

10
291



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“DESARROLLO DE UN CASO DE ESTUDIO:

PROYECTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE INTERÉS SOCIAL”



**TESIS QUE PARA OBTENER
EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
PRESENTAN:**

**BELISARIO ALBORES CANCINO
RENÉ JESÚS JAUREGUI GALLEGOS
MÉXICO, D.F., 1997.**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENTURA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-065/97

Señores
BELISARIO ALBORES CANCINO
RENE JESUS JAUREGUI GALLEGOS
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor
ING. VICTOR MANUEL LUNA CASTILLO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes
como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DESARROLLO DE UN CASO DE ESTUDIO"
PROYECTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE INTERES SOCIAL

- I. INTRODUCCION
- II. ANALISIS DE CARGAS VERTICALES Y DE SISMO
- III. CIMENTACION
- III. MUROS Y REFUERZOS
- IV. LOSAS
- V. COSTOS
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de esta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 11 de junio de 1997.
EL DIRECTOR.



ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*lmf

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

I. ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES Y DE SISMO

	1
1.0 Determinación de Cargas Verticales	2
1.1 Cargas Muertas	2
1.2 Cargas Vivas	6
1.3 Cargas Unitarias Totales en Losas	9
1.4 Cargas Verticales Totales por Nivel	10
2.0 Determinación de Cargas Horizontales de Sismo	13
2.1 Reglamento para Construcciones en el D.F.	14
2.2 Zonificación	14
2.3 Clasificación de las Construcciones según su Uso	15
2.4 Clasificación de las Construcciones según su Estructuración	15
2.5 Coeficiente Sísmico	16
2.6 Reducción por Ductilidad	16
2.7 Elección del Tipo de Análisis	19
2.8 Análisis Sísmico Estático	20

II. CIMENTACIÓN

	26.
1.0 Estudio de Mecánica de Suelos	26
2.0 Tipo de Cimentación	26
3.0 Diseño de la Cimentación	27

III. MUROS Y REFUERZOS

	30
1.0 Reglamento para Diseño de Muros de Mampostería	30
2.0 Revisión de Muros por Carga Vertical	52
3.0 Revisión de Muros por Cargas Horizontales de Sismo	55
4.0 Diseño del Refuerzo Interior de Muros	56

<u>IV. LOSAS</u>	59
1.0 Reglamento de Diseño	59
2.0 Diseño de Losas	64
2.1 Peralte Efectivo Mínimo	64
2.2 Esfuerzos Permisibles	65
2.3 Peralte de Diseño	67
2.4 Revisión de Peralte por Flexión	67
2.5 Revisión de Peralte por Fuerza Cortante	70
2.6 Cálculo de la Cuantía y Distribución de Acero de Refuerzo	71
<u>V. COSTOS</u>	81
1.0 Cuantificación de Obra	82
2.0 Análisis de Precios Unitarios	82
3.0 Importe Total de Obra	83
<u>VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>	88
1.0 Costo Total	88
2.0 Costo por Apartamento	89
3.0 Costo por Metro Cuadrado Construido	89
4.0 Recomendaciones a Proyectistas y Diseñadores	89
5.0 Recomendaciones a Promotores de Vivienda	90
<u>BIBLIOGRAFÍA</u>	90

INTRODUCCIÓN

Teniendo en cuenta los problemas inflacionarios que nos afectan y la apremiante necesidad de solucionar el problema habitacional en el área metropolitana, se ha llegado a concluir que, construir viviendas de tipo departamento en edificios multifamiliares de cuatro niveles, es lo más económico, funcional y adecuado para esta zona geográfica de alta densidad poblacional, de alta sismicidad y suelo de características muy variables.

En este estudio se analiza y diseña un edificio de cuatro niveles que aloja cuatro departamentos en cada nivel, haciendo un total de 16 viviendas de "interés social".

Se entiende por "vivienda de interés social", aquella, que cumpliendo requisitos de tamaño, calidad y costo, es adjudicada a derechohabientes que satisfacen requerimientos socioeconómicos establecidos, mediante el otorgamiento de un crédito hipotecario a largo plazo con una tasa de interés muy baja y que beneficia al sector social de menores ingresos.

El tipo de edificio que se presenta, es una solución típica para la habitación popular que se construye en el Municipio de Cuautitlán Izcalli, zona conurbada del Estado de México, sobre un terreno que pertenece a una cuenca hidrológica independiente del Valle de México, limitada al Norte por Las Sierras de Santa Rita y Tepoztlán; al Sur por la serranía de Guadalupe y Monte Alto; al Oriente por Cuautitlán de Romero Rubio y al Poniente por el Lago de Guadalupe.

Descripción del Edificio.

Cada edificio cuenta con planta baja, tres plantas en niveles superiores y azotea. Cada planta aloja a cuatro departamentos distribuidos simétricamente y cada departamento consta de, estancia-comedor, cocina, 2 recámaras, baño y patio de servicio, en una superficie construida de 60.00 M² aproximadamente.

Cada planta cuenta con escaleras para comunicación vertical y un vestíbulo para acceso a los cuatro departamentos.

En la azotea se localizan dos tanques para almacenamiento de agua con capacidad de 6.30 m³ cada uno.

Desde el punto de vista estructural, que es el que nos interesa en este estudio, se trata de un edificio construido a base de muros de carga, losas de concreto macizas; cimentación de mampostería de piedra braza. Los muros de carga construidos con tabiques huecos de barro rojo extruidos podrán ser confinados por castillos extremos y trabes, o reforzados con castillos ahogados, según lo requieran los cálculos.

I. ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES Y DE SISMO.

Todas las cargas o fuerzas que actúan sobre el edificio o su estructura, se pueden clasificar en cargas verticales y cargas horizontales.

Las cargas verticales se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- La carga muerta, que por lo general es una carga estática permanente y que para nuestro análisis es el peso propio de todos los elementos constructivos que forman parte integral del propio edificio o estructura;
- La carga viva, que en general se puede decir que es la carga vertical que puede soportar un edificio o estructura dentro de los límites de seguridad. Esta carga viva para diseño de edificios de viviendas, corresponde prácticamente al peso de mobiliario y enseres domésticos y a cierta concentración de peso de las personas que lo habitan.

La carga muerta es cuantificable y depende del tipo de materiales empleados en la construcción.

La carga viva es variable e indeterminada, por lo que para los análisis y diseños de estructuras y edificios deberá considerarse la que contemplan los Reglamentos vigentes, según el uso del edificio.

Las cargas horizontales que actúan sobre un edificio de tipo habitacional, generalmente pueden ser de dos tipos, las originadas por empuje de viento, o las originadas por un sismo:

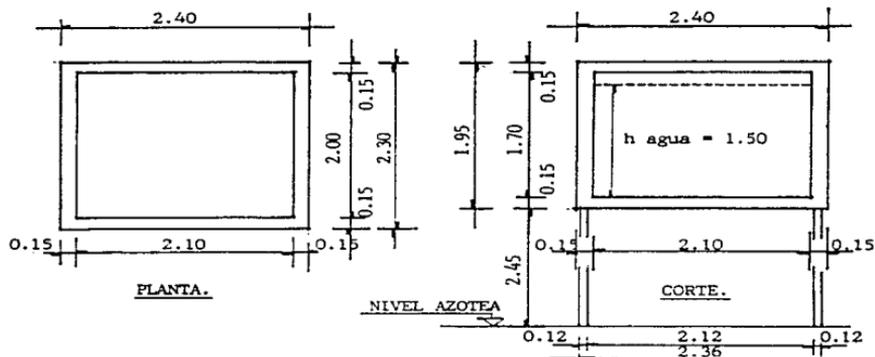
- Las originadas por viento, actúan en una dirección, causando presión, succión o ambas, y su magnitud depende de la velocidad del viento, de la superficie y forma expuesta a el, de la altura sobre el nivel del mar, de la altura de la edificación respecto al terreno, de la topografía del lugar y condiciones de vecindad.
- Las cargas originadas por un sismo, son fuerzas generadas por la aceleración positiva o negativa del movimiento sísmico; actuando no solamente en forma reversible, sino que pueden cambiar de dirección, y son proporcionales a la masa del nivel en que actúan.

Para edificios de vivienda como el que analizamos, y para esta localización, los efectos que produce un sismo sobre el, son cuantitativamente mayores que los que le produce un viento de la mayor velocidad registrada en esta zona, por lo que en este estudio, analizando el efecto sísmico queda cubierto para efectos de viento.

1.0 Determinación de Cargas Verticales.

1.1 Cargas Muertas.

Peso Propio Tanque de Agua. Figura 1.



Piso del Tanque:

W losa:	$h = 15 \text{ cm.} = 0.15 \times 2,400 =$	360 Kg. / M ²
W fino cemento:	$0.02 \times 2,100 =$	42 Kg. / M ²
W acabado:		30 Kg. / M ²
W agua:	$h = 1.50 \times 1,000 =$	1,500 Kg. / M ²
W por reglamento		20 Kg. / M ²
	$\Sigma =$	1,952 Kg. / M ²

$$\therefore W \text{ Piso Tanque} = 1,952 \text{ Kg. / M}^2$$

Techo del Tanque:

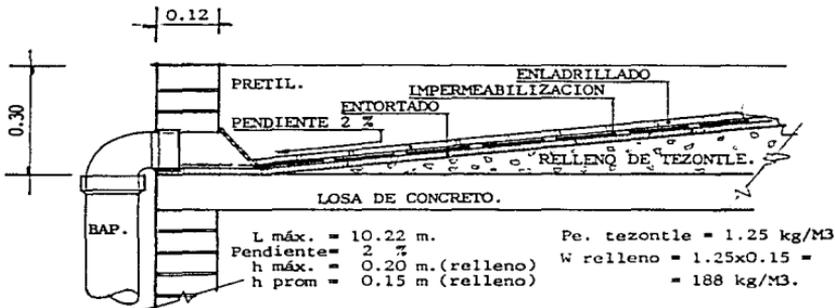
W losa:	$h = 10 \text{ cm.} = 0.10 \times 2,400 =$	240 Kg. / M ²
W por pendiente 5%:		30 Kg. / M ²
W ladrillo y mortero:		42 Kg. / M ²
W por reglamento		20 Kg. / M ²
	$\Sigma =$	332 Kg. / M ²

$$\therefore W \text{ Techo Tanque} = 332 \text{ Kg. / M}^2$$

Muros del Tanque:

Concreto $2,400 \times 0.15 \times 2.40 = 864 \text{ Kg. / ML}$

Peso Propio Losas Azotea. Figura 2.



Concepto	Peralte	
	h = 10 cm.	h = 8 cm.
W losa	240 Kg. / M ²	192 Kg. / M ²
W relleno	188 Kg. / M ²	188 Kg. / M ²
W entortado	84 Kg. / M ²	84 Kg. / M ²
W enladrillado	30 Kg. / M ²	30 Kg. / M ²
W plafón	30 Kg. / M ²	30 Kg. / M ²
W por reglamento	20 Kg. / M ²	20 Kg. / M ²
W pp az =	592 Kg. / M ²	544 Kg. / M ²

Peso Propio Losas Entrepiso.

Concepto	Peralte	
	h = 10 cm.	h = 8 cm.
W losa	240 Kg. / M ²	192 Kg. / M ²
W fino	105 Kg. / M ²	105 Kg. / M ²
W yeso	30 Kg. / M ²	30 Kg. / M ²
W loseta vinilo..	10 Kg. / M ²	10 Kg. / M ²
W por reglamento	40 Kg. / M ²	40 Kg. / M ²
W pp entre-p. =	425 Kg. / M ²	377 Kg. / M ²

Peso Propio Losas de Baños y Patios Servicio. h = 8 cm.

Concepto	Peralte
	h = 8 cm.
W losa	192 Kg. / M ²
W relleno	186 Kg. / M ²
W plafón yeso	30 Kg. / M ²
W mortero y mosaico	105 Kg. / M ²
W por reglamento	20 Kg. / M ²
W pp baños y patios =	533 Kg. / M ²

Peso Propio Losas de Vestibulos.

Concepto	Peralte
	h = 10 cm.
W losa	240 Kg. / M ²
W fino cemento	105 Kg. / M ²
W plafón	30 Kg. / M ²
W por reglamento	40 Kg. / M ²
W pp vestib. =	415 Kg. / M ²

Peso Propio de Muros: de Tabique de Barro Hueco Extruido
(0.12 x 0.06 x 0.24) (57 Pzas. / M²)

Concepto	Peso
Tabique (57 Pzas. x 1.70 Kg.)	96.90 Kg. / M ²
Mortero (0.12 x 1.00 x 0.008 x 16.60 x 2.100)	33.46 Kg. / M ²
W muro	130.36 Kg. / M ²

$$\therefore W_{\text{Muro}} = 130 \text{ Kg. / M}^2$$

Peso Propio de Muros con Diferentes Tipos de Acabados: h = 2.40 M.

- Muro con aplanado yeso una cara:

Muro =	130 Kg. / M ²
Yeso =	30 Kg. / M ²
	160 Kg. / M ²
	x 2.40 = 384 Kg. / ML
- Muro con aplanado yeso dos caras:

Muro =	130 Kg. / M ²
Yeso =	60 Kg. / M ²
	190 Kg. / M ²
	x 2.40 = 456 Kg. / ML
- Muro con yeso (cara y azulejo) una cara:

Muro =	130 Kg. / M ²
Yeso =	30 Kg. / M ²
Azulejo =	57 Kg. / M ²
	217 Kg. / M ²
	x 2.40 = 521 Kg. / ML
- Pretil de 0.30 M de altura:

Muro =	130 Kg. / M ²
Aplanado =	40 Kg. / M ²
	170 Kg. / M ²
	x 0.30 = 51 Kg. / ML

1.2 Cargas Vivas.

Las cargas vivas unitarias para diseño que determina el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal están en función del uso del piso o ambiente en cuestión, y para nuestro caso corresponden a:

ARTÍCULO 227: TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO EN KG./M².

Destino del Piso o Cubierta	W	Wa	Wm	Observaciones
I.- Habitación (casas, habitación apartamentos, viviendas, dormitorios, etc.)	70	90	$120 + 420 A^{-1/2}$	(1)
II.- Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, etc.)				
a) Cuando sirven a no más de 200 M ² de área habitable	40	150	$150 + 200 A^{-1/2}$	
b) Cuando sirven a un área habitable superior a 200 M ² e inferior a 400 M ²	40	150	$150 + 400 A^{-1/2}$	
c) Cuando sirven a 400 M ² o más de área habitable o a un lugar de reunión.	40	150	$150 + 600 A^{-1/2}$	
VI. Tanques y Cisternas	0.7 Wm	0.8 Wm	Wm	(4)
VII Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5°	15	70	100	(5)

Observaciones:

1.- Por lo menos en una estancia o sala-comedor de los que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $Wm = 250$ Kg./M² y el las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.

4.- Wm = presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible.

5.- Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante lloraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que pueda alcanzar el agua de lluvia en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la

propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de cinco y menor de veinte por ciento.

Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estos deberán preverse por separado, y especificarse en los planos estructurales.

En el diseño de pretiles de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 Kg. / M actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.

La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural, ante cargas gravitacionales, de los cimientos.

La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

Las cargas vivas unitarias nominales no se considerarán menores que las de la tabla, donde A representa el área tributaria en metros cuadrados, correspondiente al elemento que se diseña.

Aplicando los valores de la tabla del Art. 227 para diferentes destinos se tiene:

$$I.- W_m = 120 + 420 A^{-1/2} = 120 + 420 \times (237)^{-1/2} = 147 \text{ Kg. / M}^2.$$

$$IIb.- W_m = 150 + 400 A^{-1/2} = 150 + 400 \times (237)^{-1/2} = 176 \text{ Kg. / M}^2.$$

$$VII.- W_m = 100 \text{ Kg. / M}^2 \qquad \qquad \qquad = 100 \text{ Kg. / M}^2.$$

1.4 Cargas Verticales Totales v por Nivel.

Cálculo de Peso de Planta Azotea. Figura 6.

Nivel	Muro N°	Long. Muro		W _m Kg	W _{muco} T _{mu} Kg	Area Tribut		W _{trib} Kg	W _{trib} T _{trib} Kg	W _{trib} T _{trib} Kg
		M.L.	M.L.			M ²	M ²			
4 Azotea	1	2.85	51	145.35	2.14	0.92	1,480.88	1,620.23		
	2	5.50	51	280.50	0.00	0.92	4,608.72	4,889.22		
	3	-	-	-	1.72	0.92	1,190.24	1,190.24		
	4	-	-	-	0.00	0.92	4,608.72	4,608.72		
	4'	1.15	38.4	442.00	2.38	0.44	1,532.72	1,532.72		
	5	-	-	-	0.25	0.44	161.00	603.00		
	5'	1.15	38.4	442.00	5.90	0.44	3,838.24	3,838.24		
	6	2.85	51	145.35	0.25	0.44	161.00	603.00		
7	3.00	51	153.00	2.14	0.92	1,480.88	1,620.23			
7'	-	-	-	2.72	0.44	1,751.68	1,904.68			
X	16.50	-	-	1,608.20	30.88	-	20,814.08	22,122.28		
8	8	2.35	51	119.85	2.86	0.92	1,979.12	2,098.97		
	9	3.55	51	181.05	2.86	0.92	1,979.12	2,160.17		
	10	-	-	-	3.36	0.92	2,325.12	2,325.12		
	11	-	-	-	2.03	0.92	1,464.76	1,464.76		
	-	-	-	-	2.99	0.44	1,925.56	1,925.56		
	12	-	-	-	5.91	0.92	4,089.72	4,089.72		
	13	-	-	-	3.26	0.44	2,099.44	2,099.44		
	14	2.00	38.4	768.00	1.78	0.44	1,146.32	1,914.32		
	14'	-	-	-	0.44	0.44	283.36	283.36		
	15	-	-	-	3.15	0.92	2,179.80	2,179.80		
	15'	2.00	38.4	768.00	0.78	0.44	502.32	1,270.32		
	16	-	-	-	-	-	-	-		
	17	3.90	-	1,836.90	29.42	-	19,914.64	21,751.54		
	X - Y	26.40	-	3,445.10	60.30	-	10,728.72	14,173.82		
	4(X - Y)	105.60	-	13,780.40	241.20	-	42,914.88	56,695.28		
5	4'	1.15	0.12	703.80	0.25	1.952	488.00	1,191.80		
	5'	1.15	0.12	703.80	0.25	1.952	488.00	1,191.80		
	14	2.00	0.12	1,224.00	0.78	1.952	1,522.56	2,746.56		
	15'	-	-	-	0.78	1.952	1,522.56	1,522.56		
X - Y	4.30	-	2,631.60	2.06	-	4,021.12	6,652.72			
4(X - Y)	17.20	-	10,526.40	8.24	-	16,084.48	26,610.88			
6	4'	-	-	-	0.50	4.40	220.00	220.00		
	5'	-	-	-	0.50	4.40	220.00	220.00		
	14	-	-	-	1.00	4.40	440.00	440.00		
X - Y	-	-	-	2.00	-	880.00	880.00			
4(X - Y)	-	-	-	8.00	-	3,520.00	3,520.00			

Cálculo de Peso por Planta Tipo, Figura 7.

Nivel	Muro N°	Long Muro M.L.	W_m Kg / M.L.	$W_{muro} = L \times W_m$ Kg.	Área Tribut. M ² .	W_{triba} Kg / M ² .	W_{triba} Kg.	$W_{muro} + W_{triba}$ Kg.	
I	1	2,85	384	1,094 40	2,14	572	1,221 08	2,318 48	
	2	5,50	384	2,112 00	0,00	572	3,809 52	5,921 52	
	3	1,85	450	843 00	1,72	572	983 84	1,827 44	
	4	2,70	521	1,406 70	0,00	572	3,809 52		
						2,38	580	1,618 40	6,831 62
	5	2,70	521	1,406 70	3,61	580	5,427 00	1,634 30	
	6	2,85	384	1,094 40	2,14	572	1,224 08	2,318 48	
	7	3,00	384	1,152 00	3,72	580	1,819 60	3,001 60	
	X	21,45		11,09 80	29,46		17,316 64	27,056 44	
	8	2,35	384	902 40	2,86	572	1,635 92	2,538 32	
	9	3,55	384	1,363 20	2,86	572	1,635 92	2,999 12	
	10	1,40	450	638 40	3,36	572	1,921 92	2,560 32	
	11	2,85	521	1,484 85	2,03	572	1,191 16		
					2,99	580	2,033 20	4,679 21	
	12	2,45	456	1,209 60	5,41	572	3,387 52	4,690 12	
13	2,55	521	1,328 55	3,20	580	2,216 80	3,545 35		
14	2,00	521	1,042 00	1,00	580	680 00			
				0,78	591	460 98	2,182 98		
14'	1,35	381	518 10	0,44	591	260 91	778 41		
15	3,55	456	1,268 80	3,15	572	1,801 80	3,420 60		
15'	2,00	456	912 00	0,78	574	408 72	1,320 72		
Y	24,45		11,108 20	29,42		17,596 98	28,705 18		
X + Y	45,90		22,206 00	58,88		33,543 62	55,761 62		
Total	4(N - Y)	183 60.	80,872 00	235 52		142,174 48	223 040 48		

Cubo de Escaleras, cálculo de peso. Figura 8.

NIVEL	MURO N°	LONG MURO ML	Wm kg /ML	Wmuro TOTAL Kgs	Area Tribut M	W _{placa} Kg/m ²	W _{placa} TOTAL Kg	W _{placa} Kgs
5	7"	-	-	-	3.61	692	2,498.12	2,498.12
	7"	-	-	-	3.61	692	2,498.12	2,498.12
	X	-	-	-	7.22	-	4,996.24	4,996.24
	16	-	-	-	3.61	692	2,498.12	2,498.12
	17	-	-	-	3.61	692	2,498.12	2,498.12
	Y	-	-	-	7.22	-	4,996.24	4,996.24
	X + Y	-	-	-	14.44	-	9,992.48	9,992.48
4	7"	3.80	384	1,459.20	1.54	591	910.00	-
	7"	3.80	384	1,459.20	2.00	646	1,292.00	3,661.20
	7"	3.80	384	1,459.20	1.54	591	910.00	2,369.20
	X	7.60	-	2,918.40	5.08	-	3,112.00	6,030.40
	16	3.80	384	1,459.20	3.09	591	1,826.19	3,285.39
	17	3.80	384	1,459.20	-	-	-	1,459.20
	Y	7.60	-	2,918.40	3.09	-	1,826.19	4,744.59
	X + Y	15.20	-	5,836.80	8.17	-	4,938.19	10,774.99
3	7"	-	-	-	1.54	591	910.00	-
	7"	-	-	-	2.00	646	1,292.00	2,202.00
2	7"	-	-	-	2.00	646	1,292.00	-
	7"	-	-	-	1.54	591	910.00	2,202.00
1	X	-	-	-	7.08	-	4,404.00	4,404.00
	16	3.80	384	1,459.20	3.09	591	1,826.19	3,285.39
	17	3.80	384	1,459.20	3.99	646	2,577.54	4,036.74
	Y	7.60	-	2,918.40	7.08	-	4,403.73	7,322.13
	X + Y	-	-	-	14.16	-	8,807.73	11,726.13
0	16	-	-	-	-	-	-	-
	17	3.80	384	1,459.20	-	-	-	1,459.20
	X+Y	3.80	384	1,459.20	-	-	-	1,459.20

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES MUERTAS, VIVAS Y TOTALES DEL EDIFICIO

Figura 2.

Nivel	Tanque de Agua	Tanque de Agua	Nivel	Carga Viva	Carga Muerta	Carga Total
6	9.92 Tons.	132 Tons.	N-6	1.12	132	133.12
5	10.78 Tons.	1501 Tons.	N-5	16.60	1501	1517.60
4	11.73 Tons.	1767.0 Tons.	N-4	14.6	1767.0	1781.60
3	11.73 Tons.	2210.0 Tons.	N-3	14.6	2210.0	2224.60
2	11.73 Tons.	2210.0 Tons.	N-2	14.6	2210.0	2224.60
1	11.73 Tons.	2210.0 Tons.	N-1	14.6	2210.0	2224.60
0	1.46 Tons.	78.2 Tons.	N-0	14.6	78.2	92.80
PESO TOTAL = 1.011 Tons.		9433 Tons.			1.011 Tons.	

2.0 Determinación de Cargas Horizontales de Sismo.

Como se mencionó anteriormente, las cargas o fuerzas horizontales originadas por un sismo, son función de la masa concentrada en el nivel que se analiza y de la aceleración originada por el movimiento sísmico.

La masa acumulada en cada nivel se puede determinar a partir del peso acumulado en cada nivel, que es cuantificable conociendo la geometría de cada planta del edificio, así como la distribución de muros, sus áreas tributarias de carga y los materiales y especificaciones de construcción, es decir, las cargas vivas y muertas que actúan en cada nivel.

En las Figuras 6, 7 y 8, se ha calculado el peso de cada nivel en base a la distribución de muros y áreas tributarias mostradas en la Figura 5.

La determinación de las fuerzas horizontales por sismo, debe realizarse en estricto apego al Reglamento para Construcciones en el D.F. quien clasifica a las construcciones según su uso, según su estructuración, y según la zona en que se ubique.

2.1 Reglamento para Construcciones del D.F.

Por su importancia, se transcriben los Artículos del Capítulo XXXVII DISEÑO POR SISMO del Reglamento para Construcciones del D.F., que tiene aplicación directa en este trabajo.

“CAPÍTULO XXXVII”
 “DISEÑO POR SISMO”
 “ARTÍCULO 230. NOTACION.”

Cada símbolo empleado en el presente capítulo se definirá donde se emplee por primera vez. Los más importantes son:

a (adimensional)	= ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción por ductilidad.
a_0 (adimensional)	= valor de a para $T = 0$
B	= base de un tablero de vidrio
c (adimensional)	= V/W = coeficiente sísmico
H	= altura d un tablero de vidrio
h (m)	= altura de la masa para la que se calcula fuerza horizontal
Q (adimensional)	= factor de ductilidad
Q' (adimensional)	= factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño
T (seg.)	= período natural
T_1, T_2 (seg.)	= periodos característicos de los espectros de diseño
R	= respuesta de diseño
R_j	= respuesta en el modo j
r	= exponente en las expresiones de los espectros de diseño
r_0	= radio de giro de la masa en el extremo superior de un péndulo invertido
V (ton)	= fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
W (ton)	= peso de la construcción (carga muerta más carga viva)

2.2 ARTÍCULO 231. Zonas.

Para los efectos de este capítulo se considerarán las zonas I a IV que fija el artículo 262 de este Reglamento. En lo que sigue se darán valores únicamente para las zonas I a III: cualquier terreno dentro de la zona IV se podrá clasificar en alguna de las tres primeras al hacer los estudios de mecánica de suelos que se requieren en dicho artículo.

2.3. ARTICULO 232. Clasificación de las Construcciones según su uso.

Según su uso, las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

- GRUPO A.** Construcciones cuyo funcionamiento sea especialmente importante a raíz de un sismo o que en su caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, templos, salas de espectáculos, estaciones terminales de transporte, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura, así como instalaciones industriales cuya falla pueda ocasionar la difusión en la atmósfera de gases tóxicos o que puedan causar daños materiales importantes en bienes o servicios.
- GRUPO B.** Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como otras plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, centros de reunión, edificios de habitación, hoteles, edificios de oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.
- GRUPO C.** Construcciones cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño y no causaría normalmente daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m y bodegas provisionales para la construcción de obras de pequeñas, estas construcciones no requieren diseño sísmico.

2.4 ARTICULO 233. Clasificación de las Construcciones según su estructuración.

Las construcciones a que se refiere este capítulo se clasificarán en los siguientes tipos de estructuración:

- TIPO 1.** Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.
- TIPO 2.** Tanques.
- TIPO 3.** Muros de Retención.

TIPO 4. Otras estructuras.

Los criterios de diseño para estructuras Tipo 1 se especifican en los artículos 234 a 244 de este Reglamento. Los que se aplican a los Tipos 2, 3 y 4 se especifican en los artículos 245 a 247 de este Ordenamiento.

2.5 ARTICULO 234. Coeficiente Sísmico.

Se entiende por coeficiente sísmico el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertas y vivas que especifican los Capítulos XXXV y XXXVI, respectivamente, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el Grupo B, según su uso, se emplearán los valores de c que consigna la tabla siguiente:

COEFICIENTE SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B

ZONA	c
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

Tratándose de las construcciones clasificadas en el Grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.3.

2.6 ARTICULO 235. Reducción por Ductilidad.

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis dinámico modal se obtendrán, según especifican los artículos 236 y 240 de este Reglamento, dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos del artículo 234 de este Ordenamiento o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico del artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias entre el factor Q , obtenido como se define en los artículos 236 y 240 para los métodos dinámico y estático, respectivamente. Q es función del factor de ductilidad Q que se especifica más adelante. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de esta en dichas direcciones.

Para aplicar el factor de ductilidad, las estructuras deben satisfacer los requisitos señalados en la tabla siguiente:

Caso	Tipo de Estructuración	Requisitos	Factor de Ductilidad "Q"
1	1	<p>La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones:</p> <p>a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, y sus juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar.</p> <p>b) Las columnas de concreto son zunchadas, o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del zuncho, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p> <p>c) Para la revisión de los estados límite de falla por fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se usa un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando obran cargas accidentales.</p> <p>d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de traveses y columnas, o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requerirían</p>	6.0

		<p>para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entrepiso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada.</p> <p>e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>	
2	1	<p>La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero, con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos el 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>	4.0
3	1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.</p>	2.0

4	1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de la Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.	1.5
---	---	---	-----

2.7 ARTÍCULO 238. Elección del Tipo de Análisis.

Las estructuras con altura menor de 60 m podrán analizarse de acuerdo con el método estático al que se refiere el artículo 240 de este Reglamento o con los dinámicos a los que hace mención el artículo 241 de este Ordenamiento. En las estructuras con alturas superior a 60 m deberá emplearse el análisis dinámico descrito en el artículo 241 del presente cuerpo de normas reglamentarias.

El método simplificado a que se refiere el artículo 239 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de estructuras del Tipo 1 cuando se cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias.
- II. En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.
- III. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca el artículo 239 de este Reglamento.
- IV. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

ARTÍCULO 239. Método Simplificado de Análisis.

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso 1 del artículo 240 de este Reglamento, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla siguiente, debiéndose verificar por lo menos en dos direcciones ortogonales.

COEFICIENTES SÍSMICOS REDUCIDOS POR DUCTILIDAD PARA EL METODO SIMPLIFICADO

Zona	MUROS DE PIEZAS MASIZAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.11	0.12

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h , y la longitud, L , exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente $(1.33 L / h)^2$.

2.8 ARTÍCULO 240. Análisis Sísmico Estático.

Para efectuar el análisis estático de una estructura, se procederá en la forma siguiente:

I. Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0 , siendo Q el factor de ductilidad que se define en el artículo 235 de este Reglamento y c el valor dado por la tabla del artículo 234 de este mismo Ordenamiento. Al calcular V/W se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndices y otros elementos cuya estructuración difiera

radicalmente de la del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociadas a ellos, calculadas según se especifica en el inciso V de este artículo.

V. Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente sobre el terreno, multiplicado por $(c' + a_0) / a_0$, donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos, y otros apéndices con que cuenten. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

VI. El elemento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2z$ (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

ARTÍCULO 245. Tanques.

En el diseño de tanques deberán tomarse en cuenta las presiones hidrodinámicas y las oscilaciones del líquido almacenado, así como los momentos que obran en el fondo del recipiente. De acuerdo con el tipo de la estructura que los soporte, se adoptarán los valores de Q que se fijan en el artículo 235 de este ordenamiento correspondientes a la estructura I y los criterios de análisis estático especificados en el artículo 240 de este Reglamento.

ARTÍCULO 262. Investigación del Subsuelo.

La tabla siguiente especifica los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo en todo sitio en que se proyecte una cimentación. Para la aplicación de esta tabla se considerará que:

I) El Distrito Federal se divide en cuatro zonas (Ver Figura 10)

Zona I, con suelos compresibles de espesor $H < 3$ m.

Zona II, con suelos compresibles de espesor $3 \text{ m} \leq H < 20$ m .

Zona III, con suelos compresibles de espesor $H \geq 20$ m .

Zona IV, poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

II) El peso unitario medio w de una estructura es la suma de las cargas permanentes y variables al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de la construcción.

En edificios formados por cuerpos desligados estructuralmente, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

III) En caso de que se requieran exploraciones (pozos a cielo abierto o sondeo), el número mínimo a realizar en un sitio será de una por cada 60 m o fracción del perímetro o la envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 100 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros, salvo si se encuentra en roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar todo el espesor de los materiales compresibles deberán, además, penetrar el estrato incompresible subyacente a fin de verificar la capacidad de este para soportar las cargas propuestas.

De acuerdo al Reglamento, la construcción que nos ocupa en este estudio se clasifica de la siguiente manera:

- Por suelo: Zona I (Por características similares a esta zona)
- Por uso: Grupo B
- Por estructuración: Tipo I

TIPO DE ANÁLISIS: $h = 10.00 \text{ m.} < 60 \text{ M}$ ∴ ESTÁTICO

MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS siempre y cuando se cumpla con:

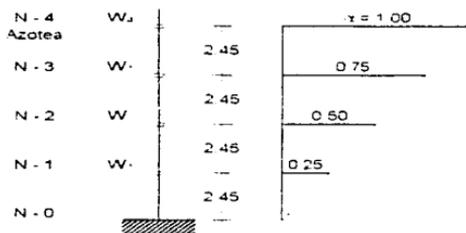
- I. En cada planta como mínimo el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí por losas corridas. SI.
En cada nivel al menos dos muros perimetrales de carga paralelos estarán ligados por losas en una longitud de por lo menos 50% de la dimensión del edificio en la dirección de esos muros. SI
- II. Relación entre L y b de la planta del edificio no excederá de 2.0: $18 \div 16.70 = 1.08 < 2.00$ SI
- III. Relación entre H y b no excederá de 1.5: $10.0 \div 7.1 = 1.41 < 1.5$ SI

Por lo tanto, si es aplicable el Método Simplificado de Análisis.

De acuerdo con el Reglamento, el Coeficiente Sismico reducido por ductilidad para el Método Simplificado es para: Zona 1, muros de piezas huecas, y una altura de la construcción entre 7 y 13 m. = 0.11.

$$\therefore C.S.r = 0.11$$

Análisis Sismico.



V_b = Fuerza Cortante en la base = $W_T C.S.r$

V = Fuerza Cortante en cualquier nivel = $\frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V_b$

W_i = peso nivel i

h_i = altura nivel i

W_T = Peso total

$C.S.r$ = Coeficiente Sismico reducido

Tomando los valores de carga por nivel calculadas según la Figura 9, se tiene:

$$\begin{aligned}
 W_4 + W_3 + W_0 &= 187.48 + 36.60 + 3.52 = 227.60 \text{ Tons.} \\
 W_3 &= 234.78 \text{ Tons.} \\
 W_2 &= 234.78 \text{ Tons.} \\
 W_1 &= 234.78 \text{ Tons.} \\
 W_{\text{Total}} &= 931.94 \text{ Tons.}
 \end{aligned}$$

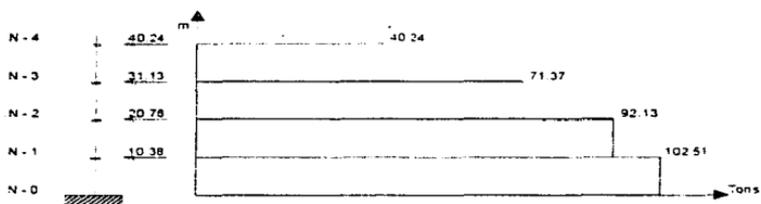
$$\therefore V_b = 931.94 \times 0.11 = 102.51 \text{ Tons.}$$

Nivel	W_i	h_i	α	$W_i \alpha$	$W_i \alpha K$	V_i
4	227.60	9.80	1.00	227.60	40.24	40.24
3	234.78	7.35	0.75	176.08	31.13	71.37
2	234.78	4.90	0.50	117.39	20.75	92.12
1	234.78	2.45	0.25	58.69	10.38	102.50
$\Sigma = W_{total} =$	931.94			579.76		

$$K = \frac{V_b}{\Sigma W_i \alpha} = \frac{102.51}{579.76} = 0.1768$$

Nivel	Entrepiso	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i	V_i
4	4	227.60	9.80	2,230.42	40.24	40.24
3	3	234.78	7.35	1,725.63	31.13	71.37
2	2	234.78	4.90	1,150.42	20.76	92.13
1	1	234.78	2.45	575.21	10.38	102.51
$\Sigma =$		931.94		5,681.74		

Figura 11. Fuerzas Cortantes por Sismo en cada Nivel.



II. CIMENTACIÓN.

Considerando que cimentación es todo aquel elemento estructural o sub-estructura que sirve para apoyar y transmitir las cargas originadas por una superestructura al suelo, es de gran importancia el diseñar ese gran "eslabón" entre superestructura y suelo, ya que la superestructura cuenta con características propias de su diseño, como son: geometría, cargas, flexibilidad, rigidez, etc. y el suelo cuenta con sus características propias de su naturaleza como lo son: tipo de materiales que lo componen, su estratigrafía, su capacidad de carga, su compresibilidad, etc.

Las características de la superestructura se conocen plenamente a través del diseño y cálculos de la misma.

1.0 Estudio de Mecánica de Suelos.

Las características del suelo, se pueden conocer sólo a través de estudios específicos del suelo y subsuelo del lugar preciso donde se construya tal superestructura, lo cual está plenamente acotado y normado en el Reglamento de Construcciones para el D.F. y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Dada la gran diversidad de suelos diferentes que se presentan en el Valle de México, el Reglamento para Construcciones en el D.F. recomienda y exige para algunos casos, la realización de Estudios de Mecánica de Suelos en el lugar preciso en que se construya la obra, para determinar las características que permitan diseñar la cimentación idónea para la superestructura que se haya proyectado.

Para el caso que nos ocupa, el Estudios de Mecánica de Suelos realizado, reportó la siguiente información:

Terreno ubicado en la zona: Cuautitlán Izcalli; similar a Zona 1 D.F.

Estratigrafía: Capa de Tepetate compactado de gran espesor.

Compresibilidad: Baja

Alta Resistencia al esfuerzo cortante.

Capacidad de carga recomendada: $W_p = 20 \text{ Tons} \cdot \text{M}^2$.

2.0 Tipo de Cimentación.

En este caso, la superestructura está constituida por muros de carga, por lo que el tipo de cimentación recomendable es un elemento estructural a lo largo de todos los muros, con una ampliación de la base que permita transmitir al suelo, las cargas totales sin exceder la capacidad recomendada de $20 \text{ Tons} \cdot \text{M}^2$.

3.0 Diseño de cimentación.

Para dimensionar el ancho de la base de la cimentación para cada muro, es necesario determinar primero las cargas de cada muro a nivel de la cimentación, es decir, cargas acumuladas desde azotea y losas de entrepisos, tanto de carga muerta como de carga viva especificada en Reglamentos.

Para este efecto, es necesario determinar las áreas tributarias de carga para cada muro y en cada nivel como se muestra en la Figura 5.

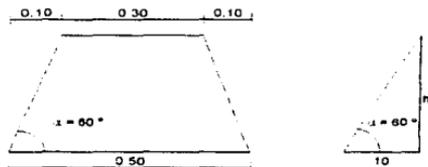
En las Figuras 5, 6, 7, y 8 se muestran los cálculos que determinaron las cargas en cada muro y en cada nivel, desde azotea hasta el nivel de cimentación.

Para diseño de cimentación es necesario tener las cargas totales, acumuladas en cada muro a nivel cero, como se determinan en la siguiente tabla, Figura 12.

Figura 12. Cargas Totales (Acumuladas) Para Diseño de Cimentación. (Tons.)

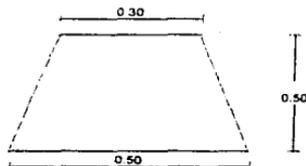
Nº	Long Muro ML	Carga Total W_{muro} (Tons)							W_{muro} acumulada	W_{ML} acumulada	Ancho (ML) Cimentación $q = 20 \text{ T/M}$
		N+6	N+5	N+4	N+3	N+2	N+1	N+0			
1	2.85			1.63	2.32	2.32	2.32	1.09	9.68	3.40	0.17
2	5.40			4.89	4.02	4.02	4.02	2.11	24.76	4.60	0.23
3	1.85			1.19	1.83	1.83	1.83	0.84	7.52	4.06	0.20
4	2.70			6.14	6.83	6.83	6.83	1.41	28.04	10.39	0.52
4'	1.15	0.22	1.19	0.66	0.00	0.00	0.00	0.00	2.01	1.75	0.09
5	1.50			3.84	4.83	4.83	4.83	0.78	19.11	12.74	0.64
5'	1.15	0.22	1.19	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	2.01	1.75	0.09
6	2.85			1.63	2.32	2.32	2.32	1.09	9.68	3.40	0.17
6'	3.00			1.90	3.00	3.00	3.00	1.15	12.05	4.02	0.20
8	2.35			2.10	2.54	2.54	2.54	0.80	10.62	4.52	0.23
9	3.55			2.16	3.00	3.00	3.00	1.26	12.52	5.53	0.18
10	1.40			2.33	2.56	2.56	2.56	0.64	10.65	7.61	0.38
11	2.85			3.33	4.68	4.68	4.68	1.48	18.95	6.61	0.33
12	2.85			1.09	4.68	4.68	4.68	1.30	19.43	6.82	0.34
13	2.55			2.10	3.55	3.55	3.55	1.33	14.08	5.52	0.28
14	2.55	0.14	2.75	1.91	2.18	2.18	2.18	1.04	12.68	4.97	0.25
14'	1.35			0.28	0.78	0.78	0.78	0.52	3.14	2.33	0.12
15	3.55			1.36	5.22	5.22	5.22	1.62	21.64	6.10	0.31
15'	2.00			1.52	1.77	1.77	1.77	0.91	9.30	4.70	0.24
CUBO DE ESCALERAS											
7	2.00		2.50	3.66	2.20	2.20	2.20	-	12.75	6.38	0.32
7'	2.00		2.50	2.37	2.20	2.20	2.20	-	11.47	5.74	0.29
16	1.80		2.50	3.29	3.29	3.29	3.29	1.46	17.12	9.51	0.48
17	3.80		2.50	1.46	4.04	1.04	4.04	1.46	17.54	4.62	0.23

Por facilidad de construcción y para garantizar la buena calidad de la misma, se acepta como mínimo en la base de la cimentación, un ancho de 0.50 m., y considerando que el ángulo mínimo bajo el cual se puede transmitir la carga al suelo es de 60° , la profundidad mínima de la cimentación de mampostería de piedra brasa será:



$$\begin{aligned} \tan 60^\circ &= h / 10 \\ \therefore h &= 10 \tan 60^\circ \\ h &= 10 \times 1.73 \\ h &= 17.3 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Por la misma razón, se toma como profundidad mínima $h = 0.50$ m., quedando la cimentación con una sección transversal mínima igual a:



III. MUROS Y REFUERZOS.

Por tratarse de un edificio que sera soportado por muros de carga en su totalidad, estos muros estarán sujetos a esfuerzos provocados por cargas verticales que originan esfuerzos de compresión y por cargas horizontales como son las de sismo, que originan esfuerzos cortantes en ellos.

Estos muros bajo este sistema de cargas, se convierten en elementos estructurales de quienes depende la estabilidad y seguridad del edificio, por lo que su diseño y construcción están normados y controlados por el Reglamento para construcciones en el D.F. y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, incluyendo la calidad de los materiales que se emplean en la construcción de la mampostería.

Por su importancia, se transcriben los Artículos de las Normas Complementarias aplicables a este estudio.

1.0 Reglamento para Diseño de Muros de Mampostería.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

NOTACIÓN

A_s	área de acero de refuerzo colocada en el extremo de un muro
A_{rh}	área total de refuerzo horizontal en el muro
A_{rv}	área total de refuerzo vertical en el muro
A_T	área bruta de la sección transversal del muro
B	coeficiente para el cálculo de la resistencia ante carga vertical de muros rigidizados por elementos transversales
b	longitud de apoyo de una losa soportada por el muro
c_p	coeficiente de variación de la resistencia en compresión de las piezas
c_m	coeficiente de variación de la resistencia en compresión de la mampostería
c_v	coeficiente de variación de la resistencia en cortante de la mampostería
d	distancia entre el centroide del acero de tensión y el extremo opuesto al muro
d_c	peralte del castillo que confina al muro
d^*	distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro
E	modulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas
F_E	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
F_R	factor de reducción de resistencia
f'_c	resistencia especificada del concreto en compresión

f_m	media de la resistencia en compresión de la mampostería, referida al área bruta
f'_m	resistencia de diseño en compresión de la mampostería, referida al área bruta
f_p	media de la resistencia en compresión de las piezas, referida al área bruta
f'_p	resistencia de diseño en compresión de las piezas, referida al área bruta
f_v	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo
G	módulo de cortante de la mampostería
H	altura no restringida del muro
H'	altura efectiva del muro
L	longitud efectiva del muro
L'	separación entre elementos que rigidizan longitudinalmente el muro
M _R	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexocompresión
M _o	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura
P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga
P _o	carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga
P _R	resistencia de diseño del muro a carga vertical
P _h	cuantía de refuerzo horizontal en el muro
P _v	cuantía de refuerzo vertical en el muro
Q	factor de comportamiento sísmico
s	separación del acero de refuerzo
t	espesor del muro
V _R	fuerza cortante resistente
v'	esfuerzo cortante de diseño, sobre área bruta
v	media de los esfuerzos cortantes resistentes de muretes, sobre área bruta

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Los capítulos 2 a 5 de estas disposiciones se aplican al diseño y construcción de muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, unidas por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes.

El capítulo 6 se aplica al diseño y construcción de elementos de mampostería de piedras naturales.

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

2.1 Piezas

2.1.1 Tipos de piezas.

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material. En particular deberán aplicarse las siguientes normas.

C6 Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares

C10 Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto

En el capítulo de diseño sísmico del Reglamento se fijan distintos factores de comportamiento sísmico, Q , en función del tipo de pieza que compone un muro y de su refuerzo.

Para fines de aplicación del capítulo mencionado se considerarán como piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área total, y cuyas paredes no tienen espesores menores de 2 cm.

Las piezas huecas a que hace referencia el capítulo de diseño sísmico son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45 por ciento del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm.

2.1.2 Resistencia en Compresión.

La resistencia en compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NOM C 36.

Para diseño se empleará un valor de la resistencia, f_p , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98% de las piezas producidas.

Cuando se tenga evidencia de que el valor mínimo garantizado por el fabricante cumple con la definición anterior, podrá tomarse como resistencia de diseño.

Cuando no se cumpla lo anterior, la resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto en cuestión o a partir de muestreos de la producción de la pieza en cuestión. En este último caso se obtendrán al menos tres muestras de diez piezas cada una, de lotes diferentes de la producción.

Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán con el procedimiento especificado en la norma C36 y la resistencia de diseño se calculará como:

$$f_p^* = \frac{\bar{f}_p}{1 - 2.5c_p}$$

donde

\bar{f}_p es el promedio de las resistencias en compresión de las piezas ensayadas

c_p es el coeficiente de variación de la resistencia de las piezas ensayadas, pero su valor no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas con control de calidad de la resistencia, que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero sin control de calidad de resistencia, y que 0.35 para piezas de producción artesanal.

2.2 Morteros

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 Kg. / cm².
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

La tabla siguiente muestra las características de algunos proporcionamientos recomendables:

PROPORCIONAMIENTOS, EN VOLUMEN, RECOMENDADOS PARA
MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión en Kg. / cm ²
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
II	1	0 a 1/2	—	—	75
III	1	—	1/4 a 1/2	—	40
	1	1/2 a 1	—	—	
	1	—	1/2 a 1 1/4	—	

2.3. Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dadas y o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan específicamente NOM B6 y B294, por malla de acero que cumpla con la especificación B290 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma B72. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Departamento su eficiencia como refuerzo estructural.

Como esfuerzo de diseño, f_s , se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante. La verificación de calidad del acero se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

2.4 Mampostería

2.4.1 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño en compresión de la mampostería, f'_m , sobre área bruta, se determinará con alguno de los procedimientos siguientes:

a) *Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.* Las pilas estarán formadas por lo menos por tres piezas superpuestas. La

* El volumen de arena se medirá en estado suelto

relación altura espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 5; las pilas ensayarán a la edad de 28 días. Para el almacenamiento de los especímenes, su cabeceado y el procedimiento de ensaye se seguirán, en lo que sean aplicables, las normas que rigen para el ensaye a compresión de cilindros de concreto.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla siguiente:

FACTORES CORRECTIVOS PARA LAS RESISTENCIAS DE PILAS CON
DIFERENTES RELACIONES DE ESBELTEZ

Relación de esbeltez de la pila	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

Para esbelteces intermedias se interpolará linealmente.
La resistencia de diseño se calculará como

$$f_m^* = \frac{\hat{f}_m}{1 - 2.5c_m}$$

en que

\hat{f}_m es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregida por esbeltez

c_m el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15

La determinación se hará en un mínimo de 9 pilas construidas con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes del mismo producto.

b) *A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero.*

Para piezas de barro y otros materiales, excepto concreto, con relación altura a espesor no menor que un medio, la resistencia de diseño a compresión será lo que se obtiene de la tabla siguiente para los morteros recomendados.

**RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN
DE LA MAMPOSTERÍA DE PIEZAS DE BARRO
(f'_m SOBRE ÁREA BRUTA)**

f'_p en Kg. / cm ²	f'_m en Kg. · cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	10	10	10
50	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

c) *Valores indicativos.* Si no se realizan determinaciones experimentales podrán emplearse los valores de f'_m que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en la tabla siguiente:

**RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA, f'_m ,
PARA ALGUNOS TIPOS DE PIEZA, SOBRE ÁREA BRUTA¹**

Tipo de pieza	Valores de f'_m en Kg. / cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido	15	15	15
Bloque de concreto tipo A (pesado)	20	15	15
Tabique de concreto ² ($f'_p > 80$ Kg. · cm ²)	20	15	15
Tabique con huecos verticales ($f'_p > 120$ Kg. · cm ²) ¹	40	40	30

d) *Resistencia en compresión de mampostería con refuerzo interior.* Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos especificados en 3.4.

¹ La relación área neta-bruta no será menor de 0.45

² Fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1.500 Kg. · cm³

se tomará para f'_m el valor que corresponde a mampostería sin refuerzo, incrementando en 25%, pero no en más de 7 Kg. / cm².

e) *Resistencia en compresión de muros confinados.* Para muros reforzados con dalas y castillos que cumplan los requisitos de 3.3, el esfuerzo resistente en compresión, f'_m , calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en 4 Kg. / cm².

2.4.2 Esfuerzo cortante resistente en diseño

La resistencia a fuerza cortante de muros de mampostería según se calcula en la sección 4.3, se basará en el esfuerzo cortante de diseño, v^* , el cual se tomará de la tabla siguiente:

ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DE DISEÑO PARA ALGUNOS TIPOS DE MAMPOSTERÍA, SOBRE ÁREA BRUTA

Pieza	Tipo de mortero	v^* en Kg. / cm ² .
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3
Tabique de concreto ($f'_c > 80$ Kg. / cm ²)	I	3
	I y II	2
Tabique hueco de barro ⁴	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5

Para materiales no cubiertos en la tabla anterior el esfuerzo cortante resistente se determinará mediante ensayos con procedimientos aprobados por el Departamento.

Será aceptable la determinación del esfuerzo cortante resistente a partir del ensayo de muretes con una longitud de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometidos a una carga de compresión a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará

³ Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos fijados en 2.1. Cuando el valor de la tabla sea mayor que 0.8 (f'_m)^{1/2} se tomara este último como valor v^* .

⁴ Tabique de barro con perforaciones verticales con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45

dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

La determinación se hará sobre un mínimo de 9 muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes.

Para diseño se utilizará un esfuerzo resistente igual a

$$v' = \frac{v}{1 + 2.5c_v}$$

en que

v es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados

c_v es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistente de los muretes ensayados que no se tomará menor que 0.20 .

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 x 2 m.

2.4.3 Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6 f'_m$. El esfuerzo actuante se calculará con las características de diseño obtenidas aplicando los factores correspondientes a la combinación de acciones de que se trate según el artículo 194 del Reglamento.

2.4.4 Resistencia a tensión

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el esfuerzo necesario.

2.4.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería, E , podrá determinarse experimentalmente o calcularse en forma aproximada como sigue:

Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$E = 800 f'_m$ para cargas de corta duración

$E = 350 f'_m$ para cargas sostenidas

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$E = 600 f'_m$ para cargas de corta duración

$E = 350 f'_m$ para cargas sostenidas

2.4.6 Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería se tomará como: $G = 0.3 E$

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

3.1 Tipos de muros

Los muros que tengan una función estructural en la construcción quedarán incluidos en una de las modalidades descritas en los casos siguientes.

3.2 Muros diafragma

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero.

3.3 Muros confinados

Estos son los que están reforzados con castillos y dalas que cumplen con los requisitos siguientes:

Las dalas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor de 150 Kg./cm², y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total no será inferior a $0.2 f'_c / f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área de refuerzo transversal no será inferior a $\frac{1,000s}{f_y d_e}$ siendo s la separación de los estribos y d_e el peralte del castillo. La separación de los estribos no excederá de $1.5 d_e$ ni de 20 cm.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 m.

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 15 cm de peralte. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la longitud del muro en la misma dirección.

La relación altura a espesor del muro no excederá de 30.

Podrá incrementarse la resistencia a fuerza cortante de muros confinados, de acuerdo con lo establecido en 4.3.2, cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las cuantías mínimas especificadas en dicha sección y que se cumpla con los requisitos de separación máxima y de detallado especificados para muros reforzados interiormente en la sección 3.4. Dicho refuerzo horizontal deberá estar anclado a los castillos extremos e interiores.

3.4 Muros reforzados interiormente

Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los siguientes requisitos mínimos.

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, P_h , y vertical, P_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de refuerzo horizontal se calcula como $P_h = A_{oh} / st$, donde A_{oh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $P_v = A_{ov} / tL$, en que A_{ov} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro. Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia especificado mayor de 4,200 Kg./cm², las cuantías de refuerzo mencionadas en este párrafo podrán reducirse multiplicándolas por 4,200 / f_y .

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto, la distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor. El refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o concreto.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo vertical podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm. y resistencia a compresión no menor de 75 Kg. cm^2 . El hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm^2 .

Deberá colocarse por lo menos una barra N° 3 de grado 42, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni mayor de 80 cm.

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra N° 4 de grado 42, con resistencia a tensión equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura espesor de estos muros no será superior a 30.

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo está colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloje el refuerzo sean colocados plenamente.

3.5 Muros no reforzados

Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

4.1 Análisis

4.1.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará en general por medio de una análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplear por tanto las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

4.1.2 Análisis por cargas verticales

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto, la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de la distribución de momentos en el nudo, la rigidez de los muros es nula. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a

$$e = \frac{t}{2} + \frac{b}{3}$$

en que t es el espesor del muro y b el de la porción de éste en que se apoya la losa soportada por éste.

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción, F_g , recomendados en el caso 1 del inciso 4.2.2, cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.

c) La relación altura espesor del muro no excede de 20.

4.1.3 Análisis por cargas laterales

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considerará la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales. Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso y techo y la de los dinteles.

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo, y emplear el método simplificado de diseño sísmico especificado en la sección 7 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico, cuando se cumplan los requisitos especificados en la sección 2 de las normas citadas y que son los siguientes:

- I. En todos los niveles, al menos 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, o en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel, al menos dos muros perimetrales de carga, sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros.
- II. La relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2.0 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.
- III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

Además, cuando se use dicho método simplificado, la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso, H , a longitud, L , es mayor que 1.33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente $(1.33 L / H)^2$.

4.2 Resistencia de cargas verticales

4.2.1 Fórmula general

La carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f'_m A_T$$

donde

P_R es la carga vertical total resistente de diseño

F_R se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente de acuerdo con 3.3 o 3.4 y como 0.3 para muros no reforzados

f'_m es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería

F_E es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez que se obtendrá de acuerdo con 4.2.2

A_T es el área de la sección transversal del muro

4.2.2 Factor de reducción por excentricidad y esbeltez

- I. Cuando se cumplan los requisitos especificados en los incisos a), b) y c) de 4.1.2, podrá tomarse F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y muertas de diseño excede de uno.
- II. Cuando no se cumplan las condiciones del caso I, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el caso I y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H^*}{30t}\right)^2\right]$$

en que

t es el espesor del muro

e' es la excentricidad calculada para la carga vertical, e_c , más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$

H^* la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H , según el criterio siguiente:

$H^* = 2H$, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

$H^* = 0.8H$, para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

$H^* = H$, para muros extremos en que se apoyan losas

4.2.3 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En casos en que el muro en consideración está ligado a muros transversales a contrafuertes o a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E calculado con la ec 4.1 se incrementará sumándole la cantidad $(1 - F_E)B$, pero el resultado no será en ningún caso mayor que 0.9.

B es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes, L' , y se obtiene de la tabla siguiente:

FACTOR CORRECTIVO, B, POR EFECTO
DE LA RESTRICCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES

L'/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

4.2.4 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dadas o del refuerzo interior se considerará mediante los incrementos en el esfuerzo resistente en compresión, F_m , de la mampostería, permitidos según los incisos 2.4.1 d) y e) de estas normas, a menos que mediante ensayos a escala natural se haya demostrado que se justifica un incremento mayor en la resistencia debido a dicho refuerzo.

En muros sometidos a momentos flexionantes significativos, perpendicularmente a su plano, podrá determinarse la resistencia en flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor del muro.

El cálculo se realizará con el criterio de resistencia en flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente.
- Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.

- d) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003 .
- e) A menos que ensayos en pilas permitan obtener mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta afectando la carga resistente del factor

$$1 - \frac{F_v \sqrt{L}}{30L}$$

según el inciso 4.2.2 .

4.3 Resistencia a cargas laterales

4.3.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico, ver inciso 4.1.3, la revisión podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante.

4.3.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

- a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R (0.85 v^* A_T) \quad (4.2)$$

- b) Para otros muros

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* A_T \quad (4.3)$$

en que

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga

v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño que se determinará según el inciso 2.4.2

El factor de reducción de resistencia, F_R , se tomará como:

0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior, según se definen en el capítulo 3 de estas normas.

0.4 para muros no confinados ni reforzados.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados de acuerdo con la sección 3.3. Cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las características definidas en la sección 3.3 para muros confinados y en la sección 3.4 para muros con refuerzo interior, podrá incrementarse en 25 por ciento la fuerza cortante resistente calculada con la ec. 4.3, siempre que la cuantía de refuerzo horizontal, P_h , no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente:

$$P_h = 0.0002 v' \left[1 - 0.2 \frac{P}{v' A_T} \right] \frac{f_c}{4,200}$$

4.3.3 Resistencia de flexocompresión en el plano del muro

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f'_m .

La capacidad de flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis estipuladas en el inciso 4.2.4.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como: $M_o = F_R A_s f_y d'$

donde

A_s es el área de acero colocada en el extremo del muro

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación

$$M_R = M_o - 0.30 P_u d; \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right); \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva se es de compresión

d es el peralte efectivo del refuerzo de tensión

P_R la resistencia a compresión axial

P_R se tomará igual a 0.8 si $P_u \leq P_R / 3$ e igual a 0.6 en caso contrario

5. CONSTRUCCIÓN

5.1 Materiales

5.1.1 Piezas

Condiciones. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.

Humedecimiento de las piezas. deberán saturarse previamente a su colocación todas las piezas de barro; las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse.

5.1.2 Morteros

Mezclado del mortero. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose, siempre que sea posible, un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 3 minutos.

Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole agua si es necesario.

Los morteros a base de cemento normal deberán usarse dentro del lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial.

5.1.3 Concretos

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, interiores o exteriores al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. El tamaño máximo del agregado será de 1 cm.

5.2 Procedimientos de construcción

5.2.1 Juntas

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. El espesor de las juntas no excederá de 1.5 cm.

5.2.2 Aparejo

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas disposiciones son aplicables solo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada; para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

5.2.3 Concreto y mortero

En castillos y huecos interiores se colocará de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de 1.5 m a menos que el área del hueco sea mayor de 65 cm², caso en el cual se permitirá el colado entramos hasta de 3 m, siempre que sea posible comprobar por aberturas en las piezas, que el colado llega hasta el extremo inferior del elemento.

5.2.4 Refuerzo

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos serán los que se especifican para concreto reforzado; para refuerzo colocado en las juntas regirá lo especificado en la sección 3.4. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales.

5.2.5 Construcción de muros

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor de 10 cm.

Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí, salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.

Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.

Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.

En los planos de construcción deberán especificarse claramente: peso máximo admisible de las piezas, resistencia de las mismas y tolerancia en sus dimensiones; así como el mortero considerado en el diseño y los detalles del aparejo de las piezas, del refuerzo y su anclaje y traslape, detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.

5.2.6 Tolerancias

- a) En ningún punto el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 2 cm del proyecto.
- b) El desplome de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 1.5 cm.

6. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

6.5 Cimientos

En cimientos de piedra brasa la pendiente de las caras inclinadas, medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal).

En cimientos de mampostería de forma trapezoidal con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento o torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones no mayores de las que señala la siguiente tabla:

Presión de contacto con el terreno, p, ton m ²	Claro máximo, en m	
	Caso (1)	Caso (2)
$p \leq 2.0$	5.0	10.0
$2.0 < p \leq 2.5$	4.5	9.0
$2.5 < p \leq 3.0$	4.0	7.5
$3.0 < p \leq 4.0$	3.0	6.0
$4.0 < p \leq 5.0$	2.5	4.5

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

En la tabla anterior, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos. Los casos (1) y (2) corresponden respectivamente a mampostería ligada con mortero de cal y con mortero de cemento. No deberán existir planos definidos de falla transversales al cimiento.

Aplicando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería a este estudio, se puede definir que:

- Los muros integrantes del edificio, es decir en 100%, muros de carga, por lo que se consideran elementos estructurales de mampostería.
- Las piezas que componen estos muros de carga son TABIQUES CERÁMICOS DE BARRO HUECOS, y cumplen con la Norma de Calidad C6 especificada por la D.G.N. de la S.C.O.F.I.
- Las piezas o tabiques de barro huecos, tienen en la sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45% del área bruta, y el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm.
- El mortero que se empleará en la construcción será de tipo III con una resistencia nominal en compresión de 40 Kg. / cm², con un proporcionamiento en volumen de 1 parte de cemento, 1/2 parte de cal, 4 partes de arena.
- Relación altura espesor de muros = $2.40 / 0.12 = 20 \cdot 30$.
- La resistencia a la compresión de piezas de barro, tabique con huecos verticales, de acuerdo con la información proporcionada por el fabricante es de $f'_m = 120$ Kg. / cm² de acuerdo con la norma NOM C36.

- La Resistencia de Diseño a compresión de la mampostería simple compuesta por tabique de barro prococido con huecos verticales y mortero tipo III es de $f_m^* = 30 \text{ Kg. / cm}^2$ sobre área bruta.
- La Resistencia de Diseño a compresión de MUROS CONFINADOS con dalas y castillos podrá incrementarse en 4 Kg. / cm^2 . $\therefore f_m^* = 30 + 4 = 34 \text{ Kg. / cm}^2$ sobre área bruta.
- El esfuerzo cortante resistente de diseño, según la tabla del artículo 2.4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras de Mampostería, con tabiques huecos de barro junteado con mortero tipo III es de: $v^* = 2 \text{ Kg. / cm}^2$.

2.0 Revisión de Muros por Carga Vertical (Compresión)

La carga vertical resistente de cada muro se puede calcular con la fórmula:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

donde

P_R es la carga vertical total resistente de diseño

$F_R = 0.6$ para muros confinados o reforzados interiormente

$F_R = 0.3$ para muros no reforzados

$F_E = 0.7$ para muros interiores que soporten claros que no difieran en más de 50%

$F_E = 0.6$ para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

$f_m^* = 30 \text{ Kg. / cm}^2$ para muros no reforzados

$f_m^* = 34 \text{ Kg. / cm}^2$ para muros confinados

$f_m^* = 37 \text{ Kg. / cm}^2$ para muros con refuerzo interior

$A_T = 12 \times 100 = 1,200 \text{ cm}^2$ (por cada metro lineal de muro)

Tomando el peso total por metro lineal acumulado al N-0 de la figura 12 como carga de servicio, y aplicando la fórmula anterior para obtener la carga resistente en cada muro, podremos determinar cuales muros requieren ser confinados o reforzados interiormente en el Nivel 0-1 y de la misma forma determinar cuales muros de los niveles superiores también requieren ser confinados ó reforzados interiormente.

Muro N°	Muros sin refuerzo					N-1		Muros con refuerzo interior					O.K.	
	F _R	F _E	F _m	A _T	P _R	P. serv. x 1.4	O.K.	F _R	F _E	F _m	A _T	P _R		
														O.K.
1	0.3	0.6	30	1,200	6.48	4.76	O.K.	0.6						
2	0.3	0.6	30	1,200	6.48	6.30	O.K.	0.6						
3	0.3	0.7	30	1,200	7.56	5.68	O.K.	0.6						
4	0.3	0.6	30	1,200	6.48	14.55	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
4'	0.3					2.45		0.6						
5	0.3	0.6	30	1,200	6.48	17.84	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	X	Muro concreto
5'	0.3							0.6						
6	0.3	0.6	30	1,200	6.48	4.76	O.K.	0.6						
7	0.3	0.6	30	1,200	6.48	5.63	O.K.	0.6						
8	0.3	0.5	30	1,200	6.48	9.33	O.K.							
9	0.3	0.6	30	1,200	6.48	4.94	O.K.							
10	0.3	0.6	30	1,200	6.48	10.65	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
11	0.3	0.6	30	1,200	6.48	9.25	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
12	0.3	0.6	30	1,200	6.48	9.55	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
13	0.3	0.6	30	1,200	6.48	7.73	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
14	0.3	0.6	30	1,200	6.48	6.95	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
14'	0.3	0.6	30	1,200	6.48	3.26	O.K.							
15	0.3	0.7	30	1,200	7.56	8.54	X	0.6	0.7	37	1,200	18.65	O.K.	
15'	0.3	0.7	30	1,200	7.56	6.58	O.K.							
7'	0.3	0.6	30	1,200	6.48	8.93	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
7''	0.3	0.6	30	1,200	6.48	8.04	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
16	0.3	0.6	30	1,200	6.48	13.31	X	0.6	0.6	37	1,200	15.98	O.K.	
17	0.3	0.6	30	1,200	6.48	6.47	O.K.							

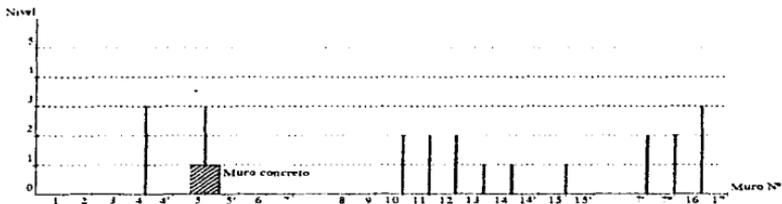
Muro N°	Muros sin refuerzo					N 1-2		Muros con refuerzo interior					O.K.	
	F _R	F _E	F _m	A _T	P _R	P. serv. x 1.4	O.K.	F _R	F _E	F _m	A _T	P _R		
														O.K.
4					6.48	11	X					15.98	O.K.	
4'														
5					6.48	13.33	X					15.98	O.K.	
5'														
10					6.48	8.09	X					15.98	O.K.	
11					6.48	6.96	X					15.98	O.K.	
12					6.48	7.25	X					15.98	O.K.	
13					6.48	5.78	O.K.							
14					6.48	5.76	O.K.							
15					7.56	6.48	O.K.							
7'					6.48	7.39	X					15.98	O.K.	
7''					6.48	6.49	X					15.98	O.K.	
16					6.48	10.76	X					15.98	O.K.	

N 2-3														
Muro N°	Muros sin refuerzo					P. serv. x 1.4	O.K.	Muros con refuerzo interior					O.K.	
	F _R	F _F	I ^m _m	A _T	P _R			F _R	F _F	I ^m _m	A _T	P _R		
4					6.48	7.46	N						15.98	O.K.
4'														
5					6.48	8.82	N						15.98	O.K.
5'														
10					6.48	5.53	O.K.							
11					6.48	4.66	O.K.							
12					6.48	4.95	O.K.							
7					6.48	5.85	O.K.							
7'					6.48	4.95	O.K.							
16					6.48	8.2	N						15.98	O.K.

N 3-4														
Muro N°	Muros sin refuerzo					P. serv. x 1.4	O.K.	Muros con refuerzo interior					O.K.	
	F _R	F _F	I ^m _m	A _T	P _R			F _R	F _F	I ^m _m	A _T	P _R		
4					6.48	3.91	O.K.							
5					6.48	4.31	O.K.							
16					6.48	5.64	O.K.							

N 4-5														
Muro N°	Muros sin refuerzo					P. serv. x 1.4	O.K.	Muros con refuerzo interior					O.K.	
	F _R	F _F	I ^m _m	A _T	P _R			F _R	F _F	I ^m _m	A _T	P _R		
4'	0.3	0.6	30	1,200	6.48	2.45	O.K.							
5'	0.3	0.6	30	1,200	6.48	2.45	O.K.							

RESUMEN: MUROS CON REFUERZO INTERIOR POR CARGA VERTICAL



3.0 Revisión de Muros por Cargas Laterales de Sismo.

El esfuerzo cortante resistente de diseño será reducido multiplicándolo por el coeficiente $(1.33 L \cdot H)^2$ donde L es la longitud del muro y H la altura del entrepiso. Cuando la relación de $H : L \geq 1.33$ la fuerza cortante por sismo se puede presentar en cualquier dirección, siendo la más crítica cuando se presenta en la dirección de "X" o "Y" siendo estas paralelas a los muros ortogonales entre si.

Por tal motivo, la revisión se hará con toda la fuerza cortante de sismo en cada nivel actuando independientemente en dirección de X o Y.

$$V_R = \text{Fuerza cortante resistente de cada muro} = A_T v^* (1.33 L \cdot H)^2$$

$V_{servicio}$ = tomada de las calculadas según Figura 11.

Nivel 0-1: Dirección "X"

Muro N°	L	b	A_T	H : L	$(1.33 L \cdot H)^2$	v^*	V_R (Kg.)	$V_{servicio}$
1	2.85	0.12	0.34	0.84	1.00	2.00	6,800	
2	5.50	0.12	0.66	0.44	1.00	2.00	13,200	
3	1.85	0.12	0.22	1.30	1.00	2.00	4,440	
4	2.70	0.12	0.32	0.89	1.00	2.00	6,480	
5	1.50	0.12	0.18	1.60	0.69	1.38	2,484	
6	2.85	0.12	0.34	0.84	1.00	2.00	6,840	
7	3.00	0.12	0.36	0.80	1.00	2.00	7,200	
							47,444	102,510
							x 4	x 1.4
							189,776	143,514

$$\therefore V_{resistente} = 189,776 > V_{ultima} = 143,514 \text{ Kg.}$$

\therefore Aceptable.

Nivel 0-1: Dirección "Y"

Muro N°	L	b	A _T	H / L	(1,33 L / H) ²	v*	V _R (kg.)	V _{resistente}
8	235	12	2.820	1,02	1,00	2,00	5,640	
9	355	12	4.260	0,68	1,00	2,00	8,520	
10	140	12	1.680	1,71	1,00	2,00	3,360	
11	285	12	3.420	0,84	1,00	2,00	6,840	
12	285	12	3.420	0,84	1,00	2,00	6,840	
13	255	12	3.060	0,94	1,00	2,00	6,120	
14	255	12	3.060	0,94	1,00	2,00	6,120	
14'	135	12	1.620	1,78	0,56	1,12	3,240	
15	355	12	4.260	0,68	1,00	2,00	8,520	
15'	200	12	2.400	1,20	1,00	2,00	4,800	
							60,000	102,510
							× 4	× 1,4
							240,000	143,514 Kg.

$$\therefore V_{resistente} = 240,000 > V_{ultima} = 143,514 \text{ Kg.}$$

∴ Aceptable.

En los niveles superiores, los muros, su longitud y distribución son iguales a los del Nivel 0-1. La fuerza cortante según Figura 11 actuante en ellos, es menor que la que actúa en el Nivel 0-1 por lo que la fuerza cortante resistente en ellos es mucho mayor que la fuerza cortante actuante.

4.0 Diseño del Refuerzo Interior de Muros.

Para satisfacer las Normas Complementarias para muros reforzados interiormente, éste deberá cumplir con:

1. $h/t < 30$ ∴ $h/t = 2,40 / 0,12 = 20 < 30$ O.K.
2. $P_h \geq 0,0007 : P_v \geq 0,0007$
 $P_h - P_v \geq 0,002$
 $P_h = A_{rh} / st :$

donde A_{rh} = área total del refuerzo horizontal en muro de espesor "t" a una separación "s".

$$P_v = A_{sv} / tL :$$

donde A_{sv} = área total del refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro.

$$80 > s_v \leq 6t$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg. cm}^2.$$

$$d \geq 5 \text{ cm.}$$

3.



Relleno con: concreto de alto revenimiento
de $f'_c \geq 75 \text{ Kg. cm}^2$. Agregado $\leq 1 \text{ cm}$.

$$A > 30 \text{ cm}^2$$

--|--

1.5 cm. \varnothing

\varnothing Barro

(El mayor)

Diseño de Refuerzo Vertical

$$S_v = 6t = 6 \times 12 = 72 < 80 \quad \therefore S_v = 72$$

$$\text{Si usamos: } \varnothing = 1_4 \quad \therefore A_{sv} = 0.32 \text{ cm}^2; \quad \therefore P_v = \frac{0.32}{12 \cdot 72} = 0.00037 < 0.0007$$

$$\text{Si usamos: } \varnothing = 5_{16} \quad \therefore A_{sv} = 0.495 \text{ cm}^2; \quad \therefore P_v = \frac{0.495}{12 \cdot 72} = 0.00057 < 0.0007$$

$$\text{Si usamos: } \varnothing = 3_8 \quad \therefore A_{sv} = 0.71 \text{ cm}^2; \quad \therefore P_v = \frac{0.71}{12 \cdot 72} = 0.00082 > 0.0007 \quad \text{O.K.}$$

$$\therefore \text{Refuerzo Vertical} = 1 \text{ Var} = 3 (3_8 \varnothing) @ 72 \text{ cm.}$$

Diseño de Refuerzo Horizontal

$$P_H = 0.002 - 0.00082 = 0.00118$$

$$P_H = \frac{A_{SH}}{s} \quad \therefore s = \frac{A_{SH}}{P_H} = \frac{A_{SH}}{0.00118 \cdot 12} = \frac{A_{SH}}{0.01416}$$

$$s = \frac{A_{SH}}{0.01416}$$

Si usamos: $\varnothing \frac{1}{4}$ ": $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$; $S = \frac{0.32}{0.01416} = 22.60 \text{ cm.} = 3.77 \text{ Hiladas}$

Si usamos: 2 \varnothing cal 8 : $d = 4.19 \text{ mm}$; $a_s = 0.1379 \text{ cm}^2$
 $A_s = 2 \times 0.1379 = 0.2758$

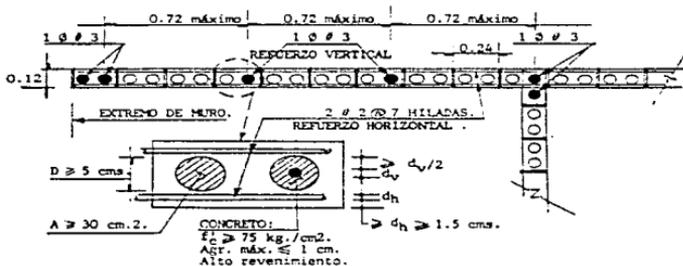
Si usamos: 2 \varnothing cal 6 : $d = 5.15 \text{ mm}$; $a_s = 0.2083 \text{ cm}^2$
 $A_s = 2 \times 0.2083 = 0.4166$;
 $S = \frac{0.4166}{0.01416} = 29.4 \text{ } a_s = 4.9 \text{ H}$

Si usamos: 2 $\varnothing \frac{1}{4}$ ": $A_s = 2 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$; $S = \frac{0.64}{0.01416} = 45.20 \text{ cm.} = 7.5 \text{ Hiladas}$

\therefore Refuerzo Horizontal = 2 \varnothing = 2 ($\frac{1}{4}$ ") @ 7 Hiladas.

En la siguiente figura se muestra un detalle típico de como distribuir el refuerzo interior.

FIGURA 14 .- DETALLE TÍPICO DE REFUERZO INTERIOR EN MUROS.



IV. LOSAS.

Los sistemas de entrepisos y de azotea, además de ser los elementos estructurales que soportarán todas las cargas vivas verticales y su propio peso, trabajarán como elementos de liga entre todos los muros de carga del edificio, permitiendo la distribución de la fuerza cortante horizontal de sismo proporcionalmente a la rigidez de cada muro.

Por tratarse de losas con claros relativamente pequeños y cargas uniformemente repartidas de baja intensidad, se propone resolver estos sistemas de entrepiso y azotea con losas macizas de concreto reforzado apoyadas en muros de carga.

1.0 Reglamento de Diseño.

Para el diseño de estas losas, las Normas Técnicas Complementarias definen el criterio, parámetros y fórmulas a emplear, así como requisitos que deben cumplirse para la aplicación. Por tal motivo se transcriben los artículos relativos a este diseño:

4.3 Losas

4.3.1 Disposiciones generales

Además de los métodos semi-empíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de influencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión y agrietamiento.

Si, aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encajonadas se dimensionarán como vigas.

4.3.2 Losas que trabajan en una sola dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de 4.1.1.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzos normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de 3.10.

4.3.3 Losas apoyadas en su perimetro

a) *Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas*

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y carga muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

b) *Secciones criticas y franjas de refuerzo*

Para momento negativo, las secciones criticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo, tendrá un ancho igual a $a_2 - a_1$, y cada franja extrema, igual a $a_1/2$.

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

c) *Distribución de momentos entre tableros adyacentes*

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si

no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

d) *Disposiciones sobre el refuerzo*

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de 3.10. En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de $2.5d$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

e) *Peralte mínimo*

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 300. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará en 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable en losas que

$$f_s \leq 2,000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{y} \quad w \leq 380 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2};$$

para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.034 \sqrt{f_s w}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en Kg./cm^2 (puede suponerse igual a $0.6 f_y$) y w es la carga en condiciones de servicio, en Kg. m^2 .

TABLA 4.1 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES. FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

Tablero	Momento	Claro	Relación de los claros a largo, m = 1.4													
			0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores positivo	claro	598	1018	553	565	489	498	432	138	381	387	33	338	288	292
		largo	516	844	1009	431	394	412	371	398	34	361	320	330	288	292
		claro	630	668	312	322	268	276	228	236	192	159	158	164	126	130
De borde Un lado	Neg. en bordes interiores claro Neg. en bordes de discontinuo positivo	claro	798	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	398	315	346
		largo	516	544	409	431	341	312	372	392	350	369	326	341	297	311
		claro	326	0	288	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
De borde Un lado	Neg. en bordes de discontinuo positivo	claro	630	668	326	356	292	306	240	201	202	219	167	181	133	144
		largo	176	187	142	139	137	143	133	130	131	137	129	136	129	135
		claro	166	143	83	94	51	548	455	481	397	420	340	364	297	311
De borde Un lado	Neg. en bordes interiores claro Neg. en bordes de discontinuo positivo	claro	587	687	165	845	142	513	411	470	379	426	347	384	315	346
		largo	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		claro	551	0	334	369	285	312	241	263	202	218	164	178	129	135
De esquina Dos lados	Neg. en bordes interiores claro Neg. en bordes de discontinuo positivo	claro	190	143	598	833	553	582	471	520	319	462	371	412	324	364
		largo	560	513	475	664	485	541	426	506	394	457	360	410	324	364
		claro	551	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
Adyacentes discontinuos	Neg. en bordes de continuos claro positivo	claro	326	0	288	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		claro	551	412	358	416	309	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	194	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Aislado cuatro lados	Neg. en borde discontinuos claro positivo	claro	570	0	850	0	230	0	470	0	130	0	350	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
		claro	1180	1670	830	1380	860	1330	720	1150	640	1070	670	950	560	830
discontinuos	claro positivo	claro	240	250	508	830	560	830	590	830	560	830	560	830	500	830

Caso I. losa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II. losa no colada monolíticamente con sus apoyos

Los coeficientes multiplicados por 10^{-7} w a³ dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I, a₁ y a₂ pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas, para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más de dos veces el espesor de la losa

D) Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = \frac{a_1}{2} \cdot d \cdot \frac{w}{1 + \frac{a_1}{a_2}} \quad (4.3)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{F'_c}$$

4.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

TABLA 4.2

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

4.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad

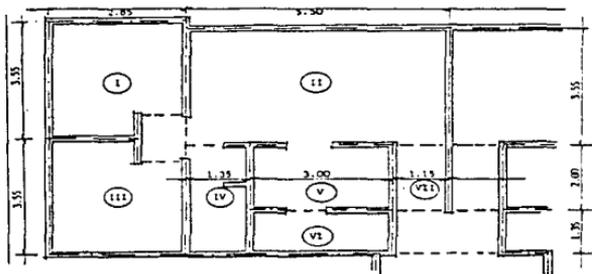
$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R} \right) \quad (4.4)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga y R la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que 11.2, cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de la losa mayor que 1.5 L centrado con respecto a la carga (L es el claro de la losa).

Aplicando estas Normas a nuestro estudio, se define la geometría y condiciones de apoyo y continuidad de cada tablero de losa según la Figura 15.

FIGURA 15.- CROQUIS DE LOSAS. GEOMETRIA Y CONDICIONES DE APOYO.



2.0 Diseño de Losas

2.1 Cálculo de Peralte Efectivo Mínimo

$$\text{Si } d_{\min} = \frac{P}{300}$$

P = perímetro: como los apoyos no son monolíticos con la losa, la longitud de los lados discontinuos se multiplicarán por 1.50.

∴

$$\text{Tablero I: } P = (2.85 - 3.55) 1.50 + 2.85 + 3.55 = 16.00; d = \frac{16.00}{300} = 0.053 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero II: } P = (5.50 \times 1.50) + 5.50 + 3.55 + 3.55 = 20.85; d = \frac{20.85}{300} = 0.0695 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero III: } P = (2.85 + 3.55) 1.50 + 2.85 + 3.55 = 16.00; d = \frac{16.00}{300} = 0.053 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero IV: } P = (1.20 \times 1.50) + 1.20 + 3.35 - 3.35 = 9.70; d = \frac{9.70}{300} = 0.0323 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero V: } P = 3.00 + 3.00 + 2.00 + 2.00 = 10.00; d = \frac{10.00}{300} = 0.0333 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero VI: } P = (3.00 \times 1.50) + 3.00 + 1.35 + 1.35 = 10.20; d = \frac{10.20}{300} = 0.034 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero VII: } P = 1.00 + 2.00 + 1.00 + 2.00 = 6.00; d = \frac{6.00}{300} = 0.02 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero VIII: } P = (2.00 \times 1.25) + 1.35 + 2.00 + 1.35 = 7.20; d = \frac{7.20}{300} = 0.024 \text{ m.}$$

$$\text{Tablero IX: } P = 3.80 \times 4 \times 1.25 = 19.00; d = \frac{19.00}{300} = 0.063 \text{ m.}$$

2.2 Esfuerzos Permisibles de Materiales a Emplear:

$$f_c^* = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4,200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_s = 0.6 f_y = 4,200 \times 0.6 = 2,520 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f^* = 0.8 f_c^* = 0.8 \times 200 = 160 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c^{**} = 0.85 f^* = 0.85 \times 160 = 136 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Por ser } f^* < 250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$$

$$P_{\max} = P_b = \frac{f_c^{**}}{f_y} \cdot \frac{4,800}{6,000} = \frac{136}{4,200} \cdot \frac{4,800}{6,000} = 0.0152$$

como $f_s > 2,000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ y $W > 380 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$; los peraltes efectivos mínimos calculados deberán ser multiplicados por el factor: $0.034 \sqrt[4]{f_s W}$ donde $f_s = 0.6 f_y$ y W es la carga de servicio en $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$.

$$\therefore F = 0.034 \sqrt[4]{2,520 \cdot W}$$

Partiendo de la Figura 4, determinamos la carga de diseño para cada tablero de losas de azotea y de entrepiso:

LOSA DE AZOTEA

TABLERO	W_m (Kg. m ²)	W_v (Kg. m ²)	$W_{servicio}$ (Kg. m ²)	$W_{diseño} = W_s \times 1.4$
I	592	100	692	969
II	592	100	692	969
III	592	100	692	969
IV	544	100	644	902
V	544	100	644	902
VI	544	100	644	902
VII	544	100	644	902
VIII	544	100	644	902
IX	544	100	644	902

LOSA DE ENTREPISO

TABLERO	W_m (Kg. m ²)	W_v (Kg. m ²)	$W_{servicio}$ (Kg. m ²)	$W_{diseño} = W_s \times 1.4$
I	425	147	572	801
II	425	147	572	801
III	425	147	572	801
IV	533	147	680	952
V	533	147	680	952
VI	533	147	680	952
VII	415	176	591	827
VIII	415	176	591	827
IX	415	176	591	827

2.3 Peraltes Efectivos Mínimos y de Diseño

TABLERO	d_{\min} (m)	En losas de Azotea			En losas de Entrepiso			
		W_{azotea} (Kg m ²)	Γ_{azotea} 0.034 $\sqrt{2.520}$	W	$d_{diseño}$	$W_{entrepiso}$	$\Gamma_{entrepiso}$ 0.034 $\sqrt{2.520}$	W
I	0.0530	969	1.344	0.071	801	1.282		0.068
II	0.0695	969	1.344	0.093	801	1.282		0.089
III	0.0530	969	1.344	0.071	801	1.282		0.068
IV	0.0323	902	1.320	0.043	952	1.338		0.043
V	0.0333	902	1.320	0.044	952	1.338		0.045
VI	0.0340	902	1.320	0.045	952	1.338		0.045
VII	0.0200	902	1.320	0.026	827	1.292		0.026
VIII	0.0240	902	1.320	0.032	827	1.292		0.031
IX	0.0630	902	1.320	0.083	827	1.292		0.081

Para fines prácticos constructivos y considerando un recubrimiento de concreto de 2 cm, los peraltes efectivos y peraltes totales se han estandarizado en la siguiente forma:

TABLERO	LOSA AZOTEA		LOSA ENTREPISO	
	d	h	d	h
I	8	10	8	10
II	9	11	9	11
III	8	10	8	10
IV	6	8	6	8
V	6	8	6	8
VI	6	8	6	8
VII	6	8	6	8
VIII	6	8	6	8
IX	8	10	8	10

2.4 Revisión por Flexión de Peraltes Propuestos

Para el cálculo de Momentos Flexionantes positivos y negativos, en los centros de los claros y en los apoyos de cada tablero de losas, aplicaremos los valores de los coeficientes de la Tabla 4.1 de las Normas Técnicas de Complementarias que al multiplicarlas por el valor $10^{-3} w_1 l^2$, obtendremos el momento flexionante por metro de ancho del tablero.

En este caso, los apoyos no son colados monolíticamente con la losa, por ser muros de tabique de barro, por lo que para usar la Tabla 4.1 corresponde el Caso II.

CÁLCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOSA DE AZOTEA PARA FRANJAS CENTRALES.

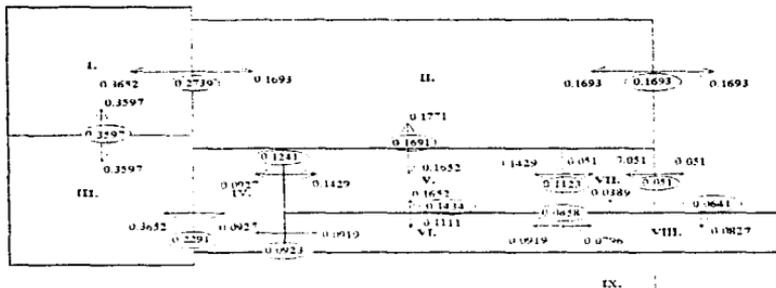
$$M = K \cdot 10^{-4} \cdot W \cdot a^2$$

TABLERO			a	a ₁	m ² a	K	K · 10 ⁴ a	w (T/m ²)	M · ML (T-M)	M AJUS TADO
MOMENTO			a	a ₁	m ² a	K	K · 10 ⁴ a	w (T/m ²)	M · ML (T-M)	M AJUS TADO
I. DE ESQUINA Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto largo	2.85	3.55	0.803	464	0.3769	0.969	0.3652	0.2739
	Neg. en bordes discontinuos	corto largo				45*	0.3712		0.3597	0.3597
	Positivo	corto largo				0	0		0	0
		corto largo				24*	0.2006		0.1944	0.1228
II. DE BORDE Un lado discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	3.55	5.50	0.645	515	0.1823	0.969	0.1771	0.1691
	Neg. en bor. disc.	corto largo				492	0.1747		0.1693	0.2739
	Positivo	corto largo				0	0		0	0
		corto largo				288	0.1022		0.0990	0.0519
III. DE ESQUINA Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto largo	2.85	3.55	0.803	464	0.3769	0.969	0.3652	0.2291
	Neg. en bordes discontinuos	corto largo				45*	0.3712		0.3597	0.3597
	Positivo	corto largo				0	0		0	0
		corto largo				24*	0.2006		0.1944	0.1228
IV. DE BORDE Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	1.20	3.35	0.358	714	0.1028	0.902	0.0927	0.2291
	Neg. en bor. disc.	corto largo				463	0.0667		0.0602	0.1241
	Positivo	corto largo				0	0		0	0.0923
		corto largo				444	0.0639		0.0576	0.0207
V. INTERIOR Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto largo	2.00	3.00	0.667	458	0.1832	0.902	0.1652	0.1691
	Positivo	corto largo				366	0.1584		0.1429	0.1134
		corto largo				249	0.0995		0.0898	0.1241
		corto largo				136	0.0544		0.0491	0.1123
VI. DE BORDE Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	1.35	3.00	0.450	676	0.1232	0.902	0.1111	0.1434
	Neg. en bor. disc.	corto largo				559	0.1019		0.0819	0.0923
	Positivo	corto largo				421	0.0767		0.0692	0.0858
		corto largo				162	0.0295		0.0266	
VII. INTERIOR Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto largo	1.00	2.00	0.675	565	0.0565	0.902	0.0510	0.1123
	Positivo	corto largo				431	0.0431		0.0389	0.0510
		corto largo				322	0.0322		0.0290	0.0641
		corto largo				184	0.0134		0.0130	
VIII. DE BORDE Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	1.35	2.00	0.675	503	0.0917	0.902	0.0827	0.0641
	Neg. en bor. disc.	corto largo				484	0.0882		0.0796	0.0858
	Positivo	corto largo				279	0.0508		0.0458	
		corto largo				150	0.0273		0.0246	
IX. AISLADO Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto largo	1.00	3.80	0.263	0	0	0.902	0	
	Positivo	corto largo				187	0.1517		0.1368	
X. AISLADO Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto largo	3.00	3.80	0.789	305	0.0305	0.969	0.0274	
	Positivo	corto largo				193	0.0247		0.0445	
						330	0.270		0.238	

AJUSTE DE MOMENTO FLEXIONANTE
EN BORDES CON OTROS TABLEROS

Losa de Azotea

	d ² a	RIGIDEZ	F D	M	MI DESEQ	M AJUSTE	M FINAL AJUSTADO
TABLERO I	8 ² 285	1 706	0 166	-0 3652	-0 1050	0 0913	-0 2739
TABLERO II	9 ² 355	2 054	0 534	0 1693		0 1046	0 2739
		3 850	1 000				
TABLERO I	8 ² 285	1 706	0 560	-0 3507	0 0060	0 0000	-0 3507
TABLERO III	8 ² 285	1 706	0 500	0 3507		0 0000	0 3507
		3 502	1 000				
TABLERO II	9 ² 355	2 0535	0 635	-0 1771	-0 0119	0 0080	-0 1691
TABLERO V	9 ² 200	1 0800	0 345	0 1652		0 0040	0 1692
		3 1335	1 000				
TABLERO III	8 ² 285	1 7065	0 4995	-0 3652	-0 2725	0 1361	-0 2291
TABLERO IV	6 ² 120	180 00	0 5005	0 0927		0 1364	0 2291
		350 65	1 000				
TABLERO IV	6 ² 120	180 00	0 625	-0 0927	0 0502	-0 0314	-0 1241
TABLERO V	6 ² 200	108 00	0 375	0 1429		-0 0188	0 1241
		288 00	1 000				
TABLERO V	6 ² 200	108 00	0 403	-0 1652	0 0541	0 0218	-0 1134
TABLERO VI	6 ² 135	160 00	0 597	0 1111		0 0323	0 1434
		268 00	1 000				
TABLERO V	6 ² 200	108 00	0 333	-0 129	-0 0919	0 0306	-0 1123
TABLERO VII	6 ² 100	216 00	0 667	0 051		0 0613	0 1123
		324 00	1 000				
TABLERO VI	6 ² 135	160 00	0 476	0 0919	-0 0008	0 0604	0 0923
TABLERO VI	6 ² 120	180 00	0 524	-0 0927		0 0004	-0 0923
		340 00	1 0000				
TABLERO VI	6 ² 135	160 00	0 5000	-0 0919	-0 0123	0 00615	-0 0858
TABLERO VIII	6 ² 135	160 00	0 5000	0 0796		0 00615	0 0858
		320 00	1 0000				
TABLERO VII	6 ² 100	216 00	0 5745	-0 0389	0 6438	-0 0252	-0 0641
TABLERO VIII	6 ² 135	160 00	0 4255	0 0827		-0 0186	0 0641
		376 00	1 0000				



2.5 Revisión del Peralte por Fuerza Cortante

La resistencia de la losa de azotea a fuerza cortante es: $V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c}$

F_R = Factor de reducción = 0.8 para cortante.

$$\therefore V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \sqrt{160} \times d = 505.96 d$$

$$\therefore \text{para } d = 4 \text{ cm: } V_{CR} = 505.96 \times 4 = 2,023.86 \frac{\text{Kg}}{\text{NL}}$$

$$d = 6 \text{ cm: } V_{CR} = 505.96 \times 6 = 3,035.79 \frac{\text{Kg}}{\text{NL}}$$

$$d = 7 \text{ cm: } V_{CR} = 505.96 \times 7 = 3,541.75 \frac{\text{Kg}}{\text{NL}}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE
EN UN ANCHO UNITARIO

$$V = \frac{a_1}{2} d w = 1.15$$

$$1 = \frac{a_1}{a_2}$$

PLABERO	a ₁	a ₂	d	w	a ₁ - d	2 - d	a ₂ - d	1 - (a ₁ - a ₂)	V	V _{cc}	OK
I	2.85	3.55	0.06	0.969	1.365	1.52	1.27	1.197	3.036	OK	
II	3.55	5.50	0.07	0.969	1.705	1.50	1.07	1.776	3.542	OK	
III	2.85	3.55	0.06	0.969	1.365	1.52	1.27	1.197	3.036	OK	
IV	1.20	3.35	0.04	0.962	0.960	0.58	1.00	0.880	2.024	OK	
V	2.00	3.00	0.04	0.962	0.960	0.60	1.00	0.917	2.024	OK	
VI	1.35	3.00	0.04	0.962	0.635	0.56	1.01	0.653	2.024	OK	
VII	1.00	2.00	0.04	0.962	0.460	0.48	1.02	0.480	2.024	OK	
VIII	1.35	2.00	0.04	0.962	0.635	0.68	1.00	0.606	2.024	OK	
IX	1.00	3.80	0.06	0.962	0.440	0.40	1.00	0.460	3.036	OK	
X	3.00	3.80	0.06	0.969	1.130	0.50	1.24	1.282	3.542	OK	

2.6 Cálculo de la Cantidad y Distribución del Acero de Refuerzo

Cálculo del Acero de Refuerzo de Losas de Azotea:

$$S_{max} = 3.5 h = 50 \text{ cm.}$$

$$P_{max} = 0.0152$$

P de gráfica Figura 16.

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

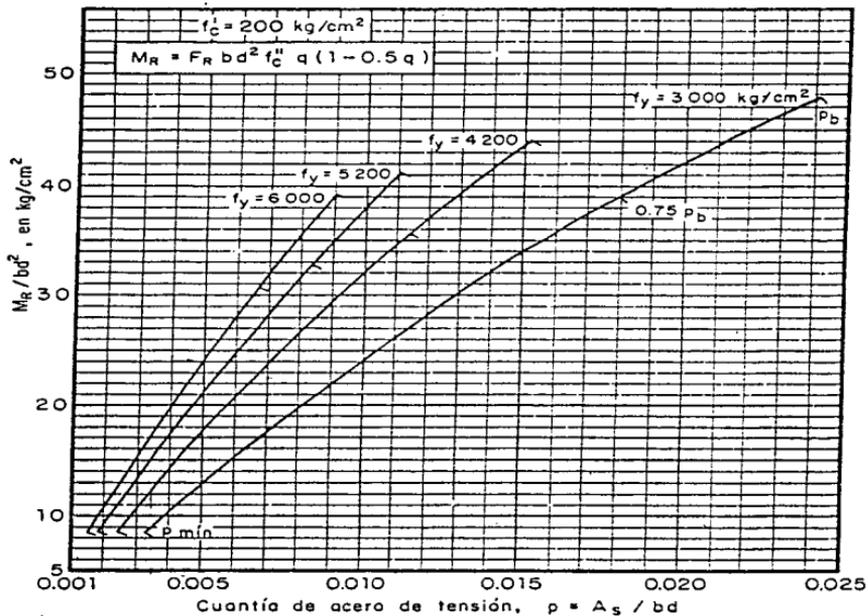
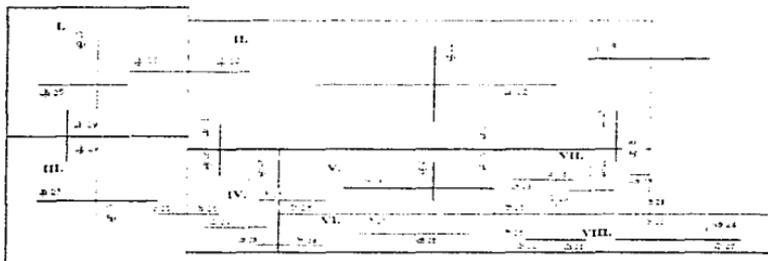


FIG. 16

TABLERO		NR kg/cm ²	d	bd ²	M/bd ²	p	bd	A _s = pbd	a	S (coef.)	S _r max	S _r L ₆₀
I	C -	27,340	0.06	3,600	7.61	0.0025	600	1.50	0.49	0.33	35	0.33
	L -	35,070	0.06	3,600	9.99	0.0028	600	1.68		0.29		0.29
	C +	19,440	0.08	6,400	3.04	0.0025	800	2.00		0.25		0.25
	L -	12,280	0.08	6,400	1.92	0.0025	800	2.00		0.25		0.25
II	C -	16,910	0.07	4,900	3.45	0.0025	700	1.75		0.28	38.5	0.28
	L -	16,930	0.07	4,900	3.46	0.0025	700	1.75		0.28		0.28
	C -	27,340	0.07	4,900	5.59	0.0025	700	1.75		0.28		0.28
	L -	9,900	0.09	8,100	1.22	0.0025	900	2.25		0.22		0.22
	L -	5,190	0.09	8,100	0.64	0.0025	900	2.25		0.22		0.22
III	C -	22,910	0.06	3,600	6.36	0.0025	600	1.50		0.33	35	0.33
	L -	35,070	0.06	3,600	9.99	0.0028	600	1.68		0.29		0.29
	C -	19,440	0.08	6,400	3.04	0.0025	800	2.00		0.25		0.25
	L -	12,280	0.08	6,400	1.92	0.0025	800	2.00		0.25		0.25
IV	C -	22,910	0.04	1,600	14.32	0.0040	400	1.60		0.31	28	0.28
	L -	12,410	0.04	1,600	7.76	0.0025	400	1.60		0.39		0.28
	C -	9,230	0.04	1,600	5.77	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	L -	5,760	0.06	3,600	1.60	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
	L -	2,070	0.06	3,600	0.28	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
V	C -	16,910	0.04	1,600	10.57	0.0030	400	1.20		0.41	28	0.28
	L -	14,340	0.04	1,600	8.96	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	C -	12,410	0.04	1,600	7.76	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	L -	11,230	0.04	1,600	7.02	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	C +	8,980	0.06	3,600	2.49	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
	L -	4,910	0.06	3,600	1.26	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
VI	C -	14,340	0.04	1,600	8.96	0.0025	400	1.00		0.49	0.28	0.28
	L -	9,230	0.04	1,600	5.77	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	L -	8,580	0.04	1,600	5.36	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	C -	6,920	0.06	3,600	1.92	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
	L -	2,660	0.06	3,600	0.74	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
VII	C -	11,230	0.04	1,600	7.02	0.0025	400	1.00		0.49	0.28	0.28
	L -	5,100	0.04	1,600	3.19	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	C -	6,410	0.04	1,600	1.01	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	L -	2,960	0.06	3,600	0.81	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
	L -	1,300	0.06	3,600	0.36	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
VIII	C -	6,410	0.04	1,600	4.01	0.0025	400	1.00		0.49	0.28	0.28
	L -	8,580	0.04	1,600	5.36	0.0025	400	1.00		0.49		0.28
	C -	4,580	0.06	3,600	1.27	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
	L -	2,360	0.06	3,600	0.68	0.0025	600	1.50		0.33		0.28
IX	C -	13,540	0.08	6,400	2.14	0.0025	800	2.00		0.25	0.35	0.25
	L -	9,750	0.08	6,400	0.35	0.0025	800	2.00		0.25		0.25
	C -	94,450	0.09	8,100	11.66	0.0033	900	2.97		0.16	0.38	0.16
	L -	72,380	0.09	8,100	8.94	0.0025	900	2.25		0.22		0.22

CROQUIS DE ARMADO DE VARILLAS DE LOSA DE AZOTEA



IX.

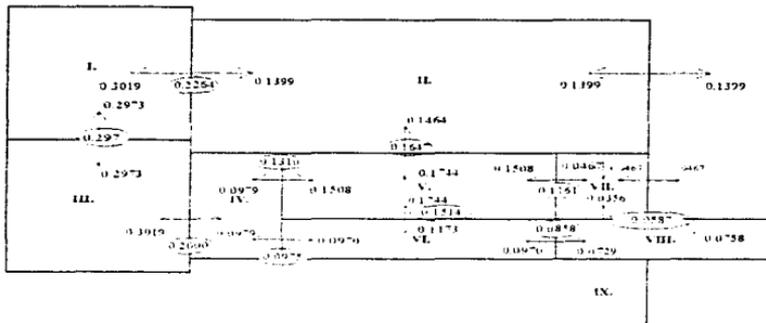
**CÁLCULO DE MOMENTOS FLEJONANTES EN LOSA DE ENTREPISO
PARA FRANJAS CENTRALES.**

$$M = K \cdot 10^{-4} \cdot W \cdot a^2$$

TABLERO		MOMENTO	CLARO	a	b	m = a/b	K	K 10 ⁻⁴ a ²	W	M - MI (T.M)	MI AJUSTADO
I - DE ESQUINA Dos lados adyacentes discontinuos	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	2.85	3.57	0.803	162	0.1759	0.801	0.3119	0.2564	
		largo				47	0.1712		0.2973		
	NEG EN BORDES DISCONTINUOS	corto				0	0.0000		0.0000		
		largo				0	0.0000		0.0000		
		POSITIVO				247	0.2006		0.1607		
						176	0.1256		0.1015		
II - DE BORDE Un lado largo discontinuo	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	1.55	4.50	0.548	115	0.1423	0.801	0.1464	0.1647	
		largo				192	0.1747		0.1399	0.2564	
	NEG EN BORD DISC.	corto				0	0.0000		0.0000		
		largo				282	0.1222		0.0819		
		POSITIVO				151	0.0536		0.2429		
III - DE ESQUINA Dos lados adyacentes discontinuos	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	2.85	3.57	0.803	162	0.1759	0.801	0.3119	0.2000	
		largo				47	0.1712		0.2973		
	NEG EN BORDES DISCONTINUOS	corto				0	0.0000		0.0000		
		largo				0	0.0000		0.0000		
		POSITIVO				247	0.2006		0.1607		
						176	0.1267		0.1015		
IV - DE BORDE Un lado corto discontinuo	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	1.20	3.15	0.378	74	0.1028	0.952	0.0979	0.2000	
		largo				163	0.0667		0.0633	0.1310	
	NEG EN BORD DISC.	corto				0	0.0000		0.0000		
		largo				243	0.0619		0.0608		
		POSITIVO				163	0.0220		0.0219		
V - INTERIOR Todos los Bordes Continuos	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	2.00	1.00	0.667	88	0.0332	0.952	0.1544	0.1647	
		largo				196	0.1584		0.1508	0.1534	
	POSITIVO	corto				219	0.0996		0.0448	0.1310	
		largo				116	0.0544		0.0514	0.1161	
VI - DE BORDE Un lado largo discontinuo	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	1.35	4.00	0.450	67	0.1232	0.952	0.1173	0.1514	
		largo				359	0.1019		0.0970	0.0475	
	NEG EN BORD DISC.	corto				0	0.0000		0.0000		
		largo				421	0.0767		0.0710		
		POSITIVO				162	0.0293		0.0281		
VII - INTERIOR Todos los Bordes Continuos	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	1.00	2.00	0.500	55	0.0563	0.827	0.0466	0.1161	
		largo				111	0.0431		0.0356	0.0467	
	POSITIVO	corto				122	0.0322		0.0266	0.0587	
		largo				144	0.0144		0.0119		
VIII - DE BORDE Un lado largo discontinuo	NEG EN BORDES INTERIORES	corto	1.35	2.00	0.575	50	0.0917	0.827	0.0758	0.0587	
		largo				484	0.0882		0.0729	0.0450	
	NEG EN BORD DISC.	corto				0	0.0000		0.0000		
		largo				279	0.0508		0.0420		
		POSITIVO				150	0.0273		0.0226		
IX - AISLADO Cuatro lados discontinuos	NEG EN BORDES DISCONTINUOS	corto	1.00	1.00	0.263	0	0.0000	0.827	0		
		largo				0	0.0000		0		
	POSITIVO	corto				151	0.1317		0.1253		
		largo				105	0.0303		0.0252		

AJUSTE DE MOMENTO FLEXIONANTE
EN BORDES CON OTROS TABLEROS.

TABLERO	$J^2 a_1$	RIGIDEZ	FD	M	M DESEQ	M AJUSTE	M AJUSTADO
I	8 ³ 2.85	1.796	0.466	-0.3019		-0.0755	-0.2264
	9 ³ 3.55	2.054	0.534	-0.1399	-0.1620	-0.0865	-0.2264
		3.850	1.000				
I	8 ³ 2.85	1.796	0.500	-0.2973		0.0000	-0.2973
	8 ³ 2.85	1.796	0.500	-0.2973	0.0000	0.0000	+0.2973
		3.592	1.000				
II	6 ³ 3.55	2.054	0.655	-0.1464		-0.0183	-0.1647
	6 ³ 2.00	1.080	0.345	-0.1744	-0.0280	-0.0097	-0.1647
		3.134	1.000				
III	8 ³ 2.85	1.796	0.3995	-0.3019		-0.1019	-0.2000
	6 ³ 1.20	1.800	0.5005	-0.0979	-0.2040	-0.1021	-0.2000
		3.596	1.0000				
IV	6 ³ 1.20	1.800	0.625	-0.0979		-0.0331	-0.1310
	6 ³ 2.00	1.080	0.375	+0.1508	+0.0529	-0.0198	-0.1310
		2.880	1.000				
V	6 ³ 2.00	1.080	0.403	-0.1744		-0.0230	-0.1514
	6 ³ 1.35	1.600	0.597	+0.1173	-0.0571	-0.0341	-0.1514
		2.680	1.000				
V	6 ³ 2.00	1.080	0.333	-0.1508		-0.0347	-0.1161
	6 ³ 1.00	2.160	0.667	-0.0467	-0.1041	-0.0694	-0.1161
		3.240	1.000				
VI	6 ³ 1.35	1.600	0.4706	-0.0979		-0.0604	-0.0975
	6 ³ 1.20	1.800	0.5294	-0.0970	-0.0009	-0.0005	-0.0975
		3.400	1.0000				
VI	6 ³ 1.35	1.600	0.500	-0.0970		-0.0121	-0.0849
	6 ³ 1.35	1.600	0.500	-0.0729	-0.0241	-0.0121	-0.0850
		3.200	1.000				
VII	6 ³ 1.00	2.160	0.5745	-0.0356		-0.0231	-0.0587
	6 ³ 1.35	1.600	0.4255	+0.0758	-0.0402	-0.0171	-0.0587
		3.760	1.0000				



Revisión del Peralte por Fuerza Cortante

La resistencia de la losa de entrepiso a fuerza cortante es: $V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c}$

F_R = Factor de reducción = 0.8 para cortante.

$$\therefore V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \sqrt{160} \times d = 505.96 d$$

$$\therefore \text{para } d = 4 \text{ cm: } V_{CR} = 505.96 \times 4 = 2,023.86 \frac{\text{Kg}}{\text{ML}}$$

$$d = 6 \text{ cm: } V_{CR} = 505.96 \times 6 = 3,035.79 \frac{\text{Kg}}{\text{ML}}$$

$$d = 7 \text{ cm: } V_{CR} = 505.96 \times 7 = 3,541.75 \frac{\text{Kg}}{\text{ML}}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE
EN UN ANCHO UNITARIO

$$V = \frac{\left(\frac{a_1}{2} - d\right) w \cdot 1.15}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)}$$

TABLERO	a_1	a_2	d	w	$a_1/2-d$	$(a_1/2-d)w \cdot 1.15$	$1 + (a_1/a_2)$	V	V_u	O.K.
I	2.85	3.55	0.06	0.801	1.365	1.26	1.27	0.992	3.036	O.K.
II	3.55	5.50	0.07	0.801	1.705	1.57	1.07	1.467	3.542	O.K.
III	2.85	3.55	0.06	0.801	1.365	1.26	1.27	0.992	3.036	O.K.
IV	1.20	3.35	0.04	0.952	0.560	0.61	1.00	0.610	2.024	O.K.
V	2.00	3.00	0.04	0.952	0.640	1.05	1.09	0.953	2.024	O.K.
VI	1.35	3.00	0.04	0.952	0.635	0.70	1.01	0.693	2.024	O.K.
VII	1.00	2.00	0.04	0.827	0.460	0.44	1.02	0.440	2.024	O.K.
VIII	1.35	2.00	0.04	0.827	0.635	0.60	1.09	0.550	2.024	O.K.
IX	1.00	3.80	0.06	0.827	0.440	0.42	1.00	0.420	3.036	O.K.
X	3.00	3.80	0.07	0.827	1.430	1.36	1.24	1.097	3.542	O.K.

Cálculo del Acero de Refuerzo de Losas Entrepiso:

$$S_{max} \leq 3.5 h \leq 50 \text{ cm.}$$

$$P_{max} = 0.0152;$$

P de gráfica Figura 16.

V. COSTOS.

Si en cualquier tipo de construcción el costo es importante, para éste tipo de edificio de viviendas de Interés Social, el costo es determinante, ya que como lo mencionamos al inicio de éste estudio, la demanda de vivienda principalmente de estratos socio económicos de bajos ingresos es muy alta, por lo que es preocupación generalizada de Ingenieros y Arquitectos resolver esta necesidad con un costo mínimo, proporcionando al usuario espacios suficientes, funcionales, seguros y de costo accesible a sus ingresos.

La Normatividad de los Organismos Oficiales Promotores de vivienda, define claramente las dimensiones mínimas de los espacios útiles, así como el equipamiento y calidades mínimos de las viviendas.

En base a estas Normas, procedemos a elaborar un PRESUPUESTO de construcción del proyecto que nos ocupa, incluyendo acabados e instalaciones eléctricas e hidrosanitarias, para determinar el costo global de cada vivienda, incluyendo en éste el costo de los indivisos ó áreas comunes.

La forma más usual y práctica para determinar el costo total de una obra, es mediante análisis de costos de todos los conceptos que la integran, por lo que es importante determinar primeramente una lista ó catalogo de esos conceptos, procurando que sean lo más elementales posibles, es decir, que no contengan a otros conceptos y definir la unidad de medición para cada uno de ellos.

Teniendo éste catalogo de conceptos, se procede a definir la cantidad de unidades de cada concepto que integra la obra y para cada uno de ellos, obtener un precio unitario es decir, obtener el precio de cada unidad de concepto diferente para que al multiplicarlo por su cantidad, se obtenga el costo total por concepto y mediante la suma de costos de todos los conceptos, se obtenga el valor total de la obra.

Es conveniente subdividir la obra en diferentes partidas según sea la especialización u oficio del obrero que la realice ó la función que desempeñe.

Como el objetivo de este estudio no es desarrollar un tema de construcción ó de costos de construcción, en éste capítulo de costos, presentamos únicamente una descripción de los procedimientos empleados para obtener la cuantificación de obra a ejecutar, los análisis de precios unitarios de los conceptos de obra y el presupuesto general ó importe total de la obra a ejecutar.

1.0 Cuantificación de la obra.

La cuantificación de obra se realiza en forma teórica en base a los planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones, midiendo a escala ó leyendo acotaciones indicadas y calculando las cantidades de obra de cada concepto de obra del catálogo, de acuerdo a la unidad de medición seleccionada.

2.0 Análisis de Precios Unitarios.

Para la determinación de los precios unitarios de construcción de cada concepto de obra, se ha seguido el siguiente procedimiento:

2.1.- Materiales.

2.1.1.- Se definen los materiales que intervienen en la construcción de cada concepto de obra.

2.1.2.- Se realiza una investigación de mercado para conocer el precio de adquisición de cada uno de los materiales que intervienen.

2.1.3.- Se determina en base a experiencia propia ó recomendaciones de textos confiables, la cantidad de materiales ó rendimiento de cada material integrante de cada concepto de obra.

2.1.4.- Multiplicando el rendimiento de cada material por su costo unitario y sumando los resultados, obtenemos el costo total de todos los materiales que intervienen.

2.2 Mano de Obra

2.2.1 Se enlistan todos los oficios que intervienen en la construcción de este tipo, jerarquizándolos según su experiencia o categoría y se les asigna su salario mínimo oficial de la zona por jornada de trabajo, determinando así el salario base.

2.2.2 Se calcula el salario real, partiendo del salario base, multiplicando éste por un factor que incluya los salarios de los días de descuento obligatorio, de vacaciones, y en general, todas las prestaciones de ley.

2.2.3 Se determinan en base a experiencia propia ó recomendaciones de textos confiables, la cantidad de jornadas necesarias (rendimiento) para ejecutar una unidad de trabajo de cada concepto de obra.

2.2.4 Se multiplica el rendimiento por el salario real por jornada de cada uno de los oficios que intervienen en la ejecución de un concepto y sumando los resultados, se obtiene el costo total de la mano de obra necesaria para ejecutar una unidad de trabajo de ese concepto.

2.3 Herramienta y Equipo

2.3.1 Se calcula en base a experiencia propia o recomendación de textos confiables, el costo de la herramienta y el equipo necesarios para realizar una unidad de trabajo de cada concepto de obra. Normalmente se determina este costo como un porcentaje del importe de mano de obra.

2.4 Costo Directo

Es la suma de los costos de materiales, mano de obra, herramienta y equipo y en general, se define como el costo total de todos los insumos que integran una obra, sin considerar costos de dirección, administración y utilidad.

2.5 Costo Indirecto

Se define como el costo de dirección y administración de una obra y debe incluir todos los costos que sin ser intrínsecos de la construcción, son indispensables para poderla llevar a cabo.

2.6 Utilidad

Es la ganancia que debe obtener el constructor por la realización de la obra. Esta utilidad debe incluir el total de impuestos que el constructor debe pagar a las autoridades correspondientes de acuerdo a las leyes vigentes.

El precio unitario de cada concepto de obra debe incluir por lo tanto, el costo directo, el costo indirecto y la utilidad, siendo en cada caso aplicable a la unidad de obra determinada para cada concepto.

3.0 Importe Total de la Obra.

Una vez determinado el catálogo de conceptos de obra con sus unidades de medición, la cuantificación de obra de cada uno de esos conceptos y los análisis de precios unitarios para cada concepto de obra, obtenemos el importe total de la obra mediante la suma de los productos de cada precio unitario por su correspondiente cantidad de obra.

En este estudio, presentamos en un solo documento el análisis total de la obra, el que integra: catálogo de conceptos de obra, unidad de medición, cantidad de obra de cada concepto, precio unitario de cada concepto de obra, importe por cada concepto de obra, sub total de cada partida o especialidad de obra e importe total de la obra.

IMPORTE TOTAL DE OBRA

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
A.-	TRABAJOS PRELIMINARES				
A.1	Limpieza del terreno	m ²	305.83	9.33	2,853.39
A.2	Trazo y nivelacion	m ²	305.83	2.49	761.52
A.3	Excavacion a mano en cepas, terreno tipo A	m ³	49.32	24.87	1,226.59
A.4	Relleno compactado	m ³	56.68	20.08	1,138.13
A.5	Acarreo en carretilla	m ³	7.36	15.55	114.45
				Sub total	\$6,094.08
B.-	CIMENTACION				
B.1	Plantilla de concreto f'c=100 Kg. cm ² de 6 cm. de espesor	m ²	147.96	31.38	4,642.98
B.2	Mamposteria de piedra brasa	m ³	49.32	339.73	16,755.48
B.3	Cadena de concreto f'c=200 Kg. cm ² de 14.20 cms. y 4 vars. #3 y estribos #2 @ 20 cm.	ml.	246.60	54.98	13,558.07
B.4	Impermeabilizacion de cadena para desplante de muros	ml.	246.60	21.63	5,333.96
B.5	Piso de concreto f'c=150 Kg. cm ² de 10 cm de espesor	m ²	221.75	66.40	14,724.20
				Sub total	\$55,014.69
C.-	ALBAÑILERIA				
C.1	Muro block hueco de barro prensado (6-12-24 cm) de 12 cm de espesor asentado con mortero de cemento arena 1:3 acabado aparente dos caras.	m ²	1,581.60	123.63	207,896.21
C.2	Castillo concreto f'c=150 Kg. cm ² de 15-15 cm. e 4 vars. #3 y estribos #2 @ 15 cm. acabado aparente	ml.	1,328.90	52.30	69,501.47
C.3	Castillo ahogado concreto f'c=200 Kg. cm ² e 1 vars. #3, en muro de block de barro hueco.	ml.	1,425.00	31.28	44,574.00
C.4	Cadena de cerramiento de concreto f'c=200 Kg. cm ² de 14.20 cm y 4 vars. #3 y estribos #2 @ 20 cm	ml.	253.80	54.98	13,953.92
C.5	Cimbra para losa acabado aparente	m ²	1,014.68	59.54	60,414.05

C 6	Concreto en losas $f_c=200$ Kg./cm ²	m ³	95 22	609.52	58,038.49
C 7	Acero de refuerzo en losas $f_y=4,200$ Kg./cm ² #2 5 (16'')	Kg.	3,995.59	5 30	21,176.63
C 8	Cimbra aparente en rampas	m ²	32 03	89 31	2,860.60
C 9	Concreto en rampas y escalones $f_c=200$ Kg./cm ²	m ³	14 80	761 90	11,276 12
C 10	Acero de refuerzo en rampas $f_y=4,200$ Kg./cm ² #2 5	Kg.	132 63	5 30	702 94
C 11	Relleno y entortado de azoteas	m ²	258 20	47 65	12,303 23
C 12	Impermeabilización azoteas	m ²	258 20	51 43	13,279 23
C 13	Acabado pulido integral en pisos.	m ²	937 18	8 88	8,322 16
C 14	Limpieza de muros de block hueco de barro prensado	m ²	3,366 20	3 50	11,771 20
C 15	Registro de 40-60-80 con marco metálico y tapa de concreto	pza.	6 00	391 53	2,349 18
C 16	Registro de 60-60-80 con marco metálico y tapa de lámina.	pza.	2 00	403 56	807 12
C 17	Tubo de albañal de concreto simple de 20 cm. Ø	ml.	30 00	42 30	1,269 00
C 18	Lambrin de loseta de barro en baños y cocinas	m ²	113.92	127 89	14,569 23
C 19	Pisos de loseta de barro prensado, esmaltado y horneado en baños y cocinas	m ²	122 72	115 85	14,217 11
C 20	Colocación de ventanas de aluminio	m ²	229.92	43.29	9,953 24
				Sub total	\$579,235 13
D.- INSTALACIÓN HIDRAULICA Y SANITARIA					
D.1	Salidas a muebles sanitarios PVC y cobre.	salida	96.00	1,132 37	108,707 52
D 2	Bajadas de agua pluvial 4" Ø PVC	ml.	56 00	44 48	2,490 88
D.3	Bajadas de aguas negras 4" Ø PVC	ml.	40 60	74 69	2,987 60
D 4	Alimentación de gas a muebles cobre "L"	salida	32 00	217 89	6,972 48
D 5	Alimentación general a tinacos cobre "M"	ml.	30 00	88 86	2,665 80
D 6	Alimentación de tinacos a cada departamento.	Lote	16 00	902 47	14,439 52
				Sub total	\$138,263 80

E. - MUEBLES SANITARIOS					
E 1	WC tanque bajo economico	pza	16 00	294 64	4,714 24
E 2	Lavabo completo economico	pza	16 00	423 35	6,768 80
E 3	Regaderas	pza.	16 00	310 38	4,966 08
E 4	Fregaderos lamina esmaltada	pza	16 00	686 36	10,981 76
E 5	Lavaderos con pileta	pza	16 00	361 75	5,788 00
E 6	Calentador de agua automatico G-10	pza	16 00	704 18	11,266 88
				Sub total	\$44,485.76
F - INSTALACION ELECTRICA					
F 1	Salida alumbrado o contactos	salida	320 00	163 78	52,409 60
F 2	Tablero de control para dos circuitos	pza	16 00	130 32	2,085 12
F 3	Interruptor termomagnetico 20AIP	pza	32 00	131 55	4,209 60
F 4	Interruptor de seguridad 1 30A	pza	16 00	74 69	1,195 04
F 5	Tablero de madera 1 20 x 1 80	pza	1 00	377 18	377 18
F 6	Base socket para medidor	pza	16 00	132 50	2,120 00
F 7	Tubo conduit PVC 50C.	ml.	11 00	29 89	328 79
F 8	Mufa seca de 51 mm	pza	1 00	157 31	157 31
F 9	Alimentacion de tablero general a cada tablero de control	pza.	16 00	113 50	1,816 00
				Sub total	64,698 64
G - CARPINTERIA					
G.1	Puerta de tambor de triplay de pino de 3mm de 0.80 x 2.13 m	pza.	16 00	480 00	7,680 00
G 2	Puerta de tambor de triplay de pino de 3mm de 0.95 x 2.13 m	pza	16 00	580 00	9,280 00
				Sub total	\$16,960 00
H. - PINTURA					
H 1	Pintura vinilica en plafones	m ²	814 46	16 19	13,186 11
H.2	Pintura esmalte en plafones	m ²	122 72	20 00	2,454 40
				Sub total	\$15,640.51
I - CERRAJERIA					
I.1	Cerradura doble cilindro para entrada.	pza.	16 00	160 00	2,560 00
I.2	Cerradura para baño	pza	16 00	120 00	1,920 00
				Sub total	\$4,480 00

J.- VENTANERÍA

De perfiles de aluminio natural
tipo económico con vidrio 3
mm.

J.1	1.50 - 2.40 m	pza.	16.00	1,440.00	23,040.00
J.2	1.50 - 2.40 m.	pza.	48.00	1,152.00	55,296.00
J.3	1.50 - 2.40 m.	pza.	16.00	432.00	6,912.00
J.4	1.50 - 2.40 m	pza.	16.00	420.00	6,720.00
				Sub total	\$91,968.00

Total \$ 1'016.840 61

(Un millón diez y seis mil ochocientos cuarenta pesos ⁶¹/_{100 m n.})

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1.0 Costo Total

El importe total de la obra obtenido representa lo que cuesta la construcción de ese edificio, sin embargo, el COSTO TOTAL para el Promotor Inmobiliario deberá incluir otros costos como son: costo de estudios y proyectos, valor del terreno donde se construya, los derechos que se deban de pagar por permisos y licencias de construcción, los costos indirectos del promotor inmobiliario y la utilidad de éste como negocio inmobiliario.

Por ser éste un estudio teórico, supondremos algunos de estos valores para llegar al costo total:

- El costo de estudios y proyectos es del orden de un 3º del importe total de la obra, por lo que su importe total es de \$30,505.22 .
- Si el terreno cuesta \$400.00 m², y se requiere de una superficie de 800.00 m² para desarrollar el proyecto, el valor total del terreno sera de \$320,000.00 .
- Estimamos que el importe de Derechos por permisos y licencias sea del orden de 3º del costo de obras, por lo que su importe es \$30,505.22 .
- Los costos indirectos del promotor no deben de ser mayores que un 11º del costo acumulado.
- La utilidad del promotor inmobiliario para este tipo de negocios es del orden del 20º del costo total acumulado, lo cual incluye los impuestos que debe pagar a la autoridad correspondiente.

Es importante hacer notar que esta actividad de construcción y venta de vivienda de interés social está exenta del Impuesto al Valor Agregado (IVA).

Por lo tanto, el costo total bajo estas condiciones es:

1.- Importe total de la obra	\$1'016,840.61
2.- Costo de estudios y proyectos: 3º de \$1'016,840.61	\$30,505.22
3.- Valor del terreno urbanizado	\$320,000.00
4.- Derechos de permisos y licencias de construcción: 3º de \$1'016,840.61	\$30,505.22
	<hr/>
Sub total	\$1'397,851.05
5.- Costos indirectos del promotor: 11º de \$1'397,851.05	\$153,763.62
	<hr/>
Sub total	\$1'551,614.67
6.- Utilidad antes de impuestos: 20º de \$1'551,614.67	\$310,322.93
	<hr/>
Costo Total	\$1'861,937.60

2.0 Costo por Apartamento. (Precio para el comprador.)

El costo por cada vivienda o apartamento, es el cociente que resulta de dividir el COSTO TOTAL entre el número de viviendas, que en este caso es de dieciséis. Por lo tanto, el costo por apartamento es de: $\text{Costo Total} / 16 = \$1'861,937.60 / 16 = \$116,371.10$ / apartamento.

En este "Costo por Apartamento" se incluye tanto el costo de construcción de la superficie ocupada por cada vivienda, como el costo de construcción correspondiente a superficies construidas de accesos, pasillos, escaleras y en general, a todos los espacios o áreas comunes a ellos.

En las escrituras de compra venta de los apartamentos deberá especificarse claramente la superficie que ocupa cada apartamento o propiedad privada, así como las superficies comunes o indivisos, ya que el conjunto de todas ellas integran la propiedad total en condominio, que de acuerdo a las leyes vigentes deberá contar con su reglamento interno de operación registrado ante las autoridades competentes.

3.0 Costo por Metro Cuadrado Construido.

Es importante conocer el costo por metro cuadrado construido, ya que este parámetro permite evaluar rápidamente cualquier proyecto de este tipo y saber si cumple con los límites máximos permisibles para este tipo de vivienda.

Convencionalmente se considera "superficie construida" toda aquella superficie cubierta ya sea de entre piso o de azotea.

En este caso, la superficie construida es de 557.99 m^2 , por lo que el costo por metro cuadrado construido es de: $\$1'016,840.61 / 557.99 \text{ m}^2 = \$1,822.33 / \text{m}^2$.

4.0 Recomendaciones a Proyectistas y Diseñadores.

Por la importancia que representa resolver la necesidad de viviendas para el sector social de menores ingresos, es indispensable que los profesionales dedicados a estos proyectos concentren su capacidad, experiencia y esfuerzo con el único objetivo de lograr lo mejor al menor costo, es decir: los Arquitectos, a obtener proyectos más funcionales con áreas y espacios mínimos y suficientes con especificaciones y acabados aparentes, durables y de bajo costo; los Ingenieros Civiles, diseñando estructuras y cimentaciones seguras, aprovechando al límite permisible por Reglamentos las características de resistencia de los materiales; los Ingenieros Electricistas y Mecánicos diseñando instalaciones electromecánicas que proporcionen los servicios mínimos requeridos al menor costo y con la mayor eficiencia.

5.0 Recomendaciones a Promotores de Vivienda.

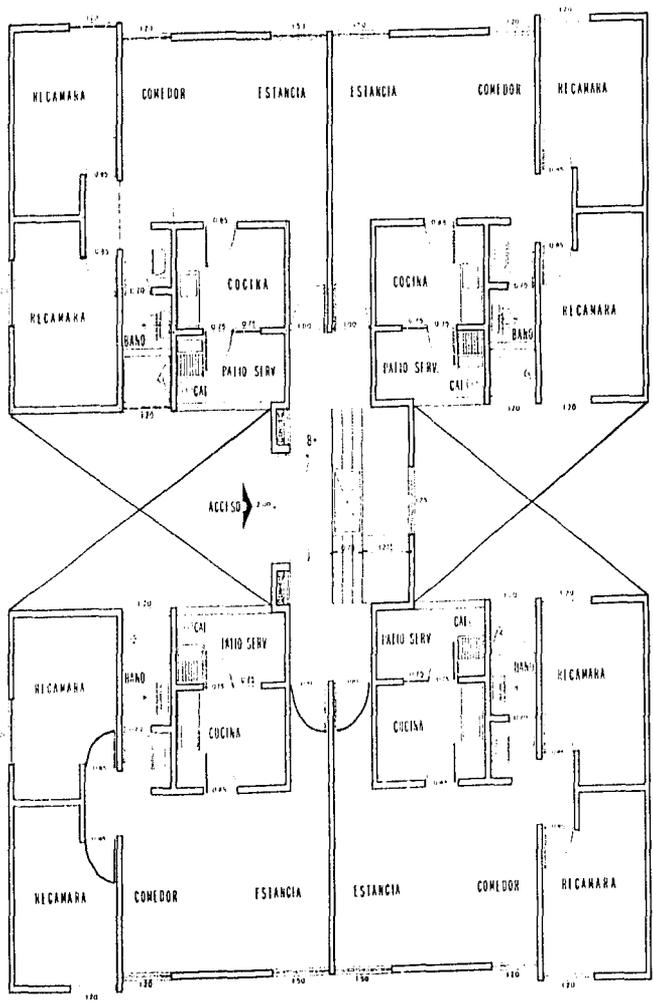
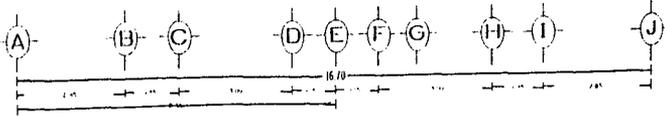
Los Promotores de vivienda, como empresarios inversionistas, requieren de utilidades atractivas que les impulsen a repetir el ciclo inversión-recuperación varias veces al año y así incrementar la oferta de ese bien tan demandado.

Sólo se les recomienda que las utilidades que obtengan sean producto de una gran eficiencia en las diferentes actividades que intervienen en este negocio, y nunca que se deriven del ahorro criminal al escatimar cantidad o calidad en los materiales que intervienen en su construcción, en perjuicio de los más necesitados.

Es aconsejable, para que este negocio sea más atractivo, que el Ingeniero o Arquitecto se convierta en promotor y así la misma persona perciba ingresos por honorarios y por utilidades de las diferentes actividades que integran este negocio inmobiliario, pudiendo así abatir el monto total de utilidades y por lo tanto el precio de venta y que al ser más competitivo en el mercado se logren ventas más rápidas que permitan acortar el ciclo financiero.

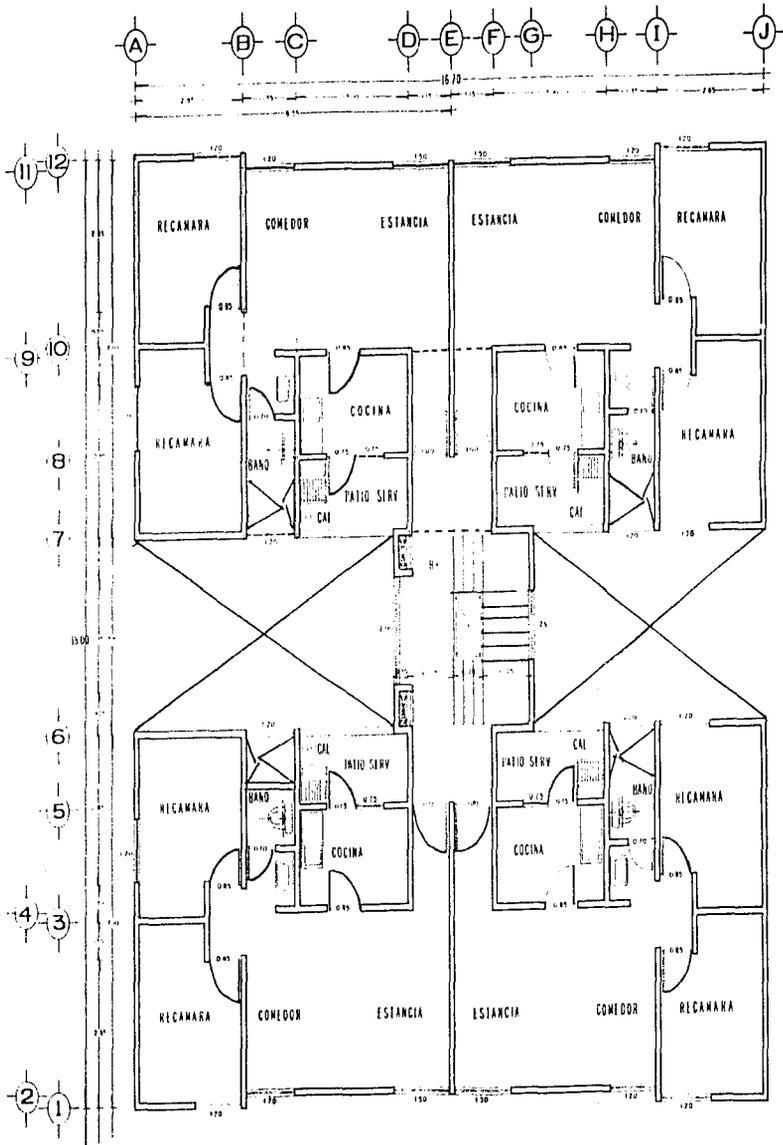
BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Edición 1989 y sus Normas Técnicas Complementarias.



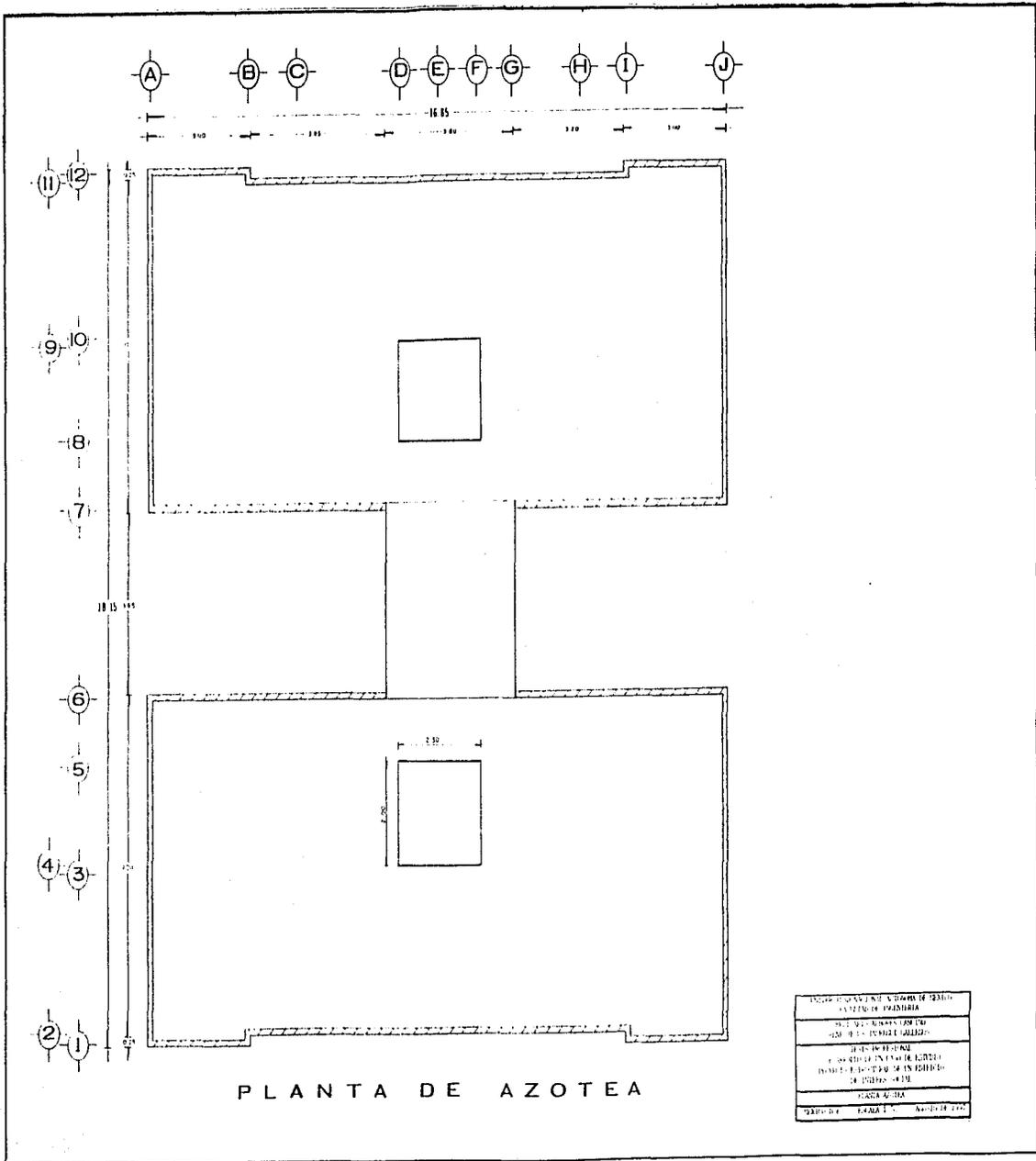
PLANTA BAJA

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
--



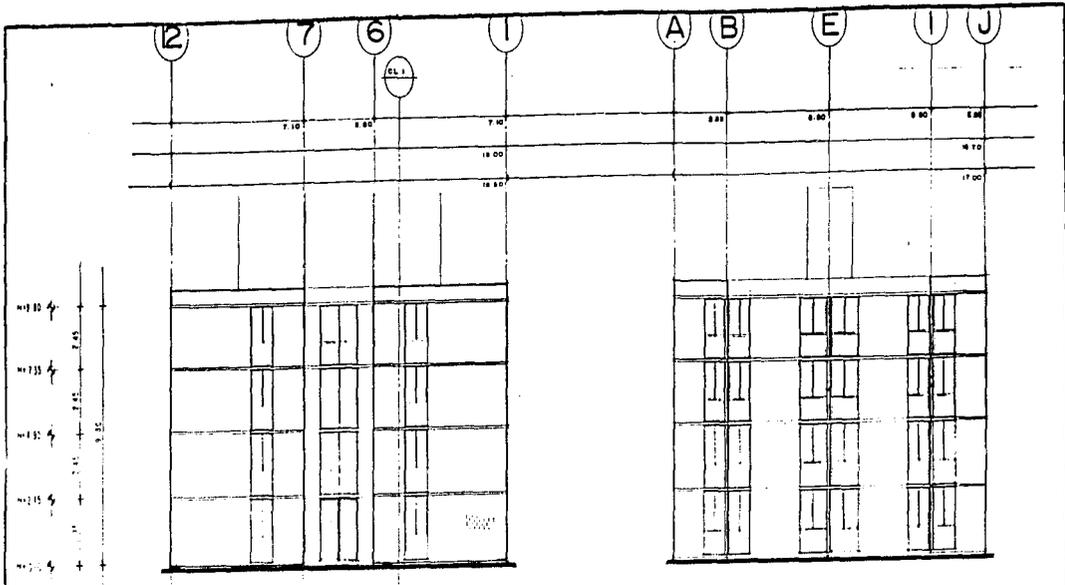
PLANTA TIPO

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA



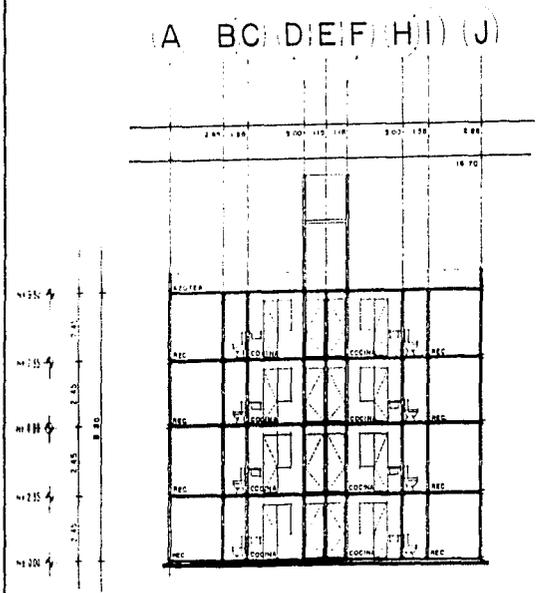
PLANTA DE AZOTEA

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
CENTRO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
CENTRO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
CENTRO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
CENTRO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
CENTRO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA



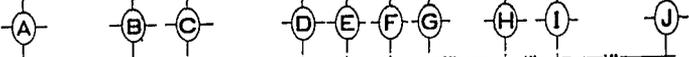
FACHADA PPAL.

FACHADA LATERAL



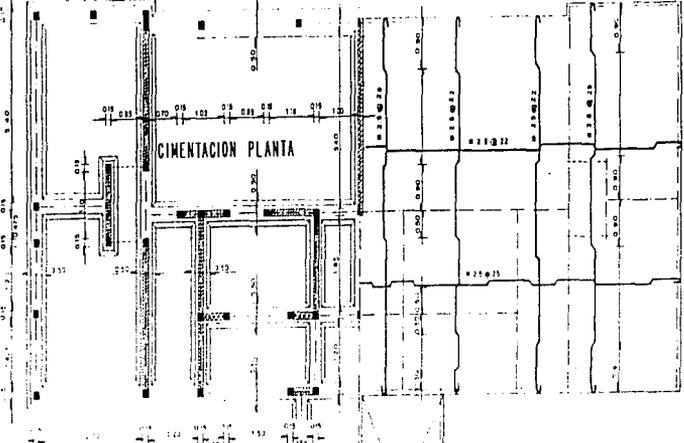
CORTE CL-1

INSTITUTO VENEZOLANO DE ALTIPLANO DE MONTAÑA	
ESTADO DE SUCRE	
CALLE 1000, GUAYMAS CAROLINA	
CALLE 1000, GUAYMAS CAROLINA	
ESTADO DE SUCRE	
CALLE 1000, GUAYMAS CAROLINA	
ESTADO DE SUCRE	



MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE N-0-1

ACERO DE REFUERZO EN LOSAS

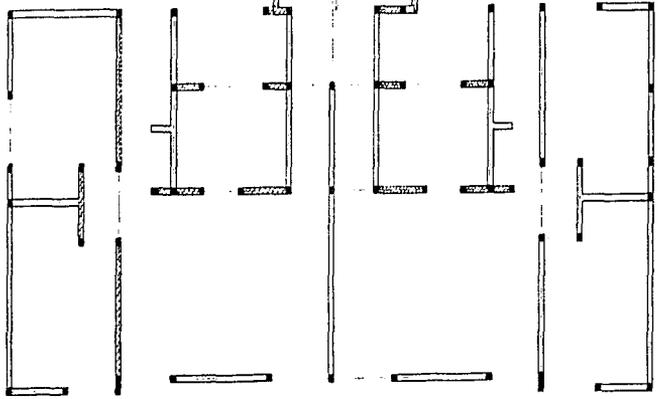


Symbolologia

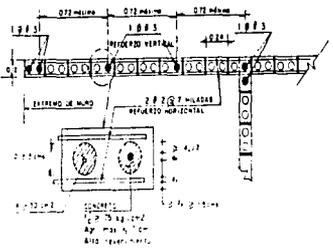
- MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE
- MUROS DE CONCRETO

MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE N 1 2

MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE N 2 3



REFUERZO TÍPICO EN MUROS



PROYECTO	CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO
FECHA	15/10/1970
ELABORADO POR	ING. J. GARCIA
REVISADO POR	ING. J. GARCIA
APROBADO POR	ING. J. GARCIA
ESTADO	PROYECTO
ESCALA	1:50