

20061511
2eje.



UNIVERSIDAD LA SALLE

Escuela de Ingeniería Incorporada a la U.N.A.M.

Estudio Comparativo de
Diferentes Tipos de
Análisis Estructural en
Cimentaciones de Edificios

TESIS PROFESIONAL

Que para Obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a

Miguel Angel Hernández Pastrana

Asesor de Tesis

M. en I. Francisco Javier Ribe Martínez de Velasco

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

México, D.F.

1984



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.

UNIVERSIDAD LA SALLE
ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA UNAM

ESTUDIO COMPARATIVO DE DIFERENTES TIPOS
DE ANALISIS ESTRUCTURAL EN
CIMENTACIONES DE EDIFICIOS.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

MIGUEL ANGEL HERNANDEZ PASTRANA.

ASESOR DE TESIS
M.en I. FRANCISCO JAVIER RIBE MARTINEZ DE
VELASCO

MEXICO D.F.

1994



LA SALLE

Al Pasante Señor:

Miguel Angel Hernández Pastrana

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a Ud. a continuación, el tema que aprobado por esta Dirección, propuso como Asesor de Tesis el M. en I. Francisco Javier Ribé Martínez de Velasco, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero Civil.

**"ESTUDIO COMPARATIVO DE DIFERENTES TIPOS DE
ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN CIMENTACIONES DE EDIFICIOS"**


con el siguiente índice:


	INTRODUCCION
CAPITULO I	GENERALIDADES
CAPITULO II	ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN CIMENTACIONES
CAPITULO III	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UN MODELO PROPUESTO
CAPITULO IV	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MODELO PROPUESTO
	CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS
	BIBLIOGRAFIA

Ruego a Ud., tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A T E N T A M E N T E

"INDIVISA MANENT"
ESCUELA DE INGENIERIA
México, D.F., a 25 de Noviembre de 1993


M. en I. FRANCISCO JAVIER RIBE
MARTINEZ DE VELASCO
ASESOR DE TESIS


ING. EDMUNDO BARRERA MONSIVAIS
D I R E C T O R


UNIVERSIDAD LA SALLE

BENJAMIN FRANKLIN 47. TEL 516 99-60 MEXICO 06140 DF



UNIVERSIDAD LA SALLE

SOLICITUD DE AUTORIZACION
PARA LA APROBACION E IMPRESION DE TESIS
(INDIVIDUAL)C.DIRECTOR GENERAL DE INCORPORACION
Y REVALIDACION DE ESTUDIOS DE LA U.N.A.M.
P R E S E N T E .

Hernández

Pastrana

Miguel Angel

APELLIDO PATERNO

APELLIDO MATERNO

NOMBRE (S)

Número de Cuenta : 83711659-6

Alumno de la carrera de : Ingeniero Civil

del AREA :

Solicita la autorización de impresión de la Tesis titulada : Estudio comparativo de
diferentes tipos de analisis estructural en cimentaciones de edificios.

México, D.F., _____ de _____ de 19 _____

OTORGO EL VOTO APROBATORIO Y
CONFORMIDAD PARA ASISTIR COMO
SINODAL AL EXAMEN PROFESIONAL

FIRMA DEL SOLICITANTE

ASESOR DE TESIS
(NOMBRE Y FIRMA)REVISOR DE TESIS
(NOMBRE Y FIRMA)

M en I Francisco Javier Ribó Martínez de Velasco

M en I Francisco Javier Ribó

Martínez de Velasco

DIRECTOR DE LA ESCUELA
(NOMBRE Y FIRMA)

Ing. Edmundo Barrera Monsivais

SECRETARÍA DE SERVICIOS
ACADÉMICOS
DIRECCION GENERAL DE
INTEGRACION Y
REVALIDACION DE ESTUDIOSHace constar la aprobación de la tesis objeto de esta solicitud, y autoriza
su impresión

Ciudad Universitaria, D.F., 13 de Diciembre de 1983

" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "

SIC. NORMA NOMBRE Y FIRMA GONZALEZ

A DIOS:

POR QUE SIN EL, NADA DE ESTO SUCEDERIA.

A MIS PADRES:

PORQUE ESTE TRABAJO REPRESENTA LA CULMINACION DE UNO DE SUS
MAS GRANDES ANHELOS.

LES DOY LAS GRACIAS POR EL SABIO CONSEJO Y EL INFINITO APOYO
BRINDADO.

NUNCA SE LOS PODRE PAGAR.

LOS QUIERO MUCHO

A MI ESPOSA:

POR FORMAR PARTE FUNDAMENTAL DE ESTE LOGRO, EL CUAL NOS
LLENARA DE MUCHAS SATISFACCIONES.

GRACIAS POR SER PARTE DE MI VIDA.

TE AMO

A MIS HERMANOS:

POR SER SIEMPRE HERMANOS Y ESTAR AL PENDIENTE DE MI EN TODO
MOMENTO.

A MIS ABUELOS:

QUE AUNQUE LEJOS, NUNCA ES TARDE PARA PENSAR EN USTEDES.

I N D I C E

	PAGINA
INTRODUCCION	
CAPITULO I. - GENERALIDADES	
1.1 - SUBSUELO EN LA CUIDAD DE MEXICO.	5
1.2 - CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.	10
CAPITULO II. - ANALISIS ESTRUCTURAL EN CIMENTACIONES.	
2.1 - GENERALIDADES.	25
2.2 - ZAPATAS.	27
2.3 - LOSAS DE CIMENTACION.	34
2.4 - PILOTES.	40
CAPITULO III. - ANALISIS ESTRUCTURAL DE UN MODELO PROPUESTO.	
3.1 - ANALISIS DE CARGAS.	52
3.2 - ANALISIS SISMICO.	64
3.3 - ELEMENTOS MECANICOS.	69
CAPITULO IV. - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MODELO PROPUESTO.	
4.1 - DISEÑO DE TRABES.	82
4.2 - DISEÑO DE COLUMNAS.	88
4.3 - DISEÑO DE LOSA Y CONTRATRABES DE CIMENTACION.	98
CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS.	
BIBLIOGRAFIA.	

INTRODUCCION

La cimentación de estructuras sobre suelo de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos de la cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo y por otro de la rigidez de la estructura. Tomando en cuenta que en los análisis estructurales convencionales es común analizar la estructura como un sistema independiente de la cimentación y del suelo, y supone en la base de la estructura condiciones de apoyo empotrado (Fig 1A), las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación, para el análisis de esta y de su interacción con el suelo. Estos son modelos que no consideran la superestructura, y si toman en cuenta una cimentación cien por ciento flexible o totalmente rígida, lo cual en ambos casos dista bastante de la realidad. Rigurosamente, este procedimiento es incorrecto y se ve clara la necesidad de desarrollar métodos de análisis estructural que tomen en cuenta el conjunto del sistema superestructura-cimentación suelo (Fig 1B), debido a que

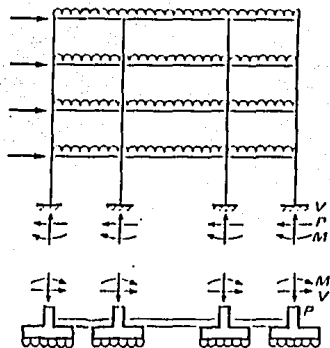


FIG. IA.- MODELO SEPARADO PARA ANALISIS DE ESTRUCTURA Y CIMENTACION

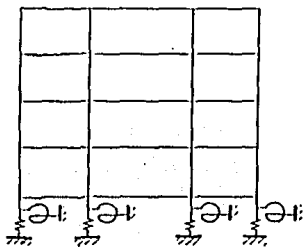


FIG. IB.- MODELO PARA EL ANALISIS CONJUNTO DEL SISTEMA ESTRUCTURA - CIMENTACION - SUELO

las deformaciones que se tienen en la cimentación y en el suelo modifican no solo la distribución de presiones sobre la cimentación, sino también las fuerzas internas en toda la estructura. En este trabajo se presenta un procedimiento para tratar de resolver este problema, mediante un análisis de conjunto de la estructura y el suelo, por lo cual se ha dividido en cuatro capítulos para poder analizar todos los puntos previos al cumplimiento del objetivo.

CAPITULO I. Contempla la zonificación geotécnica de la ciudad de México y analiza los diferentes tipos de cimentación, características básicas de cada una y modos de empleo.

CAPITULO II. En esta parte se muestran los factores que intervienen para diseñar cimentaciones someras o profundas.

CAPITULO III. Se analiza un modelo de edificio con características especiales.

CAPITULO IV. Se diseña la estructura y cimentación del edificio, esta última tomando diferentes criterios para lograr el objetivo de este trabajo.

CAPITULO I. - GENERALIDADES.

SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

DATOS GENERALES.

El valle de México era una cuenca cerrada hasta 1789, año en el que se abrió el tajo de Nochistongo. Hacia el norte esta limitado por las sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al oeste por las sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. Tiene una superficie de 7,160 Km² de las cuales 3,080 corresponden a áreas montañosas y 2,050 a las partes bajas, las primeras con altitudes superiores a 200 m sobre el fondo del Valle y las segundas, comprendidas entre 0 y 50 m. La altura sobre el nivel del mar de la zona mas baja es de 2240 m.

El Distrito Federal ocupa una superficie de 1,480 Km² en la región del suroeste del valle, y en ella se levanta la ciudad de México, siendo el área urbanizada de 137 Km² aproximadamente; parte esta desplantada en las estribaciones de la sierra de Las Cruces y la restante sobre el fondo del lago de Texcoco.

ESTRATIGRAFIA Y ZONIFICACION DEL AREA URBANA.

Mediante exploraciones recientes, efectuadas en su mayoría con objeto de estudiar cimentaciones de estructura dentro de la ciudad de México, se ha logrado una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana. Con estos datos, se le ha zonificado

atendiendo principalmente a las propiedades de los materiales que se encontraron en sondeos perforados a una profundidad de 50 m o menor; en varios puntos, la exploración ha llegado hasta 100 m.

Como se mencionó anteriormente, parte de la ciudad esta asentada en las faldas de la serranía de Las Cruces, formadas por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de grava unas veces, y otras, por tobas pumíticas bien cementadas; al sur, la urbe invade el derrame basáltico de El Pedregal. Esta zona que por su altitud relativa se denominara las LOMAS, presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios están cruzados por galcrias, a diferentes profundidades, las cuales suelen tener un desarrollo muy caprichoso. La localización de dichas galerías puede resultar difícil, porque muchas de ellas, a causa de derrumbes, están rellenas con material arenoso suelto.

Problemas como este pueden presentarse con bastante frecuencia en las LOMAS y deben ser motivo de observaciones cuidadosas. Un ejemplo semejante al anterior constituye El Pedregal, pues si bien el basalto es una roca de alta capacidad portante, en el contacto

de los distintos derrames se presentan cuevas o material fragmentado suelto, de manera que es posible una falla bajo la cimentación de columnas pesadas.

Otro problema que puede ser característico de esta zona, es la existencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme, hacia el norte de la ciudad. Estas formaciones son susceptibles a provocar asentamientos diferenciales erráticos e importantes en la estructura y requieren estudios especiales para determinar la cimentación adecuada o el método mas efectivo de compactación artificial.

Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, se presenta una zona de TRANSICION, en donde las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto al otro del área urbanizada. En general, se tiene superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la formación Becerra, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, los cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena.

Los problemas de capacidad portante y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, especialmente cuando se trata de construcciones extensas sometidas a condiciones de carga muy diferentes, lo cual ocurre frecuentemente en esta zona por corresponder al sector

industrial de la ciudad (ATZCAPOTZALCO, VALLEJO Y GUADALUPE). La estratigrafía y propiedades de los materiales del subsuelo deben investigarse con todo detalle para diseñar correctamente las cimentaciones y las superestructuras.

Las fronteras interiores de la zona de TRANSICION, se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del lago de Texcoco, que para distinguirla de las anteriores se llamara zona del LAGO. Un sondeo en ella, exhibe los siguientes estratos principales, descritos a partir de la superficie del terreno:

A).- Depósitos areno - arcillosos o limosos, llegan hasta 10m de profundidad.

B).- Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, su potencia total oscila de 15m a 32m.

C).- La primera capa dura, de unos 3m de espesor, constituida por suelos arcillo o limo - arenosos, compactos y rígidos, se encuentran a 33m bajo la superficie aproximadamente.

D).- Arcillas volcánicas de características semejantes a las de la formación superior, se encuentran localizadas entre 4 y 14m.

E).- Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa, se encuentran a 65m de profundidad. (Fig 2)

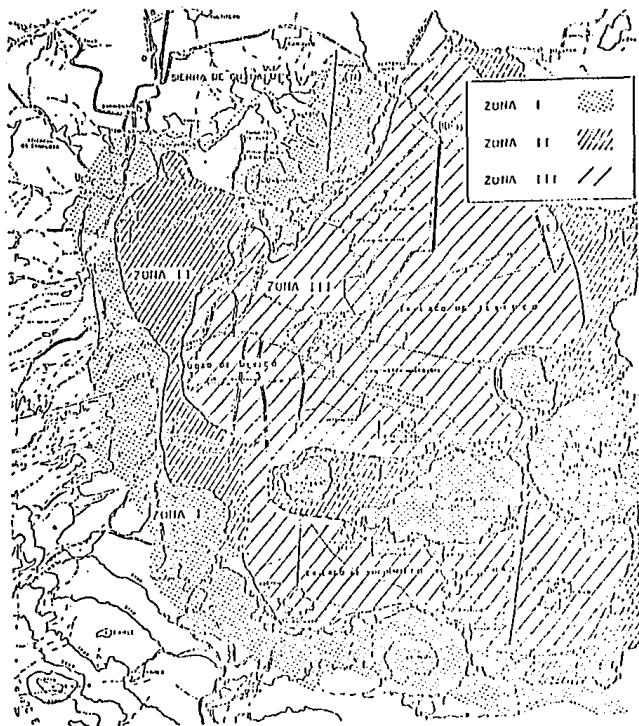


FIG.2.- ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

La cimentación o subestructura, constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha, o superestructura, y el terreno en que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que esta se apoya.

El diseño de cimentaciones es una actividad en la que se traslapan las especialidades de Mecánica de Suelos y Estructuras. Una parte esencial del diseño consiste en definir, de manera compatible con el costo, cuales son los estratos de suelo mas adecuados para aceptar las cargas transmitidas por la estructura, cual es la forma de la subestructura que mejor se presta a realizar dicha transmisión y cual es el procedimiento de construcción más apropiado.

El diseño propiamente dicho de la cimentación incluye:

A).- El análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generaran por esa interacción.

B).- La revisión de la capacidad de carga del suelo y de los hundimientos que se producen por las cargas sobre el suelo.

C).-El dimensionamiento de la cimentación y la consideración en la superestructura de las solicitaciones debidas a los movimientos de los apoyos. En este capitulo se hará énfasis en los criterios de selección del sistema de cimentación y en el análisis de las solicitaciones que se presentan en la cimentación por la interacción entre esta y el suelo.

El comportamiento de una cimentación depende de las propiedades mecánicas del suelo subyacente. Por ser este un material natural, sus propiedades no son controlables y son más difíciles de determinar con precisión que las de los materiales de la estructura, la distribución de esfuerzos entre suelo y cimentación depende de la interacción entre ambos sistemas, lo cual no se presta generalmente a ser presentada por medio de modelos sencillos.

La forma mas común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la construcción. En estos términos, se subdividen en someras y profundas.

Las CIMENTACIONES SOMERAS son aquellas en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento, y se encuentran apoyadas en estratos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura.

Los tipos mas frecuentes de cimentaciones someras son

las zapatas aisladas , las zapatas corridas y las losas de cimentación. Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del terreno.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas, al terreno en una mayor área.

En ocasiones las zapatas aisladas soportan mas de una columna. Este tipo de zapatas se construyen generalmente de concreto reforzado. (Fig 3A). El segundo tipo de zapatas mencionadas son elementos análogos a los anteriores en los que la longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso en que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas. Este tipo de zapata puede ser de concreto reforzado o de mamposteria. (Fig 3B)

Por último las losas de cimentación que es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta los muros y columnas. Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, que las zapatas individuales van a cubrir mas

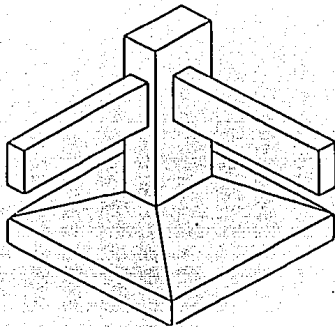


FIG. 3A.- ZAPATA AISLADA

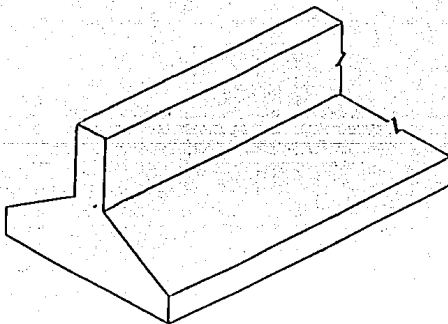


FIG. 3B.- ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO

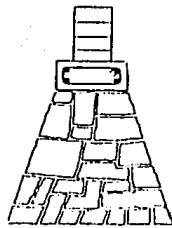


FIG.3B.- ZAPATA CORRIDA DE MAMPOSTERIA

SECCIONES DE ZAPATA CORRIDA



a) SECCION CONSTANTE



b) SECCION ESCALONADA



c) SECCION EN DECLIVE

de la mitad del área de la construcción, es probable que la losa corrida sea mas económica que las zapatas.

En el estudio de losas de cimentación se presenta la necesidad de reforzar las franjas de ejes de columnas, como si estas fueran vigas conservando el peralte de la losa, a este tipo de losas se les denomina como losas planas (sin vigas). Si las cargas aumentaran de valor, seria necesario proponer un peralte mayor de las vigas planas resultando vigas peraltadas o contratraves a las cuales se les conoce como retículas de cimentación. Estas retículas se pueden formar con zapatas corridas en ambas direcciones o bien con una losa de base y contratraves que ligan las columnas. Estos elementos están contruidos de concreto reforzado. (Fig 3C)

Las condiciones de suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación somera, del tipo de las descritas anteriormente. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo mas resistentes a mayores profundidades; a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo. En todos estos casos se hace necesario recurrir al uso de LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS que son elementos que hoy se utilizan mas frecuentemente.

Dentro de este genero de cimentaciones encontramos a los

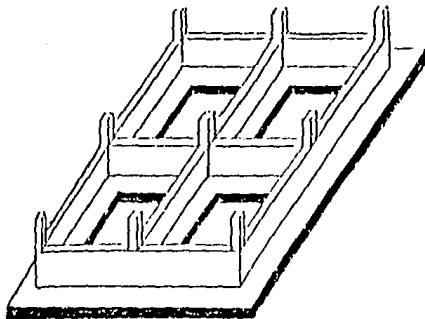


FIG. 3c.- LOSA DE CIMENTACION FORMADA POR ZAPATAS CORRIDAS

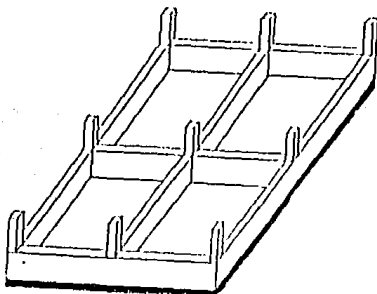


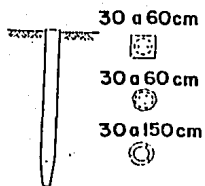
FIG. 3c.- LOSA DE CIMENTACION FORMADA CON UNA LOSA DE BASE Y CONTRATRABES .

pilotes, pilas y cajones de cimentación, se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta, circular o rectangular, que son las más comunes.

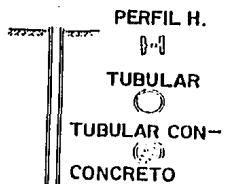
Los pilotes son elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m y 1.0 m. A pesar del amplio rango de dimensiones que se indico, la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 m y 0.60 m; pueden ser hechos de madera, de concreto, de acero o de una combinación de estos materiales (Fig 4A). Los pilotes de madera ya se usan muy raramente en trabajos de importancia y únicamente se aprovechan en estructuras provisionales. Los pilotes de concreto son los más ampliamente usados en la actualidad; pueden ser de concreto reforzado común o presforzado; en su mayoría de sección llena, últimamente se ha desarrollado bastante el uso de pilotes huecos, de menor peso. Los pilotes de acero son de gran utilidad en aquellos casos en que la hincada de los pilotes de concreto se dificulte por la relativa resistencia del suelo, pues tiene mayor resistencia a los golpes de un martinete de hincado y mayor facilidad de penetración; suelen usarse secciones H o secciones tubulares, con tapón en la punta o sin él. En general, se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere:

- 1.- Transmitir las cargas de una estructura, a través de

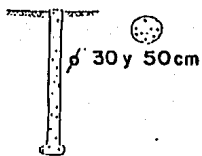
FIG. 4 A



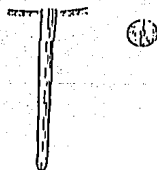
A) PILOTE PREFABRICADO
DE CONCRETO



B) PILOTE DE
ACERO



C) PILOTE DE
CONCRETO



D) PILOTE DE MADERA

un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado.

2.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

3.- Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.

4.- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablestacas, por ejemplo) o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como en el caso de un puente). En estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.

5.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos son pilotes de tensión.

6.- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.

7.- Proteger estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, contra el impacto de barcos u objetos flotantes.

Evidentemente, los pilotes pueden ser diseñados para cumplir dos o más de las funciones anteriores.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en pilotes de punta, de fricción y mixtos.

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente.

Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea.

Los pilotes mixtos aprovechan a la vez estos dos efectos.

Las pilas en la ingeniería de cimentaciones tiene dos significados diferentes. De acuerdo con uno de sus usos, una pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir, transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle ni de que sufra un asentamiento excesivo. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación es comúnmente menor que la unidad (Fig 4B).

No existe una clara diferencia entre las pilas de cimentación y los pilotes. Los tubos de acero de gran diámetro que se hincan con el extremo inferior abierto, que se limpian después y se llenan de concreto, pueden en realidad considerarse como pilas o como pilotes. Los mismos tubos pueden considerarse como ademes o como cajones o cilindros de cimentación. La terminología a este respecto difiere mucho en las diferentes localidades.

Los cajones de cimentación son elementos de mayor sección que los anteriores a los que se le da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedos. Los diámetros de los primeros, suelen oscilar entre 3.0 y 6.0 m, se construyen huecos para ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material (Fig 4C).

FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACION:

A continuación se exponen ciertas normas breves que han de ser tomadas en cuenta para el proyecto de cualquier cimentación. En rigor, lo que mas adelante se menciona es aplicable tanto a cimentaciones poco profundas, como a otras desplazadas a mayor profundidad. En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en tres clases principales:

- 1).- Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen, etc.
- 2).- Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
- 3).- Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la

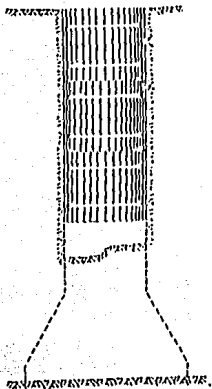


FIG. 4B.- PILA DE CIMENTACION

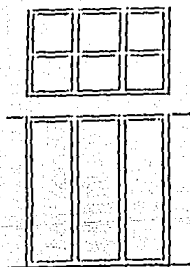


FIG. 4C.- CAJON DE CIMENTACION.

importancia y aun el costo de la superestructura.

De hecho, el balance de los factores anteriores pueden hacer que diferentes proyectistas de experiencia lleguen a soluciones, ligeramente distintas para una cimentación dada. No puede decirse que uno de los aspectos anteriores tenga mayor importancia que el otro en el proyecto de una cimentación; ambos deberán ser tomados en cuenta simultáneamente y de su justa apreciación dependerá el éxito o fracaso en un caso dado.

CAPITULO II. - ANALISIS ESTRUCTURAL EN CIMENTACION

GENERALIDADES.

La falta de datos sobre las características físicas y constitución del suelo sobre el cual se pretende construir una estructura, ha sido causa de que, al elegirse esta, se presenten sorpresas y gastos extraordinarios que bien podrían haber sido evitados mediante un estudio del suelo antes de la construcción. Conocido es el hecho de que cuando una estructura se asienta en forma desigual se provocan en la misma, deformaciones que ocasionan grietas que pueden ser muy perjudiciales a la estabilidad de ella, y en no pocas ocasiones el asentamiento ha sido causa del colapso total de la estructura. Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño mas apropiado y económico de la cimentación, y es además, una garantía previa a la buena edificación.

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se

adopte en cada caso.

Con respecto a la capacidad de carga de las cimentaciones, puede considerarse como una perspectiva moderna del problema, ya que trata de incorporar de manera general, las contribuciones de importancia que se conocen hasta la fecha sobre el particular.

ZAPATAS.

La función de una zapata de cimentación es distribuir la carga total que transmite una columna, pila o muro, incluyendo su propio peso, sobre suficiente área de terreno, de modo que la intensidad de las presiones que transmita se mantenga dentro de los límites permitidos para el suelo que soporta.

La zapata representa voladizos que sobresalen de la columna en ambas direcciones y reciben presión del terreno hacia arriba que provocan esfuerzos críticos de tensión en el fondo de la zapata, la compresión de la columna sobre la zapata, la presión de la zapata contra el suelo que la sostiene, esfuerzos diagonales de tensión, esfuerzos tensores en el acero, esfuerzo compresivo del concreto por flexión y esfuerzo de adherencia entre concreto y el acero. Las zapatas son por lo tanto reforzadas mediante dos parrillas de acero, perpendiculares entre si y paralelas a los bordes.

Es común encontrar zapatas sujetas a carga axial y a un momento flexionante, en este caso, la resultante de la presión del suelo no coincide con el centroide de la zapata, se observa que la resultante de la presión coincide con la fuerza axial "P", pero no con el centroide de la zapata, lo que da como resultado una distribución de esfuerzos no uniforme en la zapata. Es

posible también que ocurra una inclinación en su extremo. Todo esto puede ser evitado usando un factor de seguridad mas grande cuando se calcule la presión admisible del suelo.

La zapata (Fig.5A), tiene una excentricidad estructural en la que la carga no es colineal con el centro de área. Debe conocerse la rigidez de la unión zapata-columna como parte del análisis.

La columna (Fig.5B), debe estar rigidamente unida la zapata, con el objeto de transmitirle momento. Para cualquier caso donde la columna transmita momento, la excentricidad presente ($e=M/P$) debida al momento será contrarrestada por la tendencia de la zapata a rotar en la dirección del momento.

En diseños prácticos se recomienda las siguientes hipótesis:

- A.- La distribución de presiones es lineal.
- B.- La losa de la zapata se considera rígida.
- C.- No se admiten tensiones en el terreno.

Tomando en cuenta que la losa de la zapata ha sido considerada rígida, la presión del suelo puede ser calculada por la formula de la escuadria:

$$Q = P/A \quad Mc/I \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Si } I/c = S = BL^3/6 ; A=BL ; M=Pe$$

Entonces:

$$Q = P/BL \quad 6M/BL^2 = P/BL (1 + 6e/L) \dots\dots\dots (2)$$

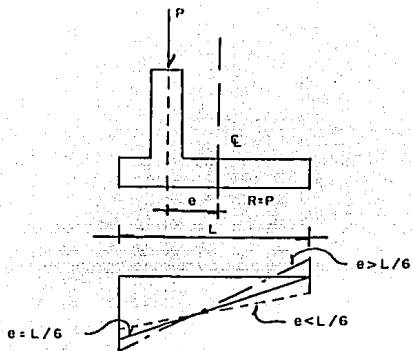


Fig. 5A .- COLUMNA COLOCADA EXCENTRICAMENTE CON RESPECTO AL CENTRO DE LA ZAPATA.

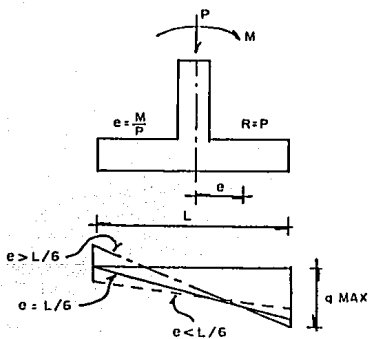


Fig. 5B .- ZAPATA SUJETA A CARGA AXIAL Y MOMENTO.

En donde:

P = Carga axial.

e = Excentricidad de la carga axial o fuerza resultante.

B,L = Dimensiones de la zapata.

Q = Intensidad de la presión del suelo.

En la ecuación (2), si "e" es lo suficientemente grande, la presión del suelo sobre la zapata, como si esta tratara de separarse del suelo. Los esfuerzos de tensión no son posibles, por lo que son ignorados, dando como resultado una reducción en el área efectiva de la zapata. Resolviendo la ecuación (2) para $Q=0$, se obtiene $e=L/6$, que es la máxima excentricidad de la presión del suelo, para ser soportado por toda el área de la zapata y con ningún esfuerzo de tensión debajo de esta.

Las presiones máximas y mínimas se calcularán con las expresiones siguientes.

$$Q \text{ min} = P/BL - 6M/BL^2 \quad \text{Y} \quad Q \text{ max} = P/BL + 6M/BL^2$$

Cuando se tengan excentricidades en dos direcciones (Fig.6), las presiones de contacto se calculan con:

$$Q = P/A \quad M_x C_y / I_x \quad M_y C_x / I_y$$

En donde:

Q = Intensidad de la presión del suelo.

M_x, M_y = Momento alrededor de los ejes X e Y.

I_x, I_y = Momentos de inercia con respecto a los ejes X e Y.

C_x, C_y = Distancias perpendiculares de los ejes centroidales principales a los bordes de losa.

$$Q_{min} = P/A - M_x C_y / I_x - M_y C_x / I_y$$

$$Q_{max} = P/A + M_x C_y / I_x + M_y C_x / I_y$$

Para $Q_{min} = 0$, tenemos:

$$c_x = B/6 \quad y \quad c_y = L/6$$

Las líneas que unen estos valores forman un área que llamaremos núcleo central.

Considerando diferentes alternativas en la posición de una carga axial, tenemos, cuando la carga este dentro del núcleo central, debajo de la zapata solamente se presentaran presiones de compresión, incluyendo el caso cuando actúa en el perímetro del núcleo central.

En cambio, si la carga esta fuera del núcleo central, se presentaran tensiones teóricamente. En la (Fig. 5A, 5B) se ilustran con diferentes tipos de líneas los diagramas de presiones de estas alternativas, tomando como referencia la excentricidad en el sentido Y.

Los puntos donde las presiones valen cero, forman una línea que denominaremos " Línea de presiones nulas ", (Fig. 6). De acuerdo a la posición de la línea de presiones nulas se tendrán los diferentes diagramas de presiones de contacto ya mencionadas, esto es:

A) Si la línea de presiones nulas pasa por el núcleo central, el diagrama de presiones tendrá parte de tensiones. En la (Fig. 6) se marca la línea con la letra "a" y el punto donde actuaría la carga axial con la

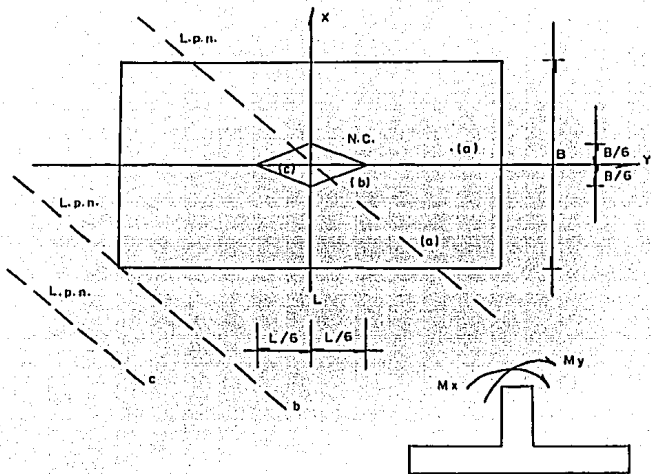


Fig. 6 . NUCLEO CENTRAL Y LINEA DE PRESIONES NULAS.

misma letra.

B).- Cuando la línea de presiones nulas tangentes al perímetro de la losa de la zapata, el diagrama de presiones es de forma triangular.

C).- Y si la línea de presiones nulas está fuera de la losa, el diagrama es trapecial o sea que solamente se tendrán esfuerzos de compresión.

Se advierte, que cuando la carga axial esté en el centro del núcleo, teóricamente la línea de presiones nulas está en infinito, o no existe.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

1.- Se obtienen las cargas y momentos últimos mediante el uso de factores de carga.

2.- Se encuentran las dimensiones de zapata, de tal forma que las presiones de contacto sean menores que la presión admisible del suelo.

3.- Obtención de las presiones de contacto.

4.- Se revisa por cortante:

A).- como losa.

B).- como viga.

5.- Se diseña por flexión, es decir, se calcula el área de acero necesario, número de varillas y su disposición.

6.- Se revisa por penetración.

LOSAS DE CIMENTACION.

El análisis del conjunto suelo-cimentación-estructura se enfrenta a las dificultades que nacen esencialmente de la necesidad de lograr la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y un medio continuo de comportamiento altamente no lineal, como es el suelo. Las losas de cimentación constituyen un tipo de cimentación somera que cubre toda el área bajo la estructura; se emplean cuando la resistencia del suelo es baja o cuando es necesario limitar en forma muy estricta los asentamientos diferenciales en construcciones particularmente sensibles a estos.

Un procedimiento refinado de análisis de losas de cimentación consiste en modelar el suelo como resortes elásticos bajo la losa y analizar el conjunto estructura-cimentación-suelo con algún método matricial resuelto en un programa de computadora. Esta forma de proceder es conveniente solo cuando el comportamiento del suelo no se despega excesivamente del lineal. En suelos de alta compresibilidad en que la mayor parte del hundimiento se presenta a largo plazo por fenómenos de consolidación, es preferible recurrir a métodos de análisis menos refinados.

Para casos como estos son recomendables los métodos

simplificados que se describen a continuación y de los cuales se descartaran las hipótesis en que se fundan y las limitaciones que presentan. En el estudio de losas de cimentación existen dos tipos de variantes

A).- Las losas planas, en las que las columnas apoyan sobre la losa de cimentación, directamente o por medio de capiteles pero sin que existan vigas de unión en los ejes de columnas (Fig. 7A, 7B, 7C).

B).- Las losas con contratraveses que se emplean cuando los claros y las cargas son elevados y que serán objeto de nuestro análisis (Fig. 7D, 7E).

Este tipo de losas nervadas están sujetas a cargas verticales sin considerar fuerzas laterales. En este tipo de estructuras los elementos mecánicos primarios son: Momentos Flexionantes, Fuerzas Cortantes y Momentos Torsionantes. Los métodos prácticos o aproximados consideran solamente Momentos Flexionantes y Fuerzas Cortantes.

El procedimiento mas sencillo para análisis de la cimentación es el de considerarla como piso invertido: esto es, suponer que las columnas son apoyos fijos y la losa esta cargada con una presión uniforme igual a la carga total por unidad de área transmitida por la estructura. En estas condiciones, el análisis se realiza como el de un sistema de piso, sea por franjas ortogonales en el método del marco equivalente o por áreas tributarias. Con este procedimiento no se obtiene

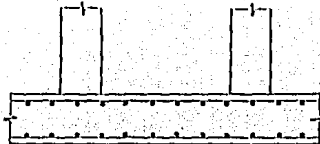


Fig. 7A .- Losa plana maciza

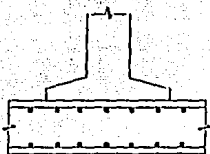


Fig. 7B .- Losa plana con capitel

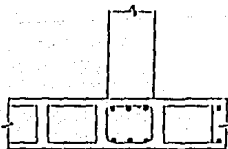


Fig. 7C .- Losa plana aligerada

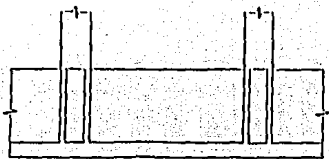


Fig. 7D .- Losa con contrarabe

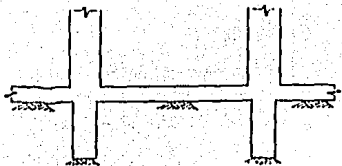
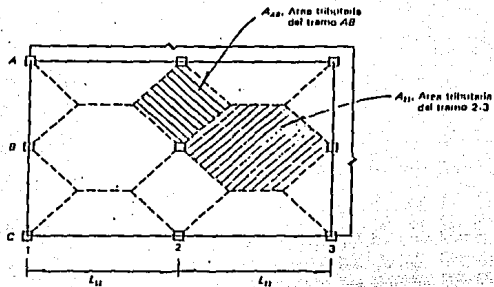


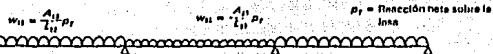
Fig. 7E .- Losa con contrarabes inferiores

concordancia entre las reacciones del piso invertido y las cargas en las columnas, ni se toman en cuenta las fuerzas internas en la cimentación debidas a los desplazamientos de los apoyos.

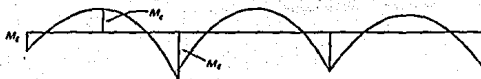
En la (Fig.8) de una manera esquemática se muestran los pasos a seguir en el análisis según el método del piso invertido para una losa con contratraveses. Los momentos flexionantes pueden determinarse en este caso con métodos aproximados como el de los coeficientes del código ACI, ilustrado en la misma figura.



a) Definición de áreas tributarias



b) Cargas sobre los ejes de contraejes



c) Diagrama de momentos en el eje B

Momentos según el método de los coeficientes del ACI para vigas continuas:

En claros extremos

Momento negativo en extremo exterior, $M_E = -\frac{wL^2}{16}$

Momento negativo en extremo interior, $M_I = -\frac{wL^2}{8}$

Momentos positivos en centro de claro $M_C = \frac{wL^2}{8}$

En claros interiores

Momento negativo en extremos $M_E = -\frac{wL^2}{16}$

Momento positivo en centro del claro $M_C = \frac{wL^2}{16}$

Fig. 8.- Análisis de losa de cimentación con contraejes, como piso invertido.

PILOTES.

Los pilotes son elementos estructurales aptos para resistir cargas esencialmente axiales; su capacidad esta regida por la carga que puede aceptar el suelo sin que ocurra penetración del pilote y por la carga que es capaz de resistir el pilote mismo sin presentar una falla estructural. La capacidad para un estado limite de falla en el suelo se determina con procedimientos reconocidos de Mecánica de Suelos.

En los procedimientos para la determinación de la resistencia de un pilote por capacidad del suelo están involucrados factores de seguridad elevados congruentes con las incertidumbres que se tienen en las propiedades del subsuelo. El dimensionamiento estructural del pilote se realiza con los procedimientos normales para columnas, según el material del que esta compuesto el pilote. Se menciona con frecuencia que hay que procurar siempre que la capacidad estructural del pilote exceda a su resistencia por capacidad del suelo.

Este criterio obedece a que se considera mas grave la falla estructural que el vencimiento de la capacidad de soporte del suelo; sin embargo; los factores de seguridad involucrados en los métodos de diseño de columnas dan lugar a una confiabilidad adecuada para los

pilotes y no se ve razón alguna por la que estos deban diseñarse con factores de seguridad mayores que las columnas a las que soportan.

En los pilotes prefabricados además de proporcionales una resistencia a compresión elevada, también se les debe dar una capacidad para poder resistir fuerzas de impacto y esfuerzos dinámicos por la transmisión de ondas de vibración a lo largo del pilote.

Es importante que el pilote tenga refuerzo longitudinal generoso para observar las tensiones que se presentan durante el hincado y, especialmente, tenga refuerzo transversal de confinamiento cerca de la punta y del extremo donde se aplican los impactos para que disponga en esas partes de mayor resistencia y de la ductilidad necesaria para disipar la energía introducida por el equipo de hincado.

Aunque la carga transmitida al pilote sea teóricamente axial es necesario considerar en el dimensionamiento una excentricidad accidental, debido a la incertidumbre en la posición exacta del pilote, a su posible falta de verticalidad y, en los pilotes colocados en el lugar, a la irregularidad de su sección transversal. Se recomiendan las excentricidades accidentales siguientes:

Para pilotes prefabricados $T/10$

Para pilotes colados en sitio $T/8$

En donde T es la dimensión del pilote en la dirección en que se considera la excentricidad.

CRITERIOS PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN
PILOTE.

Existen dos procedimientos básicos para estimar la carga ultima, y en consecuencia, la carga de trabajo, que puede soportar un pilote:

- 1.- Método Estático
- 2.- Método Dinámico

El método estático considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, es decir:

$$R_t = R_p + R_f$$

en donde:

R_t = Resistencia total ultima del pilote

R_p = Resistencia ultima por apoyo en la punta

R_f = Resistencia ultimas por fricción en la superficie lateral del pilote.

Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para calcular R_p y R_f , o sea la capacidad ultima de carga de los pilotes por cuanto al suelo se refiere.

Para el calculo de R_p se tiene:

Para pilotes cuadrados:

$$R_p = B^2 (1.3 C \cdot N_c + D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot B \cdot N_w)$$

Para pilotes circulares:

$$R_p = \pi r^2 (1.3 C \cdot N_c + D_f \cdot N_q + 0.6 \cdot B \cdot N_w)$$

en donde:

B = Lado de la sección transversal cuadrada del pilote,

en metros.

r = Radio de la sección transversal circular del pilote, en metros.

C = Cohesión del terreno, en Tm/m^2 .

D_f = Profundidad de la punta del pilote con respecto a la superficie del terreno, en metros.

N_c, N_q, N_w = Factores que dependen del ángulo de fricción interna y que se obtiene de la (Gráfica No.1)

= Peso volumétrico del suelo, en Tm/m^3 .

Algunos valores del peso volumétrico y de la fricción lateral para condiciones medias se pueden obtener de (Tabla No.1, No.2). La fuerza horizontal que puede resistir un pilote es igual al área de su sección transversal, en centímetros cuadrados, y dicho valor tomarlo en kilogramos como carga horizontal por pilote. Así, un pilote de 30 cm tiene un área del 900 cm^2 , por lo que cada pilote puede resistir una fuerza horizontal de 900 kg.

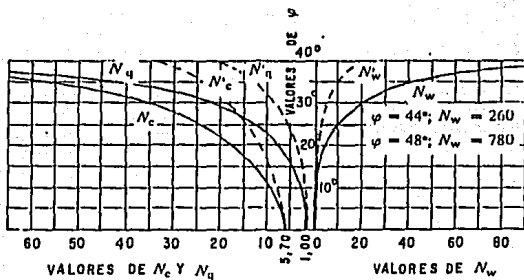
En los suelos combinados se pueden determinar, aproximadamente, sus propiedades promediando las que correspondan a los elementos constituyentes.

Para el cálculo de R_f , se tiene:

$$R_f = A_1 * F_1 + A_2 * F_2 + A_3 * F_3 + \dots A_n * F_n$$

$A_1, A_2, A_3, \dots A_n$ = Área lateral del pilote en los estratos 1, 2, 3, etc.

$F_1, F_2, F_3, \dots F_n$ = Valor último de la fricción en la superficie lateral del pilote en los estratos 1,2,3,etc.



Grafica. No.1.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

Descripción del suelo	Pesos volumétricos		
	Seco	Saturado	Sumergido
	enTm/m3	enTm/m3	enTm/m3
Grava húmeda	1.70	2.00	1.00
Arena uniforme suelta	1.43	1.89	0.89
Arena uniforme densa	1.75	2.09	1.09
Arena graduada suelta	1.59	1.99	0.99
Arena graduada densa	1.89	2.16	1.16
Material de acarreo muy bien graduado	2.12	2.32	1.32
Arcilla suave		1.77	0.77
Arcilla Rígida		2.07	1.07
Arcilla orgánica suave		1.58	0.58
Arcilla orgánica muy suave	1.00	1.43	0.43
Bentonita suave		1.27	0.27

Tabla No. 1

Tipo de suelo	Fricción lateral Tm/m2	
Arcilla suave y limo	1.00	2.00
Limo arenoso	2.00	5.00
Arcilla rígida	4.00	10.00
Arena suelta	2.00	3.00
Arena densa	3.00	10.00

Tabla No. 2

Como se ha podido observar, las fórmulas anteriores dan la capacidad última que puede soportar el pilote, por lo que se refiere a su apoyo en el suelo.

El método dinámico se basa en el trabajo que se requiere para hincar el pilote por los golpes de un martinete. En consecuencia, solo es aplicable a pilotes que se hincan por este procedimiento.

Los factores que intervienen en la estimación de la capacidad de carga de un pilote por el método dinámico son muy diversos y muy complejos, lo que ha hecho que se propongan un gran número de fórmulas semiempíricas.

Como todas estas fórmulas solo proporcionan estimaciones de la capacidad del pilote, que incluso pueden tener errores muy considerables, debe elegirse una fórmula de estructura sencilla y de aplicación fácil, como es la fórmula de Rabe, que a continuación se propone:

$$R = \left[\frac{M \cdot F \cdot D}{S + C} \right] \cdot \left[\frac{W}{W + (P/2)} \right] \cdot B$$

en donde:

R = Capacidad de carga permisible para el pilote en libras, con un factor de seguridad aproximado de 2.

M = Factor de eficiencia del martinete.

F = WH para un martinete de caída libre o de vapor de acción simple, en libras-pie.

F = Energía nominal indicada por el fabricante del equipo de hincado, cuando el martinete sea de vapor de doble acción o de acción diferencial, expresada en libras-pie.

W = Peso de las partes del martinete que intervienen en el golpe, en libras.

H = Altura de caída de peso W en pies

D = Factor de corrección para pilotes inclinados.

S = Penetración media del pilote durante los últimos golpes, en pulgadas por golpe.

C = Perdida temporal de compresión, en pulgadas.

P = Peso del pilote incluyendo el cabezal de hinca, en libras.

B = $B_s \cdot B_t \cdot B_c$ es un factor de corrección que incluye el tipo de suelo, la longitud del pilote y su sección transversal, respectivamente.

El factor M de eficiencia del martinete se obtiene de la (Tabla No.3).

El factor D, de inclinación de los pilotes, se encuentra a partir de la fórmula:

$$D = [1 - (U \cdot G)] / [(1 + G^2)] .$$

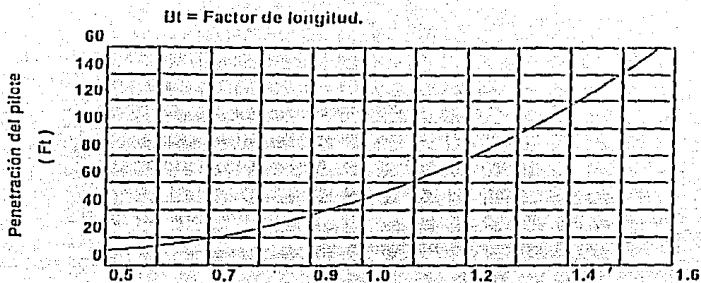
en la que U es un coeficiente de fricción especificado en la (Tabla No.3) y G es la inclinación del pilote, expresada en forma de talud (Gráfica No.2, No.3).

El factor de suelo B_s se obtiene de la (Gráfica No.2), teniendo en cuenta las notas que la acompañan.

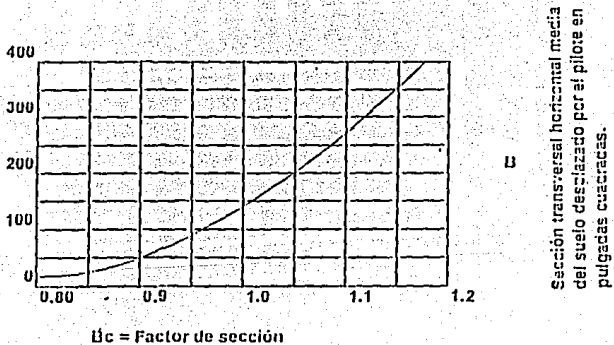
El factor de longitud B_t se encuentra ilustrado en la (Gráfica No.3). El factor B_c de sección transversal del pilote se encuentra ilustrado en la (Gráfica No.3).

Tipo de martinete	M	U	C	MINIMO		MAXIMO	
				N	J	N	J
Martinetes de calda movida por cable.	4.00	0.20	0.25	0.30	1.40	0.80	2.20
Martinetas de calda libre.	4.70	0.20	0.25	0.30	1.40	0.80	2.20
Martinetes de vapor de acci3n simple o de aire	5.00	0.10	0.15	0.18	1.20	0.45	1.80
Martinetes de vapor, aire o vapor diferen - cial.	5.20	0.05	0.15	0.16	1.20	0.40	1.80
Martinetes de vapor, aire, de doble acci3n o diesel.	6.00	0.05	0.15	0.16	1.20	0.40	1.80

Tabla No. 3



Grafica. No. 2



Grafica. No. 3

**CAPITULO III. - ANALISIS ESTRUCTURAL DE UN MODELO
PROPUESTO.**

El modelo aquí descrito para ejemplificar el objetivo de este trabajo, es un modelo con características reales, las cuales se describen a continuación.

- A).- Edificio de 5 niveles.
- B).- Ubicación en zona III.
- C).- Marcos con elementos de concreto.
- D).- Sistema de entrepiso de losa maciza.
- E).- Cimentación a base de losa de cimentación.

ANÁLISIS DE CARGAS

CARGA VIVA MÁXIMA (NIVEL AZOTEA)

	PESO VOLUMÉTRICO		ESPESOR		
Losa de concreto (H= 12 cm).	2400 KG/M3	X	0.12 M	=	288 KG/M2
Enteado (H= 2 cm).	2100 KG/M3	X	0.02 M	=	42 KG/M2
Enladrillado (H= 3 cm).	1500 KG/M3	X	0.03 M	=	45 KG/M2
Impermeabilizante.				=	20 KG/M2
Aplanado de yeso (H= 2 cm).	1500 KG/M3	X	0.02 M	=	30 KG /M2
Carga adicional por reglamento.				=	40 KG/M2

SUMA CARGA MUERTA: 465 KG/M2

CARGA VIVA MÁXIMA: 100 KG/M2

CARGA TOTAL: 565 KG/M2

ANALISIS DE CARGAS

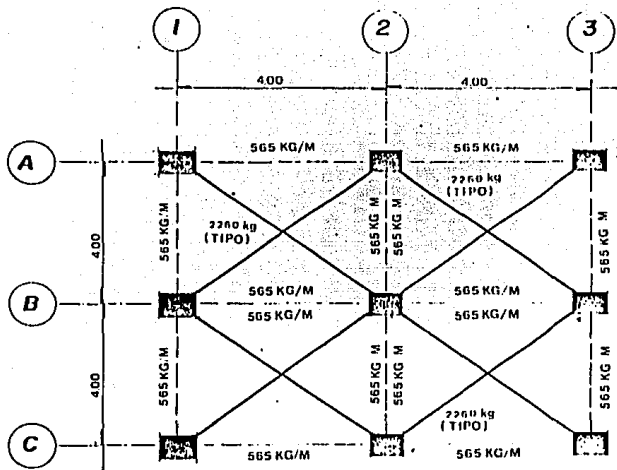
CARGA VIVA MAXIMA (NIVEL EN EL PISO)

	PESO VOLUMETRICO		ESPESES		
Losa de concreto (H= 12 cm).	2400 KG/M3	X	0.12 M	=	288 KG/M2
Entarado (H= 2 cm).	2100 KG/M3	X	0.02 M	=	42 KG/M2
Piso de marmol (H= 3 cm).	2600 KG/M3	X	0.03 M	=	78 KG/M2
Aplanado de yeso (H= 2 cm).	1500 KG/M3	X	0.02 M	=	30 KG /M2
Carga adicional por reglamento.				=	40 KG/M2

SUMA CARGA MUERTA: 478 KG/M2

CARGA VIVA MAXIMA: 170 KG/M2

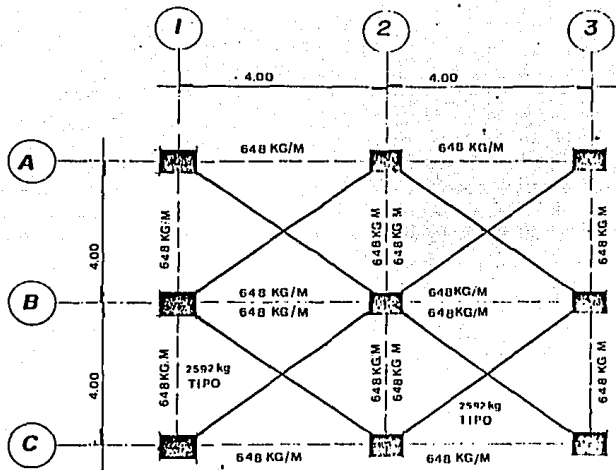
CARGA TOTAL: 648 KG/M2



$$\begin{aligned} \text{ARFA} &= B \times H / 2 \\ \text{AREA} &= 4 \times 2 / 2 \\ \text{AREA} &= 4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{CARGA} = 4 \text{ m}^2 \times 565 \text{ Kg/m}^2 = 2.260 \text{ Kg}$$

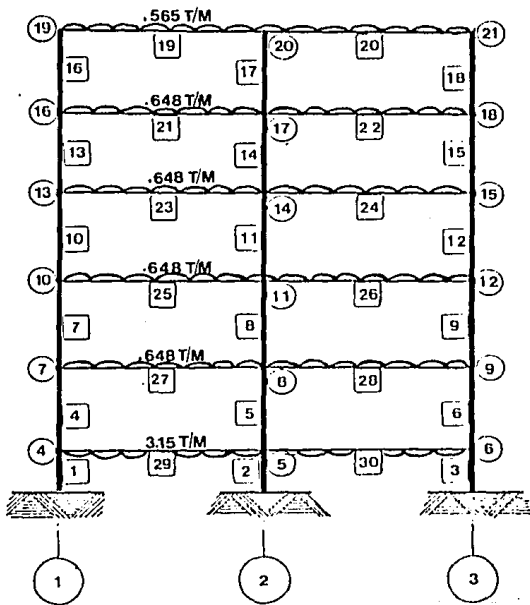
CARGA VIVA MAXIMA (NIVEL AZOTEIA).



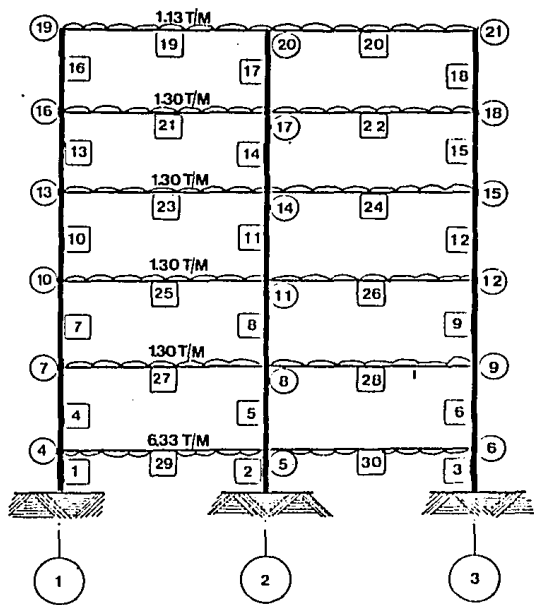
$AREA = B \times H / 2$
 $AREA = 4 \times 2 / 2$
 $AREA = 4 \text{ m}^2$

$CARGA = 4 \text{ m}^2 \times 648 \text{ Kg/m}^2 = 2,592 \text{ Kg}$

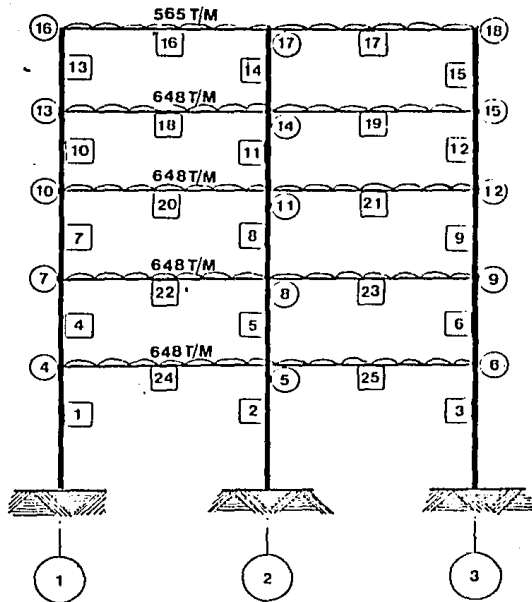
CARGA VIVA MAXIMA (NIVEL ENTREPISO).



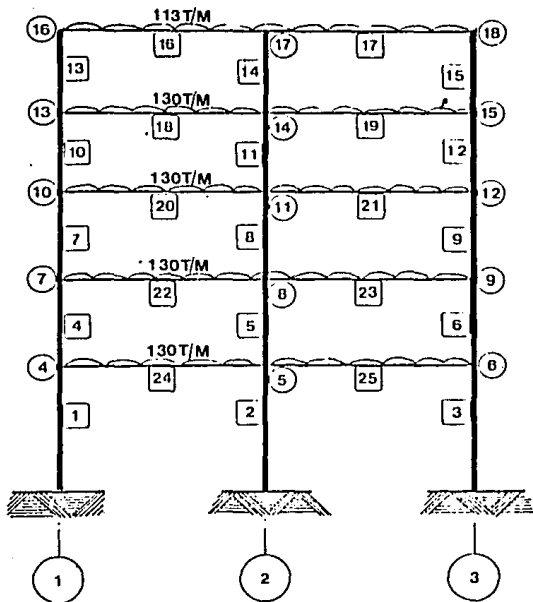
MARCO CON CONTRATRABE (ORILLA)



MARCO CON CONTRATRABE (CENTRAL)



MARCO SIN CONTRATRABE (ORILLA)



MARCO SIN CONTRATRABE (CENTRAL)

ANALISIS DE CARGAS

CARGA VIVA ACCIDENTAL (NIVEL AZOTEA)

	PESO VOLUMETRICO		ESPESOR		
Losa de concreto (H= 12 cm).	2400 KG/M3	X	0.12 M	=	288 KG/M2
Entornado (H= 2 cm).	2100 KG/M3	X	0.02 M	=	42 KG/M2
Entornado (H= 3 cm).	1500 KG/M3	X	0.03 M	=	45 KG/M2
Impermeabilizante.				=	20 KG/M2
Aplanado de yeso (H= 2 cm).	1500 KG/M3	X	0.02 M	=	30 KG /M2
Carga adicional por reglamento.				=	40 KG/M2

SUMA CARGA MUERTA: 465 KG/M2

CARGA VIVA ACCIDENTAL: 70 KG/M2

CARGA TOTAL: 535 KG/M2

ANÁLISIS DE CARGAS

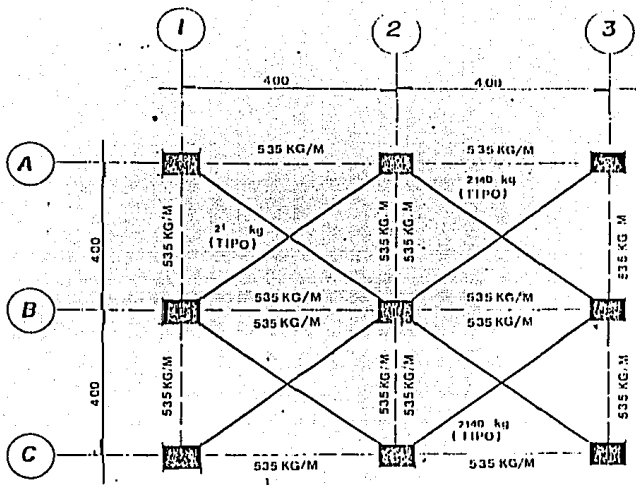
CARGA VIVA ACCIDENTAL (NIVEL ENTREPISO)

	PESO VOLUMETRICO		ESPESES		
Losa de concreto (H= 12 cm).	2400 KG/M3	X	0.12 M	=	288 KG/M2
Enlucido (H= 2 cm).	2100 KG/M3	X	0.02 M	=	42 KG/M2
Piso de marmol (H= 3 cm).	2500 KG/M3	X	0.03 M	=	75 KG/M2
Aplanado de yeso (H= 2 cm).	1500 KG/M3	X	0.02 M	=	30 KG/M2
Carga adicional por reglamento.				=	40 KG/M2

SUMA CARGA MUERTA: 475 KG/M2

CARGA VIVA ACCIDENTAL: 00 KG/M2

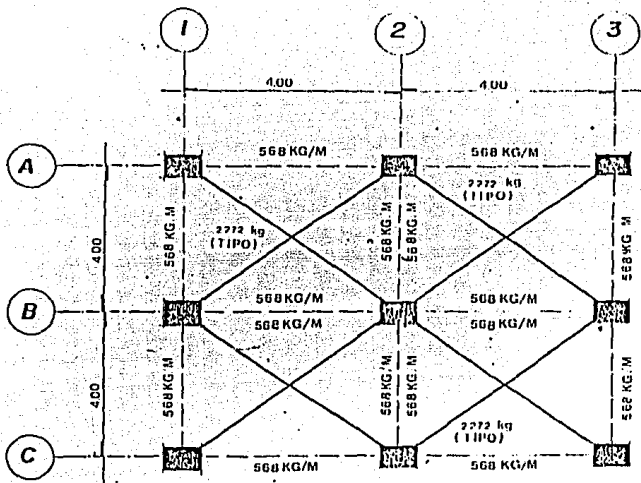
CARGA TOTAL: 568 KG/M2



AREA = B X H / 2
 AREA = 4 X 2 / 2
 AREA = 4 m²

CARGA = 4 m² X 535 Kg/m² = 2,140 Kg.

CARGA VIVA ACCIDENTAL (NIVEL AZO1EA).



$$\text{AREA} = B \times H / 2$$

$$\text{AREA} = 4 \times 2 / 2$$

$$\text{AREA} = 4 \text{ m}^2$$

$$\text{CARGA} = 4 \text{ m}^2 \times 568 \text{ Kg/m}^2 = 2.272 \text{ Kg}$$

CARGA VIVA ACCIDENTAL (NIVEL ENTREPISO).

PI SOS POR ENTREPISO

NIVEL AZOTEA.

LOSA:	34.24 TON.
TRABES:	9.22 TON.
COLUMNAS:	5.18 TON.
FACIADA:	1.70 TON.
	<u>50.34 TON.</u>

NIVEL ENTREPISO

LOSA:	26.35 TON.
TRABES:	9.22 TON.
COLUMNAS:	10.37 TON.
FACIADA:	4.80 TON.
	<u>50.74 TON.</u>

ANALISIS SISMICO.

ZONA III.

Q=2

NIVEL	III	VI	VIII	II	V
5	15	50 TON	750 TON	6.04 T	6.04
4	12	61 TON	732 TON	6.07 T	13.51
3	9	63 TON	549 TON	5.99 T	10.51
2	6	61 TON	366 TON	3.34 T	21.05
1	3	61 TON	183 TON	1.67 T	21.52
		294 TON	2580 TON		

$$C_s = .16 / 2 = 0.08$$

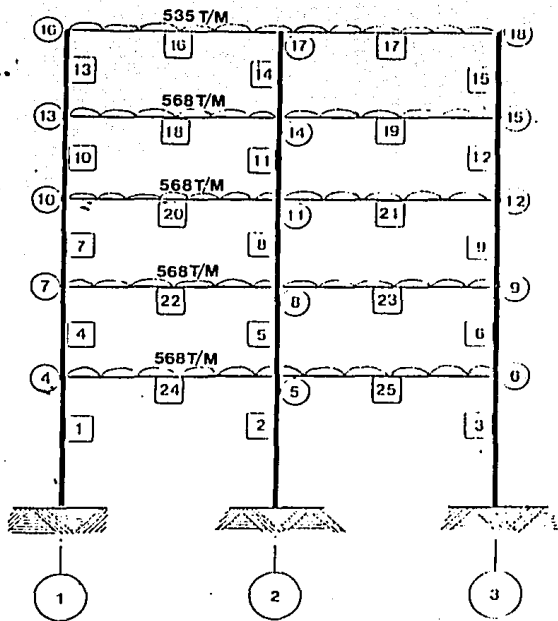
$$F_1 = 750 / 2,500 (0.08 \times 294) = 6.04$$

$$F_2 = 732 / 2,500 (0.08 \times 294) = 6.07$$

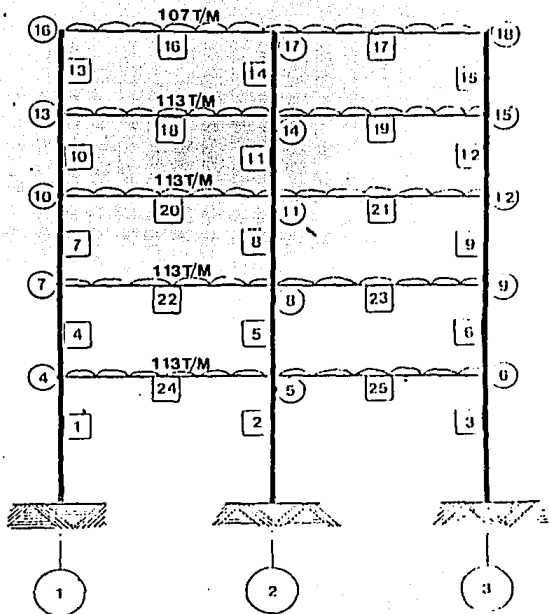
$$F_3 = 549 / 2,500 (0.08 \times 294) = 5.99$$

$$F_4 = 366 / 2,500 (0.08 \times 294) = 3.34$$

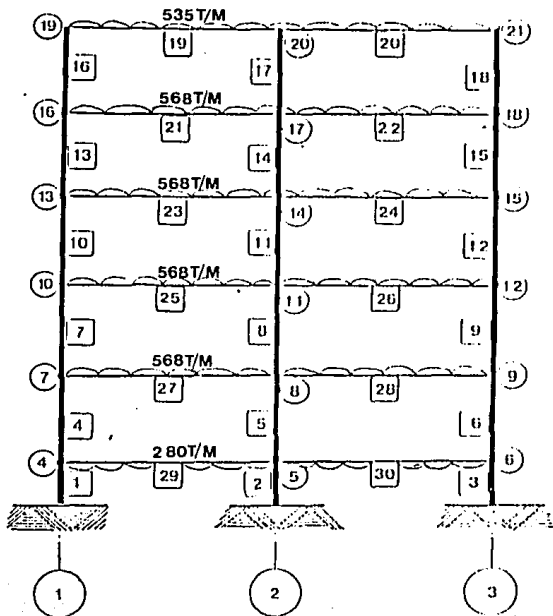
$$F_5 = 183 / 2,500 (0.08 \times 294) = 1.67$$



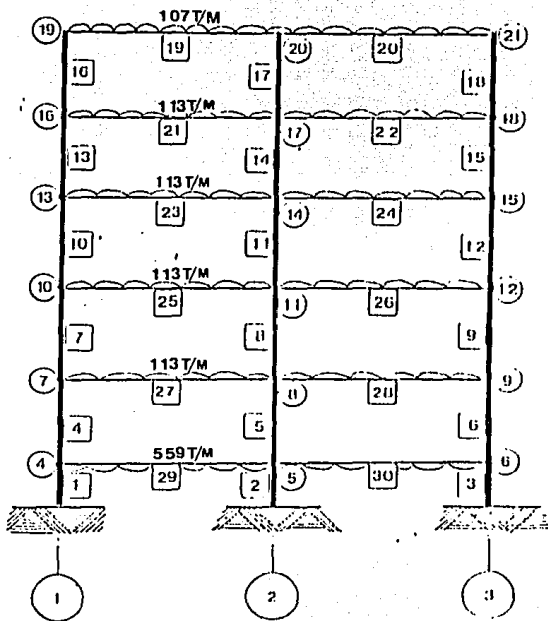
MARCO SIN . CONTRAIRABE (ORILLA)



MARCO SIN CONTRATRABE (CENTRAL)




MARCO CON CONTRATRABE (ORILLA)



MARCO CON CONTRA TRABE (CENTRAL)


MARCO CON CONTRATRABE (ORILLA)

TRABE DE 1ER NIVEL



MCVM	0.14	-0.19	0.18	-0.14
MCVA	-34.23	-24.82	-13.10	-19.21
VCVM	0.25	0.27	0.27	0.25
VCVA	-12.50	17.02	-0.58	10.34


TRABE DE 3ER NIVEL



MCVM	0.17	-0.16	0.16	-0.17
MCVA	-11.17	-12.97	-1.00	-13.73
VCVM	0.26	0.26	0.26	0.27
VCVA	-0.36	0.83	-0.37	-0.82


COLUMNAS DE 1ER NIVEL

MCVM	-0.12
MCVA	60.69
VCVM	0.00
VCVA	-20.33




BARRA #4

MCVM	0.00
MCVA	0.03
VCVM	0.00
VCVA	20.33




MCVM	0.00
MCVA	0.60
VCVM	0.00
VCVA	-0.17




BARRA #5

MCVM	0.00
MCVA	-0.08
VCVM	0.00
VCVA	-0.17




MCVM	0.00
MCVA	0.51
VCVM	0.00
VCVA	-0.14



BARRA #6

MCVM	0.00
MCVA	-0.07
VCVM	0.00
VCVA	0.14



COLUMNAS DE 3ER NIVEL

MCVM	-0.08
MCVA	0.98
VCVM	0.05
VCVA	-0.64

BARRA #10

MCVM	-0.07
MCVA	0.95
VCVM	-0.05
VCVA	0.64

MCVM	0.00
MCVA	14.25
VCVM	0.00
VCVA	-0.74

BARRA #11

MCVM	0.00
MCVA	0.79
VCVM	0.00
VCVA	0.74


MCVM	0.08
MCVA	0.97
VCVM	-0.05
VCVA	-0.55

BARRA #12

MCVM	0.07
MCVA	0.43
VCVM	0.05
VCVA	0.46


MARCO CON CONTRATRABE (CENTRAL)

TRABE DE 1ER NIVEL



MCVM	0.07	-0.09	0.09	-0.07
MCVA	-34.83	-24.01	-13.90	-18.61
VCVM	0.12	0.14	0.14	0.12
VCVA	-13.58	15.85	-0.70	-0.93

TRABE DE 3ER NIVEL



MCVM	0.09	-0.08	0.08	-0.09
MCVA	-11.92	-12.26	-10.68	-12.99
VCVM	0.13	0.13	0.13	0.13
VCVA	-0.49	0.72	-0.48	0.71

COLUMNAS DE 1ER NIVEL

MCVM -0.01
 MCVA 60.74
 VCVM 0.00
 VCVA -20.34



BARRA #4

MCVM 0.00
 MCVA 0.03
 VCVM 0.00
 VCVA 20.34

MCVM 0.00
 MCVA 0.59
 VCVM 0.00
 VCVA -0.17



BARRA #5

MCVM 0.00
 MCVA -0.08
 VCVM 0.00
 VCVA 0.17

MCVM 0.00
 MCVA 0.51
 VCVM 0.00
 VCVA -0.15



BARRA #6

MCVM 0.00
 MCVA -0.07
 VCVM 0.00
 VCVA 0.15

COLUMNAS DE 3ER NIVEL

MCVM	-0.04
MCVA	10.01
VCVM	0.03
VCVA	-0.68

BARRA #10

MCVM	-0.03
MCVA	0.99
VCVM	-0.03
VCVA	0.68

MCVM	0.00
MCVA	14.25
VCVM	0.00
VCVA	-0.74

BARRA #11

MCVM	0.00
MCVA	0.80
VCVM	0.00
VCVA	0.74


MCVM	0.04
MCVA	0.93
VCVM	-0.03
VCVA	-0.45

BARRA #12

MCVM	0.04
MCVA	0.40
VCVM	0.03
VCVA	0.45


MARCO SIN CONTRATRABE (ORILLA)

TRABE DE 1ER NIVEL



MCVM	0.08	-0.09	0.09	-0.08
MCVA	-12.60	-13.14	-11.60	-13.96
VCVM	0.13	0.13	0.13	0.13
VCVA	-0.53	0.76	-0.53	0.75

TRABE DE 3ER NIVEL



MCVM	0.09	-0.08	0.08	-0.08
MCVA	-11.09	-11.83	-10.44	-12.60
VCVM	0.13	0.13	0.13	0.13
VCVA	-0.46	0.69	-0.46	0.69

COLUMNAS DE 1ER NIVEL

MCVM -0.03
 MCVA 37.75
 VCVM 0.02
 VCVA -0.69



BARRA #1

MCVM -0.02
 MCVA 17.01
 VCVM 0.02
 VCVA 0.69



MCVM 0.00
 MCVA 0.88
 VCVM 0.00
 VCVA -0.94



BARRA #2

MCVM 0.00
 MCVA 19.42
 VCVM 0.00
 VCVA 0.94



MCVM 0.03
 MCVA 0.43
 VCVM -0.02
 VCVA -0.72




BARRA #3

MCVM 0.02
 MCVA 17.23
 VCVM 0.02
 VCVA 0.72




COLUMNAS DE 3ER NIVEL

MCVM	-0.05
MCVA	0.80
VCVM	0.03
VCVA	-0.46




BARRA #7

MCVM	-0.04
MCVA	0.58
VCVM	-0.03
VCVA	0.46




MCVM	0.00
MCVA	14.17
VCVM	0.00
VCVA	-0.88




BARRA #8

MCVM	0.00
MCVA	12.22
VCVM	0.00
VCVA	0.88




MCVM	0.05
MCVA	0.88
VCVM	-0.03
VCVA	-0.51




BARRA #9

MCVM	0.04
MCVA	0.65
VCVM	0.03
VCVA	0.51




MARCO SIN CONTRATRABE (CENTRAL)

TRABE DE 1ER NIVEL



MCVM	0.56	-0.17	0.17	-0.16
MCVA	-11.91	-13.89	-10.85	-14.65
VCVM	0.26	0.26	0.26	0.26
VCVA	-0.42	0.87	-0.41	0.86

TRABE DE 3ER NIVEL



MCVM	0.18	-0.16	0.16	-0.18
MCVA	-10.33	-12.51	-97.59	-13.36
VCVM	0.26	0.26	0.26	0.26
VCVA	-0.34	0.80	-0.35	80.41

COLUMNAS DE 1ER NIVEL

MCVM -0.07
 MCVA 34.81
 VCVM 0.03
 VCVA -0.68



BARRA #1

MCVM -0.03
 MCVA 16.86
 VCVM -0.03
 VCVA 0.68



MCVM 0.00
 MCVA 0.88
 VCVM 0.00
 VCVA -0.94



BARRA #2

MCVM 0.00
 MCVA 19.42
 VCVM 0.00
 VCVA 0.94



MCVM 0.07
 MCVA 0.46
 VCVM -0.03
 VCVA -0.73




BARRA #3

MCVM 0.03
 MCVA 17.38
 VCVM 0.03
 VCVA 0.73





ESTA TESIS NO DEBE
 SALIR DE LA BIBLIOTECA

COLUMNAS DE 3ER NIVEL


MCVM	-0.09	
MCVA	0.76	
VCVM	0.08	
VCVA	-0.43	


BARRA #7

MCVM	-0.09	
MCVA	0.54	
VCVM	-0.08	
VCVA	0.43	


MCVM	0.00	
MCVA	14.17	
VCVM	0.00	
VCVA	-0.88	

BARRA #8

MCVM	0.00	
MCVA	12.22	
VCVM	0.00	
VCVA	0.88	

MCVM	0.09	
MCVA	0.92	
VCVM	-0.06	
VCVA	-0.54	

BARRA #9

MCVM	0.09	
MCVA	0.69	
VCVM	0.06	
VCVA	0.54	

**CAPITULO IV. - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MODELO
PROPUESTO.**

CALCULO DE TRABE 1ER NIVEL EN MARCO DE ORILLA

DISEÑO POR FLEXION

Mu (-) = 18.36 l/m Sección de 40 x 55

b = 40 cm

d = 50 cm

h = 55 cm

$$\rho = F''C / F_Y \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{0.9 * b * d * F''C}} \right]$$

$$\rho = 0.03238 \quad (.1633)$$

$$\rho = 0.00528$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

As = b d

As = (0.00528) * (40) * (50)

As = 10.56 CM²

SE PROPONE 3 VS # 8

Mu (+) = 18.36 l/m

$$\rho = 0.03238 \quad (.06493)$$

$$\rho = 0.002102$$

$\rho < \rho_{\min}$ por lo tanto tomamos $\rho_{\min} = 0.002357$

As = b d

As = (0.002357) * (40) * (50)

As = 4.71 CM²

SE PROPONE 2 VS # 6

$$\rho_{\text{REAL}} = A_s / b * d$$

$$\rho_{\text{REAL}} = 0.00760$$

REVISION POR CORTANTE

$$V_u = 8.07 \text{ t/m}$$

$$H < 70 \text{ cm}$$

$$h / b = 55 / 40 = 1.37 < 6$$

$$l / h = 4 / .55 = 7.27 \text{ por lo tanto}$$

$$VCR = Fr \cdot b \cdot d (0.2 + 30) \sqrt{F \cdot C}$$

$$VCR = 8,662.72 \text{ Kg}$$

Como $VCR > VU$ se suministrara refuerzo mínimo con varilla del # 3.

$$S = 0.5 (50) = 25 \text{ cm.}$$

Se proponen estribos del No. 3 @ 25 cm.

REVISION POR DEFLEXION

$$\text{Flecha Inmediata} = WL^3 / 384 EI$$

Modulo de Elasticidad del Concreto (Tipo 2)

$$8000 \sqrt{F \cdot C} = 8000 (14.14) = 113120 \text{ Kg/cm}^2$$

Modulo de Elasticidad del Acero

$$2 \times 10^6 = 2,000,000$$

Inercia de la Sección Agrietada = 2495101.19 cm⁴

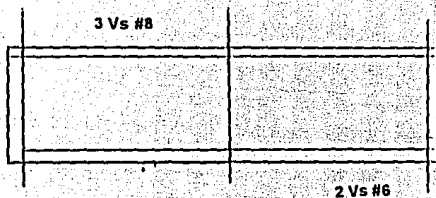
$$\text{Flecha Inmediata} = 0.22 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha Diferida} = 4 / 1 + 50 (0.005337) = 0.68 \text{ cm}$$

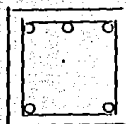
$$\text{Flecha Total} = \text{Flecha Diferida} + \text{Flecha Inmediata} = 0.90 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha Permisible} = L / 240 + 0.5 = 2.16 \text{ cm}$$

0.90 cm < 2.16 cm por lo tanto O.K.

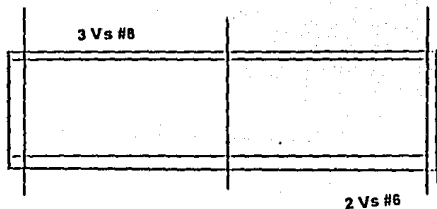


TRABE DE 1ER NIVEL

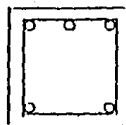


SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6



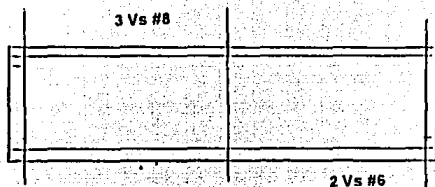
TRABE DE 3ER NIVEL



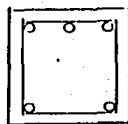
SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6

MARCO SIN CONTRATRAPE (ORILLA)

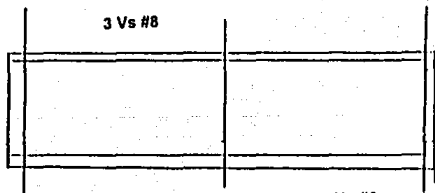


TRABE DE 1ER NIVEL

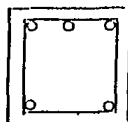


SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6



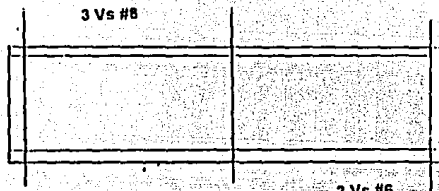
TRABE DE 3ER NIVEL



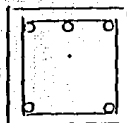
SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6

MARCO CON CONTRATRABE (ORILLA)

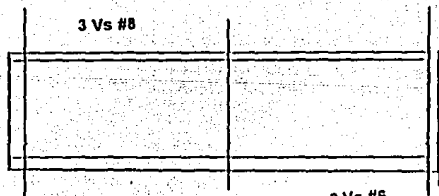


TRABE DE 1ER NIVEL

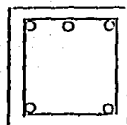


SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6



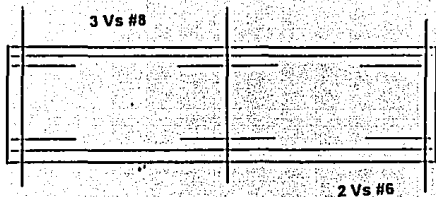
TRABE DE 3ER NIVEL



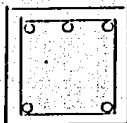
SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6

MARCO CON CONTRATRABE (CENTRAL)

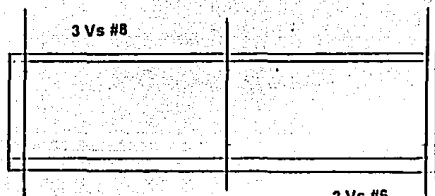


TRABE DE 1ER NIVEL

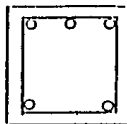


SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6



TRABE DE 3ER NIVEL



SECCION 40 X 55

3 Vs # 8
E #3 @ 25
2 Vs # 6

CALCULO DE COLUMNA 1ER NIVEL EN MARCO DE ORILLA

$$M_x = 49.19 \text{ l / m}$$

$$M_y = 21.78 \text{ l / m}$$

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

$$F_Y = 4000 \text{ kg / cm}^2$$

$$P = 32.12 \text{ l}$$

Recubrimiento en dirección Y

$$r = 3 + 1 + 1 = 5 \text{ cm.}$$

$$d = h - r = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$d / h = 55 / 60 = .91 \quad .90$$

$$e = m / p + e_{\text{accidental}}$$

$$e_{\text{accidental}} = 0.05 h > 2 \text{ cm}$$

$$e_{\text{accidental}} = 0.05 (.60) > 2 \text{ cm. O.K.}$$

$$e = 21.78 \text{ l/m} / 32.12 + (0.03 \text{ m})$$

$$e = .70 \text{ cm}$$

$$R_Y = e_y / b = .70 \text{ m} / .60 \text{ m} = 1.18$$

Recubrimiento en dirección X

$$r = 3 + 1 + 1 = 5 \text{ cm.}$$

$$d = h - r = 75 - 5 = 70 \text{ cm}$$

$$d / h = 70 / 75 = .93 \quad .90$$

$$e = m / p + e_{\text{accidental}}$$

$$e_{\text{accidental}} = 0.05 h > 2 \text{ cm}$$

$$e_{\text{accidental}} = 0.05 (.75) > 2 \text{ cm. O.K.}$$

$$e = 49.19 \text{ l/m} / 32.12 + (0.037 \text{ m})$$

$$e = 1.56 \text{ m}$$

$$R_X = e_x / b = 1.56 \text{ m} / .75 \text{ m} = 2.08$$

$$R_y / R_x = 1.16 / 2.08 = .55$$

$$K = 32120 \text{ kg} / 0.8 * 60 * 70 * 136$$

$$K = 0.07$$

$$\text{De Gráficas } q = 0.02$$

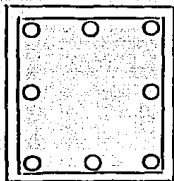
$$A_s = 0.02 * 60 * 70 * 136 / 4000$$

$$A_s = 28.56 \text{ cm}^2$$

Se proponen 6 Vs del # 8

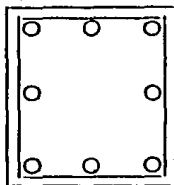
MARCO CON CONTRATRABE (ORILLA)

COLUMNAS DE 1ER NIVEL



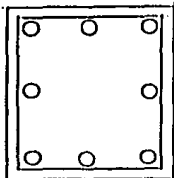
8 Vs #6
E # 3 @ 25

BARRA #4



8 Vs #8
E # 3 @ 25

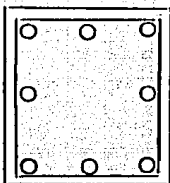
BARRA #5



8 Vs #6
E # 3 @ 25

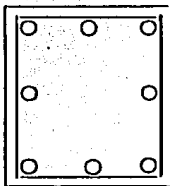
BARRA #6

COLUMNAS DE 3ER NIVEL



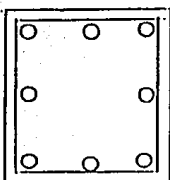
8 Vs #6
E # 3 @ 25

BARRA #10



8 Vs #8
E # 3 @ 25

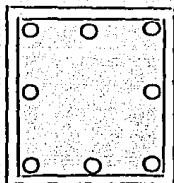
BARRA #11



8 Vs #6
E # 3 @ 25

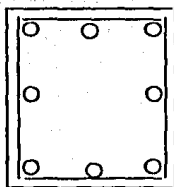
BARRA #12

COLUMNAS DE 1ER NIVEL



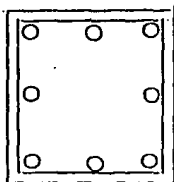
8 Vs #8
E # 3 @ 25

BARRA #4



8 Vs #8
E # 3 @ 25

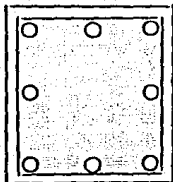
BARRA #5



8 Vs #8
E # 3 @ 25

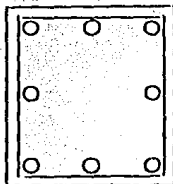
BARRA #6

COLUMNAS DE 3ER NIVEL



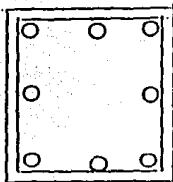
8 Vs #8
E # 3 @ 25

BARRA #10



8 Vs #8
E # 3 @ 25

BARRA #11

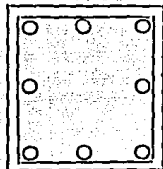


8 Vs #8
E # 3 @ 25

BARRA #12

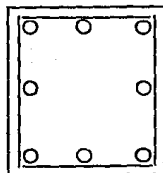
MARCO SIN CONTRABE (ORILLA)

COLUMNAS DE 1ER NIVEL



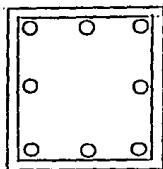
8 Vs #6
E #3 @ 25

BARRA #1



8 Vs #8
E #3 @ 25

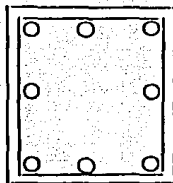
BARRA #2



8 Vs #6
E #3 @ 25

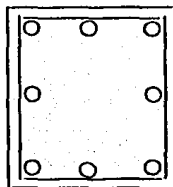
BARRA #3

COLUMNAS DE 3ER NIVEL



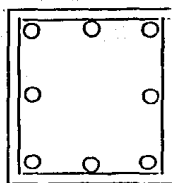
8 Vs #6
E #3 @ 25

BARRA #7



8 Vs #8
E #3 @ 25

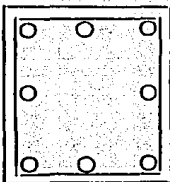
BARRA #8



8 Vs #6
E #3 @ 25

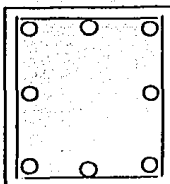
BARRA #9

COLUMNAS DE 1ER NIVEL



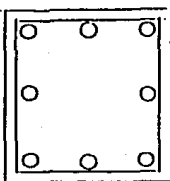
8 Vs #6
E # 3 @ 25

BARRA #1



8 Vs #8
E # 3 @ 25

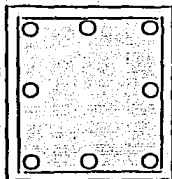
BARRA #2



8 Vs #6
E # 3 @ 25

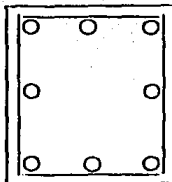
BARRA #3

COLUMNAS DE 3ER NIVEL



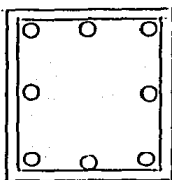
8 Vs #6
E # 3 @ 25

BARRA #7



8 Vs #8
E # 3 @ 25

BARRA #8



8 Vs #6
E # 3 @ 25

BARRA #9

IDENTIFICACION: TESTE1
 Código: TESTE1

No. DE NUDOS.....: 9
 TIPOS DE SECCIONES: 1
 MIEMBROS.....: 12
 ESTADOS DE CARGA...: 2
 COMBINACIONES.....: 3

ESTADO DE CARGA 01 CARGA VERTICAL.

TP DR Del AL

CARGA ELEMENTO INC PARAMETROS (T. m)

AN EE 1 3 1 Hx=-0.017 Hy=-0.017 P=50.000
 AN ZH 1 6 1 H=6.330

ESTADO DE CARGA 02 CARGA SISMICA

TP DR Del AL

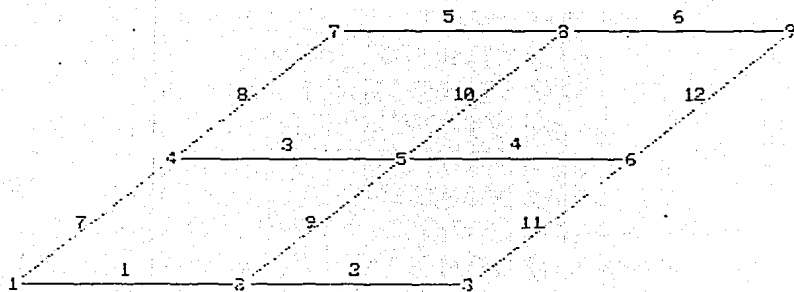
CARGA ELEMENTO INC PARAMETROS (T. m)

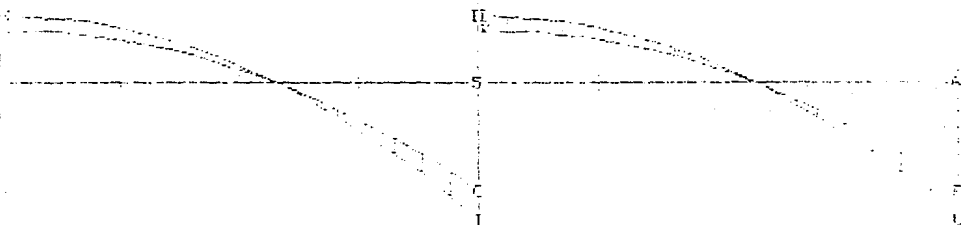
AN EE 1 3 1 Hx=17.000 Hy=5.100 P=50.000
 AN EE 4 6 1 Hx=19.420 Hy=5.300 P=50.000

SECCION			N. TORSION	M. FLEXION	CORTANTE	FLUJIA		
MR NUDO	(m)	EC	(Tm)	(Tm)	(T)	(cm)		
1	0.000		1	0.000 u	-42.835 1	-33.233 1	0.000 0	
			2	0.000	-33.656 s	-26.112 s	0.000 0	
			3	0.000	-33.656	-26.112	0.000	
	3.750*		1	0.000 u	19.479 s	0.000 s	0.047 s	
			2	0.000	15.305 1	0.000 1	0.045 1	
			3	0.000	15.305	0.000	0.045	
	2	4.000		1	0.000 u	19.703 s	2.215 s	0.000 0
				2	0.000	15.028 1	1.740 1	0.000 0
				3	0.000	15.028	1.740	0.000
2	0.000		1	0.000 u	-42.835 1	-33.233 1	0.000 0	
			2	0.000	-33.656 s	-26.112 s	0.000 0	
			3	0.000	-33.656	-26.112	0.000	
	3.750*		1	0.000 u	19.479 s	0.000 s	0.047 s	
			2	0.000	15.305 1	0.000 1	0.045 1	
			3	0.000	15.305	0.000	0.045	
	3	4.000		1	0.000 u	19.703 s	2.215 s	0.000 0
				2	0.000	15.028 1	1.740 1	0.000 0
				3	0.000	15.028	1.740	0.000
3	0.000		1	0.000 u	27.545 1	-0.753 1	0.000 0	
			2	0.000	17.700 1	0.434 s	0.000 0	
			3	0.000	17.700	-0.421	0.000	
	0.002*		1	0.000 u	27.545 s	-0.753 1	0.017 s	
			2	0.000	17.714 1	0.434 1	0.011 1	
			3	0.000	17.714	0.434	0.011	

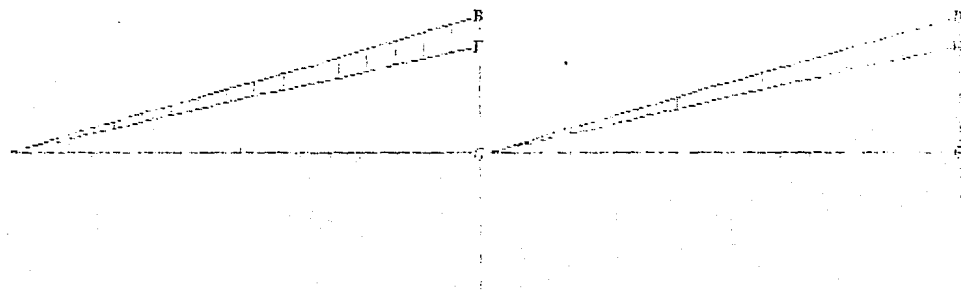
HB NUDD	SECTION (in)	EC	CR	H. TOPSTICH (1994)	N. JELFY 100 (1968)	CON. 1010C (1)	FL. 1016 (608)
5	4.000		1	0.000 u	-46.160 f	31.076 f	0.000 u
			2	0.000	-36.268 #	27.418 f	0.000
			3	0.000	-36.268	27.418	0.000
4	5		1	0.000 u	22.528 s	-0.952 f	0.000 u
			2	0.000	17.700 f	-0.434 #	0.000
			3	0.000	17.700	-0.434	0.000
	0.062*		1	0.000 u	22.545 s	-0.000 f	0.017 s
			2	0.000	17.714 f	-0.000 #	0.014 f
			3	0.000	17.714	-0.000	0.014
6	4.000		1	0.000 u	-46.160 f	31.076 s	0.000 u
			2	0.000	-36.268 #	27.418 f	0.000
			3	0.000	-36.268	27.418	0.000
5	7		1	0.000 u	22.528 s	-0.952 f	0.000 u
			2	0.000	17.700 f	-0.434 #	0.000
			3	0.000	17.700	-0.434	0.000
	0.062*		1	0.000 u	22.545 s	-0.000 f	0.017 s
			2	0.000	17.714 f	-0.000 #	0.014 f
			3	0.000	17.714	-0.000	0.014
6	4.000		1	0.000 u	-46.160 f	31.076 s	0.000 u
			2	0.000	-36.268 #	27.418 f	0.000
			3	0.000	-36.268	27.418	0.000
6	8		1	0.000 u	22.528 s	-0.952 f	0.000 u
			2	0.000	17.700 f	-0.434 #	0.000
			3	0.000	17.700	-0.434	0.000
	0.062*		1	0.000 u	22.545 s	-0.000 f	0.017 s
			2	0.000	17.714 f	-0.000 #	0.014 f
			3	0.000	17.714	-0.000	0.014
9	4.000		1	0.000 u	-46.160 f	31.076 s	0.000 u
			2	0.000	-36.268 #	27.418 f	0.000
			3	0.000	-36.268	27.418	0.000
7	1		1	0.000 u	54.314 s	17.172 s	0.000 u
			2	0.000	26.984 f	13.482 f	0.000
			3	0.000	26.984	13.482	0.000
4	4.000		1	0.000 u	-34.344 f	17.172 s	0.000 u
			2	0.000	-26.984 #	13.482 f	0.000
			3	0.000	-26.984	13.482	0.000
1	4		1	0.000 u	34.344 s	17.172 s	0.000 u
			2	0.000	26.984 f	13.482 f	0.000
			3	0.000	26.984	13.482	0.000
7	4.000		1	0.000 u	-34.344 f	17.172 s	0.000 u
			2	0.000	-26.984 #	13.482	0.000

HW	HDD	SECTION (m)	EC	LR	N. TOPS EON	H. FLEYS EON	ORIGINE	ELECTA
					(Eon)	(Eon)	(E)	(Eon)
				3	0.000	-26.981	13.492	0.000
9	2	0.000		1	0.000 u	34.344 S	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	26.984 I	13.492 I	0.000
				3	0.000	26.984	13.492	0.000
	5	4.000		1	0.000 u	-34.344 I	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	-26.981 E	13.492 I	0.000
				3	0.000	-26.981	13.492	0.000
10	5	0.000		1	0.000 u	34.344 S	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	26.984 I	13.492 I	0.000
				3	0.000	26.984	13.492	0.000
	8	4.000		1	0.000 u	-34.344 I	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	-26.981 E	13.492 I	0.000
				3	0.000	-26.984	13.492	0.000
11	3	0.000		1	0.000 u	34.344 S	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	26.984 I	13.492 I	0.000
				3	0.000	26.984	13.492	0.000
	6	4.000		1	0.000 u	-34.344 I	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	-26.981 E	13.492 I	0.000
				3	0.000	-26.984	13.492	0.000
12	6	0.000		1	0.000 u	34.344 S	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	26.984 I	13.492 I	0.000
				3	0.000	26.984	13.492	0.000
	9	4.000		1	0.000 u	-34.344 I	17.172 S	0.000 u
				2	0.000	-26.981 E	13.492 I	0.000
				3	0.000	-26.984	13.492	0.000



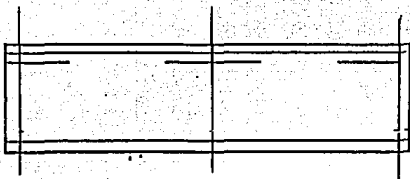


G=38.53/4.00 B=22.54/2.00 C=-36.27/4.00 D=23.53/4.00 E=22.54/4.00 F=-36.27/4.00
 H=17.78/4.00 I=17.71/0.86 J=-45.16/4.00 K=17.78/4.00 L=17.71/4.00 M=-45.16/4.00

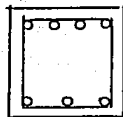


A=-2.43/0.00 B=34.90/4.00 C=-0.43/4.00 D=34.90/0.00 E=-0.55/0.00 F=27.42/4.00
 G=0.55/4.00 H=27.42/0.00

CONTRATRABES DE CIMENTACION

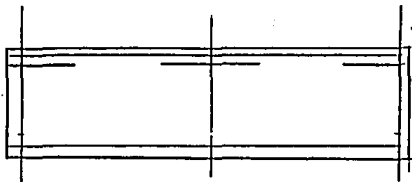


CONTRATRABE CENTRAL

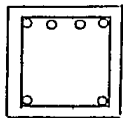


SECCION 20 X 75

4 Vs # 8
E #3 @ 20
3 Vs # 8



CONTRATRABE ORILLA



SECCION 20 X 75

4 Vs # 6
E #3 @ 20
3 Vs # 6

IDENTIFICACION TESIS

C. D. TESIS

NO. DE INDS..... : 2
 TIPO DE SECCIONES : 1
 NIVELES..... : 2
 ESTADOS DE CARGA... : 2
 CONDICIONES..... : 1

ESTADO DE CARGA 01 CARGA UNO SISMO

TF DE (a) 01

CARGA ELEMENTO INC PARAMETROS (T, a)

MI NI 1 2 1 185,770

AN EC 1 3 1 F=60,000 F=60,000 H=12,000

ESTADO DE CARGA 02 CARGA UNO SISMO

TF DE (a) 01

CARGA ELEMENTO INC PARAMETROS (T, a)

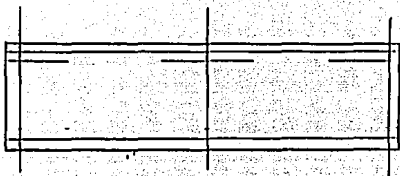
MI NI 1 2 1 185,770

AN EC 1 3 1 F=60,000 F=60,000 H=10,000

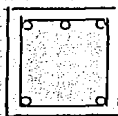
SECCION		F. AXIAL (T)	CORTEANTE (T)	MOMENTO (T-m)	FLECHA (mm)		
MI NI	INC EC CP						
1	1	0,000	1	0,000	-20,300	0,000	
	2	1,500	1	0,000	-6,000	0,150	
	3	4,000	1	0,000	21,815	-27,000	0,000
2	1	0,000	1	0,000	-14,000	0,000	
	2	2,500	1	0,000	1,000	15,000	0,150
	3	4,000	1	0,000	20,000	0,000	0,000

SECCION		F. AXIAL (T)	CORTEANTE (T)	MOMENTO (T-m)	FLECHA (mm)	
MI NI	INC EC CP					
1	1	0,000	1	0,000	-16,400	0,000
	2	1,500	1	0,000	0,000	0,000
	3	4,000	1	0,000	17,700	-17,000
2	1	0,000	1	0,000	-17,700	0,000
	2	2,500	1	0,000	0,000	0,000
	3	4,000	1	0,000	16,400	0,000

MARCO SIN CONTRATRABES INCLUIDAS

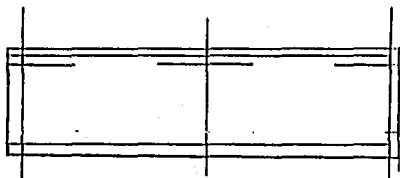


CONTRATRABE ORILLA

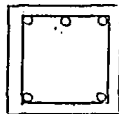


SECCION 20 X 75

3 Vs # 5
E #3 @ 20
2 Vs # 5



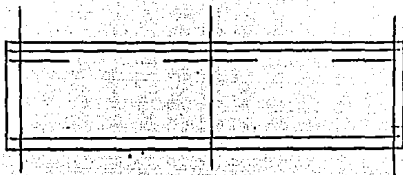
CONTRATRABE CENTRAL



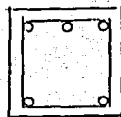
SECCION 20 X 75

3 Vs # 6
E #3 @ 20
2 Vs # 6

MARCO CON CONTRATRABES INCLUIDAS

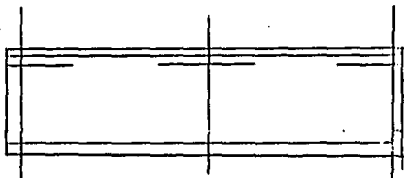


CONTRATRABE ORILLA

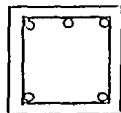


SECCION 20 X 75

3 Vs # 6
E #3 @ 20
2 Vs # 6



CONTRATRABE CENTRAL



SECCION 20 X 75

3 Vs # 6
E #3 @ 20
2 Vs # 6

CONCLUSIONES.

La función de una contratrabe en cimentación es el de provocar una distribución adecuada de elementos mecánicos, tanto en columnas, zapatas, losas y suelo, por lo que cumplen una función estructural básica en un edificio.

Si bien es cierto, que en un análisis convencional los elementos mecánicos que actúan en la superestructura y cimentación se consideran como valores confiables, cabe la posibilidad de disminuir la magnitud de dichos valores, realizando un análisis de conjunto, el cual modifica la distribución de presiones y fuerzas internas.

Después de analizados los resultados y realizados los diseños de los diferentes elementos estructurales se puede concluir:

A).- Que las áreas de acero no varían sensiblemente al hacer el diseño de la cimentación, pero para fines prácticos esta variación que se presenta no es significativa, ya que para la construcción de dichos elementos, se busca uniformizar el material.

B).- Para ambas alternativas se considero la misma sección transversal cumpliendo las condiciones de diseño, no habiendo por tanto, variación en el volumen

del concreto.

Para la cimentación de este modelo se consideraron dos alternativas:

- 1.- Zapata corrida.
- 2.- Losa de cimentación.

La alternativa de zapata corrida fue eliminada debido a que la sección resultante era demasiado grande, por lo cual se opto por la losa de cimentación.

Quizá no se haya logrado demostrar al 100% las ventajas que tiene un análisis en conjunto, de uno convencional, pero queda la satisfacción de haber logrado una opción que sirva como punto de partida para una investigación mas compleja, en la que las diferentes condiciones de (tipo de suelo, forma de estructura e.t.c.) sean más desfavorables y así lograr un método de análisis más general.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- MARSAL Y MASORY
EL SUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO
MEXICO, D.F. 1978.
- 2.- DEMENEGHI COLINA AGUSTIN
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
MEXICO, D.F. 1982
- 3.- MELI PIRALLA ROBERTO
DISEÑO ESTRUCTURAL
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, D.F. 1985.
- 4.- CRESPO VILLALAZ CARLOS
MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, D.F. 1983.
- 5.- MAGDALENO CARLOS, ROJAS RAFAEL, FERREGUT CARLOS.
CIMENTACIONES SUPERFICIALES.
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
MEXICO, D.F. 1981.
- 6.- MELI PIRALLA ROBERTO
ANALISIS ESTRUCTURAL
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, D.F. 1985.
- 7.- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS.
DIARIO OFICIAL
MEXICO D.F. 1987.