

FALLA DE ORIGEN

71
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL
CONFORME AL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARIO EMMANUEL VARGAS DEL VALLE

ENEP



ARAGON

MEXICO, D. F.

MARZO DE 1995



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 está 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.

**" ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PARA
VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL CONFORME
AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL "**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

MARIO EMMANUEL VARGAS DEL VALLE
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 14 de septiembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. TRINIDAD ADOLFO ALMAZAN JARAMILLO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PARA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL, CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Octubre 18 de 1993
EL DIRECTOR


M. en I. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Ing. Trinidad Adolfo Almazan Jaramillo, Asesor de Tesis.

62

A MIS PADRES, COMO UN TRIBUTO AL
ESFUERZO INVALUABLE PARA PERMITIR
QUE FUERA ALCANZADA ESTA META.

A MIS HERMANOS, COMO UN ALICIENTE PARA LA
LA SUPERACION DIARIA Y CONTINUA, EN BUSCA
DE SU REALIZACION PROFESIONAL Y HUMANA.

A LA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON", POR EL CUMPLI-
LO DE CONOCIMIENTOS ADQUIRIDOS Y
LA FORMACION PROFESIONAL.

A MI DIRECTOR DE TESIS;
ING. T. ADOLFO ALMAZAN JARAMILLO,
POR EL APOYO Y ASESORIA EN LA
FORMACION ULTIMA DE UN PROFESIONISTA.

A MI JEFE DE CARRERA;
ING. JOSE PAULO MEJORADA MOTA.
POR CINCO AÑOS DE DIRECCION Y
DOCENCIA EN APOYO AL ESTUDIANTE.

A MI DIRECTOR;
M. EN I. CLAUDIO C. MERFIELD CASTRO.
POR HACER DE LA ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES " ARAGON " ,
UN LUGAR DE LA INGENIERIA Y PARA LA
INGENIERIA EN DONDE:
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "

A LOS PROFESORES:
ING. JOSE MARIO AVALOS HERNANDEZ.
ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ.
M. EN ING. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ.
POR SUS OBSERVACIONES Y APOYO EN LA
REALIZACION DE ESTE TRABAJO.

A MIS FAMILIARES, POR SUS CONTRIBUCIONES
EN LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO Y SU
APOYO EN LA ELECCION DE ESTA CARRERA, EN
ESPECIAL:
ING. JOSE ENRIQUE RIVERA SOSA.
ING. HECTOR SOSA SOSA
SR. ENRIQUE HERRERA MALDONADO.

A MIS COMPANEROS Y AMIGOS, POR SU
APOYO INCONDICIONAL EN LA SUPERACION DE
LA CARRERA, EN ESPECIAL:
CARRIZOSA ELISONDO ELISEO.
GOMEZ FLORES JESUS ENRIQUE.
MORA PALAFOX FRANCISCO.
ROSETE CRUZ ENRIQUE.

**" ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PARA VIVIENDA DE
INTERES SOCIAL, CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL "**

I N D I C E

C A P I T U L O	P A G .
I. INTRODUCCION.	6
II. ASPECTOS GENERALES DE LA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL.	9
2.1 Familia y Sociedad.	9
2.2 Una Necesidad de México, La Vivienda.	11
2.3 Definición Conceptual del Mínimo de Vivienda.	13
2.4 Definición Operativa del Mínimo de Vivienda para el Pronóstico.	16
2.5 Pronóstico, Formulación de Proyecciones y Comporta- miento de la Población, 1970-2000.	18
2.6 La Vivienda de Interés Social.	21
2.7 Soluciones: Programas para Vivienda en el D.F. Pos- teriores a los Sismos de 1985.	23
III. IMPORTANCIA DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL EN UN EDIFICIO. .	24
3.1 Sucesos que Llevaron a la Toma de Conciencia de la Seguridad Estructural en el Distrito Federal.	25
3.2 Descripción y Comportamiento de los Sistemas Es- tructurales a Septiembre de 1985.	27
3.3 Conceptos Generales para el Diseño Estructural.	31
3.4 Objetivos del Diseño Estructural.	34
3.5 De la Seguridad Estructural.	35
IV. NORMATIVIDAD DE PROYECTO.	38
4.1 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal	38

4.2	Título Sexto, " Seguridad Estructural de las Construcciones.	39
4.2.1.	Características Generales de las Edificaciones.	42
4.2.2.	Criterios de Diseño Estructural.	43
4.2.3.	Cargas Muertas.	45
4.2.4.	Cargas Vivas.	45
4.3	Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería .	47
4.4	Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto . . .	56
4.5	Diseño y Construcción de Cimentaciones.	64
4.6	Diseño por Sismo.	70
V.	PROPUESTA DE PROYECTO.	74
5.1	Memoria Descriptiva del Proyecto.	75
5.1.1	Ubicación y Altitud Sobre el Nivel del Mar del Proyecto en el Distrito Federal.	77
5.1.2	Aproximación a la Colonia Martín Carrera y Edificaciones Circundantes.	79
5.2	Mecánica de Suelos.	87
5.2.1	Información Geotécnica Disponible.	87
5.2.2	Resultados de Sondeo Mixto No. 1 (SM-1).	88
5.2.3	Resultados de Pozo a Cielo Abierto No. 1 (PCA - 1).	89
5.2.4	Conclusiones y Resultados del Estudio.	89
5.3	Estudio Y Estructuración del Plano Arquitectónico.	91
5.3.1	Planos Arquitectónicos.	92
VI.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.	93
6.1	Resistencia a Cargas Verticales de Muros de Mampostería.	95
6.1.1	Cargas en Losas.	95
6.1.2	Áreas Tributarias de Losas.	96

6.1.3 Cargas Tributarias de Losas.	102
6.1.4 Peso de Cerramientos.	107
6.1.5 Peso de Muros.	111
6.1.6 Peso Acumulado por Entrepiso en Muros.	112
6.2 Revisión de la Seguridad a Cargas Verticales.	119
6.3 Diseño de Losas.	121
6.3.1 Losas de Azotea.	124
6.3.2 Losas de Entrepiso.	127
6.3.3 Losas de Baños (en un solo sentido)	130
6.4 Diseño de Vigas.	134
6.5 Análisis Sísmico.	149
6.6 Diseño de la Cimentación.	153
6.7 Diseño de la Escalera de Acceso a Departamentos.	168
VII. CONCLUSIONES.	201
APENDICE "A".	203
APENDICE "B".	206
APENDICE "C".	208
BIBLIOGRAFIA.	226

I. INTRODUCCION

I. INTRODUCCION.

México, al ser un país en vías de desarrollo requiere de la Ingeniería Civil, como principal engrane de funcionamiento, lo mismo para comunicarse tanto nacional e internacionalmente, como para ofrecer espacios habitables que requirieron estudios específicos y elementos, profesionales que se preocupen de su óptimo desempeño estructural.

Cabe notar que de estos espacios habitables uno de los que revisten una mayor importancia es la vivienda.

Ya que la familia, a través de la historia de la humanidad se ha constituido como la piedra angular sobre la que se asienta el fundamento de cualquier sociedad. De tal forma una de las primeras metas que persigue con su formación será la de poseer una vivienda que le permita saberse dueño de un ver-

dadero hogar.

Ahora bien, cuando se reflexiona a cerca de la vivienda segura y al alcance de cualquier familia, es cuando surge el concepto de vivienda de interés social que será pie del capítulo II. Considerando para tal efecto a la vivienda de interés social, un reto diario a superar para el Ingeniero Civil, por buscar y utilizar los materiales que cumplan con los requerimientos mínimos de seguridad estructural.

Precisamente teniendo en cuenta lo anterior es que el presente trabajo pretende, inicialmente dar algunos aspectos generales de la vivienda, enfocándose a la vivienda de interés social, la forma como se ha presentado como fenómeno social y se ha convertido en una solución a la necesidad en el Distrito Federal y aun en los Estados de

la República, dando vivienda digna a bajo costo sin descuidar que sea segura y duradera.

En este mismo contexto en el capítulo III de este trabajo se tomará conciencia de la importancia de que tiene la seguridad estructural de un edificio, haciendo hincapie que la seguridad no necesariamente implica grandes costos, sino que un conocimiento adecuado de los materiales utilizados en la construcción y conjuntando sus propiedades, se satisfacen los requerimientos estructurales específicos de un problema dado, y se pueden obtener estructuras económicas y seguras.

Con el objeto de hacer más tangible el presente trabajo, se buscó un proyecto de vivienda de interés social que correspondiera a una necesidad, dentro de el Distrito Federal, ya a partir del 1987 y

como consecuencia de los sismos de septiembre de 1985, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal sufrió modificaciones notorias dignas de considerarse y que han dado por resultado una de las Normatividades para los proyectos de construcción más completas aun a nivel internacional y que a su vez más se apegan al entorno geográfico y geológico del lugar para el cual se realizaron, por lo que se convertirán en objeto del Capítulo IV.

Para el Capítulo V, se definirán las características del proyecto propuesto para que sea calculado en el capítulo siguiente, dando su memoria descriptiva, los motivos que llevaron a su selección. Aquí mismo se mostraran los planos arquitectónicos así como algunos datos relevantes, mismos que serán de utilidad para el posterior análisis por sismo.

Para el análisis estructural que se realizará en el Capítulo VI, se tomarán en cuenta los datos de proyecto, los planos arquitectónicos así como los requerimientos normativos para el Distrito Federal, se consideraran las sugerencias que al caso vengan, realizadas por el

Instituto de Ingeniería de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México en su serie "Comentarios, Ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño para el Departamento del Distrito Federal" de Febrero de 1992.

Espero de utilidad la consulta de este material.

Mario Emmanuel Vargas del Valle.
México, D.F., Enero de 1994.

II. ASPECTOS GENERALES DE LA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL

II. ASPECTOS GENERALES DE LA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL.

2.1 FAMILIA Y SOCIEDAD.

La familia es la piedra angular sobre la que se asienta el fundamento de cualquier sociedad. Su concepto cobra gran importancia, por que en efecto la familia no es solamente el pequeño núcleo de personas con apellidos afines, intereses mutuos y necesidades de un mismo orden. Siendo en la familia el hombre generalmente quien la encabeza para el cual, quizá su ilusión máxima con su familia sea la de poseer una vivienda, que no solo le satisface una necesidad, sino que refleje el fruto de su trabajo.

En conjunción de lo anterior, el problema de vivienda debe contemplarse como el problema del hombre, con la gran complejidad que esto representa.

FALLA DE ORIGEN

Gordon Childe, antropólogo austriaco asegura, que veinticinco mil años antes de nuestra era ya existían construcciones calificables como viviendas. Sus características reflejan la organización social de los grupos que las habitaron y cuyo germen se percibe en las aglomeraciones que ahora conforman las ciudades actuales.

El incremento de la población y su éxodo hacia las ciudades, constituye una manifestación típica de la cultura moderna, que trae consigo la consecuente demanda de servicios públicos y habitación. Así el fenómeno de urbanización, trae consigo necesidades de: comunicación, transporte, vigilancia, salubridad, educación, seguridad, trabajo, recreación y vivienda.

Gran proporción de tierra urbana es destinada para la construcción de viviendas individuales y una importante cantidad del valor urbano en bienes raíces le corresponde.

A cualquier nivel, la vivienda es de relevante importancia porque incide en la salud y el bienestar, ésta en íntima relación con los principios de igualdad y obra como factor vital en la economía del país lo mismo que el mercado de inversiones y en la política fiscal. De este modo el problema de la vivienda emerge como uno de los más graves a que se enfrentan los pueblos del mundo por las insatis-

facciones que genera y las frustraciones que provoca.

América Latina en especial, se caracteriza por una situación preocupante en materia de vivienda, deteriorada por la explosión demográfica, muy altas rentas en comparación con los bajos ingresos familiares y una gran cantidad de viviendas temporales ilegales en los alrededores de la ciudad (cinturón de miseria o ciudades fantasmas), resultado de un rápido crecimiento de la población urbana, inestabilidad económica, y atraso en las políticas de financiamiento para casas en propiedad.

2.2 UNA NECESIDAD DE MEXICO,

LA VIVIENDA.

Para el caso de México la escasez de vivienda se debe a que esta experimentando un proceso de industrialización y una acelerada expansión urbana. La carencia de viviendas adecuadas provoca uno de los problemas económicos y sociales de mayor relevancia agravado por el índice de crecimiento del costo de materiales y de equipo para construcción, no obstante los esfuerzos del Pacto para la Estabilidad la Competitividad y el Empleo (PECE), por frenar las escaladas de precios.

En materia de vivienda se han realizado cuantiosos estudios e investigaciones, de los cuales se puede mencionar:

-las cuantificaciones que elaboraron en 1977 Gustavo Garza y Mar-

tha Scheingart, para el libro "La acción habitacional del Estado en México".

-el Programa Nacional de Vivienda, elaborado por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas en 1979.

-las estimaciones realizadas por Jesús Puente Leyva para el perfil de México en 1980, dentro de la obra llamada " El Problema Habitacional ".

Garza y Scheingart realizaron sus cuantificaciones para México, tanto para el medio urbano como rural, (consideraron rurales las localidades de menos de 15,000 habitantes). Ellos elaboran un cálculo bajo y otro alto, en los que para mantener un déficit constante

en el periodo 1970-1990 se requerirían 9.1 millones de nuevas viviendas en el primer caso y 14.6 millones en el segundo.

El Programa Nacional de Vivienda, (PNV) estima las necesidades de vivienda nueva que generarían en el periodo 1978-2000 en el medio urbano, como consecuencia del incremento demográfico del país en la cantidad de 6.5 millones. Adicionalmente, calcula el número de viviendas que sería necesario reponer, tanto por estar construidas con materiales inaceptables como por su deterioro previsto, siendo de 4.4 millones. Esto es, en total

preve requerimientos de 10.9 millones de viviendas nuevas en el periodo.

Por su parte, Jesús Puente Leyva en un periodo más conservador estima el déficit para el periodo de 1969-1980, para lo cual el autor calificó como deficitarias las viviendas con más de dos personas por cuarto en el medio urbano y más de tres en el medio rural, añadiendo, 20% y 25% respectivamente como viviendas dañadas, el crecimiento demográfico y las viviendas que se deterioran totalmente en el periodo, llegando así a una necesidad de 13 millones.

2.3 DEFINICION CONCEPTUAL DEL MINIMO DE VIVIENDA.

Desde el punto de vista conceptual, el mínimo de vivienda sería el límite inferior al que se pueden reducir las características de la vivienda sin sacrificar su eficacia como satisfactor de las necesidades habitacionales de sus ocupantes. Para esto, toda vivienda debe proveer suficiente protección higiene, privacidad y comodidad a sus ocupantes. Debe estar adecuadamente localizada y encontrarse en una situación de tenencia saneada.

1. PROTECCION. Es la capacidad de la vivienda para aislar a sus ocupantes en forma suficiente, permanente o regulable a voluntad, de agentes exteriores potencialmente agresivos. Estos últimos pueden ser de origen climático (calor, frio, lluvia, nieve, vientos, etc.) de origen residual (polvo,

ruido, etc.), producidos por catástrofes (inundaciones, sismos, tormentas) o referirse a la agresión directa de animales y especialmente de gérmenes patógenos.

2. HIGIENE. Toda vivienda debe ofrecer condiciones de higiene suficientes para reducir las probabilidades de que sus ocupantes contraigan enfermedades cuyo origen, frecuencia o persistencia sean directa o indirectamente atribuibles a las condiciones de la habitación.

Parte de la higiene de la vivienda tiene que ver con la cantidad de espacio útil, total o específico por ocupante; con el número máximo de ocupantes por recinto (especialmente en recámaras); con la posibilidad de aislamiento efectivo de enfermos en ellas atendidos.

Al mismo tiempo, la vivienda debe responder --con sus materiales y su sistema constructivo-- a la necesidad de atenuar los efectos potenciales nocivos de temperaturas extremas y corrientes no controladas de aire frío.

3. PRIVACIDAD. Puede hablarse de privacidad externa de la vivienda, en cuyo caso el concepto es muy similar al de protección. Se refiere fundamentalmente, a la capacidad --dosificada en forma voluntaria-- que tiene el grupo que ocupa la vivienda para aislarse del medio social y físico exterior. La casa habitación debe dar a los usuarios la posibilidad de dicha dosificación mediante un diseño idóneo y un uso correcto de los materiales de construcción.

La privacidad interna, por su parte, consiste en la aptitud de la vivienda para hacer posible cierto

grado de aislamiento voluntario de algunos ocupantes con respecto a los demás. Es decir, debe contar con los elementos que permitan a los ocupantes regular sus propios contactos de convivencia.

4. COMODIDAD Y FUNCIONALIDAD. Para que una vivienda que cumple con los requisitos de protección, higiene y privacidad sea, además, cómoda y funcional, debe tener un orden espacial que respete los modos con que la familia realiza sus actividades domésticas y al mismo tiempo, debe proporcionar la expresión de las pautas culturales y hábitos de la vida de la familia y de los individuos que la forman.

Para que una vivienda pueda considerarse funcional, esa calidad de ordenadora activa de la vida familiar debe estar apoyada en espacios suficientes para los miembros del grupo, de sus desplazamientos

y de los enseres domésticos correspondientes, de modo que no interfiera con el desarrollo de las actividades domésticas habituales. Además, la vivienda debe estar diseñada para que pueda adaptarse a cambios significativos en la vida familiar.

5. LOCALIZACION. La ubicación de la vivienda en el espacio determina sus relaciones operativas con la infraestructura de servicios (drenaje, agua, energía eléctrica, comunicaciones, vialidad, etc.). Además, de su ubicación determina y condiciona sus relaciones con el clima y el microclima y en consecuencia, su calidad como agente protector y regulador ante aquéllos. La orientación geográfica de sus fachadas y techumbres --junto con la naturaleza, la posición y la densidad de los edificios cir-

cundantes-- determinará las posibilidades de asoleamiento, iluminación, ventilación de sus ambientes es decir su comportamiento global como regulador térmico.

La localización de una casa habitación está determinada, en las sociedades en las que el acceso al suelo toma forma mercantil, por el valor del suelo en relación con la capacidad de pago de sus ocupantes. Así, el valor del suelo se convierte en factor de selectividad y segregación espacial de las clases sociales.

6. SEGURIDAD EN LA TENENCIA. Cualquier tipo de tenencia que cumpla con las normas jurídicas vigentes que proporcione a sus ocupantes un mínimo de seguridad en cuanto a la disponibilidad futura de su vivienda, es el mínimo admisible.

2.4 DEFINICION OPERATIVA DEL
MINIMO DE VIVIENDA PARA EL
PRONOSTICO.

Una vez definidos los conceptos esenciales de lo que se entiende como vivienda mínima, se impone caracterizarla, con objeto de contar con parámetros adecuados para el pronóstico a futuro.

Es de este modo que para el pronóstico se adoptaron las siguientes definiciones:

CORRESPONDENCIA ENTRE FAMILIA Y VIVIENDA.- Se parte de la convención de que a cada familia debe corresponder una vivienda. La acepción de familia adoptada es la censal que se aproxima al concepto de familia nuclear. Sin embargo debe entenderse que se trata de una definición operativa para fines de cálculo y que, por tanto, no supone ningún juicio de valor

sobre las formas de la familia. En consecuencia se define como familias sin vivienda a las que comparten una vivienda con otra u otras familias.

ESPACIO POR OCUPANTE.- Para este concepto se adoptó como indicador la relación entre número de personas y cuartos habitables. En esta materia se definieron dos opciones del máximo, para lo cual en el medio rural, se adoptó como límite máximo 2.5 personas por cuarto en este medio y 2.0 personas por cuarto en el urbano, (se entiende por cuarto, las recamaras).

CONSERVACION DE LA VIVIENDA.- La información disponible a nivel censal se refiere a los materiales utilizados en muros y techos. A paz

tir de esta información y de la vida útil para cada uno de estos materiales --considerando su función en techos y muros-- se definió la probabilidad de que se encontraran en buen estado, regular estado y mal estado de conservación.

DOTACION DE AGUA POTABLE.-- De acuerdo con la definición conceptual del mínimo de vivienda, se ha adoptado como definición operativa la toma domiciliaria de agua o agua entubada al interior de la vivienda.

DOTACION DE DRENAJE.-- Se adoptó el concepto censal de drenaje, al bañal que el censo se define como "un sistema higiénico para la eliminación de aguas negras".

ELECTRICIDAD.-- Se adoptó el concepto censal consistente en, si la vivienda cuenta o no con energía

eléctrica.

En síntesis, para el pronóstico se adoptó como definición de la vivienda mínima la que cumple, simultáneamente, con los siguientes requisitos:

- 1) No está ocupada por más de una familia.
- 2) No tiene más de 2 ocupantes por cuarto habitable en el medio urbano y no más de 2.5 en rural. (por recámara).
- 3) No está deteriorada.
- 4) Cuenta con agua entubada en su interior.
- 5) Cuenta con drenaje.
- 6) Cuenta con energía eléctrica.

2.5 PRONOSTICO, FORMULACION DE
PROYECCIONES Y COMPORTAMIENTO
DE LA POBLACION, 1970-2000.

FALLA DE ORIGEN

Establecidos los niveles de insatisfacción en materia de vivienda al año más reciente que permite la información, la siguiente tarea fue estimar el desarrollo habitacional en el país, hasta finales del siglo, de continuar las tendencias prevalecientes.

Para elaborar la proyección se distinguió entre necesidades y disponibilidad de viviendas. Por ello, se dedica este apartado al pronóstico de la población.

Comportamiento de la población.- Se adoptó la hipótesis programática de proyección demográfica elaborada por el Consejo Nacional de Población hasta llegar a 2% anual hasta finales del siglo. Según esta proyección, para el año 2000 la pobla-

ción total del país ascendería a 109.2 millones de personas, esto es 58.5 millones más que en 1970, lo que representa un ritmo medio de crecimiento del 2.6 % (GRAFICA 1.1).

A partir de tal hipótesis, y en ausencia de una proyección urbanarural del propio Conapo, se proyectó la composición urbana y rural de la población al año 2000. Según la cual, en el año 2000 la población urbana sería de 83.2 millones de personas (76.3% del total nacional), es decir, 53.5 millones más que en 1970. Su tasa de crecimiento promedio anual sería de 3.4%.

La población localizada en el medio rural tendría un pequeño incre-

2.5 PRONOSTICO, FORMULACION DE
PROYECCIONES Y COMPORTAMIENTO
DE LA POBLACION, 1970-2000.

FALLA DE ORIGEN

Establecidos los niveles de insatisfacción en materia de vivienda al año más reciente que permite la información, la siguiente tarea fue estimar el desarrollo habitacional en el país, hasta finales del siglo, de continuar las tendencias prevalecientes.

Para elaborar la proyección se distinguió entre necesidades y disponibilidad de viviendas. Por ello, se dedica este apartado al pronóstico de la población.

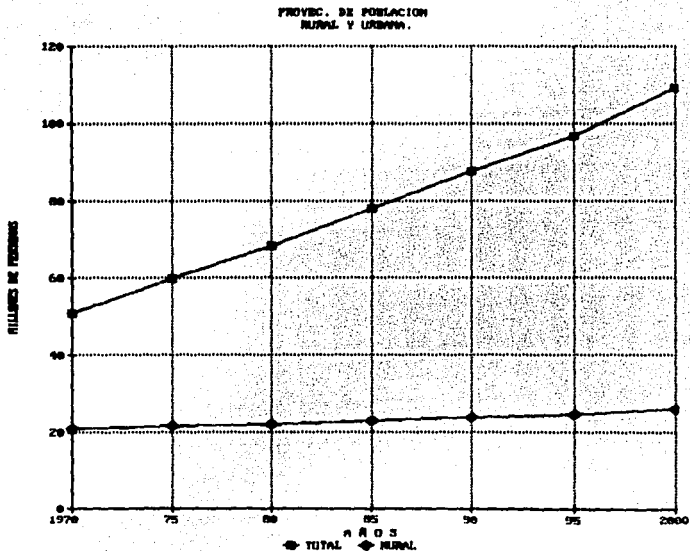
Comportamiento de la población.- Se adoptó la hipótesis programática de proyección demográfica elaborada por el Consejo Nacional de Población hasta llegar a 2% anual hasta finales del siglo. Según esta proyección, para el año 2000 la pobla-

ción total del país ascendería a 109.2 millones de personas, esto es 58.5 millones más que en 1970, lo que representa un ritmo medio de crecimiento del 2.6 % (GRAFICA 1.1).

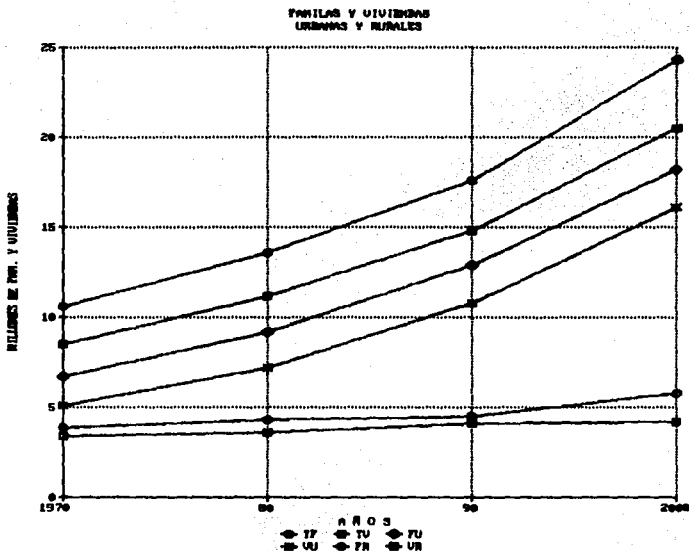
A partir de tal hipótesis, y en ausencia de una proyección urbanarural del propio Conapo, se proyectó la composición urbana y rural de la población al año 2000. Según la cual, en el año 2000 la población urbana sería de 83.2 millones de personas (76.3% del total nacional), es decir, 53.5 millones más que en 1970. Su tasa de crecimiento promedio anual sería de 3.4%.

La población localizada en el medio rural tendría un pequeño incre-

mento y alcanzaria la cifra de 23.7% de la poblacion nacional. De 25.9 millones de personas hacia el acuerdo con la proyeccion (GRAFICA año 2000. Su ritmo de crecimiento 1.2), se estima que 24.3 millones medio anual seria de 0.7% en los de familias habitarian el pais en treinta años y participaria con el año 2000.



GRAFICA 1.1.



GRAFICA 1.2

TF. TOTAL DE FAMILIAS
TV. TOTAL DE VIVIENDAS
FU. FAMILIAS URBANAS

VR. VIVIENDAS RURALES
FR. FAMILIAS RURALES
VU. VIVIENDAS URBANAS

De ellas, casi 20.0 millones (77.8%) se encontrarían en el área urbana y 5.4 en el medio rural (22.2%). Los ritmos de crecimiento serían de 3.7% en el área urbana, 1% en la rural y 3% en el total.

Los tamaños promedio de las familias decrecerían: el nacional pasaría de 4.9 en 1970 a 4.5 miembros en el año 2000, el urbano de 4.7 a 4.4 miembros y el rural de 5.2 a 4.8 miembros.

2.6 LA VIVIENDA DE INTERES

SOCIAL.

Hasta el momento se ha concretado el presente trabajo, a dar un panorama global de la relación familia-sociedad-vivienda y a dar un pronóstico de la necesidad de vivienda hacia el año 2000. Esto con la finalidad de crear conciencia de la necesidad e importancia que reviste la vivienda, con lo que en este subcapítulo se persigue dar pie al concepto de vivienda de interés social y como se torno en una solución en el Distrito Federal después de los sismos de septiembre de 1985.

El concepto: Vivienda de Interés social, vivienda popular o vivienda económica, ha sido ampliamente debatido, considerando como más conveniente el primero de los citados. La Organización de Estados Americanos (OEA), en el seno del

Consejo Interamericano Económico y Social, da el siguiente concepto: vivienda de interés social, ya sea urbana o rural, es aquella cuyo uso, en propiedad o alquiler, es accesible, de manera que no resulte onerosa en el presupuesto familiar a personas de escasos recursos económicos, proporcionándole alojamiento en un ambiente físico y social que satisfaga los requisitos indispensables de seguridad, higiene, decoro y que esté dotada de los servicios sociales correspondientes.

Dados los problemas políticos, económicos y sociales de cada estado, el llevar a la práctica el espíritu de la definición anterior, constituye un problema técnico, complejo y de difícil solución; es en éste momento donde el ingenie-

ro civil encuentra un gran reto a vencer ya que sin su correcta aplicación de conocimientos de las características y propiedades de los materiales, simplemente la vivienda de interés social sería una quimera. Este problema es uniforme en tres aspectos:

a) tiene la dimensión de un problema social nacional.

b) debe ser resuelto, ya que por su magnitud constituye una seria responsabilidad para el estado.

c) la solución que se adopte debe ser congruente con el problema mismo y con la idiosincrasia de cada pueblo.

Considerando como base este último punto para México, debe considerarse, la escasez de recursos económicos, el explosivo crecimiento demográfico, la desigualdad de ingresos de las personas y la necesidad cada día más apremiante de una estructura técnica, preparada para hacer frente con eficacia y prontitud al problema.

2.7 SOLUCIONES: PROGRAMAS PARA
VIVIENDA EN EL D.F. POSTERIO
RES A LOS SISMOS DE 1985.

Para México, y en caso particular en el Distrito Federal, las proyecciones que se realizaron no podían haber contado, con los efectos de los sismos de los días 19 y 20 de Septiembre de 1985 que agravaron el problema, dejando una cantidad elevada de viviendas destruidas o en condiciones de deshuso. Propiciando la aparición de programas de vivienda de interés social, de los que destacan:

FASE 1. La respuesta inmediata, instrumentada a través del Programa Emergente de Vivienda Fase I, se apoyó en el inventario de viviendas edificadas por diversas instituciones del sector paraestatal como INFONAVIT, FOVISTE, AURIS y FOVI. Se trataba de reponer viviendas destruidas con unidades

terminadas o a punto de terminarse al ocurrir los sismos y que aún no hubieran sido adjudicadas.

RECONSTRUCCION DE TLATELOLCO. El problema en Tlatelolco, se definió conjuntamente con los residentes de la Unidad Habitacional "Adolfo López Mateos". Se emprendió con el fin de reparar los daños en instalaciones y acabados e incrementar la seguridad estructural de los edificios.

RENOVACION HABITACIONAL POPULAR.- El Programa de Renovación Habitacional Popular del Distrito Federal (RHP) se estableció para atender al conjunto de inquilinos de las vecindades del centro de la ciudad de México cuyas viviendas habían sido severamente dañadas.

Octubre de 1985, el Ejecutivo Federal expidió los decretos por los cuales fueron expropiados 3,569 inmuebles para la realización de el programa de vivienda RHP.

FASE II. El programa Emergente de vivienda Fase II, se creó para atender a las familias que residían en inmuebles del área central de la Ciudad de México, dañados por los sismos, que no se incluyeron en el Decreto Expropiatorio y que, por consiguiente, no se atendieron por el Programa de Renovación Habitacional Popular.

Los 12,670 acciones del Programa Emergente de Vivienda Fase II vienen a sumarse a las 16,332 del Programa Emergente de Vivienda Fase I, a las 8,911 del Programa de Reconstrucción Democrática de Tlatelolco, a las 48,800 del Programa de Renovación Habitacional Popular y a las provenientes de otros programas crediticios y de parques de materiales. Este conjunto de acciones ha resuelto el problema de alojamiento de 90,000 familias en las áreas centrales de la Ciudad de México, no obstante la lucha debe continuar.

PROGRAMAS DE RECONSTRUCCION		Unidades
Programa Emergente Fase I		16,332
Renovación Habitacional Popular		48,800
Tlatelolco: Reparaciones Menores	5,004	
Reparaciones Mayores	4,488	
Total		9,492
Programa Emergente fase II		12,670
Organismos no Gubernamentales		4,854
TOTAL		92,148

III. IMPORTANCIA DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL EN UN EDIFICIO

III. IMPORTANCIA DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL EN UN EDIFICIO.

3.1 SUCESOS QUE LLEVARON A LA TOMA DE CONCIENCIA DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN EL DISTRITO FEDERAL.

El 14 de Marzo de 1979 ocurrió un sismo en la Ciudad de México, de una magnitud en la escala de Richter, igual a $M_s = 7.6$. Este no rebasó el espectro de respuesta del Reglamento de Construcciones para el D.F. (R.C.D.F.). Las estructuras presentaron un comportamiento adecuado, por lo que se pensó que R.C.D.F. era conservador.

El sismo del 19 de Sept. de 1985, vino a crear una mayor conciencia del R.C.D.F., ya que fue superado por el terremoto al no conocerse registros de sismos anteriores similares:

- Gran magnitud, $M_s = 8.1$
- Diferentes intensidades en la zona del lago.

- La distancia del epicentro al área del desastre fue de 400 Km.
- Las ondas sísmicas al llegar al Valle de México, fueron amplificadas y filtradas por los estratos arcillosos, creando un movimiento rítmico casi senoidal, en el suelo.
- Con una duración en su fase intensa de 40 segundos.
- Periodos de vibración del suelo próximo a los 2 seg. semejantes a los periodos del sismo, favoreciendo así el efecto de resonancia en estructuras con periodos similares.
- Con aceleraciones máximas en el suelo del orden estimado del 20 % de g.

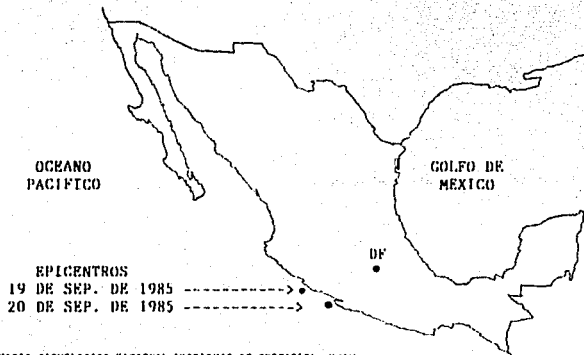
FALLA DE ORIGEN

El sismo del 19 de Septiembre de 1985, fue localizado por el Servicio Sismológico Nacional a una latitud de 17.68 grados Norte y una longitud de 102.47 grados Oeste en el Océano Pacífico, frente a la desembocadura del Río Balsas a 30 Km de Lázaro Cárdenas, Michoacan y a 400 Km de la capital del país.

El sismo comenzó a las 07:17:48 hora local, con una magnitud de 8.1.

Lo que originó un maremoto, el primero observado en México con olas de más de 2 metros de altura.

La zona que se rompió se estima de 200 Km a lo largo de la falla, por 75 Km de ancho, la cual penetró 1.40 m, bajo la placa de Norteamérica, la cantidad de energía liberada se estima equivalente 8500 bombas nucleares, usadas en Hiroshima, (170 mil kilotoneladas TNT). La culminación del evento principal ocurrió al presentarse un sismo el 20 de septiembre de 1985, a las 19:45:13 hora local. El epicentro se localizó en el Océano Pacífico a 17.8 grados latitud Norte y 101.67 grados longitud Oeste a 105 Km del epicentro mayor y a 340 Km del D. F. Con 7.5 grados Richter.



3.2 DESCRIPCION Y COMPORTAMIENTO
DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES
A SEPTIEMBRE DE 1985.

Para explicar el comportamiento estructural, podemos clasificar y describir a las estructuras, básicamente en seis sistemas estructurales:

- TIPO I. Estructuras de mampostería antigua.
- TIPO II. Estructuras de mampostería modernas.
- TIPO III. Estructuras esqueléticas de losa maciza.
- TIPO IV. Estructuras esqueléticas de losa reticular.
- TIPO V. Estructuras esqueléticas de losa maciza con elementos rigidizantes.
- TIPO VI. Estructuras esqueléticas de losa reticular con elementos rigidizantes.

Tipo I.- La mampostería de elementos de adobe, tabique y piedra, es estructurada a base de muros de carga de espesores considerables y techos a base de vigas de madera o acero sobre las que se asientan bóvedas catalanas de hasta tres niveles. Tiene problemas de comportamiento a cargas laterales, ocasionados por falta de confinamiento a base de castillos y dadas. Sufrieron graves daños al momento de presentarse el sismo de 1985.

Tipo II.- Con muros de carga más delgados, reforzados con elementos verticales (castillos) y horizontales (vigas y dadas) de concreto reforzado, confinando la mampostería mejorando el comportamiento bajo acciones sísmicas y hundimientos

diferenciales. Con sistemas de piso de concreto reforzado, colocado en sitio, trabajando como diafragma rígido que transmite efectos sísmicos a los muros y en caso de utilizar elementos prefabricados como sistema de piso, se colocan con un firme a compresión, reforzada con malla electrosoldada. Esta estructuración se utiliza para vivienda unifamiliar y para tipo multifamiliar hasta de ocho pisos. Resultaron bastante rígidas.

Tipo III.- Estos sistemas constan de columnas y trabes peraltadas de concreto reforzado o de acero que transmiten cargas hasta la cimentación, formando marcos rígidos, los muros solo son de tipo divisorio, los sistemas de piso pueden ser de losa maciza de concreto reforzado, apoyada perimetralmente de 9 a 15 cms, de elementos prefabricados o sistemas de vigueta y bovedilla, el acero se utiliza para alturas mayores, van de 3 a 40 niveles.

Tipo IV.- De similares características que el tipo III, pero con sistemas de piso de concreto reforzado formado con ayuda de casetones que al ser retirados dejan un sistema reticular usado, para obtener grandes claros.

Tanto el tipo III como el IV, ambos fueron de los más afectados por el sismo de septiembre de 1985 ya que estas estructuras, tienen similares periodos de vibración sismo-suelo-estructura.

Tipo V y VI.- Estos dos constan de columnas y trabes peraltadas de concreto reforzado o de acero que transmiten cargas hasta la cimentación, consta con sistemas de contraventeos que permiten rigidizar los sistemas de marcos formados por las columnas y trabes. Variando el sistema de piso. Fueron pocos los que presentaron daños al ocurrir los sismos de septiembre de 1985.

diferenciales. Con sistemas de piso de concreto reforzado, colocado en sitio, trabajando como diafragma rígido que transmite efectos sísmicos a los muros y en caso de utilizar elementos prefabricados como sistema de piso, se colocan con un firme a compresión, reforzada con malla electrosoldada. Esta estructuración se utiliza para vivienda unifamiliar y para tipo multifamiliar hasta de ocho pisos. Resultaron bastante rígidas.

Tipo III.- Estos sistemas constan de columnas y trabes peraltadas de concreto reforzado o de acero que transmiten cargas hasta la cimentación, formando marcos rígidos, los muros solo son de tipo divisorio, los sistemas de piso pueden ser de losa maciza de concreto reforzado, apoyada perimetralmente de 9 a 15 cms, de elementos prefabricados o sistemas de vigueta y bovedilla, el acero se utiliza para alturas mayores, van de 3 a 40 niveles.

Tipo IV.- De similares características que el tipo III, pero con sistemas de piso de concreto reforzado formado con ayuda de casetones que al ser retirados dejan un sistema reticular usado, para obtener grandes claros.

Tanto el tipo III como el IV, ambos fueron de los más afectados por el sismo de septiembre de 1985 ya que estas estructuras, tienen similares periodos de vibración sismo-suelo-estructura.

Tipo V y VI.- Estos dos constan de columnas y trabes peraltadas de concreto reforzado o de acero que transmiten cargas hasta la cimentación, consta con sistemas de contraventeos que permiten rigidizar los sistemas de marcos formados por las columnas y trabes. Variando el sistema de piso. Fueron pocos los que presentaron daños al ocurrir los sismos de septiembre de 1985.

Como continuación del comportamiento que mostraron los sistemas estructurales al ocurrir los sismos de septiembre de 1985, se muestra un cuadro comparativo de las cantidades que sufrieron daños:

Sistema	Tipo de Falla	Año de Construcción			No. de Pisos				Total
		<1957	57-76	>1976	<5	6-10	11-15	>15	
Estructuras de mamporría Antiguas y Modernas	Colapso	6	5	2	11	2	0	0	13
	Grave	9	13	1	22	1	0	0	23
Estructuras Esqueléticas de Marcos de Concreto	Colapso	27	51	4	27	46	8	1	82
	Grave	16	23	6	10	28	6	1	45
Estructuras Esqueléticas con Losa Reticular	Colapso	8	62	21	36	49	5	1	91
	Grave	4	22	18	5	26	12	1	44
Estructuras Esqueléticas de Marcos de Acero	Colapso	7	3	0	4	3	1	2	10
	Grave	1	1	0	0	0	2	0	2
Otros Sistemas.	Colapso	4	8	2	12	2	0	0	14
	Grave	0	4	2	2	4	0	0	6
TOTAL		82	192	36	129	161	34	6	330

Así mismo, el Instituto de Ingeniería realizó un interesante trabajo sobre los porcentajes de

casos que se observaron fallas características, como es el caso de:

F A L L A	PORCENTAJE DEL TOTAL
En edificios de esquina	42 %
Falla en pisos intermedios	40 %
Falla en pisos superiores	38 %
Choque de edificios cercanos	15 %
Asimetría notable de rigidez	15 %
Problemas de cimentación	13 %
Sobrecarga excesiva	9 %
Primer piso flexible	8 %
Daños previos por sismo	5 %
Punzonamiento de losas reticulares	4 %
Columnas Cortas	3 %
Hundimientos diferenciales previos	2 %

3.3 CONCEPTOS GENERALES PARA EL EL DISEÑO ESTRUCTURAL.

DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.- El dimensionamiento de una estructura puede definirse, como el proceso mediante el cual se determinan las dimensiones y características que deben tener los diferentes elementos estructurales para cumplir una determinada función con un grado de seguridad razonable.

Para ello se estudian las características Acción-Respuesta:

ACCION-RESPUESTA.-Se entiende por este concepto, las relaciones que existen entre las características de un elemento y su respuesta ante una determinada acción. En otras palabras, para poder dimensionar, necesitamos determinar como se va a comportar un elemento dado, ante una determinada acción.

ACCION.- Es Todo agente externo o inherente a la estructura y/o su

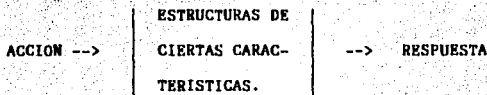
funcionamiento, cuyos efectos en una estructura, pueden hacer que esta alcance un estado limite.

En el diseño de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente; toda acción se presenta usualmente por medio de sistemas de cargas y/o deformaciones cuyos efectos sobre la estructura se suponen equivalentes a las acciones reales.

El problema de la determinación de las relaciones acción-respuesta radica, en el número infinito de combinaciones que pueden presentarse. Esta situación ha hecho necesario el desarrollo de métodos por medio de los cuales se pueden determinar las acciones internas,

(carga axial, fuerza cortante, momentos, torsión, etc.) en cada uno de los miembros de la estructura.

Esto ha reducido el problema de la determinación de las características acción-respuesta.



CLASIFICACION DE ACCIONES:

1. Acciones Permanentes.- Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura.

- a) Carga Muerta.
- b) Empuje estático de tierras, granos y líquidos permanentes.
- c) Deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura.

2. Acciones Variables.- Son las que actúan sobre una estructura con una intensidad variable en el tiempo.

- a) Carga viva.
- b) Efectos por cambio de temperatura y contracciones.

c) Deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales de intensidad variable.

d) Efectos de operación de maquinaria.

3. Acciones Accidentales.- Son aquellas no debidas al funcionamiento propio de la construcción, alcanzan valores significativos en lapsos breves.

- a) Sismo.
- b) Viento
- c) Carga De Montaje.
- d) Nieve.
- e) Explosiones.
- f) Agentes que pueden ocurrir en casos extraordinarios.

INGENIERIA ESTRUCTURAL.- Es aquella rama de la ingeniería encaminada a la investigación, creación y ejecución de Métodos de Análisis y Diseño de cualquier sistema estructural, para que tenga la resistencia adecuada para soportar con seguridad las diversas cargas que actúen sobre él durante su vida útil.

INGENIERIA DE DISEÑO.- Esta puede resumirse como un proceso de 5 pasos:

- i) Definición de necesidad y especificación de objetivos.
- ii) Diseño preliminar de las alternativas para la solución.
- iii) Evaluación de las alternativas (análisis).
- iv) Análisis y diseño final del proyecto.
- v) Realización.

3.4 OBJETIVOS DEL DISEÑO

ESTRUCTURAL.

Uno de los objetivos principales del diseño estructural, consiste en dar forma a una estructura, determinando sus propiedades geométricas y materiales con la finalidad de cumplir con la función específica para la que fue proyectada, obteniéndose así un grado de seguridad razonable y un comportamiento adecuado en condiciones normales de trabajo.

La secuencia para cumplir con lo anterior, es la siguiente:

- a) Establecer requisitos de seguridad y servicio.
- b) Definir y evaluar acciones.
- c) Definir y evaluar resistencia.
- d) Análisis Estructural.
- e) Dimensionamiento.

Esta secuencia concluye cuando

las características propuestas de los elementos estructurales satisfacen todos los requerimientos de seguridad y servicio establecidas.

Para llevar a cabo lo anterior se requiere de un conjunto unificado de criterios y procedimientos el cual se conoce como Método de Diseño.

Para esto, si una estructura debe cumplir con su misión, deben especificarse y satisfacerse varios objetivos de proyecto relativos a la seguridad, funcionalidad y factibilidad.

El diseño estructural encuentra de este modo con uno de sus mayores problemas, que a su vez se convierte en otro objetivo principal, lograr una estructura segura.

3.5 DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

De las consideraciones que debe satisfacer una estructura se deduce esta debe ser suficientemente resistente. En términos de las características acción-respuesta, se puede definir a la resistencia de un elemento estructural o de una estructura, a una acción determinada, como el valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Una vez determinado este, se compara con el valor correspondiente bajo cargas de servicio. De esta comparación, sale el concepto de Factor de Seguridad o Factor de Carga, definiéndose este como el coeficiente entre la resistencia y el valor estimado de la acción correspondiente bajo condiciones de servicio.

El diseño debe garantizar que la estructura tenga un razonable factor de seguridad. Mediante este

factor se trata de tomar en cuenta en el diseño las incertidumbres como: el desconocimiento de las solicitaciones reales y su distribución, la validez de la hipótesis y simplificaciones utilizadas en el análisis, así como la diferencia entre el comportamiento real y el supuesto, la discrepancia entre los valores reales de las dimensiones y de las propiedades de los materiales y las especificaciones en el diseño y el riesgo de deterioro con el tiempo.

La manera de lograr una seguridad adecuada varia según el criterio de análisis. En el diseño por esfuerzos de trabajo, por ejemplo, no se exceden unos esfuerzos permisibles que son una fracción de los esfuerzos máximos que soporten los materiales utilizados. En los métodos plásticos de dimensionamiento

se procura que la resistencia, de las diferentes secciones internas, producidas por las solicitaciones de trabajo en una cierta cantidad.

Los reglamentos suelen dar los parámetros para lograr la seguridad deseada. Para este caso en particular, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el Título Sexto, que comprende del artículo 172 al 240 se encargan de la seguridad estructural de las construcciones.

En este Título, se tocan, las disposiciones relativas a las responsabilidades de las distintas partes que intervienen en la construcción, a la clasificación de las edificaciones y a los criterios que debe basarse la revisión de la seguridad de las mismas. Los aspectos más propiamente técnicos, relativos al diseño de las estructuras de distintos materiales y de sus

cimentaciones, así como los que especifican la manera de tomar en cuenta los efectos de acciones como el sismo y el viento, se detallan en un conjunto de Normas Técnicas Complementarias cuya observancia es también obligatoria.

De este modo los procedimientos de diseño más especializados que dan incluidos en documentos cuya revisión y actualización pueden hacerse en forma independiente y cuya homologación requiere de menores trámites legales y administrativos; mientras que en el Reglamento mismo subsisten principios y reglas de carácter más general que es de esperarse que permanezcan más tiempo sin necesidad de modificación.

Para lograr la seguridad estructural adecuada de una edificación deben cuidarse otros aspectos además de los propiamente relativos al di

seño estructural. El reglamento incluye, por tanto, disposiciones relativas a las características del proyecto arquitectónico que inciden en la seguridad, otras que conciernen a la organización del proceso de diseño y ejecución de las obras, otras definen quiénes deben ser responsables de los aspectos de seguridad estructural que aparecen en las diferentes etapas, así como disposiciones relativas a la verificación de calidad de los materiales, a la ejecución y a la documentación del proceso.

El Capítulo I del Título Sexto establece que el documento está dirigido específicamente a la seguridad de edificios. Aunque los principios, los procedimientos y la mayoría de los valores numéricos son válidos para el diseño de otro tipo de estructuras, se requerirá en general para ello de disposiciones adicionales. Esto es no varían los métodos de análisis, ni los distintos valores numéricos especificados para el diseño y solo para el caso de sismo o viento en puentes y chimeneas, requieren cambios.

IV. NORMATIVIDAD DE PROYECTO

IV. NORMATIVIDAD DE PROYECTO.

4.1 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

En general los reglamentos, son guías en la práctica para el diseño y construcción de estructuras ordinarias en las regiones para la que fueron escritos. Pero no debe pensarse que la preparación del su proyectista pueda limitarse al conocimiento e interpretación de las normas contenidas en estos, ya que cambian con frecuencia.

Por esta razón los reglamentos más usados en la actualidad, son empleados para este trabajo solamente como fuentes de valores razonables, de sollicitaciones estructurales y para ilustrar la aplicación de algunas de las expresiones utilizadas más frecuentemente.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, modificado a partir del 4 de julio de 1987, dedica a la seguridad y diseño estructural su Título Sexto.

De este modo la nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, mantiene la estructura normativa que se adoptó en el Reglamento anterior y que consiste en incluir las disposiciones relativas a las responsabilidades de las distintas partes que intervienen en la construcción, a la clasificación de las edificaciones y a los criterios para la revisión y la seguridad de las mismas.

4.2 TITULO SEXTO, " SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES "

El Artículo inicial (Art.172) de este Título, advierte la necesidad de contar con una documentación completa del proyecto y de la construcción que permita ser evaluada y tomada como base de aclaraciones, revisiones o modificaciones futuras.

El mismo artículo establece que el documento está dirigido específicamente a la seguridad de edificios. Aunque los principios, procedimientos y la mayoría de los valores numéricos son válidos para otro tipo de estructuras, requiriéndose para ello de disposiciones adicionales, tal es el caso de estructuras como puentes y chimeneas en cuyos análisis y valores numéricos para el diseño por sismo y viento pueden requerir cambios.

El Artículo 173 hace a las Normas Técnicas Complementarias parte del propio reglamento, con el mismo carácter de obligatoriedad.

La clasificación de las construcciones del Artículo 174 tiene una doble función. Por una parte distingue, como del grupo A, a un buen número de construcciones para las cuales los requisitos de seguridad estructural deben de ser más estrictos en vista de que las consecuencias de su falla pueden ser particularmente graves. Eso se refleja en los factores de carga más altos para diseño por cargas verticales (Art. 194), en los coeficientes sísmicos más severos (Capítulo VI) y en presiones de viento más altas, que se consideran en el Capítulo VIII.

El resto de las construcciones queda incluido en el grupo B, el cual se subdivide a su vez en los subgrupos B₁ y B₂. Las primeras, por su tamaño en área construida o en altura, requieren de mayores cuidados en los aspectos de seguridad estructural, por lo que tanto para estas como para el grupo A se exige la intervención de Corresponsable en Seguridad Estructural.

Este especialista, se hará cargo de todos los aspectos relacionados con la seguridad estructural. Lo anterior no implica necesariamente que una sola persona deba realizar los estudios de campo, el proyecto de la cimentación y de la estructura, la supervisión de la obra y la verificación de calidad de los materiales. Este por lo menos, haber analizado y revisado suficientemente estos rubros, como para asegurarse y certificar que

hay congruencia entre las diversas actividades y que se han seguido los criterios establecidos en el reglamento y su observancia.

En los Artículos: 39, 40, 41, 42, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, y 52; que comprenden el Título III, se establecen los requisitos y mecanismos para el nombramiento de los Directores de Obra y de los Corresponsables en la Seguridad Estructural, así como las prerrogativas y responsabilidades de los mismos.

La lista de edificaciones del Grupo A del Artículo 174 es la siguiente: hospitales, escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos, hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subes-

taciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones. archivos, y registros públicos, de particular importancia a juicio del Depto. del D.F., museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso.

En términos generales en este grupo se reúnen alguna de las dos condiciones siguientes:

- a) su sobrevivencia y operabilidad son esenciales en caso de desastres, para atender las emergencias que pueden presentarse.
- b) su falla puede causar la pérdida de un número muy elevado de vidas o grave daño a la sociedad.

En el caso del Grupo B, son Construcciones comunes destinadas a vi-

vienda, oficinas y locales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, y la subdivisión en B₁ y B₂, se relaciona con la exigencia de que para las construcciones de mayor tamaño y en aquellas de alta ocupación (subgrupo B₁), se cuente con Corresponsable en Seguridad Estructural.

En el Artículo 175 se establece la subdivisión del Distrito Federal en tres zonas atendiendo al tipo de suelo: Zona I ó de lomas, Zona II ó de transición y Zona III ó de lago. La zonificación incide en los coeficientes sísmicos y en otros requisitos para diseño sísmicos de las construcciones, en los aspectos de mecánica de suelos así como en los que conciernen la supervisión de calidad de la obra.

4.2.1 CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES.

De particular importancia en los Artículos 176 al 181, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se fijan requisitos propiamente ligados al proyecto arquitectónico, ya que desde la concepción del proyecto deben considerarse aquellos elementos, de construcción susceptibles de daños ante un comportamiento sísmico.

De esta manera se evita que en el proyecto estructural se tenga que recurrir a soluciones forzadas y antieconómicas para proporcionar seguridad a construcciones cuya forma y distribución de elementos resistentes son poco favorables.

De toda suerte que se establece una lista de requisitos para que la estructuración de un edificio pueda considerarse como regular, desde el proyecto arquitectónico.

Además se recalca la importancia, de guardar una separación adecuada entre construcciones para evitar choques durante un sismo, de contar con recubrimientos exteriores e interiores cuyos materiales ante un desprendimiento no pueda causar daños a personas o, en caso contrario, estos recubrimientos se fijan eficazmente a la estructura. Esto incide en que cualquier elemento no estructural, pero que forme parte del proyecto arquitectónico, y que puedan afectar el comportamiento de la estructura, queden definidos desde el proyecto estructural.

Los elementos no estructurales más críticos para este caso son los muros divisorios o de fachada, de mampostería; que se usan normalmente en las construcciones con estructuras más rígidas (concreto).

4.2.2 CRITERIOS DE DISEÑO

ESTRUCTURAL.

Para este capítulo, se considera que toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para tener un adecuado comportamiento ante la aparición de todo estado límite de falla, ante las posibles combinaciones de acciones más desfavorables y no rebasar ningún estado límite en su vida útil.

Siendo el estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante aplicaciones de carga. Tales cargas como la axial, flexión, cortante y torsión que provocan la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o cualquier mal funcionamiento estructural, para tomar cargas.

Flèche vertical.- No debe exceder ser igual al claro entre doscientos cuarenta, más 0.5 cm y ante la posibilidad de afectar a elementos no estructurales, sera igual al claro entre doscientos ochenta, más 0.3 cm. Para voladizos los límites anteriores se duplican.

La deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura no debiera exceder, ser igual a la altura de entrepiso entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse ante pequeñas deformaciones, mientras para otros casos no exceder la altura de entrepiso entre 250.

De los Artículos 185 a 189 se reflejan los criterios para determinar los valores de diseño de las acciones y sus efectos. Se da la

división de las acciones en:

Permanentes.- que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.

Variables.- son aquéllas que obran de tal forma que su intensidad varía significativamente con el tiempo.

Accidentales.- Son aquéllas que no se deban al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves.

De los Artículos 190 a 192, se dan los criterios para determinar la resistencia. La resistencia de diseño debe ser un valor mínimo probable de la capacidad estructural para el estado límite.

El Artículo 193 especifica que para verificar la seguridad:

$$F_r R \geq F_c S$$

F_r : factor de resistencia.

R : resistencia calculada.

F_c : factor de carga.

S : efecto de combinados de cargas.

Para el Artículo 194, se dan factores de carga:

Para combinaciones de acciones permanentes y variables se tomara como de 1.4

Para estructuras que soporten pisos en que se sabe que normalmente habrá aglomeraciones de personas sera de 1.5

Para combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales se tomara de 1.1

Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia sera de 0.9

4.2.3 CARGAS MUERTAS

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

En el Artículo 197, considerando que el peso muerto de las losas de concreto es consistentemente ma

yor del que se calcula con los espesores nominales, se considerara: En losas de concreto normal colada en el lugar su peso se incrementara en 20 kg./m², al igual que en losas sobre las que sea colada una capa de mortero. En este último caso el sobre peso sera en total de 40 kg./m².

4.2.4 CARGAS VIVAS.

Sé considerarán como cargas vivas a las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente:

W_m = carga viva máxima debe emplearse par el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y calcular asentamientos inmediatos en suelos.

W_n = carga viva instantánea, se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que uniformemente repartida.

W = carga viva media, deberá emplearse en el cálculo de asentamientos diferidos y flechas diferidas.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN Kg/cm² 2

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones.
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	(1)
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	350	(2)
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público.	40	150	350	(3) (4)
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450	(5)
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	350	(5)
f) Comercios fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	(6)
g) Cubiertas de azoteas con pendiente no mayor de 5 %.	15	70	100	(4) (7)
h) Cubiertas de azoteas con pendiente mayor de 5 %.	5	20	40	(4) (7)
i) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
j) Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente.	40	100	250	(9)

4.3 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

Las Normas Técnicas Complementarias respectivas a este capítulo cubren tanto la mampostería de piedras naturales, como artificiales, haciendo una mayor distinción entre piezas macizas y piezas huecas, muestra de ello es que en el diseño por sismo:

a) para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros de diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reducen las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2.0$

b) para piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$

MUROS DIAFRAGMA. - Son los que se les colocan para cerrar las crujeas formadas por vigas (o losas) y las

columnas de marcos de concreto o acero.

MUROS CONFINADOS. - Son los que cuentan con castillos y dadas, muy aceptables en edificios de muros carga de varios pisos.

MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE. - El refuerzo de muros de piezas huecas con barras verticales coladas en huecos de las piezas y con barras horizontales ubicadas en las juntas entre hiladas (escalerillas) o piezas especiales.

Para efectos de diseño, se empleará una resistencia media sobre el área bruta (\bar{F}_p) que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98 % de las piezas producidas de lo contrario, se to-

4.3 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.

Las Normas Técnicas Complementarias respectivas a este capítulo cubren tanto la mampostería de piedras naturales, como artificiales, haciendo una mayor distinción entre piezas macizas y piezas huecas, muestra de ello es que en el diseño por sismo:

a) para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros de diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reducen las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2.0$

b) para piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$

MUROS DIAFRAGMA.- Son los que se colocan para cerrar las crujeas formadas por vigas (o losas) y las

columnas de marcos de concreto o acero.

MUROS CONFINADOS.- Son los que cuentan con castillos y dadas, muy aceptables en edificios de muros carga de varios pisos.

MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE.- El refuerzo de muros de piezas huecas con barras verticales coladas en huecos de las piezas y con barras horizontales ubicadas en las juntas entre hiladas (escalerillas) o piezas especiales.

Para efectos de diseño, se empleará una resistencia media sobre el área bruta (\bar{f}_p) que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98 % de las piezas producidas de lo contrario, se to-

mara como resistencia de diseño:

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

donde:

c_p = el coeficiente de variación de la resistencia de las piezas ensayadas, pero su valor no se tomará menor que 2.0 para piezas provenientes de plantas mecanizadas con control de calidad de la resis-

tencia, de 0.30 para similares sin control de calidad y de 0.35 para piezas de producción artesanal.

Para el caso de morteros, se acepta la incorporación de cierta cantidad de cal al cemento, buscando una relación volumétrica arena-cementante a un valor entre 2.25 y 3. Su resistencia será por lo menos de 40 kg/cm².

PROPORCIONAMIENTO, EN VOLUMEN, RECOMENDADOS PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de Mortero	Partes de Cemento	Partes de Cemento de Albañilería	Partes de Cal	Resistencia a Compresión de Arena en Kg/cm ²
I	1	---	0 a 1/4	125
	1	0 a 1/2	---	
II	1	---	1/4 a 1/2	75
	1	1/2 a 1	---	
III	1	---	1/2 a 1 1/4	40

**RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION
DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS
DE CONCRETO**

f^*_p , en Kg/cm ²	f^*_m , en Kg/cm ²		
	Morteros I	II	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

**RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION
DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS
DE BARRO**

f^*_p , en Kg/cm ²	f^*_m , en Kg/cm ²		
	Morteros I	II	III
25	10	10	10
50	25	20	20
75	30	30	35
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

**RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA
 f^*_m , PARA ALGUNOS TIPOS DE PIEZA SOBRE AREA BRUTA.**

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

De la tabla anterior podrán emplearse los valores de f^*_m si no se realizan determinaciones experimentales. La resistencia en compr

sión de mampostería con refuerzo interior, f^*_m se incrementa en un 25 %, del de sin refuerzo, pero no en más de 7 Kg/cm².

De la resistencia en compresión f_m^* , calculado para mampostería sin re-
de muros confinados, que cumplan fuerza podrá incrementarse en
los requisitos de el f_m^* , cal- 4 kg/cm².

ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DE DISEÑO (v^*), PARA ALGUNOS TIPOS DE MAMPOSTERÍA, SOBRE ÁREA BRUTA.

Tipo de Pieza	Tipo de Mortero	v^* , en Kg/cm ²
Tabique de barro recocido	I	3.50
	II y III	3.00
Tabique de concreto ($f_p^* > 80$ kg/cm ²)	I	3.00
	I y II	2.00
Tabique hueco de barro	I	3.00
	II y III	2.00
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.50
	II y III	2.50

En las piezas huecas, se deberá cumplir que el área neta de por lo menos 45% del área bruta, mientras el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm., cuando el valor de la tabla sea mayor de $0.8 / f_m^*$, se tomará este último valor como v^* .

El tabique hueco de barro cuyas perforaciones verticales con rela-

ción al área neta a bruta no menor de 0.45.

Para diseño se tomara un esfuerzo resistente de:

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

\bar{v} = Promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados.

c_v = Coeficiente de variación > 0.2

Para Aplastamiento. Cuando la carga concentrada se transmite directamente a la mampostería el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6 f'_m$.

Módulos de elasticidad, (E).

Para mamposterías de tabiques y bloques de concreto:

$E=800 f'_m$ cargas de corta duración

$E=350 f'_m$ cargas sostenidas

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

$E=600 f'_m$ cargas de corta duración

$E=350 f'_m$ cargas sostenidas

Módulo al Cortante:

$$G = 0.30 E$$

Para dadas y castillos en muros confinados el concreto tendrá una resistencia a compresión no menor a $f'_c=150 \text{ kg/cm}^2$. El refuerzo longitudinal no será menor de tres barras de área mínima de $0.20 f'_c$.

El área de refuerzo transversal no será menor de:

$$\frac{1000s}{f_y \times d_c}$$

Donde: "s" es la separación de estribos y "d_c" peralte del castillo la separación de estribos no excederá de $1.5 d_c$, ni de 20 cm.

Para Muros Reforzados Interiormente.- La cuantía horizontal:

$$P_h = A_{sh}/st$$

Donde: "A_{sh}" es el área de refuerzo horizontal, "t" espesor del muro, "s" separación.

La cuantía vertical:

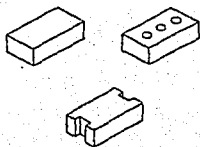
$$P_v = A_{sv}/sl$$

Donde: "A_{sv}" es el área de refuerzo vertical, "l" la longitud del muro.

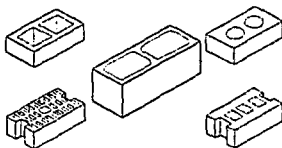
La suma de estas cuantías será:

$$0.002 > P_h + P_v < 0.0007$$

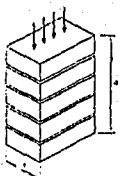
al emplearse acero mayor a 4200 kg/cm^2 , las cuantías de refuerzo se multiplicaran, $4200/f_y$.



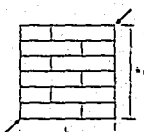
a) Piézas macizas



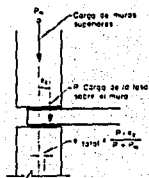
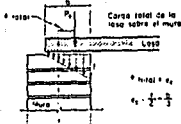
c) Piézas huecas



a) Compresión simple

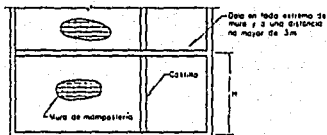


b) Compresión diagonal

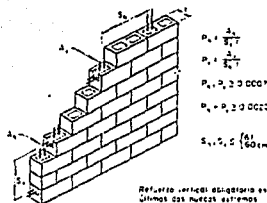


Ensayes para determinación de propiedades mecánicas de la mampostería

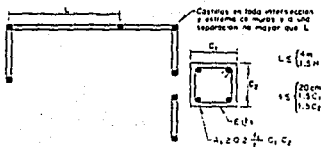
Determinación de la excentricidad de la carga vertical sobre un muro de mampostería



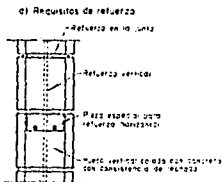
Distribución en elevación de elementos de refuerzo, verticales (castillos) y horizontales (cañas)



Refuerzo vertical abogaerado en los últimos dos huecos extremos



Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)



b) Modalidades de colocación del refuerzo

Características de la mampostería confinada

Características de la mampostería reforzada

FALLA DE ORIGEN

Las excentricidad a tomarse para efectos de momentos, sera:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

en que "t" es el espesor del muro y "b" el de la porción de éste en que se apoya la losa. Considerando, la relación altura espesor del muro no excede de 20.

CARGA VERTICAL RESISTENTE.

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

Donde:

P_R es la carga vertical total resistente de diseño.

F_R se tomará 0.60 para muros con finados y de refuerzo interior, y 0.30 para los no reforzados.

f_m^* la resistencia de diseño en compresión.

F_E factor de reducción por excentricidad.

A_T área de la sección transversal del muro.

Cuando se cumplan los requisitos de las Normas Técnicas en su inci-

so 4.1.2. el F_E sera:

0.70 para muros interiores, que soporten claros que no difieren en más del 50 %.

0.60 para muros extremos o claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. De lo contrario.

$$F_E = (1 - 2e'/t) [1 - ((H'/30t)^2)]$$

Donde:

t espesor del muro

e' excentricidad $ec + t/24$

H' altura efectiva del muro, tomada a partir de la altura restringida H, según el siguiente criterio:

H' 2H, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

H' 0.80H para muros limitados para dos losas continuas a ambos lados del muro.

H' H para muros extremos en que se apoyan losas

Cuando el muro este ligado a muros transversal, columnas:

$$F_E = F_E + [(1 - F_E) B']$$

Donde: B' es un coeficiente que depende de la separación de elementos rigidizantes L', como versa en la siguiente tabla:

FACTOR CORRECTIVO (B') POR EFECTO DE LA RESTRICCIÓN DE MUROS TRANSV.

L'	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	0.2

FUERZA CORTANTE RESISTENTE DE DISEÑO:

a) Para muros de diafragma:

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

b) Para otros muros:

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

Donde:

P es la carga vertical sin factor de carga.

v* el esfuerzo cortante medio de diseño.

F_R factor de reducción de resistencia:

0.70 para muros de diafragma, confinados y con refuerzo interior, según capítulo 3 de las Normas Técnicas.

0.40 para muros no confinados ni reforzados.

Cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas en muros confinados según 3.3 de las Normas, y en muros con refuerzo interior según 3.4 de las mismas Normas Técnicas, podrá incrementarse en 25 % la fuerza cortante resistente calculada con (4.3) siempre que la cuantía horizontal (p_H) no sea inferior a 0.0005 ni a:

$$p_H = 0.0002 v^* (1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T}) f_y / 4200$$

RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO.

Para flexión simple el momento resistente será:

$$M_0 = F_R A_S f_y d'$$

Donde: "A_S" área de acero colocada en el extremo del muro y (d') es distancia entre centroides del acero a ambos extremos del muro.

Cuando exista carga axial:

$$M_R = M_0 + 0.3P_j d ; \text{ si } P_j \leq P_R / 3$$

$$M_R = (1.5M_0 + 0.15P_j d) (1 - (P_j / P_R))$$

$$\text{si } P_j > P_R / 3$$

Donde: "P_j" carga axial de diseño total sobre muro, (+) compresión.

"d" el peralte efectivo del refuerzo de tensión.

" P_R " la resistencia a compresión axial.

" P_R " se tomara igual a 0.80, si:

$$P_U \leq P_R/3$$

e igual a 0.60 en caso contrario.

NOTA: La sección transversal de un muro con función estructural o de fachada no será menor de 10 cm. Ningún punto del eje de uno de estos muros distara más de 2 cm. del de proyecto. El desplome no será mayor de 0.0004 veces su altura ni a 1.5 cm.

MAMPOSTERIAS DE PIEDRAS NATURALES

Su resistencia de las piedras mínima a compresión, normal a los planos de formación 150 kg/cm²

Su resistencia de las piedras mínima a compresión, paralela a los planos de formación 100 kg/cm²

Absorción Mínima 4 %

Resistencia a intemperismo, máxima perdida de peso tras 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio 10 %

Relación volumétrica entre arena y cementantes entre 2.25 a 5. Con resistencia mínima de 15 kg/cm².

Se especifica que el 70% del volumen de mampostería de piedras naturales será de piedra.

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión (f_m^*) y en corte (v^*) se tomarán como sigue: Mampostería unida con mortero de resistencia en compresión no menor de 50 kg/cm²:

$$f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2, v^* = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

Para mampostería unida con mortero de resistencia menor de 50 kg/cm²:

$$f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2, v^* = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

4.4 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Las Normas Técnicas Complementarias de este apartado, que en este tipo de estructuras, el dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límites de falla, sin descuidar los estados límite de servicio. En general se analizarán con métodos que supongan comportamiento elástico.

En los momentos de diseño y las deformaciones laterales de las estructuras, deben incluirse los efectos de esbeltez.

MOMENTOS DE DISEÑO.

En miembros a flexocompresión:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (1.1)$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{D_c}} \geq 1.0 \quad (1.2)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1/M_2 \geq 0.4 \quad (1.3)$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} \quad (1.4)$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (1.5)$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h} \quad (1.6)$$

u = relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

W_u = suma de las cargas de diseño, muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente; acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

R = rigidez de entrepiso.

Q = cantidad adimensional definida para diseño por sismo.

h = altura del entrepiso a ejes.

M_{2b} = es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables.

M_{2s} = es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables.

Se hace una diferenciación entre dos clases diferentes de concreto:

CLASE I. Con peso volumétrico estando fresco superior a 2.2 ton/m³ cuya resistencia compresión (f'_c), igual o mayor a 250 kg/cm².

CLASE II. Con peso volumétrico estando fresco de 1.9 a 2.2 ton/m³ cuya resistencia compresión (f'_c), inferior a 250 kg/cm².

Para diseñar se usará el valor nominal (f^*_c):

$$f^*_c = 0.8 f'_c$$

RESISTENCIA A TENSION, (f_t).

concreto clase 1 $1.5 \sqrt{f'_c}$

concreto clase 2 $1.2 \sqrt{f'_c}$

La resistencia a tensión por flexión o modulo de ruptura (f_f).

concreto clase 1 $2.0 \sqrt{f'_c}$

concreto clase 2 $1.4 \sqrt{f'_c}$

Para diseñar se usará un valor nominal f^*_t , igual a 0.75 f_t o:

concreto clase 1 $1.2 \sqrt{f^*_c}$

concreto clase 2 $0.9 \sqrt{f^*_c}$

El modulo a ruptura (f^*_t):

concreto clase 1 $1.6 \sqrt{f^*_c}$

concreto clase 2 $1.1 \sqrt{f^*_c}$

MODULO DE ELASTICIDAD.

clase 1: $14,000 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²

clase 2: $8,000 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²

CONTRACCION POR SECADO.

concreto clase 1 = 0.001

concreto clase 2 = 0.002

DEFORMACION DIFERIDA, (C_f):

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá:

concreto clase 1, $C_f = 2.4$

concreto clase 2, $C_f = 5.0$

MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO:

se supondrá:

para acero normal:

$$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

para torones de presfuerzo:

$$1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular resistencias, se harán reducciones de 2 cms. en las siguientes dimensiones:

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas reticulares

- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos.

- Ancho de vigas y arcos.

FACTORES DE RESISTENCIA:

para flexión = 0.90

para cortante = 0.80

para torsión = 0.80

para flexocompresión = 0.80

para aplastamiento = 0.70

La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003

El esfuerzo a compresión uniforme se tomara igual a:

$$0.85 f^*_c; \text{ si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$[1.05 - (f^*_c/1250)] f^*_c \text{ si}$$

$$f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

REFUERZO MINIMO A FLEXION:

$$A_s \text{ min} = [(0.7 \sqrt{f^*_c})/f_y] b d$$

REFUERZO MAXIMO A FLEXION:

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área de acero máxima de tensión será 75 % de la correspondiente a falla balanceada; de las secciones rectangulares sin acero a compresión tienen falla balanceada, cuando su área de acero igual a:

$$\frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd$$

donde:

$$f''_c = 0.85f^*_c; \text{ si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = [1.05 - (f^*_c/1250)] \text{ si}$$

$$f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección. El peralte efectivo d, de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión.

RESISTENCIA A FLEXION, (MR).

En donde $F_R = 0.90$, en secciones sin acero a compresión:

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.5q) \dots (2.5)$$

o bien,

$$M_R = F_R A_S f_y d (1 - 0.5q) \dots (2.6)$$

donde:

b = ancho de la sección

d = peralte efectivo

$$f''_c = [1.05 - (f^*_c/1250)]$$

$$f^*_c \leq 0.85 f^*_c$$

$$q = (p f_y) / f''_c$$

$$p = A_S / (b d)$$

A_S = área del refuerzo de tensión.

SECCIONES RECTANGULARES CON ACERO

A COMPRESION:

$M_R =$

$$F_R [(A_S - A'_S) f_y (d - a/2) + A'_S f_y (d - d')]$$

donde:

$$a = [(A_S - A'_S) f_y] / (f''_c b)$$

A_S = área del acero a tensión

A'_S = área del acero a compresión

d' = distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

si cumple lo siguiente:

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_y}$$

donde:

$$p' = \frac{A' s}{b d}$$

FLEXION BIAIXIAL.

Resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión se podrá evaluar con:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

donde M_{ux} , M_{uy} y M_{Rx} , M_{Ry} , son los momentos de diseño y Resistentes.

FLEXOCOMPRESION:

a) Excentricidad mínima de diseño no será menor que $0.05 h \geq 2$ cm donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

b) Compresión y flexión en dos direcciones; para secciones cuadradas o rectangulares se puede usar:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{RO}} \dots (2.15)$$

dónde

P_R = carga normal resistente de diseño aplicada con las excentricidades " e_x " y " e_y "

P_{RO} = carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{Rx} = carga normal resistente de diseño con " e_x " un en plano

P_{Ry} = igual a anterior con " e_y " en el otro plano de asimetría.

La ec. 2.15 es valida para:

$$P_R / P_{RO} \geq 0.1$$

Para valores de $P_R/P_{RO} < 0.1$

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} < 1.0$$

APLASTAMIENTO:

En apoyos de miembros estructurales sujetos a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no será mayor que

$$F_R f'_c$$

FUERZA CORTANTE.

Vigas Sin Presfuerzo.

En vigas con relación claro peralte total K/h no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto es:

$$\text{Si } p < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R \text{ bd}(0.2 + 30p) \sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5F_R \text{ bd} \sqrt{f'c}$$

Para $L/h > 4$, se multiplicara esta última ec. por:

$$(3.5 - 2.5 M/Vd) > 1.0$$

pero sin que se tome:

$$V_{CR} > 1.5 F_R \text{ bd} \sqrt{f'c}$$

M = Momento Flexionante

V = Fuerza Cortante

LOSAS, ZAPATAS Y MUROS.

Para los cuales el ancho:

$$b \geq 4d$$

$$M/Vd < 2$$

$$V_{CR} = 0.5F_R \text{ bd} \sqrt{f'c}$$

LOSAS EN UNA SOLA DIRECCION.

Estas, cumplen las mismas disposi-

ciones aplicables a vigas, estas son:

- El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario se contará a partir de la sección que halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

Además, del refuerzo principal de flexión deben proporcionarse refuerzos normales al anterior, de acuerdo a:

Refuerzo por cambios volumétricos.

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m. el área de refuerzo que se suministre no sera menor que

$$a_s = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

a_s = área transversal del refuerzo

x_1 = dimensión mínima del elemento

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 a_s.

Por sencillez en vez de la fórmula anterior, puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos a la intemperie y 0.3 por ciento en los expuestos a ella.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no exceder de 50 cm ni de 3.5 x₁.

LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS.

Los momentos flexionantes en los bordes de lasas se calculan en función de la tabla que aparece en el APÉNDICE "C" de este trabajo que satisfagan lo siguiente:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. la distribución de la carga es aproximadamente uniforme en cada

tablero.

3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.

4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

PERALTE MÍNIMO.

El peralte mínimo no será menor que el perímetro del tablero entre 300.

Las limitaciones del párrafo anterior son aplicables a losas en que:

$$f_s < 2000 \text{ kg/cm}^2$$
$$w \leq 380 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$0.034 \sqrt[4]{f_s w}$$

COLUMNAS. (Geometría)

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm.

REFUERZO MINIMO Y MAXIMO.

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área de final de la sección no será menor que $20/f_y$ (f_y en kg/cm^2), ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en las columnas circulares y cuatro en las rectangulares.

REFUERZO TRANSVERSAL.

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además en los tramos donde se prevean ar-

ticulaciones plásticas no será inferior al prescrito en el apartado 4.8 de las Normas Técnicas para Construcción y Diseño de Estructuras de Concreto.

Todas la barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con una separación no mayor que $850/f_y$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en kg/cm^2), 48 diámetros de la barra de estribo, ni que la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión de la columna. La separación máxima de la columna un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.

4.5 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capitulo VIII del TITULO VI del R.C.D.F.

Inicialmente se debe realizar una investigación del subsuelo, la que comprende el reconocimiento de la Zona que el D.D.F. ha establecido de acuerdo a los tres tipos de suelos característicos del D.F.

Ya que la Zonificación a la que se refiere el Artículo 219 del R.C.D.F. determina las características de los Subsuelos que influyen en la determinación del tipo de exploraciones a realizar para una estructura determinada a cimen-

tarse en ellos.

Esta Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México se muestra en la página siguiente.

Una vez determinado el tipo de Subsuelo, para determinar el tipo y cantidad de exploraciones a realizar, se debe determinar el peso unitario medio de la estructura a cimentar y su perímetro, ya que de esto dependerá que se lo considere como:

A. Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras,

aquellas que:

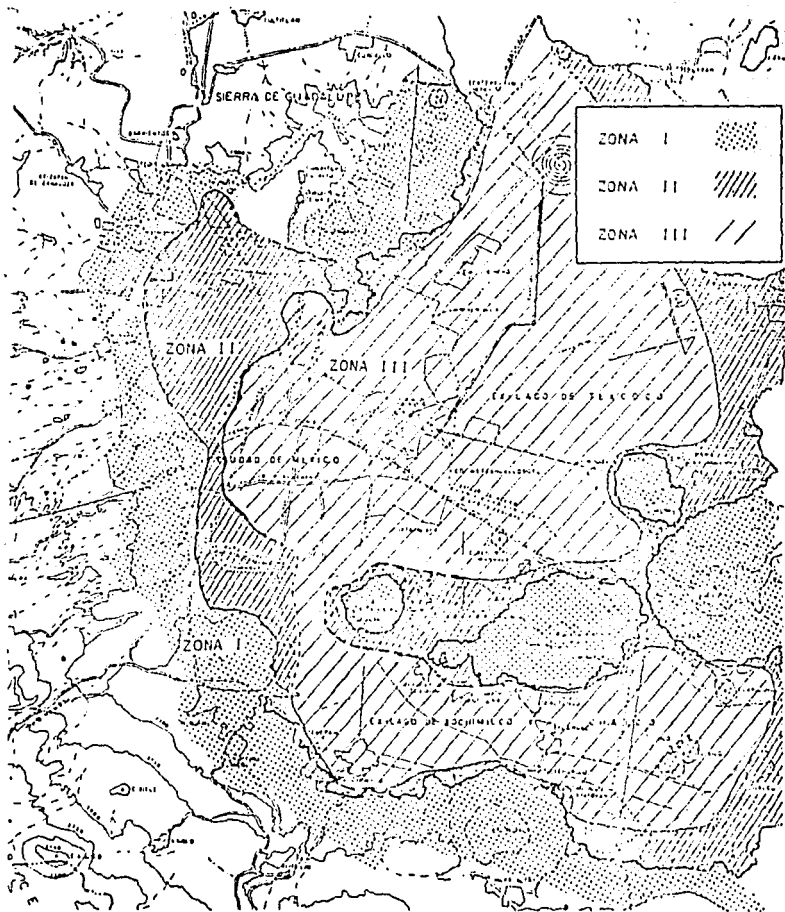
Su Perímetro ≤ 80 m en las Zonas

I y II. o

$P \leq 120$ m en Zona III

Profundidad de desplante,

$D_f \leq 2.5$ m



Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

FALLA DE ORIGEN

B. Construcciones Pesadas, Extensas o Con Excavaciones Profundas.

Su Perímetro > 80 m en las Zonas I y II, o

P > 120 m en Zona III

Profundidad de desplante,

$D_f > 2.5$ m

VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES.

La revisión de la cimentación ante estados límite de falla de acuerdo a con los Artículos 193 y 223 se realizara para los límites de la tabla siguiente:

LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION

a) Movimientos verticales (hundimientos y emersión)		límite
Concepto		
Valor medio en el predio	Construcciones aisladas	30 cm
	Asentamiento Construcciones colindantes	15 cm
	Emersión	30 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana
b) Inclinación media		
Tipo de Daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100+3h) \%$	h=altura de la const. en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras.	0.3 %	En dirección longitudinal.
c) Deformaciones Diferenciales en la propia estructura y sus vecinas.		
Tipo de estructura	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre asentamiento diferencial y el claro.	0.006
Marcos de concreto	Relación entre asentamiento diferencial y el claro.	0.004
Muros de carga de ladrillo recocado o bloque de cemento.	Relación entre asentamiento diferencial y el claro.	0.002
Muros con acabados muy sensibles. como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre asentamiento diferencial y el claro.	0.001
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, mampostería juntas secas	Relación entre asentamiento diferencial y el claro.	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS (ZAPATAS Y LOSAS).

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\Sigma QF_C/A < c_u N_e F_R + p_v \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\Sigma QF_C/A < [p_v(N_q - 1) + \tau BN_c/2] F_R + p_v \quad (2)$$

ΣQF_C suma de acciones verticales afectada por su respectivo factor de carga.

A área del cimiento, m²

$\overline{p_v}$ Presión vertical total a D_f por peso propio del suelo, ton/m²

p_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/m²

τ peso volumétrico del suelo ton/m³

c_u Cohesión aparente, t/m² determinada en ensaye traxial.

B ancho de la cimentación, m.

N_e coeficiente de capacidad de dado por:

$$N_e = 5.14(1 + 0.25 D_f/B + 0.25B/L) \text{ para } D_f/B < 2 \text{ y } B/L < 1$$

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan se consideraran iguales a 2 y 1 respectivamente.

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

ϕ ángulo de fricción interna del material,

El coeficiente N_q se multiplicara por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \phi$ para zapatas cuadradas y rectangulares.

N_c coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_c se multiplicara por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R Coeficiente de carga.

$$\phi = \text{Ang } \tan(\alpha \tan \phi^*)$$

ϕ^* ángulo con la horizontal de los círculos de Mohr.

ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.

$$s_H = \frac{H}{\Sigma [e/(1 + e_0)] \cdot z}$$

donde:

H asentamiento de un estrato de espesor H .

e_0 relación de vacíos inicial.

e variación de la relación de vacíos bajo incremento de incremento de esfuerzo vertical p inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

z espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación debe-

rán determinarse para cada combinación de acciones de acuerdo al Artículo 188 del R.C.D.F.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las siguientes condiciones:

- Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.

- Que los hundimientos diferenciales instantáneos más los diferidos calculados con las presiones de

contacto consideradas sean aceptables en términos de las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

- Que las Deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables.

4.6 DISEÑO SISMICO.

Método Simplificado de análisis.

De éste se hace mención en la sección 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados ente si mediante losus monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas técnicas correspondientes. Será admisible cierta simetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales parale-

los cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor de la planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales,

II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las normas técnicas para sismo.

III. La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del

4.6 DISEÑO SISMICO.

Método Simplificado de análisis.

De éste se hace mención en la sección 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados ente 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 y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas técnicas correspondientes. Será admisible cierta simetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales parale-

los cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor de la planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales,

II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las normas técnicas para sismo.

III. La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del

edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a

la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso l de la 8 de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla siguiente para construcciones del grupo B. Mientras tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5 (tabla 7.1 de las Normas Técnicas para Sismo).

TABLA 7.1
COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS PARA EL METODO SIMPLIFICADO
CORRESPONDIENTE A ESTRUCTURAS DEL GRUPO "B"

ZONA	MUROS DE PIEZAS MACIZAS O DIAFRAGMAS DE MADERA CONTRACHAPADA ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS O DIAFRAGMAS DE DUELA DE MADERA ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

ANALISIS DE FUERZAS CORTANTES

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Para cada una de estas fuerzas se tomara igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales son apreciables).

Para el caso del método simplificado de análisis, el coeficiente proporcional a h es el proporcionado por la tabla 7.1:

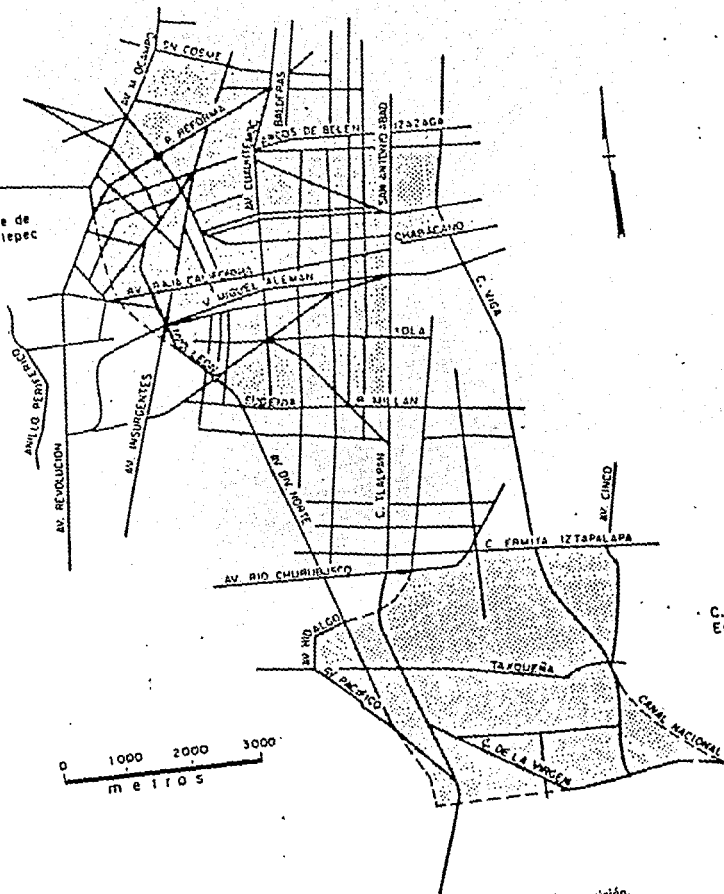
ANALISIS ESTÁTICO.

En la situación del cálculo de las fuerzas cortantes para el Mé-

todo de Análisis Estático, el coeficiente proporcional a h , se tomará de tal manera, que la relación V_0/W_0 sea igual a c/Q , siendo V_0 la fuerza cortante basal, W_0 el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas que fija el Capítulo IV, título VI del R.C.D.F. y las vivas que especifica Capítulo IV, título VI; Q el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de las Normas Técnicas para Sismo y el c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del R.C.D.F., salvo que en la parte sombreada de la zona II en la Subzonificación de la Zona del lago y de la zona de transición, se tomará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B y 0.6 para las del A.

La Subzonificación de la Zona del lago y transición es la siguiente.

Bosque de Chapultepec



Subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición.

FALLA DE ORIGEN

V. PROPUESTA DE PROYECTO

V. PROPUESTA DE PROYECTO.

5.1 MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO.

Memoria descriptiva correspondiente al proyecto de la construcción de un edificio de departamentos de interés social, ubicado en la Calle de Martín Carrera 49, Colonia Martín Carrera, Delegación Gustavo A. Madero, D.F.

Se proyecta la construcción de un edificio en bloque alineado para satisfacer la necesidad de viviendas de 24 familias de recursos medios, que constituyeron "Martín Carrera 49, A.C.", con el objeto de quedar dentro de los términos que requiere INFONAVIT para la asignación de recursos propios para la realización de este tipo de proyectos.

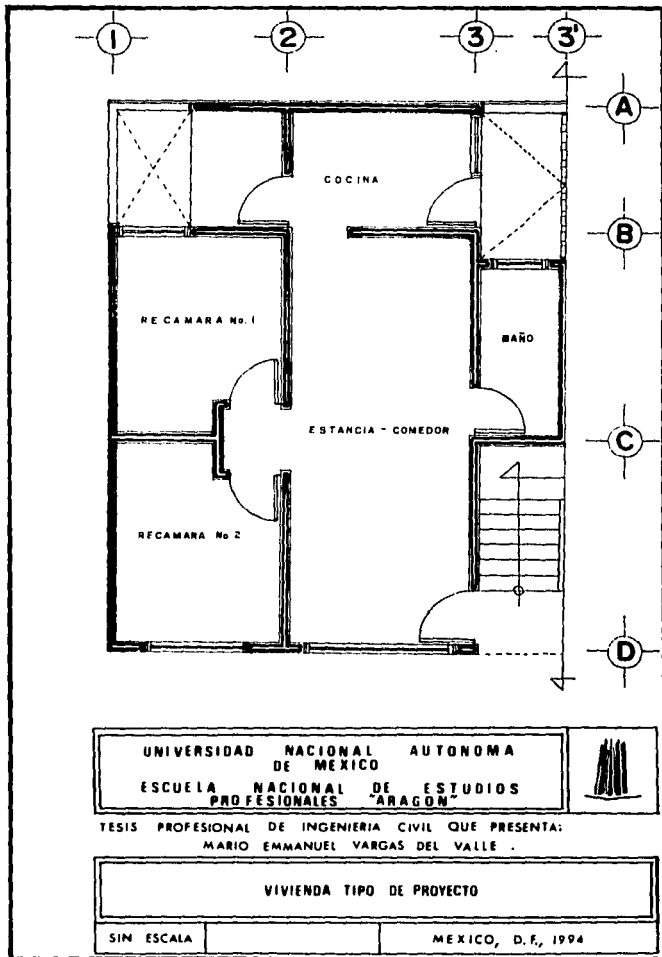
De conformidad con el programa parcial de la Delegación Gustavo

A. Madero, este predio está clasificado con uso H4B, habitacional/Servicios Básicos con intensidad de 1.5 y Densidad Habitacional de 400 Hab/Ha. Lo que requirió un incremento a la densidad habitacional, Autorizado por la Coordinación General de Reordenación Urbana y Protección Ecológica.

Por lo anterior, el edificio está destinado a 24 viviendas de interés social, en un predio de forma rectangular de 12.50 x 42.15 mts., esto es una superficie de 531.25 m². Desarrolladas en 4 niveles, 6 departamentos por nivel, el bloque del edificio, constará con dimensiones de 9.00 x 42.00 mts, estos del predio, serán objeto de la construcción 378.00 m² en planta, por lo que el estudio general de áreas para el proyecto es:

ESTUDIO GENERAL DE AREAS DEL PROYECTO ARQUITECTONICO

1. SUPERFICIE DEL TERRENO	531.25 M ²
2. NUMERO TOTAL DE VIVIENDAS	24.00
3. SUPERFICIE DE CONTACTO DE VIVIENDAS	340.95 M ²
4. SUPERFICIE TOTAL CONSTRUIDA	1363.80 M ²
5. SUPERFICIE LIBRE Y ANDADORES	190.30 M ²
6. SUPERFICIE DE AREA PERMEABLE (LIBRE)	127.30 M ²
7. SUPERFICIE DE ANDADORES	63.00 M ²
8. AREA POR VIVIENDA	52.40 M ²
9. AREA COMUN DE CUBO DE ESCALERA POR PLANTA TIPO	26.25 M ²
10. SUPERFICIES POR DEPARTAMENTO:	
- COCINA	6.05 M ²
- AREA DE SERVICIO	3.20 M ²
- RECAMARA 1	9.85 M ²
- RECAMARA 2	10.11 M ²
- ESTANCIA-COMEDOR	19.90 M ²
- BAÑO	3.29 M ²
11. ALTURA LIBRE EN DEPARTAMENTO	2.30 M.
12. ALTURA LIBRE EN AREA DE BAÑO	2.10 M.



Como dato relevante, se puede mencionar que según la indica el Programa Parcial vigente para la delegación Gustavo A. Madero, se determinó que en el citado predio lo se pueden construir 4 viviendas sin embargo y con base al Acuerdo del Jefe del Departamento del Distrito Federal, de fecha 6 de diciembre de 1989, se puede autorizar el incremento al número de viviendas solicitadas, debiendo presentar un proyecto que cumpla con lo siguiente:

- 35% de área libre, de acuerdo como lo marca el Artículo 74 del Reglamento de Construcciones del D. F.,
- No exceder de 65 M² de construcción por vivienda.

- Dotar de un cajón de estacionamiento por vivienda.

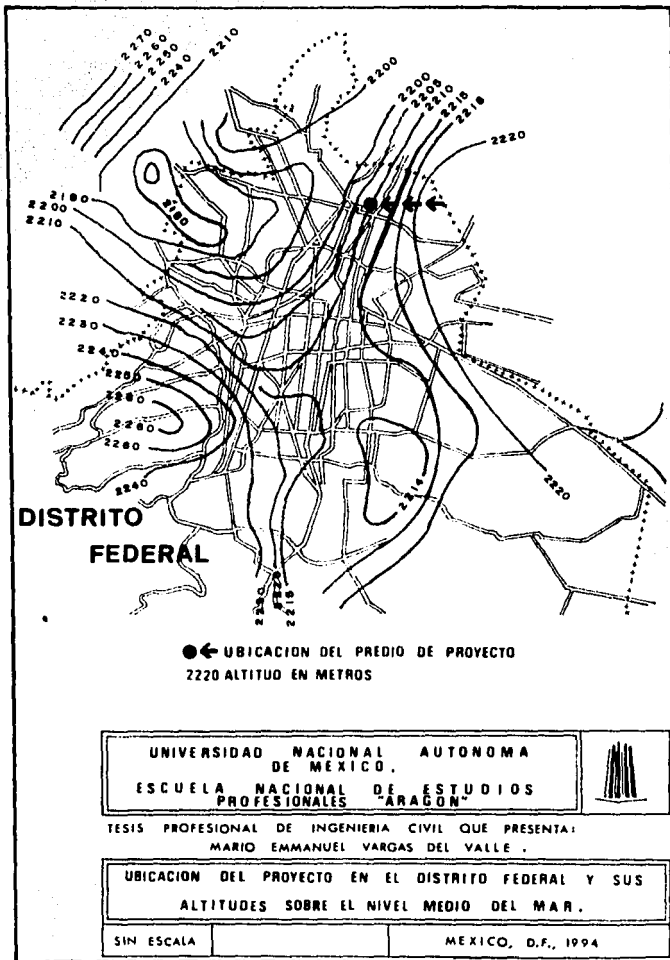
RESUMIENDO: El proyecto propuesto, además de dar una igualdad de espacios a todos los departamentos, con los 190.30 M² de área libre y andadores, tiene 35.8% de área sin construcción, además de constar con 52.40 M² área menor a la requerida.

Para el caso de los cajones de estacionamiento, aunque el proyecto no puede proporcionar cajones de estacionamiento, se puede solicitar la excepción parcial de cajones para estacionamiento. Para tal efecto se podría dotar en 7 cajones de estacionamiento en cordón.

5.1.1 UBICACION Y ALTITUD SOBRE EL NIVEL DEL MAR DEL PROYECTO, EN EL DISTRITO FEDERAL.

Como se hace notar en el siguiente croquis, la colonia Martín Carrera se encuentra a el noreste

del D. F., y aproximadamente a los 2210 metros de altitud sobre el nivel medio del mar.



5.1.2 APROXIMACION A LA COLONIA
MARTIN CARRERA Y EDIFICA-
CIONES CIRCUNDANTES DEL
PREDIO.

En relación a las colindancias de el predio marcado con el número 49 de la calle Martín Carrera, en la colonia del mismo nombre, en 42.15 mts. colinda por el Oriente con el número 53 de Gral. Martín Carrera, así mismo y a 50.73 mts de distancia con la calle de Pedro Negrete.

Por el Poniente, en 42.15 mts. colinda con el número 45 de la Calle Gral. Martín Carrera y se encuentra a 62.67 mts de la calle Nicolás Bravo.

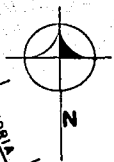
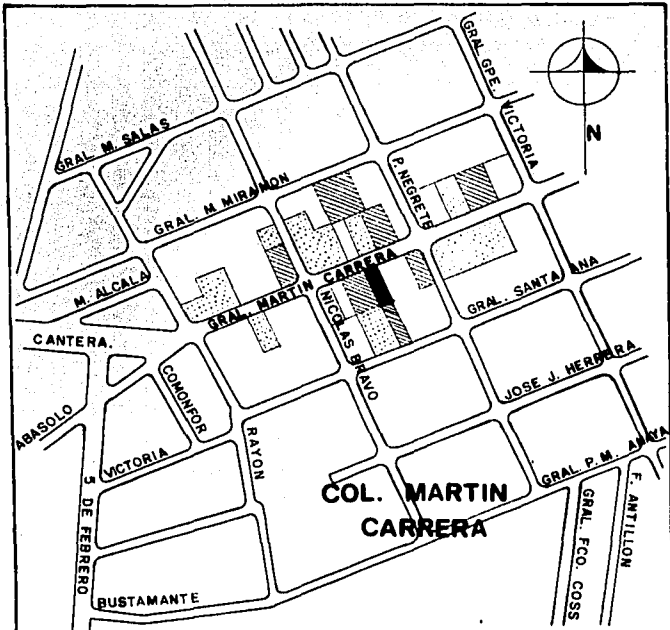
Por el Norponiente a una cuadra, se encuentra la calle de Gral. M. Miramón y al Suroriente, con la calle de Gral. Santa Ana.

Por su parte norte se encuentra rodeada por tres elevaciones, de mediana altura, a 550 mts el cede los Gachupines por el Norponien

te, el cerro de Guerrero por el norte a 950 mts.

Finalmente a aproximadamente a 900 mts del cerro en cuyas faldas se encuentra la Basílica de Guadalupe. Todos estos cerros son parte naciente de la Sierra de Guadalupe que tiene elevaciones que forman el límite norte del Distrito Federal, con el Estado de México.

Respecto de a las construcciones colindantes por dos de sus lados éstas son de cuatro niveles como la propuesta para este proyecto. Mientras la correspondiente al 53 de Gral. Martín Carrera es apenas de un nivel. En términos generales, los edificios de las manzanas adyacentes, son en su mayoría de 2 o 3 niveles, siguiendo los de una planta y cuatro.



■ MARTIN CARRERA No. 49, COL. MARTIN CARRERA, MEXICO, D.F.

□ 2 o 3 PISOS **▨** 4 PISOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"

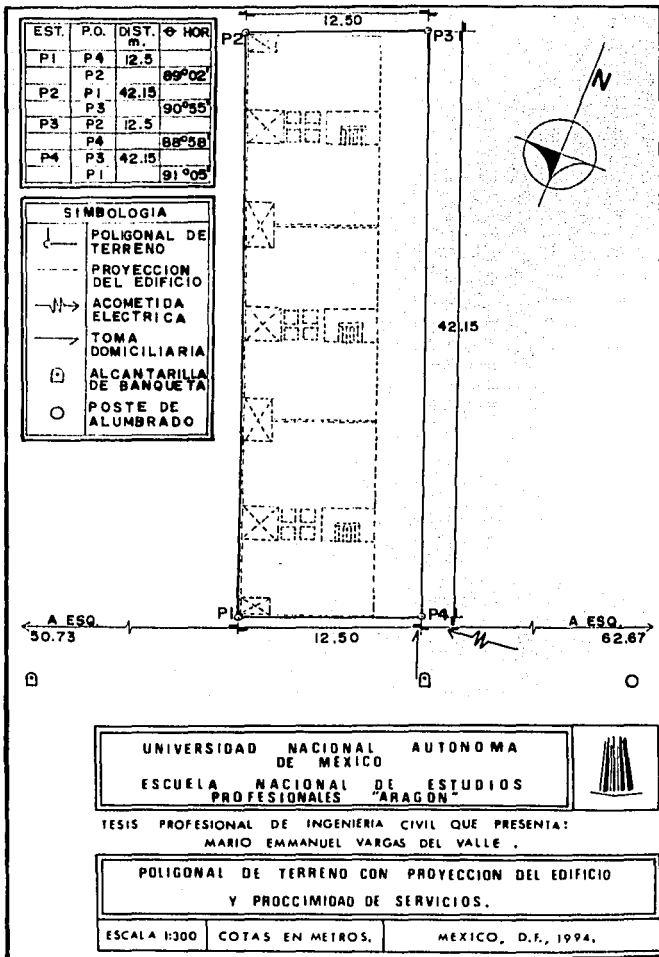


TESIS PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL QUE PRESENTA:
 MARIO EMMANUEL VARGAS DEL VALLE .

UBICACION DEL PROYECTO: CALLE GRAL. MARTIN CARRERA Y COLINDANCIAS.

ESCALA 1:5000

MEXICO, D.F., 1994



MARTIN CARRERA No. 49





No. 49 DE LA CALLE MARTIN CARRERA Y COLINDACIAS.



ELEVACION DEL No. 45 DE LA CALLE MARTIN CARRERA



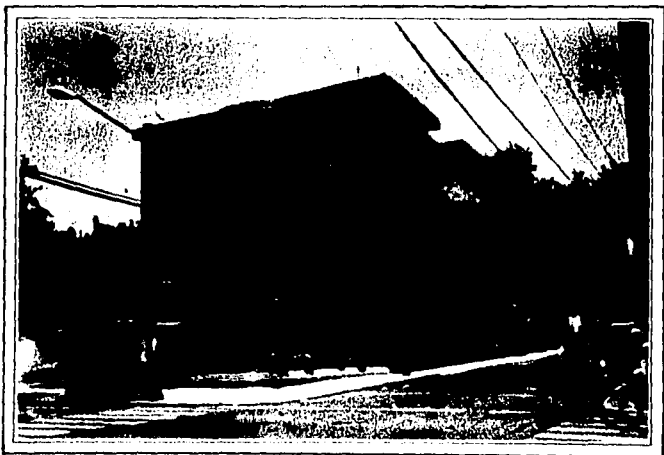
No.53 DE LA CALLE MARTIN CARRERA.



COLINDANCIA CON MARTIN CARRERA No. 53.



ESQUINA DE LA CALLE PEDRO NEGRETE



ESQUINA DE LA CALLE NICOLAS BRAVO.



ELEVACION CERCANA, (CERRO DE LOS GACHUPINES)

5.2. MECANICA DE SUELOS.

5.2.1. INFORMACION GEOTECNICA

DISPONIBLE.

El predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Transición de la Ciudad, caracterizada por presentar irregularidades estratigráficas y por lo mismo en propiedades mecánicas, los suelos que dominan en esta zona son mezclas de arcilla, limo y arena en proporciones variables de compacidad.

Con fundamento, en lo dispuesto en el Capítulo 2.2 de las Normas Técnicas Complementarias, en referente al número mínimo de exploraciones por realizar en la zona II, se realizó:

UN SONDEO MECANICO MIXTO.- alterado el avance mediante el método de Penetración Standard y Tubo Shelby, con medida de la resistencia a la penetración Standard, pa-

ra lo cual fué necesario hincar el muestreador antes mencionado en el suelo, mediante la acción de un martinete de 64 KG., dejado caer desde 70 cm.

UN POZO A CIELO ABIERTO.- Se realizó a 2.60 Mts. de profundidad, del cual se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas.

De este grupo de muestras se determinaron las propiedades índice, mecánicas, para identificar y clasificar el tipo y estratificación del subsuelo, así como sus correspondientes parámetros de resistencia y de deformación.

Se realizó:

- CLASIFICACION VISUAL Y AL TACTO.
- CONTENIDO NATURAL DE AGUA.
- LIMITES DE CONSISTENCIA.

- PESO VOLUMERICO NATURAL. CONTROLADA DURANTE LA PRUEBA.
- DENSIDAD DE SOLIDOS. -CONSSOLIDACION UNIDIMENSIONAL A
- RESISTENCIA A LA COMPRESION TRIA PARTIR DE LA CUAL SE OBTUBIERON
- XIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA. LOS PARAMETROS DE DEFORMABILI-
- RESISTENCIA A LA COMPRESION TRIA DAD.
- XIAL NO CONFINADA CON DEFORMA-

5.2.2. RESULTADOS DE SONDEO MIXTO

No. 1 (SM - 1)

TABLA DE RESULTADOS 1

PROFUNDIDAD (- m) .	DESCRIPCION
0.00 - 1.80	CASCAJO, TABIQUE, BLOCK CON LIMO.
1.80 - 4.70	ARCILLA LIMOSA CEMENTADA CAFFE CLARO CON UN CON- TENIDO NATURAL DE AGUA DEL 21.76%, PESO VOLU- METRICO NATURAL DE 1.78 TON/M3, DENSIDAD DE SQ LIDOS DE 2.66, RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTAN- TE DE 14.28, 16.20, TON/M2, ANGULO DE FRICCION INTERNA DE 9, 12 Y 16 GRADOS.
4.70 - 4.95	ARENA MEDIA Y GRIS, CON UN CONTENIDO NATURAL DE AGUA DE 14.12%
4.95 - 10.10	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA, CON UN CONTENIDO NATURAL DE AGUA DE 32.76%, DENSIDAD DE SOLI- DOS DE 2.68 RESISTENCIA A LA PENETRACION ES- TANDAR DE 33 A 136 GOLPES, LIQUIDO DE 46.20%, LIMITE PLASTICO DE 21.11 %.

5.2.3. RESULTADOS DE POZO A CIELO

ABIERTO No. 1 (PCA - 1)

TABLA DE RESULTADOS 2

PROFUNDIDAD (m).	DESCRIPCION
0.00 - 1.70	MATERIAL DE RELLENO, CASCAJO, LIMO CON ARENA GRIS CLARO.
1.70 - 2.60	ARCILLA LIMOSA, CAFE CLARO, CON UN CONTENIDO NATURAL DE AGUA DE 26.11%, PESO VOLUMETRICO NATURAL DE 1.76 TON/M3, RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE 18.11, 17.13, 19.58 TON/M2, COHESION DE 6.11, 9.6 Y 10.1

5.2.4. CONCLUSIONES Y RESULTADOS

DEL ESTUDIO.

* EL PREDIO EN ESTUDIO SE LOCALIZA EN LA ZONA DE TRANSICION PROGRASIVA, CARACTERIZADA POR PRESENTAR IRREGULARIDADES ESTRATIGRAFICAS DE UN SITIO A OTRO, LOS SUELOS QUE PREDOMINAN EN ESTA ZONA SON MEZCLAS DE ARCILLA, LIMO Y ARENA EN PROPORCIONES DE COMPACIDAD VARIABLE.

* EL NIVEL DE AGUAS FREATICAS SE LOCALIZO A UNA PROFUNDIDAD DE 2.40 MTS. A PARTIR DEL NIVEL ACTUAL DEL TERRENO.

* EL SONDEO MECANICO Y EL POZO A CIELO ABIERTO, PERMITIERON OBTENER UNA RESISTENCIA AL ESFUERZO

CORTANTE MINIMA DE 14.28 TON/M² Y
MAXIMA DE 18.33 TON/M².

* PARA DESPLANTAR UN EDIFICIO DE
CUATRO NIVELES SE PODRIAN EMPLEAR
LAS SIGUIENTES ALTERNATIVAS:

A) LOSA DE CIMENTACION CON CON-
TRATRADES INVERTIDAS DE CONCRETO.

B) ZAPATAS CORRIDAS DE CONCRETO
ARMADO.

* PARA UNA LOSA DE CIMENTACION,
CON CONTRATRADES INVERTIDAS, CON-
SIDERANDO DESPLANTE A 1.00 MTS DE
PROFUNDIDAD SE OBTUHO UNA CARGA
ADMISIBLE (q_a) DE 14.18 TON/M².

* PARA EL CASO DE CIMENTACION A
BASE DE ZAPATAS CORRIDAS LA CAPACI-
DAD DE CARGA ADMISIBLE (q_a) RE-
SULTO DE 14.50 TON/M²., PARA UN
DESPLANTE A 1.20 MTS.

* ASIMISMO PARA ZAPATAS CORRIDAS
DEBERAN CONTAR CON UNA CONTRATRADE
QUE RIGIDICE LA CIMENTACION.

* PARA EL CASO DE LOSA DE CIMEN-
TACION SE HACE NECESARIO ANTES DE
EL DESPLANTE. QUE SE TIENDA UN ES-
PESOR DE 60 CM. DE TEPETATE, LE-
VANTANDO EL MATERIAL DE RELLENO
EN ESTE ESPESOR Y CONSIDERANDO LA
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE ESTE SE
TENDERA A CAPAS DE 15 CM. COMPAC-
TADAS AL 90% PROCTOR.

* PARA EL ANALISIS SISMICO, SE
DEBERA CONSIDERAR SUELO TIPO DE
LA ZONA II.

* SE TIENE UN MODULO DE REACCION
QUE PRESENTA EL SUELO EN ESTUDIO,
QUE VARIA DE 1.16 A 1.47 KG/M³.

* LOS HUNDIMIENTOS QUE SUFRIRA
LA ESTRUCTURA SON DEL TIPO ADMI-
SIBLE Y NO REBANAN LOS 6.00 CM.,
SIN CONSIDERAR LOS HUNDIMIENTOS
REGIONALES QUE EN ESTA ZONA VA-
RIAN DE 7.0 A 9.0 CM. POR AÑO.

* LA EXCAVACION PARA ZAPATAS SE-
RA CON TALUD VERTICAL.

5.3. ESTUDIO Y ESTRUCTURACION DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.

Antes de presentar los planos arquitectónicos del proyecto para el análisis estructural, es importante hacer mención de porque éste fué seleccionado.

- Inicialmente es la alternativa que satisface la necesidad de vivienda de 24 familias de Martín Carrera 49 A. C. con un igual número de viviendas.

- Al tratarse de un espacio tan reducido para construir un número tal de edificaciones y proporcionar seguridad a sus habitantes se pensó en un máximo de 4 niveles, esto es, no caer en alturas que debieran usar elementos estructurales de gran dimensión que además de restar espacio, encarecen una construcción para familias que buscan el interés social.

- Con respecto al espacio por vivienda, esta propuesta proporciona igualdad de áreas propias para el número de personas por vivienda. Además se cumple con los requerimientos de porcentaje de área libre y no se exceden los límites de área por departamento que el D. D. F. da para expedir una ampliación en el número de viviendas para el predio.

- Finalmente y no por ello menos importante, este proyecto arquitectónico, nos permite apropiadas cantidades de iluminación y ventilación, acorde con la posibilidad de acceso cómodo a cada vivienda, con la respectiva independencia de una con respecto a las otras y una distribución interior que permita la cómoda convivencia y actividades de sus ocupantes.

Ahora bien, la observación detallada del plano arquitectónico se hace con el objeto de analizar todas las posibilidades de estructuración, debido a que en unos casos no es posible cierto tipo de estructuración ya que los resultados por obtener, serían estafalorios.

Un ejemplo muy común son los claros mayores de 5.00 mts., las tra-

bes por cubrir estos claros, resultan muy aperaltadas, otro caso pueden ser, los volados mayores de 3.00 mts. o que tengan concentraciones muy fuertes. En el peor de los casos, lo más lógico es hacer un nuevo proyecto con el objeto de evitar todas estas anomalías y en el caso de que por alguna u otra razón no sea posible, entonces hay que pensar en viguetas de fierro.

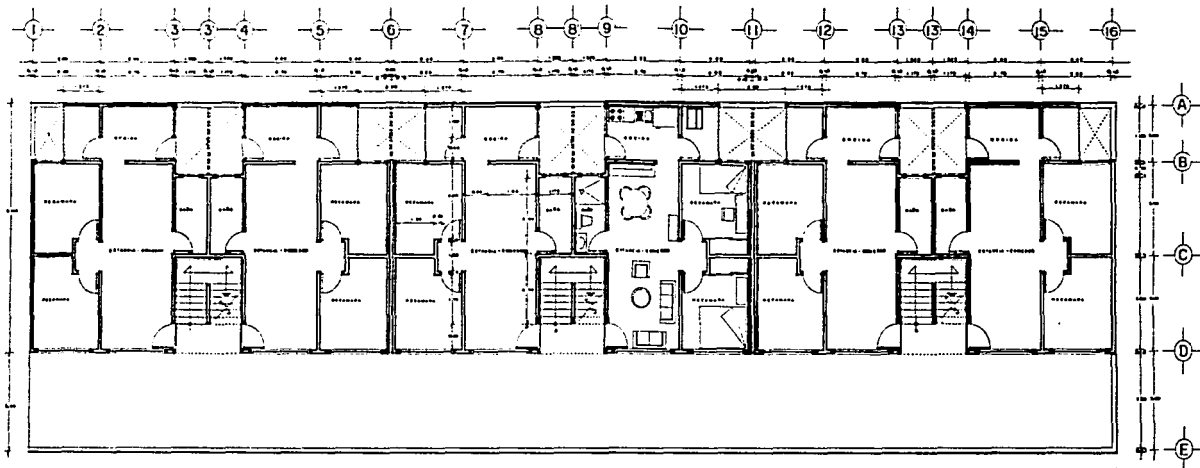
5.3.1. PLANOS ARQUITECTONICOS.

A continuación se relacionan los planos arquitectónicos de cuyo estudio se derivará su aceptación o

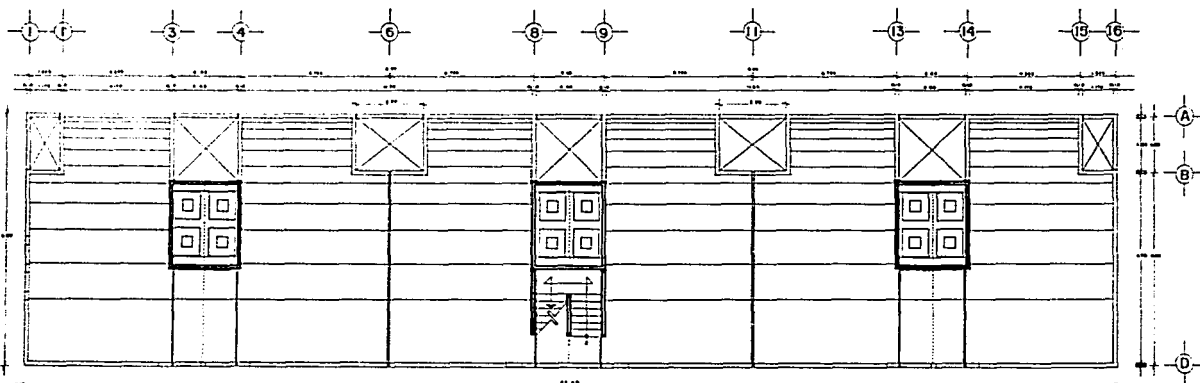
modificación para el diseño estructural y su posterior realización de planos estructurales.

RELACION DE PLANOS ARQUITECTONICOS

PLANO A1	-	PLANTA BAJA Y PLANTA DE AZOTEA
PLANO A2	-	PLANTA TIPO Y CORTE LONGITUDINAL



PLANTA BAJA

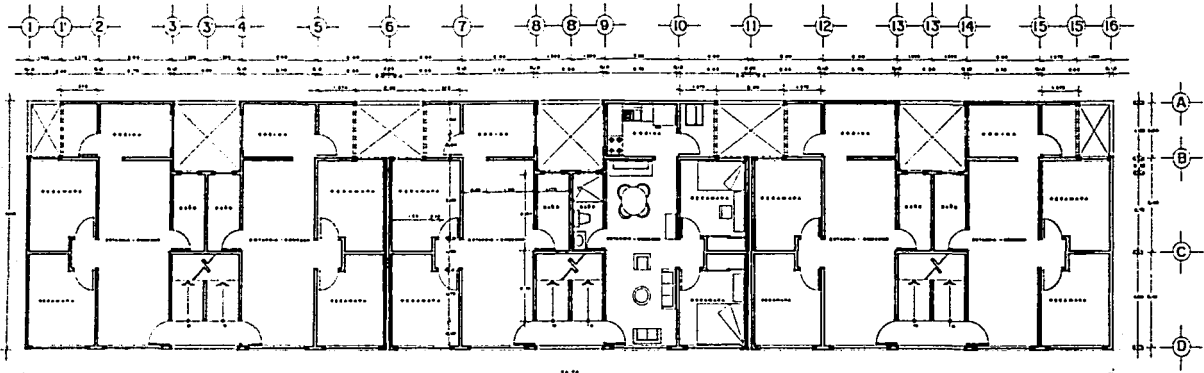


PLANTA DE AZOTEA

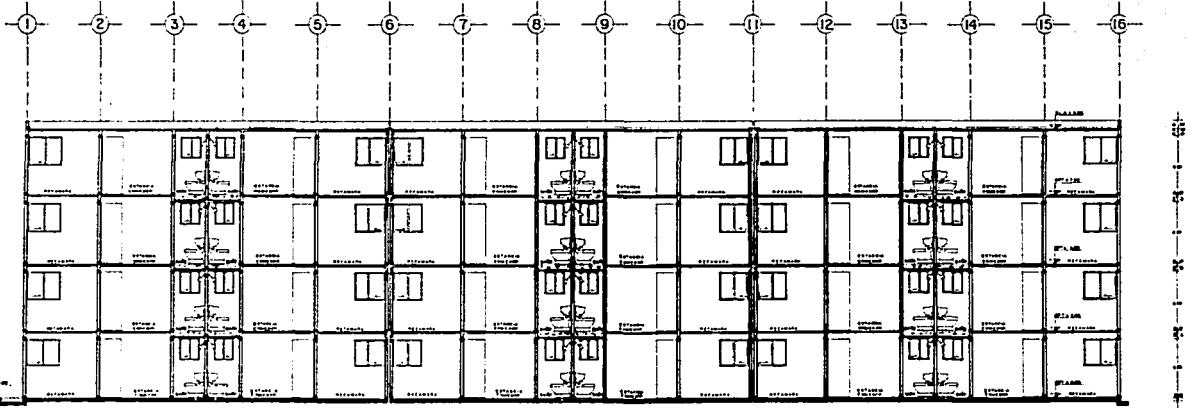


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		
TEMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL QUE PRESENTA:		
BARRIO EMANUEL VARGAS DEL VALLE		
PLANO ARQUITECTONICO		A-1
PLANTA BAJA Y PLANTA DE AZOTEA		
ESCALA 1:50	ESTADO EN METROS	INSTITUTO TECNICO DE MEXICO, D.F., 1954

FALLA DE ORIGEN



PLANTA TIPO



CORTE LONGITUDINAL X-X'

FALLA DE ORIGEN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARQUITECTONICOS		
TEMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL QUE PRESENTA: RAFAEL EDUARDO URDAS DEL VALLE		
PLANO ARQUITECTONICO PLANTA TIPO Y CORTE LONGITUDINAL		
ESCALA: 1:50	COTAS EN METROS	A-2 HAYDÉN CARRERA No. 40 MEXICO, D.F., 1966

VI. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

VI. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para los efectos del Diseño Estructural, la Panta Tipo del PLANO A2, se repite en forma identica en los cuatro pisos.

El sistema de piso es una losa maciza de concreto armado perimetralmente apoyada sobre los muros. Hay una cadena de 15 x 25 cm sobre todos los muros.

Los muros son de Tabique de barro recocido, el mortero es de cemento-arena, en una proporción 1:3 (TIPO I) de 125 kg/cm².

El edificio es para vivienda de tipo interés social. E inicialmente consta de 4 cuatro niveles y seis departamentos por nivel.

Para la selección del tipo de Método de análisis, tanto por cargas verticales como horizontales, se

deben cumplir algunas proporciones geométricas en las dimensiones del edificio.

En este sentido, el edificio cumple, con los requerimientos del inciso 4.1.2 de las Normas, Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

Sin embargo, no cumple con todos los requisitos del inciso 4.1.3, para análisis por cargas laterales esto es:

I. En todos los niveles, al menos el 75% de las cargas verticales estan soportadas por muros ligados entre sí, mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rigidos al corte.

EL DIFICIO, CUMPLE.

II. La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no debe exceder de 2.

$$\frac{\text{longitud del edificio}}{\text{ancho del edificio}} < 2.00$$

$$\frac{42.00}{9.00} = 4.66 > 2.00, \text{ NO CUMPLE}$$

Por lo que para fines de análisis sísmico, será necesario dividir al edificio original en tres cuerpos idénticos de 13.80 mts. de largo y 9.00 mts. de ancho, la división se hará en los ejes 6 y 11, colocándose en estos ejes 2 muros, que independicen la planta en tres partes cada una de 124.10 m² cada una cuya longitud y ancho satisfaga esta restricción. Además, por la simetría de los edificios, sólo será necesario el diseño estructural de uno.

$$\frac{\text{longitud del edificio}}{\text{ancho del edificio}} < 2.00$$

$$\frac{13.80}{9.00} = 1.53 < 2.00, \text{ SI CUMPLE}$$

III. La relación entre altura y la dimensión menor de la base del edificio, no excedera de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 mts.

$$\frac{\text{altura del edificio}}{\text{dimension mínima}} < 1.50$$

$$\frac{11.85}{9.00} = 1.31 < 1.50, \text{ SI CUMPLE}$$

ALTURA= 11.85 mts. < 13.00,
SI CUMPLE.

Para cumplir de este modo simultáneamente con el análisis por cargas verticales y laterales, el edificio a estructurar, será de 13.80 mts. de largo, por 9 metros de ancho, constando de 4 niveles, que incluyendo el cubo de escalera hasta la azotea tiene 11.85 mts. de altura. Cada nivel tendrá 2 departamentos, haciendo un total de 8 viviendas por edificio. Para obtener las 24 viviendas el edificio se repetirá 3 veces en el terreno, de Martín Carrera 49.

Con la subdivisión del terreno, a vivienda. Por otra parte el área
 demás de que se cumplen con las 24 construida por planta sera de
 viviendas requeridas, no fué necesario cambiar las dimensiones por
 124.20 m2.

.....

6.1 RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES DE MUROS DE MAMPONTERIA.

6.1.1 CARGAS EN LOSAS

LOSA DE AZOTEA.-

Peso Propio de la losa:	240 kg/m ²
Relleno de tezontle:	120 kg/m ²
Enladrillado (20 mm):	40 kg/m ²
Plafón de yeso (25 mm):	40 kg/m ²
Carga Muerta:	440 kg/m ²
Carga viva para diseño por cargas verticales:	100 kg/m ²
Carga para diseño por cargas vert.	540 kg/m ²
Carga viva para diseño por sismo:	70 kg/m ²

LOSA DE ENTREPISO.-

Peso Propio de la losa:	240 kg/m ²
Firme y terrazo:	145 kg/m ²
Plafón de yeso (25 mm):	40 kg/m ²
Carga Muerta:	425 kg/m ²
Carga viva para diseño por cargas verticales:	170 kg/m ²
Carga para diseño por cargas vert.	595 kg/m ²
Carga viva para diseño por sismo:	90 kg/m ²

LOSA DE SANITARIOS.-

Peso Propio de la losa:	240 kg/m ²
Firme de Concreto Simple (50 mm):	115 kg/m ²
Azulejo:	15 kg/m ²
Relleno de tezontle (150 mm):	120 kg/m ²
Plafón de yeso (25 mm):	40 kg/m ²

	530 kg/m ²
Carga viva para diseño por cargas verticales:	170 kg/m ²

Carga para diseño por cargas vert.	700 kg/m ²
Carga viva para diseño por sismo:	90 kg/m ²

LOSA QUE SOPORTA TINACOS.-

Peso Propio de la losa:	240 kg/m ²
PESO DEL AGUA:	4400 kg
PESO DE LOS TINACOS:	740 kg

	5140 kg
AREA DE LOSA:	7.82 m ²
Peso de tinacos en m ² (5140kg/7.82m ²):	630 kg/m ²

	870 kg/m ²

6.1.2 AREAS TRIBUTARIAS DE LOSAS.

Una vez teniendo los resultados complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, del D.D.F., para que se pueda determinar las cargas verticales de diseño, con una bajada de cargas por áreas tributarias.

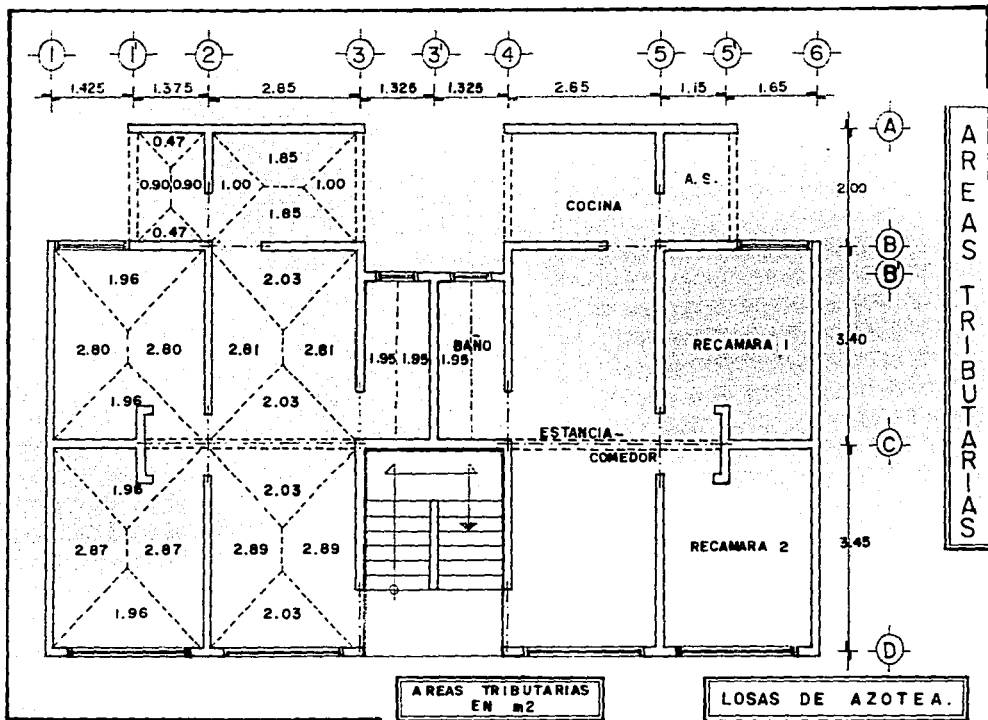
4.1.2 de las Normas Técnicas Com-

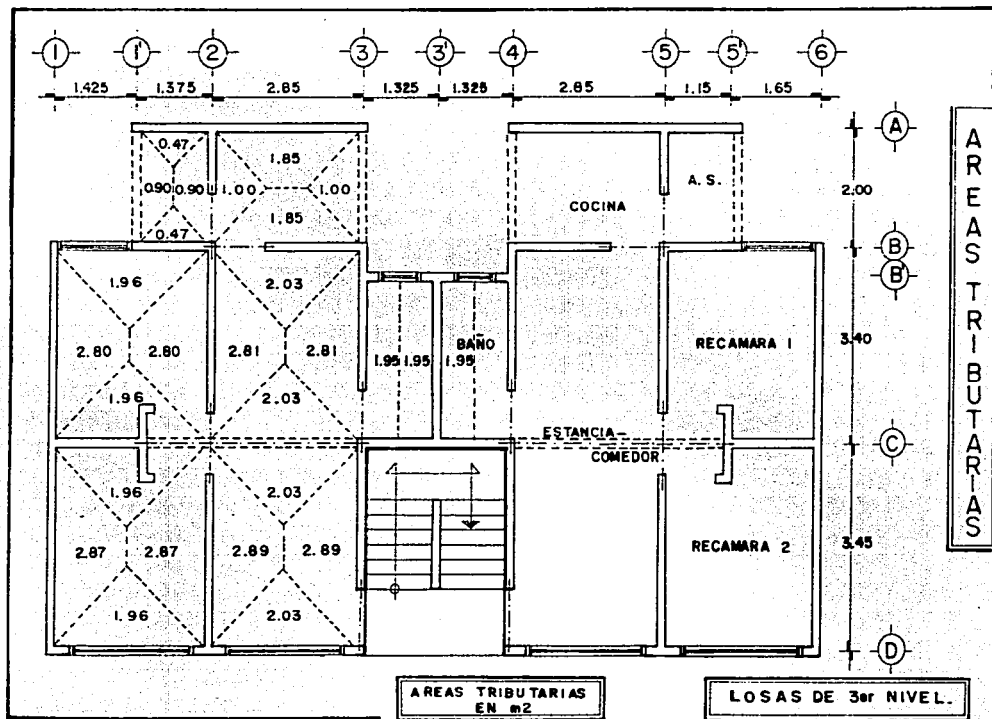
El área de losa tributaria que terminó, según la distribución de corresponde a cada muro, se muestra en los croquis de áreas tributarias tra en la tabla 6.1.1 y se define de azotea y entrepisos.

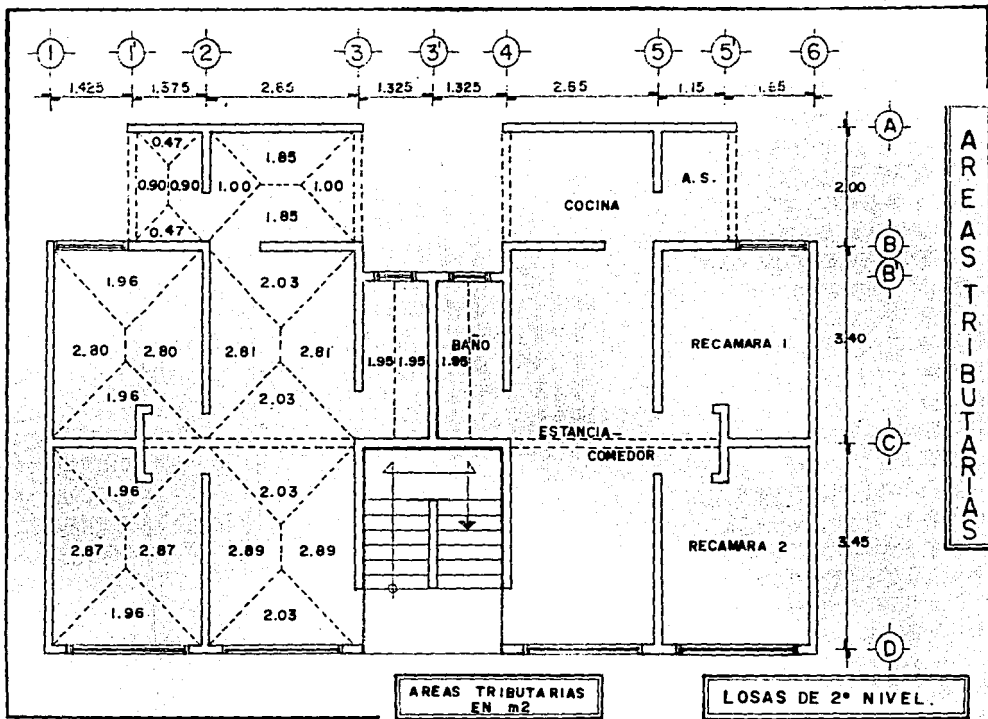
TABLA 6.1.1

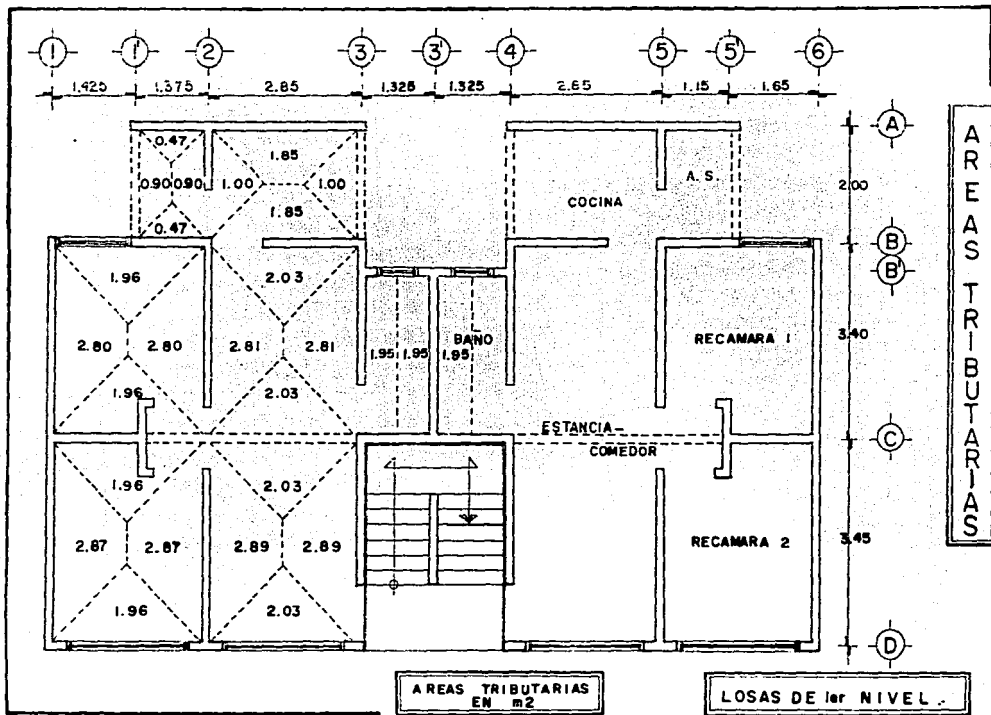
AREAS TRIBUTARIAS

LOSA EJES x - y	MUROS NUMERO-EJE	ENTRE E J E S	BASE MAYOR m	BASE MENOR m	ALTURA m	AREA m ²
1'2-A B	V1 - 1	A - B	2.00	0.62	0.69	0.90
1'2-A B	01 - A	1' - 2	1.375		0.69	0.47
1'2-A B	12 - 2	A - B	2.00	0.62	0.69	0.90
1'2-A B	03 - B	1' - 2	1.375		0.69	0.47
2 3-A B	12 - 2	A - B	2.00		1.00	1.00
2 3-A B	02 - A	2 - 3	2.85	0.85	1.00	1.85
2 3-A B	V2 - 3	A - B	2.00		1.00	1.00
2 3-A B	04 - B	2 - 3	2.85	0.85	1.00	1.85
1 2-B C	03 - B	1' - 2	2.80		1.40	1.96
1 2-B C	10 - 1	B - C	3.40	0.60	1.40	2.80
1 2-B C	13 - 2	B - C	3.40	0.60	1.40	2.80
1 2-B C	06 - C	1 - 2	2.80		1.40	1.96
2 3-B C	13 - 2	B - C	3.40	0.55	1.425	2.81
2 3-B C	04 - B	2 - 3	2.85		1.425	2.03
2 3-B C	15 - 3	B - C	3.40	0.55	1.425	2.81
2 3-B C	V3 - C	2 - 3	2.85		1.425	2.03
3 3'-B C	15 - 3	B - C	2.95		0.66	1.95
3 3'-B C	17 - 3'	B - C	2.95		0.66	1.95
3'4-B C	17 - 3'	B - C	2.95		0.66	1.95
1 2-C D	06 - C	1 - 2	2.80		1.40	1.96
1 2-C D	11 - 1	C - D	3.45	0.65	1.40	2.87
1 2-C D	08 - D	1 - 2	2.80		1.40	1.96
1 2-C D	14 - 2	C - D	3.45	0.65	1.40	2.87
2 3-C D	V3 - C	2 - 3	2.85		1.425	2.03
2 3-C D	14 - 2	C - D	3.45	0.60	1.425	2.89
2 3-C D	09 - D	2 - 3	2.85		1.425	2.03
2 3-C D	16 - 3	C - D	3.45	0.60	1.425	2.89









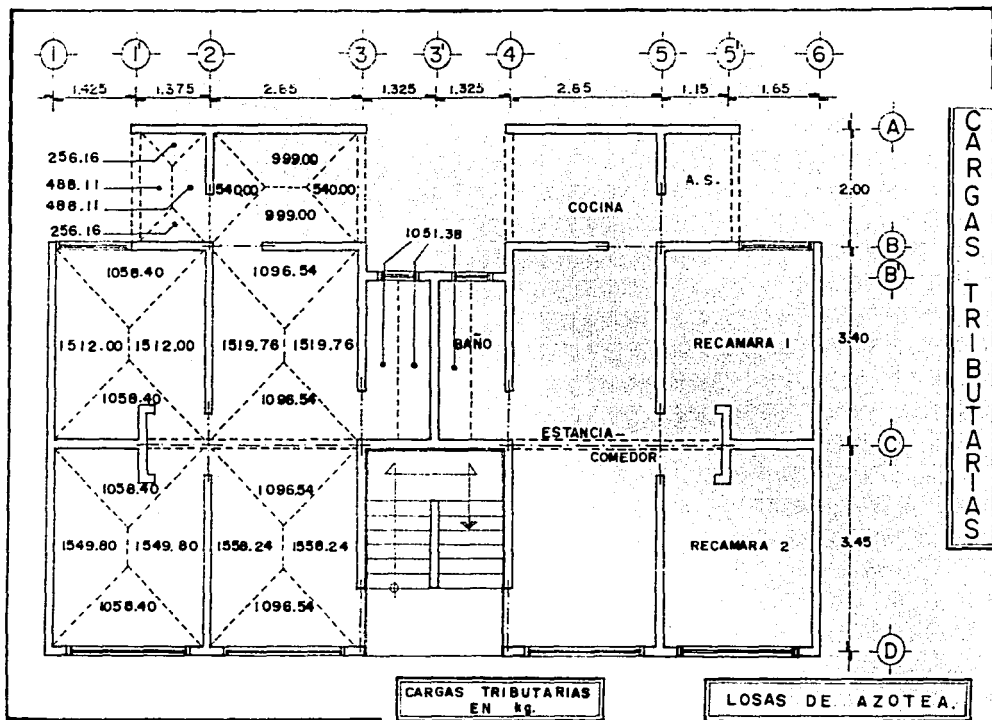
6.1.3 CARGAS TRIBUTARIAS DE LOSAS.

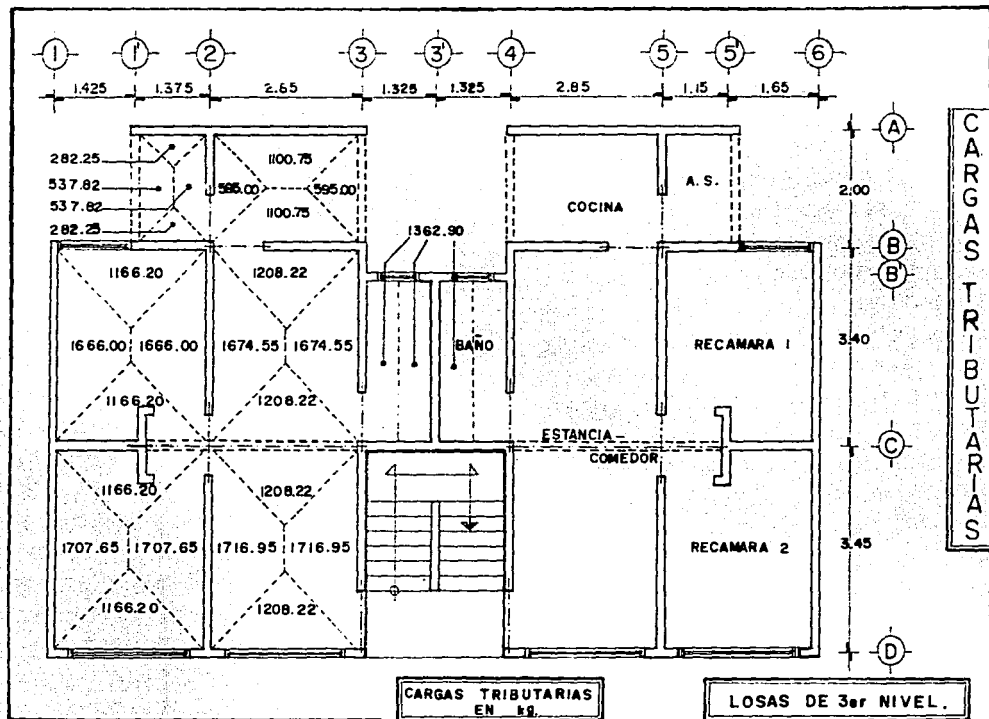
Como resultado del producto de transmitida por las losas a los
 las diferentes cargas en losas por diferentes muros y vigas, para ca-
 las áreas tributarias anteriores, da entrepiso, y para el caso de
 se obtiene la carga tributaria la azotea y baños:

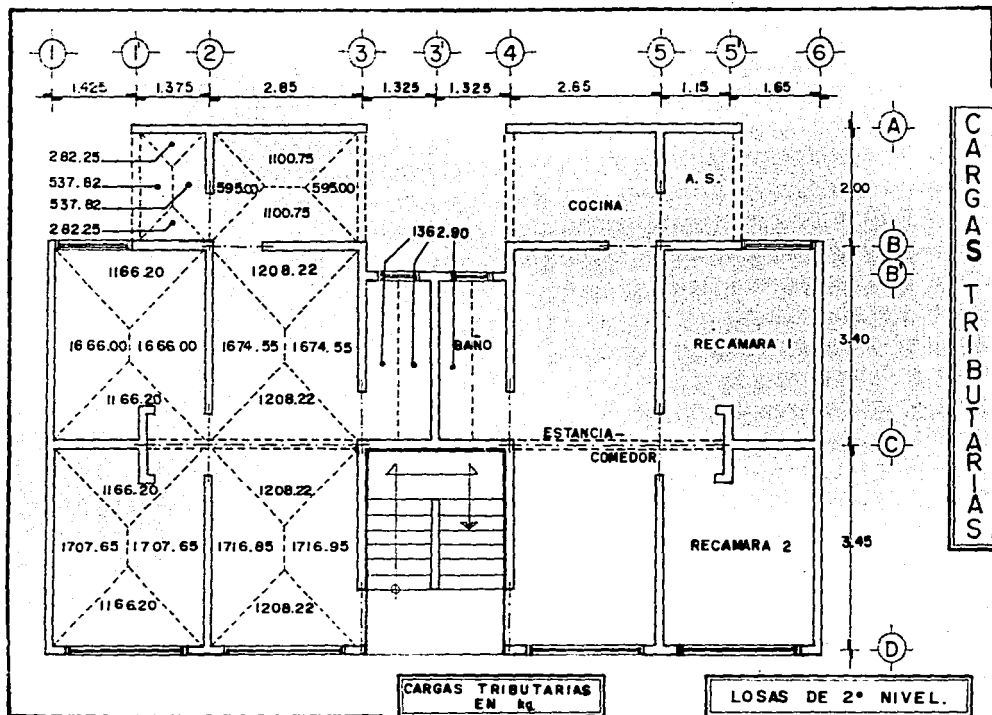
TABLA 6.1.2

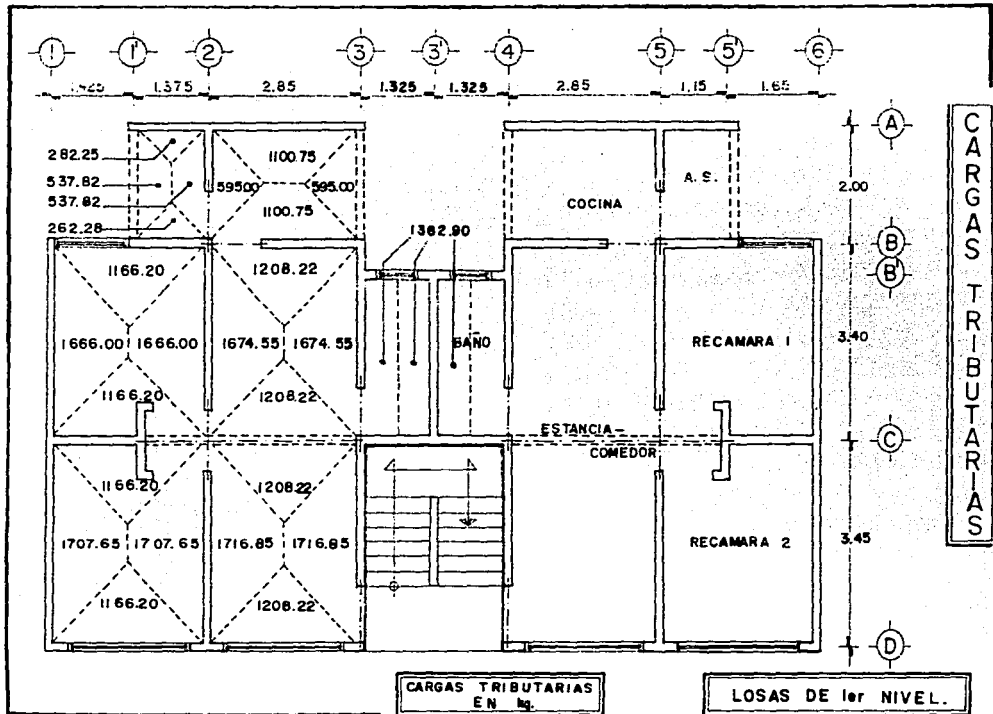
CARGAS TRIBUTARIAS

LOSA EJES 1 - y	MUROS NUMERO-EJE	ENTRE EJES	AREA m ²	PESO EN	PESO EN	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA
				AZOTEA kg/m ²	ENTREPISO kg/m ²	TRIBUTARIA AZOTEA kg	TRIBUTARIA 1er PISO kg	TRIBUTARIA 2º PISO kg	TRIBUTARIA 1er PISO kg
1'2-A B	V1 - 1	A - B	0.90	540.00	595.00	488.11	537.82	537.82	537.82
1'2-A B	01 - A	1' - 2	0.47	540.00	595.00	256.16	282.25	282.25	282.25
1'2-A B	12 - 2	A - B	0.90	540.00	595.00	488.11	537.82	537.82	537.82
1'2-A B	03 - B	1' - 2	0.47	540.00	595.00	256.16	282.25	282.25	282.25
2'3-A B	12 - 2	A - B	1.00	540.00	595.00	540.00	595.00	595.00	595.00
2'3-A B	02 - A	2 - 3	1.85	540.00	595.00	999.00	1100.75	1100.75	1100.75
2'3-A B	V2 - 3	A - B	1.00	540.00	595.00	540.00	595.00	595.00	595.00
2'3-A B	04 - B	2 - 3	1.85	540.00	595.00	999.00	1100.75	1100.75	1100.75
1'2-B C	03 - B	1' - 2	1.96	540.00	595.00	1058.40	1166.20	1166.20	1166.20
1'2-B C	10 - 1	B - C	2.80	540.00	595.00	1512.00	1666.00	1666.00	1666.00
1'2-B C	13 - 2	B - C	2.80	540.00	595.00	1512.00	1666.00	1666.00	1666.00
1'2-B C	06 - C	1 - 2	1.96	540.00	595.00	1058.40	1166.20	1166.20	1166.20
2'3-B C	13 - 2	B - C	2.81	540.00	595.00	1519.76	1674.55	1674.55	1674.55
2'3-B C	04 - B	2 - 3	2.03	540.00	595.00	1096.54	1208.22	1208.22	1208.22
2'3-B C	15 - 3	B - C	2.81	540.00	595.00	1519.76	1674.55	1674.55	1674.55
2'3-B C	V3 - C	2 - 3	2.03	540.00	595.00	1096.54	1208.22	1208.22	1208.22
3'3'-B C	15 - 3	B - C	1.95	540.00	700.00	1051.38	1362.90	1362.90	1362.90
3'3'-B C	17 - 3	B - C	1.95	540.00	700.00	1051.38	1362.90	1362.90	1362.90
3'4-B C	17 - 3	B - C	1.95	540.00	700.00	1051.38	1362.90	1362.90	1362.90
1'2-C D	06 - C	1 - 2	1.96	540.00	595.00	1058.40	1166.20	1166.20	1166.20
1'2-C D	11 - 1	C - D	2.87	540.00	595.00	1549.80	1707.65	1707.65	1707.65
1'2-C D	08 - 0	1 - 2	1.96	540.00	595.00	1058.40	1166.20	1166.20	1166.20
1'2-C D	V4 - 2	C - D	2.87	540.00	595.00	1549.80	1707.65	1707.65	1707.65
2'3-C D	V3 - C	2 - 3	2.93	540.00	595.00	1096.54	1208.22	1208.22	1208.22
2'3-C D	14 - 2	C - D	2.39	540.00	595.00	1558.24	1716.95	1716.95	1716.95
2'3-C D	09 - 0	2 - 3	2.03	540.00	595.00	1096.54	1208.22	1208.22	1208.22
2'3-C D	16 - 3	C - D	2.89	540.00	595.00	1558.24	1716.95	1716.95	1716.95









6.1.4 PESO DE CERRAMIENTOS.

Los cerramientos se encuentran colocados sobre todos los muros, independientemente de que éstos sean continuos, o cuenten con espacios para ventanas o puertas.

Los cerramientos, estructuralmente se suponen de 25.0 x 15.0 cms., no obstante para efectos de peso estos comparten 10.0 cm. momolíticos con la losa, que ya se consideraron al obtener las cargas por efectos de las losas.

De lo anterior es que el peso de los cerramientos sera considerando su sección transversal como de 15.0 x 15.0 cms.

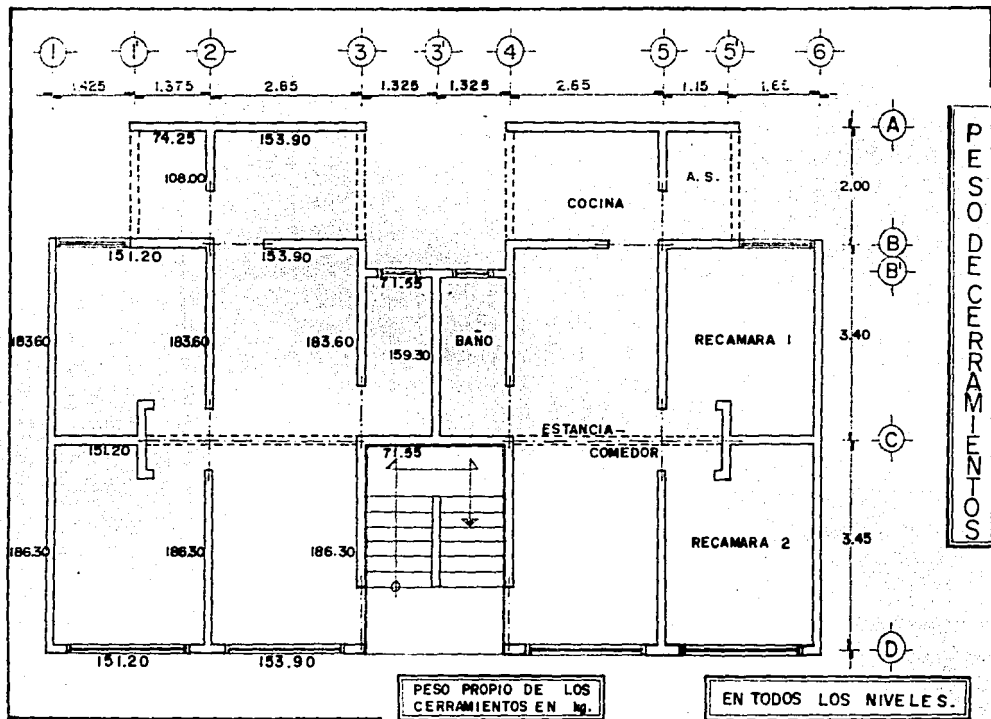
PESO DE CERRAMIENTOS POR METRO.

$$0.15 \times 0.15 \times 1.00 \times 2400 = \\ = 54 \text{ Kg/m2}$$

Para obtener el peso de cerramientos, este es igual al producto del peso de cerramiento por longitud de cada muro. (tabla 6.1.3).

TABLA 6.1.3

CERRAMIENTOS		PESO kg/ml	LONGITUD ml	PESO kg
MUROS NUMERO-EJE	ENTRE E J E S			
01 - A	1' - 2	54.00	1.375	74.23
02 - A	2 - 3	54.00	2.85	153.90
03 - B	1 - 2	54.00	2.8	151.20
04 - B	2 - 3	54.00	2.85	153.90
05 - B'	3 - 3'	54.00	1.325	71.55
06 - C	1 - 2	54.00	2.85	153.90
07 - C	3 - 3'	54.00	1.325	71.55
08 - D	1 - 2	54.00	2.80	151.20
09 - D	2 - 3	54.00	2.85	153.90
10 - 1	B - C	54.00	3.40	183.60
11 - 1'	C - D	54.00	3.45	186.30
12 - 2	A - B	54.00	2.00	108.00
13 - 2	B - C	54.00	3.40	183.60
14 - 2	C - D	54.00	3.45	186.30
15 - 3	B - C	54.00	3.40	183.60
16 - 3	C - D	54.00	3.45	186.30
17 - 3'	B - C	54.00	2.95	159.30



6.1.5 PESO DE MUROS.

El peso de los muros, depende del para este edificio en particular acabado que cada muro va a presentarse se tienen los siguientes casos:

CASO 1.

$$\text{TABIQUE DE BARRO + APLANADO CEMENTO 1 CARA} = \\ 240 \text{ kg/m}^2 + 70 \text{ kg/m}^2 = 310.00 \text{ kg/m}^2$$

CASO 2.

$$\text{TABIQUE DE BARRO + APLANADO CEMENTO 1 CARA + APLANADO YESO 1 CARA} = \\ 240 \text{ kg/m}^2 + 70 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2 = 350.00 \text{ kg/m}^2$$

CASO 3.

$$\text{TABIQUE DE BARRO + APLANADO CEMENTO 2 CARAS} = \\ 240 \text{ kg/m}^2 + 70 \text{ kg/m}^2 + 70 \text{ kg/m}^2 = 380.00 \text{ kg/m}^2$$

CASO 4.

$$\text{TABIQUE DE BARRO + APLANADO YESO 1 CARA + AZULEJO 1 CARA} = \\ 240 \text{ kg/m}^2 + 40 \text{ kg/m}^2 + 45 \text{ kg/m}^2 = 325.00 \text{ kg/m}^2$$

CASO 5.

$$\text{TABIQUE DE BARRO + APLANADO YESO 2 CARAS} = \\ 240 \text{ kg/m}^2 + 70 \text{ kg/m}^2 + 70 \text{ kg/m}^2 = 320.00 \text{ kg/m}^2$$

CASO 6.

$$\text{TABIQUE DE BARRO + APLANADO CEMENTO 1 CARA + AZULEJO 1 CARA} = \\ 240 \text{ kg/m}^2 + 70 \text{ kg/m}^2 + 45 \text{ kg/m}^2 = 355.00 \text{ kg/m}^2$$

CASO 7.

$$\text{TABIQUE DE BARRO + AZULEJO 2 CARAS} = \\ 240 \text{ kg/m}^2 + 45 \text{ kg/m}^2 + 45 \text{ kg/m}^2 = 340.00 \text{ kg/m}^2$$

El peso de los muros de este modo se determina para cualquier entrepiso, toda vez que son iguales, y este es el producto del largo por altura por peso en kg/m² de la tabla 6.1.4

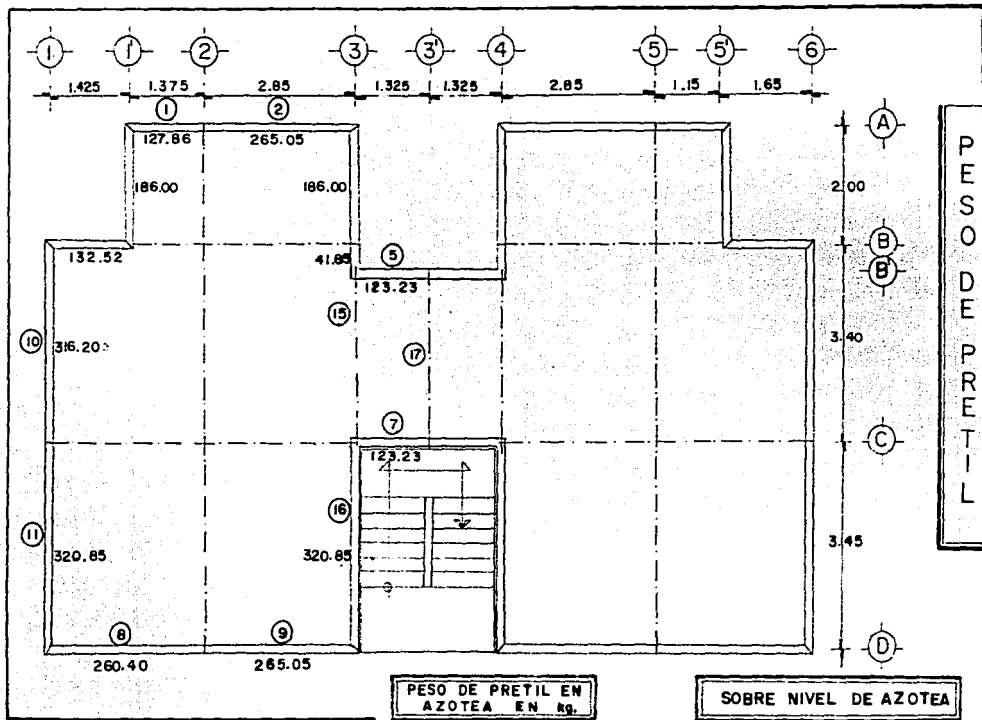
TABLA NO. 6.1.4
PESO DE MUROS

M U R O S MUROS NUMERO-EJE	ENTRE E J E S	LARGO m	ALTURA m	PESO kg/m ²	PESO PROPIO kg
01 - A	1' - 2	1.375	2.10	380.00	1097.25
02 - A	2 - 3	2.85	2.10	380.00	2274.30
03 - B	1 - 2	1.375	1.00	350.00	481.25
		2.8	1.10	350.00	1078.00
04 - B	2 - 3	1.76	2.10	350.00	1293.60
05 - B'	3 - 3'	1.325	1.50	355.00	705.56
06 - C	1 - 2	1.65	2.10	320.00	1108.80
07 - C	3 - 3'	1.325	2.10	355.00	987.79
08 - D	1 - 2	2.80	1.10	350.00	1078.00
09 - D	2 - 3	2.85	1.10	350.00	1097.25
10 - 1	B - C	3.40	2.10	350.00	2499.00
11 - 1	C - D	3.45	2.10	350.00	2535.75
12 - 2	A - B	1.00	2.10	380.00	798.00
13 - 2	B - C	2.75	2.10	320.00	1848.00
14 - 2	C - D	2.80	2.10	320.00	1881.60
15 - 3	B - C	2.40	2.10	325.00	1638.00
16 - 3	C - D	2.35	2.10	350.00	1727.25
17 - 3'	B - C	2.95	2.10	340.00	2106.30

Además debe considerarse el peso del pretil de la azotea:

P R E T I L MUROS NUMERO-EJE	ENTRE E J E S	LARGO m	ALTURA m	PESO kg/m ²	PESO PROPIO kg
01 - A	1' - 2	1.375	0.30	310.00	127.88
02 - A	2 - 3	2.85	0.30	310.00	265.05
03 - B	1 - 2	1.425	0.30	310.00	132.53
05 - B'	3 - 3'	1.325	0.30	310.00	123.23
07 - C	3 - 3'	1.325	0.30	310.00	123.23
08 - D	1 - 2	2.80	0.30	310.00	260.40
09 - D	2 - 3	2.85	0.30	310.00	265.05
10 - 1	B - C	3.40	0.30	310.00	316.20
11 - 1	C - D	3.45	0.30	310.00	320.85
15 - 3	B - C	0.45	0.30	310.00	41.85
16 - 3	C - D	2.35	0.30	310.00	218.55

FALLA DE ORIGEN



6.1.6 PESO ACUMULADO POR ENTREPISO EN MUROS.

Para efectos de presentar esquemas las cargas obtenidas de las bajamaticamente el peso acumulado para das de cargas de la siguiente manera: cada entrepiso, es necesario sumar:

PESO EN MURO DE 4º NIVEL, ES IGUAL A

Peso de Pretel + Loza de Azotea + Cerramiento + Peso Propio de Muro

PESO EN MUROS DE POSTERIORES, ES IGUAL A

Peso Entrepisos Ateriores + Losa + Cerramiento + Peso Propio de Muro

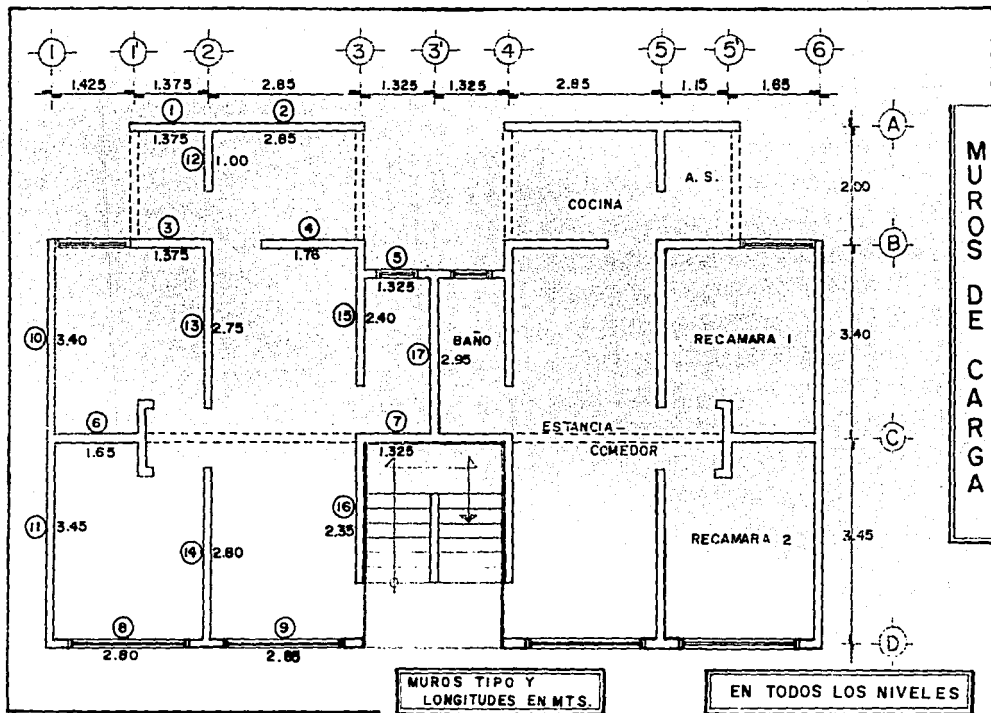
MUROS NUMERO-EJE	NIVEL	PESO PISO ANTERIOR Kg	PESO PRETEL Kg	PESO CERRAMIENTO Kg	PESO LOSA Kg	PESO PROPIO MURO Kg	PESO TOTAL Kg	LONGITUD REAL MURO m	LONGITUD EFECTIVA DE MURO m	PESO UNITARIO Kg/m
01 - A	4º		127.875	74.25	256.16	1097.25	1555.54			
	3er	1555.54		74.25	282.25	1097.25	3009.29			
	2º	3009.29		74.25	282.25	1097.25	4463.04			
02 - A	1er	4463.04		74.25	282.25	1097.25	5916.80	1.375	1.375	4303.13
	4º		265.05	153.90	999.00	2274.30	3692.25			
	3er	3692.25		153.90	1100.75	2274.30	7221.20			
03 - B	2º	7221.20		153.90	1100.75	2274.30	10750.15			
	1er	10750.15		153.90	1100.75	2274.30	14279.10	2.85	2.85	5010.21
	4º		132.53	151.20	1314.56	1559.25	3157.54			
04 - B	3er	3157.54		151.20	1448.45	1559.25	6316.44			
	2º	6316.44		151.20	1448.45	1559.25	9475.34			
	1er	9475.34		151.20	1448.45	1559.25	12634.25	1.375	2.80	4512.23
05 - B	4º			153.90	2095.54	1293.60	3543.04			
	3er	3543.04		153.90	2308.97	1293.60	7299.51			
	2º	7299.51		153.90	2308.97	1293.60	11055.98			
06 - C	1er	11055.98		153.90	2308.97	1293.60	14812.45	1.76	2.85	5137.35
	4º		123.23	71.55	705.56	900.34				
	3er	900.34		71.55	705.56	1677.45				
06 - C	2º	1677.45		71.55	705.56	3231.68				
	1er	2454.56		71.55	705.56	3379.50	1.325	1.325	2439.00	
	4º			153.90	2116.80	1108.80	3379.50			
06 - C	3er	3379.50		153.90	2332.40	1108.80	6974.60			
	2º	6974.60		153.90	2332.40	1108.80	10569.70			
	1er	10569.70		153.90	2332.40	1108.80	14164.80	1.65	2.80	5058.86

MUROS	NIVEL	PESO PISO ANTERIOR	PESO PRETIL	PESO CERRAMIENTO	PESO LOSA	PESO PROPIO MURO	PESO TOTAL	LONGITUD REAL MURO	LONGITUD EFECTIVA	PESO UNITARIO
NUMERO-EJE		Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	m	m	Kg/m
07 - C	4º		123.23	71.55		987.73	1182.56			
	3er	1182.56		71.55		987.73	2241.90			
	2º	2241.90		71.55		987.73	3301.24			
	1er	3301.24		71.55		987.73	4360.58	1.325	1.325	3291.00
08 - D	4º		260.40	151.20	1058.40	1078.00	2548.00			
	3er			151.20	1166.20	1078.00	2395.40			
	2º			151.20	1166.20	1078.00	2395.40			
	1er			151.20	1166.20	1078.00	2395.40			
09 - D	4º		265.05	153.90	1096.54	1097.25	2612.74			
	3er			153.90	1208.22	1097.25	2459.37			
	2º			153.90	1208.22	1097.25	2459.37			
	1er			153.90	1208.22	1097.25	2459.37			
10 - 1	4º		316.20	183.60	1512.00	2499.00	4510.80			
	3er	4510.80		183.60	1666.00	2499.00	8859.40			
	2º	8859.40		183.60	1666.00	2499.00	13208.00			
	1er	13208.00		183.60	1666.00	2499.00	17556.60	1.40	3.40	5163.71
11 - 1	4º		320.85	186.30	1549.80	2535.75	4592.70			
	3er	4592.70		186.30	1707.65	2535.75	9022.40			
	2º	9022.40		186.30	1707.65	2535.75	13452.10			
	1er	13452.10		186.30	1707.65	2535.75	17881.80	3.45	3.45	5183.13
12 - 2	4º			108.00	1028.11	798.00	1934.11			
	3er	1934.11		108.00	1132.82	798.00	3972.93			
	2º	3972.93		108.00	1132.82	798.00	5011.75			
	1er	5011.75		108.00	1132.82	798.00	8050.57	1.00	2.00	4025.28
13 - 2	4º			183.60	3031.76	1848.00	5063.36			
	3er	5063.36		183.60	3340.55	1848.00	10435.52			
	2º	10435.52		183.60	3340.55	1848.00	15807.67			
	1er	15807.67		183.60	3340.55	1848.00	21179.82	2.75	3.40	6229.36
14 - 2	4º			186.30	3108.04	1881.60	5175.94			
	3er	5175.94		186.30	3424.60	1881.60	10668.43			
	2º	10668.43		186.30	3424.60	1881.60	16160.93			
	1er	16160.93		186.30	3424.60	1881.60	21653.43	2.80	3.45	6276.36
15 - 3	4º		41.85	183.60	2738.11	1638.00	4601.56			
	3er	4601.56		183.60	2892.90	1638.00	9316.07			
	2º	9316.07		183.60	2892.90	1638.00	14030.57			
	1er	14030.57		183.60	2892.90	1638.00	18745.07	2.40	3.40	5513.26
16 - 3	4º		218.55	186.30	1558.24	1727.25	3690.34			
	3er	3690.34		186.30	1716.95	1727.25	7320.83			
	2º	7320.83		186.30	1716.95	1727.25	10951.33			
	1er	10951.33		186.30	1716.95	1727.25	14581.83	2.35	3.45	4226.62
17 - 3'	4º			159.30	1879.74	2106.30	4145.34			
	3er	4145.34		159.30	2436.70	2106.30	8847.64			
	2º	8847.64		159.30	2436.70	2106.30	13549.94			
	1er	13549.94		159.30	2436.70	2106.30	18252.24	2.95	2.95	6187.20

FALLA DE ORIGEN

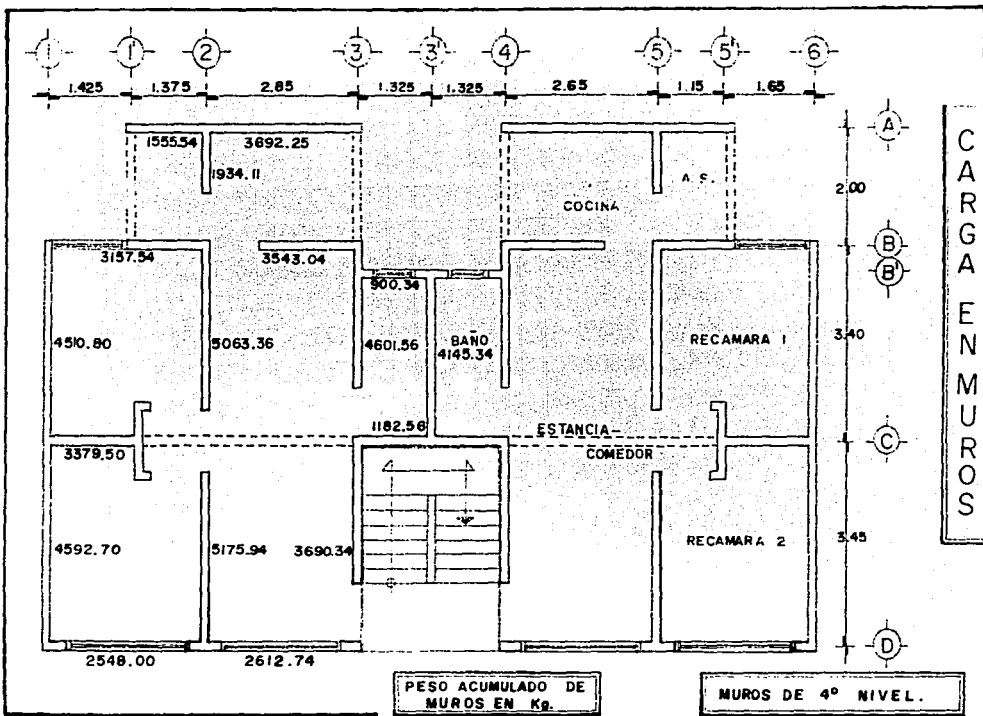
FALLA DE ORIGEN

1/4



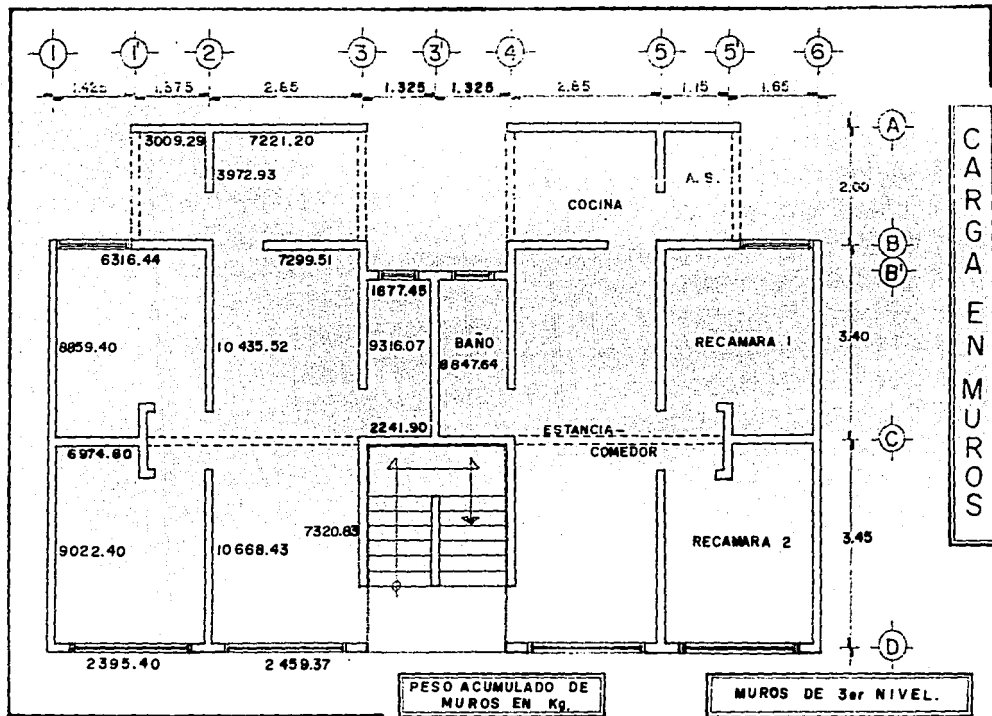
FALLA DE ORIGEN

115



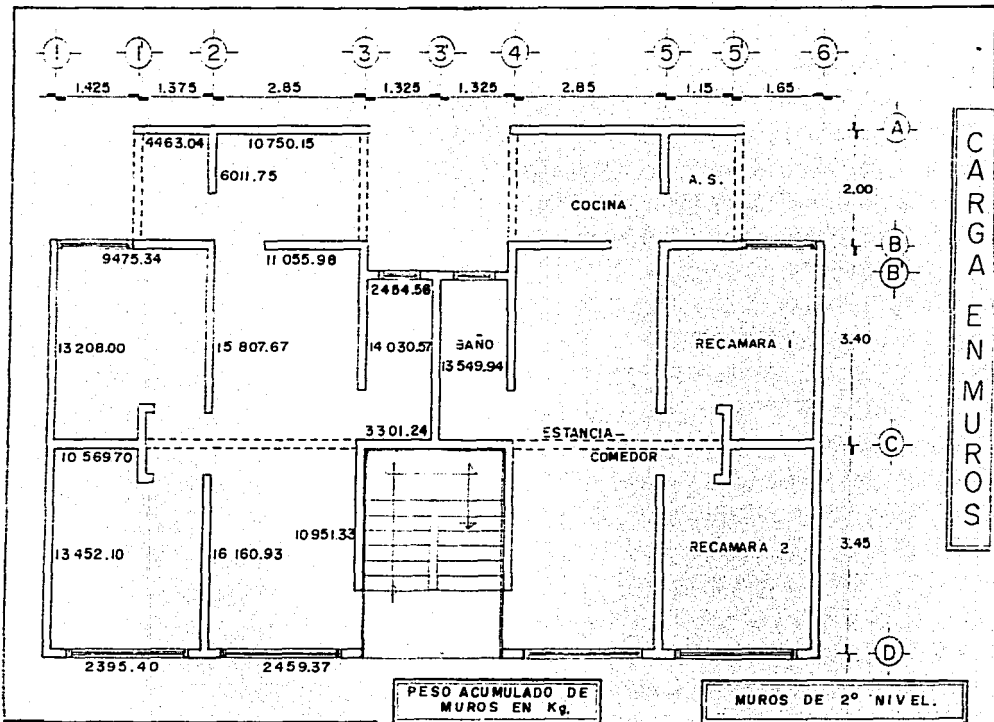
FALLA DE ORIGEN

116



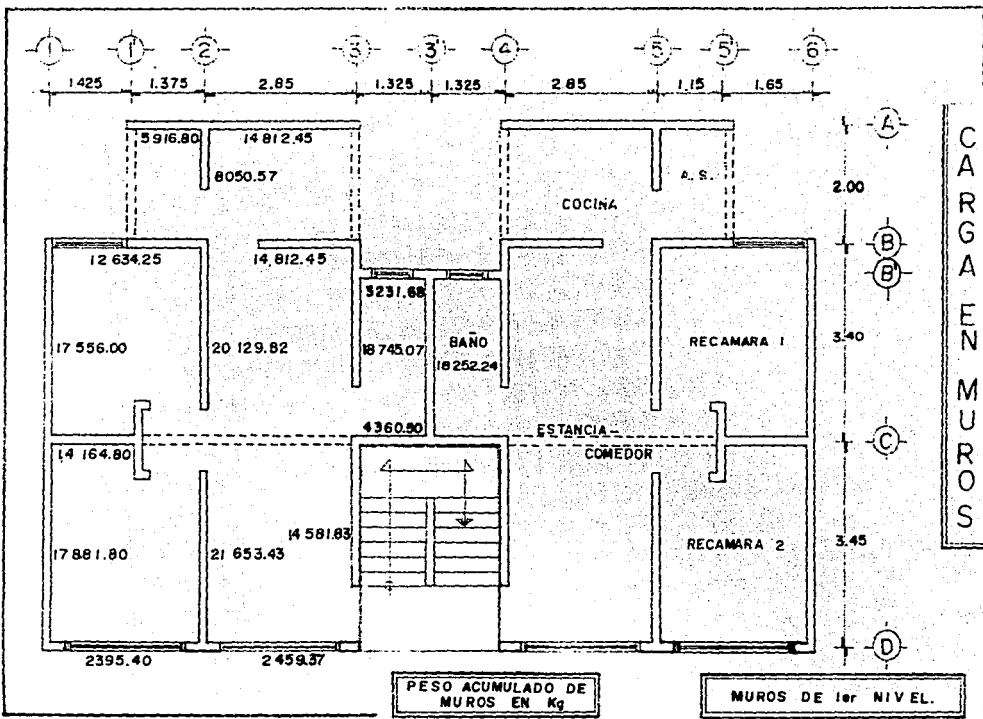
FALLA DE ORIGEN

111



FALLA DE ORIGEN

CARGA EN MUROS



6.2 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD A CARGAS VERTICALES.

RESISTENCIA A CARGA VERTICAL.

El concreto en Dalas y Castillos de Muros Confinados debe ser mayor o igual a 150 kg/cm².

La relación entre altura espesor del muro no excede de 20.

$$\text{POR LO TANTO } \frac{H}{e} = \frac{2.30}{0.15} = 15.33$$

15.33 < 20.00 . CUMPLE.

La resistencia a compresión de la mampostería de tabique rojo recocado, unido con mortero tipo I; en la tabla del inciso 2.4.1 c de las Normas Técnicas Complementarias para Mampostería, se recomienda de 15 kg/cm².

El incremento por mampostería confinada es igual a 4 kg/cm² (según 2.4.1 e).

$$f^*m = 15 + 4 = 19 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante resistente de diseño: $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{El Modulo } E = 800 f^*m$$

$$E = 800 \cdot 19 = 15,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo de } G = 0.3 \cdot E$$

$$G = 0.3 \cdot 15,200 = 4,560 \text{ kg/cm}^2$$

La carga axial que resiste cada muro se determina como:

$$PR = FR \cdot FE \cdot f^*m \cdot AT$$

Para muros interiores $FE = 0.7$;

$$FR = 0.6$$

Para muros exteriores $FE = 0.6$

Debe revisarse que la carga vertical resistente sea igual o mayor que la carga última actuante, la cual incluye el factor de carga

En la tabla 6.1.5 se muestran los resultados de la revisión para carga vertical de los muros de planta baja.

1.4.

$$PU = 1.4 \cdot \text{CARGA ACTUANTE}$$

TABLA NO. 6.1.5
REVISIÓN DE LA SEGURIDAD A CARGAS VERTICALES

MUROS NUMERO-EJE	Longitud mts	ESPESOR DE EL MURO cms.	Fc	Area Trans de Muro (AT) cm ²	Carga actuante ton	Carga actuante (Pu)ton	Carga resist. (PR)ton
01 - A	1.375	14.00	0.6	1925.00	5.92	8.28	13.17
02 - A	2.85	14.00	0.6	3990.00	14.28	19.99	27.29
03 - B	2.80	14.00	0.7	3920.00	12.63	17.69	31.28
04 - B	2.85	14.00	0.7	3990.00	14.81	20.74	31.84
05 - B'	1.325	14.00	0.6	1855.00	3.25	4.52	12.69
06 - C	2.80	14.00	0.7	3920.00	14.16	19.83	31.28
07 - C	1.325	14.00	0.6	1855.00	4.36	6.10	12.69
08 - D	2.80	14.00	0.6	3920.00	2.40	3.35	26.81
09 - D	2.85	14.00	0.6	3990.00	2.46	3.44	27.29
10 - 1	3.40	14.00	0.6	4760.00	17.56	24.58	32.56
11 - 1	3.45	14.00	0.6	4830.00	17.88	25.03	33.04
12 - 2	2.00	14.00	0.7	2800.00	8.05	11.27	22.34
13 - 2	3.40	14.00	0.7	4760.00	21.18	29.65	37.98
14 - 2	3.45	14.00	0.7	4830.00	21.65	30.31	38.54
15 - 3	3.40	14.00	0.7	4760.00	18.75	26.24	37.98
16 - 3	3.45	14.00	0.6	4830.00	14.58	20.41	33.04
17 - 3'	2.95	14.00	0.7	4130.00	18.25	25.55	32.96

FALLA DE ORIGEN

6.3 DISEÑO DE LOSAS.

El diseño de losas se realiza con los criterios relativos a los métodos obtenidos del análisis elástico, para que cumplan con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Se tienen para tal efecto las siguientes constantes de cálculo:

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.80 * f'c$$

$$f''c = 0.85 * f^*c$$

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

$$fs = 0.5 * fy = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fc = 0.45 * f'c = 90.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2'000,000}{14000 / 200}$$

$$n = 10.1$$

$$k = \frac{1}{fs}$$

$$1 + \frac{1}{n * fc}$$

$$k = 0.30$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.90$$

$$K = 1/2 * fc * k * j = 12.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Con respecto a las tablas de cálculo de losas, los datos que con-se determinan de la siguiente ma-nera.

TIPO DE LOSAS, (TIPO).- Esto es:

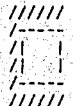
Tipo I.- interior;



Tipo II.- De borde, con un lado corto discontinuo;



Tipo III.- De borde, con un lado largo discontinuo;



Tipo IV.- De esquina;



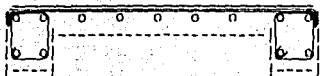
Tipo V.- Aislado;



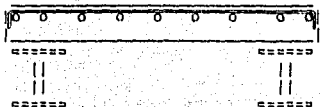
FALLA DE ORIGEN

CASO.- Para losas de cualquiera de los Tipos anteriores, existen dos Casos:

Caso I. Losa colada monolíticamente colada con sus apoyos.



Caso II. Losa colada no monolíticamente colada con sus apoyos.



CLARO CORTO, (a1). Longitud del lado menor de la losa.

CLARO LARGO, (a2). Longitud del lado mayor de la losa.

RELACION ENTRE CLARO CORTO Y CLARO LARGO, (m):

$$m = a1/a2$$

CARGA TOTAL ACTUANTE EN LOSA POR METRO CUADRADO. (W).

PERALTE EFECTIVO MINIMO, (d).-

$$dm = PERIMETRO / 300$$

RECUBRIMIENTO DEL ACERO PRINCIPAL (r):

$$r > 1.5 \text{ cm}$$

(Recomendado 2.0 cm.)

$$h = d + r$$

$$d = \sqrt{\frac{Ma}{k + b}}$$

$$V = \frac{((a1/2 - d)*W)}{1 + (a1/a2)^2}$$

$$Vc = 0.5 * FR \cdot bd \sqrt{f'c}$$

$$FR = 0.080$$

$$Mu = C * W * a1^2 * 10^{-4}$$

$$p = q \frac{f'c}{fy}$$

Donde: $0.05q2 - q + Q = 0$

$$Q = \frac{Mu}{FR * b * d^2 * f'c}$$

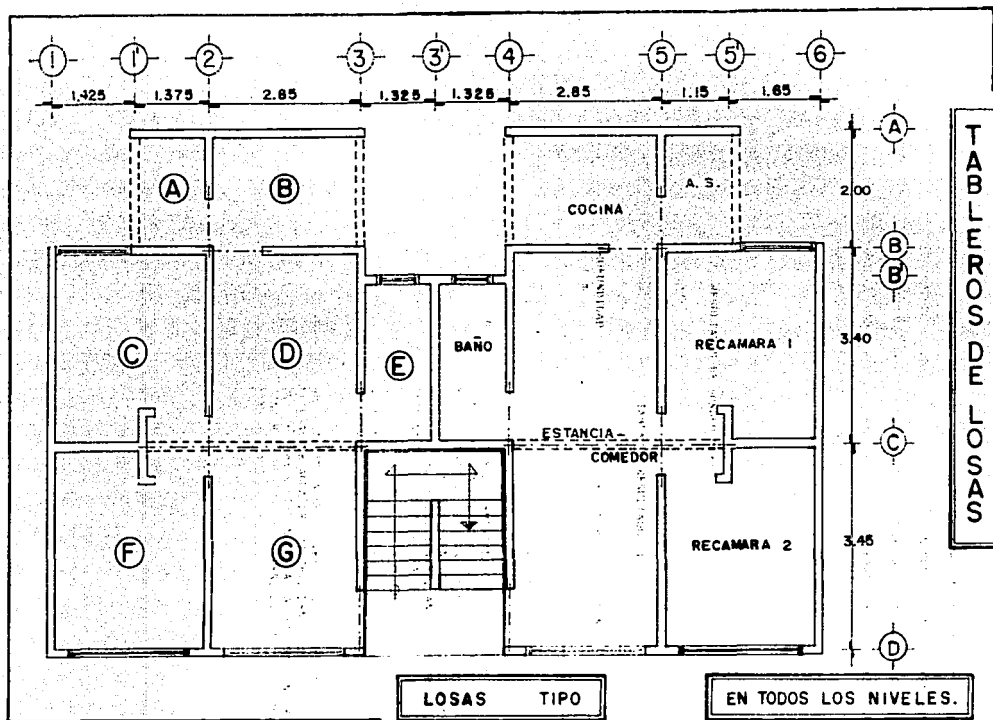
$$As = p * b * d$$

COEFICIENTES DE MOMENTOS (C).-

Para tableros rectangulares, y franjas centrales, en función de la relación de lados corto a largo (m). (Tabla de APENDICE "C").

FALLA DE ORIGEN

123



6.3.1 LOSAS DE AZOTEA

DISEÑO DE LOSAS DE AZOTEA

LOSA: A	dm = 2.25 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9
NIVEL: AZOTEA		f'y = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2
TIPO: I	W = 540 Kg/m ²				
CASO: IV	a = 0.7	CLARO MOMEN. BORDE	C	N _o	Q q p As SEP. SEP. cm ² #2.5# #3#
	a1 = 1.38 a	CORTO NEGAT. INTER.	471	48.1	0.9109 0.011 0.0004 0.21 230 333
	a2 = 2.00 m	LARGO NEGAT. INTER.	429	43.8	0.0099 0.01 0.0003 0.19 252 365

-----	a1	Ma = 48.09 Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	277	28.3 0.0064 0.0064 0.0002 0.13 392 568
-----		d = 1.98 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	236	24.1 0.0055 0.0055 0.0002 0.11 460 666
//////////	a2	V = 306.487 Kg/cm ²			
		Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	259	26.4 0.006 0.006 0.0002 0.12 419 607
		Fv = 9.90511	LARGO POSIT.	142	14.5 0.0033 0.0033 0.0001 0.06 765 1109
DIMENSIONES	d = 6.00 cm				
PROPUESTAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.			Smax
	h = 8.00 cm	Asmin = ((450*h)/(f'y*(100*h))) * b = 0.7937 cm ²			28.0 cm
		ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, @ 20.0 cms.			
////					
----Lado continuo					
----Lado discontinuo					
LOSA: B	dm = 3.23 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9
NIVEL: AZOTEA		f'y = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2
TIPO: I	W = 540 Kg/m ²				
CASO: IV	a = 0.7	CLARO MOMEN. BORDE	C	N _o	Q q p As SEP. SEP. cm ² #2.5# #3#
	a1 = 2.00 m	CORTO NEGAT. INTER.	471	101.7	0.0231 0.0234 0.0008 0.45 108 156
	a2 = 2.85 m	LARGO NEGAT. INTER.	429	92.7	0.021 0.0213 0.0007 0.41 119 172

-----	a1	Ma = 101.74 Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	277	59.8 0.0136 0.0137 0.0004 0.27 184 267
-----		d = 2.88 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	236	51.0 0.0116 0.0116 0.0004 0.23 217 314
//////////	a2	Y = 453.445 Kg/cm ²			
		Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	259	55.9 0.0127 0.0128 0.0004 0.25 197 286
		Fv = 6.69493	LARGO POSIT.	142	30.7 0.007 0.007 0.0002 0.14 361 523
DIMENSIONES	d = 6.00 cm				
PROPUESTAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.			Smax
	h = 8.00 cm	Asmin = ((450*h)/(f'y*(100*h))) * b = 0.7937 cm ²			28.0 cm
		ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, @ 20.0 cms.			

DISEÑO DE LOSAS DE AZOTEA

LOSA: C	dm = 4.13 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9
NIVEL: AZOTEA		f _y = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2
TIPO: I	W = 540 Kg/m ²				
CASO: IV	m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q q p As SEP. SEP.
				Kg-m	cm ² #2.5# #3#
	a1 = 2.80 m	CORTO NEGAT. INTER.	419	177.4	0.0403 0.0411 0.0013 0.8 61 89
	a2 = 3.40 m	LARGO NEGAT. INTER.	394	166.8	0.0379 0.0386 0.0012 0.75 65 95
	Ma = 177.39 Kg-m	CORTO SEGAT. DISCO.	250	105.8	0.024 0.0243 0.0008 0.47 104 150
	d = 3.81 cm	LARGO SEGAT. DISCO.	222	94.0	0.0213 0.0216 0.0007 0.42 117 169
	V = 551.549 Kg/cm ²				
	a2	Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	216	91.4 0.0208 0.021 0.0007 0.41 120 174
	Pv = 5.50412	LARGO POSIT.	140	59.3	0.0135 0.0135 0.0004 0.26 186 270
DIMENSIONES	d = 6.00 cm				
PROPUESTAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.			Smax
	h = 8.00 cm	Asmin = ((450*h)/(f _y *{100+h})) * b = 0.7937 cm ²			28.0 cm
		ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, # 20.0 cms.			

////

----Lado continuo

----Lado discontinuo

LOSA: D	dm = 4.17 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9
NIVEL: AZOTEA		f _y = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2
TIPO: I	W = 540 Kg/m ²				
CASO: I	m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q q p As SEP. SEP.
				Kg-m	cm ² #2.5# #3#
	a1 = 2.85 m	CORTO NEGAT. INTER.	381	167.1	0.0379 0.0387 0.0013 0.75 65 94
	a2 = 3.40 m	LARGO NEGAT. INTER.	347	152.2	0.0345 0.0352 0.0011 0.68 72 104
	Ma = 167.11 Kg-m	CORTO SEGAT. DISCO.			
	d = 3.70 cm	LARGO NEGAT. DISCO.			
	V = 547.259 Kg/cm ²				
	a2	Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	192	84.2 0.0191 0.0193 0.0006 0.37 131 189
	Pv = 5.54725	LARGO POSIT.	128	56.1	0.0127 0.0128 0.0004 0.25 197 285
DIMENSIONES	d = 6.00 cm				
PROPUESTAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.			Smax
	h = 8.00 cm	Asmin = ((450*h)/(f _y *{100+h})) * b = 0.7937 cm ²			28.0 cm
		ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, # 20.0 cms.			

DISEÑO DE LOSAS DE AZOTEA

LOSA: F	d _m = 4.17 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9					
NIVEL: AZOTEA	W = 540 Kg/m ²	f _y = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2					
TIPO: I	m = 0.8	CLARO NOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.
CASO: IV				Kg-m				cm ²	#2.5#	#3#
	a1 = 2.80 m	CORTO NEGAT. INTER.	419	177.4	0.0403	0.0411	0.0013	0.8	61	89
//////	a2 = 3.45 m	LARGO NEGAT. INTER.	394	166.8	0.0379	0.0386	0.0012	0.75	65	95

-----	Ma = 177.39 Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	250	165.8	0.024	0.0243	0.0008	0.47	104	150
//////	d = 3.81 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	222	94.0	0.0213	0.0216	0.0007	0.42	117	169
-----	V = 562.771 Kg/cm ²									
	Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	216	91.4	0.0208	0.021	0.0007	0.41	120	174
a2	Fv = 5.39436	LARGO POSIT.	140	59.3	0.0135	0.0135	0.0004	0.26	186	270
DIMENSIONES	d = 6.00 cm									
PROPUESATAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. S _{max} = 3.5 + b = 28.00 cm.							S _{max}	
	h = 8.00 cm	As _{min} = ((450+h)/(f _y +100-h)) * b = 0.7937 cm ²							28.0 cm	

ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, @ 20.0 cms.

////

----Lado continuo

----Lado discontinuo

LOSA: G	d _m = 4.20 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9					
NIVEL: AZOTEA	W = 540 Kg/m ²	f _y = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2					
TIPO: I	m = 0.8	CLARO NOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.
CASO: IV				Kg-m				cm ²	#2.5#	#3#
	a1 = 2.85 m	CORTO NEGAT. INTER.	419	183.8	0.0417	0.0426	0.0014	0.83	59	86
//////	a2 = 3.45 m	LARGO NEGAT. INTER.	394	172.8	0.0392	0.04	0.0013	0.78	63	91

-----	Ma = 183.78 Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	250	109.7	0.0249	0.0252	0.0008	0.49	100	145
//////	d = 3.88 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	222	97.4	0.0221	0.0223	0.0007	0.43	113	164
-----	V = 559.341 Kg/cm ²									
	Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	216	94.7	0.0215	0.0217	0.0007	0.42	116	168
a2	Fv = 5.42743	LARGO POSIT.	140	61.4	0.0139	0.014	0.0005	0.27	180	260
DIMENSIONES	d = 6.00 cm									
PROPUESATAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. S _{max} = 3.5 + h = 28.00 cm.							S _{max}	
	h = 8.00 cm	As _{min} = ((450+h)/(f _y +100-h)) * b = 0.7937 cm ²							28.0 cm	

ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, @ 20.0 cms.

6.3.3 LOSAS DE ENTREPISO

DISERO DE LOSAS DE ENTREPISO

LOSA: A	dm = 2.25	cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9
NIVEL:ENTREPISOS			fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2
	W = 595	Kg/m ²				
TIPO: I	m = 0.7		CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q q p As SEP. SEP.
CASO: IV				Kg-m		cm ² #2.5# #3#
	a1 = 1.38	m	CORTO NEGAT. INTER.	471	53.0	0.012 0.0121 0.0004 0.24 208 302
	a2 = 2.00	m	LARGO NEGAT. INTER.	429	46.3	0.011 0.011 0.0004 0.21 229 332
////	a1	Ma = 52.98	Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	277	31.2 0.0071 0.0071 0.0002 0.14 355 515
////		d = 2.08	cm	LARGO NEGAT. DISCO.	236	26.5 0.006 0.006 0.0002 0.12 417 605
////////		V = 337.703	Kg/cm ²			
	a2	Vc = 3035.79	Kg	CORTO POSIT.	259	29.1 0.0066 0.0066 0.0002 0.13 380 551
		Fv = 8.98951		LARGO POSIT.	142	16.0 0.0036 0.0036 0.0001 0.07 694 1006
DIMENSIONES	d = 6.00	cm				
PROPUESTAS :	r = 2.00	cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.			Smax
	h = 8.00	cm	Asmin = ((450*h)/(fy*(100*h))) * b = 0.7937 cm ²			28.0 cm
			ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, # 20.0 cms.			

----Lado continuo

----Lado discontinuo

LOSA: B	dm = 3.23	cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9
NIVEL:ENTREPISOS			fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2
	W = 595	Kg/m ²				
TIPO: I	m = 0.7		CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q q p As SEP. SEP.
CASO: IV				Kg-m		cm ² #2.5# #3#
	a1 = 2.00	m	CORTO NEGAT. INTER.	471	112.1	0.0254 0.0258 0.0008 0.5 98 142
	a2 = 2.85	m	LARGO NEGAT. INTER.	429	102.1	0.0232 0.0234 0.0008 0.46 108 156
////	a1	Ma = 112.10	Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	277	65.9 0.015 0.0151 0.0005 0.29 167 242
////		d = 3.03	cm	LARGO NEGAT. DISCO.	236	56.2 0.0127 0.0128 0.0004 0.25 197 285
////////		V = 499.63	Kg/cm ²			
	a2	Vc = 3035.79	Kg	CORTO POSIT.	259	61.6 0.014 0.0141 0.0005 0.27 179 259
		Fv = 6.07607		LARGO POSIT.	142	33.8 0.0077 0.0077 0.0002 0.15 328 475
DIMENSIONES	d = 6.00	cm				
PROPUESTAS :	r = 2.00	cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.			Smax
	h = 8.00	cm	Asmin = ((450*h)/(fy*(100*h))) * b = 0.7937 cm ²			28.0 cm
			ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, # 20.0 cms.			

DISERO DE LOSAS DE ENTREPISO

LOSA: C	dm = 4.13 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9					
NIVEL:ENTREPISOS		fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2					
	W = 595 Kg/m ²									
TIPO: I	m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.
CASO: IV				Kg-m				cm ²	#2.5#	#3#
	a1 = 2.80 m	CORTO NEGAT. INTER.	419	195.5	0.0444	0.0454	0.0015	0.88	56	81
	a2 = 3.40 m	LARGO NEGAT. INTER.	394	182.6	0.0417	0.0426	0.0014	0.83	59	86
	a1	CORTO NEGAT. DISCO.	250	116.6	0.0265	0.0268	0.0009	0.52	94	136
	d = 4.00 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	222	103.6	0.0235	0.0238	0.0008	0.46	106	154
	V = 607.725 Kg/cm ²									
	Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	216	100.3	0.0229	0.0231	0.0007	0.45	109	158
	Fv = 4.99533	LARGO POSIT.	140	65.3	0.0148	0.0149	0.0005	0.29	169	245
DIMENSIONES	d = 6.00 cm									
PROPUESTAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.						Smax		
	h = 8.00 cm	Asmin = ((450*h)/((fy*(100-h)))) * b = 0.7937 cm ²						28.0 cm		

ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, # 20.0 cms.

////

----Lado continuo

----Lado discontinuo

LOSA: D	dm = 4.17 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9					
NIVEL:ENTREPISOS		fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2					
	W = 595 Kg/m ²									
TIPO: I	m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.
CASO: I				Kg-m				cm ²	#2.5#	#3#
	a1 = 2.85 m	CORTO NEGAT. INTER.	381	184.1	0.0418	0.0427	0.0014	0.83	59	86
	a2 = 3.40 m	LARGO NEGAT. INTER.	347	167.7	0.0381	0.0388	0.0013	0.75	65	94
	a1	CORTO NEGAT. DISCO.								
	d = 3.88 cm	LARGO NEGAT. DISCO.								
	V = 602.999 Kg/cm ²									
	Vc = 3035.79 Kg	CORTO POSIT.	192	92.8	0.0211	0.0213	0.0007	0.41	113	172
	Fv = 5.03448	LARGO POSIT.	126	61.9	0.014	0.0141	0.0005	0.27	178	258
DIMENSIONES	d = 6.00 cm									
PROPUESTAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00 cm.						Smax		
	h = 8.00 cm	Asmin = ((450*h)/((fy*(100-h)))) * b = 0.7937 cm ²						28.0 cm		

ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, # 20.0 cms.

DISERO DE LOSAS DE ENTREPISO

LOSA: F	dm = 4.17	cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9						
NIVEL:ENTREPISOS	W = 595	Kg/m ²	fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2						
TIPO: I	m = 0.8		CLARO NOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.	
CASO: IV					Kg-m				cm ²	42.50	430	
//////	a1 = 2.80	m	CORTO NEGAT. INTER.	419	195.5	0.0444	0.0454	0.0015	0.88	56	81	
-----	a2 = 3.45	m	LARGO NEGAT. INTER.	394	183.8	0.0417	0.0426	0.0014	0.83	59	86	

-----	a1	Ma = 195.46	Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	250	116.6	0.0265	0.0268	0.0009	0.52	94	136
-----		d = 4.00	cm	LARGO NEGAT. DISCO.	222	103.6	0.0235	0.0238	0.0008	0.46	106	154
-----		V = 620.09	Kg/cm ²									
-----	a2	Vc=3035.79	Kg	CORTO POSIT.	216	100.8	0.0229	0.0231	0.0007	0.45	109	158
-----		Pr=4.89572		LARGO POSIT.	140	65.3	0.0148	0.0149	0.0005	0.29	169	245
DIMENSIONES	d = 6.00	cm										
PROPUESTAS :	r = 2.00	cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00	cm.						Smax		
	h = 8.00	cm	Asmin = [(450*h)/(fy*(100+h))]	*b = 0.7937	cm ²					28.0	cm	
//////	ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, @ 20.0 cms.											
-----Lado continuo												
-----Lado discontinuo												
LOSA: G	dm = 4.20	cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9						
NIVEL:ENTREPISOS	W = 595	Kg/m ²	fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2						
TIPO: I	m = 0.8		CLARO NOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.	
CASO: IV					Kg-m				cm ²	42.50	430	
//////	a1 = 2.85	m	CORTO NEGAT. INTER.	419	202.5	0.046	0.0471	0.0015	0.91	54	78	
-----	a2 = 3.45	m	LARGO NEGAT. INTER.	394	190.4	0.0432	0.0442	0.0014	0.86	57	83	

-----	a1	Ma = 202.50	Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	250	120.8	0.0274	0.0278	0.0009	0.54	91	131
-----		d = 4.07	cm	LARGO NEGAT. DISCO.	222	107.3	0.0243	0.0247	0.0008	0.48	102	148
-----		V = 616.311	Kg/cm ²									
-----	a2	Vc=3035.79	Kg	CORTO POSIT.	216	104.4	0.0237	0.024	0.0008	0.47	105	152
-----		Pr=4.92574		LARGO POSIT.	140	67.7	0.0154	0.0155	0.0005	0.3	163	236
DIMENSIONES	d = 6.00	cm										
PROPUESTAS :	r = 2.00	cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 28.00	cm.						Smax		
	h = 8.00	cm	Asmin = [(450*h)/(fy*(100+h))]	*b = 0.7937	cm ²					28.0	cm	
//////	ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, @ 20.0 cms.											

6.3.3 LOSAS DE BAÑOS (TRABAJANDO EN UN SOLO SENTIDO).

Para el caso de las losas de los baños estas están trabajando en un solo sentido, ya que:

$$\frac{\text{LADO LARGO}}{\text{LADO CORTO}} = \frac{a_2}{a_1} = \frac{2.950}{1.325} = 2.23 < 2.00$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.80 * f'c$$

$$f''c = 0.85 * f^*c$$

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

$$f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 90.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10.1$$

$$k = 0.3$$

$$j = 0.90$$

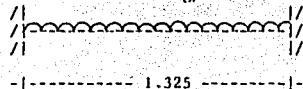
$$K = 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Para losa de baño en entrepiso:

$$W = 540 \text{ Kg/cm}^2$$

Condiciones de Apoyo:

$$W = 540 \text{ kg/m}^2$$



Momentos actuante (M) :

$$M (+) = \frac{w \cdot l^2}{24} = \frac{540 \cdot 1.325^2}{24}$$

$$M = 39.50 \text{ Kg/m}$$

$$M (-) = \frac{w \cdot l^2}{12} = \frac{540 \cdot 1.325^2}{12}$$

$$M = 79.00 \text{ Kg/m}$$

$$d = 2.542 \text{ cm.}$$

Seccion propuesta:

$$d = 6.00$$

$$r = 2.00$$

$$h = 8.00 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s (+) = 0.349 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 0.697 \text{ cm}^2$$

$$S (+) = \# 2.5\emptyset = 117.6 \text{ cm.}$$

$$S (-) = \# 2.5\emptyset = 58.8 \text{ cm.}$$

$$S_{max} = 3 * d = 24.00 \text{ cm.}$$

Separación Propuesta:

Momentos (+), (-):

$$S = \# 2.5\emptyset = 20.00 \text{ cm.}$$

Acero a temperatura, lado largo:

$$A_s \text{ temp} = 0.0018bh = 1.44$$

$$S = \# 2.5\emptyset = 28.47 \text{ cm.}$$

Separación a temperatura:

$$S = \# 2.5\emptyset = 20.00 \text{ cm.}$$

Para losa de baño en entrepiso:

$$W = 700 \text{ Kg/cm}^2$$

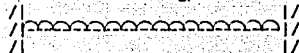
$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\text{LADO LARGO}}{\text{LADO CORTO}} = \frac{a2}{a1} = \frac{2.950}{1.325}$$

$$= 2.23 < 2.00$$

Condiciones de Apoyo:

$$W = 700 \text{ kg/m}^2$$



Momento actuante (M):

$$M (+) = \frac{w \cdot l^2}{24} = \frac{700 \cdot 1.325^2}{24}$$

$$M = 51.2 \text{ Kg/m}$$

$$d = 2.05 \text{ cm.}$$

$$M (+) = \frac{w \cdot l^2}{12} = \frac{700 \cdot 1.325^2}{12}$$

$$M = 102 \text{ Kg/m}$$

$$d = 2.89 \text{ cm.}$$

Seccion propuesta:

$$d = 6.00$$

$$r = 2.00$$

$$h = 8.00 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo:

$$As (+) = 0.452 \text{ cm}^2$$

$$As (-) = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$S (+) = \# 2.5\phi = 90.73 \text{ cm.}$$

$$S (-) = \# 2.5\phi = 45.36 \text{ cm.}$$

$$S_{max} = 3 \cdot d = 24.00 \text{ cm.}$$

Separación Propuesta;
Momentos (+), (-):

$$S = \# 2.5\phi = 20.00 \text{ cm.}$$

Acero a temperatura, lado largo:

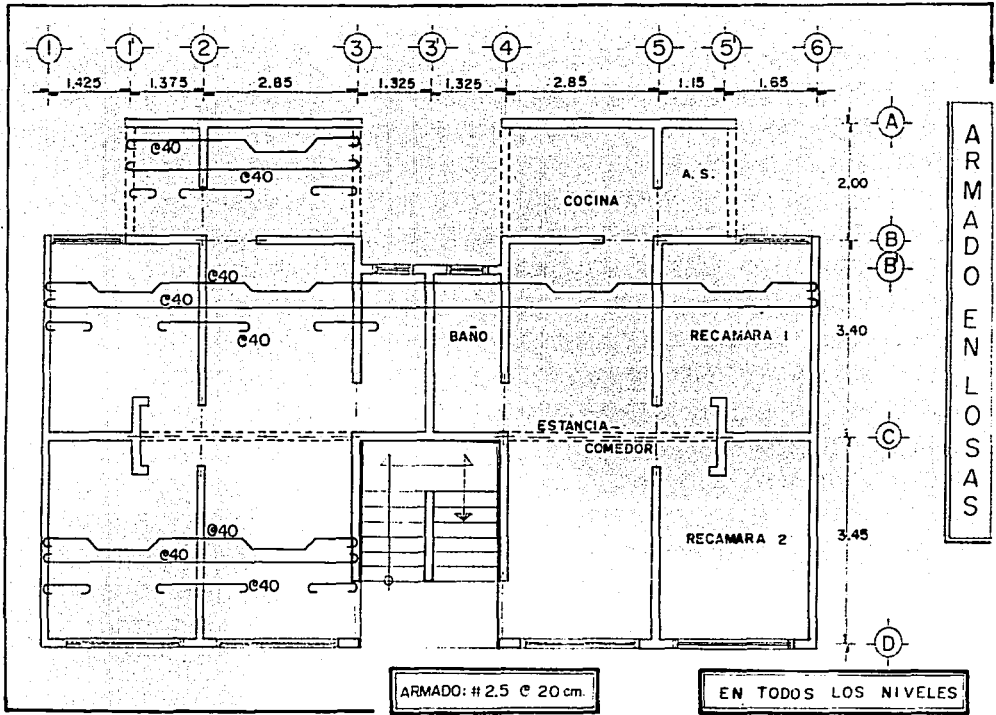
$$As \text{ temp} = 0.0018bh = 1.44$$

$$S = \# 2.5\phi = 28.47 \text{ cm.}$$

Separación a temperatura:

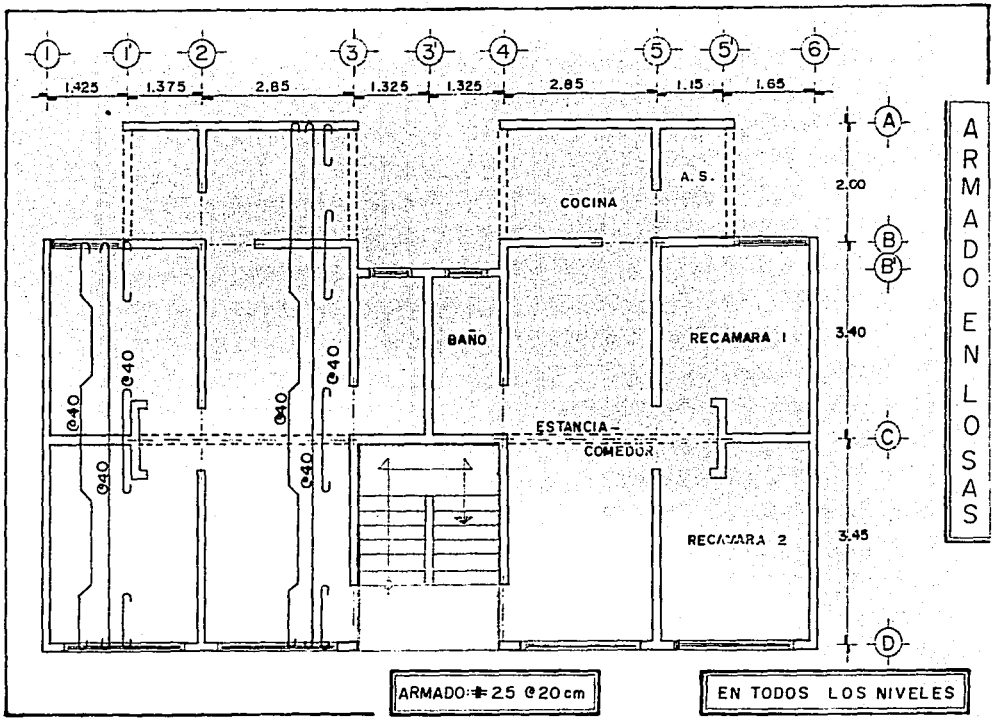
$$S = \# 2.5\phi = 20.00 \text{ cm.}$$

FALLA DE ORIGEN



FALLA DE ORIGEN

133



6.4 DISEÑO DE VIGAS.

El diseño de Vigas se realiza con ayuda de las siguites constantes de cálculo idénticas a las usadas en losa:

$$\begin{aligned}
 f'c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f^*c &= 0.80 * f'c \\
 f''c &= 0.85 * f'c \\
 f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_s &= 2100 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_c &= 90.0 \text{ Kg/cm}^2 \\
 n &= 10.1 \\
 k &= 0.3 \\
 j &= 0.90 \\
 K &= 12.2 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Con respecto al procedimiento de cálculo, éste seguirá los siguientes pasos:

1.- Se obtienen los momentos actuantes por concepto de cargas y peso propio de la viga con una sección propuesta.

Con el momento máximo, se obtiene el peralte "d", proponiendo el ancho de la sección rectangular "b":

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{K * b}}$$

Si; $MR < M_{max}$ (viga doblemente armada)

Para: $MR = FR * b * d^2 * f''c * q (1-0.5q)$

$$q = \frac{q * f_y}{f''c}$$

$$p = \frac{A_s}{b * d}$$

En vigas con acero a compresión:

$$p' = \frac{A_s'}{b * d}$$

$$p-p' > \frac{4800 * d' * f''c}{6000 * f_y * d * f_y}$$

$$p_b = \frac{4800 * f''c}{6000 * f_y * f_y}$$

En Zona sísmica:

$$P_{max} = 0.75 * P_b$$

Cálculo del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{FR * b * f''c * q (1-0.5q)}}$$

En vigas con acero a compresión:

$$M_{max} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = M_{ax} - M_2$$

Donde: $M2 = MR$

Si: $p > 0.01$

Para el acero tensión:

$$V_{cr} = 0.5 FR b d \sqrt{f'c}$$

$$A_s = \frac{MR}{FR f_y d (1-0.5q)}$$

$$FR = 0.8$$

Si: $V_u > V_{cr}$

Para el acero compresión:

Se necesitan estribos.

$$A_s' = \frac{M1}{FR f_y (d - d')}$$

Area mínima de estribos:

$$A_{vmin} = \frac{3.5 b s}{FR f_y}$$

Momento Resistente:

$$MR =$$

Separación de estribos:

$$FR((A_s - A_s') f_y (d - a/2) + A_s' f_y (d - d'))$$

$$Sep = \frac{FR A_v f_y d * l}{V_u - V_{cr}}$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f'c * b}$$

$$Sep = \frac{FR A_v f_y}{3.5 * b}$$

$$P_{cal} = \frac{A_s}{b d}$$

$$Sep_{max} = d / 2$$

Si: $p < 0.01$

Los primeros estribos, se colocan

$$V_{cr} = FR b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'c}$$

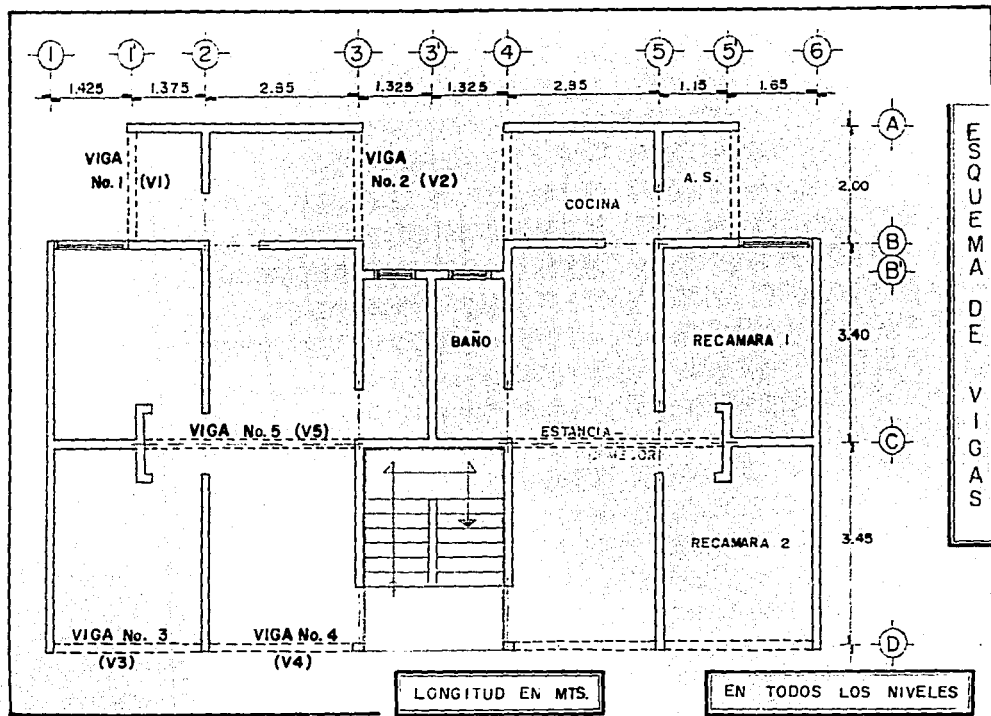
a cada:

$$Sep_{max} / 2$$

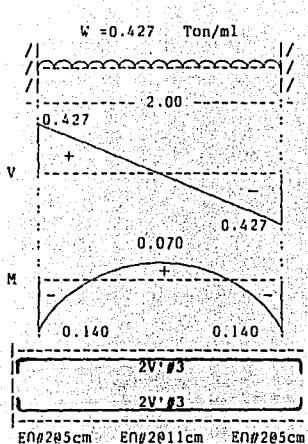
SOLICITACIONES PARA LAS VIGAS A CALCULAR

VIGA	NIVEL	PRETIL	PESO		LOSA	MURO	PESO	LONG.	W
			PROPIO						
			Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	m	Ton/m
V1	AZOTEA	0.1860	0.1800	0.4881			0.8541	2.00	0.427
V2	AZOTEA	0.1860	0.1800	0.5400			0.906	2.00	0.453
V3	AZOTEA	0.2604	0.2520	1.0584			1.5708	2.80	0.561
V4	AZOTEA	0.2651	0.2565	1.0965			1.6181	2.85	0.568
V5	AZOTEA		0.3803	2.1931			2.5734	2.85	0.903
V1	ENTREPISO		0.1800	0.5378	0.399	1.1168		2.00	0.558
V2	ENTREPISO		0.1800	0.5950	0.746	1.521		2.00	0.761
V3	ENTREPISO		0.2520	1.1662	1.078	2.4962		2.80	0.892
V4	ENTREPISO		0.2565	1.2082	1.097	2.5617		2.85	0.899
V5	ENTREPISO		0.3803	2.4164		2.7967		2.85	0.981

FALLA DE ORIGEN



DISEÑO DE VIGA "V1" DE AZOTEA



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$\begin{aligned} b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} \\ d &= 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$MR = 2.82 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > M_{max}$

$$2.8 > 0.14 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$\begin{aligned} As(-) &= 0.2 \text{ cm}^2 \\ As(+) &= 0.1 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

$$M(-) = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.427(2.0)^2}{12} = 0.14$$

$$M(-) = 0.14 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W l^2}{24} = \frac{0.427(2.0)^2}{24} = 0.07$$

$$M(+) = 0.07 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W * l}{2} = \frac{0.427 * (2.0)}{2} = 0.427 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$P_{max} = 0.0114$$

$$P_{min} = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

riores del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$P_{cal} = As/bd = 0.004$$

Como; $P_{cal} < 0.01$

$$V_{cr} = 1129.3 \text{ kg}$$

$$1129 > 427 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

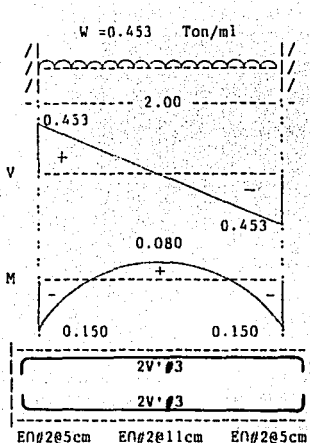
$$A_v = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 11.5 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 5.75 \text{ cm}$$

DISERO DE VIGA "V2" DE AZOTEA



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

b = 15 cm
h = 25 cm
d = 23 cm

MR = 2.82 Ton-m

Como; MR > Mmax

2.8 > 0.15 Bien

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

As(-)=0.21 cm²
As(+)=0.11 cm²

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

$$M(-) = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.453(2.0)^2}{12} = 0.15$$

$$M(-) = 0.15 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W l^2}{24} = \frac{0.453(2.0)^2}{24} = 0.08$$

$$M(+) = 0.08 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{0.453 \cdot (2.0)}{2} = 0.453 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$Pmax = 0.0114$$

$$Pmin = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

riores del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$Pcal = As/bd = 0.004$$

Como; Pcal < 0.01

$$Vcr = 1129.3 \text{ kg}$$

$$1129 > 453 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

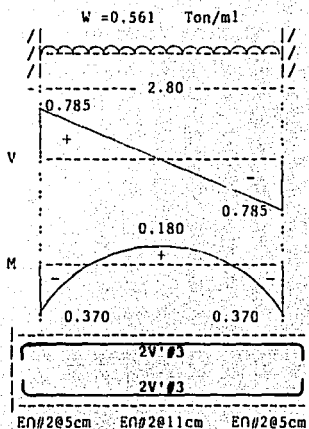
$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 11.5 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 5.75 \text{ cm}$$

DISEÑO DE VIGA "V3" DE AZOTEA



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$\begin{aligned} b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} \\ d &= 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$MR = 2.82 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > M_{max}$

$$2.8 > 0.37 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$\begin{aligned} As(-) &= 0.51 \text{ cm}^2 \\ As(+) &= 0.26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

$$M(-) = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.561(2.8)^2}{12} = 0.37$$

$$M(-) = 0.37 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W l^2}{24} = \frac{0.561(2.8)^2}{24} = 0.18$$

$$M(+) = 0.18 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{0.453 \cdot (2.8)}{2} = 0.785 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$P_{max} = 0.0114$$

$$P_{min} = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

riores del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$P_{cal} = As/bd = 0.004$$

Como; $P_{cal} < 0.01$

$$V_{cr} = 1129.3 \text{ kg}$$

$$1129 > 785 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

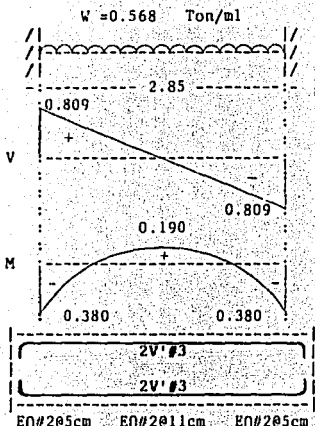
$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 11.5 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 5.75 \text{ cm}$$

DISEÑO DE VIGA "V4" DE AZOTEA



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$\begin{aligned} b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} \\ d &= 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$MR = 2.82 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Como; } MR > M_{\max}$$

$$2.8 > 0.38 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$As(-) = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 0.26 \text{ cm}^2$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

$$M(-) = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.568(2.85)^2}{12} = 0.38$$

$$M(-) = 0.38 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W l^2}{24} = \frac{0.568(2.85)^2}{24} = 0.19$$

$$M(+) = 0.19 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{0.568 \cdot (2.85)}{2} = 0.809 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$P_{\max} = 0.0114$$

$$P_{\min} = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

riores del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$P_{cal} = As/bd = 0.004$$

$$\text{Como; } P_{cal} < 0.01$$

$$V_{cr} = 1129.3 \text{ kg}$$

$$1129 > 809 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

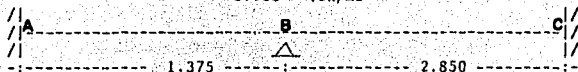
$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sep} = 11.5 \text{ cm}$$

$$\text{Sep}/2 = 5.75 \text{ cm}$$

MOMENTOS Y CORTANTE ACTUANTE DE LA VIGA "V5" DE AZOTEA
(METODO DE CROSS)

$$W = 0.903 \text{ Ton/ml}$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

$$M_{ab} = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.903 \cdot 1.375^2}{12} = -0.142 \quad M_{ba} = 0.142$$

$$M_{ab} = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.903 \cdot 2.85^2}{12} = -0.611 \quad M_{ba} = 0.611$$

FACTORES DE DISTRIBUCION.

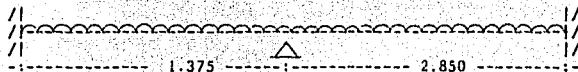
NUDO " B "

$$K_{ba} = \frac{4EI}{1.375} = 2.91 EI \quad K_{bc} = \frac{4EI}{2.85} = 1.40 EI$$

$$K_B = 2.91 EI + 1.40 EI = 4.31 EI$$

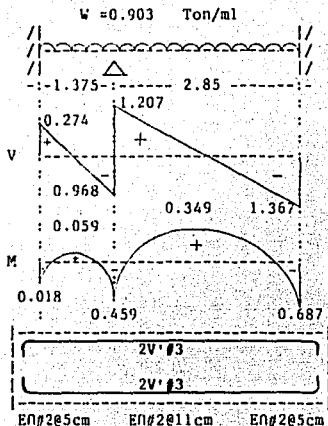
$$F_{ba} = \frac{2.91EI}{4.31EI} = 0.675 \quad F_{bc} = \frac{1.40EI}{4.31EI} = 0.325$$

$$\begin{aligned} MB &= M_{ba} + M_{ab} = 0.14 - 0.61 = -0.469 \\ EI &= MB + F_{ba} = 0.469 \cdot 0.675 = -0.317 \\ EI &= MB + F_{bc} = 0.469 \cdot 0.325 = -0.152 \end{aligned}$$



FI	-0.675	-0.325	
M	-0.14	0.142 - 0.611	0.611
EI		0.317 0.152	
T	0.158		0.076
MF	0.018	0.459 - 0.459	0.687
Vi	0.621	0.6208 1.287	1.287
Vh	-0.35	0.35 - 0.08	0.08
VF	0.274	0.968 1.207	1.367

DISEÑO DE VIGA "V5" DE AZOTEA



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$\begin{aligned} b &= 20 \text{ cm} \\ h &= 27 \text{ cm} \\ d &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$MR = 4.45 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > M_{max}$

$$4.4 > 0.69 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$\begin{aligned} As(-) &= 0.88 \text{ cm}^2 \\ As(+) &= 0.45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

RESULTANTES:

$$Ra = 0.274 \text{ Ton} \quad Rb = 2.175 \text{ Ton}$$

$$Rc = 1.367 \text{ Ton}$$

$$\text{MOMENTOS} \quad Ma(-) = 0.018 \text{ Ton-m}$$

$$Mb(-) = 0.459 \text{ Ton-m}$$

$$Mc(-) = 0.687 \text{ Ton-m}$$

$$Mab(+) = 0.059 \text{ Ton-m}$$

$$Mbc(+) = 0.349 \text{ Ton-m}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$Pmax = 0.0114$$

$$Pmin = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

riores del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$Pcal = As/bd = 0.003$$

Como; $Pcal < 0.01$

$$Vcr = 1443 \text{ kg}$$

$$1443 > 1367 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

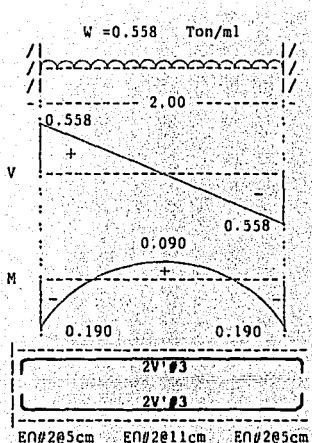
$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sep} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Sep}/2 = 6.25 \text{ cm}$$

DISEÑO DE VIGA "V1" DE ENTREPISO



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$\begin{aligned} b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} \\ d &= 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$MR = 2.82 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > M_{max}$

$$2.8 > 0.19 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$\begin{aligned} As(-) &= 0.26 \text{ cm}^2 \\ As(+) &= 0.13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

$$M(-) = \frac{W \cdot l^2}{12} = \frac{0.558(2.0)^2}{12} = 0.19$$

$$M(-) = 0.19 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W \cdot l^2}{24} = \frac{0.558(2.0)^2}{24} = 0.09$$

$$M(+) = 0.09 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{0.558 \cdot (2.0)}{2} = 0.558 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} f'c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 \\ f^*c &= 160 \text{ Kg/cm}^2 \\ f''c &= 136 \text{ Kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pb &= 0.0152 \\ P_{max} &= 0.0114 \\ P_{min} &= 0.0024 \end{aligned}$$

$$q = 0.3529$$

riores del #3, por lo tanto:

$$\begin{aligned} As(-) &= 1.42 \text{ cm}^2 \\ As(+) &= 1.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Verificando Cortante:

$$P_{cal} = As/bd = 0.004$$

Como; $P_{cal} < 0.01$

$$V_{cr} = 1129.3 \text{ kg}$$

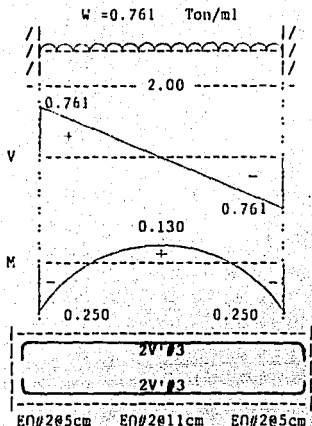
$$1129 > 558 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

$$\begin{aligned} Av &= 0.31 \text{ cm}^2 \\ fy &= 2320 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sep &= 11.5 \text{ cm} \\ Sep/2 &= 5.75 \text{ cm} \end{aligned}$$

DISEÑO DE VIGA "V2" DE ENTREPISO



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$\begin{aligned} b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} \\ d &= 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$MR = 2.82 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > M_{max}$

$$2.8 > 0.25 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$\begin{aligned} As(-) &= 0.35 \text{ cm}^2 \\ As(+) &= 0.18 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

$$M(-) = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.761(2.0)^2}{12} = 0.25$$

$$M(-) = 0.25 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W l^2}{24} = \frac{0.761(2.0)^2}{24} = 0.13$$

$$M(+) = 0.13 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{0.761 \cdot (2.0)}{2} = 0.761 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$P_{max} = 0.0114$$

$$P_{min} = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

rios del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$P_{cal} = As/bd = 0.004$$

Como; $P_{cal} < 0.01$

$$V_{cr} = 1129.3 \text{ kg}$$

$$1129 > 761 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

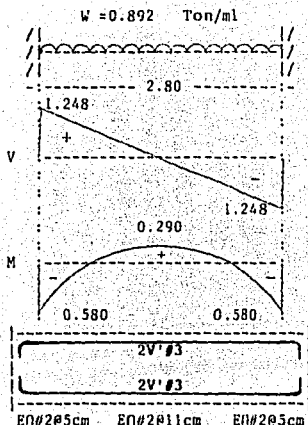
$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 11.5 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 5.75 \text{ cm}$$

DISEÑO DE VIGA "V3" DE ENTREPISO



$$M(-) = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.892(2.8)^2}{12} = 0.58$$

$$M(-) = 0.58 \text{ Ton-m}$$

$$M(+)= \frac{W l^2}{24} = \frac{0.892(2.8)^2}{24} = 0.29$$

$$M(+)= 0.29 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{0.892 \cdot (2.8)}{2} = 1.248 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$Pmax = 0.0114$$

$$Pmin = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 23 \text{ cm}$$

$$MR = 3.76 \text{ Ton-m}$$

Como; MR > Mmax

$$3.8 > 0.58 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$As(-) = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$As(+)= 0.41 \text{ cm}^2$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como infe-

riores del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+)= 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$Pcal = As/bd = 0.003$$

Como; Pcal < 0.01

$$Vcr = 1362.1 \text{ kg}$$

$$1362 > 1248 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

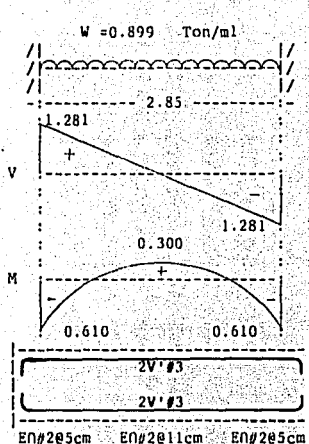
$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 11.5 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 5.75 \text{ cm}$$

DISEÑO DE VIGA "V4" DE ENTREPISO



Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$\begin{aligned} b &= 20 \text{ cm} \\ h &= 25 \text{ cm} \\ d &= 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$MR = 3.76 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > M_{max}$

$$3.8 > 0.61 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (A)

$$\begin{aligned} As(-) &= 0.85 \text{ cm}^2 \\ As(+) &= 0.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se colocarán al igual que en las cadenas de cerramiento, 2 varillas tanto superiores como inferiores.

$$M(-) = \frac{W \cdot l^2}{12} = \frac{0.899(2.85)^2}{12} = 0.61$$

$$M(-) = 0.61 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W \cdot l^2}{24} = \frac{0.899(2.85)^2}{24} = 0.30$$

$$M(+) = 0.30 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{0.899 \cdot (2.85)}{2} = 1.281 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$P_{max} = 0.0114$$

$$P_{min} = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

riores del #3, por lo tanto:

$$As(-) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$P_{cal} = As/bd = 0.003$$

Como; $P_{cal} < 0.01$

$$V_{cr} = 1362.1 \text{ kg}$$

$$1362 > 1281 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

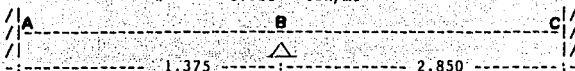
$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 11.5 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 5.75 \text{ cm}$$

MOMENTOS Y CORTANTE ACTUANTE DE LA VIGA "V5" DE ENTREPISO
(METODO DE CROSS)

$$W = 0.981 \text{ Ton/ml}$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

$$M_{ab} = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.981 * 1.375^2}{12} = -0.155 \quad M_{ba} = 0.155$$

$$M_{ab} = \frac{W l^2}{12} = \frac{0.981 * 2.85^2}{12} = -0.664 \quad M_{ba} = 0.664$$

FACTORES DE DISTRIBUCION.

NUDO " B "

$$K_{ba} = \frac{4EI}{1.375} = 2.91 EI \quad K_{bc} = \frac{4EI}{2.85} = 1.40 EI$$

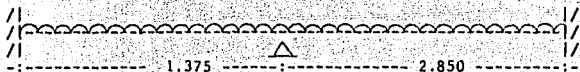
$$KB = 2.91 EI + 1.4 EI = 4.31 EI$$

$$F_{ba} = \frac{2.91EI}{4.31EI} = 0.675 \quad F_{bc} = \frac{1.40EI}{4.31EI} = 0.325$$

$$MB = M_{ba} + M_{ab} = 0.155 - 0.664 = -0.51$$

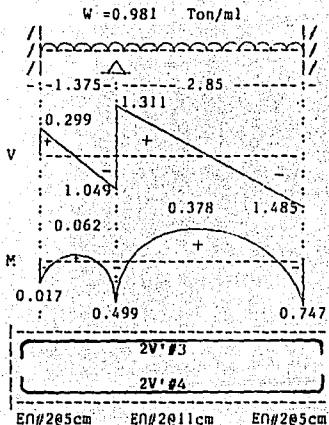
$$Ei = MB + F_{ba} = 0.509 * 0.675 = -0.344$$

$$Ei = MB + F_{bc} = 0.509 * 0.325 = -0.166$$



F _i	-0.675	-0.325	
M	-0.15	0.155 - 0.664	0.664
E _i		0.344 0.166	
T	0.172		0.083
MF	0.017	0.499 - 0.499	0.747
V _i	0.674	0.674 1.398	1.398
V _h	-0.38	0.38 - 0.087	0.087
VF	0.299	1.049 1.311	1.485

DISEÑO DE VIGA "V5" DE ENTREPISO



RESULTANTES:

Ra = 0.299 Ton Rb = 2.36 Ton

Rc = 1.485 Ton

MOMENTOS Ma(-) = 0.017 Ton-m

Mb(-) = 0.499 Ton-m

Mc (-) = 0.747 Ton-m

Mab (+) = 0.062 Ton-m

Mbc (+) = 0.378 Ton-m

f'c = 200 Kg/cm²

f*c = 160 Kg/cm²

f"c = 136 Kg/cm²

fy = 4200 Kg/cm²

Pb = 0.0152

Pmax = 0.0114

Pmin = 0.0024

q = 0.3529

Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

b = 16 cm

h = 25 cm

d = 23 cm

MR = 3.01 Ton-m

Como; MR > Mmax

3 > 0.75 Bien

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

As(-) = 1.04 cm²

As(+) = 0.53 cm²

Para este caso en particular, se colocarán 2 V's del #4 para el momento máximo negativo y 2 V's #3

para el máximo positivo:

As(-) = 2.54 cm²

As(+) = 1.42 cm²

Verificando Cortante:

Pcal = As/bd = 0.007

Como; Pcal < 0.01

Vcr = 1515.9 kg

1516 > 1485 Bien

La viga no necesita estribos, sin embargo, se colocarán estribos de 1/4".

Av = 0.31 cm²

fy = 2320 kg/cm²

Sep = 11.5 cm

Sep/2 = 5.75 cm

FALLA DE ORIGEN

6.5 ANALISIS SISMICO.

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y como se observo en el diseño por cargas verticales al dividir al edificio en tres cuerpos independientes, como lo sugiere el apartado 2.2, inciso II, de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, se cumplen los requisitos para el uso del Método Simplificado de Análisis.

En este método, 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.

Este método se seleccionara de acuerdo con el apartado 2. de las

Normas Técnicas para Sismo y será realizado conforme a la sección 7. de las mismas Normas.

METODO SIMPLIFICADO.

En este se verificara unicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obra en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso I de la sección 8 de las Normas para Sismo pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 7.1 de las Normas de Sismo, para construcciones del grupo B. Tratandose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Para iniciar el análisis sísmico, se hace necesario recobrar el peso final transmitido a la base del edificio debido a su peso propio, el cual se obtuvo para la revisión por cargas verticales y al cual se sumara el peso actuante en las vigas, lo que dara por resultado el peso total del edificio:

$$W_s = 563.07 \text{ Ton} + 36.04 \text{ Ton}$$

$$W_s = 599.11$$

De la tabla 7.1 de las Normas para sismo, se obtendran los Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado.

TABLA 7.1

MUROS DE PIEZAS MACIZAS
O DIAFRAGMAS DE MADERA
CONTRACHAPEADA

ZONA	ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	MENOR DE 4 M.	ENTRE 4 Y 7 M.	ENTRE 7 Y 13 M.
I	0.07	0.08	0.08
II y III	0.13	0.16	0.19

Como edificio mide entre 7 y 13 M. y se encuentra en Zona II, por

lo tanto, el Coeficiente Sísmico:

$$c = 0.19$$

Su fuerza cortante actuante en la base será:

$$V_o = c * W_s = 0.19(599.11) = 113.8 \text{ T.}$$

$$V_o = 113.83 \text{ Ton}$$

Este cortante se afecta, por un Factor de carga de 1.1 por incidir en el una acción accidental (Sismo).

$$V_u = 1.1 * 113.83 = 125.2$$

$$V_u = 125.21 \text{ Ton}$$

Por ser la distribución de muros igual en todos los pisos, basta con revisar la resistencia de los muros de planta baja en las 2 direcciones.

Con este método la fuerza cortante resistente del entrepiso se calcula como la suma de las resistencias de todos los muros alineados en la dirección considerada.

Si se considera constante el esfuerzo cortante resistente de todos los muros, la resistencia total resulta:

$$V_r = FR (AT \cdot F_i) v_r$$

El esfuerzo cortante resistente se calcula como:

$$v_r = (0.5 v^* + 0.3) < 1.5 v^*$$

Donde:

$$v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo de compresión promedio sobre los muros es;

$$= \frac{W_s}{Atot}$$

Atot = Long. total de los muros en ambas direcciones * espesor del muro.

Para este edificio:

$$Atot = 6,370 \cdot 14 = 89180 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{599110}{89180} = 6.72 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$v_r = 0.5 \cdot 3.5 + 0.3 \cdot 6.72 = 3.77$$

$$1.5 v^* = 1.5 \cdot 3.5 = 5.25$$

$$3.77 < 5.25; \text{BIEN}$$

El área transversal de cada muro se corrige por el factor:

$$F_i = (1.33 L/H)^2 < 1$$

En la tabla siguiente se proporcionan para cada muro, su longitud área transversal, factor de corrección F_i y área corregida.

6.5.1 REVISION DE MUROS POR SISMO
(METODO SIMPLIFICADO)

DIRECCION "X"				DIRECCION "Y"			
Muro	Long	Fi	Area Equival	Muro	Long	Fi	Area Equival
	cm		cm2		cm		cm2
1	137.5	0.63	1217	10	340.0	1.00	4760
2	285.0	1.00	3990	11	345.0	1.00	4830
3	280.0	1.00	3920	12	200.0	1.00	2800
4	285.0	1.00	3990	13	340.0	1.00	4760
5	132.5	0.59	1089	14	345.0	1.00	4830
6	285.0	1.00	3990	15	340.0	1.00	4760
7	132.5	0.59	1089	16	345.0	1.00	4830
8	280.0	1.00	3920	17	295.0	1.00	4130
9	285.0	1.00	3990				
1'	137.5	0.63	1217				
2'	285.0	1.00	3990	10'	340.0	1.00	4760
3'	280.0	1.00	3920	11'	345.0	1.00	4830
4'	285.0	1.00	3990	12'	200.0	1.00	2800
5'	117.5	0.46	759	13'	340.0	1.00	4760
6'	285.0	1.00	3990	14'	345.0	1.00	4830
7'	117.5	0.46	759	15'	340.0	1.00	4760
8'	280.0	1.00	3920	16'	345.0	1.00	4830
9'	285.0	1.00	3990				
SUMA 53731				SUMA 67270			

Regresando a la formula:

$$V_r = FR \cdot (AT + Fi) \cdot v_r$$

$$V_{rx} = 0.7 \cdot 53072 \cdot 3.77 = 141622 \text{ kg}$$

$$V_{ry} = 0.7 \cdot 67270 \cdot 3.77 = 177309 \text{ kg}$$

$$V_r > V_u$$

$$141622 > 125214 \text{ BIEN PARA "X"}$$

$$177309 > 125214 \text{ BIEN PARA "Y"}$$

La seguridad en la base es adecuada.

6.6 DISEÑO DE LA CIMENTACION.

Para dar paso al diseño de la cimentación se hace necesario el conocimiento de los resultados de Mecánica de Suelos del lugar, para el cual se tienen los siguientes datos:

Atendiendo al Artículo 219 del R.C.D.F. se encontro que el terreno pertenece a la Zona II, o de Transición.

Ya que cuenta con una estratigrafía compuesta de arcillas intercaladas con capas de arena, las cuales descansan sobre Mantos de arena y grava.

Esto es se tendrá que el desplante de la cimentación se hará en un Suelo Cohesivo Friccionante.

Cumpliendo con el Artículo 220 R.C.D.F. ;

Area de Proyección en planta:

$$A = 124.10 \text{ m}^2$$

Peso Unit. Medio de Estructura:

$$W_s = 599.11 \text{ Ton}$$

PESO UNITARIO MEDIO (W_{um})

$$W_{um} = \frac{599.11}{124.1} = 4.83 \text{ Ton/m}^2$$

Perimetro de un edificio:

$$P = 56.2 \text{ m}$$

Con estos datos, se determina que este edificio se considera dentro de Las Construcciones Ligeras o Medianas de poca Extensión y con Excavaciones Someras.

Dado que: W_{um} < 5.0 Ton/m²

P < 80 m, en Zona II.

D_f < 2.5 m, (DESPLANTE)

En la totalidad del terreno se realizaron 2 Exploraciones, que cumplen con la TABLA I de las Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones; ya que será necesario hacer una exploración por cada 80 m. o fracción de perimetro

y la envolvente total de los tres edificios en el terreno es de 141.20 m de Perímetro.

Atendiendo al Artículo 218 del R.C.D.F., y una vez clasificada la estructura y características del suelo se concluyo que la cimentación adecuada será de tipo somero, a base de zapatas o losas.

En ambos casos Mecánica de Suelos obtuvo las capacidades de carga

del terreno, quedando como sigue:

Para zapatas corridas de concreto desplantadas a 1.20 m.:

$$q_a = 14.50 \text{ Ton/m}^2$$

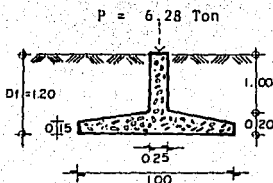
Para losas de cimentación con contratrabes invertidas, desplantadas tras un mejoramiento de 0.6 m de mejoramiento de tepetate compactado al 90% proctor, colocado a capas de 15 cm.

$$q_a = 12.78 \text{ Ton/m}^2$$

6.6.1 ESTRUCTURACION DE LA CIMENTACION

Se propone una sección de zapata para el muro con mayor carga por metro.

Se analiza un metro lineal:



Donde se tiene para el terreno:

Peso volumético = 1.78 ton/m³

Capacidad de carga = 14.5 ton/m²

$$P_u = 1.4 * 6.28 = 8.79 \text{ ton}$$

$$P_p = (0.175 + 0.20) * 2.4 = 0.9 \text{ ton}$$

$$\text{Prelleno} = (1.025 * 0.75 * 1.00) * 1.78$$

$$\text{Prelleno} = 1.37 \text{ ton}$$

Igualando la base de la zapata a la acción de diseño, con la resistencia del suelo.

$$F_c (P + P_p + \text{Prelleno}) = 14.50A$$

Dividendo entre A.

$$\frac{F_c P}{A} + \frac{F_c (P_p + \text{Prelleno})}{A} = 14.50$$

De Donde:

$$A = \frac{P_u}{14.50 - F_c \frac{P_p + \text{Prelleno}}{A}}$$

Donde:

$$\frac{F_c (P_p + \text{Prelleno})}{A} = 1.40(0.90 + 1.37) = 3.18 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo para obtener al área:

$$A = \frac{8.79}{14.50 - 3.18} = \frac{8.79}{11.32} = 0.77 \text{ m}^2$$

Como tenemos un metro de longitud.

El ancho de la cimentación es;

$$\text{ANCHO} = \frac{0.77}{1.00} = 0.77 \text{ m}$$

Se dejará un ancho de 0.90 m.

Para hacer una comparativa, ahora se diseña la sección de la losa de cimentación.

En este caso se selecciona el tablero de losa limitado por los muros con mayor descarga.

Tomando la nomenclatura de los tableros de losas anteriores, el que tiene los muros de mayor descarga a la cimentación, es el formado por los ejes 1,2 y C,D.

Estos muros son los 6, 8, 11 y 14 donde:

MURO	PESO Ton	NO. DE LOSAS A QUE TRANSMITE	
		LA CARGA	CARGA Ton
6	14.20	2	7.10
8	2.40	1	2.40
11	17.88	1	17.88
14	21.70	2	10.85

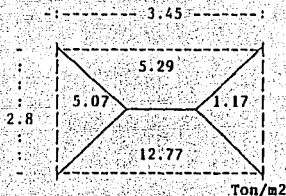
DESCARGA DE LOS MUROS:

----- 3.45 -----	
:	21.70
:	
:	14.20 2.40
2.8	
:	
:	17.88
-	----- Ton.

Se distribuye la carga en el área tributaria de losa, para obtener la presión de diseño de la losa de cimentación.

CARGA Ton	AREA TRIBU.		W	F.C.	Wu ton/m2
	m2	ton/m2			
7.10	1.96	3.62	1.4	5.07	
2.40	2.87	0.84	1.4	1.17	
17.88	1.96	9.12	1.4	12.77	
10.85	2.87	3.78	1.4	5.29	

CARGA ALTIMA ACTUANTE.



Esta Carga de 12770 Kg/cm2, crea un momento máximo actuante negativo en el tablero "G" de:

$$M_u = 4346.05 \text{ kg-m}$$

y un peralte "d" igual a:

$$d = 19.00 \text{ cm}$$

$$r = 3.00 \text{ cm}$$

$$-----$$

$$22.00 \text{ cm}$$

6.6.2 SELECCION DE CIMENTACION

Para hacer una selección apropiada dependerá ahora de su menor costo, ya que ambos casos cumplen para las solicitaciones de la estructura que soportaran, y en ninguno de los casos se excede la capacidad de carga del suelo.

Ahora bien, hay que considerar la cimentación que utilice una menor cantidad de materiales, menores trabajos y requiera un menor tiempo para su realización ya que esto determinará su menor costo.

Para el caso de materiales, el caso más significativo, sería la cantidad de concreto que se utilizaría en cada caso:

Concreto en Zapatas;

Longitud total = 63.70 m

Volúmen unitario = 1.26 m³/m

$$V = 1.26 \text{ m}^3/\text{m} \times 63.70 \text{ m}$$

$$V = 80.26 \text{ m}^3$$

Concreto en Losa de Cimentación;

Espesor de losa = 22.00 cm

Area de losa = 124.10 m²

Suponiendo contratraves de:

$$V = 0.5 \times 0.3 \times 63.70 = 9.55 \text{ m}^3$$

De la losa;

$$V = 124.10 \times 0.22 = 27.30 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 27.30 + 9.55 = 36.95 \text{ m}^3$$

El movimiento de tierras en excavación:

$$V_{\text{zap}} = 63.70 \times 1.20 = 76.44 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{los}} = 124.10 \times 0.6 = 74.46 \text{ m}^3$$

Comparando procesos constructivos:

- Las zapatas dada su sección, y la proximidad de muros, se hace necesario sacar toda la área del edificio por la profundidad de desplante y su posterior relleno, lo que implica un volúmen de más de 100 m³, demaciado grande.

- Las zapatas requieren una mayor área de contacto en cimbra, con sus correspondientes trabajos de habilitado cimbrado y descimbrado.
 - Las zapatas requieren un mayor control de calidad en la colocación del concreto dada la profundidad de desplante, por la mayor posibilidad de segregación de sus materiales.
 - En las zapatas se necesita esperar al descimbrado y relleno para iniciar los muros.
 - Para el caso de losas de cimentación la única excavación es para el mejoramiento de 60 cm de tepetate.
 - La losa de cimentación requiera solo un mínimo cimbrado de contratraves y una frontera para la losa.
 - En la losa de cimentación el habilitado de acero es menor.
 - En la losa de cimentación la segregación de los materiales del concreto no existe.
 - Para la losa de cimentación al otro día del colado se pueden trabajar los muros y la losa es el nivel de piso de planta baja.
- RESULTADO: Se trabajara con losa de cimentación, la cual se calculará para la mayor carga en forma similar para azotea y entrepisos.



DETALLE ESQUEMATICO DE LA LOSA

DISEÑO DE LOSAS DE CIMENTACION

LOSA: A CIMENTACION	dm = 2.25 cm	f'c = 200 Kg/cm ² fy = 4200 Kg/cm ²	f*c = 160 Kg/cm ² l*c = 136 Kg/cm ²	n = 10.1 k = 0.3	j = 0.9 K = 12.2					
TIPO: I CASO: IV	W = 12770 Kg/m ² m = 0.7	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.
				Kg-m				cm ²	Ø3Ø	Ø4Ø
	a1 = 1.38 a	CORTO NEGAT. INTER.	471	1137.1	0.0929	0.0977	0.0032	3.16	22	40
	a2 = 2.00 a	LARGO NEGAT. INTER.	429	1035.7	0.0846	0.0885	0.0029	2.87	25	44
{-----} a1	Ma = 1137.15 Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	277	668.8	0.0546	0.0562	0.0018	1.82	39	70
{-----} 	d = 9.64 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	236	569.8	0.0466	0.0477	0.0015	1.54	46	82
 a2	V = 6785.84 Kg/cm ² Vc = 5059.64 Kg Fv = 0.74562	CORTO POSIT.	259	625.3	0.0511	0.0525	0.0017	1.7	42	75
		LARGO POSIT.	142	342.8	0.028	0.0284	0.0009	0.92	77	138
DIMENSIONES	d = 10.00 cm									
PROPUUESTAS :	r = 3.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 45.50 cm.						Smax		
	h = 13.00 cm	Asmin = ((450*h)/(fy*(100+h))) * b = 2.2159 cm ²						45.5 cm		

||||

-----Lado continuo

-----Lado discontinuo

LOSA: B CIMENTACION	dm = 3.23 cm	f'c = 200 Kg/cm ² fy = 4200 Kg/cm ²	f*c = 160 Kg/cm ² l*c = 136 Kg/cm ²	n = 10.1 k = 0.3	j = 0.9 K = 12.2					
TIPO: I CASO: IV	W = 12770 Kg/m ² m = 0.7	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.
				Kg-m				cm ²	Ø3Ø	Ø4Ø
	a1 = 2.00 a	CORTO NEGAT. INTER.	471	2405.9	0.0874	0.0915	0.003	4.45	16	29
	a2 = 2.85 a	LARGO NEGAT. INTER.	429	2191.3	0.0796	0.083	0.0027	4.03	18	31
{ -----} a1	Ma = 2405.87 Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	277	1414.9	0.0514	0.0528	0.0017	2.56	28	50
{ -----} 	d = 14.03 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	236	1205.5	0.0438	0.0448	0.0014	2.17	33	58
 a2	V = 9896.46 Kg/cm ² Vc = 7589.47 Kg Fv = 0.7827	CORTO POSIT.	259	1323.0	0.048	0.0493	0.0016	2.39	30	53
		LARGO POSIT.	142	725.3	0.0263	0.0267	0.0009	1.3	55	98
DIMENSIONES	d = 15.00 cm								SEP.	SEP.
PROPUUESTAS :	r = 3.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 63.00 cm.						Smax		
	h = 18.00 cm	Asmin = ((450*h)/(fy*(100+h))) * b = 3.0682 cm ²						63.0 cm		

DISEÑO DE LOSAS DE CIMENTACION

LOSA: C CIMENTACION	dm = 4.13 cm	f'c = 200 Kg/cm ² fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ² f'c = 136 Kg/cm ²	n = 10.1 k = 0.3	j = 0.9 R = 12.2						
TIPO: I CASO: IV	W = 12770 Kg/m ² m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu Kg-m	Q q	p	As cm ²	SEP. #3@	SEP. #4@		
	a1 = 2.80 m a2 = 3.40 m	CORTO NEGAT. INTER. LARGO NEGAT. INTER.	419 394	4194.9 3944.6	0.0949 0.0893	0.0999 0.0937	0.0032 0.003	6.15 5.76	12 12	21 22	
	al	Ma = 4194.89 Kg-m d = 18.52 cm V = 11777.7 Kg/cm ² Vc = 9613.32 Kg Fv = 0.81623	CORTO NEGAT. DISCO. LARGO NEGAT. DISCO.	250 222	2502.9 2222.6	0.0566 0.0503	0.0583 0.0516	0.0019 0.0017	3.59 3.18	20 22	35 40
	a2	CORTO POSIT. LARGO POSIT.	216 140	2162.5 1401.6	0.0489 0.0317	0.0502 0.0322	0.0016 0.001	3.09 1.98	23 12	41 21	
DIMENSIONES	d = 19.00 cm										
PROPUESTAS :	r = 3.00 cm h = 22.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 77.00 cm. Asmin = ((450*h)/(fy*(100*h))) * b =							Smax 77.0 cm		

////
----Lado continuo

----Lado discontinuo

LOSA: D CIMENTACION	dm = 4.17 cm	f'c = 200 Kg/cm ² fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ² f'c = 136 Kg/cm ²	n = 10.1 k = 0.3	j = 0.9 R = 12.2						
TIPO: I CASO: I	W = 12770 Kg/m ² m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu Kg-m	Q q	p	As cm ²	SEP. #3@	SEP. #4@		
	a1 = 2.85 m a2 = 3.40 m	CORTO NEGAT. INTER. LARGO NEGAT. INTER.	381 347	3951.9 3599.2	0.0997 0.0908	0.1052 0.0953	0.0034 0.0031	6.13 5.55	12 13	21 23	
	al	Ma = 3951.90 Kg-m d = 17.98 cm V = 11803.9 Kg/cm ² Vc = 9107.36 Kg Fv = 0.77155	CORTO NEGAT. DISCO. LARGO NEGAT. DISCO.								
	a2	CORTO POSIT. LARGO POSIT.	192 128	1991.5 1327.7	0.0502 0.0335	0.0515 0.0341	0.0017 0.0011	1.99	3	24 36	42 64
DIMENSIONES	d = 18.00 cm										
PROPUESTAS :	r = 3.00 cm h = 21.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 73.50 cm. Asmin = ((450*h)/(fy*(100*h))) * b =							Smax 73.5 cm		

DISERO DE LOSAS DE CIMENTACION

LOSA: F CIMENTACION	dm = 4.17 cm	f'c = 200 Kg/cm ² fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ² f'c = 136 Kg/cm ²	n = 10.1 k = 0.3	j = 0.9 K = 12.2						
TIPO: I CASO: IV	W = 12770 Kg/m ² m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.	
				Kg-m				cm ²	#3#	#4#	
////// ----- // al	a1 = 2.80 m a2 = 3.45 m	CORTO NEGAT. INTER. LARGO NEGAT. INTER.	419	4194.9	0.0949	0.0999	0.0032	6.15	12	21	
////// ----- // al	Ma = 4194.89 Kg-m d = 18.52 cm	CORTO NEGAT. DISCO. LARGO NEGAT. DISCO.	250	2502.9	0.0566	0.0583	0.0019	3.59	20	35	
////// ----- // al	V = 12017.4 Kg/cm ² Vc = 9613.32 Kg Fv = 0.79995	CORTO POSIT. LARGO POSIT.	222	2222.6	0.0503	0.0516	0.0017	3.18	22	40	
a2			216	2162.5	0.0489	0.0502	0.0016	3.09	23	41	
			140	1401.6	0.0317	0.0322	0.0011	1.98	36	64	
DIMENSIONES	d = 19.00 cm										
PROPUESTAS :	r = 3.00 cm h = 22.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 77.00 cm. Asmin = ((450*h)/(fy*(100*h))) * b =					3.75 cm ²		Smax	77.0 cm	

////

-----Lado continuo

-----Lado discontinuo

LOSA: G CIMENTACION	dm = 4.20 cm	f'c = 200 Kg/cm ² fy = 4200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ² f'c = 136 Kg/cm ²	n = 10.1 k = 0.3	j = 0.9 K = 12.2						
TIPO: I CASO: IV	W = 12770 Kg/m ² m = 0.8	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.	
				Kg-m				cm ²	#3#	#4#	
////// ----- // al	a1 = 2.85 m a2 = 3.45 m	CORTO NEGAT. INTER. LARGO NEGAT. INTER.	419	4346.0	0.0984	0.1037	0.0034	6.38	11	20	
////// ----- // al	Ma = 4346.05 Kg-m d = 18.85 cm	CORTO NEGAT. DISCO. LARGO NEGAT. DISCO.	250	2593.1	0.0587	0.0605	0.0021	3.72	19	34	
////// ----- // al	V = 11967.6 Kg/cm ² Vc = 9613.32 Kg Fv = 0.80328	CORTO POSIT. LARGO POSIT.	222	2302.7	0.0521	0.0535	0.0017	3.29	22	39	
a2			216	2240.4	0.0507	0.0521	0.0017	3.2	22	40	
			140	1452.1	0.0329	0.0334	0.0011	2.06	35	62	
DIMENSIONES	d = 19.00 cm										
PROPUESTAS :	r = 3.00 cm h = 22.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 77.00 cm. Asmin = ((450*h)/(fy*(100*h))) * b =					3.75 cm ²		Smax	77.0 cm	

Para el caso de las losas de los
banos estas estan trabajando en un
solo sentido, ya que:

$$\frac{\text{LADO LARGO}}{\text{LADO CORTO}} = \frac{a_2}{a_1} = \frac{2.950}{1.175}$$

$$= 2.51 < 2.00$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.80 * f'c$$

$$f''c = 0.85 * f^*c$$

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

$$f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 90.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10.1$$

$$k = 0.3$$

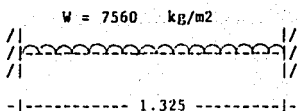
$$j = 0.90$$

$$K = 12.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Para losa de baño en entrepiso:

$$W = 7560 \text{ Kg/cm}^2$$

Condiciones de Apoyo: *



Momentos actuante (M):

$$M (+) = \frac{w \cdot l^2}{24} = \frac{7560 * 1.325^2}{24}$$

$$M = 553.0 \text{ Kg/m}$$

$$M (+) = \frac{w \cdot l^2}{12} = \frac{7560 * 1.325^2}{12}$$

$$M = 1106 \text{ Kg/m}$$

$$d = 9.511 \text{ cm.}$$

Sección propuesta:

$$d = 13.00$$

$$r = 3.00$$

$$h = 16.00 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s (+) = 2.253 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 4.505 \text{ cm}^2$$

$$S (+) = \# 4 @ = 56.38 \text{ cm}$$

$$S (-) = \# 4 @ = 28.19 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 * h = 48.00 \text{ cm.}$$

Separación Propuesta; Momentos (+), (-): $S = \# 4 @ = 20.00 \text{ cm.}$

Acero a temperatura, lado largo:

$$A_s \text{ temp} = 0.0018bh = 2.88$$

$$S = \# 3 @ = 24.65 \text{ cm.}$$

Separación a temperatura: $S = \# 3 @ = 20.00 \text{ cm.}$

Resultado del Diseño de la losa de cimentación:

Como se observo en el diseño por tableros, el mas critico es el "C" delimitado por los ejes 1,2 y D,C; esto es por los muros 6, 8, 11 y 14.

El momento máximo actuante se genera para el claro corto continuo en su momento negativo. Para absorber el momento se requiere una losa de 24 cm. de espesor.

Se necesita una "d" mínima de 19 cm. y el recubrimiento será según el R.C.D.F. de 5 cm. al acero principal.

El armado según cálculo para ese momento máximo, será a una separación de 11 cm. si se usan varillas del #3 (3/8") o a una separación de 20 cm. si se usaran varillas del #4.

La losa se realizará con:

- Un mejoramiento de 60.0 cm de tepetate compactado en capas de 15.0 cm al 90 % Proctor.
- Un espesor de 24 cm.
- La totalidad de la cimentación se armará a cada 20 cm con varillas del No. 4, esto es vallonetos a cada 40 cms. y un armado corrido a cada 40 cm. y para los momentos negativos bastones a cada 40 cm.

6.6.3 DISEÑO DE CONTRATRABES INVERTIDAS.

El diseño de contratraves se realiza para la Carga última "Wu" de la losa más crítica, entre la longitud del muro que propicio dicha carga.

$$W = 25.03 / 3.45 = 7.25 \text{ Ton/m}$$

$$W = 7.25 \text{ Ton/m}$$

Transmisión de cargas de losa a la contratraba más crítica.

$$W_u = 12.77 \text{ Ton/m}^2$$

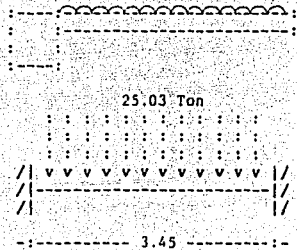
Carga de diseño para la contratrabe más crítica:

$$W_u = 12.77 \text{ Ton/m}^2$$

$$A = 1.96 \text{ m}^2$$

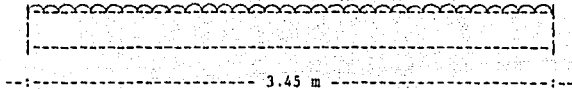
$$P = 12.77 * 1.96 = 25.03 \text{ Ton}$$

$$L = 3.45 \text{ m}$$

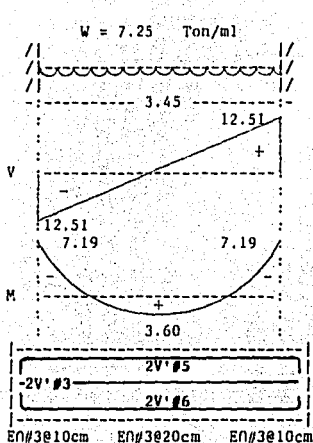


CONTRATRABE CRITICA

$$W = 7.25 \text{ Ton/m}$$



DISEÑO DE CONTRATRAES DE CIMENTACION.



$$M(-) = \frac{W l^2}{12} = \frac{7.25(3.45)^2}{12} = 7.19$$

$$M(-) = 7.19 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = \frac{W l^2}{24} = \frac{7.25(3.45)^2}{24} = 3.60$$

$$M(+) = 3.60 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{W \cdot l}{2} = \frac{7.25 \cdot (3.45)}{2} = 12.51 \text{ T.}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.0152$$

$$Pmax = 0.0114$$

$$Pmin = 0.0024$$

$$q = 0.3529$$

Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$MR = 12 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Como; } MR > Mmax$$

$$12 > 7.19 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$As(-) = 5.63 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 2.82 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2V's #6, para As(-), y para el momento positivo se colocarán 2V's #5 para As(+).

Por lo tanto:

$$As(-) = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 3.96 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$Pcal = As/bd = 0.007$$

$$\text{Como; } Pcal < 0.01$$

$$Vcr = 3402.1 \text{ kg}$$

$$3402 < 12506$$

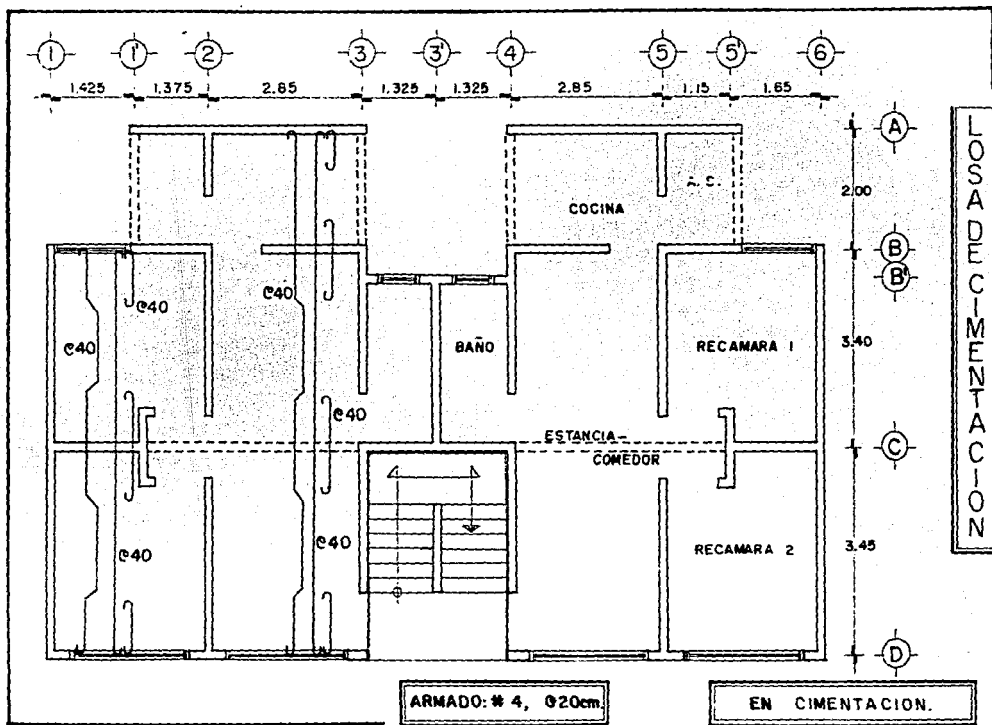
La viga necesita estribos, por lo que, se colocarán estribos de 3/8".

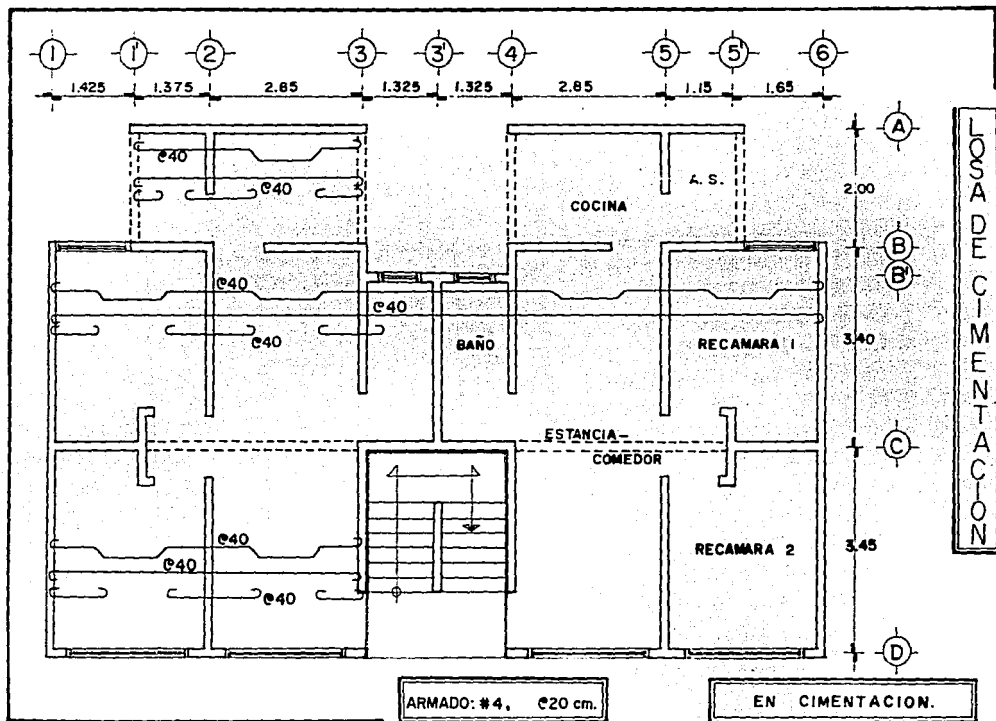
$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 20.5 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 10.25 \text{ cm}$$



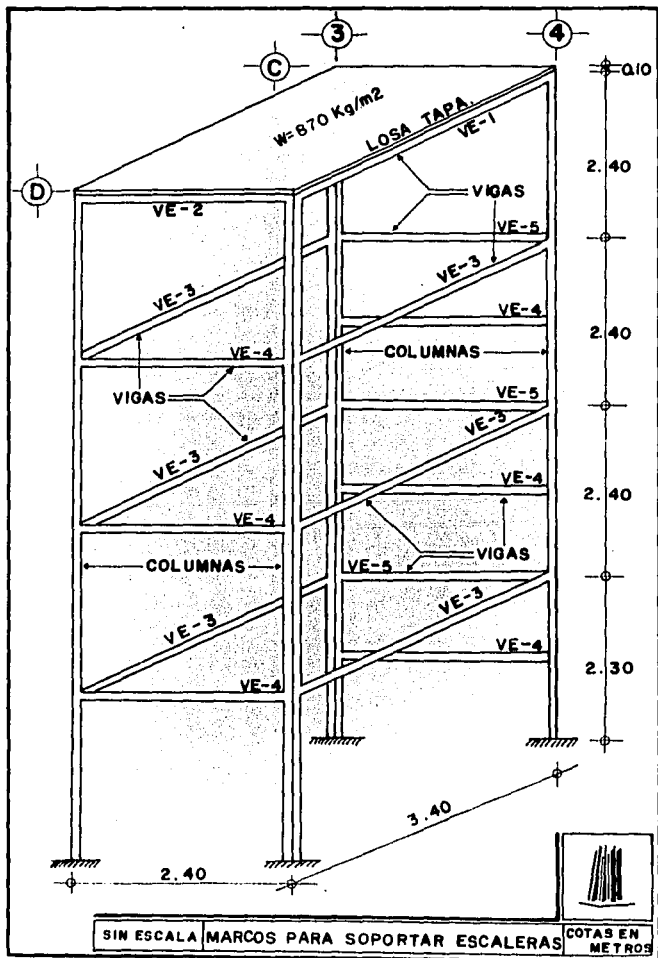


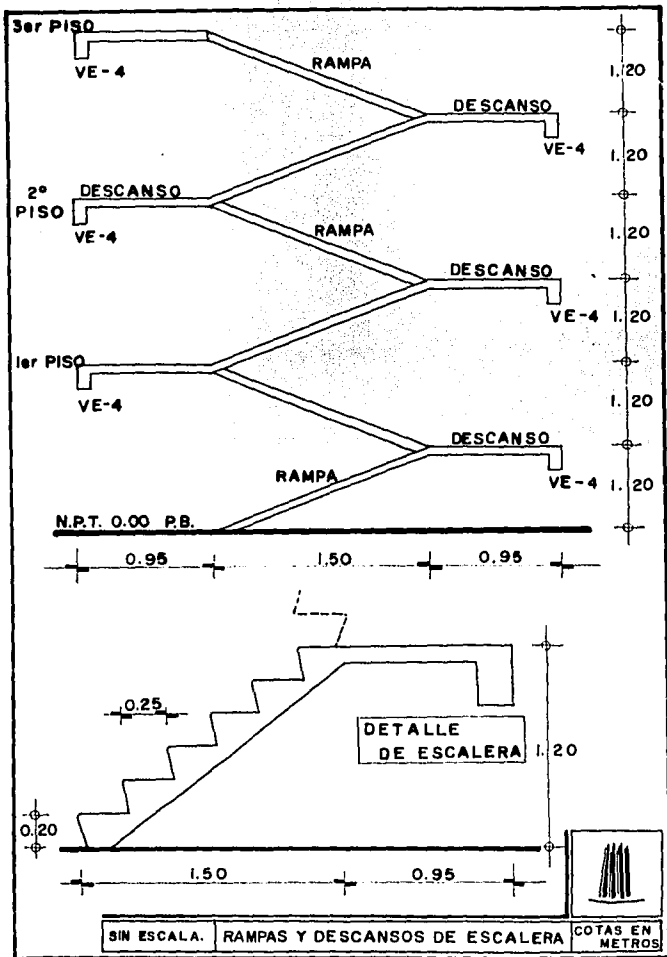
6.7 DISEÑO DE LA ESCALERA DE ACCESO A DEPARTAMENTOS.

La escalera que proporciona acceso a los diferentes niveles de departamentos, debe dimensionarse para un cubo 2.50 x 3.45 mts., la cual sera un elemento estructural independiente al edificio, constando de una junta constructiva de por lo menos 5 cm. con los muros del edificio. Por estas razones la escalera tendra en planta 2.40 x 3.40 mts.

Se propone realizarla de concreto armado a base de marcos continuos que proporcionan acceso a todos y cada uno de los niveles de departamentos, constando de una losa tapa, vigas y columnas, que transmiten las cargas al suelo por medio de zapatas de cimentación. A su vez, soportado por el sistema

de vigas y columnas, se realizarán los descansos, rampas y escalones, también de concreto armado. Los barandales serán de estructura metálica ligera (tubulares PTR), sin ningún trabajo estructural, para el caso de rampas y descansos que limitan con el edificio el barandal se empotrara a las paredes del mismo edificio, mientras para el caso del barandal central y de fachada principal, este se colocara a eje de columnas y con barrotes al piso con una altura no menor de 1.10 m. y una separación no mayor de 0.15 m. (recomendado 0.125 m.). El acceso a azotea sera desde el último descanso a- de un registro en la losa tapa con ayuda de una escalera marina en la pared del edificio.





CALCULO DE LA LOSA TAPA, (Perimetralmete apoyada).

LOSA TAPA DE ESCALERA.-

Peso Propio de la losa:		240 kg/m ²
PESO DEL AGUA:	4400 kg	
PESO DE LOS TINACOS:	740 kg	
	5140 kg	
AREA DE LOSA:	8.16 m ²	
Peso de tinacos en m ² (5140kg/8.16m ²):		630 kg/m ²
		870 kg/m ²
Enladrillado (20 mm):		40 kg/m ²
Plafón de cemento-arena (20 mm):		40 kg/m ²
		950 kg/m ²
Carga Muerta:		950 kg/m ²
Carga viva para diseño por cargas verticales:		100 kg/m ²
Carga para diseño por cargas vert.		1050 kg/m ²

TABLA DE CALCULO PARA LOSA TAPA DE ESCALERA

LOSA: TAPA	dm = 3.87 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f'c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9
NIVEL: AZOTEA		f _y = 4200 Kg/cm ²	f'c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2
TIPO: I	M = 1050 Kg/m ²				
CASO Y	m = 0.7	CLARO MOMEN. BORDE	C	Mu	Q q p As SEP. SEP.
				Kg-m	cm ² \$2.5# #3#
	a1 = 2.40 m	CORTO NEGAT. INYER.	0 0.0 0 0 0 0		
	a2 = 3.40 m	LARGO NEGAT. INYER.	0 0.0 0 0 0 0		
	Ma = 435.46 Kg-m	CORTO NEGAT. DISCO.	470 284.3 0.0363 0.037 0.0012 0.96	51	74
	d = 5.97 cm	LARGO NEGAT. DISCO.	330 199.6 0.0255 0.0258 0.0008 0.67	73	106
	V = 1046.5 Kg/cm ²				
a2	Vc = 4047.7 Kg	CORTO POSIT.	720 435.5 0.0556 0.0572 0.0019 1.48	33	48
	Fy = 3.8677	LARGO POSIT.	500 302.4 0.0386 0.0394 0.0013 1.02	48	70
DIMENSIONES	d = 8.00 cm				
PROPUESATAS :	r = 2.00 cm	R.D.F. Smax = 3.5 * h = 35.00 cm.			Smax
	h = 10.00 cm	Asmin = ((450*h)/(fy*(100-h))) * b = 0.974 cm ²			35.0 cm
		ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDOS: ACERO DEL # 2.5, @ 20.0 cms.			

////

----- Lado continuo

----- Lado discontinuo

ARMADO RESULTANTE DE LOSA TAPA.

El momento máximo actuante se genera para el claro corto descont. en su momento positivo. Para absorber el momento se requiere una losa de 10 cm. de espesor.

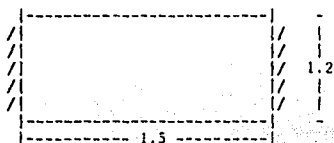
Se necesita una "d" mínima de 8 cm. y el recubrimiento será según el R.C.D.F. de 2 cm. al acero principal. Con separaciones que van desde los 33 a los 73 cm.

El armado según cálculo será para varillas del # 2.5, por lo que se proponen:

- Un espesor de 10 cm.
- La totalidad de losa tapa se armará a cada 20 cm con varillas del #2.5, esto es valloneetas a cada 40 cm. y un armado corrido a cada 40 cm y para los momentos negativos bastones a cada 40 cm.

.....

CALCULO DE LOSA DE RAMPA.



Para el caso de la rampa, esta se calcula como losa trabajando en dos direcciones, ya que se encuentra empotrada a los descansos.

Peso Propio de la losa:	240 kg/m ²
Pesos de los escalones de concreto:	240 kg/m ²
Plafón de cemento-arena (20 mm):	60 kg/m ²

	540 kg/m ²
Carga viva para diseño por cargas verticales:	350 kg/m ²

Carga para diseño por cargas vert.	890 kg/m ²

Para el caso de ésta losa se utilizan las constantes de diseño que se han venido ocupando para todos los elementos estructurales de concreto.

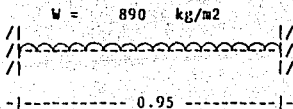
Esto es:

$$\begin{aligned}
 f'c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f^*c &= 0.80 * f'c \\
 f''c &= 0.85 * f^*c \\
 fy &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fs &= 2100 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fc &= 90.0 \text{ Kg/cm}^2 \\
 n &= 10.10 \\
 k &= 0.30 \\
 j &= 0.90 \\
 K &= 12.23 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Para losa de rampa con escalones:

$$W = 890 \text{ Kg/m}^2$$

Condiciones de Apoyo:



Momentos actuante (M):

$$M (+) = \frac{w * l^2}{24} = \frac{890 * 1.5^2}{24}$$

$$M = 83.438 \text{ Kg/m}$$

$$M (-) = \frac{w * l^2}{12} = \frac{890 * 1.5^2}{12}$$

$$M = 166.88 \text{ Kg/m}$$

$$d = 3.6944 \text{ cm.}$$

Sección propuesta:

$$d = 6.00$$

$$r = 2.00$$

$$h = 8.00 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo:

$$As (+) = 0.7364 \text{ cm}^2$$

$$As (-) = 1.4727 \text{ cm}^2$$

$$S(+)= \# 2.5\emptyset = 55.679 \text{ cm.}$$

$$S(-)= \# 2.5\emptyset = 27.84 \text{ cm.}$$

$$S_{max} = 3 * d = 24.00 \text{ cm.}$$

Separación Propuesta;
Momentos (+), (-):

$$S = \# 2.5\emptyset = 20.00 \text{ cm.}$$

Acero a temperatura, lado largo:

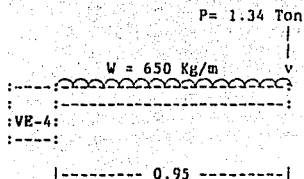
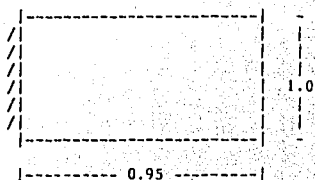
$$As_{temp} = 0.0018bh = 1.44$$

$$S = \# 2.5\emptyset = 28.472 \text{ cm.}$$

Separación a temperatura:

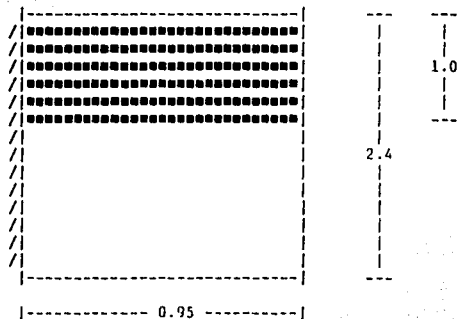
$$S = \# 2.5\emptyset = 20.00 \text{ cm.}$$

CALCULO DE LOSA DE DESCANSOS.



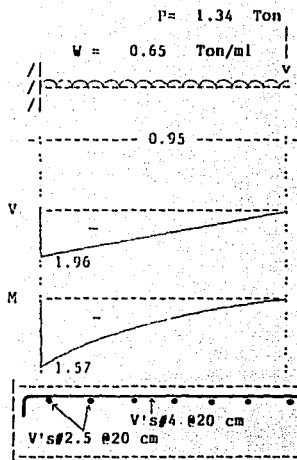
Para el caso de los descansos, se encuentran empotrados en uno solo de sus lados, a las vigas marcadas como VE-4, por lo que para su cálculo se considerará como a una viga de ancho 100 cm, en cantiliver, que además de su carga propia por efecto de cargas verticales, tendrá a su extremo más crítico una carga concentrada resultado de la mitad del peso de la rampa que a este llega.

DIMENSIONES TOTALES DEL DESCANSO.



■■■■ AREA QUE SE UTILIZARA PARA DISEÑO.

DISEÑO DE VIGA ANCHA, (Descanso).



$$M1(-) = \frac{W \cdot l^2}{2} = \frac{.65(.95)^2}{2} = 0.29$$

$$M2(-) = P \cdot L = 1.34 + 0.95 = 1.27$$

$$M_{max}(-) = M1 + M2 = 0.29 + 1.27 = 1.566$$

$$M_{max}(-) = 1.57 \text{ Ton-m}$$

$$V_t = P + (W \cdot L) = 1.34 + (0.65 \cdot 0.95) =$$

$$V_t = 1.958 \text{ Ton}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$P_b = 0.0152$$

$$P_{max} = 0.0076$$

$$P_{min} = 0.0024$$

$$q = 0.2353$$

Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$MR = 1.6264 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > M_{max}$

$$1.6264 > 1.57 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tension. (As)

$$As(-) = 5.87 \text{ cm}^2$$

si varillas del # 4 (1/2")

$$N^o V's = 4.6222$$

No. real de varillas:

$$N^o V's = 5.00$$

Separación del armado ya que la viga tiene $b = 100 \text{ cm}$.

$$S = 100/N^o V's = 100/4.622 = 21.63$$

$$As(-) = 6.35 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$P_{cal} = As/bd = 0.0079$$

Como; $P_{cal} > 0.01$

$$V_{cr} = 4047.7 \text{ kg}$$

$$4047.7 > 1958 \text{ Bien}$$

La viga no necesita estribos.

Acero a temperatura, lado largo:

$$As_{temp} = 0.0018bh = 1.8$$

$$S = \# 2.5 @ = 22.78 \text{ cm.}$$

$$\text{Stemp} = 20.00 \text{ cm.}$$

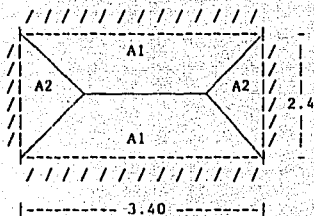
CALCULO DE LOS SISTEMAS DE MARCOS.

Para la determinación de las cargas actuantes para los diferentes sistemas de marcos inicialmente se determinara la carga tributaria que la losa tapa transmite a sus vigas de apoyo:

CARGA ACTUANTE = 1050 kg/m²

DIMENSIONES = 3.40 X 2.40 m.

AREAS TRIBUTARIAS



$$A1 = ((3.4+1.0)/2) \cdot 1.2 = 2.64 \text{ m}^2$$

$$A2 = (2.40 \cdot 1.20)/2 = 1.44 \text{ m}^2$$

CARGA ACTUANTE EN CADA VIGA.

$$VE-1 = (A1 \cdot 1050)/L = 815.29$$

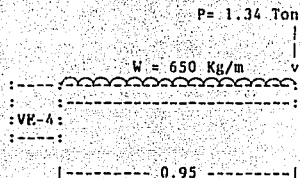
$$W1 = 815 \text{ kg/m}$$

$$VE-2 = (A2 \cdot 1050)/L = 630 \text{ kg/m}$$

$$W2 = 630 \text{ kg/m}$$

CARGA PARA LAS VIGAS VE-4

Considerando que se diseñaron los descansos por unidad de longitud, las vigas VE-4, soportaran la carga vertical de diseño del descanso más el peso tributario de la rampa que a este llega, como se muestra en el siguiente diagrama:

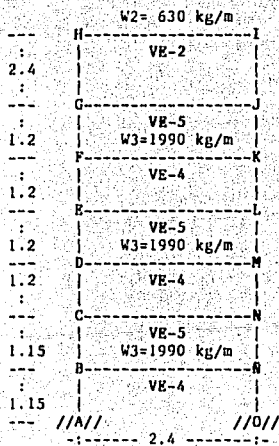
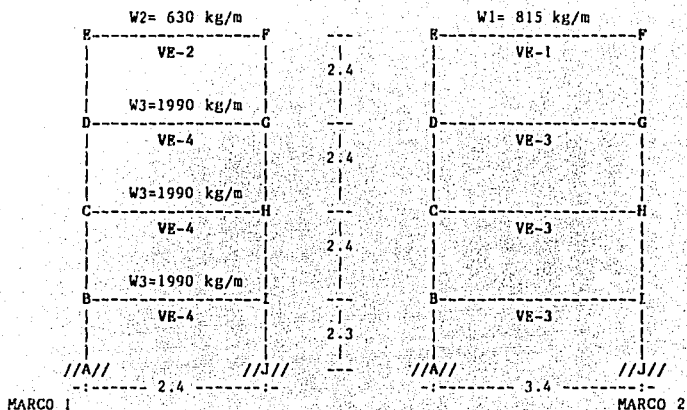


$$VE-4 = 650 + 1340 = 1990 \text{ kg/m}$$

$$W3 = 1990 \text{ kg/m}$$

Para el caso de las vigas; VE-3 y VE-5, no soportan carga alguna.

SISTEMAS DE MARCOS RESULTANTES.



COTAS EN METROS.

MARCO 3

RESOLVIENDO SISTEMAS DE MARCOS
(METODO DE CROSS).

MARCO 1

W2= 630 kg/m		
E-----F	VR-2	2.4
W3=1990 kg/m		
D-----G	VR-4	2.4
W3=1990 kg/m		
C-----H	VR-4	2.4
W3=1990 kg/m		
B-----I	VR-4	2.3
//A//		//J//

-:----- 2.4 -----:-

- Momentos de empotramiento -

$$M_{ef} = \frac{0.63(2.4^2)}{12} = -0.302, \quad M_{fe} = 0.302$$

$$M_{dg} = \frac{1.99(2.4^2)}{12} = -0.955, \quad M_{gd} = 0.955$$

$$M_{ch} = -0.955, \quad M_{hc} = 0.955$$

$$M_{bi} = -0.955, \quad M_{ib} = 0.955$$

- Factores de distribución -

NUDO "E"

$$K_{ef} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI, \quad K_{ed} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI$$

$$K_e = 3.34EI$$

$$F_{Def} = \frac{1.67}{3.34} = 0.5, \quad F_{Ded} = \frac{1.67}{3.34} = 0.5$$

NUDO "F"

Por simetria geométrica, con "E":

$$F_{dfe} = 0.5, \quad F_{dfg} = 0.5$$

NUDO "D"

$$K_{de} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI, \quad K_{dg} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI$$

$$K_{de} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI, \quad K_d = 5.01 EI$$

$$F_{Dde} = 0.33, \quad F_{Ddg} = 0.33, \quad F_{Ddc} = 0.33$$

NUDO "G"

$$F_{Dgf} = 0.33, \quad F_{Dgd} = 0.33, \quad F_{Dgh} = 0.33$$

NUDO "C"

$$F_{Dcd} = 0.33, \quad F_{Dch} = 0.33, \quad F_{Dcb} = 0.33$$

NUDO "H"

$$F_{Dhg} = 0.33, \quad F_{Dhc} = 0.33, \quad F_{Dhi} = 0.33$$

$$K_{bc} = 1.67, \quad K_{bi} = 1.67, \quad K_{ba} = 1.74$$

$$F_{Dbc} = 0.33, \quad F_{Dbi} = 0.33, \quad F_{Dba} = 0.34$$

NUDO "I"

$$F_{Dih} = 0.33, \quad F_{Dib} = 0.33, \quad F_{Dij} = 0.34$$

OBTENSION DE MOMENTOS DEL MARCO I (METODO DE CROSS)

		E				F	
		CI	VD	VI		CI	
Long.		2.40	2.40	2.40		2.40	
w =		0.00	0.63	0.63		0.00	
p =		0.00	0.00	0.00		0.00	
Mw=		0.00	-0.30	0.30		0.00	
Mp=		0.00	0.00	0.00		0.00	
EI=		1.00	1.00	1.00		1.00	
K =		1.67	1.67	1.67		1.67	
Fd=		0.50	0.50	0.50		0.50	
Me=		0.000	-0.300	0.300		0.000	
1aD	0	0.150	0.150	-0.150	0	-0.15	
1erT		0.160	-0.075	0.075		-0.160	
2aD	0	-0.042	-0.042	0.042	0	0.042	
2erT		-0.012	0.021	-0.021		0.012	
3aD	0	-0.004	-0.004	0.004	0	0.004	
3erT		0.006	0.002	-0.002		-0.006	
4aD	0	-0.004	-0.004	0.004	0	0.004	
4erT		0.002	0.002	-0.002		-0.002	
5aD	0	-0.002	-0.002	0.002	0	0.002	
Mf	0.000	0.252	-0.252	0.252	0.000	-0.252	
Vh			0.000	0.000			
Vi			0.756	0.756			
Vf			0.756	0.756			

		D				G	
	CS	CI	VD	VI	CS	CI	
Long.	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	
w =	0.00	0.00	1.99	1.99	0.00	0.00	
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mw=	0.00	0.00	-0.96	0.96	0.00	0.00	
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
K =	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	
Fd=	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	
Me=	0.000	0.000	-0.960	0.960	0.000	0.000	
1aD	0.320	0.320	0.320	-0.320	-0.320	-0.320	
1erT	0.075	0.160	-0.160	0.160	-0.075	-0.160	
2aD	-0.025	-0.025	-0.025	0.025	0.025	0.025	
2erT	-0.021	-0.026	0.012	-0.012	0.021	0.026	
3aD	0.012	0.012	0.012	-0.012	-0.012	-0.012	
3erT	-0.002	-0.002	-0.006	0.006	0.002	0.002	
4aD	0.003	0.003	0.003	-0.003	-0.003	-0.003	
4erT	-0.002	-0.002	-0.002	0.002	0.002	0.002	
5aD	0.002	0.002	0.002	-0.002	-0.002	-0.002	
Mf	0.362	0.441	-0.803	0.803	-0.362	-0.441	
Vh			0.000	0.000			
Vi			2.388	2.388			
Vf			2.388	2.388			

		C				H	
	CS	CI	VD	VI	CS	CI	
Long.	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	

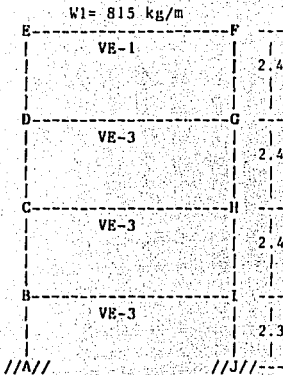
w =	0.00	0.00	1.99	1.99	0.00	0.00
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mw=	0.00	0.00	-0.96	0.96	0.00	0.00
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
El=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
K =	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
Fd=	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
Me=	0.000	0.000	-0.960	0.960	0.000	0.000
1aD	0.320	0.320	0.320	-0.320	-0.320	-0.320
1erT	0.160	0.158	-0.160	0.160	-0.16	-0.158
2aD	-0.053	-0.053	-0.053	0.053	0.053	0.053
2eT	-0.012	0.000	0.026	-0.026	0.012	0.000
3aD	-0.005	-0.005	-0.005	0.005	0.005	0.005
3erT	0.006	0.004	0.002	-0.002	-0.006	-0.004
4aD	-0.004	-0.004	-0.004	0.004	0.004	0.004
4eT	0.002	0.001	0.002	-0.002	-0.002	-0.001
5aD	-0.002	-0.002	-0.002	0.002	0.002	0.002
Mf	0.412	0.420	-0.832	0.832	-0.412	-0.420
Vh			0.000	0.000		
Vi			2.388	2.388		
Vf			2.388	2.388		

B ===== I						
	CS	CI	VD	VI	CS	CI
Long.	2.40	2.30	2.40	2.40	2.40	2.30
w =	0.00	0.00	1.99	1.99	0.00	0.00
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mw=	0.00	0.00	-0.96	0.96	0.00	0.00
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
El=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
K =	1.67	1.74	1.67	1.67	1.67	1.74
Fd=	0.33	0.34	0.33	0.33	0.33	0.34
Me=	0.000	0.000	-0.960	0.960	0.000	0.000
1aD	0.317	0.326	0.317	-0.317	-0.317	-0.326
1erT	0.160	0.000	-0.158	0.158	-0.16	0
2aD	-0.001	-0.001	-0.001	0.001	0.001	0.001
2eT	-0.026	0.000	0.000	0.000	0.026	0.000
3aD	0.009	0.009	0.009	-0.009	-0.009	-0.009
3erT	-0.002	0.000	-0.004	0.004	0.002	0.000
4aD	0.002	0.002	0.002	-0.002	-0.002	-0.002
4eT	-0.002	0.000	-0.001	0.001	0.002	0.000
5aD	0.001	0.001	0.001	-0.001	-0.001	-0.001
Mf	0.457	0.338	-0.795	0.795	-0.457	-0.338
Vh			0.000	0.000		
Vi			2.388	2.388		
Vf			2.388	2.388		

//A//	0.163	//J//	-0.163
	0.000		0.000
	0.004		-0.004
	0.001		-0.001
	0.001		-0.001
Mf	0.169	Mf	-0.169

RESOLVIENDO SISTEMAS DE MARCOS
(METODO DE CROSS).

MARCO 2



- Momentos de empotramiento -

$$M_{ef} = \frac{0.82(3.4^2)}{12} = -0.79, \quad M_{fe} = 0.79$$

- Factores de distribución -

NUDO "E"

$$K_{ef} = \frac{4EI}{3.4} = 1.18EI, \quad K_{ed} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI$$

$$K_e = 2.85EI$$

$$F_{Def} = \frac{1.18}{2.85} = 0.41, \quad F_{Ded} = \frac{1.67}{2.85} = 0.59$$

----- 3.4 -----

NUDO "P"

Por simetría geométrica, con "E":

$$F_{Dfe} = 0.41, \quad F_{Dfg} = 0.59$$

NUDO "D"

$$K_{de} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI, \quad K_{dg} = \frac{4EI}{3.4} = 1.18EI$$

$$K_{de} = \frac{4EI}{2.4} = 1.67EI, \quad K_d = 4.52 EI$$

$$F_{Dde} = 0.37, \quad F_{Ddg} = 0.26, \quad F_{Ddc} = 0.37$$

NUDO "G"

$$F_{Dgf} = 0.37, \quad F_{Dgd} = 0.26, \quad F_{Dgh} = 0.37$$

NUDO "C"

$$F_{Dcd} = 0.37, \quad F_{Dch} = 0.26, \quad F_{Dcb} = 0.37$$

NUDO "H"

$$F_{Dhg} = 0.37, \quad F_{Dhc} = 0.26, \quad F_{Dhi} = 0.37$$

NUDO "B"

$$K_{bc} = 1.67, \quad K_{bi} = 1.18, \quad K_{ba} = 1.74$$

$$F_{Dbc} = 0.36, \quad F_{Dbi} = 0.26, \quad F_{Dba} = 0.38$$

NUDO "I"

$$F_{Dih} = 0.36, \quad F_{Dib} = 0.26, \quad F_{Dij} = 0.38$$

OTENSION DE MOMENTOS DEL MARCO 2 (METODO DE CROSS)

		E				F	
		CI	VD	VI		CI	
Long.		2.40	3.40	3.40		2.40	
w =		0.00	0.82	0.82		0.00	
p =		0.00	0.00	0.00		0.00	
Mw=		0.00	-0.79	0.79		0.00	
Mp=		0.00	0.00	0.00		0.00	
EI=		1.00	1.00	1.00		1.00	
K =		1.67	1.18	1.18		1.67	
Fd=		0.59	0.41	0.41		0.59	
Me=		0.000	-0.79	0.79		0.00	
1aD	0	0.466	0.324	-0.324	0	-0.466	
1erT		-0.000	-0.162	0.162		-0.000	
2aD	0	0.096	0.066	-0.066	0	-0.096	
2erT		-0.043	-0.033	0.033		0.043	
3aD	0	0.045	0.031	-0.031	0	-0.045	
3erT		-0.014	-0.016	0.016		0.014	
4aD	0	0.018	0.012	-0.012	0	-0.018	
4erT		-0.008	-0.006	0.006		0.008	
5aD	0	0.008	0.006	-0.006	0	-0.008	
MF	0.000	0.567	-0.567	0.567	0.000	-0.567	
Vh			0.000	0.000			
Vi			1.386	1.386			
VF			1.386	1.386			
		D				G	
	CS	CI	VD	VI	CS	CI	
Long.	2.40	2.40	3.40	3.40	2.40	2.40	
w =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mw=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
K =	1.67	1.67	1.18	1.18	1.67	1.67	
Fd=	0.37	0.37	0.26	0.26	0.37	0.37	
Me=	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
-1aD	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	
1erT	0.233	-0.000	-0.000	-0.000	-0.233	-0.000	
2aD	-0.086	-0.086	-0.061	0.061	0.0862	0.086	
2erT	0.048	0.000	0.030	-0.030	-0.048	0.000	
3aD	-0.029	-0.029	-0.020	0.020	0.0289	0.029	
3erT	0.023	0.008	0.010	-0.010	-0.023	-0.008	
4aD	-0.015	-0.015	-0.011	0.011	0.015	0.015	
4erT	0.009	0.004	0.005	-0.005	-0.009	-0.004	
5aD	-0.007	-0.007	-0.005	0.005	0.0066	0.007	
Mf	0.175	-0.125	-0.050	0.050	-0.175	0.125	
Vh			0.000	0.000			
Vi			0.000	0.000			
VF			0.000	0.000			
		C				H	
	CS	CI	VD	VI	CS	CI	
Long.	2.40	2.40	3.40	3.40	2.40	2.40	

w =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mw=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
K =	1.67	1.67	1.18	1.18	1.18	1.67	1.67
Fd=	0.37	0.37	0.26	0.26	0.37	0.37	0.37
Me=	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1aD	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000
1erT	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	0	0	0
2aD	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2eT	-0.043	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.043	-0.000
3aD	0.016	0.016	0.011	-0.011	-0.016	0.016	-0.016
3erT	-0.014	-0.000	-0.006	0.006	0.014	0.014	-0.000
4aD	0.007	0.007	0.005	-0.005	-0.007	0.007	-0.007
4eT	-0.008	-0.001	-0.003	0.003	0.008	0.008	0.001
5aD	0.004	0.004	0.003	-0.003	-0.004	0.004	-0.004

Mf	-0.037	0.026	0.011	-0.011	0.037	0.037	-0.026
Vh			0.000	0.000			
Vi			0.000	0.000			

Vf			0.000	0.000			

	B				I			
	CS	CI	VD	VI	CS	CI	CI	
Long.	2.40	2.30	3.40	3.40	2.40	2.40	2.30	
w =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mw=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
K =	1.67	1.74	1.18	1.18	1.67	1.74	1.74	
Fd=	0.36	0.38	0.26	0.26	0.36	0.36	0.38	
Me=	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
1aD	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	
1erT	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	0	0	
2aD	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	
2eT	0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000	
3aD	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	
3erT	0.008	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.008	0.000	
4aD	-0.003	-0.003	-0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	
4eT	0.004	0.000	0.001	-0.001	-0.004	0.004	0.000	
5aD	-0.002	-0.002	-0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	

Mf	0.007	-0.005	-0.002	0.002	-0.007	0.007	0.005	
Vh			0.000	0.000				
Vi			0.000	0.000				

Vf			0.000	0.000				

///A//	-0.000				///J//	-0.000		
	-0.000					-0.000		
	-0.000					-0.000		
	-0.002					0.002		
	-0.001					0.001		
Mf	-0.002				Mf	0.002		

RESOLVIENDO SISTEMAS DE MARCOS
(METODO DE CROSS). MARCO 3

W2= 630 kg/m		- Momentos de empotramiento -	
I-----I	----	Mhi =	0.63(2.4 ²)
			----- = -0.302 , Mih = 0.302
			12
G-----J	----	Mfk =	1.99(2.4 ²)
			----- = -0.955 , Mkf = 0.955
			12
F-----K	----	Mdm =	-0.955
			Mmd = 0.955
		Mbn =	-0.955
			Mnb = 0.955
F-----L	----		
D-----M	----		- Factores de distribución -
			NUDO "H"
C-----N	----	KhI =	4EI
			----- = 1.67EI, Khg =
			----- = 1.67EI
			2.4
			2.4
			Kh = 3.34EI
B-----R	----		
//A//	//O//	FDhi =	1.67
			----- = 0.5, FDhg =
			----- = 0.5
			3.34
			3.34
-----2.4-----	----		
NUDO "I"		NUDO "L"	
		FDle = 0.20, FDlk = 0.40, FDlm = 0.40	
Por simetría geométrica, con "H":		NUDO "D"	
FDih = 0.5, FDij = 0.5		FDdlm = 0.20, FDde = 0.40, FDdc = 0.40	
NUDO "G"		NUDO "M"	
Kgj = 1.67, Kgh = 1.67, Kgf = 3.33		FDmd = 0.20, FDml = 0.40, FDmn = 0.40	
FDgj = 0.25, FDgh = 0.25, FDgf = 0.50		NUDO "C"	
NUDO "F"		Kcn = 1.67, Kcd = 3.33, Kcb = 3.49	
Kfk = 1.67, Kfg = 3.33, Kfe = 3.33		FDcn = 0.20, FDcd = 0.39, FDcb = 0.41	
FDfk = 0.20, FDfg = 0.40, FDfe = 0.40		NUDO "N"	
NUDO "J"		FDnc = 0.20, FDcd = 0.39, FDcb = 0.41	
FDjg = 0.25, FDji = 0.25, FDjk = 0.50		NUDO "B"	
NUDO "K"		Kbn = 1.67, Kbc = 3.48, Kba = 3.48	
FDkf = 0.20, FDkj = 0.40, FDKl = 0.40		FDbn = 0.20, FDbc = 0.40, FDba = 0.40	
NUDO "R"		NUDO "Q"	
FDel = 0.20, FDef = 0.40, FDeD = 0.40		FDnb = 0.20, FDnn = 0.40, FDno = 0.40	

OBTENSIÓN DE MOMENTOS DEL MARCO 3 (MÉTODO DE CROSS)

		H ===== I			
		CI	VD	VI	CI
Long.		2.40	2.40	2.40	2.40
w =		0.00	0.63	0.63	0.00
p =		0.00	0.00	0.00	0.00
Mw=		0.00	-0.30	0.30	0.00
Mp=		0.00	0.00	0.00	0.00
EI=		1.00	1.00	1.00	1.00
K =		1.67	1.67	1.67	1.67
Fd=		0.50	0.50	0.50	0.50
Me=		0.000	-0.30	0.30	0.00
1aD	0	0.150	0.150	-0.150	0
1erT		-0.000	-0.075	0.075	-0.000
2aD	0	0.038	0.038	-0.038	0
2eT		-0.033	-0.019	0.019	-0.033
3aD	0	0.026	0.026	-0.026	0
3erT		-0.009	-0.013	0.013	-0.009
4aD	0	0.011	0.011	-0.011	0
4eT		-0.007	-0.005	0.005	-0.007
5aD	0	0.006	0.006	-0.006	0
Mf	0.000	0.182	-0.182	0.182	0.000
Vh			0.000	0.000	
Vi			0.756	0.756	
Vf			0.756	0.756	

		G ===== J					
	CS	CI	VD	VI	CS	CI	
Long.	2.40	1.20	2.40	2.40	2.40	1.20	
w =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mw=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
K =	1.67	3.33	1.67	1.67	1.67	3.33	
Fd=	0.25	0.50	0.25	0.25	0.25	0.50	
Me=	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
1aD	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	
1erT	-0.075	0.192	-0.000	-0.000	-0.075	-0.192	
2aD	-0.067	-0.134	-0.067	0.067	0.067	0.134	
2eT	-0.019	0.019	0.033	-0.033	-0.019	-0.019	
3aD	-0.018	-0.036	-0.018	0.018	0.018	0.036	
3erT	0.013	0.031	0.009	-0.009	-0.013	-0.031	
4aD	-0.013	-0.026	-0.013	0.013	0.013	0.026	
4eT	0.005	0.010	0.007	-0.007	-0.005	-0.010	
5aD	-0.005	-0.011	-0.005	0.005	0.005	0.011	
Mf	0.009	0.045	-0.054	0.054	-0.009	-0.045	
Vh			0.000	0.000			
Vi			0.000	0.000			
Vf			0.000	0.000			

		F ===== K					
	CS	CI	VD	VI	CS	CI	
Long.	1.20	1.20	2.40	2.40	1.20	1.20	

v =	0.00	0.00	1.99	1.99	0.00	0.00
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mw=	0.00	0.00	-0.96	0.96	0.00	0.00
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
K =	3.33	3.33	1.67	1.67	3.33	3.33
Fd=	0.40	0.40	0.20	0.20	0.40	0.40
Me=	0.000	0.000	-0.960	0.960	0.000	0.000
1dD	0.384	0.384	0.192	-0.192	-0.384	-0.384
1erT	-0.000	-0.000	-0.096	0.096	0	0
2dD	0.038	0.038	0.019	-0.019	-0.038	-0.038
2erT	-0.067	-0.077	-0.010	0.010	0.067	0.077
3dD	0.061	0.061	0.031	-0.031	-0.061	-0.061
3erT	-0.018	-0.015	-0.015	0.015	0.018	0.015
4dD	0.019	0.019	0.010	-0.010	-0.019	-0.019
4erT	-0.013	-0.014	-0.005	0.005	0.013	0.014
5dD	0.013	0.013	0.006	-0.006	-0.013	-0.013
MF	0.418	0.410	-0.828	0.828	-0.418	-0.410
Vh			0.000	0.000		
Vi			2.388	2.388		
Vf			2.388	2.388		

E ===== L						
	CS	CI	VD	VI	CS	CI
Long.	1.20	1.20	2.40	2.40	1.20	1.20
v =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mw=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
K =	3.33	3.33	1.67	1.67	3.33	3.33
Fd=	0.40	0.40	0.20	0.20	0.40	0.40
Me=	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1dD	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000
1erT	0.192	0.192	-0.000	-0.000	-0.192	-0.192
2dD	-0.154	-0.154	-0.077	0.077	0.154	0.154
2erT	0.019	0.019	0.038	-0.038	-0.019	-0.019
3dD	-0.031	-0.031	-0.015	0.015	0.031	0.031
3erT	0.031	0.032	0.008	-0.008	-0.031	-0.032
4dD	-0.028	-0.028	-0.014	0.014	0.028	0.028
4erT	0.010	0.009	0.007	-0.007	-0.010	-0.009
5dD	-0.010	-0.010	-0.005	0.005	0.010	0.010
MF	0.029	0.030	-0.058	0.058	-0.029	-0.030
Vh			0.000	0.000		
Vi			0.000	0.000		
Vf			0.000	0.000		

D ===== M						
	CS	CI	VD	VI	CS	CI
Long.	1.20	1.20	2.40	2.40	1.20	1.20
v =	0.00	0.00	1.99	1.99	0.00	0.00
p =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mw=	0.00	0.00	-0.96	0.96	0.00	0.00
Mp=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EI=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

K =	3.33	■	■	3.33	1.67		1.67	3.33	■	■	3.33
Fd=	0.40	■	■	0.40	0.20		0.20	0.40	■	■	0.40
Me=	0.000	■	■	0.000	-0.960		0.960	0.000	■	■	0.000
		■	■						■	■	
1#D	0.384	■	■	0.384	0.192		-0.192	-0.384	■	■	-0.384
1erT	-0.000	■	■	-0.000	-0.096		0.096	0	■	■	0
2#D	-0.038	■	■	0.038	0.019		-0.019	-0.038	■	■	-0.038
2#T	-0.077	■	■	-0.075	-0.010		0.010	0.077	■	■	0.073
3#D	0.065	■	■	0.065	0.032		-0.032	-0.065	■	■	-0.065
3erT	-0.015	■	■	-0.015	-0.016		0.016	0.015	■	■	0.015
4#D	0.019	■	■	0.019	0.009		-0.009	-0.019	■	■	-0.019
4#T	-0.014	■	■	-0.011	-0.005		0.005	0.014	■	■	0.011
5#D	0.012	■	■	0.012	0.006		-0.006	-0.012	■	■	-0.012
		■	■						■	■	
Mf	0.411	■	■	0.416	-0.828		0.828	-0.411	■	■	-0.416
Vh		■	■		0.000		0.000		■	■	
Vi		■	■		2.388		2.388		■	■	
		■	■						■	■	
Vf		■	■		2.388		2.388		■	■	
		■	■						■	■	

C ===== N											
	CS	■	■	CI	VD		VI	CS	■	■	CI
Long.	1.20	■	■	1.15	2.40		2.40	1.20	■	■	1.15
w =	0.00	■	■	0.00	0.00		0.00	0.00	■	■	0.00
p =	0.00	■	■	0.00	0.00		0.00	0.00	■	■	0.00
Mw=	0.00	■	■	0.00	0.00		0.00	0.00	■	■	0.00
Mp=	0.00	■	■	0.00	0.00		0.00	0.00	■	■	0.00
EI=	1.00	■	■	1.00	1.00		1.00	1.00	■	■	1.00
K =	3.33	■	■	3.49	1.67		1.67	3.33	■	■	3.49
Fd=	0.39	■	■	0.41	0.20		0.20	0.39	■	■	0.41
Me=	0.000	■	■	0.000	0.000		0.000	0.000	■	■	0.000
		■	■						■	■	
1#D	-0.000	■	■	-0.000	-0.000		-0.000	-0.000	■	■	-0.000
1erT	0.192	■	■	0.192	-0.000		-0.000	-0.192	■	■	-0.192
2#D	-0.150	■	■	-0.157	-0.077		0.077	0.150	■	■	0.157
2#T	0.019	■	■	0.019	0.038		-0.038	-0.019	■	■	-0.019
3#D	-0.030	■	■	-0.031	-0.015		0.015	0.030	■	■	0.031
3erT	0.032	■	■	0.018	0.008		-0.008	-0.032	■	■	-0.018
4#D	-0.022	■	■	-0.024	-0.012		0.012	0.022	■	■	0.024
4#T	0.009	■	■	0.005	0.006		-0.006	-0.009	■	■	-0.005
5#D	-0.008	■	■	-0.008	-0.004		0.004	0.008	■	■	0.008
		■	■						■	■	
Mf	0.043	■	■	0.013	-0.056		0.056	-0.043	■	■	-0.013
Vh		■	■		0.000		0.000		■	■	
Vi		■	■		0.000		0.000		■	■	
		■	■						■	■	
Vf		■	■		0.000		0.000		■	■	
		■	■						■	■	

B ===== N											
	CS	■	■	CI	VD		VI	CS	■	■	CI
Long.	1.15	■	■	1.15	2.40		2.40	1.15	■	■	1.15
w =	0.00	■	■	0.00	1.99		1.99	0.00	■	■	0.00
p =	0.00	■	■	0.00	0.00		0.00	0.00	■	■	0.00
Mw=	0.00	■	■	0.00	-0.96		0.96	0.00	■	■	0.00
Mp=	0.00	■	■	0.00	0.00		0.00	0.00	■	■	0.00
EI=	1.00	■	■	1.00	1.00		1.00	1.00	■	■	1.00
K =	3.48	■	■	3.48	1.67		1.67	3.48	■	■	3.48
Fd=	0.40	■	■	0.40	0.20		0.20	0.40	■	■	0.40
Me=	0.000	■	■	0.000	-0.960		0.960	0.000	■	■	0.000
		■	■						■	■	
1#D	0.384	■	■	0.384	0.192		-0.192	-0.384	■	■	-0.384

1erT	-0.000	■ ■	0.000	-0.096	0.096	0	■ ■	0
2aD	0.038	■ ■	0.038	0.019	-0.019	-0.038	■ ■	-0.038
2eT	-0.079	■ ■	0.000	-0.010	0.010	0.079	■ ■	0.000
3aD	0.035	■ ■	0.035	0.018	-0.018	-0.035	■ ■	-0.035
3erT	-0.016	■ ■	0.000	-0.009	0.009	0.016	■ ■	0.000
4aD	0.010	■ ■	0.010	0.005	-0.005	-0.010	■ ■	-0.010
4eT	-0.012	■ ■	0.000	-0.002	0.002	0.012	■ ■	0.000
5aD	0.006	■ ■	0.006	0.003	-0.003	-0.006	■ ■	-0.006
----		■ ■					■ ■	
Mf	0.367	■ ■	0.473	-0.840	0.840	-0.367	■ ■	-0.473
Vh		■ ■		0.000	0.000		■ ■	
V1		■ ■		2.388	2.388		■ ■	
----		■ ■					■ ■	
Vf		■ ■		2.388	2.388		■ ■	
		■ ■					■ ■	
		///	0.192			///		-0.192
			0.019					-0.019
			0.018					-0.018
			0.005					-0.005
			0.003					-0.003
		Mf	0.237				Mf	-0.237

MOMENTOS RESULTANTES EN MARCOS.

	-0.252	0.252		-0.567	0.567	
0.252	E-----F		-0.252	0.567	E-----F	-0.567
	VE-2			VE-1		
0.362	-0.803	0.803	-0.362	0.175	-0.050	0.050
	D-----G			D-----G		
0.441	VE-4		-0.441	-0.125	VE-3	0.125
0.412	-0.832	0.832	-0.412	-0.037	0.011	-0.011
	C-----H			C-----H		
0.420	VE-4		-0.420	0.026	VE-3	-0.026
0.457	-0.795	0.795	-0.457	0.007	-0.002	-0.007
	B-----I			B-----I		
0.338	VE-4		-0.338	-0.005	VE-3	0.005
0.169			-0.169	-0.002		0.002
	///	///		///	///	
MARCO 1	2.4			3.4		MARCO 2

	-0.182	0.182	
0.182	H-----I		-0.182
	VE-2		
0.009	-0.054	0.054	-0.009
	G-----J		
0.045	VE-5		-0.045
0.418	-0.828	0.828	-0.418
	F-----K		
0.410	VE-4		-0.410
0.029	-0.058	0.058	-0.029
	E-----L		
0.030	VE-5		-0.030
0.411	-0.828	0.828	-0.411
	D-----M		
0.416	VE-4		-0.416
0.043	-0.056	0.056	-0.043
	C-----N		
0.013	VR-5		-0.013
0.367	-0.840	0.840	-0.367
	B-----N		
0.473	VE-4		-0.473
0.237			-0.237
	///	///	
	2.4		

MOMENTOS EN TON-M.

MARCO 3

CORTANTES RESULTANTES EN MARCOS.

0.756		0.756		1.386		1.386	
-0.256	VE-2	0.256		-0.309	VE-1	0.309	
0.256	2.388	2.388	-0.256	0.309	0.000	0.000	-0.309
-0.355	VE-4	0.355	0.068	0.068	VE-3	-0.068	
0.355	2.388	2.388	-0.355	-0.068	0.000	0.000	0.068
-0.345	VE-4	0.345	-0.014	-0.014	VE-3	0.014	
0.345	2.388	2.388	-0.345	0.014	0.000	0.000	-0.014
-0.220	VE-4	0.220	0.003	0.003	VE-3	-0.003	
0.220		-0.220	-0.003	-0.003		0.003	
//A//		//J//		//A//		//J//	
2.4				3.4			
MARCO 1				MARCO 2			

0.756		0.756	
-0.079	VE-2	0.079	
0.079	0.000	0.000	-0.079
-0.386	VE-5	0.386	
0.386	2.388	2.388	-0.386
-0.365	VE-4	0.365	
0.365	0.000	0.000	-0.365
-0.368	VE-5	0.368	
0.368	2.388	2.388	-0.368
-0.383	VE-4	0.383	
0.383	0.000	0.000	-0.383
-0.330	VE-5	0.330	
0.330	2.388	2.388	-0.330
-0.617	VE-4	0.617	
0.617			-0.617
//A//		//O//	
2.4			
MARCO 3			

CORTANTE EN TON.

**OBTENSIÓN DE DIMENSIONES Y ARMADO
DE VIGAS DE MARCOS DE ESCALERA.
(VIGAS CRÍTICAS)**

VIGA :	VE-1	$f'c = 200$ Kg/cm ²	$n = 10.1$
NIVEL:	E-F	$f_y = 4200$ Kg/cm ²	$k = 0.3$
MARCO:	2	$f^*c = 160$ Kg/cm ²	$j = 0.9$
		$f''c = 136$ Kg/cm ²	$K = 12.23$

CONDICION DE APOYO		$W = 0.820$ Ton/m		$b = 20$ cm
		$V = 1.386$ Ton		
/	/	$M(-) = 0.567$ Ton-m		$h = 25$ cm
/ -----	/	$M(+) = 0.567$ Ton-m		$d = 23$ cm
/	/	$P_b = 0.0152$		$As(-) = 0.79$ cm ²
		$P_{max} = 0.0114$		$As(+) = 0.79$ cm ²
-:-----L-----:	-:-----L-----:	$P_{min} = 0.0024$		
L = 3.40 cm		$q = 0.3529$		

Mmax	MR	V'#3	As(-)	As(+)	Pcal	Vu	Vcr	Av	Sest	S/2
0.57	3.764	1.12	2.13	2.13	0.005	1.386	1.45	0.31	11.50	5.75

ARMADO PROPUESTO: $As(-) = 3V's \# 3$
 $As(+) = 3V's \# 3$
 DIMENSIONES:
 $h = 25.00$ cm
 $b = 20.00$ cm
 ESTRIBOS: $E\#2 @ 11.50$ cm

VIGA :	VE-2	$f'c = 200$ Kg/cm ²	$n = 10.1$
NIVEL:	E-F	$f_y = 4200$ Kg/cm ²	$k = 0.3$
MARCO:	1	$f^*c = 160$ Kg/cm ²	$j = 0.9$
		$f''c = 136$ Kg/cm ²	$K = 12.23$

CONDICION DE APOYO		$W = 0.630$ Ton/m		$b = 15$ cm
		$V = 0.756$ Ton		
/	/	$M(-) = 0.252$ Ton-m		$h = 25$ cm
/ -----	/	$M(+) = 0.252$ Ton-m		$d = 23$ cm
/	/	$P_b = 0.0152$		$As(-) = 0.35$ cm ²
		$P_{max} = 0.0114$		$As(+) = 0.35$ cm ²
-:-----L-----:	-:-----L-----:	$P_{min} = 0.0024$		
L = 2.40 cm		$q = 0.3529$		

Mmax	MR	V'#2.5	As(-)	As(+)	Pcal	Vu	Vcr	Av	Sest	S/2
0.25	2.823	0.72	0.98	0.98	0.003	0.756	0.92	0.31	11.50	5.75

ARMADO PROPUESTO: $As(-) = 2V's \# 2.5$
 $As(+) = 2V's \# 2.5$
 DIMENSIONES:
 $h = 25.00$ cm
 $b = 15.00$ cm
 ESTRIBOS: $E\#2 @ 11.50$ cm

VIGA :	VE-4	f'c =	200 Kg/cm ²	n =	10.1
NIVEL:	B-A	fy =	4200 Kg/cm ²	k =	0.3
MARCO:	3	f*c =	160 Kg/cm ²	j =	0.9
		f''c =	136 Kg/cm ²	K =	12.23

CONDICION DE APOYO		W =	1.990 Ton/m	b =	20 cm
/	/	V =	2.386 Ton	h =	27 cm
/	/	M(-) =	0.840 Ton-m	d =	25 cm
/	/	M(+) =	0.840 Ton-m		
/	/	Pb =	0.0152		
		Pmax =	0.0114	As(-) =	1.08 cm ²
		Pmin =	0.0024	As(+) =	1.08 cm ²
		q =	0.3529		

Mmax	MR	V' #3	As(-)	As(+)	Pcal	Vu	Vcr	Av	Sest S/2
0.84	4.447	1.52	2.13	2.13	0.004	2.386	1.53	0.31	12.50 6.25

ARMADO PROPUESTO: As(-) = 3V's # 3
As(+) = 3V's # 3
DIMENSIONES: h = 30.00 cm
b = 20.00 cm
ESTRIBOS: E#2 @ 12.50 cm

VIGA :	VE-3	f'c =	200 Kg/cm ²	n =	10.1
NIVEL:	D-G	fy =	4200 Kg/cm ²	k =	0.3
MARCO:	2	f*c =	160 Kg/cm ²	j =	0.9
		f''c =	136 Kg/cm ²	K =	12.23

CONDICION DE APOYO		W =	0.000 Ton/m	b =	15 cm
/	/	V =	0.000 Ton	h =	25 cm
/	/	M(-) =	0.050 Ton-m	d =	23 cm
/	/	M(+) =	0.050 Ton-m		
/	/	Pb =	0.0152		
		Pmax =	0.0114	As(-) =	0.07 cm ²
		Pmin =	0.0024	As(+) =	0.07 cm ²
		q =	0.3529		

Mmax	MR	V' #2.5	As(-)	As(+)	Pcal	Vu	Vcr	Av	Sest S/2
0.05	2.823	0.14	0.98	0.98	0.003	0	0.92	0.31	11.50 5.75

ARMADO PROPUESTO: As(-) = 2V's # 2.5
As(+) = 2V's # 2.5
DIMENSIONES: h = 25.00 cm
b = 15.00 cm
ESTRIBOS: E#2 @ 11.50 cm

VIGA :	VE-5	f'c =	200 Kg/cm2	n =	10.1
NIVEL:	C-N	fy =	4200 Kg/cm2	k =	0.3
MARCO:	3	f*c =	160 Kg/cm2	j =	0.9
		f" c =	136 Kg/cm2	K =	12.23
CONDICION DE APOYO					
		W =	0.000 Ton/m	b =	15 cm
		V =	0.000 Ton	h =	25 cm
/	/	M(-)=	0.056 Ton-m	d =	23 cm
/ -----	/	M(+)=	0.056 Ton-m		
/	/	Pb =	0.0152		
		Pmax=	0.0114	As(-)=	0.08 cm2
		Pmin=	0.0024	As(+)=	0.08 cm2
		q =	0.3529		
	L =	2.40 cm			
Mmax	MR	V' #2.5	As(-)	As(+)	Pcal Vu Vcr Av Sest S/2
0.06	2.823	0.16	0.98	0.98	0.003 0 0.92 0.31 11.50 5.75
					ARMADO PROPUESTO: As(-) = 2V's # 2.5
					As(+) = 2V's # 2.5
					DIMENSIONES: h = 25.00 cm
					b = 15.00 cm
					ESTRIBOS: E#2 @ 11.50 cm

DISEÑO DE COLUMNAS DE ESCALERA.
(Columnas con Carga Axial y Flexión en dos direcciones)

Columna E - D de Marcos 1 y 2.

-----	Mx = 0.362 Ton-m
o o o	My = 0.567 Ton-m
o o o	Pu = 2.4 Ton
o o o	Vx = 0.252 Ton
-----	Vy = 0.309 Ton
:-: h :-:	f'c = 200 kg/cm ²
	f'c = 136 kg/cm ²
	fy = 4200 kg/cm ²
	n = 10.1

Dimensión Propuesta 20 x 20 cm.

hy = 20.00 cm , hx = 20.00 cm
b = 16.00 cm , Ag = 400 cm²

p = 0.010
q = 0.309

- Actuando "My" y "Pu"

ey = My/P = 0.567/2.40 = 23.63 cm

Por especificación se calcula la excentricidad accidental.

eac = 0.05*hy = 1.00 cm

Si, 1.5 < 2.00 eac = 2.00 cm

ey = 23.63 + 2.00 = 25.63 cm

De las gráficas del Apéndice "D", para:

d/h = 16/20 = 0.80
fy < 2400 kg/cm²

ey/h = 1.28

Se obtiene "K"; K = 0.12

Pr = FR K b h f'c = 4.57

2.40 < 4.57 Bien.

- Actuando "Mx"

ex = Mx/P = 0.567/0.0 = infinito

De las gráficas del Apéndice "D", para:

d/h = 16/20 = 0.80
fy < 2400 kg/cm²

ey/h = infinito

Se obtiene "K"; K = 0.05

Pr = FR K b h f'c = 1.52

0.36 < 1.52 Bien.

Cálculo del área de acero:

As = p b h = 4.00 cm²

Según R.C.D.F. para Asmin y Asmáx:

Asmin = 0.01 Ag = 4.00 cm²
Asmáx = 0.04 Ag = 16.00 cm²

Si, V's # 3 = 5.63 varillas.
8V's # 3 = 5.68 > 4.00 Bien

Diam. = 0.71 cm

Separación de estribos si E #2,

(850*Diam)/(fy*0.5) = 9.31 cm
48 * 0.41 = 19.7 cm
Lado menor / 2 = 10.0 cm

Como p > 0.01, p = As/Ag = 0.01

Vcr = 1.65 > 0.31 Bien

De lo anterior no se necesitarían estribos, más por reglamento se colocarán a cada 10 cm.

(Columnas con Carga Axial y Flexión en dos direcciones)

Columna 1-J y A-B-C de los Marcos 2, 3 respectivamente.

-----	Mx = 0.005 Ton-m
o o o	My = 0.473 Ton-m
o o o	Pu = 16.00 Ton
o o o	Vx = 0.220 Ton
-----	Vy = 0.617 Ton
----- h -----	f'c = 200 kg/cm2
	f'c = 136 kg/cm2
	fy = 4200 kg/cm2
	n = 10.1

Dimensión Propuesta 20 x 20 cm.

$$hy = 20.00 \text{ cm}, \quad hx = 20.00 \text{ cm}$$

$$b = 16.00 \text{ cm}, \quad Ag = 400 \text{ cm}^2$$

$$p = 0.010$$

$$q = 0.309$$

- Actuando "My" y "Pu"

$$ey = My/P = 0.473/16.0 = 2.956 \text{ cm}$$

Por especificación se calcula la excentricidad accidental.

$$eac = 0.05 * hy = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Si, } 1.5 < 2.00 \quad eac = 2.00 \text{ cm}$$

$$ey = 2.956 + 2.00 = 4.956 \text{ cm}$$

De las gráficas del Apéndice "D", para:

$$d/h = 16/20 = 0.80$$

$$fy < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$ey/h = 0.25$$

Se obtiene "K"; $K = 0.70$

$$Pr = FR K b h f'c = 26.66$$

$$16.00 < 26.66 \text{ Bien.}$$

- Actuando "Mx"

$$ex = Mx/P = 0.005/0.0 = \text{infinito}$$

De las gráficas del Apéndice "D", para:

$$d/h = 16/20 = 0.80$$

$$fy < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$ey/h = \text{infinito}$$

Se obtiene "K"; $K = 0.05$

$$Pr = FR K b h f'c = 1.9$$

$$0.01 < 1.90 \text{ Bien.}$$

Cálculo del área de acero:

$$As = p b h = 4.00 \text{ cm}^2$$

Según R.C.D.F. para Asmín y Asmáx:

$$\text{Asmín} = 0.01 Ag = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asmáx} = 0.04 Ag = 16.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si, } V's \# 3 = 5.63 \text{ varillas.}$$

$$8V's \# 3 = 5.68 > 4.00 \text{ Bien.}$$

$$\text{Diam.} = 0.71 \text{ cm}$$

Separación de estribos si E #2,

$$(850 * \text{Diam}) / ((fy * 0.5) = 9.31 \text{ cm}$$

$$48 * 0.41 = 19.7 \text{ cm}$$

$$\text{Lado menor} / 2 = 10.0 \text{ cm}$$

Como $p > 0.01$, $p = As/Ag = 0.01$

$$Vcr = 2.03 > 0.62 \text{ Bien}$$

De lo anterior no se necesitarían estribos, más por reglamento se colocarán a cada : 10 cm.

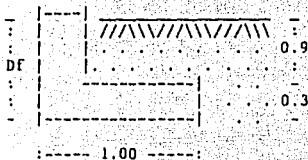
CIMENTACION DE LAS ESCALERAS.
(Diseño de Zapata Aislada).

Acciones en condiciones de servicio:

CM+CV= (peso propio de la Columna + Descarga de las vigas que confluyen a la columna)

$$CM + CV = P = 11.428 \text{ Ton}$$

$$M = 0.617 \text{ Ton-m}$$



$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2, f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 200 \text{ kg/cm}^2, fy = 4220 \text{ kg/cm}^2$$

AREA DE LA ZAPATA (A).

Suponiendo: h = 30.00 cm.

Donde se tiene para el terreno:

Peso volumétrico 1.78 ton/m³

Capacidad de carga 14.50 ton/m²

$$Pu = 1.4 * 11.428 = 16.00 \text{ ton}$$

Igualando la base de la zapata a la acción de diseño, con la resistencia del suelo.

$$Fc (P + Pp + Prelleno) = 14.50A$$

Dividendo entre A.

$$\frac{FcP}{A} + \frac{Pp + Prelleno}{A} = 14.50$$

De Donde:

$$A = \frac{Pu}{14.50 - \frac{Pp + Prelleno}{A}}$$

Donde:

$$\frac{Pp + Prelleno}{A} = 1.40(0.72 + 1.60)$$

$$= 3.25 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo para obtener al área:

$$A = \frac{16.00}{14.50 - 3.25} = \frac{16.00}{11.25} = 1.42 \text{ m}^2$$

Suponiendo un zapata de 1.20x1.20 se obtiene un área de 1.44 > 1.42, bien.

Se procede a la revisión del área ahora para el nivel del desplante

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

$$\text{Pud} = F_c(P + p.p. \text{ zapata} + p. \text{ relleno})$$

$$= 1.1 \cdot (11.43 + 1.23 + 2.16) = 16.30 \text{ ton}$$

$$\mu_u = 1.1 \times 0.617 = 0.679$$

$$e = \frac{\mu_u}{\text{Pud}} = \frac{0.679}{16.30} = 0.042 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de cálculo } B' = B - 2e =$$

$$1.2 - 2 \cdot 0.042 = 1.12 \text{ m}$$

$$A' = 1.20 \times 1.12 = 1.34 \text{ m}^2$$

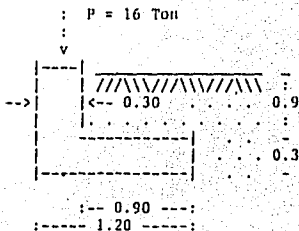
$$\text{Presión Actuante} = \frac{\text{Pud}}{A'} =$$

$$= 16.30 / 1.34 = 12.16 \text{ t/m}^2 < 14.5$$

bien, se acepta la sección.

DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN.

Revisión del peralte propuesto:



Reacción debida a la carga de
16.00 Ton.

$$q_n = \frac{16}{1.44} = 11.11 \text{ t-m, reacción neta}$$

Momento de la sección crítica por
metro de ancho:

$$M = \frac{11.11 \cdot 0.9^2}{2} = 4.5$$

$$d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

De la figura 2 de las ayudas de
diseño, del Anexo "D", se entra,
con :

$$\frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{3.55 \times 10^5}{100 \times 25^2} = 5.688$$

$$\text{y con, } f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

se obtiene que: $\rho_{min} = 0.00236$

FUERZA CORTANTE.

Revisión como viga ancha (la sección crítica está a un peralte "d" del paño de la columna.

$$V_{cr} = F_r \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 30\rho) \cdot f^c$$

$$V_{cr} = 6851 \text{ Kg}$$

$$V_u = (0.90 - 0.25) \cdot 11.11 = 7.22$$

$$6.11 > 6.85$$

Mal el peralte propuesto.

CAMBIO DE CIMENTACION.
(Diseño de losa de Cimentación)

Como se observa en el análisis anterior, las áreas resultantes de zapatas cubren casi en su totalidad el área de desplante y la sección apesar de su espesor, no pasa por cortaste, motivos por los cuales cambia a losa de Cimentación.

Para obtener el peso actuante, en la losa, el peso de transmitido por una columna se distribuirá en la cuarta parte del área de desplante de la losa:

$W_u = 16 \text{ ton}/2.04 \text{ a}^2 =$
 $W_u = 7.84 \text{ Ton}/\text{m}^2$

DISEÑO DE LOSAS DE CIMENTACION

LOSA: ESCALERA CIMENTACION	d = 3.87 cm	f'c = 200 Kg/cm ²	f ^t c = 160 Kg/cm ²	n = 10.1	j = 0.9						
	W = 7840 Kg/m ²	f _y = 4200 Kg/cm ²	f ^t c = 136 Kg/cm ²	k = 0.3	K = 12.2						
TIPO: I	h = 0.7	CLAROMOMEN BORDE	C	Mu	Q	q	p	As	SEP.	SEP.	
CASO: V				Kg-m				cm ²	#3	#4	
	a = 2.40 m	CORTONEGAT INTER.	0	0	0	0	0	0			
	a = 3.40 m	LARGONEGAT INTER.	0	0	0	0	0	0			
	a1	Mu = 3251 Kg-m	CORTONEGAT DISCO.	470	2122	0.06	0.0619	0.002	3.41	21	37
		δ = 16.31 cm	LARGONEGAT DISCO.	330	1490	0.042	0.0431	0.001	2.37	30	54
		γ = 7186 Kg/cm ²									
a2		γc = 8601 Kg	CORTOPOSIT.	720	3251	0.092	0.0966	0.003	5.32	13	24
		γv = 1.197	LARGOPOSIT.	500	2258	0.064	0.066	0.002	3.63	20	35
DIMENSIONES	δ = 17.00 cm										
PROPUESTAS :	h = 3.00 cm	R.D.F	Sm _{ax} 3.5 * h = 70 cm.						Sm _{ax}		
	h = 20.00 cm	As _{min} = ((450*h))/((f _y *(100*h)))	* b 3.4091 cm ²						70.0 cm		

ARMADO PROPUESTO EN AMBOS SENTIDACERO DEL # 4, @ 20.0 cms.

////

----- Lado continuo

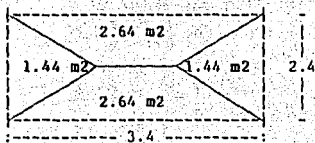
----- Lado discontinuo

6.6.3 DISEÑO DE CONTRATABES INVERTIDAS.

El diseño de contratraves se realiza para la Carga última "Wu" de la losa tributaria, entre la longitud de la contratrabe que soportara dicha carga.

Carga de diseño para la contratrabe más crítica:

$$W_u = 7.84 \text{ Ton/m}^2$$



$$W_1 = (2.64 + 7.84) / 3.4 =$$

$$W_1 = 6.09 \text{ Ton/m}$$

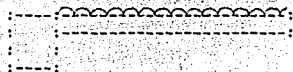
$$W_2 = (1.44 + 7.84) / 2.4 =$$

$$W_1 = 4.70 \text{ Ton/m}$$

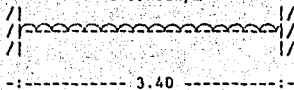
$$W_u = 6.09 \text{ Ton/m}$$

Transmisión de cargas de losa a contratrabe más crítica.

$$W_u = 7.84 \text{ Ton/m}^2$$

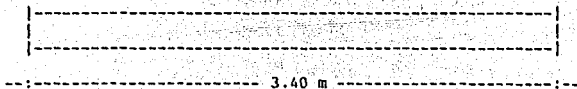


$$6.09 \text{ Ton/m}$$

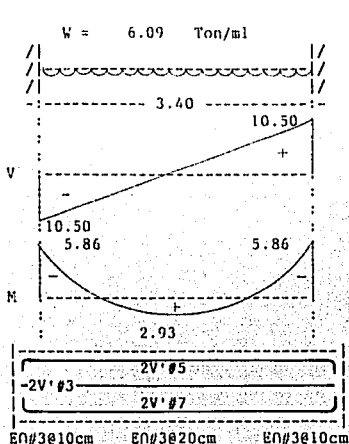


CONTRATRAHE CRITICA

$$W = 6.09 \text{ Ton/m}$$



DISEÑO DE CONTRATRASÉS DE CIMENTACION.



$$W l^2 = 6.09(3.40)^2$$

$$M(-) = \frac{12}{12} = 5.86$$

$$M(-) = 5.86 \text{ Ton-m}$$

$$W l^2 = 6.09(3.40)^2$$

$$M(+) = \frac{24}{24} = 2.93$$

$$M(+) = 2.93 \text{ Ton-m}$$

$$W \cdot l = \frac{7.25 \cdot (3.45)}{2} = 10.5 \text{ Ton.}$$

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Pb = 0.015$$

$$Pmax = 0.011$$

$$Pmin = 0.002$$

$$q = 0.353$$

Por lo tanto:

$$As(-) = 7.74 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 3.95 \text{ cm}^2$$

Verificando Cortante:

$$Pcal = As/bd = 0.013$$

Como; $Pcal < 0.01$

$$Vcr = 3564 \text{ kg}$$

$$3564 < 10501$$

Se proponen las secciones, para igualar con las dimensiones de los cerramientos, por lo tanto:

$$b = 20.00 \text{ cm}$$

$$h = 35.00 \text{ cm}$$

$$d = 30.00 \text{ cm}$$

$$MR = 6.4038 \text{ Ton-m}$$

Como; $MR > Mmax$

$$6.40 > 5.86 \text{ Bien}$$

Trabaja como viga con acero a tensión. (As)

$$As(-) = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = 3.14 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2V's #7, para As(-), y para el momento positivo se colocarán 2V's #5 para As(+).

La viga necesita estribos, por lo que, se colocarán estribos de 3/8".

$$Av = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$fy = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sep = 10.00 \text{ cm}$$

$$Sep/2 = 5.00 \text{ cm}$$

VII. CONCLUSIONS

CONCLUSION .

Hablando en términos del diseño estructural, no importando el elemento o conjunto de elementos objeto de esto, es finalmente el criterio del Ingeniero Civil, el que proporciona el resultado idóneo para un caso específico.

Ahora bien, ese criterio se basa en la experiencia de los trabajos realizados a través de la vida profesional, e inicialmente, tuvo como base los conocimientos adquiridos en las aulas de formación y va encontrando utilidad en el apego a los Reglamentos, Manuales y Normas, que nos permiten la toma de decisiones.

Por su parte, el Diseño Estructural se debe visualizar desde dos criterios, esto es de manera que sea Funcional y además Económico.

CRITERIO FUNCIONAL:

Desde este punto de vista cualquier elemento estructural o conjunto de elementos debe revisarse de manera que sus características, permitan un adecuado desempeño estructural sin que no restrinjan sus espacios y el fin para el se realice. Es por esto, que se hace necesario conocer los mínimos admisibles del diseño estructural, con lo que se asegura que no sea sobrado, e igualmente al cumplir con los mínimos no sea escaso y por ende inseguro.

CRITERIO ECONOMICO:

Sin olvidar la seguridad los Reglamentos, establecen mínimos admisibles, para el dimensionamiento y refuerzo de elementos estructurales, estos aseguran que la construcción no sea antieconómica.

Por otra parte el criterio del Ingeniero Civil, debe evaluar la posibilidad de realizar un proyecto, sin recurrir dimensionamientos que aunque aseguren su buen desempeño estructural resulten muy costosos.

Además de normar un correcto criterio Estructural este apenas es una pequeña parte del camino en la realización de un proyecto, ya que se puede realizar el más cuidadoso diseño estructural, tanto Funcional, Seguro y Económico y este se puede venir a bajo si no se cuenta con el conocimiento y la Etica Profesional suficientes para supervisar la realización de lo que se diseña:

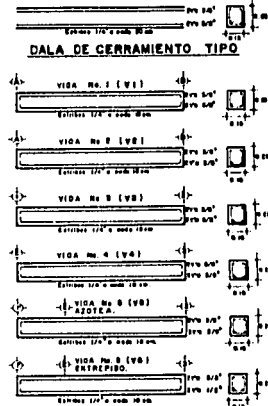
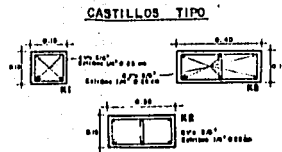
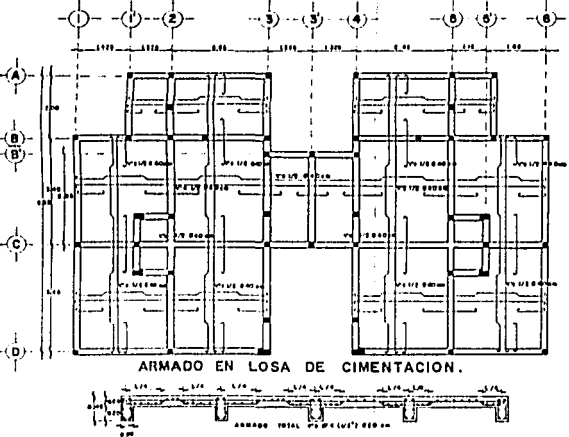
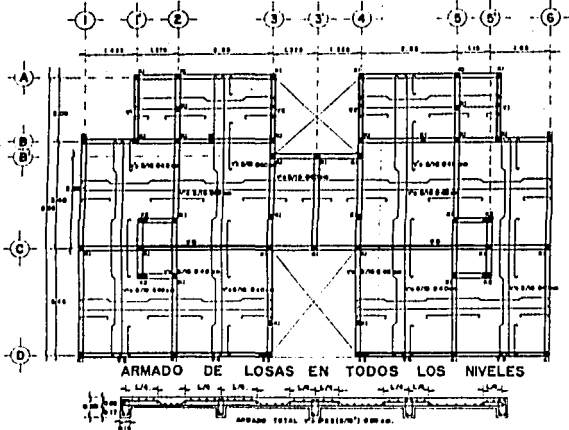
CALIDAD EN LA SUPERVISION.

La calidad de la supervisión depende también de un adecuado conocimiento de la normatividad tanto de diseño, como de elaboración

de los materiales, se adecuado manejo de los mismo para que cumplan con la calidad y se tengan las resistencias de cálculo.

Para el Distrito Federal, se tienen Normados los requerimientos para poder realizar la supervisión de las obras de construcción responsabilidad que recae en los Corresponsables en Seguridad Estructural, cuyos conocimientos, y experiencia asegura que el Diseño Estructural, se realice en obra conforme a lo estructurado.

En el caso particular de una vivienda de interés social, como la diseñada para el predio de Martín Carrera No. 49 o cualquier otra dentro del entorno geográfico del Distrito Federal se encuentra muy bien definida. No obstante se podrían simplificar más algunas formulas si se realizarán tablas para diferentes constantes de cálculo.



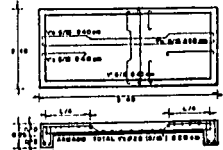
DETALLE DE ARMADO DE VIGAS TIPO



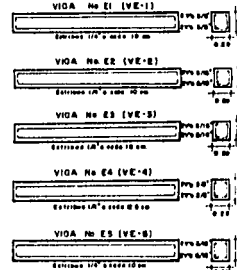
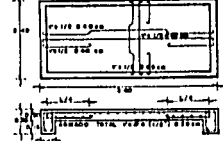
ARMADO DE CONTRABASE EN CIMENTACION.

NOTA DE CIMENTACION:
 1. EL DISEÑO DE LA CIMENTACION Y SUS DETALLES DEBEN SER REALIZADOS POR UN INGENIERO EN CIMENTACION O SU EQUIVALENTE.
 2. EL DISEÑO DE LA CIMENTACION DEBE SER REALIZADO EN CONFORMIDAD CON EL CÓDIGO DE DISEÑO DE LA CIMENTACION.

ARMADO DE LOSA TAPA DE ESCALERA



ARMADO DE LOSA DE CIMENTACION EN ESCALERA

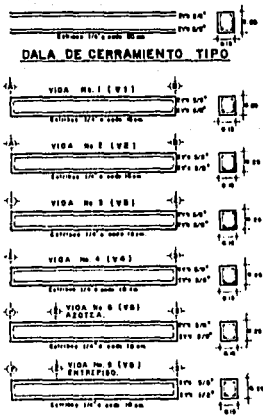
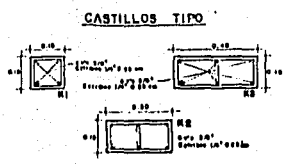
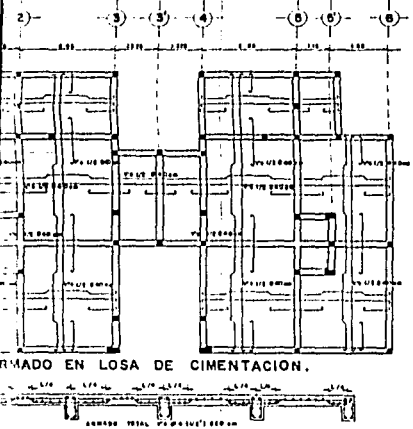
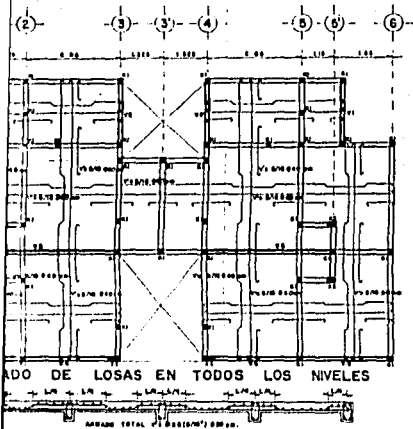


DETALLE DE ARMADO DE VIGAS EN ESCALERA

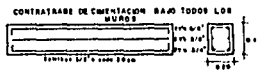
UNIVERSIDAD O ESCUELA NACIONAL PROFESIONAL TESIS PROFESIONAL MARIO EMUJ

PLANO DIMENSIONES ESCALA 1:50 COTA:

FALLA DE ORIGEN

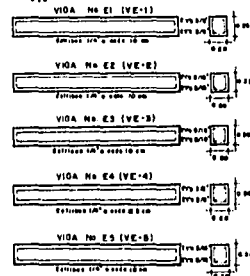
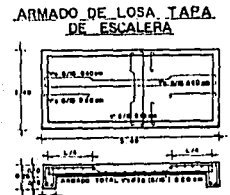


DETALLE DE ARMADO DE VIGAS TIPO

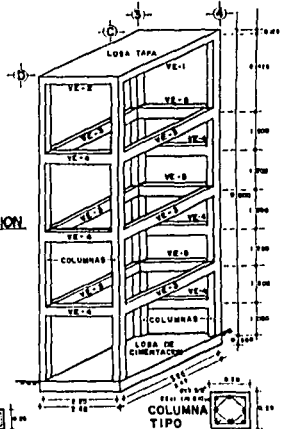


ARMADO DE CONTRATRABE EN CIMENTACION

NOTAS DE CIMENTACION:
 1. LA FUNDACION DEBEN SER DE CEMENTACION Y ARMADO DE ACERO EN UNO DE LOS LADOS DE LA FUNDACION.
 2. EL ESPESOR DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 3. LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.



DETALLE DE ARMADO DE VIGAS EN ESCALERA



CONTRATRABE DE CIMENTACION EN ESCALERA



NOTAS GENERALES:
 1. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 2. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 3. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 4. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 5. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 6. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 7. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 8. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 9. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.
 10. EL ARMADO DE LA CIMENTACION DEBE SER DE 10 CM.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAUCO

TESIS PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL QUE PRESENTA: MARIO EMANUEL VARGAS DEL VALLE.

PLANO ESTRUCTURAL DIMENSIONES Y ARMADOS GENERALES E-1

ESCALA 1:50 COTAS EN METROS MARTIN CASPERA No 45 MEXICO, D.F., 1983

APPENDICES

APENDICE "A"

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION. **

Material		Peso volumetrico, en ton/m3	
		Máximo	Mínimo
I. PIEDRAS NATURALES			
Areniscas		2.5	1.8
Basaltos		2.6	2.4
Granito		2.6	2.4
Mármol		2.8	2.5
Pizarras		2.8	2.3
Tepetates	Secos	1.6	0.75
	Saturados	1.9	1.3
Tezontles	Secos	1.2	0.7
	Saturados	1.6	1.1
II. SUELOS			
Arena o grava	Seca, suelta	1.7	1.4
	Seca, compacta	1.9	1.6
	Saturada	2.0	1.8
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural.		1.4	1.2
Arcilla seca		1.2	0.9
Limo	Suelto, húmedo	1.3	1.0
Limo	Compactado, húmedo	1.6	1.3
Arcilla con grava	Compactados	1.7	1.4
Relleno	Compactado, seco	2.2	1.6
	Compactado, saturado	1.6	1.2

**FUENTE: SERIES DE DEL INSTITUTO DE INGENIERIA, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO. No. ES-1, 1991.

Peso volum.
ton/m³
Máx. Min.

III. PIEDRAS ARTIFICIALES

Concretos y Morteros

Concreto simple (agregados peso normal), Clase I	2.3	2.1
Clase II	2.1	1.9
Concreto reforzado (agreg. peso normal), Clase I	2.4	2.2
Clase II	2.2	2.0
Mortero de cal y arena	1.8	1.5
Mortero de cemento arena	2.1	1.9
Tabique de barro hecho a mano	1.5	1.9
Tabique prensado o extruido (volumen neto)	2.1	1.6
Bloque de concreto tipo pesado (volumen neto)	2.1	1.9
Bloque de concreto tipo intermedio (volumen neto)	1.7	1.3
Bloque de concreto tipo ligero (volumen neto)	1.3	0.9
Mampostería de piedras naturales	2.5	2.1

IV. MADERAS

A Pesadas		
Tropicales (Chicozapote, Pucté, Ramón)	Seca	1.3 0.85
	Saturada	1.5 1.0
Encino Blanco	Seco	1.1 0.5
B Medianas		
Tropicales (Palmax, Chacouante, Aguacatillo, Tzalam)	Seca	0.95 0.7
	Saturada	1.1 0.8
Ecino Rojo	Seca	1.0 0.75
	Saturada	0.95 0.65
C Livianas		
Tropicales (Maculis, Bari, Pasa'k, Amapola, Primavera, Haya, Aile)	Seca	0.75 0.45
	Saturada	0.85 0.50
Pino	Seco	0.65 0.50
	Saturado	0.90 0.60
Oyamel, Ciprés, Sabino, Enebro, Pinabete.	Seca	0.65 0.40
	Saturada	0.75 0.50

**FUENTE: SERIES DE DEL INSTITUTO DE INGENIERIA, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, No. ES-1, 1991.

Pesos en kg/m², no incluye
materiales de unión
Máx. Mín.

V. RECURRIMIENTOS

Azulejo		15	10
Mosaico de pasta		35	25
Granito o terrazo	20 x 20	45	35
	30 x 30	53	45
	40 x 40	65	55
Loseta asfáltica o vinílica		10	5
Lámina de asbesto	(5 mm)	15	10
Madera contrachapada	(6 mm)	4	2.5
Tablero de yeso	(12 mm)	14	11
Tablero de viruta cementada	(38 mm)	30	20
Cielo raso de malla y yeso	(25 mm)	60	40
Plafón acústico	(25 mm)	7	4
Aplanado de cemento	(25 mm)	85	50
Aplanado de yeso	(25 mm)	50	30
Enladrillado	(20 mm)	40	30

Peso sin incluir recubrimientos
(kg/m²)
Máx. Mín.

VI. MUROS

Tabique de barro hecho a mano	(14 cm)	240	190
Bloque hueco de concreto tipo pesado.	(15 cm)	210	190
Bloque hueco de concreto ligero	(15 cm)	150	130
Tabique de concreto ligero macizo.	(15 cm)	250	220
Tabique de concreto pesado	(15 cm)	310	280
Tablaroca (con hoja de 1.25 cm de yeso en ambas caras).		50	40

Peso volumétrico (ton/m²)
típico

VII. MATERIALES DIVERSOS

Vidrio	2.6
Yeso	1.1
Asfalto	1.3
Acero	7.9
Aluminio	2.7

APENDICE " B "

OBSERVACIONES A LA TABLA DE CARGAS UNITARIAS. ***

1. Para elementos con área tributaria mayor a 36 m², Wm podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420A - 1/2$ (A= área tributaria en m²). Para casos más desfavorables, en lugar de 500 Kg. aplicada sobre un área de 50 x 50 cm. en la posición más crítica.

En sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de Wm, cuando sea más desfavorable, una carga de 250 kg. para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg. para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm. y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2. Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², Wm podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420A - 1/2$ (A = área tributaria en m²). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de Wm, una carga de 1,000 kg. aplicada sobre un área de 50 x 50 cm. en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, definidos como en la nota (1), se considerará en lugar de Wm, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg. para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3. En áreas de comunicación de casas habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el caso a) de la tabla.
4. En el diseño de pretilos de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m² actuando al nivel y en la dirección más desfavorables.
5. En estos casos deberá presentarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.
6. Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del Artículo 187, la carga unitaria, Wm, que no será inferior a 350 kg/m² y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción.

***FUENTE: REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, 1988.

7. Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a g quipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg, en la posición más crítica.
8. Además, en el fondo de los valles de los techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo de 30 kg. por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según el Artículo 194.
9. Más una concentración de 1,500 kg. en el lugar más desfavorable del miembro de que se trate.

APENDICE " C "

LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE. ***

COEFICIENTES DE MOMENTOS, PARA TABLEROS RECTANGULARES,
(FRANJAS CENTRALES)

Para las franjas extremas multiplíquese los coeficientes por 0.60.

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $\mu = a/b$													
			0		0.3		0.5		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1013	557	555	489	498	432	438	361	347	313	338	228	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	228	252
	positivo	corto	630	668	312	327	258	278	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	149	144	134	139	130	131	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discon- tinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	564	506	533	451	478	403	421	387	368	215	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	340	349	322	341	237	311
	Neg. en bordes dis- continuos	corto	328	0	258	0	248	0	236	0	222	0	228	0	190	0
		largo	630	668	329	358	292	306	240	251	202	219	167	181	133	144
De borde Un lado largo discon- tinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1147	568	564	514	548	453	481	397	426	386	364	237	311
		largo	587	637	465	545	442	513	411	479	379	426	347	384	215	346
	Neg. en bordes dis- continuos	corto	551	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	334	356	255	312	241	263	202	218	164	175	129	135
De esquina Dos lados adyacentes discon- tinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	579	553	530	552	471	520	419	461	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en bordes discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	205	0	190	0
positivo	corto	751	912	358	418	306	354	259	293	216	247	176	199	137	153	
	largo	191	212	152	155	146	163	142	158	146	156	135	154	137	153	
Aislado cuatro lados dis- continuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	557	0	536	0	479	0	436	0	350	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	350	0	330	0	330	0
	positivo	corto	1100	1670	830	1350	306	1370	720	1190	540	1070	570	950	506	830
		largo	200	256	509	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.
Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.
Los coeficientes multiplicados por 10^{-4} kg/m^2
dan momentos por unidad de ancho.

***FUENTE: NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, D.D.F. 1990.

FALLA DE ORIGEN

APENDICE "D"

AYUDAS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO

TAI-LA 1. CONSTANTES DE CALCULO

f'_c (kg/cm ²)	f'_c	f''_c	$\sqrt{f'_c}$	$0.5\sqrt{f'_c}$	$\sqrt{f'_c}$	$0.7\sqrt{f'_c}$	$8000\sqrt{f'_c}$	$14000\sqrt{f'_c}$
150	120	102	10.95	5.48	12.25	8.57	97980	
200	160	136	12.65	6.32	14.14	9.90	113100	198000
250	200	170	14.14	7.07	15.81	11.07	126500	221400
300	240	204	15.49	7.75	17.32	12.12		242500
350	280	231.3	16.73	8.37	18.71	13.10		261900
400	320	254.1	17.89	8.94	20.00	14.00		280000

Se utilizaron las siguientes fórmulas

$$f'_c = 0.8 f'_c$$

$$f''_c = 0.85 f'_c \quad \text{si } f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1250}\right) f'_c \quad \text{si } f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

TABLA 2 DIAMETROS, PESOS Y AREAS DE BARRAS

Número de designación	Diámetro nominal		Peso kg/m	NUMERO DE BARRAS										Áreas de acero, en cm ²
	pulg	mm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2	1/4	6.4	0.248	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	4.90	
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.20	
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70	
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.64	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10	
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20	
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80	
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	114.00	

FALLA DE ORIGEN

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

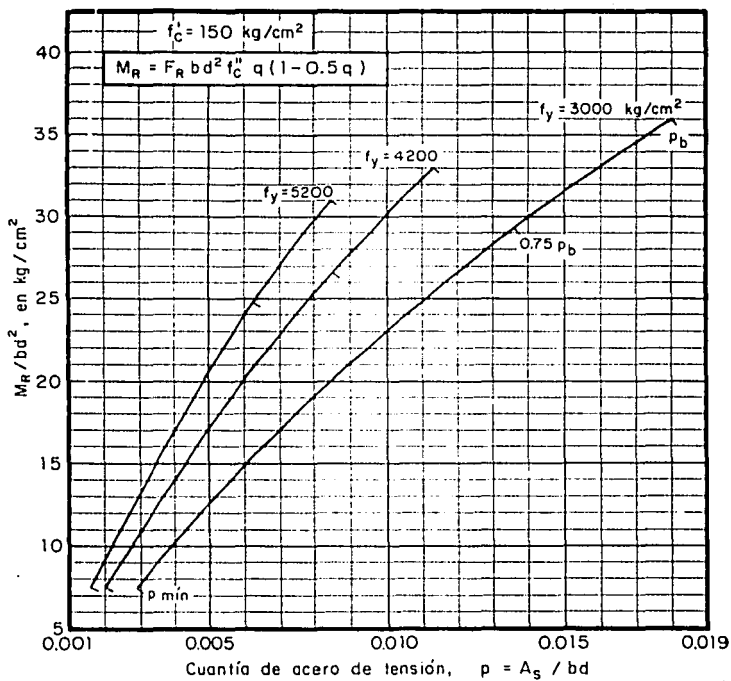


Fig 1

FALLA DE ORIGEN

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

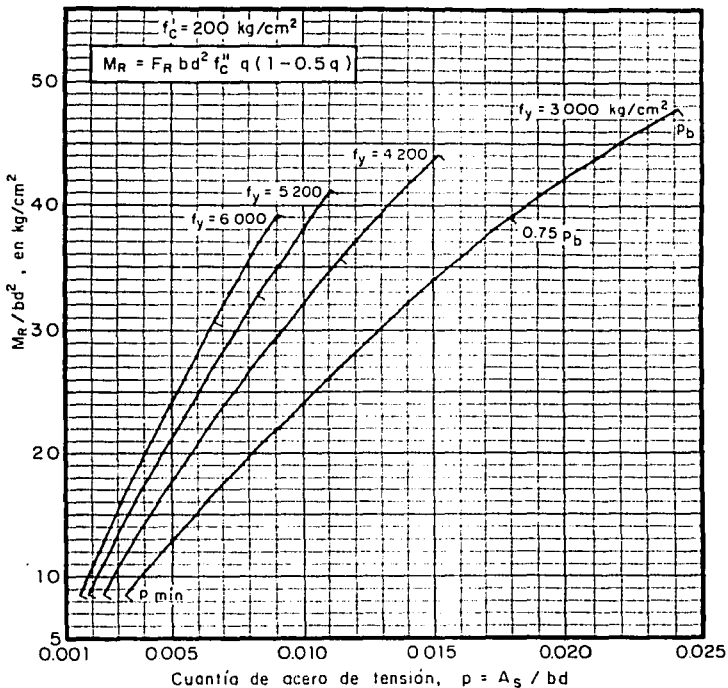


Fig 2

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

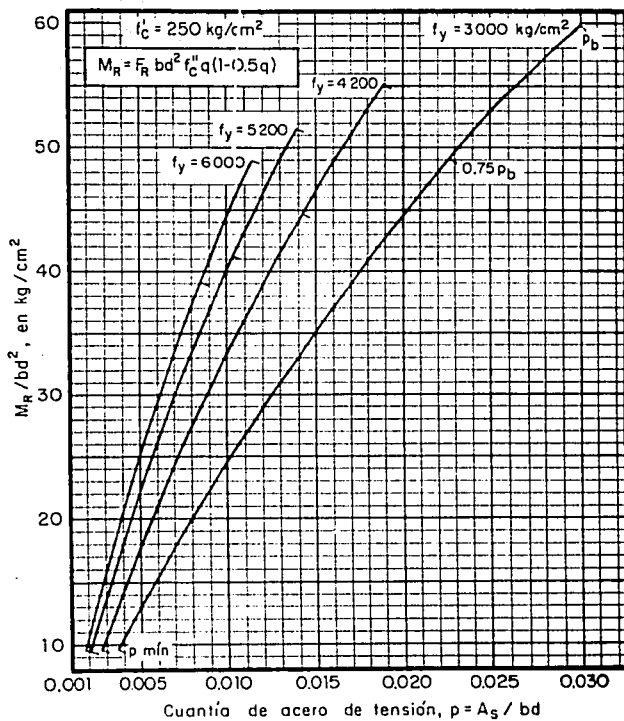
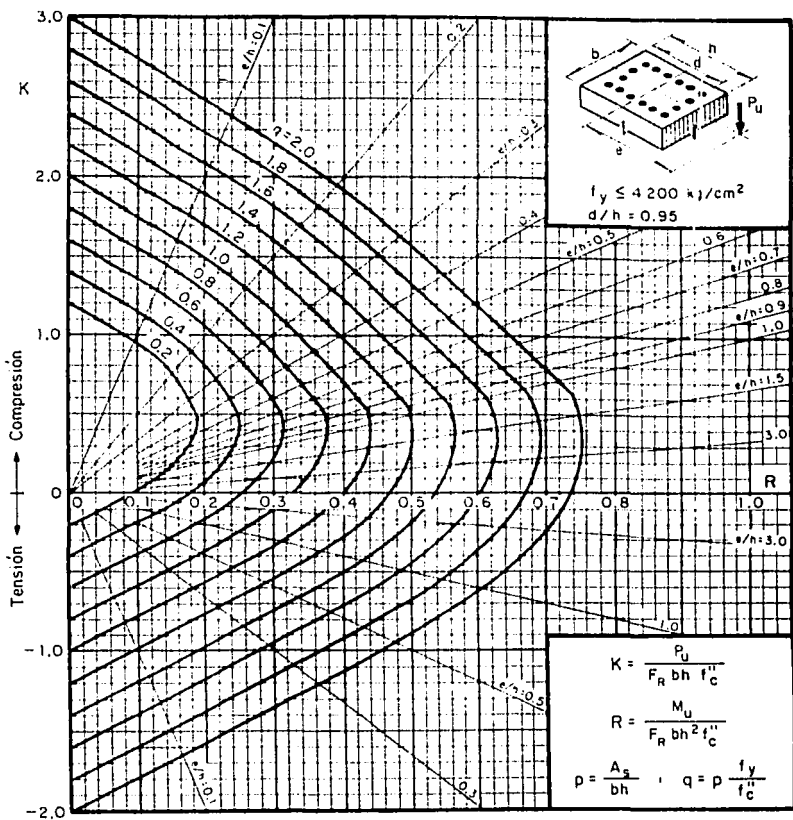


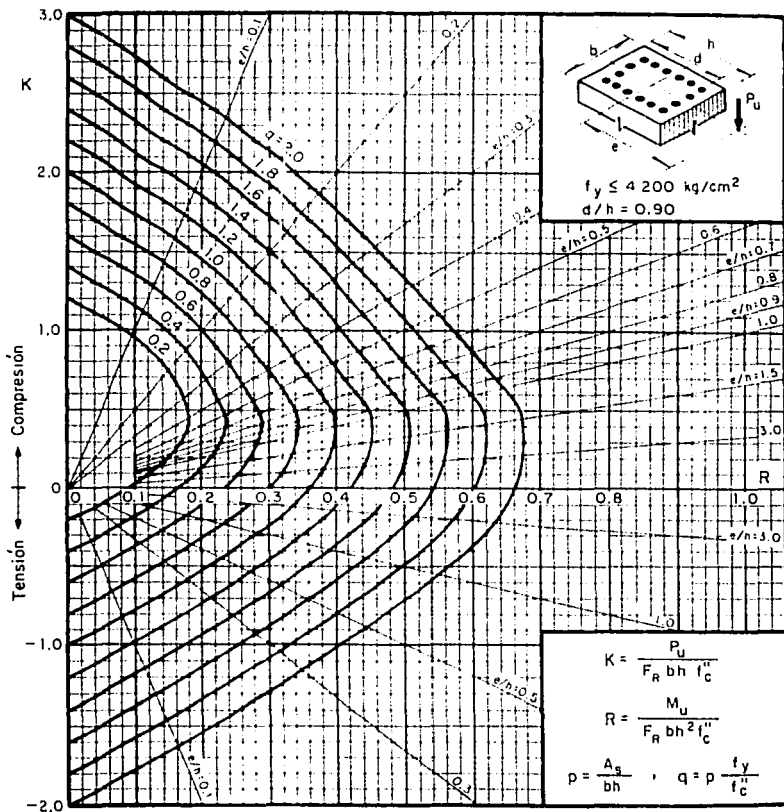
Fig 3

FALLA DE ORIGEN



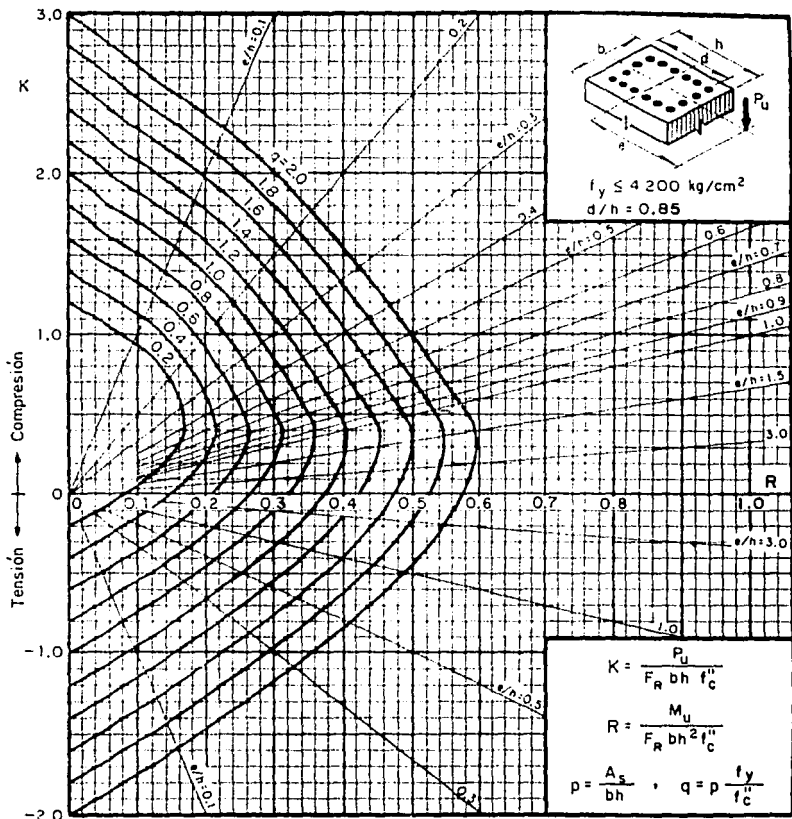
A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de resistencia
 P_u = Carga axial de diseo
 M_u = Momento flexionante de diseo

Fig 12



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c'$, si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$, si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de resistencia
 P_u = Carga axial de diseño
 M_u = Momento flexionante de diseño

Fig 13



A_s = Area total de refuerzo

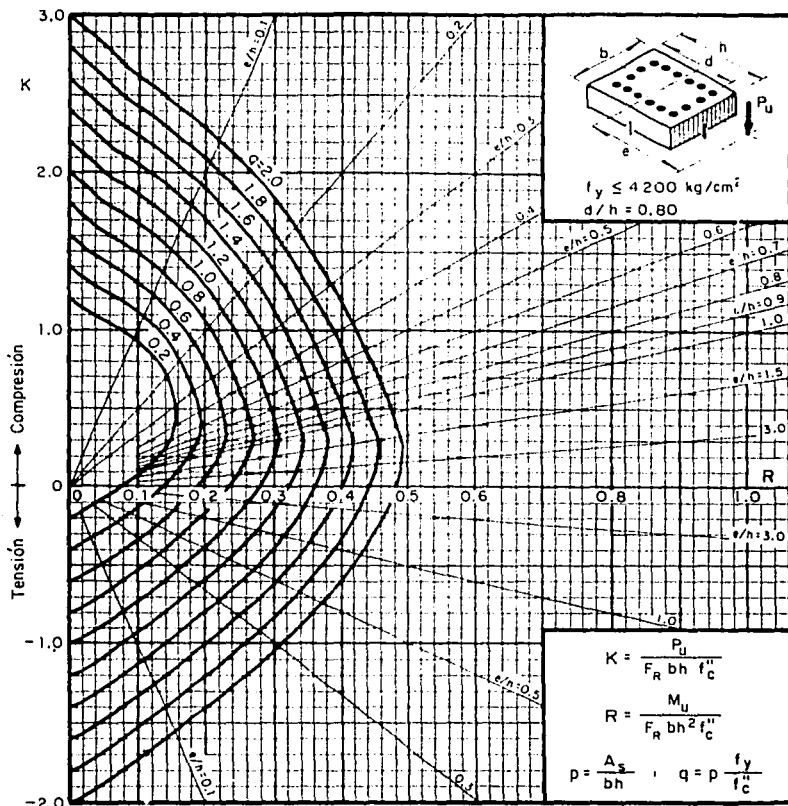
$f_c'' = 0.85 f_c'$, si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$, si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de resistencia

P_u = Carga axial de diseño

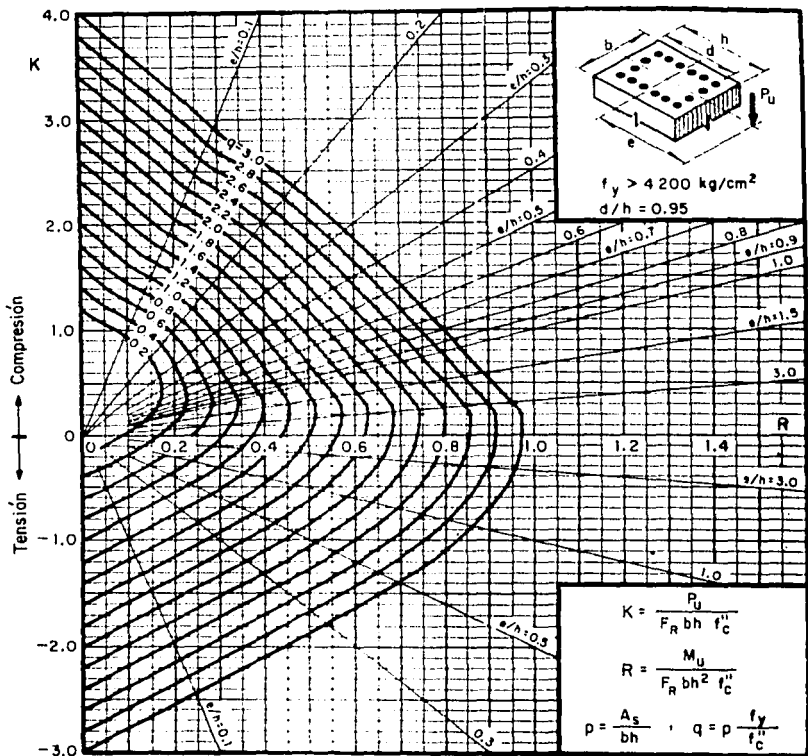
M_u = Momento flexionante de diseño

Fig 14



A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de resistencia
 P_u = Carga axial de diseño
 M_u = Momento flexionante de diseño

Fig 15



A_s = Área total de refuerzo

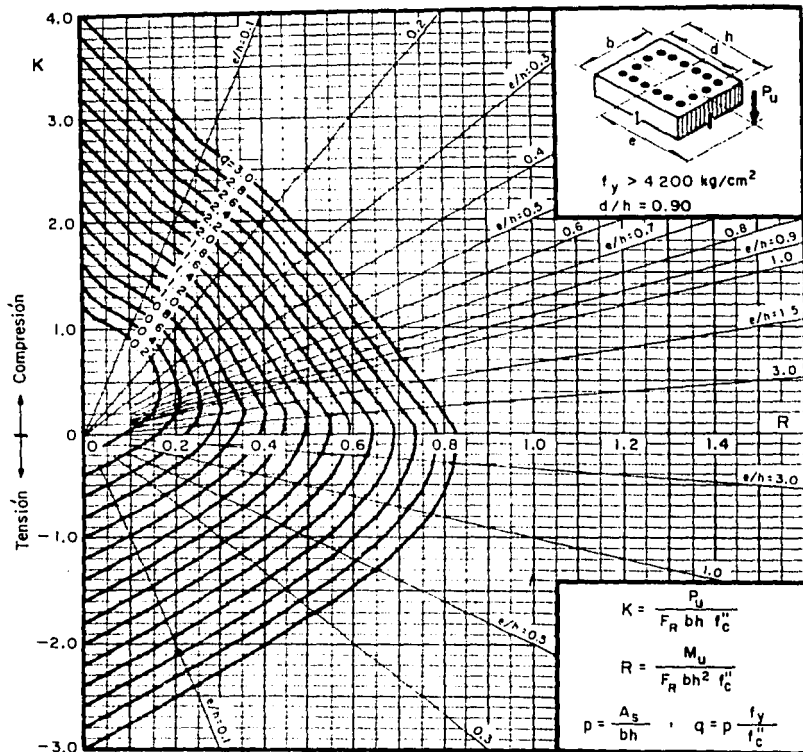
$f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de resistencia

P_u = Carga axial de diseño

M_u = Momento flexionante de diseño

Fig 16



A_s = Area total de refuerzo

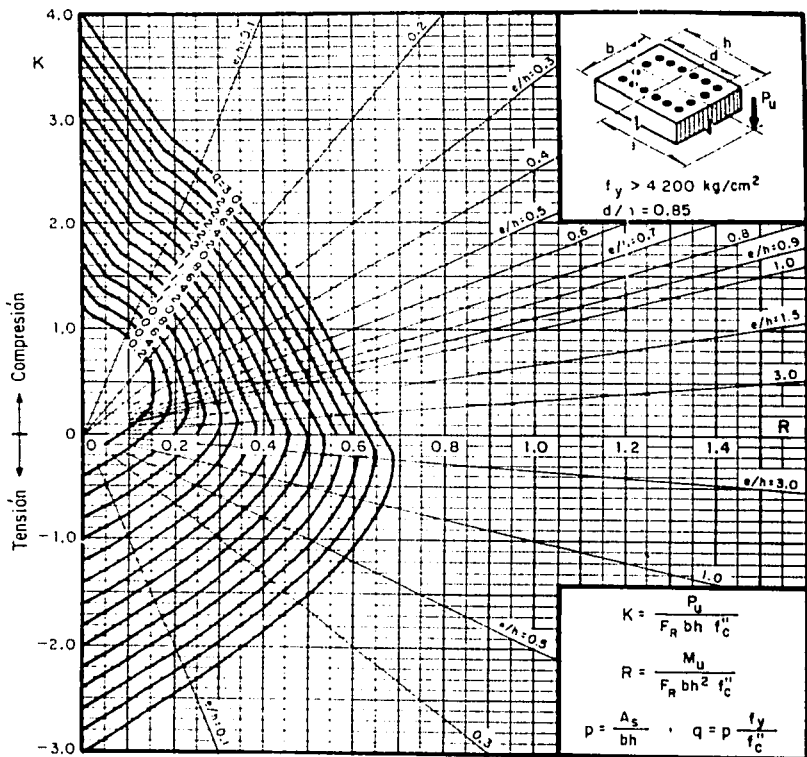
$f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de resistencia

P_u = Carga axial de diseño

M_u = Momento flexionante de diseño

Fig 17



A_s = Área total de refuerzo.

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

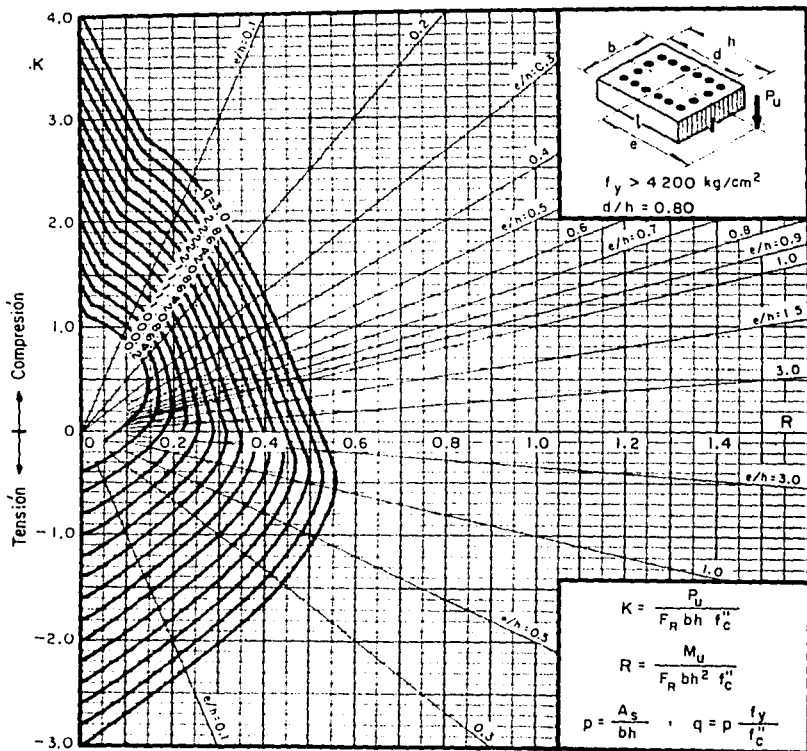
F_R = Factor de resistencia

P_u = Carga axial de diseño

M_u = Momento flexionante de diseño

Fig 18

FALLA DE ORIGEN



A_s = Área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f_c$, si $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c$, si $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de resistencia

P_u = Carga axial de diseño

M_u = Momento flexionante de diseño

Fig 19

FALLA DE ORIGEN

LOSAS. Separación, s , de barras # 2.5 en lecho superior

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 10, 11 \text{ y } 12 \text{ cm}$$

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

$$d = 6, 7 \text{ y } 8 \text{ cm}$$

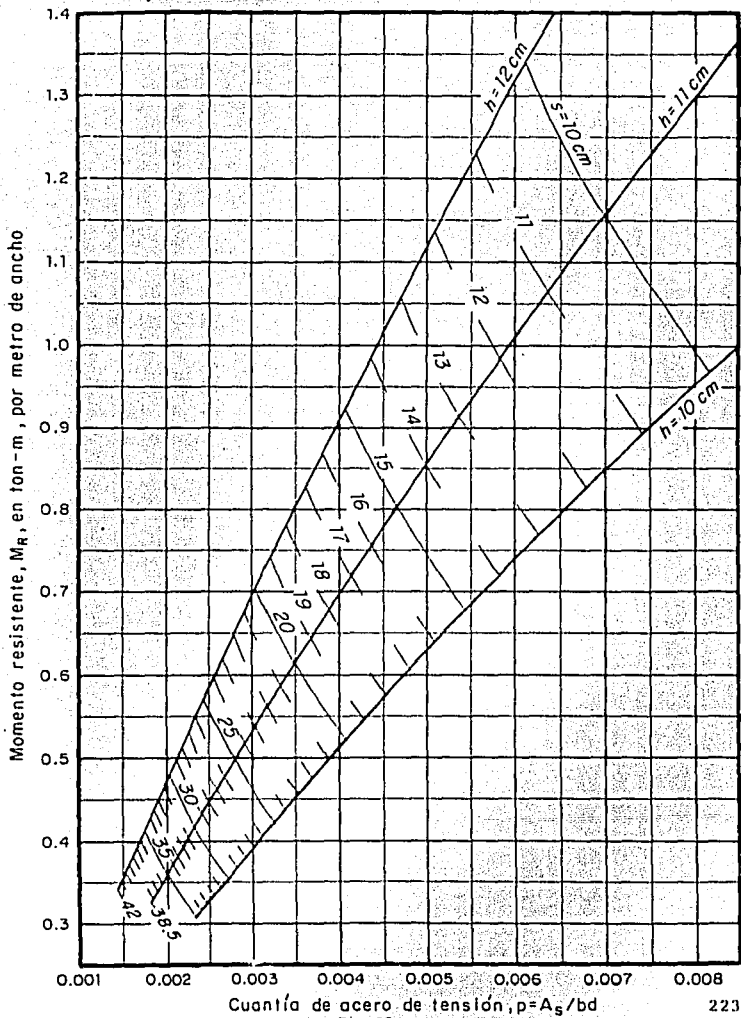


Fig 29

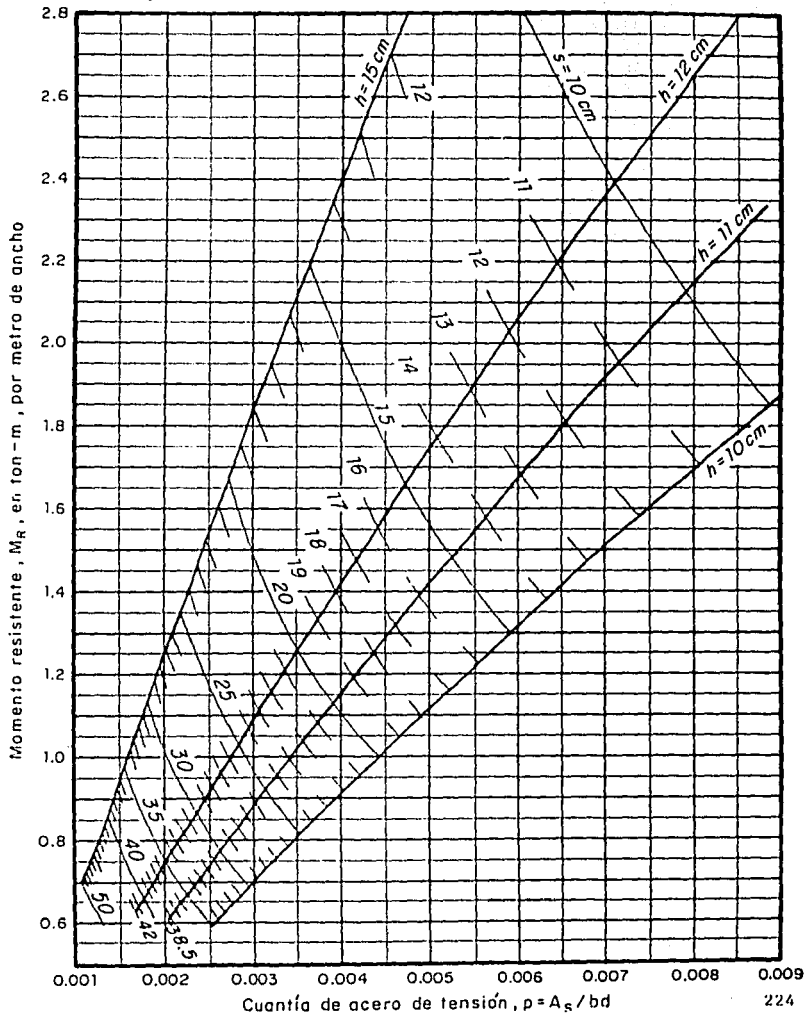
LOSAS. Separación, s , de barras # 3 en lecho inferior

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 10, 11, 12 \text{ y } 15 \text{ cm}$$

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

$$d = 8, 9, 10 \text{ y } 13 \text{ cm}$$



LOSAS. Separación, s , de barras # 3 en lecho superior

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 10, 11, 12 \text{ y } 15 \text{ cm}$$

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

$$d = 6, 7, 8 \text{ y } 11 \text{ cm}$$

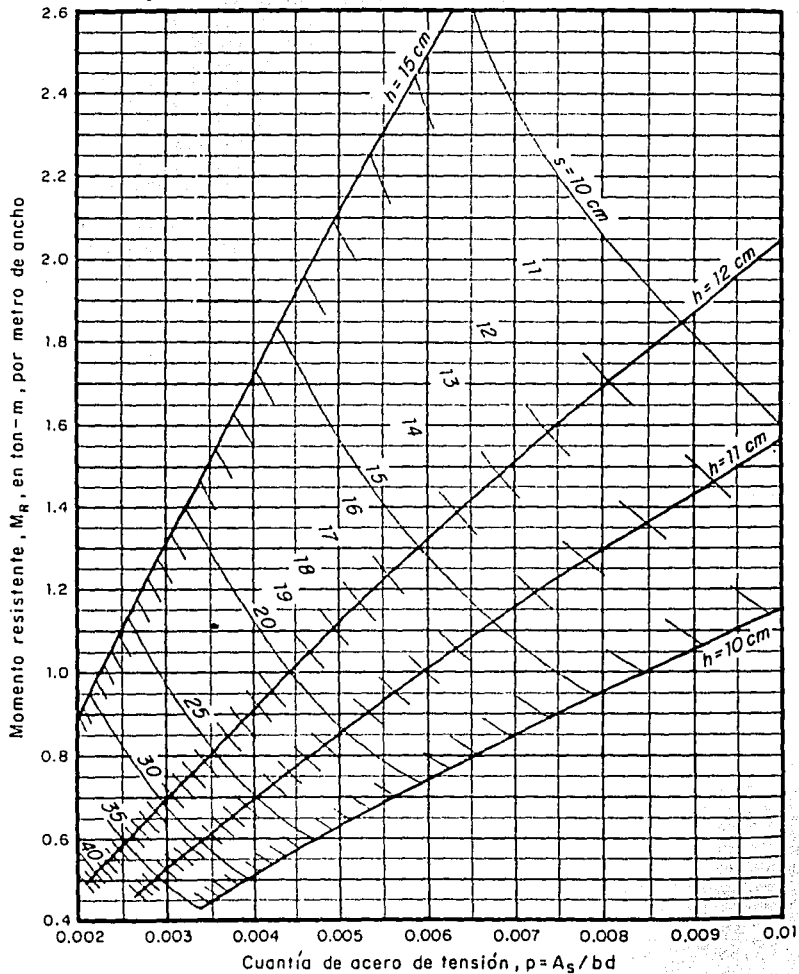


Fig 31

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA.

- * " Necesidades Esenciales en México ". (situación actual y perspectivas al año 2000), Tomo 3 (Vivienda), Coplamar, Ed. Siglo XXI, México, D.F., 1986.
- * " El Problema de la Vivienda en México ", Luis Manuel Trejo, Ed. Fondo de Cultura Económica, México, 1974.
- * " Viviendas para Familias Urbanas de Bajos Ingresos ", Orville F. Grimes, Jr., Ed. Tecnos (Publicado por el Banco Mundial), Madrid, 1978.
- * " Vivienda Emergente en la Ciudad de México " (la segunda Fase), Fideicomiso Programa Emergente de Vivienda Fase II, Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (D.D.F.), México, D.F., 1988.
- * " Análisis de Fallas Estructurales Ocurridos Durante los Sismos del 19 y 20 de Septiembre en la Ciudad de México ", Hernández Vega Pedro, México, D.F. 1988.
- * " Aplicación del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en el Diseño Estructural de Concreto Reforzado ", Cubillos Partida Emmanuel, México, D.F., 1982.
- * " Diseño Estructural ", Addis, William, 1949.
- * " Diseño de Estructuras de Concreto Conforme al Reglamento AGI 318-77 ", Tomos 1 y 2, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. México, D.F.
- * " Apuntes de Análisis Estructural I. " (Apuntes de la ENEP Aragón No. 44), Rodolfo López Ruelas (UNAM), México, D.F. 1990.
- * " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Ed. Porrúa, S. A., México, D.F. 1993.

- * " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería ", Departamento del Distrito Federal (Gaceta Oficial del Departamento del D.F.), 1990.
- * " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de de Cimentaciones ". Departamento del Distrito Federal (Gaceta Oficial del Departamento del D.F.), 1990.
- * " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ", Departamento del Distrito Federal (Gaceta Oficial del Departamento del D.F.), 1990.
- * " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ", Departamento del Distrito Federal (Gaceta Oficial del Departamento del D.F.), 1990.
- * Comentarlos al Título Sexto " Seguridad Estructural de las Construcciones " del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Series del Instituto de Ingeniería (UNAM), No. ES-1, México, D.F., 1991.
- * " Comentarlos y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería D.D.F. ", Series del Instituto de Ingeniería (UNAM), No. ES-4, México, D.F., 1992.
- * " Comentarlos, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D.D.F. ", Series del Instituto de Ingeniería (UNAM), No. ES-2, México, D.F., 1991.
- * " Comentarlos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, D.D.F. ", Series del Instituto de Ingeniería (UNAM), No. ES-7, México, D.F., 1991.