

1 870115
Dej

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

“ANALISIS, DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCCION EN
CONCRETO REFORZADO, PARA UN EDIFICIO DE
OFICINAS DE SEIS NIVELES”

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
J. JAVIER ALVAREZ DEL CASTILLO MORENO
GUADALAJARA, JALISCO. 1988

[Handwritten signature]
ASESOR



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	Página
DEDICATORIA	i
INDICE	ii
CAPITULO I INTRODUCCION	1
1.1 LOCALIZACION DE LA OBRA	4
1.2 PROYECTO ARQUITECTONICO	5
CAPITULO II GENERALIDADES	10
2 EXPLORACION DEL SUBSUELO Y ENSAYOS DEL LABORATORIO ...	11
2.1 DESCRIPCION DE LA EXPLORACION	11
2.2 ALGUNAS CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS SUELOS	13
2.3 CLASIFICACION E IDENTIFICACION DE SUELOS	22
2.4 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS "SUCS" .	24
2.5 ESTRATIGRAFIA	26
2.5.1 RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE LA PRUEBA DE PENE-	
TRACION ESTANDAR	26
2.5.2 CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION	27
CAPITULO III PREDISEÑO	30
3.1 CLASIFICACION DE LAS ACCIONES DEFINICION	30
3.2 ANALISIS DE CARGAS	31
3.2.1 CRITERIOS DE LA ESTRUCTURACION DE LAS LOSAS Y --	
ELEVACION DE LOS MARCOS	32
3.2.2 METODO DE LAS NERVADURAS, METODO 2	40
3.2.3 ANALISIS DE CARGAS PARA MARCO "C"	44
3.2.4 ANALISIS DE CARGAS PARA MARCO A y 5	48
3.3 EVALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS POR NIVEL	55
3.3.1 CLASIFICACION DE LA CONSTRUCCION PARA FINES DE	
ANALISIS SISMICO	57
3.3.2 METODO DE BOWMAN MARCO 5	63
3.3.3 METODO DE CELULAS PARCIALES (KANI)	68
3.4 PREDISEÑO DE TRABES Y COLUMNAS	80
3.4.1 PREDISEÑO DE TRABES	81
3.4.2 PREDISEÑO DE COLUMNAS	89

	Página
CAPITULO IV ANALISIS ESTRUCTURAL	98
4.1. CONCEPTOS BASICOS	98
4.1.2 FORMACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA	102
4.2 ANALISIS MATRICIAL MARCO 5	107
CAPITULO V DISEÑO ESTRUCTURAL	124
5.1 FACTORES DE RESISTENCIA	124
5.2 DISEÑO DE TRABES	124
5.3 DISEÑO DE LOSA	131
5.4 DISEÑO DE COLUMNAS	135
5.5 DISEÑO DE ZAPATAS	139
CAPITULO VI VOLUMENES DE OBRA	142
6.1 SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD	142
6.1.2 CIMBRA	143
6.1.3 ACERO	143
6.1.4 CONCRETO	144
6.2 VOLUMENES DE OBRA	149
CAPITULO VII PROGRAMA DE DESARROLLO DE OBRA	150
7.1 INTRODUCCION	150
7.2 RUTA CRITICA	150
7.3 PROGRAMA DE OBRA	152
CAPITULO VIII CONCLUSIONES	153
8.1 SOBRE EL ANALISIS DEL SUELO	153
8.2 ANALISIS DE CARGAS Y FACTORES DE SEGURIDAD	153
8.3 ACERCA DEL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	154
8.4 VOLUMENES DE OBRA	155
8.5 PROGRAMACION DE OBRA	155
B I B L I O G R A F I A	157
PLANOS ESTRUCTURALES	158

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

La ciudad de Guadalajara, capital del estado de Jalisco y cabecera municipal de su nombre, se encuentra ubicada en los $103^{\circ} 22' 28''$ de longitud y a los $20^{\circ} 41' 35''$ de latitud; por otra parte, está enclavada en la zona media de la porción central de la altiplanicie jalisciense.

Asentada en el valle de Atemajac, con una superficie --aproximada de 310 Km² y está circundada de la siguiente forma:

Al Norte: Por la meseta de San Isidro.

Al Noreste: Por la ceja de la barranca del Rio Grande de Santiago.

Al Este y Sureste: Por las lomas bálticas que van desde el cerro de Tonalá hasta las Juntas.

Al Sur: Por los cerros del cuatro, Santa Maria y el Gachupín.

Al Suroeste y Oeste: Por la sierra de la Venta.

La altitud media sobre el nivel del mar, es de 1 560 Metros y la temperatura promedio es de 19°C , teniendo una máxima de 31°C y una mínima de 5°C .

Es centro de una importante región agrícola y ganadera (región Chapala) y minera (Sierra Madre Occidental) que han favorecido su desarrollo industrial, como el textil, alimenticio, cerámico y tequilero.

La ciudad goza de una gran tradición y por su belleza le ha valido el calificativo de la "Perla de Occidente"; su nombre le fue dado por Nuño de Guzmán en recuerdo a su Ciudad natal española, precisamente el día de San Valentín, el 14 de Febrero de 1542 en el lugar que actualmente ocupa el Teatro Degollado.

En la época virreinal fué capital de la Audiencia de Nueva Galicia. El 26 de Noviembre de 1810 la ocupó el Cura Miguel Hidalgo y Costilla, que publicó en ella su bando aboliendo la esclavitud. Estuvo en poder de los franceses el 5 de Enero de 1864 hasta el 21 de Diciembre de 1866.

En la ciudad se conservan varios edificios de estilo barroco y renacentista de la época colonial, entre los que se encuentran el Palacio de Gobierno, el mencionado Teatro Degollado entre los religiosos se puede señalar a la Iglesia de Santa Mónica y a la Catedral que fue construída durante el período 1571-1618, de estilo barroco con bóvedas de crucería gótica y decorada con un estilo que recuerda las obras de Diego de Siloé.

Una de las grandes fuentes de crecimiento de la ciudad se tiene, sin duda por ser el receptor de la zona Noroeste de la República. Toda la zona del pacífico y del Golfo de Córtes, reconoce en ésta ciudad un centro de atracción en todos los ordenes.

En la ciudad de Guadalajara en las décadas anteriores no se creía, que la densidad de población alcanzaría las proporciones o magnitudes que en la actualidad tenemos, originando el empleo de diversas tácticas y métodos para atacar dicho problema, y éstos van desde la ampliación de avenidas Federalismo, Juárez, Colón e Hidalgo, con un sistema de transporte colectivo adecuado como el Tren Ligero, pasos a desnivel como el que comunica Gobernador Curriel con la Calzada atravezando las vías del ferrocarril, al tener que controlar la inmigración a las grandes urbes mediante la restricción de fraccionar más allá de cierto límite, implica la necesidad de construcción de edificios para vivienda y oficinas, pues según el plan regulador por parte de las autoridades Gubernamentales que sostiene el orden urbano y planificación de los servicios o necesidades de una ciudad que crece con coeficientes demasiado elevados, integrando a la zona urbana los Municipios de Zapopán, Tlaquepaque, Tonalá y Tlajomulco de Zuñiga.

ESTADO DE JALISCO

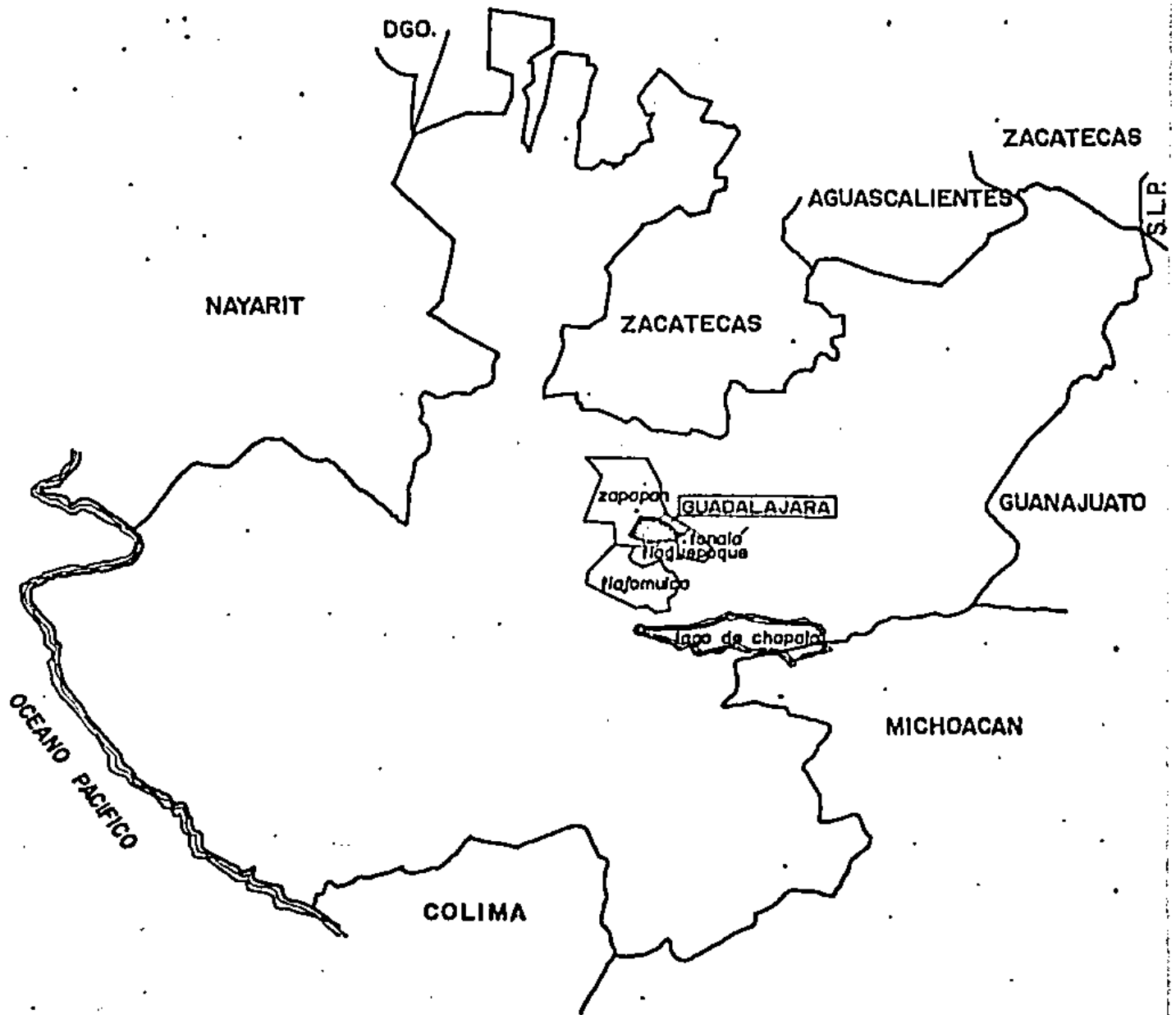


FIG No.1

El plan regulador mencionado anteriormente, que ha venido siendo rigurosamente aceptado y ejecutado, con modificaciones, naturalmente, adaptables a los cambios; en todo él, la labor de la Ingeniería y la Arquitectura son definitivos y hoy en día deben ser más actuales. Las nuevas extensiones habitacionales, las regiones señaladas para áreas verdes y de recreo, los planes de desarrollo vial y la remodelación de focos comerciales vinculados a los centros históricos y de proyección arquitectónica básica de la ciudad, es urgente esta labor, para hacerla congruente con el desarrollo o sea cuidar que el movimiento y modernización no destruya lo que va dejando de sedimento el pasado.

En vista de lo anteriormente expuesto, además de que entre otras necesidades que requiere esta ciudad es la de contar con oficinas acordes, ya que hoy en día los servicios que proporcionan las instituciones son necesarios y deben crecer cuando menos en la proporción del crecimiento de la ciudad.

Basado en lo citado anteriormente el tema de Tesis a desarrollar es Análisis, Diseño Estructural y la Construcción en concreto reforzado de un Edificio para Oficinas Comerciales, debido a estudios socioeconómicos y la ubicación del terreno se diseña para seis niveles con un programa de terminación de nueve meses, tomare cuatro meses para el desarrollo de la estructura de concreto únicamente, cuantificando los volúmenes de cimbra, concreto y acero, sacando las conclusiones adecuadas.

1.1 El predio elegido se encuentra ubicado en la calle Pedro Moreno, entre la calle Progreso y Av. Chapultepec Nte., tiene una superficie aproximada de 3,500 M2 de construcción con las siguientes medidas y linderos:

- Al Norte: 19Mts. con la calle Pedro Moreno
- Al Sur : 19Mts. con Edificio Bancomer
- Al Oriente: 32.90 Mts. con Propiedad Particular
- Al Poniente: 32.90 Mts. con Edificio Bancomer.

AVENIDA CHAPULTEPEC

escala 1:500

X-4900

CALLE PEDRO MORENO

X-4950

X-5000

42.40

19.00

32.90

625.10 m²

Y-4750

Y-4750



73.25

Y-4700

Y-4700

X-4900

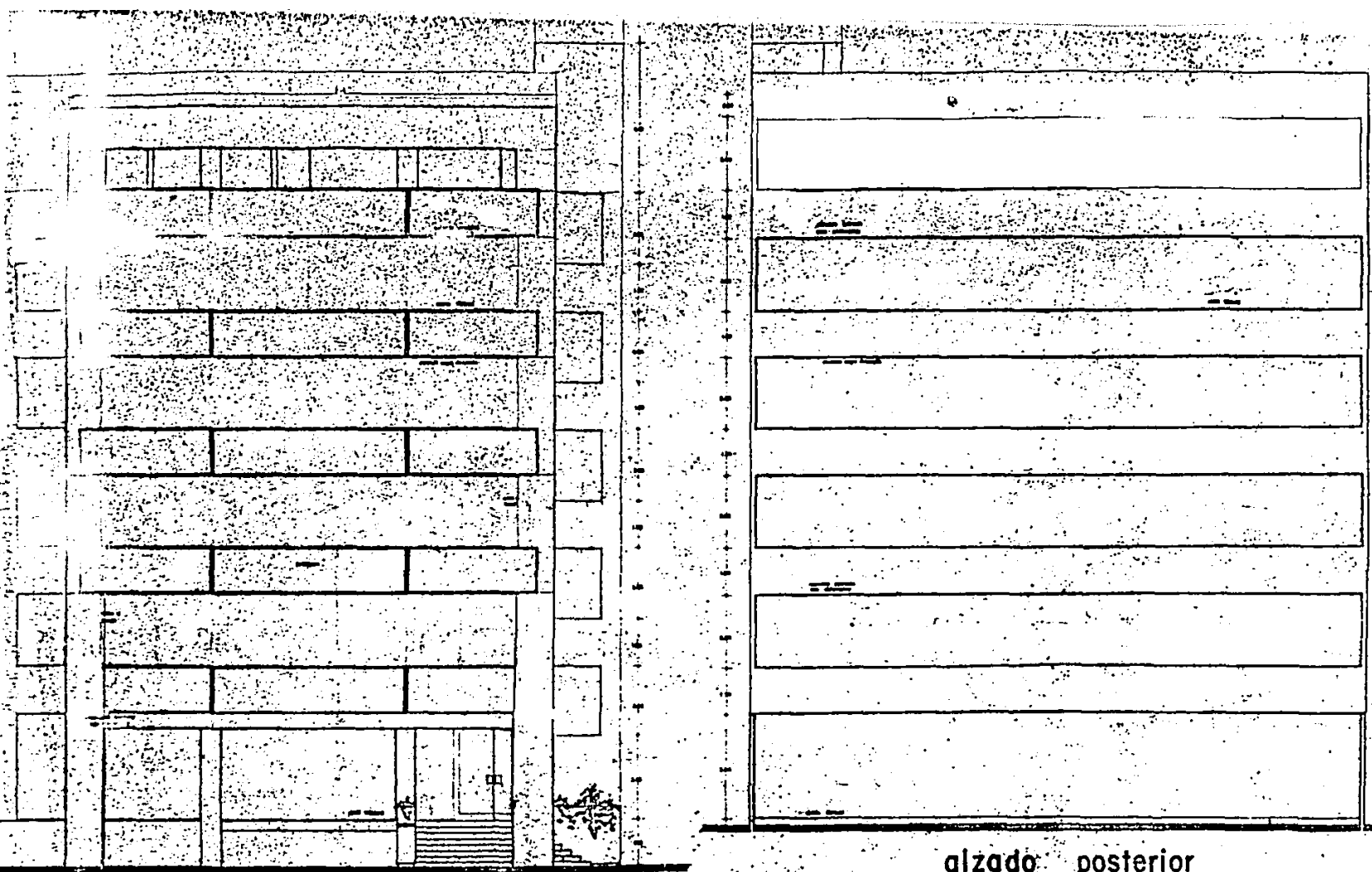
AVENIDA

X-4950

VALLARTA

X-5000

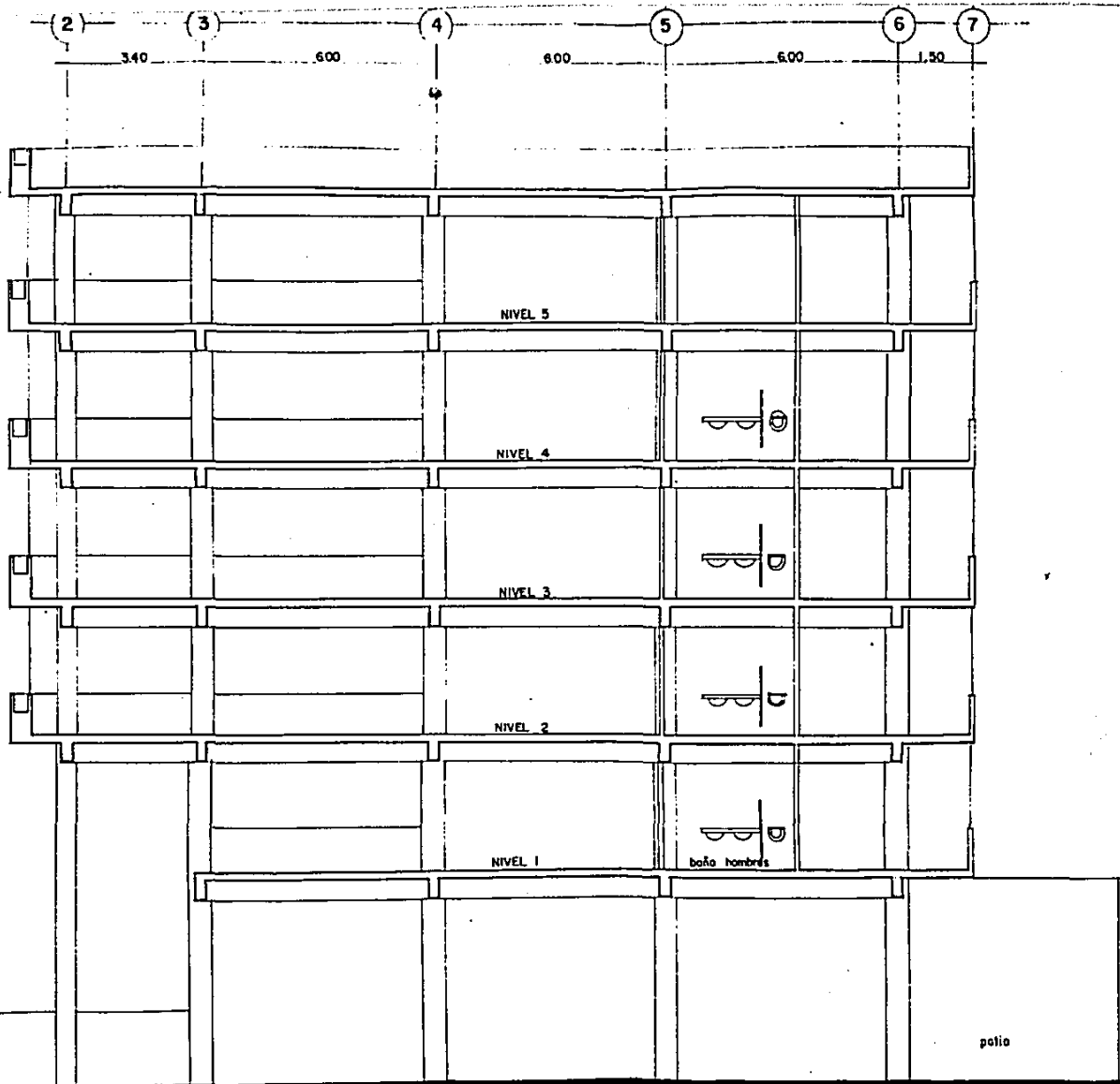
CALLE PROGRESO



alzado frontal

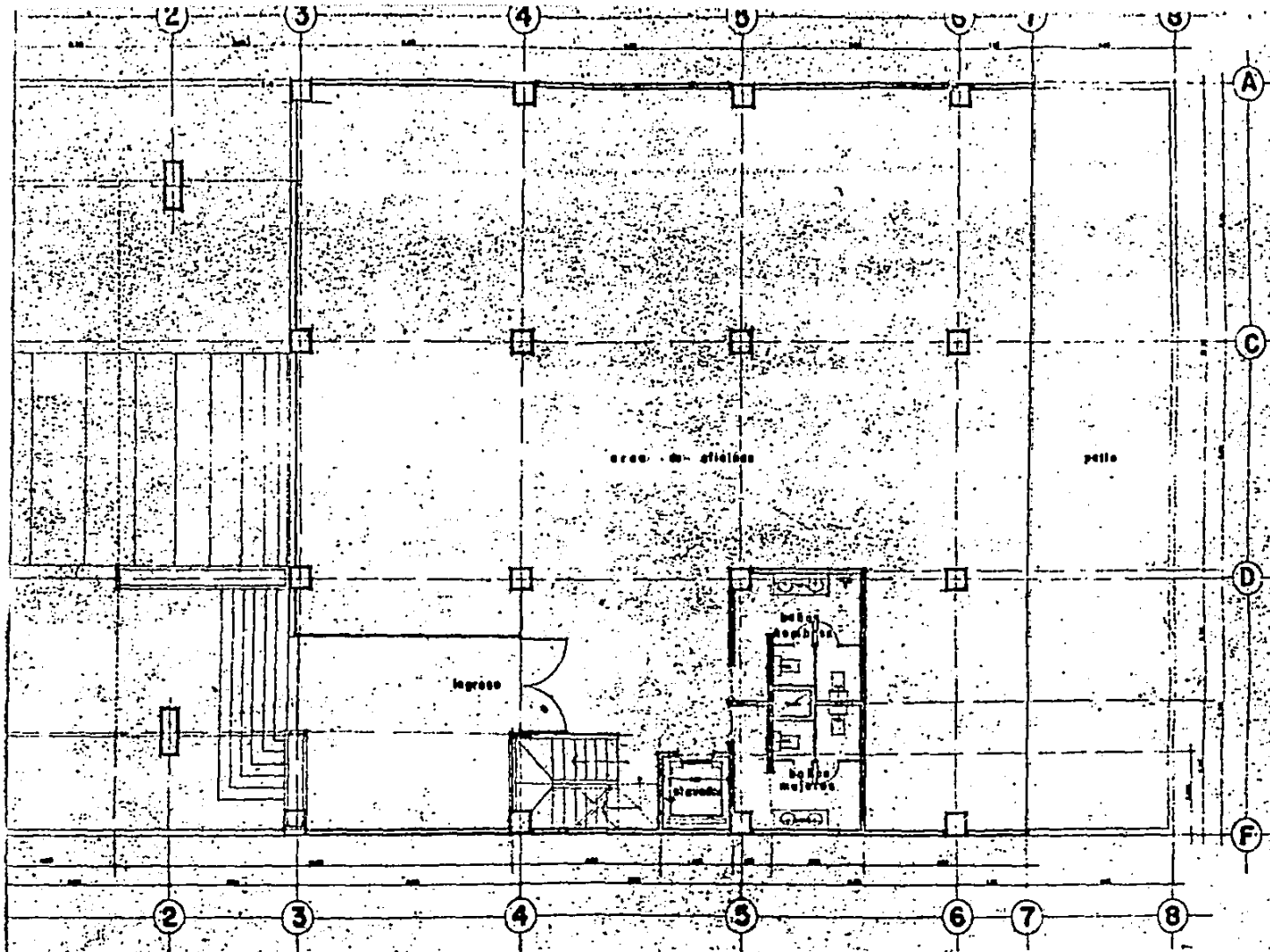
alzado posterior

EDIFICIO DE OFICINAS	
TESIS PROFESIONAL	
PROFESOR PEDRO MORENO	ug
CORTE LONGITUDINAL	
GUADALAJARA JAL.	ESC.



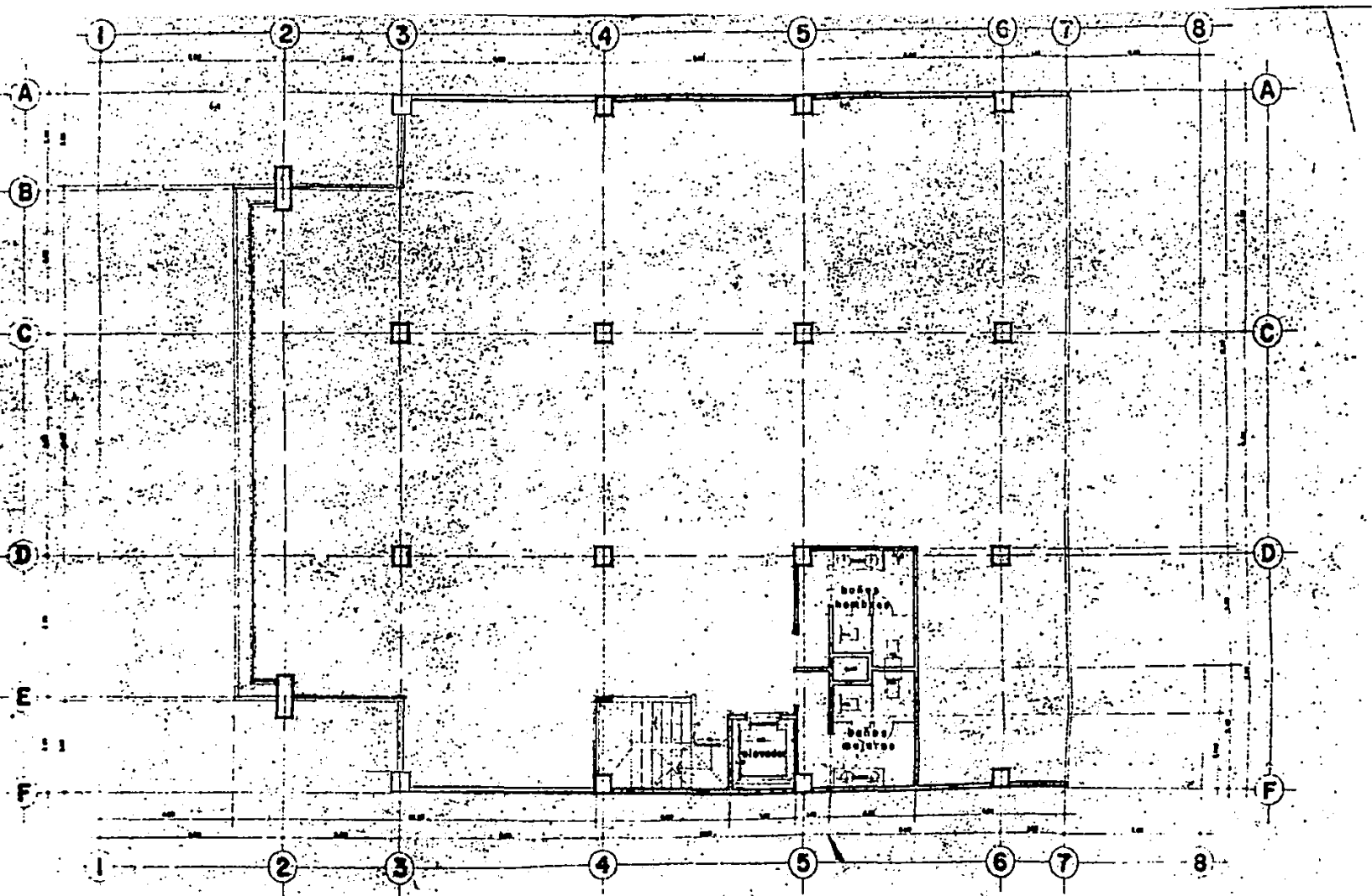
COORTE LONGITUDINAL

EDIFICIO DE OFICINAS	
TESES PROFESIONAL	
PROYECTADO POR	pedro moreno
COORTE LONGITUDINAL	ucg
GUADALAJARA JAL.	ESC:



anta baja

EDIFICIO DE OFICINAS	
TESIS PROFESIONAL	
PEDRO MORENO	ug
CORTE LONGITUDINAL	
GUADALAJARA JAL.	ESC:



planta tipo

EDIFICIO DE OFICINAS	
TESIS PROFESIONAL	
PROFESOR	PEDRO MORENO
TEMA	CORTE LONGITUDINAL
GUADAJARA JAL.	ESC

C A P I T U L O II

GENERALIDADES

2a) REGLAMENTOS

Para el desarrollo de La Tesis, esto es, el diseño de cada uno de los elementos estructurales, siendo estos principales o secundarios, use el reglamento de las construcciones de Concreto reforzado (ACI-318-83) y -- comentarios.

En la sección de estructuración , pre-diseño y diseño aparecerán al lado derecho de los calculos respectivos, las citas correspondientes al capítulo, artículo y página del reglamento o libro consultado.

2b) ESTUDIOS PREVIOS: MECANICA DE SUELOS

1.- Geología Regional

Guadalajara comprendida dentro de la gran provincia neovolcanica de México, las rocas más antiguas localizadas, son las andesitas y las lutitas, posteriormente se formo un basamento riolitico de gran extensión -- probablemente a fines del Mioceno. Pertenecen a esta época las riolitas vitreas formando el macizo de la Sierra de la Venta en cuyas depresiones descansan potentes formaciones de materiales piroclasticos constituidos por fragmentos de pomez.

Los basaltos son rocas más recientes que los riolitos (fines del Plioceno hasta el Pleistoceno), cubriendo también grandes extensiones encontrandose basalto a distintas profundidades bajo el area urbana de Guadalajara.

La mayor parte de los depósitos superficiales en la cuenca y bajo el area urbana son de origen piroclastico (ceniza volcánica); estos suelos son en su mayoría arenas y gravas pumfíticos y se consideran del Cenozoico superior.

2.- Exploración del Subsuelo y Ensayos de laboratorio

Los depósitos piroclásticos, corresponden a las fases explosivos de erupciones con abundancia de gases, la arena pumfítica es de textura filiforme o astillosa y tiene lustre, la arena que ha sido transportada es de grava subredondeada, ha perdido el lustre. Se prevee que existe basalto a cierta profundidad.

2.1.- Descripción de la Exploración

Sondeos: Se obtuvieron 4 sondeos mixtos, siendo profundidades desde -- 13.80 Mts. hasta 15.6 Mts. En ninguno de los sondeos se llegó a la capa de basalto que se prevee existe en el lugar.

Ubicación y nivelación de sondeos: Se efectuó un levantamiento de la zona en estudio, de la ubicación y nivelación de los sondeos, los datos obtenidos aparecen en la figura No. 3 correspondiente a la "localización de sondeos".

Posición del nivel de aguas freáticas: Tal como se puede apreciar en las figuras No. 4 a la 6, el nivel de aguas superficiales se encontró a una profundidad media de 8.0 M.

Capacidad del medio: En los primeros metros se obtuvieron muestras en tubos shelby de 4" de diámetro. A partir de los 6.0 M. de profundidad se empezaron hacer pruebas de penetración estándar, midiéndose el número de golpes necesarios para avanzar 30cm. Según los datos obtenidos, el depósito tiene una capacidad, que varía de media a alta, pues el número de golpes va de 30 a 70 en todos los sondeos; no obstante, en general se observa que de 9.0 M. a 10.0 M. de profundidad en adelante la arena está muy compacta.

CALLE PEDRO MORENO

X-4900

X-4550

X-4000

42.40

19.00

X
SM 2

X
SM 1

32.90

625.10m²

X
SM 3

X
SM 4

Y-4750

Y-4750



CALLE PROGRESO

SIMBOLOGIA:

X SM = SONDEO MIXTO

Y-4700

Y-4700

AVENIDA

VALLARTA

X-490

X-425

X-300

AVENIDA CHAPULTEPEC

73.25

escala 1:500

Para evitar fricción entre las paredes del sondeo y las extensiones de equipo, en todos los casos el sondeo se amplía mediante posteadora.

Ensayos: A las muestras obtenidas de los sondeos se les efectuaron las siguientes pruebas:

- 1).- Contenido de agua
- 2).- Densidad de sólidos
- 3).- Granulometría
- 4).- Peso volumétrico
- 5).- Compresión axial simple
- 6).- Clasificación mediante el sistema S.U.C.S.

Los resultados obtenidos a continuación se presentan en las figuras No. 4 a la No. 11.

2.2.- Algunas Características físicas de los Suelos.

Hasta aquí se ha destacado la enorme importancia de la mecánica de suelos; vamos ahora a profundizar en el estudio y clasificación de los suelos.

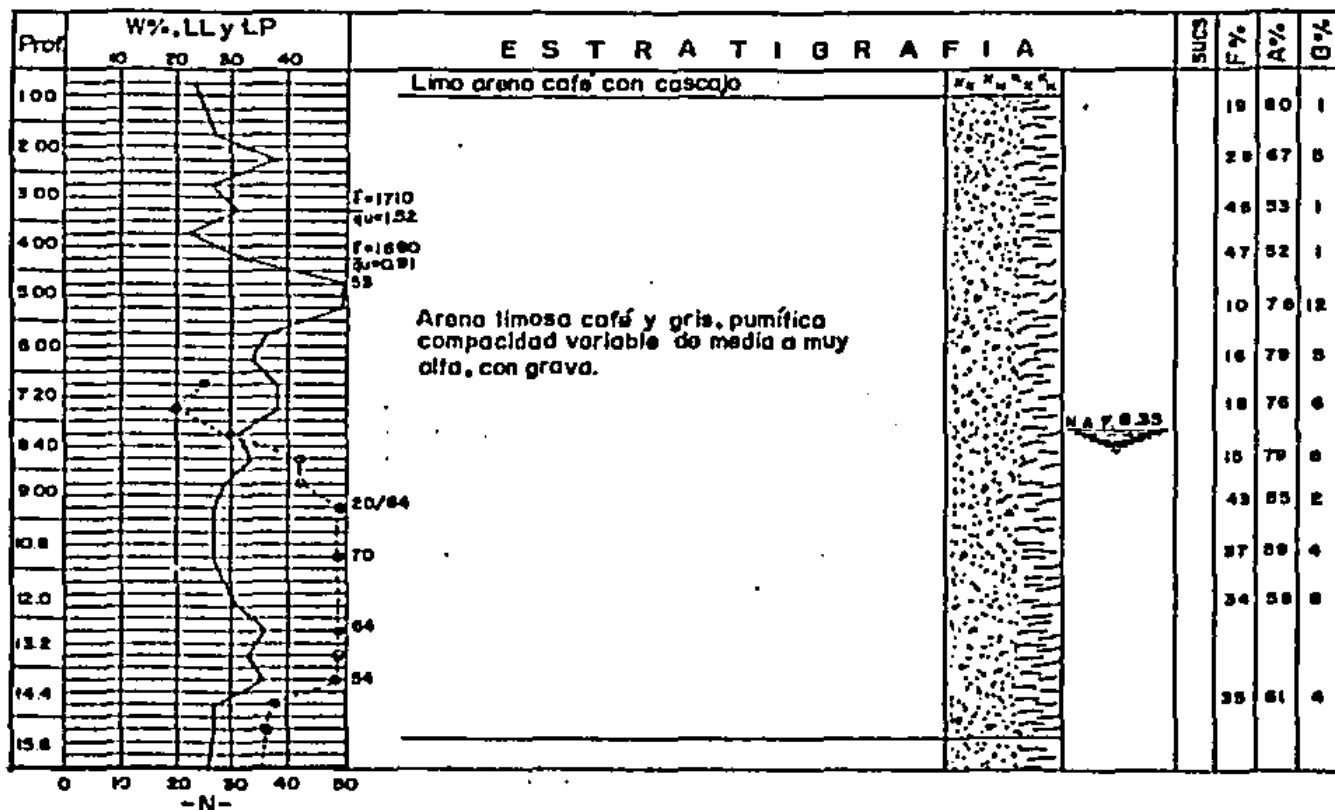
Algunas características físicas de los suelos son de vital importancia en el estudio de la mecánica de los suelos; esto es, que mediante el conocimiento de dichas características podemos predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas, cuando éste presente diferentes contenidos de humedad. Veamos, pues, algunas de las principales características.

PESO VOLUMETRICO.- Se denomina peso volumétrico de un suelo (γ) al peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen, y generalmente se expresa en Kg/Mt³.

DENSIDAD.- La densidad absoluta de un cuerpo es la materia de dicho cuerpo contenida en la unidad de volumen, sin incluir sus vacíos. La densidad aparente, a diferencia de la anterior, sí incluye sus vacíos.

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR .I

OBRA: EDIFICIO DE OFICINAS LOCALIZACION: GUADALAJARA, JAL.
 FECHA SONDEO: MARZO /88 COTA DEL BROCAL: PISO ACTUAL



W= Contenido de humedad (%)

LL= Límite Líquido (%)

LP= Límite Plástico (%)

IP= Índice de Plasticidad (%)

$\bar{\gamma}$ = Peso Volumétrico ton/m³

F%= Porcentaje de finos

A%= Porcentaje de arena

G%= Porcentaje de grava

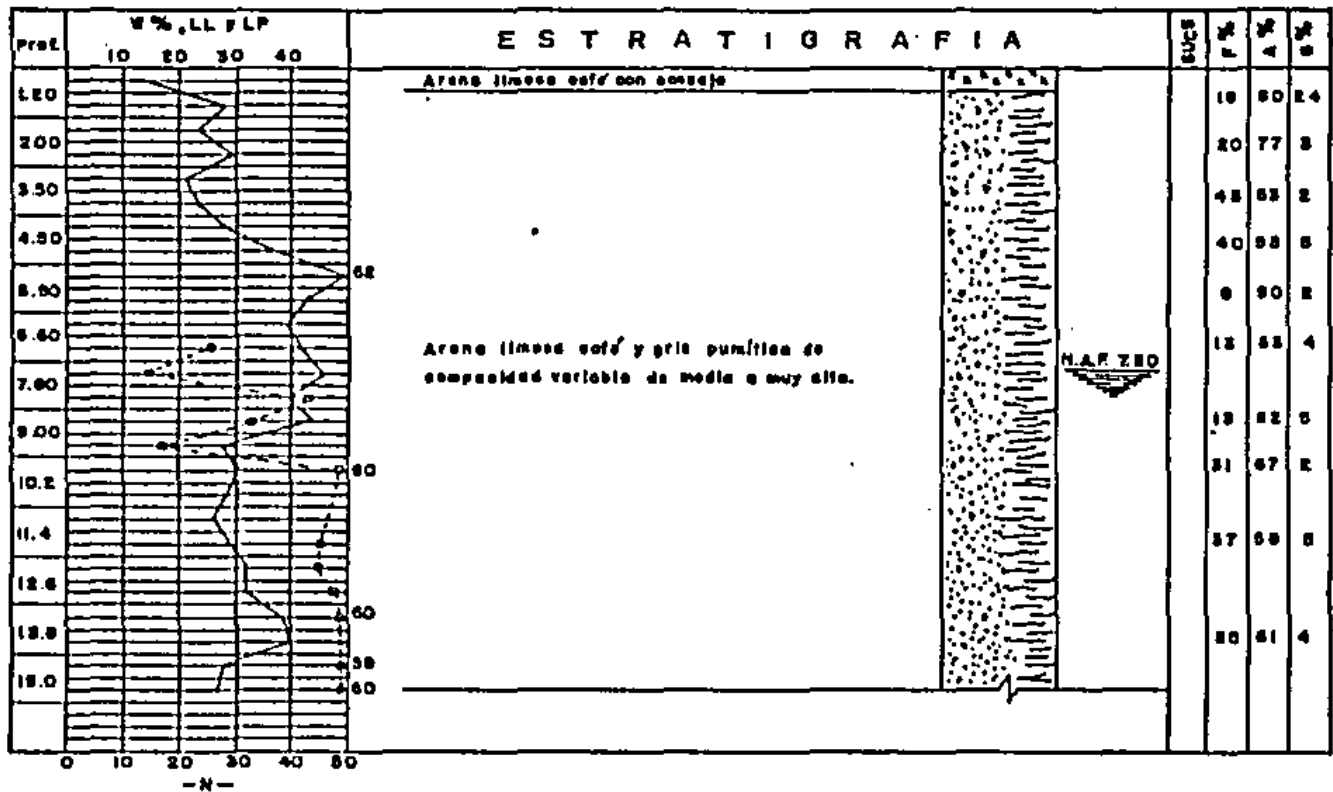
-N= Número de golpes

qu = Compresión simple kg/cm²

FIG. N° 4

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR 2

OBRA: EDIFICIO DE OFICINAS LOCALIZACION: GUADALAJARA, JAL.
 FECHA SONDEO: MARZO / 88 COTA DEL BROCAL: PISO ACTUAL.



W = Contenido de humedad (%)

LL = Límite Líquido (%)

LP = Límite Plástico (%)

IP = Índice de Plasticidad (%)

F% = Porcentaje de finos

A% = Porcentaje de arena

G% = Porcentaje de grava

-N- = Número de golpes

FIG. Nº 5

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
FACULTAD DE INGENIERIA

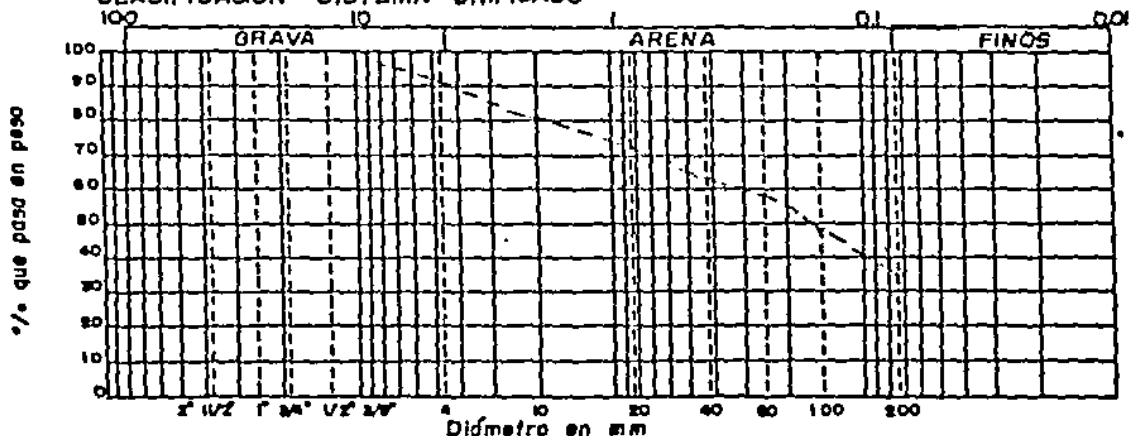
GRANULOMETRIA POR MALLAS

FIGURA No. 8

OBRA: _____
LOCALIZACION GUADALAJARA, JAL.
ENSAYE No. 1 SONDEO No. M - 1
MUESTRA No. 2 PROF. 19.2 mts.
DESCRIPCION _____
FECHA MARZO - 8
OPERADOR _____
CALCULO _____
PESO DE LA MUESTRA _____
RECIPIENTE No. _____
PESO RECIP. + SUELO HUMEDO (gr) _____
PESO RECIP. + SUELO SECO (gr) _____
PESO AGUA (gr) _____
PESO RECIPIENTE (gr) _____
PESO MUESTRA SECA (gr) 335
CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____

Malla No	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parc.	Porcentaje que paso	Malla No	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parc.	Porcentaje que paso
	mm.	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	35	10.4	89.6
1 1/2"	38.10				20	0.840	26	7.8	92.2
1"	25.40				40	0.420	30	9.0	91.0
3/4"	19.05				60	0.250	15	4.5	95.5
1/2"	12.70				100	0.149	37	11.0	89.0
3/8"	9.52	8	2.4	97.6	200	0.074	47	14.0	86.0
No. 4	4.75	23	6.9	93.1	Peso 200		114	34.0	
Pasa No 4					SUMA		335	100.0	
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



D_{10} = _____ C_u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____ U_s = _____ %
 D_{30} = _____ C_c = $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____ G = 9.3 %
 D_{60} = _____ S = 56.7 %
 F = 34.0 %

CLASIFICACION SUCS SP (ARENA MAL GRADUADA)

OBSERVACIONES _____

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
FACULTAD DE INGENIERIA

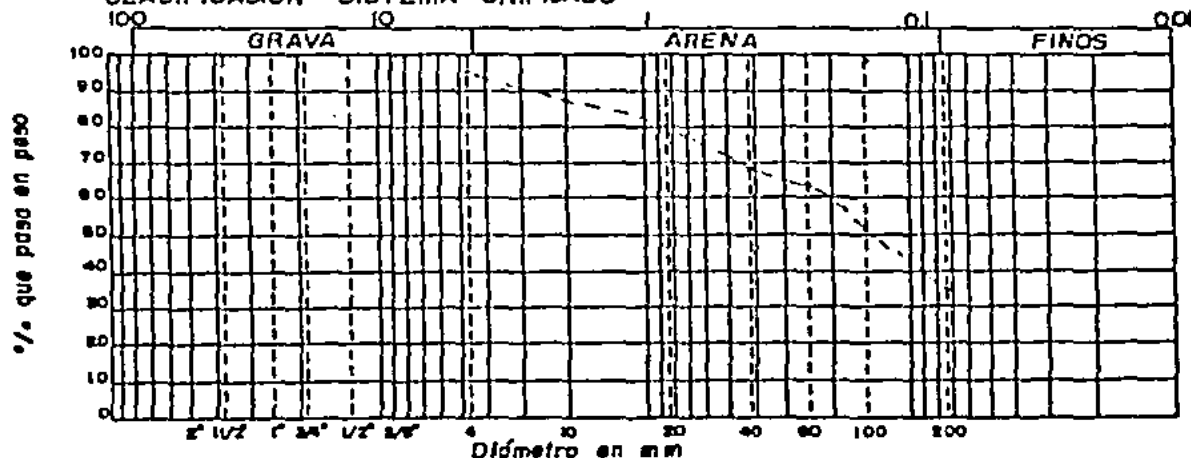
GRANULOMETRIA POR MALLAS

FIGURA No.9

OBRA: _____	PESO DE LA MUESTRA _____
LOCALIZACION GUADALAJARA, JAL.	RECIPIENTE No. _____
ENSAYE No. 2 SONDEO No. M-2	PESO RECIP. + SUELO HUMEDO (gr) _____
MUESTRA No. 3 PROF. 13.8	PESO RECIP. + SUELO SECO (gr) _____
DESCRIPCION _____	PESO AGUA (gr) _____
FECHA MARZO - 0	PESO RECIPIENTE (gr) _____
OPERADOR _____	PESO MUESTRA SECA (gr) 287
CALCULO _____	CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____

Malla No.	Abertura mm.	Peso Suelo retenido gr	Porcentaje ret. por. %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura mm.	Peso Suelo retenido gr	Porcentaje ret. por. %	Porcentaje que pasa %
2"	50.80				10	2.000	22	7.7	88.5
1 1/2"	38.10				20	0.840	24	8.4	80.1
1"	25.40				40	0.420	31	10.8	69.3
3/4"	19.05				60	0.250	17	5.9	63.4
1/2"	12.70				100	0.149	37	12.9	50.5
3/8"	9.52				200	0.074	44	15.3	35.2
No. 4	4.76	11	3.8	96.2	Peso 200		101	35.2	
Peso No. 4					SUMA		287	100.0	
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



$D_{10} =$ _____	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____	$\beta_3 =$ _____ %
$D_{30} =$ _____	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} =$ _____	$G_s =$ 3.8 %
$D_{60} =$ _____		$S =$ 61.0 %
		$F =$ 35.2 %

CLASIFICACION SUCS SP (ARENA MAL GRADUADA).
OBSERVACIONES _____

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
FACULTAD DE INGENIERIA

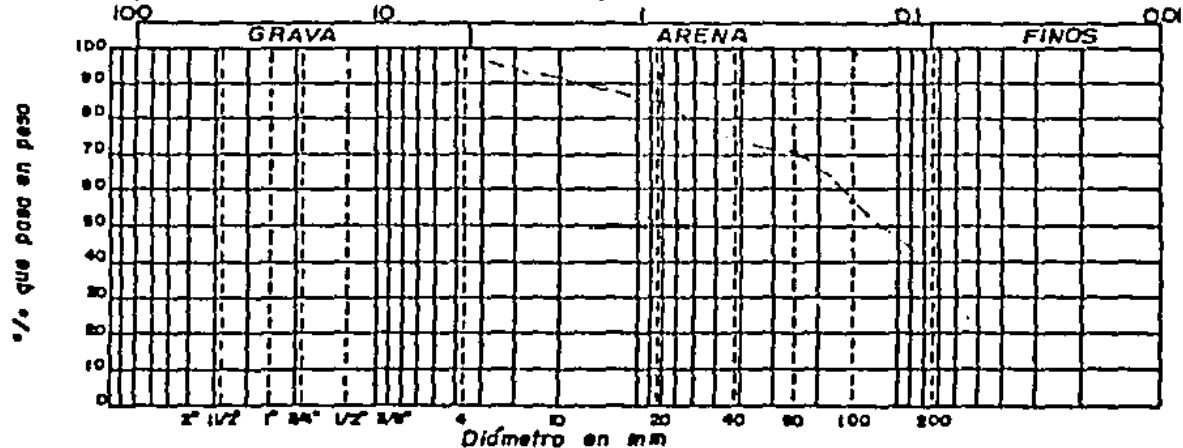
GRANULOMETRIA POR MALLAS

FIGURA No.10

OBRA: _____	PESO DE LA MUESTRA _____
LOCALIZACION <u>GUADALAJARA, JAL.</u>	RECIPIENTE No. _____
ENSAYE No. <u>3</u> SONDEO No. <u>M - 3</u>	PESO RECIP. + SUELO HUMEDO (gr) _____
MUESTRA No. <u>4</u> PROF. <u>13.8 mts.</u>	PESO RECIP. + SUELO SECO (gr) _____
DESCRIPCION _____	PESO AGUA (gr) _____
FECHA <u>MARZO - 8</u>	PESO RECIPIENTE (gr) _____
OPERADOR _____	PESO MUESTRA SECA (gr) <u>331</u>
CALCULO _____	CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____

Malla No	Apertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje ret. (n. parc.)	Porcentaje que pasa	Malla No	Apertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje ret. (n. parc.)	Porcentaje que pasa
	mm.	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	20	6.0	92.5
1 1/2"	38.10				20	0.840	25	7.6	84.9
1"	25.40				40	0.420	33	10.0	74.9
3/4"	19.05				60	0.250	16	4.8	70.1
1/2"	12.70				100	0.149	42	12.7	57.4
3/8"	9.52				200	0.074	57	17.2	40.2
No. 4	4.76	5	1.5	98.5	Paso 200		133	40.2	
Paso No. 4					SUMA		331	100.0	
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



$D_{10} =$ _____ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $\lambda =$ _____ %
 $D_{30} =$ _____ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} =$ _____ $G =$ 1.5 %
 $D_{60} =$ _____ $S =$ 58.3 %
 $F =$ 40.2 %

CLASIFICACION SUCS SP (ARENA MAL GRADUADA).

OBSERVACIONES _____

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
FACULTAD DE INGENIERIA

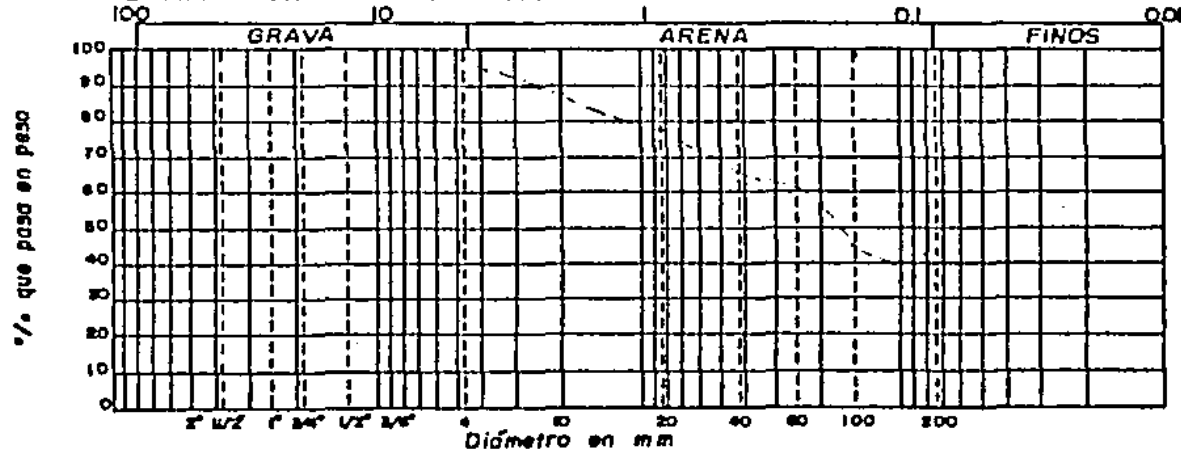
GRANULOMETRIA POR MALLAS

FIGURA No. 11

OBRÁ: _____	PESO DE LA MUESTRA _____
LOCALIZACION <u>GUADALAJARA, JAL.</u>	RECIPIENTE No. _____
ENSAYE No. <u>4</u> SONDEO No. <u>H - 4</u>	PESO RECIPI. + SUELO HUMEDO (gr) _____
MUESTRA No. <u>5</u> PROF. <u>13.8 mts.</u>	PESO RECIPI. + SUELO SECO (gr) _____
DESCRIPCION _____	PESO AGUA (gr) _____
FECHA <u>MARZO - 8</u>	PESO RECIPIENTE (gr) _____
OPERADOR _____	PESO MUESTRA SECA (gr) <u>321</u>
CALCULO _____	CONTENIDO DE HUMEDAD (%) _____

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. por%	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. por%	Porcentaje que pasa
	mm.	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	31	9.7	88.7
1 1/2"	38.10				20	0.840	32	10.0	78.7
1"	25.40				40	0.420	40	12.4	66.3
3/4"	19.05				60	0.250	18	5.6	60.7
1/2"	12.70				100	0.149	46	14.3	46.4
3/8"	9.52				200	0.074	40	12.5	33.9
No. 4	4.76	5	1.6	98.4	Pasa 200		109	33.9	
Pasa No. 4					SUMA		321	100.0	
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



$D_{10} =$ _____ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $> 3 =$ _____ %
 $D_{30} =$ _____ $G_c =$ _____ 1.6 _____ %
 $D_{50} =$ _____ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} =$ _____ $S_c =$ _____ 64.5 _____ %
 $F =$ _____ 33.9 _____ %

CLASIFICACION SUCS: SP (ARENA MAL GRADUADA)
OBSERVACIONES _____

ABSORCION.- El método que comunmente se utiliza se refiere a la determinación de la absorción del material en 24 hrs. Para ello, la muestra seleccionada del agregado grueso retenido en la malla de 3/8", se sumerge en agua durante 24 hrs. Al final de este tiempo deberá extraerse el material del agua y proceder a su secado superficial, mediante un lienzo absorbete. En estas condiciones de saturación, se determina el peso de la muestra - Ph., Se pone después a secar la muestra hasta peso ctte. Ps y se calcula la absorción por la fórmula:

$$A = \frac{Ph - Ps}{Ps} \times 100$$

El resultado obtenido por medio de este método nos sirve para compararlo con el que marque la especificación correspondiente al uso al que se destine el material y decir si satisface o no los requerimientos.

GRANULOMETRIA.- El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porciento de los diferentes tamaños de las partículas que constituyen el suelo.

2.3.- Clasificación e Identificación de Suelos.

Al transcurrir del tiempo, los especialistas en el área de mecánica de suelos sintieron la necesidad de contar con métodos de clasificación e identificación de los suelos debido a la infinita variedad con que éstos se presentan en la naturaleza. Se preocuparon también en normar, más que sistematizar la gran variedad de criterios de los técnicos en suelos. Uno de los primeros estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación se debe al Dr. Arthur Casagrande quien creó el sistema de clasificación de aeropuertos, el que más tarde daría lugar, con ligeras modificaciones, al sistema unificado de clasificación de suelos, el cual fué ampliamente aceptado y empleado profusamente hasta nuestros días.

PLASTICIDAD.- La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse hasta cierto límite sin romperse. Por medio de ellas se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los 4 estados de consistencia de los suelos coherentes.

	LC	LP	LL	
W=0	WLC	WLP	WLP	Wt
Estado sólido	Estado semi-sólido	Estado plástico	Estado líquido.	

LIMITE LIQUIDO (LL).- El límite líquido se define como contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico.

LIMITE PLASTICO (LP).- El límite plástico se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secado al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

LIMITE DE CONTRACCION (LC).- El límite de contracción de un suelo se define como el porcentaje de humedad, con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo.

INDICE DE PLASTICIDAD (Ip).- Se denomina índice de plasticidad o índice plástico a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico; esto es:

$$Ip = LL - LP$$

2.4.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS".

Primeramente daremos una breve descripción del sistema unificado de clasificación de suelos y, en seguida, algunas definiciones básicas para una mejor comprensión y entendimiento de dicho sistema.

El sistema está basado fundamentalmente en las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo en cuestión, ya que son las de más interés para el ingeniero civil, tal como los autores Juárez Badillo y Rico Rodríguez nos lo consignan en su texto sobre mecánica de suelos, que a la letra dice: " Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser éstas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles".

El sistema divide al suelo en dos grandes grupos, los cuales a su vez se subdividen en otros grupos, así, se consideran suelos gruesos y suelos finos. Se dice que un suelo es grueso cuando más del 50% de sus partículas, en peso, son retenidas en la malla 200; de lo contrario el suelo se clasificará como fino. Cabe señalar -- que el diámetro mayor del suelo grueso es el que pasa la malla 3".

Dentro de los suelos gruesos tenemos:

- a) Grava y suelos en que predominan éstas.
- b) Arenas y suelos arenosos.

Se consideran suelos finos los siguientes:

- a) Limos inorgánicos.
- b) Arcillas inorgánicas.
- c) Limos y arcillas orgánicas.

Por otra parte, conviene repasar aquí algunas definiciones -- útiles para la correcta interpretación y uso de la carta de clasificación que se verá más adelante.

D₆₀: Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo sea igual o menor.

D₁₀: Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

D₃₀: Su definición es similar a D₆₀ y D₁₀.

Cu : Coeficiente de uniformidad.

Cc : Coeficiente de curvatura.

2.5 Estratigrafía

La investigación del subsuelo realizada proporciono los siguientes resultados.

En terminos generales se puede mencionar que la Estratigrafía encontrada es bastante homogénea tanto en su estructura intergranular como a capacidad y consistencia se refiere.

2.5.1.- Resultados obtenidos mediante la prueba de Penetración estandar.

De 0.00-0.50 mt.	Limo arenoso café con cascajo.
De 0.50-3.00 mt.	Arena limosa café, pumítica con incrustaciones de gravilla, con humedad W media = 25 % y $\gamma = 1.30$ ton/mt ³ y un porcentaje de finos = 37 %.
De 3.00-4.00 mt.	Arena limosa café pumítica con gravilla, $W = 28$ % y $\gamma = 1,650$ ton/mt ³ y un porcentaje de finos = 47 %.
De 4.00-6.00 mt.	Arena limosa café gris, pumítica con grava, con humedad W media = 40 % y $\gamma = 1,680$ ton/mt ³ y un porcentaje de finos = 30 %, $S_s = 2.3$ mts.

Como se muestra en las figuras anteriores el perfil del terreno sigue igual de 6.00 a 15.60 mts., por esto efectuaremos las excavaciones mediante taludes verticales, dejandolas a la interperie lo menos posible para evitar pérdidas de humedad y por ende alteraciones en sus propiedades.

2:5.2.- Capacidad de Carga de la Cimentación

El suelo deberá de ser capaz de soportar las cargas que la estructura le transfiera sin que éste falle por cortante y con asentamientos dentro de la tolerancia permitida para tal estructura.

En el presente Trabajo, de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizados, utilizaremos una cimentación superficial a base de zapatas aisladas, ligadas con contratrabes, - usualmente las cimentaciones superficiales tienen la característica de que:

$$Z \leq B$$

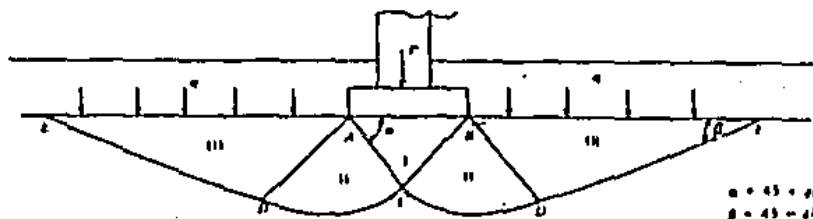
Donde Z = Profundidad de desplante

B = Ancho de la Zapata

Se ha observado que se presentan tres tipos de fallas en la cimentación.

- a) Falla por corte general
- b) Falla por punzonamiento
- c) Falla por corte local

Según Terzaghi se supone que existen tres zonas con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga.



Zonas con Movimiento cuando se aplica una Carga.

La zona I, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de "A C" y "B C" alcance una presión pasiva del suelo adyacente.

La zona II, denominada zona de corte radial, es una zona donde las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III la cual trata de resistir a dicho levantamientos con el peso del material.

La zona III, variara debido al peso volumétrico y a la resistencia al deslizamiento en función del ángulo de fricción interna de la cohesión y del peso del suelo.

Presenta la ecuación para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para falla -- Por corte Gral.:

$$q_d = C \cdot N_c + \gamma \cdot N_q + 0.5 \gamma^2 \cdot B \cdot N_w$$

Sin embargo, para cimentación sobre arenas es más conveniente hacer uso de la presión neta del suelo; es decir, la presión en la base de la cimentación en exceso de aquella debido a la sobrecarga del terreno que la rodea, o sea:

$$q_d = q'_d - \gamma \cdot Z = 0.5 B \cdot \gamma \cdot N'_w + \gamma \cdot Z (N'_q - 1)$$

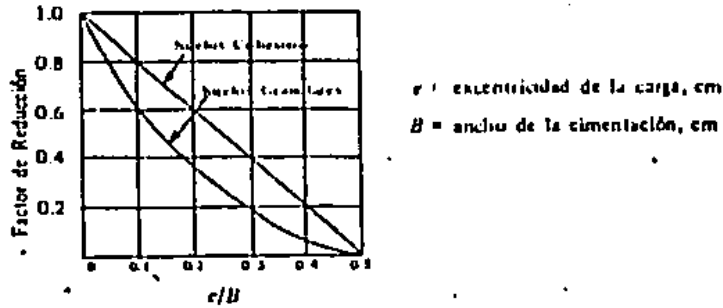
γ = Peso Volumétrico ton/M³

Z = Profundidad de desplante de la cimentación en Mts.

B = Ancho de la zapata cuadrada, o dimensión menor de la zapara rectangular

N'_c, N'_q, N'_w = Factores de capacidad de carga.

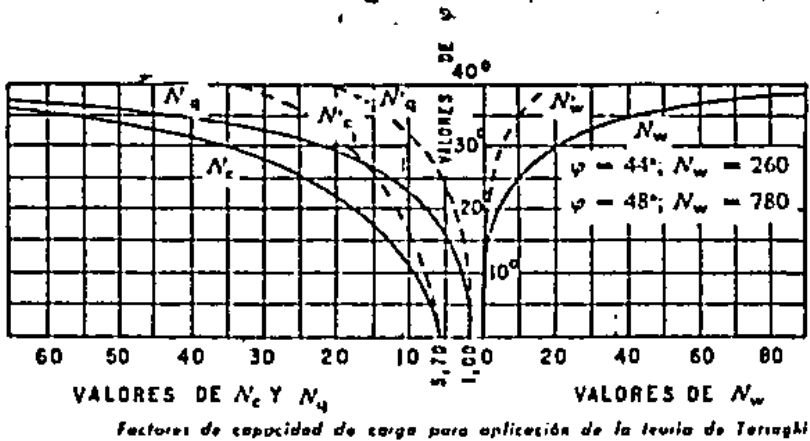
Quando la carga es excéntrica, se aplica un factor de --
reducción, el cual se obtiene por la siguiente gráfica:



Finalmente, para obtener la capacidad de carga admisible q_a hacemos:

$$q_a = \frac{q_d}{F.S}$$

F. S = Factor de seguridad.



CAPITULO III

PREDISEÑO

PREDIMENSIONAMIENTOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Cuando se carece de la experiencia en el análisis y diseño de las estructuras para proponer las secciones iniciales de los diversos elementos de la estructura, se hace necesario recurrir a los métodos aproximados, los cuales nos dan una idea sobre las dimensiones finales que deberán tener los elementos de ella.

En este capítulo se determinarán en forma aproximada las secciones de los elementos de la estructura (losas, traveses y columnas). - Esto se debe a que al iniciar el análisis de una estructura se desconocen las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales, - por lo cual nos vemos en la necesidad de recurrir a los llamados "Métodos Aproximados" para efectuar un análisis preliminar de los elementos mecánicos a que estarán sometidos los diversos miembros de la estructura y, finalmente obtener las secciones de éstos mediante un prediseño.

3.1 CLASIFICACION DE LAS ACCIONES, DEFINICION.

Se denomina acción a toda fuerza que actúa sobre la estructura, incluyendo las de la naturaleza (sismo, viento, etc..).

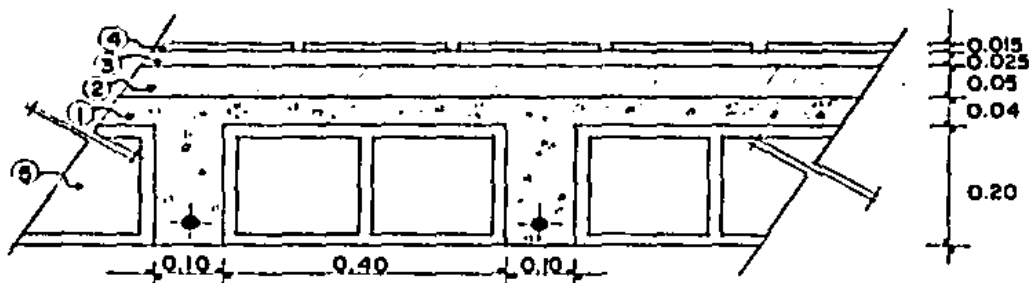
El reglamento del Distrito Federal (RDF-76), clasifica las acciones de acuerdo a su duración en tres tipos:

- Acciones Permanentes
- Acciones Variables
- Acciones Accidentales.

Para nuestro caso en particular se habrán de considerar los tres tipos de acciones. Así, analizaremos nuestra estructura bajo la acción de las cargas muertas, cargas vivas y fuerzas de sismo; las cuales corresponden a las acciones permanentes, variables y accidentales, respectivamente.

TESIS EDIFICIO DE OFICINAS

3.2 ANALISIS DE CARGA (ENTREPISO)



1.- Concreto: $(1.00 \times 0.24) \times (8.00 \times 0.20 \times 0.20 \times 0.40)$ Vol. desalojado por los blocks $V=0.112 \text{ M}^3$ Peralte supuesto.

1- Losa	0.112 m ³	$2400.00 =$	269.00 k/m ²
2- Entortado	0.04 m ³	$1100.00 =$	44.00 K6m ²
3- Mortero para Piso	0.015 m ³	$1400.00 =$	21.00 k/m ²
4- Piso Cerámica	0.01 m ³	$1500.00 =$	15.00 k/m ²
5- Block hueco	8.00 x 10 kgs.	=	80.00 k/m ²
6- Plafón			10.00 k/m ²
7- Densidad de Muros			50.00 k/m ²

W Muerta = 489.00 k/m²

W Viva = 250.00 k/m²

W Total = 739.00 k/m²; $W_t = 740 \text{ k/m}^2$

ANALISIS DE CARGA DE AZOTEA

1- Losa	0.112 m ³	$2400.00 =$	269.00 k/m ²
2- Entortado	0.06 m ³	$1100.00 =$	66.00 k/m ²
3- Mortero para Piso	0.015 m ³	$1400.00 =$	21.00 k/m ²
4- Ladrillo de azotea	0.01 m ³	$1200.00 =$	12.00 k/m ²
5- Block hueco	8.00 x 10 kgs.	=	80.00 k/m ²
6- Plafón			10.00 k/m ²

W Muerta = 458.00 k/m²

W Viva = 100.00 k/m²

W Total = 558.00 k/m²; $W = 560 \text{ k/m}^2$

CARGAS ACCIDENTALES

Entrepiso

$$W_M = 510.50 \text{ k/m}^2$$

$$W_{VS} = 250.00 \text{ k/m}^2$$

$$W_{TA+} = 760.50 \text{ k/m}^2 \quad 760 \text{ k/m}^2$$

Azoten

$$W_M = 511.00 \text{ k/m}^2$$

$$W_{VS} = 40.00 \text{ k/m}^2$$

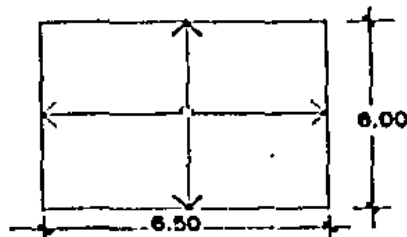
$$W_{TAS} = 551.00 \text{ k/m}^2 \quad 550 \text{ k/m}^2$$

3.2.1 CRITERIO DE ESTRUCTURACION PARA LAS LOSAS

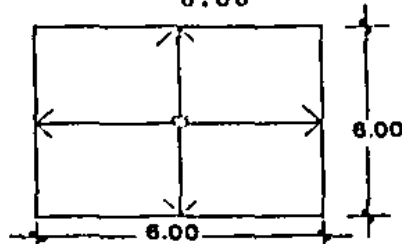
De acuerdo a la relación entre claros se decidirá cuales tableros serán con Losa perimetral y cuales con Losa en un sentido.

$$M = \frac{a_1}{a_2} \geq 0.5 \quad \text{Para Losa perimetral, donde } \begin{matrix} a_1 = \text{Claro corto} \\ a_2 = \text{Claro largo} \end{matrix}$$

Tableros 1, 3, 4, 7 y 9 $M = \frac{6.00}{6.50} = 0.92 > 0.5 \therefore$ Losa Perimetral

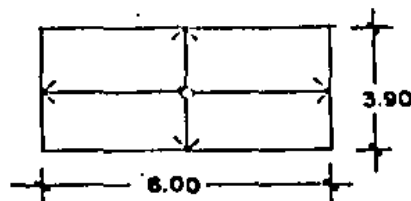


Tableros 2, 5 y 8 $M = \frac{6.00}{6.00} = 1.00 > 0.5 \therefore$ Losa Perimetral



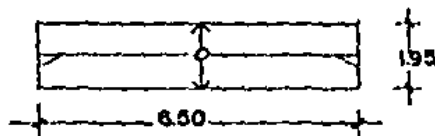
2 SENTIDOS

Tablero 6 $M = \frac{3.90}{6.00} = 0.65 > 0.5 \therefore$ Losa Perimetral

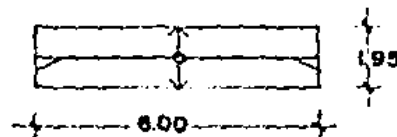


2 SENTIDOS

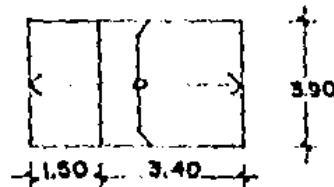
Tableros 10 y 12 $M = \frac{1.95}{6.50} = 0.30 < 0.5 \therefore$ Losa en 1 sentido



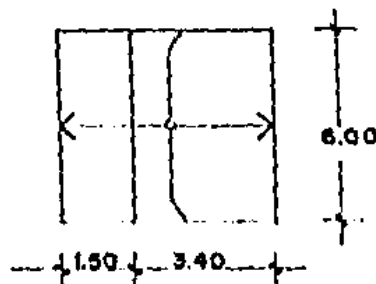
Tablero 11 $M = \frac{1.95}{6.00} = 0.33 < 0.50 \therefore$ Losa en 1 sentido

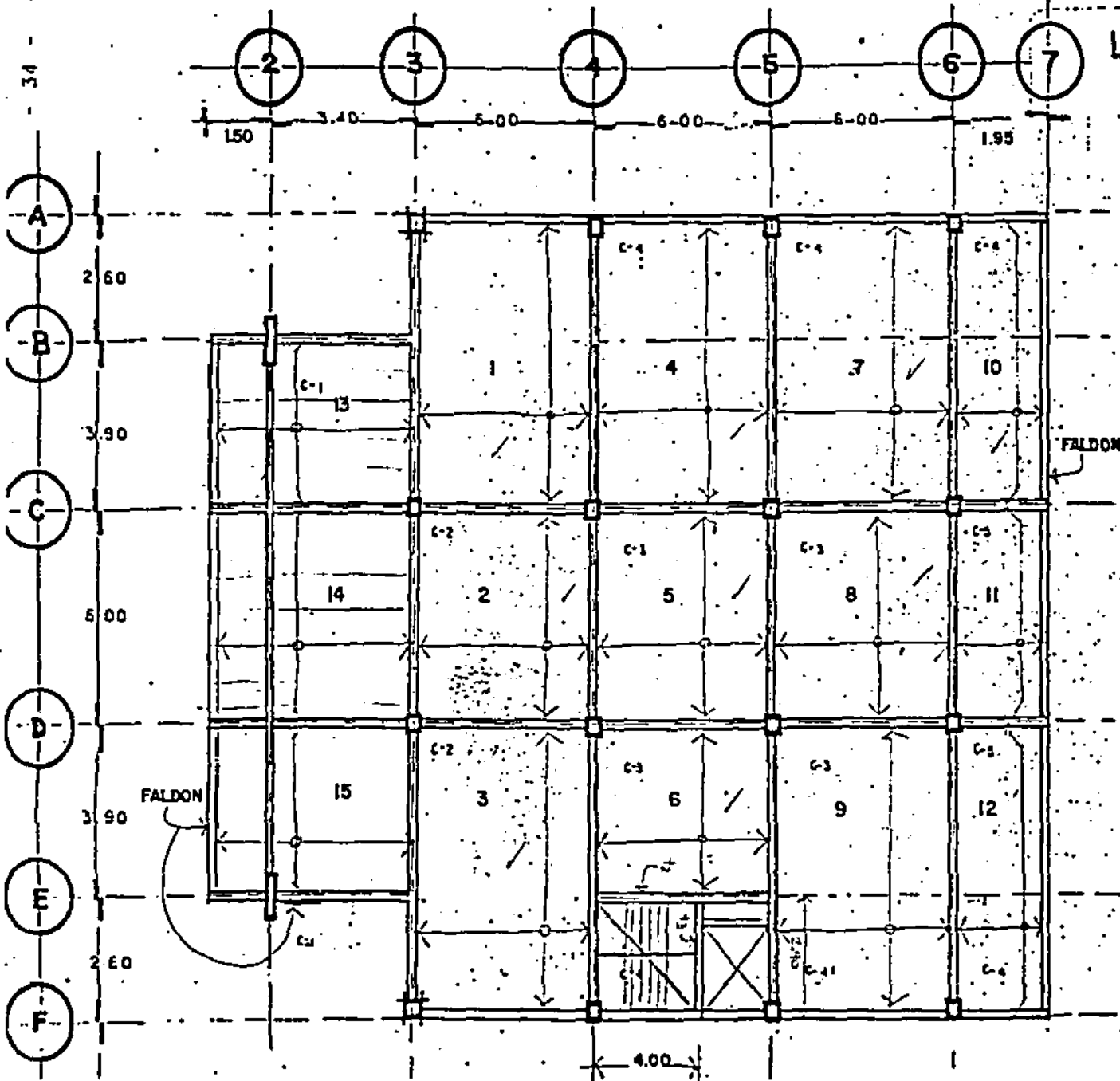


Tablero 13 y 15 $M = \frac{3.40}{3.90} = 0.87 > 0.50 \therefore$ Losa Perimetral, pero como hay un voladizo, consideremos la Losa en 1 sentido.



Tablero 14 $M = \frac{3.40}{6.00} = 0.57 > 0.50 \therefore$ Losa Perimetral, pero como hay un voladizo adyacente, consideremos la Losa en 1 sentido.



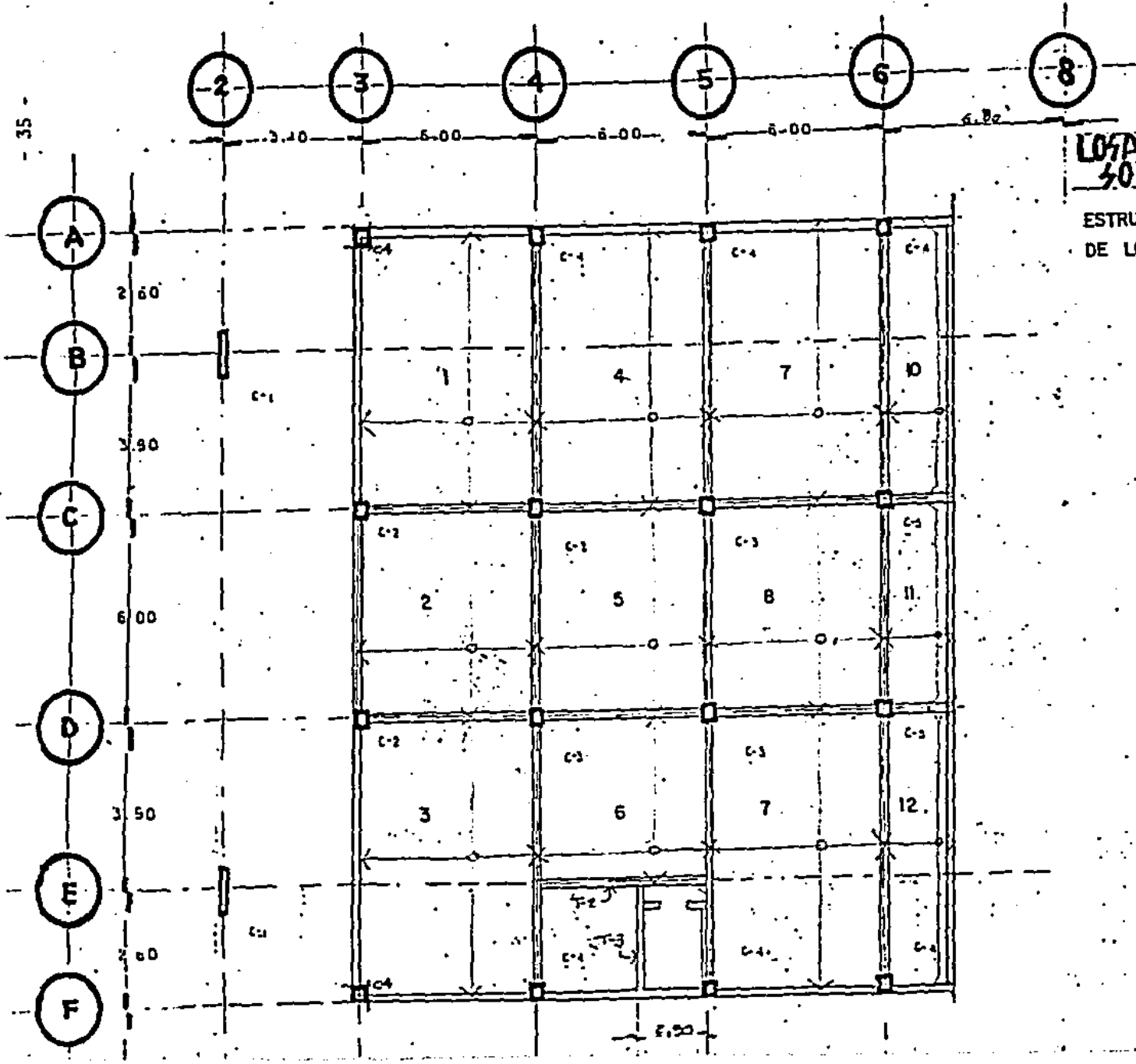


LOSA TIPO
NIVEL

CRITERIO
ESTRUCTURAL

FALDON

FALDON

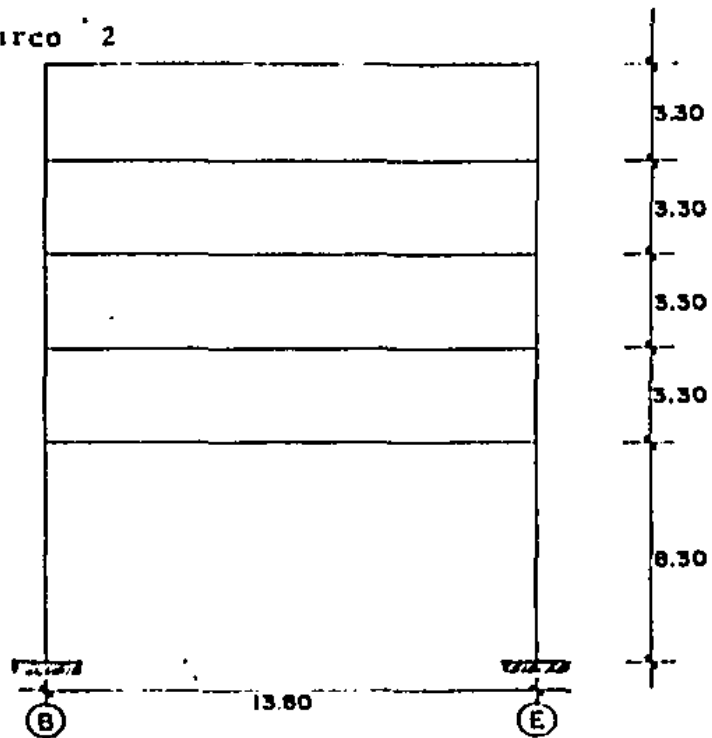


LOSA PLANTA SOTANO

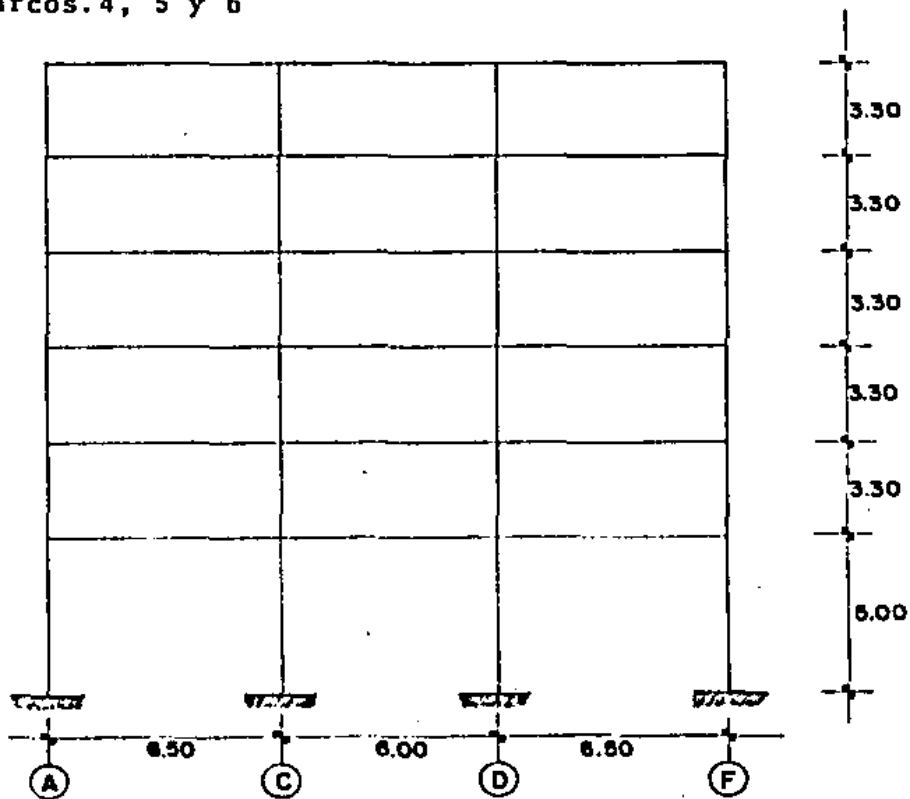
ESTRUCTURACION
DE LOSAS

ELEVACION DE MARCOS

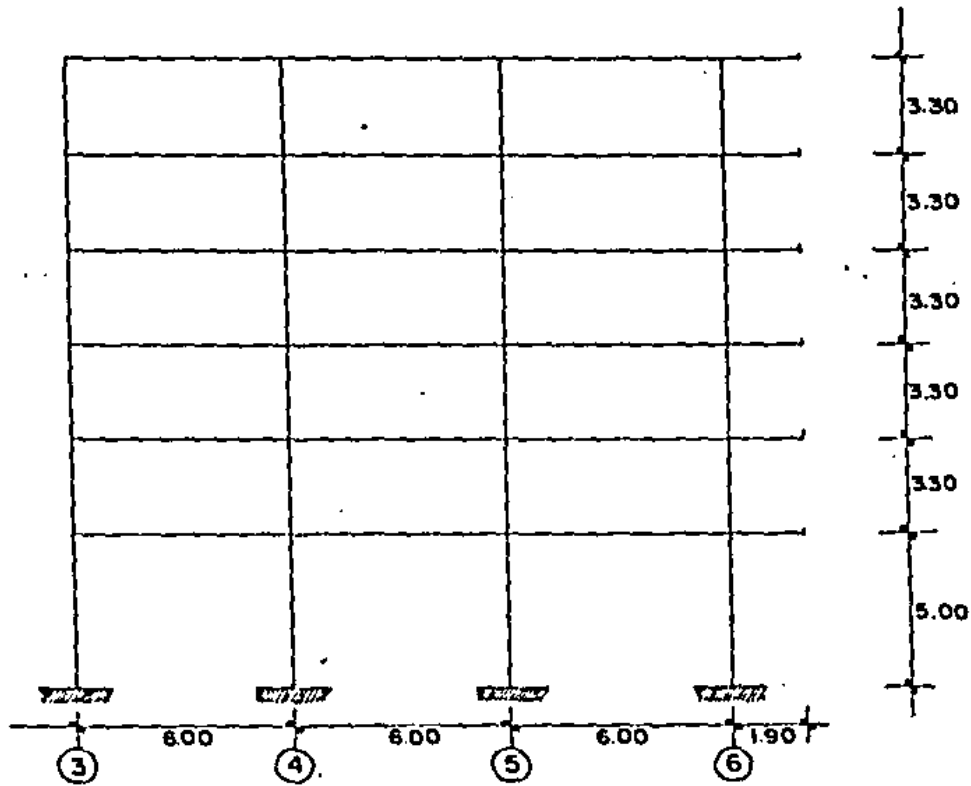
Marco 2



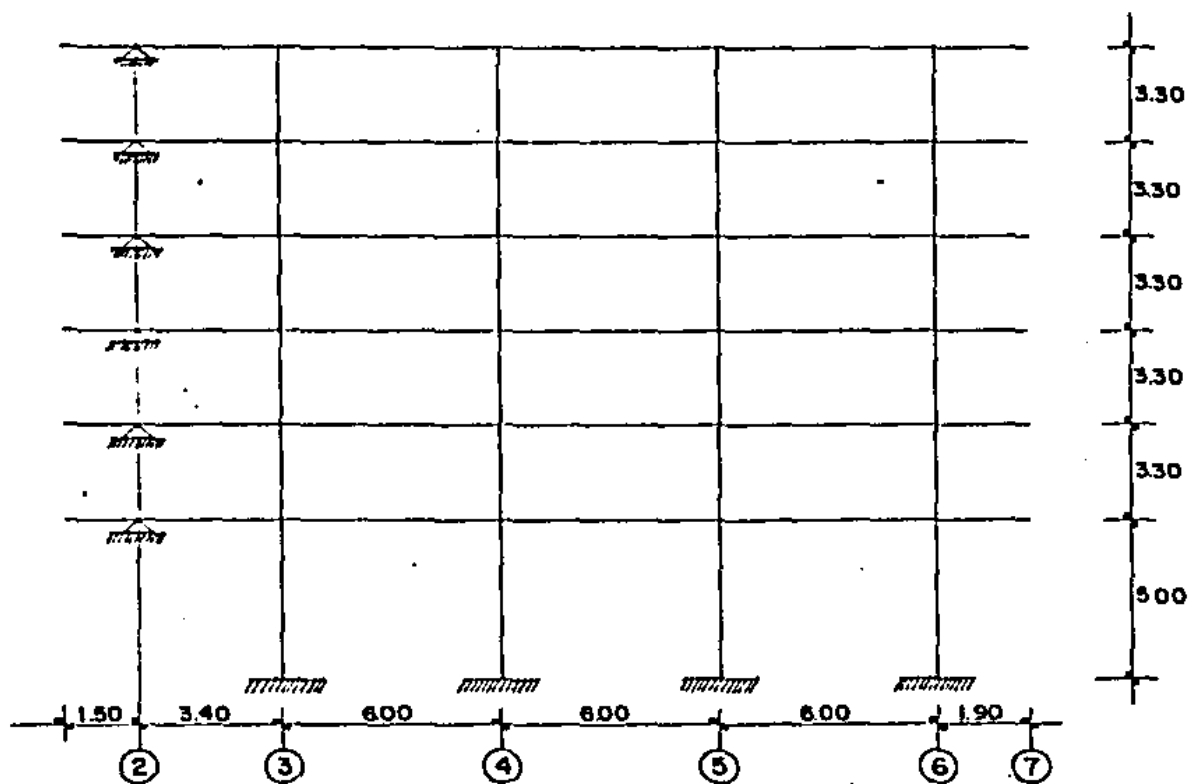
Marcos. 4, 5 y 6



Elevación de Marcos
A y F

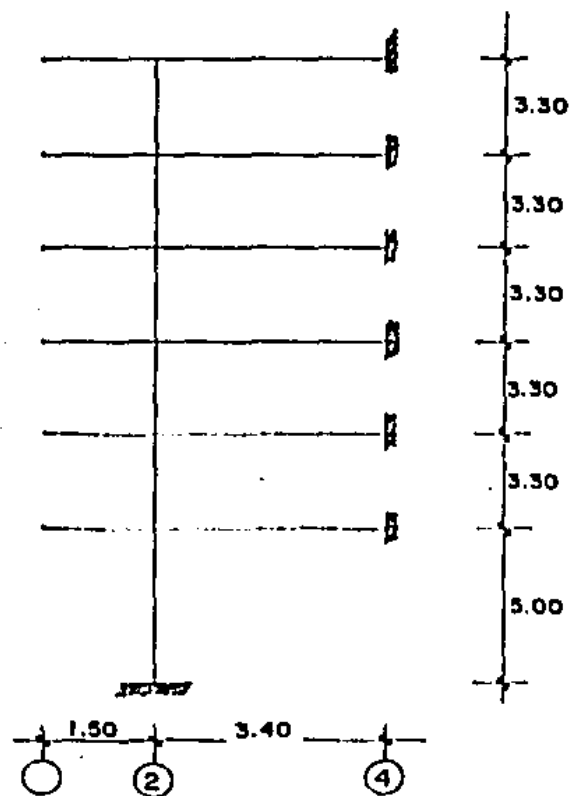


Marcos C y D



Elevación de Marcos

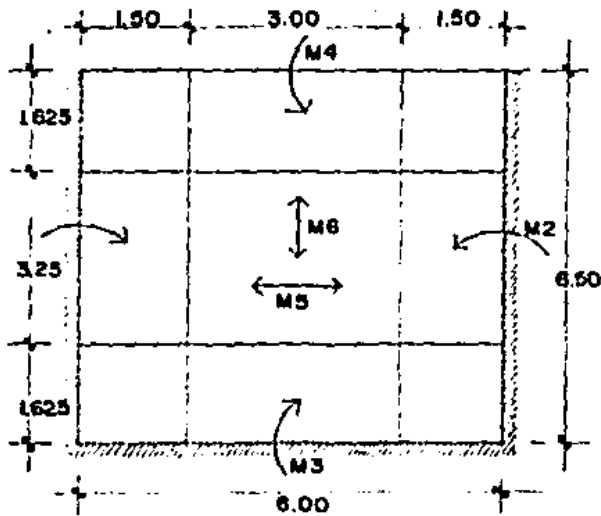
Marcos B y E



PREDISEÑO DE LAS NERVADURAS

3.2.2 METODO DE LAS NERVADURAS, METODO 2 ACI-318-63

Se escoge un tablero crítico, en este caso el 4, 7 y 9



$$m = \frac{6.00}{6.50} = 0.92$$

caso 2 | Borde Discontinuo

M - continuos M_1 y M_2
C= 0.48

Claro Corto

M + centro claro M_5
C= 0.036

M - continuo M_3 C=0.041

Claro Largo

M - discontinuo M_4 C=0.021

M + centro claro M_6 C=0.031

$$M = CWS^2$$

MOMENTOS FRANJA CENTAL

$$M_1 = M_2 = (0.048)(740)(6.00)^2 = 1279 \text{ k-M}$$

Momento de prediseño por --
nervadura

$$M_5 = (0.036)(740)(6.00)^2 = 959 \text{ k-M}$$

$$M_{pd} = 1279 (0.50) = 640 \text{ K-M}$$

$$M_3 = (0.041)(740)(6.00)^2 = 1092 \text{ K-M}$$

$$M_4 = (0.021)(740)(6.00)^2 = 559 \text{ K-M}$$

$$f'c = 200 \text{ k/cm}^2 \quad U = \frac{1.4W_m + 1.7W_v}{W +}$$

$$M_6 = (0.031)(740)(6.00)^2 = 826 \text{ K-M}$$

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{4200}{0.85 (200)} = 24.71$$

$$U = \frac{1.4 (490) + 1.7 (250)}{790} = 1.50 ; \quad U = 1.50$$

$$M_u = \phi [bd^2 f'c w (1 - 0.59w)] ; \quad p = w \frac{f'c}{f_y} ; \quad p = 0.048 w$$

$$P_{BAL} = \frac{0.85 f'c}{f_y} \cdot B_1 \frac{6000}{6000 + f_y} ; \quad \text{donde } B_1 = 0.85 \text{ cuando } f'c \ll 280 \text{ k/cm}^2$$

$$P_{BAL} = \frac{0.85(200)}{4200} \times \frac{0.85(6000)}{10200} ; P_{BAL} = 0.0203 ; P_{m\acute{a}x} = 0.75 P_{BAL}$$

$P_{m\acute{a}x} = 0.75(0.0203) = 0.0152$; El dise\~no nunca debe exceder de $P_{m\acute{a}x}$ para estar en condiciones balanceadas.

Ahora si $P = w \frac{f'c}{fy}$ y $P_{m\acute{a}x} = 0.0152$; $0.0152 = 0.048w \therefore w = 0.317$

$$M_u = \phi [bd^2 f'cw (1 - 0.59 w)] ; \quad \text{Proponemos } b = 10\text{cms}$$

$$64000 (1.50) = 0.90 [(10) d^2 (200)(0.317)(1 - 0.59 \times 0.317)]$$

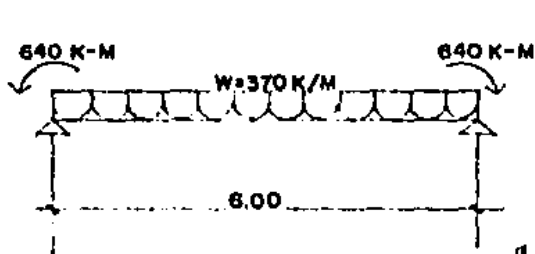
$$96000 = 464 d^2 ; \quad d = \sqrt{\frac{96000}{464}} = \sqrt{207} = 14.5 \text{ cms.}$$

Si el Recubrimiento m\~nimo son 2.5 cms.

tenemos que $h = d + r \quad \therefore h = 14.5 + 2.5 = 17\text{cms.}$

Considerando un peralte de 20cms. igual que el block hueco 20x20x40
Estamos protegiendo $b = 10 \quad h = 20\text{cms.}$

REVISION POR CORTANTE



$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} bd \quad (\text{Esfuerzo resistente del Concreto})$$

$V_u \ll \phi V_c$ Donde para Losas nervadas tenemos seg\~un 8.11.8 se puede aumentar

$$V_c \text{ en un } 10\% \quad f'c = 200\text{k/cm}^2$$

$$\text{si } b = 10\text{cms}$$

$$h = 20\text{cms}$$

$$d = 18\text{cms}$$

$$\phi V_c = 1.1 \phi 0.53\sqrt{f'c} bwd$$

Cortante actuante en el apoyo a una distancia d .

$$V_{du} = \frac{370 (6.00)}{2} - 370(0.20) = 1110 - 74 = 1036\text{kgs.} \times 1.50 = 1554\text{kgs.}$$

$$\phi V_c = 1.1 (0.85) (0.53) (14.14) (10) (18) = 1261 \text{ kgs.} \therefore 1554 > 1261 \text{ se excede}$$

Si proponemos $b = 10 \text{ cms.} \quad h = 24\text{cms.} \quad \therefore d = 22\text{cms.}$

$$\emptyset V_c = 1.1 (0.85)(0.53)(14.14)(10)(22) = 1542 \text{ kgs.}$$

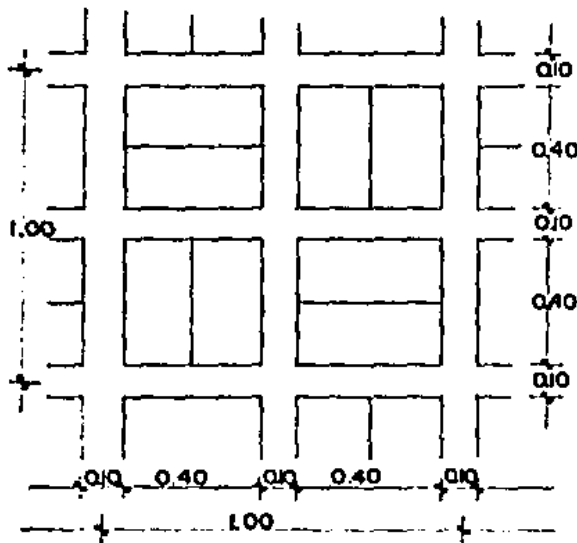
$$V_{d_u} = \frac{370(6.00)}{2} - 370 (0.22) = 1110 - 82 = 1028 \times 1.50 = 1542 \text{ kgs.}$$

y como $V_{d_u} = \emptyset V_c$ entonces estamos correctos \therefore las nervaduras serán de $b=10\text{cms}$
 $h=24\text{cms.}$

Las Nervaduras serán $b=10$ y $h=24\text{cms.}$ \therefore se ajustará el análisis de carga propuesto inicialmente.

Para Losa de entrepiso: Area de análisis = $1.00 \times 1.00 = 1.00\text{m}^2$

Volumen Concreto: $(1.00 \times 0.24) - (0.20 \times 0.20 \times 0.40 \times 8) = 0.112\text{m}^3$



Losa	$0.112\text{m}^3 \times 2400 =$	269.00 k/m^2
Materiales		220.00 k/m^2
		<hr/>
	$W_m =$	489.00 k/m^2
		<hr/>
	$W_v =$	250.00
		<hr/>
	$W_{total} =$	739 k/m^2

$\therefore W_E = 740\text{k/m}^2$ igual a la Propuesta

Losa de Azotea

losa	$0.112\text{m}^3 \times 2400 =$	269.00 k/m^2
materiales		189.00 k/m^2
		<hr/>
	$W_m =$	458.00 k/m^2
		<hr/>
	$W_v =$	100.00 k/m^2
		<hr/>
	$W_{total} =$	558.00 k/m^2

Ajustando $\therefore W_{TA} = 560 \text{ k/m}^2$

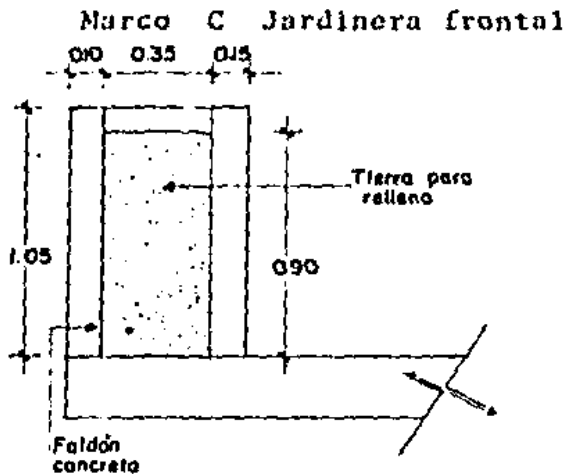
PREDISEÑO ESTRUCTURAL:

Análisis de cargas gravitacionales : método de Kani por células parciales.

Análisis de cargas accidentales: Método de Bowman (Aproximado)

Se analizarán 2 marcos (1 por cada dirección) los cuales serán los marcos C y 6.

Para el marco C tenemos que considerar la acción de una jardinera en el frente y un faldón de concreto en el eje no. 7



Estimación de la carga de la Jardinera.

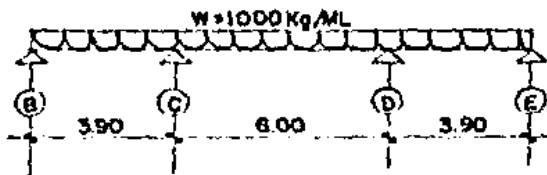
Faldón Concreto:
 $1.05 \times 1.00 \times 0.10 \times 2400 = 252 \text{ kg/ML}$

Muro tabicon:
 $1.05 \times 1.00 \times 0.15 \times 1500 = 236 \text{ kg/ML}$

Tierra p/relleno:
 $1.00 \times 0.90 \times 0.35 \times 1500 = 473 \text{ kg/ML}$

$W_T = 961 \text{ kg/ML}$

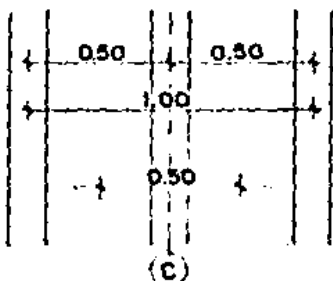
Consideremos $W_T = 1000 \text{ kg/ML}$



El area tributaria para el marco C correspondiente al faldón será entre las nervaduras adyacentes al marco :

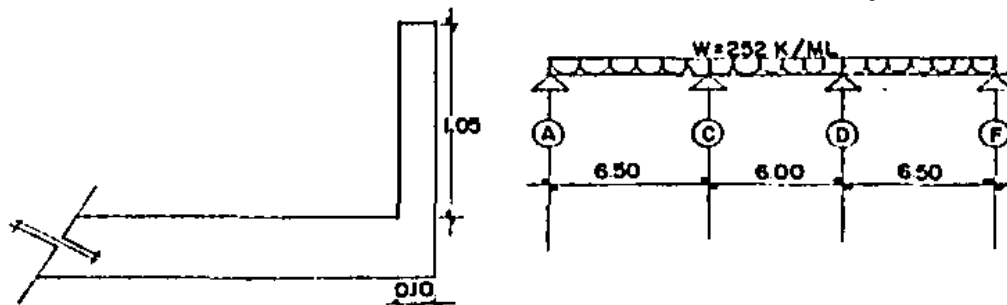
$P_1 = 1000 \text{ k/m} \times 0.50 = 500 \text{ kgs} \therefore$

$P_1 = 500 \text{ kgs}$, la cual tendrá el mismo valor para cada Nervadura.



Marco C Faldón de Concreto eje 7

Faldón: $1.00 \times 1.05 \times 0.10 \times 2400 = 252 \text{ kg/ML}$



El área tributaria para el marco C correspondiente al faldón será entre las nervaduras adyacentes al marco igual que el caso anterior

$P_2 = 252 \times 0.50 = 126 \text{ kgs.} \therefore P_2 = 150 \text{ kgs}$

La carga concentrada actuante en el marco C en el voladizo -- eje 7 es de $P_2 = 150 \text{ kgs.}$ la cual tendrá el mismo valor para cada Nervadura.

3.2.3 ANALISIS DE CARGAS PARA MARCO C

Losa se sótano tableros 1, 2, 4, 5, 7 y 8 Tableros 10 y 11

$W = \frac{740(6.25)(1.90)}{1.90} = 4625 \text{ k/m}$

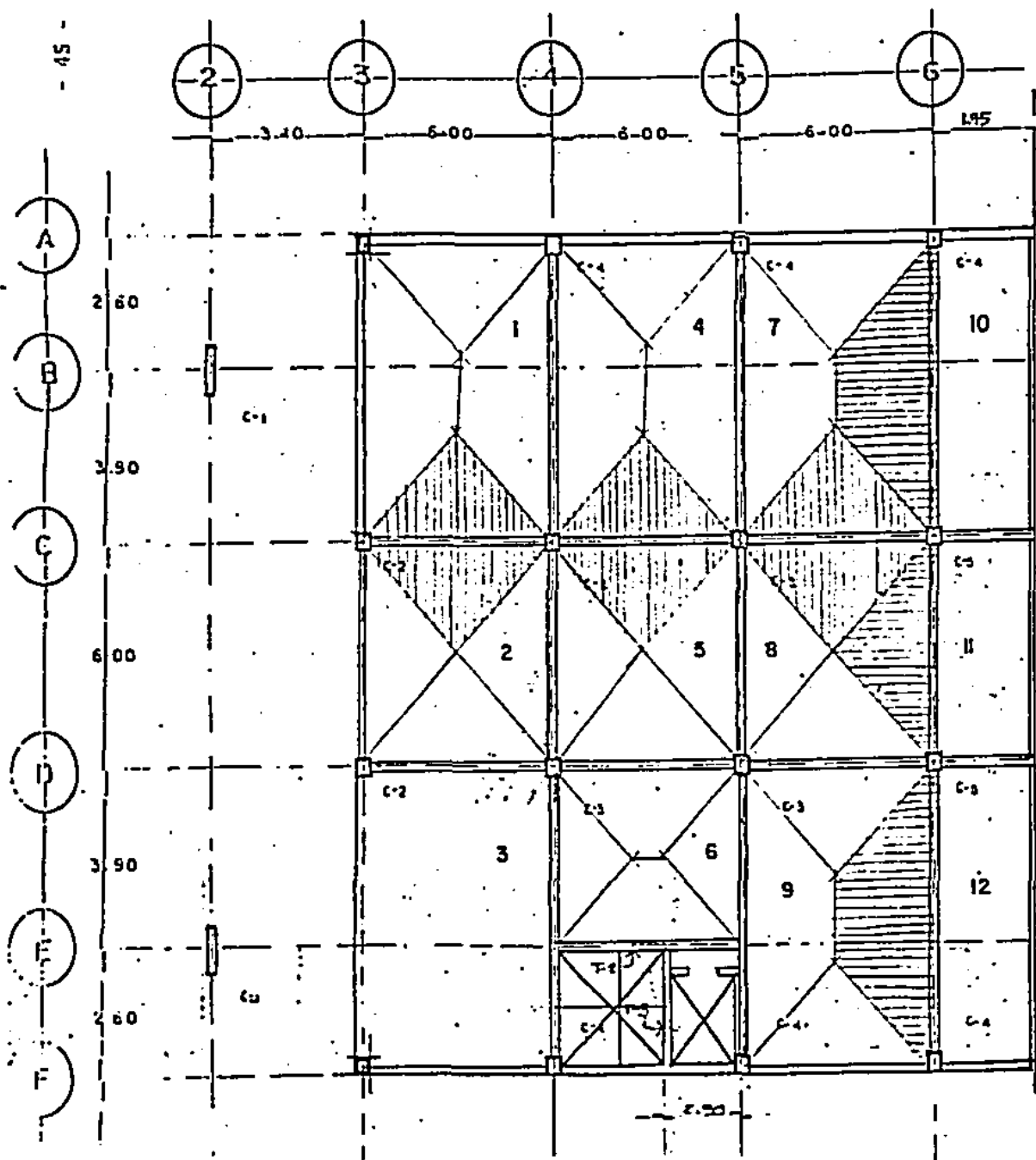
$W = \frac{740(6.00)}{3} \times 2 = 2960 \text{ k/m} ; W = 3000 \text{ k/m} \therefore W = 4600 \text{ k/m}$

Losas de entrepiso combinación de cargas

Tableros 13 y 14 $W = 740 (4.95) = 3663 \text{ k/m} \quad 3670 \text{ kg/ML} ; W = 3670 \text{ kg/ML}$

Tableros 1, 2, 4, 5, 7 y 8 $W = \frac{740(6.00)}{3} \times 2 = 2960 \text{ k/ML} ; W = 3000 \text{ kg/ML}$

Tableros 10 y 11 $W = 740 (6.25) = 4625 \text{ kg/ML} ; W = 4600 \text{ Kg/ML}$



LOSA PLANTA SOTANO

-  CARGAS MARCO C
-  CARGAS MARCO 6

Horizontal dimensions: 3.40, 6.00, 6.00, 6.00, 1.95

Vertical dimensions: 2.60, 3.90, 6.00, 3.90, 2.60

Grid labels: 2, 3, 4, 5, 6, 8 (horizontal); A, B, C, D, E, F (vertical)

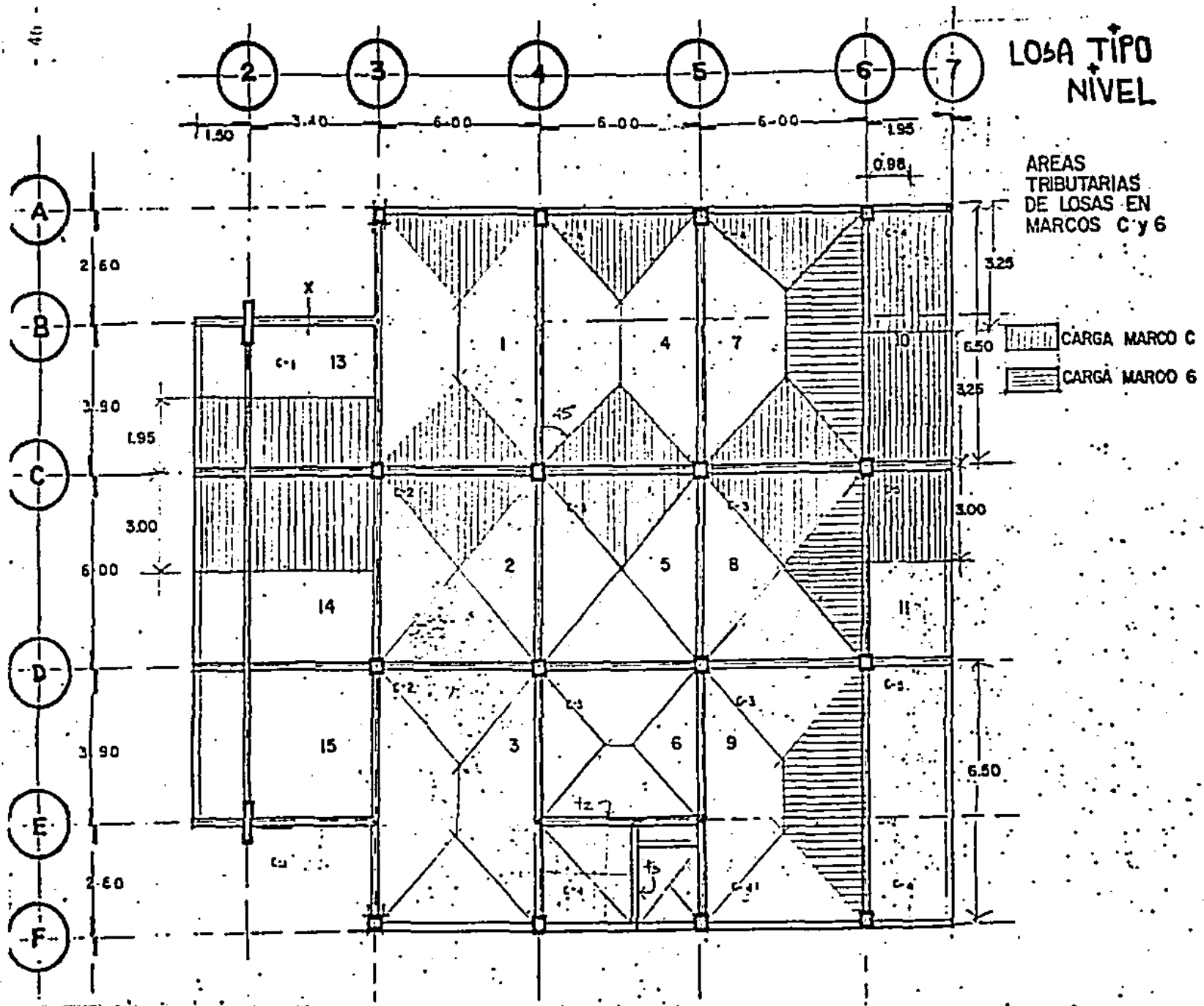
Bay numbers: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12

Load zone labels: C-1, C-2, C-3, C-4



Staircase location: Bottom-right bay (between grids 6 and 8, D and E)

Small structure location: Bottom-center bay (between grids 4 and 5, E and F)

LOSA TIPO NIVEL



AREAS TRIBUTARIAS DE LOSAS EN MARCOS C y 6

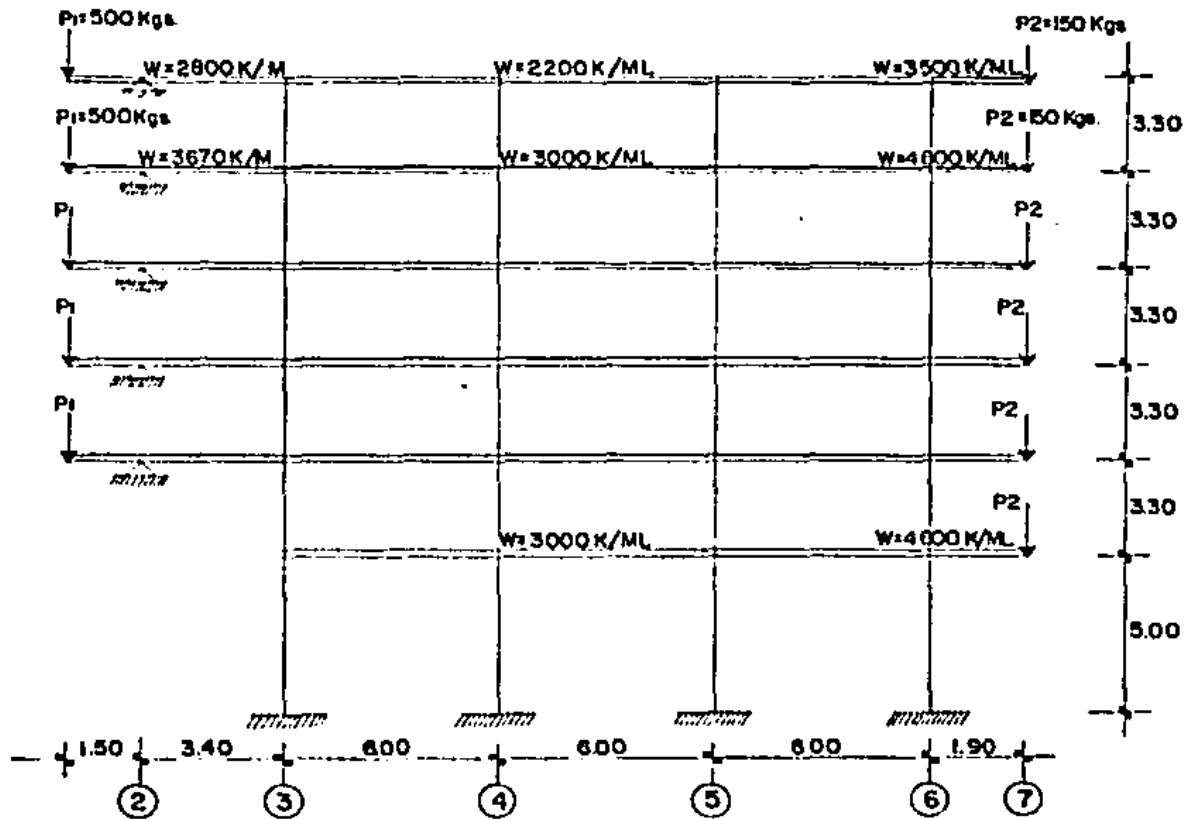
 CARGA MARCO C
 CARGA MARCO 6

LOSA DE AZOTEA

Tableros 13 y 14 $W = 560(4.95) = 2772 \text{ kg/ML} \approx 2800 \text{ kg/ML}$

Tableros 1,2, 4,5,7 y 8 $W = \frac{560(6.00)}{3} \times 2 = 2240 \text{ kg/ML} \quad 2200 \text{ kg/ML}$

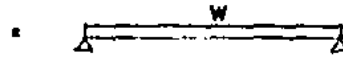
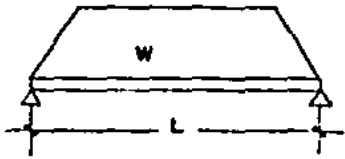
Tableros 10 y 11 $W = 560(6.25) = 3500 \text{ kg/ML} \therefore W = 3500 \text{ k/ML}$



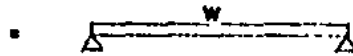
3.2.4 ANALISIS DE CARGAS PARA LOS MARCOS A y 5

Para marco 5 tenemos

Losa de sótano tableros 4, 7, 5, 8, 6 y 9



$$W = \frac{WS}{3} \cdot \frac{(3-m^2)}{2}$$



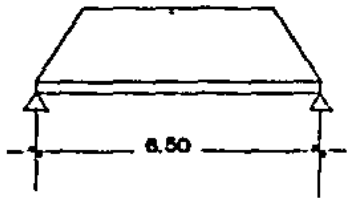
$$W = WS/3$$

Tableros 4 y 7

$$m = \frac{6.00}{6.50} = 0.92$$

$$W = \frac{740(6.00)}{3} \times \frac{(3-(0.92)^2)}{2} ; W = 1598 \text{ kg/M} \approx 1600 \text{ k/M}$$

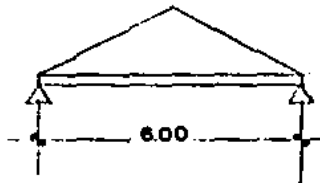
$$W = 1600 \text{ k/M} \times 2 = 3200 \text{ k/ML}$$



$$S = 6.00$$

$$L = 6.50$$

Tablero 5 y 8



$$W = \frac{740(6.00)}{3} = 1480 \text{ kg/M}$$

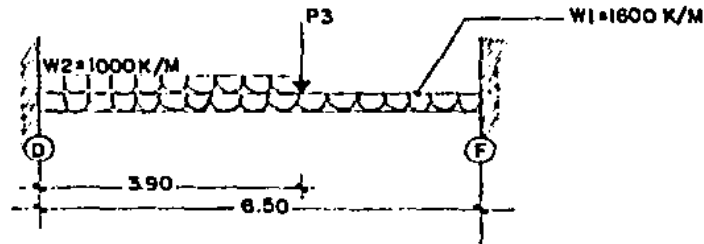
$$W = 1480 \times 2 = 2960 \approx 3000 \text{ k/ML}$$

Tableros 6 y 9 Combinación de cargas

Tablero 6 $W = \frac{740(3.90)}{3} = 962.00 \text{ k/m} \approx 1000 \text{ k/m}$ en una longitud de 3.90 mts.

Tablero 9 $W = \frac{740(6.00)}{3} \times \frac{(3 - (0.92)^2)}{2}$; $W = 1598 \text{ k/m} \approx 1600 \text{ k/m}$

Más una carga concentrada que descarga la trabe T₂ la cual se verá mas adelante



Losas de Entrepiso: el criterio de las Losas de sótano es el mismo. las cargas son iguales.

Losas de Azotea: tableros 4, 7, 6 y 9

$$W = \frac{560(6.00)}{3} \times \frac{(3 - (0.92)^2)}{2} = 1204 \times 2 = 2408 \text{ K/M}$$

$W = 2400 \text{ k/M}$

Tableros 5 y 8 : $W = \frac{560(6.00)}{3} = 1120 \times 2 = 2240 \text{ k/M}$: $W = 2250 \text{ k/M}$

RAMPAS DE ESCALERAS Y TRABES T₃

Análisis de cargas de escaleras

Losa	$0.10 \times 2400 \text{ k/m}^3$	=	240 K/M ²
Forjado escalones	$(0.30 \times 0.18 / 2 \times 3.33) \times 1600$	=	144 k/M ²
Mortero para piso	0.015×1400	=	21 k/m ²
Piso cerámica	0.01×1500	=	15 k/m ²

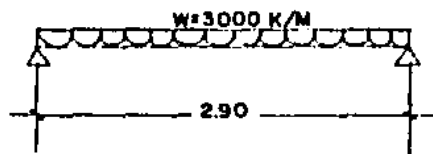
Ancho nominal de cada rampa 1.45 mts.

$$\begin{aligned} W_M &= 420 \text{ k/M}^2 \\ W_N &= 300 \text{ k/M}^2 \\ W_T &= 720.00 \text{ k/M}^2 \end{aligned}$$

$W_T = 720.00 (2.90)(4.00) / 2 = 4176.00 \text{ kgs} / 2.90 = 1440 \text{ k/M}$ Descarga trabe T₃

Muro tezón para elevador sobre trabe T₃ : W=420(3.00)= 1260 k/m
 para T₃ tenemos W_T =1440 +1260 =2700 k/m W=2700 k/m

Consideraremos un 10% para peso propio
 de la trabe P_p =270k/m W=2970 k/m



$$M_{MAX} = \frac{3000(2.90)^2}{8} = 3154 \text{ k-M} = 315,400 \text{ k-cm}$$

$M_u = \phi [bd^2 f'c w (1 - 0.59 w)]$: Proponemos b=30cms. (Ancho de muro)

$$315400 (1.50) = 0.90 [(30) d^2 (200)(0.317)(1 - (0.59 \times 0.317))]$$

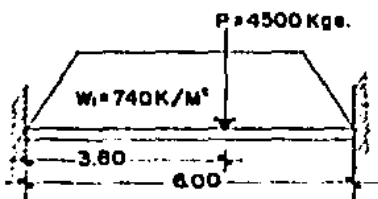
$$473100 = 1387 d^2 ; \quad d = \sqrt{\frac{473100}{1387}} = 18.5 \text{ cms. ; } h = 18.5 + 2.5 = 21 \text{ cms.}$$

para fines prácticos la dejamos en b=30 h=30cms.

Reacciones en los apoyos para descarga a traves T₂

$$3000 (2.90) / 2 = 4350 \text{ kgs.} \quad P = 4500 \text{ kgs.}$$

Trabe T₂

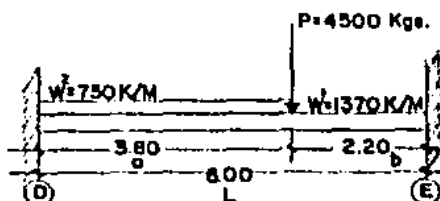


$$W_{EQ} = \frac{WS}{3} \cdot \frac{(3-m)^2}{2} \quad m = \frac{3.90}{6.00} = 0.65$$

$$W_{EQ} = \frac{740(3.90)}{3} \cdot \frac{(3-(0.65)^2)}{2} = 1240 \text{ k/M}$$

$$W_{pp} = 124 \text{ k/m} \quad W = 1364 \text{ k/m} \approx 1370 \text{ k/m}$$

Carga de muro sobre trabe T₂ ∴ 250(3.00)=750k/m. La trabe T₂ queda así:



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$M_{DE} = \frac{W_1 L^2}{12} + \frac{P_1 b^2}{L^2} + \frac{W_2 b^2}{12 L^2} [(3b^2 - 8bL + 6L^2)]$$

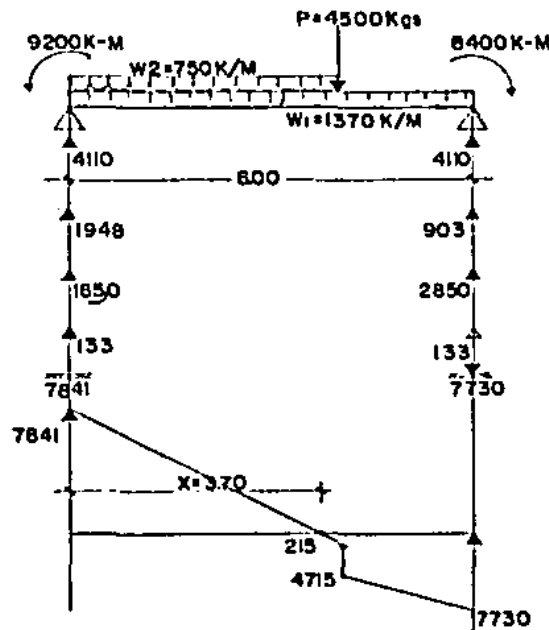
$$\bar{M}_{DE} = \frac{1370(6.00)^2}{12} + \frac{4500(3.80)(2.20)^2}{(6)^2} + \frac{750(2.20)^2}{12(6)} \left[(3(2.20)^2 - 8(2.20)(6.00) + 6(6)^2) \right]$$

$$\bar{M}_{DE} = 4110 + 2299 + 2824 = 9233 \text{ K-M}$$

$$\bar{M}_{ED} = \frac{W_1 L^2}{12} + \frac{P a^2 b}{L^2} + \frac{W_2 b^3}{12 L^2} (4L - 3b) = \frac{1370(6.00)^2}{12} + \frac{4500(3.80)^2(2.20)}{(6)^2} + \frac{750(2.20)^3}{12(6)} (4 \times 6 - 3 \times 2.20)$$

$$\bar{M}_{ED} = 4110 + 3971 + 322 = 8403 \text{ K-M}$$

TRABE T₂



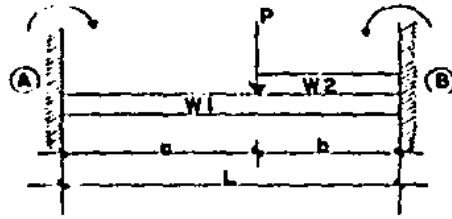
$$M_x = 7841(3.70) - 9200x - 2120(3.80)(1.90) = 5289 \text{ K-M} \quad M^+ = 5289 \text{ K-M}$$

$$M_{\max} = 9200 \text{ K-M} = 920,000 \text{ k-cm}$$

$$M_u = 920,000(1.50) = 1,380,000 \text{ k-cm.} \quad \text{Proponemos } b = 25 \text{ cms.}$$

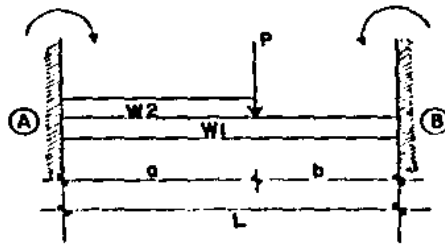
$$1,380,000 = 1155 d^2 \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{1,380,000}{1155}} \quad ; \quad d = \sqrt{1194} = 34.6 \text{ cms.}$$

$$h = d + r \quad ; \quad h = 34.6 + 2.5 = 37.10 \text{ cms.} \quad h = 40 \text{ cms.}$$



$$M_{AB} = \frac{W_1 L^2}{12} + \frac{P a b^2}{L^2} + \frac{W_2 b^3}{12 L^2} (4L - 3b)$$

$$M_{BA} = \frac{W_1 L^2}{12} + \frac{P a^2 b}{L^2} + \frac{W_2 b^2}{12 L^2} [(3b^2 - 8bL + 6L^2)]$$



$$M_{AB} = \frac{W_1 L^2}{12} + \frac{P a b^2}{L^2} + \frac{W_2 b^2}{12 L^2} [(3b^2 - 8bL + 6L^2)]$$

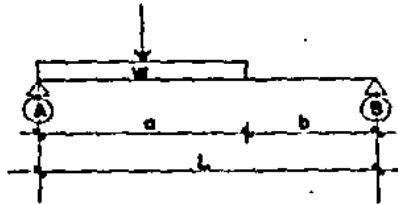
$$M_{BA} = \frac{W_1 L^2}{12} + \frac{P a^2 b}{L^2} + \frac{W_2 b^3}{12 L^2} (4L - 3b)$$

$$\begin{aligned} \sum M_A &= -w a \left(\frac{a}{2}\right) + R_B L = 0 \\ &= -\frac{w a^2}{2} = -R_B L ; R_B = \frac{w a^2}{2L} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_B &= 0 \\ &= w a (b + \frac{a}{2}) - R_A L = 0 \end{aligned}$$

$$w a b + \frac{w a^2}{2} = R_A L$$

$$R_A = \frac{w a b}{L} + \frac{w a^2}{2L}$$



Para prediseño $b=25$ y $h=40$ cm.s

Descarga a marcos 4 y 5 considerando peso propio

Peso propio : $0,25 \times 0,40 \times 6,00 \times 2400/2 = 720$ kgs.

Para Marco 4 $P_4 = 7841 + 720 = 8561,00$ kgs

Para Marco 5 $P_5 = 7730 + 720 = 8450,00$ kgs ≈ 8500 kgs.

Marco 5

Losas de azotea tableros 4 y 5 $W = \frac{560(6,00)}{3} \times \frac{(3 - (0,92)^2)}{2}$; $W=1210$ K/m 1200 K/ML
 $W=1.200 \times 2 = 2400$ k/m

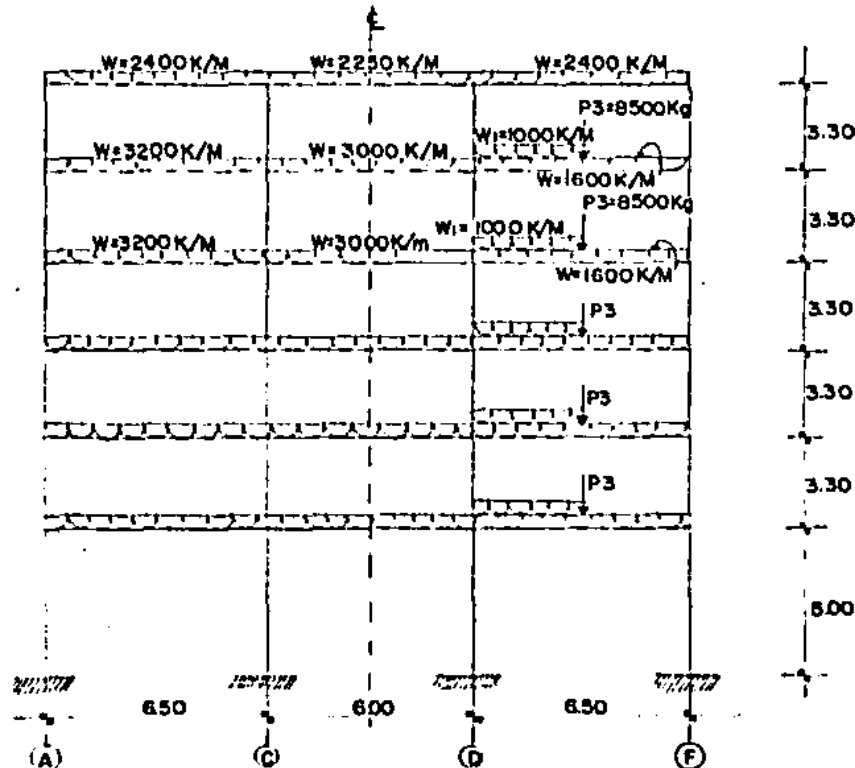
Tableros 5 y 8 $W = \frac{560(6,00)}{3} = 1120$ k/m ; $W=1100$ k/ML

Tableros 6 y 9 $W_1 = \frac{560(3,90)}{3} = 728$ K/M A lo largo de 3.90 mts.

$W_2 = \frac{560(6,00)}{3} \times \frac{(3 - (0,92)^2)}{2}$; $W=1200$ k/ML

CARGA GRAVITACIONALES MARCO 5

Para efectos prácticos uniformaremos las cargas según el esquema.



Marco A Distribución de Cargas

Tableros 1, 4 y 7

Azotea

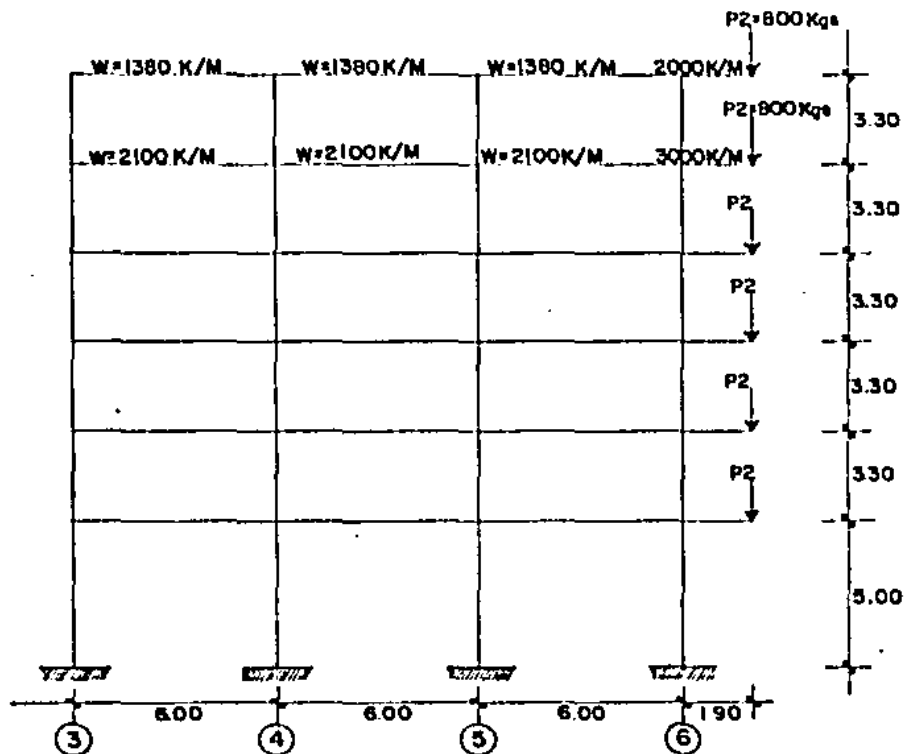
Losas de sótano y entepiso $W = \frac{740(6.00)}{3} = 1480K/M$ $W = \frac{560(6.00)}{3} = 1120K/M$

Tablero 10 ; $W = 740 (3.25) = 2405K/m$ $W = 560 (3.25) = 1820 k/m$

Carga del muro sobre el marco: $h = 2.50mts. ; W_2 = 150 \times 2.5 = 625 k/m$

Carga del faldón en el extremo : $W_3 = 820 kgs. W = 250 \times 1.05 = 263 k/m$

Marco A Cargas Gravitacionales



ANALISIS ESTRUCTURAL PARA PREDISEÑO

Se usarán 2 métodos para éste Análisis preliminar, los cuáles serán:

- 1.-) Para Análisis Sísmico: Método de Bowman
- 2.-) Para Análisis cargas gravitacionales: Método de Kani por células parciales.

Plantearemos y resolveremos los marcos por análisis sísmico - primero y luego el análisis por carga gravitacional.

Para obtener las solicitaciones sísmicas nos basaremos en el método estático ya que cumple las especificaciones del reglamento del D.F. en su artículo 238 el cual nos dice " Las Estructuras con altura menor de 60mts., podrán analizarse de acuerdo con el método estático" el cual se describe en su artículo 240.

3.3 EVALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS POR NIVEL

Inicialmente, determinaremos el peso de cada nivel

1.-) Azotea

- Area de la Planta: $[(19.90 \times 19.00) + (4.90 \times 13.80)] = 445.72 \text{ M}^2$
- Carga muerta $W_M = 458.00 \text{ k/M}^2$
- Carga viva instantánea $W_A = 70.00 \text{ k/M}^2$
- Carga de servicio = $W_S = W_M + W_A = 458.00 + 70.00 = 528.00 \text{ k/M}^2$
- Peso del pretil: $87.60 \text{ ML} \times 250 \times 1.00 = 2190.00 \text{ Kgs.}$

- Pesos Total $445.72 \times 528.00 = 235,340.00 \text{ Kgs.}$
- Pretil $\underline{21,900.00 \text{ Kgs.}}$
- suma $257,240.00 \text{ Kgs.}$
- Peso propio trabes 20% aprox. $\underline{51,448.00 \text{ Kgs.}}$
- $W_T \text{ Azotea} = 308,688.00 \text{ Kgs.}$

$W_{TOTAL} \text{ Azotea} = 309,000.00 \text{ kgs.}$

2.-) Losas de Entrepisos:

- Area de la Planta: 445.72 M2
- Carga muerta $W_M = 489. \text{ k/M2}$
- Carga viva instantánea $W_A = 90 \text{ k/M2}$
- Carga de servicio $W_s = W_M + W_A = 489.00 + 90.00 = 579.00 \text{ k/M2}$
- Peso de muros perimetrales: $73.80 \text{ ML} \times 3.00 \times 250 = 55,350.00 \text{ kgs.}$
- Peso total 445.72 M2 x 579.00 = 258,072.00 kgs.
- Muros 55,350.00 kgs.

suma 313,422.00 kgs.

- Peso propio trabes 20% aprox. 62,684.40 kgs.
- Peso propio columnas 10% aprox. 31,342.20 kgs.

$W_T \text{ Entrepisos} = 407,448.60 \text{ kgs.}$

$W_{TE} = 407,450.00 \text{ kgs.}$

3.-) Losa de entrepiso 1

- Area de la planta: $19.90 \times 19.00 = 378.10 \text{ M2}$
- Carga muerta $W_M = 489 \text{ k/M2}$
- Carga viva instantánea $W_A = 90 \text{ k/M2}$
- Carga de servicio $W_s = W_M + W_A = 489.00 + 90.00 = 579.00 \text{ k/M2}$
- Peso de muros perimetrales: $58.80 \times 3.00 \times 250 = 44,100.00 \text{ kgs.}$
- Peso total: $378.10 \text{ M2} \times 579.00 \text{ k/M2} = 218,919.90 \text{ kgs.}$
- Muros 44,100.00 kgs.

suma 263,019.90 kgs.

- Peso propio trabes: 20% aprox. 52,603.98 kgs.
- Peso propio columnas 10% aprox. 26,301.99 kgs.

$W_{TN-1} = 341,925.87 \text{ kg.}$

$W_{TN-1} = 341,926.00 \text{ kgs.}$

Para fines prácticos manejaremos las siguientes cargas:

Losas de azotea: $W_{TA} = 310.00 \text{ tons.}$

Losas de entrepiso 2-4: $W_{TE} = 408.00 \text{ tons.}$

Losas de entrepiso N-1: $W_{TN1} = 342,00 \text{ tons.}$

3.3.1 CLASIFICACION DE LA CONSTRUCCION PARA FINES DEL ANALISIS POR SISMO.

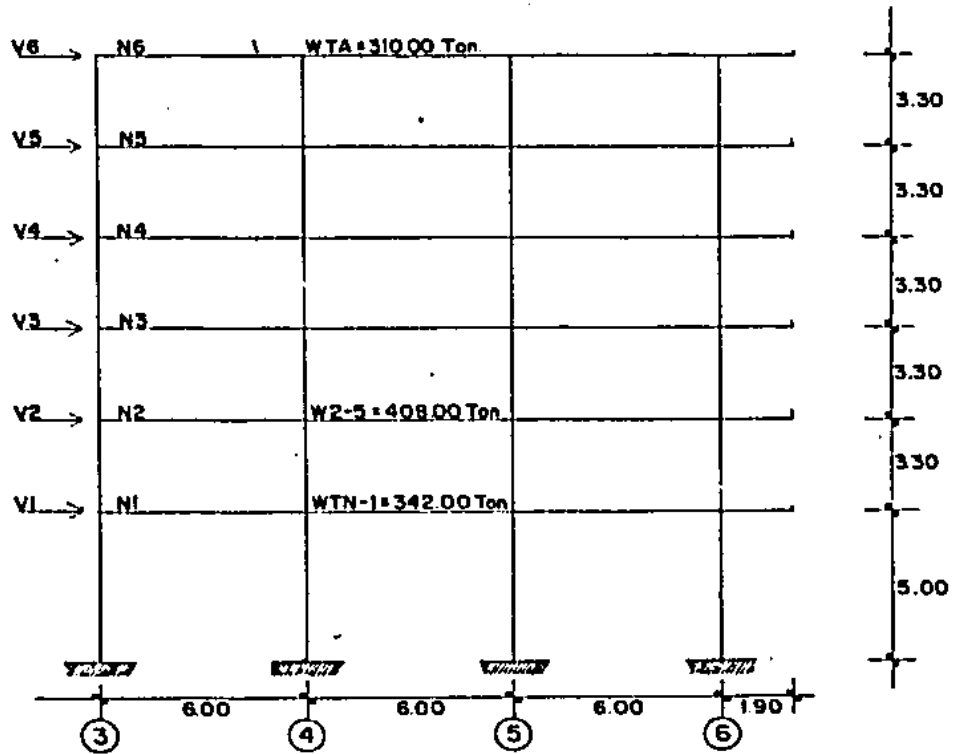
- 1.-) Clasificación según su localización: El Edificio en cuestión se encuentra en la zona B dentro del mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana.
- 2.-) Clasificación según su uso:
El edificio pertenece al grupo B
- 3.-) Clasificación según su estructuración:
Debido a que las fuerzas del sismo serán resistidas por -- Marcos continuos no contraventados, la construcción pertenece al tipo I
- 4.-) Elección del coeficiente sísmico:
Según se uso el edificio pertenece al grupo B y se asienta sobre un terreno de transición, por lo tanto el coeficiente sísmico "C" que le corresponde es $C=0.20$
- 5.-) Factor de ductilidad (Q):
El tipo de estructuración (tipo I) del edificio reúne los requisitos para tomar un factor de ductilidad $Q=4$ (para -- los marcos en ambas direcciones).

Por lo tanto en las siguientes figuras se aprecian los marcos - A, C y 5 con las cargas necesarias para el cálculo de las fuerzas sísmicas por nivel.

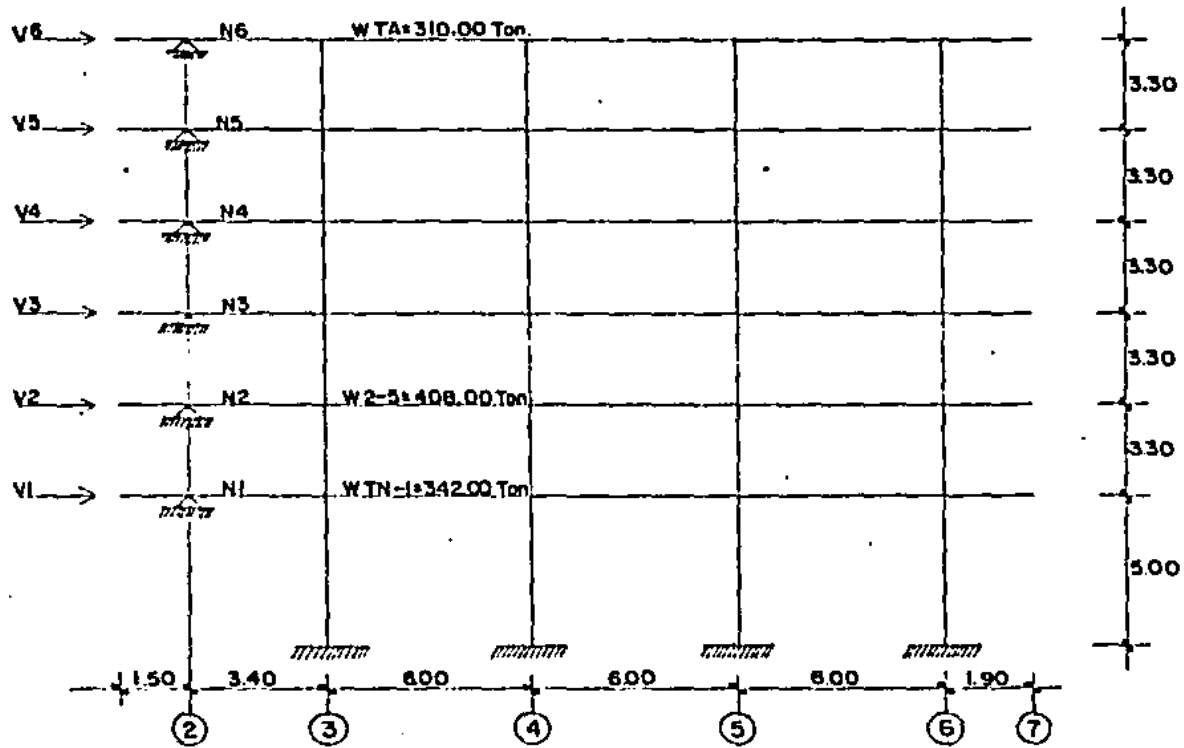
Elevación de Marcos

A y F

Analisis de Sismos Marco A

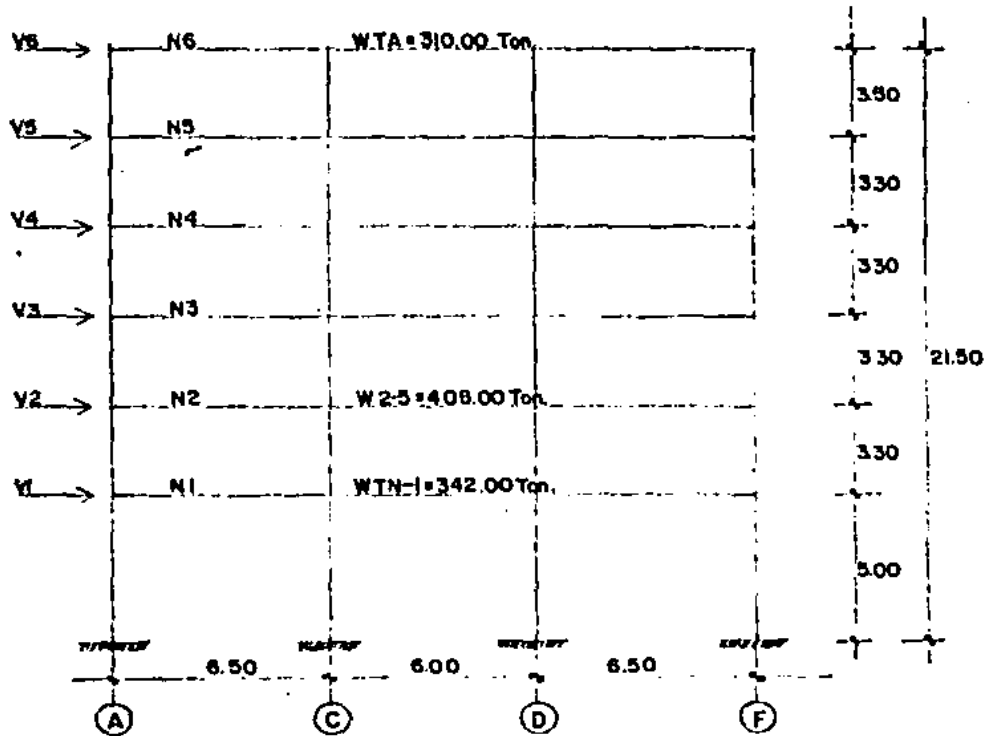


Analisis por Sismos
Marcos C y D



ANALISIS POR SISMO

Marco 5



PLANTEAMIENTO DEL ANALISIS ESTADICO

$$F_i = \frac{C}{Q} W_T \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j} \quad \text{Donde tenemos}$$

F_i = Fuerza sismica actuante
 W_i = Peso total del entrepiso
 H_i = Altura medida desde la base
 C = Coeficiente sismico
 Q = Factor de ductilidad
 W_T = Peso total del edificio

Fuerza Cortantes Actuantes

$$V_N = F_N \text{ (Último nivel)} \quad V_{N-1} = F_N + F_{N-1}$$
$$V_{N-2} = F_N + F_{N-1} + F_{N-2} \quad V_i = \sum F_i \quad \text{donde:}$$

N = Último nivel
 $N-1$ = Penúltimo nivel
 $N-2$ = Antepenúltimo nivel
 1 = 1º Nivel

Para nuestro caso tenemos los siguientes datos

$$C = 0.20$$

$$Q = 4$$

$$W_T = 342.00 + (408.00 \times 4) + 310.00 = 2284.00 \text{ Tons.}$$

$$W_6 h_6 = 310.00 \times 21.50 = 6665.00$$

$$W_5 h_5 = 408.00 \times 18.20 = 7426.00$$

$$W_4 h_4 = 408.00 \times 14.90 = 6079.00$$

$$W_3 h_3 = 408.00 \times 11.60 = 4733.00$$

$$W_2 h_2 = 408.00 \times 8.30 = 3386.00$$

$$W_1 h_1 = 342.00 \times 5.00 = 1710.00$$

$$C/Q W_T = \frac{0.20}{4} \times 2284.00 = 114.20$$

$$\sum_{j=1}^N W_j H_j = 6665.00 + 7426.00 + 6079.00 + 4733.00 + 3386.00 + 1710.00 = 29,999.00$$

$$F_i = 114.20 \frac{W_i H_i}{29,999.00} = 0.0038 W_i H_i$$

ANALISIS SISMICO
METODO ESTATICO

$$\begin{aligned} F_6 &= 0.0038 \times 6665.00 = 25.33 \text{ Ton.} \\ F_5 &= 0.0038 \times 7426.00 = 28.22 \text{ Ton.} \\ F_4 &= 0.0038 \times 6079.00 = 23.10 \text{ Ton.} \\ F_3 &= 0.0038 \times 4733.00 = 17.99 \text{ Ton.} \\ F_2 &= 0.0038 \times 3386.00 = 12.87 \text{ Ton.} \\ F_1 &= 0.0038 \times 1710.00 = 6.50 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

FUERZAS CORTANTES ACTUANTES

$$\begin{aligned} V_N &= V_6 \text{ (último nivel)} = 25.33 \text{ Ton.} \\ V_N -1 &= V_5 \text{ (Penúltimo nivel)} = 25.33+28.22 = 53.55 \text{ ton.} \\ V_N -2 &= V_4 \text{ (Antepenúltimo nivel)} = 25.33+28.22+23.10 = 76.65 \text{ ton.} \\ V_N -3 &= V_3 = 25.33+28.22+23.10+17.99 = 94.64 \text{ ton.} \\ V_N -4 &= V_2 = 25.33+28.22+23.10+17.99+12.87 = 107.51 \text{ ton.} \\ V_N -5 &= V_1 = 25.33+28.22+23.10+17.99+12.87+6.50 = 114.01 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Estos son los valores de los cortante por nivel de todo el Edificio, por lo tanto, para obtener los cortantes por nivel por marco, repartiremos dichos cortantes entre los marcos que conforman el Edificio en ambas direcciones.

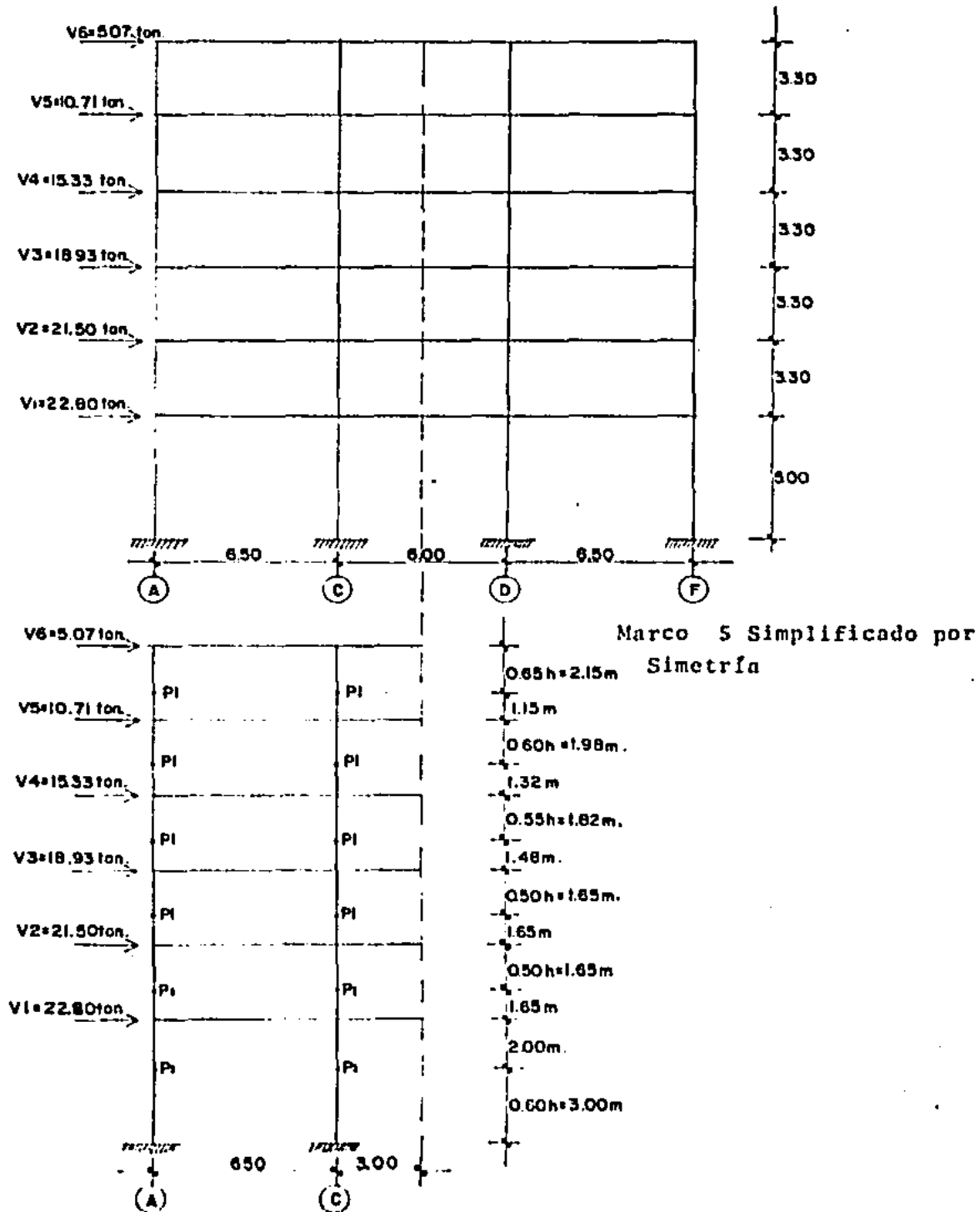
Dirección "X" para marcos 6, 5, 4, 3 y 2

$$\begin{aligned} V_6 &= 25.33/5 = 5.07 \text{ ton.} \\ V_5 &= 53.55/5 = 10.71 \text{ ton.} \\ V_4 &= 76.65/5 = 15.33 \text{ ton.} \\ V_3 &= 94.64/5 = 18.93 \text{ ton.} \\ V_2 &= 107.51/5 = 21.50 \text{ ton.} \\ V_1 &= 114.01/5 = 22.80 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Dirección "Y" para marcos A, B, C, D, E y F

$$\begin{aligned} V_6 &= 25.33/6 = 4.22 \text{ ton.} \\ V_5 &= 53.55/6 = 8.93 \text{ ton.} \\ V_4 &= 76.65/6 = 12.78 \text{ ton.} \\ V_3 &= 94.64/6 = 15.77 \text{ ton.} \\ V_2 &= 107.51/6 = 17.92 \text{ ton.} \\ V_1 &= 114.01/6 = 19.00 \text{ ton.} \end{aligned}$$

3.3.2 Método de Bowman Marco 5



METODO DE BOWMAN MARCO 5

Repartición del cortante en el 1º nivel

$$V_{c1} = \left(\frac{N-0.5}{N+1} \right) V_1 \quad \text{donde} \quad \begin{array}{l} N = \text{no. de crujeas} \\ V_1 = \text{Cortante total en el 1º Nivel} \end{array}$$

Repartición de cortante en los demás niveles

$$V_{ci} = \left(\frac{N-2}{N+1} \right) V_i \quad \text{donde} \quad V_i = \text{cortante total en el nivel } i$$

Para esto se considerará la misma rigidez para las columnas de cada nivel y la misma inercia para las trabes.

para el 1º nivel N= 3

$$V_{c1} = \left(\frac{3-0.5}{3+1} \right) 22.80 ; V_{c1} = 14.36 \text{ ton.} ; V_{c1}/\text{columna} = \frac{14.36}{4} = 3.59 \text{ ton}$$
$$V_{c1}/\text{columna} = 3.59 \text{ ton.}$$

para el 2º nivel

$$V_{c2} = \left(\frac{3-2}{3+1} \right) 21.50 ; V_{c2} = 5.38 \text{ ton.} ; V_{c2}/\text{columna} = \frac{5.38}{4} = 1.35 \text{ ton.}$$

para el 3º nivel

$$V_{c3} = \left(\frac{3-2}{3+1} \right) 18.93 ; V_{c3} = 4.73 \text{ ton.} ; V_{c3}/\text{columna} = \frac{4.73}{4} = 1.18 \text{ ton.}$$

para el 4º nivel

$$V_{c4} = \left(\frac{3-2}{3+1} \right) 15.33 ; V_{c4} = 3.83 \text{ ton.} ; V_{c4}/\text{columna} = \frac{3.83}{4} = 0.96 \text{ ton.}$$

para 5º nivel

$$V_{c5} = \left(\frac{3-2}{3+1} \right) 10.71 ; V_{c5} = 2.68 \text{ ton.} ; V_{c5}/\text{columna} = \frac{2.68}{4} = 0.67 \text{ ton.}$$

para el 6º nivel

$$V_{c6} = \left(\frac{3-2}{3+1} \right) 5.07 ; V_{c6} = 1.27 \text{ ton.} ; V_{c6}/\text{columna} = \frac{1.27}{4} = 0.32 \text{ ton.}$$

METODO DE BOWMAN MARCO 5

Cortante por repartiren Trabes según su rigidez:

1º nivel

$$V_{T1} = V_1 - V_{c1} ; V_{T1} = 22.80 - 14.36 = 8.44 \text{ ton.}$$

$$R = \frac{I}{L} ; R_1 = R_3 = \frac{100}{650} = 0.154 ; R_2 = \frac{100}{600} = 0.167$$

$$F.D. = \frac{R}{\sum R} ; F.D.A.C. = F.D.D.F. = \frac{0.154}{0.321} = 0.48 ; F.D.A.C. = F.D.D.F. = 0.48$$

$$F.D. CD = \frac{0.167}{0.321} = 0.52 ; F.D.CD = 0.52$$

$$V_{RT1} = 8.44 (0.48) = 4.05 \text{ ton.}$$

$$V_{RT1}' = 8.44 (0.52) = 4.39 \text{ ton.}$$

2º nivel

$$V_{T2} = V_2 - V_{c2} ; V_{T2} = 21.50 - 5.38 = 16.12 \text{ ton.}$$

$$V_{RT2} = 16.12 (0.48) = 7.74 \text{ ton.}$$

$$V_{RT2}' = 16.12 (0.52) = 8.38 \text{ ton.}$$

3º nivel

$$V_{T3} = V_3 - V_{c3} ; V_{T3} = 18.93 - 4.73 = 14.20 \text{ ton.}$$

$$V_{RT3} = 14.20 (0.48) = 6.82 \text{ ton.}$$

$$V_{RT3}' = 14.20 (0.52) = 7.38 \text{ ton.}$$

4º nivel

$$V_{T4} = V_4 - V_{c4} ; V_{T4} = 15.33 - 3.83 = 11.50 \text{ ton.}$$

$$V_{RT4} = 11.50 (0.48) = 5.52 \text{ ton.}$$

$$V_{RT4}' = 11.50 (0.52) = 5.98 \text{ ton.}$$

5º nivel

$$V_{T5} = V_5 - V_{c5} ; V_{T5} = 10.71 - 2.68 = 8.03 \text{ ton.}$$

$$V_{RT5} = 8.03 (0.48) = 3.85 \text{ ton.}$$

$$V_{RT5}' = 8.03 (0.52) = 4.18 \text{ ton.}$$

6º nivel

$$V_{T6} = V_6 - V_{c6} ; V_{T6} = 5.07 - 1.27 = 3.80 \text{ ton.}$$

$$V_{RT6} = 3.80 (0.48) = 1.82 \text{ ton.}$$

$$V_{RT6}' = 3.80 (0.52) = 1.98 \text{ ton.}$$

METODO DE BOWMAN MARCO 5

Fuerza cortante por columna (Fcc)

$$Fcc = VRC + \frac{1}{2} (VRT/2) \text{ donde } \begin{array}{l} VRC = \text{Cortante repartido en columnas} \\ VRT = \text{Cortante repartido en traveses} \end{array}$$

Fcc en columnas A y F 1º nivel

$$Fcc = 3.59 + \frac{4.05}{2} = 5.62 \text{ ton.}$$

Fcc en columnas C y D 1º nivel

$$Fcc = 3.59 + \frac{4.05+4.39}{2} = 7.82 \text{ ton.}$$

2º nivel

$$\text{Columnas A y F ; } Fcc = 1.35 + \frac{7.74}{2} = 5.22 \text{ ton.}$$

$$\text{Columnas C y D ; } Fcc = 1.35 + \frac{7.74+8.38}{2} = 9.41 \text{ ton}$$

3º nivel

$$\text{Columnas A y F ; } Fcc = 1.18 + \frac{6.82}{2} = 4.59 \text{ ton.}$$

$$\text{Columnas C y D ; } Fcc = 1.18 + \frac{6.82+7.38}{2} = 8.28 \text{ ton.}$$

4º nivel

$$\text{Columnas A y F ; } Fcc = 0.96 + \frac{5.52}{2} = 3.72 \text{ ton.}$$

$$\text{Columnas C y D ; } Fcc = 0.96 + \frac{5.52+5.98}{2} = 6.71 \text{ ton.}$$

5º nivel

$$\text{Columnas A y F ; } Fcc = 0.67 + \frac{3.85}{2} = 2.60 \text{ ton.}$$

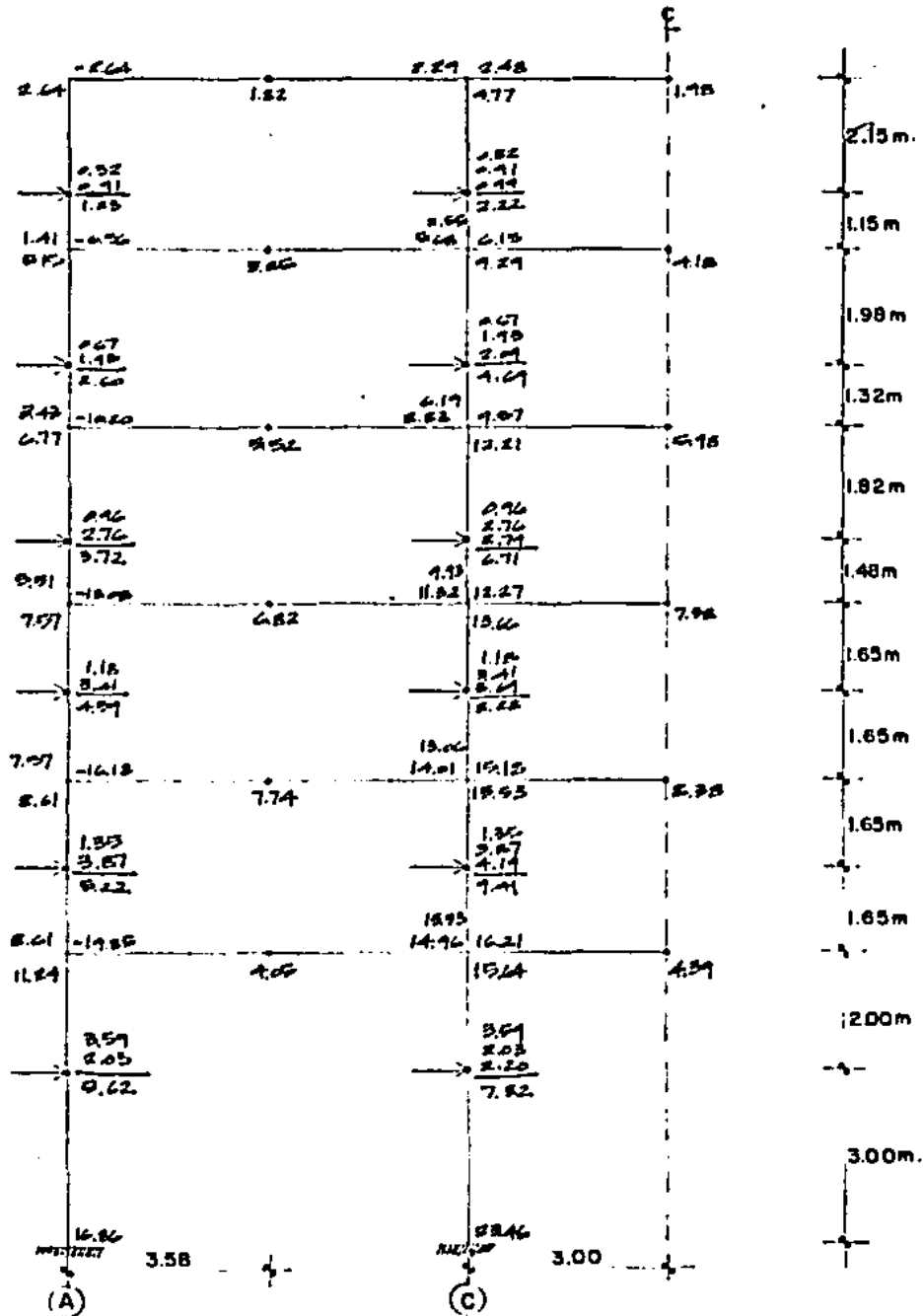
$$\text{Columnas C y D ; } Fcc = 0.67 + \frac{3.85+4.18}{2} = 4.69 \text{ ton.}$$

6º nivel

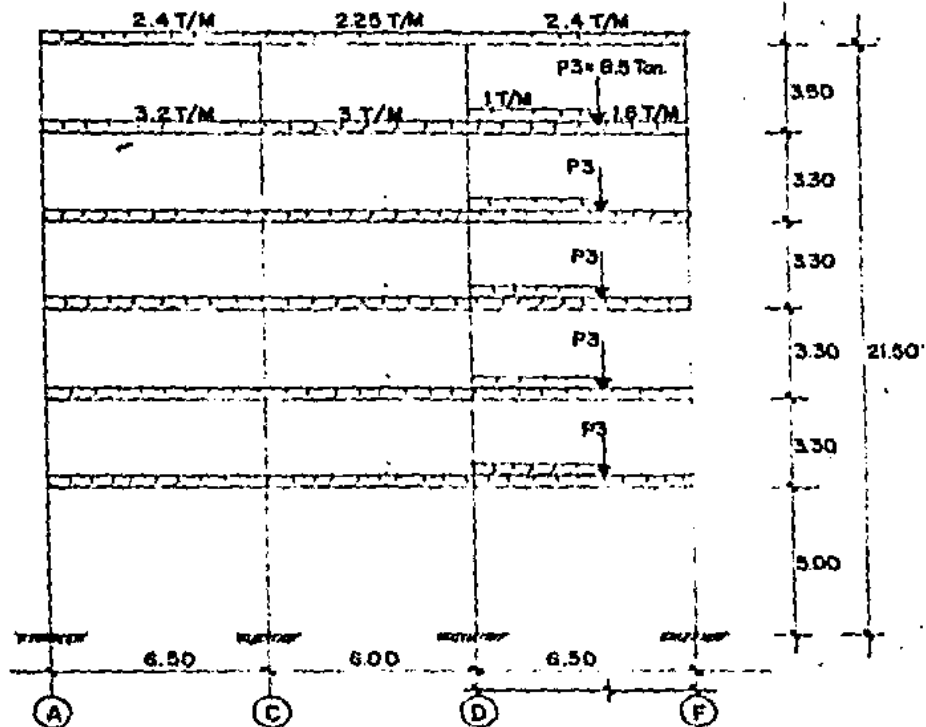
$$\text{Columnas A y F ; } Fcc = 0.32 + \frac{1.82}{2} = 1.23 \text{ ton.}$$

$$\text{Columnas C y D ; } Fcc = 0.32 + \frac{1.82+1.98}{2} = 2.22 \text{ ton.}$$

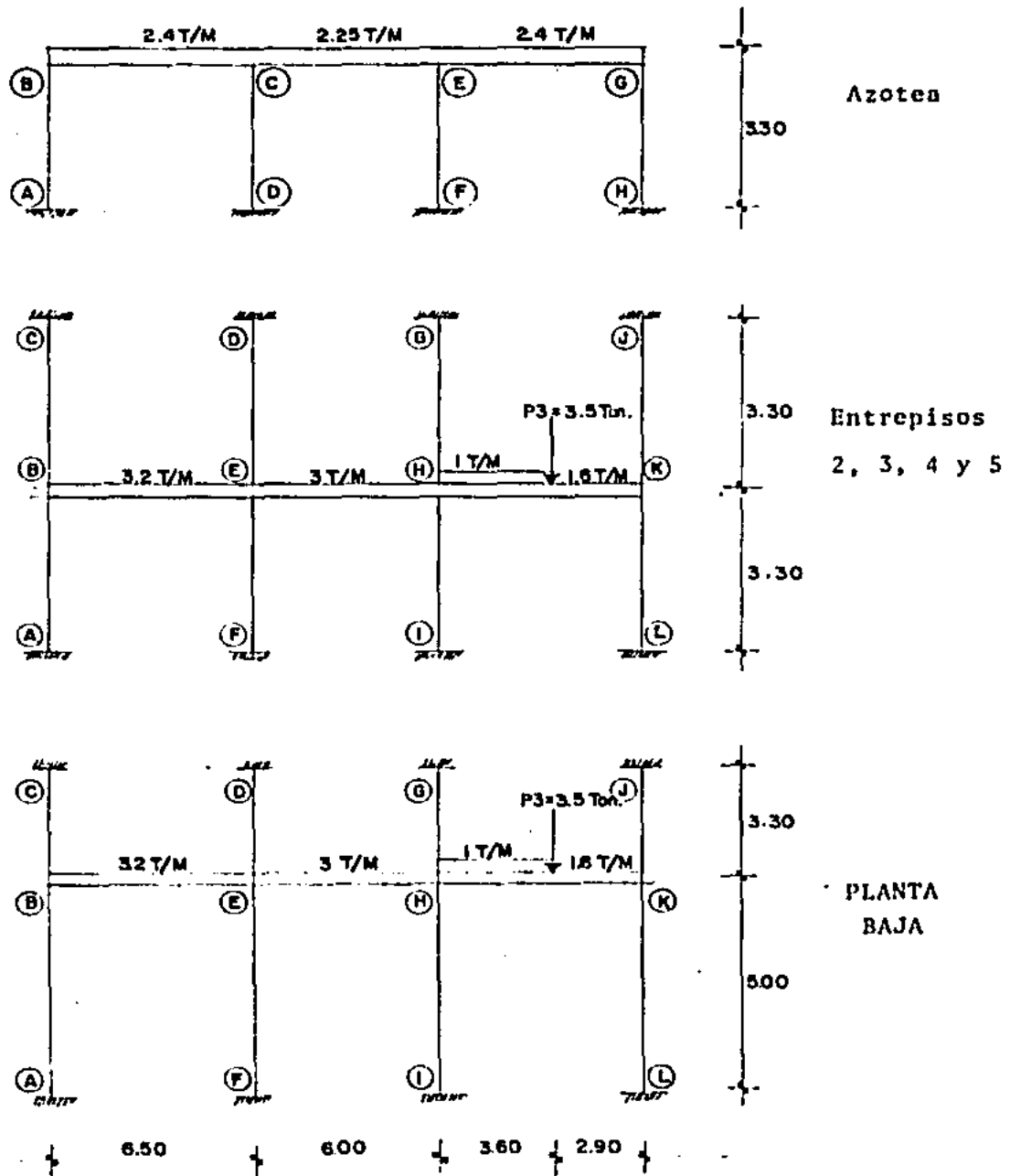
Método de Bowman Marco 5



3.3.3 Método de Células Parciales
(Método de Kani) Marco 5



Método de Células Parciales
(Método de Kani) Marco 5



PREDISEÑO

Método de Células parciales (Método de Kani)

Rigideces de traveses y columnas

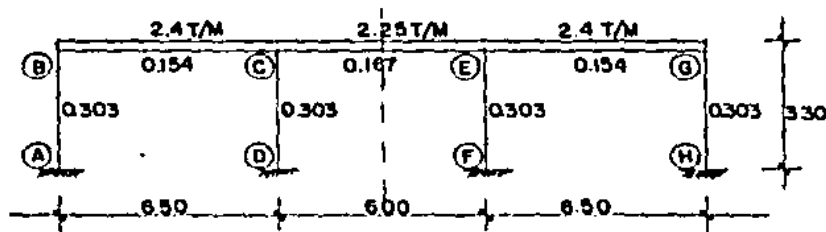
Traveses $R_{T1} = R_{T3} = \frac{100}{650} = 0.154$; $R_{T1} = R_{T3} = 0.154$

$R_{T2} = \frac{100}{600} = 0.167$; $R_{T2} = 0.167$

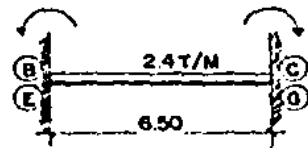
Columnas $R_{C1} = \frac{100}{330} = 0.303$; $R_{C1} = 0.303$

$R_{C2} = \frac{100}{500} = 0.20$; $R_{C2} = 0.20$

AZOTEA

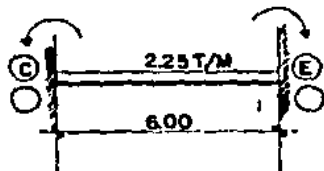


Momentos de Empotramientos Perfecto



$$\bar{M}_{BC} = \bar{M}_{CB} = \bar{M}_{EG} = \bar{M}_{GE} = \pm \frac{WL^2}{12}$$

$$\bar{M} = \pm \frac{2.4(6.5)^2}{12} = \pm 8.45 + - M$$



$$\bar{M}_{CE} = \bar{M}_{EC} = \pm \frac{WL^2}{12}$$

$$\bar{M} = \pm \frac{2.25(6.00)^2}{12} = \pm 6.75 + - M$$

PREDISEÑO MARCO 5 AZOTEA

Factores de contribución angular

$$K_i = - \frac{1}{2} \frac{R_{ik}}{\sum R_{ik}}$$

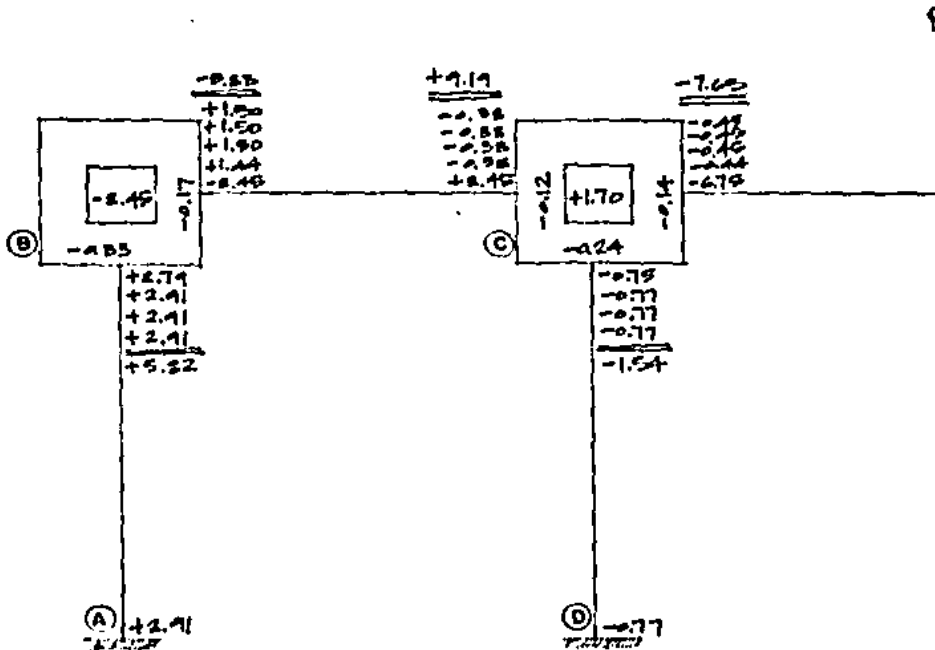
$$K_{BA} = K_{GH} = - \frac{1}{2} \left(\frac{0.303}{0.303+0.154} \right) \quad K_{BA} = K_{GH} = - 0.33$$

$$K_{BC} = K_{GE} = - \frac{1}{2} \left(\frac{0.154}{0.303+0.154} \right) ; \quad K_{BC} = K_{GE} = - 0.17 \quad \left. \vphantom{\frac{1}{2}} \right\} \Sigma = - 0.50$$

$$K_{CB} = K_{EG} = - \frac{1}{2} \left(\frac{0.154}{0.154+0.303+0.167} \right) ; \quad K_{CB} = - 0.12$$

$$K_{CD} = K_{EF} = - \frac{1}{2} \left(\frac{0.303}{0.154+0.303+0.167} \right) ; \quad K_{CD} = K_{EF} = - 0.24 \quad \left. \vphantom{\frac{1}{2}} \right\} \Sigma = - 0.50$$

$$K_{CE} = K_{EC} = - \frac{1}{2} \left(\frac{0.167}{0.154+0.303+0.167} \right) ; \quad K_{CE} = K_{EC} = - 0.14$$



Contribuciones Angulares $M_{ik} = -1/2 \frac{R_{ik}}{\sum R_{ik}} \sum (M_{ik} + M_{ki})$

Nudo B	Nudo C
1.-) -8.45 +0 = -8.45	1.-) +1.70+1.44 = +3.14
2.-) -8.45 -0.38= -8.83	2.-) +1.70+1.50 = +3.20
3.-) -8.45 -0.38= -8.83	3.-) +1.70+1.50 = +3.20
4.-) -8.45 -0.38= -8.83	4.-) +1.70+1.50 = +3.20

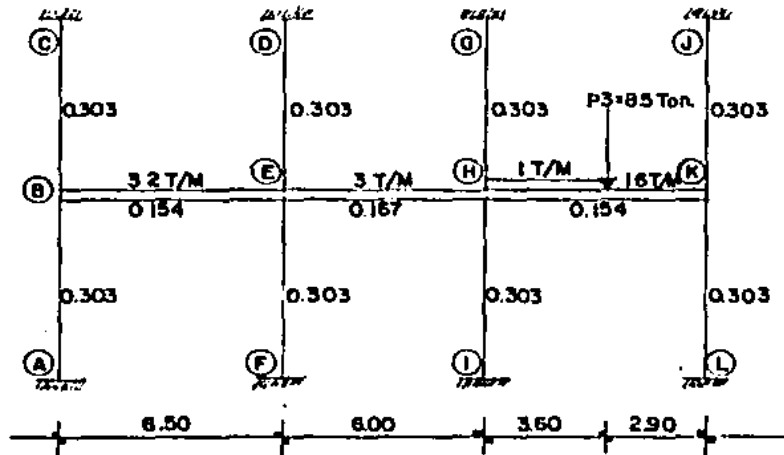
Momentos finales $M'_{ik} = M_{ik} + 2M_{ik} + M_{ki}$

Nudo B	Nudo C
$M_{BA} = 0 + 2(2.91) + 0 = +5.82 + -M$	$M_{CB} = 8.45 + 2(-0.38) + 1.50 = +9.19 + -M$
$M_{BC} = -8.45 + 2(1.50) + (-0.38) = -5.83 + -M$	$M_{CD} = 0 + 2(-0.77) + 0 = -1.54 + -M$
	$M_{CE} = -6.75 + 2(-0.45) + 0 = -7.65 + -M$

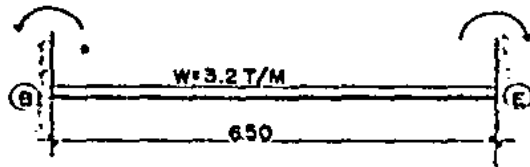
PREDISEÑO

Método de Kani Marco 5 Células parciales

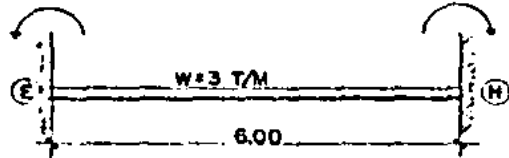
Entrepisos 2, 3, 4 y 5



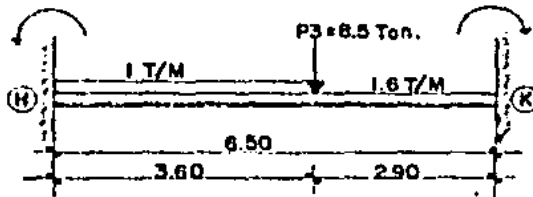
Momentos de Empotramiento Perfecto



$$\bar{M}_{BE} = \bar{M}_{EB} = \frac{+3.2(6.50)^2}{12} = \pm 11.27 \text{ +M}$$



$$\bar{M}_{EH} = \bar{M}_{HE} = \frac{+3.0(6.00)^2}{12} = \pm 9.00 \text{ +M}$$



$$\bar{M}_{HK} = - \left[\frac{wL^2}{12} + \frac{Pa^2b}{L^2} + \frac{W_2a^2}{12L} (3a^2 - 8aL + 6L^2) \right]$$

$$\bar{M}_{KH} = \left[\frac{wL^2}{12} + \frac{Pa^2b}{L^2} + \frac{Wa^3}{12L^2} (4L - 3a) \right]$$

$$\bar{M}_{HK} = - \left[\frac{1.6(6.5)^2}{12} + \frac{8.5(3.6)(2.9)^2}{(6.5)^2} + \frac{1.00(3.6)^2}{12(6.5)^2} (3 \times 3.6^2 - 8 \times 3.6 \times 6.50 + 6 \times 6.5^2) \right]$$

$$\bar{M}_{HK} = -(5.63 + 6.09 + 2.69) = -14.41 \text{ +M}$$

$$\bar{M}_{KH} = \left[\frac{1.6(6.5)^2}{12} + \frac{8.5(3.6)^2(2.9)}{(6.5)^2} + \frac{1.00(3.6)^3}{12(6.5)^2} (4 \times 6.50 - 3 \times 3.60) \right]$$

$$\bar{M}_{KH} = 5.63 + 7.56 + 1.39 = +14.58 \text{ +M}$$

PREDISEÑO

Método de Kani Marco 5 Células Parciales

Factores de contribución Angular

$$K_{BA}=K_{BC}=K_{KL}=K_{KJ} = -1/2 \left(\frac{0.303}{0.303+0.154+0.303} \right) = -0.20$$

$$K_{BE}=K_{KH} = -1/2 \left(\frac{0.154}{0.303+0.154+0.303} \right) = -0.10$$

$$K_{EH}=K_{HE} = -1/2 \left(\frac{0.167}{0.167+0.154+0.303+0.303} \right) = -0.10$$

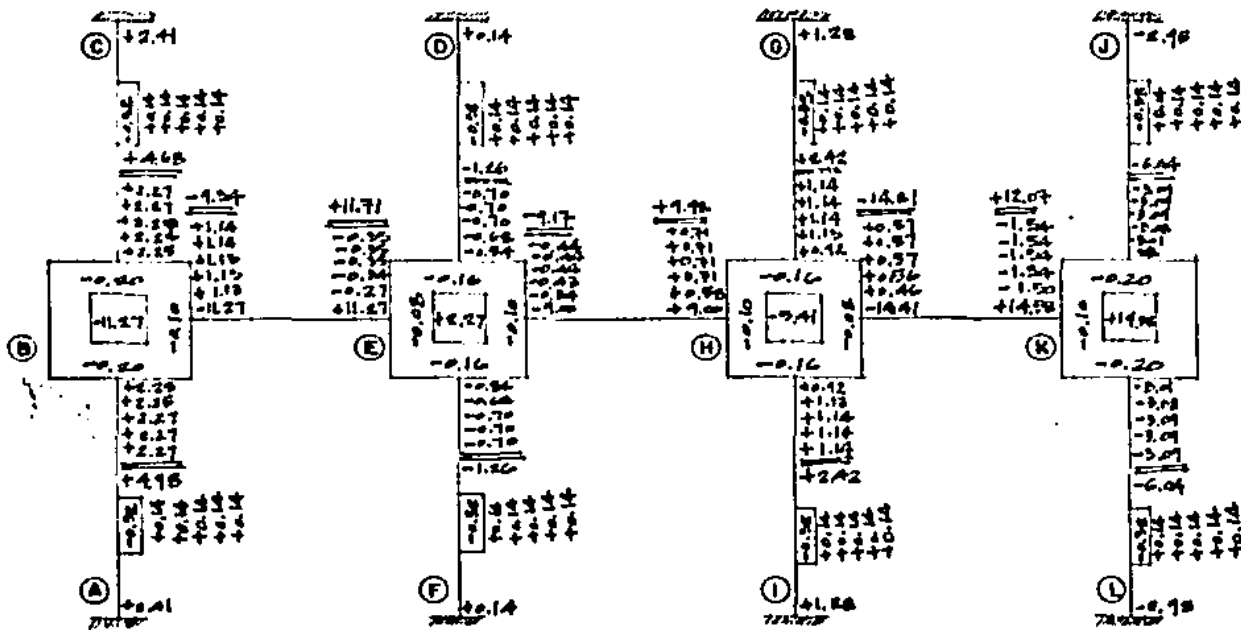
$$K_{EB}=K_{HK} = -1/2 \left(\frac{0.154}{0.167+0.154+0.303+0.303} \right) = -0.08$$

$$K_{ED}=K_{EF}=K_{HG}=K_{HI} = -1/2 \left(\frac{0.303}{0.167+0.154+0.303+0.303} \right) = -0.16$$

FACTORES DE CORRIMIENTO LINEAL

$$\gamma = -3/2 \frac{R_{ik}}{\sum R_{ik}} \text{ DEL ENTREPISO}$$

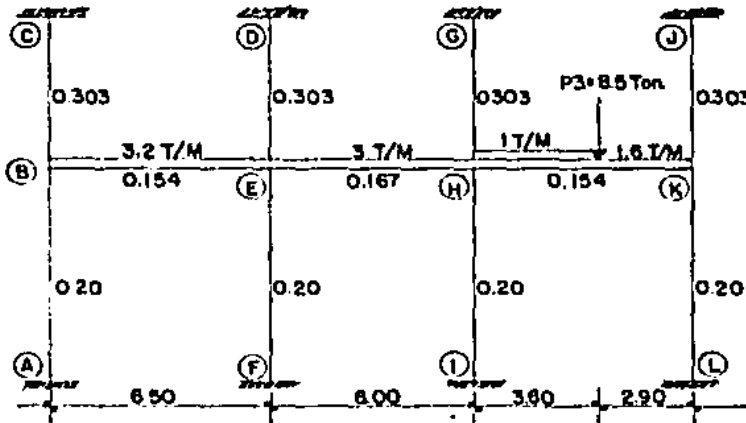
$$\gamma = -3/2 \left(\frac{0.303}{0.303 \times 4} \right) ; \gamma = -0.38$$



PREDISEÑO MARCO 5

Método de Kani (Células Parciales)

Planta Baja



Momentos de Empotramiento Perfecto.

$$\begin{aligned} \bar{M}_{BE} = \bar{M}_{EB} &= \pm 11.27 \text{ T-M} & \bar{M}_{JK} &= - 14.41 \text{ T-M} \\ \bar{M}_{EH} = \bar{M}_{HE} &= \pm 9.00 \text{ T-M} & \bar{M}_{KI} &= + 14.58 \text{ T-M} \end{aligned}$$

Factores de contribución Angular

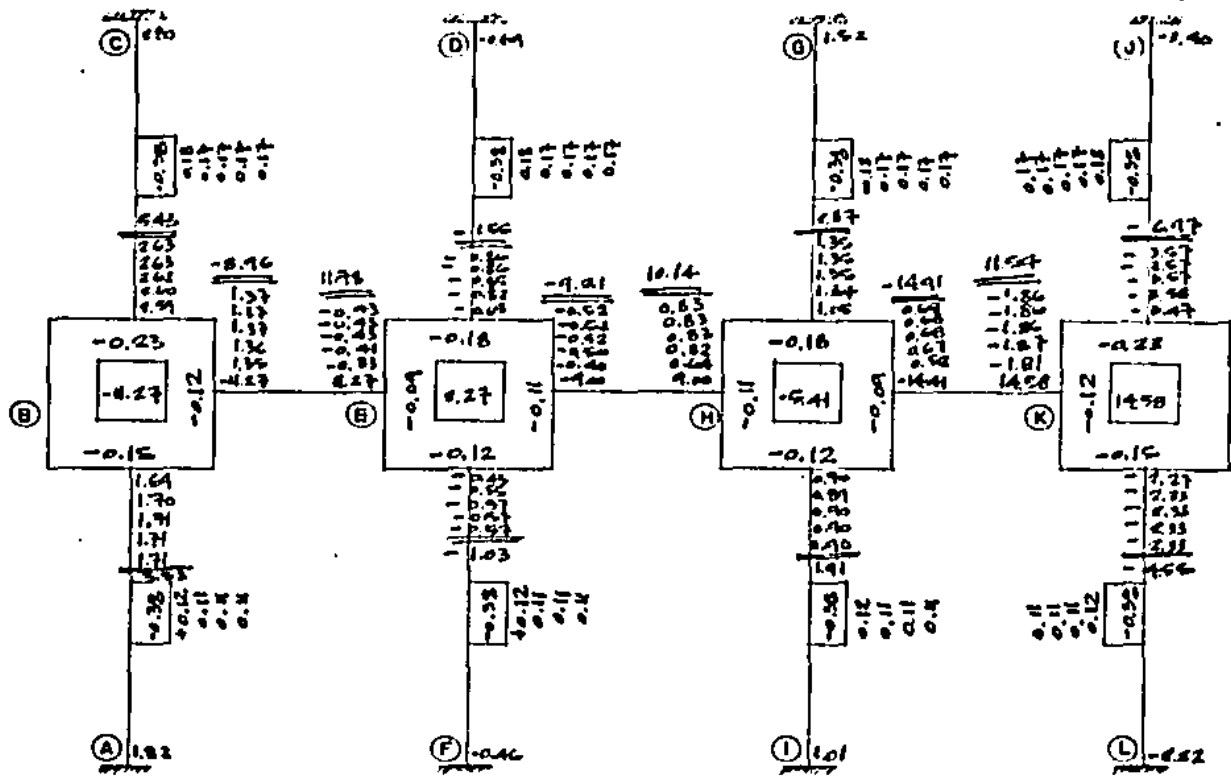
$$\begin{aligned} K_{BA} = K_{KL} &= -1/2 \left(\frac{0.20}{0.20 + 0.154 + 0.303} \right) = -0.15 \\ K_{BE} = K_{KI} &= -1/2 \left(\frac{0.154}{0.154 + 0.20 + 0.303} \right) = -0.12 \\ K_{BC} = K_{KJ} &= -1/2 \left(\frac{0.303}{0.154 + 0.20 + 0.303} \right) = -0.23 \\ K_{EB} = K_{IK} &= -1/2 \left(\frac{0.154}{0.303 + 0.154 + 0.167 + 0.20} \right) = -0.09 \\ K_{ED} = K_{KH} &= -1/2 \left(\frac{0.303}{0.303 + 0.154 + 0.167 + 0.20} \right) = -0.18 \\ K_{EF} = K_{II} &= -1/2 \left(\frac{0.20}{0.303 + 0.154 + 0.167 + 0.20} \right) = -0.12 \\ K_{EI} = K_{IH} &= -1/2 \left(\frac{0.167}{0.303 + 0.154 + 0.167 + 0.20} \right) = -0.11 \end{aligned}$$

Factores de Corrimiento Lineal

$$\begin{aligned} \text{P. Baja } \gamma &= -3/2 \left(\frac{0.20}{0.20 \times 4} \right) = -0.38 & \text{1º nivel } \gamma &= -3/2 \left(\frac{0.303}{0.303 \times 4} \right) = -0.38 \end{aligned}$$

PROYECTO MARCO 5

METODO DE KANI (CELULAS PARCIALES)



CONTRIBUCIONES ANGULARES

NUDO B

- 1) $-11.27 + 0 = -11.27$
- 2) $-11.27 - 0.33 + 0.18 + 0.12 = -11.00$
- 3) $-11.27 - 0.41 + 0.17 + 0.11 = -11.40$
- 4) $-11.27 - 0.43 + 0.17 + 0.11 = -11.42$
- 5) $-11.27 - 0.43 + 0.17 + 0.11 = -11.42$

NUDO E

- 1) $2.27 + 1.36 = 3.63$
- 2) $2.27 + 1.36 + 0.24 + 0.18 + 0.12 = 4.57$
- 3) $2.27 + 1.37 + 0.22 + 0.17 + 0.11 = 4.94$
- 4) $2.27 + 1.37 + 0.23 + 0.17 + 0.11 = 4.95$
- 5) $2.27 + 1.37 + 0.23 + 0.17 + 0.11 = 4.95$

NUDO H

- 1) $-5.41 - 0.40 = -5.81$
- 2) $-5.41 - 0.50 - 1.01 + 0.12 + 0.18 = -7.42$
- 3) $-5.41 - 0.52 - 1.07 + 0.17 + 0.11 = -7.62$
- 4) $-5.41 - 0.52 - 1.06 + 0.17 + 0.11 = -7.61$
- 5) $-5.41 - 0.52 - 1.06 + 0.17 + 0.11 = -7.51$

CONTRIBUCIONES LINEALES

NUDO K

- 1) $14.58 + 0.52 = 15.10$
- 2) $14.58 + 0.67 + 0.13 + 0.12 = 15.50$
- 3) $14.58 + 0.68 + 0.17 + 0.11 = 15.54$
- 4) $14.58 + 0.68 + 0.17 + 0.11 = 15.54$
- 5) $14.58 + 0.68 + 0.17 + 0.11 = 15.54$

1º PISO

- 1) $2.51 - 0.66 + 1.05 - 2.47 = 0.43$
- 2) $2.60 - 0.82 + 1.24 - 2.53 = 0.49$
- 3) $2.62 - 0.84 + 1.25 - 2.57 = 0.46$
- 4) $2.63 - 0.84 + 1.25 - 2.53 = 0.49$
- 5) $2.63 - 0.84 + 1.25 - 2.47 = 0.49$

P. BAJA

- 1) $1.67 - 0.43 + 0.70 - 2.27 = 0.27$
- 2) $1.70 - 0.45 + 0.71 - 2.20 = 0.24$
- 3) $1.71 - 0.47 + 0.70 - 2.20 = 0.24$
- 4) $1.71 - 0.47 + 0.70 - 2.25 = 0.29$
- 5) $1.71 - 0.47 + 0.70 - 2.25 = 0.29$

METODO DE KANI (CELULAS PARCIALES) PLANTA BAJA - 77 -

NUDO B

$$\begin{aligned} M_{BG} &= -11.27 + 2(1.37) + (-0.43) = -8.96 \text{ T-M} \\ M_{BA} &= 0 + 2(1.71) + (0.11) = 3.52 \text{ T-M} \\ M_{BC} &= 0 + 2(2.63) + 0.17 = 5.43 \text{ T-M} \end{aligned}$$

NUDO H

$$\begin{aligned} M_{HG} &= 7.00 + 2(0.83) - 0.52 = 10.14 \text{ T-M} \\ M_{HK} &= -14.41 + 2(0.63) - 1.86 = -14.91 \text{ T-M} \\ M_{HA} &= 0 + 2(1.35) + 0.17 = 2.87 \text{ T-M} \\ M_{HJ} &= 0 + 2(0.90) + 0.11 = 1.91 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NUDO (A)} &: 0 + 2(0) + 0.11 + 1.71 = 1.82 \text{ T-M} \\ \text{NUDO (B)} &: 0 + 2(0) + 0.17 + 2.63 = 2.80 \text{ T-M} \\ \text{NUDO (D)} &: 0 + 2(0) + 0.17 + (-0.62) = -0.45 \text{ T-M} \\ \text{NUDO (F)} &: 0 + 2(0) + 0.11 + (-0.57) = -0.46 \text{ T-M} \end{aligned}$$

NUDO E

$$\begin{aligned} M_{EG} &= 11.27 + 2(-0.43) + 1.77 = 11.78 \text{ T-M} \\ M_{EH} &= -9.60 + 2(-0.62) + 0.83 = -10.21 \text{ T-M} \\ M_{EO} &= 0 + 2(-0.86) + 0.17 = -1.55 \text{ T-M} \\ M_{EF} &= 0 + 2(-0.57) + 0.11 = -1.03 \text{ T-M} \end{aligned}$$

NUDO K

$$\begin{aligned} M_{KH} &= 14.58 + 2(-1.86) + 0.68 = 11.54 \text{ T-M} \\ M_{KI} &= 0 + 2(-3.57) + 0.17 = -6.97 \text{ T-M} \\ M_{KL} &= 0 + 2(-2.33) + 0.11 = -4.56 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NUDO (C)} &: 0 + 2(0) + 0.17 + 1.35 = 1.52 \text{ T-M} \\ \text{NUDO (E)} &: 0 + 2(0) + 0.11 + 0.90 = 1.01 \text{ T-M} \\ \text{NUDO (I)} &: 0 + 2(0) + 0.17 - 3.57 = -3.40 \text{ T-M} \\ \text{NUDO (L)} &: 0 + 2(0) + 0.11 - 2.33 = -2.22 \text{ T-M} \end{aligned}$$

MOMENTOS FINALES

MARCO 5

MOMENTOS POR SISMO

	2.64	2.29	2.18	2.48	2.29	2.64	
2.64			4.77		4.77		2.64
1.41	6.56	8.64	6.16	6.16	8.64	6.56	1.41
0.95			9.69		9.69		0.95
2.43	10.20	6.19	9.67	9.67	6.19	10.20	2.43
0.77			12.21		12.21		0.77
0.51	13.08	7.95	12.27	12.27	7.95	13.08	0.51
7.67			15.66		15.66		7.67
7.97	16.18	13.66	15.18	15.18	13.66	16.18	7.97
8.61			15.93		15.93		8.61
8.61	19.85	16.53	16.21	16.21	16.53	19.85	8.61
4.24			15.64		15.64		4.24
	16.86		23.46		23.46		16.86
			12.97		12.97		

MOMENTOS POR CARGA GRAVITACIONAL

	-9.83	9.19	-7.68	-7.68	9.19	-9.83	
9.82			-1.24		-1.54		+5.82
4.18	-4.34	11.71	-1.24	-9.17	2.42	12.07	-6.04
4.18			-1.24		2.42		-6.04
4.18	-4.34	11.71	-1.24	-9.17	2.42	12.07	-6.04
4.18			-1.24		2.42		-6.04
4.18	-4.34	11.71	-1.24	-9.17	2.42	12.07	-6.04
4.18			-1.24		2.42		-6.04
6.47	-8.46	11.78	-1.24	-9.17	2.42	12.07	-6.04
9.53			-1.24		2.42		-6.04
	1.82		-0.46		1.01		-8.22
			12.97		12.97		

MOMENTOS POR CARGA GRAVITACIONAL + SISMO - TRABES

0.47	11.48	10.13	10.13	11.48	0.47	▽ NIV. 6
15.90	17.34	15.72	16.10	20.49	18.63	▽ NIV. 5
19.54	20.54	18.74	19.55	23.64	22.27	▽ NIV. 4
23.42	23.03	21.44	22.16	26.15	25.75	▽ NIV. 3
26.51	25.72	24.35	24.16	28.02	28.25	▽ NIV. 2
28.21	26.74	25.42	24.95	29.87	31.34	▽ NIV. 1

COLUMNAS

0.46	6.24	6.24	0.46
6.01	3.24	4.97	7.45
7.83	10.93	11.71	11.19
8.11	7.45	8.24	9.47
11.46	13.97	14.63	12.81
10.24	11.14	12.95	11.95
12.56	14.92	16.08	15.61
11.25	14.92	16.08	13.61
13.79	16.74	17.95	14.66
14.28	17.28	18.40	15.08
14.71	16.67	17.95	15.71
18.46	21.92	24.47	19.08

3.4 PREDISEÑO DE TRABES Y COLUMNAS

Como resultado de los análisis aproximados, por carga vertical y sismo, tenemos ahora una idea clara sobre los elementos mecánicos a que estarán sometidos los diversos miembros de la estructura.

Estamos ahora en condición de determinar las secciones, de éstos con bastante aproximación.

Tomaremos el siguiente criterio para el cálculo de las secciones:

- a). Haremos una superposición de efectos, esto es, sumaremos algebráicamente los momentos obtenidos por carga vertical más los obtenidos por sismo.
- b). Las trabes en cada nivel de un marco serán de sección constante, es decir, su sección no variará de claro a claro. Además, la sección con mayor momento se diseñará como sección balanceada.
- c). En cada piso las columnas tendrán igual sección sólo variará de nivel a nivel; entonces, se diseñará la columna que esté sometida a condiciones de carga más crítica en cada nivel considerado.
- d). Por simplicidad, se tomarán las descargas y carga viva sobre columnas en base al área tributaria de éstas.
- e). No se revisarán las secciones por esfuerzos cortantes ya que, generalmente, el cortante suele regir el diseño de las secciones en estructuras donde la carga viva es muy grande (como en bodega, industrias, etc.) y los claros son cortos.

3.4.1 PREDISEÑO TRABES

Como se mencionó anteriormente, tomaremos el mayor momento de cada trabe de cada nivel para diseñar en condiciones balanceadas, entonces:

Para una sección rectangular tenemos las siguientes expresiones:

$M_r = bd^2 f_c w (1 - 0.59 w)$ Donde afectando por los factores de seguridad y reducción a la flexión

$$M_{r\max} = \phi [bd^2 f_c w (1 - 0.59 w)] \quad \text{donde} \quad \begin{array}{l} f_c = 200 \text{ k/cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ k/cm}^2 \\ U = 1.50 \\ B1 = 0.85 \text{ para } f_c = 280 \text{ k/cm}^2 \end{array}$$

$$W = P \frac{f_y}{f_c} : \text{ pero } P_{\max} = \frac{B1 \cdot 0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Para condiciones balanceadas y garantizando ductilidad

$$P_{bal} = 0.75 P_{\max}$$

$$P_{\max} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 200}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200} : P_{\max} = 0.0202$$

$$P_{bal} = 0.75 \times 0.0202 = 0.0152 : P_{bal} = 0.0152$$

$$\text{Si } w = P \frac{f_y}{f_c} : w = 0.0152 \cdot \frac{4200}{200} : w = 0.319$$

$$M_{r\max} = \phi [bd^2 (200) (0.319) (1 - 0.59 \times 0.319)] \quad \phi = 0.90 \text{ para flexión}$$

$$M_{r\max} = 46.61 bd^2 : bd^2 = \frac{M_{r\max}}{46.61} : bd^2 = 0.0215 M_{r\max}$$

Nivel	Máx	U	Momento de prediseño
1	31.39 ton-m	1.50	47.09 ton-m
2	28.82 ton-m	1.50	43.23 ton-m
3	26.13 ton-m	1.50	39.20 ton-m
4	23.64 ton-m	1.50	35.46 ton-m
5	20.49 ton-m	1.50	30.74 ton-m
6	11.48 ton-m	1.50	17.22 ton-m

PREDISEÑO DE TRABES

Trabe nivel 1 Proponiendo $b = 30$ cms.

$$bd^2 = 0.0215 MRU ; \quad d^2 = \frac{0.0215 MRU}{b} \quad \gamma \quad d = \sqrt{\frac{0.0215 MRU}{b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 4'709,000}{30}} ; \quad d = 58 \text{ cms. si } r = 6 \text{ cms. (Momento positivo y negativo).}$$

$h = 64 \text{ cms. redondeando } b = 30 \text{ cms.}$
 $h = 65 \text{ cms.}$

Trabe nivel 2 $MRU = 43.23 \text{ ton-M} = 4'323,000 \text{ k-cm}$ $b = 30$ cms.

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 4'323000}{30}} = 56 \text{ cms. ; si } r = 6 \text{ cms. } \therefore h = 62 \text{ cms. } \therefore$$

$\text{redondeando } b = 30 \text{ cms.}$
 $h = 65 \text{ cms.}$

Trabe nivel 3 $MRU = 39.20 \text{ ton-M} = 3'920,000 \text{ k-cm}$ $b = 30$ cms.

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 3'920000}{30}} = 53 \text{ cms. ; si } r = 6 \text{ cms. } \therefore h = 59 \text{ cms. } \therefore$$

$\text{redondeando } b = 30 \text{ cms.}$
 $h = 60 \text{ cms.}$

Trabe nivel 4 $MRU = 35.46 \text{ ton-M} = 3'546000 \text{ k-cm}$ $b = 30$ cms.

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 3'546000}{30}} = 50.4 \text{ cms. ; si } r = 6 \text{ cms. } \therefore h = 56 \text{ cms. } \therefore$$

$\text{redondenado } b = 30 \text{ cms.}$
 $h = 60 \text{ cms.}$

Trabe nivel 5 $MRU = 30.74 \text{ ton-M} = 3'074000 \text{ k-cm}$ $b = 30$ cms.

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 3'074000}{30}} = 47 \text{ cms. ; si } r = 6 \text{ cms. } \therefore h = 53 \text{ cms. } \therefore$$

$\text{redondeando } b = 30 \text{ cms.}$
 $h = 55 \text{ cms.}$

Trabe nivel 6 azotea $MRU = 17.22 \text{ ton-M} = 1'722000 \text{ k-cm}$ $b = 30$ cms.

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 1'722000}{30}} = 35 \text{ cms. ; si } r = 6 \text{ cms. } \therefore h = 41 \text{ cms. } \therefore$$

$\text{redondeando } b = 30 \text{ cms.}$
 $h = 45 \text{ cms.}$

Marco C Prediseño de Trabes

NIVEL	M _{máx}	U	Momento de Prediseño
1	39.93 T-M	1.50	59.90T-M
2	26.95 T-M	1.50	40.43 T-M
3	23.27 T-M	1.50	34.91 T-M
4	20.13 T-M	1.50	30.20 T-M
5	16.25 T-M	1.50	24.38 T-M
6	9.64 T-M	1.50	14.46 T-M

Trabe nivel 1: $M_{Rd} = 59.90 \text{ T-M} = 5'990,000 \text{ k-cm}$; $b = 30\text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 5'990,000}{30}} = 65.6 \text{ cms.} ; r = 6\text{cms.} \therefore h = 71.6 \text{ cms.} \therefore$$

$b = 30 \text{ cms.}$
 $h = 70 \text{ cms.}$

Trabe nivel 2: $M_{Rd} = 40.43 \text{ T-M} = 4'043,000\text{k-cm}$; $b = 30 \text{ cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 4'043,000}{30}} = 53.5 \text{ cms.} ; r = 6\text{cms.} \therefore h = 58.5 \text{ cms.} \therefore$$

$b = 30\text{cms.}$
 $h = 60\text{cms.}$

Trabe nivel 3 : $M_{Rd} = 34.91 \text{ T-M} = 3'491,000\text{k-cm.}$; $b = 30\text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 3'491,000}{30}} = 50.2\text{cms} ; r = 6\text{cms.} \therefore h = 56.2 \text{ cms.} \therefore$$

$b = 30\text{cms.}$
 $h = 60\text{cms.}$

Trabe nivel 4: $M_{Rd} = 30.20 \text{ T-M} = 3'020,000 \text{ k-cm}$; $b = 30\text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 3'020,000}{30}} = 46.6\text{cms.} ; r = 6\text{cms.} ; h = 52.6 \text{ cms.} \therefore$$

$b = 30\text{cms.}$
 $h = 55\text{cms.}$

Trabe nivel 5 : $M_{Rd} = 24.38\text{T-M} = 2'438,000 \text{ k-cm.}$; $b = 30\text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.215 \times 2'438,000}{30}} = 42\text{cms.} ; r = 6\text{cms.} \quad h = 48\text{cms.} \therefore$$

$b = 30\text{cms.}$
 $h = 50\text{cms.}$

Trabe nivel 6; $M_{Rd} = 14.46 \text{ T-M} = 1'446,000 \text{ k-cm}$; $b = 30\text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 1'446,000}{30}} = 33\text{cms.} ; r = 6\text{cms.} ; h = 38\text{cms.} \therefore$$

$b = 30\text{cms.}$
 $h = 40\text{cms.}$

Trabes de voladizos Voladizo frontal $M_{Rd} = 4.89 \times 1.50 = 734 \text{ T-M}$ si $b = 30\text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 73400}{30}} = 23\text{cms.} ; r = 6\text{cms.} ; h = 29 \text{ cms.}$$

$b = 30\text{cms.}$
 $h = 30 \text{ cms.}$

Voladizo Posterior $M_{Rd} = 8.59 \text{ T-M} \times 1.50 = 12.89 \text{ T-M}$; si $b = 30\text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 1'289000}{30}} = 30.4\text{cms.} ; r = 6\text{cms.} ; h = 36.4\text{cms.}$$

$b = 30\text{cms.}$
 $h = 40\text{cms.}$

PREDISEÑO MARCO C

MOMENTOS POR SISMO

	2.01	1.63	2.16	2.26	2.16	2.26	2.82
	4.52		4.52		4.52		8.62
	2.42		2.42		2.42		1.51
	7.81	4.06	6.64	6.64	6.64	6.64	7.06
	8.25		8.25		8.25		9.04
	9.40		9.40		9.40		5.90
	11.40	4.43	8.93	8.93	8.93	8.93	10.93
	11.77		11.77		11.77		9.28
	9.73		9.73		9.73		9.72
	14.56	8.14	11.85	11.76	11.76	11.76	14.01
	12.53		12.53		12.53		3.16
	12.03		12.03		12.03		8.51
	17.80	10.01	12.91	12.91	12.91	12.91	17.17
	14.78		14.78		14.78		9.24
	14.78		14.78		14.78		4.24
	32.78		16.01	16.01	16.01	16.01	22.50
	14.70		14.70		14.70		15.70
	28.60		28.60		28.60		19.69

MOMENTOS POR CARGA GRAVITACIONAL.

	2.90	-2.90	2.62	-2.62	2.17	-2.17	2.70	-2.70	2.82	-2.82
	1.93		-0.57		-0.29		-0.29		-0.23	
	1.62		-0.42		-0.22		-0.22		-0.20	
	4.89	-4.89	4.47	-3.71	4.70	-3.86	4.22	-3.78	4.60	-3.54
	1.62		-0.42		-0.22		-0.22		-0.20	
	1.62		-0.42		-0.22		-0.22		-0.20	
	4.89	-4.89	4.47	-3.71	4.70	-3.86	4.22	-3.78	4.60	-3.54
	1.62		-0.42		-0.22		-0.22		-0.20	
	1.62		-0.42		-0.22		-0.22		-0.20	
	4.89	-4.89	4.47	-3.71	4.70	-3.86	4.22	-3.78	4.60	-3.54
	1.62		-0.42		-0.22		-0.22		-0.20	
	2.20		-0.75		-0.36		-0.36		-0.27	
	-6.95		10.41	-3.77	9.06	-3.49	9.51	-3.89	8.51	-3.89
	2.20		-0.75		-0.36		-0.36		-0.27	
	2.20		-0.75		-0.36		-0.36		-0.27	

PREDISEÑO MARCO C

MOMENTOS POR CARGA GRAVITACIONAL + SISMO
TRABES

8.90	6.57	7.02	9.43	8.24	8.96	8.66	9.64	6.41
4.89	11.68	11.76	15.34	14.50	14.16	14.42	16.45	8.59
4.89	15.41	14.14	18.63	17.79	18.15	17.71	20.13	8.59
4.89	19.03	15.90	21.05	20.24	20.60	20.16	21.27	8.59
4.89	22.27	17.72	23.61	22.77	23.13	22.69	24.45	8.59
		29.93	27.76	26.66	26.24	26.38	27.81	8.59

COLUMNAS

	2.75	3.09	4.84	8.25
	1.24	2.84	2.24	1.81
	10.47	9.67	9.07	7.84
	7.52	6.56	6.12	4.80
	18.29	12.39	12.19	7.63
	11.35	10.16	9.73	6.22
	14.65	12.45	13.22	8.37
	14.66	13.45	13.65	8.81
	16.40	15.60	15.00	9.46
	18.43	15.81	15.55	9.81
	21.50	19.70	19.77	18.32
	29.24	29.26	29.29	27.19

PREDISERNO MARCO A

MOMENTOS POR CARGA GRAVITACIONAL + SISMO EN TRABES

4.63	8.68	7.78	7.44	9.26	7.12	6.13
10.24	13.18	11.82	12.52	11.64	12.54	6.43
13.96	14.42	13.64	14.34	12.46	15.71	6.43
15.83	17.04	15.81	16.51	15.63	18.14	6.43
18.44	19.43	18.15	18.85	17.97	20.84	6.43
21.10	22.36	19.09	19.26	18.78	22.85	6.43

MOMENTOS EN COLUMNAS

4.63	8.27	7.15	4.97
8.51	4.98	4.98	1.82
6.73	6.28	8.12	4.44
9.66	8.72	4.60	8.46
8.11	10.84	10.64	9.82
7.03	8.41	8.71	4.34
8.81	12.34	11.84	6.92
8.24	12.04	11.64	6.52
4.48	13.58	13.28	7.27
4.84	13.70	13.42	7.44
11.84	13.53	13.52	4.71
15.34	20.04	20.04	18.68

PREDISEÑO DE TRAVES

MARCO A

Nivel	Máx	U	Momento de prediseño
1	23.85 +-m	1.50	35.78 ton-M
2	20.84 +-m	1.50	31.26 "
3	18.19 +-m	1.50	27.29 "
4	15.71 +-m	1.50	23.57 "
5	12.59 +-m	1.50	18.89 "
6	8.68 +-m	1.50	13.02 "

NIVEL (1) $M_{ru} = 3'578\ 000\ k\text{-cm}$ si $b = 30\ \text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 3'578\ 000}{30}} = 50.6; \quad r=6\text{cms}; \quad h=56.6\ \text{cms}; \quad \therefore \begin{matrix} b=30\ \text{cm} \\ h=60\ \text{cm} \end{matrix}$$

NIVEL (2) $M_{ru} = 3'126\ 000\ k\text{-cm}$ $b = 30\ \text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 3'126\ 000}{30}} = 47.5; \quad r=6\text{cms}; \quad h=53\text{cms.}; \quad \therefore \begin{matrix} b=30\ \text{cms} \\ h=55\ \text{cms} \end{matrix}$$

NIVEL (3) $M_{ru} = 2'729\ 000\ k\text{-cm}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 2'729\ 000}{30}} = 44.3; \quad r=6\text{cms.}; \quad h=50.3\ \text{cms.}; \quad \therefore \begin{matrix} b=30\ \text{cms.} \\ h=50\ \text{cms} \end{matrix}$$

NIVEL (4) $M_{ru} = 2'357,000\ k\text{-cm}$ $b=30\ \text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 2'357\ 000}{30}} = 41.5; \quad r=6\text{cms}; \quad h=47.5\ \text{cms.}; \quad \therefore \begin{matrix} b=30\ \text{cms.} \\ h=50\ \text{cms.} \end{matrix}$$

NIVEL (5) $M_{ru} = 1'889,000\ k\text{-cm}$ $b=30\ \text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 1'889,000}{30}} = 37\ \text{cms}; \quad r=6\text{cms}; \quad h=43\ \text{cms.}; \quad \therefore \begin{matrix} b=30\ \text{cms} \\ h=45\ \text{cms} \end{matrix}$$

NIVEL (6) $M_{ru} = 1'302\ 000\ k\text{-cm}$ $b=30\ \text{cms.}$

$$d = \sqrt{\frac{0.0215 \times 1'302\ 000}{30}} = 31\ \text{cms}; \quad r=6\text{cms.}; \quad h=37\ \text{cms.}; \quad \therefore \begin{matrix} b=30\ \text{cms.} \\ h=40\ \text{cms.} \end{matrix}$$

3.4.2 PREDISEÑO DE COLUMNAS

En la fig. se muestran las áreas tributarias para los marcos (5) y (C), entonces la intersección de estas dos áreas se toma como el área tributaria de las columnas, las culcas denominaremos Cc5 y que se localizan en la intersección de los ejes C y 5, consideraremos que en estas columnas se dan las condiciones de carga más crítica.

De acuerdo a la figura el área tributaria de la columna C5 es de:

$$A=6.25 \times 6.00=37.50 \text{ M}^2$$

Las cargas serán Wazotea= 560.00 k/m²

Wentrepiso=740.00 k/m²

Columna central ejes C5

* Descarga para azotea: $37.50 \times 560.00=21,000.00 \text{ kgs.}$

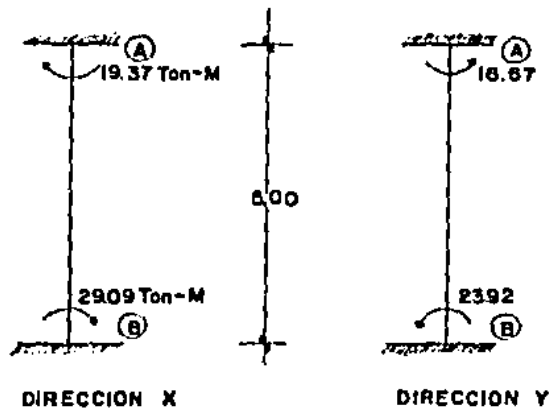
* Descarga para entrepiso: $37.50 \times 740.00=27,750.00 \text{ kgs.}$

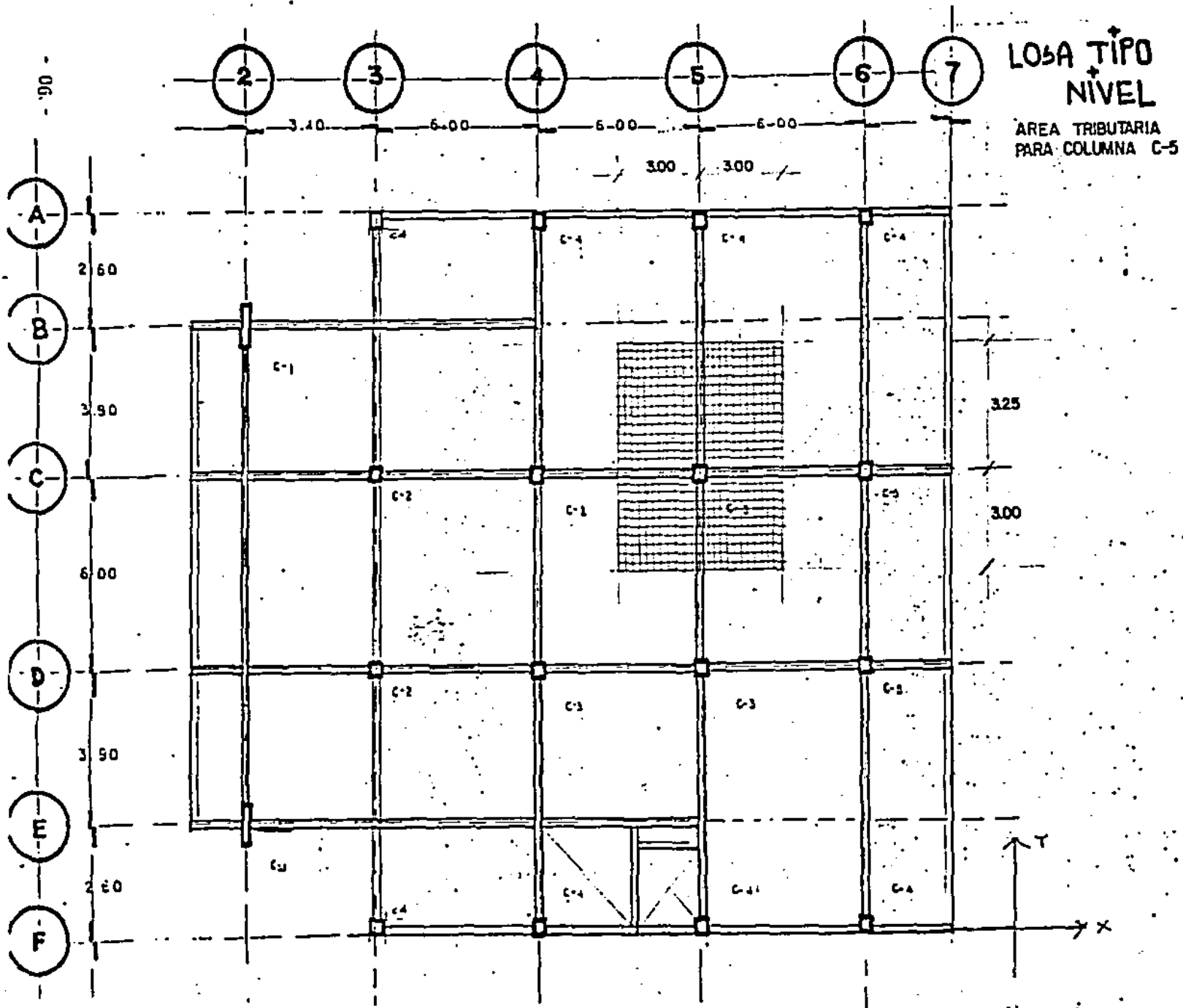
Haremos el prediseño de la columna del 1º piso por ser la más crítica. Tendremos los siguientes valores de cargas y momentos.

$$P= 21,000.00 + (27,750.00 \times 5)= 159,750.00 \text{ kgs.}$$

momentos de servicio

F.C.=1.25 (para combinación de c.v. + sismo).





**LOSA TIPO
 NIVEL**

AREA TRIBUTARIA
 PARA COLUMNA C-5

06

2.60

3.90

6.00

3.90

2.80

3.10

6.00

6.00

6.00

3.00

3.00

3.25

3.00

Y

X

FLEXOCOMPRESION BIAXIAL.

$P = 159,750$ kgs. $f'c = 200k/cm^2$
 $M_{XA} = 19.37$ ton-M $f_y = 4200k/cm^2$
 $M_{XB} = 29.00$ ton-M $U = 1.25$ (Para combinación Momentos carga vert. + sismo)
 $M_{YA} = 16.67$ ton-M $\beta = 0.70$
 $M_{YB} = 23.92$ ton-M $B_d = W_m/W_t$
 $C = 1.00$ (Columnas no contraventeadas)
 $L = 5.00$ mts.
 $l_u = 4.30$ mts. Proponemos $b = 60$ cms. $h = 60$ cms.
 $d = 55$ cms.

$$B_d = \frac{489}{739} = 0.66 ; B_d = 0.66$$

Por simetría: $\delta = \delta_x = \delta_y$ donde $\delta = \frac{C_m}{1 - (P_u / \beta P_c)} \geq 1.00$

$$P_u = 159750 \times 1.50 = 239630 \text{ kgs.} = 240 \text{ tons.} \quad P_u = 240 \text{ tons.}$$

$$r = 0.3 \times 60 = 18 ;$$

$$G_A = \frac{\sum R \text{ TRABES}}{\sum R \text{ COLUMNAS}} : \begin{matrix} \text{TRABES MARCO C} & b = 30 \\ \text{Y MARCO S} & h = 70 \end{matrix} : I = \frac{30(70)^3}{12} = 857500 \text{ cms.}$$

$$K_{\text{TRABES MARCO C}} : \frac{857500}{600} = 1429 ; \quad K_{\text{TRABES MARCO S}} : \frac{857500}{650} = 1319$$

$$K_{\text{COLUMNAS}} : \frac{60(60)^3}{12} = 1'080,000/500 = 2160 \quad \frac{857500}{600} = 1429$$

$$G_A = \frac{K \text{ MARCO C}}{1429 + 1429} = 1.32$$

$$G_B = \frac{0}{2160} = 0$$

$$k = 1.20$$

$$\frac{K l_u}{r} = \frac{1.20(430)}{18} = 28.66 > 22 \therefore$$

Se consideran efectos de esbeltez.

$$G_A = \frac{K \text{ MARCO S}}{1319 + 1429} = 1.27$$

$$G_B = \frac{0}{2160} = 0$$

$$k = 1.18$$

$$\frac{K l_u}{r} = \frac{1.18(430)}{18} = 28.18 > 22 \therefore$$

Se consideran efectos de esbeltez.

$$P_c = \frac{P_u^2 EI}{(K l_u)^2} ; \quad EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta d} ; \quad I_g = \frac{b h^3}{12} = \frac{60(60)^3}{12} = 1'080,000 \text{ cms.}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{200} = 212,100 \text{ k/cm}^2$$

$$EI = \frac{212100 \times 1'080,000 / 2.5}{1 + 0.66} = 55,197'108,434 = 55,200'000,000.00$$

$$P_{cx} = \frac{P_u^2 (5.52 \times 10^{10})}{(1.20 \times 4.30)^2} = 2'046,169 \text{ kgs.} ; \quad P_{cy} = \frac{(5.52 \times 10^{10})}{(1.18 \times 4.30)} = 2'116,118 \text{ kgs.}$$

$$\delta x = \frac{1.00}{1 - (P_{ux}/\phi P_{cx})} : P_u = 159750 \times 1.50 = 239625 = 240,000 \text{ kgs.}$$

$$\delta x = \frac{1.00}{1 - \frac{240000}{0.70 \times 2^4 \times 0.46169}} = 1.20 > 1 \therefore \text{ok} \quad \delta x = 1.20$$

$$\delta y = \frac{1.00}{1 - \frac{240000}{0.70 \times 2^4 \times 1.16118}} = 1.19 > 1 \therefore \text{ok} \quad \delta y = 1.19$$

MOMENTOS DE DISEÑO

$$M_{ux} = 29.09 \times 1.25 = 36.36 \text{ ton-M}$$

$$M_{uy} = 23.92 \times 1.25 = 30.00 \text{ ton-M}$$

$$f'_c = 0.85(200) = 170 \text{ k/cm}^2$$

$$\text{proponemos } b = 60 \text{ cms.} \quad t = 60 \text{ cms.}$$

$$M_{ux} = 36.36 \times 1.20 = 43.63 \text{ ton-M}$$

$$d = 55 \text{ cms.}$$

$$M_{fy} = 30.0 \times 1.19 = 35.7 \text{ ton-M}$$

$$K = \frac{P_u}{\phi R_b h f'_c} : K = \frac{240,000}{0.70(60)(60)(170)} = 0.56 \quad \text{Para } x \text{ e } y \text{ (por simetría)}$$

$$e_x = \frac{4'363000}{240000} = 18.18 \text{ cms} ; \quad e_y = \frac{3'570000}{240000} = 14.88 \text{ cms.}$$

$$e_x/h_x = \frac{18.18}{60} = 0.303 ; \quad e_y/h_y = \frac{14.88}{60} = 0.25$$

Del diagrama de Interacción Obtenemos

$$\text{Para } x: \quad q_x = 0.17$$

$$\text{Para } y: \quad q_y = 0.08 \therefore q_y = 0.10$$

$$\text{si } q = p \frac{f_y}{f'_c} ; \quad p = \frac{q f'_c}{f_y} \therefore p_x = \frac{q_x f'_c}{f_y} = \frac{0.17(170)}{4200} = 0.007 < 0.01$$

$$\text{Luego para } y \quad p_y = \frac{q_y f'_c}{f_y} = \frac{0.10(170)}{4200} = 0.004 < 0.01$$

Proponemos un porcentaje común para las dos condiciones \therefore

$$p = 0.02 ; \quad q_x = q_y = 0.02 \frac{4200}{170} ; \quad q_x = q_y = 0.494 \text{ ahora}$$

con q_x ; q_y , e_x/h_x y e_y/h_y Obtenemos del diagrama:

$$K_x = 0.82 \quad \text{y} \quad K_y = 0.90 \quad \text{Ahora aplicaremos la fórmula de Bresler}$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0}$$

Donde tenemos que: cuando $cy=0 \longrightarrow Px$ (última)
Y cuando $cx=0 \longrightarrow Py$ (última) entonces

$$\text{Si } K = \frac{Pu}{F \cdot B \cdot H^2 \cdot C} : Px = 0.82 (0.70) (60) (60) (170) = 351,288 \text{ kgs}$$

$$\text{Y } Py = 0.90 (0.70) (60 \times 60) (170) = 385,560 \text{ kgs}$$

$$Po = \phi [(Ag - As) 0.85 fc + Asty] ; \text{ si } p = 0.02 : p = \frac{As}{B \cdot H}$$

$$As = 0.02 \times 60 \times 60 = 72 \text{ cm}^2 ; \underline{As = 72 \text{ cm}^2}$$

$$Ag = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 ; .$$

$$Po = 0.70 [(3600 - 72) 0.85 \times 200 + 72 (4200)] : Po = 631,512 \text{ kgs} ; .$$

$$\frac{1}{Pu} = \frac{1}{351,288} + \frac{1}{385,560} - \frac{1}{631,512} = 0.00000285 + 0.00000259 - 0.00000158$$

$$1/Pu = 0.00000386 ; Pu = 259,067 \text{ Kgs } 240,000 \therefore \text{ O.K.}$$

PREDISEÑO DE COLUMNAS

Para los niveles superiores, el proceso de diseño de las columnas es el mismo, sólo que al considerar las descargas habrá que incluir el peso de las columnas superiores. Por lo tanto los resultados del prediseño de columnas se resumen en la fig. 12 y 13

Finalmente para terminar este capítulo, rectificaremos el peso de las trabes y columnas ya que solo habíamos supuesto el peralte de las trabes como un 10% de la carga total actuante, por lo tanto tomaremos el siguiente criterio para el dimensionamiento de las trabes:

Para los marcos (A), (C) y (5) las trabes de cada nivel casi son iguales entre sí, donde tenemos que para el 1er. nivel, 2ª y 3ª niveles, las trabes también casi tienen el mismo peralte, en la práctica y por consideraciones de costo es más útil y económico trabajar con un solo tipo de sección cuando la estructura es geoméricamente simétrica y si sabemos el acero como la cimbra son los elementos más caros de una estructura puesto que el hecho de cambiar de sección cada nivel en las trabes implica un desperdicio de madera y un aumento de mano de obra, utilizaré la sección del primer nivel para todos los niveles y marcos y así evitaré el cambio de cimbra cada nivel en las trabes, por lo tanto en las siguientes figuras, se ilustra la sección de las trabes por nivel y por marco.

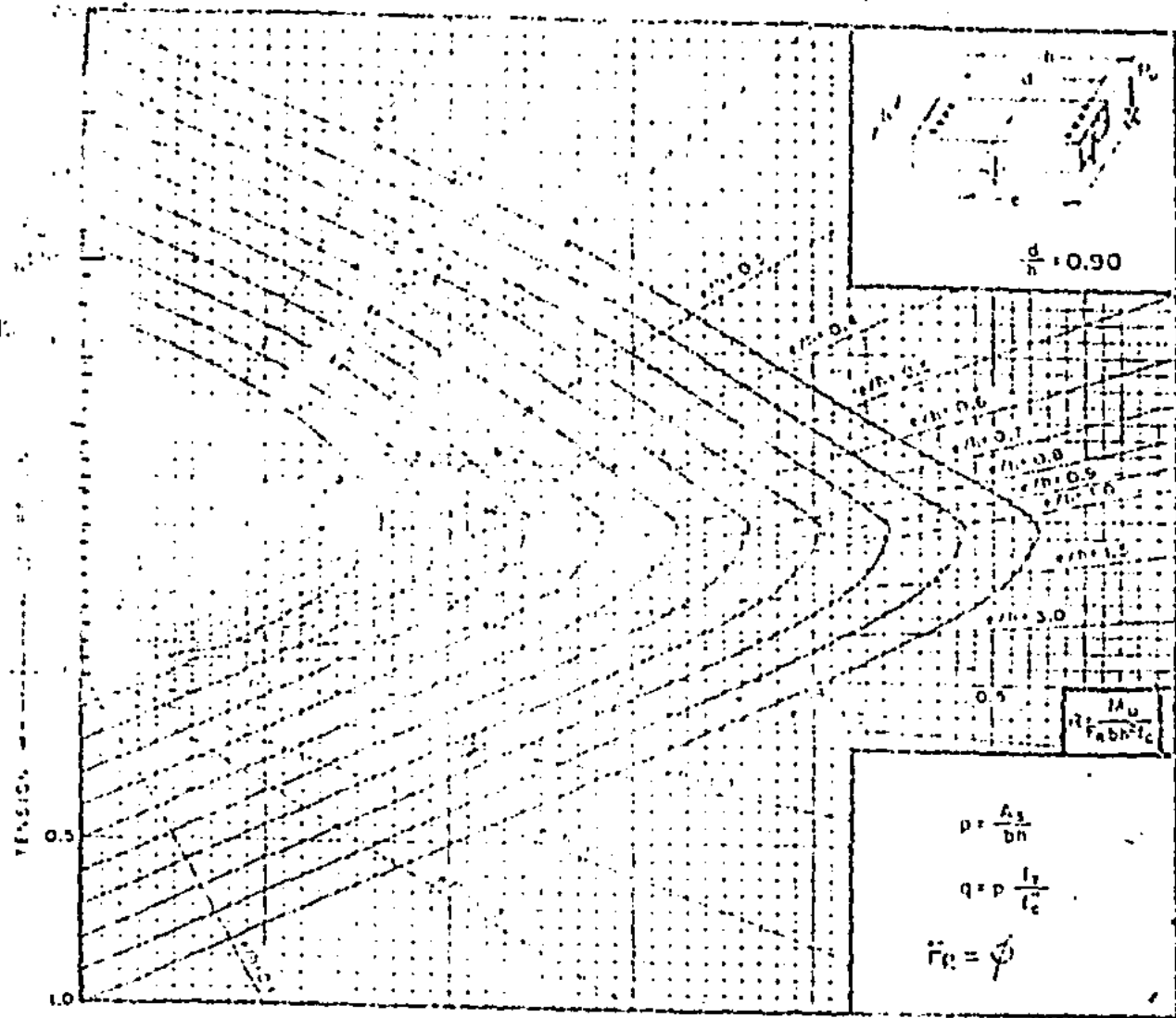
CORRECCION DE CARGAS POR MARCO

Para marco (C)

CARGA TOTAL: 3000 K/ML
Losas de sotano: Wpp trabe: $0.30 \times 0.70 \times 2400 = 504$ k/ml: $\therefore w = 3500$ k/m
Carga total volado: 4600 k/ml
Wpp trabe: $0.30 \times 0.30 \times 2400 = 216$ k/ml: $\therefore w = 4800$ k/ml

CARGA TOTAL: 3000 K/ML
Losas de entrepiso: Wpp trabe: $0.30 \times 0.70 \times 2400 = 504$ k/ml: $\therefore w = 3500$ k/m
Carga total: 3670 k/ml
Wpp trabe: $0.30 \times 0.70 \times 2400 = 504$ k/m: $\therefore w = 4200$ k/ml
Carga total volado: 4600 k/ml
Wpp trabe: $0.30 \times 0.30 \times 2400 = 216$ k/m: $\therefore w = 4800$ k/m

CARGA TOTAL: 2200 K/ML
Losas de azotea: Wpp trabe: $0.30 \times 0.70 \times 2400 = 504$ k/ml: $\therefore w = 2700$ k/ml
Carga total: 2800 k/ml
Wpp trabe: $0.30 \times 0.70 \times 2400 = 504$ k/m: $\therefore w = 3300$ k/ml
Carga total volado 3500 k/ml
Wpp trabe: $0.30 \times 0.30 \times 2400 = 216$ k/m: $\therefore w = 3700$ k/m



A_s = Área total de refuerzo

$f_c = 0.95 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{125.0}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_d = momento flexionante de diseño

f_u = Carga axial de diseño

PREDISEÑO
SECCION DE LOS MARCOS
MARCO 5

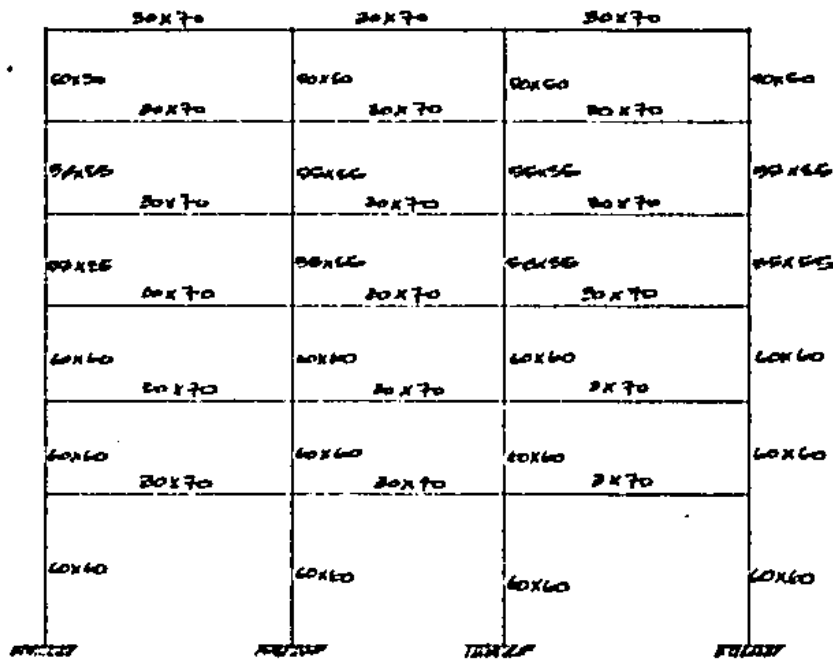


Fig. 12

PREDISNO
SECCIONES DE LOS MARCOS
MARCO C

20x20	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
20x20	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
20x20	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
20x20	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
20x20	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20
	20x70	20x70	20x70	20x70	20x20

MARCO A

20x70	20x70	20x70	20x20
20x70	20x70	20x70	20x20
20x70	20x70	20x70	20x20
20x70	20x70	20x70	20x20
20x70	20x70	20x70	20x20
20x70	20x70	20x70	20x20
20x70	20x70	20x70	20x20
20x70	20x70	20x70	20x20

Fig. 13

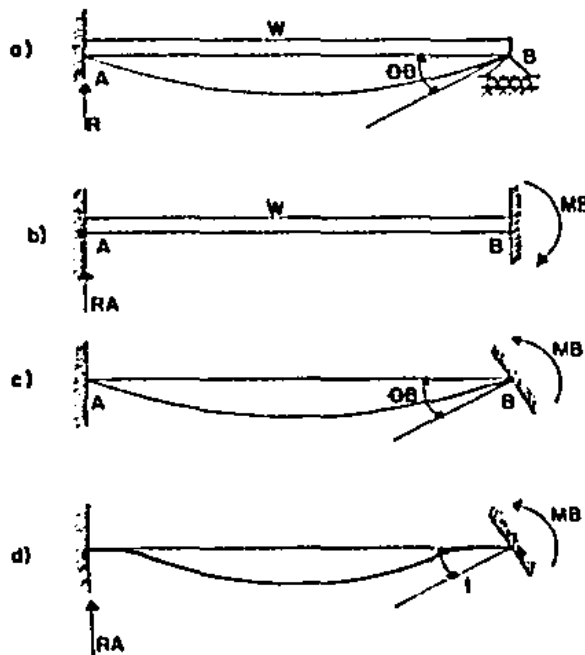
CAPITULO IV

ANALISIS ESTRUCTURAL

4.1. CONCEPTOS BAISCOS.

Utilizaremos para el análisis de la Estructura el método de la rigidez, en el cual las ecuaciones fundamentales derivan utilizando el principio de superposición, siendo las incógnitas los desplazamientos de los nudos de la estructura, en el método de la rigidez el número de incógnitas que debe calcularse es igual al grado de indeterminación cinemática

Para mejor ilustración de los conceptos se considerará el análisis de la viga.



Como se aprecia la viga es cinemáticamente indeterminada de primer grado, debido a que el único desplazamiento de nudo desconocido es la rotación en el nudo B.

Lo primero es determinar esta rotación, después las diferentes acciones y desplazamientos en toda la viga.

Obtendremos una estructura cinemática determinada alterando la estructura real de modo que todos los desplazamientos sean cero, haciendo una estructura fija.

fig. 1, (b).

FIG. 1

$$\text{El momento } B = M_B = \frac{WL^2}{12} \quad (1)$$

Notese que el par M_B es una acción correspondiente a la rotación B , que es la cantidad desconocida en el análisis. Debido a que está fija la viga se considera un momento igual y opuesto a M_B . Cuando las acciones que actúan sobre las dos vigas b y c se superponen, producen las acciones sobre la viga real. Se considera el análisis de la viga como superposición. Fig 1 b) y c) ésta relación es igual.

$$M_B = \frac{4EI}{L} B \quad (2)$$

Donde EI = rigidez de la viga, si igualamos (1) con (2) tenemos.

$$B = \frac{WL^3}{48EI}$$

Determinandose la rotación en el nudo B de la viga.

El efecto de un valor de la rotación desconocida, se muestra en Fig 1 d) dándose un coeficiente de rigidez.

$$B = \frac{4EI}{L}$$

La ecuación de superposición de momentos en el apoyo B .

$$M_B + m_B \theta_B = 0 \quad \text{donde} \quad \theta_B = \frac{WL^3}{48EI}$$

Los dos efectos se suman algebraicamente, cuando la ecuación se resuelve para el desplazamiento desconocido, el signo de la dirección real del desplazamiento, es una ecuación de equilibrio de nudo.

Para encontrar $R = R_A + \theta_B r_A$ donde con la viga fija

$$R_A = \frac{WL}{2} \quad r_A = \frac{6EI}{L^2}$$

$$R = \frac{5WL}{8}$$

Resumiendo el análisis de una estructura mediante el método de la rigidez puede describirse con los siguientes pasos

- 1) Enunciado del Problema.
- 2) Estructura Fija.
- 3) Análisis de la estructura fija sujeta a las cargas. Todas las cargas, excepto aquellas que corresponden a un desplazamiento de nudo desconocido se consideran aplicadas a la estructura fija, y las diversas acciones en la estructura son evaluadas. Las acciones más importantes que deben determinarse son las acciones A_{DL} que corresponden a los desplazamientos desconocido. Otras acciones de interés son las acciones de extremo A_{ML} para los miembros y las reacciones A_{RL} en los apoyos. Todas estas acciones pueden encontrarse rápidamente con la ayuda de tablas de acciones de empotramiento.
- 4) Análisis de la estructura fija para valores unitarios de los desplazamientos. Deben determinarse varias acciones en la estructura fija debidas a valores unitarios de los desplazamientos de nudo desconocidos. Las acciones más importantes que deben encontrarse son las que corresponden a los desplazamientos desconocidos (los coeficientes de rigidez S). Las otras acciones que deban valuarse son las acciones de extremo y las reacciones (A_{MD} y A_{RD} , respectivamente)
- 5) Determinación de desplazamientos. La ecuación de superposición para las acciones A_D correspondientes a los desplazamientos en la estructura real es la Ec. (2-28);

$$AD = ADS + SD$$

(2-28)
repetida

En esta ecuación el vector A_{DS} incluye el efecto de cargas, temperatura, deformación previa y desplazamiento de los apoyos de la manera siguiente:

$$ADS = A_{DL} + A_{DT} + A_{DP} + A_{DR}$$

(2-27)
repetida

Cuando se resuelve la Ec. (2-28) para desplazamientos, el resultado es

$$D = S^{-1} (A_D - A_{DS}) \quad (2-29) \text{ repetida}$$

6) Determinación de acciones de extremo y reacciones. Los vectores A_M y A_R para las acciones de miembro y las reacciones, respectivamente, en la estructura real se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones de superposición:

$$A_M = A_{MS} + A_{MD} \quad (2-32) \text{ repetida}$$

$$A_R = A_{RS} + A_{RD} \quad (2-33) \text{ repetida}$$

En estas ecuaciones los vectores A_{MS} y A_{RS} representan acciones en la estructura fija debidas a todas las causas, como sigue:

$$A_{MS} = A_{ML} + A_{MT} + A_{MP} + A_{MR} \quad (2-30) \text{ repetida}$$

$$A_{RS} = A_{RL} + A_{RT} + A_{RP} + A_{RR} \quad (2-31) \text{ repetida}$$

Cuando se han obtenido los vectores D , A_M y A_R , los análisis pueden considerarse terminados.

En esta breve explicación trato de simplificar el método de Análisis matricial con la cual por medio de computadora obtengo los resultados que a continuación se muestran.:

FORMACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.

Se señaló en esa sección que los elementos de la diagonal principal de K representan las rigideces de los nudos y los otros elementos representan las rigideces de los elementos individuales, todas en el sistema general de coordenadas. Las rigideces de los nudos son; a su vez, construidas a partir de las rigideces de los elementos unidos entre sí, en ese nudo. Luego, el ensamblaje de K es, de hecho, la colocación de las rigideces de los elementos en el lugar propio después de que han sido transformadas al sistema general de coordenadas. Las manipulaciones de las matrices que se presentarán en esta sección facilitarán tal ensamblaje.

Primero que todo, cada nudo de la estructura (incluyendo los apoyos) debe numerarse de un modo secuencial partiendo de 1 y continuando de uno en uno. Entonces un elemento únicamente será identificado por los dos números de sus extremos. Se prefiere que la diferencia entre los números que designan un elemento se mantenga en un mínimo.

Tal cuidado en la numeración de los nudos permite a K tener una franja más estrecha, lo cual a su vez economiza posiciones de memoria en la máquina.

Hay dos principios básicos que deben observarse para el ensamblaje de K. llamados, las compatibilidades de los desplazamientos y los equilibrios de las fuerzas en los nudos. El primer principio establece que los desplazamientos en los extremos de los elementos que se unen entre sí en un nudo particular son todos iguales al desplazamiento de ese nudo.

$$\Delta_i = \Delta_{ij} = \Delta_{im} = \dots = \Delta_{in} \quad (4a).$$

El segundo principio asegura de las fuerzas en el extremo del elemento de todos los elementos que se unen en un nudo es igual a la carga externa aplicada en aquel nudo.

$$P_i = P_{ij} + P_{im} + \dots + P_{in} \quad (4b).$$

La ecuación matricial de rigidez de un elemento individual en el sistema de coordenadas locales se presentó de esta manera.

$$P_{ij} = k_{ij} \delta_{ij} + k_{ji} \delta_{ji} \quad (4c).$$

que toma la forma siguiente en coordenadas generales:

$$P_{ij} = K_{ii}^j \Delta_{ij} + K_{ij} \Delta_{ji} \quad (4d)$$

donde:

$$K_{ii}^j = R_{ij}^* k_{ii}^j R_{ij}$$

$$K_{ij} = R_{ij}^* k_{ij} R_{ji} \quad (4e)$$

siendo R_{ij} la matriz de rotación entre los siguientes sistemas de coordenadas general y local. Por lo tanto, esta transforma un vector de general a local. La traspuesta de ésta, por supuesto, hace lo contrario. Sustituyendo ecuaciones y cumpliendo las compatibilidades de los desplazamientos Ec. 4a., se puede expresar el equilibrio del nudo i como

$$P_i = K_{ii}^j \Delta_i + K_{ij} \Delta_j + K_{ii}^m \Delta_i + K_{im} \Delta_m + \dots + K_{ii}^n \Delta_i + K_{in} \Delta_n. \quad (4f)$$

o

$$P_i = K_{ii} \Delta_i + K_{ij} \Delta_j + K_{im} \Delta_m + \dots + K_{in} \Delta_n.$$

donde

$$K_{ii} = K_{ii}^j + K_{ii}^m + \dots + K_{ii}^n.$$

Escribiendo la ecuación (4.f) en otros nudos y reagrupando los términos resultará la siguiente ecuación .

$$\begin{bmatrix} P_i \\ P_j \\ P_m \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} & K_{im} & \dots & K_{in} \\ & K_{jj} & K_{jm} & \dots & K_{jn} \\ & & K_{mm} & \dots & K_{mn} \\ & & & \dots & \\ \text{Sim} & & & & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_i \\ \Delta_j \\ \Delta_m \\ \vdots \\ \Delta_n \end{bmatrix} \quad (4g)$$

Deberá observarse que el vector del primer miembro de esta ecuación contiene reacciones desconocidas en los apoyos así como todas las fuerzas externas desconocidas en los nudos libres. -- Que el segundo miembro contiene los desplazamientos desconocidos de los nudos libres así como los desplazamientos conocidos de los apoyos, la matriz cuadrada de este miembro, es la matriz de rigidez K de la estructura para el sistema completo . Los pasos básicos a seguir para el ensamblaje de K pueden resumirse así:

1.- Establecer las matrices de rigidez k de los elementos en ---

coordenadas locales 4e.

2.- Transformar las matrices de rigides k de coordenadas locales a coordenadas generales 4e.

3.- Satisfacer las compatibilidades de los desplazamientos en cada nudo 4a.

4.- Escribir las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada nudo 74b.

5.- Arreglar los términos en secuencia para llevarlos a la forma matricial 4g.

La parte para formar la parte triangular superior de K puede resumirse como sigue:

1.- Calcular K_{ij} (la matriz de rigidez cruzada del elemento ij en el sistema general) para cada elemento donde i j y l_0 calizarlo en la i -ésima fila y j -ésima columna de K (en términos de submatrices).

2.- Obtener K_{iij} a partir de K_{ij} por modificaciones sencillas y añadirla en la i -ésima localización sobre la diagonal principal de K .

$$\begin{bmatrix}
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & K_{ii} & K_{ij} & 0 & 0 & 0 & K_{im} & 0 & 0 & 0 \\
 & & K_{jj} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & K_{im} & & & & & K_{mm} & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & & 0 & 0 & 0
 \end{bmatrix}
 \begin{matrix}
 i \\
 j \\
 \\
 \\
 m \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \end{matrix}$$

3.- Similarmente, obtener K_{jji} a partir de K_{ij} y añadirla en la localización j -ésima sobre la diagonal principal.

4.- Repetir los tres pasos anteriores para cada elemento. Este procedimiento que se ilustra en la muestra que si hay un elemento entre los nudos i y m , la matriz de rigidez cruzada K_{im} de ese elemento esté localizada en la fila i -ésima y columna m -ésima de K . Además las rigideces de los nudos i y j (K_{ii} y K_{jj}) reciben ambas una contribución del elemento ij . En otras palabras cualquier elemento como el im afecta cuatro submatrices de K a saber K_{im} , K_{mi} , y K_{mm} .

Elevación de Marcos
A y F

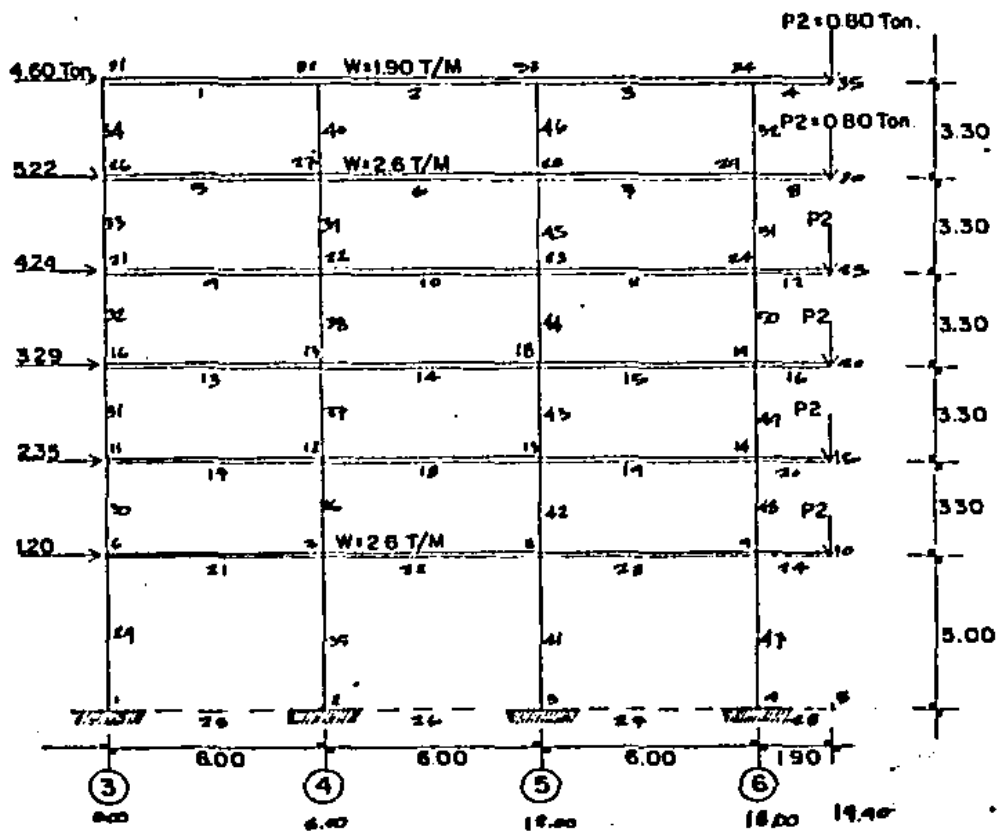


FIG. -14

Marcos C y D

El procedimiento para los Marcos A y 5 es igual por lo tanto solo se muestran los resultados en las figs.

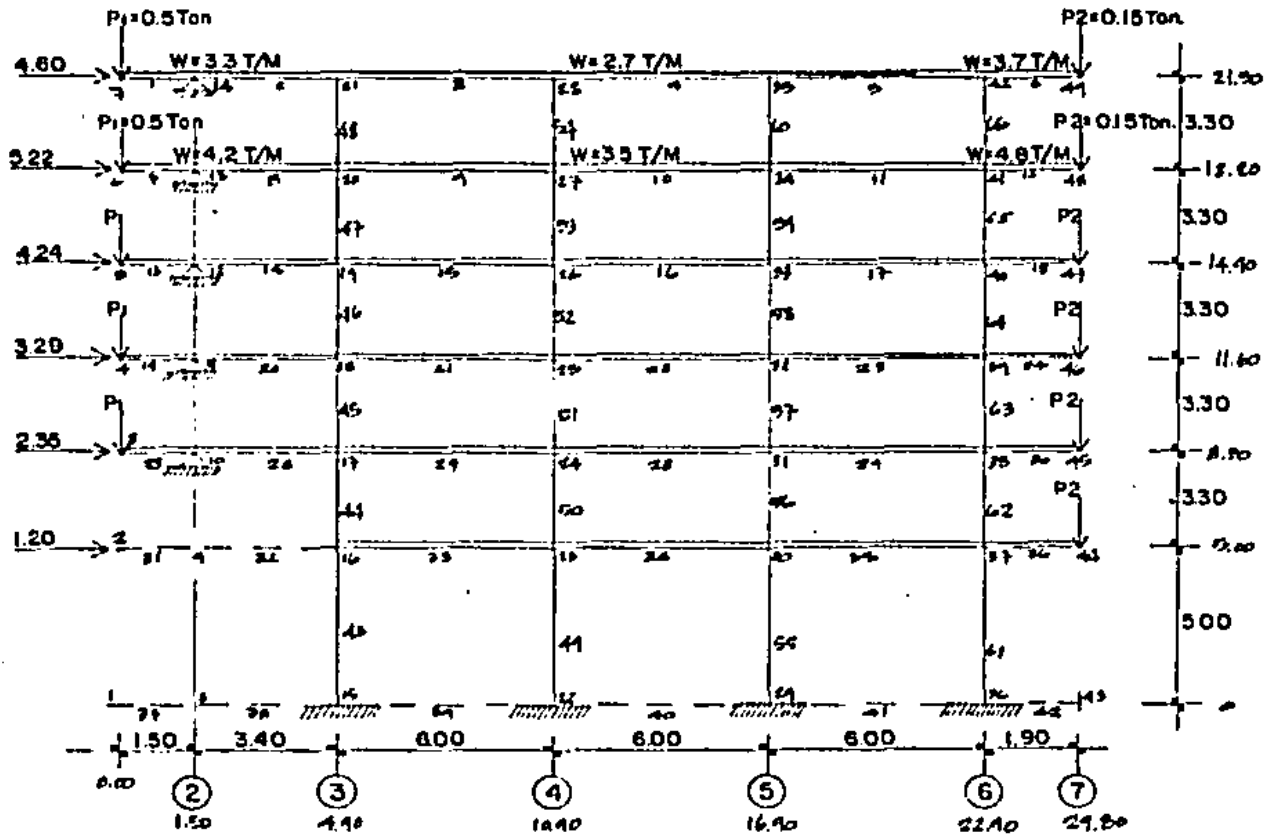


FIG. 15

4.2 ANALISIS MATRICIAL
DE MARCOS PLANOS
3 600 N 300 A 300

NOMBRE DEL ARCHIVO DE RESULTADOS: ALVAREZS.D2

NOMBRE DEL ARCHIVO DE DATOS: ALVAREZS.D1

52 ELEMENTOS ARDULO E = 100000.187612

2 CONDICIONES DE LATA

ELEMENTO	INCIDENCIAS		PROPIEDADES FISICAS	
	J	I	E	AREA
			CM	CM ²
1	31	32	357500.2	2100.0
2	33	34	357500.2	2100.0
3	35	36	357500.2	2100.0
4	37	38	357500.2	2100.0
5	39	40	357500.2	2100.0
6	41	42	357500.2	2100.0
7	43	44	357500.2	2100.0
8	45	46	357500.2	2100.0
9	47	48	357500.2	2100.0
10	49	50	357500.2	2100.0
11	51	52	357500.2	2100.0
12	53	54	357500.2	2100.0
13	55	56	357500.2	2100.0
14	57	58	357500.2	2100.0
15	59	60	357500.2	2100.0
16	61	62	357500.2	2100.0
17	63	64	357500.2	2100.0
18	65	66	357500.2	2100.0
19	67	68	357500.2	2100.0
20	69	70	357500.2	2100.0
21	71	72	357500.2	2100.0
22	73	74	357500.2	2100.0
23	75	76	357500.2	2100.0
24	77	78	357500.2	2100.0
25	79	80	1.0	1.0
26	81	82	1.0	1.0
27	83	84	1.0	1.0
28	85	86	1.0	1.0
29	87	88	1330000.0	3600.0
30	89	90	1330000.0	3600.0
31	91	92	1330000.0	3600.0
32	93	94	752552.2	3025.0
33	95	96	752552.2	3025.0

34	26	31	520032.1	2500.0
35	2	7	1000000.0	3600.0
36	7	12	1000000.0	3600.0
37	12	17	1000000.0	3600.0
38	17	22	762552.2	3025.0
39	22	27	762552.2	3025.0
40	27	32	520032.1	2500.0
41	3	8	1000000.0	3600.0
42	8	13	1000000.0	3600.0
43	13	18	1000000.0	3600.0
44	18	23	762552.2	3025.0
45	23	28	762552.2	3025.0
46	28	33	520032.1	2500.0
47	3	10	1000000.0	3600.0
48	10	15	1000000.0	3600.0
49	15	20	1000000.0	3600.0
50	20	25	762552.2	3025.0
51	25	30	762552.2	3025.0
52	30	35	520032.1	2500.0

- 108 -

COORDENADAS

NUMO	XCOORD	YCOORD
	MTS	MTS
1	.00	.00
2	6.50	.00
3	12.50	.00
4	16.40	.00
5	19.00	.00
6	.00	5.00
7	6.50	5.00
8	12.50	5.00
9	16.40	5.00
10	19.00	5.00
11	.00	8.30
12	6.50	8.30
13	12.50	8.30
14	16.40	8.30
15	19.00	8.30
16	.00	11.60
17	6.50	11.60
18	12.50	11.60
19	16.40	11.60
20	19.00	11.60
21	.00	14.90
22	6.50	14.90
23	12.50	14.90
24	16.40	14.90
25	19.00	14.90
26	.00	18.20
27	6.50	18.20
28	12.50	18.20
29	16.40	18.20
30	19.00	18.20
31	.00	21.50
32	6.50	21.50
33	12.50	21.50
34	16.40	21.50
35	19.00	21.50

RX	RY	MZ
1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5

CARGAS EN NUDOS
CONDICION DE CARGA # 1 GRAVEDAD

NUDO	FUERZA-X KG	FUERZA-Y KG	MOMENTO-Z KG-M
1	.00	.00	.00
2	.00	.00	.00
3	.00	.00	.00
4	.00	.00	.00
5	.00	.00	.00
6	.00	-12025.00	-10027.10
7	.00	-22525.00	2527.10
8	.00	-16545.00	6570.70
9	.00	-17275.00	2746.30
10	.00	-2700.00	1103.00
11	.00	-12025.00	-10027.10
12	.00	-22525.00	2527.10
13	.00	-16545.00	6570.70
14	.00	-17275.00	2746.30
15	.00	-2700.00	1103.00
16	.00	-12025.00	-10027.10
17	.00	-22525.00	2527.10
18	.00	-16545.00	6570.70
19	.00	-2775.00	2746.30
20	.00	-2700.00	1103.00
21	.00	-12025.00	-10027.10
22	.00	-22525.00	2527.10
23	.00	-16545.00	6570.70
24	.00	-17275.00	2746.30
25	.00	-2700.00	1103.00
26	.00	-12025.00	-10027.10
27	.00	-22525.00	2527.10
28	.00	-16545.00	6570.70
29	.00	-25775.00	2746.30
30	.00	-2700.00	1103.00
31	.00	-2700.00	-10562.50
32	.00	-2700.00	10562.50
33	.00	-2700.00	-2112.50
34	.00	-2700.00	2112.50
35	.00	-3000.00	1000.00

DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES DE NUDOS
BAJO LA CONDICION DE CARGA # 1 GRAVEDAD

NUDO	DESP-X CM	DESP-Y CM	ROT EJE Z RAD
1	.000	.000	.00000E+00
2	.000	.000	.00000E+00
3	.000	.000	.00000E+00
4	.000	.000	.00000E+00
5	.000	.000	.00000E+00
6	.022	-.001	-.41000E-03

7	-.013	-.169	.10700E-03
8	-.006	-.175	-.14200E-03
9	.001	-.409	.75617E-03
10	.006	-.105	.61700E-03
11	-.010	-.151	-.26780E-03
12	-.019	-.260	.45297E-04
13	-.019	-.269	-.11634E-03
14	-.022	-.515	.04270E-03
15	-.024	-.163	.40327E-03
16	-.017	-.194	-.03194E-03
17	-.019	-.201	.19220E-04
18	-.020	-.312	.76103E-04
19	-.020	-.402	.64204E-03
20	-.021	-.209	.14311E-03
21	-.024	-.231	-.43797E-03
22	-.023	-.220	.08524E-04
23	-.020	-.407	-.10921E-03
24	-.015	-.634	.99101E-03
25	-.011	-.254	.63250E-03
26	-.044	-.256	-.41397E-03
27	-.042	-.425	.15761E-04
28	-.047	-.447	-.26001E-03
29	-.049	-.057	.11707E-03
30	-.049	-.205	.11605E-03
31	-.044	-.269	-.11547E-03
32	-.058	-.430	.72241E-03
33	-.060	-.450	-.71772E-03
34	-.076	-.644	.04802E-03
35	-.000	-.290	.10017E-03

FUERZAS Y MOMENTOS EN ELEMENTOS
BAJO LA CONDICION DE CARGA # 1 GRAVEDAD

BARRA	EXT	FZA-X KG	FZA-Y KG	MOM-Z KG-M
1	J	4514.47	9942.11	6610.16
	K	-4514.47	9937.09	-7309.41
2	J	2475.00	200.94	2779.05
	K	-2475.00	-200.94	-1537.40
3	J	5659.12	2502.77	7461.43
	K	-5659.12	2197.20	6764.55
4	J	5659.11	-2197.23	-6764.35
	K	-5659.11	2207.20	-9080.43
5	J	-440.54	12174.41	12945.63
	K	440.54	11075.59	-11974.74
6	J	1056.10	10225.50	10053.07
	K	-1056.10	10774.50	-11740.21
7	J	780.64	10000.70	20525.43
	K	-780.64	-4110.70	19001.71
8	J	780.64	-12800.29	-13001.71
	K	-780.64	10540.29	-21520.41
9	J	-453.22	12192.09	10801.32
	K	453.22	11056.11	-11703.52
10	J	-097.10	10751.07	10925.63

	K	097.10	10448.23	-10629.22	
11	J	-3057.22	12762.61	14741.18	- 111 e
	K	3057.22	-672.61	11457.48	
12	J	-3057.22	-7827.40	-11457.44	
	K	3057.22	12207.40	-15991.63	
13	J	399.64	12100.23	12755.17	
	K	-399.64	11241.77	-12214.16	
14	J	352.23	10703.72	11044.17	
	K	-352.23	10226.26	-9021.04	
15	J	437.02	9509.47	9430.87	
	K	-437.02	2500.53	4872.57	
16	J	437.02	-2500.53	-4872.57	
	K	-437.02	8340.53	-9734.64	
17	J	228.77	12123.57	12828.10	
	K	-228.77	11226.43	-12257.44	
18	J	-32.01	10446.93	10500.29	
	K	32.01	10553.97	-10078.69	
19	J	1668.30	12720.30	14987.03	
	K	-1668.30	-700.30	11319.62	
20	J	1668.30	-7723.62	-11019.02	
	K	-1668.30	13259.62	-16057.19	
21	J	-2879.49	11087.62	11826.76	
	K	2879.49	12162.38	-12749.75	
22	J	-2329.15	10479.48	10795.53	
	K	2329.15	10520.51	-10210.65	
23	J	-3837.47	10051.03	10517.75	
	K	3837.47	-961.03	11700.55	
24	J	-3837.17	-7520.17	-11700.64	
	K	3837.47	12399.17	-14088.41	
25	J	.00	.00	.00	
	K	.00	.00	.00	
26	J	.00	.00	.00	
	K	.00	.00	.00	
27	J	.00	.00	.00	
	K	.00	.00	.00	
28	J	.00	.00	.00	
	K	.00	.00	.00	
29	J	70429.71	-1369.63	-2471.95	
	K	-70429.71	1369.63	-4376.20	
30	J	50542.09	-4249.12	-7480.56	
	K	-50542.09	4249.12	-6511.51	
31	J	46418.55	-4020.35	-6356.66	
	K	-46418.55	4020.35	-6210.43	
32	J	34210.35	-3620.71	-5014.69	

	K	-34310.35	3620.71	-6103.65	
33	J	22116.51	-4073.93	-6777.09	-112
	K	-22116.51	4073.93	-6666.28	
34	J	9942.12	-4514.47	-6279.63	
	K	-9942.12	4514.47	-6016.11	
35	J	121933.93	144.95	129.36	
	K	-121933.93	-144.95	535.33	
36	J	99292.68	695.29	1350.79	
	K	-99292.68	-695.29	935.69	
37	J	76910.64	433.71	761.48	
	K	-76910.64	-433.71	669.76	
38	J	54273.15	306.31	530.23	
	K	-54273.15	-306.31	774.57	
39	J	31865.66	-57.57	73.31	
	K	-31865.66	57.57	-263.25	
40	J	9764.77	2039.15	2120.64	
	K	-9764.77	-2039.15	4520.67	
41	J	126284.20	-433.75	-777.64	
	K	-126284.20	433.75	-1391.83	
42	J	102621.00	-1942.00	-3200.04	
	K	-102621.00	1942.00	-3103.11	
43	J	79208.36	-248.03	-1007.65	
	K	-79208.36	248.03	212.72	
44	J	59402.54	-156.11	170.22	
	K	-59402.54	156.11	-685.25	
45	J	36271.05	-2216.23	-3426.65	
	K	-36271.05	2216.23	-4216.32	
46	J	9295.84	-3103.70	-4562.40	
	K	-9295.84	3103.70	-5944.05	
47	J	75932.16	1650.46	3011.99	
	K	-75932.16	-1650.46	5400.32	
48	J	62933.97	5495.93	9500.11	
	K	-62933.97	-5495.93	0620.43	
49	J	49674.39	3027.55	7420.71	
	K	-49674.39	-3027.55	5202.13	
50	J	41633.05	3390.53	4832.64	
	K	-41633.05	-3390.53	6656.10	
51	J	28346.47	6447.74	9335.63	
	K	-28346.47	-6447.74	11941.07	
52	J	9997.27	9059.11	9906.53	
	K	-9997.27	-9059.11	9900.43	

CONDICION DE CARGA # 2 SISMO

NUDD	FUERZA-X KG	FUERZA-Y KG	MOMENTO-Z KG-M
1	.00	.00	.00
2	.00	.00	.00
3	.00	.00	.00
4	.00	.00	.00
5	.00	.00	.00
6	1400.00	.00	.00
7	.00	.00	.00
8	.00	.00	.00
9	.00	.00	.00
10	.00	.00	.00
11	2800.00	.00	.00
12	.00	.00	.00
13	.00	.00	.00
14	.00	.00	.00
15	.00	.00	.00
16	3600.00	.00	.00
17	.00	.00	.00
18	.00	.00	.00
19	.00	.00	.00
20	.00	.00	.00
21	5200.00	.00	.00
22	.00	.00	.00
23	.00	.00	.00
24	.00	.00	.00
25	.00	.00	.00
26	6100.00	.00	.00
27	.00	.00	.00
28	.00	.00	.00
29	.00	.00	.00
30	.00	.00	.00
31	5500.00	.00	.00
32	.00	.00	.00
33	.00	.00	.00
34	.00	.00	.00
35	.00	.00	.00

DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES DE NUDOS
BAJO LA CONDICION DE CARGA # 2 SISMO

NUDD	DESP-X CM	DESP-Y CM	ROTACION RAC
1	.000	.000	.00000E+00
2	.000	.000	.00000E+00
3	.000	.000	.00000E+00
4	.000	.000	.00000E+00
5	.000	.000	.00000E+00
6	1.859	.022	-.20643E-02
7	1.855	.002	-.15071E-02
8	1.850	-.002	-.15030E-02
9	1.855	.079	.70107E-02
10	1.852	-.032	-.20483E-02
11	1.790	.002	-.17255E-02
12	1.762	.002	-.14531E-02
13	1.776	-.003	-.14497E-02
14	1.777	.040	.60311E-02
15	1.777	-.032	-.17102E-02
16	2.424	.040	-.12060E-02
17	2.412	.003	-.12179E-02

18	2.407	-.003	-.12146E-02
19	2.406	.039	.48942E-02
20	2.406	-.039	-.13072E-02
21	2.990	.044	-.11900E-02
22	2.970	.003	-.91890E-03
23	2.971	-.004	-.91005E-03
24	2.969	.022	.24421E-02
25	2.907	-.044	-.11762E-02
26	3.396	.047	-.78064E-03
27	3.288	.024	-.59511E-03
28	3.371	-.004	-.59424E-03
29	3.369	.004	.10065E-03
30	3.368	-.047	-.77630E-03
31	3.659	.048	-.38204E-03
32	3.625	.004	-.23690E-03
33	3.617	-.004	-.23694E-03
34	3.615	-.010	-.26100E-03
35	3.614	-.017	-.36605E-03

FUERZAS Y MOMENTOS EN ELEMENTOS

BAJO LA CONDICION DE CARGA # 2 51580

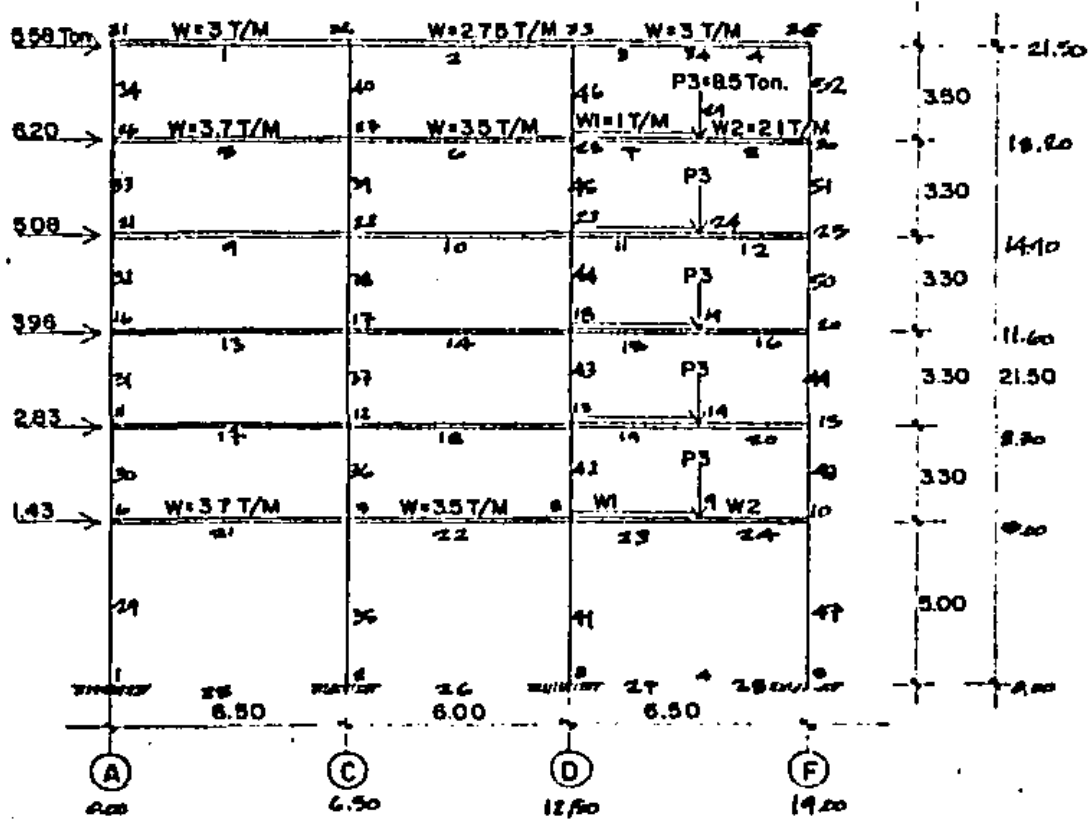
BARRA	EXT	F7A-X		F7A-Y		MOM-1
		KG	KG	KG	KG	
1	J	4682.09	-500.00	-2109.00		
	K	-4682.09	500.00	-1725.80		
2	J	2010.23	-640.94	-1922.70		
	K	-2010.23	640.94	-1002.67		
3	J	908.19	-599.15	-1746.05		
	K	-908.19	599.15	-508.65		
4	J	908.26	-599.15	502.04		
	K	-908.26	599.15	-2147.00		
5	J	5057.97	-1510.09	-5164.24		
	K	-5057.97	1510.09	-1674.70		
6	J	3346.09	-1664.10	-4950.00		
	K	-3346.09	1664.10	-4951.00		
7	J	1667.67	-1669.00	-4664.00		
	K	-1667.67	1669.00	-1571.00		
8	J	1667.42	-1669.00	1221.00		
	K	-1667.42	1669.00	-5144.51		
9	J	4076.42	-2414.00	-8200.00		
	K	-4076.42	2414.00	-7600.00		
10	J	2553.47	-2508.92	-7770.94		
	K	-2553.47	2508.92	-7762.00		
11	J	1026.27	-2395.49	-7442.15		
	K	-1026.27	2395.49	-1900.00		
12	J	1026.02	-2395.49	1900.00		
	K	-1026.02	2395.49	-8120.50		
13	J	3451.42	-3197.42	-10790.00		
	K	-3451.42	3197.42	-9592.00		

14	J	1979.63	-3446.01	-10345.04
	K	-1979.63	3446.01	-10335.79
15	J	509.01	-3179.04	-2945.63
	K	-509.01	3179.04	-2952.43
16	J	503.72	-3179.04	2452.42
	K	-509.72	3179.04	-10717.63
17	J	2578.20	-3758.13	-12573.34
	K	-2578.20	3758.13	-11054.11
18	J	1482.02	-4123.03	-12378.81
	K	-1482.02	4123.03	-12365.67
19	J	233.29	-3735.98	-11727.62
	K	-233.29	3735.98	-2772.71
20	J	233.05	-3735.98	2772.71
	K	-233.05	3735.98	-12486.25
21	J	-594.63	-4345.55	-14778.23
	K	594.63	4345.55	-13467.17
22	J	726.91	-4459.23	-13302.67
	K	-726.91	4459.23	-1337.472
23	J	1835.18	-4322.72	-13409.41
	K	-1835.18	4322.72	-8349.11
24	J	1834.98	-4322.72	2419.21
	K	-1834.98	4322.72	-14050.82
25	J	.00	.00	.00
	K	.00	.00	.00
26	J	.00	.00	.00
	K	.00	.00	.00
27	J	.00	.00	.00
	K	.00	.00	.00
28	J	.00	.00	.00
	K	.00	.00	.00
29	J	-15919.08	5628.23	18522.51
	K	15919.08	-5628.23	9211.72
30	J	-11473.53	3883.52	5167.15
	K	11473.53	-3883.52	7531.91
31	J	-7715.40	3551.88	5169.03
	K	7715.40	-3551.88	6532.83
32	J	-4517.99	3043.25	4228.13
	K	4517.99	-3043.25	5784.51
33	J	-2103.70	2029.57	2419.41
	K	2103.70	-2029.57	4311.33
34	J	-590.02	897.02	853.03
	K	590.02	-897.02	2109.71
35	J	-1104.70	6929.51	20700.72
	K	1104.70	-6929.51	13930.01

36	J	-991.01	8051.09	12911.02
	K	991.01	-8051.09	12657.55
37	J	-625.35	6074.91	10572.65
	K	625.35	-6074.91	12113.22
38	J	-375.96	5403.07	8224.07
	K	375.96	-5403.07	9605.75
39	J	-201.22	3080.29	5654.14
	K	201.22	-3080.29	7158.02
40	J	-50.92	1869.37	2517.42
	K	50.92	-1869.37	3648.13
41	J	-1102.34	6917.60	20649.95
	K	1102.34	-6917.60	13915.01
42	J	-1045.03	8025.21	12867.69
	K	1045.03	-8025.21	10616.11
43	J	-659.02	6057.63	10547.23
	K	659.02	-6057.63	12062.76
44	J	-390.25	5337.16	8120.01
	K	390.25	-5337.16	9570.72
45	J	-190.01	3660.36	5025.62
	K	190.01	-3660.36	7113.21
46	J	-41.79	1892.31	2541.02
	K	41.79	-1892.31	3609.72
47	J	-15741.45	5601.75	16428.75
	K	15741.45	-5601.75	9579.22
48	J	-11418.73	3765.65	5106.32
	K	11418.73	-3765.65	7321.33
49	J	-7002.74	3532.69	5164.67
	K	7002.74	-3532.69	6453.11
50	J	-3503.70	3324.07	4224.71
	K	3503.70	-3324.07	5754.62
51	J	-2100.23	1998.41	2072.32
	K	2100.23	-1998.41	3270.31
52	J	-920.12	920.79	923.52
	K	920.12	-920.79	2147.42

ANALISIS PATRIMONIO
DE BANCO FRANCO
Banco N.º 200 A 200

MARCO 5



MARCO 5

MOMENTO POR GRAVEDAD

	8618	-7269	2774	-1037	7481	-9088
-8618		4570		-5944		4498
-6279	12046	-11934	2178	10099	-4663	9326
-666		-623		-8276		1194
-6737	12881	-11763	72	10980	-2416	4636
-6103		374		-672	-10629	14941
-3844	12705	12814	700	11044	170	14938
-6366	12018	-12267	74	10560	-607	14987
-6641		935		-3100		16097
-7485	12004	-12754	1298	10796	-8708	13617
-6910		895		-1711		14988
	2471	124		777		2811

MOMENTO POR SISMO

	-2109	-1725	-1482	-1422	-1706	-2147
2109		7618		7669		7147
853	-7264	-4672	-4493	-4941	-4664	-8144
4711		4150		7117		4720
2471	-8603	-7488	-7770	-7762	-7442	-8158
5784		7605		7078		7704
4258	-10790	-9972	-10845	-10850	-9945	-10717
6932		1277		12002		6447
5188	-17273	-11864	-12376	-12305	-11947	-12486
7984		13677		13616		7821
5167	-14758	-15467	-17387	-13372	-13449	-14608
464		1298		15916		7077
	18629	20708		20669		18428

MOMENTOS POR GRAVEDAD + SISMO EN TRABES

5401	7224	6638	7913	6256	8182	4441
11106	11946	10425	13043	10296	13344	6212
13780	14208	12885	15235	12676	16019	6212
16007	16482	14950	17242	14871	18119	6212
17323	18205	16968	18936	16599	19648	6212
18924	20030	17816	19861	18482	21067	4140

MOMENTOS POR GRAVEDAD + SISMO EN COLUMNAS

5401	7224	6638	7913	6256	8182	4441
1624	2747	2263	3263	2009	3009	1613
3782	6647	5219	7219	4418	6618	3618
6910	11478	9152	12452	7627	11427	6217
1028	1822	1474	1974	1216	1816	916
1275	2117	1708	2308	1418	2118	1117
1727	2930	2322	3122	1922	2922	1522
2194	3875	3075	4231	2631	3831	2031
2801	4917	3908	5441	3441	4941	2741
3525	6052	4752	6441	4241	6041	3541
1613	17682	17618	17618	1674	1674	

MARCO C

MOMENTOS POR GRAVEDAD

-1462	1462	-461	5193	-874	7348	-8911	7218	-8825	6964
		-1728		1413		1973		1856	
-5475	5475	-3156	8547	-1152	8941	-11900	8344	-12150	8749
		-4720		1120		1720		1981	
-5475	5475	-4254	8726	-8128	8961	-8961	8748	-12255	8948
		-1143		909		1560		1970	
-5475	5475	-3702	9138	-1143	8977	-12089	8516	-12619	8948
		-9372		1416		2568		2479	
-5475	5475	-7524	14708	-2418	2154	-24941	2118	-24766	16500
		-4130		2370		1119		484	
		-5219		073		920		2188	
		-2185		1144		1295		2170	

MOMENTOS POR SISMO

-1326	-1185	-1202	-1395	-1413	-1162	-1481
	2571	2570		2570		1481
-2406	-2435	-2418	-2462	-2569	-2567	-2781
	517	517		517		509
-3280	-3546	-3901	-360	-4580	-4591	-6062
	6970	906		7074		4718
-6459	-7413	-7337	-7412	-7407	-7412	-8088
	8526	8087		8650		4837
-7072	-8744	-8900	-9168	-9128	-9212	-9858
	8178	10750		10772		6445
4821	-12706	-14116	-10288	-10918	11109	-12115
4065		11951		11912		8256
	14996	16908		16789		15060

MOMENTOS POR GRAVEDAD + SISMO EN TRABES

4462	1855	6383	1963	8742	1024	1380	1024	6954
5475	3564	11984	14516	12503	15475	12207	15881	8147
5475	5713	14272	16624	14561	17541	14271	18387	8747
5475	7157	16055	18440	16207	19416	16008	20702	8947
5475	11577	28452	33820	20472	24072	20080	24117	16520
	4046	8171	26541	26130	24931	31984	35845	16720

MOMENTOS POR GRAVEDAD + SISMO EN COLUMNAS

	9249	4011	4149	3387
	437	2870	3128	2081
	4877	6771	6505	4843
	8478	5274	4771	3433
	11070	7414	6600	7667
	4407	6716	7957	4751
	13878	10174	10714	9206
	15063	8758	7408	7177
	17974	12184	12422	10584
	1344	12718	11737	8710
	13504	12310	12118	10242
	17181	18052	18144	17256

CAPITULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL

Procederemos ahora a efectuar el diseño de los elementos estructurales, las normas y especificaciones que se seguirán en este trabajo serán las estipuladas por el reglamento de las construcciones de concreto reforzado ACI-318-83.

Por otra parte, los diversos elementos se diseñarán de acuerdo a la combinación más desfavorable de las acciones consideradas en este trabajo, esto es, la combinación de cargas permanentes más variables o de cargas permanentes y variables más una acción accidental.

5.1. FACTORES DE RESISTENCIA.

La resistencia nominal de los elementos se reducirá a través de un factor de reducción de resistencia, el reglamento ACI-318-83 establece una serie de factores de resistencia, uno para cada estado límite, de acuerdo al material y sistema estructural empleados. Para estructuras de concreto se establecen los siguientes factores de resistencia (ϕ):

$\phi = 0.90$	para flexión
$\phi = 0.85$	para cortante y torsión
$\phi = 0.70$	para flexocompresión

Las resistencias reducidas de los elementos deberán de ser mayores o iguales a las fuerzas internas provocadas por las cargas de Diseño.

5.2 DISEÑO DE TRABES

Con objeto de ejemplificar el proceso de diseño de las trabes, se efectúa aquí el diseño de la trabe del primer nivel del marco 5.

Usaremos como referencia el capítulo 10 del ACI-318-83

Paso 1.-) Cálculo del porcentaje máximo de acero

$$P_b = \frac{0.85 R_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$$

donde $f'_c = 200 \text{ k/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ k/cm}^2$
 $f'_c = 280 \text{ k/cm}^2$

$R_1 = 0.85$ si

$$P_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 200}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200} ; P_b = 0.0202$$

$$P_{máx} = 0.75 P_{ba1} ; P_{máx} = 0.75 \times 0.0202 = 0.0152 \quad 10.3.3$$

Datos de trabe marco 5 nivel 1:

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cms.} & f'c &= 200 \text{ k/cm}^2 \\ h &= 70 \text{ cms.} & f_y &= 4200 \text{ k/cm}^2 \\ r &= 3 \text{ cms.} \\ d &= 67 \text{ cms.} \end{aligned}$$

$$\text{Factor de resistencia } U: \quad U = \frac{1.4W_m + 1.7W_v + 1.25W_s}{W_t}$$

$$W_M = 490 \text{ k/m}^2$$

$$W_v = 250 \text{ k/m}^2$$

$$W_s = 90 \text{ k/m}^2$$

$$U = \frac{1.4 \times 490 + 1.7 \times 250 + 1.25 \times 90}{830} ; \quad U = 1.47$$

usaremos $U = 1.50$

Trabe Marco 5

Para diseño por flexión el momento resistente viene dado por la siguiente expresión:

$$M_R = b d^2 f'c W (1 - 0.59w) \quad \text{valor teórico donde}$$

$$W = \frac{\rho f_y}{f'c} = \text{índice de refuerzo}$$

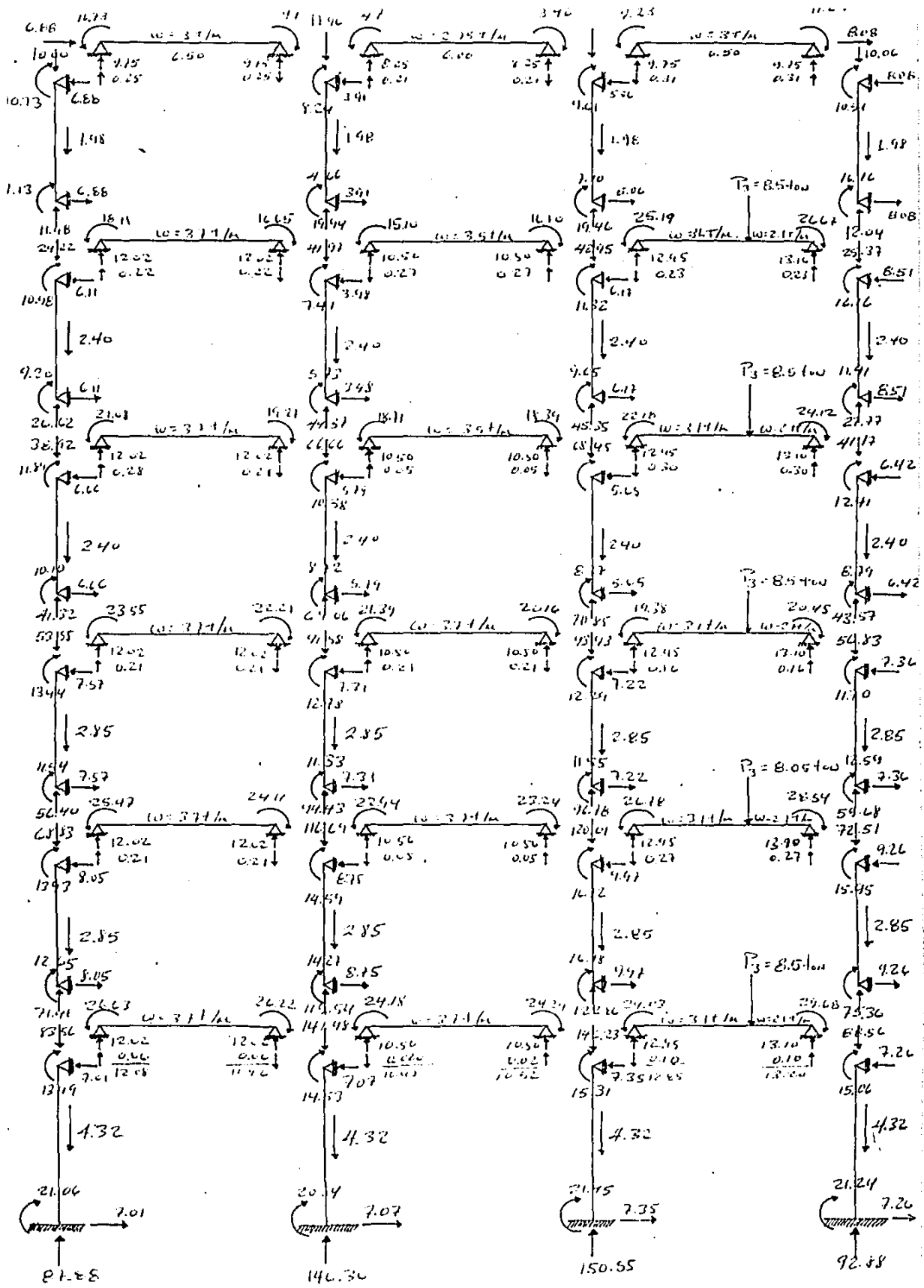
En la práctica se usa un valor de resistencia ϕ , que reduce la resistencia a la flexión por lo tanto tenemos:

$$M_{R\phi} = \phi M_R = \text{momento resistente último, entonces:}$$

$$M_{R\phi} = \phi [b d^2 f'c w (1 - 0.59w)] \quad \text{valor práctico del momento}$$

Resistente, y el cual mediante algunas manipulaciones algebraicas llegamos a la obtención de una expresión para el cálculo del acero, quedando como sigue:

$$A_s = \frac{b d}{m} \left[\sqrt{\left(\frac{b d}{m}\right)^2 + \frac{2 M_{u\phi}}{\phi f_y m}} \right] \quad \text{donde } m = \frac{f_y}{0.85 f'c}$$



TRABE MARCO 5 NIVEL 1

MOMENTO	U.	NxU.	AS.	
M1=26.64t-M	x 1.50	= 39.96t-M	17.63cm ² .	-
M2= 7.25t-M	x 1.50	= 10.88t-M	4.40cm ² →6.7cm ² .	+
M3=26.22t-M	x 1.50	= 39.33t-M	17.32cm ² .	-
M4=24.18t-M	x 1.50	= 36.27t-M	15.80cm ² .	-
M5= 4.89t-M	x 1.50	= 7.34 t-M	2.94cm ² →6.7cm ² .	+
M6=24.29t-M	x 1.50	= 36.44t-M	15.89cm ² .	-
M7=29.03t-M	x 1.50	= 43.54	18.06cm ² .	-
M8=11.70t-M	x 1.50	= 17.55t-M	7.23cm ² .	+
M9=29.68t-M	x 1.50	= 44.52t-M	19.96cm ² .	-

$$As = \frac{bd}{m} - \sqrt{\left(\frac{bd}{m}\right)^2 - \frac{2M_{ub}}{\phi m f_y}} \quad ; \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85(200)} = 24.71$$

$$\frac{bd}{m} = \frac{30(67)}{24.71} = 81.34 \quad \left(\frac{bd}{m}\right)^2 = 6,616.20 \quad ; \quad \frac{2M_{ub}}{\phi m f_y} = \frac{2M_u (30)}{0.90(24.71)(4200)} = 0.00064 \text{ MU.}$$

$$As = 81.34 - \sqrt{6616.20 - 0.00064 \text{ MU}}$$

$$As_{\text{mfn por flexión}} = \frac{14 bd}{f_y} = \frac{14(30)(67)}{4200} = 6.7 \text{ cm}^2. \quad ; \quad As_{\text{mfn Flexión}} = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ por temperatura} = 0.002bh = 0.002(30)(70) = 4.20 \text{ cm}^2.$$

$$P \text{ máx.} = \frac{AS \text{ máx.}}{bd} = \frac{19.96}{30 \times 67} = 0.010 < 0.0152 \quad \text{O.K.}$$

REVISION POR CORTANTE

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad bd$$

Cortante resistente por el concreto

Vu = cortante último actuante a una distancia d del apoyo

$$V_c = 0.53 \sqrt{200} (30)(67) = 15,065.00 \text{ Kgs.} \quad ; \quad V_c = 15,065.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_{d1} = 12.08 - 3.7(0.67) = 9.6 \text{ ton.} \quad Vu_1 = 14,400.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_{d2} = 11.96 - 3.7(0.67) = 9.48 \text{ ton.} \quad Vu_2 = 14,222.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_{d3} = 10.48 - 3.5(0.67) = 8.14 \text{ ton.} \quad Vu_3 = 12,202.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_{d4} = 10.52 - 3.5(0.67) = 8.18 \text{ ton.} \quad Vu_4 = 12,263.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_{d5} = 12.85 - 3.1(0.67) = 10.77 \text{ ton} \quad Vu_5 = 16,159.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_{d6} = 13.20 - 2.1(0.67) = 11.79 \text{ ton} \quad Vu_6 = 17,689.00 \text{ Kgs.}$$

Se tiene que cumplir la condición de : $\theta V_c \geq V_u$ de no ser así requerimos refuerzo por cortante.

$$\theta V_c = 0.85 \times 15065 = 12805 \text{ Kgs. } \therefore \text{observamos en este ejemplo.}$$

Que solo 2 claros de 6.50 mts. requerirán refuerzo por cortante - - usando estribos de varilla 3/8" con 2 ramas tenemos.,

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Para apoyo 1} \quad V_u = 14,400.00 \text{ Kgs.}$$

$$S = \frac{\theta A_v f_y d}{V_u - \theta V_c} = \text{Separación necesaria de estribos, entonces}$$

$$S = \frac{0.85 \times 1.42 \times 4200 \times 67}{14400 - 12805} = 213 \text{ cms} \quad \therefore \text{ como } V_u > \theta V_c.$$

Tenemos por especificación $S = d/2$ y si $V_u - V_c > \sqrt{f'_c} \rightarrow s = d/4$
 $d/2 = 67/2 = 33.5 \text{ cms.}$

$$V_u = \frac{V_d u}{\phi b d} = \frac{14400}{0.85 \times 30 \times 67} = 8.43 \text{ k/cm}^2.$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} = 7.07 \text{ k/cm}^2. ; V_u - V_c = 8.43 - 7.07 = 1.36 < 14.14$$

Usaremos $d/2$ y sera E # 3 @ 30 cms, en la práctica es más útil trabajar las medidas con múltiplos de 5 para evitar errores en las medidas de obra por lo tanto se usará E # 3 @ 25 cms.

$$\text{Longitud necesaria de estribos} = \frac{V_d u - \theta V_c}{W_u} + d$$

$L = \frac{14400 - 12805}{5550} + 67 : L = 0.95 \text{ mts}$; vemos aquí que la longitud necesaria sería 1.00 mt. para estribos @ 25 y el resto a una separación igual al peralte efectivo (d)=67cms, lo cual para efectos de construcción es ilógico, por lo tanto se uniformizará el estribo @ 25 cms, a lo largo de la trabe . .

DETALLADO DEL REFUERZO.

Lecho superior : Para A_s corrida (se usa: 1.- Aren de acero por temperatura.
2.- A_s Promedio/4; la que sea mayor

Lecho inferior: Para A_s corrida (se usa: $\frac{A_s \text{ total promedio}}{3}$ ó A_s mínima por flexión.

Por lo tanto :

$$A_s \text{ temp} = 0.002(30)(70) = 4.2 \text{ cm}^2.$$

Lecho Superior = $A_s(-)$ Promedio/4 = $\frac{17.44}{4} = 4.36 \text{ cm}^2$ se usa este parámetro .

Se colocarán 2#6.

Lecho Inferior: As corrida + $\frac{\text{As total promedio}}{3} = 2,29\text{cm}^2,$
 As. mín. flexión = $\frac{14(30)(67)}{4200} = 6,7\text{cm}^2,$ pero como no tenemos

que en un claro de 6.50 mts. nos pide 7.23cm², lo que es mayor que - por lo tanto usaremos 7.23cm².

Para cubrir 7.23 cm² usaremos 2#6 + 1#5, por criterio constructivo y utilidad práctica colocaremos en ambos lechos el mismo armado.

Areas de acero complementarias :

Para lecho superior: As = As total - As corrida

Para apoyo A As = 17.63-7.73= 9.90 cm² lo que cubriremos con 2#8

Para apoyo C As = 17.32-7.73= 9.59 cm² lo que cubriremos con 2#8

Para apoyo D As = 18.06-7.73=10.33 cm² lo que cubriremos con 2#8

Para apoyo F As = 19.96-7.73=12.23 cm² lo que cubriremos con 2#8+2#5

Por criterio práctico y para evitar confusiones y errores se armarán los bastones con la mayor area de varilla.

LONGITUDES DE DESARROLLO

Para tensión (en lecho inferior): $Ld = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c} \geq 30$ cms.

Lecho superior $Ld = (0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c}) 1.4$

Para compresión : $Ld = 0.075 f_y d_b / \sqrt{f'c} \geq 20$ cms.

TENSION LONGITUDES DE DESARROLLO.

Varilla	Lecho Superior	Lecho Inferior
3/8" (#3)	12.65cms.	17.71cms.
1/2" (#4)	22.63cms	31.68cms.
5/8" (#5)	35.46cms.	49.64cms.
3/4" (#6)	51.14cms.	71.59cms.
1" (#8)	90.35cms.	126.49cms.

En paquetes de 3 varillas la $Ld = Ld \times 1.20$

En paquetes de 4 varillas la $Ld = Ld \times 1.33$

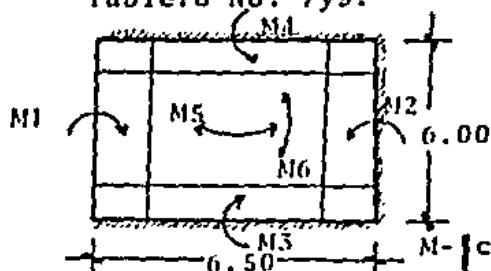
Cuando el peralte es mayor a 30cms. se considerara a cero por - - temperatura en los costados de la trabe con una varilla del #3 en cada lado

5.3 DISEÑO DE LOSA .

Método 2 ACI-318-63

Tableros a diseñar : serán los tableros 7,8,y9 Piso 1-5

Tablero No. 7y9.



Caso No. 2 1 Borde discontinuo

$$m = \frac{6.00}{6.50} = 0.92$$

$$W_t = 740 \text{ k/m}^2.$$

Claro corto	M-	continuo	M3 y M4	C=0.048
	M+	centro claro	M6	C=0.036
Claro largo	M-	continuo	M2	C=0.041
	M-	discontinuo	M1	C=0.021
	M+	centro claro	M5	C=0.031

Si el momento es igual a : $M = CWS^2$.

Momentos franja central

$$M1 = 0.021 \times 740 \times 6^2 = 559.44 \text{ K-M}$$

$$M2 = 0.041 \times 740 \times 6^2 = 1092.24 \text{ K-M}$$

$$M3 = M4 = 0.048 \times 740 \times 6^2 = 1279 \text{ K-M}$$

$$M5 = 0.031 \times 740 \times 6^2 = 826 \text{ K-M}$$

$$M6 = 0.036 \times 740 \times 6^2 = 959 \text{ K-M}$$

Momentos franjas de columnas 2/3MFC.

$$M1' = 375 \text{ K-M}$$

$$M2' = 727 \text{ K-M}$$

$$M3' = M4' = 852 \text{ K-M}$$

$$M5' = 550 \text{ K-M}$$

$$M6' = 639 \text{ K-M}$$

Momentos por nervadura (se multiplican por la mitad)

Franja central

$$M1 = 280 \text{ K-M}$$

$$M2 = 546 \text{ K-M}$$

$$M3 = M4 = 640 \text{ K-M}$$

$$M5 = 413 \text{ K-M}$$

$$M6 = 480 \text{ K-M}$$

Franja orillera

$$M1' = 188 \text{ K-M}$$

$$M2' = 364 \text{ K-M}$$

$$M3' = M4' = 426 \text{ K-M}$$

$$M5' = 275 \text{ K-M}$$

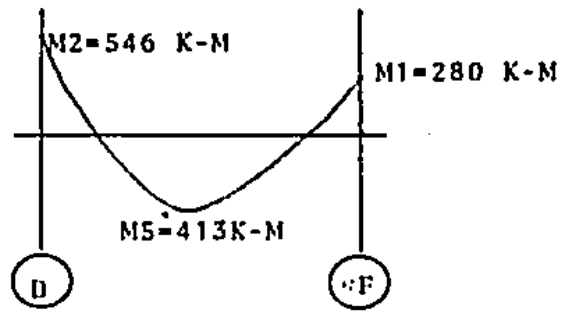
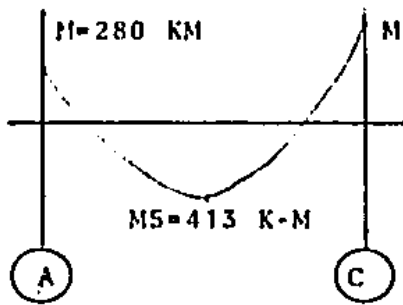
$$M6' = 320 \text{ K-M}$$

La tabla 13.3 contiene coeficientes del momento en losas para el Método 2. Se reproduce la tabla 13.3 con permiso del A.C.I.

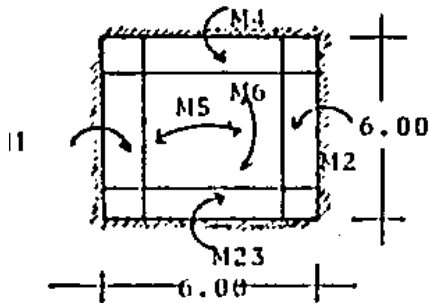
TABLA 13.3
MÉTODO 2 — COEFICIENTES DE MOMENTOS

Momentos	Taz menor						Los mayor entre los valores de m
	Valores de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5 y menos	
Caso 1 — Tableros interiores							
Momento negativo en—							
Borde continuo	0.037	0.040	0.045	0.055	0.061	0.069	0.072
Borde no continuo	—	—	—	—	—	—	—
Momento positivo en el centro de la losa	0.025	0.020	0.018	0.011	0.017	0.022	0.025
Caso 2 — Un borde no continuo							
Momento negativo en—							
Borde continuo	0.041	0.046	0.055	0.062	0.060	0.055	0.041
Borde no continuo	0.021	0.024	0.027	0.011	0.025	0.042	0.021
Momento positivo en el centro de la losa	0.031	0.026	0.011	0.017	0.022	0.024	0.031
Caso 3 — Los bordes no continuos							
Momento negativo en—							
Borde continuo	0.019	0.027	0.031	0.021	0.018	0.022	0.028
Borde no continuo	0.025	0.025	0.017	0.020	0.019	0.017	0.025
Momento positivo en el centro de la losa	0.027	0.012	0.018	0.021	0.022	0.028	0.027
Caso 4 — Trazo de las losas continuas							
Momento negativo en—							
Borde continuo	0.025	0.025	0.027	0.032	0.027	0.025	0.025
Borde no continuo	0.029	0.025	0.027	0.011	0.019	0.025	0.029
Momento positivo en el centro de la losa	0.012	0.020	0.025	0.022	0.021	0.021	0.012
Caso 5 — Ductos, bordes no continuos							
Momento negativo en—							
Borde continuo	—	—	—	—	—	—	—
Borde no continuo	0.025	0.025	0.012	0.017	0.021	0.025	0.025
Momento positivo en el centro de la losa	0.020	0.027	0.021	0.022	0.025	0.027	0.020

Momentos franja central claro largo



Tablero 8



$$m = \frac{6.00}{6.00} = 1.00 \quad \text{caso No. 1}$$

Tablero inferior .

Claro corto
igual al largo

M- continuo	$M1=M2=M3=M4$	$C=0.033$
M# centro claro	$M5=M6$	$C=0.025$

Momentos franja central x nerv.

$$M1=M2=M3=M4=0.033 \times 740 \times 6^2 \times 0.50 = 440 \text{ K-M}$$

Momentos franja

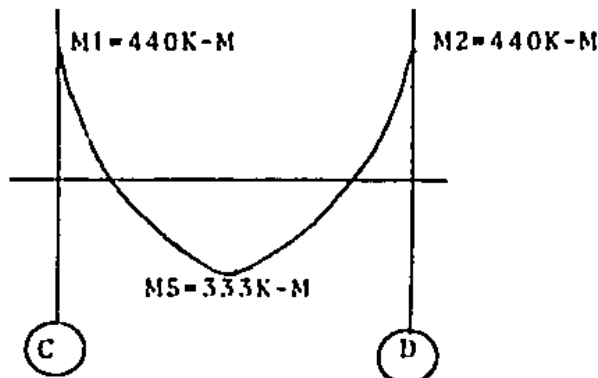
orillera x nerv. (2/3MFC)

$$M1'=M2'=M3'=M4'=295 \text{ K-M}$$

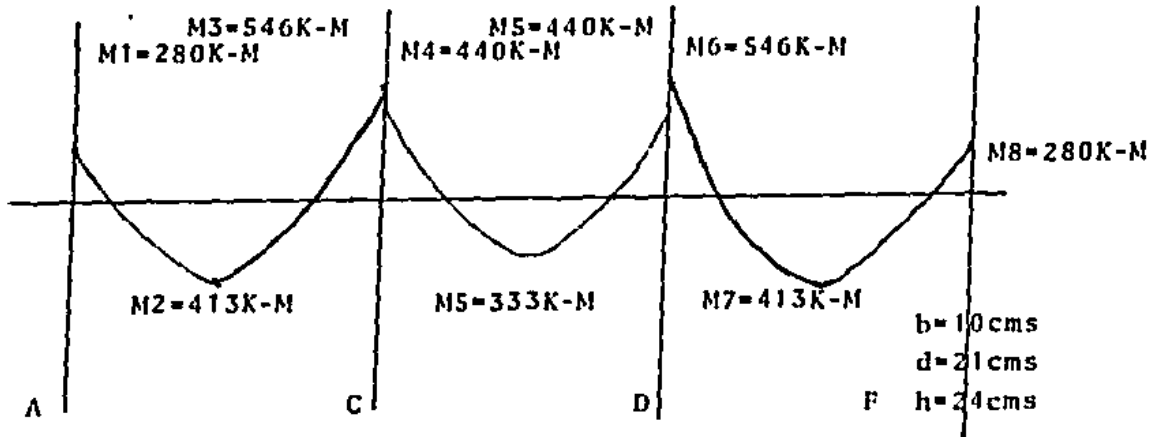
$$M5=M6=0.025 \times 740 \times 6^2 \times 0.50 = 333 \text{ K-M}$$

$$M5'=M6'=223 \text{ K-M}$$

Momentos franja central.



Tenemos ahora los momentos de diseño de la nervadura :



Momento	Area de Acero
$M1=M8=280 \times 1.50=420\text{K-M}$	$0.55\text{cm}^2. (0.70\text{cm}^2) \quad 1\#3$
$M2=M7=413 \times 1.50=620\text{K-M}$	$0.82\text{cm}^2. \quad 1\#4$
$M3=M6=546 \times 1.50=819\text{K-M}$	$1.10\text{cm}^2. \quad 1\#4$
$M5=333 \times 1.50=500\text{K-M}$	$0.65\text{cm}^2. (0.70\text{cm}^2) \quad 1\#3$

$$\text{Asmín flexión} = \frac{14 \times 10 \times 21}{4200} = 0.70\text{cm}^2.$$

$$\text{As temp.} = 0.002 (10)(24) = 0.48\text{cm}^2.$$

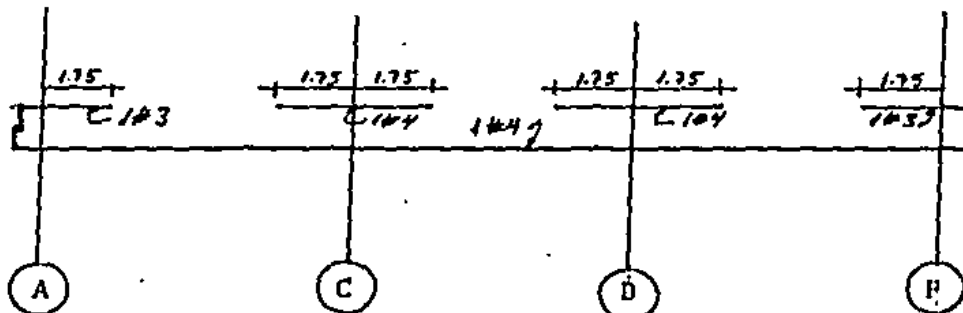
Revisión por cortante

$$V=764+41=805\text{Kgs.}$$

$$V_c=0.53 \sqrt{200 \times 10 \times 21}=1574 \text{ Kgs.}$$

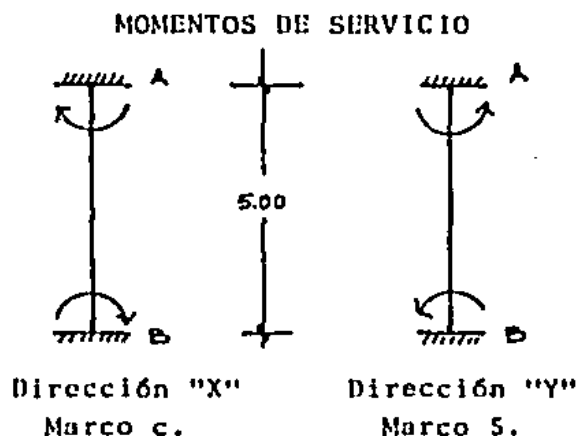
$$0V_c=1574 \times 0.85 \times 1.10=1472\text{Kgs. (según 8.11.8)}$$

$$V_u=805 \times 1.50=1207 \text{ Kgs.} \quad 1207 < 1472 \quad \text{O.k.}$$



5.4. DISEÑO DE COLUMNAS
FLEXOCOMPRESION AXIAL.

Se diseñará la columna del eje c-5 en primer nivel .



DATOS.

- P=284ton.
- MxA=12.11t-M.
- MxB=18.04t-M.
- MyA=14.53t-M.
- MyB=20.84t-M.
- f'c=200k/cm²
- fy =4200k/cm²
- U=1.50
- Ø=0.70
- βd=Wom/Wt
- Cm=1.00 (Columnas no contra-venteadas).
- l=5.00mts.
- lu=4.30mts.

La sección según el prediseño es: b=60cms h=60cms
d=55cms

Calculo de βd = $\frac{489}{739} = 0.66$: βd=0.66.

Por simetría: d=d_x=d_y donde $d = \frac{Cm}{1 - (Pu/ØPc)} \geq 1.00$

Pu=284000x1.50=426,000 kgs: Pu=426 tons.

r=0.3h=0.3x60=18:

Trabes de marco 5 y C h=30cms y h=70cms: $I = \frac{30 \times 70^3}{12} = 857,500 \text{cm}^4$

K trabes marco C = $\frac{857,500}{600} = 1429$; Ktrabes marco 5 = $\frac{857,500}{650} = 1319$

Ktrabes marco 5 = $\frac{857,500}{650} = 1319$: K columna : $\frac{60 \times 60^3}{12} / 500 = 2160$

K marco c.
GA = $\frac{1429+1429}{2160} = 1.32$
GB = $\frac{0}{2160} = 0$

K=1.20 : $\frac{Klu}{r} = \frac{1.20 \times 430}{18} = 28.66 > 22$: Se consideran efectos de esbeltes

K Marco 5

$$GA = \frac{1319 + 1429}{2160} = 1.27$$

$$GB = \frac{0}{2160} = 0$$

$K = 1.18$; $\frac{K1u}{r} = \frac{1.18 \times 430}{18} = 28.18 > 22$ so
consideran efectos de esbeltes.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K1u)^2}; \text{ Donde } EI = \frac{Ec Ig / 2.5}{1 + d}; Ig = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1'080,000 \text{ cm}^4$$

$$Ec = 15000 \sqrt{250} = 237,170$$

$$EI = \frac{237,170 \times 1'080,00 / 2.5}{1 + 0.66} = 61'721,000,000.00 \text{ de aquí}$$

$$P_{cx} = \frac{\pi^2 (6.17 \times 10^{10})}{(1.20 \times 430)^2} = \frac{60.90 \times 10^{10}}{2666256} = 2'287,272 \text{ Kg.}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 (6.17 \times 10^{10})}{(1.18 \times 430)^2} = \frac{60.90 \times 10^{10}}{257454} = 2'235,000 \text{ Kg.}$$

$$\delta_x = \frac{1.00}{1 - (426,000 / 0.7 \times 2'287,272)} = \frac{1}{1 - 0.266} = 1.36 > 1.00 \text{ O.K. } \delta_x = 1.36$$

$$\delta_y = \frac{1.00}{1 - (426,000 / 0.7 \times 2'365,000)} = \frac{1}{1 - 0.257} = 1.34 > 1.00 \text{ O.K. } \delta_y = 1.34$$

MOMENTOS DE DISEÑO.

$$M_{ux} = 18.04 \times 1.5 = 27.06 \text{ t-M.}$$

$$M_{uy} = 20.84 \times 1.50 = 31.26 \text{ t-M.}$$

$$M_x = 27.06 \times 1.36 = 36.80 \text{ t-M}$$

$$f'_c = 0.85 f'_c = 0.85 \times 250 = 212.50 \text{ K/cm}^2.$$

$$M_y = 31.26 \times 1.34 = 41.89 \text{ t-M}$$

$$\text{Proponemos } b = 60 \text{ cm } h = 60 \text{ cms} \\ d = 55 \text{ cm}$$

Del diagrama de interacción adimensional

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'_c}; K = \frac{426,000}{.70 \times 60 \times 60 \times 212.50} = 0.80 \text{ para } x \text{ e } y \text{ (por simetría)}$$

$$e_x = \frac{3'680,000}{426,000} = 8.64 ; \quad e_y = \frac{4'189,000}{426,000} = 9.83$$

$$e_x/h_x = \frac{8.64}{60} = 0.144 ; \quad e_y/h_y = \frac{9.83}{60} = 0.164$$

Para x: $q_x = .13$ Para y: $q_y = 0.17$

$$\text{Si } q = p \frac{f_y}{f''c} : \quad p = \frac{q f''c}{f_y} \quad p_x = \frac{q_x f''c}{f_y} = \frac{.13 \times 212.50}{4200} = 0.0065 < 0.01$$

$$p_y = \frac{q_y f''c}{f_y} = \frac{.17 \times 212.50}{4200} = 0.0086 < 0.01$$

$$\text{Si } p = 0.0225: \quad q_x = q_y = \frac{0.0225 \times 4200}{212.5} = 0.44 \quad q_x = q_y = 0.44$$

$$K_x = 1.06 \quad K_y = 1.04$$

$$P_x = 1.06 \times 0.70 \times 60 \times 60 \times 212.50 = 567,630 \text{ Kgs.}$$

$$P_y = 1.04 \times 0.70 \times 60 \times 60 \times 212.50 = 556,920 \text{ Kgs.}$$

$$P_o = \phi [(A_g - A_s) 0.85 f''c + A_s f_y]$$

$$P_o = 0.70 (3600 - 81) 0.85 \times 250 + 81 \times 4200$$

$$P_o = 761,591$$

$$A_s = 0.0225 \times 60 \times 60 = 81 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{567,630} + \frac{1}{556,920} - \frac{1}{761,591}$$
$$= 0.00000176 + 0.00000179 - 0.00000131$$

$$\frac{1}{P_u} = 0.00000224 = 446,429 > 426,000.00 \quad \text{O.K}$$

$$81 \text{ cm}^2 / 5.07 = 16 \text{ varillas de } 1''$$

DETALLADO DE LA COLUMNA .

Revisión por cortante

Cortantes Actuantes $V_{\text{Max}} = 7.07 \text{ tons.}$

$$V_c = 0.53 \sqrt{250} (60)(55) = 27,652 \text{ Kgs; } \phi V_c = 0.85 \times 27652 = 23,504 \text{ Kgs.}$$

$$V_u = 7.07 \times 1.50 = 10.61 \text{ tons} = 10,610 \text{ Kgs. entonces}$$

10,610 Kgs. < 27,652.; No requerimos refuerzo por cortante

ESTRIBOS EN COLUMNAS

De acuerdo a las especificaciones del ACI-318-83 tenemos:

A.- El espaciamiento vertical de los anillos laterales no debe de exceder de un valor igual a la menor dimensión lateral del miembro compuesto, ni 48 veces el diámetro de la varilla de los anillos, ni 16 veces el diámetro de las varillas longitudinales.

Por lo tanto para nuestro ejemplo:

Sección $b=60\text{cms}$

$h=60\text{cms}$; dimensión menor = 60 cms.

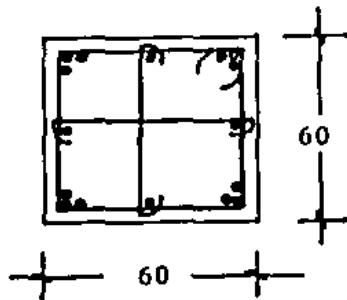
Si usamos E#3 ; $d=0.95 \times 48 = 45\text{cms}$.

Varilla long. #8 (1") $d=2.54 \times 16 = 40\text{cms}$.

$d/2 = 55/2 = 27.5\text{cms}$. Usaremos E#3 @ 20 cms.

Para confinamiento en los nudos el reglamento indica que se redujera la separación de los estribos a la mitad de su separación con una longitud de $h/5$ libre de los apoyos .

$h/5 = 330/5 = 66\text{cms}$, lo dejaremos en $h = 70\text{ cms}$.



3#8 @ ESQ

1#8 @ Cara : Para evitar paquete de 4 varillas y no elevar a 1.33 la long. de trslape .

EyGR#3 @ 20

EyGR#3 @ 10 en confinamiento.

5.5 DISEÑO DE ZAPATA.

Diseño de la zapata aislada en le cruce marco S y C.

Según nuestro estudio de mecánica de suelos :

Peso volumetrico = 1650 Kg/M³.

Número de golpes corregida

$$N = 15 + 0.5 (50 - 15) = 23$$

Angulo de fricción = 33°

Y de la formula para la presión neta del suelo es:

$$q_d = 0.5 \times B \times \gamma \times N'_{1/2} + \gamma \times Z \times (N'_{1/2} - 1)$$

Donde los factores de capacidad se determinan de la gráfica en función del angulo de fricción interna

$$N'_{1/2} = 9$$

Proponemos B = 3.6 Mt.

$$N'_{1/2} = 10$$

$$q_d = 0.5 \times 1.70 \times 1650 \times 9 + 1650 \times 3.6 (10 - 1)$$

$$q_d = 12622 + 53460$$

$$q_n = \frac{66082}{2.3} = 28731 \text{ Kg/m}^2 \quad q_n = \gamma_n = 30,000 \text{ Kg/m}^2.$$

Ahora calculamos la zapata ya con la fatiga del terreno tenemos

$$P = 283770 \text{ kg.}$$

$$F_s = 1.5$$

$$\gamma_n = 30,000 \text{ Kg/m}^2.$$

$$d = 70 \times 70$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$P_u = 1.5 \times 283770 = 425,655$$

$$P_c = 0.03 \times 425,655 = 12769.$$

$$P_u = 425,655 + 12769 = 438,424.$$

$$\gamma_n = P/A ; \quad A = \frac{P}{\gamma_n} = \frac{438,424}{30,000} = 14.61 \text{ cm}^2.$$

$$A = B = 3.82 = 3.80$$

$$d=40 \quad b_o=0.70+0.40=1.10$$

Area para cortante.

$$A=(380 \times 3.80 - 1.10 \times 1.10) : A=13.23 \text{ M}^2.$$

Reacción neta del terreno

$$R_n = \frac{425,655}{3.8 \times 3.80} = 29477.49 \text{ Kg.}$$

Cortante

$$V_u = 13.23 \times 29477.49 = 389,987.00$$

$$v_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{389,987}{0.85 \times 4 \times 110 \times 40} = v_u = 26.06 \text{ k/cm}^2.$$

$$v_c = \sqrt{f'_c} = \sqrt{200} = 14.14 \text{ k/cm}^2 \quad v_c < v_u \therefore \text{Se propone}$$

$$d=65 \quad b_o=0.70+0.65=1.35 \text{ cm.}$$

Area de cortante .

$$A=(3.80 \times 3.80 - 1.35 \times 1.35) : A= 12.61 \text{ m}^2.$$

Reacción neta del terreno

$$R_n=29477 \text{ Kg.}$$

Cortante

$$V_u = 12.61 \times 29477 = 371,704.$$

$$v_u = \frac{371,704}{0.85 \times 4 \times 135 \times 60} = 13.49 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v_c > v_u \therefore \text{O.K.}$$

Cortante como viga

$$A=3.80 \times 0.60 \quad A=2.28 \text{ m}^2.$$

$$V_u = A \times R_n$$

$$V_u = 2.28 \times 29477 = 67,207$$

$$v_u = \frac{V_u}{A \times d} = \frac{67,207}{0.85 \times 1.261 \times 60} = 1.05$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{200} = 7.07$$

$V_c > V_u \therefore \text{O.K.}$

Flexión

$$\text{Area} = 1.55 \times 3.80 = 5.89 \text{ m}^2.$$

$$V_u = 5.89 \times 29477 = 173619.5 \text{ kg.}$$

$$M_u = 173619 \times 0.775 = 134554 \text{ K-M.}$$

$$M_r = 30,000 \times 3.80 \times 1.55 \times 0.775 = 136942.5 \text{ R-M}$$

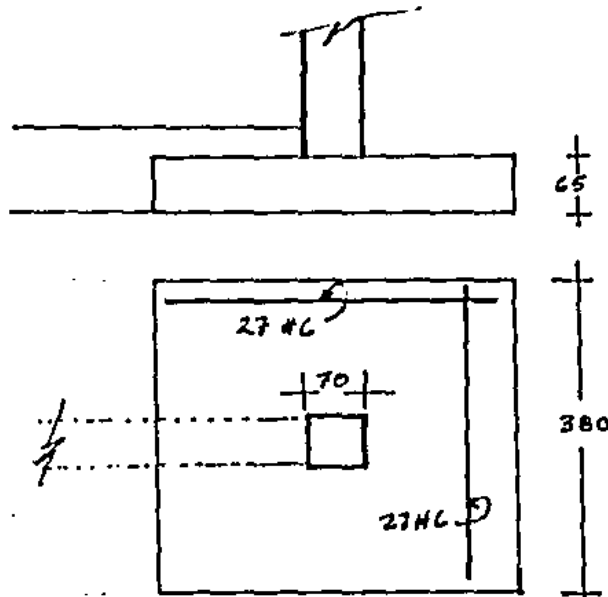
$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{13455400}{0.90 \times 4200 \times 0.96 \times 60} = 61.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 61.80 \text{ cm}^2.$$

Area de acero mínima:

$$A_s = \frac{14 B d}{f_y} = \frac{14(3.80)(60)}{4200} = 76 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 76 / 2.87 = 26.48 \quad 27 \text{ Vs } \# 6 \text{ @ sentido}$$



CAPITULO VI

VOLUMENES DE OBRA

6.1. SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD.

Para que una obra se realiza de acuerdo a las especificaciones que marca el proyecto, debera tener un supervisión para comprobar que la obra concuerde a lo que establece el proyecto y un laboratorio para checar calidad y resistencia de los materiales.

El reglamento del Distrito Federal fija las siguientes tolerancia:

- 1) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no diferirán a las de proyecto en más de $1\text{cm.} + 0.05t$, ni en menos de $0.3\text{cm} + 0.03t$, siendo t la dimensión en la dirección que se toma.
- 2) En espesores no más de $0.5\text{ cm.} + 0.05h$ y menor de $0.3\text{cm} + 0.03h$ siendo h espesor de proyecto.
- 3) El trazo de ejes de acuerdo con el proyecto ajustado un centimetro de tolerancia, más el 2% de la dimensión transversal.
- 4) En desplome de una columna será $1\text{cm} + 2\%$ de la dimensión, paralela a la desviación.
- 5) La posición de los ejes de la viga con respecto a la columna, $1\text{cm} + 2\%$ de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más $1\text{cm} + 2\%$ del ancho de la viga.
- 6) La distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos no mayor de 3cms. y en inclinadas no más del 1%.
- 7) La desviación angular de una línea de un sección transversal no más del 4%.
- 8) La localización de dobleces y cortes de barras, no más de $1\text{cm.} + 0.01L$, siendo L claro.

9) Para losas y zapatas el peralte efectivo que no -
reduzca, en más de $(0.3cm + 0.03d)$ y el recubrimiento -
en más de 0.5cm.

10) El refuerzo transversal de vigas y columnas, no -
más de $1 + 0.5t$ o menor de $0.3 + 0.03t$ $t =$ dimensión -
en la dirección a la tolerancia.

11) La separación de refuerzo $1cm + 10\%$ de dicha sepa-
ración.

6.1.2 CIMBRA.

Toda la cimbra se construirá de manera que resista las
acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, --
incluyendo las fuerza causadas por la compactación y vibrado -
del concreto. Debe ser lo suficientemente rígido para evitar
movimientos y deformaciones excesivas. En su geometría se in-
cluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los --
moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros -
en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera
o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante
un periodo mínimo de dos horas antes del colado. Se recomien-
da cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y -
facilitar el decimbrado.

Todos los elementos estructurales deben permanecer cim-
brados el tiempo necesario para que el concreto alcance la re-
sistencia suficiente para soportar su peso propio y otras car-
gas que actúan durante la construcción, así como para evitar
que las deflexiones sobrepasen los valores fijados.

6.1.3 ACERO.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que -
el acero no tenga algún defecto, en especial después de un --
largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se -
realizarán ensayos del acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasa, polvo, pintura, aceite, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el director de la obra permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a su rojo café (aproximadamente 530°C) si no está tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de -- alambre, silletas y separadores, de resistencia y un número -- suficiente para impedir movimientos durante el colado.

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguientes, por lo que se refiere al esfuerzo de fluencia.

De cada lote de 10ton. o fracción, formado con barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión, que no sea de los extremos de barras completas. Si algún espécimen presenta defectos suficientes pueden descartarse y substituirse por otro.

Si el esfuerzo de fluencia de un espécimen resulta mayor o igual que el mínimo especificado, se podrá usar el lote representado por el espécimen. En caso contrario, el lote se rechazará.

En substitución del control de obra se admitirá la garantía escrita del fabricante.

6.1.4 CONCRETO.

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia y durabilidad necesarias.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Deberá concordar con el valor especificado en cada caso.

El control se basará en las resistencias a compresión axial de cilindros. Si el concreto se elaboró en cemento tipo I, los ensayos se efectuarán a los 28 días de edad, y si con cemento tipo III o se usaron acelerantes, a los 14 días.

Se tomarán como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 metros cúbicos de concreto. De cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de cilindros.

Se admitirá que las características de resistencia -- del concreto correspondiente a un día de colado cumple con la resistencia especificada, $f'c$, si ninguna pareja de cilindros da una resistencia media inferior a $f'c - 50\text{kg/cm}^2$, y, además, cuando el número de muestras es 3 o más si los -- promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas de ese día no son menores que $f'c - 17\text{kg/cm}^2$.

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus -- ingredientes.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apizonado.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

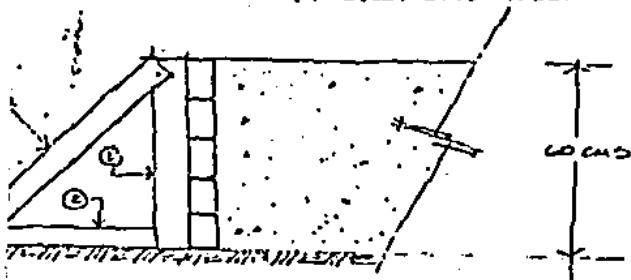
Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas en lo que respecta a su -- limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos -- durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida.

ZAPATA DE CIMENTACION

1 cm = 3.00 m

$$A = 3.00 \times 0.60 = 1.80 \text{ m}^2$$



- ① : BARROTE 2" x 4" x 0.90 mt @ 1.50
- ② : BARROTE 2" x 4" x 0.60 mt @ 1.50
- ③ : POLICIA 4" x 4" x 0.60 mt @ 1.50

$$\frac{2" \times 4" \times 2.95}{12} \times 3 = 5.90 \text{ Ft}$$

$$\frac{2" \times 4" \times 1.97}{12} \times 3 = 3.94 \text{ Ft}$$

$$\frac{4" \times 4" \times 1.97}{12} \times 3 = 7.88 \text{ Ft}$$

$$\sum = 9.84 \text{ Ft}$$

$$2" \times 4" \rightarrow 9.84 \text{ Ft} / 1.80 \text{ m}^2 = 5.47 \text{ Ft/m}^2 ; 5.47 / \text{BARROS} = 0.68 \text{ Ft}$$

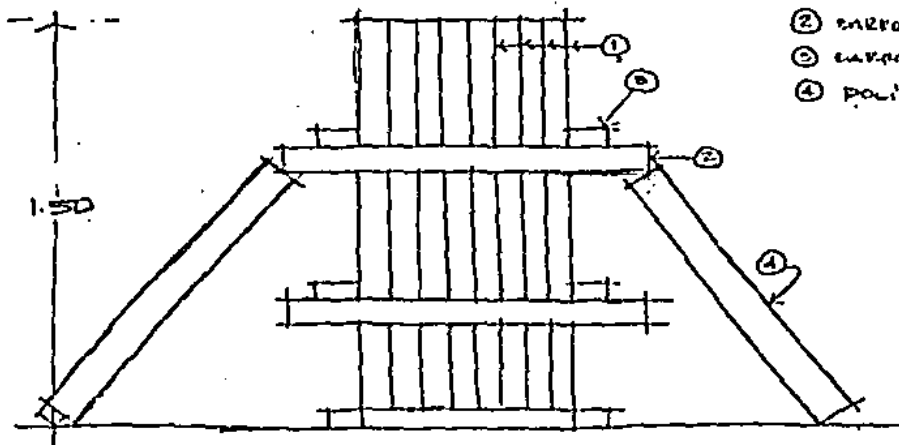
$$4" \times 4" \rightarrow 7.88 \text{ Ft} / 1.80 \text{ m}^2 = 4.38 \text{ Ft/m}^2 ; 4.38 / \text{BARROS} = 0.55 \text{ Ft}$$

2" x 4"	→	0.68 Ft
4" x 4"	→	0.55 Ft

DADO DE CIMENTACION

$$A = 1.50 \times 2.00 = 3.00 \text{ m}^2$$

SECCION 40x70



- ① DUDA 1" x 4" x 1.50 mt → 20 PZAS
- ② BARROTE 2" x 4" x 0.90 mt → 6 PZAS
- ③ BARROTE 2" x 4" x 0.50 mt → 6 PZAS
- ④ POLICIA 4" x 4" x 1.50 mt → 4 PZAS

$$\frac{1" \times 4" \times 4.92}{12} \times 20 = 22.80 \text{ Ft} ; 22.80 / 3.00 \text{ m}^2 / 10 \text{ BARROS} = 1.09 \text{ Ft/m}^2$$

$$\frac{2" \times 4" \times 2.95}{12} \times 6 = 11.80 \text{ Ft} ; 11.80 / 3.00 / 10 \text{ BARROS} = 0.39 \text{ Ft/m}^2$$

$$\frac{2" \times 4" \times 1.64}{12} \times 6 = 6.56 \text{ Ft} ; 6.56 / 3.00 / 10 \text{ BARROS} = 0.22 \text{ Ft/m}^2$$

$$\frac{4" \times 4" \times 4.92}{12} \times 4 = 26.24 \text{ Ft} ; 26.24 / 3.00 / 10 \text{ BARROS} = 0.87 \text{ Ft/m}^2$$

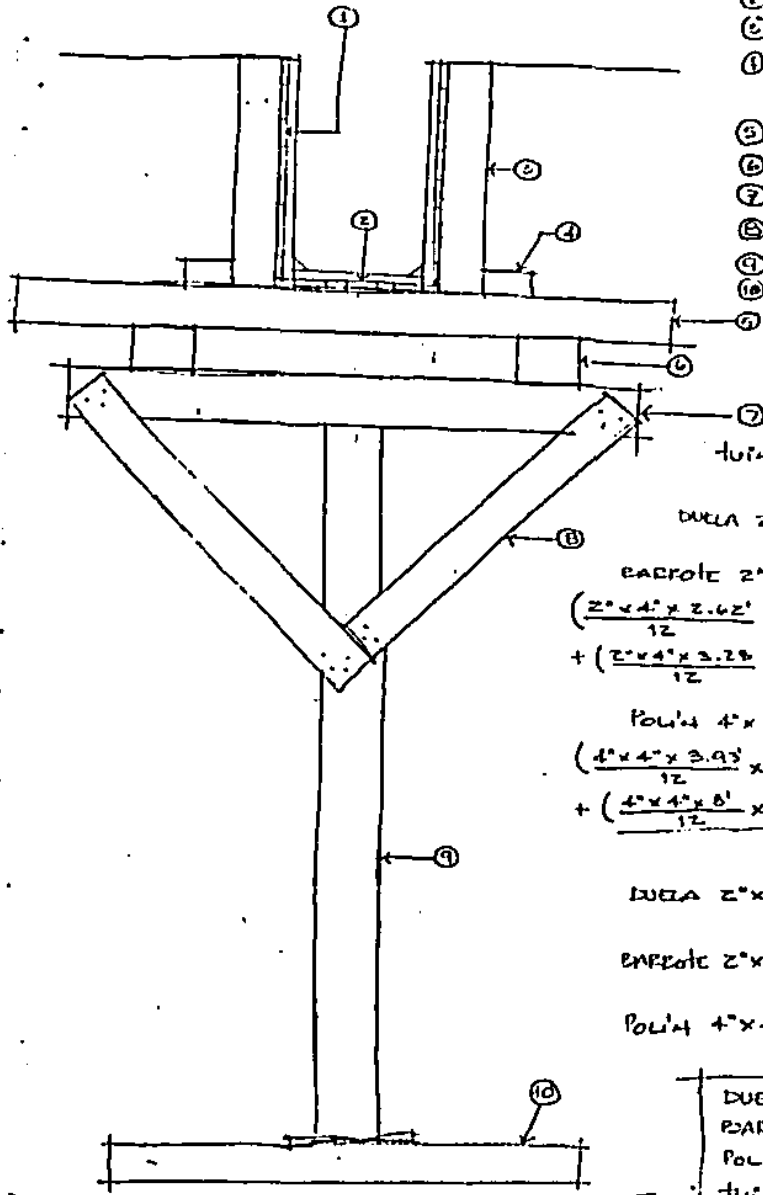
1" x 4"	→	1.09 Ft/m ²
2" x 4"	→	0.61 Ft/m ²
4" x 4"	→	0.87 Ft/m ²

TRABE

(30x70)

L = 3.00 m

FOLIO CIRCUMFERENCIAL



- ① DUELA 2"x1" → 10 Pzas
- ② DUELA 2"x1" → 6 "
- ③ BARROTE 2"x4" x 0.40 mt → 14 Pzas
- ④ BARROTE 2"x4" x 3.00 mt → 2 "
- ⑤ POLI'4 4"x4" x 1.20 mt → 7 Pzas
- ⑥ POLI'4 4"x4" x 3.00 mt → 2 "
- ⑦ POLI'4 4"x4" x 1.20 mt → 7 "
- ⑧ BARROTE 2"x4" x 1.00 mt → 14 "
- ⑨ POLI'4 4"x4" x 8' → 7 "
- ⑩ POLI'4 4"x4" x 0.60 mt → 7 "

$$A = 1.90 \times 3.00 = 5.70 \text{ m}^2$$

$$\text{tufo} = 6.00 \text{ m}^3 / 5.70 \text{ m}^2 = 1.05 / \text{tufo} = 1.05$$

$$\text{DUELA } 2" \times 1": \frac{2" \times 1" \times 10'}{12} \times 10 = 21.67 \text{ Pt}$$

$$\begin{aligned} \text{BARROTE } 2" \times 4": \\ \left(\frac{2" \times 4" \times 2.62'}{12} \times 14 \right) + \left(\frac{2" \times 4" \times 10'}{12} \times 2 \right) + \\ + \left(\frac{2" \times 4" \times 3.25'}{12} \times 14 \right) = 68.48 \text{ Pt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{POLI'4 } 4" \times 4": \\ \left(\frac{4" \times 4" \times 3.93'}{12} \times 7 \right) + \left(\frac{4" \times 4" \times 10'}{12} \times 2 \right) + \left(\frac{4" \times 4" \times 3.93'}{12} \times 7 \right) \\ + \left(\frac{4" \times 4" \times 8'}{12} \times 7 \right) + \left(\frac{4" \times 4" \times 1.96'}{12} \times 7 \right) = 192.97 \text{ Pt} \end{aligned}$$

$$\text{DUELA } 2" \times 1": \frac{21.67}{5.70 \text{ m}^2} = 3.80 \text{ Pt/m}^2 / \text{tufo} = 0.63 \text{ tufo/m}^2$$

$$\text{BARROTE } 2" \times 4": \frac{68.48}{5.70} = 12.01 \text{ Pt/m}^2 / \text{tufo} = 1.57 \text{ tufo/m}^2$$

$$\text{POLI'4 } 4" \times 4": \frac{192.97}{5.70 \text{ m}^2} = 33.85 \text{ Pt/m}^2 / 12 \text{ tufo} = 2.82 \text{ tufo/m}^2$$

DUELA 2" x 1"	→ 0.65 Pt/m ²
BARROTE 2" x 4"	→ 1.50 Pt/m ²
POLI'4 4" x 4"	→ 2.82 Pt/m ²
tufo	→ 1.00 m ³ /m ²

FOLIO DE DUELA (2" x 1") → 38 Pzas

$$\frac{2" \times 1" \times 10' \times 38}{12} = 63.33 \text{ Pt}; \frac{63.33}{5.70} = 11.11 \text{ Pt/m}^2 \div 10 \text{ tufo} \rightarrow 1.11 \text{ Pt/m}^2$$

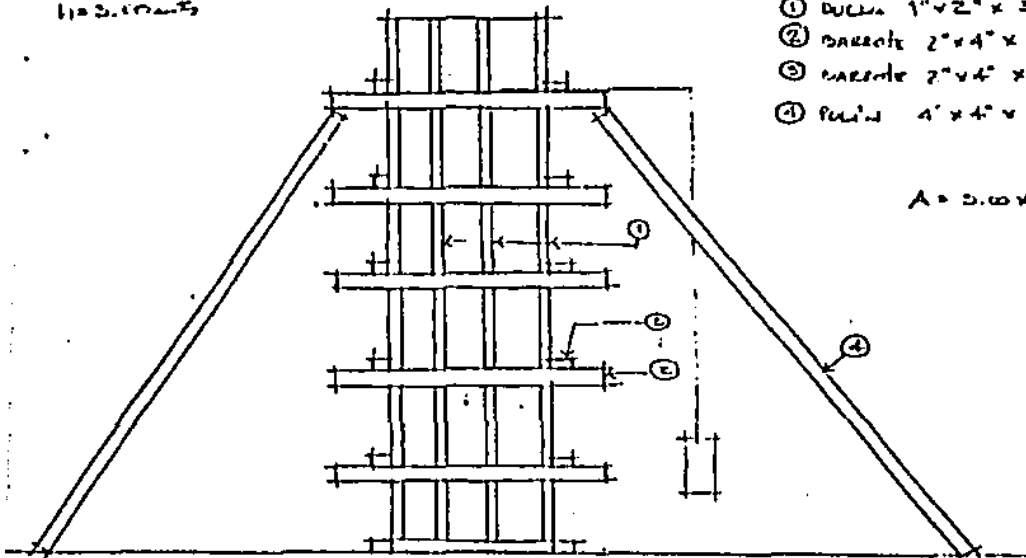
COLUMNA (10x10)

COLUMNA SOFEO
11x3.00m²

TORZO CIRCUNFERENCIAL

- ① DUELA 1"x2" x 3.00m² → 16 PZAS
- ② CARROTE 2"x4" x 0.90m² → 12 "
- ③ CARROTE 2"x4" x 0.90m² → 12 "
- ④ POLI'N 4"x4" x 3.00m² → 4 "

$A = 3.00 \times 2.00 = 6.00 \text{ m}^2$



DUELA 2"x1": $\frac{2 \times 1 \times 10^3}{12} \times 16 = 26.67 \text{ Pt} ; \frac{26.67}{6.00} = 4.45 / 6 \text{ vuos} = 0.74 \text{ Pt/m}^2$

CARROTE 2"x4": $\frac{2 \times 4 \times 2.95}{12} \times 12 = 23.60 \text{ Pt}$

CARROTE 2"x4": $\frac{2 \times 4 \times 1.64}{12} \times 12 = 13.12 \text{ Pt}$

$\sum = 36.72 \text{ Pt} ; \frac{36.72}{6.00} = 6.12 / 8 \text{ vuos} = 0.77 \text{ Pt/m}^2$

POLI'N 4"x4": $\frac{4 \times 4 \times 10^3}{12} \times 4 = 53.33 \text{ Pt} ; \frac{53.33}{6.00} = 8.89 / 10 \text{ vuos} = 0.89 \text{ Pt/m}^2$

TU'N: $3.00 \text{ m} \times 4 = 12.00 \text{ m}$

$12 \text{ m} / 6.00 \text{ m}^2 = 2.00 \text{ m} / \text{m}^2 / 2 \text{ vuos} = 1.00 \text{ m} / \text{m}^2$

DUELA 2"x1"	→	0.74 Pt/m ²
CARROTE 2"x4"	→	0.77 Pt/m ²
POLI'N 4"x4"	→	0.89 Pt/m ²
TU'N	→	1.00 m/m ²

COLUMNA CON TORZO DE DUELA

DUELA 2"x1": → 40 PZAS

$\frac{2 \times 1 \times 10^3}{12} \times 40 = 66.67 \text{ Pt} ; \frac{66.67}{6.00 \text{ m}^2} = 11.11 \text{ Pt/m}^2 ; \frac{11.11}{10 \text{ vuos}} = 1.11 \text{ Pt/m}^2$

DUELA 2"x1"	→	1.11 Pt/m ²
CARROTE 2"x4"	→	0.77 Pt/m ²
POLI'N 4"x4"	→	0.89 Pt/m ²
TU'N	→	1.00 m/m ²

6.2 VOLUMENES DE OBRA.-

CIMENTACION.-

	CANTIDAD.	UNIDAD.
1.- Cimbra de lámina acabado común para cimentación	221.37	M2.
2.- Acero de refuerzo $f_y=4200$ hg/cm ²	7,917.50	KG.
3.- Concreto $f'c=200$ kg/cm ²	123.78	M3.

COLUMNAS 1er. Nivel.

4.- Cimbra de columnas con cimbraplay acabado aparente	145.96	M2.
5.- Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² .	10,154.78	KG.
6.- Concreto de $f'c =250$ kg/cm ² .	23.71	M3.

LOSA DE 1er. Nivel.

7.- Cimbra de lámina en losa $H=3.50m$.	389.44	M2.
8.- Cimbra de trabes con cimbraplay aparentes	178.60	M2.
9.- Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² .	9,686.58	KG.
10.- Block hueco 20x20x40 jal-cemento	3,021.00	Pzas.
11.- Concreto $f'c=200$ kg/cm ² .	76.00	M3.

COLUMNAS 2º Nivel y 3er. Nivel.

12.- Cimbra en columnas con cimbraplay	231.72	M2.
13.- Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² .	7,205.68	KG.
14.- Concreto de $f'c=250$ kg/cm ² .	36.26	M3.

LOSA 2º Nivel y 3er. Nivel 4º 5º 6º

15.- Cimbra de lámina en losa $H=3.00$	2,295.45	M2.
16.- Cimbra de trabes con cimbraplay aparente	1,163.00	M2.
17.- Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² .	40,675.00	KG.
18.- Block hueco 20x020x40	17,828.00	Pzas.
19.- Concreto $f'c=200$ kg/cm ² .	445.00	M3.

COLUMNAS 4º 5º y 6º

20.- Cimbra en columnas con cimbraplay	316.41	M2.
21.- Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² .	10,740.00	KG.
22.- Concreto de $f'c =.250$ kg/cm ² .	46.69	M3.

C A P I T U L O VII

PROGRAMA DE DESARROLLO DE OBRA

7.1.- INTRODUCCION.

A toda obra o proyecto de investigación debe preceder un programa de trabajo. También debe estimarse el tiempo de ejecución de cada una de las actividades, los recursos humanos y económicos necesarios para llevar a cabo cada una de ellas.

Uno de los métodos de planeación y programación más usados para lograr tales propósitos es el método de ruta crítica.

HISTORIA

A principios del 1957 el Ingeniero Morgan R. Walrer y el Ingeniero James I. Killey Jr., pusieron a prueba el método de la "RUTA CRITICA" para la construcción de la planta Dupont. En México el método de Ruta Crítica ha sido usado desde 1961_ por la Secretaría de Obras Públicas y en 1962 por la Comisión Federal de Electricidad.

7.2.- Ruta Crítica es un sistema de Programación y Control -- que permite conocer las actividades que definen la duración - de un proceso productivo.

Un proceso Productivo consta de 3 fases:

- a) Planeación.- Enunciar y ordenar las actividades.
- b) Programación.- Tablas con tiempos de iniciación o terminación de cada actividad.
- c) Control- Tablas para checar tiempo.

Empesamos a enunciar las actividades como se aprecia en el Diagrama de Barras y con una secuencia lógica en cuanto a ejecución, en este caso no tendremos fuentes o resumideros, debido a los eventos con los que cuenta mi programa de obra, teniendo como actividades puras inmediatas anteriores a las actividades siguientes.

Cuento con un sub-contrato de cimbra y puntales metálicos_ quedando incluido en el concepto de cimbrado, según experiencia cuatro días habilitado de cimbra, dos días de armado, un día de colado y siete de fraguado (apuntalando ciertas zonas para la recuperación de materiales).

Utilizaremos dos juegos de cimbra, para dividir en dos etapas cada nivel, obteniendo colados más seguidos aprovechando un escalonamiento, en el cuál mientras colamos columnas tenemos -- cimbrado, armado y colado de losa, quedando los recursos humanos, trabajando a un máximo y los materiales para la construcción optimizándose por los usos, no teniéndose tiempos muertos y no quedando holgura en ninguna actividad, un atraso en cualquier actividad nos representaría una pérdida en la utilidad -- calculada o sacrificio en los indirectos.

Para este trabajo de estructura, en vista de que las actividades son bastante ligadas y llevan una secuencia entre si se presenta un Diagrama de Barras (GANTT), explicando duración de la obra, tiempo máximo por cada evento y el costo se represento en el Presupuesto de obra, pudiendo ver en lo Análisis de precios la cantidad de los materiales y rendimientos de los trabajadores para lograr tener de acuerdo al calendario el máximo de utilidades.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES

Resumiendo algunos aspectos que considero importantes de mi Tesis, dare en cada capítulo mi opinión o recomendaciones, para optimizar ó mejorar la ejecución de dicho trabajo.

8.1 SOBRE EL ANALISIS DEL SUELO.

Lo más frecuente en los suelos son los asentamientos, - que éstos sufren debido a los incorrectos muestreos de los laboratorios, a las intensidades de los sismos en zonas asísmicas debido al comportamiento de explosiones nucleares, etc., situaciones que debemos tomar en cuenta para determinar los esfuerzos de la estructura. Buscando una cimentación de acuerdo a las características del suelo sobre el cual se va a desplantar la obra, usando pilotes, suelo cal, suelo cemento, etc., para proteger nuestra estructura.

Tratando de que dichos estudios sean realizados por -- especialistas en la materia.

8.2 ANALISIS DE CARGAS Y FACTORES DE SEGURIDAD.

En este inciso es necesario hacer conscientes a los usuarios del inmueble, para qué fue diseñado el Edificio y cual es su carga última, evitando así los colapsos en las estructuras por desconocer que tipos de carga se le pueden aplicar a diferentes partes del edificio, recomendandose apegar a los manuales de fabricación de los materiales para poder garantizar la calidad y no tratar de economizar despreciando un factor de seguridad de nuestros reglamentos, para el calculo de nuestra estructura de concreto.

8.3 ACERCA DEL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

Dentro de la ingeniería civil, el análisis estructural es quizás una de las ramas más difíciles ya que requiere un grado de conocimientos superior al medio en las ciencias de la física y las matemáticas. No obstante lo anterior, esta rama de la ingeniería civil es en realidad interesante ya que del análisis de cada nueva estructura; nuevas experiencias acerca del comportamiento estructural acrecentan el conocimiento del ingeniero acerca de ellas. Esto es, en el estudio de un nueva estructura se obtiene una intuición más realista de cómo se comportan las estructuras bajo la acción de diversos sistemas de cargas.

Cuando se tiene experiencia en el análisis estructural, se pueden suponer las dimensiones de los diversos elementos que conforman la estructura con un buen grado de aproximación, por lo cual, los métodos aproximados de análisis pasan a un segundo término y suelen ser utilizados solamente para revisiones rápidas con el fin de verificar algún posible error que se pudiese haber cometido en el manejo de los datos durante el proceso de un análisis exacto de la estructura. Contrariamente, si se carece de la experiencia suficiente, entonces es preferible que se recurra a tales métodos a fin de evitar contratiempos.

Con respecto al diseño de los miembros de la estructura se recomienda que los armados sean homogéneos y sencillos para evitar cualquier problema de tipo práctico a la hora de formarlos y colarlos; y es que a veces es tal el armado o las o las dimensiones propuestas por el calculista que se hace necesario rediseñarlos en plena obra, corriendo el riesgo de dicho rediseño lo hagan personas sin experiencia en el área del diseño estructural. También debe prestarse una atención especial a las disposiciones que señale el reglamento con respecto al diseño de los elementos estructurales que resisten los efectos del sismo.

8.4 VOLIMENES DE OBRA.

Es importante para un buen presupuesto la cuantificación de cimbra, acero y concreto.

Por la experiencia necesita uno conocer el tipo de cimbra a usarse para no subir costo, pues hay terminado aparente (con cimbraplay), si buscamos mas economía un acabado común (con duela de madera) y acabado más burdo (con duela metálica) empleando cada concepto donde es posible utilizarse dependiendo del elemento a tratar.

En el acero es importante conocer los diámetros a usarse, pues si es del # 12, se ocupa soldar o conectores cadwell, así como respetar traslapes, ganchos mínimos marcados por el ACI, según tablas al calce de planos, respetando las especificaciones de resistencia debido a casas comerciales.

El concreto a usarse necesita un control de calidad eficiente, pues si hay alguna falla en la resistencia, detectarla oportunamente nos ayuda a economizar en apuntalamientos, demoliciones, etc., se recomienda llevar una bitácora de colado para la mejor localización inmediata de cualquier mala resistencia del concreto.

8.5 PROGRAMACION DE OBRA.

Para elaborar un calendario de ejecución de la obra debe tomarse en cuenta los tiempos muertos debido a posibles accidentes, falta de personal calificado dando como resultado baja en eficiencia o avance de obra, días festivos y climatológicos, para cualquier ejecución de obra es necesario conocer la localización de ésta, porque el acceso podría determinar pérdida de tiempo, sino hay comunicación a ella los indirectos nos causarían merma en la utilidad.

Recomendaciones Generales:

En dicho trabajo he tratado de explicar en una secuencia lógica los pasos a seguir para el análisis, diseño y cons

trucción de un Edificio. Esperando sirva para los estudiantes y futuros Ingenieros Civiles, en su preparación a un mejor aprovechamiento de tiempo, dinero y esfuerzo.

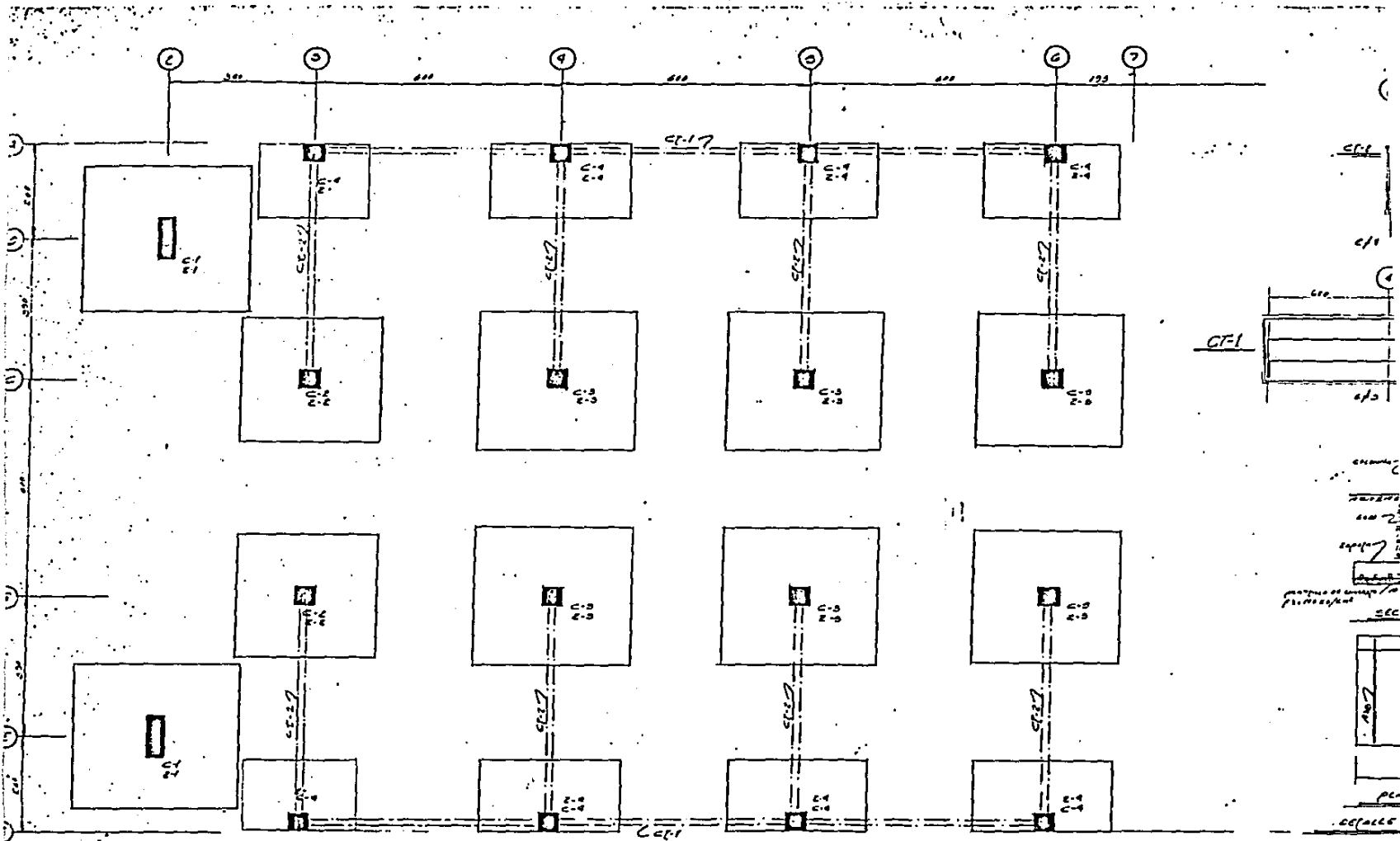
Auxiliandome de un análisis por computadora, permitiendo un mínimo de error y mejor calidad en mi trabajo, dando margen a los profesionistas de poderse preparar más en la investigación y actualización de métodos, permitiendo corregir reglamentos, especificaciones y contro de calidad.

Ayudando al mejor uso de Técnicas y materiales para la construcción de cualquier tipo de estructura con mejores criterios y optimización de los cursos que bastante falta hacen en la actualidad.

B I B L I O G R A F I A.

- 1.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., Mecánica de Suelos, Limusa, México, D.F. (1975).
- 2.- Crespo Villala, C., Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Limusa, México, D.F. (1981).
- 3.- Bowles, J.E., Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Co. Inc., New York (1984).
- 4.- Olvera L., A., Análisis de Estructuras, C.E.C.S.A., México, D.F. (1980).
- 5.- Todd, J.D., Structural Theory and Analysis, The Mac Millan Press. LTD., London (1979).
- 6.- Bazán Zurita, E. y Meli Piralla, R., Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Limusa, México, D.F. (1985).
- 7.- Meli Piralla, R., Diseño Estructural, Limusa, México, D.F. (1985).
- 8.- "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 401, México, D.F. (1977).
- 9.- "Manual de Diseño por Sismo. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 402, México, D.F. (1977).
- 10.- "Diseño y Construcción de Cimentaciones. Título IV. - del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 405, México, D.F. (1977).

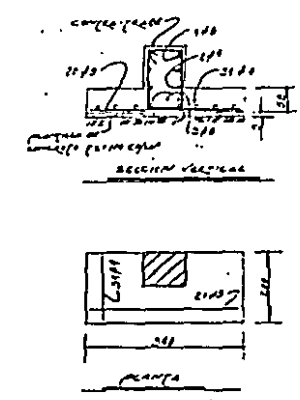
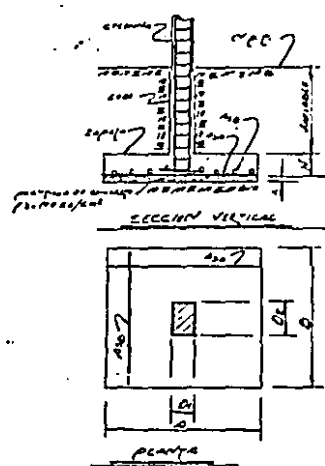
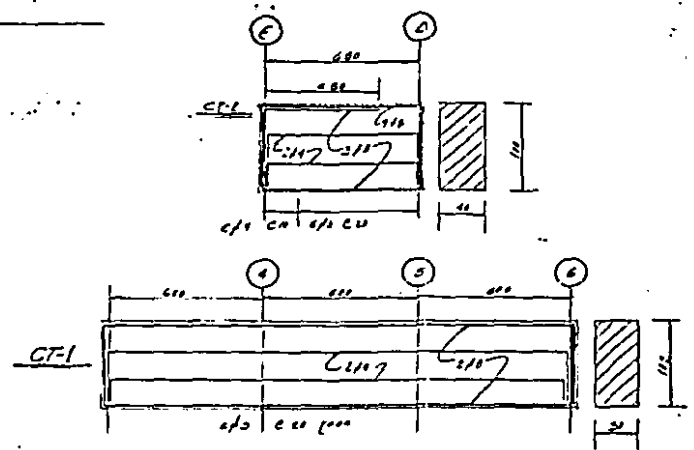
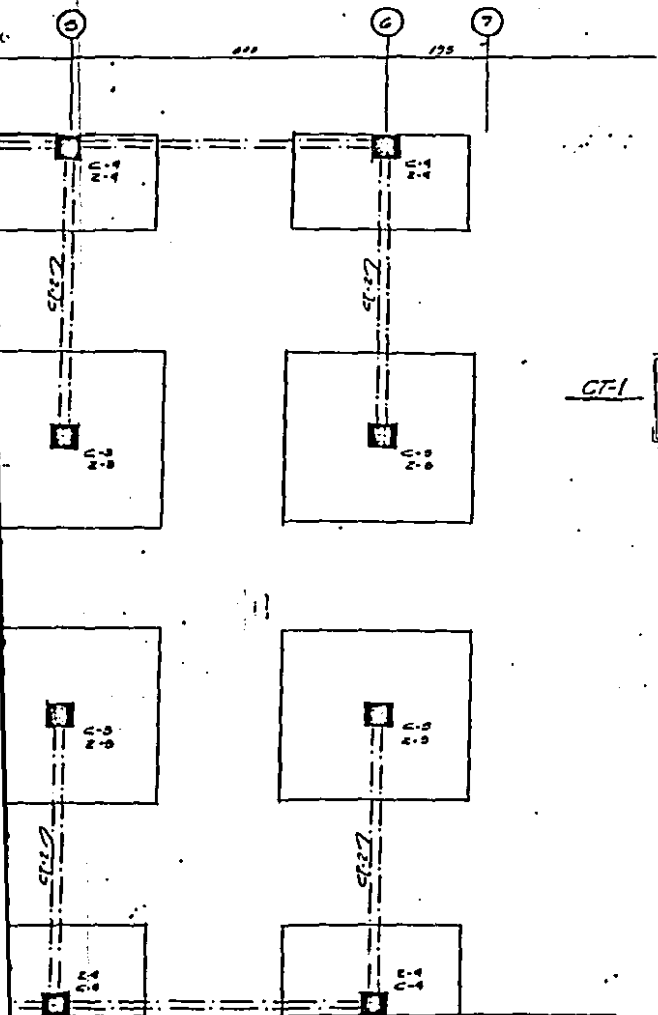
- 11.- "Requisitos de Seguridad y Servicio Para las Estructuras. Título IV del Reglamento del Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 400, México, D.F. (1977).
- 12.- Meli, R. y Rodríguez, M., Gráficas para Diseñar Columnas de Concreto Reforzado, Serie del Instituto de Ingeniería, UNAM, 428, México, D.F. (1980).
- 13.- Wang, C.K. and Salmon, C.G., Reinforced Concrete Design, Harper and Row, New York (1985).
- 14.- "Curso de Método de la Ruta Crítica", Constructora Sigud, Guadalajara, Jal. (1986).
- 15.- González Meléndez, R., "Costos y Materiales", Peimbert (Editor), México, D.F. (1982).
- 16.- Suárez Salazar, C., Costo y tiempo en edificación, Limusa, México, D.F. (1984).
- 17.- James M. Gere y William Weaver, Jr., Análisis de Estructuras Reticulares.
- 18.- Phil M. Ferguson, Teoría Elemental del Concreto Reforzado.



PLANTA DE CIMENTACION

Tabla de equipos

Tip	ESPEC	Q	M	C	DI	ALCANT	EST
CE	400	400	88	70	70	210	210
CE	340	340	88	70	70	210	210
CE	340	280	88	70	70	210	210
CE	340	240	88	70	70	210	210

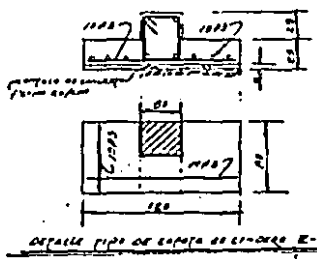


DETALLE TIPO DE JUNTAS DE COLUMNA C-1

DETALLE TIPO DE JUNTAS DE COLUMNA C-2

Tabla de Espaldas

TIPO DE ESPALDA	N	Q	O	SECCION	SECCION		
C-1	40	40	60	70	70	210	210
C-2	30	30	60	70	70	210	210
C-3	30	30	60	70	70	210	210
C-4	30	30	60	70	70	210	210



DETALLE TIPO DE JUNTAS DE COLUMNA C-3

ESPECIFICACIONES

NO SE TRASLAPARA MAS DEL 50% DE LAS VARILLAS DE CADA LECHO DENTRO DE UNA ZONA IGUAL A UNA LONGITUD DE TRASLAPAZO MENOR 12 M 12 0 12 M ACB-83

LONGITUD DE TRASLAPAZO PARA VARILLA NOVELLA EN LECHO INFERIOR DE TRAJES Y LOSAS

No	Ø	No	Ø
No 2	40 mm	No 6	60 mm
No 3	40 mm	No 8	120 mm
No 4	50 mm	No 10	180 mm
No 5	60 mm		

LONGITUD DE TRASLAPAZO PARA VARILLA NOVELLA EN LECHO SUPERIOR DE TRAJES Y LOSAS

No	Ø	No	Ø
No 2	50 mm	No 3	90 mm
No 3	50 mm	No 6	110 mm
No 4	70 mm	No 8	170 mm

LAS LONGITUDES DE TRASLAPAZO DEBERAN MULTIPLICARSE POR 1.2 EN PANDILES DE 3 VARILLAS Y POR 1.33 EN PANDILES DE 4

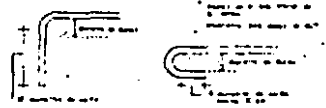
EL CONSTRUCTOR DEBERA SUJETARSE A LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE EL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO ACI-308-83

CONCRETO f'c 21' kg/cm²

ACERO DE REFORZADO fy 4200 kg/cm²

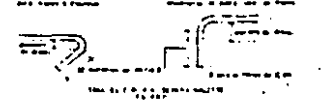
CANCHO ESTANDAR PARA REFORZO PRINCIPAL

TIPO DE CANCHO	Ø	LONGITUD	Ø
1	10	100	10
2	10	150	10
3	10	200	10
4	10	250	10
5	10	300	10
6	10	350	10
7	10	400	10
8	10	450	10
9	10	500	10
10	10	550	10
11	10	600	10
12	10	650	10
13	10	700	10
14	10	750	10
15	10	800	10
16	10	850	10
17	10	900	10
18	10	950	10
19	10	1000	10
20	10	1050	10
21	10	1100	10
22	10	1150	10
23	10	1200	10
24	10	1250	10
25	10	1300	10
26	10	1350	10
27	10	1400	10
28	10	1450	10
29	10	1500	10
30	10	1550	10
31	10	1600	10
32	10	1650	10
33	10	1700	10
34	10	1750	10
35	10	1800	10
36	10	1850	10
37	10	1900	10
38	10	1950	10
39	10	2000	10
40	10	2050	10
41	10	2100	10
42	10	2150	10
43	10	2200	10
44	10	2250	10
45	10	2300	10
46	10	2350	10
47	10	2400	10
48	10	2450	10
49	10	2500	10
50	10	2550	10
51	10	2600	10
52	10	2650	10
53	10	2700	10
54	10	2750	10
55	10	2800	10
56	10	2850	10
57	10	2900	10
58	10	2950	10
59	10	3000	10
60	10	3050	10
61	10	3100	10
62	10	3150	10
63	10	3200	10
64	10	3250	10
65	10	3300	10
66	10	3350	10
67	10	3400	10
68	10	3450	10
69	10	3500	10
70	10	3550	10
71	10	3600	10
72	10	3650	10
73	10	3700	10
74	10	3750	10
75	10	3800	10
76	10	3850	10
77	10	3900	10
78	10	3950	10
79	10	4000	10
80	10	4050	10
81	10	4100	10
82	10	4150	10
83	10	4200	10
84	10	4250	10
85	10	4300	10
86	10	4350	10
87	10	4400	10
88	10	4450	10
89	10	4500	10
90	10	4550	10
91	10	4600	10
92	10	4650	10
93	10	4700	10
94	10	4750	10
95	10	4800	10
96	10	4850	10
97	10	4900	10
98	10	4950	10
99	10	5000	10



CANCHO ESTANDAR PARA ESTADOS

TIPO DE CANCHO	Ø	LONGITUD	Ø
1	10	100	10
2	10	150	10
3	10	200	10
4	10	250	10
5	10	300	10
6	10	350	10
7	10	400	10
8	10	450	10
9	10	500	10
10	10	550	10
11	10	600	10
12	10	650	10
13	10	700	10
14	10	750	10
15	10	800	10
16	10	850	10
17	10	900	10
18	10	950	10
19	10	1000	10
20	10	1050	10
21	10	1100	10
22	10	1150	10
23	10	1200	10
24	10	1250	10
25	10	1300	10
26	10	1350	10
27	10	1400	10
28	10	1450	10
29	10	1500	10
30	10	1550	10
31	10	1600	10
32	10	1650	10
33	10	1700	10
34	10	1750	10
35	10	1800	10
36	10	1850	10
37	10	1900	10
38	10	1950	10
39	10	2000	10
40	10	2050	10
41	10	2100	10
42	10	2150	10
43	10	2200	10
44	10	2250	10
45	10	2300	10
46	10	2350	10
47	10	2400	10
48	10	2450	10
49	10	2500	10
50	10	2550	10
51	10	2600	10
52	10	2650	10
53	10	2700	10
54	10	2750	10
55	10	2800	10
56	10	2850	10
57	10	2900	10
58	10	2950	10
59	10	3000	10
60	10	3050	10
61	10	3100	10
62	10	3150	10
63	10	3200	10
64	10	3250	10
65	10	3300	10
66	10	3350	10
67	10	3400	10
68	10	3450	10
69	10	3500	10
70	10	3550	10
71	10	3600	10
72	10	3650	10
73	10	3700	10
74	10	3750	10
75	10	3800	10
76	10	3850	10
77	10	3900	10
78	10	3950	10
79	10	4000	10
80	10	4050	10
81	10	4100	10
82	10	4150	10
83	10	4200	10
84	10	4250	10
85	10	4300	10
86	10	4350	10
87	10	4400	10
88	10	4450	10
89	10	4500	10
90	10	4550	10
91	10	4600	10
92	10	4650	10
93	10	4700	10
94	10	4750	10
95	10	4800	10
96	10	4850	10
97	10	4900	10
98	10	4950	10
99	10	5000	10



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

POCIBONE

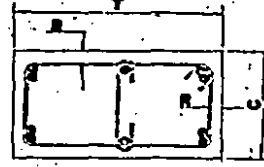
PLANOS ESTRUCTURALES

J. JAVIER ALVAREZ DEL CASTILLO MORALES

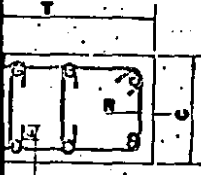
FECHA: NOVIEMBRE 1983 ESCUELA VALLARTA

PARA DE 08

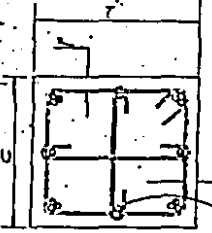
REVISADO POR
INGENIERO EN
ELECTRICIDAD
Y MECANICA
C. S. GARCIA
C. S. GARCIA
C. S. GARCIA



SECCION TIPO 1QR

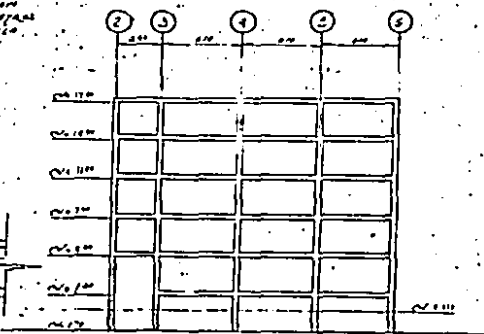


SECCION TIPO 2CR

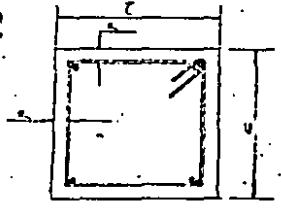


SECCION TIPO 2CRX

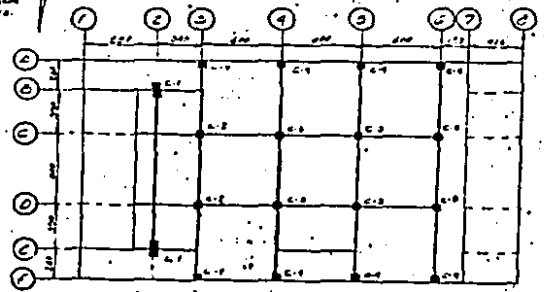
TABLA TIPO DE COLUMNAS PARA ENTREPISO DE NIVEL A NIVEL													
NIVEL	TIPO	LARGO DE ENTREPISO	TIPO DE SECCION	NUMERO DE COLUMNAS	ALFURAS			REINFORZO		MONTONAL		ESPEJIDOS	
					H	HE	AB	DIAMETRO (CM)	ESPESOR (CM)	A	D	ESPESOR FONDO A	ESPESOR FONDO D
1-2	C-1	2.1120	2.6x2.6	2	330	70	70	Ø10	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
1-3	C-2	2.1120	2.6x2.6	2	330	70	70	Ø10	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
4-5	C-2	2.1120	2.6x2.6	2	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
6	C-2	2.1120	2.6x2.6	2	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
1-2	C-2	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
3	C-3	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
4-5	C-3	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
6	C-3	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
1-3	C-4	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
4-5	C-4	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
6	C-4	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
1-3	C-5	2.1120	2.6x2.6	2	330	70	70	Ø10	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
4-5	C-5	2.1120	2.6x2.6	2	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
6	C-5	2.1120	2.6x2.6	2	330	70	70	Ø10 1.0	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0
1	C-6	2.1120	2.6x2.6	4	330	70	70	Ø10	Ø10	70	120	Ø10 2.0	Ø10 2.0



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TIPO 2CRX



PLANTA LOCALIZACION DE COLUMNAS

ESPECIFICACIONES

NO DE TRASLAPA MAS DEL 50% DE LAS MALLAS DE CADA LECHO DENTRO DE UNA ZONA SOLA A UNA LONGITUD DE TRASLAPA MAXIMA DE 12 M (12 M ACI-308-B3)

LONGITUD DE TRASLAPA PARA MALLA PERMANENTE EN LECHO SUPERIOR DE TRAZOS Y LOSAS

No. 2.5	40 cm	No. 8	90 cm
No. 3	40 cm	No. 6	110 cm
No. 4	50 cm	No. 8	180 cm
No. 6	60 cm		

LONGITUD DE TRASLAPA PARA MALLA PERMANENTE EN LECHO SUPERIOR DE TRAZOS Y LOSAS

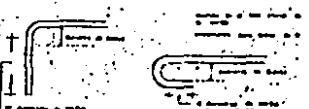
No. 2.5	50 cm	No. 5	90 cm
No. 3	50 cm	No. 6	110 cm
No. 4	70 cm	No. 8	175 cm

LAS LONGITUDES DE TRASLAPA ENTRE MALLAS PUEDE SER 1.70 EN MANTENIMIENTO DE 8 MALLAS Y POR 1.33 EN PROYECTOS DE 8

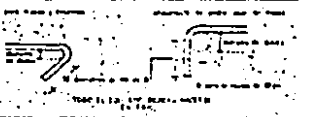
EL CONSTRUCTOR DEBE SUJETARSE A LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES EN EL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO (ACI-308-B3)

CONCRETO f'c = 400 kg/cm²
ACERO DE REFORZADO fy = 4200 kg/cm²

CANCHO ESTANDAR PARA ESTILOS	
TIPO	ESTILO
1	2
3	4
5	6
7	8
9	10



CANCHO ESTANDAR PARA ESTILOS	
TIPO	ESTILO
1	2
3	4
5	6
7	8
9	10



PROYECTO: ...

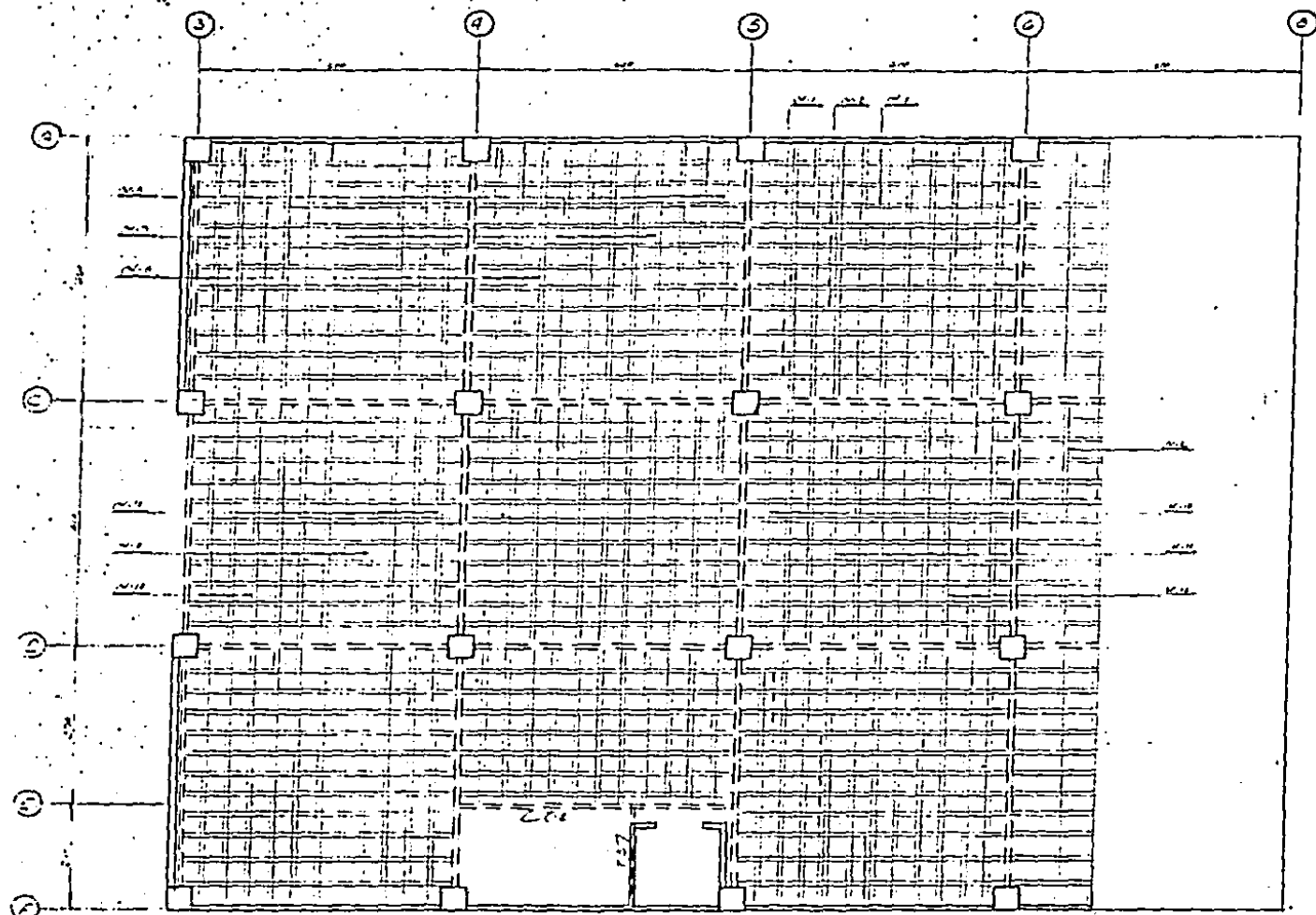
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

PROFESOR: PLANOS ESTRUCTURALES

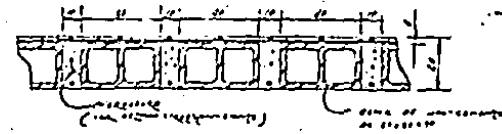
J. Javier Alvarez del Campo Moreno

FECHA: NOVIEMBRE ESCALA VARIABLE

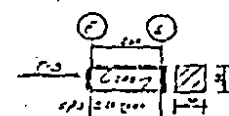
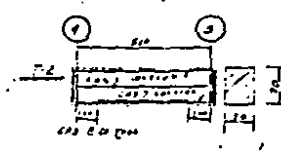
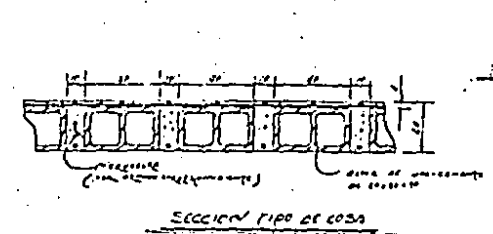
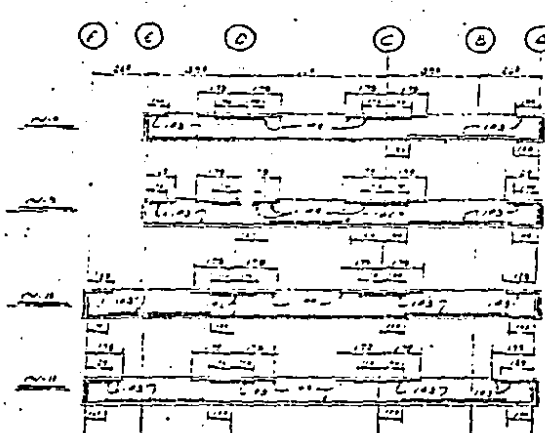
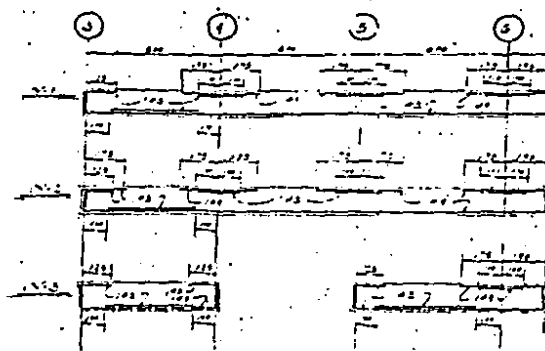
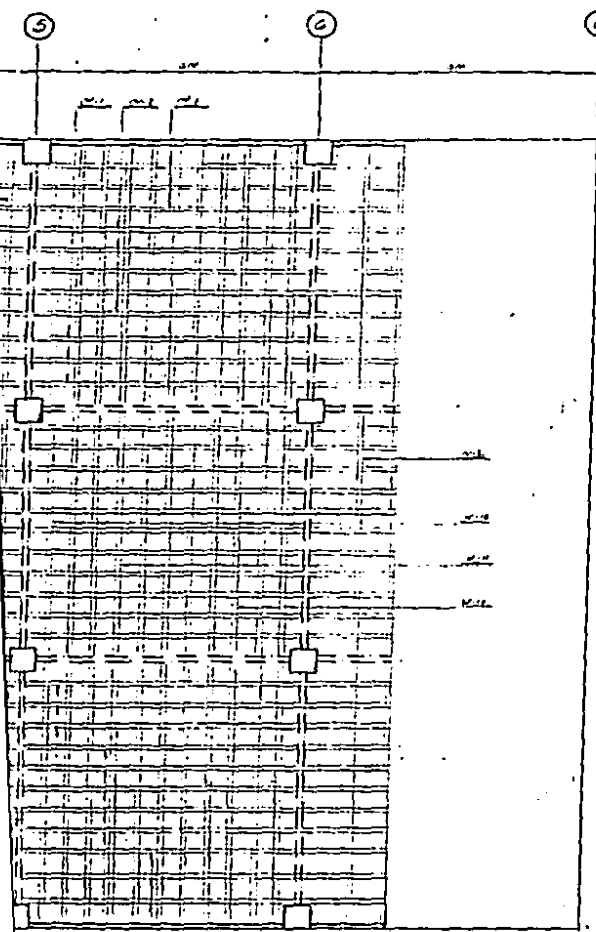


CASA DE PLANTA SOFANO

FIG. 7. 10



SECCION TIPO DE CASA



ESPECIFICACIONES

NO SE TRABAJARA MAS DEL 50% DE LAS PLACAS DE CADA LLECHO DENTRO DE UNA ZONA CUAD. A LA LONGITUD DE TRABAJE MEDIDA 12M 120 20 20 20-29.83

LONGITUD DE TRABAJE PARA VERBA GENERAL EN LLECHO MENOR DE TAJES Y LOSAS

23	40 m	NO	8	80 m
2	45 m	NO	8	125 m
6	50 m	NO	8	150 m
3	80 m			

CANTIDAD DE TRABAJE PARA VERBA GENERAL EN LLECHO SUPERIOR DE TAJES Y LOSAS

23	80 m	NO	8	80 m
2	80 m	NO	8	110 m
6	70 m	NO	8	175 m

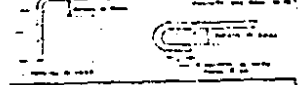
LAS LONGITUDES DE TRABAJE SERAN MAYA PLACAS PUN 120 EN PAQUETES DE 3 MUELLAS Y 120 EN PAQUETES DE 2

LA CONSTRUCCION DEBEN SUJETAR A LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE EL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO A.C. 200.83

CONCRETO EN C/4 NOMIN

ACERO DE REFORZO Y ESPECIFICACIONES

CONCRETO PARA REFORZO GENERAL



CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS



CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

CONDICION ESTANDAR PARA ESTADOS

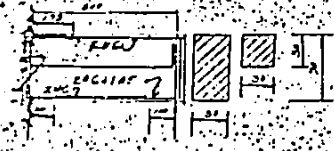
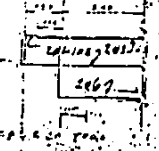
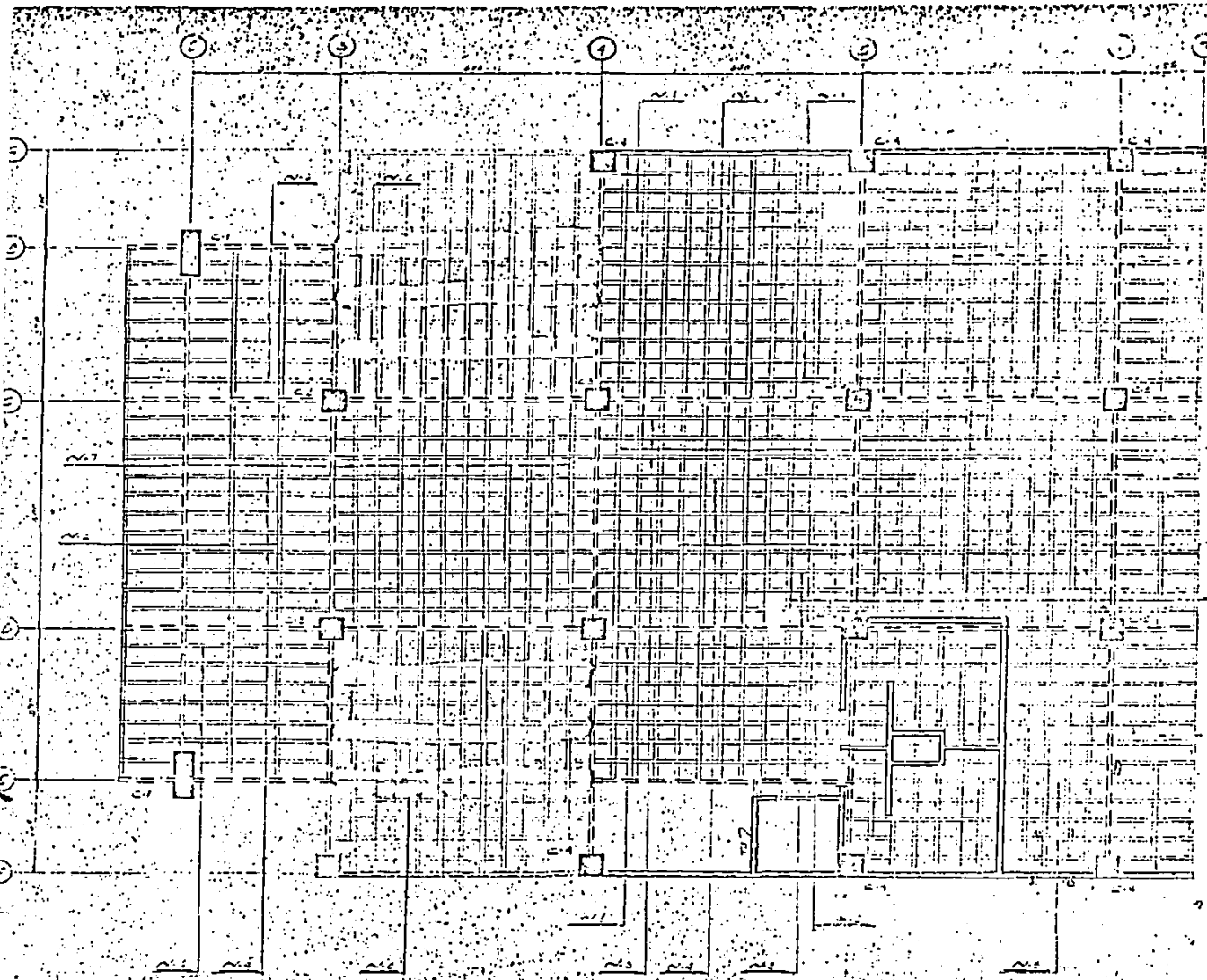
UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE
GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

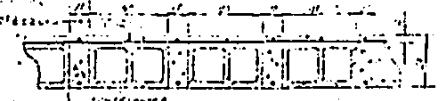
PLANOS ESTRUCTURALES

JUAN ANTONIO DEL CASTILLO MORA

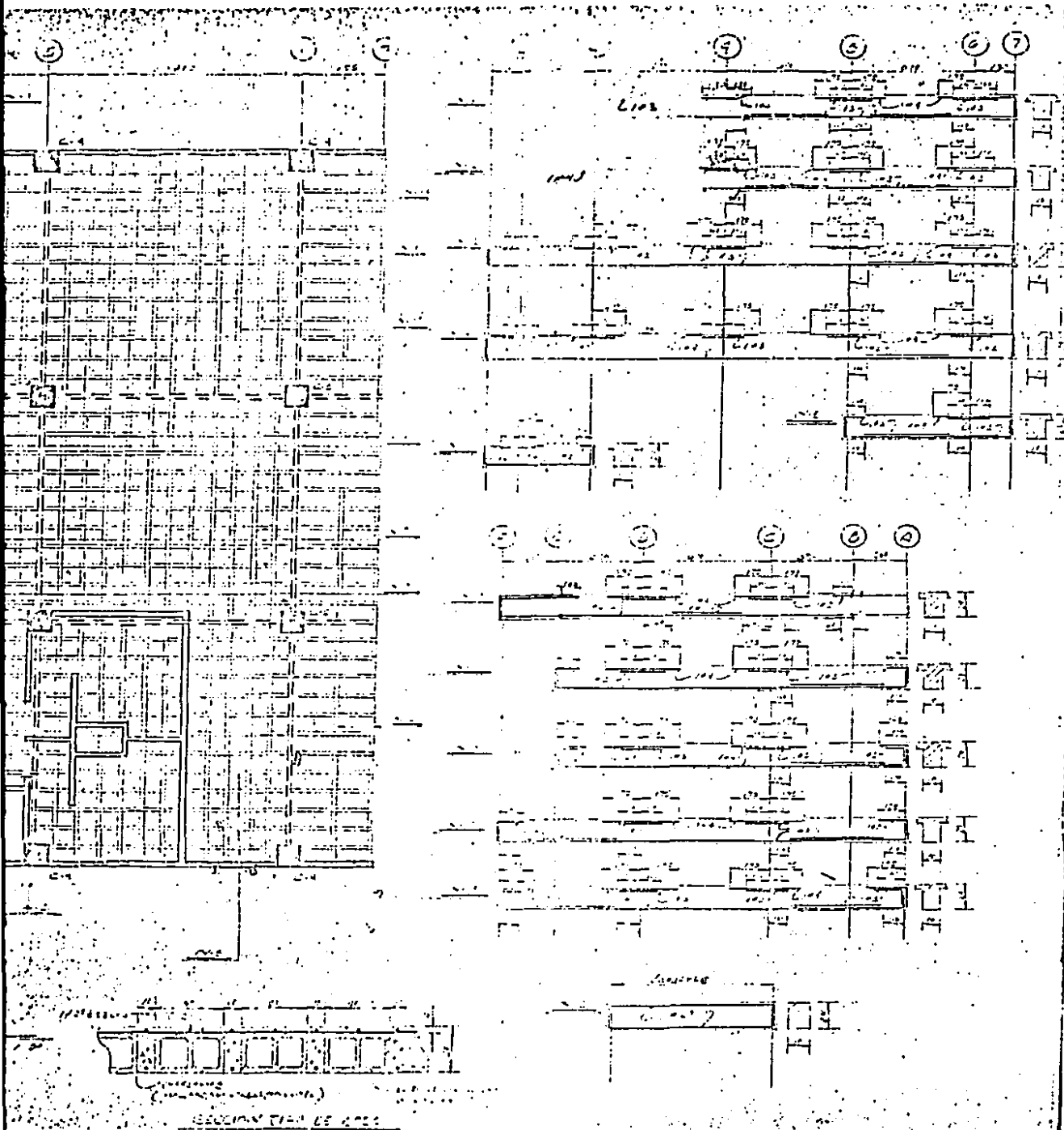
REVISOR: ESTAL VARGAS



CASA DE PLANTA TIPO



SECCION TIPO DE CERR.



ESPECIFICACIONES

NO SE TRABAJARÁ MÁS DEL 50% DE LAS VARILLAS DE CADA SECCIÓN EN UNA ZONA LOCAL A UNA LONGITUD DE TRAZO DE MÁXIMO 1.20 M. (12' 0" AD-30-83)

LONGITUD DE TRAZO PARA VARILLA INDIVIDUAL EN LECHE SUPERIOR DE TRAZOS Y LOSAS

Nº 2 Ø	40 cm	Nº 8 Ø	80 cm
Nº 3 Ø	50 cm	Nº 9 Ø	120 cm
Nº 4 Ø	60 cm	Nº 10 Ø	160 cm
Nº 5 Ø	80 cm		

LONGITUD DE TRAZO PARA VARILLA INDIVIDUAL EN LECHE INFERIOR DE TRAZOS Y LOSAS

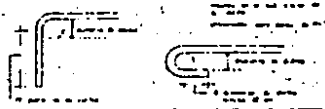
Nº 2 Ø	50 cm	Nº 8 Ø	90 cm
Nº 3 Ø	60 cm	Nº 9 Ø	110 cm
Nº 4 Ø	70 cm	Nº 10 Ø	130 cm

LAS LONGITUDES DE TRAZO DE BARRAS MULTIPLES EN 120 EN FOLIOS DE 3 VOLLOS Y EN 135 EN FOLIOS DE 4

EL CONSTRUCTOR DEBE SUJETAR A LAS VARILLAS Y ESPECIFICACIONES DE EL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO ARMADO (C-30-83)

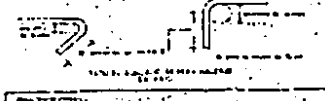
CONCRETO (28' kg/cm²)
ACERO DE ALAMBRADO Y ACERO BARRAS
CUBIENDO ESTÁNDARES PARA MÓDULO 3 (MEXICO)

NO. DE BARRAS	NO. DE BARRAS
NO. DE BARRAS	NO. DE BARRAS



DETALLE PARA ESTADOS DE CARGA

ESTADO DE CARGA	ESTADO DE CARGA
ESTADO DE CARGA	ESTADO DE CARGA



PROYECTO: ...

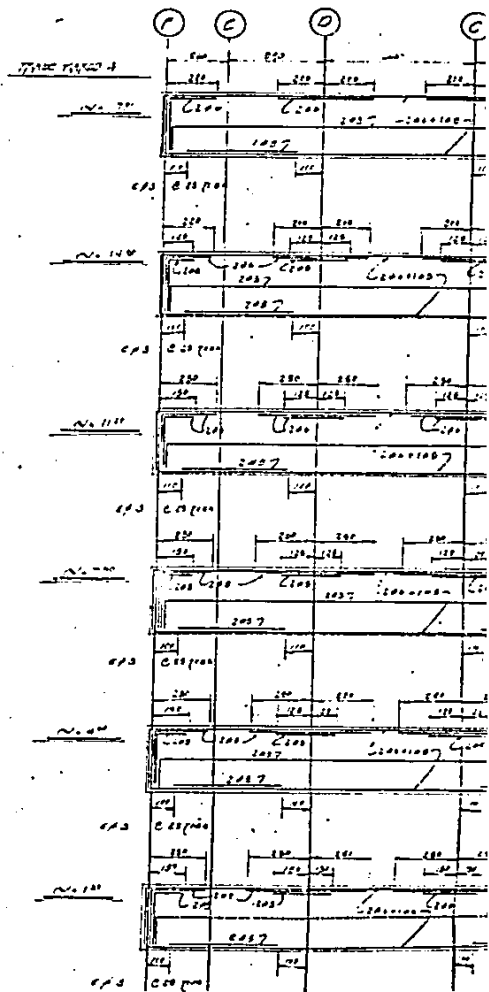
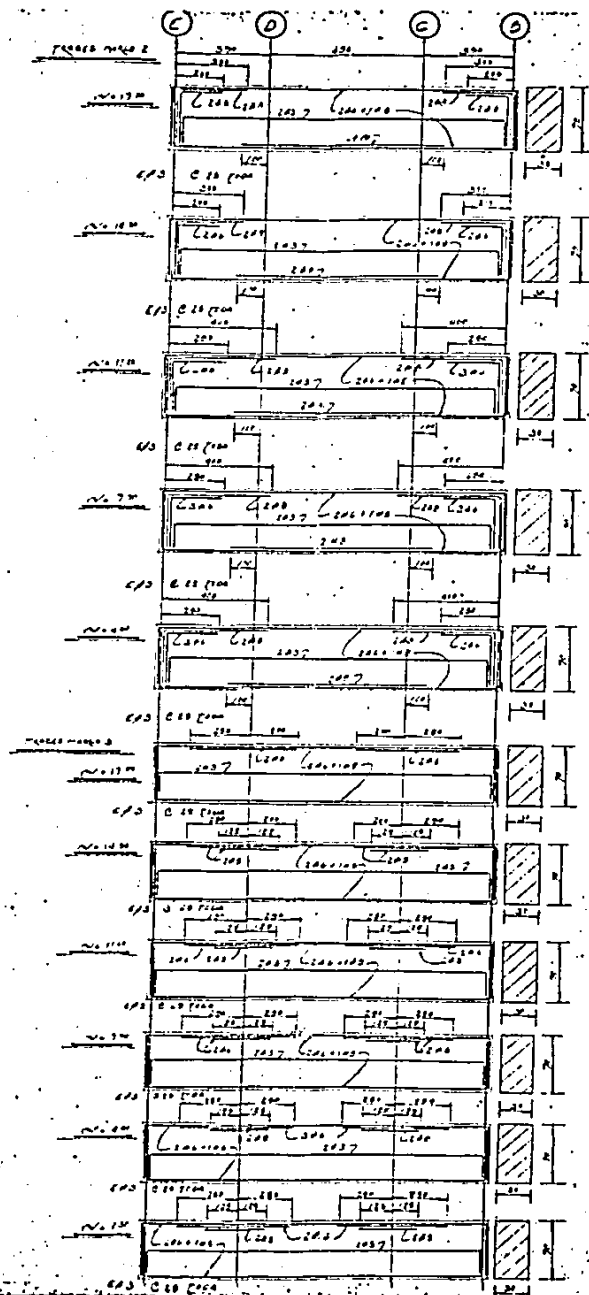
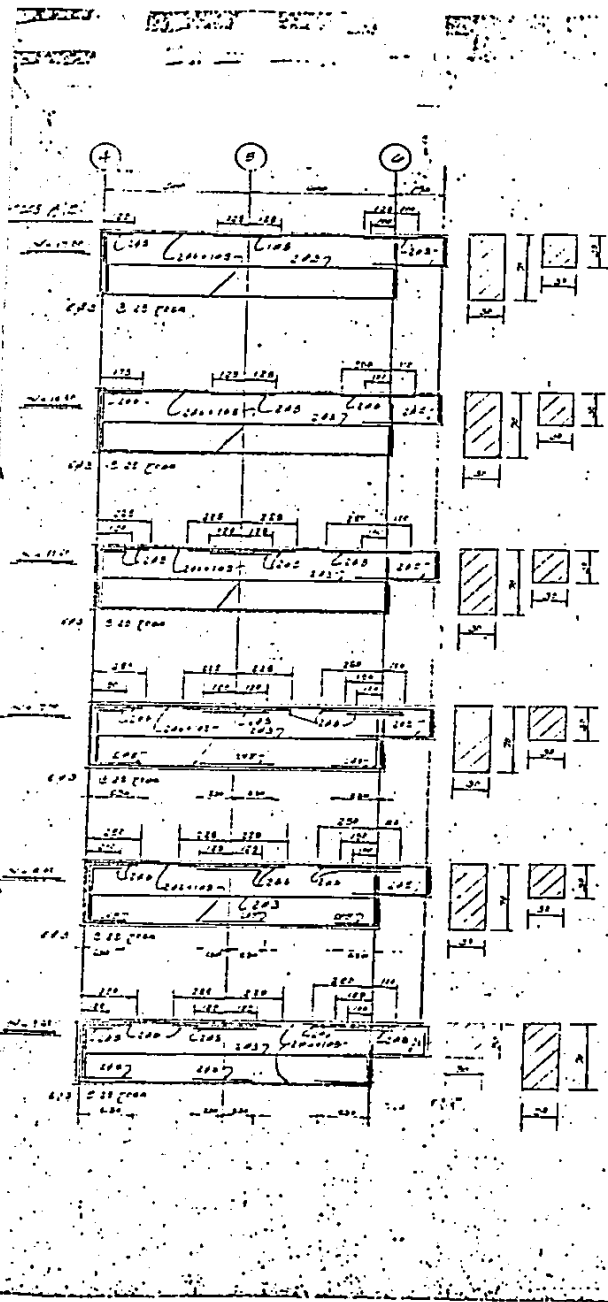
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

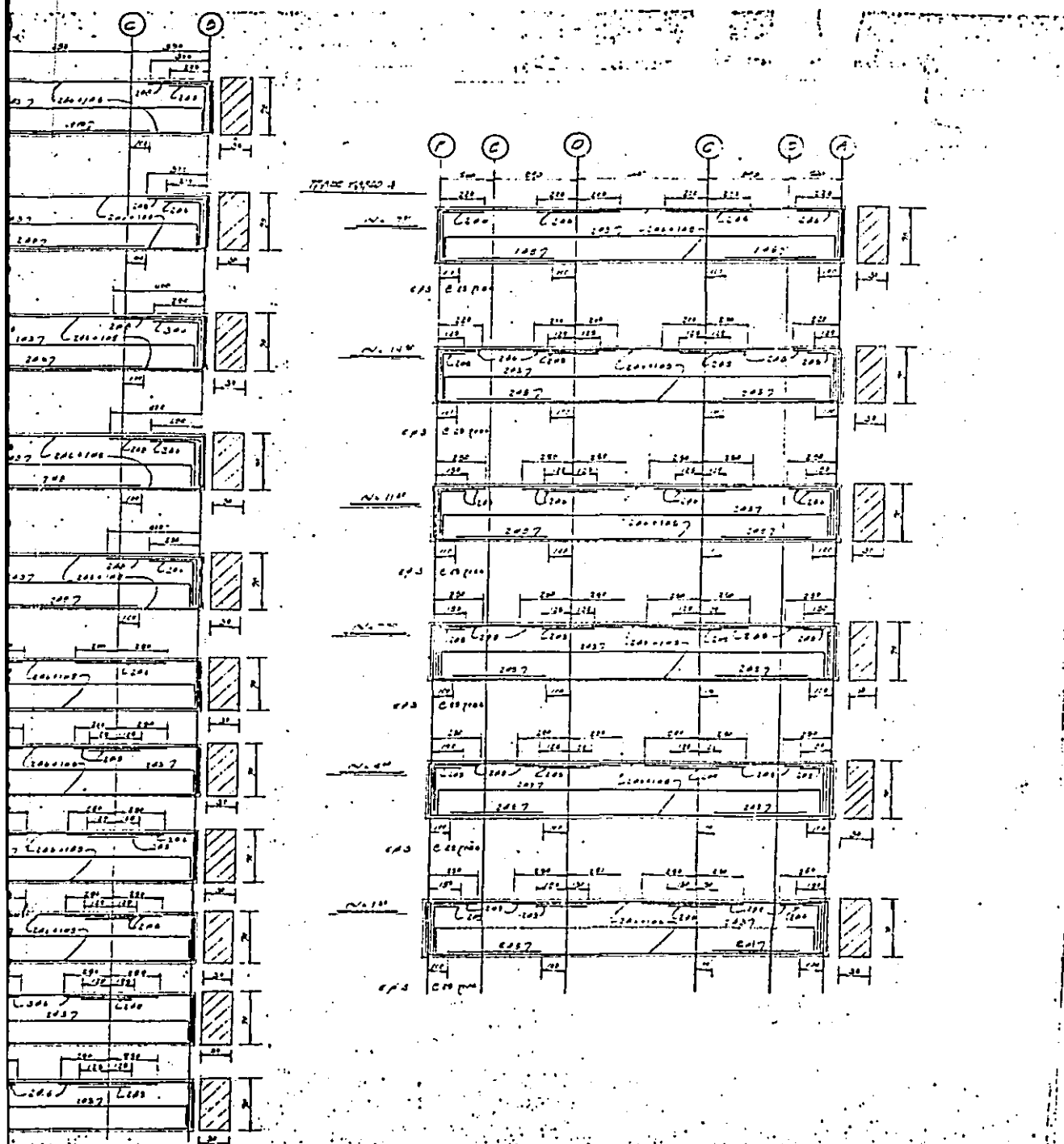
TESIS PROFESIONAL

PLANOS ESTRUCTURALES

J. José Álvarez del Castillo Moreno

FECHA: ... ESCALA: ...





ESPECIFICACIONES

NO SE TRASLAPARÁ MÁS DEL 50% DE LAS VARILLAS DE CADA LECHO DENTRO DE UNA ZONA IGUAL A UNA LONGITUD DE TRASLAPAZO MENOR O IGUAL 12 ϕ ACI-308-83

LONGITUD DE TRASLAPAZO PARA VARILLA PERMANENTE EN LECHO SUPERIOR DE TRAMES Y LOSAS

No 2	40 cm	No 8	80 cm
No 3	40 cm	No 9	120 cm
No 4	50 cm	No 10	150 cm
No 5	60 cm		

LONGITUD DE TRASLAPAZO PARA VARILLA PERMANENTE EN LECHO SUPERIOR DE TRAMES Y LOSAS

No 2	50 cm	No 5	90 cm
No 3	50 cm	No 6	110 cm
No 4	70 cm	No 8	170 cm

LAS LONGITUDES DE TRASLAPAZO DEBERÁN MULTIPLICARSE POR 1.25 EN PAQUETES DE 3 VARILLAS Y POR 1.33 EN PAQUETES DE 4

EL CONSTRUCTOR DEBERÁ SUJETARSE A LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE EL DISEÑO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO ACI-308-83

CONCRETO $f_c = 28 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA ESTADOS LIMITADOS



REINFORCADO PARA ESTADOS LIMITADOS



PROYECTO

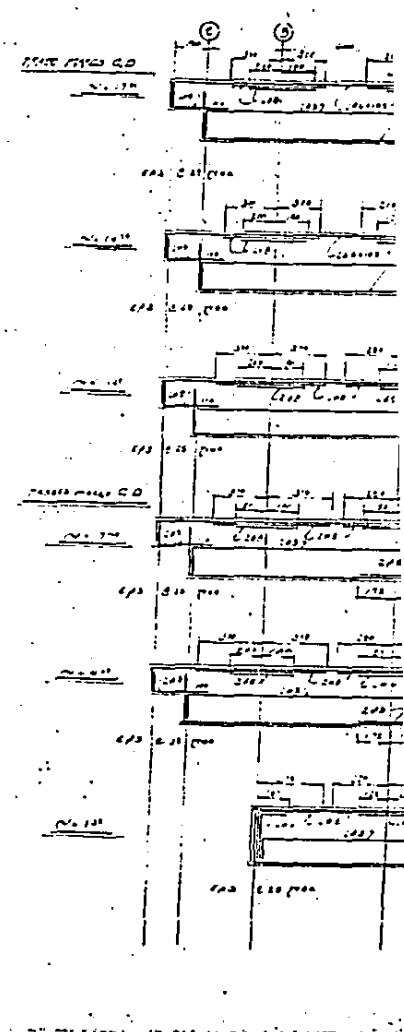
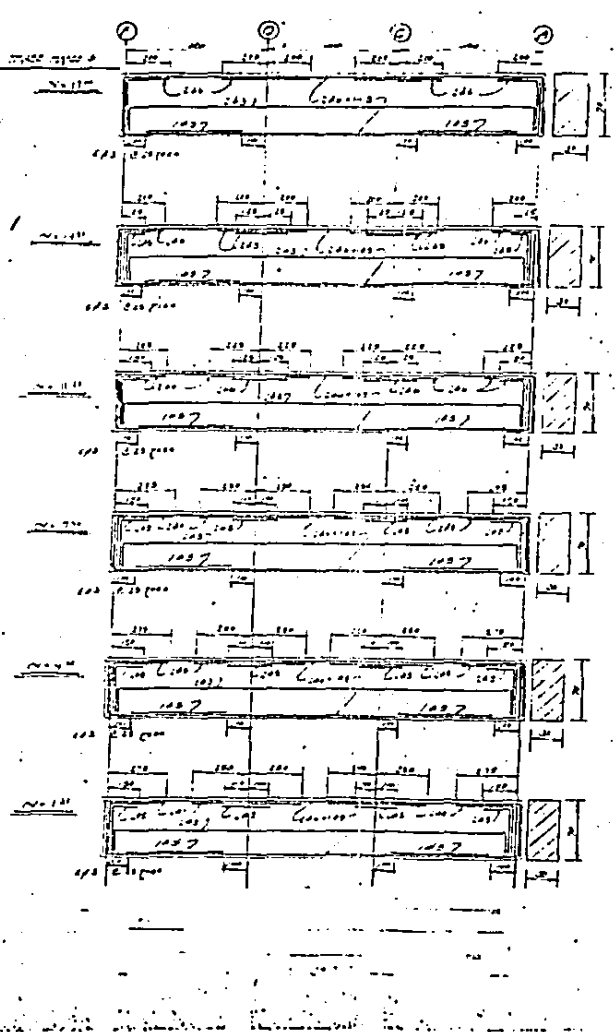
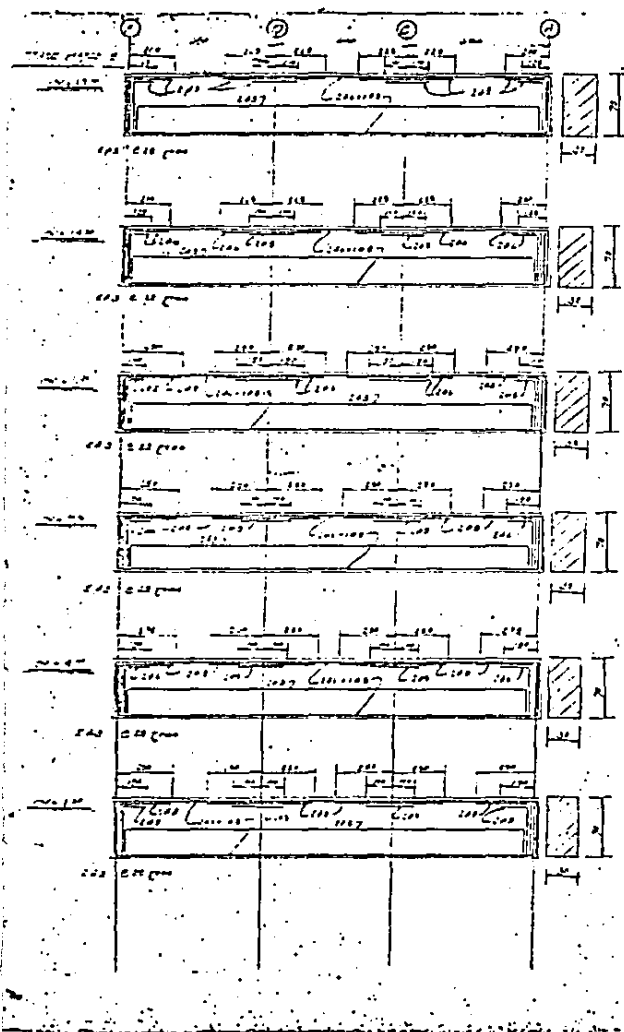
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA

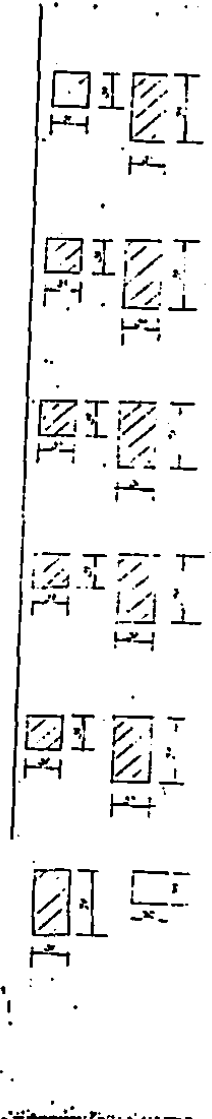
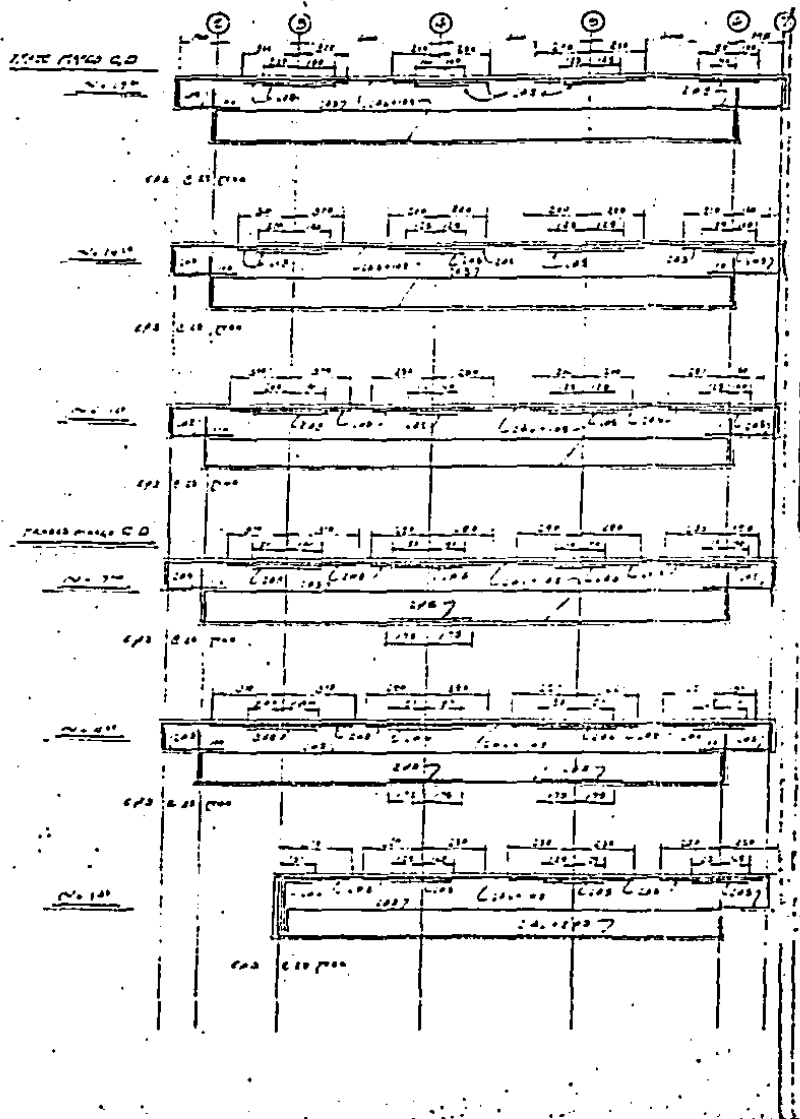
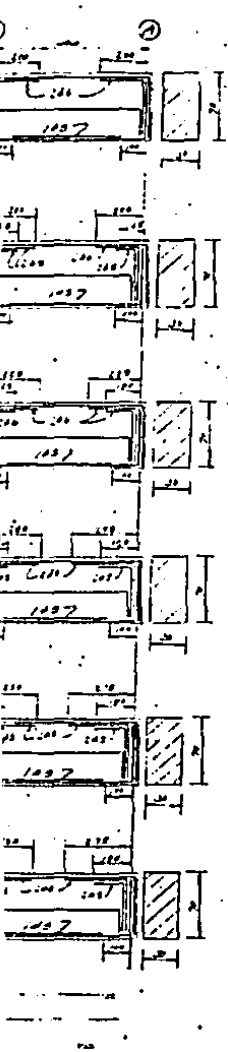
TESIS PROFESIONAL

PLANOS ESTRUCTURALES

J. JAVIER ALONSO DEL CASTILLO MORA

FECHA: NOVIEMBRE/2010 ESCUELA INGENIERIA





ESPECIFICACIONES

NO SE TRABAJARA MAS DEL 50% DE LAS PLACAS DE CERA LLENO ENTREGAS DE UNA ZONA A LA OTRA EN UN PERIODO DE TRABAJO DE 12 HORAS Y 12 HORAS.

EN EL CASO DE TRABAJOS PARA VARIAS PLACAS EN UN MISMO MOMENTO DE TRABAJO Y LOCALS.

Nº 25	40 cm	Nº 6	60 cm
Nº 3	40 cm	Nº 8	60 cm
Nº 4	60 cm	Nº 9	100 cm
Nº 5	60 cm	Nº 10	100 cm

CON UN 10% DE RESERVA PARA VARIAS PLACAS EN UN MISMO MOMENTO DE TRABAJO Y LOCALS.

Nº 28	10 cm	Nº 8	50 cm
Nº 3	50 cm	Nº 6	110 cm
Nº 4	50 cm	Nº 9	170 cm

LAS LONGITUDES DE TRABAJOS DEBERAN MAXIMIZARSE POR 120 MINUTOS EN EL CASO DE TRABAJOS EN UN MISMO MOMENTO DE TRABAJO.

EL CONCRETO DEBERA SER ENTREGADO A LA NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE EL PAISAMIENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO PERIODO 1951-52-53.

CONCRETO EN CUBO 28 dias 4000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #4 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #6 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #8 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #10 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #12 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #14 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #16 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #18 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #20 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #22 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #24 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #26 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #28 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #30 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #32 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #34 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #36 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #38 2000 kg/cm²

ACERO DE REFUERZO #40 2000 kg/cm²

PROYECTO:

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

CATEDRA:

PLANOS ESTRUCTURALES

J. Jairo Alvarez del Corral Moreno

1954

REVISOR: []

BOLETA NUMERAL: []