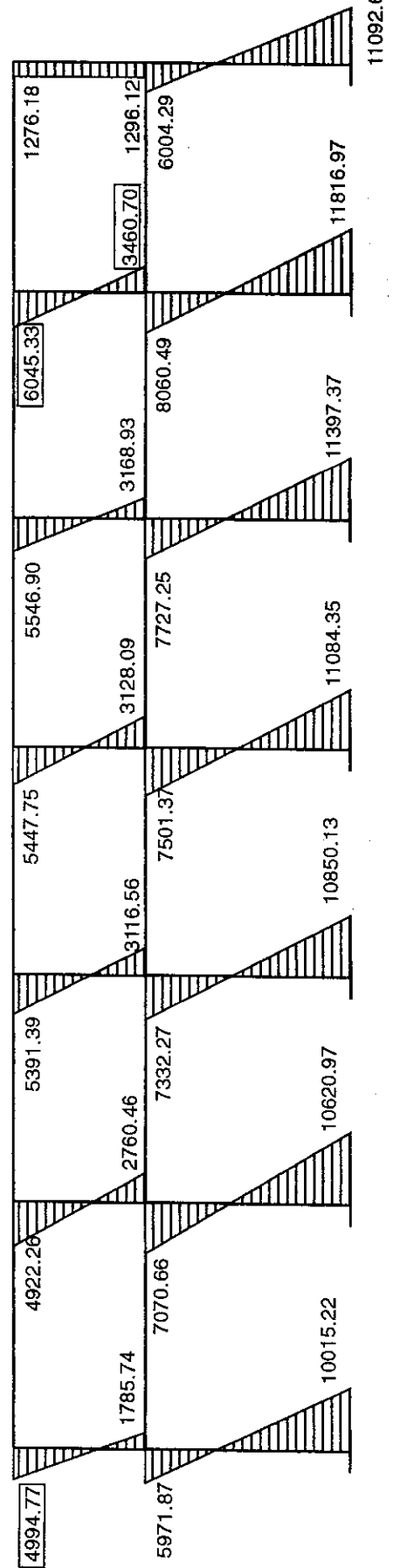
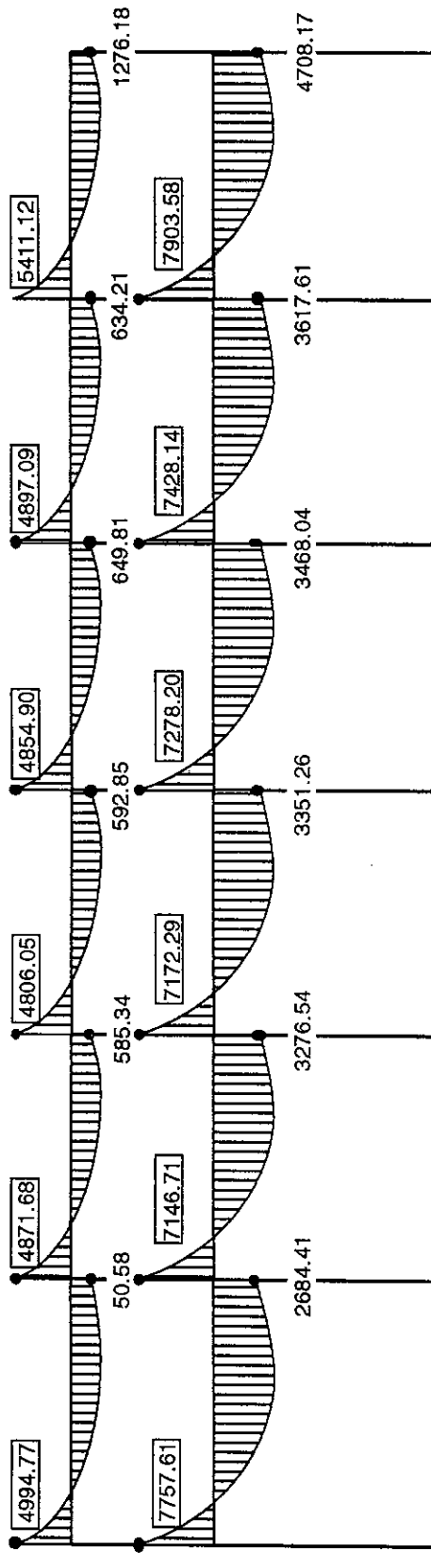
## DEL MARCO PARALELO AL EJE X-X Y AL EJE #7 DEL SECTOR #1 CORRESPONDIENTES A LA COMBINACIÓN DE CARGAS C1



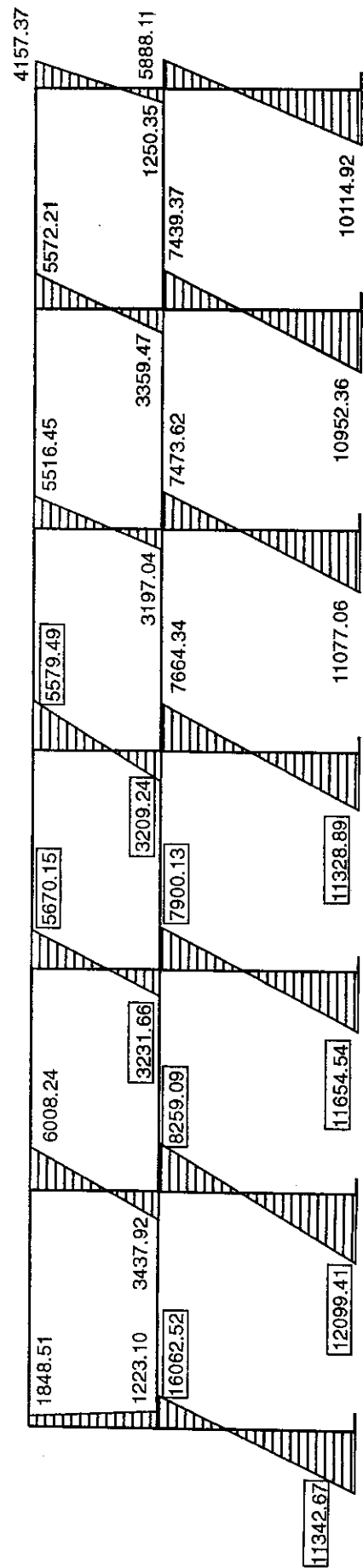
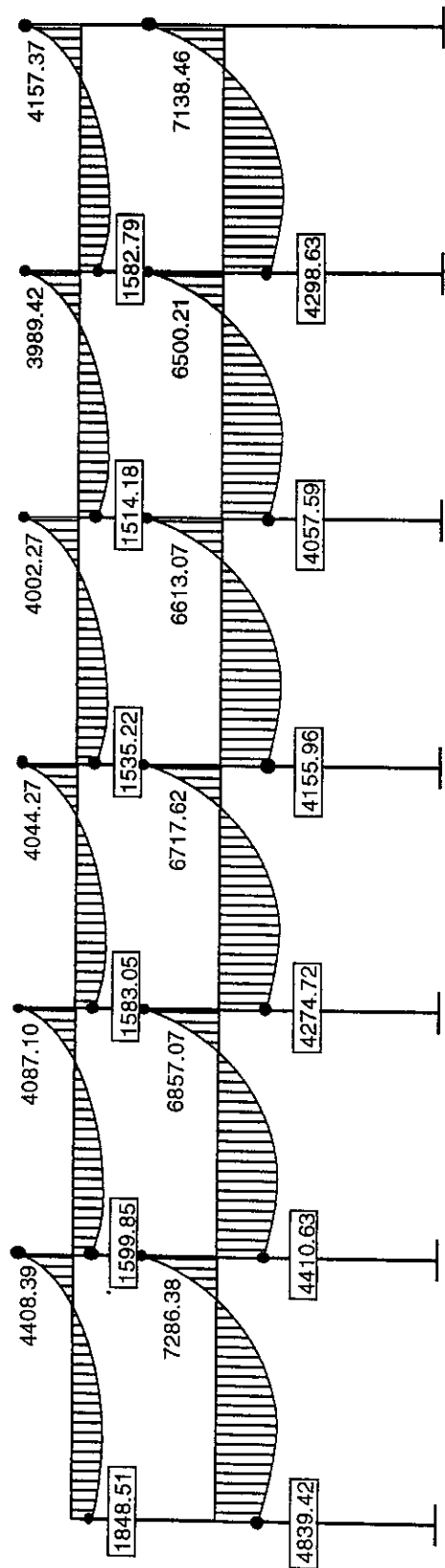
# DIAGRAMAS DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DEL MARCO PARALELO AL EJE X-X Y AL EJE #7 DEL SECTOR #1 CORRESPONDIENTES A LA COMBINACIÓN DE CARGAS C2



# DIAGRAMAS DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DEL MARCO PARALELO AL EJE X-X Y AL EJE #7 DEL SECTOR #1 CORRESPONDIENTES A LA COMBINACIÓN DE CARGAS C3

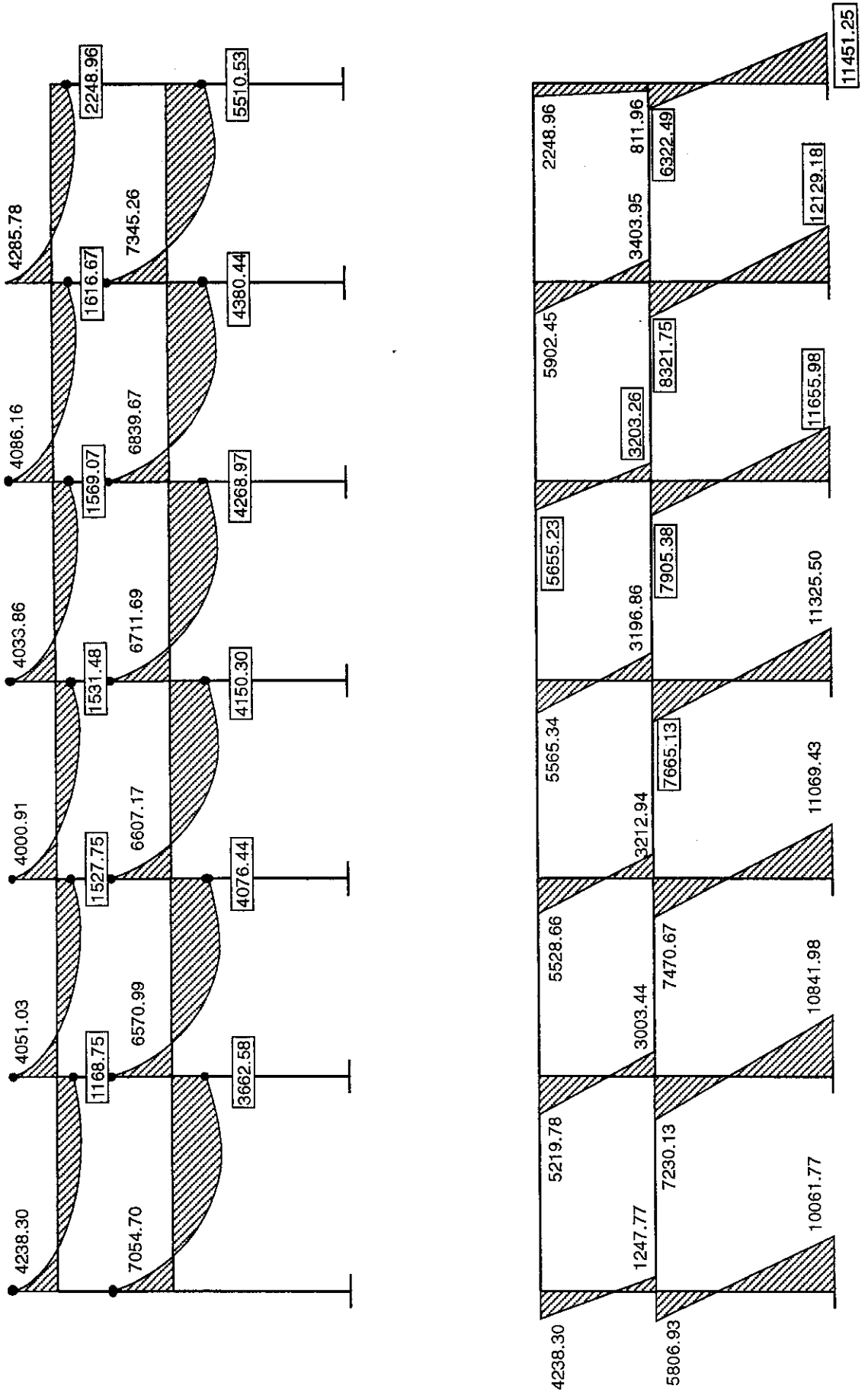


# DIAGRAMAS DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DEL MARCO PARALELO AL EJE X-X Y AL EJE #7 DEL SECTOR #1 CORRESPONDIENTES A LA COMBINACIÓN DE CARGAS C4



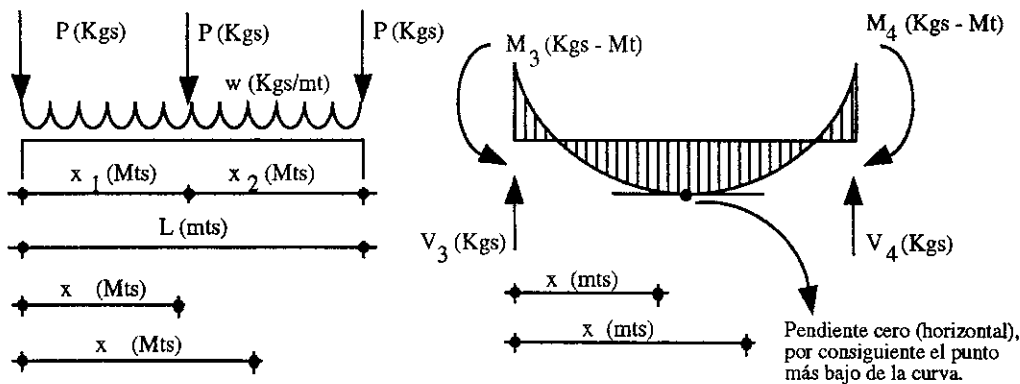


# DIAGRAMAS DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DEL MARCO PARALELO AL EJE X-X Y AL EJE #7 DEL SECTOR #1 CORRESPONDIENTES A LA COMBINACIÓN DE CARGAS C5



Entre los diagramas anteriores, fue necesario encontrar el mayor momento flexionante positivo. El momento se puede producir en cualquiera de las combinaciones, dependiendo tanto de la forma de la estructura como del tipo de carga. En la mayoría de los casos el momento se produce por el actuar de la combinación de cargas C1. Pero en este caso fue diferente, ya que se localizó en su mayoría en los diagramas de momento correspondientes a las combinaciones C2 o la C3.

Para el cálculo del diagrama de momentos producidos por la combinación de cargas es necesario determinar la ecuación de momentos correspondiente y después se sustituyen valores de "x" que correspondan al intervalo [0,L]. Si el momento se encontrara en el diagrama correspondiente a la combinación de cargas C1, entonces se le calcula la primera derivada a la ecuación de momentos, se iguala a cero y se despeja "x", para luego sustituirla en la primera ecuación y así obtener el momento en la parte más baja de la curva, que es el momento buscado.



Para llevar a cabo el cálculo de la ecuación de momentos, no se utiliza el valor de "P" de los extremos ya que este valor fue considerado en el análisis estructural

$$M_x = M_3 + \frac{w * x^2}{2} - V_3 * x \quad \text{Si } x < x_1 \text{ para cualquier combinación.}$$

Cuando se desee calcular el máximo momento existente en la combinación C1 se lleva a cabo el desarrollo que se explicó anteriormente.

$$M'_x = w * x - V_3 \quad \text{Si } M'_x = 0 \Rightarrow x = \frac{V_3}{w} \quad \text{Este valor de "x" es solo para C1.}$$

$$M_x = M_3 + \frac{w * x^2}{2} + P * (x - x_1) - V_3 * x. \quad \text{Si } x > x_1 \quad \text{para cualquier combinación.}$$

$$M'_x = w * x + P - V_3. \quad \text{Si } M'_x = 0 \Rightarrow x = \frac{V_3 - P}{w} \quad \text{Este valor de "x" es solo para C1.}$$

Pero cuando el máximo momento positivo no se encuentra en la combinación C1, entonces se determina la ecuación de momentos para cada combinación de cargas; ya que los valores de las variables son diferentes para cada combinación. Seguidamente se sustituye el valor de "X" equivalente a los límites extremos del tercio central de la longitud de la viga.

$$\Rightarrow x = \frac{L}{3} \quad \text{y} \quad x = \frac{2 * L}{3}$$

Por el comportamiento de la curva o diagrama de momentos el mayor momento en la parte central del elemento se encuentra cuando se sustituye  $x=L/3$  en las combinaciones C2 ó C4 y  $x = 2*L/3$  en las combinaciones C3 ó C5. Luego de encontrar el valor de los 9 momentos y después de observar los diagramas de las 5 combinaciones de carga, se escoge el máximo momento cuantitativo.

A continuación se presentan las fuerzas y momentos del análisis tanto de las vigas como de las columnas del Marco Paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del Sector # 1

ELEM.	JUNTA	CORTE (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			NEGATIVO A EJES	COMPRESIVO A EJES	POSITIVO	
108	8	+ 5,528.75	+ 7,757.61	- 4,839.42	- 3,140.92	C2
	9	+ 5,856.16	- 8,034.84	+ 3,662.58		
109	9	+ 5,298.14	+ 7,146.71	- 4,410.63	- 2,502.04	C2
	10	+ 5,444.83	- 7,427.60	+ 4,076.44		
110	10	+ 5,321.32	+ 7,172.29	- 4,274.72	- 2,464.71	C2
	11	+ 5,380.69	- 7,288.67	+ 4,150.30		
111	11	+ 5,374.98	+ 7,278.20	- 4,155.96	- 2,456.61	C3
	12	+ 5,327.03	- 7,185.70	+ 4,268.97		
112	12	+ 5,447.15	+ 7,428.14	- 4,057.59	- 2,506.58	C3
	13	+ 5,261.49	- 7,034.78	+ 4,380.44		
113	13	+ 5,824.50	+ 7,903.58	- 4,298.63	- 3,076.40	C3
	14	+ 5,477.45	- 7,675.45	+ 5,510.53		
121	15	+ 4,147.49	+ 4,994.77	- 1,848.51	- 2,251.45	C2
	16	+ 4,407.95	- 5,409.56	+ 1,168.75		
122	16	+ 4,015.22	+ 4,871.68	- 1,599.85	- 1,622.65	C2
	17	+ 4,043.07	- 4,911.71	+ 1,527.75		
123	17	+ 4,001.21	+ 4,806.05	- 1,583.05	- 1,637.97	C2
	18	+ 4,032.05	- 4,865.92	+ 1,531.48		
124	18	+ 4,025.11	+ 4,854.90	- 1,535.22	- 1,637.55	C3
	19	+ 4,000.39	- 4,804.66	+ 1,569.07		
125	19	+ 4,033.14	+ 4,897.09	- 1,514.18	- 1,617.29	C3
	20	+ 4,011.18	- 4,854.28	+ 1,616.67		
126	20	+ 4,722.75	+ 5,411.12	- 1,582.79	- 2,063.98	C3
	21	+ 4,395.75	- 4,995.75	+ 2,248.96		

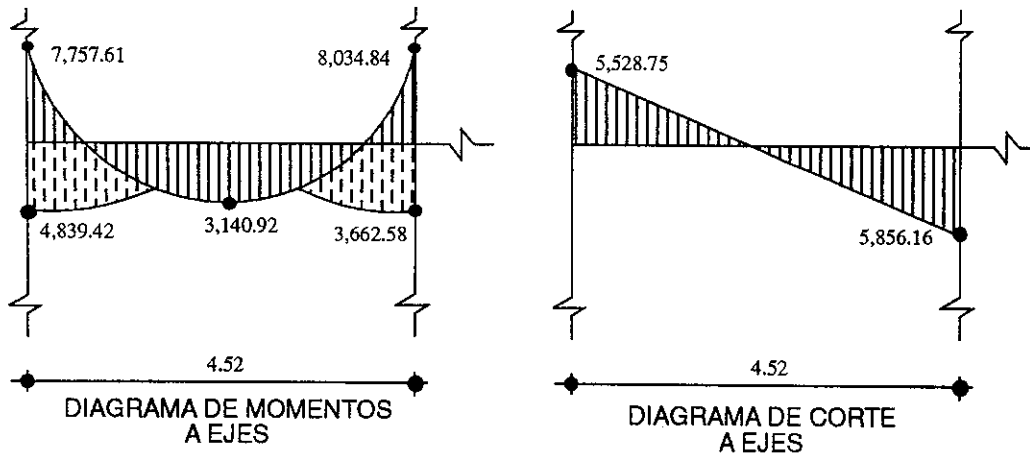
ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
101	1	+ 10,389.78	+11,342.67
	8	- 10,389.78	+ 6,062.52
102	2	+ 17,717.41	+12,099.41
	9	- 17,717.41	+ 8,259.09
103	3	+ 16,491.61	+11,654.54
	10	- 16,491.61	+ 7,900.13
104	4	+ 16,539.55	+11,328.89
	11	- 16,539.55	- 7,665.13
105	5	+ 16,522.50	-11,655.98
	12	- 16,522.50	- 7,905.38
106	6	+ 17,276.10	-12,129.18
	13	- 17,276.10	- 8,321.75
107	7	+ 10,586.73	-11,451.25
	14	- 10,586.73	- 6,322.49

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
114	8	+ 4,861.06	- 1,944.28
	15	- 4,861.06	- 4,994.77
115	9	+ 9,665.88	+ 3,545.77
	16	- 9,665.88	+ 6,070.21
116	10	+ 9,075.16	+ 3,231.66
	17	- 9,075.16	+ 5,670.15
117	11	+ 9,112.81	+ 3,209.24
	18	- 9,112.81	+ 5,579.49
118	12	+ 9,073.03	- 3,203.26
	19	- 9,073.03	- 5,655.23
119	13	+ 9,838.66	- 3,460.70
	20	- 9,838.66	- 6,045.33
120	14	+ 5,109.32	+ 1,725.31
	21	- 5,109.32	+ 4,995.75

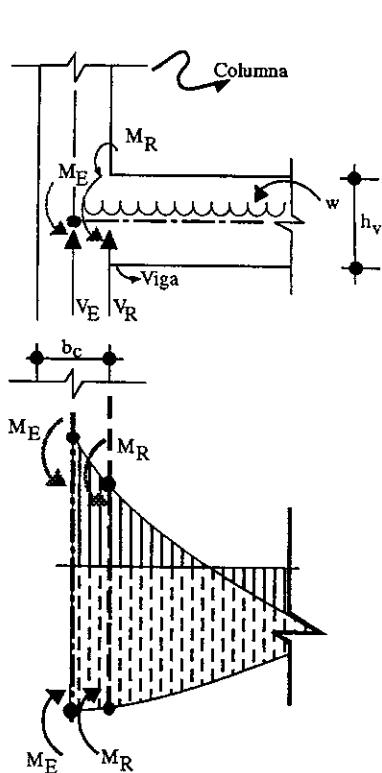
**Diseño y propuesta de armado de los elementos que conforman el marco paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del sector # 1**

Se diseñará un elemento horizontal y un vertical para señalar el procedimiento utilizado y luego se mostrarán únicamente los resultados obtenidos mediante el mismo procedimiento para los elementos faltantes.

El elemento horizontal que se diseñará será el # 108 y el vertical será el # 101. De la tabla correspondiente se obtuvieron los momentos y fuerzas que se muestran en cada diagrama.



Los momentos y fuerzas resultantes del análisis estructural que se muestran en los diagramas anteriores son aplicados en los ejes que le corresponden al marco, pero para su diseño se necesitan los valores equivalentes a rostro de los elementos; por tanto se determinarán seguidamente.



$$M_R = M_E + W * \left(\frac{b_c}{2}\right) * \left(\frac{b_c}{4}\right) - V_E * \left(\frac{b_c}{2}\right)$$

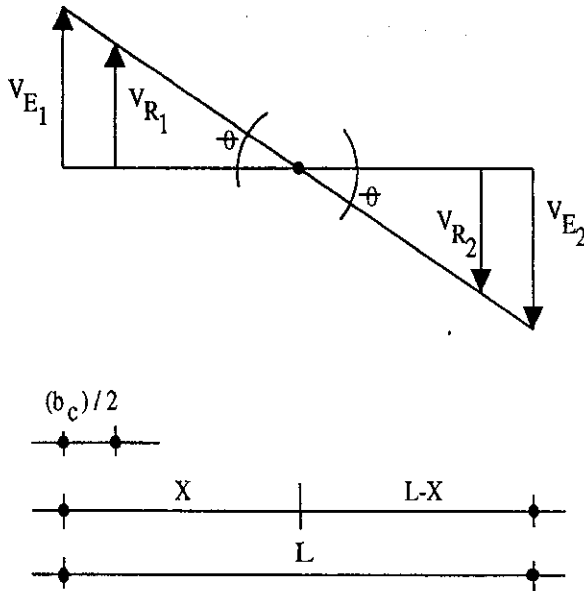
$$M_R = M_E + \frac{W * b_c^2}{8} - \frac{V_E * b_c}{2}$$

La ecuación en el otro extremo será con las mismas literales sólo que con sus valores correspondientes.

$$M_R = M_E + \frac{W * b_c^2}{8} - \frac{V_E * b_c}{2}$$

Para cada momento aplicado en los ejes del marco es necesario calcular su ecuación respectiva, ya que cada uno tiene sus valores correspondientes de carga uniformemente distribuida (W en Kgs/Mt.) y su carga puntual de corte (V en Kgs.).

NOTA: En las fórmulas anteriores es necesario sustituir las variables con su signo respectivo; según el sentido de aplicación.



$$\text{Si } \tan(\theta) = \frac{V_{E1}}{X} = \frac{V_{E2}}{L-X}$$

$$\Rightarrow X = \frac{V_{E1} * L}{V_{E1} + V_{E2}}$$

$$\text{Si } \tan(\theta) = \frac{V_{R1}}{X - b_c/2} = \frac{V_{E1}}{X}$$

$$\Rightarrow V_{R1} = \frac{V_{E1} * (X - b_c/2)}{X}$$

$$\text{Si } \tan(\theta) = \frac{V_{R2}}{L - X - b_c/2} = \frac{V_{E2}}{L - X}$$

$$\Rightarrow V_{R2} = \frac{V_{E2} * (L - X - b_c/2)}{L - X}$$

**Momentos y cortes a rostro del elemento horizontal que se diseñará (108), y la ubicación de los refuerzos de acero que soportarán los momentos aplicados en ese lugar.**

Para la Junta #8:

$$M_E = 7,757.61 \text{ Kgs-Mt.} \quad V_E = 5,528.75 \text{ Kgs.} \quad \text{Ambos pertenecen a C3.}$$

$$C3 = 1.05 * CM + 1.28 * CV = 1.05 * 1011.71 + 1.28 * 282.50$$

$$C3 = 1423.90 \text{ Kgs/mt} \quad \Rightarrow W = C3$$

Como podrá observarse sólo se utilizan cargas verticales y como es la junta del lado izquierdo; se tiene lo siguiente:

$$M_R = M_E + \frac{(C3) * (b_c)^2}{8} - \frac{V_E * b_c}{2}$$

$$M_R = 7,757.61 + \frac{1423.9 * 0.50^2}{8} - \frac{5,528.75 * 0.50}{2}$$

$$M_R = 6,419.92 \text{ Kgs-Mt.}$$

Y así seguirán siendo determinados los momentos de cada elemento, así como se muestra en la tabla siguiente:

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS		
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo (Kgs-Mt)
108	8	5,151.80	6,419.92	-4,735.42	3,140.92
	9	5,477.53	-7,172.43	3,605.33	

Para obtener los momentos de diseño se tienen que afectar los momentos a rostro por un factor de reducción de resistencia. Ya que se utilizará el método de diseño por resistencia, que tiene como requisito el expresado así:

Resistencia requerida  $\leq$  resistencia de diseño

$$CU \leq (\text{Factor de reducción de resistencia}) * (\text{resistencia nominal})$$

Este factor de reducción es  $< 1$ . Y es un factor que toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos del diseño, así como la importancia relativa de los diversos tipos de miembros. Y proporciona disposiciones para la posibilidad de que las pequeñas variaciones adversas en la resistencia de los materiales, la mano de obra y las dimensiones, las cuales, aunque individualmente pueden estar dentro de las tolerancias y los límites, pueden al combinarse, tener como resultado una reducción de la resistencia.

La resistencia nominal se calcula de acuerdo con los procedimientos y fórmulas que estipula el reglamento de las construcciones de concreto reforzado, suponiendo que el miembro tiene las dimensiones exactas y las propiedades de los materiales utilizados en los cálculos son ideales. El valor de este factor dependerá del tipo de esfuerzo al que se encuentre sometido el elemento que se reforzará; posiblemente tensión, flexión, compresión, etc...

Por lo tanto, los miembros estructurales serán diseñados para obtener la resistencia de diseño en todas las secciones o al menos la resistencia requerida, calculada con las cargas factorizadas.

$$M_u = \phi_F * M_R$$

La magnitud de los coeficientes a utilizar para darle una mayor seguridad a los elementos serán:

$$\phi_f = 0.90 \quad \text{Para tensión axial y flexión.}$$

$$\phi_f = 0.85 \quad \text{Para corte y torsión}$$

$$\phi_f = 0.70 \quad \text{Para compresión axial y flexocompresión}$$

Cálculo de las cuantías de refuerzo (% de refuerzo de acero en la sección transversal)

$$\ell_{\min} = \frac{14.1}{F_y} \quad \ell = \frac{(A_s)^*}{F_y * d} \quad \ell_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \left( \frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$\ell_{\text{sísmico}} = 0.5 * \ell_b, \quad \ell_{\text{máximo}} = 0.75 * \ell_b.$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c \leq 280 \text{ Kgs./Cm}^2.$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{70.0} * (f'_c - 280) \text{ si } f'_c > 280 \text{ Kgs./Cm}^2.$$

Y siempre  $\beta_1 \geq 0.65$ .

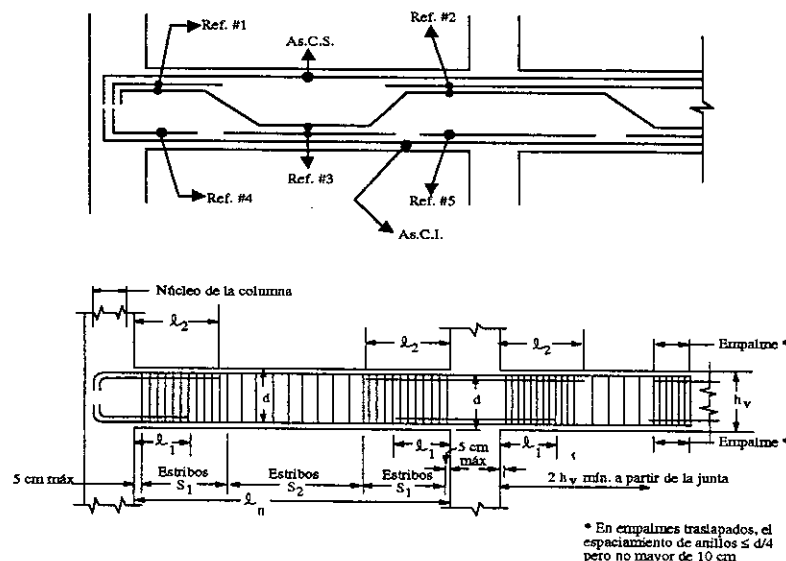
\* Se utilizará el  $A_s$  Correspondiente al máximo momento que pertenezca al elemento a diseñar.

Si  $\ell = \ell_b \Rightarrow$  Será una falla balanceada, que ocurre cuando se refuerza la viga con una cantidad de acero; de tal manera que falle por aplastamiento del concreto al mismo tiempo que se produce la fluencia del acero. O sea que el acero alcanza su límite de fluencia ( $f_s = f_y$  ó  $E_s = E_y$ ) y el concreto alcanza su límite de deformación ( $E_c = 0.003$ ) en el mismo momento.

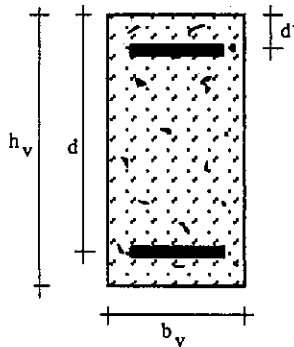
Si  $\ell < \ell_b \Rightarrow$  Será una falla por fluencia (del acero sometido a tensión), también se conoce con el nombre de falla dúctil, ya que quien falla es el acero; y consiste en que el esfuerzo en el acero sobrepasa el punto de fluencia y pierde su elasticidad y cede plásticamente hasta su punto de ruptura. Mientras el concreto no llega a su máxima deformación.

Si  $\ell > \ell_b \Rightarrow$  Será una falla por compresión, es la falla más peligrosa ya que ocurre en forma explosiva y sin ningún aviso. El concreto falla por aplastamiento cuando la deformación unitaria por compresión alcanza el valor  $E_c = 0.003$ . Y el esfuerzo en el acero ( $f_s$ ) aún no alcanza su punto de fluencia, y en este caso el esfuerzo en el acero es proporcional a la deformación unitaria del mismo ( $E_s$ ).

Con los conceptos anteriores, en base a un procedimiento específico y mediante una serie de fórmulas, se llevará a cabo el cálculo de los refuerzos con los que se armarán las vigas; tal como se indican en el detalle siguiente:



Después de determinar los 5 momentos que actuarán en cada viga se calculará la cantidad de acero para reforzarla en las partes donde se aplicarán estos momentos. Para continuar con el ejemplo se calculará el acero para el mismo elemento # 108.



$$\left. \begin{aligned} d' &= R + \phi / 2 \\ d &= h_v - R - \phi / 2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Si se toma como diámetro crítico} \\ \text{el de una varilla \# 6 } (\phi = 1.905 \text{ Cms.}) \\ \text{y como recubrimiento al mínimo} \\ \text{para vigas } (R = 4.0 \text{ Cms.}) \text{ se tiene lo} \\ \text{siguiente:} \end{array}$$

$$d' = 4.0 + 1.905 \Rightarrow d' = 6.0 \text{ Cms.}$$

$$d = 50.0 - 4.0 - 1.905 = 44.095 \Rightarrow d = 44.0 \text{ cms.}$$

Utilizando el mismo acero y el mismo concreto que se mencionó en secciones anteriores se calculará lo siguiente:

$$F_y = 2810.00 \text{ Kgs/Cm}^2 \text{ y } f_c = 210.00 \text{ Kgs/Cm}^2$$

$$\rho_{\text{mín.}} = \frac{14.1}{2810} = 5.0178 \cdot 10^{-3} \Rightarrow A_{s_{\text{mín}}} = \rho_{\text{mín.}} \cdot b_v \cdot d = 5.5196 \text{ Cms}^2$$

Y ésta cantidad de acero soporta un momento equivalente a:

$$A_s = 0.90 \cdot \left( A_s \cdot F_y \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot F_y}{1.7 \cdot f_c \cdot b_v} \right) \right) / 100 = 5899.38 \text{ Kgs-Mt.}$$

Para determinar cuál podría ser el tipo de falla que sufra la viga se tomará el mayor de los 5 momentos que actúan en la misma.

$$\text{Si } M_R^{(-)} = 7172.43 \text{ Kgs.-Mt.}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.85 \cdot \frac{f_c}{F_y} \cdot \left( b_v \cdot d - \left( (b_v \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b_v}{0.003825 \cdot f_c} \right)^{1/2} \right)$$

$$A_s = 6.77 \text{ Cms.}^2 \Rightarrow \rho = \frac{6.77}{25 \cdot 44} = 6.1582 \times 10^{-3}$$

$$\rho_b = 0.85^2 \cdot \frac{210}{2810} \cdot \left( \frac{6300}{6300 + 2810} \right) = 3.7340 \cdot 10^{-2}$$

Como  $\rho < \rho_b \Rightarrow$  La viga fallaría por fluencia del acero sometido a tensión. Por tanto, este elemento se reforzará a tensión, así como todos los elementos horizontales del presente marco.

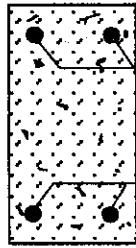
$$\rho_{\text{máx.}} = 0.5 \cdot \rho_b = 1.867 \cdot 10^{-2} \Rightarrow A_{s_{\text{máx.}}} = \rho_{\text{máx.}} \cdot b_v \cdot d = 20.537 \text{ Cms.}^2$$

### Propuesta de armado para la viga (elemento # 108)

Si el  $A_{s_{\text{mín.}}} = 5.5196 \text{ Cms}^2$ . En función de esta cantidad de acero, se utilizará el



número de varillas que sean más convenientes; y que serán distribuidas de la siguiente manera:



$$2 \text{ Var. \# 6} \Rightarrow A_s .C.S. = 5.70 \text{ Cms.}^2$$

$$2 \text{ Var. \# 6} \Rightarrow A_s .C.S. = 5.70 \text{ Cms.}^2$$

**Cálculo de los bastones:**

Como la cantidad de acero que más se aproximó al  $A_{s \text{ mín.}}$  fue la correspondiente a 2 barras de acero corrugadas para hormigón armado # 6, de donde el  $A_s = 5.70 \text{ Cms}^2$ , y soporta un  $M = 6,084.03 \text{ Kgs-Mt}$ , y que satisface a la mayoría de los momentos actuantes en los elementos del marco en diseño.

Por lo tanto; se procederá al cálculo de los bastones para los momentos no satisfechos del elemento # 108.

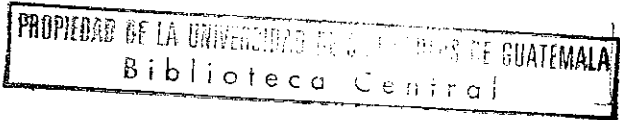
El  $M_R^{(-)} = 6419.92 \text{ Kgs-Mt}$ . será soportado por un  $A_s^{(-)} = 6.03 \text{ Cms}^2$  pero como en esta parte de la viga ya existe un  $A_s.C.S. = 5.70 \text{ Cms}^2 \Rightarrow$  faltaría para soportar el momento indicado un  $A_s^{(-)} = 0.33 \text{ Cms}^2$ , que será cubierta con 1 var. # 3.

El  $M_R^{(-)} = 7,172.43 \text{ Kgs-Mt}$ . será soportado por un  $A_s^{(-)} = 6.77 \text{ Cms}^2$ , y que al restarle el  $A_s.C.S. = 5.70 \text{ Cms}^2$  se necesita para cubrir el momento un  $A_s^{(-)} = 1.07 \text{ Cms}^2$ ; cantidad de acero que también es cubierta con 1 var. # 4.

Y como los tres momentos restantes que deberá resistir la viga son satisfechos con el  $A_{s \text{ mín.}}$  entonces no es necesario calcularles bastones.

Por tanto, según el diagrama anterior la viga quedará armada con los siguientes refuerzos:

$A_s.C.S.$	=	2 Var. # 6	Ref. # 3	=	No existe
$A_s.C.I.$	=	2 Var. # 6	Ref. # 4	=	No existe
Ref. # 1	=	1 Var. # 3	Ref. # 5	=	No existe
Ref. # 2	=	1 Var. # 4	Ref. central	=	2 Var. # 6



**Cálculo de los estribos:**

El concreto resiste una cantidad de corte por medio de la sección transversal de la viga  $= V_{uc}$

$$V_{uc} = \phi_f * (0.53 * b_v * d * (f'_c)^{1/2}) = 0.85 * (0.53 * 25 * 44 * (210)^{1/2}) = 7181.20 \text{ Kgs.}$$

El corte máximo actuante en la viga será  $= V_{ua} = 5477.53 \text{ Kgs.}$

Como es comprobable que  $(V_{ua}) > (V_{uc})/2$ , ya que  $5477.53 > 3590.60$  y esto indica que

la viga sí necesitará un cálculo de estribos (en caso contrario se reforzará a corte con una  $S_{m\acute{a}x.} = d/2$  en la parte central y  $d/4$  en los extremos).

Como se diseñarán estribos entonces el corte en la sección de la viga será resistido por 2 áreas de acero del mismo estribo.

$$\Rightarrow A_v = 2 * A_{s_v} = 2 * 0.713 = 1.425 \text{ Cms}^2.$$

Para calcular la  $S_{m\acute{a}x.}$  a utilizar se toma como primer valor una  $S_{m\acute{a}x.} = d/2$ ; y se calcula el corte que soporta la cantidad de acero.

$$V_u = \frac{\phi_f * A_v * F_y * d}{d/2} = 6812.00 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Si } E = 1.1 * b_v * d * (f'_c)^{1/2} = 17,534.57 \text{ Kgs.}$$

$$\text{y } F = 2.1 * b_v * d * (f'_c)^{1/2} = 33,475.08 \text{ Kgs.}$$

Como  $V_{u_s} < E \Rightarrow S_{m\acute{a}x.} = d/2$  (En caso contrario se toma como  $S_{m\acute{a}x.} = d/4$ )

Como  $V_{u_s} < F \Rightarrow$  No es necesario cambiar de sección (en caso contrario indicaría que la sección es muy pequeña para soportar el corte indicado).

Siempre es necesario verificar si la varilla que se va a utilizar es mayor que la varilla mínima.

$$A_{v_{m\acute{i}n.}} = \frac{3.5 * b_v * S_{m\acute{a}x.}}{F_y} = 0.685 \text{ Cms}^2, \text{ que es menor que } 0.713 \text{ Cms}^2.$$

De donde se verifica que  $A_{s_v} > A_{v_{m\acute{i}n.}}$

Ahora comprobando qué cantidad de corte es el que soporta la  $S_{m\acute{a}x.} = d/2$ .

$$V_u = V_{u_c} + V_{u_s} = 0.85 * d * (0.53 * (f'_c)^{1/2} * b_v + A_v * F_y / S_{m\acute{a}x.}) = 13993.20 \text{ Kgs.}$$

De donde  $V_u > V_{u_a}$ ; por consiguiente la  $S_{m\acute{a}x.} = d/2$  satisface todo corte menor que 13,993.20 Kgs. y si existiera algún corte que no sea satisfecho entonces se calcula la separación correspondiente con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v * F_y}{V_u - 0.4505 * (f'_c)^{1/2} * b_v * d}$$

Según los cálculos anteriores se determinó que la viga no necesita reforzarse a corte; y que se armará por requisito con estribos a una  $S_{m\acute{a}x.} = d/2$ , en la longitud central de la misma.

Pero según las disposiciones especiales para diseño sísmico, que se aplican a estructuras de concreto reforzado localizadas en regiones de sismicidad considerable, éstas se diseñan

con una reducción importante de fuerzas laterales totales (en comparación con las fuerzas de respuesta elásticas), previendo un comportamiento estructural inelástico.

La mayoría de los detalles empleados son aplicables solamente a los marcos (vigas, columnas y losas), para los que las fuerzas inducidas por el sismo han sido asignadas en el diseño.

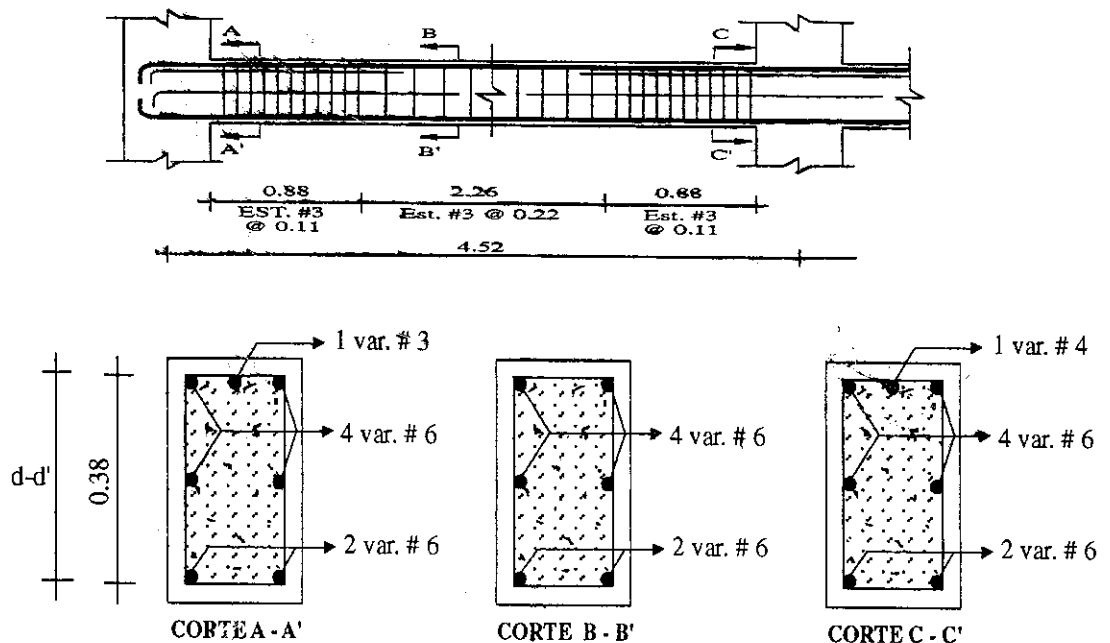
Los detalles especiales de refuerzo, servirán para proporcionar un nivel apropiado de comportamiento inelástico, y si el marco quedase sometido a un sismo de tal intensidad que requiriese su comportamiento inelástico.

Entre las limitaciones para el refuerzo transversal de las vigas se tienen las siguientes:

- 1) Diámetro mínimo de la varilla para estribos = #3.
- 2) A lo largo de una distancia  $2 * d$  (88 Cms.) a partir de los paños de los apoyos; la separación de los anillos o estribos deberá satisfacer los siguientes requisitos.
  - 2.1) El primer estribo a 5.0 Cms. del paño del apoyo.
  - 2.2) La separación máxima debe ser menor o igual que los siguientes límites:

$$S_{\text{máx.}} \leq \begin{cases} - d/4 = 44/4 = 11.00 \text{ Cms. } \checkmark \\ - 8 * (\text{Diámetro de la varilla longitudinal menor}) = 8 * 1.981 = 15.85 \text{ Cms.} \\ - 24 * (\text{Diámetro de la varilla del estribo o anillo}) = 24 * 0.713 = 17.11 \text{ Cms.} \\ - 30 \text{ Cms.} \end{cases}$$

Por consiguiente la viga quedará armada de la siguiente manera:



\* Como  $d - d' > 30 \text{ cms.} \Rightarrow$  Es necesario colocar 1 varilla en el centro de la viga.

A continuación se presentan las fuerzas y momentos del análisis tanto de las vigas como de las columnas del Marco Paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del Sector # 1

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS		
			NEGATIVO A ROSTRO (KGS-MT)	COMPRESIVO A ROSTRO KGS-MT)	POSITIVO
109	9	+ 4,910.47	+ 6,367.10	- 4,263.44	
	10	+ 5,056.01	- 6,625.99	+ 3,951.67	- 2,502.04
110	10	+ 4,933.85	+ 6,389.21	- 4,137.36	
	11	+ 4,994.52	- 6,496.68	+ 4,021.43	- 2,464.71
111	11	+ 4,988.16	+ 6,487.07	- 4,026.67	
	12	+ 4,941.01	- 6,401.76	+ 4,132.03	- 2,456.61
112	12	+ 5,059.91	+ 6,626.18	- 3,935.93	
	13	+ 4,874.62	- 6,260.67	+ 4,234.85	- 2,506.58
113	13	+ 5,416.24	+ 7,045.02	- 4,145.19	
	14	+ 5,068.69	- 6,868.95	+ 5,305.81	- 3,076.40
121	15	+ 3,863.42	+ 4,384.10	- 1,918.96	
	16	+ 4,124.18	- 4,759.82	+ 1,267.39	- 2,251.45
122	16	+ 3,723.96	+ 4,280.16	- 1,638.94	
	17	+ 3,751.50	- 4,316.02	+ 1,570.76	- 1,622.65
123	17	+ 3,711.27	+ 4,216.64	- 1,624.29	
	18	+ 3,741.28	- 4,271.88	+ 1,576.16	- 1,637.97
124	18	+ 3,734.84	+ 4,261.90	- 1,579.51	
	19	+ 3,710.51	- 4,215.37	+ 1,611.00	- 1,637.55
125	19	+ 3,742.29	- 4,302.89	- 1,559.89	
	20	+ 3,720.52	- 4,263.37	+ 1,655.19	- 1,617.29
126	20	+ 4,393.26	+ 4,713.47	- 1,619.96	
	21	+ 4,066.07	- 4,347.15	+ 2,257.41	- 2,063.98

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del Sector # 1.**

**Elemento # 109 al # 112**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
Ref. # 1 = 1 Var. # 3  
Ref. # 2 = 1 Var. # 3  
Ref. # 3 = No existe  
Ref. # 4 = No existe  
Ref. # 5 = No existe  
Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento # 113**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
Ref. # 1 = 1 Var. # 4  
Ref. # 2 = 1 Var. # 4  
Ref. # 3 = No existe  
Ref. # 4 = No existe  
Ref. # 5 = No existe  
Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento del # 120 al # 125**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
Ref. del # 1 al # 5 = No existen  
Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

Todas las vigas del presente marco se reforzarán a corte de igual forma que el armado especificado para el elemento # 108, del marco paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del sector # 1.

**Fuerzas y Momentos a Rostro tanto de las vigas como de las columnas,  
del marco paralelo al eje # 6 y al eje X-X, del sector # 1**

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo (Kgs-Mt)	
107	8	3624.70	5790.86	6258.94	8690.86	C3
	9	4117.29	6303.11	4939.28		
108	9	3589.68	5576.36	5194.07	7975.15	C3
	10	3734.01	5849.07	4890.36		
109	10	3620.88	5617.43	5089.42	7978.89	C3
	11	3682.18	5728.79	4970.49		
110	11	3672.28	5723.15	4973.81	8012.79	C3
	12	3623.78	5623.90	5085.30		
111	12	3737.04	5846.20	4881.95	8064.11	C3
	13	3578.82	5523.14	5187.31		
112	13	4183.97	6346.64	5063.57	7988.46	C3
	14	3675.27	5858.46	6360.85		
120	15	1669.32	2758.55	3243.82	6395.59	C3
	16	1945.94	3060.15	2532.69		
121	16	1700.47	2801.03	2626.44	5902.78	C3
	17	1765.24	2915.94	2523.25		
122	17	1708.89	2797.84	2591.51	5888.29	C3
	18	1737.55	2850.47	2542.58		
123	18	1734.28	2844.78	2544.73	5905.32	C3
	19	1710.20	2800.39	2583.82		
124	19	1771.03	2915.57	2518.05	5930.25	C3
	20	1688.85	2760.40	2641.22		
125	20	1984.01	3081.57	2578.23	5823.09	C3
	21	1708.76	2814.04	3276.45		

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
100	1	+ 12470.74	+ 11193.93
	8	- 12470.74	- 6625.19
101	2	+ 23039.19	+ 12092.02
	9	- 23039.19	+ 8270.60
102	3	+ 21951.65	+ 11625.26
	10	- 21951.65	+ 7880.56
103	4	+ 21983.76	+ 11306.59
	11	- 21983.76	+ 7655.85
104	5	+ 21983.26	- 11624.28
	12	- 21983.26	- 7882.59
105	6	+ 22215.05	- 12094.32
	13	- 22215.05	- 8298.84
106	7	+ 12143.74	- 11259.13
	14	- 12143.74	+ 6575.00

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
113	8	+ 4780.10	- 2444.95
	15	- 4780.10	- 5149.96
114	9	+ 9311.58	+ 3585.18
	16	- 9311.58	+ 6006.54
115	10	+ 8845.10	+ 3210.01
	17	- 8845.10	+ 5650.66
116	11	+ 8857.16	+ 3177.74
	18	- 8857.16	+ 5544.09
117	12	+ 8859.88	- 3197.25
	19	- 8859.88	- 5643.50
118	13	+ 8962.17	- 3432.26
	20	- 8962.17	- 5905.40
119	14	+ 4218.43	+ 2306.68
	21	- 4618.43	+ 4986.82

**Fuerzas y Momentos a Rostro tanto de las vigas como de las columnas,**  
**del marco paralelo al eje # 1 y al eje X-X, del sector # 2**

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo (Kgs-Mt)	
107	8	6332.78	8638.55	7702.13	4107.59	C2
	9	6920.44	8633.16	5892.70		
108	9	6024.47	7518.16	4936.38	2971.12	C3
	10	6195.43	7985.64	4788.53		
109	10	6152.13	7878.36	5019.37	3009.77	C2
	11	6186.68	7927.66	4928.44		
110	11	6189.46	7937.68	4917.89	3003.37	C3
	12	6139.13	7852.43	5024.77		
111	12	6196.14	7995.66	4825.53	2957.88	C3
	13	6084.11	7709.35	4986.28		
112	13	6927.71	8775.88	5238.92	4196.56	C3
	14	6383.79	8673.54	6998.93		
120	15	3022.69	3718.76	2714.97	1693.45	C2
	16	3155.42	4603.25	2178.65		
121	16	3030.20	3518.40	1823.39	1408.42	C2
	17	3085.61	3640.97	1764.39		
122	17	3050.96	3587.69	1751.05	1361.00	C3
	18	3049.02	3594.70	1763.41		
123	18	3058.08	3608.26	1761.24	1364.49	C2
	19	3048.80	3587.45	1753.26		
124	19	3077.39	3642.00	1767.72	1380.28	C3
	20	3047.29	3584.90	1799.45		
125	20	3268.30	3766.55	1864.32	1786.08	C2
	21	3122.41	3816.13	2435.15		

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
100	1	+ 10204.57	+ 12037.82
	8	- 10204.57	+ 8242.50
101	2	+ 13677.17	+ 12882.33
	9	- 13677.17	+ 10365.04
102	3	+ 14817.38	+ 12389.94
	10	- 14817.38	+ 9776.72
103	4	+ 14744.44	- 12153.26
	11	- 14744.44	- 9573.42
104	5	+ 14738.82	- 12392.72
	12	- 14738.82	- 9777.71
105	6	+ 15038.01	- 12847.35
	13	- 15038.01	- 10294.68
106	7	+ 10273.61	- 11887.83
	14	- 10273.61	- 7898.97

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
113	8	+ 3292.57	- 1798.14
	15	- 3292.57	- 4212.71
114	9	+ 4922.25	- 4240.11
	16	- 4922.25	- 5979.55
115	10	+ 5330.04	- 3560.66
	17	- 5330.04	+ 5555.53
116	11	+ 5302.28	- 3576.74
	18	- 5302.28	- 5538.96
117	12	+ 5307.58	+ 3580.21
	19	- 5307.58	- 5572.10
118	13	+ 5394.22	- 3844.49
	20	- 5394.22	- 5770.37
119	14	+ 3372.22	+ 1854.81
	21	- 3372.22	+ 4310.90

**Fuerzas y Momentos a Rostro tanto de las vigas como de las columnas,  
del marco paralelo al eje # 2 y al eje X-X, del sector # 2**

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo (Kgs-Mt)	
107	8	+8608.10	+9653.95	-6834.39	-4902.18	C2
	9	+9433.30	-10175.90	+4815.18		
108	9	+8739.23	+9189.04	-4168.51	-3658.90	C2
	10	+8902.69	-9607.88	+3983.82		
109	10	+8843.78	+9484.40	-4202.98	-3687.29	C2
	11	+8884.86	-9537.55	+4060.65		
110	11	+8891.21	+9549.30	-4100.90	-3676.99	C3
	12	+8835.37	-9453.34	+4211.46		
111	12	+8889.29	+9602.28	-4006.33	-3620.79	C2
	13	+8780.96	-9329.66	+4164.89		
112	13	+9754.66	+10491.76	-4317.88	-5094.75	C3
	14	+8948.83	-9893.25	+6380.03		
120	15	+4129.05	+4262.40	-2307.38	-2087.96	C2
	16	+4358.87	-4334.42	+1529.66		
121	16	+4250.50	+4243.61	-1361.84	-1730.35	C2
	17	+4324.78	-4393.89	+1284.43		
122	17	+4277.20	+4322.03	-1290.75	-1673.83	C2
	18	+4282.76	-4336.43	+1292.32		
123	18	+4287.77	+4346.05	-1289.25	-1674.24	C2
	19	+4275.26	-4319.35	+1301.58		
124	19	+4319.01	+4397.13	-1286.42	-1701.49	C3
	20	+4261.19	-4289.54	+1338.96		
125	20	+4545.09	+4524.71	-1367.51	-2193.43	C3
	21	+4304.92	-4397.62	+2099.56		

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
100	1	+ 13828.86	+ 11832.97
	8	- 13828.86	- 8405.95
101	2	+ 25203.44	+ 12860.00
	9	- 25203.44	+ 10296.69
102	3	+ 26027.03	+ 12410.86
	10	- 26027.03	+ 9787.66
103	4	+ 25971.60	- 12163.39
	11	- 25971.60	- 9591.27
104	5	+ 25959.54	- 12407.97
	12	- 25959.54	- 9787.77
105	6	+ 26468.88	- 12872.05
	13	- 26468.88	- 10314.96
106	7	+ 14328.54	- 11736.59
	14	- 14328.54	+ 8503.86

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
113	8	+ 4478.64	- 2617.38
	15	- 4478.64	- 4917.04
114	9	+ 8540.87	- 4090.71
	16	- 8540.87	- 5873.19
115	10	+ 8843.96	- 3588.00
	17	- 8843.96	+ 5611.48
116	11	+ 8812.26	- 3609.50
	18	- 8812.26	- 5576.25
117	12	+ 8827.41	+ 3597.78
	19	- 8827.41	- 5621.72
118	13	+ 8943.62	- 3923.98
	20	- 8943.62	- 5849.78
119	14	+ 4650.23	+ 2825.21
	21	- 4650.23	+ 5077.25

**Fuerzas y Momentos a Rostro tanto de las vigas como de las columnas,**  
**del marco paralelo al eje # G y al eje Y-Y, del sector # 1**

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo (Kgs-Mt)	
53	4	5022.77	9704.14	7733.69	4767.74	C2
	5	5445.38	9184.43	5341.39		
54	5	5456.09	9194.22	5339.67	4663.50	C3
	6	5033.03	9715.53	7736.06		
58	7	2776.09	4170.00	2818.82	2366.20	C2
	8	3167.86	4645.44	1452.72		
59	8	3192.48	4645.84	1446.33	2352.16	C3
	9	2801.88	4173.66	2809.99		

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
50	1	+ 9440.08	+ 9973.45
	4	- 9440.08	+ 7783.17
51	2	+ 13386.37	+ 10965.36
	5	- 13386.37	+ 9661.53
52	3	+ 8306.04	+ 9989.12
	6	- 8306.04	+ 7795.64

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
55	4	+ 4115.49	- 2708.54
	7	- 4115.49	- 4603.92
56	5	+ 5809.49	+ 5111.81
	8	- 5809.49	+ 6084.41
57	6	+ 2973.42	+ 2709.06
	7	- 2973.42	+ 4618.83

**Fuerzas y Momentos a Rostro tanto de las vigas como de las columnas,**  
**del marco paralelo al eje # F y al eje Y-Y, del sector # 1**

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo (Kgs-Mt)	
53	4	6629.29	10735.80	7601.70	5918.74	C2
	5	7423.03	10929.72	4376.33		
54	5	7390.28	10905.93	4387.07	5773.24	C3
	6	6594.39	10706.48	7617.05		
58	7	3683.17	4517.54	2532.91	2970.62	C2
	8	4328.06	5609.44	631.15		
59	8	4349.43	5616.65	629.74	2969.54	C3
	9	3707.85	4529.90	2526.96		

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
50	1	+ 11910.55	+ 9964.41
	4	- 11910.55	+ 8316.47
51	2	+ 22012.38	+ 10797.17
	5	- 22012.38	+ 9757.44
52	3	+ 10930.92	+ 9959.74
	6	- 10930.92	+ 8306.17

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
55	4	+ 4972.74	- 3455.94
	7	- 4972.74	- 5096.95
56	5	+ 9118.93	+ 5111.04
	8	- 9118.93	+ 5894.58
57	6	+ 3937.68	+ 3444.62
	7	- 3937.68	+ 5107.93



**Fuerzas y Momentos a Rostro tanto de las vigas como de las columnas,  
del marco paralelo al eje # B y al eje Y-Y, del sector # 2**

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo a Rostro (Kgs-Mt)	
103	3	+ 9,844.69	+15,195.19	-9,210.25	-8,570.59	C2
	4	+10,865.55	-18,394.29	+7,087.60		
104	4	4,616.01	+ 4,250.65	0,000.00	No existe	
	5	0,000.00	0,000.00	0,000.00		
107	6	+ 4,570.05	+ 6,146.43	-3,459.84	-4,087.63	C2
	7	+ 5,697.33	- 9,643.66	+ 1,694.76		
108	7	4,117.35	4,323.01	0,000.00	No existe	
	8	0,000.00	0,000.00	0,000.00		

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS	ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
101	1	+ 15,158.54	- 12,457.93	105	3	+ 4,816.64	- 5,583.31
	3	- 15,158.54	- 11,138.21		6	- 4,816.64	- 6,846.36
102	2	+ 25,237.49	+ 12,810.97	106	4	+ 10,157.46	+ 5,657.01
	4	- 25,237.49	+ 10,711.93		7	- 10,157.46	+ 6,798.33

**Fuerzas y Momentos a Rostro tanto de las vigas como de las columnas,  
del marco paralelo al eje # A y al eje Y-Y, del sector # 2**

ELEM.	JUNTA	CORTE A ROSTRO (KGS)	MOMENTOS			Combinación en donde se encuentra el momento máximo positivo
			Negativo a Rostro (Kgs-Mt)	Compresivo a Rostro (Kgs-Mt)	Positivo a Rostro (Kgs-Mt)	
103	3	+ 7,812.27	+14,054.58	- 9,674.88	- 7,061.91	C2
	4	+8,420.96	-15,959.32	+ 8,464.17		
104	4	2,733.34	+ 2,517.00	0,000.00	No existe	
	5	0,000.00	0,000.00	0,000.00		
107	6	+ 3,838.58	+ 5,853.67	- 3,670.51	-3,502.92	C2
	7	+ 4,538.79	- 8,060.62	+ 2,112.81		
108	7	+ 2,634.90	+ 2,832.74	0,000.00	No existe	
	8	0,000.00	0,000.00	0,000.00		

ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS	ELEM.	JUNTA	FUERZA AXIAL	MOMENTOS
101	1	+ 12,241.48	- 12,286.36	105	3	+ 4,039.90	- 4,801.55
	3	- 12,241.48	- 10,465.03		6	- 4,039.90	- 6,449.61
102	2	+ 25,237.49	+ 12,434.03	106	4	+ 7,060.01	+ 4,872.30
	4	- 25,237.49	+ 10,197.07		7	- 7,060.01	+ 6,404.53

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco  
paralelo al eje # 6 y al eje X-X, del Sector # 1.**

**Elemento # 107**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. # 1	=	1 Var. # 3
Ref. # 2	=	1 Var. # 3
Ref. # 3	=	1 Var. # 4 y 1 Var. # 3
Ref. # 4	=	1 Var. # 3
Ref. # 5	=	No existe
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Elementos del # 108 al # 111**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. # 1 y # 2	=	No existe
Ref. # 3	=	1 Var. # 5
Ref. # 4 y # 5	=	No existe
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Elemento # 112**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. # 1	=	1 Var. # 3
Ref. # 2	=	No existe
Ref. # 3	=	1 Var. # 5
Ref. # 4	=	No existe
Ref. # 5	=	1 Var. # 3
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Elementos # 120**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. # 1 y # 2	=	No existe
Ref. # 3	=	1 Var. # 3
Ref. # 4 y # 5	=	No existe
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Elementos del # 121 al # 125**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. del #1 al # 5	=	No existe
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

Los elementos pertenecientes a este marco también serán reforzados a corte, de igual manera que los elementos del marco paralelo al eje # 7.

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco  
paralelo al eje # 1 y al eje X-X, del Sector # 2.**

**Elemento # 107**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. # 1	=	1 Var. # 5 y 1 Var. # 3
Ref. # 2	=	1 Var. # 5 y 1 Var. # 3
Ref. # 3	=	No existe
Ref. # 4	=	1 Var. # 5
Ref. # 5	=	No existe
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Elementos del # 108 al #111**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. # 1	=	1 Var. # 5
Ref. # 2	=	1 Var. # 5
Ref. # 3	=	No existe
Ref. # 4	=	No existe
Ref. # 5	=	No existe
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Elemento # 112**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. # 1	=	1 Var. # 5 y 1 Var. # 3
Ref. # 2	=	1 Var. # 5 y 1 Var. # 3
Ref. # 3	=	No existe
Ref. # 4	=	1 Var. # 4
Ref. # 5	=	No existe
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Elementos del 120 al 125**

A <sub>s</sub> .C.S.	=	2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	=	2 Var. # 6
Ref. del # 1 al # 5	=	No existen
Ref. <sub>central</sub>	=	2 Var. # 6

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco  
paralelo al eje # 2 y al eje X-X, del Sector # 2.**

**Elemento # 107**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 3
Ref. # 2	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 3
Ref. # 3	= No existe
Ref. # 4	= 1 Var. # 4
Ref. # 5	= No existe
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

**Elemento del # 108 al # 111**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 3
Ref. # 2	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 3
Ref. del # 3 al # 5	= No existen
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

**Elemento # 112**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 3
Ref. # 2	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 3
Ref. # 3	= No existe
Ref. # 4	= 1 Var. # 4
Ref. # 5	= No existe
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

**Elemento del # 120 al # 125**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 5
Ref. # 2	= 1 Var. # 6 y 1 Var. # 4
Ref. # 3	= No existe
Ref. # 4	= No existe
Ref. # 5	= 1 Var. # 4
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

Todos los elementos que pertenecen al presente marco serán reforzados de la misma forma que el elemento # 108 del marco paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del sector # 2.

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco  
paralelo al eje # G y al eje Y-Y, del Sector # 1.**

**Elemento # 53**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 3 Var. # 4
Ref. # 2	= 2 Var. # 4 y 1 Var. # 3
Ref. # 3	= No existe
Ref. # 4	= 1 Var. # 4 y 1 Var. # 3
Ref. # 5	= No existe
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

**Elemento # 54**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 2 Var. # 4 y 1 Var. # 3
Ref. # 2	= 3 Var. # 4
Ref. # 3	= No existe
Ref. # 4	= No existe
Ref. # 5	= 1 Var. # 4 y 1 Var. # 3
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

**Elemento # 58 y # 59**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

Estos elementos también serán reforzados a corte de igual forma que los anteriores.

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco  
paralelo al eje # F y al eje Y-Y, del Sector # 1.**

**Elemento # 53**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 4 Var. # 4
Ref. # 2	= 4 Var. # 4
Ref. # 3	= No existe
Ref. # 4	= 1 Var. # 4 y 1 Var. # 3
Ref. # 5	= No existe
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

**Elemento del # 108 al # 111**

A <sub>s</sub> .C.S.	= 2 Var. # 6
A <sub>s</sub> .C.I.	= 2 Var. # 6
Ref. # 1	= 4 Var. # 4
Ref. # 2	= 4 Var. # 4
Ref. # 3 y # 4	= No existen
Ref. # 5	= 1 Var. # 4 y 1 Var. # 3
Ref. <sub>central</sub>	= 2 Var. # 6

**Elemento # 58**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. # 1 y # 2 = No existen  
 Ref. # 3 = 1 Var. # 4  
 Ref. # 4 y # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento del # 120 al # 125**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. del # 1 al # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

Los elementos de este marco también serán reforzados a corte de igual forma que los anteriores.

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco  
paralelo al eje # B y al eje Y-Y, del Sector # 2.**

**Elemento # 103**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. # 1 = 3 Var. # 6 y 1 Var. # 4  
 Ref. # 2 = 5 Var. # 6  
 Ref. # 3 = 2 Var. # 4  
 Ref. # 4 = 1 Var. # 6 y 1 Var. # 4  
 Ref. # 5 = 1 Var. # 4  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento del # 107**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. # 1 = 1 Var. # 3  
 Ref. # 2 = 1 Var. # 5 y 1 Var. # 4  
 Ref. del # 3 al # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento # 104**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. del # 1 al # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento del # 108**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. del # 1 al # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Propuesta de armado de los elementos pertenecientes al marco  
paralelo al eje # A y al eje Y-Y, del Sector # 2.**

**Elemento # 103**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. # 1 = 3 Var. # 6  
 Ref. # 2 = 3 Var. # 6 y 1 Var. # 5  
 Ref. # 3 = 1 Var. # 4  
 Ref. # 4 = 1 Var. # 6 y 1 Var. # 4  
 Ref. # 5 = 1 Var. # 6  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento del # 107**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. # 1 = No existe  
 Ref. # 2 = 1 Var. # 5  
 Ref. del # 3 al # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento # 104**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. del # 1 al # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

**Elemento del # 108**

A<sub>s</sub>.C.S. = 2 Var. # 6  
 A<sub>s</sub>.C.I. = 2 Var. # 6  
 Ref. del # 1 al # 5 = No existen  
 Ref.<sub>central</sub> = 2 Var. # 6

## Cálculo y Diseño del Armado de las Columnas

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión, y en este caso también soportarán momentos flectores en dirección de los dos ejes de la sección transversal.

La relación del área de acero longitudinal  $A_{st}$  al área de la sección transversal bruta de concreto  $A_g$  debe estar en el intervalo [ 0.01, 0.08 ], conforme el Código ACI 10.9.1

El límite inferior es necesario para garantizar una resistencia a momentos flectores no tenidos en cuenta en el análisis, para reducir los efectos del flujo plástico y de la retracción de fraguado del concreto sometido a compresión sostenida. Relaciones mayores a 0.08 no son solamente antieconómicas, sino también producen dificultades relacionadas con la congestión del refuerzo, en particular en las zonas de empalme del acero.

Las columnas se dividen en dos grandes categorías: Las columnas cortas, en las cuales la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal, y las columnas esbeltas en las cuales la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales.

La esbeltez, que es una función de la geometría y arriostramiento de la columna, puede reducir la capacidad de carga de los elementos de compresión, porque introduce esfuerzos de flexión y puede conducir a una falla por pandeo.

La capacidad de carga se reduce cuando se aumenta  $L_u$  que es la longitud sin soporte, o la distancia libre entre losas de piso, traveses u otros elementos capaces de proveer soporte lateral para la columna. De donde, la capacidad de carga aumenta cuando aumenta el radio de giro  $r$  de la sección transversal de la columna. Para columnas rectangulares,  $r = 0.30$  \*(Dimensión total en la dirección en la cual se considera la estabilidad); y para columnas circulares  $r = 0.25$  \* Diámetro.

Además, cuanto mayor sea la resistencia presentada por la columna al desplazamiento lateral, debido a los arriostramientos o sujeciones contra la rotación en los extremos, mayor será la capacidad de carga. Esta resistencia se representa con la aplicación de un factor  $K$  (factor de pandeo) a la longitud sin soportar de la columna y a  $K*L_u$  se le denomina como longitud efectiva de la columna.

Por tanto, al relacionar la longitud efectiva y el radio de giro de una columna se encuentra la relación de esbeltez.

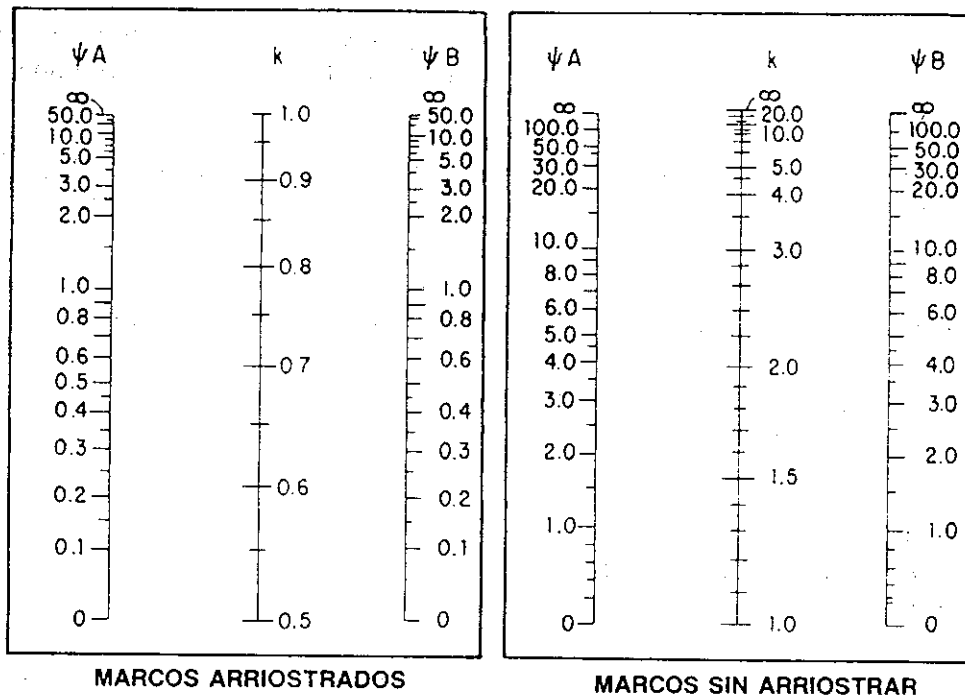
$E_s = \frac{K * L_u}{r}$  ; de donde  $0.5 \leq K \leq 1$ , para elementos de compresión arriostrados contra desplazamiento lateral, y  $K > 1$ , para columnas no arriostradas.

El Comité 441 del ACI ha propuesto que  $K$  (factor de pandeo) se obtenga de la gráfica de alineación de JACKSON y MORELAND, reproducida en la figura posterior. Para determinar  $K$  con esta gráfica, se deben calcular un parámetro  $U_A$  para el extremo A de la columna AB y otro parámetro  $U_B$  para el extremo B; de donde cada parámetro se define así:

$$U_A = \frac{\sum (E_s * I / L_u)}{\sum (E_s * I / L_u)}$$

Sumatoria de las rigideces de los elementos de compresión que se unen en el nudo A. (columnas)  
Sumatoria de las rigideces de los elementos de flexión que se unen en el nudo A. (vigas)

Por tanto,  $\mathcal{U}_A$  representa la capacidad que tiene el nudo A, para absorber energía.



El comentario del ACI 318-77 indica que un armazón puede considerarse arriostrado si los elementos de arriostramiento, como los muros de cortante, armaduras de cortante y otros dispositivos que resisten el movimiento en un piso o entrepiso, tienen una rigidez total de, por lo menos, seis veces la suma de las rigideces de todas las columnas que resisten el movimiento lateral en ese piso.

El factor de pandeo  $K$  también puede calcularse mediante las fórmulas de CRANSTON Y FURLONG, para columnas sin ladeo y con ladeo respectivamente.

**Fórmula de Cranston (sin ladeo)**

$$\left. \begin{aligned} K &= 0.70 + 0.05 * (\mathcal{U}_A + \mathcal{U}_B) \\ K &= 0.85 + 0.05 * \mathcal{U}_{\text{menor}} \end{aligned} \right\} \text{ Se determinan los dos valores y se escoge el más pequeño. En este caso siempre } K \leq 1.$$

**Fórmula de Furlon (con ladeo)**

Si  $\mathcal{U}_{\text{promedio}} < 2$ ; entonces se utiliza la fórmula siguiente:

$$K = \left( \frac{2 - \mathcal{U}_{\text{promedio}}}{20} \right) * (1 + \mathcal{U}_{\text{promedio}})^{1/2}$$

Si  $\mathcal{U}_{\text{promedio}} \geq 2$ ; entonces se usa la siguiente:

$$K = 0.90 * (1 + \mathcal{U}_{\text{promedio}})^{1/2}$$

Ya contando con los datos necesarios para el cálculo de la relación de esbeltez; ésta se compara con los límites siguientes para clasificar la columna.

$$E_s = \frac{K * L_u}{r}$$

Si  $E_s < 21 \Rightarrow$  La columna se le denomina como corta y esto indica que no se magnifica.

Si  $21 \leq E_s \leq 100 \Rightarrow$  La columna se encuentra en la parte intermedia; y por ende sí es necesario hacerle los chequeos de esbeltez para magnificarla.

Si  $E_s > 100 \Rightarrow$  La columna se clasifica como larga, y no es conveniente construirla, ya que ésta fallaría primero por pandeo, y no por la resistencia de los materiales.

Como las columnas son elementos de compresión, cuyas dimensiones transversales son pequeñas en comparación con su longitud en el sentido de la fuerza de compresión, la falla de las columnas ocurre por inestabilidad cuando se llega a cierta carga crítica (CARGA DE EULER) o se excede de ella. Por tanto, la resistencia de la columna se diseña según la carga máxima que puede soportar sin volverse inestable. La condición de inestabilidad se caracteriza por aumentos desproporcionados en la deformación lateral, con solo ligeros incrementos en la carga. Esto puede ocurrir en columnas esbeltas antes de que el esfuerzo longitudinal llegue al límite elástico.

Si una columna está inicialmente recta, permanecerá en esta perfección mientras la carga axial ( $F_a$ ) sea menor que la carga crítica ( $P_c$ ) o carga de Euler. Si se aplicara una fuerza transversal pequeña, la columna se flexionará pero volverá a la posición de origen cuando se retire esta fuerza. Por tanto, cuando  $F_a < P_c$ , las fuerzas internas y externas están en equilibrio estable.

Si  $F_a = P_c$ , y se aplica una fuerza transversal pequeña, la columna se flexionará, pero en esta ocasión, cuando se retire la fuerza, la columna permanecerá en la misma posición flexionada.

Por consiguiente, al calcular a  $P_c$  se estaría determinando la magnitud definida de una carga axial que mantendrá a una columna en equilibrio en su posición flexionada, cuando los esfuerzos son inferiores al límite elástico.

La carga crítica de pandeo de EULER se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_c = \frac{\pi^2 * (E * I)}{(K * L_u)^2}$$

De donde, tanto el factor de pandeo ( $K$ ), como la longitud libre de la columna ( $L_u$ ); ya son parámetros conocidos. Pero el momento de inercia centroidal de la sección transversal de la columna ( $I$ ) y el módulo de elasticidad del material de la misma ( $E$ ) no lo son; ya que se conoce el módulo de elasticidad tanto del concreto como del acero, pero por separado y en este caso se necesita el módulo de elasticidad del concreto reforzado en conjunto, y el momento de inercia tampoco se conoce porque no se sabe en qué proporción prevalece el concreto con respecto al acero. Razón por la cual se necesita encontrar valores equivalentes.

$$E_c * I_c = \frac{E_c * I_g}{2.5 * (1 + \beta_d)} = \frac{15,100 * (f'_c)^{1/2} * I_g}{2.5 * (1 + \frac{M_{CMU}}{M_{CU}})}$$

De donde la fórmula ya modificada queda de la siguiente manera:

$$P_c = \frac{\pi^2 * 15,100 * I_g * (f'_c)^{1/2}}{2.5 * (1 + \frac{M_{CMU}}{M_{CU}}) * (K * L_u)^2}$$

Ya contando con el valor de  $P_c$ , ya se puede calcular el valor del magnificador de momentos  $\delta$ , que siempre será  $\geq 1$ .

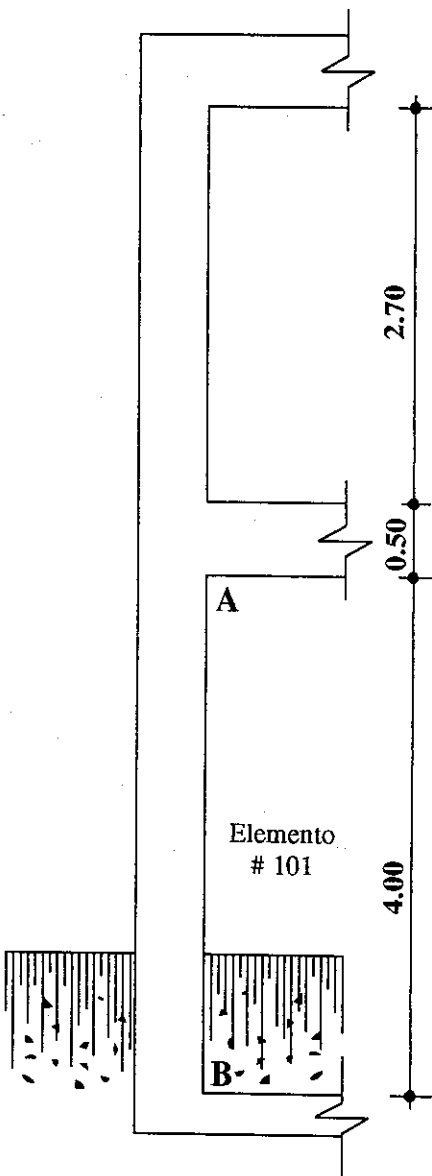
$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{C_f * P_c}}$$

El factor de carga última puede optar a dos valores, dependiendo del tipo de refuerzo transversal que se utilice.

$C_f = 0.70$ , si se utilizan estribos.  $C_f = 0.75$ , si se utilizan zunchos (espiral).

Por tanto, el momento de diseño ( $M_d$ ) será:  $M_d = \delta * M_a$

**Cálculo del magnificador de momentos para el elemento #101 del marco paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del sector #1**



1.) Determinando la relación de rigideces.

$$U_A = \frac{(1/12 * 50^3 * 30/400 + 1/12 * 50^3 * 30/270)}{(1/12 * 50^3 * 25/402)}$$

$$U_A = 2.993$$

$$U_B = \frac{1/12 * 50^3 * 30/360}{\infty} = 0$$

$$U_{\text{promedio}} = 1.4965, \text{ que es } < 2.$$

2.) Cálculo del factor de pandeo:

Como el edificio es con lado y  $U_{\text{promedio}} < 2$ , entonces se usará la siguiente fórmula.

$$K = \frac{20 - U_{\text{promedio}}}{20} * (1 + U_{\text{promedio}})^{1/2}$$

$$K = \frac{20 - 1.4965}{20} * (1 + 1.4965)^{1/2} = 1.462$$

3.) Cálculo de la Esbeltez

$$E = \frac{1.462 * 400}{0.30 * 50} = 38.99$$

Como  $21 < 38.99 < 100 \Rightarrow$  La columna si se magnifica

4.) Encontrando el factor de flujo plástico

$$\beta_d = \frac{M_{CMU}}{M_{CU}} = \frac{795.7107}{1049.0802} = 0.76$$

5.) Cálculo de la carga crítica de EULER.

$$P_c = \frac{59612.41 * (f'_c)^{1/2} * I_g}{(1 + \beta_d) * (K * L_u)^2}; \text{ fórmula ya simplificada}$$

$$P_c = \frac{59612.41 * (210)^{1/2} * (1/12 * 50^3 * 30)}{(1 + 0.76) * (1.462 * 400)^2}$$

$$P_c = 448,506.72 \text{ Kgs.}$$



6.) Cálculo del Magnificador de momentos

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{10389.78}{0.70 * 448,506.72}} = 1.03$$

NOTA: El elemento # 101 se está analizando en la dirección del eje X-X, por tanto todos los datos tomados del análisis son los mayores de las dos juntas del elemento en esa dirección.

7.) Cálculo del momento de diseño

$$M_{d_{x-x}} = \delta_x * M_{a_{x-x}} = 1.03 * 11342.67 = 11,682.95 \text{ Kgs-Mt.}$$

El momento de análisis ( $M_a$ ) que se utilizó es el momento mayor de las dos juntas (A y B) en la dirección del eje X-X.

**Cálculo del magnificador de momentos para el elemento # 52, del marco paralelo al eje # G y al eje Y-Y, del sector # 1**

Se trata del mismo elemento anterior solo que en el otro sentido, tal como se puede observar en los diagramas de áreas tributarias de influencia en los marcos.

$$\mu_A = \frac{1/12 * 50 * 30^3/400 + 1/12 * 50 * 30^3/270}{1/12 * 50^3 * 25/525} = 1.407$$

$$\mu_B = 0 \Rightarrow \mu_{\text{promedio}} = 0.704$$

$$K = \frac{(20 - 0.704) * (1 + 0.704)^{1/2}}{20} = 1.26$$

$$Es = \frac{1.26 * 400}{0.30 * 30} = 56 \Rightarrow \text{Si necesita magnificación}$$

$$\beta_d = \frac{589.3931}{767.3019} = 0.77$$

$$P_c = \frac{59612.41 * 210^{1/2} * (1/12 * 50 * 30^3)}{(1+0.77) * (1.26 * 400)^2} = 216, 154.61$$

$$\delta_y = \frac{1}{\frac{10389.78}{0.70 * 216,154,61}} = 1.07$$

De donde el momento de diseño en el sentido Y-Y es el siguiente

$$M_{d_{y-y}} = \delta_y * M_{a_{y-y}} = 1.07 * 9989.12 = 10,688.36 \text{ Kgs-Mt.}$$

Por tanto; los momentos de diseño en las dos direcciones y la carga axial de diseño del elemento # 101, son los siguientes

$$M_{d_{x-x}} = 11,682.95 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{d_{y-y}} = 10,688.36 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$P_u = 10,389.78 \text{ Kgs.}$$

### **Confinamiento del Elemento # 101 del Marco Paralelo al Eje # 7 y al eje X-X, del sector # 1**

El objetivo de confinar una columna es el de hacerla más dúctil en sus extremos (zonas cercanas a los nudos). Se entiende por ductilidad, a la capacidad de deformación que tiene un material ante la acción de una carga. Por consiguiente, a menor rigidez en la zona mencionada mayor será la capacidad de deformación del miembro.

$$\text{Ductilidad} = \frac{1}{\text{Rigidez}}$$

Como lo que se necesita es que el concreto aumente su capacidad de deformación, hasta antes de llegar a su límite de ruptura. Esto se logra colocando una mayor cantidad de acero transversal, mayor del que se coloca normalmente por corte.

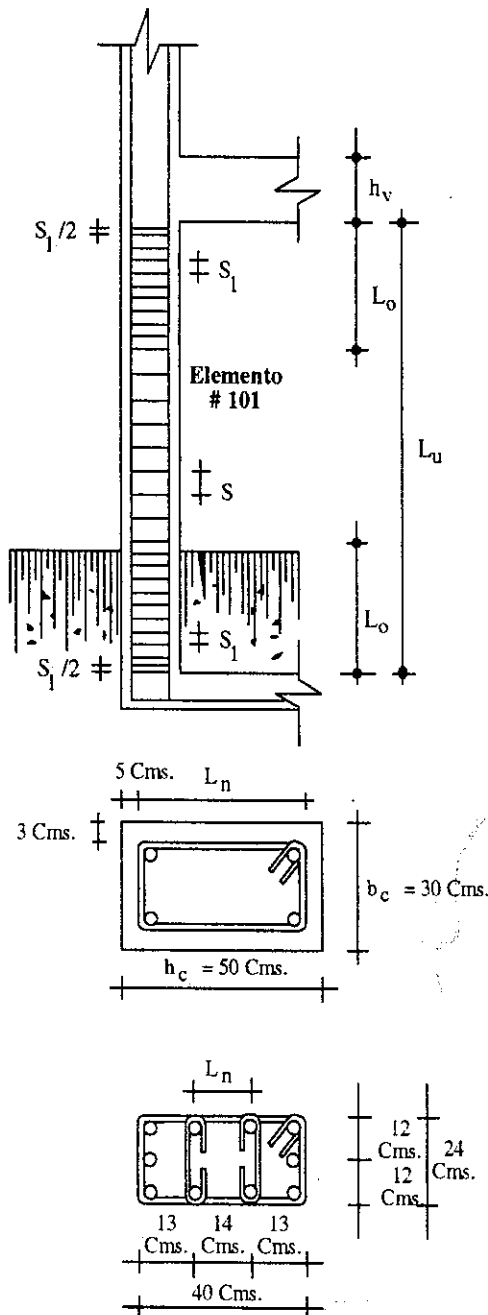
Requisitos para el refuerzo transversal en una columna.

- Para barras longitudinales de No.  $\leq 10$ , los flejes transversales o estribos deben ser de No.  $\geq 3$ .
- Para barras longitudinales de No.  $> 10$ , los estribos deben ser No.  $\geq 4$ .
- El espaciamiento máximo ( $S_{\text{máx}}$ ) de los estribos en zonas no confinadas de las columnas debe estar entre los siguientes límites:

$$S_{\text{máx.}} \begin{cases} \leq 16 & * \text{ (Diámetro menor de una de las barras longitudinales).} \\ \leq 18 & * \text{ (Diámetro de la barra del estribo).} \\ \leq \text{La dimensión mínima de la columna.} \end{cases}$$

El espaciamiento de los estribos en zonas confinadas de las columnas debe encontrarse dentro del intervalo siguiente.

$5 \text{ Cms.} \leq S_1 \leq 10 \text{ Cms.}$ ;  $S_1$  no puede ser menor que 5 Cms. porque no existiría espacio para que el agregado grueso tenga libertad de paso. Y no puede ser mayor que 10, ya que no se consideraría como zona confinada para un diseño sísmico; porque posiblemente no soportaría los esfuerzos transversales.



Límites para la altura de la zona de confinamiento ( $L_o$ ).

$$L_o = \begin{cases} - h/6 = 400/6 = 67 \text{ Cms.} \\ - 45 \text{ Cms.} \\ - h_c > b_c = 50 \text{ Cms.} \end{cases} \text{ Como se toma el mayor valor, entonces } L_o = 60 \text{ Cms.}$$

Para el cálculo del espaciamiento de los estribos en la zona confinada ( $S_1$ ), se necesita el área transversal de la varilla utilizada para estribo ( $A_{s_v}$ ), la mayor longitud libre del estribo o la mayor distancia entre 2 varillas longitudinales ( $L_n$ ) y la relación volumétrica de la sección transversal ( $\rho_s$ ).

$$S_1 = \frac{A_v}{L_n * \rho_s} = \frac{2 * (A_{s_v})}{L_n * \rho_s}$$

$$\rho_s = 0.85 * (0.45 * (\frac{f'_c}{F_y}) * (\frac{A_g}{A_{ch}} - 1))$$

Cálculo del espaciamiento de estribos en la zona confinada ( $S_1$ ); para el elemento # 101.

$$\rho_s = 0.85 * 0.45 * \frac{210}{2810} * (\frac{30*50}{24*40} - 1) = 1.6 * 10^{-02}$$

$$S_1 = \frac{2 * 0.713}{0.016 * 40} = 2.2 \text{ Cms.}$$

Como el primer cálculo de  $S_1$ , se encuentra fuera de los límites, entonces es necesario disminuir a  $L_n$  para aumentar a  $S_1$ .

$$S_1 = \frac{2 * 0.713}{0.016 * 14} = 6.4 \text{ Cms.} \Rightarrow S_1 = 6 \text{ Cms.}$$

NOTA: Siempre se toma la mayor distancia entre las varillas longitudinales a lo largo del estribo, por esta razón  $L_u = 14$  Cms.

**Cálculo del Acero Longitudinal del Elemento Estructural # 101 del marco paralelo al eje # 7 y al eje X-X, del sector # 1**

Para calcular el acero longitudinal de las columnas se utilizará el método de carga inversa, que es un método simple y aproximado, desarrollado por BRESLER; quien lo verificó satisfactoriamente mediante comparación con resultados en gran cantidad de ensayos y cálculos precisos.

La ecuación de carga inversa de BRESLER se define como

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

De donde:

$P'_u$  = El valor aproximado de la carga última en flexión biaxial que resiste la columna a una excentricidad "e", ( $e_x$  y  $e_y$ ).

$P'_x$  = La carga última que resiste la columna cuando sólo está presente la excentricidad " $e_y$ ", ( $e_x = 0$ ).

$P'_y$  = La carga última que resiste la columna cuando sólo se encuentra presente la excentricidad " $e_x$ ", ( $e_y = 0$ ).

$P'_o$  = La carga última axial que resiste la columna o la carga concéntrica que resiste la misma, ( $e_x = 0$  y  $e_y = 0$ ).

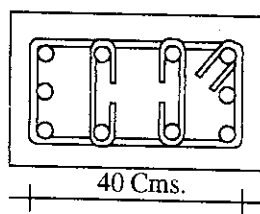
El objetivo es el de encontrar el valor de  $P'_u$  y luego compararlo con el valor de  $P_u$ , que es la carga axial que la columna debería soportar. Por tanto, si  $P'_u < P_u \Rightarrow$  la columna fallaría e indica la necesidad de reforzarla con una mayor cantidad de acero, pero si  $P'_u > P_u \Rightarrow$  la columna soportaría los esfuerzos a los que será sometida.

**Datos para el diseño del acero longitudinal**

$M_{d_{x-x}} = 11,682.95$  Kgs-Mt.

$M_{d_{y-y}} = 10,688.36$  Kgs-Mt.

$P_u = 10,389.78$  Kgs.



24 Cms. Armado Ideal de la Sección.

1. Cálculo del  $A_{s_{mín.}} = 0.01 * A_g = 0.01 * 30 * 50 = 15$  Cms<sup>2</sup>

2. Propuesta de armado con un área  $\geq A_{s_{mín.}}$

Se proponen según el tipo de armado, 10 varillas # 6, que sumaría un  $A_s = 28.50$  Cms<sup>2</sup>.

3. Cálculo de la carga concéntrica

$$\begin{aligned}
 P_o' &= \emptyset * (0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * F_y) \\
 &= 0.7 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 28.50) + 28.50 * 2810) \\
 \Rightarrow P_o' &= 239,923.42 \text{ Kgs.}
 \end{aligned}$$

4. Cálculo de las excentricidades (pendientes de la curva).

$$\begin{aligned}
 e_x &= \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{11682.95}{10389.78} = 1.12 \\
 e_y &= \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{10688.33}{10389.78} = 1.03
 \end{aligned}$$

5. Cálculo de la relación de secciones para la flexión en ambas direcciones.

$$\begin{aligned}
 \gamma_x &= \frac{(h_c)_{ch}}{(h_c)_g} = \frac{40}{50} = 0.8 \\
 \gamma_y &= \frac{(b_c)_{ch}}{(b_c)_g} = \frac{24}{30} = 0.8
 \end{aligned}$$

6. Cálculo de los parámetros necesarios para determinar los valores de  $K'_x$  y  $K'_y$  en los gráficos de diseño.

$$\begin{aligned}
 \rho_u &= \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * A_g} = \frac{28.5 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.30 \\
 \frac{e_x}{h_x} &= \frac{1.12}{0.50} = 2.24 & \frac{e_y}{h_y} &= \frac{1.03}{0.30} = 3.43
 \end{aligned}$$

Datos para buscar a  $K'_x$ .

Datos para buscar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{aligned} \frac{e_x}{h_x} &= 2.24 \\ \gamma_x &= 0.8 \\ \rho_u &= 0.3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.065$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{e_y}{h_y} &= 3.43 \\ \gamma_y &= 0.8 \\ \rho_u &= 0.3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.045$$

7. Cálculo de  $P'_x$  y  $P'_y$ .

$$\begin{aligned}
 P'_x &= K'_x * f'_c * b_c * h_c = 0.065 * 210 * 30 * 50 = 18,900 \\
 P'_y &= K'_y * f'_c * b_c * h_c = 0.045 * 210 * 30 * 50 = 12,600
 \end{aligned}$$

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{18,900} + \frac{1}{12,600} - \frac{1}{239,923.92} \Rightarrow P'_u = 7,805.97 \text{ Kgs.}$$

NOTA: Los valores de  $K'_x$  y  $K'_y$ , se encontraron en función de los gráficos de diseño que se presentarán posteriormente.

Como  $P'_u < P_u$  ( $7,805.97 < 10389.78$ ); entonces es necesario aumentar la cantidad de acero longitudinal en la columna. Por lo tanto, se proponen 10 varillas # 7  $\Rightarrow A_s = 38.81 \text{ Cms}^2$ . El único parámetro que cambia es el que relaciona la cantidad de acero con la de concreto.

$$\rho_u = \frac{38.81 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.41$$

Datos para buscar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_x}{h_x} = 2.24 \\ \gamma_x = 0.8 \\ \rho_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.09$$

Datos para buscar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_y}{h_y} = 3.43 \\ \gamma_y = 0.8 \\ \rho_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.05$$

Cálculo de  $P'_x$  y  $P'_y$ .

$$P'_x = 0.09 * 210 * 30 * 50 = 28,350$$

$$P'_y = 0.05 * 210 * 30 * 50 = 15,750$$

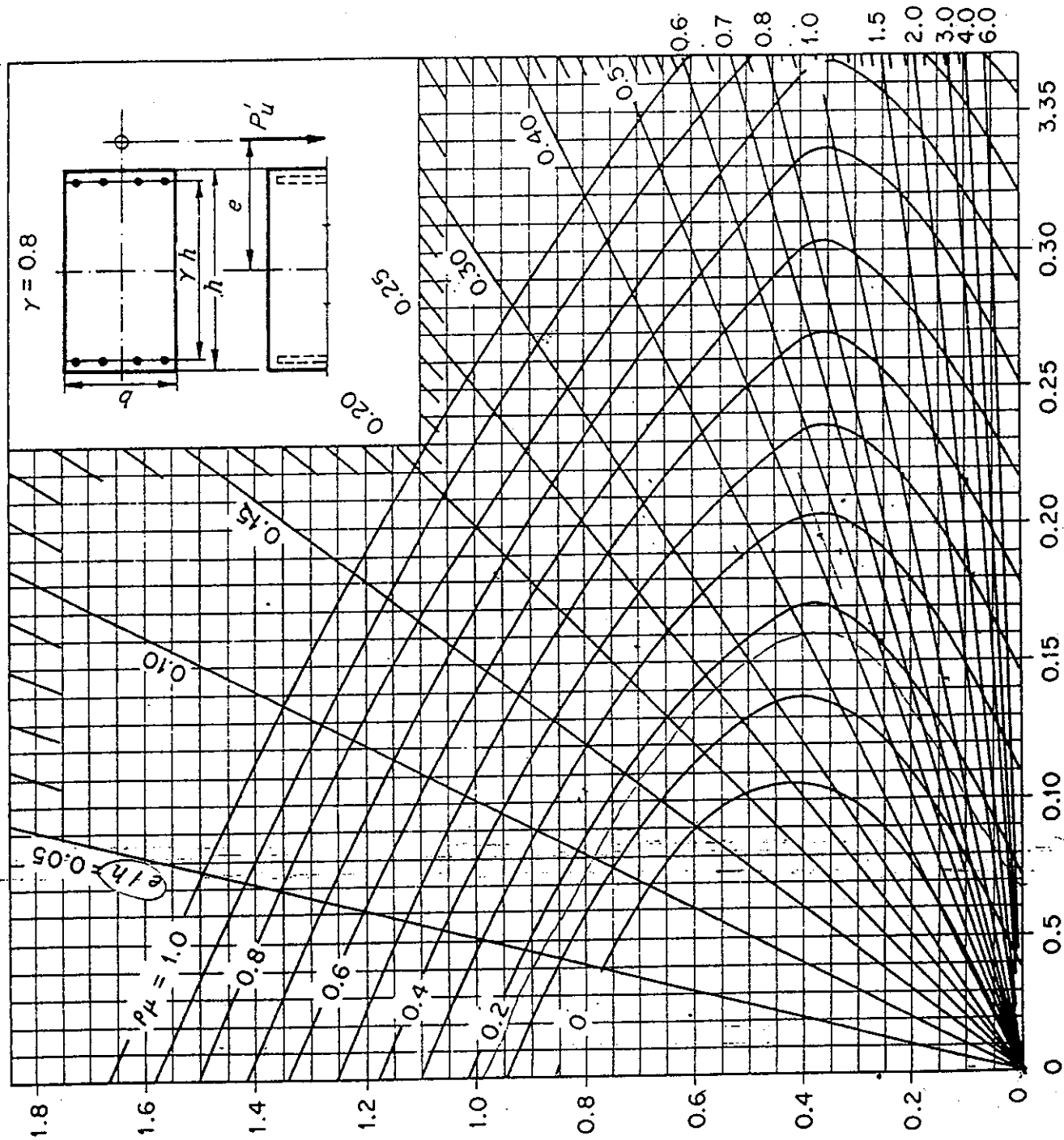
$$P'_o = 0.7 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 38.81) + 38.81 * 2810) = 258,914.96$$

$$\text{De donde: } P'_u = 10,537.06 \text{ Kgs.}$$

Como puede observarse que la carga  $P'_u$  si es mayor que la carga que la columna debe soportar  $P_u$ . Entonces, la cantidad de acero (10 var. #7) longitudinal es suficiente para soportar los esfuerzos a los que será sometido el elemento # 101.

Los valores de  $K'_x$  y  $K'_y$  se determinaron mediante el diagrama de interacción de columnas rectangulares con la relación de secciones que se necesita ( $\gamma = 0.80$ ). Existe gran variedad de diagramas con diferentes valores de relación; pero no se presentan debido a que no se utilizarán.

**DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS  
DE SECCIÓN RECTANGULAR**



K

A continuación se presentan las fuerzas axiales y momentos que se utilizarán para determinar la cantidad de acero suficiente para soportar los máximos momentos aplicados en las dos direcciones de cada elemento.

Para el sector # 1, en la dirección del eje X-X, se tomarán los datos de los marcos paralelos al eje # 7 y al eje # 6; dependiendo de la ubicación del elemento. Y en la dirección del eje Y-Y, se utilizarán los datos de los marcos paralelos al eje # G y al eje # F.

SECTOR # 1				
Número del elemento en la dirección del eje X-X	Número del elemento en la dirección del eje Y-Y	FUERZA AXIAL	MOMENTO X-X	MOMENTO Y-Y
		La mayor de los dos marcos que intervienen	El mayor en la dirección del Eje X-X	El mayor en la dirección del Eje Y-Y
102 *	50 *	17,717.41 *	12,099.41 *	9,964.41 *
103	50	16,491.61	11,654.54	9,964.41
104	50	16,539.55	11,328.89	9,964.41
105	50	16,522.50	11,655.98	9,964.41
106	50	17,276.10	12,129.18	9,964.41
107	52	10,586.73	11,451.25	9,989.12
114	57	4,861.06	4,994.77	4,618.83
115	57	9,665.88	6,070.21	5,107.93
116	57	9,075.16	5,670.15	5,107.93
117	57	9,112.81	5,579.49	5,107.93
118	57	9,073.03	5,655.23	5,107.93
119 *	57 *	9,838.66 *	6,045.33 *	5,107.93 *
120	57	5,109.32	4,995.75	4,618.83
100	51	13,386.37	11,193.93	10,965.36
101 *	51 *	23,039.19 *	12,092.02 *	10,797.17 *
102	51	22,012.38	11,625.26	10,797.17
103	51	22,012.38	11,306.59	10,797.17
104	51	22,012.38	11,624.28	10,797.17
105	51	22,215.05	12,094.32	10,797.17
106	51	13,386.37	11,259.13	10,965.36
113	56	5,809.49	5,149.96	6,084.41
114 *	56 *	9,311.58 *	6,006.54 *	5,894.58 *
115	56	8,845.10	5,650.66	5,894.58
116	56	8,857.16	5,544.09	5,894.58
117	56	8,859.88	5,643.50	5,894.58
118	56	8,962.17	5,905.40	5,894.58
119	56	5,809.49	4,986.82	6,84.41

PLANTA BAJA

PLANTA ALTA

PLANTA BAJA

PLANTA ALTA



SECTOR # 2				
Número del elemento en la dirección del eje X-X	Número del elemento en la dirección del eje Y-Y	FUERZA AXIAL	MOMENTO X-X	MOMENTO Y-Y
		La mayor de los dos marcos que intervienen	El mayor en la dirección del Eje X-X	El mayor en la dirección del Eje Y-Y
100	101	12,241.48	12,037.82	12,286.36
101 *	101 *	15,158.54 *	12,882.33 *	12,457.93
102	101	15,158.54	12,389.94	12,457.93
103	101	15,158.54	12,153.26	12,457.93
104	101	15,158.54	12,392.72	12,457.93
105	101	15,158.54	12,847.35	12,457.93
106	101	12,241.48	11,887.83	12,286.36
113	105	4,039.90	4,212.71	6,449.61
114	105	4,922.25	5,979.55	6,846.36
115	105	5,330.04	5,555.53	6,846.36
116	105	5,302.28	5,538.96	6,846.36
117	105	5,307.58	5,572.10	6,846.36
118 *	105 *	5,394.22 *	5,770.37 *	6,846.36 *
119	105	4,039.90	4,310.90	6,449.61
100	102	17,675.43	11,832.97	12,434.03
101	102	25,237.49	12,860.00	12,810.97
102	102	26,027.03	12,410.86	12,810.97
103	102	25,971.60	12,163.39	12,810.97
104	102	25,959.54	12,407.97	12,810.97
105 *	102 *	26,468.88 *	12,872.05 *	12,810.97 *
106	102	17,675.43	11,736.59	12,434.03
113	106	7,060.01	4,917.04	6,404.53
114 *	106 *	10,157.46 *	5,873.19 *	6,798.33 *
115	106	10,157.46	5,611.48	6,798.33
116	106	10,157.46	5,576.25	6,798.33
117	106	10,157.46	5,621.72	6,798.33
118	106	10,157.46	5,849.78	6,798.33
119	106	7,060.01	5,077.25	6,404.53

PLANTA BAJA

PLANTA ALTA

PLANTA BAJA

PLANTA ALTA

Se puede observar en las tablas anteriores que existe bastante similitud en las magnitudes tanto de los esfuerzos que deben soportar los elementos de la planta baja, como los de la planta alta de ambos sectores.

Por consiguiente el diseño de todos los elementos es semejante. Así como se demostrará al presentar el cálculo del acero longitudinal en los casos críticos (marcados con \*). El diseño del resto de los elementos no se presentará para no redundar demasiado en el tema; pero sí se ha comprobado que el mismo es satisfactorio para todos los casos que se nombren.

**Diseño del refuerzo longitudinal para los elementos señalados en las tablas anteriores, correspondientes a la planta baja del sector # 1**

**Esfuerzo del Análisis del elemento perteneciente tanto al marco paralelo al eje # 7 como al marco paralelo al eje # F.**

$$M_{a_{x-x}} = 12,099.41 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 9,964.41 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 17,717.41 \text{ Kgs.}$$

**Cálculo del magnificador de momentos en el sentido X-X**

$$\mathcal{U}_A = \frac{1/12 * 50^3 * 30/400 + 1/12 * 50^3 * 30/270}{1/12 * 50^3 * 25/402 + 1/12 * 50^3 * 25/365} = 1.424$$

$$\mathcal{U}_B = 0 \Rightarrow \mathcal{U}_{\text{promedio}} = 0.712 \text{ que es } < 2$$

$$K = \frac{(20 - 0.712) * (1+0.712)^{1/2}}{20} = 1.262$$

$$E_s = \frac{1.262 * 400}{0.30 * 50} = 33.65 \Rightarrow \text{Si necesita magnificación}$$

$$\beta_d = \frac{29.0148}{34.6751} = 0.84$$

$$P_c = \frac{59612.41 * (210)^{1/2} * (1/12 * 50^3 * 30)}{(1+0.84) * (1.262 * 400)^2} = 575,757.80$$

$$\delta_x = \frac{1}{\frac{17,717.41}{0.70 * 575,757.80}} = 1.05$$

**Cálculo del magnificador de momentos en el sentido Y-Y**

$$\mathcal{U}_A = \frac{1/12 * 50 * 30^3/400 + 1/12 * 50 * 30^3/270}{1/12 * 50^3 * 25/525} = 1.407$$

$$\mathcal{U}_B = 0 \Rightarrow \mathcal{U}_{\text{promedio}} = 0.7035$$

$$K = \frac{(20 - 0.7035) * (1+0.7035)^{1/2}}{20} = 1.26$$

$$E_s = \frac{1.26 * 400}{0.30 * 30} = 56 \Rightarrow \text{Si necesita magnificación}$$

$$\beta_d = \frac{676.0816}{1242.2758} = 0.54$$

$$P_c = \frac{59612.41 * (210)^{1/2} * (1/12 * 50 * 30^3)}{(1+0.54) * (1.26 * 400)^2} = 248,437.45$$

$$\delta_y = \frac{1}{\frac{17,717.41}{0.70 * 248,437.45}} = 1.11$$

Por tanto; los esfuerzos de diseño de la columna son los siguientes:

$$M_{a_{x-x}} = \delta_x * M_{a_{x-x}} = 1.05 * 12099.41 = 12,704.38 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = \delta_y * M_{a_{y-y}} = 1.11 * 9964.41 = 11,060.50 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 17,717.41 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{12704.38}{17717.41} = 0.72$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{11060.50}{17717.41} = 0.62$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.72}{0.50} = 1.44 \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.62}{0.30} = 2.07$$

Tomando como área inicial la equivalente a 10 varillas # 6

$$\Rightarrow A_s = 28.50 \text{ Cms}^2$$

$$e_u = \frac{28.5 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.30$$

$$P'_o = 0.7 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 28.5) + 28.5 * 2810) = 239,923.42$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.44 \\ e_u = 0.3 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.10$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 2.07 \\ e_u = 0.3 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.07$$

$$\left. \begin{aligned} P'_x &= 0.10 * 30 * 50 * 210 = 31,500 \\ P'_y &= 0.07 * 30 * 50 * 210 = 22,050 \end{aligned} \right\} P'_u = 13,711.87 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u < P_u \Rightarrow$  es necesario aumentar la cantidad de acero proponiendo 10 varillas # 7  $\Rightarrow A_s = 38.81 \text{ Cms}^2$ .

$$\rho_u = \frac{38.81 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.41$$

$$P'_o = 0.7 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 38.81) + 38.81 * 2810) = 258,914.96$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{aligned} \gamma_x &= 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} &= 1.44 \\ \rho_u &= 0.41 \end{aligned} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.14$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{aligned} \gamma_y &= 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} &= 2.07 \\ \rho_u &= 0.41 \end{aligned} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.09$$

$$\left. \begin{aligned} P'_x &= 0.14 * 210 * 30 * 50 = 44,100 \\ P'_y &= 0.09 * 210 * 30 * 50 = 28,350 \end{aligned} \right\} P'_u = 18,488.79 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u > P_u$ ; esto indica que la última área de acero propuesto satisface todos los esfuerzos que deberá soportar la columna.

### Esfuerzos de análisis del elemento perteneciente tanto al marco # 6 como al marco # F

$$M_{a_{x-x}} = 12,092.02 \Rightarrow M_{d_{x-x}} = 1.06 * 12092.02 = 12,817.54 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 10,797.17 \Rightarrow M_{d_{y-y}} = 1.14 * 10,797.17 = 12,308.77 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 23,039.19 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{12,817.54}{23,039.19} = 0.56 \Rightarrow \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.56}{0.50} = 1.12$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{12,308.77}{23,039.19} = 0.53 \Rightarrow \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.53}{0.30} = 1.77$$

Tomando como en los casos anteriores un área inicial equivalente a 10 varillas #6  $\Rightarrow A_s = 28.50 \text{ Cms}^2$

$$P'_o = 0.7 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 28.5) + 28.5 * 2810) = 239,923.42$$

$$e_u = \frac{28.5 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.30$$

Datos para buscar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.12 \\ e_u = 0.3 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.14$$

Datos para buscar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 1.77 \\ e_u = 0.3 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.11$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.14 * 210 * 30 * 50 = 44,100 \\ P'_y = 0.11 * 210 * 30 * 50 = 34,650 \end{array} \right\} P'_u = 21,111.40 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u < P_u \Rightarrow$  Es necesario aumentar la cantidad de acero; proponiendo 10 varillas # 7  $\Rightarrow A_s = 38.81 \text{ Cms}^2$ .

$$P'_o = 0.70 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 38.81) + 38.81 * 2810) = 258,914.96$$

$$e_u = \frac{38.81 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.41$$

Datos para buscar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.12 \\ e_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.19$$

Datos para buscar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 1.77 \\ e_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.11$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.19 * 210 * 30 * 50 = 59,850 \\ P'_y = 0.11 * 210 * 30 * 50 = 34,650 \end{array} \right\} P'_u = 23,977.25 \text{ Kgs.}$$

**Diseño del refuerzo longitudinal para los elementos señalados en las tablas anteriores, correspondientes a la planta alta del sector # 1**

**Esfuerzo del Análisis del elemento perteneciente tanto al marco paralelo al eje # 7 como al marco paralelo al eje # F.**

$$M_{a_{x-x}} = 6,045.33 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 5,107.93 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 9,838.66 \text{ Kgs.}$$

**Cálculo del magnificador de momentos en el sentido X-X**

$$\left. \begin{aligned} \mathcal{U}_A &= \frac{1/12 * 30 * 50^3/270}{1/12 * 50^3 * 25/365 + 1/12 * 50^3 * 25/365} = 0.81 \\ \mathcal{U}_B &= \frac{1/12 * 50^3 * 30/270 + 1/12 * 50^3 * 30/400}{1/12 * 50^3 * 25/365 + 1/12 * 50^3 * 25/365} = 1.36 \end{aligned} \right\} \mathcal{U}_{\text{promedio}} = 1.085$$

$$K = \frac{(20 - 1.085) * (1+1.085)^{1/2}}{20} = 1.37$$

$$E_s = \frac{1.37 * 270}{0.30 * 50} = 24.66 \Rightarrow \text{Si necesita magnificación}$$

$$\beta_d = \frac{282.5069}{482.2716} = 0.59$$

$$P_c = \frac{59612.41 * (210)^{1/2} * (1/12 * 50^3 * 30)}{(1+0.59) * (1.37 * 270)^2} = 1,240,882.22$$

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{9838.66}{0.70 * 1,240,882.22}} = 1.01$$

**Cálculo del magnificador de momentos en el sentido Y-Y**

$$\mathcal{U}_A = \frac{1/12 * 30^3 * 50/270}{1/12 * 50^3 * 25/525} = 0.84$$

$$\mathcal{U}_B = \frac{1/12 * 30^3 * 50/270 + 1/12 * 30^3 * 50/400}{1/12 * 50^3 * 25/525} = 1.407$$

$$\mathcal{U}_{\text{promedio}} = 1.1235$$

$$K = \frac{(20 - 1.1235) * (1+1.1235)^{1/2}}{20} = 1.38$$

$$E_s = \frac{1.38 * 270}{0.30 * 30} = 41.40 \Rightarrow \text{Si necesita magnificación}$$

$$B_d = \frac{1632.5604}{2267.4450} = 0.72$$

$$P_c = \frac{59612.41 * (210)^{1/2} * (1/12 * 30^3 * 50)}{(1+0.72) * (1.38 * 270)^2} = 248,437.45$$

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{9838.66}{0.70 * 406,990.90}} = 1.04$$

Por tanto; los esfuerzos de diseño son los siguientes:

$$M_{d_{x-x}} = 1.01 * 6,045.33 = 6,105.78 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{d_{y-y}} = 1.04 * 5,107.93 = 5,312.25 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 9,838.66 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{6,105.78}{9838.66} = 0.62 \quad \Rightarrow \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.62}{0.50} = 1.24$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{5,312.25}{9838.66} = 0.54 \quad \Rightarrow \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.54}{0.30} = 1.80$$

Así como en los casos anteriores se tomará un área inicial equivalente al de 10 varillas # 6  $\Rightarrow A_s = 28.50 \text{ Cms}^2$

$$P'_o = 0.7 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 28.50) + 28.50 * 2810) = 239,923.42$$

$$e_u = \frac{28.5 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.30$$

Datos para encontrar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.24 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.12$$

Datos para encontrar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 1.80 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.07$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.12 * 210 * 30 * 50 = 37,800 \\ P'_y = 0.07 * 210 * 30 * 50 = 22,050 \end{array} \right\} P'_u = 14,784.48 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u > P_u$  las 10 barras de acero corrugado # 6 soportan los esfuerzos a los que será expuesta la columna.

**Esfuerzos de análisis del elemento perteneciente tanto al marco paralelo al eje # 6 como al marco paralelo al eje # F**

$$M_{a_{x-x}} = 6.006.54 \quad \Rightarrow \quad M_{d_{x-x}} = 1.01 * 6,006.54 = 6.066.61 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 5,894.58 \quad \Rightarrow \quad M_{d_{y-y}} = 1.04 * 5,894.58 = 6,130.36 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 9,311.58 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{6,066.61}{9,311.58} = 0.65 \quad \Rightarrow \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.65}{0.50} = 1.30$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{6,130.36}{9,311.58} = 0.66 \quad \Rightarrow \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.66}{0.30} = 2.20$$

Como es un caso similar al anterior, también se verificará si 10 varillas #6 satisfacen los esfuerzos de diseño,  $\Rightarrow A_s = 28.50 \text{ Cms}^2$

$$P'_o = 0.7 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 28.50) + 28.5 * 2810) = 239,923.42$$

$$e_u = \frac{28.5 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.30$$

Datos para buscar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.30 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.11$$

Datos para buscar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 2.20 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.055$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.11 * 210 * 30 * 50 = 34.650 \\ P'_y = 0.055 * 210 * 30 * 50 = 17,325 \end{array} \right\} P'_u = 12,134.14 \text{ Kgs.}$$

Tal como se puede observar que  $P'_u > P_u$ , entonces se toma como refuerzo aceptable a las 10 varillas # 6



**Diseño del refuerzo longitudinal para los elementos señalados en las tablas anteriores, correspondientes a la planta baja del sector #2.**

**Esfuerzos de análisis del elemento perteneciente tanto al marco paralelo al eje # 1 y al marco paralelo al eje # B**

$$M_{a_{x-x}} = 12,882.33 \Rightarrow M_{d_{x-x}} = 1.07 * 12882.33 = 13,784.09 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 12,457.93 \Rightarrow M_{d_{y-y}} = 1.14 * 12,457.93 = 14,202.04 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 15,158.54 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{13,784.09}{15,158.54} = 0.91 \Rightarrow \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.91}{0.50} = 1.82$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{14,202.04}{15,158.54} = 0.94 \Rightarrow \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.94}{0.30} = 3.12$$

Tal como se puede observar en las tablas anteriores, los esfuerzos del sector # 2 son mayores que los del sector # 1. Mayormente los momentos en la dirección del eje y-y. Por consiguiente se propone como área inicial la correspondiente a 10 varillas # 7 =>  $A_s = 38.81 \text{ Cms}^2$ . Y para ésta área se tienen los siguientes parámetros:

$$P'_o = 258,914.96 \text{ Kgs.}$$

$$\ell_u = 0.41$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.82 \\ \ell_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.10$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 3.12 \\ \ell_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.055$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.10 * 210 * 30 * 50 = 31,500 \\ P'_y = 0.055 * 210 * 30 * 50 = 17,325 \end{array} \right\} P'_u = 11,681.72 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u < P_u$ ; entonces es necesario aumentar la cantidad de acero. Así que se proponen 10 varillas # 8 =>  $A_s = 50.67 \text{ Cms}^2$ .

$$P'_o = 0.70 * (0.85 * 210 * (30 * 50 - 50.67) + 50.67 * 2810) = 280,761.67 \text{ Kgs.}$$

$$e_u = \frac{50.67 * 2810}{0.85 * 210 * 30 * 50} = 0.53$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.82 \\ e_u = 0.53 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.13$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 3.12 \\ e_u = 0.53 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.075$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.13 * 210 * 30 * 50 = 40,950 \\ P'_y = 0.075 * 210 * 30 * 50 = 23,625 \end{array} \right\} P'_u = 15,826.21 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u > P_u$ , esto indica que el área propuesta por las varillas # 8 soportan satisfactoriamente los esfuerzos que le serán aplicados.

**Esfuerzos de análisis del elemento perteneciente tanto al marco paralelo al eje # 2 y al marco paralelo al eje # B**

$$M_{a_{x-x}} = 12,872.05 \text{ Kgs-Mt} \Rightarrow M_{d_{x-x}} = 1.07 * 12,872.05 = 13,773.09 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 12,810.97 \text{ Kgs-Mt} \Rightarrow M_{d_{y-y}} = 1.15 * 12,810.97 = 14,732.62 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 26,468.88 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{13,773.09}{26,468.88} = 0.52 \Rightarrow \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.52}{0.50} = 1.04$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{14,732.62}{26,468.88} = 0.56 \Rightarrow \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.56}{0.30} = 1.87$$

Proponiendo como área inicial la misma del caso anterior  $\Rightarrow 10$  varillas # 7  $\Rightarrow A_s = 38.81 \text{ Cms}^2$ .

$$P'_o = 258,914.96 \text{ Kgs.}$$

$$e_u = 0.41$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.04 \\ \ell_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.21$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 1.87 \\ \ell_u = 0.41 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.10$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.21 * 210 * 30 * 50 = 66,150 \\ P'_y = 0.10 * 210 * 30 * 50 = 31,500 \end{array} \right\} P'_u = 23,255.32 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u < P_u$ ; por tanto es necesario aumentar la cantidad de acero. Así que se proponen 10 varillas # 8  $\Rightarrow A_s = 50.67 \text{ Cms}^2$ .

$$P'_o = 280,761.67 \text{ Kgs.}$$

$$\ell_u = 0.53$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.04 \\ \ell_u = 0.53 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.26$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 1.87 \\ \ell_u = 0.53 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.12$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.26 * 210 * 30 * 50 = 81,900 \\ P'_y = 0.12 * 210 * 30 * 50 = 37,800 \end{array} \right\} P'_u = 28,841.84 \text{ Kgs.}$$

El área de acero propuesta es satisfactoria ya que  $P'_u > P_u$ .

**Diseño del refuerzo longitudinal para los elementos señalados en las tablas anteriores, correspondientes a la planta alta del sector #2.**

**Esfuerzos de análisis del elemento perteneciente tanto al marco paralelo al eje # 1 y al marco paralelo al eje # B**

$$M_{a_{x-x}} = 5,770.37 \text{ Kgs-Mt.} \Rightarrow M_{d_{x-x}} = 1.01 * 5770.37 = 5828.07 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 6,846.36 \text{ Kgs-Mt} \Rightarrow M_{d_{y-y}} = 1.01 * 6,486.36 = 6,914.82 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 5,394.22 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{5,828.07}{5,394.22} = 1.08 \Rightarrow \frac{e_x}{h_x} = \frac{1.08}{0.50} = 2.16$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{6,914.82}{5,394.22} = 1.28 \Rightarrow \frac{e_y}{h_y} = \frac{1.28}{0.30} = 4.27$$

Para este caso se propone como área inicial la correspondiente a 10 varillas # 6  $\Rightarrow A_s = 28.50 \text{ Cms}^2$ . Y para esta área se tienen los siguientes parámetros:

$$P'_o = 239,923.42 \text{ Kgs.}$$

$$e_u = 0.30$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 2.16 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.065$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 4.27 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.025$$

$$\left. \begin{array}{l} P'_x = 0.065 * 210 * 30 * 50 = 20,475 \\ P'_y = 0.025 * 210 * 30 * 50 = 7,875 \end{array} \right\} \Rightarrow P'_u = 5,825.60 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u < P_u$ ; demuestra que las 10 varillas # 6, cumplen con soportar los esfuerzos aplicados al elemento.

**Esfuerzos de análisis del elemento perteneciente tanto al marco paralelo al eje # 2 y al marco paralelo al eje # B**

$$M_{a_{x-x}} = 5,873.19 \text{ Kgs-Mt} \Rightarrow M_{d_{x-x}} = 1.01 * 5,873.19 = 5,931.92 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 6,798.33 \text{ Kgs-Mt} \Rightarrow M_{d_{y-y}} = 1.01 * 6,798.33 = 6,866.31 \text{ Kgs-Mt}$$

$$P_u = 10,157.46 \text{ Kgs.}$$

$$e_x = \frac{M_{d_{x-x}}}{P_u} = \frac{5,931.92}{10,157.46} = 0.58 \Rightarrow \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.58}{0.50} = 1.16$$

$$e_y = \frac{M_{d_{y-y}}}{P_u} = \frac{6,866.31}{10,157.46} = 0.68 \Rightarrow \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.68}{0.30} = 2.27$$

Proponiendo un área inicial equivalente a 10 varillas # 6  $\Rightarrow A_s = 28.50 \text{ Cms}^2$ . Y para esta cantidad de acero se tienen los siguientes parámetros:

$$P'_o = 239,923.42 \text{ Kgs.}$$

$$e_u = 0.30$$

Datos para determinar a  $K'_x$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_x = 0.80 \\ \frac{e_x}{h_x} = 1.16 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_x = 0.14$$

Datos para determinar a  $K'_y$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_y = 0.80 \\ \frac{e_y}{h_y} = 2.27 \\ e_u = 0.30 \end{array} \right\} \Rightarrow K'_y = 0.06$$

$$P'_x = 0.14 * 210 * 30 * 50 = 44,100$$

$$P'_y = 0.06 * 210 * 30 * 50 = 18,900$$

$$P'_u = 14,002.11 \text{ Kgs.}$$

Como  $P'_u > P_u$ ; esto indica que el área de acero propuesta satisface los esfuerzos a los que será exigido el elemento.

En base a todos los resultados obtenidos en el diseño de los elementos de compresión de ambos sectores. Se proponen los siguientes armados:

**Sector # 1**

Planta baja            10 varillas # 7  
Planta alta            10 varillas # 6

**Sector # 2**

Planta baja            10 varillas # 8  
Planta alta            10 varillas # 6

Acero longitudinal que reforzará a cada columna, dependiendo del sector.

## Cálculo y diseño de las zapatas de cimentación aislada

Las zapatas deben dimensionarse para resistir las cargas factorizadas (cargas de servicio) y las reacciones inducidas, lo cual incluye cargas axiales, momentos y cortantes que tienen que ser soportados en la base de la zapata. El objetivo es el de transmitir a la zapata los momentos calculados en el extremo de la columna y que ésta los transmita a la superficie terrestre.

Primeramente se determina la presión o esfuerzo permisible del suelo mediante los principios de la mecánica de suelos y luego se establece la geometría de la base de la zapata apoyada sobre el mismo. El estudio de las presiones existentes en el sistema suelo-cimiento es de mucha importancia, porque para cada suelo existe una presión o esfuerzo específico bajo el cual los asentamientos de las diferentes cimentaciones no exceden de los valores razonables; esta presión llamada admisible, por tratarse del soporte del suelo utiliza un factor de seguridad que debe encontrarse en el intervalo de [ 1.5 , 4.0] respecto a la presión de hundimiento del suelo en particular y para mantener los asentamientos dentro del límite elástico. La presión o esfuerzo actuante es la resultante de las cargas de la estructura a soportar ejercidos sobre la superficie de contacto. En función de la transferencia de las cargas la presión puede ser uniforme o variable.

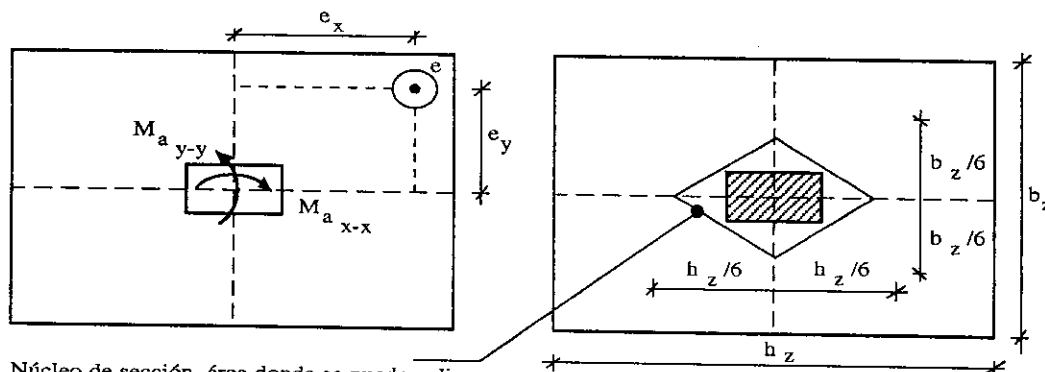
En este caso las cimentaciones deben resistir una carga axial y momentos con relación a ambos ejes. Para el caso de los momentos es equivalente a la aplicación de una carga  $P_u$  situada excéntricamente a una distancia "e" del centroide de la base de la zapata. Y esto da origen al problema de la determinación de la presión en el suelo, ya que estas cantidades ya no son uniformes.

El núcleo de sección de una zapata, es el área que conforma un rombo, que está limitado por la distancia entre la coincidencia del centro de carga y centro de masa de una zapata.

### Presión por carga o flexión biaxial

La carga sobre una columna se transmite verticalmente a la zapata, la que a su vez sostiene la presión hacia arriba del suelo sobre el cual descansa. Si la carga es simétrica con respecto al área de contacto, la presión de contacto se supone uniformemente distribuida.

Una zapata se carga excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata, no solo una carga vertical sino también momentos flectores. Las presiones resultantes de contacto se suponen distribuidas en forma lineal. Siempre y cuando la excentricidad resultante ( $e = M_a/P_u$ ) no exceda un sexto del ancho de la zapata.

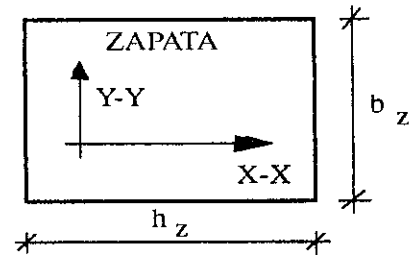


Núcleo de sección, área donde se puede aplicar una carga sin que se produzcan esfuerzos de tensión

$$\text{Si } e_x = \frac{M_{a_{x-x}}}{P_u} \leq \frac{h_z}{6} \quad \text{y/o} \quad e_y = \frac{M_{a_{y-y}}}{P_u} \leq \frac{b_z}{6} \quad ; \text{ entonces:}$$

$$q_{\text{máx.}} = \frac{P_u}{A_z} + \frac{M_{a_{x-x}}}{S_{z_x}} + \frac{M_{a_{y-y}}}{S_{z_y}}$$

$$q_{\text{mín.}} = \frac{P_u}{A_z} - \frac{M_{a_{x-x}}}{S_{z_x}} - \frac{M_{a_{y-y}}}{S_{z_y}}$$



$$\text{De donde: } S_{z_x} = \frac{I_{z_x}}{C_{z_x}} = \frac{1/12 * b_z * h_z^3}{h_z/2} = \frac{b_z * h_z^2}{6}$$

$$S_{z_y} = \frac{I_{z_y}}{C_{z_y}} = \frac{1/12 * b_z^3 * h_z}{b_z/2} = \frac{b_z^2 * h_z}{6}$$

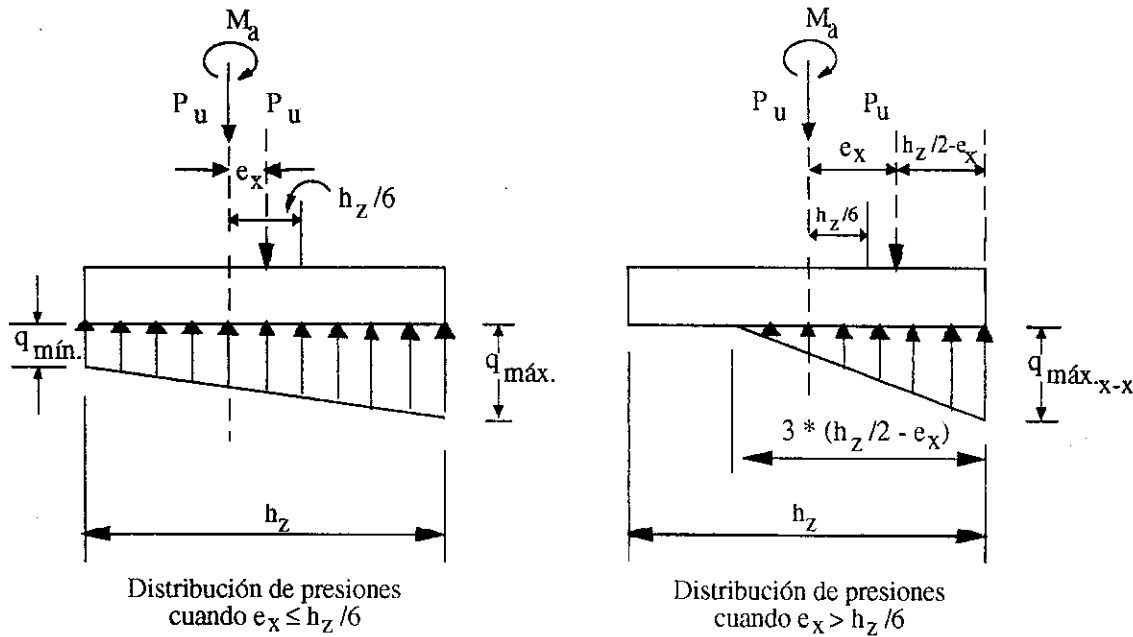
NOTA: En las presiones mencionadas anteriormente tanto la carga axial como los momentos deben estar aplicados en el centro de gravedad de la zapata (si no se cumple en forma original será necesario hacer el traslado de todas las fuerzas y momentos primeramente).

Si la excentricidad cae fuera del tercio medio de la zapata (fuera del nucleo de sección), al evaluar la ecuación anterior se obtiene un valor negativo (tensión) para  $q_{\text{mín.}}$  a lo largo de uno de los bordes de la zapata. Puesto que en el área de contacto entre el suelo y la zapata no puede transmitirse tensión, la ecuación anterior deja de ser válida, en este caso las presiones se distribuyen tal como se ilustrará posteriormente. Para zapatas rectangulares con dimensiones  $h_z * b_z$ , pertenecientes a este caso; la presión máxima puede determinarse con la ecuación siguiente:

$$\left. \begin{aligned} \text{Si } e_x = \frac{M_{a_{x-x}}}{P_u} > \frac{h_z}{6} &\Rightarrow q_{\text{máx.}_{x-x}} = \frac{4 * P_u}{3 * b_z * (h_z - 2 * e_x)} \\ e_y = \frac{M_{a_{y-y}}}{P_u} > \frac{b_z}{6} &\Rightarrow q_{\text{máx.}_{y-y}} = \frac{4 * P_u}{3 * h_z * (b_z - 2 * e_y)} \end{aligned} \right\} \text{El mayor valor de estas presiones se toma como } q_{\text{máx.}}$$

Ninguna de las presiones máximas ( $q_{\text{máx.}}$ ) debe ser mayor que la presión admisible  $q_a$ .

En estas fórmulas la carga axial también tiene que ser aplicada en el centro de gravedad.



NOTA: Cuando se trate el caso del diseño de una zapata con carga axial y un momento flector aplicado sólo se tomarán los datos correspondientes; en función de la dirección del momento aplicado.

Debe tenerse presente que la presión máxima ( $q_{m\acute{a}x.}$ ) a la que está actuando el suelo no supere la presión admisible ( $q_a$ ). Y la presión mínima no sea negativa, porque indicaría que existe tensión en la superficie de contacto entre el suelo y la base de la zapata, y es obvio que el suelo no puede someterse a esfuerzo de tensión.

### Cortante en las zapatas

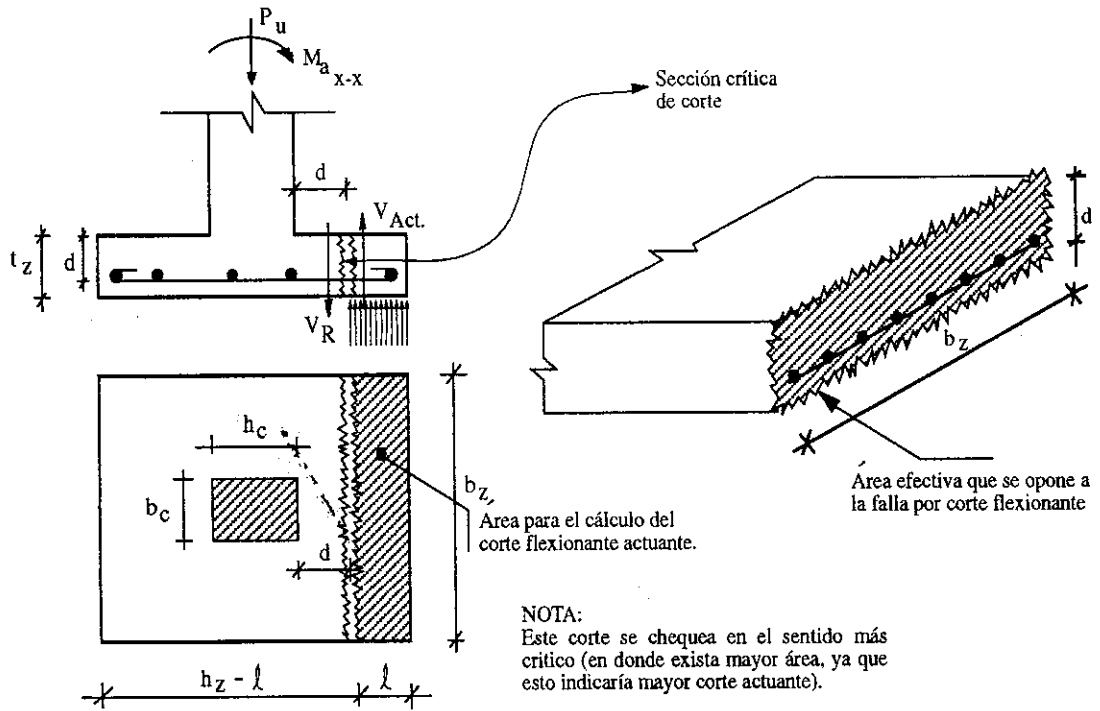
El comportamiento de las zapatas en cortante no es diferente del de las vigas y losas de entrepiso. Por consecuencia, en el diseño por cortante de las cimentaciones, se aplicarán los mismos principios y expresiones que se utilizan para el cortante y la tensión diagonal.

La resistencia en cortante de las losas y las zapatas, en la vecindad de las reacciones de las columnas, está gobernada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

#### 1) Corte flexionante o corte simple (Acción de viga)

Según el reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI), la falla por corte se puede considerar vertical. Así que la sección crítica de cortante en las zapatas se extiende en un plano, a través de todo el ancho y que se localiza a una distancia "d", a partir de la cara de la carga concentrada o área de reacción.





$$F.C.U. = \frac{1.4 * CM + 1.7 * CV}{CM + CV}$$

$$q_{d.u.} = F.C.U. * q_{m\acute{a}x.}$$

$$V_{Act.} = q_{d.u.} * b_z * l$$

$$l = \frac{h_z - h_c}{2} - d$$

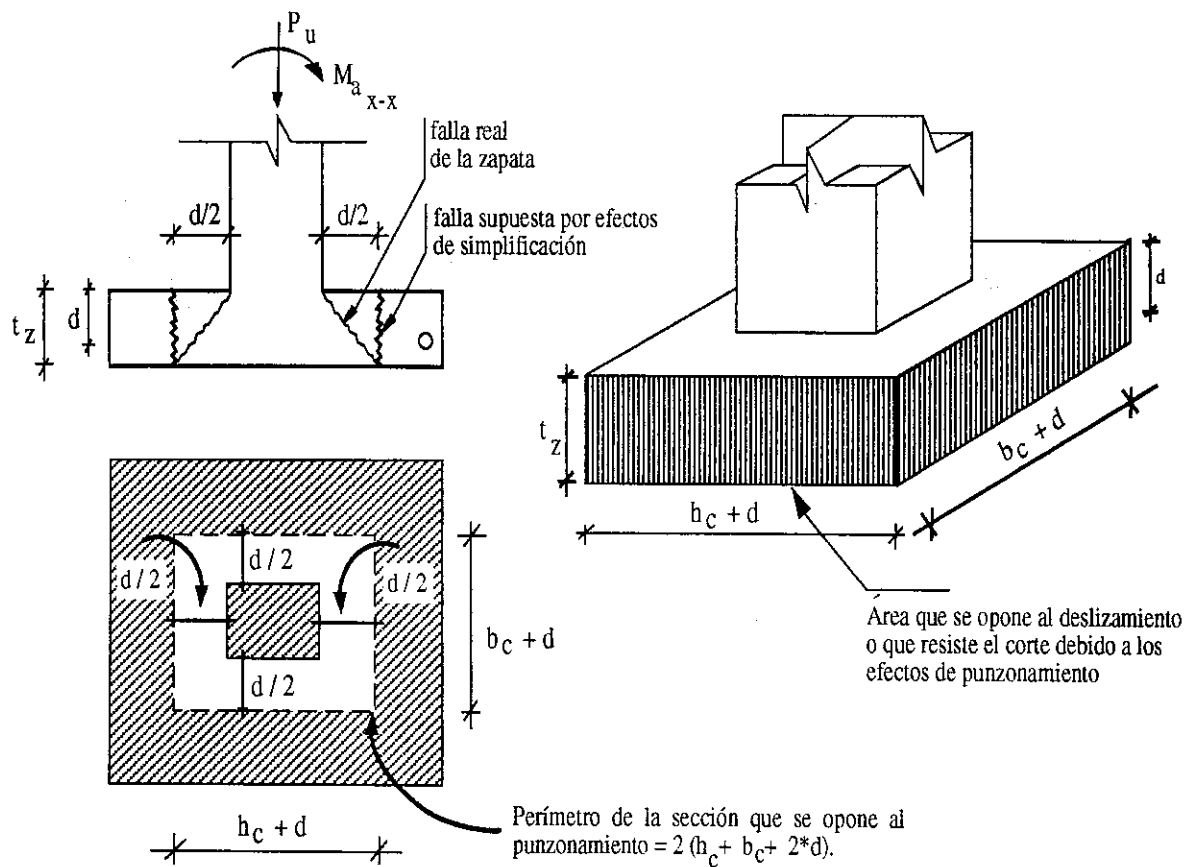
$$V_{Act.} = q_{d.u.} * b_z * \left( \frac{h_z - h_c}{2} - d \right)$$

$$V_R = \emptyset * 0.53 * (f'_c)^{1/2} * d * b_z; \text{ de donde } \emptyset = 0.85$$

Para que la zapata resista satisfactoriamente se tiene que cumplir que  $V_R > V_{Act.}$  en caso contrario; se necesita aumentar las dimensiones del área efectiva que se opone al corte (aumentar peralte; si es crítico también la base).

## 2) Acción de Punzonamiento (Corte punzonante)

Este corte es producido debido al efecto que provoca la columna al intentar traspasar la zapata. La forma geométrica del corte está limitada por la forma de la base de la columna. Por simplificación se supone que la falla de la sección crítica es perpendicular al plano de la losa de la zapata. El perímetro de la sección crítica de corte siempre se presenta a una distancia  $d/2$  a partir de la cara del apoyo.



$$V_R = 1.06 * \emptyset * (f'_c)^{1/2} * (2(h_c + b_c + 2*d)) * d ; \emptyset = 0.85$$

$$V_R = 2.12 * \emptyset * d * (h_c + b_c + 2*d) * (f'_c)^{1/2} ; \emptyset = 0.85$$

$$V_A = (b_z * h_z - (h_c + d) * (b_c + d)) * (q_{d,u})$$

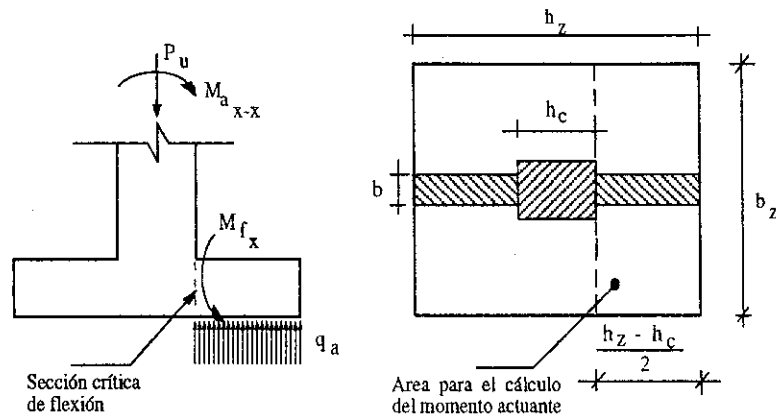
Si  $V_R > V_A$ , esto indica que el peralte asumido es correcto en caso contrario es necesario aumentar el peralte.

NOTA: Para el corte flexionante es necesario chequear ambos sentidos de la zapata y comparar los cortes actuantes con los resultantes, correspondientes en ambos casos.

### Diseño de refuerzo a flexión

El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá calcularse haciendo pasar un plano vertical (en la sección crítica), a través de la zapata y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical, calculando el momento actuante como voladizo.

Si en uno de los sentidos no existiera flexión, entonces se refuerza únicamente con acero por temperatura. Y si en uno de los sentidos a reforzar el área de acero necesario es menor que el  $A_s_{\text{mín}}$ , entonces se refuerza con esta última.



Así como se diseñan las losas macizas mediante una viga unitaria de base  $b$  ( $b = 100$  Cms), así también se calculará el acero para las zapatas.

En secciones anteriores se dió a conocer el momento correspondiente para calcular el acero necesario para soportar las cargas en un voladizo.

$$M = (W \cdot L^2) / 2$$

$$M_{f_x} = \frac{(q_{d.u.} \cdot b) \cdot ((h_z - h_c) / 2)^2}{2} = \frac{(q_{d.u.} \cdot b) \cdot (h_z - h_c)^2}{8}$$

$$M_{f_y} = \frac{(q_{d.u.} \cdot b) \cdot (b_z - b_c)^2}{8}$$

Es necesario chequear el momento actuante ( $M_f$ ), en ambos sentidos de la zapata. Para luego determinar quién de los dos momentos es mayor y con éste modificar el peralte ( $d$ ), con el objetivo de incrementarlo. Ya que a mayor momento se necesita mayor inercia (mayor peralte).

$$d_{mod.} = d + \frac{\phi_x}{2} + \frac{\phi_y}{2}$$

Para la cama de refuerzo superior:  $\Rightarrow$  Momento menor y peralte menor ( $d$ )  
 Para la cama de refuerzo inferior:  $\Rightarrow$  Momento mayor y peralte mayor ( $d_{mod.}$ )

Datos para el cálculo del área de acero ( $A_s$ ), usando la misma fórmula para reforzar a tensión.

$M_f$  en Kgs-Mt,  $b = 100$  Cms,  $d$  o  $d_{mod.}$  en Cms,  $f'_c$  y  $F_y$  en Kgs/Cms<sup>2</sup>.

Recuérdese que el  $A_s$  calculada es con respecto a  $b$  (100 Cms), por tanto es necesario calcular el espaciamiento del refuerzo ( $S_z$ ) en función de este dato.

Datos importantes:

- Recubrimiento mínimo del refuerzo en zapatas = 7.5 Cms.
- El peralte de las zapatas, arriba del refuerzo superior, no debe ser menor de 15 Cms. para zapatas apoyadas sobre el terreno;

$$\text{Refuerzo mínimo en zapatas} = 0.002 \cdot b \cdot d_{mod.}$$

- Espaciamiento máximo del refuerzo ( $S$ )

$$S_{máx.} \leq 5 \cdot t_z \leq 45 \text{ Cms. (refuerzo por temperatura)}$$

$$S_{máx.} \leq 3 \cdot t_z \leq 45 \text{ Cms. (refuerzo por flexión)}$$

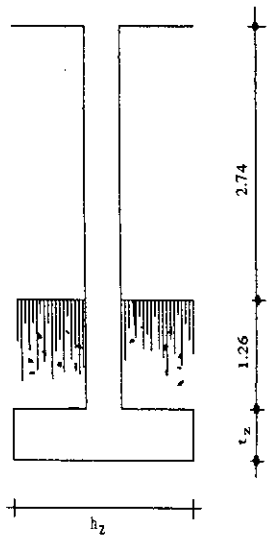
$$S_{máx.} \leq 2 \cdot t_z \leq 45 \text{ Cms. (refuerzo en zonas críticas)}$$

De la misma forma que se diseñaron las columnas críticas (señaladas con \*), se hará el diseño de las zapatas. En función del lugar de aplicación de la fuerza axial y los momentos. Existen tres tipos de zapatas; tal como se presentarán a continuación.

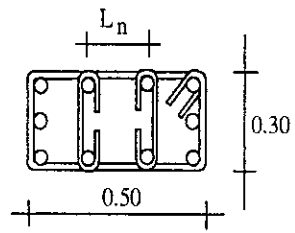
Para no redundar demasiado en el tema se analizarán todos los casos; para determinar si chequean con el diseño de las zapatas críticas. Y para los elementos que no soporten los esfuerzos satisfactoriamente se diseñarán y se presentarán sólo los resultados obtenidos.

**Esfuerzos de análisis del elemento perteneciente tanto al eje paralelo al eje # 7 como al marco paralelo al eje # F, del Sector 1**

**Diagrama del Conjunto**



**Sección de la Columna**



**Esfuerzos a soportar**

$$P_u = 17,717.41 \text{ Kgs.}$$

$$M_{a_{x-x}} = 12,099.41 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$M_{a_{y-y}} = 9,964.41 \text{ Kgs-Mt.}$$

**Datos Estructurales y de resistencia**

$$f'_c = 210 \text{ Kgs/Cm}^2. \quad P_s = 1,400 \text{ Kgs/Mt}^3.$$

$$F_y = 2810 \text{ Kgs/Cm}^2. \quad P_c = 2,400 \text{ Kgs/Mt}^3.$$

$$V_s = 16,000 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

**1) Diseño del área de la zapata:**

$$F.C.U. = \frac{1.4 * CM + 1.7 * CV}{CM + CV} = \frac{1.4 * 1665.72 + 72 + 1.7 * 540}{1665.72 + 540} = 1.47$$

**Cálculo de las cargas de servicio**

$$P_{u_s} = \frac{17,717.41}{1.47} = 12,052.66 \text{ Kgs.}$$

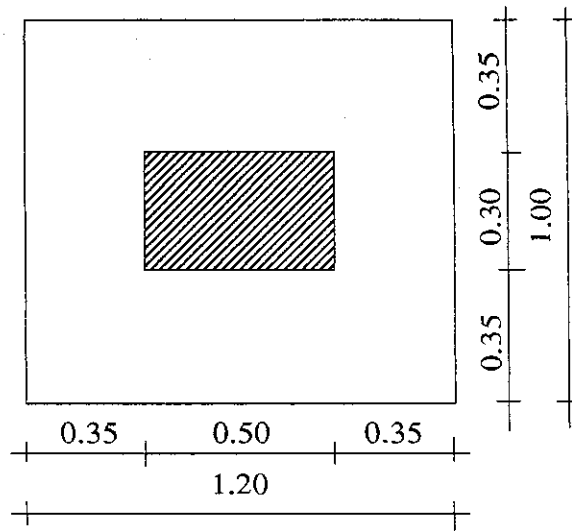
$$M_{a_{x-x}_s} = \frac{12,099.41}{1.47} = 8,230.89 \text{ Kgs-Mt}$$

$$M_{a_{y-y}_s} = \frac{9,964.41}{1.47} = 6,778.51 \text{ Kgs-Mt}$$

**Cálculo del área inicial de la zapata**

$$A_z = \frac{1.5 * P_u}{V_s} = \frac{1.5 * 12,052.66}{16,000} = 1.13 \text{ Mts}^2.$$

Se tomará como área inicial a un área simétrica con respecto a la sección de la columna.



Por tanto se tiene como área inicial de la zapata =  $A_z = h_z * b_z = 1.20 * 1.00 = 1.20 \text{ Mts}^2$ .

**Cálculo del peso total sobre la base inferior de la zapata**

- Peso debido al suelo que soporta la zapata sobre sí =  $1.20 * 1.26 * 1400 = 2,116.80 \text{ Kgs.}$
- Peso de la cantidad de concreto que conforma la zapata =  $1.20 * 0.30 * 2400 = 864.00 \text{ Kgs.}$
- Fuerza axial del análisis (ya factorizada) =  $12,052.66/1.47 = 12,052.66 \text{ Kgs.}$   
Fuerza Axial Total =  $15,033.46 \text{ Kgs.}$

El peso propio de la columna de la planta baja no se tomó en cuenta porque ya fue incluido en el análisis estructural.

**Cálculo de las excentricidades:**

$$e_x = \frac{M_{a_{x-x}}}{P_u} = \frac{80230.89}{15,033.46} = 0.55 \text{ Mts, que es } > \frac{h_z}{6} = \frac{1.20}{6} = 0.20 \text{ Mts.}$$

$$e_y = \frac{M_{a_{y-y}}}{P_u} = \frac{6,778.51}{15,033.46} = 0.45 \text{ Mts, que es } > \frac{b_z}{6} = \frac{1.00}{6} = 0.17 \text{ Mts.}$$

Como las excentricidades se salen de los límites establecidos; lo que indica que se encuentran fuera del núcleo de sección. Por consiguiente al utilizar las primeras fórmulas se obtendrán resultados incorrectos. Por efectos de comprobación se presentan a continuación.

$$q_{\max.} = \frac{15,033.46}{1.20} + \frac{6 * 8,230.89}{1.00 * 1.20^2} + \frac{6 * 6,778.51}{1.00^2 * 1.20} = 80,715.81 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\min.} = \frac{15,033.46}{1.20} - \frac{6 * 8,230.89}{1.00 * 1.20^2} - \frac{6 * 6,778.51}{1.00^2 * 1.20} = 55,660.04 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

Tal como se puede observar, los resultados no son lógicos y en base a esto es necesario usar las fórmulas planteadas anteriormente.

De donde:

$$q_{\max. \text{ x-x}} = \frac{4 * 15,033.46}{3 * 1.00 * (1.20 - 2 * 0.50)} = 200,446.13 \text{ Kgs-Mt}^2$$

$$q_{\max. \text{ y-y}} = \frac{4 * 15,033.46}{3 * 1.20 * (1.00 - 2 * 0.41)} = 167,038.44 \text{ Kgs-Mt}^2$$

Como  $q_{\max.}$  toma el mayor de los dos valores interiores, se puede observar que  $q_{\max.} > V_s$ , entonces es necesario aumentar el área de la zapata. Si se aumenta a las dimensiones de  $h_z * b_z = 1.70 * 1.50 = 2.55 \text{ Mts}^2$ , se tiene los siguientes resultados.

### Cálculo de la carga axial

- Peso del suelo s/zapata	=	4,498.20	Kgs.
- Peso propio de la zapata	=	1,836.00	Kgs.
- Fuerza axial (Factorizada)	=	12,052.66	Kgs.
Fuerza Total	=	18,386.86	Kgs.

$$e_x = \frac{8,230.89}{18,386.86} = 0.41 \quad e_y = \frac{6,778.51}{18,386.86} = 0.34$$

$$q_{\max. \text{ x-x}} = \frac{4 * 18,386.86}{3 * 1.5 * (1.7 - 2 * 0.41)} = 20,429.84 \text{ Kgs-Mt}^2$$

$$q_{\max. \text{ y-y}} = \frac{4 * 18,386.86}{3 * 1.7 * (1.5 - 2 * 0.34)} = 18,975.09 \text{ Kgs-Mt}^2$$

Como  $q_{\max.}$  sigue siendo mayor que el  $V_s$ , es necesario aumentar el área de la zapata =>  $h_z * b_z = 1.90 * 1.60 = 3.04 \text{ Mts}^2$ .

- Peso del suelo s/zapata	=	5,362.56	Kgs.
- Peso propio de la zapata	=	2,188.80	Kgs.
- Fuerza axial (Factorizada)	=	12,052.66	Kgs.
Fuerza Total	=	19,604.02	Kgs.

$$e_x = \frac{8,230.89}{19,604.02} = 0.42 \quad e_y = \frac{6,778.51}{19,604.02} = 0.34$$

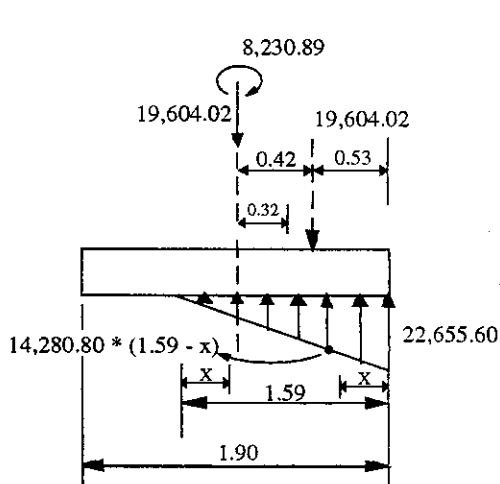
$$q_{\max. \text{ x-x}} = \frac{4 * 19,604.02}{3 * 1.60 * (1.90 - 2 * 0.42)} = 15,411.97 \text{ Kgs (} q_{\max.} \text{)}$$

$$q_{\max. \text{ y-y}} = \frac{4 * 19,604.02}{3 * 1.90 * (1.60 - 2 * 0.34)} = 15,285.79 \text{ Kgs}$$

Tal como se puede observar, los últimos dos valores obtenidos cumplen con ser menores que el valor soporte del suelo ( $V_s$ ), mencionado anteriormente, entonces el área de la zapata =  $A_z = h_z * b_z = 1.90 * 1.60 = 3.04 \text{ Mts}^2$ , cumple satisfactoriamente

$$\left. \begin{array}{l} q_{\max. \text{ x-x}} = 15,411.97 < 16,000.00 \\ q_{\max. \text{ y-y}} = 15,285.79 < 16,000.00 \end{array} \right\} \text{ Si en algún cálculo se necesita un valor crítico de la presión máxima se tomará el mayor de las dos direcciones (} q_{\max.} = 15,411.97 \text{ Kgs-Mt}^2 \text{)}$$

Por efectos de simplificación, únicamente en este caso se hará la representación del diagrama de presiones en la dirección del eje x-x.



$$h_z/2 - e_x = \frac{1.90}{2} - 0.42 = 0.53$$

Como la distribución de la presión se asume uniforme, entonces es posible calcular su valor en cualquier parte de la zapata, mediante el triángulo que se presenta bajo la misma.

$$\tan(\theta) = \frac{15,411.97}{1.59} = \frac{w}{1.59 - x}$$

$$\Rightarrow w = 9693.06 * (1.59 - x)$$

$$W_u = 1.47 * 9693.06 * (1.59 - x)$$

$$W_u = 14,248.80 * (1.59 - x)$$

### Cálculo de la presión de diseño última y del peralte

$$q_{d.u} = 1.47 * q_{\max. \text{ x-x}} = 1.47 * 15,041.97 = 22,655.60 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

### Cálculo de las presiones a utilizar tanto en el corte flexionante como el punzonante.

En las fórmulas anteriores se utilizó la presión máxima para el cálculo de los cortes, pero en este caso las presiones varían demasiado por lo tanto se tendrá que realizar otro análisis.

Para el corte flexionante la sección crítica se localiza a una distancia "d" a partir de la cara de la carga concentrada (columna), entonces se tiene el valor de "x" siguiente:

En la dirección del eje X-X

$$x = \frac{h_z - h_c}{2} - d = \frac{1.90 - 0.50}{2} - 0.20 = 0.50$$

$$q_{\text{máx.}} = 9693.06 * (1.59 - 0.50) = 10,565.44 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{d.u.}} = 1.47 * 10,565.44 = 15,531.20 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

En la dirección del eje Y-Y

$$y = \frac{b_z - b_c}{2} - d = \frac{1.60 - 0.30}{2} - 0.20 = 0.45$$

$$q_{\text{máx.}} = 11,322.81 * (1.35 - 0.45) = 10,190.53 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{d.u.}} = 1.47 * 10,190.53 = 14,980.08 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

Para el corte punzonante la sección crítica se localiza a "d/2", a partir de la cara de la carga concentrada (columna), entonces se tiene el valor de "x" siguiente:

En la dirección del eje x-x

$$x_1 = \frac{h_z - h_c}{2} - \frac{d}{2} = \frac{1.90 - 0.50}{2} - \frac{0.20}{2} = 0.60$$

$$x_1 = \frac{h_z - h_c}{2} + h_c + \frac{d}{2} = \frac{1.90 - 0.50}{2} + 0.50 + \frac{0.20}{2} = 1.30$$

$$q_{\text{máx.}} (x_1) = 9,693.06 * (1.59 - 0.60) = 9,596.13 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{d.u.}} = 1.47 * 9,596.13 = 14,106.31 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{máx.}} (x_2) = 9,693.06 * (1.59 - 1.30) = 2,810.99 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{d.u.}} = 1.47 * 2,810.99 = 4,132.16 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

En la dirección del eje Y-Y

$$y_1 = \frac{b_z - b_c}{2} - \frac{d}{2} = \frac{1.60 - 0.30}{2} - \frac{0.20}{2} = 0.55$$

$$y_1 = \frac{b_z - b_c}{2} + b_c + \frac{d}{2} = \frac{1.60 - 0.30}{2} + 0.30 + \frac{0.20}{2} = 1.05$$

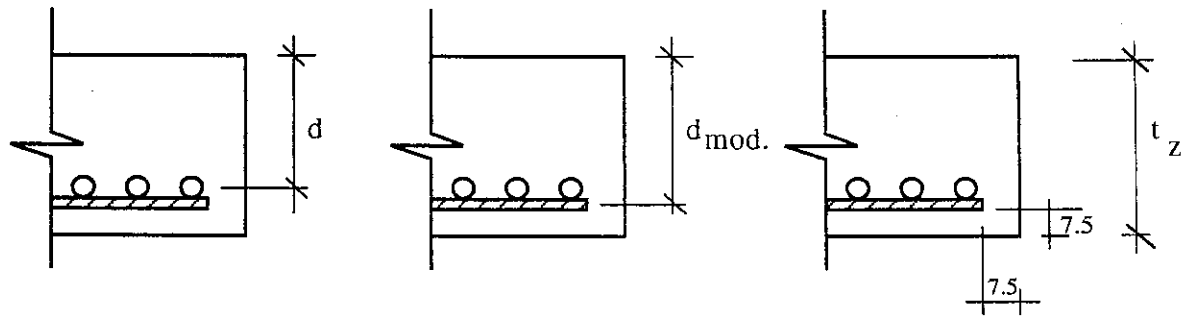
$$q_{\text{máx.}} (y_1) = 11,322.81 * (1.35 - 0.55) = 9,058.25 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{d.u.}} = 1.47 * 9,058.25 = 13,315.63 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{máx.}} (y_2) = 11,322.81 * (1.35 - 1.05) = 3,396.84 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$q_{\text{d.u.}} = 1.47 * 3,396.84 = 4,993.35 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

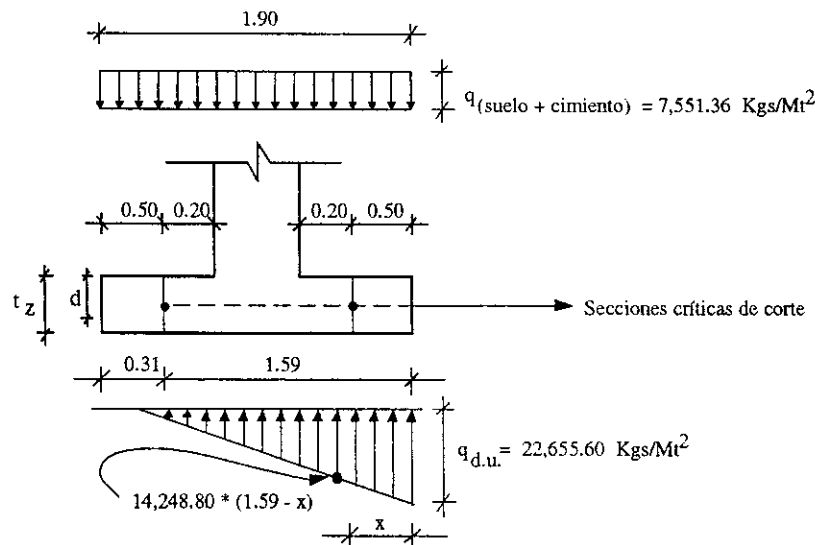




Tomando como diámetro crítico el de una varilla # 5 y como recubrimiento al mínimo permitido =  $R = 7.5$  Cms.

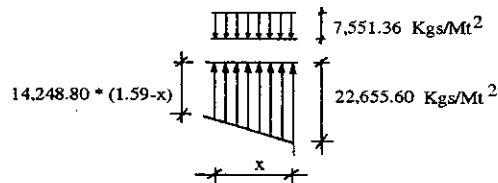
$$d_{mod.} = t_z - R - \frac{\varnothing}{2} = 30 - 7.5 - 1.588/2 = 21.71 \text{ Cms.} = 0.22 \text{ Mts.}$$

$$d = t_z - R - 3 \cdot \frac{\varnothing}{2} = 30 - 7.5 - 3 \cdot 1.588/2 = 20.12 \text{ Cms.} = 0.20 \text{ Mts.}$$



Existen 2 formas de calcular el máximo corte actuante; una de ellas es elaborando la ecuación, para luego calcularle la derivada e igualarla a cero, para determinar el punto en donde se hace máximo el corte actuante. Y la otra es mediante el área en la sección crítica.

Para el cálculo de la ecuación de corte en la zapata se puede utilizar el ancho de la misma ( $b_z$ ) o tratarla como una viga unitaria ( $b=1.00$  mts) así como en este caso. La sumatoria de fuerzas se hará solo en la longitud de "x" (Sólo en el intervalo  $0 \leq x \leq 1.59$ ).



Para calcular la resultante de la presión indicada es necesario determinar el área de la misma.

$$(+)\downarrow \sum F_v = 7,551.36 * x - \frac{(22,655.60 + 14,248.80 * (1.59 - x)) * x}{2}$$

Simplificando:  $\sum F_v = 7,124.40 * x^2 - 15,104.24 * x$

Derivando: 
$$\frac{d(\sum F_v)}{dx} = 2 * 7,124.40 * x - 15,104.24$$

Igualando a cero y despejando "x". => x = 1.06 mts.

Pero como el valor de "x" es mayor que la longitud permitida, esto indica que se encuentra dentro de la zona definida por "d"; y por tanto, no es aceptable. Siempre es oportuno sustituir el valor de "x" de la sección crítica de corte flexionante.

Sustituyendo en la ecuación general del corte el valor de x = 0.50 se obtiene:

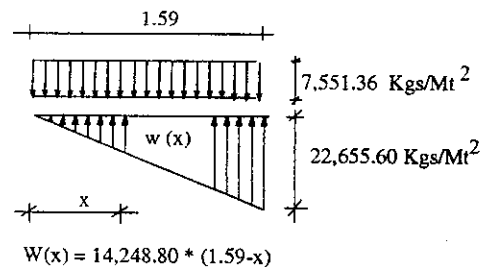
$$V_{Act.} = 7,124.40 * (0.5)^2 - 15,104.24 * (0.5) = - 5,771.02 \text{ Kgs.}$$

Evaluando el corte en el lado izquierdo de la zapata se tiene lo siguiente.

$$(+)\downarrow \sum F_v = 0.31 * 7,551.36 + 7,551.36 * x$$

Simplificando:

$$\sum F_v = 2,340.92 + 7,551.36 * x - 7,124.40 * x^2.$$



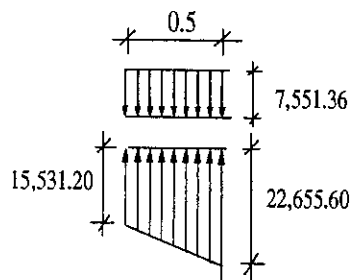
Derivando, igualando a cero y despejando a "x", tenemos que x= 0.53 mts.

Por tanto la distancia a partir del borde de la zapata = 0.31 + 0.53 = 0.84, que también se encuentra dentro del límite establecido por el peralte "d" así que tampoco es aceptable. Al igual que el caso anterior también se sustituirá el valor correspondiente de "x" en la sección crítica de corte.

$$V_{Act.} = 2,340.92 + 7,551.36 * 0.19 - 7,124.40 * (0.19)^2 = 3,518.49 \text{ Kgs.}$$

Como comprobación se puede observar que (1.06 + 0.53 = 1.59) ambos valores encontrados coinciden en el mismo punto.

Calculando el corte actuante mediante las fórmulas basadas en el área crítica se tiene; que en el extremo derecho la presión  $q_{d.u.} = 22,655.60 \text{ Kgs/Mt}^2$ . y en la sección crítica =  $W(0.50) = 14,248.80 * (1.59 - 0.50) = 15,531.20 \text{ Kgs/Mt}^2$ .



$$q_{promedio.} = \frac{22,655.60 + 15,531.20}{2} = 19,093.40 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$V_{ACT.} = \underbrace{q_{promedio.} * b * \left(\frac{h_z - h_c}{2} - d\right)}_{\text{Área de Trapecio}} - \underbrace{(q_{suelo+cimieno}) * \left(\frac{h_z - h_c}{2} - d\right) * b}_{\text{Área del Rectángulo}}$$

$$V_{ACT.} = 19,093.40 * 1 * \left( \frac{1.90 - 0.50}{2} - 0.20 \right) - 7551.36 * \left( \frac{1.90 - 0.50}{2} - 0.20 \right)$$

$$V_{ACT.} = 5,771.02 \text{ Kgs.}$$

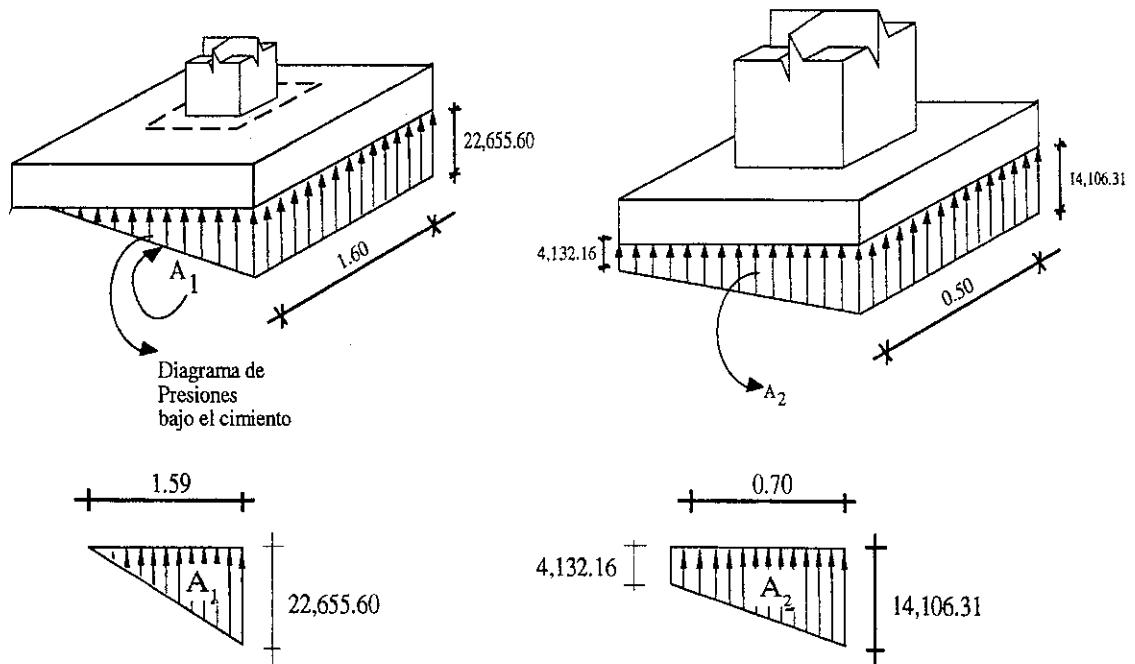
(Que es el mismo corte que se tiene como resultado en la primera ecuación)

### Cálculo del corte resistente:

$$V_{ACT.} = \emptyset * 0.53 * (f'_{\rho})^{1/2} * b * d = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 100 * 20 = 13,056.73 \text{ Kgs.}$$

Tal como puede observarse el  $V_R$  es mayor que todos los cortes actuantes calculados, entonces el peralte asumido se toma como aceptable, ya que satisface las condiciones de soportar todos los esfuerzos provocados por el corte flexionante. Este corte también se chequeó en la dirección del eje Y-Y, en donde los resultados obtenidos fueron satisfactorios.

### 3) Chequeo del corte punzocortante



$$A_1 = (1/2) * (1.59) * (22,655.60)$$

$$A_1 = 18,011.20 \text{ Kgs/Mt}$$

$$A_2 = \left( \frac{4,132.16 + 14,106.31}{2} \right) * 0.70$$

$$A_2 = 6,383.46 \text{ Kgs/Mt.}$$

**Cálculo del corte actuante:**

$$V_{ACT.} = 18,011.20 * 1.60 - 6,383.46 * 0.50 - 7,551.36 * 1.90 * 1.60$$

$$V_{ACT.} = 2.670.06 \text{ Kgs.}$$

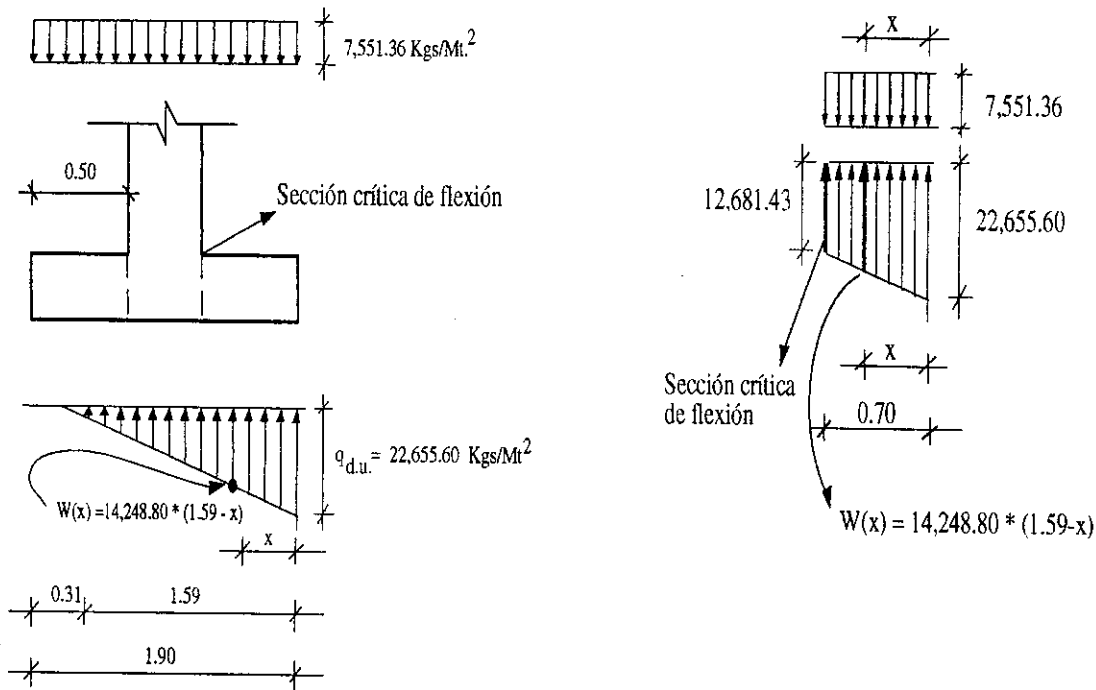
**Cálculo del corte resistente:**

$$V_R = 1.06 * \emptyset * (f'c)^{1/2} * (2 (hc + bc + 2 * d) * d)$$

$$V_R = 1.06 * 0.85 * (210)^{1/2} * (2 * (50 + 30 + 2 * 20) * 20) = 62,672.31 \text{ Kgs.}$$

Como  $V_R > V_{ACT.}$ ; entonces el peralte analizado satisface los efectos de corte flexionante a que será sometida la zapata.

**4) Diseño del Refuerzo por Flexión:**



**Cálculo de la cantidad de acero en la dirección X-X**

Calculando la ecuación general de corte se tiene que:

$$(+)\downarrow \Sigma F_v = 7,551.36 * x - \left( \frac{22,655.60 + 14,248.40 * (1.59 - X)}{2} \right) * (x)$$

$$(+)\downarrow \Sigma F_v = -15,104.24 * x + 7,124.20 * x^2$$

Para encontrar el momento máximo es necesario igualar a cero la ecuación anterior y despejar a "x", para encontrar el punto en donde se localiza dicho momento.

Si  $\sum F_v = V(x) = 0 \Rightarrow x_1 = 0$  ó  $x^2 = 2.12$ ; pero como el valor de "x" siempre debe encontrarse en el intervalo de  $0 \leq x \leq 1.59$ . Entonces el único valor aceptable es el de  $x_1 = 0$

Calculando la presión en los puntos críticos se tiene:

$$\text{Para } x_1 = 0 \Rightarrow W(0) = 14,248.80 * (1.59 - 0) = 22,655.60 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

$$\text{Para } x_2 = 0.70 \Rightarrow W(0.70) = 14,248.80 * (1.59 - 0.70) = 12,681.43 \text{ Kgs/Mt}^2.$$

El cálculo de los momentos se hará respecto a la sección crítica de flexión, por medio de una viga unitaria ( $b=1.00$  mt); en las dos direcciones. Para calcular este momento se utilizará el método de áreas, que consiste en determinar el área y centro de gravedad y con estos datos se determina el movimiento desde la sección crítica.

Para utilizar el método en una forma sencilla se dividirá el área del trapecio en un triángulo y un rectángulo, tal como se muestra posteriormente.

$$\begin{aligned} \left( \int + M_{f_x} \right) &= - (7,551.36 * x * b) * (x/2) + ( 14,248.80 * (1.59 - x) * x * b) * (x/2) \\ &+ (1/2 * x * b * (22,655.60 - 14,248.80 * ( 1.59 - x))) * (2/3 * x) \end{aligned}$$

Simplificando se tiene que:

$$M_{f_x} = (7,552.12 - 2,374.80 * x) * x^2 * b$$

$$\text{Para } X = 0.70 \text{ (En la sección crítica de flexión)} \Rightarrow M_{f_x} = 2,885.98 \text{ Kgs-Mt.}$$

$$\begin{aligned} \left( \int + M_{f_y} \right) &= - (7,551.36 * y * b) * (y/2) + ( 16,644.53 * (1.35 - y) * y * b) * (y/2) \\ &+ (1/2 * y * b * (22,470.11 - 16,644.53 * ( 1.35 - y))) * (2/3 * y) \end{aligned}$$

$$M_{f_y} = (7,552.12 - 2,374.80 * y) * y^2 * b$$

$$\text{Para } y = 0.65 \text{ (en la sección crítica de flexión)} \Rightarrow M_{f_y} = 2,389.75 \text{ Kgs-Mt.}$$

Datos para calcular el acero en la cama inferior del armado de la zapata, como en la dirección del eje X-X; se aplica el mayor momento entonces necesita mayor inercia (mayor peralte); por tanto la cama inferior

$$\left. \begin{array}{l} M_{f_x} = 2,885.98 \text{ Kgs-Mt.} \quad f_c = 210 \text{ Kgs/Cm}^2. \\ b = 100 \text{ Cms.} \quad F_y = 2810 \text{ Kgs/Cm}^2. \\ d_{\text{mod.}} = 22 \text{ Cms.} \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 5.29 \text{ Cms}^2.$$

**Cálculo de la cantidad de barras de acero que conformarán el armado de la cama inferior de la zapata.**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 5.290 \text{ Cms}^2. \Rightarrow b = 100 \text{ Cms.} \\ A_{s_v} = 1.981 \text{ Cm}^2. \Rightarrow S \end{array} \right\} \Rightarrow S = 37.45 \text{ Cms}$$

El espaciamiento solicitado en función del área de acero de la varilla # 5 es menor que todos los límites establecidos.

$A_{s_{\text{mín.}}} = 0.002 * b * t_z = 0.002 * 100 * 30 = 6.0 \text{ Cms}^2$ , como es mayor que el área requerida se tendrá que armar con  $A_{s_{\text{mín.}}}$ .

$$\left. \begin{array}{l} A_{s_{\text{mín.}}} = 6.0 \text{ Cms}^2. \Rightarrow b = 100 \text{ Cms.} \\ A_{s_v} = 1.981 \text{ Cm}^2. \Rightarrow S \end{array} \right\} \Rightarrow S = 33.02 \text{ Cms}$$

$$\text{No. de barras a colocar} = \frac{1.60 - 2 * (0.075)}{0.3302} = 4.39 \text{ barras}$$

$$\text{Por consiguiente se colocarán 5 barras \# 5 a una distancia} = \frac{1.60 - 2 * (0.075)}{5} = 0.29 \text{ Mts} = 29 \text{ Cms. entre ellas.}$$

**Datos para calcular el armado en la cama superior de la zapata**

$$\left. \begin{array}{l} M_{r_y} = 2,389.75 \text{ Kgs-Mt.} \\ b_y = 100 \text{ Cms.} \\ d = 20 \text{ Cms} \\ f_c = 210 \text{ Kgs/Cms}^2. \\ F_y = 2,810 \text{ Kgs/Cms}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow A_s = 4.82 \text{ Cms}^2. < A_{s_{\text{mín.}}} \\ \text{Por tanto 1 Var. \# 5 @ 0.29 Mts.}$$

**NOTA:** Luego de analizar los casos críticos retantes se determinó que en todos ellos se satisfacen los esfuerzos con la misma área y el mismo refuerzo ó con menos parámetros que los anteriormente mencionados.

Por consiguiente todas las zapatas serán constituidas de la misma forma, y difieren sólo en la ubicación de la columna respectiva.

### Cantidades de trabajo y sus costos

El cálculo del costo de la estructura se realizará determinando el precio por cada unidad, multiplicándolo por la cantidad de unidades a utilizar y afectando el producto por un factor que toma en cuenta los imprevistos en el manejo del material. Para diferente material se utilizará diferente factor, ya que no es el mismo desperdicio en el acero (1.15), en el repello (1.18), en el adobe (1.05), etc.. y en base a lo expuesto anteriormente se presenta la siguiente tabla de resultados:

DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	Unidad de Medida	Cantidad de unidades	Precio Unitario en Quetzales	Precio Total en Quetzales
1. Cimento corrido	M.L.	411.60	Q. 47.51	Q.19,555.12
2. Solera hidrófuga	M.L.	411.60	23.18	9,540.89
3. Solera Intermedia	M.L.	640.93	19.56	12,536.59
4. Solera de Sillar	M.L.	68.70	21.13	1,451.63
5. Solera de Corona (Sector No. 3)	M.L.	82.67	23.18	1,916.29
6. Levantado de muros	Mt <sup>2</sup> .	933.68	22.95	21,427.96
7. Vigas (diferente armados)	M.L.	567.54	115.84	65,746.10
8. Columna (Tipo A)	M.L.	277.20	134.18	37,194.69
9. Columna (Tipo pequeño)	M.L.	699.30	22.14	15,482.50
10. Repello y tallado	Mt <sup>2</sup> .	4,674.26	1.87	8,740.38
11. Cernido	Mt <sup>2</sup> .	4,674.26	1.63	7,619.04
12. Piso cerámico (0.30 * 0.30)	Mt <sup>2</sup> .	1,047.29	59.00	61,790.11
13. Piso de granito de mármol	Mt <sup>2</sup> .	254.15	38.00	9,657.70
14. Ladrillo Tubular	Millar	1.35	480.00	648.00
15. Losas nervadas	Mt <sup>2</sup> .	1,157.07	99.83	115,510.30
16. Losas Macizas	Mt <sup>2</sup> .	102.75	55.65	5,718.04
17. Accesorios para la construcción de aguas servidas	Global	1	8,223.50	8,223.50
18. Accesorios para la construcción de agua potable	Global	1	5,795.74	5,795.74
19. Accesorios sanitarios	Global	1	6,000.00	6,000.00
20. Instalación eléctrica de fuerza	Global	1	4,432.55	4,432.55
21. Instalación eléctrica de iluminación	Global	1	24,719.44	24,719.44
22. Sistema de gradas	Global	1	5,126.55	5,126.55
23. Estructura cubierta de techo	Global	1	9,500.00	9,500.00
24. Baranda	Global	1	5,760.00	5,760.00
25. Puertas tipo cortina (de metal)	Unidad	20	4,800.00	96,000.00
26. Puerta de cortina metálica (con puerta pequeña incluida)	Unidad	1	6,200.00	6,200.00
27. Puertas de Madera para oficina	Unidad	6	700.00	4,200.00
28. Puertas de madera con rejas para sanitarios	Unidad	36	420.00	15,120.00
29. Banqueta externa	Mt <sup>2</sup> .	52.96	105.00	5,560.80
30. Ventanas	Global	1	20,560.00	20,560.00
31. MANO DE OBRA	Global	1	188,419.90	188,419.90
<b>COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA</b>	<b>Global</b>	<b>1</b>	<b>---</b>	<b>Q.810,152.87</b>





## CONCLUSIONES:

1. Al diseñar una estructura en una zona de alto riesgo y con antecedentes catastróficos; como es el caso del departamento de Totonicapán, que según informaciones del INSIVUHMEN se han registrado movimientos telúricos con intensidades mayores que  $8^\circ$  en la escala de Mercalli Modificada. Se determinó la necesidad de cumplir con todos los requisitos sísmicos establecidos por el reglamento de concreto reforzado, para garantizar con ello un comportamiento dúctil.
2. Por la influencia del sismo se puede observar en los resultados del análisis estructural, que los esfuerzos predominantes en todos los elementos son los de flexión, y prueba de ello es que en la propuesta de armado de los esfuerzos de corte fueron satisfechos con los requisitos de acero mínimo.
3. De acuerdo con el análisis estructural realizado en cada sector que conforma el edificio del centro comercial, se determinó que la envolvente, resultante de las combinaciones de fuerzas gravitacionales y las laterales de sismo, predominó en el comportamiento de la estructura y en el diseño de todos los elementos estructurales. En tanto que, en las combinaciones en donde solo intervinieron las cargas gravitacionales no se consideraron como críticas.
4. Mediante el estudio de mercado se determinó que existe demanda de locales cómodos, seguros y amplios, para agencias bancarias, tiendas típicas, venta de electrodomésticos, etc... Y en función de ello, se tomó la decisión de las dimensiones y el tipo de sistema estructural a diseñar.
5. Es vital darle la importancia que tienen los nudos en una estructura, ya que en ellos es donde ésta absorbe la mayor parte de la energía provocada por los esfuerzos a los que será sometida la misma. Y en conclusión es necesario confinar todas las vigas y columnas para que la estructura en conjunto adquiriera una ductilidad adecuada, para que no sufra daños severos al no poder oscilar, en función de la intensidad del sismo.
6. Cuando las vigas y columnas de una estructura soportan el 90% o más de los cortes y momentos, indica que se trata de un sistema de marcos dúctiles sin contraventeo. Que se caracterizan por un comportamiento dúctil de los nudos, que en este caso han adquirido una mayor capacidad de deformación con el confinamiento, pero nunca pierden su ángulo de unión inicial (en su mayoría  $90^\circ$ ) Y por este comportamiento se concluye su capacidad de absorber energía al oscilar en función de la frecuencia del sismo o del período natural de vibración (PNV), que se define como el ritmo con el cual se mueve la estructura.
7. Es del conocimiento de todos los estudiantes de ingeniería que la sola formación, mediante técnicas especializadas y procedimientos de diseño codificado no son completamente suficientes para una exitosa práctica profesional. Por consiguiente la práctica supervisada es una buena opción para complementar los conocimientos de todo futuro ingeniero civil, ya que se adquiere buen criterio, basado en la experiencia adquirida en el campo de trabajo.



## **RECOMENDACIONES:**

### **A la Municipalidad de Totonicapán:**

1. Al ejecutar el presente proyecto se debe contar con una dirección técnica calificada, para garantizar que se cumpla con lo establecido en el diseño.
2. Se recomienda darle a la estructura el mantenimiento permanente y adecuado para evitar un deterioro prematuro de la estructura de concreto reforzado.
3. Deben someter a los ensayos correspondientes, los materiales a utilizar en la construcción del Centro Comercial, para verificar que se encuentren en los límites establecidos en el diseño estructural.
4. Mantener siempre en observación y en constante mantenimiento toda la estructura metálica aplicando pintura anticorrosiva y acrílica respectivamente. Se hace énfasis en recomendar el chequeo continuo de la red de drenajes y la hidráulica. Así también un estricto mantenimiento y aseo de los sanitarios, ya que en la mayoría de los servicios municipales se observa un total abandono.
5. Se recomienda que los trámites pertinentes, para obtener el financiamiento necesario para la ejecución de la obra sean realizados de una manera inmediata, a fin de que el proyecto sea ejecutado a corto plazo.

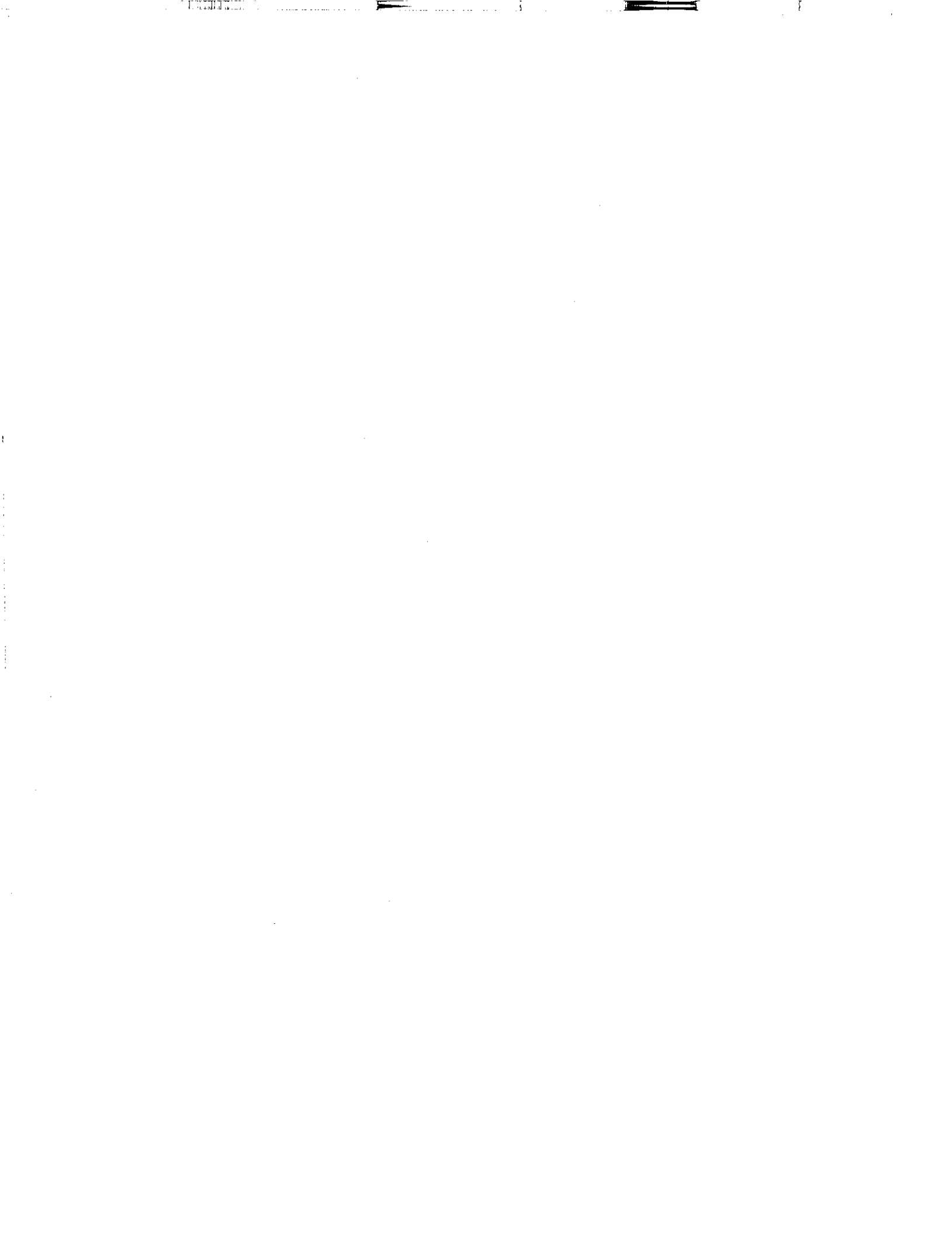
### **A los Estudiantes:**

1. Cuando se diseñen estructuras grandes se debe tratar de que sean estructuralmente simétricas.



## BIBLIOGRAFIA

- Bowles, Joseph E.  
DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL  
3a. Edición. México. Editorial McGraw-Hill 1990
- Cabrera Seis, Jadenon Vinicio.  
GUIA TEORICA Y PRACTICA DEL CURSO DE CIMENTACIONES I  
Tesis de graduación de ingeniero civil, Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1994
- Crespo Villalaz, Carlos  
MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES  
4a. Edición. México. Editorial Limusa 1994.
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.  
REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE  
CONCRETO REFORZADO (ACI 318-77) Y COMENTARIOS  
2a. Edición. México. Edit Limusa 1991.
- Juarez Pineda, Angel Adrián  
ESTRUCTURAS ESPACIALES DE ACERO  
Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1984
- Laible, Jeffrey P.  
ANALISIS ESTRUCTURAL  
1a. Edición México. Editorial McGraw-Hill/Interamericana 1992
- Merritt, Frederick S.  
MANUAL DEL INGENIERO CIVIL  
3a. Edición. México Editorial McGraw-Hill 1996
- Nilson, Arthur H.  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO  
11a. Edición México. Editorial McGraw-Hill 1994
- Peck, et.al.  
INGENIERIA DE CIMENTACIONES  
2a. Edición. México. Editorial Limusa 1993
- Winter, George, et. al.  
DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES  
8a. Edition New York. McGraw-Hill 1992
- Winter, George, et. al  
PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO  
2a. Edición. México. Editorial Continental 1989



PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central







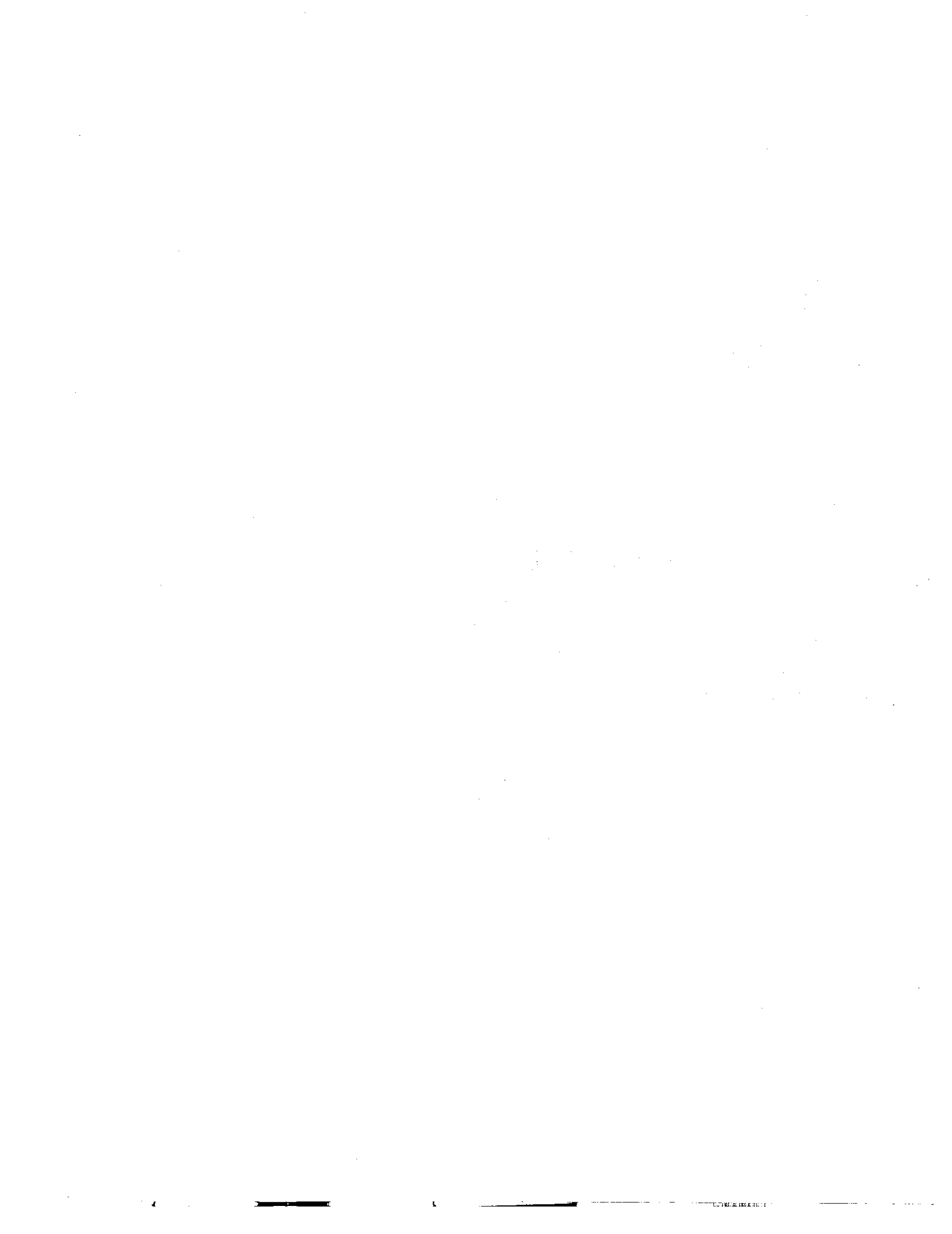






PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central













PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central







RECEIVED  
MAY 10 1964  
U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE  
WASHINGTON, D.C.









PROPIEDAD DE LA COMISIÓN DE SAN PEDRO DE GUATEMALA





































