

# Universidad Autónoma de Baja California

UNIDAD ENSENADA



## Facultad de Ingeniería

Carrera: Ingeniero Civil

# T E S I S

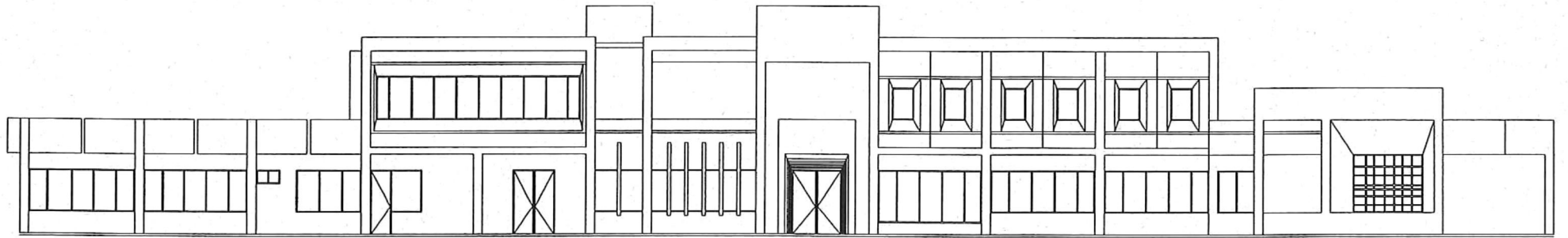
## PROYECTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO MUNICIPAL DE LA CD. DE ENSENADA, B.C.

SUSTENTANTE: LUIS FELIPE LABASTIDA SANTOYO

Ensenada, B. C.

Junio del 2000





# INDICE

TÍTULO .....	3
INTRODUCCIÓN.....	5
ANTECEDENTES.....	7
OBJETIVO .....	9
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	11
ASPECTOS FÍSICO NATURALES .....	12
UBICACIÓN Y ANTECEDENTES DEL PREDIO.....	12
PROCEDIMIENTO.....	14
ANÁLISIS MATRICIAL DE ESTRUCTURAS.....	28
MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS .....	29
ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS POR EL.....	35
MÉTODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS .....	35
PREPARACION DE DATOS PARA ANALISIS.....	37
INTRODUCCIÓN.....	38
ENTRADA DE DATOS .....	39
PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS.....	45
PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS COLUMNAS.....	45
ANÁLISIS SÍSMICO .....	63
PREPARACIÓN DE LOS DATOS PARA ANÁLISIS SÍSMICO .....	64
PLANTA ARQUITECTONICA, CON DISTRIBUCION DE AREAS PARA CALCULO DE CENTROIDES	65
TARJETA DE DATOS PARA ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO "X" .....	72
DISEÑO PARA CARGAS AXIALES Y FLEXION (FLEXOCOMPRESION EN COLUMNAS).....	75
ANÁLISIS DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES.....	86
AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS EN LOSAS POR CARGAS CONCENTRADAS .....	93
ARMADO DE LAS LOSAS DE ENTREPISO Y AZOTEA.....	95
CÁLCULO DEL AREA DE ACERO REQUERIDO EN LOSAS.....	96
EQUIPO Y MÉTODOS.....	98
ANÁLISIS DE TRABES .....	100
CIMENTACIONES .....	107
BIBLIOGRAFÍA .....	114
ANEXOS.....	116

**CON TODO CARIÑO Y MI AMOR, PARA ESA PERSONA QUE HA ESTADO SIMPRE A MI LADO APOYANDOME TANTO EN MI CARRERA PARA SACARLA ADELANTE COMO EN MI VIDA PARA SEGUIRLA, PORQUE PARTE DE ESTE TRABAJO, ES TUYO, MAMA.**

**AGRADECIMIENTOS:**

A LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA, EN ESPECIAL A LA ESCUELA AHORA FACULTAD DE INGENIERIA Y A TODO SU PLANTEL DOCENTE • ING. JOEL M. OJEDA RUIZ (EL DOC) • ARQ. M. MATILDE LOPEZ CHAVEZ • ING. DAVID CARDENAS BARBA • M.I. ALBERTO PARRA MEZA • A LA DIRECCION DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA (Y AL VIEJO DEPARTAMENTO DE PLANEACION) • A LA SECRETARIA DE ASENTAMIENTO HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS DEL ESTADO EN ENSENADA (AL ARQ. CESAR CUEVAS CESEÑA Y ARQ. SERGIO GONZALEZ) • A LOPEZ E HIJOS CONSTRUCTORA, S.A. DE C.V. (AL SR. JOSE LUIS LOPEZ JACINTO Y AL ING. SILVESTRE VAZQUEZ) • A MI MAESTRO GUSTAVO TORO • A CYD DESARROLLOS URBANOS, S.A. DE C.V. (ING. COSME FRIAS SOLIS Y LIC. GERMAN GARCIA DE LEON P.) • A LA ING. ALEJANDRA VAZQUEZ G. POR TU APOYO • A LA GRAN FRATERNIDAD UNIVERSAL L.S.A.C. • Y MUY ESPECIAL PARA MI SEMPAI HER FER VEGA • Y POR ULTIMO LA ENANA CYNTHIA LABASTIDA CON CARIÑO DE TU HER BRODIE.

# TÍTULO

**PROYECTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO ADMINISTRATIVO  
MUNICIPAL DE LA CIUDAD DE ENSENADA, B. C.**

# INTRODUCCIÓN

El rápido crecimiento de la población y la expansión mancha urbana de la ciudad de Ensenada, nos trae como consecuencia natural, el reordenamiento de la misma, tomando en cuenta, el sentido este de dicha expansión, las inmigraciones, etc.

Uno de los problemas palpables, es el de la falta de un centro de Gobierno Municipal, que de cabida a todas las dependencias de este nivel.

Basándome en la tesis; ahora anteproyecto arquitectónico, "Centro Administrativo Municipal de Ensenada, B.C.", presentada en septiembre de 1992, por la Arq. M. Matilde López Chávez, esta tesis pretende complementar dicho trabajo, con el punto de vista de la Ingeniería Civil, y que mejor que realizando el proyecto estructural de este trabajo.

# ANTECEDENTES

En septiembre de 1992, la Arq. M. Matilde López Chávez, presenta la tesis denominada "Centro Administrativo Municipal de Ensenada B.C.", con un alcance a nivel de anteproyecto arquitectónico, con los siguientes objetivos generales:

a) *Proponer una nueva localización del edificio que albergue el Palacio Municipal de Ensenada, de acuerdo a la necesidad actual de mayor área para su funcionamiento adecuado.*

b) *Proponer el desarrollo arquitectónico de un Centro Administrativo de Gobierno Municipal.*

c) *Satisfacer con la propuesta, las necesidades de espacio que actualmente demanda el Palacio Municipal.*

Dos factores importantes dieron lugar a la realización del proyecto arquitectónico:

\* La solución a necesidades de espacio en el palacio municipal, beneficiará tanto al usuario como al trabajador.

\* La concentración de las oficinas administrativas municipales en un nuevo palacio municipal, ofrecerá mayor eficiencia de servicios a la población.

Sin duda alguna, el proyecto arquitectónico realizado, obtuvo la información necesaria para realizar la obra, pero ahora el siguiente problema, es el de realizar el proyecto ejecutivo, y el análisis estructural del edificio es el primer paso.

## **OBJETIVO**

El objetivo de esta tesis, es que tratará de complementar el proyecto arquitectónico ya existente, con el análisis estructural correspondiente, dimensionamiento de los elementos y los cálculos necesarios para tener en pie, un proyecto ejecutivo a futuro.

# DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

## ASPECTOS FÍSICO NATURALES

La ciudad de Ensenada se caracteriza por su clima templado. La temperatura máxima fluctúa entre 10 ° C y 23 ° C. La temperatura mínima es de 1 ° C registrada en los meses de diciembre y enero. La temperatura promedio es de 20 ° C.

En la región costera de la Bahía de Todos Santos (donde se localiza el puerto de Ensenada), la brisa se manifiesta como viento de mar a tierra.

Generalmente la brisa sopla de noroeste y sudoeste empezando a media mañana, incrementando por la tarde, tranquilizándose después del ocaso.

Los vientos reinantes a lo largo de la costa vienen del noroeste y puede decirse que proceden de esa dirección acerca de 8 meses del año.

Los vientos dentro de la bahía raramente exceden de los 251 nudos de velocidad, siendo el promedio de 8 a 12 nudos.

Durante el otoño y parte del invierno se registran las llamadas "Condiciones Santana", las cuales consisten en el flujo del este con vientos de alta intensidad, secos y cálidos durante 3 días o más.

La Bahía de Todos Santos sirve como protección a la ciudad de los ocasionales ventarrones de invierno.

Se consideran los meses de enero y marzo como los más lluviosos, decreciendo considerablemente el resto de la primavera y verano; esto significa que la temporada de lluvias es de noviembre a abril.

En Ensenada, el promedio de precipitación pluvial es de 63.5 milímetros en enero y en septiembre, normalmente menor de los 3 mm.

Los meses con días más despejados son mayo, junio y septiembre, donde se tiene una temperatura media dando un clima que se denomina tipo mediterráneo.<sup>1</sup>

## UBICACIÓN Y ANTECEDENTES DEL PREDIO

El predio se ubica en la sección primera o primer cuadro de la ciudad, con las siguientes medidas y colindancias:

Al norte:	Calle Once.
Al Sur:	Calle Nueve.
Al Este:	Fracción manzana 195.
Al Oeste:	Av. Guadalupe.

<sup>1</sup> Tesis "Centro Administrativo del Municipio de Ensenada, B. C." Arq. Matilde López C. 1992.

De este a oeste, atraviesa el arroyo "El Aguajito", propiedad de Gobierno del Estado, mediante acuerdo publicado en el Diario Oficial del Estado del día 31 de diciembre de 1954, con un uso actual de campo de béisbol, con autorización para tal uso del municipio, aprobado mediante acuerdo publicado en el Periódico Oficial del Estado del día 20 de julio de 1982.<sup>2</sup>

---

<sup>2</sup> IDEM 1.

# PROCEDIMIENTO

A partir de los datos ya mencionados anteriormente, con respecto a las características geográficas, climatológicas y de riesgo, predominantes en el área, continúa la recopilación y el proceso de información requerida para elaborar el ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Partiendo primeramente de la planta arquitectónica previamente definida. Los datos más importantes que intervienen en el análisis se enumeran a continuación y se describen posteriormente:

1. Tipo de estructura:	Concreto Reforzado.
2. Destino del edificio:	Edificio Público.
3. Riesgo Sísmico:	A.
4. Elementos Especiales:	Ninguno.

## TIPO DE ESTRUCTURA

Ya sea el proyecto arquitectónico, o en el caso de proyectos privados, el arquitecto o el cliente, definen que tipo de material a usar para la estructura de la edificación. En este caso, el proyecto arquitectónico propone una estructura de concreto reforzado a base de columnas rectangulares, trabes rectangulares y losas normales. Esta propuesta, nos define desde un principio, las leyes, reglamentos y normas en las que basaremos nuestro análisis.

## DESTINO DEL EDIFICIO

En el Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, en su Capítulo II Clasificación de las Construcciones según su destino; Art. II.1 que dice: "Para los efectos de este capítulo las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:" Grupo A, Grupo B o Grupo C.

Tomando en cuenta las características previamente definidas, podemos clasificar por su destino a esta edificación en el Grupo A, que las describe como sigue:

*"Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas; estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas; gasolineras, depósitos de sustancias tóxicas, terminales de transporte y estaciones de*

*bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio de la Secretaría, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso."*

## ANALISIS DE CARGAS

Después de haber determinado las características de la estructura, así como su forma y figura, es suficiente para comenzar a obtener las fuerzas tanto estáticas como dinámicas que actuarán sobre la estructura en conjunto.

Según el RLEEBBC<sup>3</sup>, existen tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima:

Cargas Muertas.

Cargas Vivas.

Cargas Accidentales.

### CARGAS MUERTAS

Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Tales como: cargas muertas; empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.<sup>4</sup>

El mismo RLEEBBC publica una tabla de pesos volumétricos de materiales constructivos, a fin de determinar algunas de las cargas que podrían estar actuando según los que se usen para la construcción del edificio.<sup>5</sup> (Anexo de Reglamento).

### CARGAS VIVAS

Según el RLEEBBC, las cargas vivas son consideradas, como aquellas fuerzas que se producen en el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores.<sup>6</sup>

---

<sup>3</sup> Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California. 1992.

<sup>4</sup> Título B "Cargas y deformaciones impuestas. Cap. V Acciones a considerar en el diseño estructural. Art. V.1 del RLEEBBC. 1992.

<sup>5</sup> Ver Anexo 1.

<sup>6</sup> Ver Anexo 2.

### CARGAS ACCIDENTALES

Son las que tienen valores significativos a cortos intervalos de tiempo, perteneciendo a este grupo, las cargas de viento y las cargas de sismo.

Las cargas, que para fines de cálculo, actuarán en este edificio son las siguientes:

#### AZOTEA

● Falso Plafón	=	10 kg/m <sup>2</sup>
● Concreto Armado = 2 400 kg/m <sup>3</sup> Espesor Propuesto para Análisis de Carga en losa = 0.13 m losa	=	312 kg/m <sup>2</sup>
● Mortero	=	21 kg/m <sup>2</sup>
● Impermeabilizante	=	15 kg/m <sup>2</sup>
● Instalaciones	=	15 kg/m <sup>2</sup>
● Por Reglamento (Colado In Situ)	=	40 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL CARGAS MUERTAS</b> Cm	=	<b>413 kg/m<sup>2</sup></b>
● Azotea con pendiente menor al 5%	=	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL CARGAS VIVAS</b> Cv	=	<b>100 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>CARGA ULTIMA DE DISEÑO</b> Wu	=	<b>1.4Cm + 1.7 Cv</b>
	=	<b>748.2 kg/m<sup>2</sup></b>
	=	<b>750.0 kg/m<sup>2</sup></b>

#### ENTREPISO

● Falso Plafón	=	10 kg/m <sup>2</sup>
● Concreto Armado = 2 400 kg/m <sup>3</sup> Espesor Propuesto para Análisis de Carga en losa = 0.13 m losa	=	312 kg/m <sup>2</sup>
● Mortero	=	21 kg/m <sup>2</sup>
● Loseta	=	10 kg/m <sup>2</sup>
● Instalaciones	=	15 kg/m <sup>2</sup>
● Por Reglamento (Colado In Situ)	=	40 kg/m <sup>2</sup>

TOTAL CARGAS MUERTAS	$C_m$	=	408 kg/m <sup>2</sup>
● Reglamento para oficinas		=	250 kg/m <sup>2</sup>
TOTAL CARGAS VIVAS	$C_v$	=	250 kg/m <sup>2</sup>
CARGA ULTIMA DE DISEÑO	$W_u$	=	1.4C <sub>m</sub> + 1.7 C <sub>v</sub>
	$W_u$	=	996.2 kg/m <sup>2</sup>
	$W_u$	=	1000.0 kg/m <sup>2</sup>

MUROS DE BLOCK

● Mortero Cemento - Arena		=	21 kg/m <sup>2</sup>
● Block Común de 15x20x40 cm		=	174 kg/m <sup>2</sup>
● Aplanados		=	84 kg/m <sup>2</sup>
CARGA TOTAL POR MUROS DE BLOCK		=	279 kg/m <sup>2</sup>

CANCELERIA

● Vidrio Plano 1/2" de Espesor propuesto y Marco de aluminio		=	40 kg/m <sup>2</sup>
CARGA TOTAL POR CANCELERIA		=	40 kg/m <sup>2</sup>

### DISTRIBUCION DE CARGAS POR EL METODO DE IGUALDAD DE FLECHAS<sup>7</sup>

FRACCIONES DE LA CARGA TOTAL QUE SE REPARTEN EN CADA SENTIDO

RELACION A/B	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6	CASO 7	CASO 8	CASO 9
1.00									
Wa Wb	0.50 0.50	0.50 0.50	0.17 0.83	0.50 0.50	0.83 0.17	0.71 0.29	0.29 0.71	0.33 0.67	0.67 0.33
0.95									
Wa Wb	0.55 0.45	0.55 0.45	0.20 0.80	0.55 0.45	0.86 0.14	0.75 0.25	0.33 0.67	0.38 0.62	0.71 0.29
0.90									
Wa Wb	0.60 0.40	0.60 0.40	0.23 0.77	0.60 0.40	0.88 0.12	0.79 0.21	0.38 0.62	0.43 0.57	0.75 0.25
0.85									
Wa Wb	0.66 0.34	0.66 0.34	0.28 0.72	0.66 0.34	0.90 0.10	0.83 0.17	0.43 0.57	0.49 0.51	0.79 0.21
0.80									
Wa Wb	0.71 0.29	0.71 0.29	0.33 0.67	0.71 0.29	0.92 0.08	0.86 0.14	0.49 0.51	0.55 0.45	0.83 0.17
0.75									
Wa Wb	0.76 0.24	0.76 0.24	0.39 0.61	0.76 0.24	0.94 0.06	0.88 0.12	0.56 0.44	0.61 0.39	0.86 0.14
0.70									
Wa Wb	0.81 0.19	0.81 0.19	0.45 0.55	0.81 0.19	0.95 0.05	0.91 0.09	0.62 0.38	0.68 0.32	0.89 0.11
0.65									
Wa Wb	0.85 0.15	0.85 0.15	0.53 0.47	0.85 0.15	0.96 0.04	0.93 0.07	0.69 0.31	0.74 0.26	0.92 0.08
0.60									
Wa Wb	0.89 0.11	0.89 0.11	0.61 0.39	0.89 0.11	0.97 0.03	0.95 0.05	0.76 0.24	0.80 0.20	0.94 0.06
0.55									
Wa Wb	0.92 0.08	0.92 0.08	0.69 0.31	0.92 0.08	0.98 0.02	0.96 0.04	0.81 0.19	0.85 0.15	0.95 0.05
0.50									
Wa Wb	0.94 0.06	0.94 0.06	0.76 0.24	0.94 0.06	0.99 0.01	0.97 0.03	0.86 0.14	0.89 0.11	0.97 0.03

NOMENCLATURA

A Claro Corto

B Claro Largo

Wa Fracción de la Carga que se reparte en el claro corto

Wb Fracción de la Carga que se reparte en el claro largo

El achurado en los dibujos indica los lados de la losa que son continuos o que están empotrados. Los demás lados son simplemente apoyados.

<sup>7</sup> Procedimiento descrito en el Manual de Estructuras de Acero de la serie Shawmn.

FRACCIONES DE CARGA VIVA DISTRIBUIDA EN PLANTA BAJA EDIFICIO "A"

TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	fb	Wt	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.97	0.03	250	243	8
2	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
3	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
4	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
5	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
6	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
7	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
8	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125
9	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
10	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
11	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
12	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125
13	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
14	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
15	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
16	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
17	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125
18	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
19	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
20	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
21	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
22	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
23	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125

FRACCIONES DE CARGA VIVA DISTRIBUIDA EN PLANTA BAJA EDIFICIO "B"

TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	fb	Wt	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.94	0.06	250	235	15
2	2.5	5	0.50	0.94	0.06	250	235	15
3	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
4	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125
5	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
6	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
7	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
8	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
9	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125
10	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125
11	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
12	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
13	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
14	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
15	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
16	5	5	1.00	0.50	0.50	250	125	125

17	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
18	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
19	5	5	1.00	0.67	0.33	250	168	83
20	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
21	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
22	5	7.5	0.67	0.85	0.15	250	213	38
23	5	7.5	0.67	0.85	0.15	250	213	38
24	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
25	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
26	5	5	1.00	0.71	0.29	100	71	29
27	5	7.5	0.67	0.85	0.15	100	85	15
28	5	7.5	0.67	0.85	0.15	100	85	15

FRACCIONES DE CARGA VIVA DISTRIBUIDA EN PLANTA ALTA EDIFICIO "A"

TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	fb	Wf	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.97	0.03	100	97	3
5	5	5	1.00	0.17	0.83	100	17	83
8	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
9	5	5	1.00	0.33	0.67	100	33	67
12	5	5	1.00	0.33	0.67	100	33	67
13	5	5	1.00	0.33	0.67	100	33	67
17	5	5	1.00	0.33	0.67	100	33	67
18	5	5	1.00	0.33	0.67	100	33	67
22	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
23	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50

FRACCIONES DE CARGA VIVA DISTRIBUIDA EN PLANTA ALTA EDIFICIO "B"

TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	fb	Wf	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.94	0.06	100	94	6
2	2.5	5	0.50	0.94	0.06	100	94	6
4	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
5	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
8	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
9	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
10	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
11	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
12	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
15	5	5	1.00	0.33	0.67	100	33	67
16	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
17	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
18	5	5	1.00	0.67	0.33	100	67	33
19	5	5	1.00	0.50	0.50	100	50	50
22	5	7.5	0.67	0.85	0.15	100	85	15
23	5	7.5	0.67	0.85	0.15	100	85	15

DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA EN PLANTA BAJA EDIF. "A"

TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	fb	Wf	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.97	0.03	408	396	12
2	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
3	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
4	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
5	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
6	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
7	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
8	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204
9	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
10	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
11	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
12	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204
13	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
14	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
15	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
16	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
17	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204
18	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
19	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
20	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
21	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
22	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
23	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204

DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA EN PLANTA BAJA EDIF. "B"

TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	fb	Wf	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.94	0.06	408	384	24
2	2.5	5	0.50	0.94	0.06	408	384	24
3	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
4	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204
5	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
6	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
7	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
8	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
9	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204
10	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204
11	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
12	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
13	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
14	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
15	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
16	5	5	1.00	0.50	0.50	408	204	204
17	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
18	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135
19	5	5	1.00	0.67	0.33	408	273	135

20	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
21	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
22	5	7.5	0.67	0.85	0.15	408	347	61
23	5	7.5	0.67	0.85	0.15	408	347	61
24	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
25	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
26	5	5	1.00	0.71	0.29	413	293	120
27	5	7.5	0.67	0.85	0.15	413	351	62
28	5	7.5	0.67	0.85	0.15	413	351	62

FRACCIÓN DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA EN PLANTA ALTA EDIF. "A"

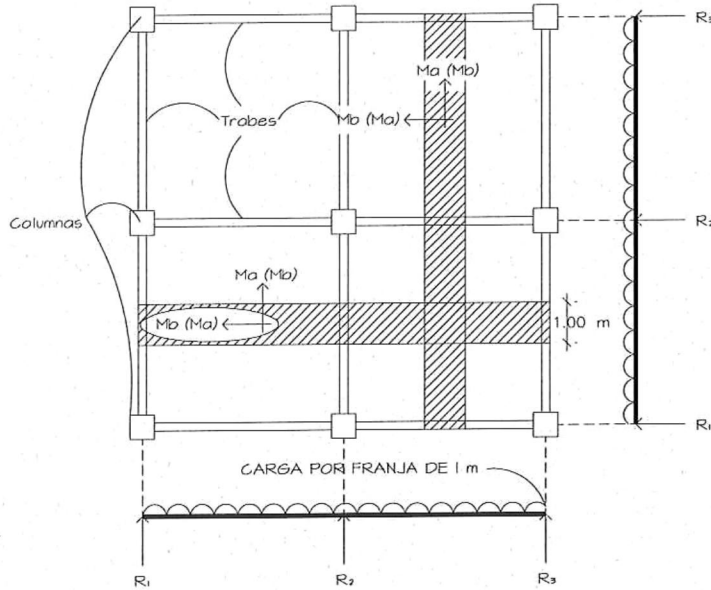
TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	fb	Wf	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.97	0.03	413	401	12
5	5	5	1.00	0.17	0.83	413	70	343
8	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
9	5	5	1.00	0.33	0.67	413	136	277
12	5	5	1.00	0.33	0.67	413	136	277
13	5	5	1.00	0.33	0.67	413	136	277
17	5	5	1.00	0.33	0.67	413	136	277
18	5	5	1.00	0.33	0.67	413	136	277
22	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
23	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207

FRACCIÓN DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA EN PLANTA ALTA EDIF. "B"

TABLERO	A	B	M = A/B	Fa	Fb	Wf	Wa	Wb
1	2.5	5	0.50	0.94	0.06	413	388	25
2	2.5	5	0.50	0.94	0.06	413	388	25
4	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
5	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
8	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
9	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
10	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
11	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
12	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
15	5	5	1.00	0.33	0.67	413	136	277
16	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
17	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
18	5	5	1.00	0.67	0.33	413	277	136
19	5	5	1.00	0.50	0.50	413	207	207
22	5	7.5	0.67	0.85	0.15	413	351	62
23	5	7.5	0.67	0.85	0.15	413	351	62

Haciendo uso del programa de computación SAFE 2000, analizamos estas fracciones de carga para cada uno de los elementos horizontales (trabes), tomando como base

una franja unitaria de un metro en el sentido de la fracción de carga correspondiente como una trabe normal, siendo las resultantes en los apoyos, las cargas por metro, distribuidas en las traves del edificio.



REACCIONES QUE SERAN CARGAS DISTRIBUIDAS POR METRO EN TRABES

PLANTA TIPO

Tomando en cuenta estas distribuciones de carga en los diferentes claros de los tableros, procedemos a obtener las cargas distribuidas en los distintos marcos en todas las direcciones analizando un ancho unitario de 1 metro de longitud, apoyándonos en el programa de cálculo por computadora SAFE 2000, obtenemos los siguientes resultados:

CONDICIONES DE CARGA MUERTA DISTRIBUIDA EN TRABES DE EDIFICIO "A"

TRABE	GRUPO BARRA #	CARGA MUERTA kg/m	CARGA REDON. Kg/m	MURO BLOCK kg/m	PESO TRABE kg/m	CARGA TOTAL kg/m	CARGA FINAL Kg/m	CLAVE
1	2	408.17584	408	279	324	1011	1050	6
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2	394.79068	395	279	324	998	1000	5
2	0	0	0	0	0	0	0	0
3	2	395.71429	396	279	324	999	1000	5
3	0	0	0	0	0	0	0	0
4	2	254.28572	254	279	324	857	900	4
4	0	0	0	0	0	0	0	0
5	2	254.28572	254	279	324	857	900	4
5	0	0	0	0	0	0	0	0
6	2	1173.445	1173	0	324	1497	1500	13
6	0	0	0	0	0	0	0	0
7	2	1341.256	1341	0	324	1665	1700	16

TRABE	GRUPO BARRA #	CARGA MUERTA kg/m	CARGA REDON. Kg/m	MURO BLOCK kg/m	PESO TRABE kg/m	CARGA TOTAL kg/m	CARGA FINAL Kg/m	CLAVE
7	0	0	0	0	0	0	0	0
8	2	1335.7144	1336	0	324	1660	1700	16
8	0	0	0	0	0	0	0	0
9	2	943.03571	943	0	324	1267	1300	9
9	0	0	0	0	0	0	0	0
10	2	943.03571	943	0	324	1267	1300	9
10	0	0	0	0	0	0	0	0
11	2	998.72009	999	0	324	1323	1350	10
11	0	0	0	0	0	0	0	0
12	2	1377.4761	1377	0	324	1701	1750	17
12	0	0	0	0	0	0	0	0
13	2	1399.6428	1400	0	324	1724	1750	17
13	0	0	0	0	0	0	0	0
14	1	1029.1072	1029	837	324	2190	2200	19
14	2	410.3125	410	279	324	1013	1050	6
15	1	1029.1072	1029	837	324	2190	2200	19
15	2	255	255	279	324	858	900	4
16	1	1038.9246	1039	837	324	2200	2200	19
16	2	255	255	279	324	858	900	4
17	1	1366.3397	1366	837	324	2527	2550	23
17	2	388.125	388	279	324	991	1000	5
18	1	30	30	837	324	1191	1200	7
18	2	30	30	279	324	633	650	1
19	1	1110.7142	1111	837	324	2272	2300	20
19	2	175	175	279	324	778	800	2
20	1	930.53571	931	837	324	2092	2100	18
20	2	1071.875	1072	0	324	1396	1400	11
21	1	930.53571	931	837	324	2092	2100	18
21	2	850	850	0	324	1174	1200	7
22	1	928.3313	928	279	324	1531	1550	24
22	2	850	850	0	324	1174	1200	7
23	1	1320.9152	1321	837	324	2482	2500	25
23	2	1293.75	1294	0	324	1618	1650	15
24	1	30	30	837	324	1191	1200	7
24	2	30	30	279	324	633	650	1
25	1	238.21431	238	837	324	1399	1400	11
25	2	175	175	279	324	778	800	2
26	1	253.03574	253	837	324	1414	1450	12
26	2	232.8125	233	279	324	836	850	3
27	1	253.03574	253	837	324	1414	1450	12
27	2	255	255	279	324	858	900	4
28	1	253.40311	253	837	324	1414	1450	26
28	2	255	255	279	324	858	900	4
29	1	389.22247	389	837	324	1550	1600	27
29	2	388.125	388	279	324	991	1000	5
30	2	395.56818	396	279	324	999	1000	5
30	0	0	0	0	0	0	0	0
31	2	254.4079	254	279	324	857	900	4
31	0	0	0	0	0	0	0	0
32	2	254.99402	255	279	324	858	900	4
32	0	0	0	0	0	0	0	0
33	1	1842.2186	1842	0	324	2166	2200	19
33	2	2009.4641	2009	0	324	2333	2350	21
34	2	1336.5908	1337	0	324	1661	1700	16
34	0	0	0	0	0	0	0	0
35	2	942.30261	942	0	324	1266	1300	9
35	0	0	0	0	0	0	0	0
36	1	935.03589	935	837	324	2096	2100	18

TRABE	GRUPO BARRA #	CARGA MUERTA kg/m	CARGA REDON. Kg/m	MURO BLOCK kg/m	PESO TRABE kg/m	CARGA TOTAL kg/m	CARGA FINAL Kg/m	CLAVE
36	2	394.10715	394	279	324	997	1000	5
37	1	1149.1868	1149	0	324	1473	1500	13
37	2	1381.9618	1382	0	324	1706	1750	17
38	2	1396.1363	1396	0	324	1720	1750	17
38	0	0	0	0	0	0	0	0
39	2	1035.7894	1036	0	324	1360	1400	11
39	0	0	0	0	0	0	0	0
40	1	1019.8565	1020	837	324	2181	2200	28
40	2	1345.3572	1345	0	324	1669	1700	16
41	1	1425.7535	1426	0	324	1750	1750	17
41	2	1410.9031	1411	0	324	1735	1750	17
42	2	388.125	388	279	324	991	1000	5
42	0	0	0	0	0	0	0	0
43	2	1213.8636	1214	0	324	1538	1550	14
43	0	0	0	0	0	0	0	0
44	2	1035.7894	1036	0	324	1360	1400	11
44	0	0	0	0	0	0	0	0
45	1	1020.5383	1021	837	324	2182	2200	28
45	2	1361.0715	1361	0	324	1685	1700	16
46	1	1337.7991	1338	837	324	2499	2500	22
46	2	1366.9259	1367	0	324	1691	1700	16
47	2	1293.75	1294	0	324	1618	1650	15
47	0	0	0	0	0	0	0	0
48	2	919.65912	920	0	324	1244	1250	8
48	0	0	0	0	0	0	0	0
49	2	942.30261	942	0	324	1266	1300	9
49	0	0	0	0	0	0	0	0
50	1	931.74048	932	0	324	1256	1300	9
50	2	1345.3572	1345	0	324	1669	1700	16
51	1	1326.8002	1327	0	324	1651	1700	16
51	2	1343.8936	1344	0	324	1668	1700	16
52	2	388.125	388	279	324	991	1000	5
52	0	0	0	0	0	0	0	0
53	2	258.18182	258	279	324	861	900	4
53	0	0	0	0	0	0	0	0
54	2	254.4079	254	279	324	857	900	4
54	0	0	0	0	0	0	0	0
55	1	252.83493	253	837	324	1414	1450	12
55	2	394.10715	394	279	324	997	1000	5
56	1	388.24164	388	837	324	1549	1550	14
56	2	394.35107	394	279	324	997	1000	5

DE FORMA SIMILAR OBTENEMOS LOS DATOS PARA LA CARGA VIVA

Donde:

TRABE: Es el número de identificación según plano anexo.<sup>8</sup>

GRUPO BARRA #: Identificación de barras por grupos para análisis por el programa de Super Etabs, donde:

0: Grupo de Barras Imaginario o virtual, solo para completar la simetría en la estructura.

<sup>8</sup> Ver anexo No. 3

1: Grupo de Barras con propiedades similares a nivel de entrepiso.

2: Grupo de Barras con propiedades similares a nivel de azotea.

CARGA MUERTA O CARGA VIVA kg/m: Es la resultante del análisis de franja unitaria de un metro en tableros de losa, mencionadas anteriormente.<sup>9</sup>

CARGA REDOND. Kg/m: Para fines prácticos redondeamos la carga muerta facilitando así operaciones, solamente.

MURO BLOCK kg/m: Carga por muros de block en trabe. Si existe.

PESO TRABE kg/m: Calculada con una sección propuesta de 30 x 45 cm y un peso de concreto armado, según tabla de cargas, de 2 400 kg/m<sup>3</sup>.

CARGA TOTAL kg/m: Suma total de las cargas arriba mencionadas.

CARGA FINAL kg/m: Carga total, redondeada en múltiplos de 50 kg/m, para fin de crear grupos similares de condiciones de carga.

CLAVE: Grupos de condiciones de carga similares a utilizar en el análisis por el programa de Super Etabs.

---

<sup>9</sup> Ver anexo No. 4

# **ANALISIS MATRICIAL DE ESTRUCTURAS**

## MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

### MÉTODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS

El método de los desplazamientos escoge a los desplazamientos nodales, como incógnitas básicas, a diferencia de otros métodos como el de fuerzas que escoge a estas como sus incógnitas. Las ecuaciones fundamentales del método se deducen a partir de:

- El equilibrio de las fuerzas
- La compatibilidad de los desplazamientos
- La relación fuerza-desplazamiento

La condición de compatibilidad se satisface mediante la correlación de los desplazamientos nodales externos y las deformaciones en los extremos de los elementos. Se establece luego la relación fuerza-desplazamiento entre las fuerzas en los extremos de los elementos y las deformaciones, y entre las posibles fuerzas nodales y los desplazamientos nodales. Finalmente, se aplican las ecuaciones de equilibrio en los nodos para resolver los desplazamientos nodales desconocidos y con ellos las fuerzas en los elementos y las deformaciones de la estructura.

#### COMPATIBILIDAD:

#### MATRIZ DE TRANSFORMACION DE DESPLAZAMIENTOS

La compatibilidad aplicada en el método de los desplazamientos es la de que la geometría de la deformación debe ser tal que los elementos de la estructura se mantengan unidos en los puntos nodales; esto es, que las deformaciones de  $q$  de sus elementos se relacionen compatiblemente con los desplazamientos nodales de  $r$ . Sea  $a_{ij}$  el valor de la deformación del elemento  $q_i$  producida por un desplazamiento nodal unitario  $r_j$ . El valor total de la deformación de cada elemento, producida por todos los desplazamientos nodales puede escribirse en la forma:

$$q_1 = a_{11}r_1 + a_{12}r_2 + \dots + a_{1n}r_n$$

$$q_2 = a_{21}r_1 + a_{22}r_2 + \dots + a_{2n}r_n$$

$$q_3 = a_{31}r_1 + a_{32}r_2 + \dots + a_{3n}r_n$$

.

.

.

$$q_m = a_{m1}r_1 + a_{m2}r_2 + \dots + a_{mn}r_n$$

En la cual  $q_1 = q_1^a$ ,  $q_2 = q_2^a$ , ... etc., representan el conjunto total de las deformaciones en los elementos, y  $r_1, r_2, \dots, r_n$  el conjunto total de desplazamientos nodales. Obsérvese que no existe relación alguna entre los subíndices de  $q$  y  $r$ .

En forma matricial

$$\begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ q_m \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdot & \cdot & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdot & \cdot & a_{2n} \\ \cdot & & & & \\ \cdot & & & & \\ a_{m1} & a_{m2} & \cdot & \cdot & a_{mn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} r_1 \\ r_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ r_n \end{pmatrix}$$

Esto es,

$$q = ar$$

Donde

$$a = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdot & \cdot & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdot & \cdot & a_{2n} \\ \cdot & & & & \\ \cdot & & & & \\ \cdot & & & & \\ a_{m1} & a_{m2} & \cdot & \cdot & a_{mn} \end{pmatrix}$$

Es la llamada matriz de transformación de desplazamientos, que relaciona las deformaciones internas de los elementos con los desplazamientos nodales externos. La matriz  $a$  es generalmente una matriz rectangular. Es una simple transformación

geométrica de coordenadas que nos expresa la compatibilidad de los desplazamientos de un sistema.

Por ejemplo, consideremos la cercha Fig. 18-1. Los desplazamientos nodales posibles son: un desplazamiento lineal del apoyo de rodillos, representado por  $r_1$ , y dos componentes del desplazamiento lineal del nudo superior, representados por  $r_2$  y  $r_3$ . También se indican las deformaciones de la barra  $c$  como resultado de los efectos separados de  $r_1$ ,  $r_2$  y  $r_3$ , que nos dan el  $q^c$  total en la forma:

$$q^c = 0.6r_1 - 0.6r_2 + 0.8r_3$$

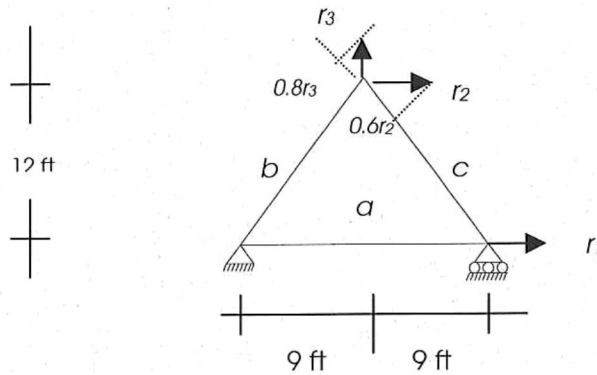


Fig. 18-1

Análogamente se obtendrán  $q^a$  y  $q^b$ . El resultado puesto en forma matricial, es:

$$\begin{Bmatrix} q^a \\ q^b \\ q^c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & .6 & 0.8 \\ 0.6 & -0.6 & 0.8 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix}$$

Obsérvese que la matriz de transformación de desplazamientos resulta ser en este caso una matriz cuadrada (no común).

RELACIÓN FUERZA-DESPLAZAMIENTO  
 COEFICIENTE DE RIGIDEZ  
 MATRIZ DE RIGIDEZ

Un coeficiente de rigidez  $k_{ij}$  se define como la fuerza que aparece en un punto  $i$  debida a un desplazamiento unitario en el punto  $j$ , cuando todos los demás puntos (nodos) están fijos. El coeficiente de rigidez constituye una relación de la fuerza y el

desplazamiento. Aplicando el principio de superposición, se puede expresar la componente de la fuerza en cualquier punto del sistema, en función de un conjunto de desplazamientos impuestos.

El primer paso en este análisis es expresar las fuerzas en los extremos en función de las deformaciones, de cada elemento individual:

$$\begin{aligned} Q_i^a &= k_{ii}^a q_i^a + k_{ij}^a q_j^a + k_{ik}^a q_k^a \\ Q_j^a &= k_{ji}^a q_i^a + k_{jj}^a q_j^a + k_{jk}^a q_k^a \\ Q_k^a &= k_{ki}^a q_i^a + k_{kj}^a q_j^a + k_{kk}^a q_k^a \end{aligned}$$

En donde  $q_{ia}$ ,  $q_{ja}$  y  $q_{ka}$  son las deformaciones de un elemento particular a y  $Q_{ia}$ ,  $Q_{ja}$  y  $Q_{ka}$  son las correspondientes fuerzas en el elemento. Es evidente que un coeficiente de rigidez, por ejemplo  $k_{ii}^a$  se define como:

$$k_{ii}^a = Q_i^a \text{ con } q_i^a = 1 \quad q_j^a = q_k^a = 0$$

El resto se puede definir de igual forma.

La ecuación en forma matricial es:

$$Q^a = k^a q^a$$

en la que

$$k^a = \begin{bmatrix} k_{ii}^a & k_{ij}^a & k_{ik}^a \\ k_{ji}^a & k_{jj}^a & k_{jk}^a \\ k_{ki}^a & k_{kj}^a & k_{kk}^a \end{bmatrix}$$

se define como la matriz de rigidez del elemento

Si la ecuación matricial se premultiplica por  $(k^a)^{-1}$ ,

$$(k^a)^{-1} Q^a = (k^a)^{-1} k^a q^a$$

$$q^a = (k^a)^{-1} Q^a$$

Lo expuesto anteriormente se refiere a un elemento individual. Para un conjunto compuesto a, b...elementos, se tiene:

$$Q^a = k^a q^a$$

$$Q^b = k^b q^b$$

.

.

.

Puesto que

$$Q = \begin{Bmatrix} Q^a \\ Q^b \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix} \quad q = \begin{Bmatrix} q^a \\ q^b \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix}$$

las ecuaciones anteriores pueden reunirse de la forma:

$$Q = kq$$

Donde

$$k = \begin{bmatrix} k^a & & & & \\ & k^b & & & \\ & & \cdot & & \\ & & & \cdot & \\ & & & & \cdot \end{bmatrix}$$

Que es una matriz diagonal cuyos elementos componentes son las matrices de rigidez de los elementos individuales.

Considerando un elemento prismático o barra de longitud L, área de sección recta A, momento de inercia I, y modulo de elasticidad E, los elementos de la primera columna de k son, por definición, las fuerzas en la barra debidas a  $q^a = 1$ , es decir, una rotación unitaria en el extremo de la izquierda del elemento. Así,

$$k_{ii}^a = \text{momento en el extremo izquierdo} = \frac{4EI}{L}$$

$$k_{ji}^a = \text{momento en el extremo derecho} = \frac{2EI}{L}$$

$$k_{ki}^a = \text{fuerza axial en el elemento} = 0$$

Obsérvese que  $k_{iia}$  y  $k_{jia}$  pueden obtenerse fácilmente por el método de la pendiente desviación;  $k_{kia} = 0$  es evidente. Todos los demás elementos de  $k_a$  se determinan análogamente. Así pues,

$$k^a = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & 0 \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{AE}{L} \end{bmatrix}$$

Que es una matriz simétrica.

Cuando se desprecia el efecto de las cargas axiales, como se hace generalmente en el análisis de pórticos rígidos

$$k^a = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix}$$

Para una cercha con nudos articulados

$$k^a = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} \end{bmatrix}$$

El segundo paso en el análisis es expresar las fuerzas nodales en función de los correspondientes desplazamientos nodales. Esto puede hacerse fácilmente mediante el método del trabajo virtual. Método por el cual puede llegar a comprobarse que la matriz de flexibilidad total es la inversa de la matriz de rigidez total y viceversa.

## ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS POR EL MÉTODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Es de gran interés observar que en el estudio del método de los desplazamientos no surge el problema de la hiperestaticidad. El método de los desplazamientos puede aplicarse con la misma facilidad a las estructuras estáticamente determinadas como a las indeterminadas. El proceso del análisis por el método de los desplazamientos consta de los siguientes pasos:

1. Se definen todos los posibles desplazamientos nodales conocidos como  $r$ . Como norma general, un nodo articulado tiene dos componentes lineales del desplazamiento, con rotación libre alrededor del pasador de los elementos unidos en él. Un nodo de unión rígida tiene tres componentes de desplazamiento, dos lineales y una rotación, pudiéndose prescindir de los desplazamientos lineales si se desprecian las deformaciones axiales de los miembros elementos que concurren en él y el desplazamiento lateral total está impedido. No puede darse ningún desplazamiento a nodos que no pueden moverse. Así pues, en una cercha de nudos articulados, un apoyo articulado se considera completamente fijo; un apoyo de rodillos tiene un desplazamiento lineal. En un pórtico rígido el apoyo empotrado no sufre ningún desplazamiento; un apoyo articulado puede tener solamente un desplazamiento angular, mientras que un rodillo tiene un desplazamiento angular y un desplazamiento lineal.

2. Se determina la matriz de transformación de desplazamientos  $a$ , a partir de la configuración geométrica.

3. De las matrices individuales de rigidez  $k_a, k_b, \dots$  se obtiene

$$k = \begin{bmatrix} k_a & & & & \\ & k_b & & & \\ & & \cdot & & \\ & & & \cdot & \\ & & & & \cdot \end{bmatrix}$$

4. Se calcula la matriz de rigidez  $K$  de la estructura;

$$K = a^T k a$$

5. Se obtiene la inversa de K.
6. Se calculan los desplazamientos nodales  $r$  mediante

$$r = K^{-1}R$$

Obsérvese que  $R$  esta en correspondencia biunivoca con  $r$ . Algunos de los elementos de  $R$  son las cargas reales; los otros son cero si no hay carga aplicada en estos sitios. Todos los  $R$  se conocen.

7. Se calculan las fuerzas  $Q$  en los elementos mediante

$$Q = kar$$

8. Cuando existen cargas distribuidas, se procede mediante el procedimiento explicado anteriormente.

# PREPARACION DE DATOS PARA ANALISIS

## INTRODUCCIÓN

*"Estamos conscientes de que las computadoras en general representan para nuestra profesión la herramienta de trabajo más poderosa y efectiva. La constante evolución de las mismas la han ido acercando al poder adquisitivo del ingeniero al grado de considerarlas como la mejor inversión posible de hacer ya que esta será restituida en un tiempo sorprendentemente corto. Antes de aprobar una determinada solución numérica, de esta manera ayudan notablemente a los ingenieros a mejorar la calidad de sus diseños, a reducir sus errores, a disminuir los tiempos, así como los costos de sus cálculos y consecuentemente el de las construcciones que con los mismos realizan, sobre todo cuando la computadora se utiliza para replantear el proceso de diseño.*

*Todo lo anterior implica que el estudiante y el profesional tienen ante sí la oportunidad de actualizarse introduciendo a la computadora el trabajo cotidiano y profesional. Es necesario hacer notar que con ello, se adquiere la responsabilidad de utilizarla para producir trabajos creativos, correctos y seguros, con el grave peligro de aceptar irreflexivamente sus resultados, pasando por alto nuestro juicio ingenieril y buen sentido común.*

*No perdamos de vista que es indispensable contar con sólidas bases teóricas, tanto de matemáticas como de las ciencias físicas, teniendo la habilidad para solucionar problemas por métodos tradicionales, a fin de poder sentir y orientar en forma efectiva nuestro razonamiento.*

*El paso del ingeniero civil hacia la computarización debe ser gradual, cuidadoso y firme. Las escalas de aprendizaje no deben saltarse. Quien ha sabido concebir soluciones estructurales racionales y bien fundamentadas, y ha sido capaz de resolverlas mediante los conocimientos y conceptos fundamentales y tradicionales, podrá sin duda ser considerablemente más creativo y eficaz en su trabajo incorporando el uso de la computadora.*

*En el análisis de cualquier estructura se lleva a cabo elaborando un modelo matemático que trata de tomar en cuenta las peculiaridades estructurales que se tengan.*

*Sin embargo, es frecuente que no haya congruencia entre el modelo matemático que se empleo en el análisis de la estructura y la estructura real, ya sea por deficiencias de las hipótesis simplificadoras que se hicieron al elaborar el modelo matemático para que este sea fácil de analizar con las herramientas disponibles (programas de computadora, métodos numéricos iterativos, métodos aproximados, etc.) o por que no hubo una transmisión adecuada de esas hipótesis a los encargados de los planos constructivos, resultando que lo que se construye, modifica substancialmente esas hipótesis, invalidando el análisis que se hizo alterando radicalmente el comportamiento previsto bajo diversas solicitaciones."<sup>10</sup>*

---

<sup>10</sup> Tesis: Estudio y aplicación del Super-Etabs versión PC. Introducción 1989

## ENTRADA DE DATOS

Para poder realizar el análisis por medio de un programa de computación, es necesario y primordial, saber en que forma, el programa "entenderá", la enorme cantidad de datos a procesar, independientemente del método que utilice para ello.

El programa Super-Etabs 6, trabaja de una manera sencilla pero delicada de alimentar esos datos, se conocen como "tarjetas de control de información", y a continuación veremos su contenido:

## TARJETA DE CONTROL DE INFORMACIÓN

### 1. INFORMACIÓN DE CONTROL

- 1ª. Línea: Información tipo alfanumérica (título de la corrida o estructura)  
 2ª. Línea: En blanco.

### COLUMNA

- 1 - 5 No. De pisos del edificio completo. (no incluye la línea de base)  
 6 - 10 No. De marcos con propiedades diferentes o cargas verticales diferentes  
 11 - 15 No. Total de marcos en la estructura  
 16 - 20 No. Total de combinaciones de carga  
 21 - 25 Código para tipo de análisis a realizar  
     0 Cargas estáticas (laterales y verticales)  
     1 Períodos y formas modales  
     2 0 + 1  
     3 Análisis modal espectral (desplazamientos y elementos mecánicos para cada marco diferente) + 2  
     6 Análisis modal espectral (respuesta global a nivel de piso y entrepiso)  
     7 3 + 6  
 26 - 30 No. De frecuencias (períodos) y formas modales  
 31 - 35 Grados de libertad por piso  
     0 Traslación en X, Y y ROTACIÓN  
     1 Traslación en X  
     2 Traslación en Y  
 36 Blanco  
 37 Código para generar cargas laterales TIPO A  
     0 No se generan  
     1 Genera fuerzas en X  
     2 Genera fuerzas en Y  
     3 Genera fuerzas en las dos direcciones (X, Y)  
 38 Código para generar cargas laterales TIPO B  
     0 No se generan  
     1 Genera fuerzas en X  
     2 Genera fuerzas en Y  
     3 Genera fuerzas en las dos direcciones (X, Y)  
 39 Código para calcular relaciones de esfuerzos  
     0 No se calculan  
     1 Si se calculan  
 40 Código de ejecución  
     0 Se ejecuta el programa  
     1 Solo se verifican los datos  
 41 - 50 Aceleración de la gravedad para efectos P-Delta

2. DATOS DE PISO (2 líneas por cada nivel, empezar con azotea)

1º. Línea

COLUMNA

2 - 5	Cuatro caracteres para identificación de cada nivel
6 - 10	Blanco
11 - 20	Altura de entrepiso
21 - 30	Masa traslacional (Peso/g)
31 - 40	Masa rotacional
41 - 50	X coordenada del centro de masa (sistema global)
51 - 60	Y coordenada del centro de masa (sistema global)

2º. Línea

1 - 10	Fuerza sísmica estática, componente X, caso A ( $F_{XA}$ )
11 - 20	Fuerza sísmica estática, componente Y, caso A ( $F_{YA}$ )
21 - 30	$X_A$ coordenada de aplicación de la fuerza (sistema global)
31 - 40	$Y_A$ coordenada de aplicación de la fuerza (sistema global)
41 - 50	Fuerza sísmica estática, componente X, caso B ( $F_{XB}$ )
51 - 60	Fuerza sísmica estática, componente Y, caso B ( $F_{YB}$ )
61 - 70	$X_B$ coordenada de aplicación de la fuerza (sistema global)
71 - 80	$Y_B$ coordenada de aplicación de la fuerza (sistema global)

3. DATOS DE CADA MARCO DIFERENTE (repetitivo para cada marco diferente)

3.a DATOS DE CONTROL

1º. Línea: Información alfanumérica para identificar el marco

2º. Línea:

COLUMNA

1 - 5	No. De identificación del marco
6 - 10	No. De niveles del marco
11 - 15	No. De hileras de columnas
16 - 20	No. De crujiás
21 - 25	No. De propiedades geométricas de columnas
26 - 30	No. De propiedades geométricas de trabes
31 - 35	No. De tipos de cargas verticales sobre vigas
36 - 40	No. De paneles
41 - 45	No. De diagonales

3.b COORDENADAS DE HILERAS DE COLUMNAS (tantas líneas como columnas)

COLUMNA

1 - 5	No. De identificación de hilera de columna
6 - 15	Coordenada X (sistema local)
16 - 25	Coordenada Y (sistema local)

### 3.c PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS COLUMNAS

1ª. Línea: (tantas líneas como propiedades geométricas)

#### COLUMNA

1 - 5	No. De identificación de propiedad geométrica
6 - 20	Modulo de elasticidad (E)
21 - 30	Area axial (A)
31 - 35	Area de cortante asociada con fuerzas cortantes en dirección del eje mayor ( $S_{a_{may}}$ )
36 - 40	Area de cortante asociada con fuerzas cortantes en dirección del eje menor ( $S_{a_{men}}$ )
41 - 50	Inercia a la torsión (J)
51 - 60	Momento de inercia para flexión en dirección del eje mayor ( $I_{may}$ )
61 - 70	Momento de inercia para flexión en dirección del eje menor ( $I_{men}$ )
71 - 75	Tamaño de zona rígida de extremo superior (DT)
76 - 80	Tamaño de zona rígida de extremo inferior (DB)

### 3.d PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS TRABES

1ª. Línea: (tantas líneas como propiedades geométricas)

#### COLUMNA

1 - 5	No. De identificación de propiedad geométrica
6 - 20	Modulo de elasticidad (E)
21 - 25	Area de cortante (SA)
26 - 35	Inercia a la torsión (J)
36 - 45	Momento de Inercia (I)
46 - 50	Factor de rigidez ( $K_{ii}$ )
51 - 55	Factor de rigidez ( $K_{ji}$ )
56 - 60	Factor de rigidez ( $K_{ii}$ )
61 - 65	Tamaño de zona rígida de extremo i
66 - 70	Tamaño de zona rígida de extremo j

### 3.e CARGAS VERTICALES EN VIGAS

1ª. Línea: (tantas líneas como cargas diferentes)

#### COLUMNA

1 - 5	No. De identificación de tipo de carga
6 - 10	Código del tipo de carga
	0 Cargas aplicadas a paños de columnas (apoyos)
	1 Cargas aplicadas a ejes de columnas (apoyos)
11 - 20	Momento flexionante de empotramiento extremo i, M1
21 - 30	Fuerza vertical extremo i, V1 (reacción)
31 - 40	Momento flexionante de empotramiento extremo j, M2
41 - 50	Fuerza vertical extremo j, V2 (reacción)
51 - 60	Carga por unidad de longitud, w

3.f GENERACION DE VIGAS (*comenzar desde la azotea*)

1º. Línea: (tantas líneas como tipos de vigas, según propiedad o carga)

COLUMNA

1 - 5	No. De identificación de crujía
6 - 10	Hilera de columna, extremo i
11 - 15	Hilera de columna, extremo j
16 - 20	No. De propiedad geométrica
21 - 25	No. De vigas hacia abajo con misma propiedad y tipo de carga
26 - 30	No. De tipo de carga caso I
31 - 35	No. De tipo de carga caso II
36 - 40	No. De tipo de carga caso III

3.g GENERACION DE COLUMNAS (*comenzar desde la azotea*)

1º. Línea: (tantas líneas como tipos de columnas e hileras)

COLUMNA

1 - 5	No. De identificación de hilera de la columna
6 - 10	No. De propiedad geométrica
11 - 15	No. De hilera de columna de control para definir dirección del eje mayor
16 - 20	No. De columnas hacia abajo con la misma propiedad

3.h PANELES (*en cualquier orden, solo muros que contribuyen a la rigidez*)

1º. Línea: (tantas líneas como paneles se tengan)

COLUMNA

1 - 5	No. De nivel de la parte superior del panel
6 - 10	No. De hilera de columna extremo i
11 - 15	No. De hilera de columna extremo j
16 - 25	Módulo de elasticidad (E)
26 - 35	Area transversal bruta (A)
36 - 45	Momento de Inercia (I)
46 - 55	Area efectiva de cortante (Av)
56 - 65	Módulo de cortante (G)

3.i DIAGONALES (*en cualquier orden*)

1º. Línea: (tantas líneas como paneles se tengan)

COLUMNA

1 - 5	No. De nivel de la parte superior
6 - 10	No. De hilera de columna extremo superior
11 - 15	No. De hilera de columna extremo inferior
16 - 25	Módulo de elasticidad (E)
26 - 35	Area axial (A)

4 LOCALIZACION DE MARCOS (*tantas líneas como marcos de la estructura*)

1º. Línea: (tantas líneas como marcos se tengan)

COLUMNA

1 - 5	No. De identificación del marco
6 - 10	Código de impresión de elementos mecánicos
	0 Se imprime
	1 No se imprime (no se calculan)
11 - 20	Distancia X1 del origen local al origen global
21 - 30	Distancia Y1 del origen local al origen global
31 - 40	Angulo $\alpha$ medido entre el X local del marco y X global
41 - 60	Identificación alfanumérica para el marco

5 DATOS DEL ESPECTRO (*necesarios para análisis tipo 3,6 ó7*)

1º. Línea: Datos de control

COLUMNA

1 - 5	No. De puntos que definen el espectro
6 - 10	No. De modos que se quieren imprimir por separado aun sin combinar
11 - 20	Factor de escala en las ordenadas espectrales (1.0 ó "g")
21 - 30	Angulo de incidencia (0) de la dirección del sismo, medido desde el eje Y
31 - 35	Relación de amortiguamiento crítico (clásico 0.05 en estructura de concreto)
36 - 40	Duración de la parte intensa del temblor (por default 1.0 e+3)
41	Código para imprimir respuestas globales según criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, SRSS (análisis tipo 6 ó 7)
	0 No se imprimen
	1 Si se imprimen
42	Igual al anterior pero para el criterio DSC
43	Igual al anterior pero para el criterio CQC
44	Igual al anterior pero para el criterio de la suma de valores absolutos
45	Código de impresión de la respuesta (análisis tipo 6 ó 7) global
	0 Respuestas calculadas e impresión con respecto al sistema global
	1 Respuestas calculadas e impresas con respecto al sistema de coordenadas (R, S) definido por la dirección del sismo
	2 0+1
46 - 73	Información tipo alfanumérica ( <i>letrero para identificación del espectro</i> )

2º. Línea: Datos puntos del espectro (tantas líneas como puntos)

COLUMNA

1 - 10	Valor del período (en segundos)
11 - 20	Aceleración espectral

## 6 COMBINACIONES DE CARGAS (*tantas líneas como combinaciones*)

1º. Línea: Datos de control

### COLUMNA

1 - 10	Multiplicador para carga caso I (vertical)
11 - 20	Multiplicador para carga caso II (vertical)
21 - 30	Multiplicador para carga caso III (vertical)
31 - 40	Multiplicador para carga caso A (lateral)
41 - 50	Multiplicador para carga caso B (lateral)
51 - 55	Multiplicador para espectro 1 (criterio SRSS)
56 - 60	Multiplicador para espectro 2 (suma de valores específicos)
61 - 65	Multiplicador para espectro 3 (criterio DSC)
66 - 70	Multiplicador para espectro 4 (criterio CQC)

### PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS

Para poder ingresar todos los datos requeridos de la tarjeta de control, será necesario, que previo a la generación del archivo, calcular manualmente ciertas propiedades de los elementos y que describiremos a continuación.

### PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS COLUMNAS

#### MODULO DE ELASTICIDAD (E)<sup>11</sup>

$$E = 15100\sqrt{F'c}$$

Donde:

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$E = 2\,387\,519\,633.427 \text{ kg/m}^2$$

$$E = 2.39 \text{ e } 9 \text{ kg/m}^2$$

#### ÁREA AXIAL (A)

$$A = (b) (h)$$

Donde:

$$(b) = 0.40 \text{ m}$$

$$(h) = 0.40 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$A = 0.160 \text{ m}^2$$

<sup>11</sup> Según el ACI 318 93

ÁREA DE CORTANTE ( $SA_{may}$  ó  $SA_{men}$ )

$$SA = \frac{A}{1.2}$$

Por lo tanto:

$$SA_{may} = SA_{men} = 0.133 \text{ m}^2$$

INERCIA A LA TORSIÓN ( $J$ )

$$J = ab^3 \left( \frac{16}{3} - 3.36 \frac{b}{a} \left( 1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right)$$

Donde:

$$(a) = b / 2 = 0.40 / 2 = 0.20$$

$$(b) = h / 2 = 0.40 / 2 = 0.20$$

Por lo tanto:

$$J = 0.02705 \text{ m}^4$$

MOMENTO DE INERCIA A LA FLEXIÓN ( $I$ )

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Por lo tanto:

$$I = 0.002133 \text{ m}^4$$

RESUMIENDO LOS RESULTADOS:

MÓDULO DE ELASTICIDAD ( $E$ ) =	2 387 519 633.427 kg/m <sup>2</sup>
ÁREA AXIAL ( $A$ ) =	0.160 m <sup>2</sup>
ÁREA DE CORTANTE ( $SA_{may}$ y $SA_{men}$ )=	0.133 m <sup>2</sup>
INERCIA A LA TORSIÓN ( $J$ )=	0.02705 m <sup>4</sup>
MOMENTO DE INERCIA A LA FLEXIÓN ( $I$ )=	0.002133 m <sup>4</sup>

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS TRABES

MODULO DE ELASTICIDAD (E)<sup>12</sup>

$$E = 15100\sqrt{F'c}$$

Donde:

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$E = 2\,387\,519\,633.427 \text{ kg/m}^2$$

$$E = 2.39 \text{ e } 9 \text{ kg/m}^2$$

ÁREA AXIAL (A)

$$A = (b)(h)$$

Donde:

$$(b) = 0.30 \text{ m}$$

$$(h) = 0.45 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$A = 0.135 \text{ m}^2$$

ÁREA DE CORTANTE (SA)

$$SA = \frac{A}{1.2}$$

Por lo tanto:

$$SA = 0.1125 \text{ m}^2$$

INERCIA A LA TORSIÓN (J)

$$J = ab^3 \left( \frac{16}{3} - 3.36 \frac{b}{a} \left( 1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right)$$

Donde:

$$(a) = b / 2 = 0.30 / 2 = 0.15$$

$$(b) = h / 2 = 0.45 / 2 = 0.225$$

Por lo tanto:

$$J = 0.004134085 \text{ m}^4$$

MOMENTO DE INERCIA A LA FLEXIÓN (I)

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Por lo tanto:

$$I = 0.002278125 \text{ m}^4$$

<sup>12</sup> Según el ACI 318 93

RESUMIENDO LOS RESULTADOS:

MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) =	2 387 519 633.427 kg/m <sup>2</sup>
ÁREA AXIAL (A) =	0.135 m <sup>2</sup>
ÁREA DE CORTANTE (SA <sub>may</sub> y SA <sub>men</sub> )=	0.1125 m <sup>2</sup>
INERCIA A LA TORSIÓN (J)=	0.004134 m <sup>4</sup>
MOMENTO DE INERCIA A LA FLEXIÓN (I)=	0.0022781 m <sup>4</sup>

A continuación se describe el archivo de datos o tarjeta de control de acceso previo al análisis del Super-Etabs:

HIPERMARCO ESTRUCTURA A ANALISIS ESTATICO Kg-M (REDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS)										
2	1	1	2	0	0	0	0000	0.000		
NIV2		3.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
NIV1		3.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HIPERMARCO A										
1	2	35	57	2	3	63	0	0		
1		0.0000	10.0000							
2		0.0000	5.0000							
3		0.0000	0.0000							
4		5.0000	25.0000							
5		5.0000	20.0000							
6		5.0000	15.0000							
7		5.0000	10.0000							
8		5.0000	5.0000							
9		5.0000	0.0000							
10		10.0000	25.0000							
11		10.0000	20.0000							
12		10.0000	15.0000							
13		10.0000	10.0000							
14		10.0000	5.0000							
15		10.0000	0.0000							
16		15.0000	25.0000							
17		15.0000	20.0000							
18		15.0000	15.0000							
19		15.0000	10.0000							
20		15.0000	5.0000							
21		15.0000	0.0000							
22		20.0000	25.0000							
23		20.0000	20.0000							
24		20.0000	15.0000							
25		20.0000	10.0000							
26		20.0000	5.0000							
27		20.0000	0.0000							
28		25.0000	25.0000							
29		25.0000	20.0000							
30		25.0000	15.0000							
31		25.0000	10.0000							
32		25.0000	5.0000							
33		25.0000	0.0000							
34		20.0000	27.5000							
35		25.0000	27.5000							
1	2387519633	0.1600000	.133	.133	.0000000	0.002133	0.002133	0.45	0.00	
2	0	0.0000000	0.00	0.00	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.00	0.00	
1	2387519633	.113	0.004134	.0022781	4.00	4.00	2.00	0.20	0.20	
2	2387519633	.113	0.004134	.0022781	4.00	4.00	2.00	0.20	0.20	
3	0	0.00	0.0000000	0.0000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	650.0000				
2	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	800.0000				
3	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	850.0000				
4	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	900.0000				
5	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1000.0000				
6	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1050.0000				
7	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1200.0000				
8	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1250.0000				
9	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1300.0000				
10	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1350.0000				
11	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1400.0000				
12	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1450.0000				
13	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1500.0000				
14	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1550.0000				
15	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1650.0000				
16	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1700.0000				
17	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1750.0000				
18	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2100.0000				
19	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2200.0000				
20	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2300.0000				
21	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2350.0000				
22	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2500.0000				
23	0	5500.0000	6525.0000	5500.0000	6525.0000	0.0000				

24	0	4536.9800	4921.2500	4536.9800	4921.2500	0.0000
25	0	5583.3300	6550.0000	5583.3300	6550.0000	0.0000
26	0	4328.6500	4671.2500	4328.6500	4671.2500	0.0000
27	0	3604.1700	4175.0000	3604.1700	4175.0000	0.0000
28	0	5891.1500	6546.2500	5891.1500	6546.2500	0.0000
29	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.0000
30	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	20.0000
31	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	50.0000
32	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	60.0000
33	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	70.0000
34	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
35	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	160.0000
36	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	170.0000
37	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	210.0000
38	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	220.0000
39	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	230.0000
40	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	240.0000
41	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	250.0000
42	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	260.0000
43	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	290.0000
44	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	300.0000
45	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	320.0000
46	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	330.0000
47	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	340.0000
48	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	350.0000
49	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	410.0000
50	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	440.0000
51	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	450.0000
52	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	490.0000
53	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	580.0000
54	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	590.0000
55	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	600.0000
56	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	620.0000
57	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	660.0000
58	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	710.0000
59	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	820.0000
60	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	830.0000
61	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	850.0000
62	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	880.0000
63	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1140.0000
1	1	2	3	0	0	0
1	1	2	1	0	6	34
2	2	3	3	0	0	0
2	2	3	1	0	5	34
3	4	5	3	0	0	0
3	4	5	1	0	5	34
4	5	6	3	0	0	0
4	5	6	1	0	4	33
5	6	7	3	0	0	0
5	6	7	1	0	4	33
6	7	8	3	0	0	0
6	7	8	1	0	13	43
7	8	9	3	0	0	0
7	8	9	1	0	16	47
8	10	11	3	0	0	0
8	10	11	1	0	16	46
9	11	12	3	0	0	0
9	11	12	1	0	9	37
10	12	13	3	0	0	0
10	12	13	1	0	9	37
11	13	14	3	0	0	0
11	13	14	1	0	10	38
12	14	15	3	0	0	0
12	14	15	1	0	17	44
13	16	17	3	0	0	0
13	16	17	1	0	17	45
14	17	18	1	0	6	34
14	17	18	2	0	19	50
15	18	19	1	0	4	33
15	18	19	2	0	19	50
16	19	20	1	0	4	33

16	19	20	2	0	19	51	0
17	20	21	1	0	5	34	0
17	20	21	2	0	23	54	0
18	34	22	1	0	1	29	0
18	34	22	2	0	7	30	0
19	22	23	1	0	2	31	0
19	22	23	2	0	20	50	0
20	23	24	1	0	11	42	0
20	23	24	2	0	18	55	0
21	24	25	1	0	7	37	0
21	24	25	2	0	18	55	0
22	25	26	1	0	7	37	0
22	25	26	2	0	24	55	0
23	26	27	1	0	15	45	0
23	26	27	2	0	25	61	0
24	35	28	1	0	1	29	0
24	35	28	2	0	7	30	0
25	28	29	1	0	2	31	0
25	28	29	2	0	11	36	0
26	29	30	1	0	3	32	0
26	29	30	2	0	12	35	0
27	30	31	1	0	4	33	0
27	30	31	2	0	12	35	0
28	31	32	1	0	4	33	0
28	31	32	2	0	26	35	0
29	32	33	1	0	5	34	0
29	32	33	2	0	27	40	0
30	4	10	3	0	0	0	0
30	4	10	1	0	5	34	0
31	10	16	3	0	0	0	0
31	10	16	1	0	4	33	0
32	16	22	3	0	0	0	0
32	16	22	1	0	4	31	0
33	22	28	1	0	21	52	0
33	22	28	2	0	19	63	0
34	5	11	3	0	0	0	0
34	5	11	2	0	16	46	0
35	11	17	3	0	0	0	0
35	11	17	1	0	9	39	0
36	17	23	1	0	5	34	0
36	17	23	2	0	18	49	0
37	23	29	1	0	17	47	0
37	23	29	2	0	13	58	0
38	6	12	3	0	0	0	0
38	6	12	1	0	17	47	0
39	12	18	3	0	0	0	0
39	12	18	1	0	11	41	0
40	18	24	1	0	16	46	0
40	18	24	2	0	28	57	0
41	24	30	1	0	17	48	0
41	24	30	2	0	17	62	0
42	1	7	3	0	0	0	0
42	1	7	1	0	5	34	0
43	7	13	3	0	0	0	0
43	7	13	1	0	14	44	0
44	13	19	3	0	0	0	0
44	13	19	1	0	11	41	0
45	19	25	1	0	16	46	0
45	19	25	2	0	28	56	0
46	25	31	1	0	16	47	0
46	25	31	2	0	22	60	0
47	2	8	3	0	0	0	0
47	2	8	1	0	15	45	0
48	8	14	3	0	0	0	0
48	8	14	1	0	8	39	0
49	14	20	3	0	0	0	0
49	14	20	1	0	9	39	0
50	20	26	1	0	16	46	0
50	20	26	2	0	9	53	0
51	26	32	1	0	16	46	0
51	26	32	2	0	16	59	0

52	3	9	3	0	0	0	0
52	3	9	1	0	5	34	0
53	9	15	3	0	0	0	0
53	9	15	1	0	4	33	0
54	15	21	3	0	0	0	0
54	15	21	1	0	4	33	0
55	21	27	1	0	5	34	0
55	21	27	2	0	12	35	0
56	27	33	1	0	5	34	0
56	27	33	2	0	14	40	0
57	34	35	3	1	0	0	0

1	2	2	0				
1	1	2	0				
2	2	3	0				
2	1	3	0				
3	2	2	0				
3	1	2	0				
4	2	5	0				
4	1	5	0				
5	2	6	0				
5	1	6	0				
6	2	7	0				
6	1	7	0				
7	2	8	0				
7	1	8	0				
8	2	9	0				
8	1	9	0				
9	2	8	0				
9	1	8	0				
10	2	11	0				
10	1	11	0				
11	2	12	0				
11	1	12	0				
12	2	13	0				
12	1	13	0				
13	2	14	0				
13	1	14	0				
14	2	15	0				
14	1	15	0				
15	2	14	0				
15	1	14	0				
16	2	17	0				
16	1	17	0				
17	1	18	1				
18	1	19	1				
19	1	20	1				
20	1	21	1				
21	1	20	1				
22	1	23	1				
23	1	24	1				
24	1	25	1				
25	1	26	1				
26	1	27	1				
27	1	26	1				
28	1	29	1				
29	1	30	1				
30	1	31	1				
31	1	32	1				
32	1	33	1				
33	1	32	1				
34	2	22	1				
35	2	28	1				

1	0	0.000	0.000	0.000	0.000	HIPERMARCO A	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000
1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000

Ya explicados con anterioridad, la posición de los datos en el archivo tarjeta de control, podremos mostrar de donde salen ciertos datos necesarios para llenar dicha tarjeta.

<u>Primera Línea:</u>	Nombre de la corrida
<u>Segunda Línea:</u>	
<u>No. De pisos del edificio:</u>	2
<u>No. De Marcos con propiedades diferentes:<sup>13</sup></u>	1
<u>No. Total de marcos en la estructura:</u>	1
<u>No. Total de combinaciones de carga:</u>	2 ( <i>carga vivas y muertas</i> )
<u>Tipo de análisis:</u>	0 ( <i>análisis gravitacional</i> )
<u>No. De frecuencias y formas modales:</u>	0 ( <i>análisis gravitacional</i> )
<u>Grados de libertad por piso:</u>	0
<u>Código para generar cargas laterales:</u>	0
<u>Código para generar cargas laterales:</u>	0
<u>Código para generar relaciones de esfuerzo:</u>	0
<u>Código de ejecución:</u>	0 ( <i>se ejecuta el programa</i> )
<u>Aceleración de la gravedad:<sup>14</sup></u>	0.000 ( <i>análisis gravitacional</i> )
<u>Línea subsecuente:</u>	
<u>Identificación del entrepiso:</u>	NIV1 o NIV2
<u>Altura de entrepiso:</u>	3.00 m
<u>Masa traslacional:<sup>15</sup></u>	0 ( <i>análisis gravitacional</i> )
<u>Masa rotacional:<sup>16</sup></u>	0 ( <i>análisis gravitacional</i> )
<u>Coordenada X del centro de masa:<sup>17</sup></u>	0 ( <i>análisis gravitacional</i> )
<u>Coordenada Y del centro de masa:<sup>18</sup></u>	0 ( <i>análisis gravitacional</i> )

Línea subsecuente: Todos estos datos son para análisis sísmico

<u>Línea subsecuente:</u>	
<u>Identificación del marco:</u>	Nombre arbitrario
<u>No. De identificación del marco:</u>	1
<u>No. De niveles del marco:</u>	2
<u>No. De hileras de columnas:</u>	35
<u>No. De crujiás (trabes):</u>	57

<sup>13</sup> Por ser considerado un HIPERMARCO, se toma en cuenta un solo marco.

<sup>14</sup> Para análisis sísmico, veremos su utilización

<sup>15</sup> IDEM 11

<sup>16</sup> IDEM 11

<sup>17</sup> IDEM 11

<sup>18</sup> IDEM 11

<u>No. De propiedades geométricas de columnas:</u>	2 (una real y una virtual)
<u>No. De propiedades geométricas de trabes:</u>	3 (2 reales, 1 virtual)
<u>No. De tipos de cargas verticales sobre trabes:</u> <sup>19</sup>	63
<u>No. De paneles o muros de carga:</u>	0
<u>No. De diagonales o contravientos:</u>	0

Líneas subsecuentes: Según el número de hileras de columnas

<u>No. De identificación de hilera de columna:</u>	x
<u>Coordenada X (sistema local):</u>	X
<u>Coordenada Y (sistema local):</u>	Y

Línea subsecuente: Según el número de propiedades geométricas en columnas

<u>No. De identificación de propiedad geométrica:</u> x	
<u>Módulo de elasticidad:</u> <sup>20</sup>	2387519633 (kg/m <sup>2</sup> )
<u>Area axial:</u> <sup>21</sup>	0.16000000 (m <sup>2</sup> )
<u>Area de cortante (eje mayor):</u> <sup>22</sup>	0.133 (m <sup>2</sup> )
<u>Area de cortante (eje menor):</u> <sup>23</sup>	0.133 (m <sup>2</sup> )
<u>Inercia a la torsión:</u> <sup>24</sup>	0.000
<u>Momento de Inercia para flexión (eje mayor):</u> <sup>25</sup>	0.002133 (m <sup>4</sup> )
<u>Momento de Inercia para flexión (eje mayor):</u> <sup>26</sup>	0.002133 (m <sup>4</sup> )
<u>Tamaño de zona rígida (extremo superior):</u>	0.45 (m)
<u>Tamaño de zona rígida (extremo inferior):</u>	0.00 (m)

Líneas subsecuentes: Según el número de propiedades geométricas de trabes

<u>No. De identificación de propiedad geométrica:</u>	x
<u>Módulo de Elasticidad:</u>	2387519633 (kg/m <sup>2</sup> )
<u>Area de cortante:</u>	0.113 (m <sup>2</sup> )
<u>Inercia a la torsión:</u>	0.004134 (m <sup>4</sup> )
<u>Momento de inercia:</u>	0.0022781 (m <sup>4</sup> )
<u>Factor de rigidez (Ki):</u>	4
<u>Factor de rigidez (Kj):</u>	4
<u>Factor de rigidez (Kl):</u>	2
<u>Tamaño de zona rígida de extremo i:</u>	0.20 m

<sup>19</sup> Ver columna de clave en tablas de condiciones de cargas vivas y muertas

<sup>20</sup> Ver "Propiedades de los Elementos" dentro de este mismo capítulo

<sup>21</sup> IDEM 17

<sup>22</sup> IDEM 17

<sup>23</sup> IDEM 17

<sup>24</sup> IDEM 17

<sup>25</sup> IDEM 17

<sup>26</sup> IDEM 17

Tamaño de zona rígida de extremo j: 0.20 m

Líneas subsecuentes: Según el número de cargas verticales diferentes

No. De identificación de tipos de carga: x

Código de tipo de carga: 0

Momento flexionante de empotramiento i: Según el caso

Fuerza vertical extremo i: Según el caso

Momento flexionante de empotramiento j: Según el caso

Fuerza vertical extremo j: Según el caso

Carga distribuida: Según la tabla de cargas.

TARJETA DE RESULTADOS

SSSSS S S SSSS SSSSS SSSS SSSSS SSSSS SSSS SSSS SSSSS  
 S  
 SSSSS S S SSSSS SSS SSSSS SS SSS S SSSSS SSSSS SSSSS  
 S  
 SSSSS SSSSS S SSSSS S S SSSSS S S S SSSSS SSSSS

MICRO CONVERSION BY  
 J N DYER  
 SEPTIEMBRE 1990

TITULO DE LA CORRIDA

HIPERMARCO ESTRUCTURA A ANALISIS ES  
 LOAD CONDITION DEFINITION CARDS

LOAD	I	II	III	A	B	SPECTRUM-1	SPECTRUM-2	SPECTRUM-3
SPECTRUM-4	TIME HIST							
1	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
.00	.00							
2	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
.00	.00							

SPECTRUM-1... ROOT MEAN SQUARE COMBINATION  
 SPECTRUM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES  
 SPECTRUM-3... DOUBLE SUM COMBINATION  
 SPECTRUM-4... COMPLETE QUADRATIC COMBINATION

DESPLAZAMIENTOS EN "X" Y EN "Y", ASI COMO ROTACIÓN SEGUN ENTREPISO

OUTPUT FOR FRAME NO 1

FRAME TYPE = 1  
 FRAME ID HIPERMARCO A

MOMENTO TORSIONANTE

LATERAL FRAME DISPLACEMENTS

MOMENTO SUPERIOR E INFERIOR EJE MAYOR Y MENOR

LEVEL		H 1	H 2
2	X	-.0000099	-.0000142
2	Y	.0000498	-.0000002
2	ROTN	.0000043	.0000007
1	X	.0000324	-.0000016
1	Y	.0000095	-.0000006
1	ROTN	.0000015	.0000002

FUERZA AXIAL

MEMBER FORCES ..... FRAME ID HIPERMARCO A FRAME TYPE 1  
 LEVEL NO 1 ... LEVEL ID IV1

RESULTADOS EN COLUMNAS

LINE	LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS		AXIAL FORCE	MINOR AXIS		MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
			TOP MOMENT	BOT MOMENT		TOP MOMENT	BOT MOMENT		
1	1	.0000	-1284.3240	-765.4449	-4261.0080	-1201.8300	-668.5287	-808.8312	-733.4741
1	2	.0000	-128.0677	-73.5398	-398.0115	-118.3305	-75.9508	-79.0618	-76.1887
2	1	.0000	5.6030	-14.1498	-8661.6580	-2022.8920	-1132.7670	3.3517	-1237.5130
2	2	.0000	-2.7311	-.5398	-1197.5580	-395.2189	-235.1963	-1.2827	-247.2216
3	1	.0000	-1267.5200	-720.8308	-4199.0860	1272.4500	681.7103	-779.7452	766.3373
3	2	.0000	-141.9750	-83.7417	-428.1390	148.3330	89.3788	88.5164	93.2203
4	1	.0000	-1347.8250	-816.4047	-4290.9580	-1335.5450	-788.3331	-348.7177	-832.8934
4	2	.0000	-147.8507	-87.0853	-436.7756	-156.4980	-104.2504	-92.1317	-102.2543
5	1	.0000	214.1036	93.3127	-8251.1870	-2163.1560	-1256.3860	120.5554	-1340.9970
5	2	.0000	44.9602	25.2140	-1138.3430	-429.2858	-261.1075	27.5193	-270.7425
6	1	.0000	-21.0875	-43.6701	-7799.4490	-2163.0340	-1242.3400	-25.3951	-1335.4410
6	2	.0000	13.8624	7.1016	-1027.1380	-439.5514	-265.0634	8.2212	-276.3195
7	1	.0000	-594.1027	-377.4125	-11544.3800	-412.1747	-208.6082	-380.9864	-243.4443
7	2	.0000	-197.7426	-116.1440	-1763.0590	-198.2128	-122.4768	-123.0928	-125.7607
8	1	.0000	-410.5643	-270.5139	-14736.7300	648.9666	423.4094	-267.0895	420.5396
8	2	.0000	-72.8972	-43.4300	-2863.1070	107.8607	57.8134	-45.6185	64.9702
9	1	.0000	-2105.4490	-1194.8930	-8194.9070	-347.0819	-261.5570	-1294.2520	-238.6819
9	2	.0000						2	
10	1	.0000						-259.8802	-25.8988
10	2	.0000						-1380.8410	153.8846
11	1	.0000	540.8105	269.6225	-14414.5300	639.5687	376.0111	-263.3857	7.1445
11	2	.0000	147.0584	82.6560	-2642.8590	128.5048	63.7676	317.8169	398.2666
12	1	.0000	-126.7000	-119.1571	-13349.8700	662.9465	403.6020	90.0841	75.4009
12	2	.0000	-19.8198	-14.5392	-2340.2370	133.1006	68.4675	-96.4145	418.2543

CORTANTE EJE MAYOR Y MENOR

13	1	.0000	-33.6586	-64.9668	-12752.4000	291.3234	201.1317	-38.6766	193.1196
13	2	.0000	-3.0019	-4.7439	-2247.1350	69.9203	33.6925	-3.0375	40.6325
14	1	.0000	-701.1932	-453.7603	-13383.7000	-140.8543	-36.6076	-452.9229	-69.5929
14	2	.0000	-123.0633	-74.6715	-2284.9450	-8.7974	-10.1320	-77.5431	-7.4233
15	1	.0000	-2241.5220	-1260.1710	-7860.8250	-17.4191	-69.5508	-1373.2130	-34.1059
15	2	.0000	-397.9290	-228.7710	-961.1206	10.6524	9.1892	-245.7647	7.7810
16	1	.0000	-2214.4470	-1349.1030	-7869.2860	-86.6694	-60.9481	-1397.4700	-57.8892
16	2	.0000	-404.5969	-240.6689	-835.8762	69.6574	27.4697	-253.0454	38.0891
17	1	.0000	78.3845	-13.6842	-21672.4400	-473.6337	-272.3535	25.3727	-292.5440
17	2	.0000	-32.3153	-23.8402	-3673.6670	-112.2980	-76.4837	-22.0218	-74.0321
18	1	.0000	-110.5352	-123.7170	-28250.9000	-1107.2690	-627.4280	-91.8636	-680.2733
18	2	.0000	-11.9038	-11.9519	-5208.3330	-233.5013	-145.0532	-9.3551	-148.4527
19	1	.0000	75.0101	-15.6495	-27590.7100	-965.2288	-530.7245	23.2787	-586.6484
19	2	.0000	7.9114	-4.109	-5047.7350	-197.7207	-122.1902	2.9414	-125.4552
20	1	.0000	-845.7720	-551.9424	-26004.3600	452.8380	309.1778	-548.1234	298.8297
20	2	.0000	-147.9209	-91.1726	-5414.7560	-171.5786	-104.9410	-93.7621	-108.4391
21	1	.0000	-2611.6740	-1461.7850	-15982.5000	35.5829	-38.6807	-1597.4350	-1.2148
21	2	.0000	-536.2159	-307.2906	-2292.8490	37.8494	25.0296	-330.7868	24.6584
22	1	.0000	-889.1355	-591.1736	-23775.6600	-395.8685	-241.0355	-580.5134	-249.7663
22	2	.0000	-367.0011	-220.7952	-5131.9740	-790.0029	-473.2240	-230.5084	-495.3831
23	1	.0000	292.1505	96.8451	-30414.7100	681.8577	400.6416	152.5473	424.5095
23	2	.0000	-49.4398	-35.8373	-6872.8100	-233.7515	-147.2221	-33.4420	-149.4014
24	1	.0000	-97.3014	-129.9841	-34897.7600	1227.6350	732.4946	-89.1316	768.6782
24	2	.0000	-17.6945	-17.3478	-9136.7350	-202.5408	-127.0208	-13.7421	-129.2398
25	1	.0000	-254.1248	-221.3230	-36003.1400	597.4526	379.4311	-186.4501	383.0916
25	2	.0000	19.0532	4.0552	-8728.6720	-198.0907	-122.4057	9.0621	-125.6849
26	1	.0000	-542.0590	-389.0251	-33885.3400	-284.3688	-120.1950	-365.1310	-158.6525
26	2	.0000	-216.8163	-133.3227	-9529.9960	-215.5652	-130.5602	-137.3094	-135.7355
27	1	.0000	-2422.8330	-1337.8230	-21798.0700	46.0774	-32.5684	-1474.7670	5.2977
27	2	.0000	-702.0482	-401.8534	-4042.6530	73.8650	46.0063	-432.9026	47.0084
28	1	.0000	-4.8572	-90.1165	-19306.4500	1366.3440	785.3335	-37.2446	843.7951
28	2	.0000	-133.2753	-86.6890	-4255.1920	978.2306	556.6519	-86.2605	601.9147
29	1	.0000	-55.9405	-119.8690	-17430.9700	896.9927	525.9431	-68.9449	558.0141
29	2	.0000	19.5801	2.3389	-3387.4120	607.3041	342.6356	8.5957	372.5254
30	1	.0000	31.0785	-69.1864	-18137.4000	1099.7940	658.0359	-14.9443	689.3450
30	2	.0000	-7.0387	-13.1647	-3754.6800	743.5872	424.0345	-7.9229	457.8909
31	1	.0000	-739.4362	-517.9588	-21223.4800	1813.0000	1087.4050	-493.0961	1137.4140
31	2	.0000	3.8007	-6.8515	-3637.2620	708.5658	405.6601	-1.1964	436.9514
32	1	.0000	194.1719	25.8044	-21092.7400	1281.5270	791.8328	86.2652	813.0823
32	2	.0000	-77.1209	-53.9829	-3893.3220	690.8876	397.3869	-51.4133	426.7743
33	1	.0000	-1547.1820	-813.8410	-11617.7800	-1277.3010	-803.3462	-925.8915	-815.9400
33	2	.0000	-222.1984	-120.3503	-1505.3050	-232.5865	-132.4809	-134.3328	-143.1637
34	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
34	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
35	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
35	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

BEAM FORCES

BAY	LOAD	TORS MOMENT	I MOMENT	J MOMENT
1	1	-79.3572	1267.1980	-2116.9000
1	2	-26.1636	115.5622	-206.1181
2	1	66.5830	2094.8190	-1119.8700
2	2	22.4775	203.3895	-113.5023
3	1	-79.9654	1224.1420	-1916.3780
3	2	-25.7828	120.9905	-184.0085
4	1	-3.0967	1746.2500	-1485.8950
4	2	-1.4033	151.0673	-103.4875
5	1	159.4884	1512.9860	-1802.6770
5	2	21.9623	86.6517	-212.5289
6	1	95.4366	2319.1310	-2925.4940
6	2	27.9740	402.6069	-589.2616
7	1	-31.1430	3345.0210	-2028.2910
7	2	-6.4157	659.1813	-418.1782
8	1	32.6435	2156.7070	-3161.9000
8	2	9.6458	424.0414	-598.9404
9	1	-9.9370	2611.8800	-2137.8110
9	2	-0.232	443.4427	-338.4137
10	1	-37.6194	2297.1740	-2264.4910
10	2	-6.3173	363.9636	-372.4785
11	1	-43.2429	2266.2850	-2659.7460
11	2	-7.7602	359.3243	-446.2245
12	1	11.5903	3356.2770	-2087.8780
12	2	-6.222	564.7978	-364.4002
13	1	-39.0440	2214.2030	-3390.6190
13	2	-17.3475	384.7049	-651.7913

RESULTADOS EN TRABES

MOMENTO TORSIONANTE

MOMENTOS EN LOS EXTREMOS "I" Y "J"

14	1	-61.9515	4067.4890	-3737.8830
14	2	-11.7057	780.8036	-765.8834
15	1	10.0828	3947.3440	-3765.4510
15	2	2.8729	779.6723	-767.1622
16	1	128.5830	3786.3730	-4199.9340
16	2	1.9778	770.9425	-854.5829
17	1	-48.4660	5776.4930	-4368.7420
17	2	11.9690	1086.2830	-825.3149
18	1	.0000	.0002	-2646.0000
18	2	-.0001	.0000	-44.1000
19	1	96.9767	3879.7200	-3939.5700
19	2	51.2072	603.9103	-869.3140
20	1	47.5765	4010.2630	-3492.0180
20	2	2.4485	1063.6550	-1044.4970
21	1	-61.6309	3733.3490	-3711.4210
21	2	-.0367	1063.1340	-1043.7810
22	1	-84.9997	4376.7530	-4768.3910
22	2	-2.0728	1030.8320	-1143.4810
23	1	19.0213	5971.3390	-4462.3270
23	2	12.7093	1533.8640	-1236.6360
24	1	.0000	-.0001	-2646.0000
24	2	.0000	.0000	-44.1001
25	1	-46.6950	2596.3550	-2353.6070
25	2	-34.8966	244.6059	-317.1379
26	1	15.7255	2707.4200	-2384.7330
26	2	12.2062	311.0580	-259.7894
27	1	63.1250	2569.1180	-2735.0380
27	2	-3.7023	295.3806	-266.2063
28	1	-52.4641	4162.0360	-4264.4530
28	2	-2.0917	282.9711	-301.3014
29	1	-3.5005	4189.1660	-2684.6770
29	2	-43.0108	436.2228	-336.1781
30	1	75.7038	1202.0930	-1931.4530
30	2	25.0593	132.6346	-176.4489
31	1	-1.4396	1710.8650	-1547.5030
31	2	-2.1161	173.8709	-60.6678
32	1	-126.1851	1614.9680	-1635.4740
32	2	-3.9413	-20.5087	-409.3711
33	1	-85.2279	4017.1270	-3305.8770
33	2	-22.1553	1881.3020	-1701.9470
34	1	-33.4482	2108.6530	-3193.7770
34	2	-9.9315	430.8395	-595.0609
35	1	39.8359	2561.1750	-2298.7020
35	2	16.2079	472.8356	-397.8300
36	1	-22.9597	3722.8680	-3397.4660
36	2	1.1403	655.0897	-820.8698
37	1	29.2180	3101.1330	-2135.6810
37	2	-6.8596	1280.4450	-1015.5590
38	1	6.6999	2170.7640	-3302.2510
38	2	2.6780	438.6917	-618.8014
39	1	-4.6092	2629.6340	-2745.3400
39	2	-1.1851	492.5134	-479.7861
40	1	-4.3370	5683.5030	-5521.5510
40	2	.0878	1045.2830	-1274.6630
41	1	-15.0302	3813.9410	-2389.3310
41	2	-1.4395	1610.1280	-1259.4320
42	1	-67.2065	1046.3910	-2285.0530
42	2	6.0205	88.9122	-283.5033
43	1	-55.1545	2551.7910	-2740.6200
43	2	-18.5349	463.5867	-528.1242
44	1	-13.1997	2449.1800	-2798.8030
44	2	-1.4634	465.0532	-482.7808
45	1	27.4576	5578.8840	-5817.0830
45	2	-1.4847	988.1240	-1198.5010
46	1	41.9612	4996.5410	-3519.6120
46	2	.9665	1513.9570	-1189.0280
47	1	35.5400	2015.7150	-3142.7360
47	2	6.0661	415.4435	-588.7162
48	1	23.8817	2402.2160	-2201.3800
48	2	4.2088	462.4687	-377.5054
49	1	10.3185	2382.4360	-2055.4550
49	2	1.8585	395.6952	-455.6816
50	1	-31.3128	2443.1560	-2323.7660
50	2	5.9481	926.9326	-1129.4090

51	1	-71.4792	2981.7560	-2626.4490
51	2	-13.4230	1473.2930	-1194.4760
52	1	-80.9237	1128.5120	-1997.7660
52	2	-26.2132	124.2688	-180.9422
53	1	-15.7446	1655.7770	-1599.7240
53	2	1.5437	146.8905	-113.3937
54	1	-37.4827	1556.1790	-1630.9240
54	2	-13.2922	126.7200	-126.8705
55	1	14.4290	2472.7400	-2643.5210
55	2	-15.8502	265.8997	-307.2709
56	1	78.2107	2838.9790	-2300.1830
56	2	44.1120	427.7725	-342.8652
57	1	.0000	.0000	.0000
57	2	.0000	.0000	.0000

MEMBER FORCES ..... FRAME ID HIPERMARCO A      FRAME TYPE 1  
 LEVEL NO 2 ... LEVEL ID IV2

COLUMN FORCES

LINE	LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS		AXIAL FORCE	MINOR AXIS		MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
			TOP MOMENT	BOT MOMENT		TOP MOMENT	BOT MOMENT		
1	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
1	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
2	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
2	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
3	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
3	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
6	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
6	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
7	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
7	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
8	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
8	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
9	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
9	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
10	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
10	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
11	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
11	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
12	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
12	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
13	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
13	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
14	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
14	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
15	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
15	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
16	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
16	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
17	1	.0000	-1462.1220	-874.0587	-4426.3620	-1339.8830	-1235.3550	-916.1494	-1009.8970
17	2	.0000	-157.0066	-115.9560	-444.7069	-165.3529	-184.8586	-107.0442	-137.3378
18	1	.0000	87.4319	-80.0992	-8336.4050	-2243.7730	-2119.9990	2.8756	-1711.2830
18	2	.0000	21.7044	-1408	-1144.4890	-468.4936	-429.7931	8.4563	-352.2693
19	1	.0000	-193.2968	-136.9931	-7809.6840	-2311.6900	-2072.0530	-129.5255	-1719.1150
19	2	.0000	-22.5001	-14.5014	-1062.5190	-476.0087	-412.3451	-14.5104	-348.3740
20	1	.0000	-386.7364	-778.7262	-8088.5420	-2174.5140	-1171.4690	-457.0441	-1312.1500
20	2	.0000	-46.1000	-117.7856	-1115.8160	-466.4176	-390.4722	-64.2689	-336.0352
21	1	.0000	-1368.3760	-2230.1040	-4379.4210	1409.4770	1000.6390	-1411.1690	945.1436
21	2	.0000	-172.8913	-402.8567	-472.5418	173.3017	141.6473	-225.7835	123.5094
22	1	.0000	-156.9727	-675.7087	-8689.5920	-3413.7490	-2404.4460	-326.5417	-2281.6450
22	2	.0000	-60.5144	-253.3273	-1266.2280	-719.5509	-898.3064	-123.0752	-634.4539
23	1	.0000	-868.8824	-411.5984	-11749.9000	-1055.9900	-406.0782	-502.1494	-573.3601
23	2	.0000	-256.0473	-184.7459	-1749.3270	-328.4910	-349.6608	-172.8601	-265.9419
24	1	.0000	21.6219	-116.7134	-14499.9200	-117.2967	460.1304	-37.2908	134.4446
24	2	.0000	38.5789	5.0942	-2708.5880	-76.5553	-183.7262	17.1267	-102.0711
25	1	.0000	-213.8774	-343.9841	-13672.7000	-67.8558	132.7211	-218.7692	25.4374
25	2	.0000	-21.1459	-8.5767	-2546.0020	-49.9793	-164.4245	-11.6559	-84.0799
26	1	.0000	-765.5607	-830.7448	-15049.6200	-127.5603	-402.8459	-626.0022	-208.0024
26	2	.0000	-143.6118	-215.4319	-2781.2620	-37.9192	-166.1750	-140.8014	-80.0369
27	1	.0000	-2125.1140	-2556.4590	-8521.8630	72.5820	228.0179	-1835.9110	117.8823
27	2	.0000	-449.3548	-657.8967	-1204.8150	26.5784	76.8849	-434.2163	40.5739

28	1	.0000	-141.5500	-164.5211	-8608.3030	3258.4660	2494.2070	-120.0279	2255.9500
28	2	.0000	-55.2216	-117.2151	-1254.9520	682.9578	934.5603	-67.6222	634.3209
29	1	.0000	-298.3771	-285.2139	-7618.4780	2344.3920	1698.0260	-228.8592	1585.2620
29	2	.0000	-36.8791	-18.7035	-1026.0840	477.1082	602.8040	-21.7971	423.4950
30	1	.0000	-290.4294	-230.5851	-7858.3090	2257.4300	1769.7920	-204.3194	1579.3030
30	2	.0000	-29.8841	-29.9242	-1075.7220	478.9313	683.4380	-23.4542	455.8311
31	1	.0000	-300.6954	-679.2906	-7774.5000	2222.2260	2164.9730	-384.3083	1720.4700
31	2	.0000	-22.7350	-19.5321	-1073.2240	459.2495	653.1180	-16.5753	436.2226
32	1	.0000	-383.1754	-190.8923	-8064.4010	2100.4350	1794.5500	-225.1247	1527.4450
32	2	.0000	-61.2148	-88.4404	-1122.2000	444.6082	635.6987	-58.6883	423.6497
33	1	.0000	-1303.0550	-1568.6420	-4321.9740	-1329.1410	-1348.7840	-1126.1560	-1050.1670
33	2	.0000	-145.0721	-203.6922	-441.5117	-138.8942	-195.5741	-136.7703	-131.1641
34	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
34	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
35	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
35	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

BEAM FORCES

BAY	LOAD	TORS	MOMENT	I	MOMENT	J	MOMENT
1	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
1	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
2	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
2	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
3	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
3	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
6	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
6	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
7	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
7	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
8	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
8	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
9	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
9	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
10	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
10	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
11	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
11	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
12	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
12	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
13	1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
13	2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
14	1	-66.2319	1460.0530	-1842.2960			
14	2	-24.6507	151.6190	-158.7634			
15	1	-15.6848	1820.4970	-1440.1550			
15	2	-2.6789	148.2614	-111.3757			
16	1	-41.1979	1679.5140	-1456.7100			
16	2	-.7537	137.6570	-100.5575			
17	1	83.6846	1932.4630	-1481.7130			
17	2	21.8193	156.3925	-205.7338			
18	1	.0002	-.0003	-1433.2490			
18	2	.0000	.0000	-22.0500			
19	1	176.9048	1612.0510	-1495.1000			
19	2	16.1604	113.4005	-140.7949			
20	1	63.6969	2327.5020	-2353.4710			
20	2	21.5750	407.1837	-439.8619			
21	1	22.1801	2392.7070	-1882.9360			
21	2	1.5811	407.0889	-351.6927			
22	1	20.8315	2172.2710	-2169.3520			
22	2	.9987	376.1757	-372.7737			
23	1	-7.6331	3035.0670	-2344.9140			
23	2	-4.6266	538.0422	-529.3159			
24	1	-.0001	.0005	-1433.2490			
24	2	.0000	.0000	-22.0500			
25	1	-72.9145	1548.3490	-1307.0070			
25	2	-6.8951	95.6134	-90.3952			
26	1	-19.5753	1597.0490	-1406.7420			
26	2	-5.3213	112.7907	-94.6054			
27	1	-32.5923	1768.1310	-1336.7770			
27	2	-1.3363	134.6439	-111.4630			
28	1	2.8314	1767.3330	-1513.8490			
28	2	-1.4739	138.3242	-110.5329			

29	1	-75.8973	1902.3460	-1333.2240
29	2	-13.1181	178.4522	-151.0410
30	1	.0000	.0000	.0000
30	2	.0000	.0000	.0000
31	1	.0000	.0000	.0000
31	2	.0000	.0000	.0000
32	1	.0000	.0000	.0000
32	2	.0000	.0000	.0000
33	1	25.0296	3525.5620	-3276.3900
33	2	6.9388	793.9788	-751.7342
34	1	.0000	.0000	.0000
34	2	.0000	.0000	.0000
35	1	.0000	.0000	.0000
35	2	.0000	.0000	.0000
36	1	-52.0449	1309.2130	-2254.6870
36	2	7.8681	159.2522	-222.4555
37	1	-69.5539	3113.5010	-2237.5070
37	2	-18.6747	566.0358	-512.0543
38	1	.0000	.0000	.0000
38	2	.0000	.0000	.0000
39	1	.0000	.0000	.0000
39	2	.0000	.0000	.0000
40	1	2.1562	2327.2720	-3359.4040
40	2	-2.5008	500.2030	-569.5784
41	1	29.0447	3347.7410	-2224.9500
41	2	5.9985	660.0154	-524.9432
42	1	.0000	.0000	.0000
42	2	.0000	.0000	.0000
43	1	.0000	.0000	.0000
43	2	.0000	.0000	.0000
44	1	.0000	.0000	.0000
44	2	.0000	.0000	.0000
45	1	-13.9998	2318.9910	-3266.8830
45	2	-.4682	486.6076	-571.8330
46	1	-13.3023	3315.7900	-2226.3800
46	2	-1.1166	651.8159	-505.6427
47	1	.0000	.0000	.0000
47	2	.0000	.0000	.0000
48	1	.0000	.0000	.0000
48	2	.0000	.0000	.0000
49	1	.0000	.0000	.0000
49	2	.0000	.0000	.0000
50	1	41.3684	2156.0640	-3264.6780
50	2	5.9182	491.4850	-562.2905
51	1	-14.2188	3448.7330	-2141.3560
51	2	-3.5052	628.1361	-500.6381
52	1	.0000	.0000	.0000
52	2	.0000	.0000	.0000
53	1	.0000	.0000	.0000
53	2	.0000	.0000	.0000
54	1	.0000	.0000	.0000
54	2	.0000	.0000	.0000
55	1	-81.2875	1315.6260	-1879.5520
55	2	-20.6148	160.6986	-152.3463
56	1	41.3462	2006.4720	-1296.6800
56	2	10.7696	198.9406	-141.3059
57	1	.0000	.0000	.0000
57	2	.0000	.0000	.0000

FRAME NO 1

TIME REQUIRED FOR STRESS COMPUTATION = .03

TIME LOG (MINUTES)

ENTRADA DE DATOS.....	=	.00
FORM FRAME STIFFNESSES.....	=	.08
SOLVE STATIC LOAD CASES.....	=	.00
MODE SHAPES AND FREQUENCIES.....	=	.00
COMPUTE FRAME DISPLACEMENTS.....	=	.00
COMPUTE AND PRINT STRESSES AND DISPLS. =		.03

TOTAL TIME..... = .12

F I N del archivo: GRAVITAC.7FR

# ANÁLISIS SÍSMICO

## PREPARACIÓN DE LOS DATOS PARA ANÁLISIS SÍSMICO

MASA TRASLACIONAL (PESO/g)

$$M = \frac{W}{g}$$

MASA TRASLACIONAL EN AZOTEA

PESO AZOTEA + PESO TRABES + PESO ½'S TRABES + PESO ½'S COLS.

$$M = \frac{513(237.5) + 4.60(324)(29) + 2.30(324)(2) + 1.275(384)(17)}{9.81}$$

$$M = 17\ 825.9633$$

MASA TRASLACIONAL EN ENTREPISO

$$M = \frac{513(325) + 4.60(324)29 + 1.275(384)16 + 658(237.5) + 4.60(324)25 + 2.30(324)2 + 2.85(384)17}{9.81}$$

$$M = 43\ 976.5953$$

INERCIA ROTACIONAL DE ENTREPISO

Longitud en "x" de entrepiso = 25.00 m

Longitud en "y" de entrepiso = 27.50 m

Area de entrepiso = 562.50 m

$$I_x = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_x = \frac{25(27.50)^3}{12} = 43\ 326.82\ m^4$$

$$I_y = \frac{27.50(25)^3}{12} = 35\ 807.29\ m^4$$

$$I_T = \frac{M(I_x + I_y)}{A}$$

$$I_T = 6\ 186\ 753.30$$

INERCIA ROTACIONAL DE AZOTEA

Longitud en "x" de entrepiso = 10.00 m

Longitud en "y" de entrepiso = 27.50 m

Area de entrepiso = 237.50 m

$$I_T = 1\ 472\ 792.35$$

MASA ROTACIONAL EN AZOTEA

$$M_R = \frac{(I_x + I_y)}{A} M$$

$$M_R = \frac{(17\,330.73 + 2\,291.67)}{237.50} 17\,825.9633$$

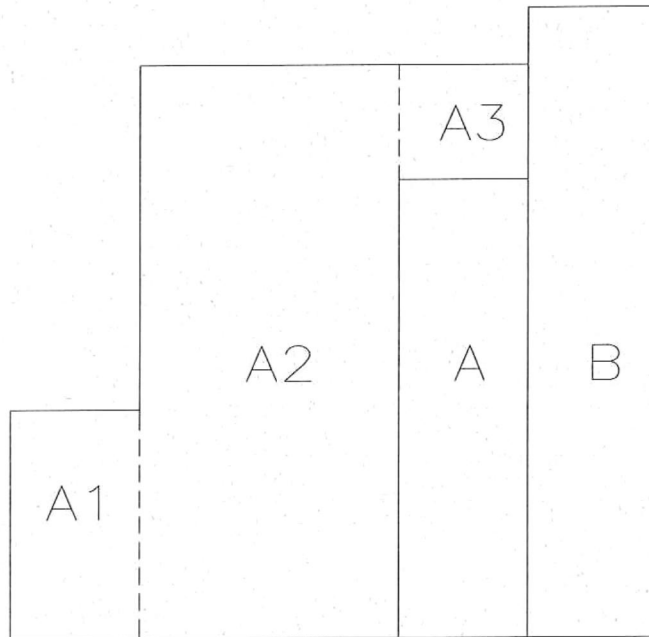
$$M_R = 1\,472\,792.346349 \text{ kg m/seg}^2$$

MASA ROTACIONAL EN ENTREPISO

$$M_R = 6\,186\,753.297592 \text{ kg m/seg}^2$$

COORDENADAS DEL CENTRO DE MASAS (SISTEMA GLOBAL)

Para obtener el centro de masas de la estructura "a", lo haremos de la siguiente manera:



PLANTA ARQUITECTONICA, CON DISTRIBUCION DE AREAS PARA CALCULO DE CENTROIDES

A, y B = Corresponden al área con doble nivel.

A1, A2 y A3 = Corresponden al área de un solo nivel.

CENTROIDE EN AZOTEA

ELEMENTO	AREA	Xi	Yi	AXi	AYi
A	100 M <sup>2</sup>	2.50 M	10.00 M	250.00 M <sup>3</sup>	1000.00 M <sup>3</sup>
B	137.5 M <sup>2</sup>	7.50 M	13.75 M	1031.25 M <sup>3</sup>	1890.63 M <sup>3</sup>
Σ	237.5 M <sup>2</sup>			1281.25 M <sup>3</sup>	2890.63 M <sup>3</sup>

$$\bar{X} = \frac{A X_i}{A} = \frac{1281.25}{237.5} = 5.3947 \text{ M} + 15.00 \text{ M} = 20.3947 \text{ M}$$

$$\bar{Y} = \frac{A Y_i}{A} = \frac{2890.63}{237.5} = 12.1711 \text{ M}$$

CENTROIDE EN ENTREPISO

ELEMENTO	AREA	XI	YI	AXI	AYI
A1	50.0 M <sup>2</sup>	2.50 M	5.00 M	125.00 M <sup>3</sup>	250.00 M <sup>3</sup>
A2	250.0 M <sup>2</sup>	10.00 M	12.50 M	2500.0 M <sup>3</sup>	3125.0 M <sup>3</sup>
A3	25.0 M <sup>2</sup>	17.50 M	22.50 M	437.50 M <sup>3</sup>	562.50 M <sup>3</sup>
Σ	325.00 M <sup>2</sup>			3062.50 M <sup>3</sup>	3937.5 M <sup>3</sup>

$$\bar{X} = \frac{A X_i}{A} = \frac{3062.50}{327.0} = 9.4231 \text{ M}$$

$$\bar{Y} = \frac{A Y_i}{A} = \frac{3937.5}{325.0} = 12.1154 \text{ M}$$

CENTRO DE MASAS

Tomando en cuenta ahora, las masas de entrepiso y azotea, tenemos que:

Peso por m<sup>2</sup> en azoteas<sup>27</sup> = 513 kg/m<sup>2</sup>

Peso por m<sup>2</sup> en entrepisos = 658 kg/m<sup>2</sup>

Long. De Trabes = 4.60 m

Peso de Trabes = 2 400 kg/m<sup>3</sup> x 0.30 x 0.45 m = 324 kg/m

Peso de Columnas = 2 400 kg/m<sup>3</sup> x 0.40 x 0.40 m = 384 kg/m

Long. De Columnas = 2.55 m / 2 = 1.275 m

Por lo tanto:

Peso azotea (1er nivel) = (513 kg/m<sup>2</sup>) (325 m<sup>2</sup>) + 4.60 m(324 kg/m)(29 pza) + 1.275 m(384 kg/m)(16 pza) = 217 780.20 kg

Peso entrepiso = (658 kg/m<sup>2</sup>) (237.50 m<sup>2</sup>) + 4.60 m(324 kg/m)(25 pza) + 2.30 m(324 kg/m)(2 pza) + 2.55 m(384 kg/m)(17 pza) = 211 671.80 kg

$$\Sigma M_x = \frac{9.4231(217780.20) + 20.3947(211671.80)}{(217780.20 + 211671.80)} = 14.8309 \text{ m}$$

<sup>27</sup> Ver capítulo de análisis de cargas.

$$\Sigma M_y = \frac{12.1154(217780.20) + 12.1711(211671.80)}{(217780.20 + 211671.80)} = 12.1429m$$

Los centros de masas, se verán afectados por las excentricidades, calculadas de la siguiente manera, para obtener los efectos de torsión en la estructura, basándonos en la Fórmula de Wilbur, para obtener la relación de rigideces de entrepiso que afectarán los efectos de torsión previamente mencionados, utilizando los siguientes datos:

FORMULA DE WILBUR

Datos:

Altura de columnas:	2.55 m
Longitud de Vigas:	4.60 m
Momento de Inercia (I) columnas:	0.002133 m <sup>4</sup>
Momento de Inercia (I) trabes:	0.002278 m <sup>4</sup>
Rigidez Columnas (I / L):	0.0008366 m <sup>3</sup>
Rigidez Trabes (I / L):	0.00049522 m <sup>3</sup>
Altura de Entrepiso (h1):	3.000 m
Módulo de Elasticidad (E):	2 387 519 633 kg/m <sup>2</sup>

PRIMER ENTREPISO

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]}$$

PARA PISOS INTERMEDIOS

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{tn}} \right]}$$

PARA EL ÚLTIMO PISO

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{2h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n}{\sum K_{tn}} \right]}$$

Donde:

$R_n =$	Rigidez de Entrepiso
$K_{tn} =$	Rigidez I/L de las vigas del nivel
$K_{cn} =$	Rigidez I/L de las columnas del nivel
$m, n, o =$	Identificación de niveles consecutivos
$h_n =$	Altura de entrepiso

Por lo tanto:

Si, sustituimos las variables, por los datos del Eje No. 1 como ejemplo, tendremos:

Eje No. 1

Columnas en Planta Baja =	3
Vigas en Planta Baja =	2
Columnas en Planta Alta =	0
Vigas en Planta Alta =	0
$K_c =$	0.0008366 m <sup>3</sup>
$K_t =$	0.000495217 m <sup>3</sup>

Rigidez en Eje No. 1 = 5 245 713.41 kg/m

Por lo que para los demás casos, podremos hacer uso de una hoja de cálculo y obtener los datos correspondientes.

Las excentricidades, serán calculadas conforme al reglamento del ACI-318-95 y las rigideces obtenidas anteriormente por la fórmula de Wilbur.

#### EXCENRICIDAD EN AZOTEA

Tomando en cuenta los efectos de cortante en el sentido del eje "x"

$$X_{cm} = 20.3947 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 12.1711 \text{ m}$$

$$\text{Longitud "b" en x} = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Longitud "b" en y} = 27.50 \text{ m}$$

EJE	Rjx	Yj	Rjx Yj	Yjt	Rjx Yjt	Rjx Yj <sup>2</sup>
Bx	21.4930	25.00	537.3245	13.4435	288.9409	3884.3767
Dx	30.9220	20.00	618.4405	8.4435	261.0901	2204.5143
Fx	30.9220	15.00	463.8303	3.4435	106.4800	366.6639
Hx	33.3771	10.00	333.7711	-1.5565	-51.9515	80.8624
Jx	33.3771	5.00	166.8855	-6.5565	-218.8370	1434.8047
Lx	33.3771	0.00	0.0000	-11.5565	-385.7225	4457.6022
<b>Sumas</b>	<b>183.4683</b>		<b>2120.2519</b>			<b>12428.8242</b>
Yt = Rjx Yj / Rjx =			11.5565			

Tomando en cuenta los efectos de cortante en el sentido del eje "y"

EJE	Rjy	Xj	Rjy Xj	Xjt	Rjy Xjt	Rjy Xj <sup>2</sup>
4y	47.6429	15.00	714.6436	-5.3536	-255.0611	1365.4953
5y	59.4160	20.00	1188.3209	-0.3536	-21.0096	7.4290
6y	59.4160	25.00	1485.4011	4.6464	276.0707	1282.7345
<b>Sumas</b>	<b>166.4750</b>		<b>3388.3656</b>			<b>2655.6588</b>
Xt = Rjy Xj / Rjy =			20.3536			

Donde:

EJE: Es el eje en el sentido en el que se está analizando la fórmula de Wilbur. Por ejemplo: Lx = Eje L en el sentido del eje X; 5y, Eje 5 en el sentido del eje Y.

Rjx; Rjy: Fórmula de Wilbur aplicada al eje en cuestión.

Yj; Xj: Distancia de separación del eje, al eje "Y" o al eje "X"

RjyXj; RjxYj: Multiplicación de la Wilbur por su distancia al eje.

Yt; Xt: □ RjxYj / □ Rjy y viceversa para el otro eje

Yjt; Xjt: Yj - Yt; Xj - Xt

RjyXjt; RjxYjt: Multiplicación de la Wilbur por Xjt o Yjt según el caso.

Excentricidad en "x" a nivel de azotea

$$e_{sx} = Y_{cm} - Y_t = 12.1711 \text{ m} - 11.5565 \text{ m} = 0.6146 \text{ m}$$

$$e_{sy} = X_{cm} - X_t = 20.3947 \text{ m} - 20.3536 \text{ m} = 0.0411 \text{ m}$$

SENTIDO	e <sub>s</sub>	b	e <sub>1</sub> = 2e <sub>s</sub> +0.05b	0.1b	e <sub>2</sub> = e <sub>s</sub> - 0.1b
x	0.6146	10.00	1.7292	1.0000	-0.3854
y	0.0411	27.50	1.4572	2.7500	-2.7089

Por lo tanto la coordenada se verá afectada por la excentricidad más desfavorable que en este caso será de 2.7089 m (-), quedando como sigue:

$$X_{cm} = 20.3947 - 2.7089 = 17.6858 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 12.1711 - 2.7089 = 9.4622 \text{ m}$$

MUNICIPALIDAD DE ENSENADA

Tomando en cuenta los efectos de cortante en el sentido del eje "x"

$$X_{cm} = 14.8309 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 12.1429 \text{ m}$$

Longitud "b" en x = 25.00 m

Longitud "b" en y = 27.50 m

EJE	R <sub>jx</sub>	Y <sub>j</sub>	R <sub>jx</sub> Y <sub>j</sub>	Y <sub>jt</sub>	R <sub>jx</sub> Y <sub>jt</sub>	R <sub>jx</sub> Y <sub>jt</sub> <sup>2</sup>
Bx	93.7807	25.00	2344.5185	13.2912	1246.4579	16566.9114
Dx	109.3568	20.00	2187.1364	8.2912	906.6985	7517.6115
Fx	109.3568	15.00	1640.3523	3.2912	359.9144	1184.5474
Hx	124.8643	10.00	1248.6425	-1.7088	-213.3690	364.6065
Jx	124.8643	5.00	624.3213	-6.7088	-837.6902	5619.9024
Lx	124.8643	0.00	0.0000	-11.7088	-1462.0115	17118.4110
<b>Sumas</b>	<b>687.0871</b>		<b>8044.9710</b>			<b>48371.9902</b>
			$Y_t = R_{jx} Y_j / R_{jx} =$	11.7088		

Tomando en cuenta los efectos de cortante en el sentido del eje "y"

EJE	R <sub>jy</sub>	X <sub>j</sub>	R <sub>jy</sub> X <sub>j</sub>	X <sub>jt</sub>	R <sub>jy</sub> X <sub>jt</sub>	R <sub>jy</sub> X <sub>jt</sub> <sup>2</sup>
1y	52.4571	0.00	0.0000	-15.37012	-806.2726	12392.50887
2y	111.4637	5.00	557.3184	-10.37012	-1155.892	11986.7431
3y	111.4637	10.00	1114.6368	-5.3701	-598.5737	3214.4142
4y	155.7556	15.00	2336.3341	-0.3701	-57.6487	21.3371
5y	183.6208	20.00	3672.4154	4.6299	850.1416	3936.0512
6y	183.6208	25.00	4590.5193	9.6299	1768.2455	17027.9866
<b>Sumas</b>	<b>798.3816</b>		<b>12271.2241</b>			<b>48579.0411</b>
			$X_t = R_{jy} X_j / R_{jy} =$	15.3701		

Excentricidad en "x" a nivel de azotea

$$e_{sx} = Y_{cm} - Y_t = 14.8309 \text{ m} - 15.3701 \text{ m} = -0.5392 \text{ m}$$

$$e_{sy} = X_{cm} - X_t = 12.1429 \text{ m} - 11.7088 \text{ m} = 0.4341 \text{ m}$$

SENTIDO	e <sub>s</sub>	b	e <sub>1</sub> = 2e <sub>s</sub> +0.05b	0.1b	e <sub>2</sub> = 0.1b	e <sub>s</sub>
x	-0.5392	25.00	0.1716	2.5000	-3.0392	
y	0.4341	27.50	2.2432	2.7500	-2.3159	

Por lo tanto la coordenada se verá afectada por la excentricidad más desfavorable que en este caso será de 3.0392 m (-), quedando como sigue:

$$X_{cm} = 12.1429 - 3.0392 = 9.1037 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 14.8309 - 3.0392 = 11.7917 \text{ m}$$

#### No. DE FRECUENCIAS (PERÍODOS) Y FORMAS MODALES

Uno de los datos, que anteriormente no fueron necesarios ingresar en la tarjeta de control sobre el análisis gravitacional, es la que contiene los datos de frecuencias y formas modales de la estructura, los cuales serán analizados según el Capítulo XC ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO, del Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California<sup>28</sup>.

---

<sup>28</sup> Periódico Oficial del Estado de Baja California, Tomo XCIX, 1992. Anexo No. 5

TARJETA DE DATOS PARA ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO "X"

HIPERMARCO ESTRUCTURA A ANALISIS SISMICO							Kg-M	
2	1	1	1	7	6	0	0000	0.000
NIV2	3.000	17825.961472792.3						17.686 9.4622
NIV1	3.000	43976.5956186753						9.1037 11.791

HIPERMARCO A

1	2	35	57	2	3	0	0	0
1	0.0000		10.0000					
2	0.0000		5.0000					
3	0.0000		0.0000					
4	5.0000		25.0000					
5	5.0000		20.0000					
6	5.0000		15.0000					
7	5.0000		10.0000					
8	5.0000		5.0000					
9	5.0000		0.0000					
10	10.0000		25.0000					
11	10.0000		20.0000					
12	10.0000		15.0000					
13	10.0000		10.0000					
14	10.0000		5.0000					
15	10.0000		0.0000					
16	15.0000		25.0000					
17	15.0000		20.0000					
18	15.0000		15.0000					
19	15.0000		10.0000					
20	15.0000		5.0000					
21	15.0000		0.0000					
22	20.0000		25.0000					
23	20.0000		20.0000					
24	20.0000		15.0000					
25	20.0000		10.0000					
26	20.0000		5.0000					
27	20.0000		0.0000					
28	25.0000		25.0000					
29	25.0000		20.0000					
30	25.0000		15.0000					
31	25.0000		10.0000					
32	25.0000		5.0000					
33	25.0000		0.0000					
34	20.0000		27.5000					
35	25.0000		27.5000					

1	2387519633	0.1600000	.133	.133	.052651	0.002133	0.002133	0.45	0.00
2	0	0.0000000	0.00	0.00	0.000000	0.000000	0.000000	0.00	0.00
1	2387519633	.112	.0041340	.0022781	4.00	4.00	2.00	0.20	0.20
2	2387519633	.112	.0041340	.0022781	4.00	4.00	2.00	0.20	0.20
3	0	0.00	0.000000	0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1	2	3	0	0	0	0		
1	1	2	1	0	0	0	0		
2	2	3	3	0	0	0	0		
2	2	3	1	0	0	0	0		
3	4	5	3	0	0	0	0		
3	4	5	1	0	0	0	0		
4	5	6	3	0	0	0	0		
4	5	6	1	0	0	0	0		
5	6	7	3	0	0	0	0		
5	6	7	1	0	0	0	0		
6	7	8	3	0	0	0	0		
6	7	8	1	0	0	0	0		
7	8	9	3	0	0	0	0		
7	8	9	1	0	0	0	0		
8	10	11	3	0	0	0	0		
8	10	11	1	0	0	0	0		
9	11	12	3	0	0	0	0		
9	11	12	1	0	0	0	0		
10	12	13	3	0	0	0	0		
10	12	13	1	0	0	0	0		

11	13	14	3	0	0	0	0
11	13	14	1	0	0	0	0
12	14	15	3	0	0	0	0
12	14	15	1	0	0	0	0
13	16	17	3	0	0	0	0
13	16	17	1	0	0	0	0
14	17	18	1	0	0	0	0
14	17	18	2	0	0	0	0
15	18	19	1	0	0	0	0
15	18	19	2	0	0	0	0
16	19	20	1	0	0	0	0
16	19	20	2	0	0	0	0
17	20	21	1	0	0	0	0
17	20	21	2	0	0	0	0
18	34	22	1	0	0	0	0
18	34	22	2	0	0	0	0
19	22	23	1	0	0	0	0
19	22	23	2	0	0	0	0
20	23	24	1	0	0	0	0
20	23	24	2	0	0	0	0
21	24	25	1	0	0	0	0
21	24	25	2	0	0	0	0
22	25	26	1	0	0	0	0
22	25	26	2	0	0	0	0
23	26	27	1	0	0	0	0
23	26	27	2	0	0	0	0
24	35	28	1	0	0	0	0
24	35	28	2	0	0	0	0
25	28	29	1	0	0	0	0
25	28	29	2	0	0	0	0
26	29	30	1	0	0	0	0
26	29	30	2	0	0	0	0
27	30	31	1	0	0	0	0
27	30	31	2	0	0	0	0
28	31	32	1	0	0	0	0
28	31	32	2	0	0	0	0
29	32	33	1	0	0	0	0
29	32	33	2	0	0	0	0
30	4	10	3	0	0	0	0
30	4	10	1	0	0	0	0
31	10	16	3	0	0	0	0
31	10	16	1	0	0	0	0
32	16	22	3	0	0	0	0
32	16	22	1	0	0	0	0
33	22	28	1	0	0	0	0
33	22	28	2	0	0	0	0
34	5	11	3	0	0	0	0
34	5	11	2	0	0	0	0
35	11	17	3	0	0	0	0
35	11	17	1	0	0	0	0
36	17	23	1	0	0	0	0
36	17	23	2	0	0	0	0
37	23	29	1	0	0	0	0
37	23	29	2	0	0	0	0
38	6	12	3	0	0	0	0
38	6	12	1	0	0	0	0
39	12	18	3	0	0	0	0
39	12	18	1	0	0	0	0
40	18	24	1	0	0	0	0
40	18	24	2	0	0	0	0
41	24	30	1	0	0	0	0
41	24	30	2	0	0	0	0
42	1	7	3	0	0	0	0
42	1	7	1	0	0	0	0
43	7	13	3	0	0	0	0
43	7	13	1	0	0	0	0
44	13	19	3	0	0	0	0
44	13	19	1	0	0	0	0
45	19	25	1	0	0	0	0
45	19	25	2	0	0	0	0
46	25	31	1	0	0	0	0

46	25	31	2	0	0	0	0
47	2	8	3	0	0	0	0
47	2	8	1	0	0	0	0
48	8	14	3	0	0	0	0
48	8	14	1	0	0	0	0
49	14	20	3	0	0	0	0
49	14	20	1	0	0	0	0
50	20	26	1	0	0	0	0
50	20	26	2	0	0	0	0
51	26	32	1	0	0	0	0
51	26	32	2	0	0	0	0
52	3	9	3	0	0	0	0
52	3	9	1	0	0	0	0
53	9	15	3	0	0	0	0
53	9	15	1	0	0	0	0
54	15	21	3	0	0	0	0
54	15	21	1	0	0	0	0
55	21	27	1	0	0	0	0
55	21	27	2	0	0	0	0
56	27	33	1	0	0	0	0
56	27	33	2	0	0	0	0
57	34	35	3	1	0	0	0
1	2	2	0				
1	1	2	0				
2	2	3	0				
2	1	3	0				
3	2	2	0				
3	1	2	0				
4	2	5	0				
4	1	5	0				
5	2	6	0				
5	1	6	0				
6	2	7	0				
6	1	7	0				
7	2	8	0				
7	1	8	0				
8	2	9	0				
8	1	9	0				
9	2	8	0				
9	1	8	0				
10	2	11	0				
10	1	11	0				
11	2	12	0				
11	1	12	0				
12	2	13	0				
12	1	13	0				
13	2	14	0				
13	1	14	0				
14	2	15	0				
14	1	15	0				
15	2	14	0				
15	1	14	0				
16	2	17	0				
16	1	17	0				
17	1	18	1				
18	1	19	1				
19	1	20	1				
20	1	21	1				
21	1	20	1				
22	1	23	1				
23	1	24	1				
24	1	25	1				
25	1	26	1				
26	1	27	1				
27	1	26	1				
28	1	29	1				
29	1	30	1				
30	1	31	1				
31	1	32	1				
32	1	33	1				
33	1	32	1				

34	2	22	1																
35	2	28	1																
1	0	0.000		0.000		0.000													
5	0	9.810		90.00	0.05		1												
	0.0	0.025																	
	0.3	0.0625																	
	0.6	0.10																	
	1.5	0.10																	
	3.0	0.10																	
	0.000	0.000		0.000		0.000		0.000	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00					0.000

**DISEÑO PARA CARGAS AXIALES Y FLEXION (FLEXOCOMPRESION EN COLUMNAS)**

El diseño o la investigación de un elemento corto a compresión se basa principalmente en la resistencia de su sección transversal. La resistencia de la sección transversal bajo una carga combinada axial y de flexión (flexocompresión) debe satisfacer tanto el equilibrio de fuerza, como la compatibilidad de la deformación. La carga normal axial combinada con la resistencia a momento, se multiplican por el factor apropiado de reducción de resistencia, para obtener la resistencia de diseño de la sección. La resistencia de diseño debe ser igual o mayor que la resistencia requerida:

(P<sub>n</sub>, M<sub>n</sub>) Carga Axial combinada con resistencia de momento

(φP<sub>n</sub>, φM<sub>n</sub>) Carga Axial y Momento multiplicados por el factor φ de reducción de resistencia.

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_n, M_n)$$

**DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION**

De los *Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF<sup>29</sup>*, en su ejemplo No. 10, obtenemos el procedimiento para el análisis por flexocompresión en una columna, afectada por cargas gravitacionales y de sismo.

Para ejemplificar el procedimiento, tomaremos como punto de partida, una de las columnas del Edificio "A", con los siguientes datos:

1. Datos:

H = Altura de entrepiso - Altura de trabe/2  
 = 3.00 m - 0.45/2 m = 2.775 m

F'c = 250 kg/cm<sup>2</sup>

<sup>29</sup> Series del Instituto de Ingeniería No. ES-2. Noviembre 1991

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo transversal = Estribos

Tipo = Cuadrada = 0.40 x 0.40 m

Hilera de Columna = 19

$$F^*c = 0.8 F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F''c = 0.85 F^*c \text{ si } F'c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = bh = 1\,600 \text{ cm}^2$$

$$A_c F''c = 272\,000 \text{ kg}$$

$$\frac{F_y}{F''c} = 24.706$$

Efectos de Esbeltez

Dirección X

a) Debidos a Carga Vertical

De acuerdo con los comentarios<sup>30</sup>, el desplazamiento lateral puede tomarse en consideración si:

$$\Delta \geq \frac{H}{1500}$$

Si de la Tarjeta de Resultados tenemos que:

$$\Delta = 0.00 \text{ cm y}$$

$$H = 277.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, si el desplazamiento lateral es nulo, podemos excluir del análisis a este. En este caso el desplazamiento lateral es nulo, por lo que puede aplicarse el criterio que se usa para columnas con extremos restringidos, lateralmente, es decir, los efectos de esbeltez pueden ignorarse si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{-M_1}{M_2}$$

Por lo que tendremos que obtener primeramente algunos datos tales como:

Relación de rigideces en los nudos:

Rigideces en Columnas:

$$I / L = 0.002133 \text{ m}^4 / 2.55 \text{ m} = 836.588 \text{ cm}^3$$

Rigideces en Trabes:

$$I / L = 0.0022781 \text{ m}^4 / 4.60 \text{ m} = 495.217 \text{ cm}^3$$

<sup>30</sup> Comentarios 1.3.2b de las Normas del DDF

Nudo inferior  $\Psi_A = 0$  (nudo considerado como empotrado al piso)

Nudo superior  $\Psi = \frac{\sum \text{rigideces en columnas } x}{\sum \text{rigideces de traveses } x}$

$$\Psi_B = \frac{836.588 + 836.588}{495.217 + 495.217} = \frac{1673.176}{990.435} = 1.6893$$

$$\Psi_B = 1.6893$$

Del Capítulo 10 Sección 12, Momentos amplificados Marcos Contraventeados, Comentarios del Reglamento del ACI 318-95, podremos determinar ya sea por fórmula o nomograma, los valores del factor de longitud efectiva para elementos contraventeados, el cual deberá ser el menor de las siguientes dos expresiones:

$$k = 0.7 + 0.05 (\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0 \quad (A)$$

$$k = 0.85 + 0.05 (\Psi_{MIN}) \leq 1.0 \quad (B)$$

Si:

$$\Psi_A = 0.0 = \Psi_{MIN}$$

$$\Psi_B = 1.6893$$

Por lo tanto:

$$K = 0.7845 \leq 1.0 \quad (A)$$

$$K = 0.85 \leq 1.0 \quad (B)$$

$$H' = kH = 0.7845 (277.5) = 217.69875 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 h = 0.3 (40) = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{217.69875}{12} = 18.1416$$

$$M_1 = -950.73764 \text{ kg m (ver tarjeta de resultados del Super Etabs)}$$

$$M_2 = 1687.44551 \text{ kg m (ver tarjeta de resultados del Super Etabs)}$$

$$34 - 12 \frac{-M_1}{M_2} = 34 - 12 \left( \frac{950.73764}{1687.44551} \right) = 27.239 > 18.1416$$

Por lo que pueden despreciarse los efectos de esbeltez.

Entonces:

$$F_{cbx} = 1.0$$

b) Debidos a Fuerza Lateral

Estos efectos pueden despreciarse si se cumple la condición siguiente:

$$\frac{\text{Desplazamiento de Entrepiso}}{\text{Diferencia de Elevaciones}} \leq 0.08 \frac{\text{Fuerza Cortante de Entrepiso}}{\Sigma \text{Cargas Muertas y Vivas de Diseño}}$$

Donde:

$$\Delta_{\text{sismo}} = \text{Desplazamiento de Entrepiso}^{31} = 0.14 \text{ cm}$$

$$H = 277.50 \text{ cm}$$

$$V_u = \text{Fuerza Cortante de Entrepiso}^{32} = 33\,497.27 \text{ kg}$$

$$W_u = \text{Cargas Vivas y Muertas de Diseño} = 47\,208.144 \text{ kg}$$

$$\frac{\Delta_{\text{sismo}}}{H} \leq 0.08 \frac{V_u}{W_u}$$

$$\frac{0.14}{277.50} \leq 0.08 \frac{33\,497.27}{47\,208.144}$$

$$0.0005 \leq 0.06$$

Por lo tanto pueden despreciarse los efectos de esbeltez, Entonces:

$$F_{\text{osx}} = 1.0$$

#### Dirección Y

a) Debidos a carga Vertical

Tomando en cuenta el mismo criterio que para el sentido "X", obtenemos:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{-M_1}{M_2}$$

#### Relación de rigideces en los nudos:

Rigideces en Columnas:

$$I / L = 836.588 \text{ cm}^3$$

Rigideces en Trabes:

$$I / L = 495.217 \text{ cm}^3$$

$$\Psi_A = 0$$

$$\Psi_B = 1.6893$$

$$K = 0.7845 \leq 1.0 \quad (A)$$

$$K = 0.85 \leq 1.0 \quad (B)$$

$$H' = kH = 217.69875 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 h = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{217.69875}{12} = 18.1416$$

$$M_1 = 22.608 \text{ kg m (ver tarjeta de resultados del Super Etabs)}$$

<sup>31</sup> Ver Tarjeta de Resultados del Super Etabs, Análisis Sísmico.

<sup>32</sup> IDEM 28

$M_2 = 118.464 \text{ kg m}$  (ver tarjeta de resultados del Super Etabs)

$$34 - 12 \frac{-M_1}{M_2} = 34 - 12 \left( \frac{-22.608}{118.464} \right) = 36.2901 > 18.1416$$

Por lo que pueden despreciarse los efectos de esbeltez.

Entonces:

$$F_{aby} = 1.0$$

b) Debidos a Fuerza Lateral

Estos efectos pueden despreciarse si se cumple la condición siguiente:

$$\frac{\text{Desplazamiento de Entrepiso}}{\text{Diferencia de Elevaciones}} \leq 0.08 \frac{\text{Fuerza Cortante de Entrepiso}}{\Sigma \text{Cargas Muertas y Vivas de Diseño}}$$

Donde:

$$\Delta_{sismo} = \text{Desplazamiento de Entrepiso}^{33} = 0.07 \text{ cm}$$

$$H = 277.50 \text{ cm}$$

$$V_u = \text{Fuerza Cortante de Entrepiso}^{34} = 30\,916.84 \text{ kg}$$

$$W_u = \text{Cargas Vivas y Muertas de Diseño} = 47\,208.144 \text{ kg}$$

$$\frac{\Delta_{SISMO}}{H} \leq 0.08 \frac{V_u}{W_u}$$

$$\frac{0.07}{277.50} \leq 0.08 \frac{30\,916.84}{47\,208.144}$$

$$0.00025 \leq 0.05$$

Por lo tanto pueden despreciarse los efectos de esbeltez, Entonces:

$$F_{asy} = 1.0$$

Dimensionamiento

Efectos Gravitacionales

Dirección Vertical

$$P_u = 47\,208.144 \text{ kg}$$

Dirección X:

$$M_{2b} = 950.73764 \text{ kg m} = M_1 > P_u e_{\min}$$

$$e_{\min} = 0.05h = 0.05(40) = 2.0 \text{ cm}$$

$$P_u e_{\min} = 47\,208.144 (0.02) = 944.163 \text{ kg m (rige)}$$

$$\therefore \underline{M_{2bx} = 950.73764 \text{ kg m}}$$

<sup>33</sup> Ver Tarjeta de Resultados del Super Etabs, Análisis Sísmico.

Dirección Y:

$$M_{2b} = 22.608 \text{ kg m} = M_1 > P_u e_{\min}$$

$$e_{y\min} = 0.05h = 0.05(40) = 2.0 \text{ cm}$$

$$P_u e_{\min} = 47\,208.144 (0.02) = 944.163 \text{ kg m (rige)}$$

$$\therefore \underline{M_{2by} = 944.163 \text{ kg m}}$$

Dimensionamiento con efectos sísmicos eje "x"

Componentes sísmicos en el eje "x"

Carga vertical por análisis sísmico en eje "x"  $P_{ux} = 387.6898 \text{ kg}$

Momento por análisis sísmico en eje "x"  $M_{sxx} = 1\,229.315 \text{ kg m}$

Momento por análisis sísmico en eje "y"  $M_{sxy} = 1\,181.446 \text{ kg m}$

Componentes sísmicos en el eje "y"

Carga vertical por análisis sísmico en eje "y"  $P_{uy} = 81.8005 \text{ kg}$

Momento por análisis sísmico en eje "x"  $M_{sxy} = 286.285 \text{ kg m}$

Momento por análisis sísmico en eje "y"  $M_{syy} = 1\,655.796 \text{ kg m}$

Dimensionamiento considerando flexocompresión principal en dirección "x"

$$P_u = P_{\text{gravitacional}} + P_{ux} + 0.30P_{uy}$$

$$P_u = 47\,208.144 + 387.6898 + 0.30 (81.8005)$$

$$\underline{P_u = 47\,620.37345 \text{ kg}}$$

Momento amplificado de diseño en la dirección "x"

$$M_{cx} = F_{abx} M_{2bx} + F_{asx} M_{2sx}$$

Donde:

$$M_{2sx} = M_{sxx} + 0.30 M_{sxy}$$

$$M_{2sx} = 1\,229.315 + 0.30 (286.285)$$

$$M_{2sx} = 1\,315.2005 \text{ kg m}$$

Entonces:

$$M_{cx} = 1.0 (950.73764) + 1.0 (1\,315.2005)$$

$$M_{cx} = 2\,265.938 \text{ kg m pero no menor que } P_{ux} e_{x\min}$$

$$P_u e_{x\min} = 47\,620.37345 \text{ kg} (0.02\text{m}) = 952.407 \text{ kg m}$$

Por lo tanto:

$$M_{2sx} = 2\,265.938 \text{ kg m}$$

Momento amplificado de diseño en la dirección "y"

$$M_{cy} = F_{aby} M_{2by} + F_{asy} M_{2sy}$$

Donde:

$$M_{2sy} = M_{syy} + 0.30 M_{syx}$$

$$M_{2sy} = 1\,655.796 + 0.30 (1\,181.446)$$

$$M_{2sy} = 2\,010.2298 \text{ kg m}$$

Entonces:

$$M_{cy} = 1.0 (944.163) + 1.0 (2\,010.2298)$$

$$M_{cy} = 2\,954.3928 \text{ kg m pero no menor que } P_u e_{y\min}$$

$$P_u e_{y\min} = 47\,620.37345 \text{ kg} (0.02\text{m}) = 952.407 \text{ kg m}$$

Por lo tanto:

$$M_{2sy} = 2\,954.3928 \text{ kg m}$$

En resumen, la columna se dimensionará por flexocompresión biaxial con los datos siguientes, y después se revisará en la dirección "y":

$$P_u = 47\,620.37345 \text{ kg}$$

$$e_x = M_{2sx} / P_u$$

$$e_x = 2\,265.938 / 47\,620.37345 = 0.0476 \text{ m}$$

$$e_y = M_{2sy} / P_u$$

$$e_y = 2\,954.393 / 47\,620.37345 = 0.0620 \text{ m}$$

Aplicación por tanteos de:

1er. Tanteo:

$$\rho = 0.02$$

$$A_s = \rho b h = 0.02 (40) (40) = 32.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = F_R (A_c F''c + A_s F_y)$$

$$P_{RO} = 0.7 ((1\,600) (170) + (32.00) (4\,200))$$

$$P_{RO} = 284\,480 \text{ kg}$$

Suponiendo un refuerzo uniformemente distribuido en la periferia, y:

$$d/h = 0.84325$$

Donde:

$$d = h - \text{recubrimiento} - P_{\text{estribo}} - Pref_{\text{prop}} / 2$$

$$\text{recubrimiento}^{35} = 4.05 \text{ cm}$$

$$P_{\text{estribo}} \text{ de } 3/8''^{36} = 0.95 \text{ cm}$$

$$Pref_{\text{prop}} \text{ de } 1'' = 2.54 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 4.05 - 0.95 - (2.54/2)$$

$$d = 33.73 \text{ cm}$$

$$h = 40.00 \text{ cm}$$

Para calcular  $P_{rx}$  y  $P_{ry}$ , tomaremos a  $d/h$  como 0.85 para utilizar las ayudas de diseño con este factor quedando como sigue:

$$q = p \frac{F_y}{F''_c}$$

$$q = 0.02 \frac{4\,200}{170}$$

$$q = 0.49$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.0476}{40} = 0.001$$

De las ayudas de diseño obtenemos  $K = 1.50$

$$P_{RX} = K F_R b h F''_c$$

$$P_{RX} = 1.50 (0.7) (40) (40) (170) = 285\,600 \text{ kg}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.0476}{40} = 0.001$$

$$K = 1.50$$

$$P_{RY} = 285\,600 \text{ kg}$$

Sustituyendo en:

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1} = \left( \frac{1}{285\,600} + \frac{1}{285\,600} + \frac{1}{284\,480} \right)^{-1} = 286\,728.854 \text{ kg}$$

$$P_R > P_u$$

$$\frac{P_R}{P_{RO}} > 0.1 ; \text{ luego la ec. de } P_R \text{ es aplicable}$$

<sup>35</sup> Ver recubrimientos de Columnas en ACI 318-95

<sup>36</sup> Ver tablas de dimensiones de varillas de refuerzo Anexo 6

Se acepta:

$$p = 0.02$$

$$A_{sreq} = 32.00 \text{ cm}^2 \text{ (área de acero requerido)}$$

$$A_{sprop} = 8 \text{ } \varnothing \text{ 1" } = 40.56 \text{ cm}^2 \text{ (área de acero propuesto)}$$

Revisión en la dirección "y":

$$P_u = 47\,406.25094 \text{ kg}$$

$$e_x = 0.0494 \text{ m}$$

$$e_y = 0.0553 \text{ m}$$

Aplicación por tanteos de:

1er. Tanteo:

$$p = 0.02$$

$$A_s = pbh = 32.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = F_R (A_c F''c + A_s F_y)$$

$$P_{RO} = 284\,480 \text{ kg}$$

Suponiendo un refuerzo uniformemente distribuido en la periferia, y:

$$d/h = 0.85$$

Para calcular  $P_{rx}$  y  $P_{ry}$ , tomaremos a  $d/h$  como 0.85 para utilizar las ayudas de diseño con este factor quedando como sigue:

$$q = p \frac{F_y}{F''c}$$

$$q = 0.49$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.0476}{40} = 0.001$$

De las ayudas de diseño obtenemos  $K = 1.50$

$$P_{RX} = K F_R b h F''c$$

$$P_{RX} = 285\,600 \text{ kg}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.0476}{40} = 0.001$$

$$K = 1.50$$

$$P_{RY} = 285\,600 \text{ kg}$$

Sustituyendo en:

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1} = \left( \frac{1}{285\,600} + \frac{1}{285\,600} + \frac{1}{284\,480} \right)^{-1} = 286\,728.854 \text{ kg}$$

$$P_R > P_u$$

$$\frac{P_R}{P_{RO}} > 0.1 ; \text{ luego la ec. de } P_R \text{ es aplicable}$$

Se acepta:

$$\rho = 0.02$$

$$A_{sreq} = 32.00 \text{ cm}^2 \text{ (área de acero requerido)}$$

$$A_{sprop} = 8 \text{ } \varnothing \text{ 1" } = 40.56 \text{ cm}^2 \text{ (área de acero propuesto)}$$

### REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS (ESTRIBOS)

De la tabla No. X, podemos observar los máximos y mínimos, arrojados por las tarjetas de resultados tanto de análisis gravitacional como sísmico, basándonos en estos para calcular el acero por cortante para el caso más desfavorable de todos, ya que la columna No. 19, planta baja, que hemos analizado hasta ahora, no necesariamente tiene que ser el caso más crítico.

Tomando los valores de dicha tabla, nos queda:

$$P_u = N_u = 65\,243.138 \text{ kg (carga gravitacional)}$$

$$P_{uacc} = N_{uacc} = 48\,985.879 \text{ kg (accidental más desfavorable ambos sentidos)}$$

$$V_{umax} = 5\,957.065 \text{ kg (cortante más desfavorable en este caso, accidental)}$$

$$\phi V = \phi 0.53 \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{F'c} b_w d$$

Donde:

$$A_g = 40 \times 40 = 160 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.85$$

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 40 - 4.05 - 0.95 - 2.54/2 = 33.730 \text{ cm}$$

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

sustituyendo:

$$V_c = 12\,392.759 \text{ kg (} N_u \text{ gravitacional)}$$

$$V_c = 11\,699.450 \text{ kg (} N_u \text{ Accidental)}$$

Tomando en cuenta el cortante admisible más desfavorable (Accidental)

$$S_{max} = d / 2 = 16.87 \text{ cm}$$

Verificando resistencia total al cortante con varilla #3 @ 17 cm

$$\phi V_s = \phi A_v f_y d / s$$

$$\phi V_s = 10\,093.703 \text{ kg}$$

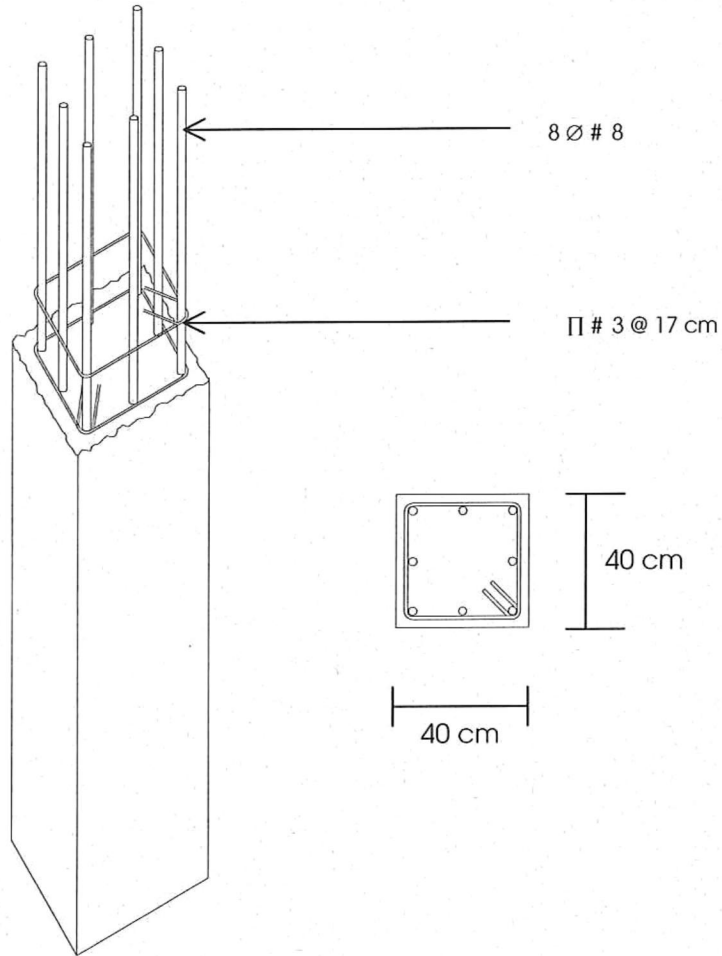
$$\phi V_c + \phi V_s = 11\,699.450 + 10\,093.703 \text{ kg} = 21\,793.153 > 5\,957.065 \text{ kg}$$

Considerando el análisis de flexocompresión anteriormente definido y ahora el de cortante, podemos definir finalmente que las columnas serán de:

40 x 40 cm de Sección Transversal

Armadas con 8 Var. De #8

Estribos del #3 @ 17 cm



# **ANÁLISIS DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES**

## PERALTE MÍNIMO POR CONTROL DE DEFLEXIONES

Dimensiones de los tableros (eje a eje de apoyos)=	5.00 x 5.00 m
Longitud de claros (a paños de columnas) =	4.60 m
Losas en dos direcciones (tableros cuadrados) <sup>37</sup> =	$L_n / 40.7 > 9$ cm
Peralte mínimo por deflexiones según ayuda de diseño =	11.3 cm
Según tabla 20.3 del MDECCR <sup>38</sup> =	$L_n = 4.60$ m
	$h = 4.8$ pulgadas

Por lo tanto:

PERALTE MINIMO POR DEFLEXIONES ES:

12 cm

CARGA ULTIMA A NIVEL DE ENTREPISO=	1 000 kg/m <sup>2</sup>
CARGA ULTIMA A NIVEL DE AZOTEA=	750 kg/m <sup>2</sup>
CLAROS LIBRES (a paños de trabes)=	4.70 m

A continuación, la tabla 17.1 del libro *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, de González Cuevas y Robles, presenta los coeficientes a aplicar según el Reglamento del NTC 77, para losas apoyadas perimetralmente, misma que aplicaremos en nuestro caso.

<sup>37</sup> Tabla 20.1 del Manual de Diseño de Estructuras de Concreto conforme al Reglamento ACI 318

<sup>38</sup> Manual de Diseño de Estructuras de Concreto Conforme al Reglamento ACI 318

**TABLA 17.1 COEFICIENTES DE MOMENTOS A, PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES**

Para las franjas extremas, multiplíquense los coeficientes por 0.60.

TABLERO	MOMENTO	CLARO	RELACION DE LADOS CORTO A LARGO, $m = \alpha_1 / \alpha_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes int.	Corto Largo	998 516	1018 544	553 409	565 431	489 391	498 412	432 371	438 388	381 347	387 361	333 320	338 330	288 288	292 292
	Positivo	Corto Largo	630 175	668 181	312 139	322 144	268 134	276 139	228 130	236 135	192 128	199 133	158 127	164 131	126 126	130 130
En borde y lado corto discontinuo.	Neg. en bordes int.	Corto Largo	998 516	1018 544	568 409	594 431	506 391	533 412	451 372	478 392	403 350	431 369	357 326	388 341	315 297	346 311
	Neg. bor. Disc.	Largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	Corto Largo	630 179	668 187	329 142	356 149	292 137	306 143	240 133	261 140	202 131	219 137	167 129	181 136	133 129	144 135
En borde y lado largo discontinuo.	Neg. en bordes int.	Corto Largo	1060 587	1143 687	583 465	624 545	514 442	548 513	453 411	481 470	397 379	420 426	346 347	364 384	297 315	311 346
	Neg. bor. Disc.	Corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	Corto Largo	751 185	912 200	334 147	366 158	285 142	312 153	241 138	263 149	202 135	218 146	164 134	175 145	129 133	135 144
En esquina los lados adyacentes dis- continuos	Neg. en bordes int.	Corto Largo	1060 600	1143 713	598 475	653 564	530 455	582 541	471 429	520 506	419 394	464 457	371 360	412 410	324 324	364 364
	Neg. bordes Disconti- nuos	Corto Largo	651 326	0 0	362 258	0 0	321 248	0 0	277 236	0 0	250 222	0 0	219 206	0 0	190 190	0 0
	Positivo	Corto Largo	751 191	912 712	358 152	416 168	306 146	354 163	259 142	298 158	216 140	247 156	176 138	199 154	137 137	153 153
En elado Todos los bordes discontinuos	Neg. en bordes discon.	Corto Largo	570 330	0 0	550 330	0 0	530 530	0 0	470 330	0 0	430 330	0 0	380 330	0 0	330 330	0 0
	Positivo	Corto Largo	1100 200	1670 250	830 500	1380 830	800 500	1330 830	720 500	1190 830	640 500	1070 830	570 500	950 830	500 500	830 830

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} w a l^2$  dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

## ANÁLISIS DE FRANJA CENTRAL EN TABLEROS DE ESTRUCTURA "A"

TABLERO	(-) B LADOS INTERIORES				(-) B LADOS DISCONTINUOS				(+) CENTRAL			
	FACTOR C	MC	FACTOR L	ML	FACTOR C	MC	FACTOR L	ML	FACTOR C	MC	FACTOR L	ML
1	598	330.2455	475	262.31875	362	199.9145	258	142.4805	830	458.3675	500	276.125
2	324	536.787	324	536.787	190	314.7825	190	314.7825	153	253.48275	153	253.48275
3	315	521.87625	297	492.05475	0	0	190	314.7825	133	220.34775	129	213.72075
4	315	521.87625	297	492.05475	0	0	190	314.7825	133	220.34775	129	213.72075
5	297	656.073	315	695.835	190	419.71	0	0	129	284.961	133	293.797
6	297	492.05475	315	521.87625	190	314.7825	0	0	129	213.72075	133	220.34775
7	292	483.771	292	483.771	0	0	0	0	130	215.3775	130	215.3775
8	288	636.192	288	636.192	0	0	0	0	126	278.334	126	278.334
9	297	656.073	315	695.835	190	419.71	0	0	129	284.961	133	293.797
10	297	492.05475	315	521.87625	190	314.7825	0	0	129	213.72075	133	220.34775
11	292	483.771	292	483.771	0	0	0	0	130	215.3775	130	215.3775
12	288	636.192	288	636.192	0	0	0	0	126	278.334	126	278.334
13	297	656.073	315	695.835	190	419.71	0	0	129	284.961	133	293.797
14	324	536.787	324	536.787	190	314.7825	190	314.7825	153	253.48275	153	253.48275
15	292	483.771	292	483.771	0	0	0	0	130	215.3775	130	215.3775
16	292	483.771	292	483.771	0	0	0	0	130	215.3775	130	215.3775
17	288	636.192	288	636.192	0	0	0	0	126	278.334	126	278.334
18	297	656.073	315	695.835	190	419.71	0	0	129	284.961	133	293.797
19	324	536.787	324	536.787	190	314.7825	190	314.7825	153	253.48275	153	253.48275
20	315	521.87625	297	492.05475	0	0	190	314.7825	133	220.34775	129	213.72075
21	315	521.87625	297	492.05475	0	0	190	314.7825	133	220.34775	129	213.72075
22	315	695.835	297	656.073	0	0	190	419.71	133	293.797	129	284.961
23	324	715.716	324	715.716	190	419.71	190	419.71	137	302.633	137	302.633

Donde:

TABLERO: Nomenclatura del tablero. <sup>39</sup>

(-) B, (+): Momento negativo o positivo en franjas centrales de lado continuo o discontinuo.

FACTOR C, L: De la tabla 17.1, factores del lados Corto y del Largo.

MC, ML: Factor C multiplicado por el momento de  $10^{-4}wa^2$  lados corto o largo.

---

<sup>39</sup> Ver plano de distribución de tableros. Anexo No. 7

ANÁLISIS DE FRANJAS EXTREMAS EN TABLEROS DE ESTRUCTURA "A"

TABLERO	(-) B LADOS INTERIORES				(-) B LADOS DISCONTINUOS				(+) CENTRAL			
	FACTOR C	MC	FACTOR L	ML	FACTOR C	MC	FACTOR L	ML	FACTOR C	MC	FACTOR L	ML
1	358.8	198.1473	285	157.39125	217.2	119.9487	154.8	85.4883	498	275.0205	300	165.675
2	194.4	322.0722	194.4	322.0722	114	188.8695	114	188.8695	91.8	152.08965	91.8	152.08965
3	189	313.12575	178.2	295.23285	0	0	114	188.8695	79.8	132.20865	77.4	128.23245
4	189	313.12575	178.2	295.23285	0	0	114	188.8695	79.8	132.20865	77.4	128.23245
5	178.2	393.6438	189	417.501	114	251.826	0	0	77.4	170.9766	79.8	176.2782
6	178.2	295.23285	189	313.12575	114	188.8695	0	0	77.4	128.23245	79.8	132.20865
7	175.2	290.2626	175.2	290.2626	0	0	0	0	78	129.2265	78	129.2265
8	172.8	381.7152	172.8	381.7152	0	0	0	0	75.6	167.0004	75.6	167.0004
9	178.2	393.6438	189	417.501	114	251.826	0	0	77.4	170.9766	79.8	176.2782
10	178.2	295.23285	189	313.12575	114	188.8695	0	0	77.4	128.23245	79.8	132.20865
11	175.2	290.2626	175.2	290.2626	0	0	0	0	78	129.2265	78	129.2265
12	172.8	381.7152	172.8	381.7152	0	0	0	0	75.6	167.0004	75.6	167.0004
13	178.2	393.6438	189	417.501	114	251.826	0	0	77.4	170.9766	79.8	176.2782
14	194.4	322.0722	194.4	322.0722	114	188.8695	114	188.8695	91.8	152.08965	91.8	152.08965
15	175.2	290.2626	175.2	290.2626	0	0	0	0	78	129.2265	78	129.2265
16	175.2	290.2626	175.2	290.2626	0	0	0	0	78	129.2265	78	129.2265
17	172.8	381.7152	172.8	381.7152	0	0	0	0	75.6	167.0004	75.6	167.0004
18	178.2	393.6438	189	417.501	114	251.826	0	0	77.4	170.9766	79.8	176.2782
19	194.4	322.0722	194.4	322.0722	114	188.8695	114	188.8695	91.8	152.08965	91.8	152.08965
20	189	313.12575	178.2	295.23285	0	0	114	188.8695	79.8	132.20865	77.4	128.23245
21	189	313.12575	178.2	295.23285	0	0	114	188.8695	79.8	132.20865	77.4	128.23245
22	189	417.501	178.2	393.6438	0	0	114	251.826	79.8	176.2782	77.4	170.9766
23	194.4	429.4296	194.4	429.4296	114	251.826	114	251.826	82.2	181.5798	82.2	181.5798

RESUMEN DE ANÁLISIS DE FRANJAS CENTRALES Y EXTREMAS EN TABLEROS DE ESTRUCTURA "A"

TABLERO	(-) B LADOS INTERIORES				(-) B LADOS DISCONTINUOS				(+) CENTRAL			
	MCC	MLC	MCE	MLE	MCC	MLC	MCE	MLE	MCC	MLC	MCE	MLE
1	330.2455	262.31875	198.1473	157.39125	199.9145	142.4805	119.9487	85.4883	458.3675	276.125	275.0205	165.675
2	536.787	536.787	322.0722	322.0722	314.7825	314.7825	188.8695	188.8695	253.48275	253.48275	152.08965	152.08965
3	521.87625	492.05475	313.12575	295.23285	0	314.7825	0	188.8695	220.34775	213.72075	132.20865	128.23245
4	521.87625	492.05475	313.12575	295.23285	0	314.7825	0	188.8695	220.34775	213.72075	132.20865	128.23245
5	656.073	695.835	393.6438	417.501	419.71	0	251.826	0	284.961	293.797	170.9766	176.2782
6	492.05475	521.87625	295.23285	313.12575	314.7825	0	188.8695	0	213.72075	220.34775	128.23245	132.20865
7	483.771	483.771	290.2626	290.2626	0	0	0	0	215.3775	215.3775	129.2265	129.2265
8	636.192	636.192	381.7152	381.7152	0	0	0	0	278.334	278.334	167.0004	167.0004
9	656.073	695.835	393.6438	417.501	419.71	0	251.826	0	284.961	293.797	170.9766	176.2782
10	492.05475	521.87625	295.23285	313.12575	314.7825	0	188.8695	0	213.72075	220.34775	128.23245	132.20865
11	483.771	483.771	290.2626	290.2626	0	0	0	0	215.3775	215.3775	129.2265	129.2265
12	636.192	636.192	381.7152	381.7152	0	0	0	0	278.334	278.334	167.0004	167.0004
13	656.073	695.835	393.6438	417.501	419.71	0	251.826	0	284.961	293.797	170.9766	176.2782
14	536.787	536.787	322.0722	322.0722	314.7825	314.7825	188.8695	188.8695	253.48275	253.48275	152.08965	152.08965
15	483.771	483.771	290.2626	290.2626	0	0	0	0	215.3775	215.3775	129.2265	129.2265
16	483.771	483.771	290.2626	290.2626	0	0	0	0	215.3775	215.3775	129.2265	129.2265
17	636.192	636.192	381.7152	381.7152	0	0	0	0	278.334	278.334	167.0004	167.0004
18	656.073	695.835	393.6438	417.501	419.71	0	251.826	0	284.961	293.797	170.9766	176.2782
19	536.787	536.787	322.0722	322.0722	314.7825	314.7825	188.8695	188.8695	253.48275	253.48275	152.08965	152.08965
20	521.87625	492.05475	313.12575	295.23285	0	314.7825	0	188.8695	220.34775	213.72075	132.20865	128.23245
21	521.87625	492.05475	313.12575	295.23285	0	314.7825	0	188.8695	220.34775	213.72075	132.20865	128.23245
22	695.835	656.073	417.501	393.6438	0	419.71	0	251.826	293.797	284.961	176.2782	170.9766
23	715.716	715.716	429.4296	429.4296	419.71	419.71	251.826	251.826	302.633	302.633	181.5798	181.5798

Donde:

- MCC: Momento en el lado corto al centro del claro.
- MLC: Momento en el lado largo al centro del claro.
- MCE: Momento en el lado corto en sus franjas extremas.
- MLE: Momento en el lado largo en sus franjas extremas.

RESUMEN DE ANÁLISIS DE TABLEROS DE ESTRUCTURA "A" POR BORDES Y NIVELES MÁS DESFAVORABLES

NIVEL	(-) B LADOS INTERIORES				(-) B LADOS DISCONTINUOS				(+) CENTRAL			
	MCC	MLC	MCE	MLE	MCC	MLC	MCE	MLE	MCC	MLC	MCE	MLE
ENTREPISO	715.716	715.716	429.4296	429.4296	419.71	419.71	251.826	251.826	458.3675	302.633	275.0205	181.5798
AZOTEA	536.787	536.787	322.0722	322.0722	314.7825	314.7825	188.8695	188.8695	253.48275	253.48275	152.08965	152.08965
BORDES E-PISO	715.716	715.716	429.4296	429.4296	419.71	419.71	251.826	251.826	458.3675	302.633	275.0205	181.5798
BORDES AZOTEA	536.787	536.787	322.0722	322.0722	314.7825	314.7825	188.8695	188.8695	253.48275	253.48275	152.08965	152.08965
INTERIOR E-PISO	636.192	636.192	381.7152	381.7152	0	0	0	0	278.334	278.334	167.0004	167.0004
INTERIOR AZOTEA	483.771	483.771	290.2626	290.2626	0	0	0	0	215.3775	215.3775	129.2265	129.2265

## AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS EN LOSAS POR CARGAS CONCENTRADAS (MUROS DE BLOCK)

Uno de los métodos para determinar el efecto de cargas concentradas en losas, lo describe y se presenta en las NTC-77 del Reglamento del Distrito Federal, consiste en incrementar la suma de los momentos resistentes de la losa, por unidad de ancho, positivos y negativos, en las dos direcciones y en todo punto del tablero (central y extremo), en la cantidad de:

$$\frac{P}{2\pi} \left( 1 - \frac{2r}{3R} \right)$$

Donde  $P$  es la carga concentrada;  $r$ , el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga; y  $R$ , la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

Por lo tanto, si tenemos que:

$P$  : 279 kg/m<sup>2</sup> (Peso por M<sup>2</sup> del muros de block común)<sup>40</sup>

Longitud : 5 m (Distancia de ejes, es el muro más largo)

Altura: 3 m (Altura de entrepisos, es el muro más alto)

∴  $P_u = (279) (5) (3) = 4\ 185$  kg (considerándola como una carga puntual.

$2\pi = 2 (3.141592654) = 6.28318531$

Si el área de un círculo es igual a:

$$A = \pi r^2$$

Por lo tanto  $r$ :

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Si:

$A = (5\text{m}) (0.15\text{ m}) = 0.75\text{ m}^2$  (Área de proyección del muro de block de 15 cm de espesor)

$$r = \sqrt{\frac{0.75}{3.1416}}$$

$$r = 0.4886\text{ m}$$

$R = 2.50\text{ m}$

$M = 0.5793$  kg por unidad de ancho

<sup>40</sup> Ver tabla de cargas

**AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS EN LOSAS POR CARGAS CONCENTRADAS**

NIVEL	(-) B LADOS INTERIORES				(-) B LADOS DISCONTINUOS				(+) CENTRAL			
	MCC	MLC	MCE	MLE	MCC	MLC	MCE	MLE	MCC	MLC	MCE	MLE
ENTREPISO	716.3	716.3	430	430	420.3	420	252.4	252.4	458.95	303.21	275.6	182.16
BORDES E	716.3	716.3	430	430	420.3	420	252.4	252.4	458.95	303.21	275.6	182.16
INTER E	636.8	636.8	382.3	382.3	0	0	0	0	278.91	278.91	167.58	167.58

## ARMADO DE LAS LOSAS DE ENTREPISO Y AZOTEA

### PERALTE MÍNIMO POR DEFLEXIONES

Tableros: 5.00 m x 5.00 m (cuadrados)

Longitud de los claros: 4.70 m (a paño de trabes)

Peralte mínimo ( $h_1$ ) para losas de dos direcciones:<sup>41</sup>

$$\frac{l_n}{40.7} > 9 \text{ cm}$$

$$\frac{4.70}{40.7} = 11.5 \text{ cm} > 9 \text{ cm}$$

Peralte mínimo ( $h_2$ ) para losas en dos direcciones:<sup>42</sup>

$$l_n = 4.70 \text{ m}$$

$$h = 4.8 \text{ pulgadas}$$

$$h_2 = 12.19 \text{ cms} > h_1$$

Por lo tanto:

**Espesor mínimo por deflexiones = 12 cms**

<sup>41</sup> Tabla 20.1 del Manual de Diseño de Estructuras de Concreto conforme al ACI. Anexo No. 8

<sup>42</sup> Tabla 20.3 del Manual de Diseño de Estructuras de Concreto conforme al ACI. Anexo No. 9

**CÁLCULO DEL AREA DE ACERO REQUERIDO EN LOSAS**

Sección	M	R	M/R	$\omega$	$\rho$	As	s
<b>Azotea</b>							
<b>Bordes Interiores</b>							
<b>Franja Central</b>							
Corto (-)	536.787	5.08E+04	0.011	0.011	0.0018	4.28	24
Largo (-)	536.787	5.08E+04	0.011	0.011	0.0018	4.28	24
<b>Franja Apoyo</b>							
Corto (-)	322.072	1.97E+05	0.002	0.002	0.0018	4.28	24
Largo (-)	322.072	1.97E+05	0.002	0.002	0.0018	4.28	24
<b>Bordes Discontinuos</b>							
<b>Franja Central</b>							
Corto (-)	314.783	5.08E+04	0.006	0.006	0.0018	4.28	24
Largo (-)	314.783	5.08E+04	0.006	0.006	0.0018	4.28	24
<b>Franja Apoyo</b>							
Corto (-)	188.87	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24
Largo (-)	1.89E+02	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24
<b>Positivo</b>							
<b>Franja Central</b>							
Corto (+)	253.483	5.08E+04	0.005	0.005	0.0018	4.28	24
Largo (+)	253.483	5.08E+04	0.005	0.005	0.0018	4.28	24
<b>Franja Apoyo</b>							
Corto (+)	152.09	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24
Largo (+)	152.09	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24
<b>Entrepiso</b>							
<b>Bordes Interiores</b>							
<b>Franja Central</b>							
Corto (-)	716.295	5.08E+04	0.014	0.014	0.0018	4.28	24
Largo (-)	716.295	5.08E+04	0.014	0.014	0.0018	4.28	24
<b>Franja Apoyo</b>							
Corto (-)	430.008	1.97E+05	0.002	0.002	0.0018	4.28	24
Largo (-)	430.008	1.97E+05	0.002	0.002	0.0018	4.28	24
<b>Bordes Discontinuos</b>							
<b>Franja Central</b>							
Corto (-)	420.288	5.08E+04	0.008	0.008	0.0018	4.28	24
Largo (-)	420.288	5.08E+04	0.008	0.008	0.0018	4.28	24
<b>Franja Apoyo</b>							
Corto (-)	252.404	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24
Largo (-)	2.52E+02	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24
<b>Positivo</b>							
<b>Franja Central</b>							
Corto (+)	458.946	5.08E+04	0.009	0.009	0.0018	4.28	24
Largo (+)	303.211	5.08E+04	0.006	0.006	0.0018	4.28	24
<b>Franja Apoyo</b>							
Corto (+)	275.599	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24
Largo (+)	182.157	1.97E+05	0.001	0.001	0.0018	4.28	24

Donde:

M: Momento más desfavorable en los dos sentido, de la franja analizada.

R:  $\phi b d^2 f'c$ ;

$\phi$ : 0.90, según el ACI.

b: Ancho de la franja analizada

d: Espesor de la losa

$\omega$ : Factor determinado por la tabla del Anexo No. 7

$\rho$ : Porcentaje de acero de refuerzo =  $\omega b / f_y$  (14 /  $f_y$  como mínimo)

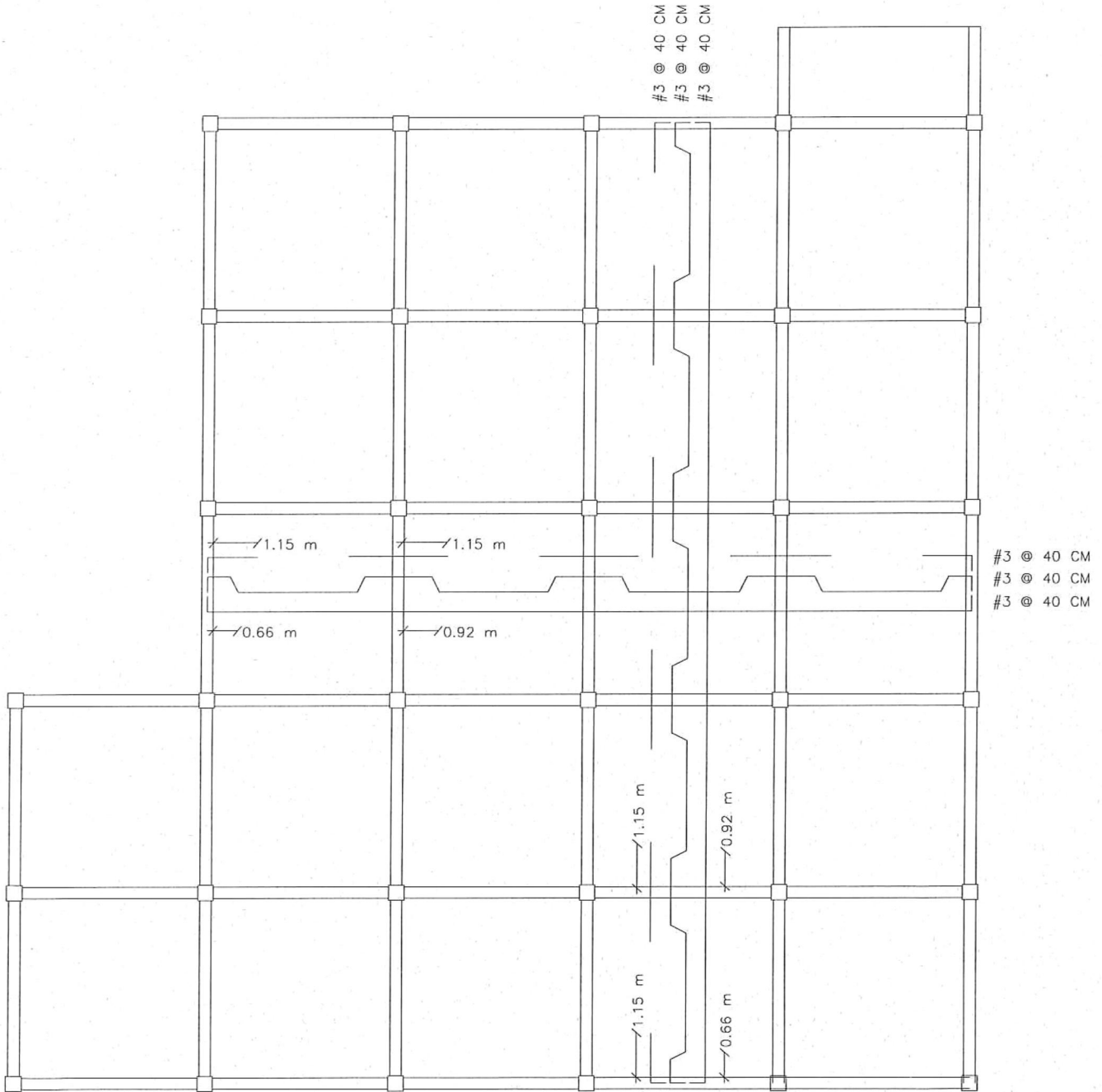
As: Area de acero requerida en  $cm^2 = \rho b d$

s: Separación máxima del acero de refuerzo determinada por:

$$s = \frac{bA_{prop}}{A_{req}}$$

$A_{prop}$ : Área de la barra propuesta

$A_{req}$ : Área de acero requerida



# EQUIPO Y MÉTODOS

Para llevar a cabo el análisis y diseño estructural del proyecto, se describen en capítulos siguientes, el apoyo de la computadora como herramienta, así como programas para el diseño, tales como el SAFE 2000, Super ETABS 6, - programas basadas en el Método de Rigideces para el cálculo de fuerzas internas en los elementos -, Hojas de Cálculo electrónicas (Microsoft Excel), bibliografía complementaria a los apuntes del plan de estudios de la carrera de Ingeniero Civil que se anexa al final de este documento, planos del proyecto arquitectónico "Centro Administrativo Municipal de Ensenada B.C."<sup>43</sup>

---

<sup>43</sup> Elaborada por la Arq. Matilde López Chávez, septiembre de 1992.

# ANÁLISIS DE TRABES

El manual de Concreto Reforzado del autor González Cuevas describe el procedimiento que a continuación se desglosa, donde se analiza una trabe de tipo "T", esto es, que la losa es parte la trabe.

DATOS

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cuantía de Acero Longitudinal } \rho = 0.65\rho_b$$

$$\text{Recubrimiento libre} = 2.5 \text{ cm}$$

CONSTANTES

$$\rho_{\min} = \frac{14}{fy} = 0.00333$$

$$\rho_b = \phi \frac{0.85 f'c}{6000 + fy} \left( \frac{6000}{6000 + fy} \right) = 0.03$$

$$V_c = 0.50 \sqrt{f'c} b d$$

$$W_u = 2.5 \text{ ton-m (entrepiso)}$$

$$W_u = 1.875 \text{ ton-m (azotea)}$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCION

Momento Máximo

$$M_{u\max} = 24.37 \text{ ton-m (entrepiso)}$$

$$M_{u\max} = 16.98 \text{ ton-m (azotea)}$$

Cortante Máximo

$$V_{u\max} = 11.26 \text{ ton (entrepiso)}$$

$$V_{u\max} = 9.39 \text{ ton (azotea)}$$

$$\rho = 0.65 \rho_b = 0.015$$

Determinación de las Dimensiones Utilizando el Apéndice A

$$w = p_{fy} / f'c = 0.27625$$

De la gráfica  $M_u / \phi b' d^2 f'c = 0.23$

Suponiendo una  $b' = 30 \text{ cm}$

$$d = 39.62 \text{ cm}$$

$$V_{umax} = 33.6 b d$$

b'	d	bd	Vumax
20	48.52	970.48	32608.20
25	43.40	1085.03	36457.08
30	39.62	1188.59	39936.73
35	36.68	1283.83	43136.60

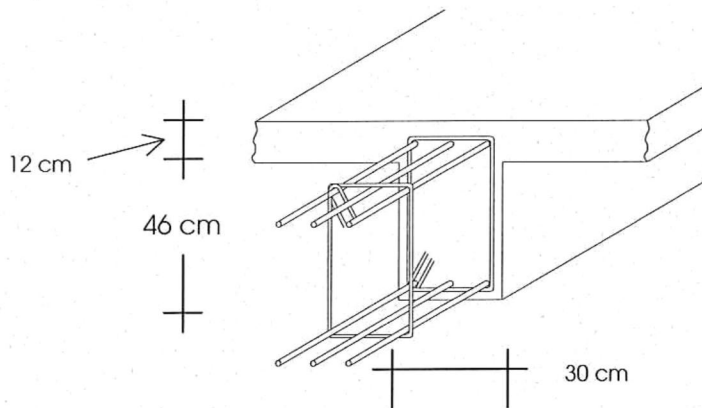
Considerando  $b' = 30 \text{ cm}$

$$r = 2.5 + 1 + 1 + 0.8 + 1 = 6.3 \text{ cm (Recubrimiento+1 Var. # 3 estribo+2 Var. # 3 Losa + 1Var. # 5)}$$

$$h = 39.62 + 6.3 = 45.92 \text{ cm}$$

$$h = 46 \text{ cm}$$

$$V_{umax} = 46 \cdot 368 \text{ kg}$$



Cálculo de Areas de Acero

$$d = 46 + 12 - 6.3 = 51.7 \text{ (Peralte de Trabe + Ancho de Losa - Recubrimiento)}$$

Para sección Rectangular

$$\phi b' d^2 f'c = 1.80 \text{ e } 07 \text{ kg/cm}$$

Para sección "T"

$$\text{Ancho } b' = \text{Longitud Libre de trabe} / 4 = 4.60 / 4 = 1.15 \text{ m}$$

$$\phi b' d^2 f'c = 6.92 \text{ e } 07 \text{ kg/cm}$$

ENTREPISO

Coefficientes (Tabla 14.1)	1/16 (-)	1/10 (-)	1/11 (-)	1/11 (-)
	1/14 (+)		1/16 (+)	
Mu	1.52	2.44	2.22	2.22
ton-m	1.74		1.52	
Mu x 10 <sup>5</sup>	0.008442104	0.013507366	0.012279424	0.012279424
φ b' d <sup>2</sup> f'c	0.009648119		0.008442104	
ω =	0.008442104	0.013507366	0.012279424	0.012279424
	0.009648119		0.008442104	
ρ =	0.000502506	0.000804010	0.000730918	0.000730918
	0.000574293		0.000502506	
As =	5.1700	5.1700	5.1700	5.1700
	5.1700		5.1700	

As requerido = 5.17 cm<sup>2</sup>

Aspropuesto = 5.23 cm<sup>2</sup>

$$2 \text{ No.5} = 1.98 * 2 = 3.96$$

$$1 \text{ No. 4} = 1.27$$

Refuerzo Negativo (Lecho Superior de la Trabe)

$$b = 115 \text{ cm}$$

$$l_n / 10 = 46 \text{ cm}$$

Momento Resistente

$$d = 51.7 \text{ cm}$$

$$w = \text{Aspropuesto } f_y / (d b' f'c) = 5.23 (4 200) / (51.7)(30)(250) = 0.06$$

$$M_r = 0.06 (\phi b' d^2 f'c) = 10.21 \text{ ton-m} > 2.44 \text{ ton-m (De las tablas de Dise\~no 14.1)}$$

Refuerzo Positivo (Lecho Inferior de la Trabe)

Momento Resistente

$$r = 2.5 + 1 + 0.95 = 4.45 \text{ cm (Proponiendo Varillas de \# 6)}$$

$$d = 53.55 \text{ cm}$$

$$\text{Aspropuesto} = 8.55 \text{ cm}^2 (3 \# 6 = 2.85 \text{ cm}^2)$$

$$w = \text{Aspropuesto } f_y / (d b' f'c) = 8.55 (4 200) / (115)(53.55)(250) = 0.0233$$

$$M_r = 0.0233 (\phi b' d^2 f'c) = 1.74 \text{ ton-m} = 1.74 \text{ ton-m (De las tablas de Diseño 14.1)}$$

#### DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = V_u / \phi$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_c = 7.9 b d = 7.9 (30) (53.55) = 12691.35 \text{ kg}$$

$$V_s \text{ apoyo} = 11 258 \text{ kg}$$

$$a = d l_n = 0.5355 (4.60) = 2.4633$$

$$\text{Seccion Critica} = 2.4633 - 0.5355 = 1.32$$

$$V_s \text{ seccion critica} = 1.32 (11 258) / 2.4633 = 6 032.79 \text{ kg}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 (0.85)(12 691.35) = 5 393.82375$$

$$V_u = 11 258 \text{ kg} > 5 393.82 \text{ (por lo tanto se necesitan estribos)}$$

Separación máxima admisible de estribos

$$\sqrt{f'c} b' d = \sqrt{250} (30) (53.55) = 25 401.00 > V_s \text{ apoyo} / 0.85 - V_c = 517.81$$

$$S_{\text{max}} = 53.55 / 2 = 27 \text{ cm}$$

Proponiendo Varillas No. 3 = 0.71 cm<sup>2</sup>

$$A_v \text{ min} = 3.5 b s / f_y$$

$$s = A_v \text{ min } f_y / 3.5 b = (0.71) (2) (4 200) / (3.5)(30) = 56.8 \text{ cm} > 27 \text{ cm (máximo)}$$

$$s = A_v f_y d / V_s \text{ apoyo}$$

$$s = (1.42 \text{ cm}^2)(4 200 \text{ kg/cm}^2)(53.55 \text{ cm}) / (11 258) = 28.37 \text{ cm} > 27 \text{ cm (máximo)}$$

Estribos de # 3 @ 27 cm

Longitud básica del gancho estándar

Para varillas # 4

$$L_{hd} = 320 \text{ db} / \sqrt{f'c} = 320 (1.27) / 15.81 = 15.93 \text{ cm (16 cm)} > 8 \text{ db según reglamento}$$

Para varillas # 5

$$L_{hd} = 320 \text{ db} / \sqrt{f'c} = 320 (1.5875) / 15.81 = 32.13 \text{ cm} > 8 \text{ db según reglamento}$$

Para varillas # 6

$$L_{hd} = 320 \text{ db} / \sqrt{f'c} = 320 (1.905) / 15.81 = 38.56 \text{ cm} > 8 \text{ db según reglamento}$$

Parte vertical del gancho debe ser menor que:

$$r = 2.5(2) + 1.00 (2) = 7.00 \text{ cm}$$

$$h = 40 + 12 = 52 \text{ cm}$$

$$h' = 52 - 7 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud vertical del gancho} = 19 \text{ db} = 19 (1.905) = 36.195 < 45 \text{ cm}$$

LONGITUD DE DESARROLLO PARA TRASLAPES

Tipo B 12.2.2 Aci

Varilla No. 6 y menores

$$a = 1.3$$

$$b = 1.5$$

$$ab = 1.95$$

DE LAS TABLAS = 1.7

$$y = 0.8$$

$$l = 1$$

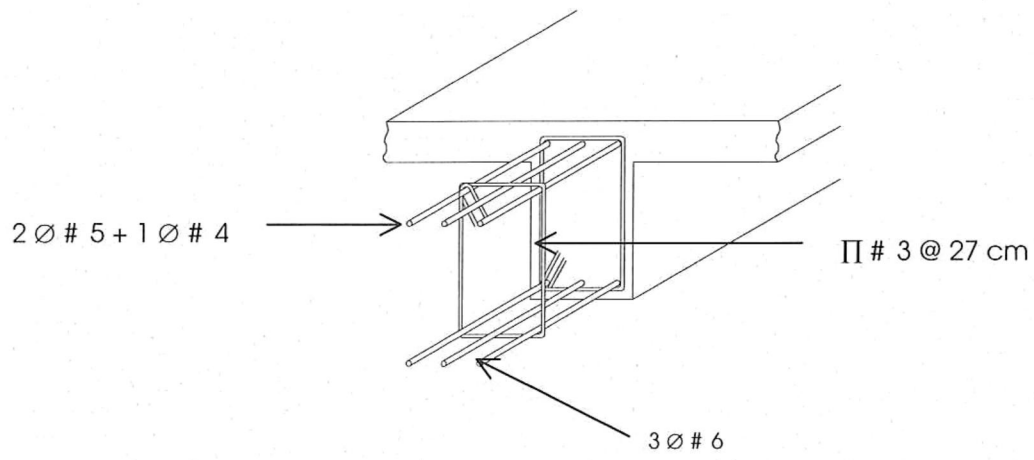
$$c = 4.4525 \text{ (recubrimiento en acero inferior)}$$

$$l_d = 1.7 f_y y / (6.6 \sqrt{f'c}) = 54.74$$

$$l_d \text{ clase B} = a l_d \text{ db} = 1.3 (54.74) (1.27) = 91 \text{ para varillas \# 4}$$

$$l_d \text{ clase B} = a l_d \text{ db} = 1.3 (54.74) (1.59) = 113.1 \text{ para varillas \# 5}$$

$$l_d \text{ clase B} = a l_d \text{ db} = 1.3 (54.74) (1.905) = 135.55 \text{ para varillas \# 6}$$



# CIMENTACIONES

En mayo de 1996, el Laboratorio de Análisis de Materiales de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas del Estado (SAHOPE), Residencia de Ensenada, a cargo del Sr. Ventura Cedillo López, realizó el estudio de mecánico de suelos del lugar, con la finalidad de construir unas gradas en él; y estos fueron los resultados de los sondeos:

El estudio se fundó en la exploración del subsuelo y en las propiedades que contiene el mismo tanto en el lugar, como en las pruebas de laboratorio efectuadas sobre las muestras obtenidas.

#### EXPLORACION Y MUESTREO

Para conocer la estratigrafía se practicaron 2 sondeos a cielo abierto habiéndose alcanzado profundidades de:

SONDEO 1 = 4.00 mts.  
 SONDEO 2 = 4.10 mts.

De cada pozo (1-3) a cielo abierto se obtuvieron muestras inalteradas y alteradas a una profundidad de 1.00 y 2.00 mts., respecto del nivel natural del terreno, procediéndose a determinar la estratigrafía del lugar utilizando clasificación manual y visual.

En la exploración y muestreo se localizó el nivel de aguas freáticas a una profundidad de 3.90 mts., con respecto al nivel de terreno natural.

#### ENSAYES DE LABORATORIO

A todas las muestras representativas se les determinó su contenido natural de agua. Límite líquido, plástico, granulometría y resistencia.

	PROFUNDIDAD EN MTS	
SONDEO # 1	1.00	2.00
CAPACIDAD DE CARGA KG/CM <sup>2</sup>	1.23	0.83
HUMEDAD NATURAL	21.4	18.2
LIMITE LIQUIDO	28	20

LIMITE PLASTICO	18	18
INDICE PLASTICO	10	4
CONTRACCION LINEAL	2.6	1.0

COMPOSICION GRANULOMETRICA

PASA MALLA # 4	100.00%	100.00%
PASA MALLA # 40	98 %	89 %
PASA MALLA # 200	78 %	34 %
CLASIFICACION	CL	SC

PROFUNDIDAD EN MTS

SONDEO # 2	1.00	2.00
CAPACIDAD DE CARGA KG/CM2	0.64	1.14
HUMEDAD NATURAL	32.6	17.8
LIMITE LIQUIDO	22	27
LIMITE PLASTICO	15	11
INDICE PLASTICO	07	16
CONTRACCION LINEAL	2.6	5.2

COMPOSICION GRANULOMETRICA

PASA MALLA # 4	100.00%	100.00%
PASA MALLA # 40	95 %	95 %
PASA MALLA # 200	63 %	50 %
CLASIFICACION	CL	CL

Adjunto al análisis se hacen las siguientes recomendaciones:

Deberá limpiarse el terreno retirando el material que contiene materia orgánica y desperdicios de construcción.

En el caso de que la cimentación a utilizar en la construcción sean zapatas aisladas, se deberá mejorar el terreno 1.00 mt abajo del nivel de plantilla de la zapata con granito en capas de 20 cms, compactadas al 95 % PVSM.

Los rellenos que se requieran para alcanzar el nivel de piso terminado podran llevarse a cabo empleando material mejorado (granito). Dichos rellenos se compactarán por capas no mayores de 20 cms. Al 95 % PVSM.

El manual de comentarios y ayudas de diseño conforme al reglamento del Distrito Federal, describe el siguiente procedimiento de diseño de una zapata aislada ya sea cuadrada o rectangular, en este caso será cuadrada.

Acciones en condiciones de servicio:

$$P_u = 47.62 \text{ ton}$$

$$M = 2.3 \text{ ton-m}$$

$$\text{Dado} = 0.50 \times 0.50 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 11.40 \text{ ton-m}^2$$

Materiales

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2 = (0.80 f'_c) \quad \sqrt{f^*c} = 14.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2 = (0.85 f^*c)$$

Area de la zapata:

$$\%P_u = 0.08 P_u = 3.81 \text{ ton (por peso propio de la cimentación y rellenos tentativo)}$$

$$A = \frac{P_u + \%P_u}{\sigma_a} = \frac{47.62 + 0.08(47.62)}{11.40} = 4.51 \text{ m}^2$$

$$\text{Zapata cuadrada de dimensiones} = 2.12 \times 2.12 \text{ m}$$

$$M_u = 1.1 M = 1.1 (2.3) = 2.53 \text{ ton-m}$$

$$P_{ud} = 47.62 + 3.81 = 51.43 \text{ ton (Peso ultimo de diseño)}$$

$$e = \frac{M_u}{P_{ud}} = \frac{2.53}{51.43} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calculo } B' = B - 2e = 2.12 - 2(0.05) = 2.02 \text{ m}$$

$$A' = 2.02 (2.02) = 4.08 \text{ m}^2$$

Presion actuante =  $P_{ud} / A' = 51.43 / 4.08 = 12.61 \text{ ton/m}^2 > 11.40 \text{ ton/m}^2$  (Aumentar Area de Desplante)

Aumentando Area de desplante a una de 2.25 x 2.25 m

$$B' = 2.15 \text{ m}$$

$$A' = 4.62 \text{ m}^2$$

$$P_a = 11.13 \text{ ton/m}^2 < 11.40 \text{ ton/m}^2 \text{ si pasa}$$

### DIMENSIONAMIENTO

Reacción debido a la carga de = 47.62 ton

$$q_n = P_u / 7 \leftarrow \text{Factor de seguridad de 7 en arcillas}$$

$$q_n = 47.62 / 7 = 6.80 \text{ ton/m}^2$$

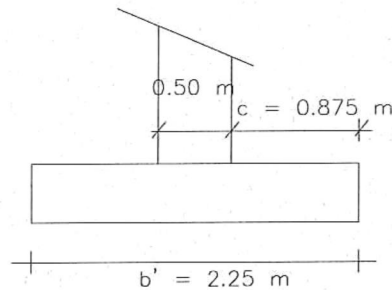
Momento en la seccion critica, por ancho unitario de un metro:

$$m_u = \frac{q_n c^2}{2}$$

donde :

$$c = \frac{b' - \text{Ancho del dado}}{2} = \frac{2.25 - 0.50}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$m_u = \frac{680(0.875)^2}{2} = 2.60 \text{ ton-m}$$



Peralte propuesto de = 0.40 m

$$d = 0.40 - 0.05 - .02 = 0.33 \text{ m. (proponiendo varillas del \# 5)}$$

$$\rho_{\min} = 0.7 \sqrt{f'c} / f_y = .0026$$

$$m_u / (bd^2) = 2.60 \times 10^5 / (100 \times 33^2) = 2.39; \text{ fig 2 ayudas de diseño} = \rho_{\min} = .0025$$

$$\rho_{\min} = 0.0026$$

## FUERZA CORTANTE

Revisar la seccion critica a un peralte d, del paño de la columna (dado)

$$V_{cr} = Fr \cdot bd(0.2 + 30p)f^*c^{1/2}$$

$$V_{cr} = 0.8 (100) (33) (0.2 + 30(0.0026))(14.14) = 10\,265 \text{ kg/m}$$

$$V_u = (((2.25-0.50)/2) - 0.33)(6.80) = 3.70 \text{ ton/m} = 3\,700 \text{ kg/m} < 10\,265$$

## REVISION POR PENETRACION

$$\text{Perimetro de la seccion critica} = 2(50 + 50 + 2(33)) = 332 \text{ cm}$$

$$\text{Area de la seccion critica} = 33 \cdot 332 = 10\,956 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 47.62 - (0.50+0.33/2) \cdot (0.50+0.33/2) \cdot 6.80 = 47.62-3.01 = 44.61 \text{ ton}$$

$$V_u = 44610 / 10956 = 4.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cr} = Fr (0.5 + r) f^*c^{1/2} \leq fr f^*c^{1/2}$$

$$r = 0.50 / 0.50 = 1$$

$$0.5 + r = 1.50 > 1$$

por lo tanto

$$V_{cr} = 0.8 (14.14) = 11.31 \text{ kg/cm}^2 > 4.07 \text{ Vu se acepta todavia peralte de 40 cms}$$

## ARMADO DE LA ZAPATA

$$\text{Porcentaje minimo de acero} = .0026$$

Esfuerzo Actuantes:

$$c = 2.25 / 2 = 1.125$$

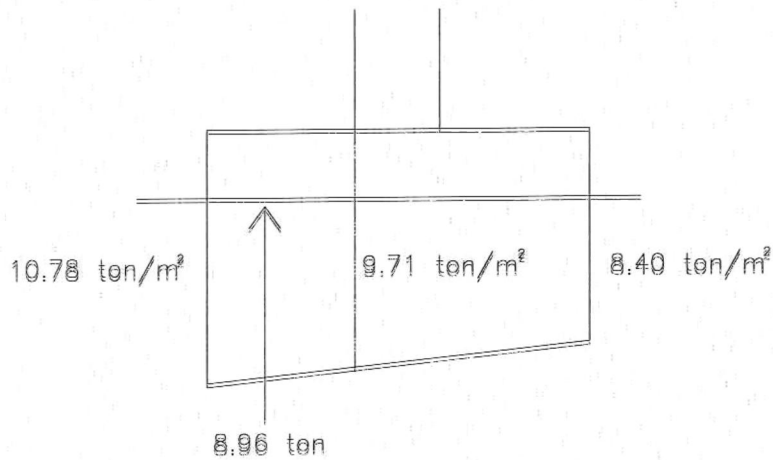
$$I = bh^3 / 12$$

$$M = 2.60 \text{ ton-m}$$

$$A = 2.25 \times 2.25 \text{ m}$$

$$Ea1 = P / A + Mc / I = (47.62 / 5.06) + 2.60 (1.125)(12)/(2.25)^4 = 10.78 \text{ ton/m}^2$$

$$Ea2 = (47.62 / 5.06) - 2.60 (1.125)(12)/(2.25)^4 = 8.04 \text{ ton/m}^2$$



Si  $e = 0.875$  m (paño del dado a paño de zapata)

$$E_{ax} \text{ (a paño de dado)} = (10.78 - 8.04) \times (2.25 - 0.875) / 2.25 = 1.67 + 8.04 = 9.71 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Cortante que produce} = (10.78 + 9.71) \times 0.875 / 2 = 8.96 \text{ ton}$$

$$\text{Centroide del Trapecio donde actua el cortante} = (0.875) \times (2(9.71) + 10.78) / (3(10.78 + 9.71)) = 0.43 \text{ m}$$

$$\text{Momento Flector} = 8.96 (0.875 - 0.43) = 3.99 \text{ ton-m} = 4.00 + 2.60 = 6.60 \text{ ton-m (660 000 kg-cm)}$$

$$a = d / 10 = 33 / 10 = 3.3$$

$$A_s = M_f / 0.9f_y(d - a/2)$$

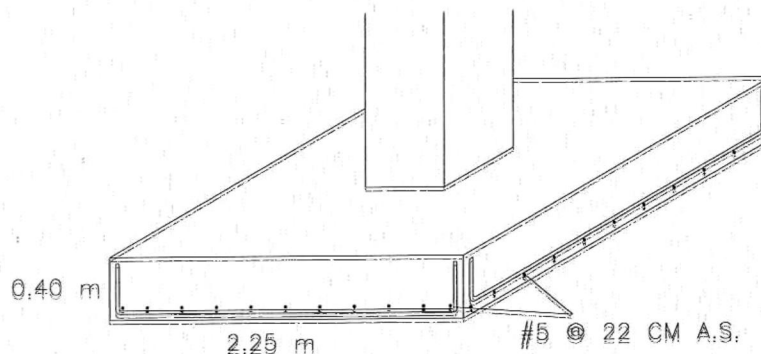
$$A_s = 660\,000 / (0.9)(4200)(33 - 1.65) = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0026 b d = 0.0026 (225)(33) = 19.305 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proponiendo var. \#5 (1.99 cm}^2) = 19.305 / 1.99 = 10 \text{ varillas.}$$

$$\text{Separación} = (2.25 - 0.04) / 10 = @22 \text{ cms.}$$

$$\text{Profundidad del desplante} = 2.00 \text{ m}$$



## **BIBLIOGRAFÍA**

- *Diseño Estructural.* Melli Piralla.
- *Estructura de Concreto Reforzado.* R. Park, T. Paulay.
- *Losas de Concreto Reforzado.* R. Park.
- *Análisis Estructural.* Jack C. McCormac.
- *Diseño de Juntas Viga-Columna.* ACI 352.
- *Concreto Reforzado.* González Cuevas.
- *Tesis: "Centro Administrativo Municipal de Ensenada B.C."*. M. Matilde López.
- *Tesis: "Diseño y Programa de Obra para un Edificio de Cuatro Niveles a Base de Losas Precoladas y Estructura de Acero"*. David E. Cárdenas Barba – Gerardo J. Corral Moreno.
- *Tesis: "Puente Peatonal de Concreto Presforzado en el Arroyo Ensenada, vado de la calle 4ta."* Eustroberto García Artega.
- *Reglamento para las construcciones de concreto estructural y Comentarios.* ACI 318-95 y ACI 318R-95.
- *Diseño de Estructuras de Concreto Conforme al Reglamento.* ACI 318-89.
- *Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de B.C.* Gob. del Edo. 1992.
- *Manual de Diseño Sísmico de Edificios.* E. Bazán Zurita-R. Melli Piralla.
- *Diseño de Estructuras Sismorresistentes.* M. Wakabayashi-E. Martínez Romero.
- *Apuntes de la carrera*

# ANEXOS

ANEXO 1

30 de Junio de 1992 . PERIODICO OFICIAL

Página 9

TABLA 1

PESOS VOLUMÉTRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

MATERIAL	Peso volumétrico en ton/m3		
	Máximo	Mínimo	
I. PIEDRAS NATURALES			
ARENISCA (CHILUCAS Y CANTERAS)	SECAS	2.45	1.75
	SATURADAS	2.50	2.00
ASFALTOS (PIEDRA BRAZA)	SECOS	2.60	2.35
	SATURADOS	2.65	2.45
GRANITO		3.20	2.40
MÁRMOL		2.60	2.55
RIOLITA	SECA	2.50	2.00
	SATURADA	2.55	2.05
PIZARRAS	SECA	2.80	2.30
	SATURADAS	2.85	2.35
TUCURUGUAY	SECOS	1.80	1.20
	SATURADOS	2.10	1.60
TEZONTLES	SECOS	1.25	0.65
	SATURADOS	1.55	1.15
CALIZA	SECA	2.80	2.40
	SATURADA	2.85	2.45
II. SUELOS			
ARENA DE GRANO DE TAMAÑO UNIFORME	SECA	1.75	1.40
	SATURADA	2.10	1.85
ARENA BIEN GRADUADA	SECA	1.90	1.55
	SATURADA	2.30	1.95
ARCILLA		2.20	1.50
CALICHE	SECO	1.50	1.20
	SATURADO	2.10	1.70
III. PIEDRAS ARTIFICIALES, CONCRETOS Y MORTEROS			
CONCRETOS SIMPLES CON AGREGADOS DE PESO NORMAL		2.20	2.00
CONCRETO REFORZADO		2.40	2.20
MORTERO DE CAL Y ARENA		1.50	1.40
MORTERO DE CEMENTO Y ARENA		2.10	1.90
APLANADO DE YESO		1.50	1.10
TABIQUE MACIZO HECHO A MANO		1.50	1.30
TABIQUE MACIZO PRENSADO		2.20	1.60
BLOQUE HUECO DE CONCRETO LIGERO (VOLUMEN NETO)		1.30	0.90
BLOQUE HUECO DE CONCRETO INTERMEDIO (VOLUMEN NETO)		1.70	1.30
BLOQUE HUECO DE CONCRETO PESADO (VOLUMEN NETO)		2.20	2.00
VIDRIO PLANO		3.10	2.80

ANEXO 2

Página 12

PERIODICO OFICIAL 30 de Junio de 1992

TABLA 2

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, en kg/m<sup>2</sup>

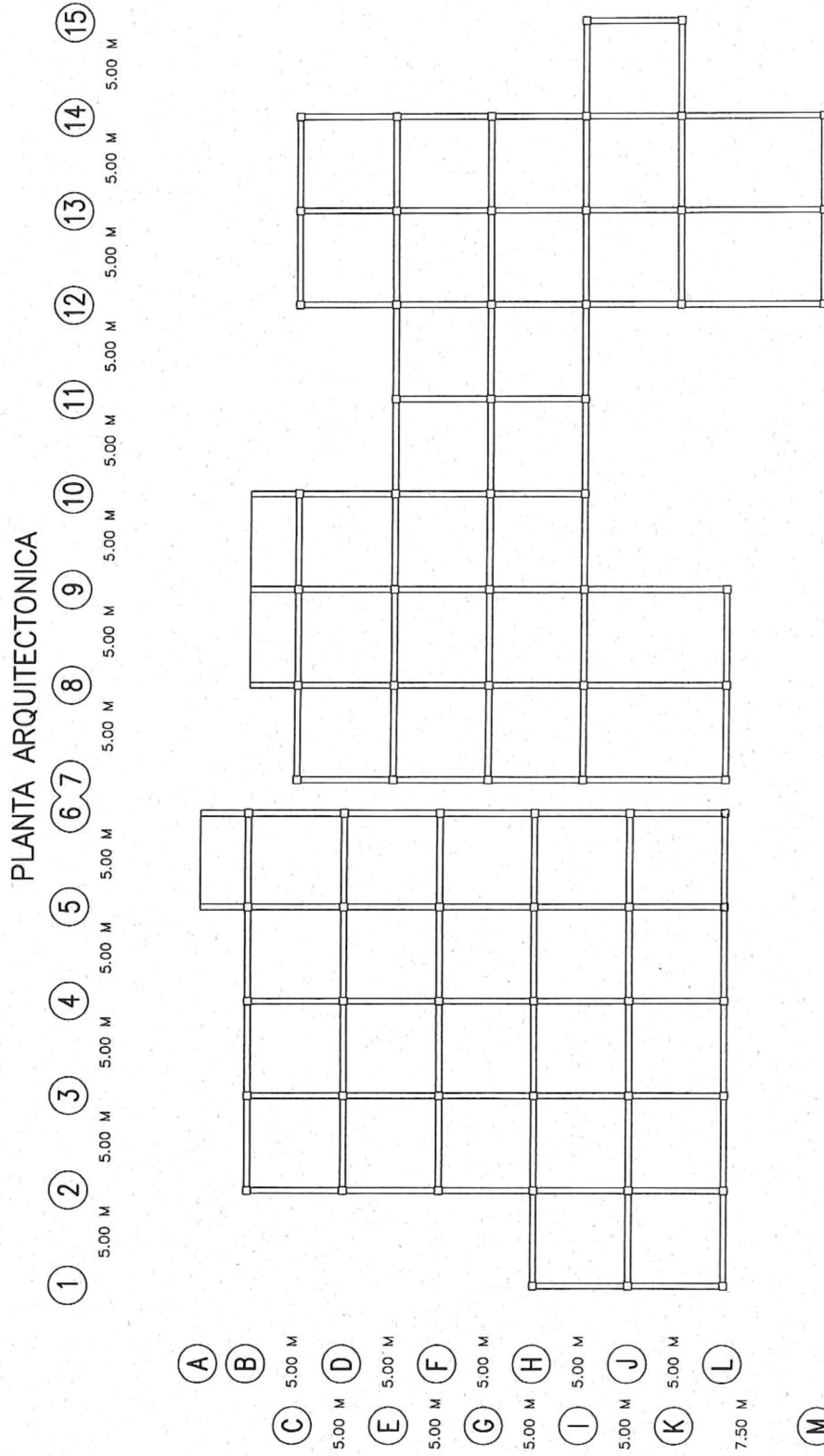
DESTINO DE PISO O CUBIERTA	W	Wa	Wm	OBSERVACIONES
a). <u>Habitación</u> casa-habitación, departamentos, viviendas, - dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales y similares.	70	90	170	(1)
b). <u>Oficinas, despachos, laboratorios y hospitales.</u>	100	180	250	(2)
c). <u>Comunicación para peatones,</u> pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público.	40	150	350	(3), (4)
d). <u>Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.</u>	40	350	450	(5)
e). <u>Otros lugares de reunión,</u> templos, cines, teatros, - gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, - aulas, salas de juego y similares.	40	250	350	(5)
f). <u>Comercios, fábricas y bodegas.</u>	0.8Wm	0.9Wm	Wm	(6)
g). <u>Cubiertas y azoteas con = pendiente no mayor de 5%.</u>	15	70	100	(4), (7)
h). <u>Cubiertas y azoteas con = pendiente mayor del 5% y menor del 20%.</u>	5	20	60	(4), (7), (8)
i). <u>Cubiertas y azoteas con = pendiente mayor de 20%.</u>	5	20	40	(4), (7), (8)
j). <u>Volados en vía pública,</u> marquesinas balcones y similares.	15	70	300	
k). <u>Garages y estacionamientos</u> para automóviles exclusivamente.	40	100	250	(9)
l). <u>Andamios y cimbras</u> para concreto.	15	70	100	(10)

Wm = carga viva para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos

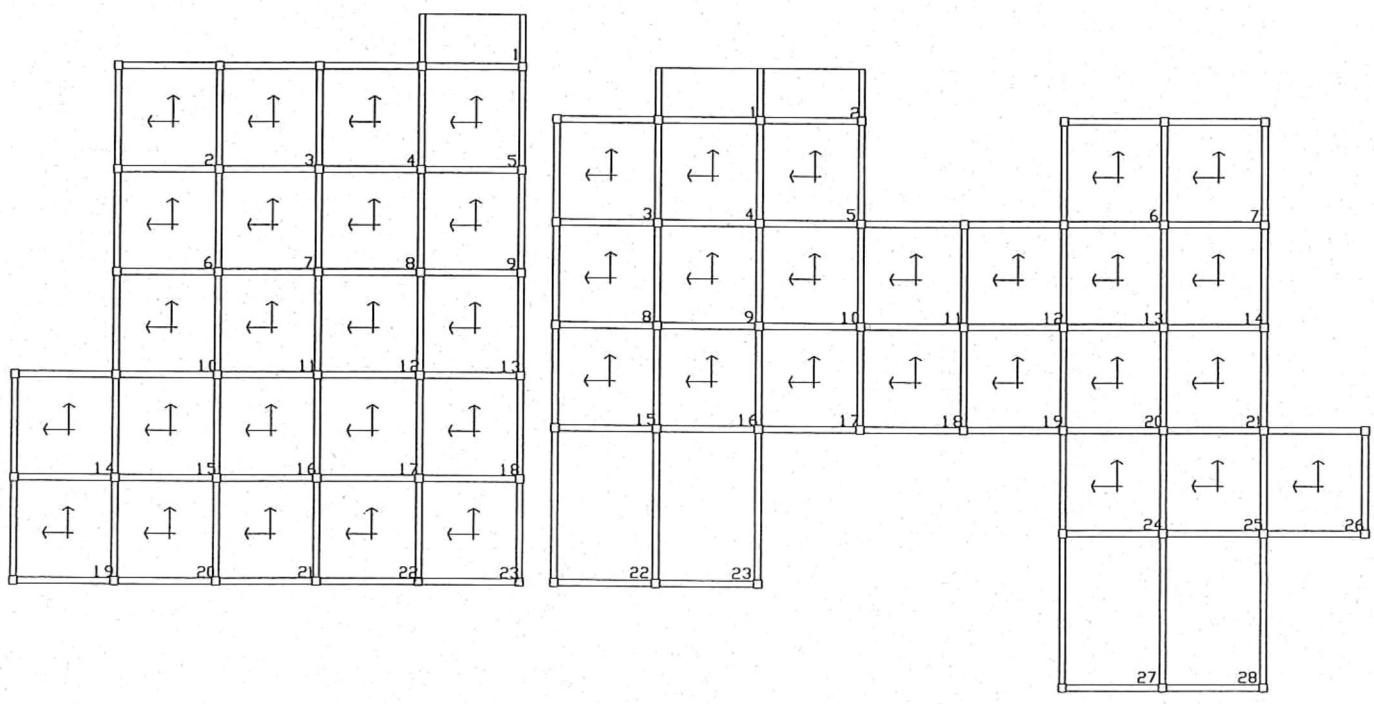
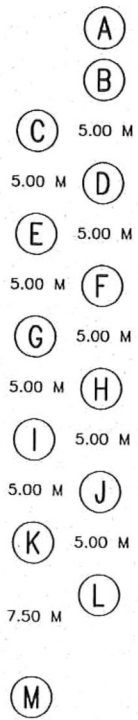
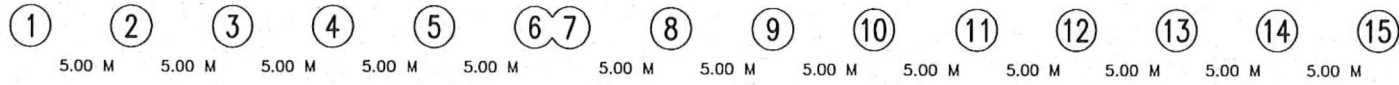
Wa = carga viva para el diseño sísmico y por viento

W = carga viva para el diseño de asentamientos diferidos y flechas diferidas.

ANEXO 3



### PLANTA ARQUITECTONICA Y DISTRIBUCION DE TABLEROS



ANEXO 5

CAPÍTULO XC ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

ARTÍCULO XC.1

Cuando se aplique el análisis dinámico modal de este Reglamento, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

La ordenanda del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = ( 1 + 3 T/Ta ) C/4, \quad \text{si } T \text{ es menor que } Ta$$

$$a = C, \quad \text{si } T \text{ está entre } Ta \text{ y } Tb$$

$$a = q C, \quad \text{si } T \text{ excede de } Tb$$

donde:

$$q = \left[ Tb/T \right]^r$$

a = ordenanda de los espectros diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción con fines de diseño ( adimensional )

30 de Junio de 1992

PERIODICO OFICIAL

Página 335

T = período natural de vibración ( en segundos)

Ta y Tb = períodos característicos de los espectros de diseño (segundos).

C = coeficiente de diseño sísmico (adimensional)

Dichos valores se encuentran en la tabla 78

TABLA 78

VALORES DE Ta, Tb y r.

Zona	Ta	Tb	r
B	0.3	1.5	2/3
C	0.6	3.9	1

ANEXO 6

# Apéndice E

## Información acerca del acero de refuerzo

Como ayuda para los usuarios del reglamento ACI se presenta información sobre los tamaños, áreas y pesos de varios tipos de acero de refuerzo.

Varillas de refuerzo de acuerdo a la norma ASTM						
No. de la varilla	Unidades métricas			Unidades inglesas		
	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm <sup>2</sup>	Peso nominal kg/m	Diámetro nominal, pulg.	Área nominal, pulg <sup>2</sup>	Peso nominal lb/pie.
3	9.52	71	0.560	0.375	0.11	0.376
4	12.70	127	0.995	0.500	0.20	0.668
5	15.88	198	1.1553	0.625	0.31	1.043
6	19.05	283	2.237	0.750	0.44	1.502
7	22.22	387	3.044	0.875	0.60	2.044
8	25.40	507	3.977	1.000	0.79	2.670
9	28.65	645	5.064	1.128	1.00	3.400
10	32.26	817	6.405	1.270	1.27	4.303
11	35.81	1007	7.914	1.410	1.56	5.313
14	43.00	1452	11.395	1.693	2.25	7.650
18	57.33	2581	20.287	2.257	4.00	13.600

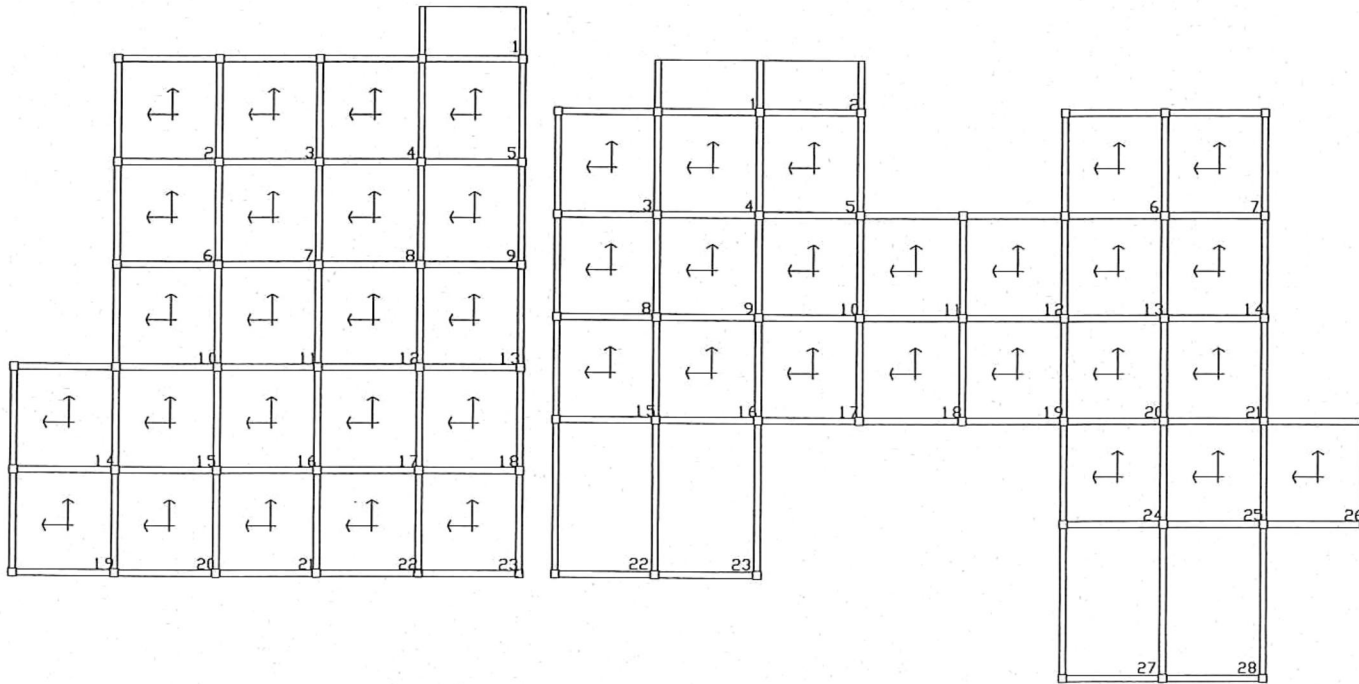
Cables de presfuerzo de acuerdo a la norma ASTM						
Tipo*	Unidades métricas			Unidades inglesas		
	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm <sup>2</sup>	Peso nominal kg/m	Diámetro nominal, pulg.	Área nominal, pulg <sup>2</sup>	Peso nominal lb/pie.
Cable de siete alambres (grado 250)	6.35	23	0.181	1/4 (0.250)	0.036	0.12
	7.70	37	0.293	5/16 (0.313)	0.058	0.20
	9.52	52	0.404	3/8 (0.375)	0.080	0.27
	11.12	70	0.546	7/16 (0.438)	0.108	0.37
	12.70	93	0.729	1/2 (0.500)	0.144	0.49
	15.24	139	1.096	(0.600)	0.216	0.74
Cable de siete alambres (grado 270)	9.52	55	0.431	3/8 (0.375)	0.085	0.29
	11.12	74	0.580	7/16 (0.438)	0.115	0.40
	12.70	99	0.773	1/2 (0.500)	0.153	0.53
	15.24	139	1.101	(0.600)	0.217	0.74
Alambre de presfuerzo	4.88	18.7	0.145	0.192	0.029	0.098
	4.98	19.4	0.148	0.196	0.030	0.10
	6.35	32	0.252	0.250	0.049	0.17
	7.01	39	0.297	0.276	0.060	0.20
Varilla de presfuerzo (lisa)	19.05	284	2.232	3/4	0.44	1.50
	22.22	387	3.035	7/8	0.60	2.04
	25.40	503	3.972	1	0.78	2.67
	28.58	639	5.029	1 1/8	0.99	3.38
	31.75	794	6.204	1 1/4	1.23	4.17
	34.92	955	7.584	1 3/8	1.48	5.05
Varilla de presfuerzo (corrugada)	15.88	181	1.458	5/8	0.28	0.98
	19.05	271	2.217	3/4	0.42	1.49
	25.40	548	4.478	1	0.85	3.01
	31.75	806	6.532	1 1/4	1.25	4.39
	34.92	1006	8.273	1 3/8	1.56	5.56

\* La disponibilidad de los tamaños de algunos cables se debe investigar con anterioridad

PLANTA ARQUITECTONICA Y DISTRIBUCION DE TABLEROS



- Ⓐ
- Ⓑ
- Ⓒ 5.00 M
- 5.00 M Ⓓ
- 5.00 M Ⓔ
- 5.00 M Ⓕ
- 5.00 M Ⓖ
- 5.00 M Ⓗ
- 5.00 M Ⓘ
- 5.00 M Ⓙ
- 5.00 M Ⓚ
- 7.50 M Ⓛ
- Ⓜ



ANEXO 8

Tabla 20-1 Espesor mínimo para sistemas de losa en dos direcciones  
(Refuerzo Grado 42)

Sistemas de losas en dos direcciones		h Mínimo
Placa plana Placa plana con vigas de borde <sup>1</sup>	[ $h_{\min} = 13 \text{ cm.}$ ]	$l_n/30$ $l_n/33$
Losa plana <sup>2</sup> Losa plana <sup>2</sup> con vigas de borde	[ $h_{\min} = 10 \text{ cm.}$ ]	$l_n/33$ $l_n/36$
Losa en dos direcciones <sup>3</sup> (tableros cuadrados) Losa en dos direcciones <sup>3</sup> (tableros rectangulares 2:1)	[ $h_{\min} = 9 \text{ cm.}$ ]	$l_n/40.7$ $l_n/49.3$

1 Relación de rigidez de vigas de borde a losa  $\alpha > 0.8$  (Sección 9.5.3.5).

2 Longitud del ábaco  $> l/3$ , peralte  $\geq 1.25 h$  (Sección 9.5.3.4).

3 Relación promedio de rigidez de viga a losa,  $\alpha_m = 2.0$  [Sección 9.5.33(b1)].

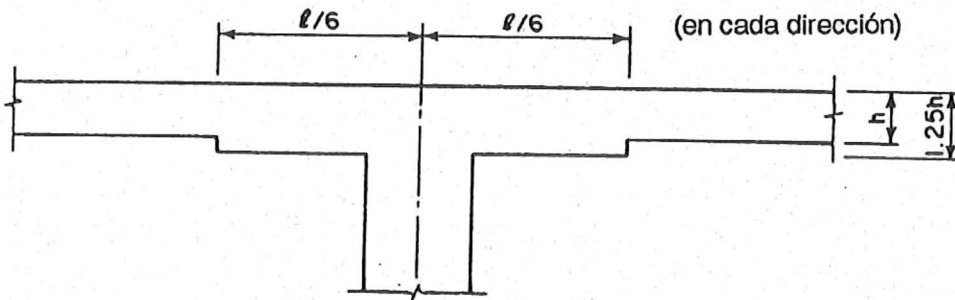


Fig. 20.2 Detalles de ábaco (Sección 9.5.3.4)

ANEXO 9

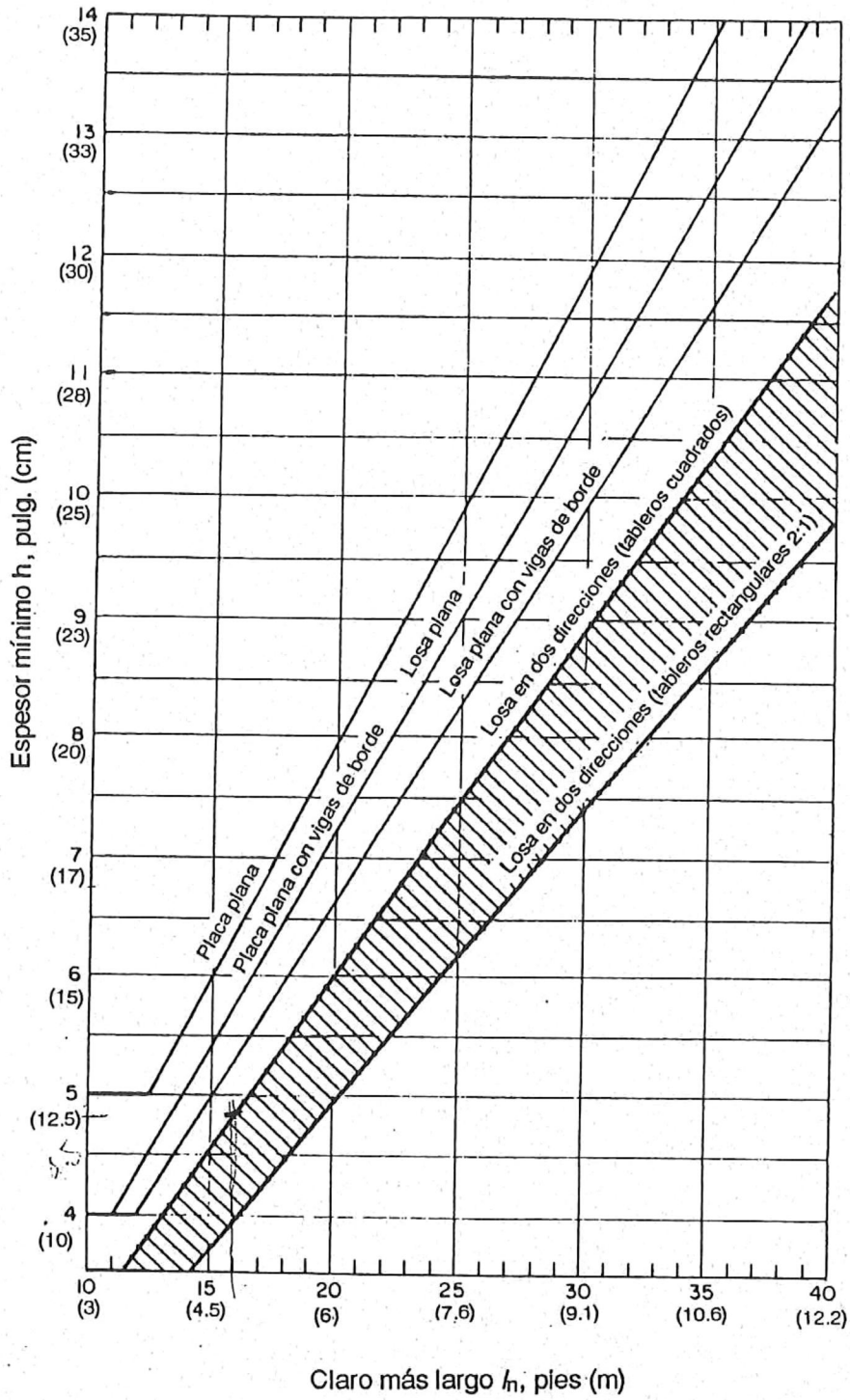
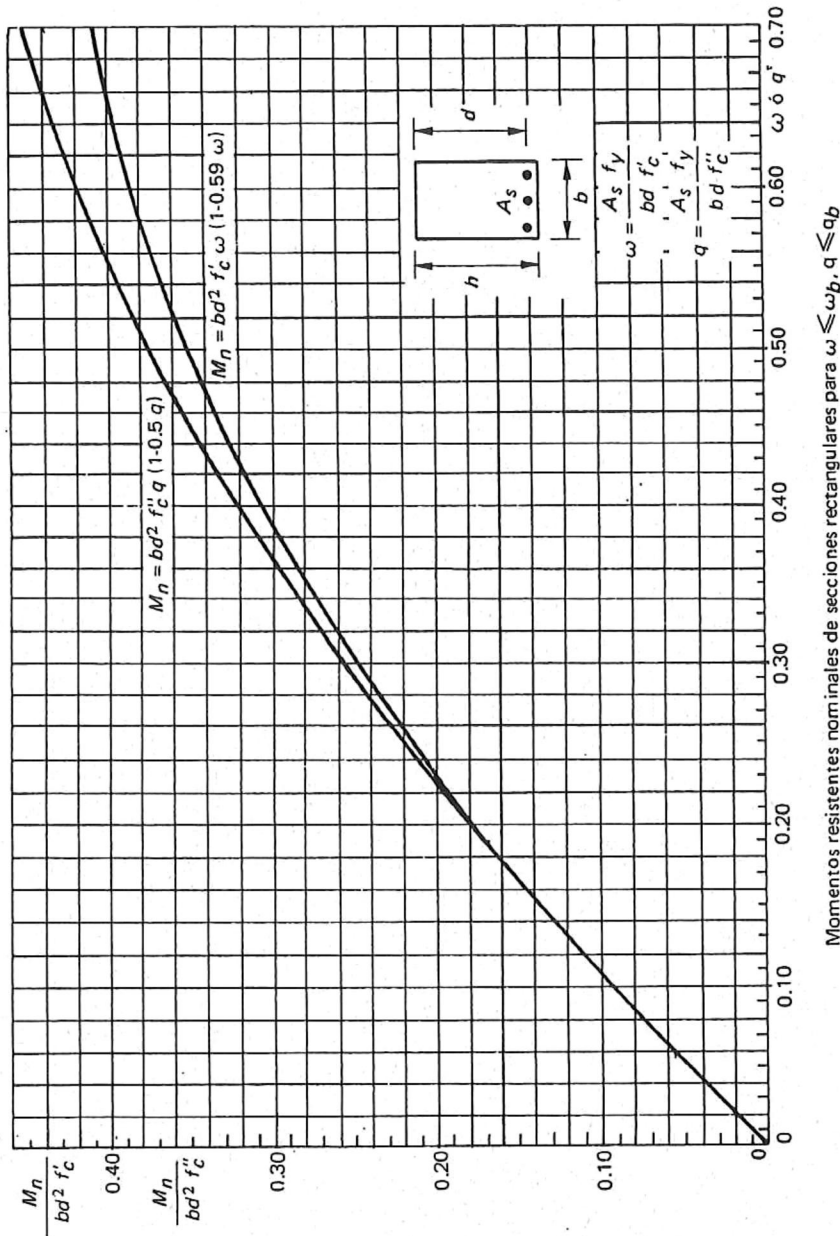


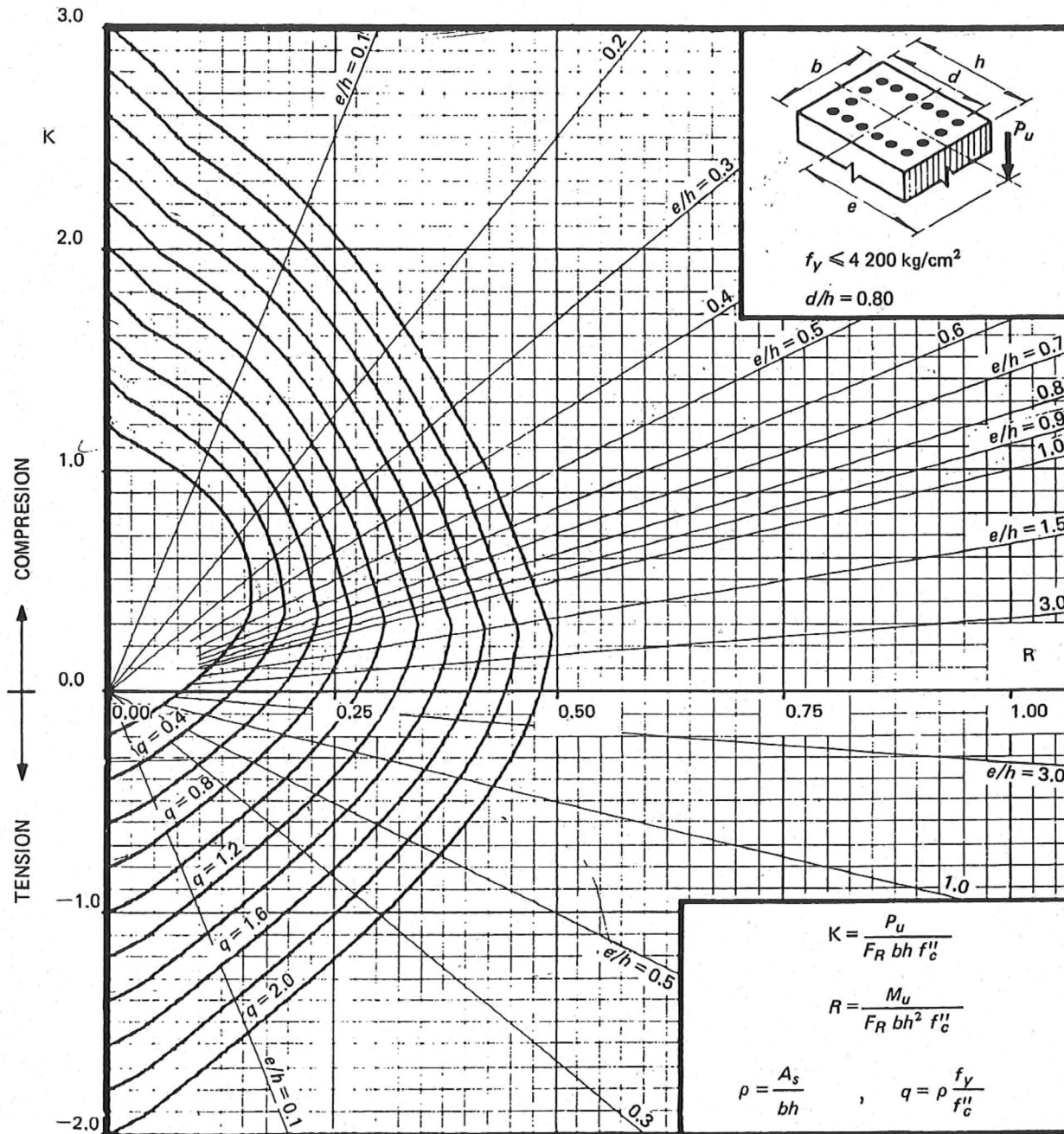
Fig. 20.3 Espesor mínimo de losa para sistemas de losas de dos direcciones (véase Tabla 20.1)

# AYUDAS DE DISEÑO

# APÉNDICE A

## Gráfica para diseño por flexión





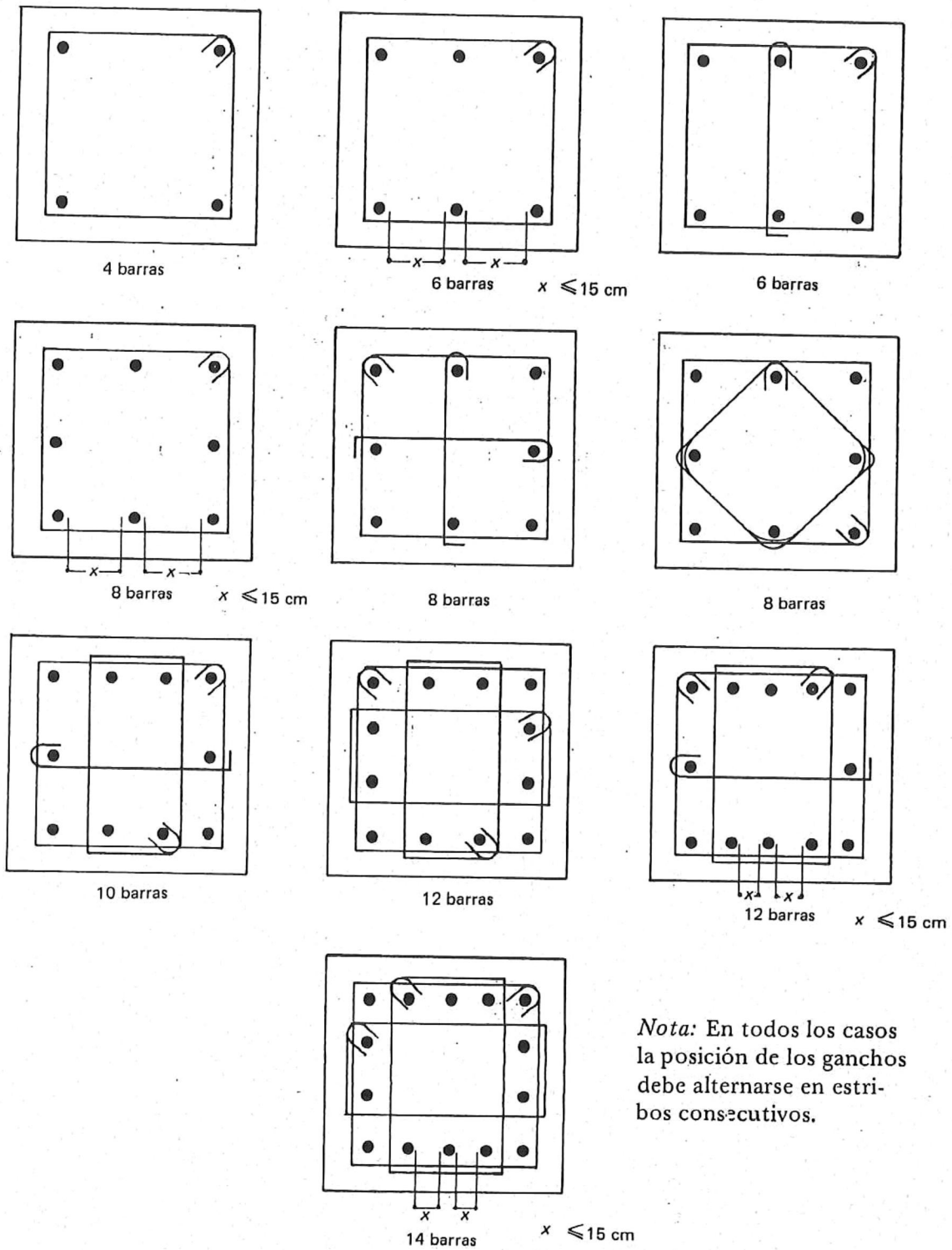
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.8

**Tabla 14.1** Coeficientes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes del Reglamento ACI 318-83.

Momento positivo	
Claros extremos	
Extremo discontinuo sin restricción	$w_u \ell_n^2 / 11$
Extremo discontinuo con restricción	$w_u \ell_n^2 / 14$
Claros interiores	$w_u \ell_n^2 / 16$
Momento negativo en el paño exterior del primer apoyo interior	
Dos claros	$w_u \ell_n^2 / 9$
Más de dos claros	$w_u \ell_n^2 / 10$
Momento negativo en los otros paños de apoyos interiores	$w_u \ell_n^2 / 11$
Momento negativo en los paños de todos los apoyos para losas con claros menores que 3.05 m y para vigas cuando la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y las rigideces de las vigas es mayor que ocho en ambos extremos del claro	
	$w_u \ell_n^2 / 12$
Momento negativo en la cara interior del apoyo exterior de miembros monolíticos con los apoyos	
Cuando el apoyo es una viga de fachada	$w_u \ell_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna	$w_u \ell_n^2 / 16$
Fuerza cortante en claros extremos en el paño del primer apoyo interior	$1.15 w_u \ell_n / 2$
Fuerza cortante en los demás apoyos	$w_u \ell_n / 2$

Notas:  $\ell_n$  es el claro libre para momento positivo y fuerza cortante y el promedio de los claros libres adyacentes para momento negativo.  
 $w_u$  es la carga uniforme última total.



*Nota:* En todos los casos la posición de los ganchos debe alternarse en estribos consecutivos.

Figura 15.4 Arreglos típicos de estribos para columnas.

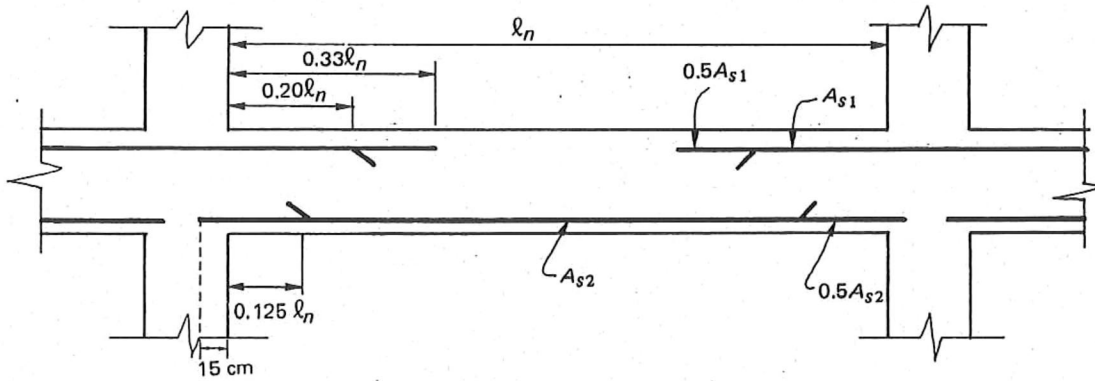
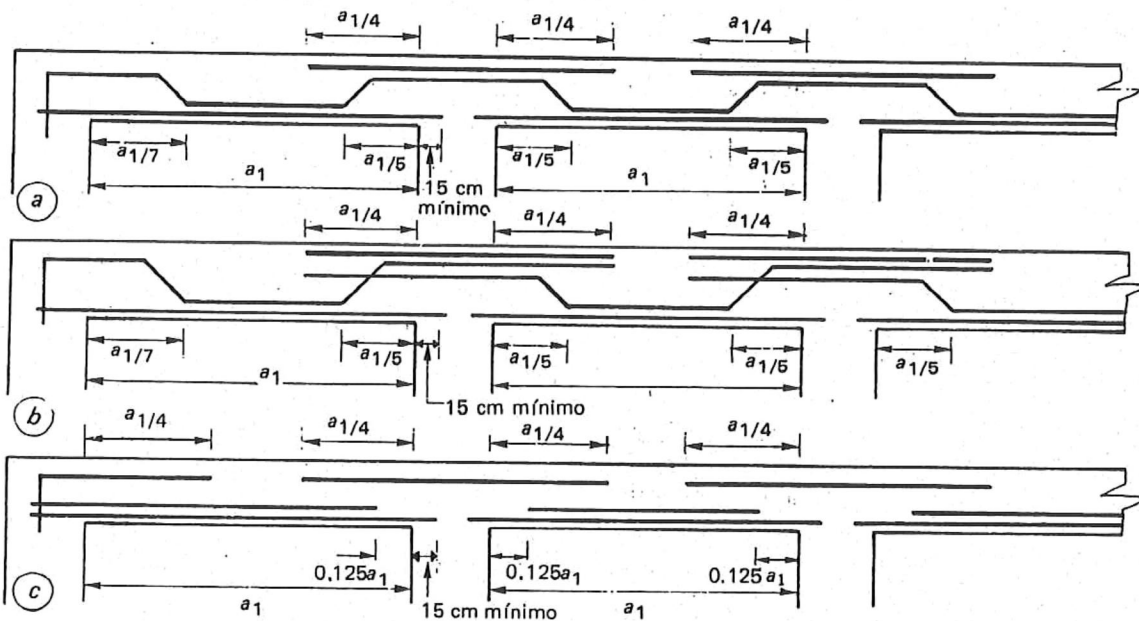


Figura 14.8 Armado estándar típico para un claro interior de una viga continua.



Notas: a) Los dobleces son a  $45^\circ$ . b) En losas perimetralmente apoyadas los cortes y dobleces se hacen en función del claro corto para el refuerzo en ambas direcciones. c) En el apoyo extremo debe proporcionarse un anclaje adecuado a partir del paño del apoyo.

Figura 16.4 Detalles típicos del refuerzo de losas.