

872715
5

UNIVERSIDAD "DON VASCO", A.C.
INCORPORACIÓN No. 8727-15 A LA



Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO
DE MAMPOSTERÍA"

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

Rogelio Arquímides Mercado Olivos

Uruapan, Michoacán, México. 2007

Se deposita en la Dirección General de Bibliotecas
para su difusión en formato electrónico e impreso
el contenido de mi trabajo recepcionado
NOMBRE: Rogelio Arquímides Mercado Olivos
FECHA: 20-06-07
FIRMA: P. A. [Signature]

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.

PAGINACION DISCONTINUA

Gracias a:

Dios, por tener a mis padres y abuelos con vida.
Por haberme dado la oportunidad de vivir y de siempre contar con él.

Mis padres, Rogelio Mercado Damián y Ana María Olivos Solís, que me están dejando la herencia más importante que pude haber recibido de ellos que es la educación, que por sus incansables esfuerzos lograron que yo saliera siempre adelante. Por darme ese ejemplo de seguir siempre por el camino recto y de nunca doblegarse ante nada y siempre dar todo sin esperar a recibir algo, por esos ejemplos de luchar para tratar que a todas las personas tengan los mismos derechos y se les respete sin discriminación.

Mis hermanos, Sheila, Astro, Ramiro y Luis, por apoyarme moralmente y seguir siempre creyendo en mí y que esto les sirva de motivación para que sigan estudiando.

Mis abuelos, Leopoldo, Clara, Ramiro, María Luisa, que en sus oraciones siempre estoy, les agradezco sus grandes y sabios consejos que siempre recibo de ellos, de ser siempre un hombre responsable y de respeto.

Mis tíos, Antonino, Dimas, Eliseo, Victoria, Lourdes, Leopoldo, Julia, Luz, Martha, María Eugenia, a mi tía Martha por su apoyo económico a mi tío Mariano y a todos por su apoyo moral y que siempre han creído en mí.

Al Ing. Guillermo Martínez, por su apoyo desinteresado y algunas ideas para la realización de esta.

A mis Maestros, que se esforzaron para transmitir sus experiencias sobre nosotros. Al Ing. Francisco Hernández V.

Mis compañeros de estudio, que siempre me dieron su amistad y confianza.

Yubany, por haber tenido siempre su apoyo incondicional en todos los momentos.

Mis amigos y primos, Víctor, Salomón, Toni, Marco, Getzemaní, Chemo, Lilla, Alef, China, Luis, Tita, Jesús, Miguel, Uni, Nino, Beto, Tebo, Edwin, Liz, Alejandro, Yesica, Claudia, Jose, Erandi, Karla, Víctor, Marichuy, Karina, Iupe, Vero, Oscar, Yesenia, Edith, Pelón, Polo, Julio, Clarita, Mago, Jesús, Cristian, que siempre confiaron en mí y me apoyaron moralmente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
 CAPÍTULO 1	
ANTECEDENTES	2
1.1 Prehistoria	2
1.2 Inicio de la historia : Sumeria.....	2
1.3 Culturas antiguas de México	3
1.4 Egipto y Grecia	4
1.5 Roma	4
1.6 Del siglo V al siglo XIX	5
1.7 La mampostería en México	6
 CAPÍTULO 2	
TIPOS DE MAMPOSTERÍA	7
2.1 Mampostería de origen natural	7
2.2 Mampostería de origen artificial	8
2.3 Mampostería de adobe.....	10

TECIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA	11
3.1 Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión	11
3.1.1 Comportamiento mecánico de las piezas	13
3.1.2 Comportamiento mecánico del mortero	15
3.2 Comportamiento mecánico de la mampostería confinada	17
3.2.1 Comportamiento de la mampostería bajo cargas laterales	17
3.2.1.1 Influencia cualitativa de otras variables	22

CAPÍTULO 4

CRITERIOS Y PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	23
4.1 Criterios de diseño	23
4.1.1 Resistencia en compresión de las piezas	23
4.1.2 Resistencia en compresión de los morteros	24
4.1.3 Acero de refuerzo	25
4.1.4 Mampostería	26
4.1.4.1 Resistencia a compresión de la mampostería	26
4.1.4.2 Esfuerzo cortante resistente de diseño	29
4.1.4.3 Resistencia al aplastamiento	30
4.1.4.4 Resistencia a tensión	31
4.1.4.5 Modulo de elasticidad	31
4.1.4.6 Modulo cortante	31

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

4.2	Procedimiento de diseño	32
4.2.1	Análisis	32
4.2.1.1	Criterio general	32
4.2.1.2	Análisis por cargas verticales	32
4.2.1.3	Análisis por cargas laterales	33
4.3	Resistencia de muros ante cargas verticales	34
4.3.1	Formula general	34
4.3.2	Factor de reducción por excentricidad y esbeltez	35
4.3.3	Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales	35
4.3.4	Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales	36
4.4	Resistencia de muros a cargas laterales	37
4.4.1	Consideraciones generales	37
4.4.2	Fuerza cortante resistida por la mampostería	37

CAPÍTULO 5

CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE	38
Planta arquitectónica	40
Planta estructural	41
Corte del edificio	42
Tableros (losas)	43

TIPO CON
 FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 6

DISEÑO DE LOSAS	44
6.1 Análisis de cargas	44
6.2 Cálculo del peralte	45
6.3 Diseño de losa de entrepiso (Método igualación de flechas)	47
6.4 Croquis de las franjas	49
6.5 Croquis de armado de losa de entrepiso	63
6.6 Croquis de armado de losa de azotea	64

CAPÍTULO 7

CANALIZACIÓN DE CARGAS	65
7.1 Muros de tabique de espesor 13 cm mas 1.5 cm de aplanado por cada lado	65
7.2 Muros de tabique de espesor 18 cm mas 1.5 cm de aplanado por cada lado	66
7.3 Cálculo del peso de dadas y castillos	67
7.4 Cálculo del peso de escaleras	67
7.5 Descarga del peso del agua y la estructura hacia los muros 19 - 19'	69
7.6 Cargas verticales	70
7.6.1 Carga vertical actuante para muros de planta baja	70
7.6.2 Carga vertical actuante para muros del segundo nivel	73
7.6.3 Carga vertical actuante para muros del tercer nivel	74
7.6.4 Carga vertical actuante para muros del cuarto nivel	75

TRABAJE CON
FALLA DE ORIGEN

7.7	Análisis de cargas para la utilización del análisis sísmico estático	76
7.7.1	Entrepiso 1	76
7.7.2	Entrepiso 2	77
7.7.3	Entrepiso 3	78
7.7.4	Entrepiso 4	79
7.7.5	Entrepiso 1 (corregido)	80

CAPÍTULO 8

ANÁLISIS SÍSMICO		81
8.1	Análisis sísmico estático	81
8.2	Fuerza cortante sísmica para cada muro	82
8.2.1	Método detallado de análisis	83
8.2.1.1	Cortante directo	83
8.2.1.2	Cortante por torsión	92
8.3	Excentricidad Primer nivel	104
8.4	Excentricidad Segundo nivel	105
8.5	Excentricidad Tercer nivel	106
8.6	Excentricidad Cuarto nivel	107
8.7	Cortantes totales	108
8.7.1	Cortantes totales eje X del primer nivel	108
8.7.2	Cortantes totales eje Y del primer nivel	109
8.7.3	Cortantes totales eje X del segundo nivel	110

8.7.4	Cortantes totales eje Y del segundo nivel	111
-------	---	-----

CAPÍTULO 9

ANÁLISIS DE LOS MUROS		112
9.1	Resistencia de muros ante cargas verticales	112
9.1.1	Carga vertical resistente de diseño para todos los muros de los cuatro niveles con espesor de 15 cm con 1.5 cm de espesor de aplanado por cada lado	114
9.1.2	Comparación entre las cargas actuantes y la resistencia de los muros	115
9.1.3	Carga vertical actuante de diseño para los muros corregidos del primer nivel, con espesor de 16 y 21 cm	116
9.1.4	Carga vertical resistente de diseño para todos los muros del primer nivel, con espesor de 16 y 21 cm	117
	Planta de muros corregidos	118
9.1.5	Comparación entre cargas actuantes y la resistencia de los muros	119
9.2	Resistencia de muros ante cargas laterales	120
9.2.1	Cortantes actuantes (primer nivel)	120
9.2.2	Cortantes actuantes (segundo nivel)	122
9.2.3	Cortantes resistentes (primer nivel)	123
9.2.4	Cortantes resistentes (segundo nivel)	124
9.2.5	Comparación entre los cortantes actuantes y los cortantes resistentes para cada muro del primer nivel	125
9.2.6	Comparación entre los esfuerzos cortantes y los esfuerzos resistentes para cada muro del segundo nivel	127
	Planta de muros corregidos	127

IMPRESO CON
FOLIA DE ORIGEN

CAPÍTULO 10

CIMENTACIÓN129

10.1 Diseño de zapatas130

CONCLUSIONES146

BIBLIOGRAFÍA147

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla

2.1	Propiedades mecánicas de piedras naturales	7
2.2	Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial	8
2.3	Características típicas de algunas piedras artificiales	9
4.1	Características de algunos proporcionamientos recomendados	25
4.2	Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones de esbeltez	26
4.3	Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de concreto	27
4.4	Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de barro	28
4.5	Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f^*m , para algunos tipos de pieza, sobre área bruta	28
4.6	Esfuerzo cortante resistente de diseño para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta	29
4.7	Factor correctivo B , por efecto de la restricción de muros transversales	36
5.5	Coefficiente sísmico (c) para construcciones en distintas zonas sísmicas del Estado de Michoacán	38

INTRODUCCIÓN

La mampostería en México es de gran importancia ya que el 90% de la vivienda, ya sea unifamiliar o multifamiliar, se construye a base de muros de carga de mampostería, esto hace que la edificación de vivienda a base de este sistema estructural represente un poco más del 50% del volumen total de la construcción que se hace en nuestro país. A pesar de estar rodeados de este tipo de construcciones no se ha hecho mucho por investigar mas a fondo, ya que durante la vida profesional, este tipo de estructuras son las que uno enfrenta frecuentemente. También se le ha dado muy poca importancia a la enseñanza del diseño de estas estructuras ya que en la mayoría de las Universidades del país dentro de las carreras de Ingeniería Civil o Arquitectura, no existe un curso especialmente dedicado al análisis y diseño de estructuras de mampostería, y en ocasiones, desafortunadamente únicamente se le dedican unas cuantas horas a este tema dentro de otras materias. Por otra parte también, existen muy pocos libros de texto sobre este tema y la mayor parte del conocimiento sobre el análisis, el diseño y el comportamiento de estructuras de mampostería se encuentra en artículos técnicos o en reportes de investigación, los cuales, en muchas ocasiones, no están disponibles a los ingenieros de la práctica profesional.

Por todo lo mencionado anteriormente, este trabajo tratará del análisis y diseño de un edificio de mampostería de 4 niveles que se revisará por cargas horizontales y verticales, cálculo de sus losas y su cimentación. El tipo de mampostería que utilizaremos es de muros de tabique de barro rojo recocido, por ser el mas común en las construcciones.

Los criterios de diseño los tomamos del Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán (RCM), que son una clara copia de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal (NTC).

TRABAJA CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

La historia de la humanidad va de la mano con su necesidad de tener lugar en donde protegerse de las inclemencias de la naturaleza. Desde épocas remotas el hombre ha buscado para ello, materiales accesibles que sean fáciles de utilizar y que proporcionen la mayor comodidad. Los tipos de materiales utilizados por las culturas de la antigüedad fueron determinados por las condiciones del terreno donde se asentaron. A continuación haremos una pequeña descripción acerca de la historia de la mampostería desde la prehistoria hasta la época actual.

1.1 Prehistoria

Es posible que la mampostería haya sido inventada por un nómada, hace unos 15,000 años. Cuando al no encontrar refugio natural para protegerse de las adversidades de la naturaleza, decidió apilar piedras para formar un lugar donde alojarse, esto seguramente se repitió muchas veces hasta ir modificando sus refugios.

El proceso inmediato en el desarrollo de la mampostería debió ser la utilización del mortero de barro, el cual permitió no sólo apilar, sino acomodar o asentar con más facilidad y a mayor altura las piedras irregulares naturales.

La unidad de mampostería fabricada por el hombre a partir de una masa de barro secada al sol, para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares donde esta última no podía encontrarse (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 3).

1.2 Inicio de la historia : Sumeria

En el cuarto milenio a.C. , los sumerios, considerados como iniciadores de la civilización y de la ingeniería, inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde; este último constituido por un marco de madera. El molde es un avance sustantivo en la construcción de mampostería y en otras actividades, pues posibilita la producción rápida de unidades prácticamente iguales.

Aquella masa de barro mezclada con paja a la cual se daba la forma de paralelepípedo recto, colocándola a presión dentro de un molde de madera para luego dejarla secar al sol, hizo posible la libertad de construcción y la arquitectura monumental. El adobe

puso en manos del hombre un medio de expresarse con libertad, escogiendo la manera de colocar y juntar adobes en donde la construcción podría hacerse en una escala monumental. Como tal, la obra ya no es una creación individual, sino esencialmente, el producto colectivo de muchas manos.

Las primeras construcciones de adobe siguieron estrechamente la forma de las estructuras a las que obligaban los antiguos materiales. Al copiar en mampostería la bóveda en forma de túnel de las chozas practicadas en los cañaverales, algún sumerio construyó el falso arco y luego encontró el principio del verdadero. De este modo se aplicaron leyes mecánicas de resistencias y empujes, muchos milenios antes de que estas leyes llegaran a ser formuladas.

La arquitectura del adobe produjo pronto, en forma incidental, una contribución a las matemáticas aplicadas.

El adobe fue llevado al horno a principios del tercer milenio antes de Cristo para hacer ladrillos cerámicos. Para la construcción de la mampostería el ladrillo era asentado con mortero de betún o alquitrán, (sustancia abundante en el suelo del Medio Oriente) al cual se añadía arena. Esta mampostería se convirtió entonces en el material fundamental de las construcciones mas importantes y permitió alturas crecientes (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 4-5).

1.3 Culturas antiguas de México

Paralelamente a otras grandes culturas en el mundo, las culturas antiguas de México erigieron estructuras imponentes utilizando mampostería de piedras naturales o artificiales, dando muestra del desarrollo alcanzado en técnicas constructivas. En general la cultura mesoamericana es de piedra, con frecuencia bellamente cortada y adornada con relieves. Es muy rara la aparición del ladrillo, pro en cambio, muy frecuente el uso del adobe.

Los Olmecas (1200 a.C.) utilizaron para la construcción de la Venta, muros hechos con bloques de barro rojo y amarillo unidos también con barro.

En Teotihuacán es común encontrar taludes escalonados y la construcción en barro revestido de piedra. Hay indicios de que las casas tenían cimientos de piedras aunque sus muros fueran de materiales precarios.

Los Mayas hicieron grandes aportaciones técnicas. El uso de la llamada "bóveda maya" que comenzó en el techado de tumbas, se generalizó y permitió la sustitución de techos de palmas por los de mampostería.

En el valle de México, durante el periodo preclásico (700 a.C.) ya se utiliza la mampostería con varios fines. Se construyen muros de contención en laderas de cerros, formando terrazas escalonadas, tanto para evitar la erosión como para aprovecharlas en el cultivo. Aparece el concepto para basamento en templos, muros de contención y

plataformas revestidas de piedra para casas, escalinatas sencillas o con alfardas, rampas, el corte de la piedra y el recubrimiento de estuco, cierta orientación de los edificios, cinceles, plomadas, pulidores de pisos y muros, el mortero de cal y arena, etc.

1.4 Egipto y Grecia

En Egipto, por la misma época, se pudo escoger y se prefirió para las grandes obras la roca traída de las montañas a lo largo del Niilo. Calizas, areniscas, granitos, basaltos y afabastos fueron explotados en las canteras estatales; allí los bloques eran desprendidos perforando agujeros en los que luego introducían cuñas metálicas. Una vez separados, estos bloques eran desbastados con ayuda de bolas y martillos de diorita para formar grandes monolitos que pesaban cientos de toneladas, como los usados en el núcleo de las pirámides, estas unidades de mampostería ciclópea eran asentados con morteros de yeso y cal.

Grecia adopto una arquitectura de lujo y de exteriores y, si bien carecía de las ricas canteras egipcias, poseía los mejores mármoles para llevarla a cabo. Ellos sirvieron para revestir su gruesa mampostería de piedra caliza asentada con morteros de cal.

En Egipto y en Grecia la construcción importante es de piedra, rectilínea; el arco era inexistente. Consecuentemente la arquitectura estaba limitada en sus posibilidades espaciales interiores por la escasa resistencia del material a la tensión. La piedra exigía claros pequeños para las vigas y las losas, y los espacios entre columnas tenían que ser reducidos (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 7-8).

1.5 Roma

Las invenciones e innovaciones romanas significaron una verdadera revolución tecnológica de la construcción y tuvieron los siguientes efectos sustanciales :

- a) Posibilitar la construcción de cimentaciones más competentes.
- b) Simplificar la construcción de los muros. El muro romano de las construcciones publicas era tradicionalmente de mampostería de piedra natural, o de ladrillos cerámicos con mortero de cal, y en los muros mas gruesos el espacio entre dos muros delgados de mampostería era rellonado con pedacería de ladrillos o piedras acomodadas con mortero de arena y cal. En ambos casos el proceso de endurecimiento de estos morteros se producía únicamente por medio de la carbonatación de la cal y la ganancia de resistencia era muy lenta. La invención del

mortero de cemento permitió a los romanos un sustantivo incremento en la rapidez de construcción, contribuyendo a que en breve tiempo se tuviera una infraestructura adecuada al proceso de expansión del imperio. Esto no se hubiera conseguido con morteros que sólo tenían cal.

c) Libertad para el desarrollo de la tecnología del arco, bóveda y la cúpula, que si bien eran formas estructurales conocidas desde los sumerios, 3500 años antes, estaban aprisionados por las ajustadas restricciones impuestas al constructor por la piedra y el ladrillo.

d) Posibilitar aberturas totales o parciales en los muros usando arcos o bóvedas, proveyendo así una herramienta de gran potencial en el diseño de interiores.

Muchas grandes obras romanas son fruto de la revolución del mortero y del concreto. Una de las más notables es el Panteón. Porque reúne de manera coherente la totalidad de la creatividad arquitectónica y estructural, y la aplicación sofisticada de la nueva tecnología constructiva (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 8-10).

1.6 Del siglo V al siglo XIX

Después de Roma, el avance de la tecnología de la mampostería en Europa se detiene por varios siglos, se deja de fabricar ladrillos; los morteros de cemento y el concreto, desaparecen, perdiendo su tecnología, siendo rescatada trece siglos después por Smeaton, el fundador de la Ingeniería civil, quien en 1756 reconoció la necesidad de usar en Inglaterra una mezcla de cal y puzolana Italiana para la construcción de partes que están sumergidas .

La mampostería fue importante en Europa occidental para controlar desastrosos fuegos que destruían ciudades medievales. Esta era aplicada también en otras partes del mundo. La gran muralla china de 9m de alto tiene una gran parte de su longitud construida con ladrillos de arcilla unidos con morteros de cal. Los Arabes emplearon la mampostería en sus mezquitas y minaretes, desarrollando una construcción masiva en sus espesores, delicadísima en sus cierres y detallado, y contenido muchas veces un increíble alarde geométrico.

Con la revolución industrial (siglo XVIII), se extendió la aplicación de la mampostería de ladrillos de arcilla en Inglaterra.

La mampostería de ladrillo llega al nuevo mundo traída por los Europeos. En las colonias de la costa atlántica Norteamericana se realizaron grandes producciones artesanales de ladrillos de arcilla, empleando prácticamente los mismos moldes que

miles de años atrás inventaron los sumerios. Los ladrillos fueron utilizados para construir con los mejores obreros de la colonia (los Holandeses), edificios de mampostería dando formalidad Inglesa a las partes antiguas de muchas ciudades norteamericanas y particularmente a las del estado de Virginia

Entre finales del siglo XVIII y el siglo XIX ocurrieron en Europa los siguientes avances:

En 1796 se patenta el "cemento romano" que era, estrictamente hablando, una cal hidráulica. En 1824 se inventa y patenta el cemento Pórtland. Entre 1820 y 1840, se inventa la máquina para extruir ladrillos de arcilla, se usa por primera vez mampostería reforzada, y se inventa el horno de producción continua. Entre 1850 y 1870 se inventa y patenta el bloque de concreto, el ladrillo sílico- calcáreo y el concreto armado.

1.7 La mampostería en México

México tiene una larga y destacada trayectoria en el empleo de la mampostería. Muestras de las extraordinarias realizaciones de las diferentes culturas prehispánicas. Los grandes edificios civiles y religiosos de la época de la colonia están distribuidos en casi todo el país y se encuentran en uso todavía, como muestra de la validez de las soluciones adoptadas.

El material está fuertemente arraigado en la cultura nacional y es objeto de gran aceptación, especialmente para vivienda, lo cual ha frenado el cambio hacia nuevas técnicas de construcción más modernas y en algunos aspectos más eficientes.

La mampostería es considerada frecuentemente como un material estructural de segunda importancia con respecto a otros como es el concreto y el acero, por lo mismo, se le supone poco apto para ser objeto de estudios rigurosos y de cálculos ingenieriles.

La práctica de diseño y construcción de la mampostería ha resultado exitosa en México, ya que las edificaciones de este tipo han tenido relativamente pocos daños, aun ante los sismos severos que han afectado al país. La mayoría de los casos de mal comportamiento son atribuibles a errores claros de diseño y construcción o a la mala utilización con respecto a la reglamentación, por eso es importante que los conocimientos básicos sobre el tema tengan la más amplia divulgación (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : xiii).

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 2

TIPOS DE MAMPOSTERÍA

El componente básico para la construcción de mampostería es la unidad o pieza que por su origen pueden ser natural o artificial, enseguida daremos las definiciones y algunas de sus características.

2.1 Mampostería de origen natural

En México suelen distinguirse los siguientes tipos de mampostería de acuerdo con la forma en que ha sido labrada la piedra natural.

- a) **Mampostería de primera.** La piedra se labra en paralelepípedos regulares con su cara expuesta de forma rectangular. Las unidades de piedra de este tipo reciben el nombre de sillares.
- b) **Mampostería de segunda.** La piedra se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la configuración natural con que llega de la cantera.
- c) **Mampostería de tercera.** La piedra se utiliza con la forma irregular con que llega de la cantera, aunque procurando que la cara expuesta sea aproximadamente plana.

Las piedras utilizadas tienen propiedades muy variables. En esta tabla 2.1 se dan características aproximadas de algunas piedras comúnmente usadas en la construcción.

Tabla 2.1 Propiedades mecánicas de piedras naturales

Piedra	Peso volumétrico seco (ton/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a tensión en flexión (kg/cm ²)	Modulo de Elasticidad (kg/cm ²)*10 ³
Areniscas	1.75 - 2.65	150 - 3200	60 - 120	40 - 200
Basaltos (piedra braza)	2.30 - 3.0	800 - 5800	200 - 300	100 - 300
Granito natural	2.40 - 3.20	800 - 3000	100 - 200	400 - 500
Mármol	2.40 - 2.85	300 - 3000	35 - 200	900

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 20).

TRIPLO CON
FALLA DE ORIGEN

2.2 Mampostería de origen artificial

Existe una gran variedad de piedras artificiales que se utilizan en la construcción. Estas difieren entre si tanto por la materia prima utilizada, como por las características geométricas de la piezas y por los procedimientos de fabricación empleados. Las materias primas mas comunes son el barro, el concreto, con agregados normales o ligeros, y la arena con cal. Los procedimientos de construcción son mas variados: desde los artesanales como el cocido en horno para tabiques comunes, hasta los industrializados, para los bloques de concreto, y extrusión. La forma es prismática pero con distintas relaciones entre las dimensiones.

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir 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.

Tabla 2.2 Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial

Norma	Pieza
C - 6	Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares.
C - 10	Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto.
C - 404	Bloques, tabiques, ladrillos y tabicones para uso estructural

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 22).

Actualmente en la construcción de vivienda se utilizan también los siguientes materiales :

Bloque sílico-calcáreo, compuesto de arena sílica y cal hidratada, cocido en autoclaves bajo vapor y presión.

Bloque de concreto celular (concreto ligero).

Paneles estructurales (alma de alambre con poliestireno, y recubrimiento de mortero en las dos caras)

Concreto laminado (tabletas de cemento reforzado con fibras sintéticas)

Tabla 2.3 Características típicas de algunas piedras artificiales

Material	Resistencia a compresión f_p (kg/cm ²)	Coefficiente de variación. CV	Peso volumétrico (ton/m ³)	
Tabique rojo de barro recocido	35-115	10-30	1.30-1.50	
Tabique extruido perforado verticalmente	150-430	11-25	1.65-1.96	
	310-570	15-20	1.61-2.06	
	150-400	11-26	1.66-2.20	
Tabique extruido macizo	375-900	5-16	1.73-2.05	
Tabique extruido, huecos horizontales	75-80	13-18	1.25-1.32	
	50-80	16-30	1.69-1.78	
Bloques de concreto				
	Ligero	20-50	10-26	0.95-1.21
	Intermedio	20-80	7-29	1.32-1.70
Pesado	70-145	7-28	1.79-2.15	
Tabicón	45-120	11-35	1.05-1.6	
Silicio Calcáreo	175-200	11-15	1.79	

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 24).

Según la NMX C-404, las piedras artificiales que se utilizan con fines estructurales se clasifican en tabiques, bloques y tabicones, y deben tener las siguientes características:

Tabique : "fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser 5cm de alto, 10cm de ancho y 19cm de largo sin incluir la junta de albañilería".

Bloque : " fabricado por moldeado del concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el modulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10cm de altura, 10cm de ancho y 30 cm de largo. Las dimensiones de la pared deben ser de 2.5 cm como mínimo".

Tabicón : " fabricado de concreto u otros materiales. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6cm de alto, 10cm de ancho y 24cm de largo. Se incluye la junta de albañilería" (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 24).

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

2.3 Mampostería de adobe

Como es conocido, las construcciones en el medio rural Mexicano son de adobe. Este material, aunque con propiedades de aislamiento Térmico y acústico excelentes, ha demostrado un pobre comportamiento cuando se somete a acciones sísmicas. Una característica del material es su baja resistencia a tensión, lo que se traduce a agrietamientos por tensión diagonal, por corte o verticales que pueden conducir al colapso parcial o total de la estructura.

Las viviendas más comunes se caracterizan por un cuerpo principal de un sólo piso, una planta rectangular alargada de 30 a 50 m² de área, frecuentemente sin muros divisorios y muros de 3 a 3.5 m de altura con espesores de 40 a 60 cm , sin refuerzo.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA

Para el comportamiento mecánico de la mampostería en compresión consideraremos al muro formado básicamente por dos elementos, por un lado piezas prismáticas que forman los ladrillos o bloques y por otro el mortero que se utiliza para unir dichas piezas prismáticas, despreciaremos los elementos que lo confinan (dalias y castillos).

3.1 Comportamiento mecánico de la mampostería en compresión

Existe una gran cantidad de características geométricas y de materiales tanto de las piezas como de los morteros, lo que dificulta una descripción general del comportamiento mecánico de la mampostería y en muchas ocasiones hace poco confiable la extrapolación de resultados de un tipo de mampostería a otro. A continuación describiremos las características mecánicas de algunos tipos de mampostería más comunes en nuestro país.

El comportamiento de la mampostería se ha estudiado principalmente a través de ensayos de especímenes a escala natural de los materiales y las sollicitaciones más usuales. Sin embargo, si se pretende establecer criterios generales para predecir el comportamiento mecánico de la mampostería, es necesario estudiar sus mecanismos de falla ante las sollicitaciones básicas y determinar sus propiedades mecánicas elementales; esto puede efectuarse mediante ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero. En nuestro país se han realizado un gran número de ensayos simples con los materiales más comúnmente utilizados, obteniéndose valores representativos de sus propiedades mecánicas. También se han realizado ensayos en los materiales que conforman la mampostería, piezas y morteros, para obtener valores representativos de sus propiedades y conocer la variabilidad de éstas, así como su influencia en el comportamiento de la mampostería en que se usen (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 64).

El ensaye que se utiliza para obtener un índice de la resistencia a compresión de la mampostería, y para estudiar la forma de relación esfuerzo-deformación y el efecto de las diferentes variables, es el de una pila formada por varias piezas sobrepuestas hasta obtener una relación altura a espesor de la pila, de aproximadamente cuatro. Las razones de esta elección se encuentran en la relativa facilidad de construcción y ensaye

del espécimen, en que se reproducen razonablemente los modos de falla observados en muros a escala natural y en que, para una pila de esas proporciones, las restricciones a las deformaciones transversales introducidas por las cabezas de la máquina de ensaye no influyen de manera importante en el comportamiento.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; esta puede interpretarse en la forma siguiente : las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable, las piezas en general, restringe las deformaciones transversales del material más deformable, introduciendo en él esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por lo contrario, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión que disminuyen su resistencia respecto a lo que se obtiene en el ensaye de compresión simple del material aislado.

En el ensaye a compresión de pilas de mampostería el modo de falla más común es a través de grietas verticales en las piezas, producidas por las deformaciones transversales incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se producen la inestabilidad del elemento y su falla. Para piezas de baja resistencia, la falla se presenta por aplastamiento en compresión de las piezas mismas. El aplastamiento del mortero no ocasiona la falla cuando los esfuerzos son puramente axiales, ya que éste, cuando se aplasta, es retenido por fricción por las piezas, y el conjunto puede soportar cargas mayores; sin embargo, en elementos esbeltos el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 65).

El mortero tiene influencia poco significativa dentro del intervalo de proporcionamientos estudiados, ya que la resistencia de las pilas es aproximadamente proporcional a la de las piezas, pero distinguiéndose claramente las piezas a base de cemento de las de barro. La resistencia a la compresión de la mampostería puede estimarse como:

$$f_m = 0.45f_p \quad \text{para piezas de barro y sílico-calcáreas}$$

$$f_m = 0.60f_p \quad \text{para piezas de concreto}$$

Donde :

f_m es la resistencia a la compresión de la mampostería.

f_p es la resistencia a la compresión de la pieza.

En el caso de piezas de barro la primera expresión es válida tanto para piezas de barro recocido como para piezas de barro extruídas con perforaciones verticales u horizontales. En el caso morteros con proporción cemento-arena 1:3, el factor que relaciona la resistencia a la compresión de las piezas y de la mampostería, puede sustituirse por 0.50 en el caso de piezas de barro o piezas sílico-caláceas y por 0.65 en el caso de piezas de concreto.

La dispersión de la resistencia de pilas es, por lo general, notablemente menor que la de la resistencia de las piezas con que se construyen las pilas. Los coeficientes de variación no llegaron a ningún caso a 75 por ciento de los de la resistencia de la pieza (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 66).

Los módulos de elasticidad secantes obtenidos de los ensayos son un poco más sensibles que la resistencia a la calidad del mortero, especialmente para piezas de tabique por el mayor número de juntas por unidad de longitud. Los resultados, permiten proponer las siguientes relaciones aproximadas:

$$E = 450 f_m \quad \text{para piezas de barro}$$

$$E = 600 f_m \quad \text{para piezas de concreto}$$

En las que f_m es la resistencia a compresión obtenida en pilas.

Los ensayos realizados y los valores del módulo de elasticidad presentados se refieren al efecto de compresión axial en dirección normal a las juntas. Hay que considerar que la diferente densidad de juntas en distintas direcciones ocasiona una ortotropía en el material. Sin embargo en la mayoría de los casos en que las propiedades elásticas son obtenidas con esfuerzos normales a las juntas, se justifica que se considere a la mampostería como un material isotrópico.

3.1.1 Comportamiento mecánico de las piezas

El parámetro mas importante de una pieza desde el punto de vista estructural es su resistencia a compresión, determinada mediante el ensaye directo a compresión de la pieza entera o de la mitad de ella. La resistencia a compresión así determinada no es un parámetro uniforme de calidad, ya que los resultados obtenidos en piezas de materiales o geometrías distintos no son comparables y no se relacionan en la misma forma con la resistencia que puedan tener las piezas en un elemento estructural. La

razón de estas diferencias estriba en que las restricciones a las deformaciones transversales, producidas por la fricción con las placas de la máquina de ensaye, introducen compresiones transversales que afectan la resistencia de las piezas. La forma en que influye esta restricción depende no sólo de la relación altura a espesor del espécimen, sino también del material de que se halla compuesta la pieza; por lo tanto, no ha sido posible encontrar un procedimiento general para estandarizar los resultados a un caso uniforme.

Por lo anterior, los resultados del ensaye de compresión son estrictamente comparables solo para piezas del mismo tipo, y la relación entre la resistencia a la compresión de la pieza y el comportamiento estructural del muro puede ser distinto para materiales diferentes.

Se realizó un muestreo de la producción de piezas para mampostería destinada a la construcción en el Distrito Federal, a fin de estudiar las propiedades más importantes y, en particular, la distribución estadística de la resistencia de las piezas. Esta última se determinó en todos los casos sobre una mitad de las piezas por la mayor facilidad que se tenía en esta modalidad de ensaye y por no diferir significativamente los resultados respecto a los obtenidos con piezas enteras. Se muestrearon lotes de materiales del mismo tipo producidos por diferentes fábricas, y se realizaron distintas etapas de muestreos para una misma empresa a fin de tener medidas de la dispersión de la resistencia, distinguiéndose la que se presenta entre unidades de un mismo lote, entre lotes de una misma procedencia, y entre lotes de distintas fábricas que producen un mismo material.

Para el tabique de barro recocido se observó que se distinguían grupos de fábricas con resistencia del mismo orden, y que estos grupos correspondían a las zonas geográficas en las que estaban localizadas las tabiquerías; esto indica que la resistencia del tabique depende principalmente de los bancos de materia prima de los que se obtienen los productos, y que la diferencia entre los procedimientos de fabricación empleados tienen menos importancia. Salvo algunas excepciones, los coeficientes de variación de la resistencia de piezas de un mismo lote fueron del mismo orden (35 por ciento en promedio) para las diferentes empresas. La resistencia fue notablemente uniforme para otro lote de una misma procedencia (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 61).

La figura 1 muestra un histograma de los datos obtenidos para tabique de barro recocido; la homogeneidad justifica que se considere una sola población cuya distribución de probabilidades es aproximadamente lognormal con media 67 kg/cm² y un coeficiente de variación de 54 por ciento (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 61).

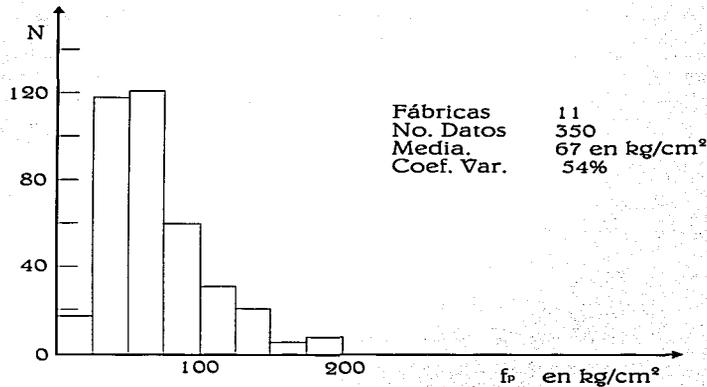


Figura 1. Histograma de la resistencia a la compresión de piezas de tabique rojo.

3.1.2 Comportamiento mecánico del mortero

Con excepción de morteros extremadamente débiles, las propiedades mecánicas del mortero que mas influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas; de la primera propiedad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento de mampostería y en parte a su resistencia a carga vertical; la adherencia entre el mortero y las piezas define en muchos tipos de mampostería (sobre todo en aquellos en que las piezas son muy resistentes) la resistencia por cortante del elemento.

Es importante también que el mortero tenga una manejabilidad adecuada para que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que asienten bien las piezas, evitándose concentraciones de esfuerzos y excentricidades accidentales.

La resistencia a compresión del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería, sin embargo, el control de calidad del mortero se basa en la determinación de esta propiedad a través del ensaye de cubos de 5 cm de lado (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 63).

La razón de esta elección estriba en la facilidad de la prueba y en el hecho de que muchas otras propiedades (como por ejemplo su adherencia, su módulo de elasticidad y su resistencia a la tensión) pueden relacionarse en forma indirecta con la resistencia a compresión (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 63).

En la figura 2 se muestra un histograma de la resistencia a la compresión de morteros de cal y arena en una proporción 1:3 hechos y probados en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Como es de esperarse, al aumentar la cantidad de arena y/o de cal en el mortero en relación a la cantidad de cemento se disminuye la resistencia a la compresión del mortero.

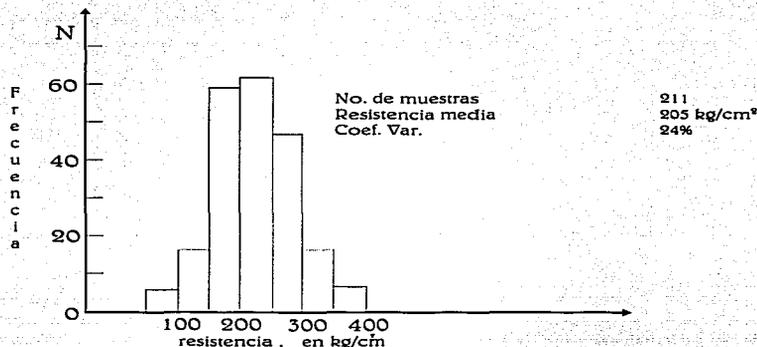


Figura 2. Histograma de la resistencia a la compresión de morteros cemento-arena 1:3.

En condiciones de obra, es de esperarse mayor dispersión en los resultados que los obtenidos en laboratorio debido a la intervención de diferentes operaciones y a la posible variación de los proporcionamientos realmente empleados. Desgraciadamente es muy común en nuestro país que no se ponga la suficiente atención al proporcionamiento de materiales en la elaboración del mortero en la obra, siendo que, un ejemplo, el valor esperado de la resistencia de un mortero cemento-arena 1:6 es del orden de la mitad del de un mortero cemento-arena 1:3, por lo que para un mismo nivel de carga de compresión debe esperarse aproximadamente el doble de deformación en el mortero 1:6 que en el mortero 1:3 (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 62).

El módulo de elasticidad del mortero determinado de ensayos estándar, es del orden de 1000 veces la resistencia en compresión. Nuevamente hay que tomar en cuenta que el valor determinado a partir de pruebas de cubos de 5 cm de lados no corresponde a las características de deformabilidad del mortero cuando forma una junta delgada entre dos piezas, debido a las diferentes condiciones de confinamiento y a las distintas condiciones de secado por la absorción de agua ejercida por las piezas.

3.2 Comportamiento mecánico de la mampostería confinada

El tipo de mampostería más utilizado en nuestro país es la mampostería confinada. En este tipo de mampostería se colocan elementos de concreto reforzado, de sección transversal pequeña en el perímetro de los muros. Los elementos de confinamiento horizontales se les conoce en nuestro país como dadas y a los elementos de confinamiento verticales se les denomina castillos. Es importante hacer notar que la mampostería confinada tiene un comportamiento mecánico muy diferente a la mampostería no reforzada, y que cuando los elementos confinantes tienen un número, ubicación y detallado adecuado, la mampostería confinada es un excelente material para ser usado en edificaciones para vivienda de poca altura aún en zonas de alta sismicidad (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 73).

3.2.1 Comportamiento de la mampostería bajo cargas laterales

Si bien el ensayo de compresión diagonal permite obtener índices como son el esfuerzo cortante resistente de la mampostería y el módulo de rigidez a cortante, este tipo de prueba no es representativa del comportamiento de un muro bajo cargas laterales, ya que en ella no existen deformaciones ni esfuerzos por flexión, como las que ocurren en muros sometidos a cargas laterales por ejemplo como las que se producen en edificaciones de mampostería sometidas a sollicitaciones sísmicas.

La prueba de un muro ante cargas laterales consiste en probar al espécimen en voladizo, por lo que se introducen esfuerzos cortantes simultáneamente con esfuerzos de flexión.

En el caso de muros de mampostería confinada, su comportamiento ante cargas laterales es muy semejante al que se tiene en el ensayo de compresión diagonal. Sin embargo debido a la presencia de flexiones que disminuyen los esfuerzos verticales en

un extremo del muro y los incrementan en el otro, la fuerza cortante que produce el agrietamiento es menor cuando el ensaye se realiza en voladizo que cuando se efectúa en compresión diagonal. Se ha observado que el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un muro sujeto a cargas laterales y sin esfuerzos de compresión significativos puede estimarse como:

$$V_a = 0.8 V_a CD$$

Donde:

- V_a es el esfuerzo cortante que produce el primer agrietamiento en un muro sujeto a cargas laterales
- $V_a CD$ es el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un ensaye de compresión diagonal

De los resultados de ensayos en voladizo realizados en su mayoría en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se ha visto que los esfuerzos de agrietamiento varían en un intervalo muy estrecho (2 a 3 kg/cm²), mientras que los esfuerzos máximos resultan bastante mayores y varían en un intervalo poco más amplio. Las resistencias menores correspondieron a tabiques que presentaban una adherencia muy baja con el mortero.

La deformación angular a la cual ocurre el agrietamiento varía entre 0.0015 y 0.0025 cuando el ensaye es en voladizo, mientras que para pruebas en compresión diagonal el agrietamiento ocurre para deformaciones menores (0.0005 a 0.0015).

La grieta diagonal se forma inicialmente en el centro del muro y se prolonga rápidamente hacia los extremos. Su inclinación es usualmente la de la diagonal, aunque tiende a ser mas horizontal si el ensaye es en voladizo y cuando se aplican al muro cargas verticales (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 74).

En cuanto a los tipos de falla, se presenta la falla por las piezas en muros de piezas débiles y de superficies rugosas que tienen buena adherencia con el mortero; también es típica de muros en los que existen esfuerzos de compresión altos en dirección normal a las juntas. En los ensayos realizados se ha observado este tipo de falla en muros de tabique recocido, algunos de bloque de concreto y en tabiques ligeros. La falla en las juntas se presenta en muros formados por piezas de alta resistencia de escasa adherencia con el mortero por sus superficies lisas o por tener huecos grandes, y en muros en los que no existen esfuerzos verticales.

En el caso de muros de mampostería confinada por medio de dalas y castillos, su comportamiento hasta el primer agrietamiento diagonal es prácticamente el mismo al de los muros de mampostería no reforzada, lo que implica que la presencia y características de las dalas y castillos no tienen una influencia significativa en el comportamiento de la mampostería antes de que se produzca el primer agrietamiento diagonal.

Después del agrietamiento diagonal existe una importante distribución de esfuerzos, y el puntal de compresión de la mampostería incrementa significativamente las demandas de flexión pero principalmente de cortante en los extremos de los castillos. Este incremento en fuerza cortante puede producir la falla del castillo en la esquina, dando lugar a una reducción drástica de la capacidad resistente del muro. Si la sección y armado del castillo en su parte inferior y superior es capaz de resistir esta fuerza cortante, el muro confinado puede soportar cargas laterales adicionales que provocan generalmente la formación de nuevas grietas con inclinaciones menores que la diagonal. Esto da lugar a un modo de falla, en el cual el sistema puede idealizarse como dos bloques rígidos de muro que actúan sobre dos tramos cortos de los castillos. En este sistema idealizado, la fuerza lateral es resistida en parte por fricción y anclaje mecánico a lo largo de la grieta y en parte por la resistencia a cortante de los castillos en los extremos de la grieta. La falla puede ocurrir nuevamente por cortante en los castillos, o si estos tienen resistencia suficiente en cortante existe reserva de carga importante hasta que los dos tramos cortos de los castillos lleguen a articularse, y el conjunto es capaz de soportar deformaciones muy grandes.

Se debe estar consciente que la función principal de los castillos no es incrementar la capacidad máxima del muro ante cargas laterales, sino la de aumentar su capacidad de deformación y la de postergar y disminuir la degradación de resistencia.

La falla por flexión del conjunto ocurre si el refuerzo longitudinal del castillo de tensión es escaso y la carga vertical no muy alta; el comportamiento es en este caso similar al de un elemento subreforzado de concreto. Las grietas de flexión se prolongan a lo largo de casi toda la sección, la rigidez disminuye en forma progresiva y finalmente ocurre la fluencia del refuerzo de tensión, lo cual limita prácticamente la resistencia a cargas laterales del muro (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 73-75).

TRABAJA CON
FALLA DE ORIGEN

La presencia de carga vertical aumenta la rigidez y la resistencia. En muchos de los ensayos en voladizo realizados en el instituto de ingeniería de la UNAM se aplicaron diversos niveles de carga vertical constante a los muros.

En todos los casos la presencia de carga vertical aumentó la resistencia a cargas laterales, con respecto a la de un muro idéntico ensayado sin carga vertical.

Se observó que el incremento de resistencia era aproximadamente lineal con el nivel de carga vertical aplicado, y que no había diferencia notable por efecto del tipo de estructuración o del tipo de falla.

Se aprecia cómo para la carga de agrietamiento este incremento es más uniforme que para la carga máxima, y esta definido aproximadamente por la expresión:

$$V_w = V_o + 0.4W$$

Donde :

V_o fuerza cortante que causa el agrietamiento del muro sin carga vertical

V_w fuerza que resiste el muro cuando esta sujeto a carga vertical W

W carga vertical

En cuanto a la carga máxima el incremento es más variable, pero puede afirmarse que es del mismo orden que para la grieta de agrietamiento.

En el caso de muros diafragma, la curva carga-deformación se caracteriza por tener una zona inicial de rigidez alta, seguida por una reducción en rigidez correspondiente al surgimiento de una separación entre el muro y el marco en dos de las esquinas. El siguiente punto característico es una disminución brusca de la rigidez, correspondiente a la formación de una grieta diagonal que se abre ya sea en las juntas o atravesando las piezas; casi inmediatamente la carga vuelve a incrementarse hasta llegar a un valor máximo que puede ser bastante mayor que el de agrietamiento; después la carga se mantiene en niveles muy cercanos a la carga máxima para deformaciones relativamente grandes.

En forma análoga al caso de la mampostería confinada, hasta la carga de agrietamiento diagonal, la posible reserva de carga y en parte también la ductilidad, sí dependen del marco, especialmente de la resistencia en cortante de las esquinas, ya que si ésta es baja, la grieta diagonal se prolonga rápidamente en el marco y la carga no aumenta apreciablemente, mientras que si la esquina del marco es resistente, se tiene un incremento muy apreciable de carga hasta que ocurre la falla de aplastamiento local en la mampostería (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 75-76).

En ensayos de voladizo de marcos diafragma, si la columna de tensión del marco tiene refuerzo suficiente para que no haya problemas de flexión, el comportamiento es cualitativamente similar al observado en ensayos de compresión diagonal. Las características del marco tienen poca influencia hasta que se produce el agrietamiento diagonal; después, la posibilidad de que se presente una falla por cortante en los castillos determina la reserva de carga arriba de la de agrietamiento y la magnitud de las deformaciones laterales que puede aceptar el conjunto antes de la falla.

Como se puede ver, una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos:

- 1) Carga vertical debida al peso de las losas, de las cargas vivas y a su peso propio.
- 2) Fuerzas cortantes y momentos de volteo (flexión) originados por las fuerzas de inercia durante un sismo.
- 3) Empujes normales al plano de los muros que pueden ser causados por empuje de viento, tierra o agua, así como por fuerzas de inercia cuando el sismo actúa normal al plano del muro.

Ante las acciones mencionadas anteriormente, puede ocurrir la falla de la mampostería, por lo que es conveniente conocer el comportamiento y los tipos de falla que se pueden presentar en ellas independientemente de la existencia o no del refuerzo (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 93).

La falla por carga axial es muy poco probable que ocurra debido a que el área de los muros es grande; podría ocurrir si las piezas son de muy mala calidad, o por que han perdido capacidad de carga por efecto del interperismo. Se identifica esta falla por que el material literalmente se aplasta cuando es de baja calidad, o si es de buena calidad, aparecen varias grietas verticales.

La falla por flexión se produce cuando se alcanza el esfuerzo resistente en tensión de la mampostería, el cual es muy bajo y puede ocurrir en el plano del muro o perpendicular a éste. La flexión en el plano del muro es grave cuando no hay acero de refuerzo; al haber refuerzo, éste toma los esfuerzos de tensión que la mampostería no es capaz de soportar. Cuando existen problemas de flexión en el plano del muro, estos se identifican mediante grietas horizontales que se forman en los extremos del muro, siendo mayores las grietas en la parte inferior y disminuyendo en longitud en la altura del muro. Es raro que en una estructura se tengan problemas por flexión por que la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos (volteo), o por que lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos del muro.

TECIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para alcanzar la falla debido a un esfuerzo cortante es necesario que no se alcance la de flexión en primera instancia; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe carga vertical sobre el muro que contrarresta el efecto de la flexión, o en muros de gran longitud, o se tiene suficiente refuerzo vertical. Se identifican dos formas de falla en cortante: en una de ellas la grieta es diagonal que corre solamente a través de las juntas de mortero (escalerilla), a esta se le conoce como falla por cortante; mientras que si la grieta es casi recta rompiendo las piezas, se dice que la falla es por tensión diagonal. En caso de falla este último tipo implicaría la sustitución del material por uno más resistente; mientras que si la falla de la mampostería es por las juntas del mortero, es posible incrementar sustancialmente su resistencia.

3.2.1.1 Influencia cualitativa de otras variables

En un muro que soporta tanto cargas verticales y laterales, la falla se inicia por agrietamiento horizontal en la base (flexión), presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las cargas. El tener carga vertical aumenta apreciablemente la resistencia al primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la capacidad de deformación del muro. El agrietamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos del muro y la carga vertical sobre el mismo.

Los aplastados de buena calidad (que contengan cemento) contribuyen en forma importante a la resistencia del muro, principalmente porque ayudan a redistribuir los esfuerzos. También se ha observado que el confinamiento exterior del muro (dadas y castillos) no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí la resistencia y capacidad de deformación en la falla; tampoco el refuerzo colocado en el interior de las piezas aumenta la resistencia al agrietamiento, pero el refuerzo horizontal colocado entre las juntas del mortero, tanto en muros confinados como con refuerzo interior, ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro, evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior .

Ya sea por flexión o por cortante, se producen aplastamientos y desprendimientos locales en los extremos de los muros para etapas cercanas a la falla, dichos aplastamientos son debidos a la gran expansión lateral que tiene el mortero para altos niveles de esfuerzos, lo que produce tensiones en las piezas.

Lo comentado en los párrafos anteriores es para hacer resaltar que todo tipo de refuerzo trabaja a su plena capacidad después que se daña la mampostería; y que la presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro, sino que ésta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior que éste tenga, y que pueda hacer que el muro resista cargas similares o mayores a la de agrietamiento (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1999 : 97).

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 4

CRITERIOS Y PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Primeramente haremos mención en este capítulo llamado Criterios y Procedimientos de diseño, que hablaremos principalmente de los muros confinados reforzados con dadas y castillos. También aclararemos que los criterios y procedimientos fueron tomados del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán que son una clara copia de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal (NTC-95), por lo que haremos referencia a una y a otra.

4.1 Criterios de diseño

4.1.1 Resistencia en compresión de las piezas

La resistencia en compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma C36.

Para diseño se empleará un valor de 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 (NTC, 1995: 11).

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

4.1.2 Resistencia en compresión de los morteros

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

- a) Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm².
- b) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.
- c) La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C61.
- d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable (NTC . 1995 : 11).

Tabla 4.1 características de algunos proporcionamientos recomendados

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 ¼	No menos de 2.25 ni más de 5 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a ½	---		
II	1	---	¼ a ½		75
	1	½ a 1	---		
III	1	---	½ a ¼		40

(NTC , 1995 : 11)

* El volumen de arena se medirá en estado suelto.

4.1.3 Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan las especificaciones NOM B6 y NOM B294, por malla de acero que cumpla con la especificación B290 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma NOM B72, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumpla con la norma NOM B-456. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Departamento su eficiencia como refuerzo estructural.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como esfuerzo de diseño, f_y 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.

4.1.4 Mampostería

4.1.4.1 Resistencia a compresión de la mampostería

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 sobrepuestas. La relación altura espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 5 ; las pilas se ensayaran 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 (NOM C83).

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

Tabla 4.2 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	1.05

(NTC . 1995 : 11)

Para esbelteces intermedias se interpolará linealmente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La resistencia de diseño se calculara como :

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5c_m}$$

En que :

\bar{f}_m es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregida por la 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 por lo menos 3 lotes diferentes del mismo producto.

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

1. Para bloques y tabique de concreto con relación altura a espesor no menor que un medio, y con $f_p^* \leq 200 \text{ kg/cm}^2$, la resistencia de diseño a compresión será la que indica la tabla siguiente, si se comprueba que las piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificado.

Tabla 4.3 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de concreto (f_m^* sobre área bruta)

f_p^* en kg/cm^2	f_m^* en kg/cm^2		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	15	10	10
50	25	20	20
75	40	35	30
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

(NTC . 1995 : 12)

Para valores intermedios se interpolará linealmente.

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

Tabla 4.4 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

(NTC, 1995 : 12)

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:

Tabla 4.5 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	20	15	15
Tabique de concreto ² ($f_p^* > 80 kg/cm^2$)	20	15	15
Tabiques con huecos verticales ¹ ($f_p^* > 120 kg/cm^2$)	40	40	30

(NTC, 1995 : 13)

- 1 La relación área neta-bruta no será menor de 0.45.
- 2 Fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de $1500 kg/m^3$

- d) **Resistencia en compresión de mampostería con refuerzo interior.** Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos especificados en 3.4(NTC), se tomará para f_m^* el valor que corresponde a mampostería sin refuerzo, incrementado en 25% pero no en mas de $7 \text{ kg} / \text{cm}^2$.
- e) **Resistencia en compresión de muros confinados.** Para muros reforzados con dalas y castillos que cumplan los requisitos de 3.3(NTC), el esfuerzo resistente en compresión, f_m^* , calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en $4 \text{ kg} / \text{cm}^2$.

4.1.4.2 Esfuerzo cortante resistente de diseño

La resistencia a fuerza cortante de muros de mampostería según se calcula en inciso 4.4 que se encuentra mas adelante, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño, v^* , el cual se tomará de la tabla siguiente:

Tabla 4.6 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 ($f_p^* > 80 \text{ kg} / \text{cm}^2$)	I	3
	II y III	2
Tabique hueco de barro ²	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5

(NTC . 1995 : 13)

- 1 Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos fijados en 2.1(NTC), cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.8\sqrt{f_m^*}$, se tomará este último valor como v^* .
- 2 Tabique de barro con perforaciones verticales con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45.

TECIS CON
FALLA DE ORIGEN

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 someténdolos a una carga de compresión a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará 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 :

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5c_v}$$

En que :

- \bar{v} es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados
- c_v es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes 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 metros.

4.1.4.3 Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6f_m^*$.

El esfuerzo actuante se calculará con las cargas de diseño.

4.1.4.4 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 refuerzo necesario.

4.1.4.5 Modulo 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 :

$$E = 800f_m^* \text{ para cargas de corta duración (NTC - 95)}$$

$$E = 350f_m^* \text{ para cargas sostenidas (NTC - 95)}$$

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

$$E = 600f_m^* \text{ para cargas de corta duración (NTC - 95)}$$

$$E = 350f_m^* \text{ para cargas sostenidas (NTC - 95)}$$

4.1.4.6 Modulo cortante

El modulo cortante de la mampostería se tomará como:

$$G = 0.3E \quad \text{---- Ecuación 4.1}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2 Procedimiento de diseño

4.2.1 Análisis

4.2.1.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas en los muros se hará en general por medio de un 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 la secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

4.2.1.2 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.

- a) Los momentos 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.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en los muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad \text{--- Ecuación 4.2}$$

donde 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_p , recomendados en el caso I del inciso 4.3.2, cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- a) 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.
- b) 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.

4.2.1.3 Análisis por cargas laterales

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base a 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 vertical 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-1995, cuando se cumplan los requisitos especificados en la sección 2 de las normas citadas y que son las 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 longitud y ancho de la planta del edificio no exceda 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 dimensión mínima de la base del edificio no exceda 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 $(1.33L/H)^2$.

4.3 Resistencia de muros ante cargas verticales

4.3.1 Formula general

La carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \quad \text{---- Ecuación 4.3}$$

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 (NTC-95) 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 el inciso 4.3.2 de este capítulo
- A_T es el área de la sección transversal del muro

4.3.2 Factor de reducción por excentricidad y esbeltez

- I. Cuando se cumplan los requisitos especificados en los incisos a), b) y c) del inciso 4.2.1.2, podrá tomarse F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieran en más de 50%, y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas 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:

$$F_E = (1 - 2e' / t) [1 - (\frac{H'}{30t})^2] \quad \text{----- Ecuación 4.4}$$

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

4.3.3 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales o contrafuertes o a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E calculado con la ec. 4.2.1 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:

Tabla 4.7 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

(NTC . 1995 : 17)

4.3.4 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas o del refuerzo interior se considerará mediante los incrementos en el esfuerzo resistente en compresión, f_m^* , de la mampostería permitidos según los incisos 4.1.4.1 d) y e) de las 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 a 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 refuerzo únicamente.
- Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003
- A menos que ensayos en las 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

$$\left[1 - \left(\frac{H}{30t}\right)^2\right], \text{ según el inciso 4.3.2.}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.4 Resistencia de muros a cargas laterales

4.4.1 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 4.2.1.3, la revisión podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante.

4.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

- a) Para muros diafragma

$$V_R = F_p(0.85v^* A_r) \quad \text{---- Ecuación 4.5}$$

- b) Para otros muros

$$V_R = F_p(0.5v^* A_r + 0.3P) \leq 1.5F_p v^* A_r \quad \text{---- Ecuación 4.6}$$

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 4.4.2

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

- 0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior, según se definen en el capítulo 3 (NTC-95).
 0.4 para muros no confinados ni reforzados

CAPÍTULO 5

CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE

A continuación presentaremos las características y los datos del inmueble que presentaremos en este trabajo.

Es una construcción para vivienda, tomado el modelo de los edificios del Infonavit Patria cuarta etapa de la ciudad de Uruapan Michoacán, que cuenta con tres niveles, pero para nuestro caso decidimos aumentar a 4 niveles idénticos. Son dos departamentos por planta, cada departamento cuenta con dos recamaras, una sala comedor, un baño, una cocina y un patio de servicio.

La construcción esta ubicada en zona de terreno compresible, es una estructura del grupo "B" por ser construcción cuya falla ocasionará pérdidas de magnitud intermedia, como es el caso de edificios y casas para habitación privada, según RCEM 1990.

El terreno de cimentación es tipo II, que es el suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas, limos de mediana o alta compacidad, arcillas preconsolidadas de compacidad media o suelos de características semejantes, y se encuentra en la zona sísmica B por encontrarse en esa zona de regionalización sísmica del estado de Michoacán.

A continuación presentaremos el coeficiente sísmico según el reglamento de construcción del estado del Estado de Michoacán (RCEM).

Tabla 5.5 Coeficiente sísmico (c) para construcciones en distintas zonas sísmicas del Estado de Michoacán.

Zona sísmica	Terreno de cimentación	C
B	I	0.16
	II	0.20
	III	0.24
C	I	0.24
	II	0.30
	III	0.36
D	I	0.48
	II	0.56
	III	0.64

(RCEM : 1990 : 300)

Para este caso correspondería a $c = 0.20$, por estar en la zona sísmica B y terreno de cimentación II.

Para el factor de ductilidad utilizaremos $Q=2$, por que para este caso se incluyen las construcciones soportadas por muros de mampostería de piezas macizas confinados por dalas, castillos (RCEM).

La altura libre de entrepiso es de 2.35m.

La altura a ejes es de 2.50m.

Los muros utilizados son de tabique rojo de barro recocido de espesor de 13cm., reforzado con dalas y castillos. Las dalas son de 13x20 y 18x20 cm. reforzadas con 4 varillas del #3 con E #2 @ 20 cm. los castillos son de 13x13 y 13x18 cm reforzados con 4 varillas del #3 con E #2 @ 20 cm.

El concreto utilizado es de 200 kg/cm^2 . por lo que:

$$f_c^* = 0.8(f_c) = 0.8 * 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85f_c^* = 0.85(160) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

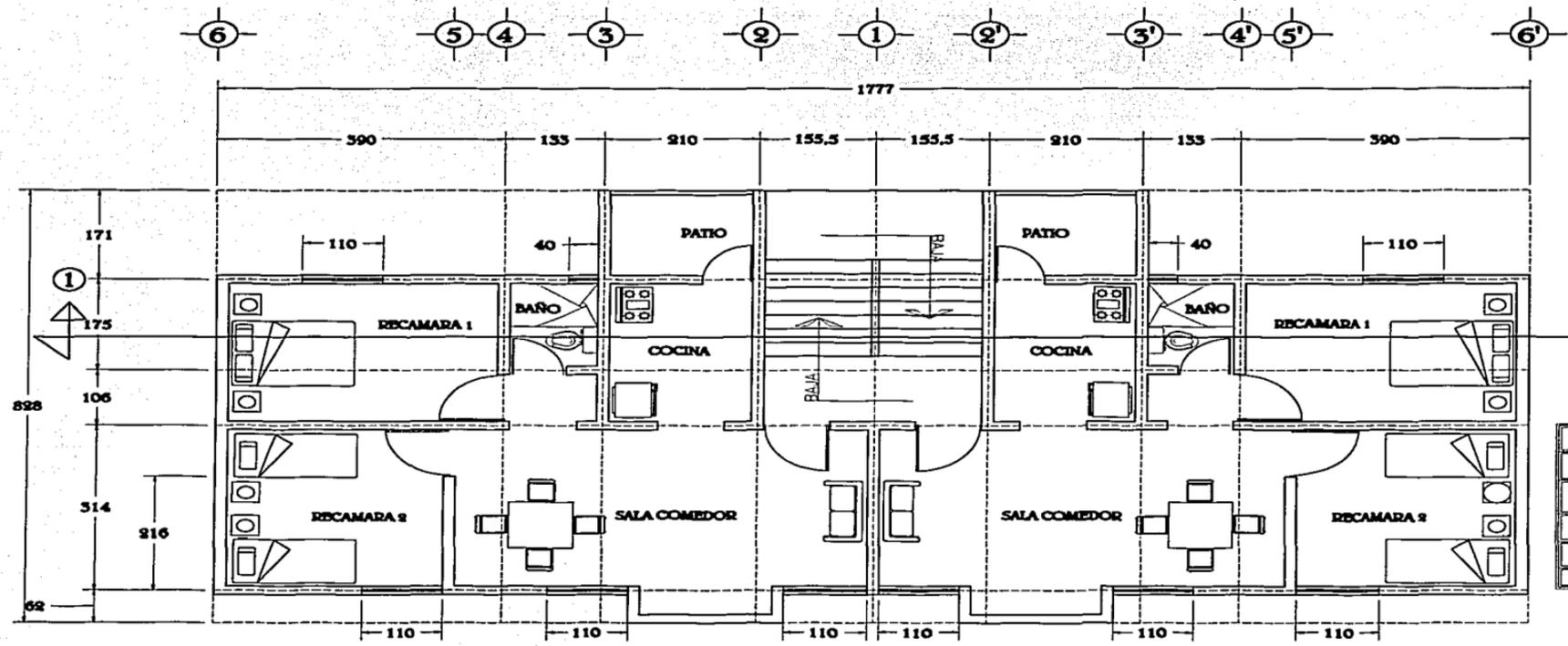
ESPESOR DE LOS MUROS	ESPESOR DEL APLANADO POR CADA LADO	ESPESOR TOTAL
13cm	1.5cm	16cm
18cm	1.5cm	21cm

El área de losa en cada nivel es de 133 m^2 . no consideramos los 25 cm de marquesina que tiene la azotea en todo su alrededor.

La longitud de muros por planta es de 74.6 m . y es igual para todos los niveles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

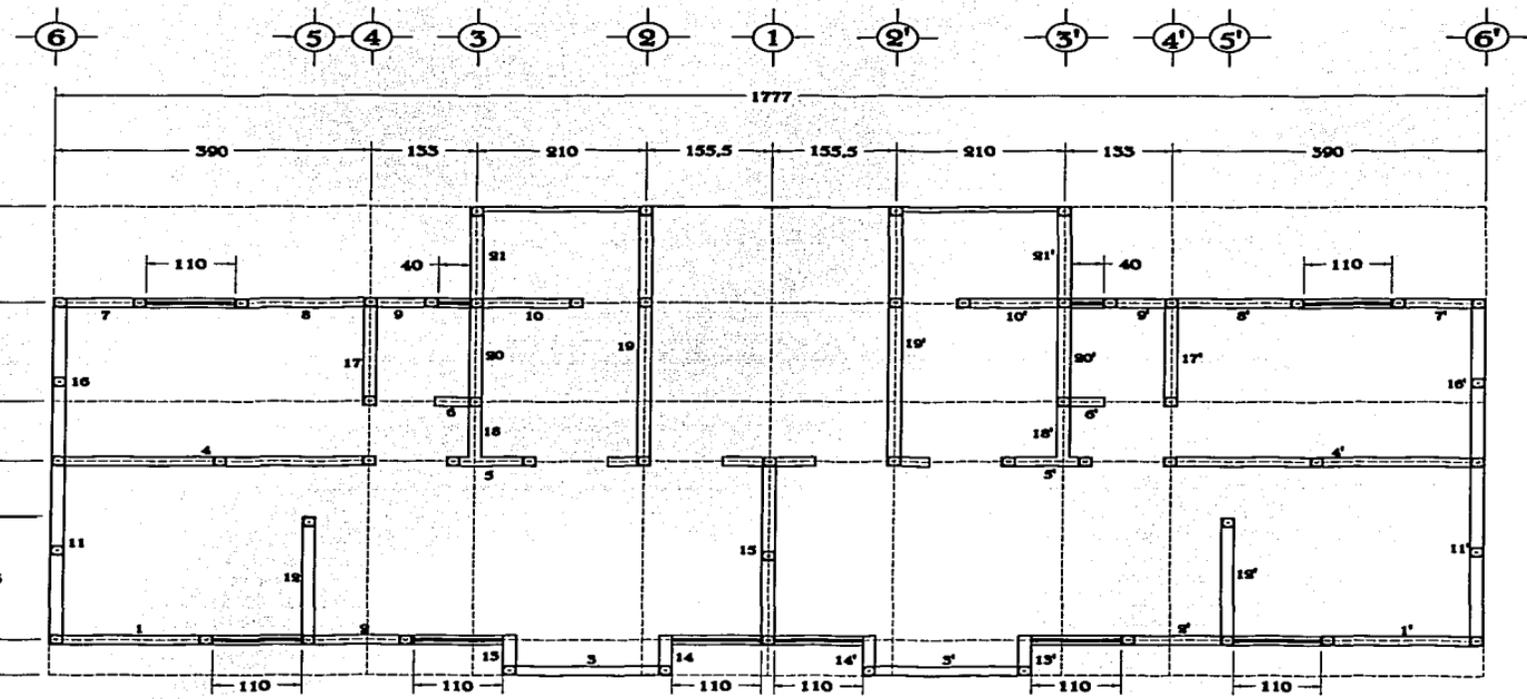
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



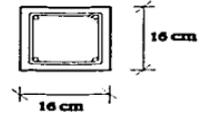
UNIVERSIDAD DON VASCO
TESIS PROFESIONAL
"Análisis y diseño estructural para edificio de mampostería"
Planta arquitectónica
Diseño: Rogelio A. Mercado Ortíz
Cotas en cms.

PLANTA

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



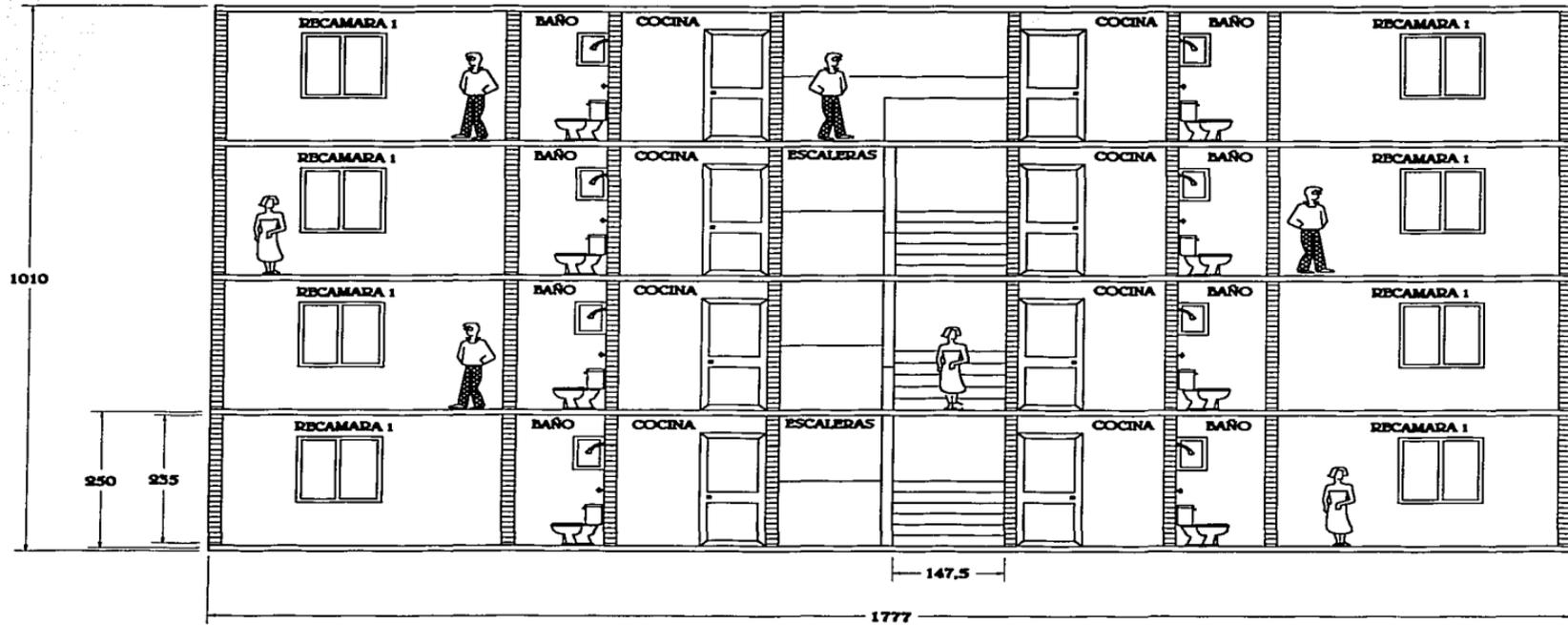
Castillo



4 var. # 3 y Estribos # 2

UNIVERSIDAD DON VASCO
TESIS PROFESIONAL
"Análisis y diseño estructural para edificio de mampostería"
Planta estructural
Realizó: Rogelio A. Mercado Olivos
Cooperó en cm.

PLANTA

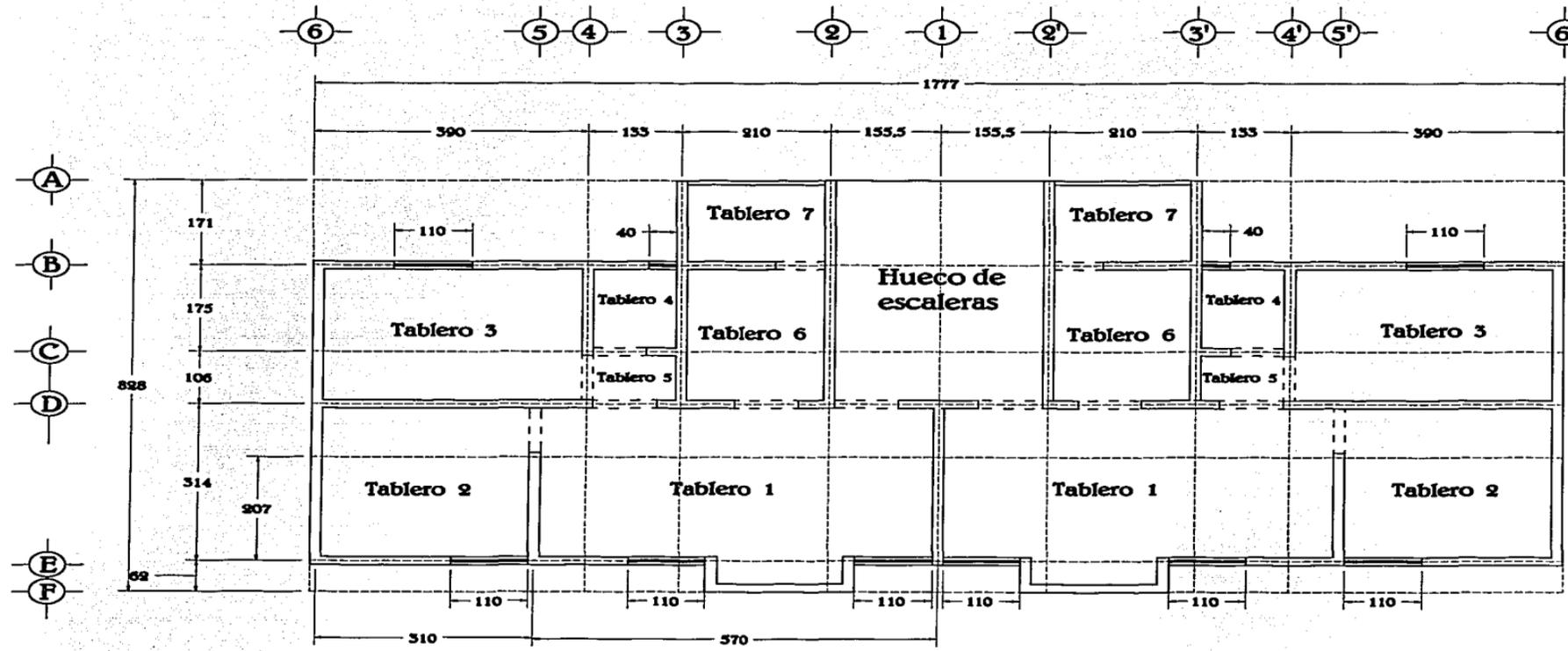


SECCIÓN ① — ①'

UNIVERSIDAD DON VASCO
TESIS PROFESIONAL
"Análisis y diseño estructural para edificio de mampostería"
Corte longitudinal
Realizó : Rogelio A. Mercado Olivares
Cotas en c.m.a.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN
 proyecto con



Simbología:

- Muros de carga
- Ventana
- Cerramiento

UNIVERSIDAD DON VASCO
TESIS PROFESIONAL
"Análisis y diseño estructural para edificio de mampostería"
Tableros (losas)
Realizó: Rogelio A. Mercado Ojvos
Cotas en cms.

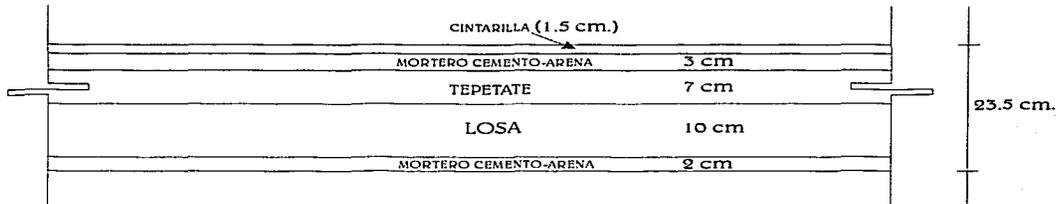
PLANTA

CAPÍTULO 6

DISEÑO DE LOSAS

6.1 Análisis de cargas

Losa de azotea (peralte propuesto de 10 cm.)



Losa:	$0.10(2.4) =$	0.240 ton/m^2
Mortero:	$0.05(2.1) =$	0.105 ton/m^2
Tepetate:	$0.07(1.95) =$	0.137 ton/m^2
Cintarilla:	$0.015(2.1) =$	0.031 ton/m^2
Carga adicional por losa:	$=$	0.020 ton/m^2
Carga adicional por mortero:	$=$	0.020 ton/m^2
Carga muerta	$=$	0.55 ton/m^2

Por lo tanto la carga muerta para la losa de azotea es de 550 kg/m^2

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

Losa de entrepiso (peralte propuesto de 10 cm.)



Losa:	$0.10(2.4) =$	0.240 ton/m^2
Mortero:	$0.04(2.1) =$	0.084 ton/m^2
Cintarilla:	$0.015(2.1) =$	0.031 ton/m^2
Carga adicional por losa:	$=$	0.020 ton/m^2
Carga adicional por mortero:	$=$	0.020 ton/m^2
Loseta vinílica:	$=$	0.015 ton/m^2
Carga muerta =		0.41 ton/m^2

Por lo tanto la carga muerta para losa de entrepiso es de 400 kg/m²

6.2 Cálculo del peralte

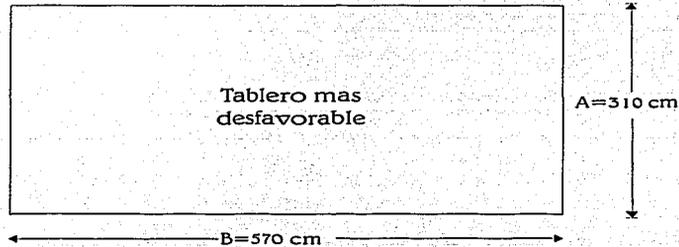
Peralte mínimo por deflexiones (NTC-95)

Se puede omitir el cálculo de deflexiones en la losa si se cumple que el peralte efectivo no sea menor a :

$$d_{\min} \geq \frac{\text{Perímetro}}{270} \quad \text{Para concreto clase 1 y } f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$$

Para obtener el perímetro anterior se deben incrementar los lados discontinuos de la losa en 50% y 25% si los apoyos no son monolíticos y monolíticos respectivamente.

Para este caso los apoyos son monolíticos por lo que tenemos que aumentar 25% el perímetro en los lados discontinuos.



$$d_{\min} \geq \frac{2(310) + 570 + 1.25(570)}{270} = 7.046 \text{ cm}$$

Cuando $f_s > 2000 \text{ kg/cm}^2$ y $w > 380 \text{ kg/m}^2$, el peralte mínimo debe incrementarse por el siguiente factor.

$$\text{factor} = 0.034 \sqrt[4]{f_s(w)}$$

Donde :

w = Carga en condiciones de servicio, que para este caso es de 570 kg/m^2 , que es mayor a 380 kg/m^2

f_s = Esfuerzo del acero en condiciones de servicio ($0.6 f_y$) que es igual a 2520 kg/m^2 y que es mayor a 2000 kg/m^2 .

Sustituyendo:

$$\text{factor} = 0.034 \sqrt[4]{2520(570)} = 1.17822$$

$$d_{\min} \geq (7.046 \text{ cm.})(1.17822) = 8.3 \text{ cm}$$

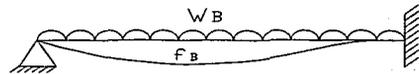
por lo tanto el peralte lo dejamos de 10 cm .

TFSIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.3 Diseño de losas de entrepiso (Método igualación de flechas)

Para el diseño de losas se pretendía diseñar con el método de coeficientes, pero por el tipo de tableros que tiene este edificio no cumplía con algunas restricciones, pero se decidió diseñar por el método de igualación de flechas.

El método de igualación de flechas también llamado de las rigideces relativas fue propuesto por H. Marcus en 1924, y se basa en la suposición de que en una losa rectangular cargada uniformemente, las deflexiones de dos franjas de un metro de ancho perpendicularmente entre si y paralelas a los bordes son iguales en el centro de la losa. A partir de esta suposición, se puede obtener la fracción de carga total que se transmite en cada dirección, para posteriormente analizar y diseñar vigas de ancho unitario.



$$w = w_A + w_B \quad , \quad f_A = f_B$$

De mecánica de materiales la flecha vale:

$$f_A = \frac{(w_A)(A^4)}{185(E)(I)} \quad ; \quad f_B = \frac{(w_B)(B^4)}{185(E)(I)}$$

igualando:

$$\frac{(w_A)(A^4)}{185(E)(I)} = \frac{(w_B)(B^4)}{185(E)(I)} \quad , \quad w_A A^4 = w_B B^4 \quad \text{----- ecuación 6.1}$$

$w_A = w - w_B$ sustituyendo en ecuación 1

$$(w - w_B)A^4 = w_B B^4 \quad , \quad wA^4 - w_B A^4 = w_B B^4 \quad , \quad wA^4 = w_B A^4 + w_B B^4$$

$$wA^4 = w_B(A^4 + B^4) \quad , \quad w_B = \frac{wA^4}{A^4 + B^4} \quad ,$$

dividiendo el termino de la derecha entre B^4 y haciendo $m = \frac{A}{B}$:

$$w_B = \frac{m^4}{m^4 + 1}(w) \quad \text{----- ecuación 6.2}$$

Obtención de w_A :

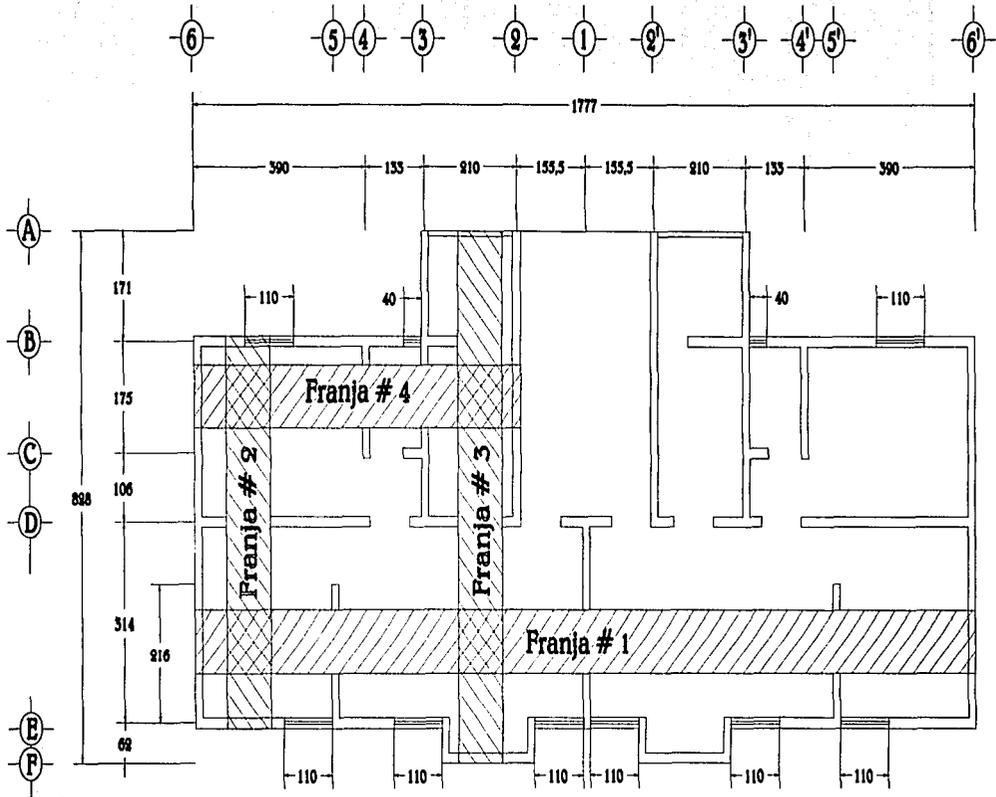
$w_B = w - w_A$. sustituyendo en la ecuación 1

$$w_A A^4 = (w - w_A) B^4, \quad w_A A^4 = w B^4 - w_A B^4, \quad w_A A^4 + w_A B^4 = w B^4,$$

$$w_A = \frac{B^4}{A^4 + B^4}(w), \quad \text{dividiendo entre } B^4 :$$

$$w_A = \frac{1}{m^4 + 1}(w) \quad \text{----- ecuación 6.3}$$

6.4 Croquis de las franjas



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PLANTA

Del análisis de cargas :

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta de losa de entrepiso} &= 400 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Carga viva (RCEM) casa habitación} &= 170 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga total} = 570 \text{ kg/m}^2$$

A continuación sacaremos la carga uniformemente distribuida para las vigas o franjas de 1m de ancho.

Franja #1

Esta franja incluye los tableros 2, 1, 1', 2'.

Tablero 2

Dirección corta (ecuación 6.3)

$$w_A = \frac{1}{m^4 + 1} (w) \qquad m = \frac{A}{B} = \frac{3.10}{3.15} = 0.984$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{1}{(0.984)^4 + 1} (0.570) = 0.294 \text{ ton/m}$$

Tablero 1

Dirección larga (ecuación 6.2)

$$w_B = \frac{m^4}{m^4 + 1} (w) \qquad m = \frac{A}{B} = \frac{3.15}{5.70} = 0.552$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{(0.552)^4}{(0.552)^4 + 1} (0.570) = 0.0484 \text{ ton/m}$$

Por simetría los dos tableros que nos faltan son iguales a los anteriores.

Franja #2

Esta franja incluye los tableros 2 y 3.

Tablero 2

Dirección larga (ecuación 6.2)

$$w_B = \frac{m^4}{m^4 + 1} (w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{3.10}{3.15} = 0.984$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{(0.984)^4}{(0.984)^4 + 1} (0.570) = 0.276 \text{ ton/m}$$

Tablero 3

Dirección corta (ecuación 6.3)

$$w_A = \frac{1}{m^4 + 1} (w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{2.80}{3.82} = 0.733$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{1}{(0.733)^4 + 1} (0.570) = 0.442 \text{ ton/m}$$

Franja #3

Esta franja incluye los tableros 1, 6 y 7.

Tablero 1

Dirección corta (ecuación 6.3)

$$w_A = \frac{1}{m^4 + 1}(w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{3.15}{5.70} = 0.552$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{1}{(0.552)^4 + 1}(0.570) = 0.52 \text{ ton/m}$$

Tablero 6

Dirección larga (ecuación 6.2)

$$w_B = \frac{m^4}{m^4 + 1}(w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{2.10}{2.80} = 0.75$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{(0.75)^4}{(0.75)^4 + 1}(0.570) = 0.137 \text{ ton/m}$$

Tablero 7

Dirección corta (ecuación 6.3)

$$w_A = \frac{1}{m^4 + 1}(w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{1.70}{2.10} = 0.81$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{1}{(0.81)^4 + 1}(0.570) = 0.52 \text{ ton/m}$$

Franja #4

Esta franja incluye los tableros 3, 4 y 6.

Tablero 3

Dirección larga (ecuación 6.2)

$$w_B = \frac{m^4}{m^4 + 1} (w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{2.80}{3.90} = 0.718$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{(0.718)^4}{(0.718)^4 + 1} (0.570) = 0.119 \text{ ton/m}$$

Tablero 4

Dirección corta (ecuación 6.3)

$$w_A = \frac{1}{m^4 + 1} (w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{1.35}{1.75} = 0.771$$

sustituyendo:

$$w_A = \frac{1}{(0.771)^4 + 1} (0.570) = 0.421 \text{ ton/m}$$

Tablero 4

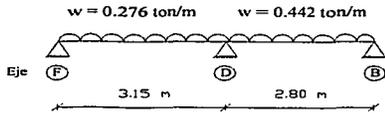
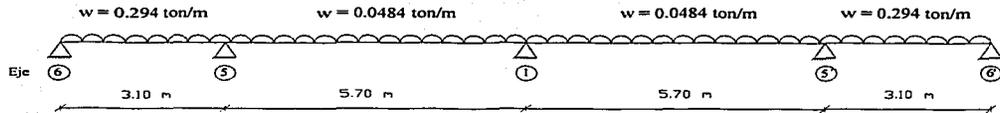
Dirección corta (ecuación 6.3)

$$w_A = \frac{1}{m^4 + 1} (w) \quad m = \frac{A}{B} = \frac{2.10}{2.80} = 0.75$$

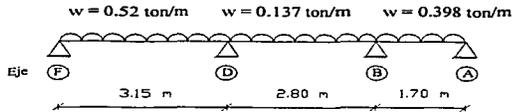
sustituyendo:

$$w_A = \frac{1}{(0.75)^4 + 1} (0.570) = 0.433 \text{ ton/m}$$

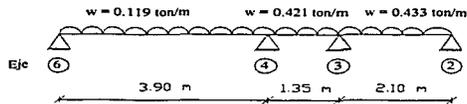
Franja #1



Franja #2



Franja #3



Franja #4

Para resolver las vigas y saber sus momentos maximos y minimos se utilizo el programa STAAD III.

Calculo de acero para las vigas.

Viga # 1

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm.} & f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 10 \text{ cm.} & f^*c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f''c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$Mu(+)$ = 0.35 ton-m.

$Mu(+)$ = 35000 kg-cm

$$\ell_{\min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$\ell_{nec} = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] \quad \ell_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{70000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.000936$$

$\ell_{nec} < \ell_{\min}$, por lo tanto se utilizara el ℓ_{\min} .

$$As = \ell(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

$Mu(-)$ = 0.31 ton-m.

$Mu(-)$ = 31000 kg-cm

$$\ell_{\min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$\ell_{nec} = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] \quad \ell_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{62000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.000828$$

$\ell_{nec} < \ell_{\min}$, por lo tanto se utilizara el ℓ_{\min} .

$$As = \ell(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

Viga # 2

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm.} & f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 10 \text{ cm.} & f^*c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f'c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$Mu(+) = 0.37 \text{ ton-m.}$

$Mu(+) = 37000 \text{ kg-cm}$

$$\ell_{min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$\ell_{nec} = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] \quad \ell_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{74000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.00099$$

$\ell_{nec} < \ell_{min}$, por lo tanto se utilizara el ℓ_{min} .

$$As = \ell(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

$Mu(-) = 0.54 \text{ ton-m.}$

$Mu(-) = 54000 \text{ kg-cm}$

$$\ell_{min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$\ell_{nec} = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] \quad \ell_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{108000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.00145$$

$\ell_{nec} < \ell_{min}$, por lo tanto se utilizara el ℓ_{min} .

$$As = \ell(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

Viga # 3

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm.} & f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 10 \text{ cm.} & f^*c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f''c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Mu(+) = 0.24 ton-m.

Mu(+) = 24000 kg-cm

$$l_{\min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$l_{nec} = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] \quad l_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{48000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.000639$$

$l_{nec} < l_{\min}$, por lo tanto se utilizara el l_{\min} .

$$A_s = \ell(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

Mu(-) = 0.24 ton-m.

Mu(-) = 24000 kg-cm

$$l_{\min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$l_{nec} = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] \quad l_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{48000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.000639$$

$l_{nec} < l_{\min}$, por lo tanto se utilizara el l_{\min} .

$$A_s = \ell(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Viga # 4

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm.} & f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 10 \text{ cm.} & f^*c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f''c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$Mu(+) = 0.24 \text{ ton-m.}$

$Mu(+) = 24000 \text{ kg-cm}$

$$l_{min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$l_{nec} = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_p b d^2 f''c}} \right] \quad l_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{48000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.000639$$

$l_{nec} < l_{min}$. por lo tanto se utilizara el l_{min} .

$$A_s = l(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

$Mu(-) = 0.24 \text{ ton-m.}$

$Mu(-) = 24000 \text{ kg-cm}$

$$l_{min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4200} = 0.00263$$

$$l_{nec} = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_p b d^2 f''c}} \right] \quad l_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{48000}{0.9(100)(10^2)(170)}} \right] = 0.000639$$

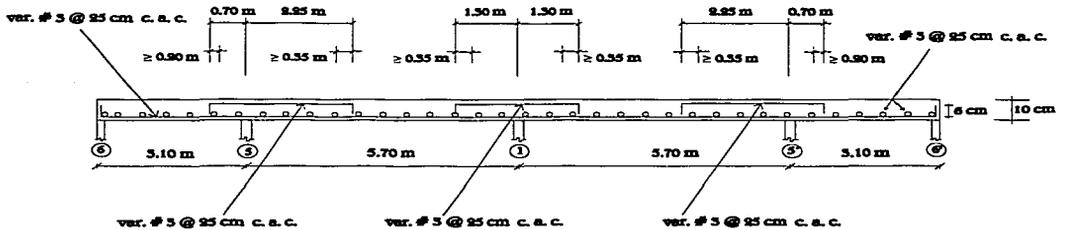
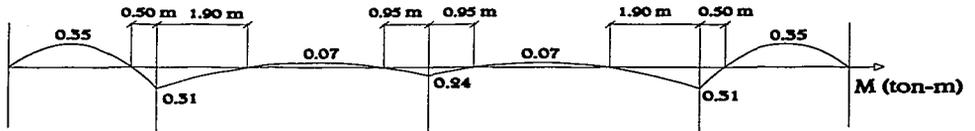
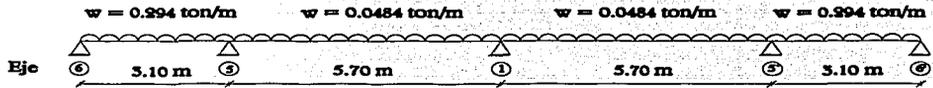
$l_{nec} < l_{min}$. por lo tanto se utilizara el l_{min} .

$$A_s = l(b)(d) = 0.00263(100)(10) = 2.63 \text{ cm}^2 \quad S = 100(0.71)/2.63 = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizara var. # 3 @ 25 cm. centro a centro.

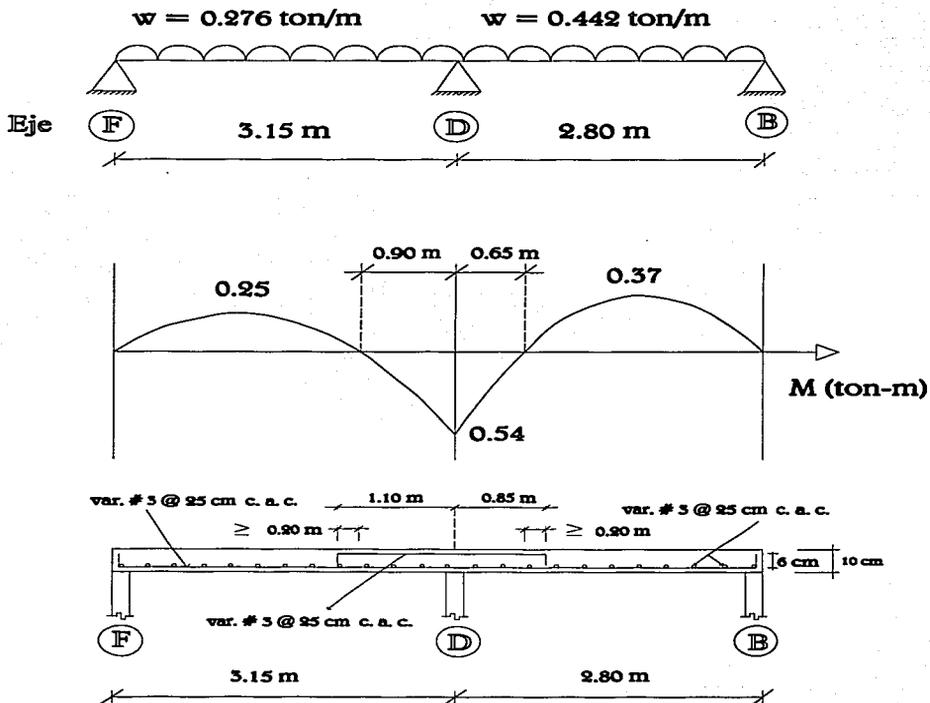
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Franja #1



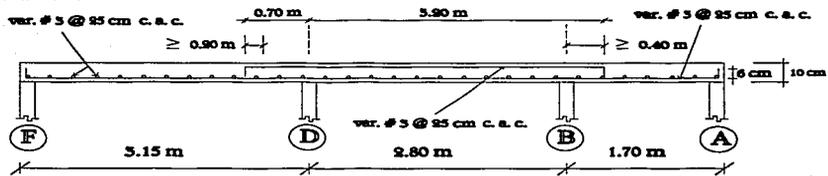
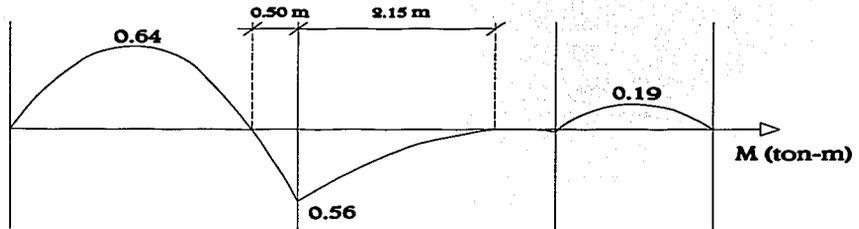
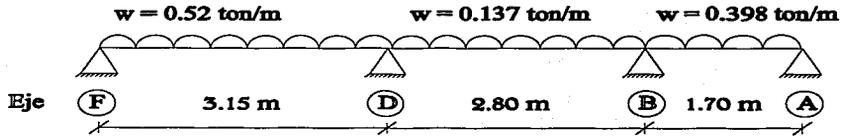
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Franja #2



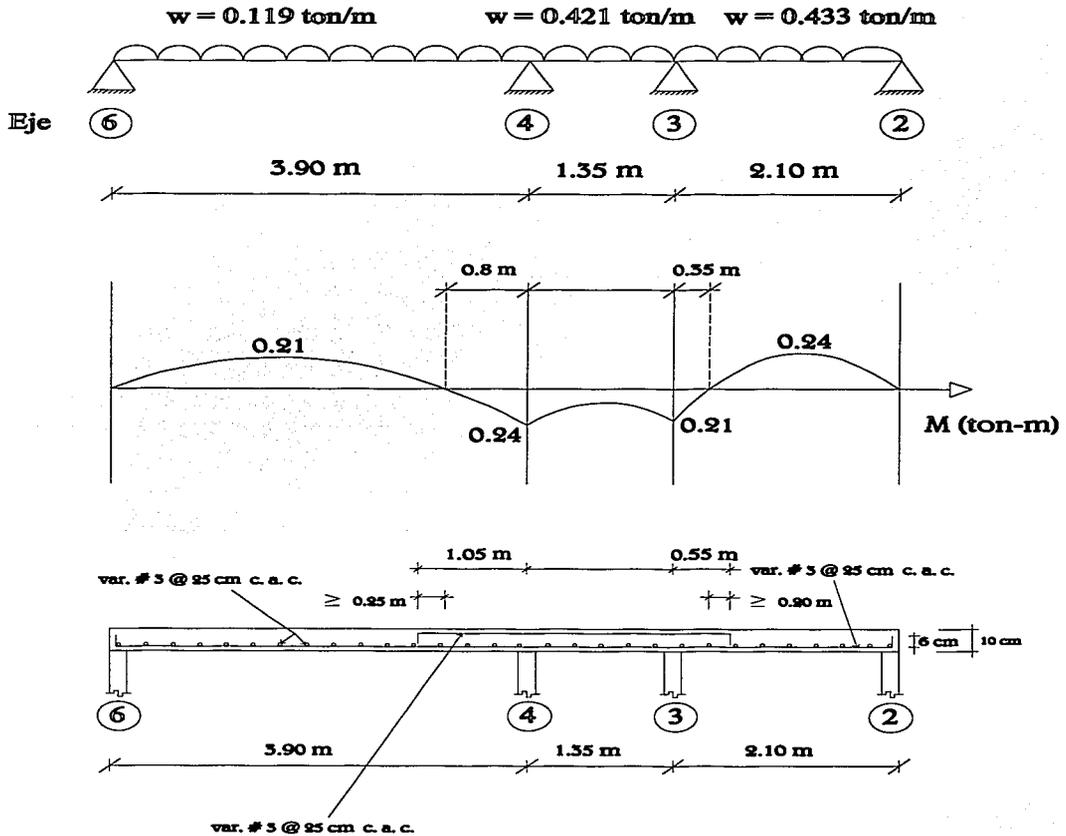
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Franja #3



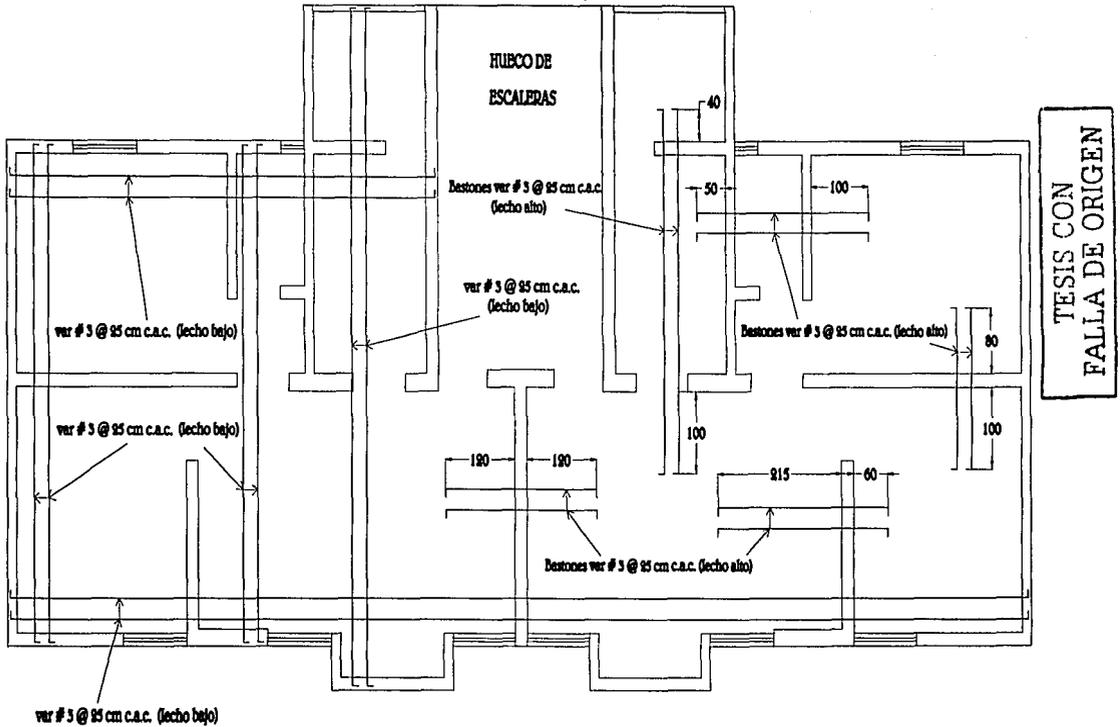
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Franja #4



TRABAJOS CON
FOLIA DE ORIGEN

6.5 Armado de losa de entrepiso (cotas en cm.)



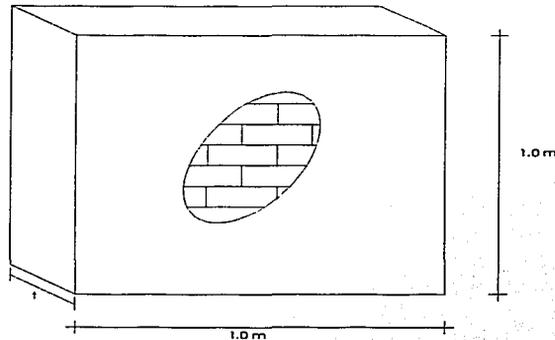
PLANTA

CAPÍTULO 7

CANALIZACIÓN DE CARGAS

En este capítulo se conocerá el peso de los muros, dadas, castillos, escaleras, así como las cargas verticales actuantes y también las cargas para la utilización del análisis sísmico estático.

7.1 Muros de tabique de espesor 13 cm mas 1.5 cm de aplanado por cada lado



El peso volumétrico del tabique de barro es de 1.6 ton/m^3 y el del mortero cemento - arena es de 2.1 ton/m^3 .

El cálculo lo haremos por metro cuadrado de muro.

$$\text{Tabique (espesor 13 cm):} \quad (1)(1)(1.6)(0.13) = 0.208 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Aplanado (1.5 + 1.5cm):} \quad (1)(1)(2.1)(0.03) = 0.063 \text{ ton/m}^2$$

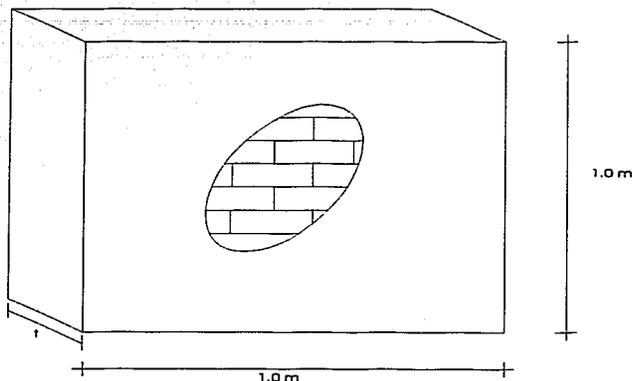
$$W_{\text{muros } 16\text{cm}} = 0.271 \text{ ton/m}$$

Para sacar los pesos por metro lineal, multiplicamos el peso de los muros por la altura libre del muro del edificio 2.35.

$$(0.271 \text{ ton/m}^2)(2.35\text{m}) = 0.636 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el peso de los muros van a ser de 636 kg/ml

7.2 Muros de tabique de espesor 18 cm mas 1.5 cm de aplanado por cada lado



El peso volumetrico del tabique de barro es de 1.6 ton/m^3 , y el del mortero cemento – arena es de 2.1 ton/m^3 .
El calculo lo haremos por metro cuadrado de muro.

Tabique (espesor 18 cm.): $(1)(1)(1.6)(0.18) = 0.288 \text{ ton/m}^2$

Aplanado (1.5+1.5cm): $(1)(1)(2.1)(0.03) = 0.063 \text{ ton/m}^2$

$W_{\text{muros } 21\text{cm}} = 0.351 \text{ ton/m}^2$

Para sacar los pesos por metro lineal, multiplicamos el peso de los muros por la altura libre del muro del edificio 2.35.

$(0.351\text{ton/m}^2)(2.35\text{m}) = 0.825 \text{ ton/m}$.

Por lo tanto el peso de los muros van a ser de 825 kg/ml

7.3 Cálculo del peso de dafas y castillos.

Castillo de 16 x 16 cm.

$$(0.13)(0.13)(1)(2.4) = 0.0405 \text{ ton.}$$

$$(0.03)(0.16)(1)(2.4) = 0.0115 \text{ ton.}$$

$$\text{Total} = 0.052 \text{ ton.} = 52 \text{ kg/ml.}$$

Castillo de 16 x 21 cm.

$$(0.13)(0.18)(1)(2.4) = 0.056 \text{ ton.}$$

$$(0.03)(0.21)(1)(2.4) = 0.015 \text{ ton.}$$

$$\text{Total} = 0.071 \text{ ton.} = 71 \text{ kg/ml.}$$

Dafas de 16 x 20 cm.

$$(0.16)(0.20)(1)(2.4) = 0.0768 \text{ ton.} = 77 \text{ kg/ml.}$$

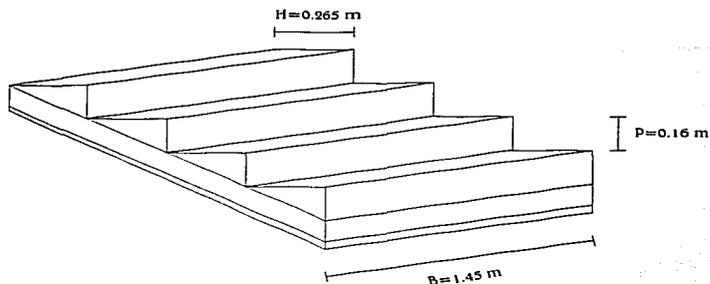
Dafas de 21 x 20 cm.

$$(0.21)(0.20)(1)(2.4) = 0.100 \text{ ton} = 100 \text{ kg/ml.}$$

7.4 Cálculo del peso de escaleras.

Para la carga viva de las escaleras según el RCEM es de 350 kg/cm².

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



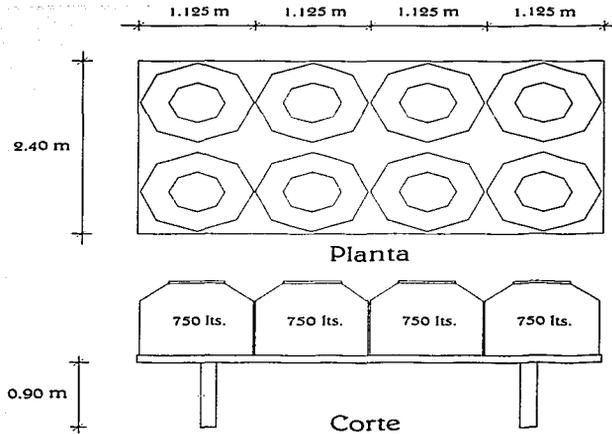
Rampa =	$(0.10)(1)(1)(2.4) =$	0.240 ton/m ²
Peldaños = $P/2 * W_{\text{tabique}} =$	$(0.16/2)(1.6) =$	0.128 ton/m ²
Aplanado =	$(0.02)(1)(1)(2.1) =$	0.042 ton/m ²
Carga adicional por losa =		0.020 ton/m ²
Carga adicional por mortero =		0.020 ton/m ²

$W_{\text{muerta}} =$	0.450 ton/m ²
$W_{\text{viva}} =$	0.350 ton/m ²
$W_{\text{total}} =$	0.80 ton/m ²

Peso total de las 5 rampas de 2.16 m de longitud por 1.45 m de ancho. =	$(5)(2.16)(1.45)(0.80) =$	12.53 ton
Peso total de los 5 descansos =	$(5)(1.20)(2.95)(0.672) =$	11.90 ton
Peso de las 5 traves =	$(5)(0.20)(0.30)(2.95)(2.4) =$	2.12 ton
El peso de todo lo que son las escaleras es de =		26.55 ton

Entonces esta carga la van a soportar los muros 19 - 19'.

7.5 Descarga del peso del agua y la estructura hacia los muros 19 – 19'



Losa =	$(4.50)(2.40)(0.10)(2.4) =$	2.60 ton
Muros =	$(2.0)(2.4)(0.9)(0.13)(1.6) =$	0.90 ton
Mortero =	$(2.0)(2.4)(0.9)(0.03)(2.1) =$	0.27 ton
Agua =	$(8.0)(0.750) =$	6.00 ton
Tinacos =	$(8.0)(0.03) =$	<u>0.24 ton</u>

Total = 10.0 ton

Entonces a cada muro para las cargas actuantes se les sumará 5.0 ton

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

7.6 Cargas verticales

7.6.1 Carga vertical actuante para muros de planta baja

Se utilizará la siguiente fórmula:

$$Du = Fc[(W_m + W_{vm})(A_{trib.}) + W_{muros}(L)] \# \text{ de niveles}$$

Donde:

Du carga vertical actuante de diseño

Fc se tomará igual a 1.4

$W_m = 400 \text{ kg} / \text{m}^2$ es la carga muerta de la losa de entepiso y se supondrá igual en los primeros tres niveles.

$W_m = 550 \text{ kg} / \text{m}^2$ es la carga muerta de la losa de azotea.

$W_{vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{A_{trib.}}}$ es la carga viva máxima y se da para cada muro.

$A_{trib.}$ area tributaria para cada muro.

W_{muros} Es el peso de los muros por metro lineal

L es la longitud de cada muro

El # de niveles se tomara dependiendo del nivel que se pretenda analizar

Para el muro 1 - 1'

$$Pu = Fc[(W_m + W_{vm})(A_{trib.}) + W_{muros}(L)] \# \text{ de niveles}$$

La carga viva depende del área tributaria de cada muro. Para los muros de planta baja el área tributaria se multiplicará por 4 para ser utilizada en la ecuación. Para este caso el área tributaria del muro 1 es de $2.2m^2$, pero como es de planta baja se tuvo que multiplicar por 4.

$$W_{vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{4 * A_{trib.}}} = 120 + \frac{420}{\sqrt{4 * 2.2}} = 262 \text{ kg} / m^2$$

La longitud del muro 1-1' es de $2.0m$

$$W_m = 400 \text{ kg} / m^2 \quad W_{mazotea} = 550 \text{ kg} / m^2$$

El Fc se tomará de 1.4 W_{muros} equivale a $636 \text{ kg} / ml$

También se tomo en cuenta el peso de las dadas y los castillos en la ecuación.

Sustituyendo:

$$Pu = 1.4[(400 + 262)2.2 + 678(2 - 0.32) + 2(122)]3 + 1.4[(550 + 262)2.2 + 678(2 - 0.32) + 2(122)]1 = 16358 \text{ kg}$$

Por lo tanto la carga vertical actuante de diseño en el muro 1-1' es de **16358 kg**

Carga vertical actuante de diseño para los muros del primer nivel con espesor de 13 cm con 1.5 de espesor de aplanado por cada lado

$$F_c = 1.4, \quad W_m = 400 \text{ kg} / \text{m}^2, \quad W_{\text{muros}} = 636 \text{ kg} / \text{m},$$

$$W_{\text{mazotea}} = 550 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P_u = F_c [(W_m + W_{vm})(A_{\text{trib.}}) + W_{\text{muros}} (L)] \# \text{ de niveles}$$

Muro	Area trib. m ²	Long. Del muro(m)	Carga viva W _{vm} (kg / m ²)	P u (kg)
1 - 1'	2.20	2.00	262	16358
2 - 2'	3.00	1.40	241	16870
3 - 3'	3.00	1.80	241	18237
4 - 4'	8.70	3.80	191	45209
5 - 5'	3.70	1.20	229	18521
6 - 6'	0.90	0.60	341	6279
7 - 7'	1.60	1.15	286	11000
8 - 8'	2.10	1.65	265	14639
9 - 9'	0.40	0.85	452	5333
10 - 10'	2.30	1.40	258	14431
11 - 11'	2.70	3.05	248	22056
12 - 12'	5.20	2.10	212	26965
13 - 13'	0.75	0.70	362	6093
14 - 14'	0.75	0.70	362	6093
15	9.00	3.30	190	44383
16 - 16'	2.20	2.75	262	19167
17 - 17'	2.40	1.75	256	16035
18 - 18'	1.00	0.90	330	7715
19 - 19'	10.90	4.60	184	72676
20 - 20'	1.80	1.60	277	13272
21 - 21'	1.40	1.65	297	12103

7.6.2 Carga vertical actuante para muros del segundo nivel

$$F_c = 1.4, \quad W_m = 400 \text{ kg} / \text{m}^2, \quad W_{\text{muros}} = 636 \text{ kg} / \text{ml},$$

$$W_{\text{mazotea}} = 550 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P_u = F_c[(W_m + W_{vm})(A_{\text{trib.}}) + W_{\text{muros}}(L)] \# \text{ de niveles}$$

Muro	Area trib. m ²	Long. Del muro(m)	Carga viva W _{vm} (kg / m ²)	P u (kg)
1 - 1'	2.20	2.00	283	12586
2 - 2'	3.00	1.40	260	13046
3 - 3'	3.00	1.80	260	14072
4 - 4'	8.70	3.80	202	34766
5 - 5'	3.70	1.20	246	14348
6 - 6'	0.90	0.60	376	4886
7 - 7'	1.60	1.15	312	8507
8 - 8'	2.10	1.65	287	11287
9 - 9'	0.40	0.85	503	4107
10 - 10'	2.30	1.40	280	11151
11 - 11'	2.70	3.05	268	16908
12 - 12'	5.20	2.10	226	20808
13 - 13'	0.75	0.70	400	4728
14 - 14'	0.75	0.70	400	4728
15	9.00	3.30	201	34169
16 - 16'	2.20	2.75	283	14693
17 - 17'	2.40	1.75	277	12363
18 - 18'	1.00	0.90	362	5975
19 - 19'	10.90	4.60	193	59798
20 - 20'	1.80	1.60	301	10232
21 - 21'	1.40	1.65	325	9312

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7.6.3 Carga vertical actuante para muros del tercer nivel

$$F_c = 1.4, \quad W_m = 400 \text{ kg} / \text{m}^2, \quad W_{\text{muros}} = 636 \text{ kg} / \text{m},$$

$$W_{\text{mazotea}} = 550 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P_u = F_c[(W_m + W_{vm})(A_{\text{trib.}}) + W_{\text{muros}}(L)] \# \text{ de niveles}$$

Muro	Area trib. m ²	Long. Del muro(m)	Carga viva $W_{vm} \text{ (kg} / \text{m}^2)$	P u (kg)
1 - 1'	2.20	2.00	320	8771
2 - 2'	3.00	1.40	291	9172
3 - 3'	3.00	1.80	291	9855
4 - 4'	8.70	3.80	221	24237
5 - 5'	3.70	1.20	274	10118
6 - 6'	0.90	0.60	433	3465
7 - 7'	1.60	1.15	355	5976
8 - 8'	2.10	1.65	325	7893
9 - 9'	0.40	0.85	590	2863
10 - 10'	2.30	1.40	316	7826
11 - 11'	2.70	3.05	301	11711
12 - 12'	5.20	2.10	250	14584
13 - 13'	0.75	0.70	463	3336
14 - 14'	0.75	0.70	463	3336
15	9.00	3.30	219	23867
16 - 16'	2.20	2.75	320	10176
17 - 17'	2.40	1.75	312	8647
18 - 18'	1.00	0.90	417	4206
19 - 19'	10.90	4.60	210	46822
20 - 20'	1.80	1.60	341	7152
21 - 21'	1.40	1.65	371	6487

7.6.4 Carga vertical actuante para muros del cuarto nivel

$$F_c = 1.4, \quad W_m = 400 \text{ kg/m}^2, \quad W_{\text{muros}} = 636 \text{ kg/ml},$$

$$W_{\text{mazotea}} = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = F_c[(W_m + W_{vm})(A_{\text{trib.}}) + W_{\text{muros}}(L)] \# \text{ de niveles}$$

Muro	Area trib. m ²	Long. Del muro(m)	Carga viva W _{vm} (kg/m ²)	P _u (kg)
1 - 1'	2.20	2.00	403	4872
2 - 2'	3.00	1.40	362	5199
3 - 3'	3.00	1.80	362	5541
4 - 4'	8.70	3.80	262	13540
5 - 5'	3.70	1.20	338	5779
6 - 6'	0.90	0.60	563	1990
7 - 7'	1.60	1.15	452	3374
8 - 8'	2.10	1.65	410	4416
9 - 9'	0.40	0.85	784	1582
10 - 10'	2.30	1.40	397	4416
11 - 11'	2.70	3.05	376	6422
12 - 12'	5.20	2.10	304	8231
13 - 13'	0.75	0.70	605	1896
14 - 14'	0.75	0.70	605	1896
15	9.00	3.30	260	13395
16 - 16'	2.20	2.75	403	5574
17 - 17'	2.40	1.75	391	4842
18 - 18'	1.00	0.90	540	2380
19 - 19'	10.90	4.60	247	33660
20 - 20'	1.80	1.60	433	3996
21 - 21'	1.40	1.65	475	3594

7.7 Análisis de cargas para la utilización del análisis sísmico estático

7.7.1 Entrepiso 1

A continuación se hará el análisis de cargas para el entrepiso 1. Para este caso según el RCEM en el artículo 203 señala que para valuar la fuerza sísmica o para viento se utilizará una carga viva de 90 kg/m^2 en la losa de entrepiso, y para azotea será de 70 kg/m^2 .

ENTREPISO 1 (E-1)							
$W_{\text{muros } 16\text{cm}} = 636 \text{ kg/ml}$, Carga viva = 90 kg/m^2 , $W_{\text{muerta}} = 400 \text{ kg/m}^2$							
$W = [(W_{\text{muerta}} + W_{\text{viva}})A_{\text{trib.}} + W_{\text{muros}}(L)]$, $E - 1 = \frac{1}{2}W_1 + \frac{1}{2}W_2$							
Muro	No. De muros	Long. Del muro	Area tributaria	$\frac{1}{2}W_1$	$\frac{1}{2}W_2$	E-1 (kg)	E-1 (ton)
1 - 1'	2	2.00	2.20	2493	2493	4986	4.986
2 - 2'	2	1.40	3.00	2478	2478	4956	4.956
3 - 3'	2	1.80	3.00	2690	2690	5381	5.381
4 - 4'	2	3.80	8.70	6898	6898	13797	13.797
5 - 5'	2	1.20	3.70	2686	2686	5371	5.371
6 - 6'	2	0.60	0.90	877	877	1755	1.755
7 - 7'	2	1.15	1.60	1623	1623	3245	3.245
8 - 8'	2	1.65	2.10	2192	2192	4384	4.384
9 - 9'	2	0.85	0.40	817	817	1633	1.633
10 - 10'	2	1.40	2.30	2135	2135	4270	4.270
11 - 11'	2	3.05	2.70	3420	3420	6841	6.841
12 - 12'	2	2.10	5.20	4001	4001	8003	8.003
13 - 13'	2	0.70	0.75	872	872	1743	1.743
14 - 14'	2	0.70	0.75	872	872	1743	1.743
15	1	3.30	9.00	6736	6736	6736	6.736
16 - 16'	2	2.75	2.20	2987	2987	5974	5.974
17 - 17'	2	1.75	2.40	2392	2392	4784	4.784
18 - 18'	2	0.90	1.00	1100	1100	2200	2.200
19 - 19'	2	4.60	10.90	8548	8548	17097	17.097
20 - 20'	2	1.60	1.80	1967	1967	3934	3.934
21 - 21'	2	1.65	1.40	1834	1834	3668	3.668
SUMA						112502	112.5

7.7.2 Entrepiso 2

ENTREPISO 2 (E-2)

$W_{muros\ 16cm} = 636\ kg / m^1$. Carga viva = $90\ kg / m^2$. $W_{muerta} = 400\ kg / m^2$

$$W = [(W_{muerta} + W_{viva})A_{trib.} + W_{muros}(L)], \quad E - 2 = \frac{1}{2}W_2 + \frac{1}{2}W_3$$

Muro	No. De muros	Long. Del muro	Area tributaria	$\frac{1}{2}W_2$	$\frac{1}{2}W_3$	E-2 (kg)	E-2 (ton)
1 - 1'	2	2.00	2.20	2493	2493	4986	4.986
2 - 2'	2	1.40	3.00	2478	2478	4956	4.956
3 - 3'	2	1.80	3.00	2690	2690	5381	5.381
4 - 4'	2	3.80	8.70	6898	6898	13797	13.797
5 - 5'	2	1.20	3.70	2686	2686	5371	5.371
6 - 6'	2	0.60	0.90	877	877	1755	1.755
7 - 7'	2	1.15	1.60	1623	1623	3245	3.245
8 - 8'	2	1.65	2.10	2192	2192	4384	4.384
9 - 9'	2	0.85	0.40	817	817	1633	1.633
10 - 10'	2	1.40	2.30	2135	2135	4270	4.270
11 - 11'	2	3.05	2.70	3420	3420	6841	6.841
12 - 12'	2	2.10	5.20	4001	4001	8003	8.003
13 - 13'	2	0.70	0.75	872	872	1743	1.743
14 - 14'	2	0.70	0.75	872	872	1743	1.743
15	1	3.30	9.00	6736	6736	6736	6.736
16 - 16'	2	2.75	2.20	2987	2987	5974	5.974
17 - 17'	2	1.75	2.40	2392	2392	4784	4.784
18 - 18'	2	0.90	1.00	1100	1100	2200	2.200
19 - 19'	2	4.60	10.90	8548	8548	17097	17.097
20 - 20'	2	1.60	1.80	1967	1967	3934	3.934
21 - 21'	2	1.65	1.40	1834	1834	3668	3.668
SUMA						112502	112.5

7.7.3 Entrepiso 3

ENTREPISO 3 (E-3)

$W_{muros 16cm} = 636 \text{ kg} / \text{ml}$, Carga viva = $90 \text{ kg} / \text{m}^2$, $W_{muerta} = 400 \text{ kg} / \text{m}^2$

$$W = [(W_{muerta} + W_{viva}) A_{trib.} + W_{muros} (L)], \quad E - 3 = \frac{1}{2} W_3 + \frac{1}{2} W_4$$

Muro	No. De muros	Long. Del muro	Area tributaria	$\frac{1}{2} W_3$	$\frac{1}{2} W_4$	E-3 (kg)	E-3 (ton)
1 - 1'	2	2.00	2.20	2493	2493	4986	4.986
2 - 2'	2	1.40	3.00	2478	2478	4956	4.956
3 - 3'	2	1.80	3.00	2690	2690	5381	5.381
4 - 4'	2	3.80	8.70	6898	6898	13797	13.797
5 - 5'	2	1.20	3.70	2686	2686	5371	5.371
6 - 6'	2	0.60	0.90	877	877	1755	1.755
7 - 7'	2	1.15	1.60	1623	1623	3245	3.245
8 - 8'	2	1.65	2.10	2192	2192	4384	4.384
9 - 9'	2	0.85	0.40	817	817	1633	1.633
10 - 10'	2	1.40	2.30	2135	2135	4270	4.270
11 - 11'	2	3.05	2.70	3420	3420	6841	6.841
12 - 12'	2	2.10	5.20	4001	4001	8003	8.003
13 - 13'	2	0.70	0.75	872	872	1743	1.743
14 - 14'	2	0.70	0.75	872	872	1743	1.743
15	1	3.30	9.00	6736	6736	6736	6.736
16 - 16'	2	2.75	2.20	2987	2987	5974	5.974
17 - 17'	2	1.75	2.40	2392	2392	4784	4.784
18 - 18'	2	0.90	1.00	1100	1100	2200	2.200
19 - 19'	2	4.60	10.90	8548	8548	17097	17.097
20 - 20'	2	1.60	1.80	1967	1967	3934	3.934
21 - 21'	2	1.65	1.40	1834	1834	3668	3.668
SUMA						112502	112.5

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

7.7.4 Entrepiso 4

ENTREPISO 4 (E-4)

$W_{muros 16cm} = 636 \text{ kg / ml}$, Carga viva = 70 kg / m^2 , $W_{muerta} = 550 \text{ kg / m}^2$

$$W = [(W_{muerta} + W_{viva})A_{trib.} + W_{muros}(L)] , \quad E - 4 = \frac{1}{2}W_4$$

Muro	No. De muros	Long. Del muro	Area tributaria	$\frac{1}{2}W_3$	$\frac{1}{2}W_4$	E-3 (kg)	E-3 (ton)
1 - 1'	2	2.00	2.20	-	2636	2669	2.669
2 - 2'	2	1.40	3.00	-	2502	2718	2.718
3 - 3'	2	1.80	3.00	-	3426	2930	2.930
4 - 4'	2	3.80	8.70	-	7253	7594	7.594
5 - 5'	2	1.20	3.70	-	2808	2982	2.982
6 - 6'	2	0.60	0.90	-	377	949	0.949
7 - 7'	2	1.15	1.60	-	1723	1751	1.751
8 - 8'	2	1.65	2.10	-	2351	2360	2.360
9 - 9'	2	0.85	0.40	-	789	849	0.849
10 - 10'	2	1.40	2.30	-	2068	2319	2.319
11 - 11'	2	3.05	2.70	-	4240	3636	3.636
12 - 12'	2	2.10	5.20	-	6367	4417	4.417
13 - 13'	2	0.70	0.75	-	1065	932	0.932
14 - 14'	2	0.70	0.75	-	1065	932	0.932
15	1	3.30	9.00	-	10879	3728	3.728
16 - 16'	2	2.75	2.20	-	3100	3163	3.163
17 - 17'	2	1.75	2.40	-	2787	2584	2.584
18 - 18'	2	0.90	1.00	-	1192	1180	1.180
19 - 19'	2	4.60	10.90	-	10240	9420	9.420
20 - 20'	2	1.60	1.80	-	2196	2111	2.111
21 - 21'	2	1.65	1.40	-	1843	1946	1.946
SUMA						61171	61.171

TITULO CON
 FALLA DE ORIGEN

INSTITUTO NACIONAL DE
 LA BIBLIOTECA

7.7.5 Entrepiso 1 (corregido), es el análisis del entrepiso con los muros corregidos del primer nivel

ENTREPISO 1 (E-1)

$$W_{muros\ 16cm} = 636\text{kg} / \text{ml} . \quad W_{muros\ 21cm} = 825\text{kg} / \text{ml}$$

$$\text{Carga viva} = 90\text{kg} / \text{m}^2 . \quad W_{muerta} = 400\text{kg} / \text{m}^2$$

$$W = [(W_{muerta} + W_{viva})A_{trib.} + W_{muros}(L)] , \quad E-1 = \frac{1}{2}W_1 + \frac{1}{2}W_2$$

Muro	No. De muros	Long. Del muro	Area tributaria	$\frac{1}{2}W_1$	$\frac{1}{2}W_2$	E-1 (kg)	E-1 (ton)
1 - 1'	2	2.00	2.20	2493	2.493	4986	4.986
2 - 2'	2	1.40	3.00	2633	2.633	5267	5.267
3 - 3'	2	1.80	3.00	2690	2.690	5381	5.381
4 - 4'	2	3.80	8.70	6898	6.898	13797	13.797
5 - 5'	2	1.20	3.70	2820	2.820	5640	5.640
6 - 6'	2	0.60	0.90	877	0.877	1755	1.755
7 - 7'	2	1.15	1.60	1623	1.623	3245	3.245
8 - 8'	2	1.65	2.10	2192	2.192	4384	4.384
9 - 9'	2	0.85	0.40	817	0.817	1633	1.633
10 - 10'	2	1.40	2.30	2135	2.135	4270	4.270
11 - 11'	2	3.05	2.70	3420	3.420	6841	6.841
12 - 12'	2	2.10	5.20	4223	4.223	8446	8.446
13 - 13'	2	0.70	0.75	872	0.872	1743	1.743
14 - 14'	2	0.70	0.75	872	0.872	1743	1.743
15	1	3.30	9.00	7092	7.092	7092	7.092
16 - 16'	2	2.75	2.20	2987	2.987	5974	5.974
17 - 17'	2	1.75	2.40	2392	2.392	4784	4.784
18 - 18'	2	0.90	1.00	1100	1.100	2200	2.200
19 - 19'	2	4.60	10.90	8548	8.548	17097	17.097
20 - 20'	2	1.60	1.80	1967	1.967	3934	3.934
21 - 21'	2	1.65	1.40	1834	1.834	3668	3.668
SUMA						113880	114

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 8

ANÁLISIS SÍSMICO

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles del edificio, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas de cada piso. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso del nivel que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura del piso, sobre el desplante (o nivel a partir del cual los desplazamientos laterales pueden ser significativos), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la misma. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación fuerza cortante a peso del edificio V_o / W_o en la base sea igual a c/Q , pero no menor que a_o , siendo Q el factor de ductilidad que se define en el artículo 423 del RCEM, y c es el coeficiente sísmico de la tabla 422-1(RCEM). Al calcular el cociente V_o / W_o , se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndices y otros elemento cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociados a ellos, calculadas según se especifica en el inciso 5 del artículo 423(RCEM).

8.1 Análisis sísmico estático

Datos:

Estructura del grupo "B"	Suelo tipo II
Construcción para vivienda	$c = 0.20$
Ubicación Uruapan, Michoacán	$Q = 2.0$
Coeficiente sísmico zona "B" según RCEM	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$F_i = \frac{c}{Q} \left(\frac{W_i (h_i) \sum W_i}{\sum W_i (h_i)} \right)$$

ENTREPISO	W _i (ton)	h _i (m)	W _i (h _i)	F _i (ton)	V _i (ton)
4	61.17	10.0	611.7	10.63	10.63
3	112.5	7.5	843.8	14.66	25.29
2	112.5	5.0	562.5	9.77	35.06
1	113.88	2.5	284.7	4.95	40.01
SUMAS	400.05		2302.7		

8.2 Fuerza cortante sísmica para cada muro

Para este caso el método simplificado de análisis no cumple en cuanto a que la relación entre longitud y anchura de la planta no debe de exceder 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, pero para nuestro caso no podríamos hacer dicha división, por lo cual utilizaremos el Método detallado de análisis.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

8.2.1 Método detallado de análisis

$$V_i = V_{Di} + V_{Ti} \quad (\text{Cortante directo mas cortante por torsión})$$

8.2.1.1 Cortante directo

Ecuación
$$V_{Di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V$$

Donde :

$$K_i = \frac{1}{H(H^2/3EI + 1/AG)}$$

I = inercia para cada tipo de muro

H = altura a ejes

A = (t) (L)

$$E = 600 f_m^*$$

$$G = 0.3 E$$

Rigidez lateral (NTC) se obtiene como :

$$b = \begin{matrix} 6 (t) & (\text{Para muros L ó C}) & ; & 12 (t) & (\text{Para muros L ó C}) \\ Hs/16 & (\text{Para muros T ó I}) & ; & Hs/6 & (\text{Para muros T ó I}) \end{matrix}$$

Se tomará el valor menor.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A continuación presentaremos los momentos de inercia de los muros del primer nivel y segundo nivel que son los más desfavorables.

Momentos de inercia y la rigidez lateral de los muros del primer nivel

Muro	L (cm)	b (cm)	t (cm)	\bar{y} (cm)	I (cm ⁴)
1 - 1'	200	47	16	87.7	14312005
2 - 2'	140	47	21	60.7	6452287
3 - 3'	180	47	16	90	14467371
4 - 4'	380	125	16	151.5	914236158
5 - 5'	120	47	21	62.23	3107308
6 - 6'	60	125	16	21.7	3941424
7 - 7'	115	47	16	47.0	2995690
8 - 8'	165	47	16	70.7	8317594
9 - 9'	85	47	16	33.3	1262009
10 - 10'	140	125	16	46.9	46740336
11 - 11'	305	47	16	152.5	58564537
12 - 12'	210	47	21	94.6	20565555
13 - 13'	70	47	16	26.7	718517
14 - 14'	70	47	16	26.7	718517
15	330	125	21	131.0	786946492
16 - 16'	275	47	16	137.5	44386417
17 - 17'	175	125	16	60.5	90782909
18 - 18'	90	125	16	29.8	12660457
19 - 19'	460	47	21	218.3	195257143
20 - 20'	160	125	16	54.5	69527893
21 - 21'	165	47	16	70.7	8317594

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Enseguida obtendremos el cortante directo del muro 1 del primer nivel.

Ecuación
$$V_{Di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V$$

Donde :

$$K_i = \frac{1}{H(H^2/3EI + 1/AG)}$$

$$H = 2.50 \text{ m}$$

$$E = 600 (19) = 11400 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 0.3 (11400) = 3420 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = (16) (200) = 3200 \text{ cm}^2$$

Rigidez lateral se obtiene como :

$$b = 6(16) = 96 \text{ cm. (muro L)}$$

$$b = \frac{3(250)}{16} = 46.8 \text{ cm. (muro L)}$$

Por lo tanto se toma $b = 47.0 \text{ cm.}$

$$I = 14312005 \text{ cm}^4$$

Sustituimos:

$$K_i = \frac{1}{250(250^2/3(11400)(14312005) + 1/(3200)(3420))} = 18260 \text{ kg/cm}$$

$$K_i = 18260 \text{ kg/cm} = 1826 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el cortante directo es igual a:

$$V_{Di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V$$

Sustituimos:

$$V_{Di} = \frac{1826}{36060} (44.01) = 2.03 \text{ ton}$$

Por lo tanto el cortante directo para el muro 1 es de 2.03 ton.

Cortante directo para los 41 muros del primer nivel.

$E=11400 \text{ kg/cm}^2, \quad G=3420 \text{ kg/cm}^2 \quad ,H=250 \text{ cm.}$

$$V_{Di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V, \quad K_i = \frac{1}{H(H^2/3EI + 1/AG)}$$

Muro	Area (cm ²)	I (cm ⁴)	Ki (kg/cm)	Ki (ton/cm)	V _{Di} (ton)
1	3200	14312005	18260	1826	2.03
1'	3200	14312005	18260	1826	2.03
2	2940	6452287	10452	1045	1.16
2'	2940	6452287	10452	1045	1.16
3	2880	14467371	17556	1756	1.95
3'	2880	14467371	17556	1756	1.95
4	6080	914236158	79855	7986	8.86
4'	6080	914236158	79855	7986	8.86
5	2520	3107308	5681	568	0.63
5'	2520	3107308	5681	568	0.63
6	960	3941424	5207	521	0.58
6'	960	3941424	5207	521	0.58
7	1840	2995690	5202	520	0.58
7'	1840	2995690	5202	520	0.58
8	2640	8317594	12104	1210	1.34
8'	2640	8317594	12104	1210	1.34
9	1360	1262009	2405	241	0.27
9'	1360	1262009	2405	241	0.27
10	2240	46740336	23580	2358	2.62
10'	2240	46740336	23580	2358	2.62
11	4880	58564537	43897	4390	2.78
11'	4880	58564537	43897	4390	2.78
12	4410	20565555	25779	2578	1.63
12'	4410	20565555	25779	2578	1.63
13	1120	718517	1426	143	0.09
13'	1120	718517	1426	143	0.09

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Continuación de muros.

Muro	Area (cm ²)	I (cm ⁴)	Ki (kg/cm)	Ki (ton/cm)	V_{Di} (ton)
14	1120	718517	1426	143	0.09
14'	1120	718517	1426	143	0.09
15	6930	786946492	89857	8986	5.68
16	4400	44386417	37166	3717	2.35
16'	4400	44386417	37166	3717	2.35
17	2800	90782909	32114	3211	2.03
17'	2800	90782909	32114	3211	2.03
18	1440	12660457	11514	1151	0.73
18'	1440	12660457	11514	1151	0.73
19	9660	152693417	77375	7738	4.90
19'	9660	152693417	77375	7738	4.90
20	2560	69527893	28469	2847	1.80
20'	2560	69527893	28469	2847	1.80
21	2640	8317594	12104	1210	0.77
21'	2640	8317594	12104	1210	0.77

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Momentos de inercia y la rigidez lateral de los muros del segundo nivel

Muro	L (cm)	b (cm)	t (cm)	\bar{y} (cm)	I (cm ⁴)
1 - 1'	200	32	16	93.2	12678409
2 - 2'	140	32	16	63.6	4547262
3 - 3'	180	32	16	90	11229611
4 - 4'	380	83	16	164.2	904357382
5 - 5'	120	32	16	61.47	2343427
6 - 6'	60	83	16	23.6	3815220
7 - 7'	115	32	16	51.5	2583946
8 - 8'	165	32	16	75.9	7290224
9 - 9'	85	32	16	37.0	1080729
10 - 10'	140	83	16	53.1	46217581
11 - 11'	305	32	16	152.5	48531777
12 - 12'	210	32	16	98.1	14591638
13 - 13'	70	32	16	30.0	614698
14 - 14'	70	32	16	30.0	614698
15	330	83	16	140.2	593943008
16 - 16'	275	32	16	137.5	36326457
17 - 17'	175	83	16	68.2	89784716
18 - 18'	90	83	16	33.4	12465888
19 - 19'	460	32	16	222.5	141979408
20 - 20'	160	83	16	61.7	68762716
21 - 21'	165	32	16	75.9	7290224

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A continuación obtendremos el cortante directo del muro 1 del segundo nivel.

Ecuación

$$V_{Di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V$$

Donde :

$$K_i = \frac{1}{H(H^2/3EI + 1/AG)}$$

$$H = 2.50 \text{ m}$$

$$E = 600 (19) = 11400 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 0.3 (11400) = 3420 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = (16) (200) = 3200 \text{ cm}^2$$

$$b = 6(16) = 96 \text{ cm.}$$

Rigidez lateral se obtiene como :

$$b = \frac{2(250)}{16} = 31.25 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se toma $b = 32 \text{ cm.}$

$$I = 12678409 \text{ cm}^4$$

Sustituimos:

$$K_i = \frac{1}{250(250^2/3(11400)(12678409) + 1/(3200)(3420))} = 16984 \text{ kg/cm}$$

$$K_i = 16984 \text{ kg/cm}$$

$$= 1698 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el cortante directo es igual a:

$$V_{Di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V$$

Sustituimos:

$$V_{Di} = \frac{1698}{34030} (35.06) = 1.75 \text{ ton}$$

Por lo tanto el cortante directo para el muro 1 es de 1.75 ton.

Cortante directo para los 41 muros del segundo nivel.

$E=11400\text{kg/cm}^2$, $G=3420\text{kg/cm}^2$, $H=250\text{cm}$.

$$V_{Di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V$$

$$K_i = \frac{1}{H(H^2/3EI + 1/AG)}$$

Muro	Area (cm ²)	I (cm ⁴)	Ki (kg/cm)	Ki (ton/cm)	V _{Di} (ton)
1	3200	12678409	16984	1698	1.75
1'	3200	12678409	16984	1698	1.75
2	2240	4547262	7513	751	0.77
2'	2240	4547262	7513	751	0.77
3	2880	11229611	15136	1514	1.56
3'	2880	11229611	15136	1514	1.56
4	6080	904357382	79820	7982	8.22
4'	6080	904357382	79820	7982	8.22
5	1920	2343427	4291	429	0.44
5'	1920	2343427	4291	429	0.44
6	960	3815220	5105	510	0.53
6'	960	3815220	5105	510	0.53
7	1840	2583946	4618	462	0.48
7'	1840	2583946	4618	462	0.48
8	2640	7290224	11067	1107	1.14
8'	2640	7290224	11067	1107	1.14
9	1360	1080729	2099	210	0.22
9'	1360	1080729	2099	210	0.22
10	2240	46217581	23519	2352	2.42
10'	2240	46217581	23519	2352	2.42
11	4880	48531777	40995	4099	2.48
11'	4880	48531777	40995	4099	2.48
12	3360	14591638	18844	1884	1.14
12'	3360	14591638	18844	1884	1.14
13	1120	614698	1237	124	0.07
13'	1120	614698	1237	124	0.07

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Continuación de muros.

Muro	Area (cm ²)	I (cm ⁴)	Ki (kg/cm)	Ki (ton/cm)	V _{Di} (ton)
14	1120	614698	1237	124	0.07
14'	1120	614698	1237	124	0.07
15	5280	593943008	68428	6843	4.14
16	4400	36326457	34258	3426	2.07
16'	4400	36326457	34258	3426	2.07
17	2800	89784716	32056	3206	1.94
17'	2800	89784716	32056	3206	1.94
18	1440	12465888	11440	1144	0.69
18'	1440	12465888	11440	1144	0.69
19	7360	141979408	76046	7605	4.60
19'	7360	141979408	76046	7605	4.60
20	2560	68762716	28410	2841	1.72
20'	2560	68762716	28410	2841	1.72
21	2640	7290224	11067	1107	0.67
21'	2640	7290224	11067	1107	0.67

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.2.1.2 Cortante por torsión

Ecuación
$$V_{Tj} = M_T \frac{K_j}{\sum K_j d_j^2}$$

Donde :

V_T Cortante por torsión M_T Momento por torsión

d Distancia del centroide del muro al punto (0,0), en dirección x o y. K Rigidez del muro

$$M_{Tx} = V_x e_y \quad e_1 = 1.5(e_s) + 0.1(b), \quad e_2 = e_s - 0.1(b)$$

$$M_{Ty} = V_y e_x \quad e_1 = 1.5(e_s) + 0.1(b), \quad e_2 = e_s - 0.1(b)$$

e_s excentricidad en cada sentido

$$e_s = X_j - X_{ci}$$

$$e_s = Y_j - Y_{ci}$$

(X_j, Y_j) centro de masa

(X_{ci}, Y_{ci}) centro de torsión

Enseguida sacaremos el centro de masa de la planta baja con las siguientes ecuaciones:

$$X_i = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} \quad Y_i = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

Muro	P_i (kg)	X_i (m)	$P_i X_i$ (kg-m)	Y_i (m)	$P_i Y_i$ (kg-m)
1	10266	1.00	10266	0.08	821.3
1'	10266	16.76	172061	0.08	821.3
2	11191	3.80	42527	0.11	1175.1
2'	11191	13.96	156230	0.11	1175.1
3	11152	6.66	74270	-0.46	-5129.7
3'	11152	11.10	123783	-0.46	-5129.7
4	28733	2.06	59189	3.21	92232.2
4'	28733	15.70	451104	3.21	92232.2
5	11947	5.41	64634	3.19	38051.4
5'	11947	12.35	147546	3.19	38051.4
6	3630	5.01	18188	4.27	15501.3
6'	3630	12.75	46286	4.27	15501.3
7	6707	0.58	3857	6.04	40510.0
7'	6707	17.19	115259	6.04	40510.0
8	9047	3.08	27819	6.04	54643.4
8'	9047	14.69	132854	6.04	54643.4
9	3324	4.33	14378	6.04	20078.9
9'	3324	13.44	44662	6.04	20078.9
10	8848	5.85	51761	6.04	53441.7
10'	8848	11.91	105379	6.04	53441.7
11	14098	0.08	1128	1.69	23754.7
11'	14098	17.68	249248	1.69	23754.7
12	18279	3.21	58584	1.21	22117.6
12'	18279	14.55	265960	1.21	22117.6
13	3588	5.68	20380	-0.19	-681.7
13'	3588	12.08	43343	-0.19	-681.7

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Muro	P_i (kg)	X_i (m)	$P_i X_i$ (kg-m)	Y_i (m)	$P_i Y_i$ (kg-m)
14	3588	7.64	27412	-0.19	-681.7
14'	3588	10.12	36310	-0.19	-681.7
15	30435	8.88	270264	1.65	50217.9
16	12239	0.08	979	4.59	56116.4
16'	12239	17.68	216388	4.59	56116.4
17	9884	3.90	38548	5.09	50260.5
17'	9884	13.86	136993	5.09	50260.5
18	4531	5.23	23696	3.75	16990.5
18'	4531	12.53	56771	3.75	16990.5
19	35622	7.33	260934	5.47	194854.7
19'	35622	10.35	368514	5.47	194854.7
20	8101	5.23	42369	5.16	41761.7
20'	8101	12.53	101508	5.16	41761.7
21	7523	5.23	39307	6.95	52246.4
21'	7523	12.53	94262	6.95	52246.4
Σ	475032		4214951		1586347.3

Enseguida sustituiremos los valores de la suma para sacar el centro de masa.

$$X_i = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i}$$

$$Y_i = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

$$\sum P_i = 475032 \text{ kg}$$

$$\sum P_i X_i = 4214951 \text{ kg}$$

$$\sum P_i Y_i = 1586347.3 \text{ kg}$$

$$X_i = \frac{4215735}{475032} = 8.88 \text{ m}$$

$$Y_i = \frac{1586347.3}{475032} = 3.34 \text{ m}$$

Por lo tanto el centro de masa del edificio en el primer nivel es **(8.88 , 3.34)**.

Enseguida sacaremos el centro de masa del segundo nivel con las siguientes ecuaciones:

$$X_i = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} \qquad Y_i = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

Muro	P_i (kg)	X_i (m)	$P_i X_i$ (kg-m)	Y_i (m)	$P_i Y_i$ (kg-m)
1	7771	1.00	7771	0.08	621.7
1'	7771	16.76	130244	0.08	621.7
2	8491	3.80	32266	0.08	679.3
2'	8491	13.96	118534	0.08	679.3
3	8461	6.66	56352	-0.46	-3892.2
3'	8461	11.10	93919	-0.46	-3892.2
4	21832	2.06	44975	3.21	70081.7
4'	21832	15.70	342767	3.21	70081.7
5	9081	5.41	49126	3.21	29148.6
5'	9081	12.35	112145	3.21	29148.6
6	2752	5.01	13787	4.27	11750.9
6'	2752	12.75	35087	4.27	11750.9
7	5082	0.58	2922	6.04	30696.6
7'	5082	17.19	87338	6.04	30696.6
8	6853	3.08	21074	6.04	41394.8
8'	6853	14.69	100643	6.04	41394.8
9	2506	4.33	10839	6.04	15137.7
9'	2506	13.44	33671	6.04	15137.7
10	6711	5.85	39258	6.04	40532.7
10'	6711	11.91	79925	6.04	40532.7
11	10661	0.08	853	1.69	17963.9
11'	10661	17.68	188487	1.69	17963.9
12	13878	3.18	44133	1.21	16792.7
12'	13878	14.58	202276	1.21	16792.7
13	2715	5.68	15423	-0.19	-515.9
13'	2715	12.08	32802	-0.19	-515.9

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Muro	P_i (kg)	X_i (m)	$P_i X_i$ (kg-m)	Y_i (m)	$P_i Y_i$ (kg-m)
14	2715	7.64	20745	-0.19	-515.9
14'	2715	10.12	27479	-0.19	-515.9
15	23119	8.88	205295	1.65	38146.1
16	9251	0.08	740	4.59	42415.1
16'	9251	17.68	163555	4.59	42415.1
17	7491	3.90	29215	5.09	38092.0
17'	7491	13.86	103826	5.09	38092.0
18	3431	5.23	17942	3.75	12864.8
18'	3431	12.53	42985	3.75	12864.8
19	27071	7.33	198296	5.47	148078.8
19'	27071	10.35	280050	5.47	148078.8
20	6134	5.23	32083	5.16	31622.8
20'	6134	12.53	76864	5.16	31622.8
21	5688	5.23	29718	6.95	39500.8
21'	5688	12.53	71266	6.95	39500.8
Σ	360272		3196678		1203047.9

Enseguida sustituiremos los valores de la suma para sacar el centro de masa.

$$X_i = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i}$$

$$Y_i = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

$$\sum P_i = 360272 \text{ kg}$$

$$\sum P_i X_i = 3196678 \text{ kg}$$

$$\sum P_i Y_i = 1203047.9 \text{ kg}$$

$$X_i = \frac{3196678}{360272} = 8.88 \text{ m}$$

$$Y_i = \frac{1203047.9}{360272} = 3.34 \text{ m}$$

Por lo tanto el centro de masa del edificio en el primer nivel es **(8.88 , 3.34)**.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Nivel	X_i	Y_i	Centro de masa
1	8.88	3.34	(8.88 , 3.34)
2	8.88	3.34	(8.88 , 3.34)
3	8.88	3.34	(8.88 , 3.34)
4	8.88	3.34	(8.88 , 3.34)

CENTRO DE CORTANTE

$$X_{ci} = \frac{\sum F_{iy} X_i}{V_{iy}}$$

Nivel	Fuerzas sísmicas F_{iy}	Fuerzas cortantes V_{iy}	X_i	$F_{iy}(X_i)$	$\sum F_{iy}(X_i)$	X_{ci}
4	10.63	10.63	8.88	94.39	94.39	8.88
3	14.66	25.29	8.88	130.18	224.57	8.88
2	9.77	35.06	8.88	86.76	311.33	8.88
1	4.95	40.01	8.88	43.96	355.29	8.88

$$Y_{ci} = \frac{\sum F_{ix} Y_i}{V_{ix}}$$

Nivel	Fuerzas sísmicas F_{ix}	Fuerzas cortantes V_{ix}	Y_i	$F_{ix}(Y_i)$	$\sum F_{ix}(Y_i)$	Y_{ci}
4	10.63	10.63	3.34	35.50	35.5	3.34
3	14.66	25.29	3.34	48.96	84.46	3.34
2	9.77	35.06	3.34	32.63	117.08	3.34
1	4.95	40.01	3.34	16.53	133.61	3.34

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CENTRO DE TORSIÓN (Primer nivel)

$$X_{ti} = \frac{\sum K_{yi} X_i}{\sum K_{yi}}$$

$$Y_{ti} = \frac{\sum K_{xi} Y_i}{\sum K_{xi}}$$

Muro	X_i (m)	Y_i (m)	K (ton/cm)	K_{xi}	K_{yi}	$K_{yi} X_i$	$K_{xi} Y_i$
1	1.00	0.08	1826	1826	-	-	146
1'	16.76	0.08	1826	1826	-	-	146
2	3.80	0.11	1045	1045	-	-	110
2'	13.96	0.11	1045	1045	-	-	110
3	6.66	-0.46	1756	1756	-	-	-808
3'	11.10	-0.46	1756	1756	-	-	-808
4	2.06	3.21	7986	7986	-	-	25634
4'	15.70	3.21	7986	7986	-	-	25634
5	5.41	3.19	568	568	-	-	1809
5'	12.35	3.19	568	568	-	-	1809
6	5.01	4.27	521	521	-	-	2223
6'	12.75	4.27	521	521	-	-	2223
7	0.58	6.04	520	520	-	-	3142
7'	17.19	6.04	520	520	-	-	3142
8	3.08	6.04	1210	1210	-	-	7311
8'	14.69	6.04	1210	1210	-	-	7311
9	4.33	6.04	241	241	-	-	1453
9'	13.44	6.04	241	241	-	-	1453
10	5.85	6.04	2358	2358	-	-	14242
10'	11.91	6.04	2358	2358	-	-	14242
11	0.08	1.69	4390	-	4390	351	-
11'	17.68	1.69	4390	-	4390	77610	-
12	3.21	1.21	2578	-	2578	8262	-
12'	14.55	1.21	2578	-	2578	37509	-
13	5.68	-0.19	143	-	143	810	-
13'	12.08	-0.19	143	-	143	1723	-

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Muro	X_i (m)	Y_i (m)	K (ton/cm)	K_{xi}	K_{yi}	$K_{yi} X_i$	$K_{xi} Y_i$
14	7.62	0.19	143	-	143	1090	-
14'	10.14	0.19	143	-	143	1443	-
15	8.88	1.65	8986	-	8986	79793	-
16	0.08	4.59	3717	-	3717	297	-
16'	17.68	4.59	3717	-	3717	65709	-
17	3.90	5.08	3211	-	3211	12524	-
17'	13.86	5.08	3211	-	3211	44509	-
18	5.23	3.75	1151	-	1151	6022	-
18'	12.53	3.75	1151	-	1151	14427	-
19	7.33	5.44	7738	-	7738	56677	-
19'	10.44	5.44	7738	-	7738	80044	-
20	5.23	5.16	2847	-	2847	14889	-
20'	12.53	5.16	2847	-	2847	35672	-
21	5.23	6.93	1210	-	1210	6324	-
21'	12.53	6.93	1210	-	1210	15166	-
Σ				36,060	63,240	560,854	110525

Sustituyendo en las ecuaciones:

$$X_{ti} = \frac{\sum K_{yi} X_i}{\sum K_{yi}} = \frac{560854}{63240} = 8.87m$$

Por lo tanto el centro de Torsión es igual a

$$(8.87 , 3.06)$$

$$Y_{ti} = \frac{\sum K_{xi} Y_i}{\sum K_{xi}} = \frac{110525}{36060} = 3.06m$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CENTRO DE TORSIÓN (Segundo nivel)

$$X_{ti} = \frac{\sum K_{yj} x_j}{\sum K_{yj}}$$

$$Y_{ti} = \frac{\sum K_{xi} y_i}{\sum K_{xi}}$$

Muro	x_j (m)	y_i (m)	K (ton/cm)	K_{xi}	K_{yj}	$K_{yj} x_j$	$K_{xi} y_i$
1	1.00	0.08	1698	1698	-	-	136
1'	16.76	0.08	1698	1698	-	-	136
2	3.80	0.08	751	751	-	-	60
2'	13.96	0.08	751	751	-	-	60
3	6.65	-0.46	1514	1514	-	-	-696
3'	11.11	-0.46	1514	1514	-	-	-696
4	2.07	3.22	7982	7982	-	-	25702
4'	15.69	3.22	7982	7982	-	-	25702
5	5.43	3.22	429	429	-	-	1382
5'	12.33	3.22	429	429	-	-	1382
6	5.02	4.28	510	510	-	-	2185
6'	12.74	4.28	510	510	-	-	2185
7	0.58	6.57	462	462	-	-	3034
7'	17.19	6.57	462	462	-	-	3034
8	3.08	6.57	1107	1107	-	-	7271
8'	14.69	6.57	1107	1107	-	-	7271
9	4.33	6.57	210	210	-	-	1379
9'	13.44	6.57	210	210	-	-	1379
10	5.85	6.57	2352	2352	-	-	15452
10'	11.91	6.57	2352	2352	-	-	15452
11	0.08	1.69	4099	-	4099	328	-
11'	17.68	1.69	4099	-	4099	72479	-
12	3.18	1.20	1884	-	1884	5993	-
12'	14.58	1.20	1884	-	1884	27475	-
13	5.68	0.19	124	-	124	703	-
13'	12.08	0.19	124	-	124	1494	-

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Muro	X_j (m)	Y_j (m)	K (ton/cm)	K_{xi}	K_{yj}	$K_{yj}X_j$	$K_{xi}Y_j$
14	7.62	0.19	124	-	124	942	-
14'	10.14	0.19	124	-	124	1254	-
15	8.88	1.65	6843	-	6843	60764	-
16	0.08	4.59	3426	-	3426	274	-
16'	17.68	4.59	3426	-	3426	60568	-
17	3.90	5.08	3206	-	3206	12502	-
17'	13.86	5.08	3206	-	3206	44430	-
18	5.23	3.75	1144	-	1144	5983	-
18'	12.53	3.75	1144	-	1144	14334	-
19	7.33	5.44	7605	-	7605	55704	-
19'	10.44	5.44	7605	-	7605	79354	-
20	5.23	5.16	2841	-	2841	14859	-
20'	12.53	5.16	2841	-	2841	35598	-
21	5.23	6.93	1107	-	1107	5783	-
21'	12.53	6.93	1107	-	1107	13867	-
Σ				34.030	57.961	514,688	111809

Sustituyendo en las ecuaciones:

$$X_{ti} = \frac{\sum K_{yj} X_j}{\sum K_{yj}} = \frac{514688}{57961} = 8.88m$$

Por lo tanto el centro
de Torsión es igual a

(8.88 , 3.29)

$$Y_{ti} = \frac{\sum K_{xi} Y_j}{\sum K_{xi}} = \frac{111809}{34030} = 3.29m$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Momentos por torsión.

$$M_{Tx} = V_x e_y \quad e_1 = 1.5(e_s) + 0.1(b), \quad e_2 = e_s - 0.1(b)$$

$$M_{Ty} = V_y e_x \quad e_1 = 1.5(e_s) + 0.1(b), \quad e_2 = e_s - 0.1(b)$$

e_s excentricidad en cada sentido

$$e_s = X_j - X_{jt}$$

$$e_s = Y_j - Y_{jt}$$

(X_j, Y_j) centro de masa

(X_{jt}, Y_{jt}) centro de torsión

Centro de torsión de los cuatro niveles

Nivel	Xt	Yt
4	8.87	3.06
3	8.88	3.29
2	8.88	3.36
1	8.88	3.46

Nivel 1

Sentido	V	e_1	e_2	Mt ₁	Mt ₂
X	40.01	0.60	-0.62	23.9	-24.9
Y	40.01	1.36	-2.06	54.3	-82.3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Nivel 2

Sentido	V	e_1	e_2	Mt ₁	Mt ₂
X	35.06	0.61	-0.61	21.5	-21.5
Y	35.06	1.70	-1.83	59.6	-64.0

Nivel 3

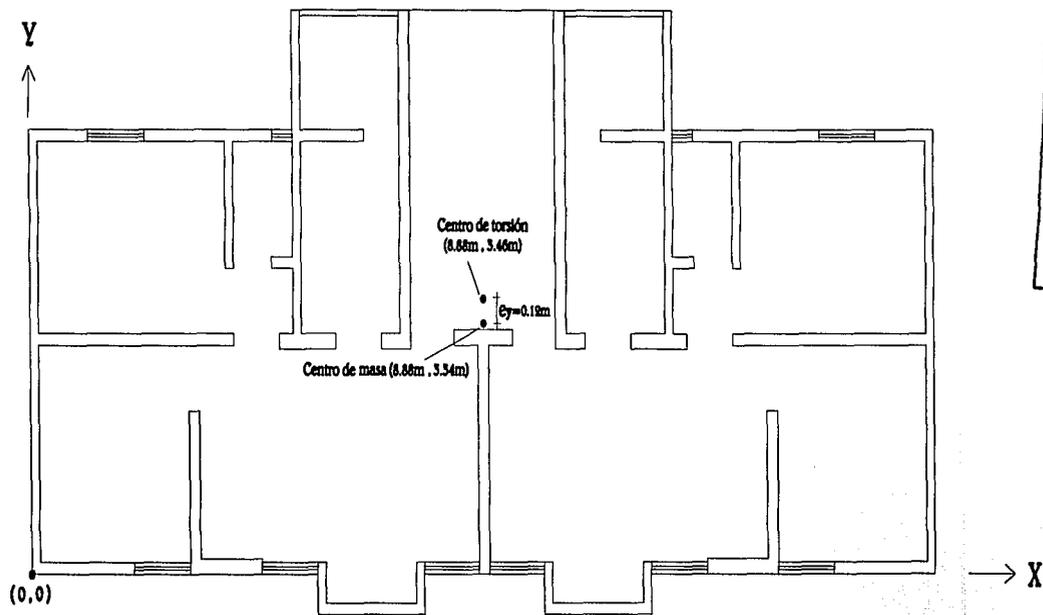
Sentido	V	e_1	e_2	Mt ₁	Mt ₂
X	25.29	0.61	-0.61	15.5	-15.5
Y	25.29	1.81	-1.76	45.7	-44.4

Nivel 4

Sentido	V	e_1	e_2	Mt ₁	Mt ₂
X	10.63	0.61	-0.61	6.5	-6.5
Y	10.63	1.96	-1.66	20.8	-17.6

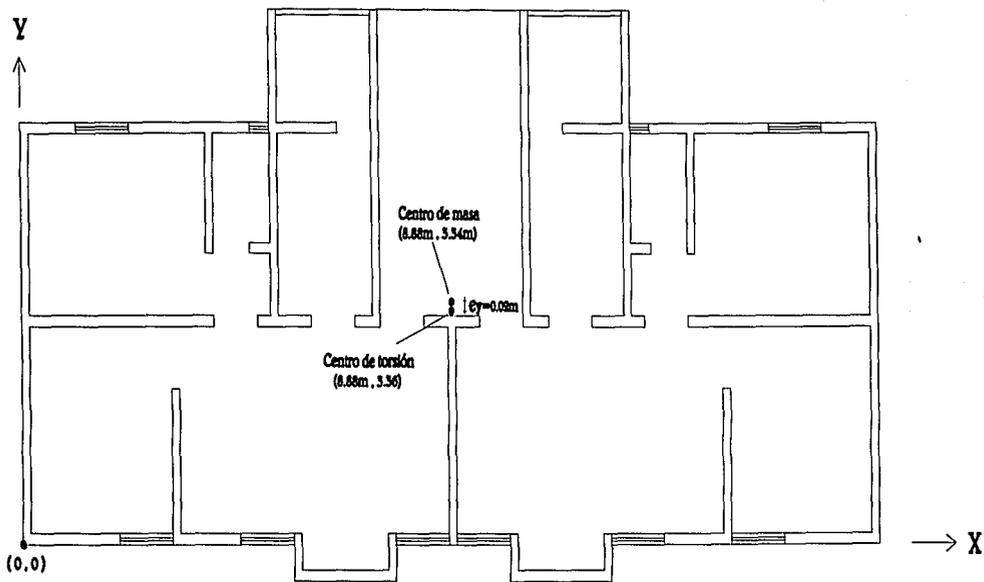
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.3 Excentricidad Primer nivel



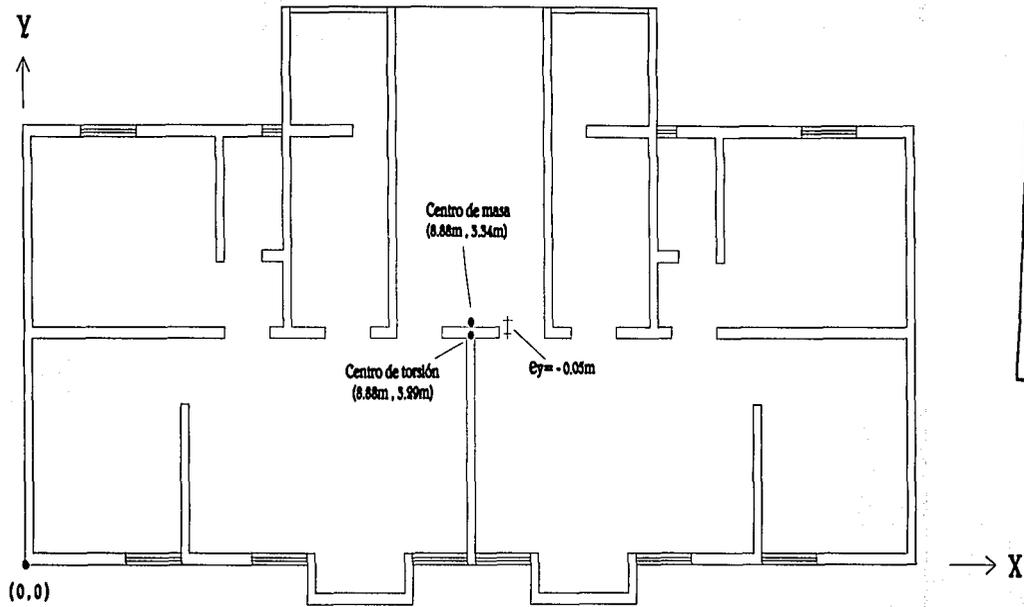
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.4 Excentricidad Segundo nivel

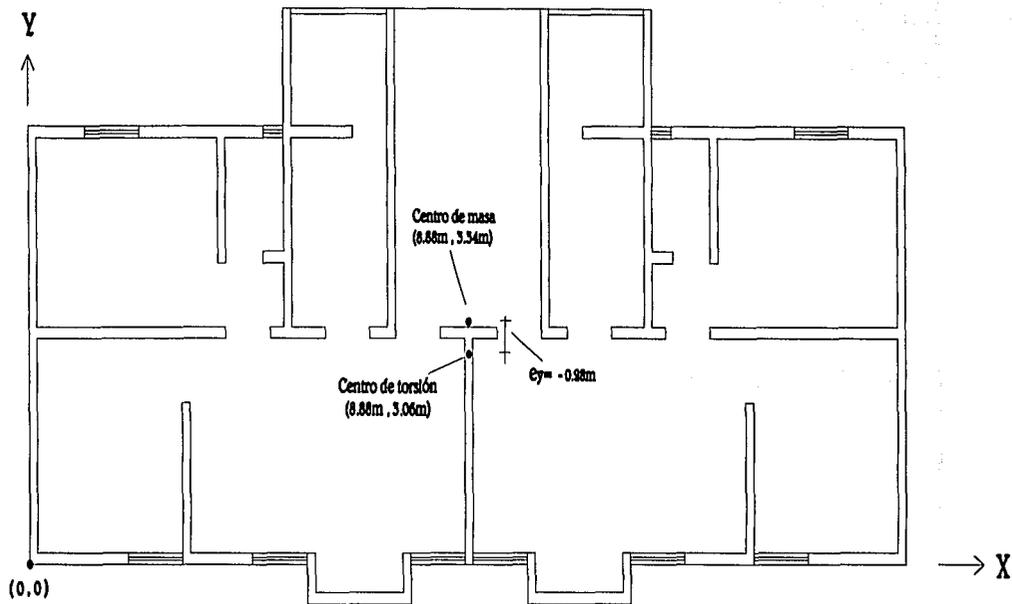


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.5 Excentricidad Tercer nivel



8.6 Excentricidad Cuarto nivel



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.7 Cortantes totales

8.7.1 Cortantes totales eje X del primer nivel

Muro	Kxj	Yj	(Kxj) Yj	Ytj	(Kxj) Ytj	(Kxj) Ytj ²	EFECTO DE V_x			EFECTO DE V_y	$V_x + 0.3V_y$	$V_y + 0.3V_x$
							DIRECTO	TORSIÓN	TOTAL			
1	1826	0.08	146.1	-3.26	-5952.6	19405.5	2.03	0.0766	2.10	0.2533	2.18*	0.884
1'	1826	0.08	146.1	-3.26	-5952.6	19405.5	2.03	0.0766	2.10	0.2533	2.18*	0.884
2	1045	0.11	109.8	-3.24	-3381.4	10938.7	1.16	0.0435	1.20	0.1439	1.25*	0.505
2'	1045	0.11	109.8	-3.24	-3381.4	10938.7	1.16	0.0435	1.20	0.1439	1.25*	0.505
3	1756	-0.46	-807.6	-3.80	-6671.2	25350.6	1.95	0.0859	2.03	0.2839	2.12*	0.894
3'	1756	-0.46	-807.6	-3.80	-6671.2	25350.6	1.95	0.0859	2.03	0.2839	2.12*	0.894
4	7986	3.21	25633.5	-0.13	-1038.1	135.0	8.86	0.0134	8.87	0.0442	8.89*	2.706
4'	7986	3.21	25633.5	-0.13	-1038.1	135.0	8.86	0.0134	8.87	0.0442	8.89*	2.706
5	568	3.19	1809.3	-0.16	-88.0	13.6	0.63	0.0011	0.63*	0.0037	0.63	0.193
5'	568	3.19	1809.3	-0.16	-88.0	13.6	0.63	0.0011	0.63*	0.0037	0.63	0.193
6	521	4.27	2223.3	0.93	484.2	450.3	0.58	-0.0062	0.57*	-0.0206	0.57	0.151
6'	521	4.27	2223.3	0.93	484.2	450.3	0.58	-0.0062	0.57*	-0.0206	0.57	0.151
7	520	6.04	3141.9	2.70	1404.5	3792.2	0.58	-0.0181	0.56*	-0.0598	0.54	0.108
7'	520	6.04	3141.9	2.70	1404.5	3792.2	0.58	-0.0181	0.56*	-0.0598	0.54	0.108
8	1210	6.04	7310.8	2.70	3268.1	8823.8	1.34	-0.0421	1.30*	-0.1391	1.26	0.251
8'	1210	6.04	7310.8	2.70	3268.1	8823.8	1.34	-0.0421	1.30*	-0.1391	1.26	0.251
9	241	6.04	1452.7	2.70	649.4	1753.4	0.27	-0.0084	0.26*	-0.0276	0.25	0.050
9'	241	6.04	1452.7	2.70	649.4	1753.4	0.27	-0.0084	0.26*	-0.0276	0.25	0.050
10	2358	6.04	14242.5	2.70	6366.7	17190.0	2.62	-0.0820	2.53*	-0.2709	2.45	0.489
10'	2358	6.04	14242.5	2.70	6366.7	17190.0	2.62	-0.0820	2.53*	-0.2709	2.45	0.489
						175706.3						

* Cortantes que rigen

TS CO.
FALLA 7 ORIGEN

8.7.2 Cortantes totales eje Y del primer nivel

Muro	Kyj	Xj	(Kyj) Xj	Xtj	(Kyj) Xtj	(Kyj) Xtj ²	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vx	Vy+ 0.3Vx	Vx+ 0.3Vy
							DIRECTO	TORSIÓN	TOTAL			
11	4.390	0.08	351.18	-8.80	-38629.4	339939.1	2.777	1.64	4.42	0.497	4.57*	1.824
11'	4.390	17.68	77610.07	8.80	38629.4	339939.1	2.777	-1.64	1.13*	-0.497	0.98	-0.157
12	2.578	3.21	8262.18	-5.68	-14629.6	83023.0	1.631	0.62	2.25*	0.188	2.31	0.864
12'	2.578	14.55	37508.51	5.67	14616.7	82876.8	1.631	-0.62	1.01*	-0.188	0.95	0.114
13	142.6289	5.68	810.13	-3.20	-456.4	1460.5	0.090	0.02	0.11*	0.006	0.11	0.039
13'	142.6289	12.08	1722.96	3.20	456.4	1460.5	0.090	-0.02	0.07*	-0.006	0.07	0.015
14	142.6289	7.64	1089.68	-1.24	-176.9	219.3	0.090	0.01	0.10*	0.002	0.10	0.032
14'	142.6289	10.12	1443.40	1.24	176.9	219.3	0.090	-0.01	0.08*	-0.002	0.08	0.023
15	8.986	8.88	79792.84	0.00	0.0	0.0	5.685	0.00	5.68*	0.000	5.68	1.705
16	3.717	0.08	297.33	-8.80	-32705.8	287811.0	2.351	1.39	3.74	0.421	3.87*	1.544
16'	3.717	17.68	65708.91	8.80	32705.8	287811.0	2.351	-1.39	0.96*	-0.421	0.83	-0.133
17	3.211	3.90	12524.28	-4.98	-15992.5	79642.9	2.032	0.68	2.71	0.206	2.77*	1.020
17'	3.211	13.86	44509.38	4.98	15992.5	79642.9	2.032	-0.68	1.35*	-0.206	1.29	0.199
18	1.151	5.23	6021.88	-3.65	-4202.6	15339.7	0.728	0.18	0.91	0.054	0.92*	0.326
18'	1.151	12.53	14427.18	3.65	4202.6	15339.7	0.728	-0.18	0.55*	-0.054	0.53	0.111
19	7.738	7.33	56677.20	-1.56	-12031.8	18709.5	4.895	0.51	5.41	0.155	5.45*	1.777
19'	7.738	10.35	80044.45	1.47	11335.4	16606.4	4.895	-0.48	4.41*	-0.146	4.37	1.178
20	2.847	5.23	14889.46	-3.65	-10391.3	37928.3	1.801	0.44	2.24	0.134	2.28*	0.807
20'	2.847	12.53	35672.08	3.65	10391.3	37928.3	1.801	-0.44	1.36*	-0.134	1.32	0.274
21	1.210	5.23	6324.33	-3.66	-4424.0	16169.7	0.766	0.19	0.95	0.057	0.97*	0.343
21'	1.210	12.53	15166.28	3.65	4418.0	16125.5	0.766	-0.19	0.58*	-0.057	0.56	0.116
						1758192.5						

* Cortantes que rigen

570
N
FALLA DE ORIGEN

8.7.3 Cortantes totales eje X del segundo nivel

Muro	Kxj	Yj	(Kxj) Yj	Ytj	(Kxj) Ytj	(Kxj) Ytj ²	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy	Vx + 0.3Vy	Vy + 0.3Vx
							DIRECTO	TORSIÓN	TOTAL			
1	1698	0.08	135.9	-3.26	-5536.8	18049.9	1.75	-0.0670	1.68	0.1994	1.74*	0.704
1'	1698	0.08	135.9	-3.26	-5536.8	18049.9	1.75	-0.0670	1.68	0.1994	1.74*	0.704
2	751	0.08	60.1	-3.26	-2449.2	7984.3	0.77	-0.0296	0.74	0.0882	0.77*	0.312
2'	751	0.08	60.1	-3.26	-2449.2	7984.3	0.77	-0.0296	0.74	0.0882	0.77*	0.312
3	1514	-0.46	-696.3	-3.80	-5751.8	21856.8	1.56	-0.0696	1.49	0.2071	1.55*	0.654
3'	1514	-0.46	-696.3	-3.80	-5751.8	21856.8	1.56	-0.0696	1.49	0.2071	1.55*	0.654
4	7982	3.21	25622.4	-0.13	-1037.7	134.9	8.22	-0.0126	8.21	0.0374	8.22*	2.501
4'	7982	3.21	25622.4	-0.13	-1037.7	134.9	8.22	-0.0126	8.21	0.0374	8.22*	2.501
5	429	3.21	1377.5	-0.13	-55.8	7.3	0.44	-0.0007	0.44*	0.0020	0.44	0.134
5'	429	3.21	1377.5	-0.13	-55.8	7.3	0.44	-0.0007	0.44*	0.0020	0.44	0.134
6	510	4.27	2179.7	0.93	474.7	441.5	0.53	0.0057	0.53*	-0.0171	0.53	0.142
6'	510	4.27	2179.7	0.93	474.7	441.5	0.53	0.0057	0.53*	-0.0171	0.53	0.142
7	462	6.04	2789.3	2.70	1246.9	3366.6	0.48	0.0151	0.49*	-0.0449	0.48	0.102
7'	462	6.04	2789.3	2.70	1246.9	3366.6	0.48	0.0151	0.49*	-0.0449	0.48	0.102
8	1107	6.04	6684.5	2.70	2988.1	8067.9	1.14	0.0361	1.18*	-0.1076	1.14	0.245
8'	1107	6.04	6684.5	2.70	2988.1	8067.9	1.14	0.0361	1.18*	-0.1076	1.14	0.245
9	210	6.04	1267.6	2.70	566.6	1529.9	0.22	0.0069	0.22*	-0.0204	0.22	0.047
9'	210	6.04	1267.6	2.70	566.6	1529.9	0.22	0.0069	0.22*	-0.0204	0.22	0.047
10	2352	6.04	14205.4	2.70	6350.1	17145.3	2.42	0.0768	2.50*	-0.2287	2.43	0.521
10'	2352	6.04	14205.4	2.70	6350.1	17145.3	2.42	0.0768	2.50*	-0.2287	2.43	0.521
						157169.0						

* Cortantes que rigen

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.7.4 Cortantes totales eje Y del segundo nivel

Muro	Kyj	Xj	(Kyj) Xj	Xtj	(Kyj) Xtj	(Kyj) Xtj ²	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vx	Vy + 0.3Vx	Vx + 0.3Vy
							DIRECTO	TORSIÓN	TOTAL			
11	4099	0.08	328	-8.80	-36075.6	317464.9	2.48	1.30	3.78	-0.436	3.65	0.697
11'	4099	17.68	72479	8.80	36075.6	317464.9	2.48	-1.30	1.18	0.436	1.31	0.791
12	1884	3.18	5993	-5.70	-10741.3	61225.3	1.14	0.39	1.53	-0.130	1.49	0.328
12'	1884	14.58	27466	5.70	10731.9	61118.0	1.14	-0.39	0.75	0.130	0.79	0.356
13	124	5.68	703	-3.20	-395.8	1266.5	0.07	0.01	0.09	-0.005	0.09	0.022
13'	124	12.08	1494	3.20	395.8	1266.5	0.07	-0.01	0.06	0.005	0.06	0.023
14	124	7.64	945	-1.24	-153.4	190.2	0.07	0.01	0.08	-0.002	0.08	0.022
14'	124	10.12	1252	1.24	153.4	190.2	0.07	-0.01	0.07	0.002	0.07	0.023
15	6843	8.88	60764	0.00	0.0	0.0	4.14	0.00	4.14	0.000	4.14	1.242
16	3426	0.08	274	-8.80	-30147.0	265293.4	2.07	1.09	3.16	-0.365	3.05	0.583
16'	3426	17.68	60568	8.80	30147.0	265293.4	2.07	-1.09	0.99	0.365	1.10	0.661
17	3206	3.90	12502	-4.98	-15963.9	79500.0	1.94	0.57	2.51	-0.193	2.46	0.561
17'	3206	13.86	44430	4.98	15963.9	79500.0	1.94	-0.57	1.36	0.193	1.42	0.602
18	1144	5.23	5983	-3.65	-4175.6	15240.8	0.69	0.15	0.84	-0.051	0.83	0.202
18'	1144	12.53	14334	3.65	4175.6	15240.8	0.69	-0.15	0.54	0.051	0.56	0.213
19	7605	7.33	55704	-1.56	-11825.2	18388.2	4.60	0.43	5.03	-0.143	4.98	1.365
19'	7605	10.35	78670	1.47	11140.8	16321.3	4.60	-0.40	4.20	0.135	4.24	1.394
20	2841	5.23	14859	-3.65	-10369.7	37849.5	1.72	0.37	2.09	-0.125	2.05	0.502
20'	2841	12.53	35598	3.65	10369.7	37849.5	1.72	-0.37	1.35	0.125	1.38	0.529
21	1107	5.23	5783	-3.66	-4045.0	14784.5	0.67	0.15	0.82	-0.049	0.80	0.196
21'	1107	12.53	13867	3.65	4039.5	14744.1	0.67	-0.15	0.52	0.049	0.54	0.206
						1620192.1						

* Cortantes que rigen

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 9

ANÁLISIS DE LOS MUROS

A continuación se hará el análisis de los muros del edificio para ver si su resistencia ante cargas verticales y las horizontales es adecuada, de no ser así se aumentará el espesor de los muros. Se hará para los niveles más desfavorables que son el primero y el segundo.

9.1 Resistencia de muros ante cargas verticales

Para el muro 1 - 1'

Formula general

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

Donde:

P_R es la carga vertical total resistente de diseño

F_R se tomará como 0.6 por ser muro confinado

f_m^* es igual a 19 kg/cm²

F_E se tomará igual a 0.6 por ser muro interior

A_T será igual a (16)(200) = 3200 cm²

Sustituyendo

$$P_R = (0.6)(0.6)(19)(3200) = 21888 \text{ kg}$$

Por lo tanto la carga vertical resistente de diseño para este muro es de **21888 kg**.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A continuación mostraremos una tabla mostrando el Factor de reducción por excentricidad y esbeltez F_E de cada muro

Muro	Tipo de muro	F_E
	M.E. -- Muro exterior M.I. -- Muro interior	
1 - 1'	M. E.	0.6
2 - 2'	M. E.	0.6
3 - 3'	M. E.	0.6
4 - 4'	M. I. soporta un claro que no difiere en mas de 50%	0.7
5 - 5'	M. I. soporta un claro que no difiere en mas de 50%	0.7
6 - 6'	M. I. soporta un claro que si difiere en mas de 50%	0.6
7 - 7'	M. E.	0.6
8 - 8'	M. E.	0.6
9 - 9'	M. E.	0.6
10 - 10'	M. I. soporta un claro que si difiere en mas de 50%	0.6
11 - 11'	M. E.	0.6
12 - 12'	M. I. soporta un claro que si difiere en mas de 50%	0.6
13 - 13'	M. E.	0.6
14 - 14'	M. E.	0.6
15	M. I. soporta un claro que no difiere en mas de 50%	0.7
16 - 16'	M. E.	0.6
17 - 17'	M. I. soporta un claro que si difiere en mas de 50%	0.6
18 - 18'	M. I. soporta un claro que si difiere en mas de 50%	0.6
19 - 19'	M. I. soporta un claro que no difiere en mas de 50%	0.7
20 - 20'	M. I. soporta un claro que si difiere en mas de 50%	0.6
21 - 21'	M. E.	0.6

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

9.1.1 Carga vertical resistente de diseño para todos los muros de los cuatro niveles con espesor de 13 cm con 1.5cm de espesor de aplanado por cada lado, con la formula:

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

Muro	Espesor (cm)	F_R	F_E	f_m^* (kg/cm ²)	Area Transversal (cm ²)	P_R (kg)	P_R (ton)
1 - 1'	16	0.6	0.6	19	3200	21888	21.89
2 - 2'	16	0.6	0.6	19	2240	15322	15.32
3 - 3'	16	0.6	0.6	19	2880	19699	19.70
4 - 4'	16	0.6	0.7	19	6080	48518	48.52
5 - 5'	16	0.6	0.7	19	1920	15322	15.32
6 - 6'	16	0.6	0.6	19	960	6566	6.57
7 - 7'	16	0.6	0.6	19	1840	12586	12.59
8 - 8'	16	0.6	0.6	19	2640	18058	18.06
9 - 9'	16	0.6	0.6	19	1360	9302	9.30
10 - 10'	16	0.6	0.6	19	2240	15322	15.32
11 - 11'	16	0.6	0.6	19	4880	33379	33.38
12 - 12'	16	0.6	0.6	19	3360	22982	22.98
13 - 13'	16	0.6	0.6	19	1120	7661	7.66
14 - 14'	16	0.6	0.6	19	1120	7661	7.66
15	16	0.6	0.7	19	5280	42134	42.13
16 - 16'	16	0.6	0.6	19	4400	30096	30.10
17 - 17'	16	0.6	0.6	19	2800	19152	19.15
18 - 18'	16	0.6	0.6	19	1440	9850	9.85
19 - 19'	16	0.6	0.7	19	7360	58733	58.73
20 - 20'	16	0.6	0.6	19	2560	17510	17.51
21 - 21'	16	0.6	0.6	19	2640	18058	18.06

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

9.1.2 Comparación entre las cargas actuantes y la resistencia de los muros

La comparación se hará con el primer y el segundo nivel por ser los mas desfavorables

Muro	PRIMER NIVEL		SEGUNDO NIVEL		DIFERENCIA	
					PLANTA BAJA	SEGUNDO NIVEL
	P_R (kg)	P_U (kg)	P_R (kg)	P_U (kg)	$P_R - P_U$ (kg)	$P_R - P_U$ (kg)
1 - 1'	21888	16358	21888	12586	5530	9302
2 - 2'	15322	16870	15322	13046	-1548	2275
3 - 3'	19699	18237	19699	14072	1462	5628
4 - 4'	48518	45209	48518	34766	3309	13752
5 - 5'	15322	18521	15322	14348	-3199	974
6 - 6'	6566	6279	6566	4886	287	1680
7 - 7'	12586	11000	12586	8507	1585	4079
8 - 8'	18058	14639	18058	11287	3419	6771
9 - 9'	9302	5333	9302	4107	3969	5195
10 - 10'	15322	14431	15322	11151	891	4171
11 - 11'	33379	22056	33379	16908	11324	16472
12 - 12'	22982	26965	22982	20808	-3983	2174
13 - 13'	7661	6093	7661	4728	1567	2933
14 - 14'	7661	6093	7661	4728	1567	2933
15	42134	44383	42134	34169	-2248	7966
16 - 16'	30096	19167	30096	14693	10929	15403
17 - 17'	19152	16035	19152	12363	3117	6789
18 - 18'	9850	7715	9850	5975	2134	3874
19 - 19'	58733	72676	58733	59798	-13943	770
20 - 20'	17510	13272	17510	10232	4238	7279
21 - 21'	18058	12103	18058	9312	5955	8746

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se puede observar en la tabla anterior que los muros 2 - 2', 5 - 5', 12 - 12', 15 - 15' y 19 - 19' del primer nivel están escasos de resistencia, por lo tanto decidimos aumentar el espesor en esos muros a 18 cm más 1.5 cm de aplanado por cada lado. Vemos que los muros del segundo nivel no tuvieron problemas de resistencia ante cargas verticales.

9.1.3 Carga vertical actuante de diseño para los muros corregidos del primer nivel, con espesor de 16 y 21 cm.

$$F_c = 1.4, \quad W_m = 400 \text{ kg} / \text{m}^2, \quad W_{\text{muros}16} = 636 \text{ kg} / \text{ml},$$

$$W_{\text{mazotea}} = 550 \text{ kg} / \text{m}^2, \quad W_{\text{muros}21} = 825 \text{ kg} / \text{ml}$$

$$P_u = F_c [(W_m + W_{vm})(A_{\text{trib.}}) + W_{\text{muros}}(L)] \# \text{ de niveles}$$

Muro	Area trib. m ²	Long. Del muro(m)	Carga viva W _{vm} (kg / m ²)	P u (kg)
1 - 1'	2.2	2	262	16358
2 - 2'	3	1.4	241	17307
3 - 3'	3	1.8	241	18237
4 - 4'	8.7	3.8	191	45209
5 - 5'	3.7	1.2	229	18901
6 - 6'	0.9	0.6	341	6279
7 - 7'	1.6	1.15	286	11000
8 - 8'	2.1	1.65	265	14639
9 - 9'	0.4	0.85	452	5333
10 - 10'	2.3	1.4	258	14431
11 - 11'	2.7	3.05	248	22056
12 - 12'	5.2	2.1	212	27588
13 - 13'	0.75	0.7	362	6093
14 - 14'	0.75	0.7	362	6093
15	9	3.3	190	45385
16 - 16'	2.2	2.75	262	19167
17 - 17'	2.4	1.75	256	16035
18 - 18'	1	0.9	330	7715
19 - 19'	10.9	4.6	184	74053
20 - 20'	1.8	1.6	277	13272
21 - 21'	1.4	1.65	297	12103

9.1.4 Carga vertical resistente de diseño para todos los muros del primer nivel, con espesor de 16 y 21 cm, con la fórmula:

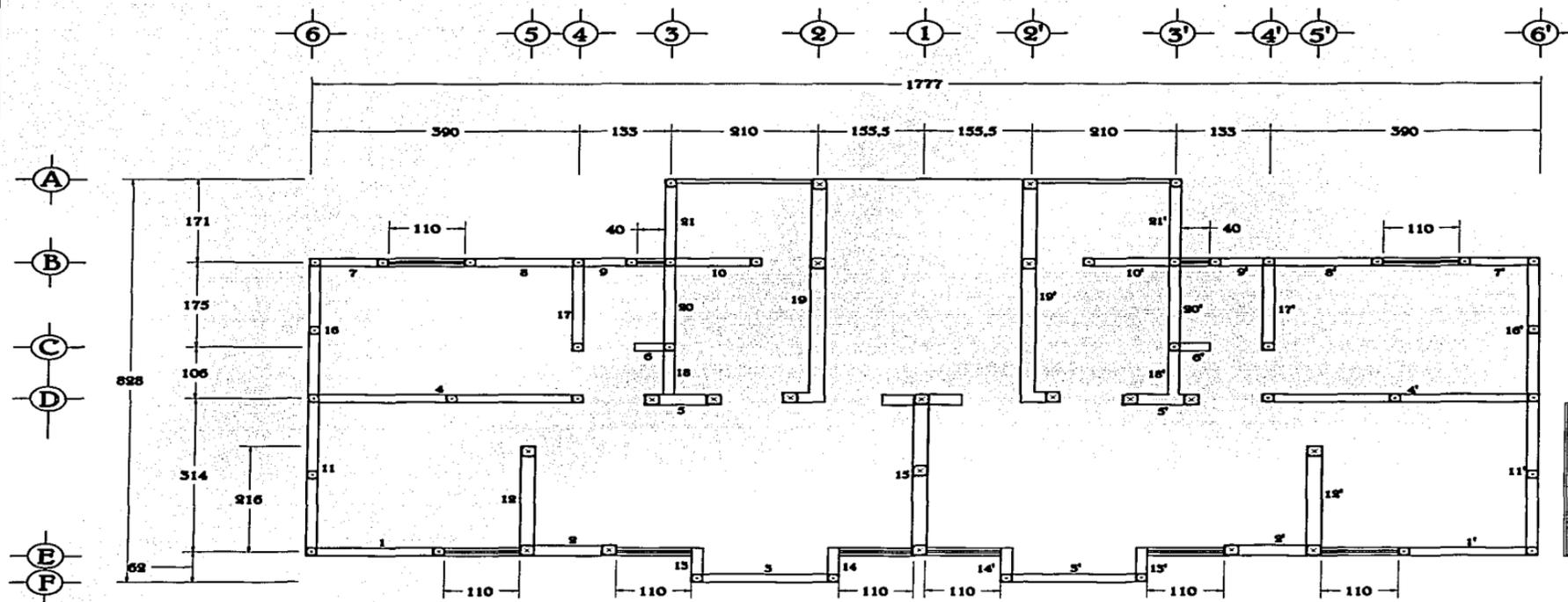
$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

Muro	Espesor (cm)	F_R	F_E	f_m^* (kg/cm ²)	Area Transversal (cm ²)	P_R (kg)	P_R (ton)
1 - 1'	16	0.6	0.6	19	3200	21888	21.89
2 - 2'	21	0.6	0.6	19	2940	20110	20.11*
3 - 3'	16	0.6	0.6	19	2880	19699	19.70
4 - 4'	16	0.6	0.7	19	6080	48518	48.52
5 - 5'	21	0.6	0.7	19	2520	20110	20.11*
6 - 6'	16	0.6	0.6	19	960	6566	6.57
7 - 7'	16	0.6	0.6	19	1840	12586	12.59
8 - 8'	16	0.6	0.6	19	2640	18058	18.06
9 - 9'	16	0.6	0.6	19	1360	9302	9.30
10 - 10'	16	0.6	0.6	19	2240	15322	15.32
11 - 11'	16	0.6	0.6	19	4880	33379	33.38
12 - 12'	21	0.6	0.6	19	4410	30164	30.16*
13 - 13'	16	0.6	0.6	19	1120	7661	7.66
14 - 14'	16	0.6	0.6	19	1120	7661	7.66
15	21	0.6	0.7	19	6930	55301	55.30*
16 - 16'	16	0.6	0.6	19	4400	30096	30.10
17 - 17'	16	0.6	0.6	19	2800	19152	19.15
18 - 18'	16	0.6	0.6	19	1440	9850	9.85
19 - 19'	21	0.6	0.7	19	7360	77087	77.09
20 - 20'	16	0.6	0.6	19	2560	17510	17.51
21 - 21'	16	0.6	0.6	19	2640	18058	18.06

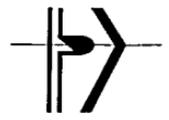
* Muro corregido

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

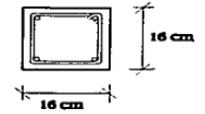
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



PLANTA PRIMER NIVEL CON ALGUNOS MUROS QUE FUERON AUMENTADOS (2-2', 5-5', 15, 12-12', 15-15', 19-19')



Castillo



4 var. # 3 y Estribos # 2

UNIVERSIDAD DON VASCO
TESIS PROFESIONAL
"Análisis y diseño estructural para edificio de mampostería"
Planta estructural (corregida)
Realizó: Rogelio A. Mercado Olivares
Correó en cms.

9.1.5 Comparación entre cargas actuantes y la resistencia de los muros.

La comparación se hará con el primer nivel.

Muro	PLANTA BAJA		DIFERENCIA
	P_R (kg)	P_U (kg)	$P_R - P_U$ (kg)
1 - 1'	21888	16358	5530.3
2 - 2'	20110	17307	2802.3
3 - 3'	19699	18237	1462.1
4 - 4'	48518	45209	3309.0
5 - 5'	20110	18901	1208.7
6 - 6'	6566	6279	287.2
7 - 7'	12586	11000	1585.1
8 - 8'	18058	14639	3418.9
9 - 9'	9302	5333	3969.0
10 - 10'	15322	14431	890.6
11 - 11'	33379	22056	11323.6
12 - 12'	30164	27588	2576.8
13 - 13'	7661	6093	1567.4
14 - 14'	7661	6093	1567.4
15	55301	45385	9916.5
16 - 16'	30096	19167	10928.5
17 - 17'	19152	16035	3117.2
18 - 18'	9850	7715	2134.5
19 - 19'	77087	74053	3033.4
20 - 20'	17510	13272	4238.2
21 - 21'	18058	12103	5954.9

El aumento en el ancho de los muros antes indicados es correcto, por lo tanto todos los muros cumplen por cargas verticales.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

9.2 Resistencia de muros ante cargas laterales

Del Método detallado de Análisis obtuvimos los esfuerzos cortantes totales actuantes de cada muro, por lo que a continuación obtendremos y compararemos los cortantes resistentes y los cortantes actuantes.

9.2.1 Cortantes actuantes (Primer nivel)

Muros	V TOTAL	$V_u = 1.1(V_{total})$ (ton)	V_u (kg)
1	2.18	2.40	2396
1'	2.18	2.40	2396
2	1.25	1.37	1371
2'	1.25	1.37	1371
3	2.12	2.33	2331
3'	2.12	2.33	2331
4	8.89	9.78	9775
4'	8.89	9.78	9775
5	0.63	0.69	695
5'	0.63	0.69	695
6	0.57	0.63	629
6'	0.57	0.63	629
7	0.56	0.61	615
7'	0.56	0.61	615
8	1.30	1.43	1431
8'	1.30	1.43	1431
9	0.26	0.28	284
9'	0.26	0.28	284
10	2.53	2.79	2788
10'	2.53	2.79	2788
11	4.57	5.03	5027
11'	1.13	1.25	1247
12	2.25	2.48	2479
12'	1.01	1.11	1110
13	0.11	0.12	121
13'	0.07	0.08	78

Muros	V TOTAL	Vu = 1.1 (Vtotal) (ton)	Vu (kg)
14	0.10	0.11	108
14'	0.08	0.09	91
15	5.68	6.25	6253
16	3.87	4.26	4256
16'	0.96	1.06	1055
17	2.77	3.05	3052
17'	1.35	1.49	1486
18	0.92	1.02	1016
18'	0.55	0.60	605
19	5.45	6.00	5999
19'	4.41	4.85	4854
20	2.28	2.51	2512
20'	1.36	1.49	1495
21	0.97	1.07	1068
21'	0.58	0.64	636

9.2.2 Cortantes actuantes (Segundo nivel)

Muros	V TOTAL	$V_u = 1.1(V_{total})$ (ton)	V_u (kg)
1	1.74	1.92	1917
1'	1.74	1.92	1917
2	0.77	0.85	848
2'	0.77	0.85	848
3	1.55	1.71	1707
3'	1.55	1.71	1707
4	8.22	9.04	9044
4'	8.22	9.04	9044
5	0.44	0.49	486
5'	0.44	0.49	486
6	0.53	0.58	585
6'	0.53	0.58	585
7	0.49	0.54	540
7'	0.49	0.54	540
8	1.18	1.29	1294
8'	1.18	1.29	1294
9	0.22	0.25	245
9'	0.22	0.25	245
10	2.50	2.75	2750
10'	2.50	2.75	2750
11	3.78	4.16	4157
11'	1.18	1.30	1299
12	1.53	1.68	1679
12'	0.79	0.87	872
13	0.09	0.10	98
13'	0.06	0.07	68
14	0.08	0.09	88
14'	0.07	0.08	76
15	4.14	4.55	4553
16	3.16	3.47	3474
16'	1.10	1.21	1206
17	2.51	2.77	2765
17'	1.42	1.56	1564
18	0.84	0.93	927
18'	0.56	0.61	612
19	5.03	5.53	5528
19'	4.24	4.66	4663
20	2.09	2.30	2301
20'	1.38	1.52	1521
21	0.82	0.90	897
21'	0.54	0.59	593

9.2.3 Cortantes resistentes (Primer nivel)

Muros	FR	VR	1.5 FR v* AT
1	0.7	5516	10080
1'	0.7	5516	11760
2	0.7	5437	10805
2'	0.7	5437	10805
3	0.7	5366	10584
3'	0.7	5366	10584
4	0.7	12418	22344
4'	0.7	12418	22344
5	0.7	5155	9261
5'	0.7	5155	9261
6	0.7	1770	3528
6'	0.7	1770	3528
7	0.7	3340	6762
7'	0.7	3340	6762
8	0.7	4672	9702
8'	0.7	4672	9702
9	0.7	2126	4998
9'	0.7	2126	4998
10	0.7	4210	8232
10'	0.7	4210	8232
11	0.7	8085	17934
11'	0.7	8085	17934
12	0.7	8469	16207
12'	0.7	8469	16207
13	0.7	1929	4116
13'	0.7	1929	4116
14	0.7	1929	4116
14'	0.7	1929	4116
15	0.7	13668	25468
16	0.7	7190	16170
16'	0.7	7190	16170
17	0.7	5016	10290
17'	0.7	5016	10290
18	0.7	2463	5292
18'	0.7	2463	5292
19	0.7	15209	27048
19'	0.7	15209	27048
20	0.7	4389	9408
20'	0.7	4389	9408
21	0.7	4352	9702
21'	0.7	4352	9702

9.2.4 Cortantes resistentes (Segundo nivel)

Muros	FR	VR	1.5 FR v* AT
1	0.7	4992	10080
1'	0.7	4992	11760
2	0.7	3954	8232
2'	0.7	3954	8232
3	0.7	4801	10584
3'	0.7	4801	10584
4	0.7	10969	22344
4'	0.7	10969	22344
5	0.7	3768	7056
5'	0.7	3768	7056
6	0.7	1586	3528
6'	0.7	1586	3528
7	0.7	2999	6762
7'	0.7	2999	6762
8	0.7	4211	9702
8'	0.7	4211	9702
9	0.7	1954	4998
9'	0.7	1954	4998
10	0.7	3761	8232
10'	0.7	3761	8232
11	0.7	7363	17934
11'	0.7	7363	17934
12	0.7	6170	12348
12'	0.7	6170	12348
13	0.7	1746	4116
13'	0.7	1746	4116
14	0.7	1746	4116
14'	0.7	1746	4116
15	0.7	9971	19404
16	0.7	6563	16170
16'	0.7	6563	16170
17	0.7	4513	10290
17'	0.7	4513	10290
18	0.7	2232	5292
18'	0.7	2232	5292
19	0.7	13413	27048
19'	0.7	13413	27048
20	0.7	3976	9408
20'	0.7	3976	9408
21	0.7	3966	9702
21'	0.7	3966	9702

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

9.2.5 Comparación entre los cortantes actuantes y los cortantes resistentes para cada muro del primer nivel

Muros	Primer nivel		1.5 FRV* AT	Diferencia Vu - VR (kg)
	Vu (kg)	VR (kg)		
1	2396	5516	10080	3119
1'	2396	5516	11760	3119
2	1371	5437	10805	4066
2'	1371	5437	10805	4066
3	2331	5366	10584	3035
3'	2331	5366	10584	3035
4	9775	12418	22344	2642
4'	9775	12418	22344	2642
5	695	5155	9261	4460
5'	695	5155	9261	4460
6	629	1770	3528	1142
6'	629	1770	3528	1142
7	615	3340	6762	2725
7'	615	3340	6762	2725
8	1431	4672	9702	3241
8'	1431	4672	9702	3241
9	284	2126	4998	1842
9'	284	2126	4998	1842
10	2788	4210	8232	1422
10'	2788	4210	8232	1422
11	5027	8085	17934	3057
11'	1247	8085	17934	6838
12	2479	8469	16207	5990
12'	1110	8469	16207	7359
13	121	1929	4116	1809
13'	78	1929	4116	1852

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Muros	Primer nivel		1.5 F _R V* A _T	Diferencia V _u - V _R (kg)
	V _u (kg)	V _R (kg)		
14	108	1929	4116	1822
14'	91	1929	4116	1838
15	6253	13668	25468	7414
16	4256	7190	16170	2934
16'	1055	7190	16170	6135
17	3052	5016	10290	1964
17'	1486	5016	10290	3529
18	1016	2463	5292	1448
18'	605	2463	5292	1859
19	5999	15209	27048	9210
19'	4854	15209	27048	10355
20	2512	4389	9408	1877
20'	1495	4389	9408	2894
21	1068	4352	9702	3284
21'	636	4352	9702	3716

Como podemos observar todos los muros del primer nivel resisten los esfuerzos horizontales (cortantes) debidos a sismo .

Y cumplen con la ecuación del artículo 247.5.3 inciso b de (RCEM) :

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

9.2.6 Comparación entre los esfuerzos cortantes y los esfuerzos resistentes para cada muro del segundo nivel

Muros	Segundo nivel		1.5 Fr V* AT	Diferencia Vu - VR (kg)
	Vu (kg)	VR (kg)		
1	1917	4992	10080	3075
1'	1917	4992	11760	3075
2	848	3954	8232	3106
2'	848	3954	8232	3106
3	1707	4801	10584	3094
3'	1707	4801	10584	3094
4	9044	10969	22344	1924
4'	9044	10969	22344	1924
5	486	3768	7056	3282
5'	486	3768	7056	3282
6	585	1586	3528	1001
6'	585	1586	3528	1001
7	540	2999	6762	2459
7'	540	2999	6762	2459
8	1294	4211	9702	2917
8'	1294	4211	9702	2917
9	245	1954	4998	1709
9'	245	1954	4998	1709
10	2750	3761	8232	1011
10'	2750	3761	8232	1011
11	4157	7363	17934	3206
11'	1299	7363	17934	6064
12	1679	6170	12348	4491
12'	872	6170	12348	5298
13	98	1746	4116	1648
13'	68	1746	4116	1678

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Muros	Primer nivel		1.5 FR V* AT	Diferencia Vu - VR (kg)
	Vu (kg)	VR (kg)		
14	88	1746	4116	1658
14'	76	1746	4116	1670
15	4553	9971	19404	5418
16	3474	6563	16170	3089
16'	1206	6563	16170	5357
17	2765	4513	10290	1748
17'	1564	4513	10290	2949
18	927	2232	5292	1306
18'	612	2232	5292	1620
19	5528	13413	27048	7885
19'	4663	13413	27048	8750
20	2301	3976	9408	1675
20'	1521	3976	9408	2455
21	897	3966	9702	3070
21'	593	3966	9702	3374

Como podemos observar todos los muros del primer nivel resisten los esfuerzos horizontales (cortantes) debidos a sismo .

Y cumplen con la ecuación del artículo 247.5.3 inciso b de (RCEM) :

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 10

CIMENTACIÓN

Para la cimentación emplearemos zapatas corridas de concreto reforzado, ya que estas se suelen utilizar para recibir descargas lineales (muros de carga, en suelos compresibles o en donde la capacidad de carga sea baja). El procedimiento de diseño es muy parecido al de zapatas aisladas, con la única diferencia de que el cortante por penetración suele despreciarse.

La cimentación se diseñará para cada eje, y tomaremos en cuenta que algunos de ellos son simétricos, también señalaremos que en cada eje hay dos o mas muros, por lo que se hará la suma de descargas de los mismos y se dividirá entre la suma de sus longitudes, para que nos resulte una carga uniformemente distribuida en todo el eje. La capacidad carga admisible ($q_{adm.}$) es de 8 ton/m^2 .

EJE	MUROS	DESCARGA LINEAL (ton/m)
1	15	13.8
2-2'	19-19'	16
3-3'	18-18', 20-20', 21-21'	7.4
4-4'	17-17'	9.2
5-5'	12-12'	14.0
6-6'	11-11', 16-16'	7.15
B	7-7', 8-8', 9-9', 10-10'	6.3
C	6-6'	10.6
D	4-4', 5-5'	7.4
E	1-1', 2-2'	6.2
F	3-3'	10.15

Para no diseñar zapatas en cada eje, dimensionaremos para cuatro diferentes descargas cuyos valores son de 16 ton/m , 14 ton/m , 10.6 ton/m y 7.4 ton/m , según la tabla anterior.

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

10.1 Diseño de zapatas

Diseño de zapata para una descarga de 16 ton/m.

Datos:

$$q \text{ adm.} = 8 \text{ ton/m}^2$$

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

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

$$D_f = 1.20 \text{ m.}$$

1.- Descarga a la cimentación.

$$W = w + \text{peso propio.} = 16 + (0.3)16 = 20.8 \text{ ton} \quad W = 20.8 \text{ ton ton}$$

2.- Area de cimentación.

$$A_z = \frac{W}{q \text{ adm}} = \frac{20.8}{8} = 2.6 \text{ m}^2$$

$$A_z = B L \quad \text{hacemos } L = 1$$

$$B = 2.6 \quad \text{Por lo tanto proponemos } B = 2.60 \text{ m}$$

3.- Presiones de contacto

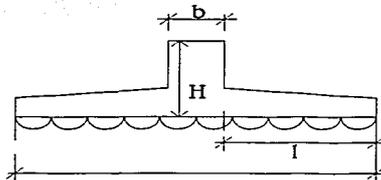
$$q_T = \frac{W}{BL} = \frac{20.8}{2.6(1)} = 8.0 \text{ ton/m}^2 = q \text{ adm}$$

$$\text{se utilizará } q_n = 6.15 \text{ ton/m}^2$$

Presión neta :

$$q_n = \frac{w}{BL} = \frac{16.0}{2.6(1)} = 6.15 \text{ ton/m}^2$$

4.- Peralte por flexión



$$B = 2.6 \text{ m}$$

Se propone $b = 25 \text{ cm}$. $H = 40 \text{ cm}$.

$$l = (B - b) / 2 = (2.6 - 0.25) / 2 = 1.175 \text{ m}$$

$$M = \frac{q_n(l^2)}{2} = \frac{6.15(1.175)^2}{2} = 4.24 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M = 424000 \text{ kg} - \text{cm.}$$

$$M_u = 1.4(424000) = 593600 \text{ kg} - \text{cm}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

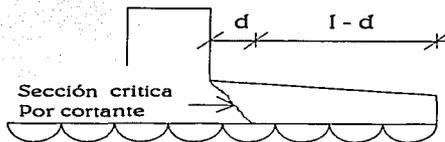
Peralte de la zapata:

$$d = 1.75 \sqrt{\frac{Mu}{13.8f'c}} = 1.75 \sqrt{\frac{593600}{13.8(250)}} = 22.95 \text{ cm.}$$

Proponemos $d=20$ cm. y $h=25$ cm.

5.- Revisión por cortante

--Como viga ancha



$$V = qn(l-d) \quad V = 6.15(1.175-0.20)$$

$$V = 5.99 \text{ ton} = 5990 \text{ kg.}$$

$$Vu = 1.4(5990) = 8386 \text{ kg.}$$

$$vu = Vu / L(d) \quad vu = 8386 / 100(20) = 4.193 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5FR\sqrt{f'c} = 0.5(0.8)\sqrt{200} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$vu = 4.19 \text{ kg/cm}^2 < V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se acepta}$$

6.- Diseño por flexión

$$Mu = 593600 \text{ kg-cm}$$

$$l_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00263$$

TRABAJA CON
FALLA DE ORIGEN

$$l_{nec} = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(Mu)}{FRbd^2f'c}} \right] \quad \text{sustituyendo : } l_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(593600)}{0.9(100)(20)^2 170}} \right]$$

$$l_{nec} = 0.00413 > l_{min} = 0.00263$$

se utilizará l_{nec}

$$As = l b d = 0.00413(100)(20) = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{utilizando var \# 4 } S = \frac{100(1.27)}{8.26} = 15.37 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizara var # 4 @ 15 cm. centro a centro.

-- Acero longitudinal

$$A_{ST} = \frac{660x1}{fy(100+x1)} (100)(1.5) \quad A_{ST} = \frac{660(20)}{4200(100+20)} (100)(1.5) = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100(0.71)}{3.92} = 18.11 \text{ cm}$$

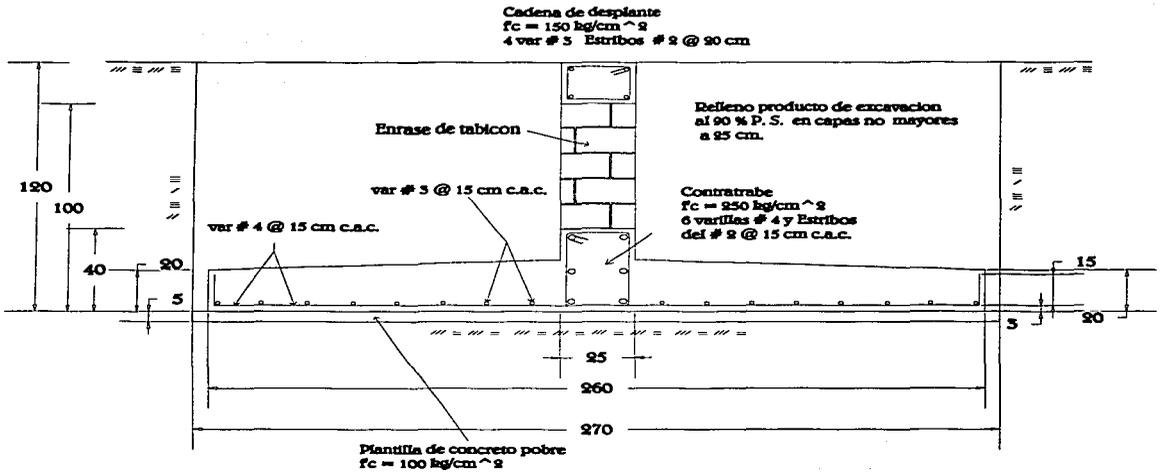
Por lo tanto se utilizará var # 3 @ 15 cm c. a. c.

7.- Revisión del peso propio de la zapata

W zapata =	(0.63m ²)(1.0 m)(2.4 ton/m ³) =	1.51 ton/m
W enrase de tabique =	(0.15m ²)(1.0 m)(1.6 ton/m ³) =	0.24 ton/m
W dala =	(0.05m ²)(1.0 m)(2.4 ton/m ³) =	0.12 ton/m
W plantilla =	(0.13m ²)(1.0 m)(2.1 ton/m ³) =	0.27 ton/m
W relleno de excav. =	(2.13m ²)(1.0 m)(1.3 ton/m ³) =	<u>2.77 ton/m</u>
		4.9 ton/m

El peso propio propuesto fue de $0.3(16) = 4.8 \text{ ton}$. y el peso real es de 4.9 ton es poca la diferencia por lo tanto podemos decir que lo supuesto esta bien.

8.- Croquis de armado



--- Cotas en centímetros

Diseño de zapata para una descarga de 14 ton/m.

Datos:

$$\begin{aligned} q \text{ adm.} &= 8 \text{ ton/m}^2 \\ f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ D_f &= 1.20 \text{ m.} \end{aligned}$$

1.- Descarga a la cimentación.

$$W = w + \text{peso propio.} = 14 + (0.3)14 = 18.2 \text{ ton} \quad W = 18.2 \text{ ton ton}$$

2.- Area de cimentación.

$$Az = \frac{W}{q \text{ adm}} = \frac{18.2}{8} = 2.28 \text{ m}^2$$

$$Az = B L \quad \text{hacemos } L=1$$

$$B = 2.28 \quad \text{Por lo tanto proponemos } B = 2.30 \text{ m}$$

3.- Presiones de contacto

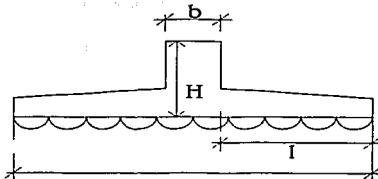
$$q_T = \frac{W}{BL} = \frac{18.2}{2.30(1)} = 7.91 \text{ ton/m}^2 < q \text{ adm}$$

$$\text{se utilizará } q_n = 6.08 \text{ ton/m}^2$$

Presión neta :

$$q_n = \frac{w}{BL} = \frac{14.0}{2.30(1)} = 6.08 \text{ ton/m}^2$$

4.- Peralte por flexión



$$B = 2.30 \text{ m}$$

Se propone $b=25 \text{ cm}$, $H=40 \text{ cm}$.

$$l = (B-b)/2 = (2.3-0.25)/2 = 1.025 \text{ m}$$

$$M = \frac{q_n(l^2)}{2} = \frac{6.08(1.025)^2}{2} = 3.19 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M = 319390 \text{ kg} - \text{cm.}$$

$$M_u = 1.4(319390) = 447146 \text{ kg} - \text{cm}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

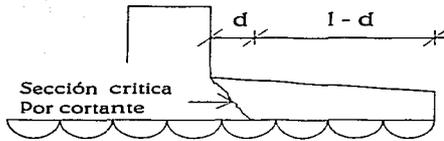
Deralte de la zapata:

$$d = 1.75 \sqrt{\frac{Mu}{13.8F'c}} = 1.75 \sqrt{\frac{447146}{13.8(250)}} = 19.92 \text{ cm.}$$

Proponemos $d = 15 \text{ cm.}$ y $h = 20 \text{ cm.}$

5.- Revisión por cortante

--Como viga ancha



$$V = qn(l-d) \quad V = 6.08(1.025-0.15)$$

$$V = 5.32 \text{ ton} = 5320 \text{ kg.}$$

$$Vu = 1.4(5320) = 7448 \text{ kg.}$$

$$vu = Vu / L(d) \quad vu = 7448 / 100(15) = 4.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5FR\sqrt{f'c} = 0.5(0.8)\sqrt{200} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$vu = 4.96 \text{ kg/cm}^2 < V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se acepta}$$

6.- Diseño por flexión

$$Mu = 593600 \text{ kg-cm}$$

$$\ell_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00263$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\ell_{nec} = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(Mu)}{FRbd^2 f'c}} \right] \quad \text{sustituyendo: } \ell_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(447146)}{0.9(100)(15)^2 170}} \right]$$

$$\ell_{nec} = 0.00565 > \ell_{min} = 0.00263$$

se utilizará ℓ_{nec}

$$As = \ell b d = 0.00565(100)(15) = 8.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{utilizando var \# 4 } S = \frac{100(1.27)}{8.47} = 14.98 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizara var # 4 @ 15 cm. centro a centro.

-- Acero longitudinal

$$A_{ST} = \frac{660x1}{fy(100+x1)} (100)(1.5) \quad A_{ST} = \frac{660(15)}{4200(100+15)} (100)(1.5) = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100(0.71)}{3.07} = 23.09 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizará var # 3 @ 20 cm c.a c.

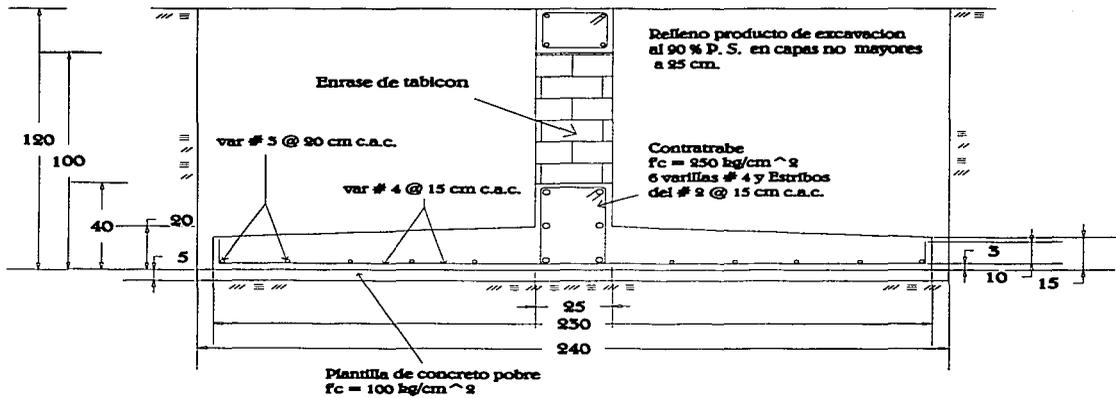
7.- Revisión del peso propio de la zapata

W zapata =	$(0.46 \text{ m}^3)(1.0 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) =$	1.10 ton/m
W enrase de tabique =	$(0.15 \text{ m}^3)(1.0 \text{ m})(1.6 \text{ ton/m}^3) =$	0.24 ton/m
W dala =	$(0.05 \text{ m}^3)(1.0 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) =$	0.12 ton/m
W planilla =	$(0.12 \text{ m}^3)(1.0 \text{ m})(2.1 \text{ ton/m}^3) =$	0.25 ton/m
W relleno de excav. =	$(1.99 \text{ m}^3)(1.0 \text{ m})(1.3 \text{ ton/m}^3) =$	<u>2.59 ton/m</u>
		4.3 ton/m

El peso propio propuesto fue de $0.3(14) = 4.2 \text{ ton}$. y el peso real es de 4.3 ton es poca la diferencia por lo tanto podemos decir que lo supuesto esta bien.

8.- Croquis de armado

Cadena de desplante
 $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$
 4 var # 3 Estribos # 2 @ 20 cm



-- Cotas en centímetros

IMPACTO CON
FALLA DE ORIGEN

Diseño de zapata para una descarga de 10.6 ton/m.

Datos:

$$\begin{aligned} q \text{ adm.} &= 8 \text{ ton/m}^2 \\ f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ D_f &= 1.20 \text{ m.} \end{aligned}$$

1.- Descarga a la cimentación.

$$W = w + \text{peso propio.} = 10.6 + (0.3)10.6 = 13.78 \quad W = 13.78 \text{ ton}$$

2.- Area de cimentación.

$$A_z = \frac{W}{q \text{ adm}} = \frac{14.84}{8} = 1.72 \text{ m}^2$$

$$A_z = B L \quad \text{hacemos } L=1$$

$$B = 1.72 \text{ m} \quad \text{Por lo tanto proponemos } B = 1.75 \text{ m}$$

3.- Presiones de contacto

$$q_T = \frac{W}{BL} = \frac{13.78}{1.75(1)} = 7.87 \text{ ton/m}^2 < q \text{ adm}$$

Presión neta:

$$q_n = \frac{W}{BL} = \frac{10.6}{1.75(1)} = 6.06 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{se utilizará } q_n = 6.06 \text{ ton/m}^2$$

4.- Peralte por flexión

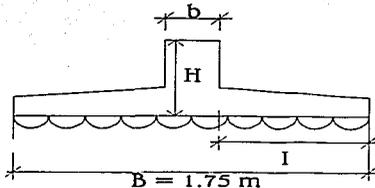
Se propone $b=20 \text{ cm}$, $H=30 \text{ cm}$.

$$l = (B-b)/2 = (1.75-0.20)/2 = 0.775 \text{ m}$$

$$M = \frac{q_n(l^2)}{2} = \frac{6.06(0.775)^2}{2} = 1.82 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M = 182000 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$M_u = 1.4(182000) = 254800 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$



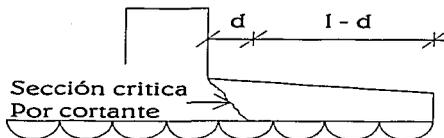
Peralte de la zapata

$$d = 1.75 \sqrt{\frac{Mu}{13.8f'c}} = 1.75 \sqrt{\frac{254800}{13.8(250)}} = 15.04 \text{ cm.}$$

Proponemos $d=15 \text{ cm.}$ y $h=20 \text{ cm.}$

5.- Revisión por cortante

--Como viga ancha



$$V = qn(l-d) \quad V = 6.06(0.775-0.15)$$

$$V = 3.78 \text{ ton} = 3787 \text{ kg.}$$

$$Vu = 1.4(3787) = 5302 \text{ kg.}$$

$$vu = Vu / L (d) \quad vu = 5302 / 100(15) = 3.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5FR\sqrt{F'c} = 0.5(0.8)\sqrt{200} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$

$vu = 3.53 \text{ kg/cm}^2 < V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$ Esta muy sobrado, entonces
disminuiremos el peralte (d) a 12 cm y $h = 15 \text{ cm.}$

$$V = qn(l-d) \quad V = 6.06(0.775-0.12) \quad V = 3.97 \text{ ton} = 3970 \text{ kg.}$$

$$Vu = 1.4(3970) = 5558 \text{ kg.} \quad vu = Vu / L (d) \quad vu = 5558 / 100(12) = 4.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5FR\sqrt{F'c} = 0.5(0.8)\sqrt{200} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$

$vu = 4.63 \text{ kg/cm}^2 < V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$ Se acepta

6.- Diseño por flexión

$$Mu = 253800 \text{ kg-cm}$$

$$l_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00263$$

$$l_{nec} = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(Mu)}{FRbd^2 f''c}} \right] \quad \text{sustituyendo: } l_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(253800)}{0.9(100)(12)^2 170}} \right]$$

$$l_{nec} = 0.00496 > l_{min} = 0.00263$$

se utilizará l_{nec}

$$A_s = l b d = 0.00496(100)(12) = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{utilizando var \# 3 } S = \frac{100(0.71)}{5.96} = 11.91 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizara var # 3 @ 12 cm. centro a centro.

-- Acero longitudinal

$$A_{ST} = \frac{660x1}{f_y(100+x1)} (100)(1.5) \quad A_{ST} = \frac{660(12)}{4200(100+12)} (100)(1.5) = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{71}{2.52} = 28.11 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizará var # 3 @ 25 cm c.a c.

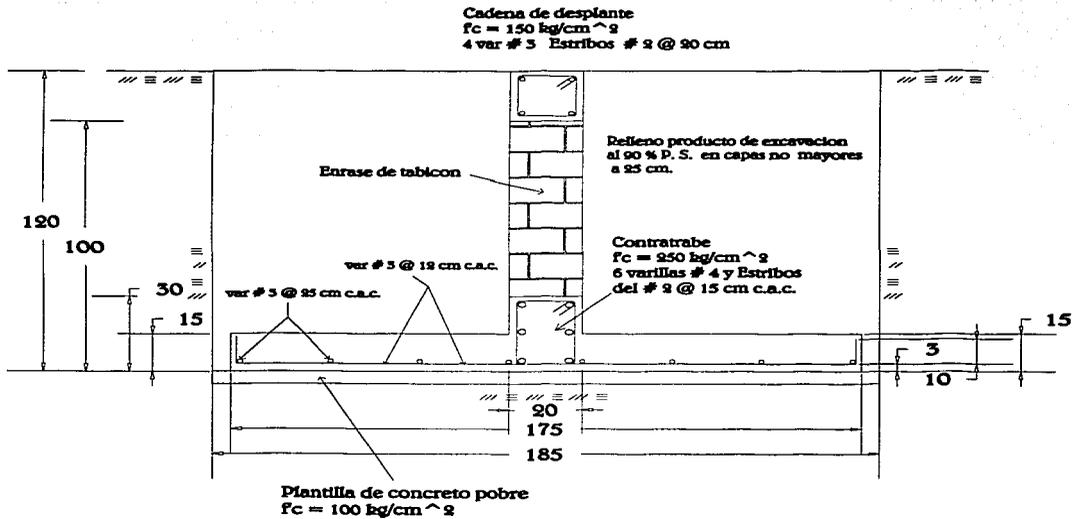
7.- Revisión del peso propio de la zapata

W zapata =	$(0.26\text{m}^2)(1.0 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) =$	0.62 ton/m
W enrase de tabique =	$(0.105\text{m}^2)(1.0 \text{ m})(1.6 \text{ ton/m}^3) =$	0.17 ton/m
W dala =	$(0.03\text{m}^2)(1.0 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) =$	0.07 ton/m
W plantilla =	$(0.087\text{m}^2)(1.0 \text{ m})(2.1 \text{ ton/m}^3) =$	0.18 ton/m
W relleno de excav. =	$(1.61\text{m}^2)(1.0 \text{ m})(1.3 \text{ ton/m}^3) =$	<u>2.10 ton/m</u>
		3.14 ton/m

El peso propio propuesto fue de $0.3(10.6) = 3.18 \text{ ton}$. y el peso real es de 3.14 ton es casi igual por lo tanto podemos decir que lo supuesto esta bien.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8.- Croquis de armado



--- Cotas en centímetros

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Diseño de zapata para una descarga de 7.4 ton/m.

Datos:

$$q \text{ adm.} = 8 \text{ ton/m}^2$$

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

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

$$Df = 1.20 \text{ m.}$$

1.- Descarga a la cimentación.

$$W = w + \text{peso propio.} = 7.4 + (0.3)7.4 = 9.62 \quad W = 9.62 \text{ ton}$$

2.- Area de cimentación.

$$Az = \frac{W}{q \text{ adm}} = \frac{9.62}{8} = 1.203 \text{ m}^2$$

$$Az = B L \quad \text{hacemos } L=1$$

$$B = 1.203 \quad \text{Por lo tanto proponemos } B = 1.20 \text{ m}$$

3.- Presiones de contacto

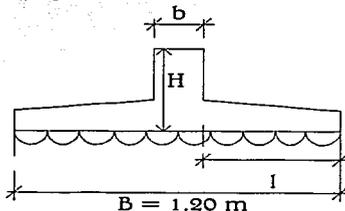
$$q_T = \frac{W}{BL} = \frac{9.62}{1.2(1)} = 8.0 \text{ ton/m}^2 = q \text{ adm}$$

Presión neta :

$$q_n = \frac{w}{BL} = \frac{7.4}{1.2(1)} = 6.16 \text{ ton/m}^2$$

se utilizará $q_n = 6.16 \text{ ton/m}^2$

4.- Peralte por flexión



Se propone $b=20 \text{ cm. } H=35 \text{ cm.}$

$$l = (B-b)/2 = (1.2-0.20)/2 = 0.50 \text{ m}$$

$$M = \frac{qn(l^2)}{2} = \frac{6.16(0.5)^2}{2} = 0.77 \text{ ton-m}$$

$$M = 77000 \text{ kg-cm.}$$

$$Mu = 1.4(77000) = 107800 \text{ kg-cm}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

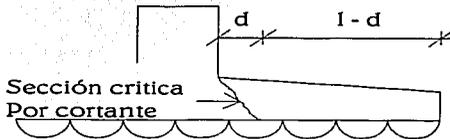
Peralte de la zapata:

$$d = 1.75 \sqrt{\frac{Mu}{13.8f'c}} = 1.75 \sqrt{\frac{107800}{13.8(250)}} = 9.78 \text{ cm.}$$

Proponemos $d=10 \text{ cm.}$ y $h=15 \text{ cm.}$

5.- Revisión por cortante

--Como viga ancha



$$V = qn(l-d) \quad V = 6.23(0.50-0.10)$$

$$V = 2.492 \text{ ton} = 2492 \text{ kg.}$$

$$Vu = 1.4(2492) = 3489 \text{ kg.}$$

$$vu = Vu / L(d) \quad vu = 3489 / 100(10) = 3.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5FR\sqrt{f'c} = 0.5(0.8)\sqrt{200} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$vu = 3.49 \text{ kg/cm}^2 < V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se acepta}$$

6.- Diseño por flexión

$$Mu = 107800 \text{ kg-cm}$$

$$\ell_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00263$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\ell_{nec} = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(Mu)}{FRbd^2 f'c}} \right] \quad \text{sustituyendo : } \ell_{nec} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(107800)}{0.9(100)(10)^2 170}} \right]$$

$$\ell_{nec} = 0.00296 > \ell_{min} = 0.00263$$

se utilizará ℓ_{nec} $A_s = \ell b d = 0.00296(100)(10) = 2.96 \text{ cm}^2$

utilizando var # 3 $S = \frac{100(0.71)}{2.96} = 24 \text{ cm}$

Por lo tanto se utilizara var # 3 @ 20 cm. centro a centro.

-- Acero longitudinal

$$A_{ST} = \frac{660x1}{fy(100+x1)} (100)(1.5) \quad A_{ST} = \frac{660(10)}{4200(100+10)} (100)(1.5) = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{71}{2.14} = 33.13 \text{ cm}$$

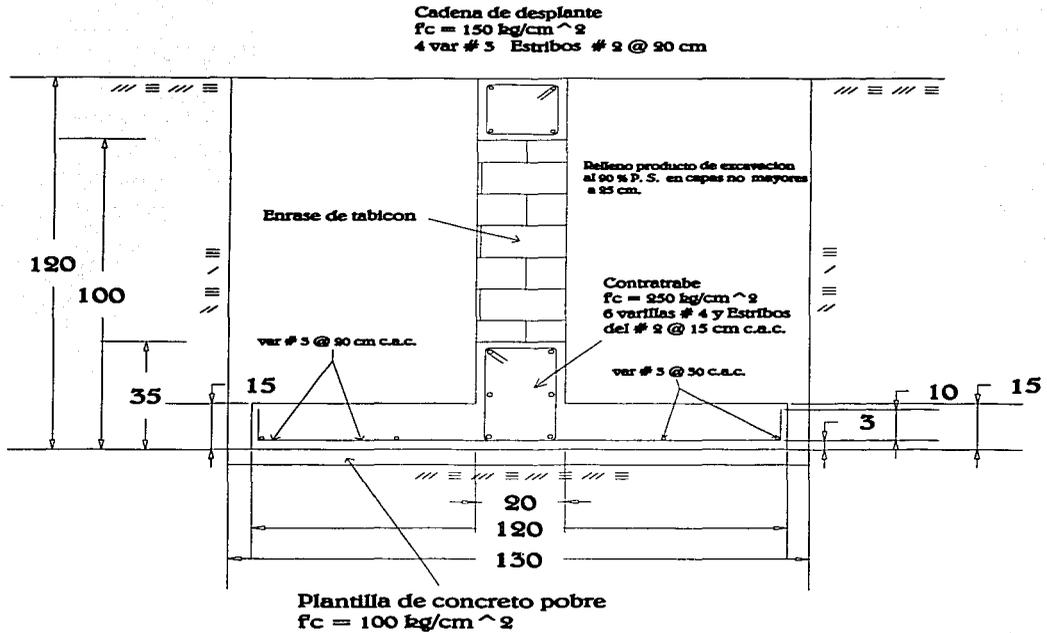
Por lo tanto se utilizará var # 3 @ 30 cm c.a.c.

7.- Revisión del peso propio de la zapata

W zapata =	(0.195m ³)(1.0 m)(2.4 ton/m ³) =	0.47 ton/m
W enrase de tabique =	(0.13m ³)(1.0 m)(1.6 ton/m ³) =	0.21 ton/m
W dala =	(0.04m ³)(1.0 m)(2.4 ton/m ³) =	0.10 ton/m
W plantilla =	(0.06m ³)(1.0 m)(2.1 ton/m ³) =	0.13 ton/m
W relleno de excav. =	(1.02m ³)(1.0 m)(1.3 ton/m ³) =	<u>1.33 ton/m</u>
		2.24 ton/m

El peso propio propuesto fue de 0.3(7.4) = 2.22 ton . y el peso real es de 2.24 ton es casi igual por lo tanto podemos decir que lo supuesto esta bien.

8.- Croquis de armado



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES

Como ya se había mencionado anteriormente, un alto porcentaje de la construcción en México es a base de mampostería, y la mayor parte de los Estados de la República Mexicana no cuenta con sus propias normas técnicas para diseño y construcción de la mismas, empleando casi siempre las del Distrito Federal; esto presenta además el gran inconveniente de que desconocemos las propiedades mecánicas de los materiales en cada región. En el caso de Michoacán, la mayor parte del reglamento de construcciones relativa a mampostería es una clara copia de las normas técnicas del Distrito Federal.

Hablando en particular del presente trabajo, podemos observar que un edificio tradicional de mampostería de tabique de barro recocido de 16 cm. de espesor en suelo típico de la ciudad de Uruapan, no es capaz de soportar 4 niveles, por lo que deben considerarse incrementos de espesor en algunos muros, lo anterior se verifica realizando un correcto análisis para cargas verticales y laterales de sismo, este último en muchos casos ignorado, redundando en daños importantes con pérdidas económicas y sociales de consideración en caso de eventos con gran intensidad.

Otra causa importante de falla en estructuras de mampostería radican en no seguir las recomendaciones de diseño y constructivas especificadas en las normas y reglamentos, relativas fundamentalmente a la calidad de los materiales, la densidad de muros en dirección corta de la construcción, la correcta distribución de rigideces y el detallado del refuerzo.

Cumpliendo lo anteriormente anunciado, se disminuiría de manera importante, las fallas que a la fecha siguen ocurriendo en los edificios de mampostería dentro de nuestro país.

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

Martínez Ruiz, Guillermo
APUNTES DE CIMENTACIONES
Universidad Don Vasco, A.C.
Uruapan, Mich. 2000.

Martínez Ruiz, Guillermo
APUNTES DE CONCRETO
Universidad Don Vasco, A.C.
Uruapan, Mich. 2000.

Bazán Zurita Enrique, Meli Piralla Roberto
DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
Editorial Limusa, primera edición
México, D.F. 1998

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, SMIE
EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA PARA VIVIENDA
México, Ingenieros Civiles Asociados (ICA), 1999

Farias Arce, Rafael
MUROS DE CARGA SISMO
Segunda edición
UNAM, México, 1984

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DEL DISTRITO FEDERAL - 95**

México, D.F. 1995

D.D.F.

Gobierno del Estado de Michoacán

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL ESTADO DE MICHOACÁN – 1990

Morelia, Mich. 1990

Research Engineers Corp. Headquarters

PROGRAMA STAAD / Pro V.3.1

STRUCTURAL ANALISYS AND DESIGN PROGRAM

Research Engineers 1997-1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN