

57
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO ESTRUCTURAL
DE CIMENTACIONES**

TESIS

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

presenta

JUAN MANUEL MARTINEZ HERRERA

DIRECTOR: M en I AGUSTIN DEMENEGHI COLINA



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F.

Mayo, 1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-099/95

Señor
JUAN MANUEL MARTINEZ HERRERA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

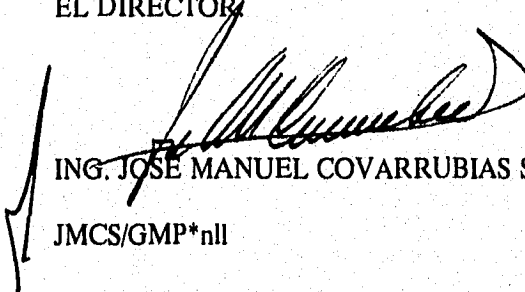
"DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES"

- INTRODUCCION**
I. ANTECEDENTES
II. DISEÑO ESTRUCTURAL
III. EJEMPLOS
IV. CONCLUSIONES
BIBLIOGRAFIA

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 6 de septiembre de 1995.
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nlI

**DISEÑO
ESTRUCTURAL
DE CIMENTACIONES**

INDICE

	Pág
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	
ANTECEDENTES	4
A. PROPOSITO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	4
1. <i>Diseño conceptual</i>	
2. <i>Análisis de la estructura</i>	
3. <i>Dimensionamiento.</i>	
B. DEFINICION Y OBJETIVOS DE UNA CIMENTACION	9
1. <i>Funcionalidad</i>	
2. <i>Seguridad</i>	
3. <i>Economía.</i>	
C. TIPOS DE CIMENTACIONES	10
1. <i>Cimentaciones superficiales</i>	
2. <i>Cimentaciones compensadas</i>	
3. <i>Cimentaciones profundas</i>	
4. <i>Cimentación compensada con pilotes de fricción</i>	
5. <i>Cimentación compensada con pilotes de punta.</i>	
CAPITULO II	
DISEÑO ESTRUCTURAL	17
A. CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA	17
1. <i>Geometría</i>	
2. <i>Materiales.</i>	

- a. *Pétreos*
- b. *Acero grado estructural*
- c. *Concreto reforzado.*

3. *Sistemas estructurales*

- a. *Marco rígido*
- b. *Sistemas a base de muros y losas.*

4. *Solicitaciones*

- a. *Acciones permanentes*
- b. *Acciones variables*
- c. *Acciones accidentales*
- d. *Combinaciones de carga.*

B. CARACTERISTICAS REFERENTES AL SUELO 26

- 1. *Estratigrafía*
- 2. *Capacidad de carga*
- 3. *Asentamientos.*

C. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA 29

- 1. *Métodos convencionales*
- 2. *Métodos de interacción suelo-estructura.*

D. CRITERIOS DE DISEÑO 34

- 1. *Cimentaciones superficiales*
- 2. *Cimentaciones compensadas*
- 3. *Cimentaciones profundas.*

CAPITULO III

EJEMPLOS DE DISEÑO

106

- A. CONSIDERACIONES GENERALES**
- B. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION SUPERFICIAL**
- C. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION COMPENSADA**
- D. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION PROFUNDA**

CAPITULO IV

CONCLUSIONES

107

FIGURAS

APENDICE

REFERENCIAS

INTRODUCCION

Objetivo

El objetivo de la tesis es la presentación de los conceptos del análisis y diseño al proyecto estructural de las cimentaciones.

Para este fin el trabajo se dividió en tres capítulos. En el primero se presenta el proceso del diseño estructural desde una perspectiva de aplicación general para cualquier tipo de estructura.

El segundo se dedica al desarrollo de los aspectos más relevantes en el diseño de una cimentación, poniendo énfasis en los relacionados directamente con el ámbito estructural y describiendo sucintamente aquellos del campo de la geotecnia. La parte dedicada al diseño se ha redactado en forma de manual, con el fin de hacer más sencilla la aplicación de los conceptos a la resolución de problemas. Agregando a esta parte las normas de diseño aplicables y vigentes en el Distrito Federal.

En el tercer capítulo se elabora un ejemplo por cada tipo de cimentación estudiada; la solución de estos problemas se realiza de forma similar a como suele hacerse en una oficina dedicada al diseño estructural y se acompañan de notas y comentarios, con el propósito de lograr una mayor claridad en los cálculos ejecutados.

Alcance

Dada la amplitud del tema se hizo necesario delimitar el alcance del trabajo, el cual se enfoca a tratar las cimentaciones más usuales en la práctica de la construcción urbana. Se dejaron fuera los casos muy especiales de cimentaciones superficiales como son las zapatas aisladas con trabes de liga; tampoco se incluye ninguna combinación de cimentación compensada con algún tipo de cimentación profunda. Y en lo correspondiente a las cimentaciones profundas, que constituyen un tema de estudio por sí mismas, únicamente se toca el diseño estructural de los pilotes precolados, sin incluir a las pilas de concreto. También se han excluido aspectos muy especializados del diseño de los pilotes precolados, como son el efecto dinámico del hincado y el análisis por cargas laterales. Con el fin de limitar más el tema solamente se incluyen las cimentaciones de concreto reforzado.

Análisis

El diseño de una cimentación engloba, desde el punto de vista técnico, su diseño geotécnico y su diseño estructural. Para poder llevarse a cabo este último se necesitan ciertos datos del suelo que son exclusivos del campo de la geotecnia; lo anterior es aún más palpable al momento del análisis de la subestructura. Para no invadir el campo de la geotecnia se optó por un método de análisis que presupone la participación del geotecnista y el estructurista, cada uno en el campo de su competencia; con esto se logra un análisis suelo-estructura de rápida y sencilla aplicación, compartiendo actividades y responsabilidades.

Sin embargo es conveniente que cada especialista tenga un conocimiento de aquella otra área que no es de su especialidad, por lo menos al nivel conceptual; esto significa que el estructurista debe conocer los conceptos básicos de la mecánica de suelos, mientras que el geotecnista comprenderá los principios del análisis y diseño estructural. Lo anterior podrá asegurar que cada uno alcanzará una visión clara del problema por resolver, evitándose de esta manera soslayar o menospreciar todos aquellos factores que no pertenecen concretamente al campo de su dominio.

En los ejemplos que requirieron un análisis suelo-estructura se recurrió al método mencionado, ayudando, como ya es común, de un programa de cómputo, que en nuestro caso fue el denominado STAAD-III (Structural Analysis and Design; ref. 27). El método utilizado puede consultarse en la ref. 15. Necesita de un determinado número de iteraciones que requiere un trabajo en equipo.

Reglamento y especificaciones

Actualmente la mayor parte de los procedimientos de diseño se encuentran compendiados en los Reglamentos de Construcción, particularmente lo que se refiere a los estados límite de servicio y de resistencia, para poder cumplir con las disposiciones legales. Estos Reglamentos se elaboran con base en investigaciones y opiniones de especialistas nacionales y extranjeros; representan un límite mínimo legal para que un diseño quede del lado de la seguridad estipulada en el mismo Reglamento.

El Reglamento utilizado en este trabajo, en lo que se refiere a las combinaciones de carga, a los estados límite de servicio y de resistencia, así como lo relacionado a los procedimientos de diseño fue el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, junto con sus Normas Técnicas Complementarias relacionadas con el tema, refs. 9, 17, 19 y 22.

En lo tocante al tipo y características de las solicitaciones estáticas y accidentales, así como para ciertos procedimientos de diseño se consultó el Manual de Diseño de Obras Civiles, refs. 12 y 25.

Diseño

La determinación de la resistencia de elementos de concreto reforzado se basa en la teoría de la resistencia última; se siguió el método de estados límite de resistencia establecido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En un apéndice se resumen las expresiones usuales para el diseño por flexión y cortante de acuerdo a dicho criterio.

Por último, cualquier trabajo, por modesto que este sea siempre representa la suma de muchos esfuerzos y este no ha sido la excepción, por lo cual sería injusto de mi parte no agradecer a todas aquellas personas que intervinieron directamente como también a aquellas que mantuvieron su constante apoyo moral durante el tiempo que esto duró. Con todo, no puedo evitar mencionar a dos personas: Al maestro en Ingeniería Agustín Deméneghi Colina por su paciencia, estímulo y constantes recomendaciones en la dirección y revisión de la tesis y, a la Arquitecta Patricia Solís R. quien se encargó de elaborar los ejemplos y soportó mis errores, que no fueron pocos... Y aquí empieza la ingratitud.

CAPITULO I. ANTECEDENTES

En este capítulo se describe el proceso de diseño estructural y, se comentan los objetivos que se han considerado de mayor relevancia en el diseño de una cimentación.

A. PROPOSITO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural es el campo del conocimiento técnico que abarca aquellas actividades que hacen posible que se cuente con toda la información para la construcción de una estructura.

Las estructuras se conciben y posteriormente se diseñan, para satisfacer un fin determinado, que requiere como algo esencial que la construcción mantenga su forma y condiciones esenciales durante un determinado tiempo.

Las finalidades básicas que debe cumplir una estructura son las siguientes:

1. *Aislar un volumen específico de los agentes externos*
2. *Soportar el efecto de cargas fijas o dinámicas*
3. *Resistir empujes del suelo, de líquidos o de granos*
4. *Transmitir las cargas al suelo de apoyo.*

Es importante también mencionar que las estructuras de las construcciones deben cumplir con una función resistente, la cual asegure que la construcción será estable, inmóvil y confiable.

El término resistencia debe entenderse como la respuesta ante distintas sollicitaciones, constituida por los parámetros físicos que describen el comportamiento de la estructura, y que son a su vez, elementos de juicio para evaluar su desempeño ante dichas acciones.

Una forma de establecer una seguridad razonable es por medio de lo que se conoce como estados límite de falla y de servicio, de tal forma que el diseño estructural buscará que la estructura no alcance ningún estado límite de falla durante

la vida útil de la construcción y, procurará que en condiciones normales de operación no se exceda ningún estado límite de servicio.

Se sabe que toda obra tiene una limitación económica y una función estética que deben cumplir. Debe, en consecuencia, perseguirse que el diseño sea lo más económico posible, pues de una serie de proyectos en igualdad de condiciones, el criterio que definirá al mejor proyecto, estará en su costo.

La condición estética, se deberá a su vez incluir como una parte esencial de la finalidad primaria o como una parte accesoría de la finalidad que se persigue con la construcción.

Un aspecto de relevante importancia es tener presente que el problema de diseño no es un problema determinista y que toda estructura tiene asociada una cierta probabilidad de falla, lo cual se sustenta en la incertidumbre que caracteriza nuestro conocimiento de los parámetros y variables que intervienen en el diseño estructural, como son: las propiedades mecánicas de los materiales de construcción, las dimensiones de los elementos estructurales y solicitaciones que obran en las estructuras, incluyendo otras fuerzas como las de inercia, los cambios volumétricos y los hundimientos diferenciales.

Así como resulta clara la naturaleza aleatoria de las variables y parámetros que intervienen en el diseño estructural, lo es también la imposibilidad de fijar límites irrebables a dichas variables y parámetros.

Y aunque existe el deseo de que el diseño se realice por un proceso de optimización, en la práctica se busca más bien un equilibrio cualitativo entre seguridad y economía, entre costo inicial y la probabilidad de falla por lo cual el grado deseable de seguridad queda establecido más por la práctica común y por la tradición que por una optimización pura.

Un esfuerzo en este sentido se ve concretado en los actuales Reglamentos de Construcción, que a través del diseño por estados límite involucran de forma práctica las incertidumbres propias del diseño.

De acuerdo con lo antes dicho, se concluye que la solución estructural de una construcción no es ni sencilla ni única, debido a las diversas variables que intervienen. Así cada proyecto está sujeto a determinadas restricciones y lo que puede ser óptimo para uno deja de serlo para otro; por tal razón es que el problema del diseño estructural no es de solución única, sino de solución razonable.

El diseño estructural es un proceso iterativo. Es decir, un proceso de prueba y error, en donde el proyectista hace uso de su intuición y de su experiencia, apoyadas en el análisis y la experimentación.

Y a pesar de los siempre bienvenidos esfuerzos por hacer más racional el proceso del diseño y de introducir los conceptos estadísticos como herramientas, no dejan de ser válidas las palabras de E. Torroja cuando dice:

"El proyectar, aún cuando sea sólo estructuras, si bien tiene mucho de ciencia y de técnica, tiene mucho más de arte, de sentido común, de afición, de aptitud, de delectación en el oficio de imaginar la traza oportuna, a la que el cálculo sólo añadirá los últimos toques con el espaldarazo de su garantía estático resistente."

Para el objetivo que a este trabajo interesa, convendrá descomponer el proceso del diseño en tres aspectos fundamentales, que están estrechamente relacionados y que a su vez presentan la metodología que suele seguirse en la práctica para diseñar una estructura, estos son:

- 1) *El diseño conceptual*
- 2) *El análisis estructural y*
- 3) *El dimensionamiento o diseño final.*

Véase la figura I.1 en donde se muestran estas tres etapas, su interdependencia y el carácter iterativo del diseño.

1) *Diseño conceptual*

Es la parte en donde se identifican las diversas restricciones a las que se deberá sujetar la estructura y sus relaciones entre sí.

Aquí se determina la forma global de la estructura, la disposición de sus elementos resistentes y los materiales con los cuales se construirá.

En esta etapa del diseño juega un papel más importante la intuición y la experiencia del diseñador que los cálculos precisos; pues la elección de un tipo de estructuración y de un determinado material, llevan aparejados un equipo, una mano de obra y un método constructivo, que deberán ser conocidos y manipulados por el diseñador.

De la decisión del proyectista dependerá en buena parte el comportamiento futuro de la estructura.

2) *Análisis de la estructura*

Una vez determinado el sistema estructural y elegido el material con el cual se construirá la estructura, se definirá el comportamiento que presentará ante las distintas sollicitaciones a las cuales se verá sujeta.

Para realizar el análisis es necesario modelar a la estructura, lo cual equivale a idealizarla por medio de un modelo teórico.

La mayor parte de las estructuras de Ingeniería Civil son estáticamente indeterminadas, lo cual requiere para su análisis conocer la distribución de las rigideces relativas (EI) de cada miembro o las dimensiones de las secciones transversales. En un inicio las dimensiones se proponen de acuerdo a criterios de servicio o a reglas empíricas basadas en experiencias anteriores.

Con las dimensiones supuestas y las cargas consideradas se analiza el modelo, obteniéndose las fuerzas internas, las flechas y las deformaciones como resultado del efecto de las cargas sobre la estructura.

Si las dimensiones supuestas inicialmente son adecuadas para resistir los elementos mecánicos y además sus deformaciones son aceptables, entonces el análisis habrá terminado y se iniciará el proceso de dimensionamiento.

Si esto no fuera así se necesitará hacer una modificación a las dimensiones de los miembros, requiriéndose un nuevo análisis. Este proceso iterativo se continuará hasta que la diferencia entre las dimensiones de los miembros de dos análisis consecutivos sea mínima.

3) *Dimensionamiento*

En esta última fase se precisa en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados o especificados en códigos o reglamentos de construcción vigentes.

La información final se presentará en planos estructurales acompañados de los detalles más importantes, con las notas y especificaciones necesarias para que el constructor pueda realizar, sin dudas, la estructura.

En el diseño estructural de una cimentación se sigue el mismo proceso general esbozado anteriormente, con la aclaración de que cada tipo particular de cimentación

requerirá satisfacer ciertas condiciones de seguridad, funcionalidad y economía, de las cuales se hablará en el subcapítulo siguiente.

La selección de la cimentación (Diseño conceptual) es la fase en la cual el ingeniero Geotecnista selecciona y propone la subestructura que le parece más adecuada, de acuerdo con: el nivel de las cargas transmitidas al terreno, las características de capacidad de carga y deformabilidad del suelo y las particularidades de la superestructura.

Una vez que se adopta la infraestructura comienza el trabajo del Ingeniero Estructurista con el diseño de la misma.

Por algún método analítico (método de las flexibilidades o de las rigideces), se determinarán las acciones internas y las deformaciones de la estructura de cimentación.

El suelo bajo el efecto de las cargas sufre hundimientos, su magnitud dependerá de la rigidez de la estructura, de la propia deformabilidad del mismo suelo y de la distribución de las cargas sobre la estructura de cimentación, por lo cual los hundimientos representan un factor importante en el análisis.

En general se pueden emplear dos tipos de análisis, los que toman en cuenta las deformaciones diferenciales del suelo mediante lo que se le conoce como interacción suelo-estructura y aquellos métodos que la ignoran.

Los métodos tradicionales, que no consideran la interacción suelo-estructura son aplicables al diseño de zapatas aisladas, en donde la diferencia entre la reacción del suelo supuesta y la verdadera es pequeña quedando cubierta esta diferencia con los factores de carga y de seguridad que se emplean en su diseño.

Además, el método es aplicable cuando se cuenta con un suelo rígido en el cual los asentamientos de una estructura a base de zapatas aisladas alcanzan valores muy pequeños, cuyo efecto no es significativo en el comportamiento general de toda la estructura y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural.

Por otra parte, cuando el suelo es mediano o altamente compresible y no se pueden desprestigiar los asentamientos diferenciales, será necesario involucrar en el análisis la interacción entre la estructura de cimentación y el suelo, debido a la importancia que dichos asentamientos tienen en las estructuras.

La parte final corresponde al diseño detallado de cada elemento estructural que forma la cimentación, tomando los resultados del análisis, verificando que el diseño cumpla con los requisitos de seguridad y funcionalidad que marque el Reglamento de Construcción vigente.

Los resultados se vaciarán de manera ordenada en planos estructurales, con los detalles y las notas necesarias para su correcta construcción.

B. DEFINICION Y OBJETIVOS DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION

En las construcciones se distinguen dos partes importantes: la superestructura y la infraestructura.

La superestructura es la parte que está por encima del terreno y por lo tanto siempre está a la vista. Su objetivo fundamental es la de ser un espacio de utilidad para el hombre.

La infraestructura o estructura de cimentación constituye el elemento de transición entre la estructura y el suelo que le sirve de apoyo.

El objetivo de la subestructura es proporcionar un apoyo a la estructura, con el objeto que las cargas se distribuyan al suelo con un margen de seguridad adecuado, evitando la falla de suelo. Limitando, además, los asentamientos, así como los desplomes, con el fin de controlar o evitar los daños en los acabados de la estructura o en las construcciones vecinas.

Para que la cimentación cumpla con estos objetivos, su diseño estructural deberá cumplir con los siguientes tres aspectos:

- 1) **Funcionalidad**
- 2) **Seguridad**
- 3) **Economía.**

1) Funcionalidad

Se considera que la subestructura cumple con el concepto de funcionalidad, cuando las deformaciones que sufre por el efecto de los asentamientos del suelo bajo las cargas se mantienen dentro de valores permisibles.

2) *Seguridad*

Pueden presentarse dos tipos de falla: el daño de uno o varios de los elementos que forman la estructura de cimentación o la del suelo subyacente a la subestructura, el cual al no poder resistir las cargas colapsa por capacidad de carga.

La insuficiencia estructural de los componentes de una cimentación se presenta cuando éstos no soportan los elementos mecánicos a los que se ven sujetos por efecto de las distintas combinaciones de carga.

De esta manera una contratrabe de cimentación o la losa de una zapata, se dañará por flexión, cuando su sección es insuficiente o cuando el área de acero es menor a la requerida.

Podrán también fallar por cortante cuando en la contratrabe el refuerzo por tensión diagonal (estribos) y en la zapata, su peralte, no son los adecuados para resistirlo.

Por tal razón el diseño de la cimentación deberá contemplar los dos tipos de falla mencionados, fijando una seguridad razonable que evite que la subestructura alcance alguno de ellos durante su desempeño.

3) *Economía*

En lo que toca a la economía, este es un requisito necesario e importante en toda obra de Ingeniería y cada cimentación lleva implícito un costo que dependerá de las condiciones del subsuelo, del valor de las cargas y de los procesos constructivos necesarios para la realización de la obra. Buscando siempre que la solución adoptada sea la de menor costo posible.

C TIPOS DE CIMENTACIONES

Cada estructura requiere de una cimentación con ciertas características particulares, que dependerán del tipo de suelo y del nivel de las cargas.

Las características del suelo y la magnitud de las cargas son los dos datos técnicos de mayor importancia en la selección de una cimentación, representan, adicionalmente, un criterio estructural para su clasificación. Véase la fig 1.2a.

De acuerdo con esto las cimentaciones se agrupan en los siguientes tres tipos:

- 1) *Las cimentaciones superficiales, también llamadas someras*
- 2) *Las cimentaciones compensadas y*
- 3) *Las cimentaciones profundas.*

Véase la fig. 1.2b

1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Una cimentación se considera superficial cuando queda alojada sobre estratos de suelo poco profundos, que cuentan con la capacidad para resistir las cargas de la superestructura sin presentar hundimientos excesivos.

Las cimentaciones someras se dividen a su vez en:

- a) *Zapatas aisladas*
- b) *Zapatas corridas*
- c) *Losas de cimentación.*

a) Zapatas aisladas

Una zapata aislada es una base rígida cuadrada o rectangular comúnmente de concreto reforzado. Será aislada cuando reciba a una columna.

En la figura 1.3 se muestra la planta de una cimentación con zapatas aisladas, las cuales trabajan cada una de ellas de forma independiente.

Las zapatas se pueden ligar entre sí, en una o en dos direcciones mutuamente perpendiculares por medio de trabes de liga, lo cual logra un trabajo de conjunto pudiéndose de esta forma controlar o reducir los asentamientos entre zapatas, evitando que la superestructura se vea sujeta a esfuerzos adicionales producto de los asentamientos diferenciables excesivos.

Además de ayudar a mantener los asentamientos diferenciales y totales dentro de valores permisibles, las trabes de liga entre zapatas pueden tomar los momentos que aparecen en la base de las columnas de marcos considerados empotrados,

liberando a las zapatas de la flexión, permitiendo que la zapata se diseñe exclusivamente para el efecto axial de las cargas.

En general las zapatas aisladas se utilizan en suelos de baja compresibilidad y cuando los asentamientos diferenciales entre columnas se puedan controlar por la flexibilidad de la superestructura.

b) Zapatas corridas

Las zapatas corridas se utilizan para recibir dos o más columnas al mismo tiempo o para cimentar a los muros de carga.

La zapata corrida está constituida, cuando es de concreto reforzado, por una losa y una contratrabe que une a las columnas y recibe a los muros, fig. 1.4.

Las cimentaciones con zapatas corridas son adecuadas cuando se tienen suelos de mediana compresibilidad y además se requiere controlar los asentamientos diferenciales entre las columnas.

Cuando se tengan cargas pesada en las columnas y el proyecto requiera de rigidez en ambas direcciones se puede recurrir al uso de zapatas corridas en las dos direcciones, pudiéndose presentar el caso de que las bases de las losas de las zapatas, prácticamente lleguen a cubrir el área de toda la cimentación. Véase la fig 1.5.

c) Losas

Las losas de cimentación son placas planas de concreto reforzado con las cuales se logra que la estructura se apoye ocupando toda el área de la edificación. Ver la fig 1.6.

Se acostumbra utilizar las losas cuando las cargas en las columnas llegan a ser lo suficientemente grandes que una cimentación con zapatas corridas ocupa más del 50 % del área de la planta del edificio. En la determinación del peralte de la losa intervienen dos factores, por una parte están los requisitos de resistencia y funcionalidad que exigen que la losa presente determinada rigidez a la flexión y por otra está el factor económico.

Cuando los requisitos de flexión exigen losas de mayor peralte y en consecuencia más costosas o cuando se necesite disminuir los asentamientos

diferenciales, se podrá recurrir a las trabes de cimentación que unan a las columnas en una o en dos direcciones, de manera similar a como se usan en las zapatas corridas.

Las losas de cimentación se suelen utilizar en depósitos de suelos de mediana compresibilidad, presentándose el caso de que el sistema de losa con trabes es adecuado en suelos de alta compresibilidad donde además no sean los asentamientos totales un problema para las construcciones o instalaciones públicas.

2. CIMENTACIONES COMPENSADAS

En el caso de las cimentaciones compensadas se recurre al proceso de sustituir el peso del edificio por cimentar, por un peso equivalente de suelo.

Teóricamente, si el peso de la construcción más el peso propio estimado de la cimentación, es igual al peso del suelo retirado de la excavación que alojará a la subestructura, el suelo al nivel del desplante no se verá afectado, debido a que no le llega ninguna presión adicional a la que originalmente soportaba.

Desafortunadamente, el proceso de realizar la excavación y levantar el edificio no son procesos inmediatos. Durante la construcción ocurren cambios en los esfuerzos del suelo que provocan asentamientos, los que no pueden ser eliminados y deberán mantenerse dentro de ciertos límites ya establecidos en los Reglamentos. Véase las tablas de las figs. II.1 y II.2 que proporcionan los valores límite que establece la ref. 3.

Como la excavación debe ser lo suficientemente profunda para asegurar la completa compensación, se utiliza lo que se conoce como cajón de cimentación, formado por la losa del fondo, la losa de la tapa y por los muros perimetrales. Si se requiriera mayor rigidez se recurre al uso de contratraves de cimentación que unen las columnas en dos direcciones, formando una serie de celdas, como lo muestra la fig. I.7.

En el diseño de una cimentación compensada sobre un suelo totalmente saturado se debe tener presente que el suelo está formado por dos fases, es decir: la fase sólida y la fase líquida, de tal forma que la compensación se logra por la suma de dos efectos: (1) Sustitución por peso de suelo sumergido y (2) Efecto de flotación por el peso del líquido desplazado.

Este efecto de flotación que contribuye a la compensación de la cimentación, es igual, de acuerdo al principio de Arquímedes, al producto del volumen del cajón de

cimentación y de los sótanos alojados por debajo del nivel freático, por el peso específico del agua.

Las cimentaciones compensadas pueden ocuparse en dos formas. Primero se tienen asentamientos grandes que se pueden reducir al bajar la profundidad del desplante. Segunda cuando la resistencia al cortante del suelo es muy baja y se requiere utilizar una cimentación compensada que reduzca el esfuerzo cortante a valores razonables. Resolviendo este problema también se soluciona el del asentamiento, lo que exige que la excavación que alojará al edificio deberá ser lo suficientemente profunda como para permitir obtener una capacidad de carga adecuada, así como para evitar asentamientos excesivos.

3. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Con esta clase de cimentaciones se logra transmitir las cargas verticales por punta a estratos de suelo resistentes y profundos o por fricción al suelo que las rodea. Se recurre a ellas cuando las solicitaciones en la cimentación alcanzan valores altos y una cimentación compensada no es la adecuada para mantener los asentamientos totales dentro de valores permisibles, o a la excavación para alojarla resulta ser muy profunda.

De acuerdo con las dimensiones de su sección transversal se dividen en pilas, cuando su diámetro o lado es mayor de 60 cm, y en pilotes, para dimensiones menores.

Las pilas y los pilotes se clasifican, a su vez, de acuerdo a forma en cómo transmiten las cargas. Véase la fig 1.8.

1. Pilas y pilotes de punta

Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso propio de la cimentación junto con las cargas "P" son importantes, figs. 1.9a y 1.9b. En las pilas, además, se puede aumentar el tamaño de su sección en la base y así incrementar su capacidad útil.

2. Pilotes de fricción

Estos transmiten las cargas "P" al suelo que los rodea utilizando la fricción lateral que se genera entre suelo y área perimetral del pilote, fig. 1.9c. Esta solución se usa en los casos donde no se encuentra, a una profundidad razonable, un estrato de suelo resistente en donde apoyar pilotes de punta.

3. Pilotes de anclaje

Son usados en suelos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos. Con los pilotes se toman los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que son generalmente expansiones, fig. 1.9d.

4. Pilotes inclinados

Representan una solución adecuada para resistir fuerzas horizontales permanentes o temporales como las inducidas por sismo. Se orientan de acuerdo a la dirección en la que actúa la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando tengan que soportar un sismo, fig. 1.9e.

Los pilotes se construyen comúnmente de concreto reforzado, mientras que las pilas se construyen en el sitio en barrenos previos, cuidando que el colado se realice sin segregación ni contaminación.

4. CIMENTACION COMPENSADA CON PILOTES DE FRICCIÓN

Cuando una cimentación se desplanta sobre depósitos de suelos profundos y de alta compresibilidad, y una cimentación compensada no es capaz por sí misma de soportar las cargas o de mantener los asentamientos, dentro de valores permisibles, se recurre al uso de los pilotes de fricción, adicionales al concepto de compensación. fig. 1.10.

Los pilotes hacen las veces de refuerzo para el suelo, cuya función más importante es el de aumentar la capacidad de carga o la de disminuir los asentamientos bajo condiciones de trabajo. Esto se logra al transferir los esfuerzos del nivel de desplante de la estructura a niveles inferiores.

El mayor beneficio de los pilotes se obtiene cuando éstos se hincan antes de realizar la excavación, para que de ésta forma el pilote trabaje como un ancla, en el momento de retirar el suelo por encima del nivel de desplante, ayudando a mantener los esfuerzos de confinamiento en el suelo. Véase este efecto en la fig. I.11.

5. CIMENTACION CON PILOTES DE PUNTA

Para las construcciones en donde una cimentación compensada con pilotes de fricción no es adecuada para resistir las cargas, es necesario apoyar los pilotes que soportarán la estructura, en estratos resistentes de baja compresibilidad y con resistencia a grandes esfuerzos cortantes.

Los pilotes se podrán utilizar distribuidos uniformemente en toda la base de la cimentación o en grupos bajo zapatas aisladas, en donde llegarán las columnas de la superestructura. Ver las figs. I.12 y I.13.

CAPITULO II. DISEÑO ESTRUCTURAL

En este apartado se resumen los datos indispensables que se necesitan en el diseño estructural de una cimentación.

A. CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

1. GEOMETRIA

La concepción del edificio, como es la distribución de sus espacios, la adaptación a la función para la cual fue creado y concretamente la geometría del proyecto se encuentra establecida en los planos arquitectónicos, formados por las plantas, los cortes y las fachadas.

Las plantas arquitectónicas proporcionan las dimensiones, las colindancias, la disposición de los distintos elementos estructurales y del edificio como un todo.

Los cortes arquitectónicos suministran información como la altura del edificio, la altura de entresijos, los desniveles, el número de niveles y sótanos del cuerpo.

Las figuras II.1.a II.1.b muestran la planta y un corte arquitectónico típicos de un edificio. Las dimensiones, así como la disposición de los elementos estructurales y el tamaño de sus secciones son propuestas, inicialmente, por el arquitecto.

2. MATERIALES

Los materiales estructurales tienen la función principal de resistir las cargas y de proporcionar rigidez.

Adicionalmente a esta función puramente estructural, los materiales se encargan de cubrir a la estructura aislándola de la intemperie y del ruido exterior, a la vez que satisfacen los requisitos estéticos propios de cada proyecto.

Sus propiedades mecánicas y su costo son las dos características más relevantes que hacen que un material sea adecuado para desarrollar funciones estructurales.

La forma de estudiar y evaluar el comportamiento estructural es por medio de pruebas y ensayos estándar. De estos resultados se obtienen ciertas propiedades idealizadas como son: su homogeneidad, su isotropía, su elasticidad, su plasticidad, su dureza, su rigidez y su ductilidad.

Las principales propiedades estructurales que se obtienen de las pruebas esfuerzo-deformación unitaria son características relacionadas con la resistencia, la rigidez y su comportamiento elástico.

La resistencia es el esfuerzo máximo que se alcanza en el material durante el ensayo, en las estructuras se limita a valores menores pues el esfuerzo máximo se alcanza en ocasiones a deformaciones muy grandes que implicarían problemas de inestabilidad.

La rigidez de un material está definida por su módulo de elasticidad E [kg/cm^2 ; T/m^2], el cual se expresa como la relación entre el esfuerzo f [kg/cm^2 ; T/m^2] y su correspondiente deformación unitaria ϵ [cm/cm ; m/m], es decir:

$$E = \frac{f}{\epsilon}$$

Relación que se conoce como ley de Hooke, y representa la pendiente del tramo inicial recto de la curva esfuerzo-deformación característica del material.

Todos los materiales se deforman bajo las cargas, si la deformación se disipa cuando la carga se retira, se dice que el material es elástico, por el contrario si la deformación se mantiene después de retirar la carga, se dice que el material presenta comportamiento plástico.

Los materiales dúctiles se deforman plásticamente antes de fallar presentándose su falla a grandes deformaciones. Los materiales de falla frágil no presentan un rango plástico sino que su falla es súbita, sin ser anunciada por deformaciones apreciables.

La ductilidad es otro requisito deseable de los materiales estructurales, que les permite la redistribución de esfuerzos y proporciona una advertencia de falla inminente, gracias a las grandes deformaciones en el rango plástico del material.

A continuación se describen las características de los principales materiales usados en la construcción de estructuras civiles.

a) *Materiales pétreos de procedencia natural o artificial con los cuales se elabora la mampostería*

En general estos materiales presentan buena resistencia y un módulo de elasticidad alto a las fuerzas de compresión, no así a la tensión donde son particularmente débiles. Su falla, tanto a compresión como a tensión, suele ser frágil. La mampostería se constituye por la unión de piedras o ladrillos, con algún tipo de mortero como cementante y podrá ser mampostería simple o reforzada.

En la mampostería simple las zonas de contacto entre las piezas representan planos débiles para transmitir esfuerzos de tensión y de cortante, por lo cual su uso estructural es adecuado en elementos sujetos a esfuerzos de compresión como los muros y los arcos.

La mampostería reforzada se forma al colocarle a la mampostería simple un refuerzo, interno o externo que consiste, cuando es interno, de barras de acero en las zonas y en las direcciones donde puedan aparecer tensiones. El refuerzo externo lo constituyen los castillos y dadas que encierran a la mampostería proporcionándole un confinamiento que hace posible que el conjunto así formado sea resistente a cargas en su plano como perpendiculares a el.

b) *Acero. Grado estructural*

El acero es el material que presenta las mejores cualidades estructurales de resistencia, rigidez y ductilidad.

Además presenta la facilidad de poderse fabricar el tipo de sección más adecuado para resistir flexión, compresión o cualquier otro tipo de sollicitación.

c) *Concreto reforzado*

Es el material que combina la buena resistencia del concreto para resistir compresiones, su durabilidad, moldeabilidad y resistencia al fuego, con la ductilidad y la excelente capacidad a la tensión del acero.

Por tales razones, así como por su menor costo es que se ha convertido en el material estructural más popular en la construcción de estructuras.

Su carácter monolítico permite lograr uniones rígidas entre los distintos elementos estructurales que se construyen con él. Además, al variar la cantidad y la colocación del acero de refuerzo puede lograrse que los elementos a flexión, presenten un comportamiento notablemente dúctil antes de la falla.

Como consecuencia del tamaño robusto de sus secciones y de su elevado peso específico es que el peso propio de los elementos estructurales es una carga importante dentro de su diseño, lo cual limita su uso a estructuras de claros moderados.

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

La estructura de un edificio se encarga de soportar con una seguridad adecuada, las solicitaciones causadas por cargas verticales, muertas y vivas, y los efectos que fuerzas naturales como el viento y los temblores de tierra producen sobre la estructura.

Además, la estructura deberá proporcionar al edificio la rigidez lateral suficiente para que sus deformaciones bajo las solicitaciones mencionadas no sean excesivas.

Una estructura podrá resistir las cargas de diversas formas y conducir las hasta la cimentación, lo cual dependerá principalmente de la disposición de los elementos estructurales, es decir del sistema estructural que se adopte.

La eficiencia de un determinado sistema estructural se puede evaluar al conocer su resistencia, su rigidez y su ductilidad, que son propiedades similares a las que se buscan en los materiales y que son intrínsecas, al buen comportamiento de una estructura.

De los diversos sistemas estructurales solo se comentará sobre dos de ellos, el sistema a base de marco rígido y el sistema de muros y losas, por considerarlos los de mayor uso en las edificaciones relacionadas con nuestro trabajo.

a) Marco rígido

Los marcos rígidos están compuestos generalmente por elementos horizontales (vigas o trabes) y por elementos verticales (columnas).

Los marcos rígidos pueden resistir por sí solos las cargas verticales y horizontales, sin elementos adicionales de otro tipo, como contraventeos o muros de concreto.

Con ellos se logran construcciones con grandes claros libres, en los que los únicos elementos verticales son las columnas, lo cual es ventajoso en edificaciones urbanas como en edificios para oficinas o estructuras industriales, en donde se acostumbra colocar los marcos en dos direcciones formando estructuras tridimensionales, que en la práctica para fines de análisis y diseño se toman como marcos planos.

Las columnas del marco han de ser capaces de soportar las cargas y momentos que transmiten las vigas adyacentes y los tramos de columnas que sobre de ellos se encuentran, llevándolos, en la mayoría de los casos a la cimentación, figura II.2.

Las trabes y las columnas trabajarán en conjunto para resistir las fuerzas horizontales, proporcionando a la construcción la rigidez lateral necesaria para controlar los desplazamientos horizontales y evitar problemas de inestabilidad de conjunto, figura II.3.

El marco rígido convencional a medida de que crece verticalmente deja de ser solución económica, debido a que en los edificios altos predominan los efectos producidos por el viento o el sismo, los cuales exigen del marco una resistencia y rigidez ante cargas laterales que hace necesario secciones de tamaño y costo excesivo, teniéndose que recurrir a elementos estructurales complementarios como los muros de rigidez o contraventeos, que al trabajar en combinación con los marcos rígidos resisten las fuerzas horizontales de forma eficiente y económica, figs. II.4a y II.4b.

En ocasiones particulares, en un mismo edificio se combinan los marcos rígidos, el contraventeo vertical y los muros de rigidez para resistir las fuerzas horizontales en las dos direcciones principales. La utilización de esta alternativa está en función del diseño arquitectónico y de la funcionalidad de la edificación.

b) Sistemas a base de muros y losas

Este sistema consiste en un arreglo tridimensional en donde los muros y las losas constituyen los elementos estructurales más importantes, fig. II.5.

Las losas se apoyan en los muros perimetrales lo cual permite que la losa adquiera una notable resistencia y rigidez para soportar las cargas verticales.

El efecto de las cargas verticales se transmite a la cimentación por medio de los muros, los momentos en las losas son relativamente pequeños debido a sus claros cortos y a su apoyo en dos direcciones. Sin embargo deben tener la suficiente rigidez en su plano para que puedan constituir un diafragma horizontal, el cual transmita los efectos de las fuerzas horizontales a los muros.

A su vez los muros se encargan de resistir las fuerzas sísmicas por medio de la flexión en su plano, predominando las deformaciones por cortante si su relación de aspecto (altura/longitud) es pequeña, y las de flexión, en el caso contrario, funcionando los muros como voladizos verticales.

En este tipo de estructuración es importante que la cantidad de muros en las dos direcciones principales sea la necesaria para resistir las fuerzas laterales y que su distribución sea uniforme con el fin de evitar torsiones de la planta.

4. SOLICITACIONES A LAS QUE SE VE SUJETA UNA CIMENTACION

La cimentación, como todas las estructuras, se ve afectada por diversas solicitaciones durante su vida útil y en su diseño se requiere conocer el valor nominal de esas acciones.

En realidad las acciones son agentes cuya naturaleza puede ser propia del funcionamiento de la estructura o consecuencia de factores externos, que para fines de análisis y diseño de la estructura de cimentación se representan por sistemas de cargas (cargas concentradas, uniformes o con variación lineal) o por una serie de deformaciones impuestas, las cuales se consideran equivalentes a las acciones reales.

Con el fin de tomar en cuenta la incertidumbre en el conocimiento de las acciones, los reglamentos especifican valores conservadores a los que les denominan nominales. El valor nominal de una acción es un valor de su intensidad que tiene una probabilidad pequeña de ser excedida del lado desfavorable.

Las acciones se clasifican de acuerdo a la duración con la cual actúan con su máxima intensidad sobre la estructura. Y se consideran las siguientes:

a. Acciones permanentes

Son aquellas que actúan permanentemente sobre la estructura, su intensidad puede considerarse constante en el tiempo.

a.1 La carga muerta.- Formada por los siguientes efectos:

- i) El peso de elementos tanto estructurales como no estructurales y todos aquellos elementos que permanecen**

unidos a una construcción de forma que gravitan constantemente sobre la estructura

- ii) El peso propio de la cimentación*
- iii) El peso de rellenos y sobrecargas.*

a.2. Empuje o presión de tierras

Consiste de una fuerza lateral actuando permanentemente contra la porción de la cimentación que queda por debajo del nivel del suelo, como sucede en los muros o trabes de cajones de cimentación o en los muros de retención.

a.3. Presión de agua o empuje hidrostático

El empuje hidrostático, al igual que el de tierras, actúa lateralmente contra los muros u otros elementos de la cimentación cuando éstos intersecan el nivel freático. Además inducirá fuerzas verticales contra la base de las losas, de las zapatas o de los cajones, produciendo un efecto de flotación que deberá ser contrarrestado por el peso de la cimentación o aprovechando cuando se requiera utilizar el concepto de compensación.

b. Acciones variables

Estas actúan sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo. Pertenecen a este grupo las siguientes:

b.1 La carga viva.- Consiste en la suma de todas aquellas cargas verticales que no están constantemente actuando en una parte o en toda la estructura durante su vida útil. Como por ejemplo:

- i) El peso de las personas que se espera harán uso de la estructura*
- ii) El mobiliario, el equipo mecánico y las instalaciones de aire acondicionado*

iii) Los muros divisorios y los falsos plafones.

Es usual que los valores de las cargas vivas para los distintos tipos de estructuras los proporcionen los reglamentos de construcción. En la tabla II.1 se reproduce la tabla de cargas vivas que recomienda, para las diferentes estructuras, la referencia 9.

- b.2 efectos causados en las estructuras por cambios de temperatura y contracciones*
 - b.3 Deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo*
 - b.4 Efectos de operación de maquinaria y equipo, incluyendo, cuando sean significativas, las acciones dinámicas que el funcionamiento de máquinas induzca en las estructuras debido a vibraciones, impacto, frenaje y aceleración.*
- c. Acciones accidentales*

Estas no se deben al desempeño normal de la construcción, son el efecto de la naturaleza sobre las estructuras y pueden alcanzar valores importantes en periodos cortos de tiempo. Las acciones que corresponden a este tipo son los movimientos sísmicos y los efectos del viento.

c.1 Movimientos sísmicos

Las estructuras localizadas en zonas sísmicas se ven afectadas por movimientos del suelo que se pueden considerar equivalentes a una serie de fuerzas de inercia actuando lateralmente sobre la construcción.

La magnitud de estas fuerzas dependerá del tipo de suelo bajo la edificación y de las características del sistema estructural como su masa, su rigidez y de su capacidad para disipar energía.

La fuerza cortante que se presenta en la base de la estructura, como efecto de las fuerzas laterales, se transmite a los distintos elementos resistentes de la estructura de forma proporcional a su rigidez y de allí a la cimentación.

El momento de volteo como otro efecto de las fuerzas laterales, producirá fuerzas de tensión y compresión que incrementarán los esfuerzos debidos a carga permanente en la masa del suelo, de allí la importancia de considerar este efecto y de verificar que en las zonas más esforzadas sus esfuerzos no superen la capacidad de carga del suelo.

Se deberá prestar atención también a los momentos de torsión en el plano horizontal de la construcción debidos a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura.

c.2 Fuerzas de viento

El efecto de las corrientes de viento sobre la estructura se modelan como fuerzas de presión estáticas, las cuales podrán ser fuerzas de empuje o de succión, de acuerdo a la forma y disposición de la construcción.

La estructura se encarga de transmitir a la cimentación el resultado de las fuerzas de succión y empuje, que deberá ser tomado en consideración para el diseño de la cimentación.

d. Combinaciones de carga

La seguridad de una cimentación se verificará para el efecto combinado de todas aquellas acciones que tengan una probabilidad no despreciable de presentarse al mismo tiempo.

Dos tipos de combinaciones de carga se deben considerar:

Primer tipo de combinación

Incluye las acciones permanentes más las acciones variables incluyendo la carga viva. Con esta combinación se revisarán todos los estados límite de falla y de servicio. Para la revisión de estados límite de falla se tomará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con su intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación

Incluye las acciones permanentes, las acciones variables con intensidad instantánea y una sola acción accidental en cada combinación. Revisándose los estados límite de falla y de servicio.

B. CARACTERISTICAS REFERENTES AL SUELO

Para poder continuar y llevar a cabo el diseño de la cimentación se requieren conocer las condiciones estratigráficas y las propiedades índice e hidráulicas del lugar donde se levantará la construcción. Además, con base en las propiedades mecánicas del suelo se podrá determinar su capacidad de carga y los niveles de asentamientos que podrá experimentar el suelo bajo las solicitaciones.

Solamente se comentarán, brevemente, tres puntos relacionados con las características del suelo, que intervienen en la elección de la cimentación más probable, pues un tratamiento más amplio escapa al alcance de este trabajo.

1. ESTRATIGRAFIA

En la mecánica de suelos se acostumbra presentar las características de los diversos estratos que constituyen al suelo, en lo que se le conoce como corte estratigráfico. Esta presentación es usual y de ella se hacen abundantes aplicaciones; su validez radica en el hecho de que las propiedades del suelo varían mucho más rápidamente en dirección vertical que en dirección horizontal.

Un corte estratigráfico es un diagrama que ilustra la composición del suelo y las propiedades índice que presenta la masa de suelo a diferentes profundidades.

Para poder elaborar el perfil estratigráfico de un suelo, es necesario recurrir a las sondas de penetración estándar u otros métodos.

Una vez adoptado el método de sondeo se obtienen probetas alteradas, que sirven para clasificar e identificar al suelo, obteniéndose además las propiedades índice del suelo, como son: el contenido de agua, la oquedad, el peso volumétrico, la gravedad específica y los límites de consistencia, cuando se trate de algún suelo cohesivo.

Permite también, aunque de una forma tosca, conocer la resistencia relativa a la penetración de los distintos estratos. En la fig. 11:6 se muestra lo que sería la presentación usual de un corte estratigráfico.

Las condiciones hidráulicas se pueden averiguar con el uso de piezómetros que se colocan a diversas profundidades, los cuales arrojan las alturas piezométricas que permiten a su vez calcular las presiones efectivas en el subsuelo.

2. CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES

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 proporcionado por el coeficiente de seguridad adoptado.

La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, de las características de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

De la observación del comportamiento de cimentaciones, se ha determinado que la falla por capacidad de carga generalmente ocurre por una rotura del suelo que apoya a la cimentación, debida al esfuerzo cortante.

Tres son los tipos de falla que suelen reconocerse, la falla por corte general, la falla por corte local y la falla por punzonamiento.

Dentro de las expresiones para el cálculo de la capacidad de carga límite del suelo, destacan las expresiones empíricas determinadas por el Dr. Karl Terzaghi que son aplicables para cimentaciones superficiales, como zapatas continuas, cuadradas y circulares.

Dichas expresiones fueron determinadas para una cimentación sobre un suelo homogéneo, cargado verticalmente y sin tomar en cuenta las excentricidades de la carga aplicada, ni la inclinación de la superficie del terreno o de la base de la zapata.

Posteriormente, estas expresiones se han ido modificando o afectando por factores correctivos que toman en cuenta cada una de las circunstancias anteriores.

Un resumen detallado que incluye la deducción de las expresiones para el cálculo de la capacidad límite de los distintos tipos de suelo, así como también las correcciones que suelen hacerse a dichas expresiones para ajustarlas a las condiciones particulares de cada problema, puede verse en las referencias 8 y 13.

La capacidad límite obtenida con estas expresiones se dividirá por un factor de seguridad, que generalmente es de tres para obtener la capacidad de carga permisible, que es la que aparece en los estudios de mecánica de suelos como la capacidad de carga para diseño, dato que es utilizado por el Ingeniero estructurista para la determinación de las dimensiones de las zapatas o del número de pilotes.

3. ASENTAMIENTO

Otro factor importante en el diseño de una cimentación es el asentamiento del suelo subyacente, que está relacionado con las condiciones de servicio que debe cumplir toda cimentación.

Las causas que provocan el asentamiento son diversas, dentro de las que se hallan el abatimiento prolongado del nivel de aguas freáticas, la compactación, la vibración producida por la maquinaria y, principalmente por la aplicación de las cargas al suelo.

El hundimiento de una estructura presenta tres componentes:

- 1) *Un asentamiento uniforme de toda la estructura*
- 2) *Un giro de la estructura como cuerpo rígido que provoca un giro o desplome y*
- 3) *Una distorsión angular provocada por los asentamientos diferenciales.*

En la fig. II.7 muestra las tres componentes mencionadas y en las tablas II.2 y II.3 se proporcionan los valores límite o permisibles para estas componentes.

Si una estructura se asienta uniformemente, teóricamente no se presentarán daños en ninguna parte de ella, aún a pesar de que su valor llegue a ser relativamente grande. El único inconveniente se presentaría en las instalaciones de los servicios públicos (agua potable, drenaje, alumbrado, etc.) y en las construcciones vecinas cuyas conexiones o elementos de soporte sufrirían daños por el excesivo asentamiento, estos efectos nocivos obligan a limitarlo a los valores que aparecen en la tabla II.2.

Sin embargo, el asentamiento de una estructura raramente es uniforme, esto es, habrá columnas de la estructura que se asentarán unas más que otras. A la diferencia del asentamiento entre dos columnas adyacentes, se le llama asentamiento diferencial,

el cual produce en cimentaciones y estructuras un incremento de las fuerzas internas y causa agrietamiento en los elementos estructurales, principalmente de los arquitectónicos que son sensibles al asentamiento.

En la tabla II.3 se proporcionan valores que limitan el cociente entre el asentamiento relativo que se presenta bajo dos puntos de la cimentación (generalmente bajo dos columnas adyacentes) y la longitud que los separa, la magnitud del asentamiento diferencial que puede tolerar una estructura, depende de la capacidad que presentan los distintos arreglos estructurales y los distintos materiales para disipar las fuerzas internas producidas por las distorsiones. Los valores recomendados están basados en requerimientos de apariencia y buen desempeño de la cimentación y de la superestructura.

a. Cargas de servicio

Con el fin de que el Ingeniero geotecnista pueda evaluar el asentamiento se le deberán proporcionar las cargas que actúan en la cimentación.

Y como se vio en el apartado anterior, estas pueden ser de dos tipos: las acciones permanentes y las acciones accidentales.

Las cargas de servicio a considerar incluyen la carga viva máxima, media y accidental. La carga de servicio que incluye la carga viva máxima se utiliza en el cálculo de los asentamientos inmediatos y la carga viva accidental para determinar los incrementos en los asentamientos por efectos transitorios como el sismo y el viento.

Las cargas de servicio se deben entender como aquellas que gravitan sobre la estructura el tiempo suficiente como para producir asentamiento en el suelo.

C. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Como se mencionó en el primer capítulo, el diseño de la estructura de cimentación se puede realizar por métodos llamados convencionales o recurriendo a procedimientos que involucren la rigidez del suelo, que se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura.

La elección de uno u otro procedimiento de análisis dependerá principalmente de la deformabilidad del suelo y de la sensibilidad a los hundimientos de la superestructura por cimentar.

1. METODOS CONVENCIONALES

Los métodos convencionales no toman en cuenta para el análisis estructural los asentamientos del suelo.

Cuando la cimentación es una losa sin contratrabes, el diseño se realiza dividiendo a la losa en franjas centrales y extremas, que la cruzan en dos direcciones perpendiculares. Cada franja queda sujeta a las cargas verticales que transmiten las columnas y a una reacción del terreno que se asume uniforme.

Los elementos mecánicos que así se obtienen suelen ser altos debido a que ignoran el trabajo en las dos direcciones de la losa.

En los casos que la subestructura por diseñar se modele como una retícula de trabes, el problema originalmente tridimensional se reduce a uno bidimensional. La estructura de cimentación se sustituye por un par de vigas rígidas representativas de cada dirección, sobre las que actúan las cargas con una distribución uniforme del suelo. Para su análisis se considera a la viga como un sistema rígido flotante sometido a las cargas de las columnas y a la reacción del suelo.

La principal limitación de estos métodos de diseño radica en el que no toman en cuenta el efecto de los asentamientos del suelo que se presentan cuando la infraestructura se desplanta en suelos blandos y que invalida la hipótesis de que el suelo reacciona con una distribución de esfuerzos uniforme o lineal. Pueden ser aplicados estos métodos, con precaución, utilizando factores de seguridad altos, detallando adecuadamente las uniones, proporcionando refuerzos generosos en ambos lechos de los distintos elementos de la cimentación, lo cual tendrá un efecto importante en el costo de la estructura de cimentación.

2. METODOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

El problema de la interacción entre la estructura de cimentación y el suelo, consiste en determinar un sistema de reacciones, que aplicadas simultáneamente en la subestructura y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos.

Conocer los desplazamientos del suelo es un requisito indispensable para la aplicación de cualquier método de interacción y la solución requiere de la participación del Ingeniero Geotecnista y del Ingeniero Estructuralista para alcanzar una solución satisfactoria y racional.

Para los fines de este trabajo utilizaremos un método iterativo basado en la ref. 15, que consiste en modelar a la subestructura por una viga rígida, el suelo será idealizado como una cama de resortes en donde se apoyará la trabe, es claro que a mayor número de resortes de apoyo mayor será la precisión de los resultados obtenidos.

Al aplicar las cargas a la subestructura, los resortes se deforman redistribuyendo las reacciones en todos los resortes, las que producirán nuevas deformaciones y nuevas reacciones serán obtenidas. El proceso se repetirá hasta que la configuración de deformaciones ya no varíe, lo cual garantiza el equilibrio entre la estructura y el suelo.

2.1 Rigidez Axial de los resortes (k)

Se presenta a continuación la forma de calcular la rigidez inicial de los resortes que modelan al suelo y que son los valores con los cuales arranca la interacción estática suelo-estructura.

Llamaremos rigidez, a la relación que existe entre la carga concentrada que es necesario aplicar en el punto en cuestión para que el suelo presente un asentamiento unitario. De esta manera:

$$k = \frac{P}{y} \rightarrow y = \frac{P}{k}$$

Donde:

- k rigidez del resorte, que representa al suelo (en dirección vertical)
- P carga vertical aplicada
- y desplazamiento vertical.

Por otra parte, la presión que en el suelo se presenta al aplicar la carga P es proporcional al hundimiento, esto es:

$$p = \frac{P}{A} = k_s y$$

$$\rightarrow y = \frac{p}{k_s}$$

En la cual

- p presión aplicada al suelo
- A área donde actúa la carga P
- k_s módulo de reacción del suelo.

Igualando las dos expresiones obtenidas para y

$$y = \frac{P}{k} = \frac{p}{k_s}$$

$$\frac{P}{k} = \frac{P}{Ak_s}$$

$$K = Ak_s$$

El valor del módulo de reacción k_s , generalmente se obtiene por mediciones experimentales, en distintos tipos de suelos, por lo cual se utiliza un valor promedio, al cual designaremos por \bar{k}_s y por lo tanto, la expresión para la rigidez se expresará como:

$$k = A\bar{k}_s$$

Los valores de k_s serán tomados de la tabla II.4 y el área A que involucra la expresión anterior es el área tributaria al punto donde se localiza el resorte y se determinará como lo indica la fig. II.8.

Con el fin de ilustrar el método, considérese que se desea diseñar una subestructura idealizada como una retícula de contratrabes.

La posición de los resortes que representan al suelo y que servirán de apoyo a la retícula se colocarán bajo cada nudo donde coincidan dos o más contratrabes y uno a la mitad de cada claro. fig. II.8

Puede aumentarse el número de resortes, lo cual es función de las características del problema, de la precisión numérica buscada y de la capacidad del programa de cómputo utilizado.

El proceso es el siguiente:

1. *El estructurista se encargará de proporcionarle al Geotecnista las cargas P_i que actúan en la subestructura, incluyendo las cargas permanentes y las accidentales*
2. *Con las cargas el Geotecnista determinará los asentamientos δ_i en la masa del suelo. Estos desplazamientos son determinados aún sin considerar la rigidez de la estructura de cimentación*
3. *Con los desplazamientos δ_i y las cargas P_i el estructurista determinará las constantes de los resortes $K_i = P_i/\delta_i$, a continuación realizará un análisis estructural obteniéndose las reacciones R_i en cada resorte*
4. *El Geotecnista con las reacciones R_i determinará los nuevos desplazamientos δ_{ii} . Que servirán al calculista para determinar las nuevas constantes de los resortes $K_{ii} = R_i/\delta_{ii}$ que junto con las reacciones R_i ahora como cargas, le servirán para realizar un nuevo análisis estructural de la retícula obteniendo unas nuevas reacciones R_{ii} .*

Este proceso de aproximaciones sucesivas permitirá ir corrigiendo las constantes de los resortes hasta hacerlas corresponder con los asentamientos reales del suelo, terminando la interacción suelo-estructura y realizando la corrida final de la retícula para obtener las acciones internas para el diseño de la infraestructura.

El número de ciclos que se requiere para llegar a la convergencia deseada es del orden de 4 ó 5 ciclos, lo que implica pocos minutos de trabajo independiente de cada especialista para lograr la solución al problema (ref. 15).

En los ejemplos que se desarrollarán en el siguiente capítulo y en los que fue necesario utilizar una interacción suelo-estructura, se siguió el procedimiento anterior y los resultados que se presentan corresponden a los del último ciclo.

D. CRITERIOS DE DISEÑO

Este subcapítulo contiene los procedimientos de diseño estructural de una cimentación; se han agrupado en los tres bloques siguientes:

1. *Cimentaciones superficiales*
2. *Cimentaciones compensadas*
3. *Cimentaciones profundas.*

Los comentarios y recomendaciones de diseño aquí resumidas fueron retomadas en su gran mayoría del Reglamento de Construcciones del D.F. ref. 9 y de sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, ref. 17. Y se hará constantes referencias a ellas en los ejemplos que más adelante, en el capítulo III, se resuelven. De la misma forma ciertos procedimientos aquí marcados se ejecutan en los problemas resueltos. Estas referencias cruzadas entre normas y ejemplos se ha considerado pertinente mantenerla para lograr su clara interpretación.

1. Cimentaciones superficiales

Las dimensiones así como la forma de las zapatas se determinan tomando en cuenta que las presiones sobre el terreno, causadas por las cargas de diseño, a la cual se le llama presión de contacto, no exceda a la capacidad de carga admisible del suelo, establecida en el estudio de mecánica de suelos.

En general, las zapatas se ven solicitadas por fuerzas verticales, fuerzas horizontales, momentos flexionantes y momento torsionante, lo cual suma seis fuerzas distintas en el espacio. Sin embargo, en la mayor parte de los casos que se resuelven en la práctica no suelen actuar al mismo tiempo todas las cargas mencionadas y en particular el efecto del momento torsionante en zapatas centrales suele desprejiciarse.

1.1 Determinación de la presión de contacto

La distribución de la presión de contacto para el diseño de una cimentación en realidad no suele ajustarse con precisión a una distribución uniforme o de variación lineal, pero representan hipótesis de comportamiento sencillas y de validez comprobada en la práctica; por tal razón se presenta a continuación estas dos formas de evaluar la presión de contacto.

1.1.a Presión de contacto con distribución uniforme

Se asume una distribución uniforme de la presión del terreno en toda el área de contacto de la zapata con el suelo subyacente, para los casos en los cuales la resultante de cargas pase por el centro geométrico de la misma, fig. 11.9a.

Para los casos de que el cimiento se vea sujeto, además de la carga vertical, a un momento en una o en dos direcciones, se seguirá aplicando la misma distribución uniforme de presiones en el suelo, pero con la diferencia de que actuará en un área crítica. Esta área crítica es un área reducida por la acción de los momentos aplicados.

La determinación del área reducida se basa en un artificio que se explica a continuación, (ref. 20). Consideremos un cimiento de ancho B y longitud unitaria al que se le aplica una carga vertical concéntrica, P y un momento M , contenido en el plano del papel; fig. 11.9b. Dicha condición de carga es equivalente a la mostrada en la fig. 11.9c. y puede considerarse que la carga P , excéntrica, actúa en un ancho B' cumpliéndose la siguiente relación geométrica.

$$\frac{B'}{2} = \frac{B}{2} - e$$

De donde

$$B' = B - 2e$$

La cual nos dice que la presión de contacto actúa uniformemente ya no en todo el ancho del cimiento como suele ser en el caso de la carga concéntrica, sino en un ancho reducido B' , que se determina reduciendo el ancho B en dos veces la excentricidad.

Por tal razón el área reducida A' será:

$$A' = (\text{ANCHO REDUCIDO}) (\text{LONGITUD})$$

$$A' = B' \times L \quad \text{pero como } L = 1$$

$$A' = B'$$

Y la presión de contacto p ,

$$p = P/A' = P/B'$$

Ver el punto 5.1 del ejemplo N° 1, capítulo III, en donde se aplica este criterio.

1.1.b Presión de contacto con distribución lineal

Una segunda forma es considerar que la distribución de la presión es lineal, la magnitud de la distribución de los esfuerzos de contacto entre el suelo y la zapata se consideran independientes de la deformación del terreno bajo las cargas y se determinan estáticamente.

Para tal efecto se supone que la zapata es rígida y se acepta la hipótesis de un comportamiento lineal del suelo bajo las cargas.

Tomando en cuenta la fig. II.10 a y de acuerdo con la mecánica de materiales, los esfuerzos en elementos sujetos a la combinación de carga axial con momento flexionante, están dados por la siguiente expresión:

$$p = \frac{Q}{A} \pm \frac{M}{S}$$

Donde:

p valor de la máxima presión (+ compresión) (- tensión)

$M = Q \times e$ momento flexionante o de volteo

- e excentricidad de la resultante de cargas verticales
- Q resultante de las fuerzas verticales
- A = B x L Area de la zapata en planta
- S = I/c módulo de sección
- I momento de inercia de la planta de la zapata alrededor del eje en el cual gira el momento de volteo
- c distancia que va del eje de giro del momento de volteo o la cara de la zapata paralela a dicho eje.

Sustituyendo en la expresión anterior:

$$p = \frac{Q}{BL} \pm \frac{Q(e)}{I} c$$

Pero si la planta del área de la zapata fuese rectangular, ver la fig. II.10b se tendría:

$$I = \frac{LB^3}{12}$$

$$c = \frac{B}{2}$$

Entonces:

$$p = \frac{Q}{BL} \pm \frac{Q(e)}{LB^3} \left(12 \frac{B}{2} \right)$$

$$p = \frac{Q}{BL} \pm 6 \frac{Q(e)}{LB^2}$$

$$p = \frac{Q}{BL} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \quad (1)$$

De la expresión (1) se deduce que si el valor de la excentricidad (e) llega a ser lo suficientemente grande, la presión en el suelo será negativa, lo cual significa esfuerzos de tensión, los cuales intentan separar a la zapata del suelo. Por tal razón no se toman en cuenta. El resultado de esto es una reducción del área efectiva de la zapata como consecuencia inmediata de la reducción en el ancho (B).

Si se iguala a cero la expresión (1), se determinará el valor de la excentricidad máxima a la que puede estar la carga antes de que se presenten presiones negativas y pueda así considerarse efectiva a toda el área de la zapata. Esto es:

$$p = \frac{Q}{BL} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = 0$$

$$1 \pm \frac{6e}{B} = 0$$

$$\frac{6e}{B} = \pm 1$$

$$e = \pm \frac{B}{6} \quad (2)$$

Expresión que define la "zona" donde puede caer la resultante de las fuerzas verticales sin producir esfuerzos de tensión, en el caso de que actúen momentos de volteo en dos direcciones, el área que se define se le conoce como "núcleo central". Ver la fig. II.11.

De acuerdo al valor de la excentricidad (e) se presentan las siguientes distribuciones de esfuerzos.

Si $e = 0$; ver fig. II.12a

$$p = \frac{Q}{BL} \quad (3)$$

Si $0 < e < B/6$; ver fig. II.12b

$$p_{mfn} = \frac{Q}{BL} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] \quad (4)$$

$$p_{mdx} = \frac{Q}{BL} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] \quad (4a)$$

Si $e = B/6$, ver fig. II.12c

$$p_{mfn} = 0$$

$$p_{mdx} = \frac{2Q}{BL} \quad (5)$$

En consecuencia la expresión (1) es aplicable a los casos en que la excentricidad de la carga se encuentra en el intervalo $0 \leq e \leq B/6$. En la práctica, siempre que sea posible, se deberá buscar que el tamaño de la zapata sea lo suficientemente grande como para evitar los esfuerzos de tensión, si esto no es posible se deberá aceptar, dependiendo del tipo de terreno, una cierta cantidad de esfuerzos de tensión máxima equivalente a un 10% de la longitud de la zapata en dirección del momento de volteo.

Se determinará con ayuda de la fig. II.13 la expresión que define a la máxima presión de contacto y su distribución para el caso especial de que la excentricidad, uniaxial, quede fuera del núcleo central ($e > B/6$).

Por equilibrio, de $\sum F_v = 0$

$$R = Q$$

Donde:

R = volumen de presiones

$$R = p (L_o) (L/2)$$

$$p (L_o) (L/2) = Q$$

$$\rightarrow p = \frac{2Q}{(L_o) (L)} \quad (a)$$

$\Sigma M = 0$ tomados al centro de la zapata

$$R \left(\frac{B}{2} - \frac{L_o}{3} \right) = Q(e_x)$$

$$\rightarrow L_o = 3 \left(\frac{B}{2} - e_x \right) \quad (6)$$

Sustituyendo (6) en (a)

$$p = \frac{2Q}{3L} \left[\frac{1}{B/2 - e_x} \right] \quad (7)$$

En la cual las literales tienen el mismo significado que en la expresión (1).

1.2 Zapatas aisladas

1.2.1 Dimensiones

Las zapatas aisladas pueden ser de diversas formas, sin embargo la práctica recomienda formas sencillas de construir, por ello que las más usuales son las zapatas cuadradas y las zapatas rectangulares.

El diseñador se decide a usar una zapata rectangular cuando las condiciones del proyecto no le permiten contar con el mismo espacio en ambas direcciones o cuando, se le presenta un importante momento de volteo en una dirección de la zapata, resultando la zapata rectangular la más económica pues presenta una mayor longitud en la dirección del momento.

La determinación de las dimensiones de ambos tipos de zapatas se basa en la presión de contacto. De las dos formas para calcular la presión de contacto presentadas en el punto 1.1 de este subcapítulo, sugerimos utilizar la distribución uniforme de presiones, por la sencillez de su aplicación y porque representa para los niveles de precisión utilizados en este tipo de problemas un valor razonable.

Se muestra a continuación la forma de determinar las dimensiones de una zapata rectangular que soportará a una columna con carga vertical y momentos en dos direcciones. Ver el diagrama II.1

1.2.1.a Hay que evaluar las cargas al nivel de desplante

La carga vertical total al nivel de desplante incluye la carga proveniente de la columna P más el peso propio de la zapata, el cual no se conoce, por tal razón se le considera equivalente a un porcentaje de la carga de la columna. Para estructuras urbanas este porcentaje se halla cercano al 10% Por lo cual.

$$Q_{total} = Q_T = (P) 1.1$$

Los momentos totales al nivel de desplante serán la suma algebraica de los momentos de la columna más el momento, producto de las fuerzas horizontales multiplicadas por la profundidad del desplante, esto es:

$$MT_z = M_z + (H_x \cdot Df)$$

$$MT_x = M_x + (H_z \cdot Df)$$

1.2.1.b Se determinan unas dimensiones preliminares

Con las cargas al nivel de desplante se calculan unas dimensiones preliminares, considerando que la carga es concéntrica e igualando la presión de contacto (p) con la capacidad de carga admisible del suelo (q_{adm}).

A las dimensiones así obtenidas se aumentarán en una cantidad igual a dos veces la excentricidad que presenten en una o en las dos direcciones:

Esto es:

Tomando a la carga concéntrica

$$p = \frac{Q_T}{Area}$$

$$\text{si } p = q_{adm} \text{ y } Area = BL$$

$$q_{adm} = \frac{Q_T}{BL} \rightarrow BL = \frac{Q_T}{q_{adm}} \quad (8)$$

Se calculan las excentricidades (ver Diagrama II.1)

$$e_x = MT_z/Q_T; \quad e_z = MT_x/Q_T$$

Fijando el valor de una de las dos dimensiones en la expresión (8) se obtiene la otra. De manera aproximada.

$$B = \frac{Q_T}{q_{adm}} \left[\frac{1}{L} \right] + 2e_x \quad (9)$$

$$L = \frac{Q_T}{q_{adm}} \left[\frac{1}{B} \right] + 2e_x \quad (9a)$$

1.2.1.c Se determina el área reducida y se calcula el valor de la presión de contacto

Una vez elegidas las dimensiones iniciales B y L se evalúa el área reducida A' como el producto de B' por L'

$$A' = B' \times L'$$

Donde:

$$B' = B - 2e_x$$

$$L' = L - 2e_y$$

Y se revisa que la presión de contacto no exceda el valor de la capacidad de carga del suelo, es decir:

$$p = Q_T/A' \leq \begin{cases} 0.65 q_{ult1} & \delta \\ 0.80 q_{ult2} & \end{cases}$$

Si esta desigualdad no se cumple se modifica una o las dos dimensiones iniciales y se repite el paso anterior; el proceso continúa hasta hallar el par B y L que cumplan con la desigualdad.

Una vez que se cuenta con las dimensiones adecuadas B' y L', la presión calculada como $p = Q_T/A'$ será la presión de contacto para diseño.

Para el caso de una zapata cuadrada, el procedimiento que se sigue es el mismo, con la diferencia que en una zapata cuadrada ambas dimensiones son iguales.

1,2 valores de la capacidad de carga que se admiten para la combinación de cargas permanentes y para la combinación de carga que incluye acciones accidentales, respectivamente.

Antes de continuar con el diseño es necesario conocer, de forma aproximada inicialmente, el tamaño de las partes restantes que forman la zapata, como son: su peralte, el tamaño del dado y el de las trabes de liga cuando éstas últimas se requieran.

El dado es una ampliación de la sección transversal de la columna que inicia desde donde empieza el nivel del suelo y se prolonga hasta la losa que forma la zapata; la forma del dado por lo regular sigue la geometría de la columna, pero puede tener una forma distinta dependiendo de las particularidades del proyecto.

Su función principal, cuando la columna es de concreto reforzado, es la de protegerla, principalmente del deterioro y de la corrosión, efectos a los que se verá sujeta al estar en contacto directo con el suelo.

Para el caso de columnas metálicas, el dado funciona como pedestal donde se aloja la placa base y el sistema de anclas que le proporcionan el apoyo adecuado.

En general el dado protege y toma momentos por el efecto de la inevitable excentricidad de la carga en las columnas y sirve como una columna de conexión cuando el desplante de las zapatas es relativamente profundo, diseñándose, en estos casos para los efectos de la flexocompresión y el cortante.

En la mayoría de los casos, su gran sección transversal comparada con su altura arrojan valores pequeños de esbeltez y se diseña por tal razón como una columna corta. Para fines de anteproyecto se puede proporcionar las dimensiones de su sección por cualquiera de las dos formas siguientes:

Se acostumbra que su tamaño sobresalga de 5 a 10 cm de los paños de la columna, la segunda consiste en calcular su tamaño tomando en cuenta el esfuerzo de aplastamiento que se presenta entre columna y dado (art. 2.1.4, ref. 17). De acuerdo con esto:

$$F_p = F.R. f_c^* \quad (10)$$

Donde:

- | | |
|-----------|---|
| F_p | Esfuerzo de aplastamiento en el concreto |
| F.R. | Factor de resistencia = 0.7 |
| $f_c^* =$ | 0.8 f_c' , resistencia nominal del concreto a compresión. |

Como el área del dado es siempre mayor que el de la columna el esfuerzo F_p , se puede incrementar en una cantidad dada por la relación.

$$RD = \sqrt{\frac{A_{dado}}{A_{columna}}} \leq 2 \quad (11)$$

Luego entonces, el procedimiento consiste en escoger un valor para RD, menor o igual a dos, se determina de allí el área del dado.

$$A_{dado} = \begin{Bmatrix} a \times b \\ b \times a \end{Bmatrix} = (RD)^2 A_{columna} \quad (12)$$

Y se revisa que $P_u/A_{dado} \leq (RD) F_p$

Donde (P_u), es la carga vertical última que recibe el dado, (a) y (b) las dimensiones de la sección del dado.

Peralte de la zapata

El peralte de las zapatas se suele estimar como una quinta parte del lado largo cuando son interiores y de una cuarta parte de la misma longitud cuando se trata de zapatas de linderos (ref. 16). Además el espesor mínimo del borde de una zapata no será menor a 15 cm ni de 30 cm cuando la zapata se apoye en pilotes (art. 4.43; ref 17).

Trabes de liga

El uso que se les da a las trabes de liga es diverso, pueden emplearse para tomar momentos de volteo por efectos de excentricidad, sobre todo cuando se tienen zapatas de colindancia. Disminuyen los asentamientos diferenciales de las zapatas que une, proporciona apoyo a muros divisorios o arranques de escaleras ligeras y, en zonas de riesgo sísmico, se considera importante unir las zapatas de una construcción con trabes de liga, con el fin de lograr que la estructura se mueva como una sola unidad ante la acción de un desplazamiento horizontal del terreno, en este caso se pretende

que las trabes sólo transmitan fuerzas axiales. Y se recomienda se diseñen para que su capacidad a carga axial sea por lo menos el 10 por ciento de la carga máxima transferida por las columnas que se unen (ref. 18).

El peralte de la trabe de liga se puede estimar como la décima parte del claro y su base se tomará como aproximadamente la tercera parte del peralte.

1.2.2 Diseño de la zapata

Una vez determinada el área de la zapata, las dimensiones del dado y propuesto el peralte, es necesario analizar y diseñar la zapata para las cargas de diseño. Con ese fin se determinan las fuerzas internas en cada sección transversal, las cuales se comparan con la resistencia de la zapata.

Puesto que se acepta una distribución uniforme de presiones en el suelo, la determinación de los elementos mecánicos y el posterior diseño, se podrá ejecutar considerando a toda el área de la zapata o tomando un ancho unitario de losa. Las secciones críticas que deben revisarse dependen del tipo de zapata y se tratarán a continuación.

a. Flexión

Es importante tener presente que el análisis se realiza con la presión de contacto neta, obtenida al restar de las presiones ejercidas por el suelo sobre la zapata, la parte de presión correspondiente a su propio peso, debido a que dicha presión se encuentra equilibrada directamente, sección por sección, por el mismo peso de la zapata y por tal motivo no causa momentos ni otras fuerzas (ref. 18).

En las zapatas aisladas tanto rectangulares como cuadradas, la sección crítica para flexión la define la línea que pasa al paño del dado que recibe a la columna, como lo ilustran las figs. II.14a y II.14b. La losa se diseña para el máximo momento flexionante, obtenido por ancho unitario, que se obtiene al suponerla empotrada en la sección crítica, ver la fig. II.14c. Esto equivale a proporcionar una resistencia uniforme en dicha sección y por lo tanto, en zapatas cuadradas, el refuerzo por flexión se colocará a una separación uniforme en ambas direcciones.

En las zapatas rectangulares exclusivamente el acero de refuerzo paralelo al lado largo se dispone distribuido uniformemente. En la dirección paralela al lado corto sucede que los momentos flexionantes se concentran cerca de la columna y resulta técnica y económicamente mejor, situar el acero en tres franjas, en la forma siguiente:

En la franja central, de ancho L, se suministra una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección multiplicada por $2L/(B + L)$ donde B y L son respectivamente los lados largo y corto de la zapata; el resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas (art. 4.4.1, ref. 17).

El refuerzo por flexión constituye una parrilla de varillas en dos direcciones que ocupan el lecho inferior de la zapata, como lo ilustran las figs. II.15a y II.15b.

En ocasiones se proporciona además, acero de refuerzo en el lecho superior, el cual suele ser necesario cuando la zapata esta sujeta, como una condición de carga accidental, a fuerzas de extracción, como sucede en las zapatas de estructuras ligeras, donde el efecto de levantamiento por el viento es importante y el lecho superior es el que trabaja a flexión, véase la fig. II.15c. Otra razón es evitar el agrietamiento de esa zona de la zapata por cambios volumétricos.

a.1 Momento de diseño (M_u)

Analizando la zapata, por ancho unitario, el momento máximo en la sección crítica se calculará como (véase fig. II.14c)

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{(L_1)^2}{2} q_{neta} \quad (13)$$

Luego entonces, el momento último se calculará como

$$M_u = (F.C.) M_{m\acute{a}x} = F.C. \left[\frac{(L_1)^2}{2} q_{neta} \right] \quad (14)$$

Donde:

- q_{neta} presión de contacto neta
- L_1 longitud de la zapata, medida desde la sección crítica hasta el extremo libre
- $M_{m\acute{a}x}$ momento máximo en la sección crítica, considerando en voladizo a la losa de la zapata.

F.C. Factor de carga'

a.2 momento resistente (M_R) (art. 2.1.2.d; ref. 17)

Este momento es el que la zapata resiste y su valor varía con el peralte y la cantidad de acero. En el apéndice se deduce la expresión del momento resistente para una sección de concreto simplemente reforzado la cual toma la forma siguiente

$$M_R = F.R. p B d^2 f_y \left[1 - p \frac{f_y}{2 f_c'} \right]$$

que se puede ordenar, quedando:

$$\frac{M_R}{B d^2} = F.R. p f_y \left[1 - p \frac{f_y}{2 f_c'} \right]$$

$$\frac{M_R}{B d^2} = F.R. (C)$$

Donde:

FR Factor de resistencia, para flexión = 0.9

$$C = p f_y \left[1 - p \frac{f_y}{2 f_c'} \right]$$

El factor de carga toma los valores siguientes (ref. 9):
1.4 para la combinación que incluye cargas permanentes
1.1 para la combinación que incluye carga permanente y carga accidental

$$p = \frac{A_s}{Bd} \text{ porcentaje de acero}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, \text{ esfuerzo de fluencia del acero}$$

f_c'' resistencia a la compresión del concreto para diseño. Y se puede tomar como $f_c'' = (0.8 \times 0.85) f_c' = 0.68 f_c'$ para un concreto de $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$

A_s área de acero por flexión

B ancho de la zapata, generalmente se toma como unitario

Para un diseño adecuado se deberá cumplir con $M_R \geq M_U$

Esto es:

$$M_R = F.R. C(Bd^2) = M_U$$

De aquí

$$\frac{M_U}{Bd^2} = F.R. (C) \quad (15)$$

En esta expresión, el lado izquierdo de la igualdad resulta conocido para el peralte de zapata (d) escogido. El lado derecho, una vez elegida la resistencia a compresión del concreto (f_c') y el grado acero de refuerzo, queda exclusivamente en función del porcentaje de acero (p), que la sección requiere.

Para las resistencias usuales del concreto de $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un acero grado 42 con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, la expresión (15) quedará como (ver la expresión A-5.1 del apéndice).

$$\frac{M_U}{Bd^2} = 3780p - 46694.1176p^2$$

Esta ecuación de segundo orden, se resuelve tabularmente dando valores a p y determinando los que corresponden a la relación de la izquierda de la igualdad. (Ver tabla A.1 del apéndice).

Con esta tabla el proceso de diseño por flexión de la zapata se realiza fácilmente siguiendo los pasos siguientes:

- ai) Se elige un peralte d **
- aii) Se determina el momento último, por ancho unitario de zapata. (M_u). Y se obtiene el valor de la relación (M_u / Bd^2), tomando un ancho (B) unitario*
- aiii) Con el valor de (M_u / Bd^2) se entra a la tabla A.1 del apéndice y se obtiene el valor de (p).*

Con el valor de (p) se calcula el área de acero de refuerzo (A_s , en cm^2) por ancho unitario, es decir:

$$A_s = pBd = 100 pd; B = 100 \text{ cm} \quad (16)$$

El diámetro de las barras de refuerzo se escoge de tal manera que la separación entre ellas permitan el paso del agregado, resulte práctica y sea lo suficientemente pequeña para que quede totalmente anclado entre la sección crítica por flexión y el extremo libre de la zapata.

La separación se determinará con la expresión

$$\text{Separación} = S = 100 \frac{a_v}{A_s} \quad (17)$$

En la cual a_v es el área nominal de la barra escogida.

Se debe tener presente que el porcentaje de acero que arrojen los cálculos, deberá estar comprendido entre el porcentaje mínimo y el porcentaje máximo, así

* Véase la sección 1.2.1 para la elección del peralte

$$P_{\text{mínimo}} \leq P_{\text{calculado}} \leq P_{\text{máximo}}$$

En el apéndice se presentan las expresiones para dichos valores.

Si se llegase a presentar el caso de que el valor del porcentaje de acero (p) es mayor al valor máximo, indicará que el peralte efectivo de la zapata (d) es insuficiente y habrá necesidad de aumentarlo escogiendo un nuevo peralte repitiendo nuevamente los pasos (aii y aiii) hasta lograr encontrar el peralte adecuado; por el contrario si (p) es menor al valor mínimo, se conservará el peralte y se tomará el refuerzo mínimo o se colocará el acero que arroje el diseño multiplicado por 1.33 (art. 2.1.2, ref. 17).

No se tomará un peralte de zapata menor de 15 cm, además se debe verificar que el peralte de la zapata asegure debidamente el anclaje del refuerzo y proporcione el recubrimiento necesario. El anclaje se logra suministrando en los extremos de las barras dobleces a 90 grados, seguidos de tramos rectos de una longitud no menor a 12 veces el diámetro de la barra (art. 2.1.5.II, ref 17) Véase la fig. II.16.

b. Cortante

Se identifican dos tipos de falla asociados con los efectos de la fuerza cortante sobre una zapata, por lo cual su resistencia estará regida por el valor de la menor de ellas. A continuación se explica cada una de estas dos condiciones.

b.1 Falla por tensión diagonal, la zapata se comporta como un viga, de tal manera que la formación de grietas diagonales se extenderán por un plano que abarca todo el ancho (art. 2.1.5h; ref 17).

La sección crítica está definida por un plano vertical que se extiende en todo el ancho de la zapata y está situado a un peralte efectivo (d) del paño del dado. Ver fig. II.17.

b.1.1 Fuerza cortante resistente (V_{CR}) (art. 2.1.5.II; ref 17).

La resistencia de una zapata trabajando como viga ancha se determina de la forma siguiente:

Si el ancho de la zapata no es menor que cuatro veces el peralte efectivo y tiene un espesor (h) no mayor a 60 cm y donde se cumpla, en la sección crítica que

$$\frac{M}{Vd} \leq 2.0 \quad (18)$$

$$V_{CR} = 0.5 F.R. B d \sqrt{f_c^*} \quad (19)$$

Si no se cumple con que h sea menor o igual a 60 cm. o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se determinará de acuerdo con las expresiones A-6 del apéndice, las cuales son las siguientes:

$$\begin{aligned} \text{si } p < 0.01 \quad V_{CR} &= F.R. B d (0.2+30p) \sqrt{f_c^*} \\ \text{si } p \geq 0.01 \quad V_{CR} &= 0.5 F.R. B d \sqrt{f_c^*} \end{aligned} \quad (A-6)$$

En estas fórmulas:

- F.R. factor de resistencia, que para cortante se toma igual a 0.8
- B ancho de la zapata
- d peralte efectivo de la zapata
- $f_c^* = 0.8 f_c'$
- A_s área de acero
- $p = A_s/Bd$, porcentaje de acero
- M Momento flexionante en la sección crítica
- V Fuerza cortante en la sección crítica
- d Peralte efectivo de la zapata

b.1.2 Fuerza cortante de diseño (V_u)

Una vez determinada la capacidad de carga neta se obtiene el diagrama de la fuerza cortante por ancho unitario. Para ello se mantiene la hipótesis de que la losa está empotrada en su intersección con el dado y se determina por estática el valor del cortante en la sección crítica. En la fig. II.17, se muestra la forma de obtener el cortante.

b.2 Falla por punzonamiento, en esta falla la zapata trabaja en dos direcciones, de manera que el agrietamiento diagonal se presenta sobre la superficie de una pirámide truncada, que se forma en torno al dado (art. 2.1.5.h; ref. 17).

La sección crítica para este tipo de falla se supone perpendicular al plano de la zapata y se localizará como se indica a continuación:

Si la sección transversal del dado no cuenta con entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la del área cargada, aumentada en $0.5 d$, contados a partir del paño del dado, ver la fig. II.18. Por otra parte, cuando la sección transversal del dado presenta remetimientos o salientes, la sección crítica será aquella en la cual su perímetro sea mínimo y que se conserve entre el dado y la sección crítica una distancia mayor o igual que $0.5 d$, ver fig. II.19.

b.2.1 Determinación del esfuerzo cortante de diseño (v_u)

Se puede hablar de dos casos, primero cuando el momento último que debe transmitirse entre la columna y la zapata no es mayor al que arroja la siguiente expresión.

$$M_u \leq 0.2 V_u d \quad (20)$$

Donde:

V_u^b fuerza cortante de diseño en la sección crítica

d peralte efectivo

^b Ver la fig. II.20 en donde se muestra la determinación de la fuerza cortante de diseño (V_u) y el perímetro de la sección crítica (b_o).

El esfuerzo cortante se calcula como

$$v_U = \frac{V_U}{b_o d} \quad (21)$$

Donde:

b_o es el perímetro de la sección crítica

Segundo, si el momento último es mayor a $0.2 V_U d$, se supondrá que una fracción del momento α , dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}} \quad (22)$$

Se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica antes definida. El esfuerzo cortante máximo de diseño $v_{U_{max}}$, se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente. De acuerdo con esto si el dado fuese rectangular, el esfuerzo cortante máximo se calcula con la siguiente expresión:

$$v_{U_{max}} = v_1 + v_2$$

Con

$$v_1 = \frac{V_U}{A_c}$$

$$v_2 = \frac{\alpha M_U C_{AB}}{J_c}$$

$$V_{U_{max}} = \frac{V_U}{A_c} + \frac{\alpha M_U C_{AB}}{J_c} \quad (23)$$

En la fig. II.21 se aclara el significado de los términos que intervienen en la ecuación anterior.

Para el caso de columnas rectangulares C_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y C_2 es la dimensión perpendicular a C_1 . En columnas cuadradas C_1 es igual a C_2 y en columnas circulares $C_1 = C_2 = 0.9$ del diámetro.

El momento restante, es decir, la parte $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $C_2 + 3h$, donde h , es el peralte total de la zapata. Este ancho se toma centrado con el eje de la columna; cuidando que el acero por este concepto más el acero por flexión, no rebase el porcentaje máximo.

b.2.2 Esfuerzo cortante resistente (V_{CR}) (art. 2.1.5.h; ref 17).

El esfuerzo cortante que resiste la zapata, para la falla por punzonamiento será el menor de los dos valores siguientes.

$$V_{CR} = F.R. (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \quad (24)$$

$$V_{CR} = F.R. \sqrt{f_c^*} \quad (24a)$$

Donde:

F.R. factor de resistencia, que se tomará como igual a 0.8 para la combinación de cargas permanentes y de 0.7 para la combinación que incluya cargas permanentes y accidentales.

$\gamma = C_2/C_1$ es la relación del lado corto al lado largo de la sección del dado

$f_c^* = 0.8 f_c'$

Es muy común que la falla como viga ancha rija el diseño por cortante de zapatas cuya relación ancho a largo sea relativamente pequeño. Mientras que la falla por punzonamiento rija el diseño de las zapatas de dimensiones en planta muy parecidas y en particular en las cuadradas. Sin embargo, el diseño por cortante de una zapata aislada debe incluir la revisión del peralte para ambos tipos de falla.

Si por alguna razón el cortante actuante llegase a exceder al cortante resistente, será necesario aumentar el peralte efectivo de la zapata, hasta el valor que sea necesario, pues no se acostumbra, por lo poco práctico, colocar algún tipo de refuerzo dentro de la zapata y, por lo tanto lo tiene que tomar, en su totalidad, la sección de concreto.

En el diagrama II.2 se condensa, con ayuda de un diagrama de flujo el procedimiento de diseño de una zapata aislada por cortante y flexión.

c. Refuerzo por cambios volumétricos. (art. 3.10; ref. 17).

El área de refuerzo que se coloca por cambios volumétricos se determina con la expresión:

$$a_s = 1.5 \left[\frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right] \quad (25)$$

Donde:

- a_s área del refuerzo por unidad de ancho de la zapata (cm²/cm)
- x_1 ° dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm)
- 1.5 factor que se aplica a los elementos en contacto con el suelo

Este refuerzo se colocará en el lecho superior de la zapata en ambas direcciones, formando una parrilla horizontal y cuya separación entre cada varilla no excederá de 50 cm ni de 3.5 x_1 .

° En zapatas esta dimensión corresponde a su peralte (h), en muros a su espesor (t) y contrarabes o en trabes de liga a su base (b)

1.2.3 Diseño del dado

Los dados en estructuras de concreto reforzado se forman ensanchando perimetralmente la sección de columnas de cinco a diez centímetros. Su armado vertical es el mismo de la columna el cual se prolonga hasta anclarse en la zapata. De esta forma no se diseña el dado pues con el tamaño de su sección siempre será mayor su resistencia al de la columna que recibe.

Sin embargo hay excepciones que exigen dados de una sección transversal mayor al de la columna o cuando la columna que descansa en el dado es metálica. En estas ocasiones se requiere diseñar el dado para los elementos mecánicos en la base de la columna los cuales son una carga vertical y dos momentos flexionantes. Esto conduce a un diseño en flexocompresión biaxial.

Una vez elegidas las dimensiones de la sección del dado su diseño consistirá en calcular el acero de refuerzo.

Generalmente es suficiente el acero mínimo y por tal razón se propone revisar la sección para dicha cantidad de acero, la cual viene dada por la expresión siguiente: (art. 4.2.2; ref 17)

$$A_{s_{\min}} = \frac{20A_g}{f_y} \quad (26)$$

Donde:

$A_{s_{\min}}$ Refuerzo mínimo en cm^2 para una columna

A_g Area transversal del dado

El dado se revisa para la dirección más desfavorable, que es aquella dirección en donde son mayores los momentos flexionantes, esto se logra hacer con mayor facilidad con el auxilio de diagramas de interacción. Si se tuviese el caso de que los momentos en ambas direcciones fuesen importantes se recomienda utilizar la fórmula de Bresler, como se indica en la sección II.D.3.3.2.

1.3 Zapatas corridas

1.3.1 Análisis

En las zapatas corridas es conveniente para su correcto diseño realizar un análisis que tome en cuenta la interacción entre el suelo y la subestructura como se describe en el Inciso C de éste mismo capítulo.

El modelo que se utiliza consiste en una viga apoyada en resortes independientes entre sí, cuya rigidez vertical representa a la del suelo subyacente. Véase la fig. II.22 donde se presenta el modelo utilizado en el análisis de una zapata corrida sometida a un sistema de cargas comunes en este tipo de cimentación.

Como el análisis se realiza en dos dimensiones, el momento de volteo no es considerado por lo cual será necesario revisar que la acción de las cargas más éste momento no sobrepase la capacidad de carga del suelo. Además en el caso de zapatas de colindancia se verificará que la contratrabe sea capaz de resistir el efecto de dicho momento.

1.3.2 Dimensiones

Es muy común que las zapatas corridas tengan la misma longitud del eje de columnas que soportan o del muro que reciben. Por el contrario, su ancho es el que se acostumbra ajustar de acuerdo a la capacidad de carga del suelo y a las condiciones de espacio que presenta el proyecto.

La determinación del ancho, se basa al igual que en el caso de las zapatas aisladas, en el concepto de presión de contacto. Ver el diagrama II.3. Para este problema utilizaremos la hipótesis de considerar una distribución lineal de presiones.

El procedimiento para determinar el ancho, B, es el siguiente:

- a) *Con las cargas de diseño, se calcula el ancho B de la zapata, verificando que la presión de contacto no sobrepase la capacidad de carga del suelo, lo anterior se realiza sin tomar en cuenta los momentos flexionantes que actúan en el plano longitudinal M_{xl} , véase la fig. II.22, donde se muestran las cargas que actúan sobre la zapata. Esto es:*

$$p = \frac{Q_T}{A}$$

Donde:

- Q_T Resultante de las fuerzas verticales
 $A = B \times L$ Area en planta de la zapata
 p presión de contacto $\leq q_{adm}$

De esta forma

$$B = \frac{Q_T}{L(q_{adm})} \quad (27)$$

- b) *El peralte de la zapata se propone como la quinta parte del ancho, de igual forma como se hace en las zapatas aisladas*
- c) *Se revisa que el ancho B obtenido sea adecuado para transmitir el efecto combinado de la resultante de las cargas verticales, Q_T y del momento de volteo M_z*

Para realizar esto se tomarán las cargas por unidad de longitud, Q_T/L y M_z/L ; considerando una zapata de ancho B, con longitud unitaria. Por lo general el ancho que se obtiene en ésta revisión es siempre mayor y será el que rijga. En esta revisión se acepta que la presión de contacto pueda alcanzar el valor de $0.65 q_{ult}$ para la combinación de cargas permanentes y de $0.80 q_{ult}$ para combinación que incluya cargas permanentes y accidentales.

Considerar una zapata de longitud unitaria se funda en la suposición de que las cargas sobre la zapata corrida se distribuyen uniformemente en toda su longitud, en consecuencia la zapata trabaja en dirección de su lado corto, B. Esta hipótesis no es del todo cierta cerca de las columnas, donde el efecto de las cargas aumenta el valor de las presiones en el suelo. Sin embargo, la suposición anterior, combinada con los factores de carga usuales, arroja resultados del lado de la seguridad, además que su uso simplifica el análisis y diseño de la zapata.

De acuerdo al valor de la excentricidad que guarde la resultante de las cargas verticales se tendrán los siguientes tres casos:

c.1 *La resultante cae dentro del núcleo central, ver fig. II.12b*

$$e_z = \frac{M_{zT}}{Q_T} < B/6$$

Donde:

M_{zT} es el momento de volteo al nivel del desplante

El diagrama de presiones es trapezoidal, se aplica la ecuación (1) con los siguientes valores mínimo y máximo para los esfuerzos, proporcionados por las fórmulas (4) y (4a).

$$P_{min} = \frac{Q_T}{BL} \left[1 - \frac{e_z}{B} \right] \leq \begin{cases} 0.65 q_{ult} \text{ ó} \\ 0.80 q_{ult} \end{cases}$$

$$P_{max} = \frac{Q_T}{BL} \left[1 + \frac{e_z}{B} \right] \leq \begin{cases} 0.65 q_{ult} \text{ ó} \\ 0.80 q_{ult} \end{cases}$$

En ambas expresiones L es unitaria ($L = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$)

Será máximo el esfuerzo en el extremo hacia donde apunte el momento M_{zT} .
Ver la fig. II.12b.

c.2 *La resultante queda alojada justo en el límite del núcleo central*

De esta forma

$$e_x = \frac{M_{zT}}{Q_T} = \frac{B}{6}$$

Donde:

M_{zT} es el momento de volteo al nivel del desplante

La cuña de presiones es triangular y actúa en todo el ancho B, con un valor máximo en la dirección del momento M_{zT} y se evalúa con la expresión (5).

$$P_{máx} = \frac{2Q_T}{BL} \leq \begin{cases} 0.65 q_{ult} \text{ ó} \\ 0.80 q_{ult} \end{cases}$$

Con L unitaria

Ver la fig. II.12c

c.3 Para los casos en los cuales $e_x > B/6$, la distribución de presiones es también triangular sobre una longitud menor al ancho de la zapata. Su valor máximo, $P_{máx}$ así como la longitud donde influye, L_e , se determinan con las fórmulas (6) y (7). Ver la fig. II.13

$$L_e = 3 \left(\frac{B}{2} - e_x \right)$$

$$P = \frac{2Q_T}{3L} \left[\frac{1}{\frac{B}{2} - e_x} \right] \leq \begin{cases} 0.65 q_{ult} \text{ ó} \\ 0.80 q_{ult} \end{cases}$$

Con L unitaria

Las dimensiones de la contratrabe quedan establecidas por las condiciones del proyecto o por las observaciones que en el estudio de mecánica de suelos se estipule.

Para efectos de un prediseño puede estimarse dichas dimensiones con las siguientes relaciones, tomadas de la ref. 16.

$$\frac{L_p}{30} \leq H \leq \frac{L_p}{20}$$

Y $H \leq 4 b$

Donde:

H peralte de la contratrabe

L_p dimensión mayor del edificio, en planta

b ancho de la contratrabe

Por supuesto que el peralte definitivo se obtendrá del análisis suelo-estructura.

1.3.3 Diseño de la zapata

El proceso de diseño de una zapata corrida se ejecuta de la misma forma como se haría el de una zapata aislada de una longitud unitaria y su contratrabe se diseña para los elementos mecánicos que arroje el análisis.

Las secciones críticas para diseño son las siguientes:

a Flexión

La sección crítica para diseño por flexión pasa por los paños de la contratrabe, como se ve en la fig. II.23.a

a.1 Momento de diseño (M_U)

Para el caso de que la presión de contacto fuese uniforme y de acuerdo con la fig.II.23.c el momento máximo en la sección crítica se evalúa con la expresión:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} \left(\frac{B - b}{2} \right)^2 q_{neta}$$

Donde:

- B ancho de la zapata
- b ancho de la contratrabe
- q_{neta} presión de contacto neta

El momento de diseño será el momento máximo multiplicado por el factor de carga correspondiente, así:

$$M_U = (F.C.) M_{m\acute{a}x}$$

$$M_U = \frac{F.C.}{2} \left(\frac{B-b}{2} \right)^2 q_{neta} \quad (28)$$

a.2 Momento resistente (M_R)

Este momento es el que resiste la zapata, su cálculo así como todas las observaciones que se hicieran para el caso de una zapata aislada son válidas y aplicables al diseño de la zapata corrida. (sec. II.D.1.2.2a.2).

El acero requerido por flexión se coloca paralelo al ancho de la zapata a la separación que el diseño arroje, el acero en el sentido longitudinal será el acero por cambios volumétricos, determinado con la fórmula (25). Ver la fig. II.24a.

b. Cortante

El efecto de la fuerza cortante que se revisa es el de tensión diagonal; la sección crítica se localiza a un peralte efectivo del paño de la contratrabe, véase la fig. II.23b.

b.1 Fuerza cortante de diseño (V_u)

Para una distribución uniforme, de la presión de contacto, como se aprecia en la fig. II.23c, el cortante en la sección crítica será

$$V = \frac{1}{2} [B - (b + 2d)] q_{neta}$$

Donde:

d peralte efectivo de la zapata

Y la fuerza cortante de diseño será:

$$V_u = (F.C.) V$$

$$V_u = \frac{F.C.}{2} [B - (b + 2d)] q_{neta} \quad (29)$$

b.2 Fuerza cortante resistente (V_{CR})

Para la determinación de la resistencia de la zapata trabajando como una viga ancha se hace de igual forma que para una zapata aislada con una longitud unitaria (como se explica en la sección II.D.1.2.2.b.1). Para tener un diseño adecuado se verificará siempre que $V_{CR} \geq V_u$.

1.3.4 Diseño de la contratrabe

Las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes de diseño (V_U y M_U) que resultan del análisis suelo-estructura de la zapata modelada como una viga apoyada en resortes deberán ser resistidos por la contratrabe, de la cual se conocen las dimensiones de su sección transversal. Su diseño entonces consiste en determinar el acero de refuerzo que dicha sección requiere por flexión y cortante. El procedimiento de diseño es similar al de una viga de un marco, con la diferencia de que en este caso las cargas actúan en dirección opuesta. El proceso de diseño que se sugiere es el que a continuación se describe.

a. Flexión

Se calcula el valor de la constante

$$\frac{M_U}{bd^2}$$

Donde (M_U) representa al momento máximo que actúa en la contratrabe para cada condición de carga afectado por su correspondiente factor de carga (b) y (d) son la base y el peralte efectivo, respectivamente, de la contratrabe.

Con el valor de M_U/bd^2 se entra a la tabla A.1 del apéndice obteniendo el valor del porcentaje de acero (p) del cual se puede obtener el área de refuerzo requerida por flexión (A_s).

$$A_s = pbd$$

Si el porcentaje de acero (p) llegase a exceder el valor correspondiente al máximo ($p_{m\acute{a}x}$; véase el apéndice para su determinación) indicará que las dimensiones por flexión son insuficientes y hay necesidad de aumentarlas, generalmente es el peralte el cual se modifica pues es el que mayormente participa en la resistencia de la contratrabe. Por el contrario si (p) permanece dentro de los límites establecidos en el apéndice se continúa con el diseño.

b. Cortante

Asociado al valor del porcentaje de acero (p), la tabla A. 1 presenta una tercera columna que permite el cálculo de la fuerza cortante que la sección es capaz de resistir (V_{CR}).

Si el valor de la fuerza cortante de diseño (V_U) es mayor que (V_{CR}) se proporcionará refuerzo en forma de estribos cerrados a una separación que calcula con las expresiones (A-7), (A-8) y (A-9) del apéndice. Con lo cual termina el diseño. Véase los ejemplos B.2 y B.3 en donde se sigue este procedimiento.

c. Acero por cambios volumétricos

Se proporciona acero por cambios volumétricos a la contratrabe, el cual se calcula con la expresión (25) y se coloca distribuido en las dos caras verticales de la contratrabe.

1.3.5 Zapatas de colindancia

Ocurre con frecuencia que por circunstancias del proyecto las zapatas corridas de la periferia de la construcción quedan excéntricas con el eje de cargas, dada la imposibilidad de extender la zapata más allá del límite del terreno, a estas zapatas se le conoce como zapatas de colindancia. Ver fig. II.24b.

El hecho de que las cargas estén, por condiciones geométricas, permanentemente excéntricas con respecto al centro geométrico de la zapata (excentricidad que suele incrementarse con la presencia de momentos de volteo en dicha dirección) inducen a la zapata y particularmente a la contratrabe de cimentación, momentos torsionantes en el plano de su sección transversal, adicionales a los momentos flexionantes longitudinales propios de una zapata corrida. Este momento torsionante lo deberá soportar la contratrabe.

Cuando las cargas que recibe la zapata son pequeñas, la zapata suele estabilizarse a profundidades de desplante razonables, para el caso en el cual las cargas son pesadas y el momento de volteo es alto, el problema de estabilizar a la zapata, se suele resolver en la práctica, colocando contratrabes, que ligan a la zapata del eje de colindancia con las zapatas de los ejes interiores. Ver fig. II.25.

Las trabes de liga funcionan como tirantes, que toman la excentricidad de la carga, sujetando a la zapata, pudiéndose considerar que la distribución de presiones es uniforme.

Las trabes de liga cumplen eficientemente su función en los puntos donde se colocan, pero en los tramos intermedios que van entre una y otra trabe el efecto de torsión sigue afectando a la contratrabe, su magnitud se considera, para fines prácticos, despreciable y no se revisa, sin embargo, este criterio no es del todo adecuado, pues en ocasiones el fenómeno de torsión es significativo.

1.3.5.1 Análisis

El análisis de este tipo de zapatas es igual al de una zapata corrida y se explica en el inciso II.D.1.3.1 de este mismo apartado.

1.3.6 Dimensiones

La determinación del ancho en el caso de una zapata de colindancia no es tan directo como se presenta en las zapatas centradas. Se requiere proponer unas dimensiones iniciales, determinar la posición de la resultante y verificar que la presión de contacto no sea mayor a $0.65 q_{ult}$ para la combinación de cargas permanentes y de $0.80 q_{ult}$ para la combinación de cargas permanentes y accidentales. Si esto no se cumple se tendrá que aumentar la dimensión del ancho o la profundidad del desplante o los dos a la vez hasta alcanzar la compatibilidad.

Para valores altos de cargas y de momentos de volteo se llega a requerir desplantar a la zapata a profundidades relativamente grandes, convirtiéndola en una solución cara; en tales circunstancias resulta más económico como ya se dijo anteriormente, el uso de las trabes de liga.

1.3.7 Diseño

El punto a destacar y en el cual el diseño de una zapata de colindancia se distingue del de una zapata corrida central se encuentra en el momento de torsión que la reacción le induce a la contratrabe. El diseño de la losa de la zapata así como las secciones críticas por flexión y por cortante se determinan de la misma manera que en una zapata corrida (sec. II.D.1.3.3).

El momento de torsión en una zapata de colindancia queda anulado en los puntos donde se conectan las trabes de liga, que generalmente es en la intersección con las columnas, pero su efecto sigue presente en los tramos intermedios que van entre una y otra trabe de liga. Se verá a continuación cómo calcular este momento y cómo se deberá revisar las contratraves para el efecto combinado de cortante y torsión.

a Momento torsionante de diseño (M_T)

De acuerdo al corte transversal B-B, fig. 11.26c, en donde aparecen las cargas por unidad de longitud que actúan sobre la zapata; el momento resultante que se obtiene alrededor del eje que pasa por el centro geométrico de la contratrabe es el momento de torsión (M_T) fig. 11.26d. El cual viene dado por unidad de longitud.

En la fig. 11.26b se muestra la variación de los momentos torsionantes a lo largo de la contratrabe siendo máximos en los puntos donde coincide con una trabe de liga, se considera que estas trabes de liga restringen los giros de la contratrabe empostrando sus extremos.

El momento torsionante (M_{T1}) en la sección crítica localizada a una distancia igual al peralte efectivo de la contratrabe (d), multiplicado por el factor de carga correspondiente constituye el momento torsionante de diseño (M_{TU}) en Ton. m. Esto es:

$$M_{TU} = (F.C.) M_{T1} \quad (30)$$

b Momento torsionante resistente (M_{TCR})

Como el momento torsionante al actuar sobre la contratrabe provoca un aumento en el valor de los esfuerzos cortantes por flexión, la revisión de la contratrabe (de acuerdo con el art. 2.1.6 de la ref. 17) se hace sumando el refuerzo, en forma de estribos, que se necesita por flexión y por torsión. De la siguiente manera:

b.1) Calcular el momento torsionante que resiste la sección de la contratrabe (T_{OR}), con la expresión siguiente:

$$T_{OR} = 0.6 F.R. (\sum X^2 Y) \sqrt{f_c'} \quad (31)$$

Donde:

F.R. factor de resistencia, F.R. = 0.8 para torsión

X,Y base y peralte de la contratrabe

b.2) El momento torsionante que resiste el concreto (M_{TCR}) se determina como

$$M_{TCR} = 0.25 T_{OR} \quad (32)$$

Para los casos en que $M_{TU} > M_{TCR}$ y se cumpla la desigualdad siguiente

$$M_{TU}^2/T_{OR}^2 + V_U^2/V_{CR}^2 \geq 1.0 \quad (33)$$

Se deberá proporcionar refuerzo por torsión el cual estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje de la contratrabe y por barras longitudinales.

El área de estribos cerrados, cuando se requiera, se calculará con la expresión:

$$A_{sv} = \frac{S(M_{TU} - M_{TCR})}{F.R. \Omega (X_1) (Y_1) F_Y} \quad (34)$$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 (Y_1/X_1) \leq 1.5 \quad (34a)$$

Donde:

A_{sv} área transversal de una sola rama de estribo

X_1, Y_1 lado menor y mayor de un estribo medidos centro a centro

S separación de los estribos

Esta expresión se suele poner de la siguiente manera:

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{M_{TU} - M_{TCR}}{F.R. \Omega (X_1) (Y_1) F_y} \text{ (cm}^2/\text{cm) (una rama)} \quad (34b)$$

Cuando una sección requiere refuerzo por cortante producto de las cargas verticales, la expresión para determinarlo es la siguiente; ver el anexo.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_U - V_{CR}}{F.R. F_y d} \text{ (cm}^2/\text{cm) (dos ramas)} \quad (A-7)$$

Por lo tanto el área de refuerzo total requerido será la suma del que se necesita por cortante más el de torsión

$$A_{total} = \frac{1}{2} \frac{A_v}{S} + \frac{A_{sv}}{S} \text{ (cm}^2/\text{cm) (una rama)} \quad (34c)$$

Y la separación a la que se colocarán

$$S = a_v / A_{total} \quad (35)$$

Donde:

- a_v = área transversal de una sola rama de la barra que se usará como estribo; en cm^2
- S = separación de estribos, en cm, no será mayor que el ancho, X_1 , de los estribos, ni tampoco mayor que la mitad de su altura, $Y_1/2$, ni mayor de 30 cm.

Si no se cumple que (M_{TU}) dado por la ecuación (30) es mayor a (M_{TCR}) (ecuación 32) o si tampoco se verifica la ecuación (33) los efectos de la torsión pueden despreciarse.

El área de refuerzo longitudinal por torsión, A_{st} , se calculará con la expresión:

$$A_{st} = 2 \frac{A_{sv}}{s} (X_1 + Y_1) \text{ (cm}^2\text{)} \quad (36)$$

Y deberá verificarse que la separación entre barras longitudinales no exceda de 50 cm y que su diámetro no será menor que el de los estribos. Este acero deberá distribuirse en el perímetro de la sección transversal y colocarse por lo menos una barra en cada esquina.

No se admitirá que el momento torsionante de diseño M_{TU} sea mayor que

$$1.25 M_{TCR} \sqrt{16 - \left(\frac{V_u}{0.5 F.R. b d \sqrt{F_c^*}} \right)^2} \quad (37)$$

en ninguna sección

Donde:

V_u fuerza cortante de diseño por cargas verticales

b, d base y peralte de la contratrabe

F.R. = 0.8

2. Cimentaciones compensadas

2.1 Conceptos básicos

El diseño de este tipo de cimentaciones resulta interesante debido a los conceptos que involucra, la mayor parte de ellos pertenecen al campo de la Geotecnia y, aunque escapan al alcance de este trabajo, mencionaremos brevemente los más relevantes, con el fin de lograr una mejor conceptualización del problema y de su solución.

La palabra compensación describe un efecto similar al de flotación, que suele también emplearse en la literatura técnica para referirse a estas cimentaciones (refs. 7, 21). Ambos términos describen a las cimentaciones en donde el peso del edificio

por cimentar, así como su propio peso es aproximadamente igual al peso del suelo excavado, del sitio donde se desplantará la construcción (incluyendo el agua).

Las cimentaciones compensadas se han utilizado con éxito en depósitos de suelos de baja resistencia al esfuerzo cortante y de alta compresibilidad que se extienden a gran profundidad (ref. 7). El objeto de excavar y desplantar el edificio a cierta profundidad dentro del suelo, es precisamente la de salvar los problemas que plantean los suelos mencionados.

El suelo totalmente saturado se puede considerar formado por dos fases, en donde el agua representa la fase líquida y la formación esquelética del suelo la fase sólida, esta última posee propiedades mecánicas bien definidas de esfuerzo cortante y compresibilidad. De esta forma, cuando se realiza una excavación y posteriormente se reemplaza el peso del suelo por el peso equivalente de un edificio, este es equilibrado por los esfuerzos efectivos del suelo y por un empuje hacia arriba del agua freática. Esta suma de efectos se representa de forma analítica en la siguiente ecuación que rige a una cimentación compensada (ref. 7).

$$w_d = p'_{od} + U_d$$

Donde w_d es el peso unitario de edificio (que incluye la carga muerta más la viva con intensidad media, PESO/AREA). Que será aplicado a la profundidad (d), a la cual (p'_{od}) es el esfuerzo efectivo de la sobrecarga (peso de suelo y agua removidos) y (U_d) es la presión o empuje del agua hacia arriba bajo la cimentación.

En la ecuación anterior se involucra el empuje del agua hacia arriba como un factor que se suma al de la compensación, sin embargo este empuje no suele considerarse en el diseño de las cimentaciones compensadas, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de cimentaciones, (ref 3), debido, tal vez, a la posición variable del nivel de aguas freáticas con las estaciones del año y por el continuo bombeo del agua subterránea.

2.1.a Tipo de cimentación

Una forma de conocer las condiciones de trabajo de la cimentación consiste en comparar la presión total transmitida en forma permanente por la estructura, w_d , con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante (p_d), pudiéndose tener los siguientes tipos (ref. 3).

Si $w_d > p_d \rightarrow$ cimentación parcialmente compensada

Si $w_d = p_d \rightarrow$ cimentación compensada

Si $w_d < p_d \rightarrow$ cimentación sobrecompensada

Con:

$$w_d = \frac{W_E}{A} \quad (38)$$

w_d presión total transmitida

$p_d = \gamma_s \cdot D_f$ Esfuerzo total al nivel del desplante

W_E es la carga permanente, que incluye la carga muerta más la carga viva con intensidad media

A área de cimentación

γ_s peso volumétrico del suelo, representativo desde la superficie hasta la profundidad del desplante

D_f profundidad de desplante

La estructura de cimentación que se ocupa en una cimentación compensada consiste en un cajón formado por los muros perimetrales, la losa de fondo y la losa de planta baja del edificio. Se suele colocar una retícula de contratraves dentro del cajón para proporcionarle una mayor rigidez, por lo que el cajón queda dividido en celdas. Debido a la dificultad de garantizar que el cajón se mantenga estanco durante la vida útil de la estructura, la carga permanente W_E deberá incluir el peso del agua asociado a la eventual inundación de las celdas de cimentación que se localicen por debajo del nivel freático (ref. 3).

2.2 Trabajo de conjunto

Como las cimentaciones compensadas quedan enterradas, esto les ayuda a tener una mayor estabilidad y la profundidad de su desplante obliga a que sus elementos estructurales sean robustos y peraltados, lo cual da como resultado una subestructura bastante rígida que asegura un trabajo de todos sus elementos como una unidad.

El trabajo ante cargas estáticas es el siguiente: las cargas verticales de la superestructura se transmiten a la losa del fondo por las columnas, los muros perimetrales y las contratraves interiores.

La losa del fondo que está en contacto con el suelo se encarga de distribuir las cargas que llegan a ella. Y el suelo, por su parte, reacciona contra la misma losa, la cual a su vez se apoya en las contratraves y en los muros perimetrales.

El equilibrio entre las cargas y las reacciones se alcanza cuando la configuración de los desplazamientos diferenciales que presenta la estructura de cimentación y el suelo son iguales es decir, cuando la interacción entre cimentación y suelo es satisfactoria.

En lo que toca a las cargas por efectos accidentales el trabajo del cajón debe asegurar la estabilidad de la superestructura para los efectos del cortante y del momento de volteo.

Los muros perimetrales tienen una doble función en este caso, por una parte deben resistir los empujes del suelo que rodea a la cimentación y por la otra, como presentan una rigidez importante en su plano, se encargan de resistir, en una cantidad significativa, las fuerzas horizontales producto de las sollicitaciones sísmicas.

2.3 *Análisis*

Un modelo muy utilizado para el análisis es el de considerar a la cimentación como una retícula tridimensional formada por los muros perimetrales y por las contratraves interiores, sin incluir la losa inferior, cuya única función es la de distribuir las reacciones del suelo.

En este modelo el suelo se representa por resortes, que se colocan bajo las columnas y al centro del claro de muros y contratraves. Puede colocarse un número mayor de resortes, eso dependerá de la precisión buscada y del volumen de datos que se quiera manipular.

Los resortes son los apoyos de la retícula, estos resortes no permiten el desplazamiento horizontal, pueden girar en tres direcciones y se les asigna una rigidez vertical, la cual se va corrigiendo en el proceso de la interacción estática. Esta rigidez vertical es una variable que intenta representar la rigidez del suelo y que por lo tanto estará en función de su asentamiento, de la rigidez de la propia cimentación y de la carga vertical actuante.

Para iniciar el análisis se determina una rigidez para cada resorte, con base en las propiedades del suelo y en una distribución de áreas tributarias para cada punto donde se coloca un apoyo.

Como la compatibilidad entre las deformaciones del suelo y de la cimentación no se satisfacen en un primer análisis es necesario recurrir al proceso de iteraciones; el procedimiento de interacción seguido en estos casos se describe en el subcapítulo C, de éste mismo trabajo.

El análisis se realiza utilizando cualquier programa de cómputo que permita modelar al suelo como resortes (programas como el STAAD-III y el SAP-90 tienen esta facilidad entre otras).

2.4 *Revisión de la presión de contacto*

2.4.1 *En condiciones estáticas*

La revisión se efectúa comprobando que la presión de contacto neta (w_n), sea menor que ($0.65 q_{ult}$) esto es:

$$w_n \leq 0.65 q_{ult} \quad (39)$$

Con

$$w_n = w_d + \Delta w_e - p_d \quad (39a)$$

Donde:

w_d presión total transmitida

Δw_e incremento de esfuerzos por excentricidad

p_d esfuerzo total inicial al nivel del desplante

Incremento de esfuerzos por excentricidad (Δw_e)

Cuando la resultante de las cargas verticales no coincide con el centroide del cajón de cimentación se presenta un momento de volteo (M_o) que provoca una sobrecarga en el terreno (Δw_o) ver fig. II.27.

El cálculo de (Δw_o) presupone las siguientes hipótesis:

- a) *La cimentación se considera rígida*
- b) *La respuesta del suelo es elástica*
- c) *El cajón rota alrededor del punto medio de la losa de cimentación*
- d) *El suelo es comprimido por uno de los lados del muro de retención con una distribución de esfuerzos lineal.*

$$\Delta w_o = \frac{M_o}{I} x \quad (40)$$

Donde:

$M_o = W_E x e$ momento de volteo por carga vertical

- e excentricidad de la resultante W_E , respecto al centroide del cajón de cimentación
- I momento de inercia del cajón en la dirección en donde exista la excentricidad de cargas
- x distancia que va del centroide del área de cimentación a la orilla considerada

2.4.2 En condiciones sísmicas

Para realizar esta revisión se debe considerar la carga estática combinada con el sismo actuando como lo indica el art. 8.8 de la ref. 22. Es decir con el 100 por ciento de intensidad en la dirección más desfavorable y con un 30 por ciento de intensidad en la dirección más favorable, sin factores de carga. Véase la fig. II.28.

Los esfuerzos inducidos por sismo (ΔQ_s) se determinan con la expresión:

$$\Delta Q_s = M_v \left[\frac{Z_i}{I_x} + 0.3 \frac{X_i}{I_x} \right] \quad (41)$$

Donde:

$$M_v = \frac{C.S.}{Q} W_B \left[\frac{2}{3} H \right] \quad (42)$$

$$I_x = \frac{LB^3}{12} \quad (43)$$

$$I_z = \frac{BL^3}{12} \quad (44)$$

- M_v momento de volteo, calculado hasta el nivel del desplante. En el caso de que la resultante de cargas verticales sea excéntrica, se verificará que (M_v) incluya el momento de volteo correspondientes a cargas estáticas (M_e).
- Z_i es la distancia más corta del centro geométrico del cajón a la orilla del mismo, ver fig. II.28. Está asociada al efecto del sismo en la dirección más desfavorable (que siempre será en dirección del lado más corto de la cimentación)
- X_i es la distancia más larga del centro del cajón a la orilla del mismo, esta asociada al efecto del sismo en la dirección favorable, ver la fig. II.28.

C.S. coeficiente sísmico, que de acuerdo al art. 206 de la ref. 9, se tomará para estructuras clasificadas dentro del grupo B^d los siguientes valores.

- 0.16 en zona Geotécnica I
- 0.32 en zona Geotécnica II
- 0.40 en zona Geotécnica III

Los cuales se incrementarán en un 50% para estructuras del grupo A^d

Q factor de comportamiento sísmico. Podrá tomar valores que van desde 1 hasta 4 según el tipo de estructuración que se adopte para el edificio, como se describe en el artículo 5 de la ref. 22.

H altura de la estructura, hasta el nivel de desplante

I_x, I_z momentos de inercia menor, y mayor, del cajón respectivamente, ver la fig. II.28

W_E resultante de las cargas verticales sin incluir el peso del cajón

La determinación del momento de volteo, como se ha realizado anteriormente está basada en las mismas hipótesis consideradas en el cálculo del momento estático (M₀).

La estabilidad de la cimentación para los efectos combinados de las cargas verticales y del sismo se efectúa verificando que el esfuerzo en la esquina del cajón sometido a la mayor compresión sea menor o igual que (0.80 q_{ult}) esto es:

$$w_n + \Delta Q_s \leq 0.80 q_{ult} \quad (45)$$

2.4.3 Esfuerzos de tensión producidos por el efecto del sismo

^d Se clasifican como estructuras del Grupo A aquellas cuya falla estructural provocaría un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyen un peligro por contener sustancias tóxicas o explosivas. Como ejemplo de este tipo de construcciones están los hospitales, las escuelas, los estadios, gasolineras, etc.

En el grupo B se encuentran las construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas, locales comerciales y las construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

Se comprobará que en la esquina de la cimentación donde las descargas sean mayores no se presenten esfuerzos de tensión que tiendan a desprender a la cimentación del suelo, lo anterior se cumple siempre y cuando el incremento de esfuerzos por sismo, (ΔQ_s) sea menor o igual que la presión total estática, es decir:

$$\Delta Q_s \leq W_d - \Delta W_s \quad (45a)$$

2.5 *Revisión de la presión de contacto de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F.*

2.5.1 *En condiciones estáticas (art. 3.3.1, ref 3)*

Estado límite de falla. La revisión se efectúa comprobando la siguiente desigualdad:

$$F.C. \frac{(\Sigma Q)}{A_c} \leq p_v + q_{ult} \quad (46)$$

Donde:

ΣQ suma de las acciones consideradas, equivale al W_e

F.C. factor de carga igual a 1.4

A_c área del cajón

p_v presión vertical actuante a la profundidad del desplante, equivale a p_d

q_{ult} capacidad de carga última del suelo, afectada por un factor de resistencia de F.R. = 0.7.

2.5.2 *Estados límite de servicio*

Las Normas Técnicas Complementarias (cap. 3, ref. 3) restringen el asentamiento medio en el predio a un máximo de 30 cm en construcciones aisladas y de 15 cm en construcciones colindantes, véase la tabla II.2.

Con frecuencia, el cumplimiento de esta condición para asentamientos a largo plazo, es lo que suele regir en la determinación de la profundidad del cajón.

2.5.3 En condiciones sísmicas

Se verifica la misma desigualdad del inciso anterior, considerando para este caso el área reducida de la cimentación, que se obtiene determinando las excentricidades por sismo en las dos direcciones, como lo muestra la figura II.29.

De esta forma:

$$\frac{F.C. (\Sigma Q)}{A_r} \leq p_v + q_{ult} \quad (46a)$$

Donde:

$$F.C. = 1.1$$

$$A_r = B' \times L'$$

B' y L' = lado corto y largo de la planta de cimentación reducidos por excentricidad

$$B' = B - 2e_z$$

$$L' = L - 2e_x$$

$$e_x = 0.3 \frac{M_y}{W_E} \quad e_z = \frac{M_x}{W_E}$$

2.6 Diseño

Una vez que se cuenta con el análisis estructural del cajón de cimentación se procede al diseño de cada uno de los elementos que la constituyen (muros perimetrales, losa de fondo y contratrabes). El diseño propiamente consiste en determinar el área de acero, la sección transversal de cada uno de dichos elementos es un dato que ya se conoce por ser necesario para ejecutar el análisis.

En lo que sigue se presentan los criterios de diseño así como las disposiciones que las Normas Técnicas Complementarias (ref. 17) establecen al respecto.

2.6.1 Diseño de muros perimetrales

El diseño de estos muros debe cubrir los aspectos relacionados con el trabajo que se espera desempeñen, los cuales son los siguientes:

- a) *Resistir el momento flexionante y las fuerzas cortantes que se presentan ante la combinación de cargas verticales más desfavorables*
- b) *Soportar los empujes del suelo que actúan en toda su altura*
- c) *Resistir la fuerza cortante horizontal que resulte por efectos accidentales*

El acero de refuerzo final de muro corresponderá a la combinación del que arroje cada una de las tres condiciones anteriores.

Para el caso a)

Resistencia a flexión (art. 4.5.2.a, ref. 17)

La resistencia a flexión del muro en su plano se determina como si fuese una viga diafragma. Una viga diafragma es aquella cuya relación entre claro libre (L) y el peralte total (H) es menor que 2.0.

Si se cumple que:

$$P_u \leq 0.2 FR_1 (t) (L) f'_c \quad y$$

$$p = \frac{A_s}{t \cdot d} \leq 0.008$$

Entonces la resistencia a flexión (M_R) se calculará con:

$$M_R = FR_2 (A_s) (Z) f_y \quad (47)$$

Donde:

P_u carga vertical de diseño

$FR_1 = 0.8; FR_2 = 0.9$

t peralte total del muro

L longitud del muro

f'_c resistencia del concreto a la compresión

p cantidad de acero a tensión

A_s área de acero a tensión

d peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión

f_y esfuerzo de fluencia del acero de tensión

Z brazo del par y se valúa con las siguientes expresiones.

$$Z = 0.8 L \quad \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \quad (48)$$

$$Z = 0.4 \left(1 + \frac{H}{L} \right) L \quad \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1.0 \quad (48a)$$

$$Z = 1.2 H \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.5 \quad (48b)$$

Siendo H la altura total del muro

El área de acero por tensión (A_s) determinada de esta manera debe proporcionarse usando barras de diámetro pequeño y no una o dos barras de gran diámetro únicamente, con el fin de evitar los problemas de anclaje dobles, etc. (ref 23). Y no será menor que el acero mínimo por flexión, es decir:

Por otro lado las barras deben distribuirse sobre una altura igual a $(0.2-0.05 L/H)H \leq 0.2 L$, a partir de las caras del muros y deben anclarse en los extremos como se muestra en la fig II-30 (art. 4.1.4.a.1; ref. 17).

$$A_{smín} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} tZ$$

Resistencia a cortante (art. 2.1.5. g, ref. 17)

La sección crítica para fuerza cortante se considera a una distancia del apoyo igual a 0.15L.

La resistencia total a cortante se calcula como la suma de la resistencia del concreto más la del acero de refuerzo.

Resistencia a cortante que toma el concreto (V_{CR})

Se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.5FR_1 \sqrt{f'_c} tZ \quad (49)$$

multiplicada por el valor que da la siguiente expresión:

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{VZ}\right) > 1.0 \quad (50)$$

pero sin que se tome (V_{CR}) mayor que:

$$V_{CR} = 1.5FR_1 \sqrt{f'_c} tZ \quad (51)$$

Los valores de (M) y (V) en la ecuación (50) son el momento flexionante y la fuerza cortante en la sección crítica.

Si la fuerza cortante de diseño (V_u) es mayor que (V_{CR}) la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales cuyas contribuciones se determinarán como sigue:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083 FR_1 f_y Z A_v \frac{(1 + L/Z)}{s} \quad (52)$$

Donde (A_v) es el área de acero vertical comprendido en cada distancia (s).

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a:

$$0.083 FR_1 f_y Z A_{vn} \frac{(11-L/Z)}{s_h} \quad (53)$$

Donde (A_{vn}) es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia (s_h)

El refuerzo que se calcule en la sección crítica antes definida se utilizará en todo el claro.

Refuerzo mínimo por cortante

El área de acero vertical y horizontal que se le suministre a la viga diafragma no será menor que el necesario por cambios volumétricos que está dado por la expresión (25).

Colocándose de acuerdo a lo siguiente:

Si el espesor del muro (t) es mayor a 15 cm, el refuerzo se colocará en dos lechos próximos a las caras del muro; en caso contrario, el refuerzo se podrá colocar en un solo lecho. La separación de este refuerzo no excederá de 50 cm ni de 3.5 veces el espesor del muro.

Limitación al valor del cortante último

La fuerza cortante última que se acepta para la sección transversal, no será mayor a:

$$V_u = 2FR_1 tZ \sqrt{F_c^*} \quad (54)$$

Si llegase a presentarse el caso que la fuerza cortante rebasará este valor, sería necesario aumentar las dimensiones de la sección transversal del muro.

Para el caso b)

Los empujes representan una presión del suelo, actúan sobre la cara del muro en contacto con el terreno y su valor aumenta linealmente con la profundidad. El diseño del muro debe contemplar el efecto de los empujes estáticos los efectos sísmicos y el efecto de una sobrecarga uniforme de 1.5 t/m^2 (art. 5.1; ref. 3). Como se ilustra en la fig. II.31.

El muro se comporta como una losa perimetralmente apoyada, los apoyos verticales lo forman los dados que por su mayor rigidez lateral, en comparación con la del muro se considera que proporcionan un empotramiento; los apoyos horizontales los constituyen las losas inferior y superior del cajón. De esta forma un tablero cualquiera del muro queda representado como lo muestra la fig. II.32. Como la carga a la que se ve sujeta no es uniforme, sino triangular y el trabajo del tablero es en dos direcciones, los momentos que se presentan en el muro se calcularán con las expresiones resumidas en las figs. II.32 y II.33.

Momentos de diseño (M_u)

Los momentos que actúan en el tablero del muro se obtienen con las expresiones resumidas en las figs. II.32 y II.33. Las cuales dependen de ciertos factores que toman en cuenta el trabajo en dos direcciones del tablero y la variación de la carga. El diseño se hará tomando en cuenta el valor de los momentos máximos para ambas direcciones, afectados por el correspondiente factor de carga.

Momento resistente (M_R)

La resistencia a flexión del muro será determinada como si se tratase de una viga de un ancho unitario, siguiendo el mismo procedimiento ya descrito en la sección II.D.1.2.2.a.2 referente a las zapatas. El refuerzo necesario será aquel que cumpla con la condición de que $M_R \geq M_u$.

Refuerzo mínimo (art. 3.10, ref. 17).

El área del refuerzo no será menor a la necesaria por cambios volumétricos, calculada con la expresión (25) aplicándose las mismas disposiciones de separación y colocación descritos en la sección donde la fórmula anterior aparece.

Refuerzo máximo

Se tomará un porcentaje de acero no mayor al balanceado dado por la expresión

$$P_b = \frac{f_c''}{f_y} \left[\frac{4800}{f_y + 6000} \right]$$

Fuerza cortante de diseño (V_u) (art. 4.3.1.f; ref. 17)

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

$$V_u = \frac{F.C. (H/2 - d) w}{[1 + (\frac{H}{L})^6]} \quad (55)$$

Donde:

H, L son la altura y la longitud del muro, respectivamente

w valor de la presión a un peralte efectivo del apoyo donde se presenta la máxima presión

d peralte efectivo, en la sección transversal del muro

F.C. factor de carga correspondiente

Fuerza resistente (V_{CR}) (art. 4.3.1.f; ref. 17).

La resistencia del muro en un ancho unitario se determina con la misma expresión que para elementos anchos proporcionada por la fórmula (19).

Se comprobará que $V_{CR} \geq V_u$, si esto no se cumple se aumentará el espesor del muro.

Para c)

Resistencia al cortante (V_{CR}) (art. 4.5.2.c; ref. 17)

La resistencia del muro a fuerza cortante en su plano producto de los efectos accidentales, se determina con el criterio siguiente:

Si la relación de altura a largo horizontal no excede de 1.5, se aplicará la expresión:

$$V_{CR} = 0.85 F.R. \sqrt{f_c} tL \quad (56)$$

Donde:

L es el largo del muro

F.R. = 0.8

Si H/L es igual a 2 o mayor se aplicarán las expresiones (A-6) del apéndice en los que la literal B se sustituirá por el espesor del muro (t). Y el peralte efectivo del muro (d) se tomará igual a 0.8 L

Cuando (H/L) este entre 1.5 y 2.0 podrá interpolarse linealmente.

Refuerzo por cortante

El refuerzo necesario por cortante se determina con las expresiones siguientes:

La cuantía de refuerzo horizontal (p_h) se calculará con la expresión:

$$p_h = \frac{A_{vh}}{s_h \cdot t} = \frac{V_u - V_{CR}}{F.R. (f_y dt)} \quad (57)$$

Y la de refuerzo vertical (p_v) con:

$$p_v = \frac{A_{vh}}{s_v \cdot t} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_h - 0.0025) \quad (58)$$

Donde:

S_h, S_v separaciones de los refuerzos horizontal y vertical, respectivamente

A_{vh} área del refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h

- A_{vh} área del refuerzo vertical comprendido en una distancia s_v
- A altura del muro
- L longitud horizontal del muro

Refuerzo mínimo

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores que 0.0025. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separaciones no mayores de 35 cm.

El refuerzo se podrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 15 cm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño sea mayor que $0.6 \sqrt{f_c^*}$, en caso contrario se podrá colocar en una sola capa a medio espesor.

Cortante de diseño (V_u)

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que

$$2FR_1 Lt \sqrt{f_c^*} \quad (59)$$

2.6.2 Diseño de la losa de fondo

El análisis estructural se ejecuta modelando al cajón con una retícula de contratraves en dos direcciones, sin incluir a la losa de cimentación. Dentro del trabajo de conjunto del cajón se explicó que la losa de fondo tiene la función de distribuir las cargas al terreno, reaccionando contra la base de los muros y las contratraves; por lo cual para hacer congruente el modelo con este comportamiento se calcula un área tributaria para cada punto donde se coloca un resorte, esta área que tributa a cada resorte simula el efecto de la losa, evitando tener que incluirla, con lo cual se simplifica el modelo y disminuye el volumen de datos a manejar.

El análisis y diseño de la losa se realiza con el diagrama de presiones asociado a cada dirección de los tableros que forman la retícula. Este diagrama se obtiene por unidad de área, dividiendo las reacciones finales del análisis estático suelo-estructura entre el área asociada a cada apoyo o resorte. Como las reacciones en los extremos

de la losa suelen ser mayor que los interiores se obtiene una presión promedio que se considera uniforme, lo cual facilita la obtención de los momentos flexionantes de diseño.

Una vez conocidos los diagramas de presiones promedio, se determinan los momentos flexionantes de diseño por ancho unitario, con ellos se diseñan los distintos tableros como si se tratase de una losa de entrepiso perimetralmente apoyada, siguiendo el criterio siguiente.

Momentos de diseño (M_u) (art. 4.3.3 ref. 17)

Los momentos flexionantes de diseño se calcularán con los coeficientes mostrados en la fig. II.33 afectados por el correspondiente factor de carga. Los momentos así determinados dependen de las condiciones de apoyo de cada tablero y de la relación ($m = a_1/a_2$), donde (a_1) y (a_2) representan el claro corto y largo respectivamente de cada tablero.

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

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros. Para efectuar la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a (d^3/a_1) donde (d) es el peralte efectivo de la losa.

En lo que corresponde a la cuantía mínima y máxima del acero de refuerzo se seguirá el mismo criterio que en el diseño de muros perimetrales cuando se diseñan para el efecto de los empujes del suelo.

Momento resistente (M_R)

Una vez conocidos los momentos de diseño y propuesto el peralte la resistencia a flexión de la losa se calcula como si ésta fuese una viga de un ancho unitario, siguiendo los criterios descritos en el inciso D.1.2.2.a.2.

En lo que toca a la revisión de la losa por cortante se realiza con el mismo criterio que se aplicó a los muros perimetrales, utilizando las fórmulas (55) y (19) donde las literales H y L se sustituyen por el lado corto y largo respectivamente, del tablero de la losa en cuestión.

2.6.3 *Diseño de contratrabes*

Del análisis del cajón se obtienen los diagramas de momentos flexionantes, de fuerzas cortante y las deformaciones que bajo las cargas presentan. El diseño por flexión y por cortante se realiza con el apoyo de las ayudas que proporciona el apéndice. Para una descripción mas precisa del diseño véase el ejem. N° 4, y el diagrama II.5. En el ejemplo se resuelve un cajón de cimentación y el diagrama contiene el seguimiento general del diseño de una cimentación compensada.

3. *Cimentaciones profundas*

Las cimentaciones profundas, como ya se comentó en el inciso I.c.3, se dividen en pilas y pilotes. Se mencionó allí mismo que la diferencia que guardan ambos tipos de cimentaciones está en el tamaño de su sección transversal, debido a que es la capacidad de carga del suelo la que rige comúnmente el diseño.

En términos generales una cimentación piloteada puede presentar un comportamiento poco satisfactorio debido a diversas causas, entre las cuales las más importantes son:

- a) *Falla por capacidad de carga del sistema formado por el suelo y el pilote.*
- b) *Asentamiento excesivo debido a la compresión y a la consolidación del suelo subyacente*
- c) *Falla estructural de los pilotes bajo las cargas que reciben de la superestructura.*

Adicionalmente se pueden incluir las siguientes

- d) *Falla por capacidad de carga causada por métodos de instalación inapropiados*
- e) *Falla estructural resultado de la instalación*
- f) *Falla estructural debido a condiciones ambientales no consideradas o menospreciadas.*

Aunque los factores mencionados en los incisos d a f escapan al diseño propiamente de gabinete, están relacionados directamente con el buen desempeño futuro de la cimentación y, el diseñador deberá proporcionar recomendaciones adecuadas para evitar en lo posible tales circunstancias.

Un estudio completo de las cimentaciones profundas debe incluir las características del subsuelo y la interacción pilote-suelo, tópicos relacionados con la mecánica de suelos que no tocamos en este trabajo; nos limitaremos a describir el diseño estructural de los pilotes, en especial los de concreto precolado.

3.1 Pilotes

3.1.1 Clasificación

Los pilotes son piezas largas cilíndricas o de sección poligonal, pudiendo ser de madera, de concreto o de acero.

Se pueden clasificar de acuerdo a:

- a) El material utilizado en su construcción**
- b) La forma geométrica de su sección transversal**
- c) La forma en la cual trabajan**

Por el material que los constituyen, los pilotes pueden ser:

- De madera
- De concreto colado en el sitio
- De concreto precolado
- Metálicos

Por su forma geométrica, las secciones usuales son:

- Circular
- Cuadrada
- Exagonal
- Octagonal
- Perfiles I o H de acero.

La clasificación de acuerdo a la forma en como trabajan se puede consultar en el inciso l.c.3.

En la tabla II.5 se presentan las características más relevantes de los tipos de pilotes mencionados.

3.1.2 Selección del pilote

La selección del pilote por el proyectista depende de diversos factores que corresponden al campo de la mecánica de suelos, sin embargo desde el punto de vista estructural se deben tomar en cuenta los siguientes factores: la longitud necesaria de pilotes, el tipo de superestructura, la disponibilidad de materiales y las cargas estructurales entre otros. La elección definitiva de un determinado tipo de pilote recae en el método de instalación, en las características de la obra, en los tiempos de ejecución y en el factor económico.

Como una guía general en la elección de un pilote se presenta la fig. II.34 que muestra las cargas y las longitudes asociadas con diversos tipo de pilotes.

3.1.3 Disposición de pilotes y separación entre ellos

La capacidad de carga admisible del pilote así como su longitud son establecidos por el especialista en suelos. El número de pilotes para una carga dada será igual a dicha carga entre la capacidad admisible del pilote empleado.

La distribución de los pilotes y de las pilas se determina según las cargas máximas obtenidas del análisis estructural, se recomienda colocar de 4 a 6 pilotes y de 2 a 3 pilas bajo cada columna o bajo los extremos de muros de rigidez, ligando los pilotes a la estructura por medio de dados o cabezales (ref. 6).

El espaciamiento entre pilotes se ha establecido por razones económicas y prácticas, y se recomienda que la distancia mínima entre centros de pilotes no será menor a 2.5 veces el diámetro del pilote o a 1.75 veces su dimensión diagonal. (ref. 10).

Lo anterior asegura que no se dificultará el hincado de cada pilote por estar muy cercanos entre sí. Se deberá también cuidar que dicha separación no exceda de 4 veces el diámetro del pilote, pues de lo contrario se aumentará considerablemente el costo del cabezal.

3.1.4. Trabajo estructural de la cimentación

Los sistemas estructurales de cimentaciones a base de pilotes o de pilas generalmente combinan una losa, un cajón o las zapatas con los pilotes, pero son éstos últimos los que deben conducir la totalidad de las solicitaciones originadas por el edificio al estrato resistente; por tal razón deberán diseñarse estructuralmente para soportar las cargas axiales de compresión y tensión del análisis estructural, así como los incrementos de carga resultantes de la transferencia de carga pilote-suelo por fricción en el fuste. Deberá también garantizarse la continuidad estructural entre las columnas, los muros de rigidez y sus pilotes o pilas de apoyo, por medio de rígidos cabezales. (ref. 6).

3.1.5 Soporte lateral

Todos los suelos, excepto los suelos muy sueltos o fluidos proporcionan el apoyo lateral suficiente como para prevenir que la parte enterrada del pilote se pande bajo el efecto de las cargas verticales.

Cuando por diversas razones, ciertas porciones de un pilote no tengan el apoyo lateral adecuado, se diseñarán para resistir el pandeo bajo las cargas de diseño.

3.2 Pilotes de concreto

Hay numerosos tipos de pilotes de concreto que presentan gran variedad en sus formas, en los métodos de instalación y en el equipo que sirve para su colocación en el terreno.

Sin embargo nos limitaremos a hablar sobre dos grandes grupos en los que se clasifican los pilotes de concreto: los pilotes precolados y los pilotes colados en sitio.

3.2.1 Pilotes de concreto precolado

Esta clasificación cubre tanto a los pilotes de concreto reforzado elaborados con técnicas convencionales como a los pilotes de concreto pretensados.

Ambos tipos de pilotes son colados y curados en la obra cuando se cuenta con el espacio suficiente o en patios de colado, transportándose posteriormente al sitio donde se colocarán.

Se elaboran comúnmente de secciones transversales uniformes y con un extremo terminado en punta con el fin de mejorar su hincado y proporcionar un efecto de cuña al enterrarse en el suelo.

Los pilotes de sección cuadrada, exagonal u octagonal son los más comunes, pues son los perfiles más fáciles de colar horizontalmente.

Los pilotes de concreto precolado se elaboran como cualquier elemento de concreto reforzado, el refuerzo consiste en varillas longitudinales mantenidas en su lugar por estribos cerrados o por un zuncho.

3.2.1.1 Pilotes de concreto presforzado

Se construyen utilizando como refuerzo varillas o cables de acero que se sujetan a tensión y que sustituyen al acero longitudinal empleado en los pilotes precolados.

Este tipo de pilote tiene la ventaja que para un mismo nivel de esfuerzos resultan más ligeros y alcanzan por tanto mayores longitudes que los pilotes precolados.

Los pilotes presforzados pueden ser pretensados o postensados. Los pretensados son usualmente colados en camas de la longitud requerida, mientras que los postensionados son fabricados por tramos que posteriormente se ensamblan y se presforzan en el sitio de trabajo hasta lograr la longitud deseada. Esta característica evita los esfuerzos que bajo las condiciones de hincado se presentan.

3.2.2 Pilotes de concreto colados in situ

En general los pilotes de concreto colados *in situ* son instalados colocando el refuerzo dentro de un agujero o barreno previamente realizado en el terreno a la profundidad requerida y vaciando posteriormente el concreto.

En ciertas ocasiones el barreno se alinea con ayuda de una delgada camisa metálica que se deja enterrada y que se va extrayendo a medida de que va colando el pilote. La predeterminación de la longitud de este tipo de pilotes no resulta una variable

crítica, como lo es en los pilotes precolados, pues se hace cada pilote en el lugar a la profundidad que se necesite.

3.3 *Diseño*

El efecto de mayor importancia en el diseño de un pilote es la carga axial a la que se verá sujeto durante su desempeño, sin embargo en ocasiones se requiere diseñarlos para la acción combinada de carga axial y momentos flexionantes. El momento flexionante en estos casos es provocado por el efecto de fuerzas horizontales de viento o de sismo que pueden provocar el desplazamiento de las cabezas de los pilotes. Bajo estas circunstancias el pilote se deberá diseñar como un elemento a flexocompresión y puede presentarse el caso de que se requieran secciones lo suficientemente grandes que obliguen al uso de pilas (ref. 2).

Cuando las fuerzas horizontales llegan a ser relativamente grandes es preferible optar por el uso de pilotes inclinados que tomen las fuerzas y eviten tener que aumentar la sección del pilote (ref 2).

El diseño de los pilotes y el de las pilas se rige por los mismos procedimientos establecidos para los elementos de concreto reforzado, verificando el cumplimiento de los estados límite de resistencia, con sus factores de carga y de resistencia para cada combinación de carga analizado.

3.3.1. *Diseño de los pilotes para las condiciones de manejo*

El tamaño de la sección transversal así como el acero de refuerzo de los pilotes precolados, está regido, en la mayoría de los casos por los esfuerzos derivados de su manejo, desde la cama de colado hasta su posición de hincado.

El valor de las fuerzas cortantes y de los momentos flexionantes, consecuencia del peso propio del pilote dependerán de la forma de izado, del número de apoyos y de su distribución a lo largo del pilote.

En las figs. II.35 a y b se presentan los diagramas de fuerza cortante y de momentos flexionantes para las condiciones de izado transporte y estiba para una determinada posición de los puntos de agarre, sugerida en la ref. 10.

a Flexión

Para realizar el diseño por flexión del pilote se consideran conocidos la longitud y la sección transversal del pilote, por lo cual el diseño se reduce a calcular el área de acero que la sección necesita para resistir el momento de diseño.

El procedimiento que se sigue es el siguiente:

a.1) Se determina la cantidad

$$\frac{M_U}{bd^2}$$

Donde:

$M_U = F.C. M_{m\acute{a}x}$ Momento de diseño

$M_{m\acute{a}x}$ Momento máximo, el mayor en cada una de las condiciones ilustradas en las figs II.35a y II.35b.

F.C. Factor de carga

El factor de carga se tomará igual a 1.10 para el caso de izado pues se trata de una condición temporal. Pero tomará un valor de 1.40 para la condición de transporte y estiva que representa una situación de mayor duración antes de colocar definitivamente al pilote dentro del suelo.

Por otra parte, el valor del peso del pilote se recomienda incrementarlo en un 30 por ciento para el caso de diseño por transporte y estiba, con el fin de tomar en cuenta el efecto del impacto asociado a esta condición (ref. 2).

a.2) Con la cantidad (M_U/bd^2) se entra a la tabla A-1 del apéndice y se obtiene el valor correspondiente del porcentaje de acero (p) que requiere la sección, el cual deberá estar dentro de ciertos límites establecidos.

De acuerdo con la ref. 10 éstos límites son:

$$\left. \begin{aligned} p_{mín} &= 0.01 \\ p_{máx} &= 0.04 \end{aligned} \right\} \quad (64)$$

Y se proporcionará con varillas de N° 5 en adelante, manteniendo un recubrimiento mínimo al paño del estribo de 4 cm.

a.3) Si ($p > p_{máx}$) indicará que la sección transversal propuesta es insuficiente para resistir el momento de diseño y habrá que aumentar su tamaño; repitiéndose los pasos anteriores nuevamente hasta que

$$p \leq p_{máx}$$

b) Cortante

Una vez que se conoce el valor del porcentaje de acero (p) de la misma tabla del apéndice A-1, se determina el cortante que resiste la sección (V_{CR}).

b.1 Si ($V_U \geq V_{CR}$) se proporcionará refuerzo en forma de estribos a una separación dada por la expresión A-7 del apéndice.

$$S = \frac{F.R. A_v f_y d}{V_U - V_{CR}} \leq \frac{F.R. A_v F_y}{3.5 b} \quad (A-7)$$

Los estribos serán varillas del N° 2 en adelante y la separación máxima no será mayor a $(850/\sqrt{F_y})$ veces el diámetro de la varilla, 48 veces el diámetro del estribo ni mayor que la menor dimensión del pilote (art. 4.2.3; ref. 17).

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de las periferias tengan un soporte lateral suministrado por el doble de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . Además ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente (art. 4.2.3, ref. 17).

b.2 Si ($V_{CR} \geq V_U$) teóricamente no se necesita refuerzo por cortante y rigen las condiciones de separación máxima descritas anteriormente. Se verificará adicionalmente que el cortante de diseño (V_U) no sea mayor a:

$$2 F.R. \quad bd \sqrt{f_c'}$$

3.3.2 Diseño del pilote para el efecto combinado de carga vertical y momento flexionante

En esta condición de carga se considera que el pilote se encuentra totalmente enterrado en un suelo cuyo confinamiento le proporciona el apoyo necesario para desprestigiar los efectos de esbeltez.

Pueden presentarse dos casos:

Primero.- Si la carga vertical de diseño es axial y el valor de la fuerza horizontal no excede al 5 por ciento de la carga vertical, el pilote se diseñará para el efecto de la fuerza vertical aplicada a una excentricidad accidental igual a:

$$e_s = 0.05 h \geq 2.0 \text{ cm} \quad (65)$$

donde h es la dimensión del pilote en la dirección de la fuerza lateral

El pilote se dimensionará como si se tratase de una columna corta sujeta a flexocompresión uniaxial.

Segundo.- el pilote puede estar solicitado a carga vertical y a dos momentos, el diseño del pilote se realiza de forma similar al de una columna corta sujeta a flexocompresión biaxial.

Cuando la sección del pilote sea circular, exagonal u octagonal el problema de flexión biaxial podrá reducirse a uno de flexión uniaxial obteniendo la resultante vectorial de los dos momentos.

En aquellas situaciones donde la combinación de carga que rija incluya acciones sísmicas se podrá tomar el efecto total del momento sísmico que actúa en una dirección principal más el 30 por ciento del momento correspondiente al que puede actuar en la otra dirección (art. 8.8, ref. 22).

El diseño en ambos casos se realiza con la ayuda de los diagramas de interacción. Ver el apéndice, allí se reproducen los diagramas que se utilizan en los ejemplos, dichos diagramas fueron tomados de la ref. 19 y están basados en las hipótesis de las Normas Técnicas Complementarias (ref. 17).

Los diagramas de iteracción pueden utilizarse para diseño de diversas maneras, para nuestro caso se parte de que se conoce las cargas de diseño y la sección transversal del pilote y se necesita saber la cantidad de acero de refuerzo.

Conocidas las cargas de diseño P_u y M_u así como las dimensiones de la sección del pilote y la distribución del acero, se determina la excentricidad de diseño (e_d) que deberá incluir la excentricidad accidental dada por la ec. 65. Esto es:

$$e_d = \frac{M_u}{P_u} + e_a \quad (66)$$

Se determina el valor (e_d/h) donde (h) representa la dimensión del pilote en la dirección paralela a la excentricidad, en el caso de secciones circulares (h) se reemplazará por el diámetro de la sección (D).

Se calcula el parámetro K o R , (ver la fig. II.36) con K y (e_d/h) ó R y (e_d/h) se define un punto en el diagrama de interacción al que corresponderá un valor de q , del cual puede deducirse el valor de p necesario. Si este valor está dentro de los límites dados por la expresión (64) el problema está resuelto. De lo contrario habrá que aumentar la sección del pilote.

Cuando sobre el pilote actúan dos momentos se ocupa la fórmula de Bresler (fórmula 2.15; ref 17).

La cual está dada por la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RZ}} - \frac{P}{P_{RO}}} \quad (67)$$

Y será válida siempre y cuando

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

Donde:

$$P_{RO} = F.R. [A_c f_c'' + A_s f_y] \text{ con}$$

A_c área de la sección transversal

A_s área del acero de refuerzo

F.R. factor de resistencia = 0.8

P_{RX} y P_{RZ} son las cargas resistentes asociadas a las excentricidades de diseño en dirección de los ejes X y Y determinadas con la ayuda de los diagramas de interacción. P_{RO} es la resistencia de la sección obtenida como si la carga estuviese sujeta a carga axial.

Para utilizar la fórmula de Bresler es necesario proponer un porcentaje de acero que se encuentre dentro de los límites mencionados en el punto anterior (Expresión 64).

Con el valor de la excentricidad de diseño en cada dirección e_{dx} ó e_{dz} y el valor de q , dado por la expresión

$$q = p \frac{f_y}{f_c''}$$

Se entra a los diagramas de interacción obteniendo los valores K_x ó K_z asociados a cada par de valores de e_d y q para con ellos obtener las cargas resistentes PR_x y PR_z como se indica a continuación.

Para una sección rectangular de base (b) y de altura (h)

$$PR_x = K_x F.R. bh f_c''$$

$$PR_z = K_z F.R. bh f_c''$$

y para una sección circular de diámetro (D)

$$PR_x = K_x F.R. D^2 f_c''$$

$$PR_z = K_z F.R. D^2 f_c''$$

Donde:

F.R. Factor de resistencia

= 0.8 cuando el núcleo está confinado por un zuncho o con estribos

= 0.7 cuando el núcleo no está confinado. (art. 1.6; ref. 17).

Obtenidas PRx; PRz y PRo se sustituyen en la fórmula (67) y se obtiene una fuerza resistente, la cual se compara con la carga vertical de diseño, si la carga resistente es mayor o igual que la de diseño, indicará que la sección es suficiente, en caso contrario se aumentará el área de acero y se hará un nuevo tanteo.

3.2.2.1 Diseño por cortante

a) Cortante de diseño (V_U)

El pilote se diseñará para resistir la fuerza cortante que arroje el análisis o para una fuerza cortante que puede determinarse como:

$$V_U = F.C. \frac{M_{mdx}}{L}$$

Donde:

$$M_{mdx} = \sqrt{M_x^2 + M_z^2} \text{ momento máximo que actúa en el pilote}$$

L = Longitud del pilote

F.C. = Factor de carga

b) Cortante resistente (V_{CR})

Se determina con la expresión A-6 del apéndice, tomando un área de acero igual a la mitad del acero total de la sección determinado por flexocompresión.

Si $V_{CR} < V_U$ se proporcionará refuerzo a una separación dada por la expresión A-7, en caso contrario si $V_{CR} \geq V_U$ el refuerzo se colocará del número y a la separación indicada en la sección II.3.3.1.b. Y se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones con respecto al refuerzo transversal.

Cuando el núcleo del pilote se confine con un refuerzo helicoidal tal como un zuncho se deberán cumplir los siguientes requisitos.

- i) El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal, p' , no será menor que: (art. 4.24; ref 17)

$$p' = \begin{cases} 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} & \text{ni de} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \end{cases} \quad (68)$$

- ii) El claro libre entre vueltas consecutivas no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm.

Para el caso de que el núcleo sea rectangular y de que se ocupen estribos, se deberán cumplir los siguientes puntos: (art. 5.3.4,b; ref. 17).

- iii) El área de estribos, A_{sh} , en cada dirección de la sección del pilote no será menor que:

$$A_{sh} = \begin{cases} 0.3 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} sh_c & \text{ni de} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c \end{cases} \quad (68)$$

Donde:

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o hasta la orilla del estribo

- A_o área transversal del pilote
- h_c dimensión del núcleo, normal al refuerzo, A_{sh}
- S separación del refuerzo transversal

3.2.3 *Diseño por pandeo*

En realidad no se realiza un diseño por pandeo propiamente dicho, lo que más bien se hace es determinar una carga crítica para el pilote y se revisa que la carga de trabajo en el pilote para la combinación más desfavorable no exceda a la carga crítica.

En la ref. 25 se propone determinar la carga crítica tomando al pilote como una columna articulada en sus extremos y apoyada en toda su longitud en una cama de resortes que representan al suelo y que viene dada por la expresión.

$$P_{cr} = E_s \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 + E_c I \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \quad (69)$$

Donde:

- E_s módulo de reacción del suelo
- E_c módulo de elasticidad del concreto
 - = $8000 \sqrt{f'_c}$; $f'_c < 250 \text{ kg/cm}^2$
 - = $14000 \sqrt{f'_c}$; $f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$
- I momento de inercia de la sección transversal del pilote en la dirección de aplicación de la carga
- L longitud total enterrada del pilote
- P_{cr} carga crítica de pandeo

Pero tiene el inconveniente de que el módulo de reacción del suelo (E_s) varía con la deformación del suelo y con la presión de contacto en el suelo y el pilote, haciendo complicada su aplicación, además que requiere ser valuada con parámetros que pertenecen al dominio de la mecánica de suelos.

Otra forma de tener un diseño satisfactorio consiste en determinar un factor de reducción R, por el cual se divide la carga resistente del pilote para obtener el valor de una carga de trabajo que deberá ser mayor a la carga de diseño que actuará en el pilote, lo cual asegurará que no habrá falla por pandeo. Esta forma de proceder corresponde a un criterio de esfuerzos de trabajo aplicado por el Reglamento de la Construcción de Concreto Reforzado A.C.I. para el diseño de columnas, conocido como método del factor R de modificación (ver sección 10.11 de los comentarios de la ref. 26).

El factor R, viene dado por la expresión:

$$R = 1.07 - 0.008 \frac{h'}{r} \leq 1.0 \quad (70)$$

Donde:

R factor de reducción

h' tramo del pilote sin apoyo lateral, en cm.

r radio de giro del área total de la sección del pilote, en cm.
El radio de giro puede tomarse igual a:

$r = 0.3 \times$ dimensión del pilote; cuando la sección del pilote es rectangular y

$r = 0.25 \times$ diámetro de la sección; cuando el pilote es circular

Este segundo método no toma en cuenta la presencia del suelo y su interacción con el pilote por lo que sus resultados son conservadores y pueden conducir, cuando el apoyo lateral de los pilotes sea un factor importante, a diseños caros; sin embargo proporciona un parámetro de referencia que se sitúa del lado de la seguridad y útil cuando se carece de datos más precisos.

3.3.4 *Esfuerzos dinámicos durante el hincado*

Se aceptará que los esfuerzos dinámicos debidos al hincado dañarán únicamente el extremo superior del pilote. Se recomienda (ref 10) absorber estos esfuerzos con una longitud adicional de pilote, la cual se demuele posteriormente al hincado, esta longitud será de por lo menos un metro.

Para aquellos casos en los que sea necesario una determinación más precisa de las fuerzas de compresión y de tensión que se generan durante el hincado, así como evitar daños en el pilote deberá resolverse la ecuación de onda con la cual se conoce la variación de los esfuerzos y deformaciones en el pilote debido al impacto provocado por el equipo de hincado. Este análisis queda fuera de los objetivos de este trabajo, sin embargo puede consultarse la ref. 6, donde se explica con más detalle éste tema.

3.3.5 *Tensión*

Cuando el pilote está sujeto a fuerzas de tensión se considera que el acero de refuerzo es el que tomará en su totalidad dichas fuerzas, por tal razón se deberá verificar que el área de acero de la sección multiplicada por su esfuerzo de fluencia sea mayor o igual a la fuerza de tensión de diseño. Por supuesto que para que se logre este trabajo se tiene que comprobar que la relación de las fuerzas de cohesión en el suelo y el pilote, entre la fuerza que tiende a extraerlo mantenga un factor de seguridad mayor a uno.

CAPITULO III EJEMPLOS DE DISEÑO

A. CONSIDERACIONES GENERALES

Este capítulo contiene la solución de varios problemas de cimentaciones, los cuales pretenden servir como ejemplos de aplicación de los conceptos previamente desarrollados.

Para tal efecto se ha dividido en tres partes: La dedicada a las cimentaciones superficiales, dentro de la cual se incluye el diseño estructural de una zapata aislada, el de una zapata corrida centrada y el de una zapata corrida de colindancia. La sección dedicada a las cimentaciones compensadas contiene el diseño estructural de un cajón de cimentación y en el apartado dedicado a las cimentaciones profundas se resuelve el diseño de una zapata con pilotes.

En la presentación de los ejemplos se ha preferido su elaboración manuscrita y se acompañan de notas y comentarios en las partes que se ha creído conveniente, la mayoría de dichas notas se refieren a la parte D del segundo capítulo o al apéndice; cuando alguna de ellas no aparece en el cuerpo del texto se proporciona la referencia de donde fue tomada.

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

FECHA:

HOJA No.

DE

EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

B. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION SUPERFICIAL.

OBJETIVO:

Ejemplificar el procedimiento de diseño estructural de una cimentación superficial con zapatas, considerando su estabilidad a cargas permanentes y accidentales.

Para tal fin se diseñarán tres tipos de zapatas de un edificio de concreto reforzado, de acuerdo con la geometría y cargas que se indican en las figuras III.1, III.2 y III.3.

DE

HOJA No.

FECHA:

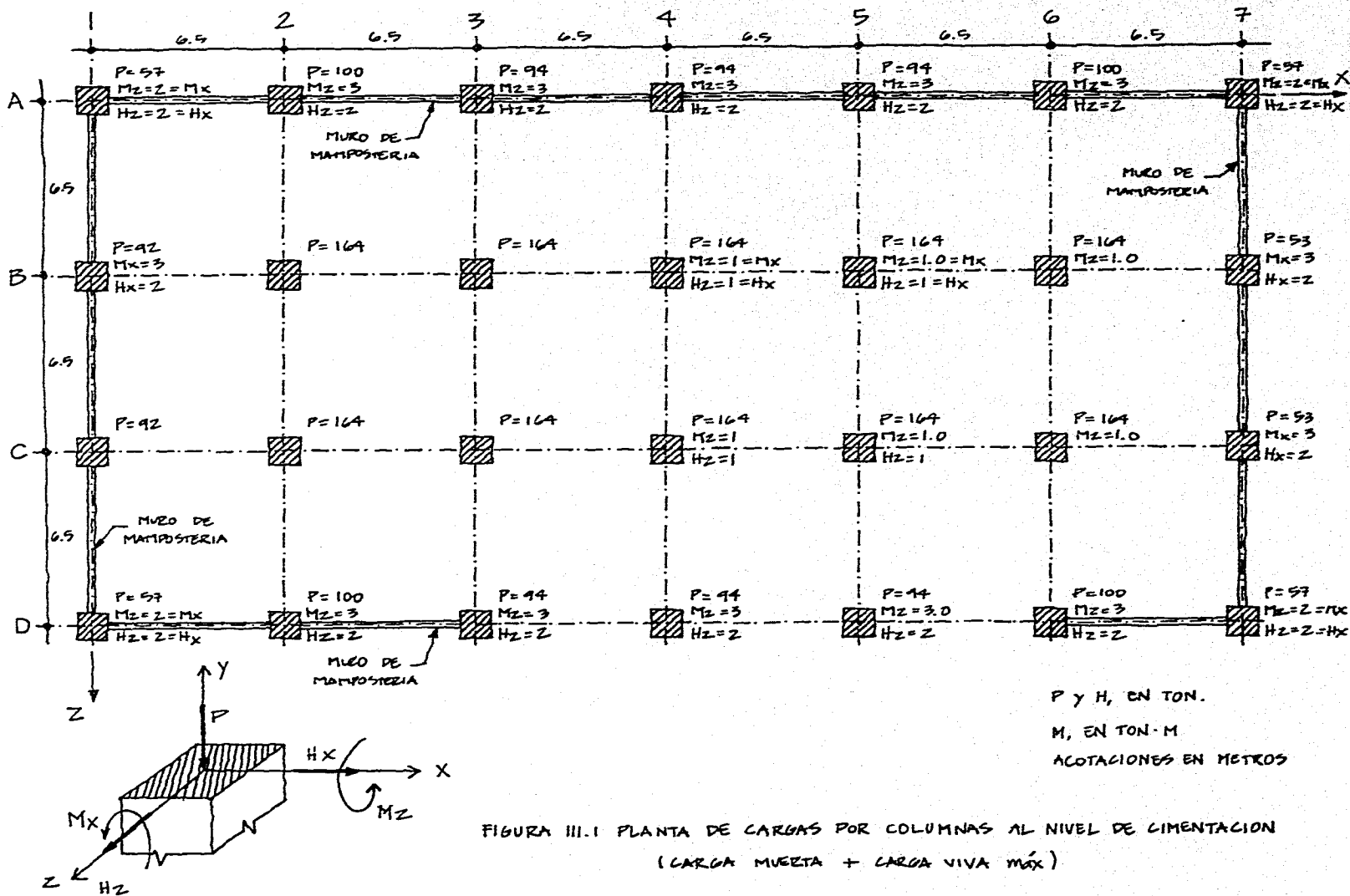
FACULTAD DE INGENIERIA

EJEMPLO No.

U. N. A. M.

REFERENCIA

CALCULO:



DE

HOJA No.

FECHA:

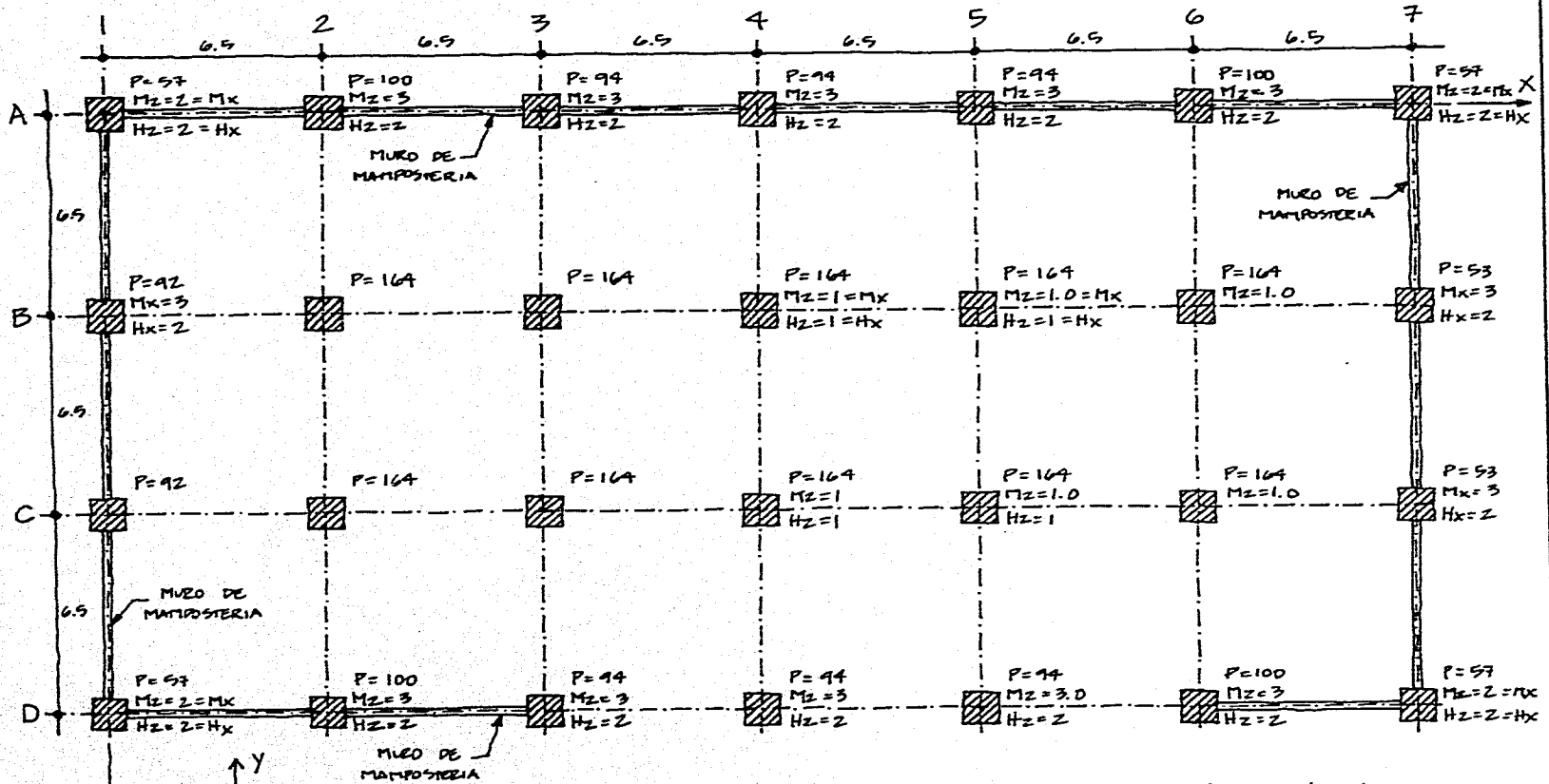
EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.



P y H, EN TON.
 M, EN TON·M
 ACOTACIONES EN METROS

FIGURA III.1 PLANTA DE CARGAS POR COLUMNAS AL NIVEL DE CIMENTACION
 (CARGA MUERTA + CARGA VIVA MÁX)

DE

HOJA No.

FECHA:

EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

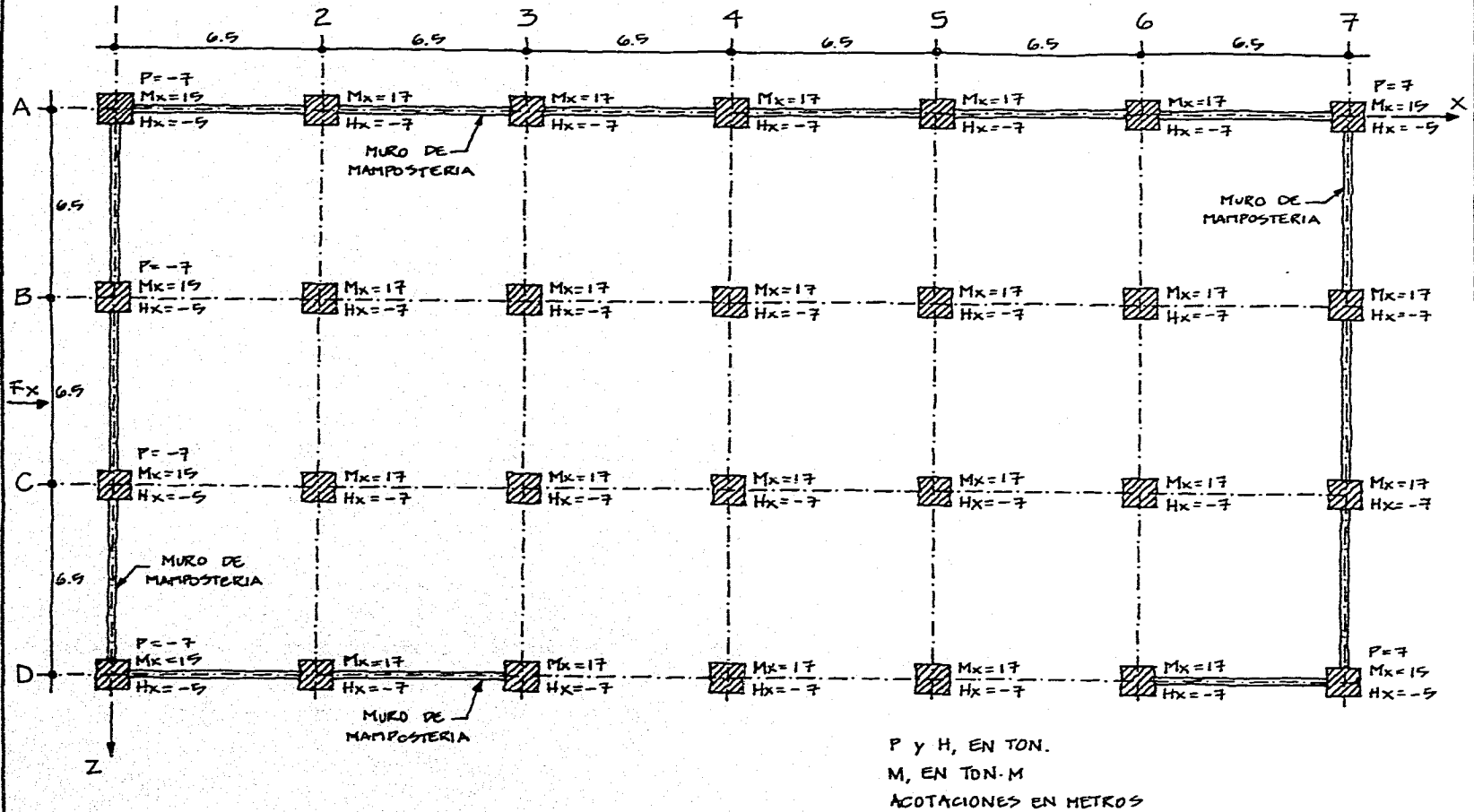


FIGURA III.2 PLANTA DE CARGAS POR COLUMNAS AL NIVEL DE CIMENTACION
 (SISMO EN DIRECCION DEL EJE X)

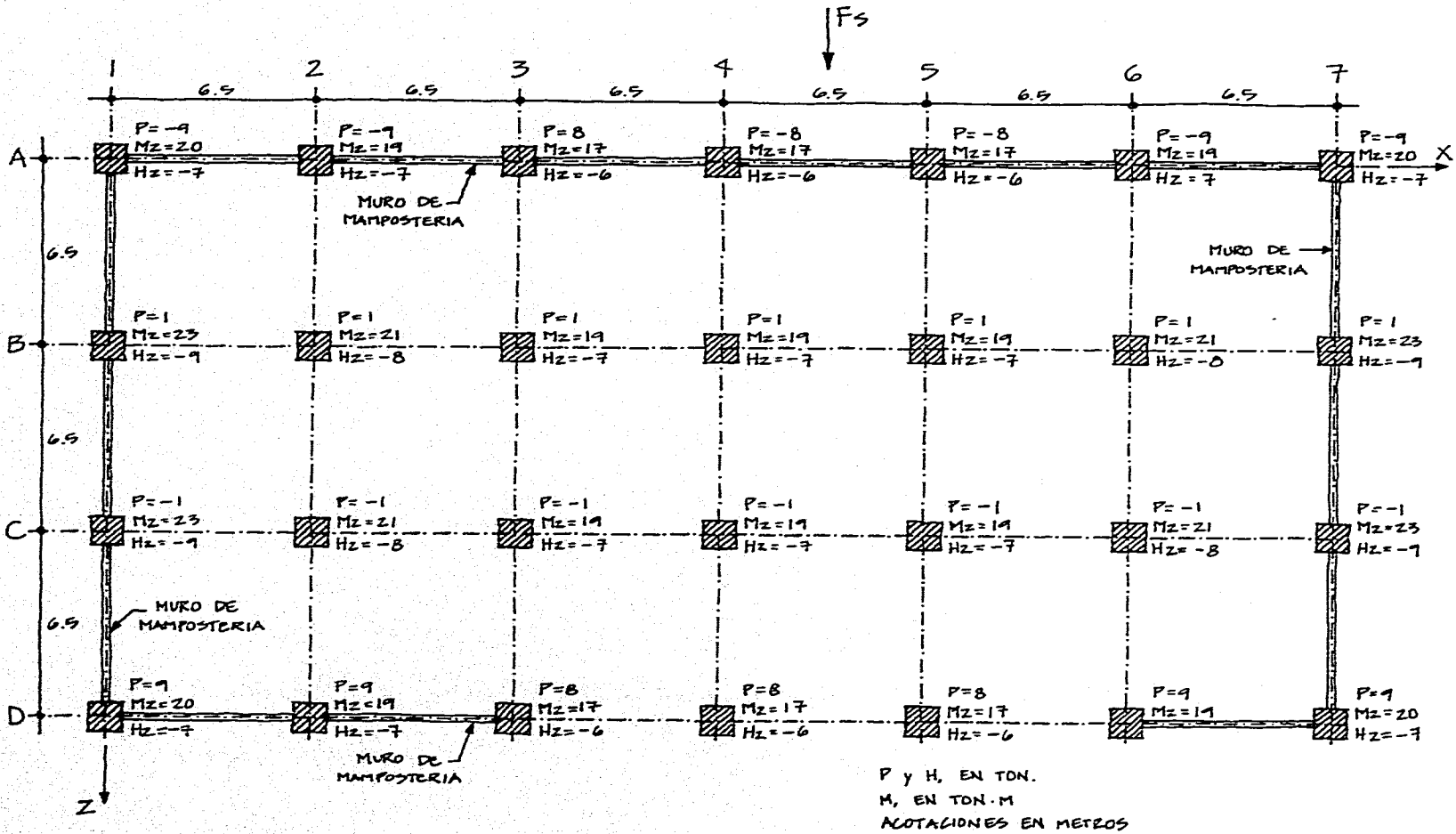


FIGURA III.3 PLANTA DE CARGAS POR COLUMNAS AL NIVEL DE CIMENTACION
(SISMO EN DIRECCION DEL EJE Z)

EJEMPLO 1. ZAPATA AISLADA

Se diseña una zapata aislada para las columnas centrales.

1 DATOS DE DISEÑO.

1a. CARGAS:

CM + CV MÁX

SISMO X.

SISMO Z.

$P = 164 T.$

$P = 0 T.$

$P = 1 T.$

$M_z = M_x = 1 T \cdot m$

$M_x = 17 T \cdot m$

$M_z = 19 T \cdot m$

$H_z = H_x = 1 T$

$H_x = 7 T$

$H_z = 7 T$

Ver FIGURAS III.1, III.2 y III.3

1b. MATERIALES:

$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$\gamma_{\text{CONCRETO}} = 2.4 \text{ T/m}^3$

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

* [

$q = 20 \text{ T/m}^2$
ADM.

$D_f = 1.6 \text{ m}$

$\gamma_s = 1.5 \text{ T/m}^3$ (suelo)

* Datos del Estudio de Mecánica de Suelos.

2 COMBINACIONES DE CARGA.

2a. CP + 100% sis. X + 30% sis. Z

2b. CP + 30% sis. X + 100% sis. Z

$P = 164 + 0 + 1(0.3) = 164.3 T$

$P = 164 + 0 + 1 = 165 T$

$M_x = 1 + 17 = 18 T \cdot m$

$M_x = 1 + 17(0.3) = 6 T \cdot m$

$M_z = 1 + 19(0.3) = 7 T \cdot m$

$M_z = 1 + 19 = 20 T \cdot m$

$H_x = 1 + 7 = 8 T$

$H_x = 1 + 7(0.3) = 3 T$

$H_z = 1 + 7(0.3) = 3 T$

$H_z = 1 + 7 = 8 T$

③ CONSTANTES

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2 < 250 \Rightarrow D f_c'' = 0.85 f_c^* \\ f_c'' = 170 \text{ kg/cm}^2$$

④ DIMENSIONES PRELIMINARES DE LA ZAPATA

SECCION 1.2.1

Tomando en cuenta las cargas de la combinación 2b.

$$P_T = 1.1 (P) = 1.1 (165) = 181 \text{ Ton}$$

$$M_{TZ} = M_z + (H_x \cdot D_f) = 20 + (3 \times 1.6) = 25 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$M_{TX} = M_x + (H_z \cdot D_f) = 6 + (8 \times 1.6) = 19 \text{ T}\cdot\text{m}$$

A partir de saber que

$$q_{ADM} = \frac{P_T}{A_{REQ}} \Rightarrow A_{REQ} = \frac{P_T}{q_{ADM}} = \frac{181}{20}$$

$$A_{REQ} = 9.05 \text{ cm}^2$$

Cálculo de excentricidades.

$$e_x = \frac{M_{TZ}}{P_T} = \frac{25}{181} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{M_{TX}}{P_T} = \frac{19}{181} = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

Para una zapata cuadrada, el lado de la zapata se determina de la forma siguiente:

$$B = \sqrt{A_{REQ}} + 2(e_{\max})$$

$$B = \sqrt{9.05} + 2(0.14) = 3 + 0.28 = 3.28 \text{ m}$$

Se considera una zapata cuadrada de 3.40 de lado.

4.1) PERALTE APROXIMADO DE LA ZAPATA

$$h = \frac{B}{5} = \frac{32B}{5} = 65$$

4.2) DIMENSIONES DEL DADO

$$R = \sqrt{\frac{A_{\text{DADO}}}{A_{\text{COLUM}}}} \leq 2$$

$$\text{si } R = 1.3$$

$$A_{\text{DADO}} = (1.3)^2 A_{\text{COLUM}}$$

a = lado de la columna

$$c^2 = (1.3)^2 (a)^2$$

c = lado del dado

$$c^2 = 1.69 (60)^2$$

$$c = 78 \text{ cm}$$

Se usará un dado cuadrado de lado igual a 80 cm

$$A_{\text{DADO}} = (80)^2 = 6400 \text{ cm}^2$$

$$\frac{P_u}{A_{\text{DADO}}} = \frac{(F.C) P_r}{A_{\text{DADO}}} = \frac{1.1 \times 181000}{6400} = 28.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_{Fp} = R(F.R) f_c^* = 1.3 (0.8) (200) = 208 \text{ Kg/cm}^2$$

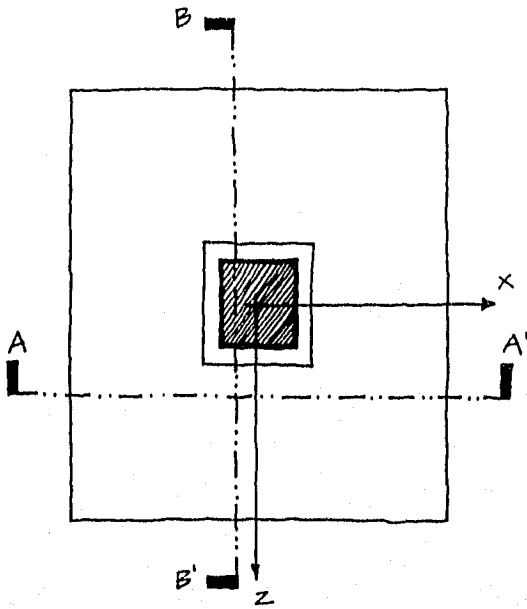
$$28.2 < 208 \quad \checkmark \quad \text{BIEN}$$

Luego se acepta un dado cuadrado de c = 80 cm

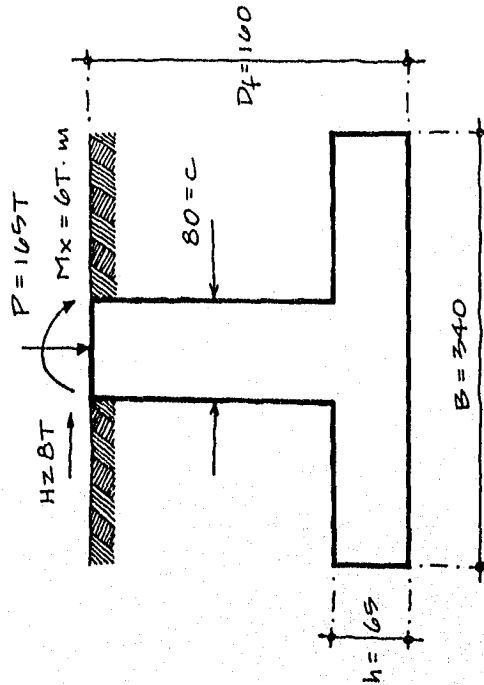
La zapata, sus dimensiones y las cargas correspondientes a la combinación 2b, se dibujan a continuación.

EXPRESSION
(11)

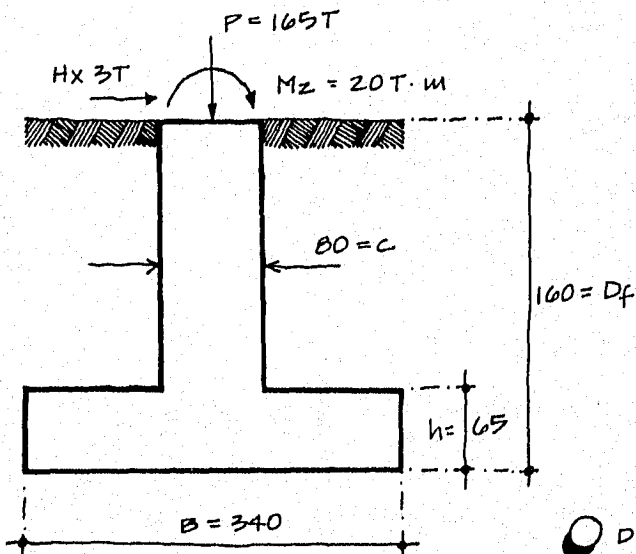
EXPRESSION
(10)



PLANTA



CORTE B · B'



CORTE A · A'

○ DIMENSIONES DE LA ZAPATA, CONSIDERADAS PARA SU REVISION

5) REVISION DE LA ZAPATA PARA LA COMBINACION DE CARGA 2b.

Dichas cargas aparecen en el PUNTO 2.

6.1) CARGAS AL NIVEL DEL DESPLANTE

Para efecto de revisión de la presión de contacto no se considera el peso del relleno, dado que se trabaja con el incremento neto de presión.

$$P_{LOSA} = B \times B \times h \times \gamma_{CONCRETE} = 3.4 \times 3.4 \times 0.65 \times 2.4 = 18$$

$$P_{DADO} = C \times C (D_f - h) \gamma_{CONCRETE} = 0.8 \times 0.8 \times (1.6 - 0.65) \times 2.4 = \frac{1.5}{19.5}$$

$$P = \underline{165.0}$$

$$\Sigma Q = 184.5T$$

6.2) AREA REDUCIDA

Ancho reducido en dirección x.

$$c_x = \frac{M_{Tz}}{\Sigma Q} = \frac{25}{184.5} = 0.136 \text{ m} \approx 14.0 \text{ cm}$$

$$B'_x = B - 2c_x = 340 - 2(14) = 312 \text{ cm}$$

Ancho reducido en dirección z.

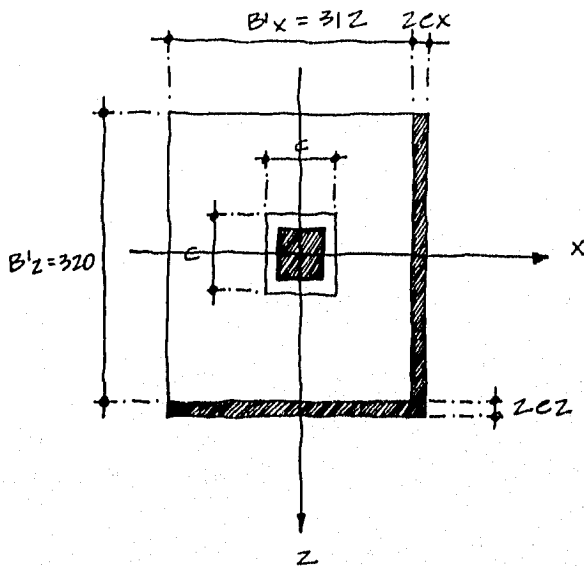
$$c_z = \frac{M_{Tx}}{\Sigma Q} = \frac{19}{184.5} = 0.103 \text{ m} = 10.0 \text{ cm}$$

$$B'_z = B - 2c_z = 340 - 2(10) = 320 \text{ cm}$$

$$A' = (B'_x)(B'_z) = (312)(320)$$

$$A' = 9.98 \text{ m}^2$$

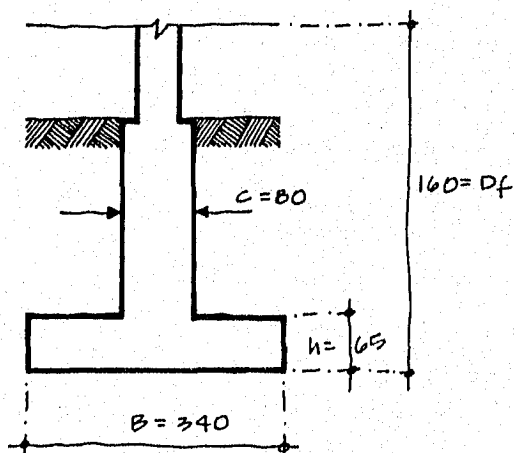
$$\underline{\underline{A' = 10.0 \text{ m}^2}}$$



AREA REDUCIDA

$$A' = (B'x) (B'z)$$

$$A' = 10.0 \text{ m}^2$$



9.3 PRESION DE CONTACTO.

$$p = \frac{\sum Q}{A'} = \frac{184.5}{10}$$

$$p = 18.45 \text{ T/m}^2$$

Para los casos en los cuales rige la combinación que incluye efectos accidentales, como es en este caso

$$q_{ADM} = 0.80 q_{ULT} = 0.8 (12 \times 3) = 29 \text{ T/m}^2$$

$$p < q_{ADM} \quad \checkmark \checkmark \quad \text{BIEN}$$

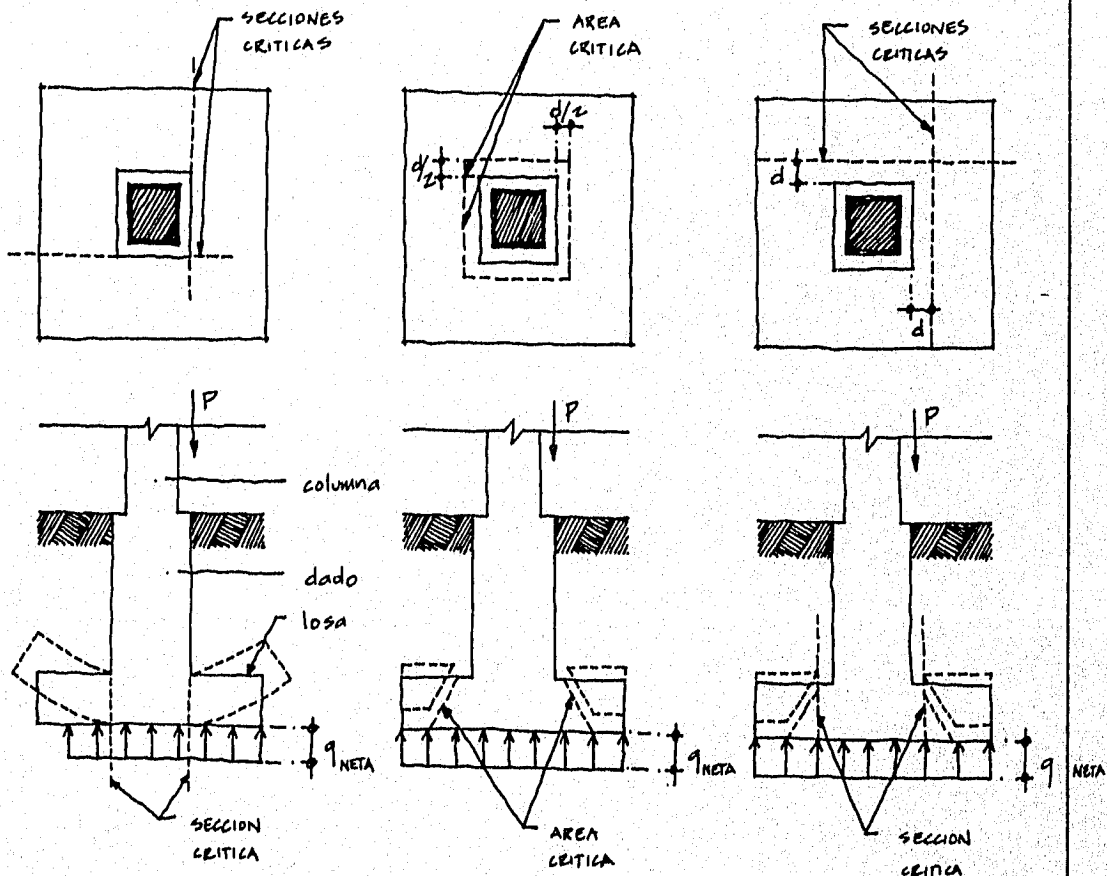
\Rightarrow que son adecuadas las dimensiones en planta de la zapata.

Ver el
COMENTARIO
C-1

⑥ DISEÑO POR FLEXION Y REVISION DEL PERALTE DE LA ZAPATA.

SECCION
1. 2. 2.

La sección crítica por flexión y longitud de adherencia se considera pasa por la cara del dado y se extiende por toda la zapata. Para el caso del cortante se tienen dos posibles estados límites de falla: por punzonamiento en el área crítica, y el de cortante como viga en una sección que se localiza a una distancia de un peralte d , del paño del dado. Como se indican en las figuras siguientes:

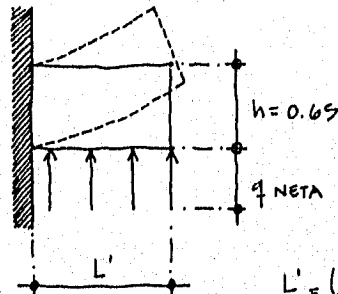
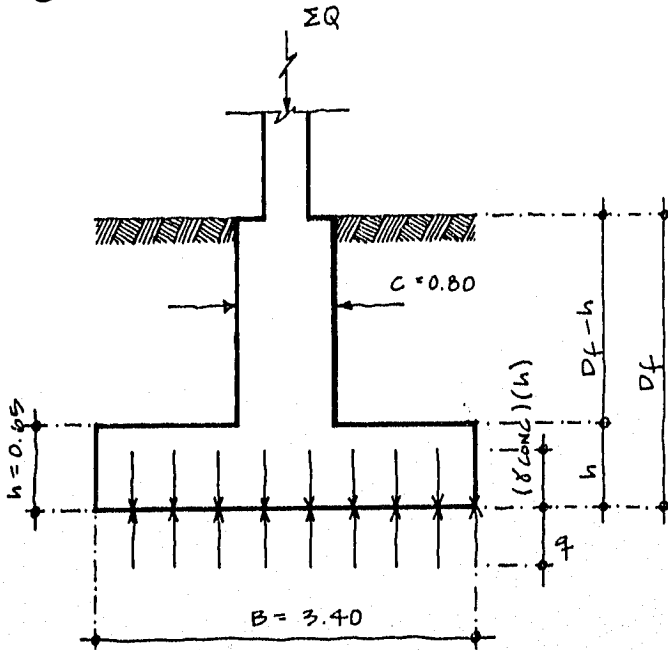


a POR FLEXION

b POR PUNZONAMIENTO

c POR CORTANTE DE VIGA

6.1 FLEXION.



$$d = h - rec^* = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$$

$$h = 0.65$$

$$q \text{ NETA}$$

$$L' = \frac{B - C}{2} = \frac{3.4 - 0.8}{2} = 1.30 \text{ m}$$

* EL RECURRIMIENTO SE TOMA IGUAL A 5CM

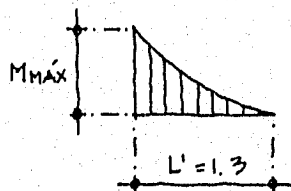
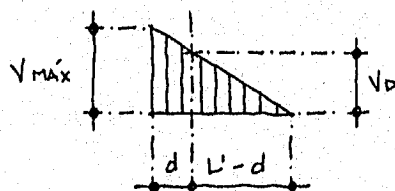


DIAGRAMA DE (M)



$$L' - d = 1.3 - 0.60 = 0.70 \text{ m}$$

DIAGRAMA DE (V)

PRESION DE CONTACTO PARA DISEÑO POR FLEXION (q_{NETA})

$$q_{NETA} = p - [\text{PESO LOSA}]$$

$$= p - [(18 \text{ CONCRETE}) h] = 18.45 - [(12.4) 0.65]$$

$$q_{NETA} = 17 \text{ T/m}^2$$

POR ANCHO UNITARIO, $B = 1.0 \text{ M}$

$$q_{NETA} = 17 \times 1 = \underline{\underline{17 \text{ T/m}}}$$

MOMENTO DE DISEÑO (M_U)

$$M_{\text{máx}} = \frac{(L')^2}{2} q_{NETA} = \frac{(1.3)^2}{2} (17) = 14.4 \text{ T} \cdot \text{m/m}$$

$$M_U = F \cdot C (M_{\text{máx}}) = 1.1 (14.4) = 15.84 \text{ T} \cdot \text{m/m}$$

Momento resistente (M_R)

$$\frac{M_U}{Bd^2} = \frac{15.84 \times 10^5}{100 \times (60)^2} = 4.4$$

$$\Rightarrow \rho = 0.0013 < \rho_{\text{mín}} = 0.0026$$

Por lo tanto el acero mínimo es suficiente

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0026 B d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0026 \times 100 \times 60$$

$$A_{s \text{ mín}} = 15.6 \text{ cm}^2$$

Con barras de $\phi = 3/4''$, $a_v = 2.85 \text{ cm}^2$

$$s_{ep} = \frac{100 a_v}{A_s} = \frac{285}{15.6} = 18.3 \text{ cm}$$

FORMULA
(13)

Ver
TABLA A.1
DEL APENDICE

FORMULA (16)

$\Rightarrow \underline{\underline{\phi = 3/4" @ 15 \text{ cm}}}$

REFUERZO EN AMBAS DIRECCIONES

se verifica que el peralte sea el suficiente para el anclaje de las barras de refuerzo.

VEASE LA FIGURA II.16

$d_{NETO} = h - 2 \text{ rev} = 65 - 2(5) = 55 \text{ cm}$

Longitud de anclaje necesaria para el refuerzo

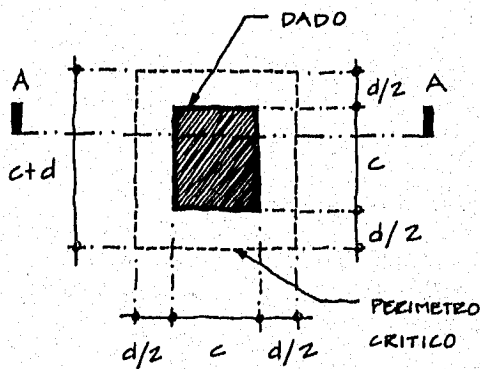
$L_{dr} = 12 \phi_{3/4} = 12(1.9) = 23 \text{ cm} \quad \checkmark \text{ BIEN (CUMPLE)}$

$d_{NETO} > 15 \quad \checkmark \checkmark \quad (\text{CUMPLE})$

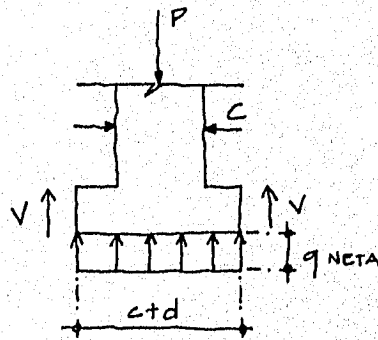
$d_{NETO} > 23 \quad \checkmark \checkmark \quad \checkmark$

62) CORTANTE

POR PUNZONAMIENTO:



PLANTA



CORTE A-A

Ver SUBCAPITULO D.1.2.2.b.2

Perímetro crítico. ($P_{crí}$)

$$P_{crí} = 4(c + d) = 4(80 + 60)$$

$$P_{crí} = 4(140) = 560 \text{ cm}$$

Área crítica ($A_{crí}$)

$$A_{crí} = P_{crí} \times d = 560 \times 60$$

$$A_{crí} = \underline{\underline{33600 \text{ cm}^2}}$$

Fuerza cortante última (V_u).

Se obtiene del equilibrio de fuerzas verticales en la porción de la zapata comprendida dentro de la sección crítica, véase la figura anterior.

$$V_u = [P - (c+d)^2 q_{NETA}] F.C.$$

Donde:

$$P = P + P_{DADO}$$

(No se toma en cuenta el peso del relleno ni de la zapata).

$$P = 165 + 1.50$$

$$P = 166.50 \text{ T}$$

$$V_u = [166.50 - (0.8 + 0.60)^2 (17)] 1.1$$

$$\underline{\underline{V_u = 146.5 \text{ Ton}}}$$

Como hay transmisión de momento entre la columna y la zapata, se debe revisar que:

$$M_u \leq 0.2 V_u \cdot d$$

si esta desigualdad no se cumple se tendrá que calcular la fracción de cortante adicional que el momento provoca.

$$0.2 V_u \cdot d = 0.2 \times 146.5 \times 0.60 = 17.6 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_u = F_c \times M_{Tz} = 1.1 \times 25 = 27.5 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$27.5 > 17.6 \implies$ Lo cual implica que no se puede despreciar el efecto del momento.

Fracción de momento que debe transmitirse por esfuerzos cortantes y torsión (αM_u)

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

ECUACION
(21)

como:

$$c_1 + d = c_2 + d$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67} = 0.401$$

$$\alpha M_v = 0.401 \times 27.5 = \underline{\underline{11.07 \cdot m}}$$

Esfuerzo cortante máximo (τ_v máx.)

$$\tau_v \text{ máx} = \frac{V_v}{A_c} + \frac{\alpha M_v C_{AB}}{J_c} \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

ECUACION
(22)

Donde:

$$A_c = \text{área crítica} \quad [\text{cm}^2]$$

$$J_c = \frac{d}{6} (c+d)^3 + \frac{(c+d)}{6} d^3 + \frac{1}{2} (c+d)^3 \quad [\text{cm}^4]$$

$$C_{AB} = \frac{c+d}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm}$$

$$A_c = 33600 \text{ cm}^2$$

$$c+d = 80 + 60 = 140$$

$$J_c = \frac{60}{6} (140)^3 + \frac{140}{6} (60)^3 + \frac{1}{2} (140)^3$$

$$J_c = 33852000 \text{ cm}^4$$

$$\tau_v \text{ máx} = \frac{146900}{33600} + \frac{11 \times 10^5 (70)}{33852000}$$

$$\tau_v \text{ máx} = 4.36 + 2.27$$

$$\underline{\underline{\tau_v \text{ máx} = 6.63 \text{ Kg/cm}^2}}$$

Esfuerzo cortante que resiste el concreto por punzonamiento (τ_{cr}).

$$V_{cr} = F.R. \sqrt{f \cdot c} = 0.7 \sqrt{200} = 9.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{cr} = 9.89 > V_u \text{ máx} \checkmark \text{ ————— (a)}$$

EXPRESSION
(23 a)

POR TENSION DIAGONAL, COMO VIGA:

Cortante máximo, al paño de la trabe ($V_{máx}$.)

$$V_{máx} = \left(\frac{B-L}{2} \right) q_{NETA} = \left(\frac{3.4 - 0.80}{2} \right) 17 = 1.30 \times 17$$

$$V_{máx} = 22.1$$

Cortante en la sección crítica, a un peralte del paño de la trabe (V_0).

$$L' = \frac{B-L}{2} = \frac{3.4 - 0.80}{2} = 1.30 \text{ m}$$

(Ver el diagrama

de presiones en

el punto 6.1)

$$L' - d = 1.3 - 0.60 = 0.70 \text{ m}$$

Por triángulos semejantes.

$$\frac{V_{máx}}{L'} = \frac{V_0}{L' - d} \implies V_0 = \frac{L' - d}{L'} V_{máx} = \frac{0.70}{1.3} V_{máx}$$

$$V_0 = 0.54 V_{máx} = 0.54 (22.1)$$

$$V_0 = 12.0 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto (V_{cr})

Para elementos anchos y si se cumple que:

$$i) B > 4d$$

$$ii) h \leq 60 \text{ cm}$$

$$iii) \frac{M}{Vd} \leq 2.0$$

SEC.

D 1.2.2.6.1.1

La fuerza resistente se puede tomar igual a:

$$V_{CR} = 0.5 FR B d \sqrt{f^* c}$$

Esto es:

$$B = 3.4 \text{ m} > (4 \times 0.6) = 2.4 \text{ m} \quad (\text{SE CUMPLE}) \checkmark \checkmark$$

$$h = 60 \text{ cm} \quad (\text{SE CUMPLE}) \checkmark \checkmark$$

En la sección crítica para cortante.

$$V_D = 12 \text{ TON}$$

$$M_D = \left[q_{NETA} (L-d)^2 \right] \frac{L}{2} = \frac{17}{2} (0.7)^2 = 4.16 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_D}{V_D d} = \frac{4.16}{12 \times 0.60} = 0.58 < 2.0 \quad (\text{SE CUMPLE}) \checkmark \checkmark$$

$$\text{Por tanto: } V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 60 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 33941 \text{ Kg}$$

$$\underline{\underline{V_{CR} = 33.9 \text{ Ton}}}$$

$$V_U = F.C. V_D = 1.1 \times 12 = 13 \text{ TON}$$

$$V_{CR} > V_U \checkmark \checkmark \text{ (b)}$$

De (a) y (b) se concluye que el peralte de la zapata es adecuado para resistir los efectos del cortante.

7) REFUERZOS POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

$$a_s = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \text{ [cm}^2/\text{cm]} \quad x_1^* = \frac{h}{2} = 32.5; \quad B = 100 \text{ cm}$$

EXPRESSION (24)

$$a_s = \frac{660 (32.5)}{4200 (135)} \approx 0.038 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

En elementos en contacto con el terreno $a_s' = 1.5 a_s$

$$a_s' = 1.5 \times 0.038 = 0.057 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = a_s' \times B = 0.057 \times 100 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{con } \phi 1/2"; \quad \text{sep} = \frac{100 \text{ \u00c1rea } (\phi 1/2")}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{5.7} = 22$$

* Ver COMENTARIO C. 2

$\Rightarrow \nabla \phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$

8) DISE\u00d1O DEL DADO

CARGAS: $P = 165 \text{ T}$

$M_x = 16 \text{ T} \cdot \text{m}$

$M_z = 24 \text{ T} \cdot \text{m}$

El dado debe transmitir las cargas de la columna a la zapata

y por tal raz\u00f3n se dise\u00f1ar\u00e1 como una columna corta.

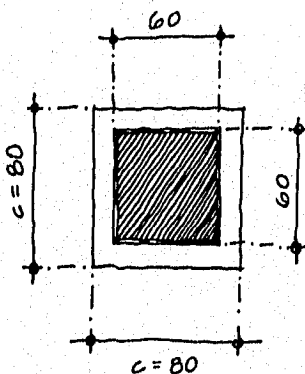
se propone el acero de refuerzo m\u00ednimo para columnas

$$A_{s \text{ m\u00edn}} = \frac{20 \times c^2}{f_y} = \frac{20 \times 80^2}{4200} = 30.5 \text{ cm}^2$$

se propone el siguiente refuerzo

$$[4 \phi 1" + 4 \phi 3/4"] = 31.68 \text{ cm}^2$$

y se revisar\u00e1 la secci\u00f3n para la direcci\u00f3n m\u00e1s desfavorable.



DETERMINACION DE LOS PARAMETROS PARA EL USO DEL DIAGRAMA DE INTERACCION.

$$e_z = \frac{24}{165} = 0.145 = 14.5 \text{ cm}$$

$$\frac{e_z}{c} = \frac{14.5}{80} = 0.18$$

$$v = \text{recubrimiento} = 5 \text{ cm}$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{A_s}{bd}; \quad d = c - v = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{31.68}{80 \times 75} = 0.00528$$

$$q = P_{\text{mín}} \frac{f_y}{f'_c} = 0.00528 \times \frac{4200}{170} = 0.130$$

$$\text{CON } \left[\begin{array}{l} \frac{e_z}{c} = 0.18 \\ q = 0.12 \end{array} \right] \Rightarrow \left[\begin{array}{l} K = 0.75 \\ R = 0.145 \end{array} \right] \text{ VALORES * } \\ \text{OBTENIDOS DE LA GRAFICA D.1}$$

$$\text{Como } K = \frac{P_u}{F_c b h f'_c} \quad \wedge \quad R = \frac{M_u}{F_c b h^2 f'_c}$$

De aquí:

$$P_R = \frac{[K F_c b h f'_c]}{F.C.} = (0.75 \times 0.8 \times 80^2) \frac{170}{1.1}$$

$$P_R = 593 \text{ T} > 165 \text{ T} \quad \checkmark \checkmark$$

$$M_R = \frac{[R F_c b h^2 f'_c]}{F.C.} = (0.145 \times 0.8 \times 80^2) \frac{170}{1.1}$$

$$M_R = 92 \text{ T} \cdot \text{m} > 24 \quad \checkmark \checkmark$$

\Rightarrow Que la sección del dado, con A_s mín es suficiente.

Ver DIAGRAMA D.1 DEL APENDICE

REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo será con barras $\phi = 1/2''$ (estribos) a la menor de las siguientes separaciones:

$$s_1 = \frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_b; \quad \phi_b = \text{es el diámetro de la barra vertical}$$

más delgada, en este caso:

$$\phi = 3/4'' = 1.9 \text{ cm}$$

$$\frac{850}{\sqrt{4200}} (1.9) = 25 \text{ cm} \quad \text{--- (RIGE) } \checkmark \checkmark$$

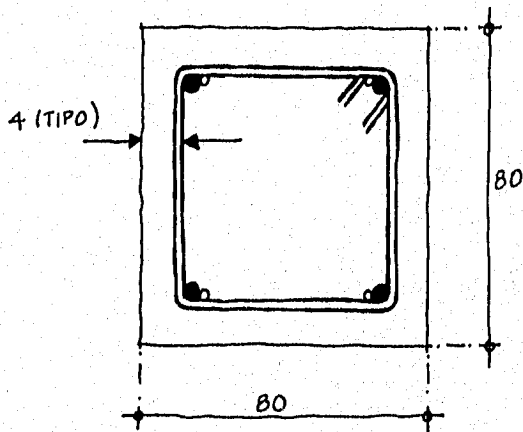
$$s_2 = 48 \phi_E; \quad \phi_E = \text{es el diámetro de la barra del estribo}$$

$$\phi_E = 1/2'' = 1.3 \text{ cm}$$

$$48 (1.3) = 62 \text{ cm}$$

$$s_3 = \frac{L}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

ARMADO DEL DADO



● 4 ϕ 1"

○ 4 ϕ 3/4"

ESTRIBOS ϕ 1/2" @ 25 cm

Ver
COMENTARIO
C. 3

DETERMINACION DE LONGITUD DE ANCLAJE DEL ARMADO DEL DADO.

$$L_a = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

FORMULA
3.2
REF. 17

donde:

d_b diámetro de la barra usada en cm

a_s área de la barra en cm^2

$f_y \wedge f'_c$ en Kg/cm^2

Para la barra de mayor diámetro $\phi = 1''$

$$d_b = 2.54 \text{ cm}$$

$$a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$L_a = 0.06 \frac{(5.07)(4200)}{\sqrt{250}} \approx 80 \text{ cm}$$

$$0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \underline{L_a = 80 \text{ cm}}$$

COMENTARIOS.

COMENTARIO C.1

Como la presión de contacto resultó casi un 40% menor que la capacidad de carga permisible es posible reducir las dimensiones preliminares elegidas para la zapata, sin embargo, no se realiza esto en el ejemplo.

COMENTARIO C.2

se considera que el espesor de la losa que requiere acero para evitar el agrietamiento es la mitad del peralte total la otra mitad queda cubierta con el acero por flexión.

COMENTARIO C.3

En algunas ocasiones, especialmente en el caso de columnas de concreto, se acostumbra prolongar el acero de refuerzo de la columna hasta la losa de cimentación, este mismo acero sirve de refuerzo a un dado que se forma engrosando $5cm$ a cada lado la columna.

Para este ejemplo se prefirió aumentar la sección del dado de acuerdo a lo dicho en 4.1 y para

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

FECHA:

HOJA No. 23 DE 23

EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

mostrar el criterio que se sigue en su diseño.
Debe cuidarse que la posición del refuerzo
vertical y transversal del dado no interfiera
con el de la columna de concreto, la disposición
que aquí damos es solo una de las muchas
otras formas de hacerlo.

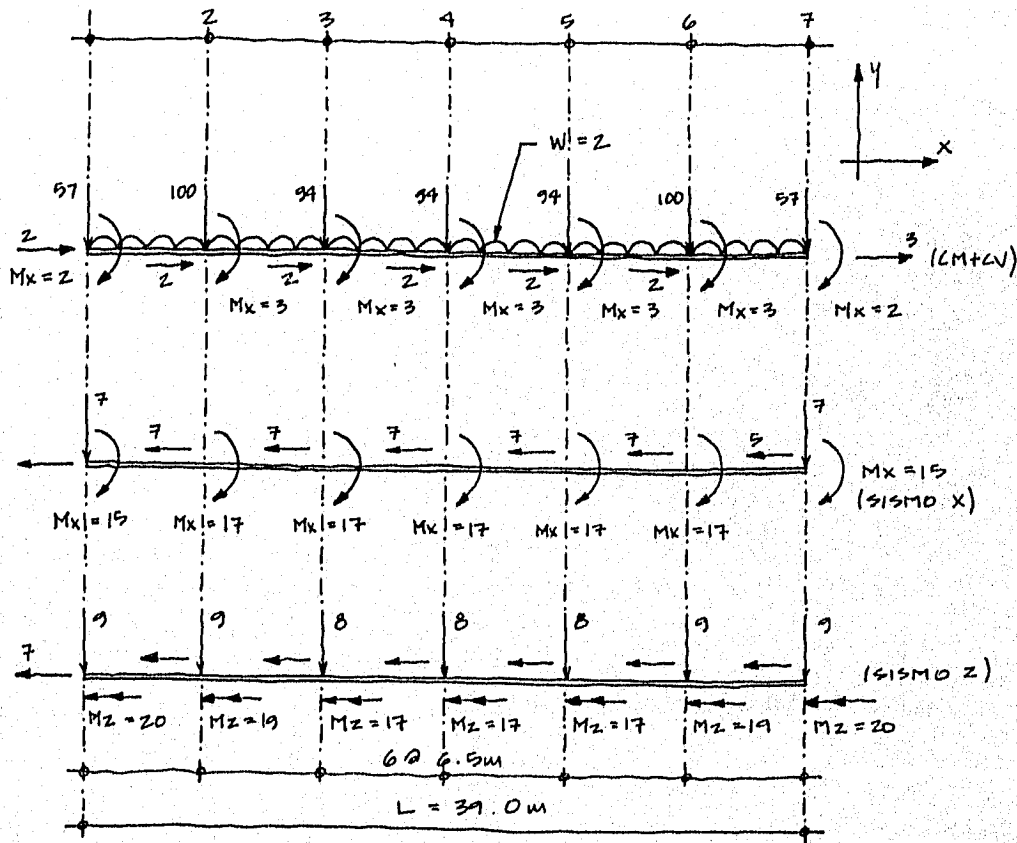
EJEMPLO 2. DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA.

Se diseña la zapata corrida para las columnas de los ejes A y D.

Ver FIGURA III.1, 2 y 3

① DATOS DE DISEÑO.

1a. CARGAS:



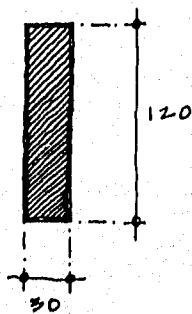
CARGAS \leftarrow EN TON

MOMENTOS \leftarrow EN TON · M

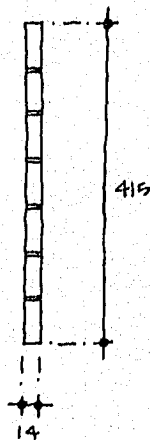
CARGA UNIFORME $\text{---} \text{---} \text{---}$ EN TON/M

Como carga permanente adicional se debe tomar en cuenta el peso de la contratrabe y el peso del muro de mampostería que sobre de ella descansa. Dicha carga se representa como una carga uniformemente repartida a lo largo de la zapata (w). Para fines de análisis se proponen las siguientes secciones de trabe y muro.

$$W = W_{\text{CONTRA.}} + W_{\text{MURO}}$$



$$\gamma_{\text{CONCRETO}} = 2.4 \text{ T/m}^3$$



$$\gamma_{\text{MAMPASTERIA}} = 0.3 \text{ T/m}^2$$

SECCION DE TRABE PROPUESTA

SECCION DE MURO PROPUESTO

$$W_{\text{CONTRATEBE}} = 0.3 \times 1.20 \times 2.4 = 0.86 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{MURO}} = 4.15 \times 0.30 = \frac{1.24}{2.10} \checkmark$$

$$\underline{\underline{W \approx 2 \text{ T/m.}}}$$

1b. MATERIALES.

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

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

SUELO

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \text{ T/m}^3 \\ q_{ADM.} = 20 \text{ T/m}^3 \\ D_f = 1.20 \text{ m} \end{array} \right.$$

☒ Datos del estudio de mecánica de suelos

② COMBINACIONES DE CARGA.

2a. $(CM + CV) + 100\% \text{ (SISMO X)} + 30\% \text{ (SISMO Z)}$

$$P_1 = P_7 = 57 + 7 + 0.3(9) = 67 \text{ T}$$

$$M_{1x} = M_{7x} = 2 + 15 + 0.3(0) = 17 \text{ T}\cdot\text{m}$$

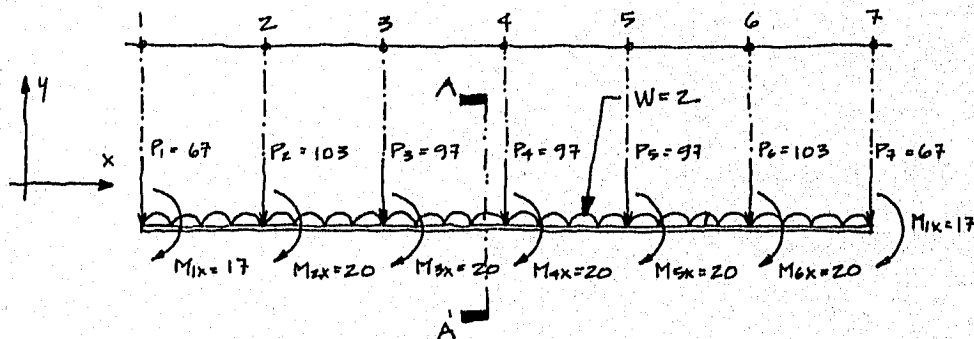
$$P_2 = P_6 = 100 + 0 + 0.3(9) = 103 \text{ T}$$

$$M_{2x} = M_{6x} = 3 + 17 + 0.3(0) = 20 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$P_3 = P_4 = P_5 = 94 + 0 + 0.3(6) = 97 \text{ T}$$

$$M_{3x} = M_{4x} = M_{5x} = 3 + 17 + 0.3(0) = 20 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$W = 2 + 0 + 0.3(0) = 2 \text{ T}\cdot\text{m}$$



2b. $(CM + CV) + 100\% \text{ (SISMO Z)} + 30\% \text{ (SISMO X)}$

$$P_1 = P_7 = 57 + 9 + 0.3(7) = 68 \text{ T}$$

$$M_{1z} = M_{7z} = 0 + 20 + 0.3(0) = 20 \text{ T}\cdot\text{m}$$

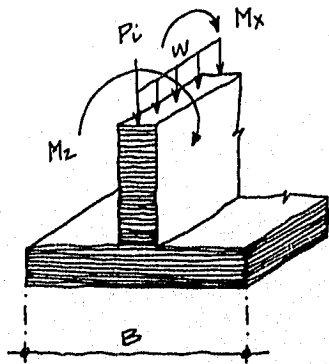
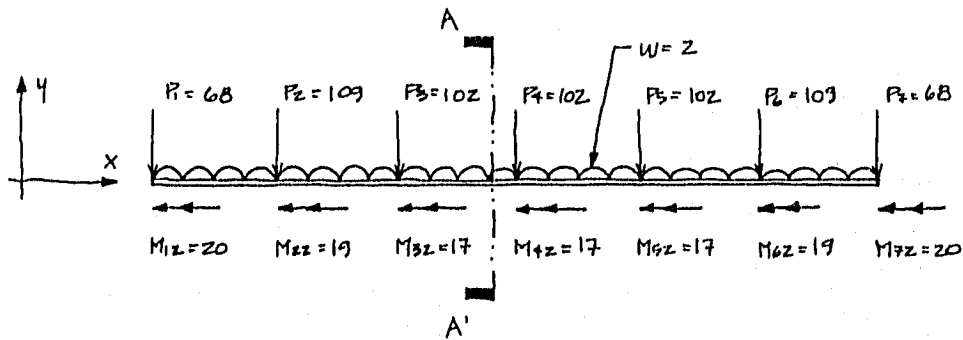
$$P_2 = P_6 = 100 + 9 + 0.3(0) = 109 \text{ T}$$

$$M_{2z} = M_{6z} = 0 + 19 + 0.3(0) = 19 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$P_3 = P_4 = P_5 = 94 + 8 + 0.3(0) = 102 \text{ T}$$

$$M_{3z} = M_{4z} = M_{5z} = 0 + 17 + 0.3(0) = 17 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$W = 2 + 0.3(0) + 0 = 2 \text{ T/m}$$



□ CORTE A · A'

Los momentos M_x están contenidos en el plano de la trabe, y los momentos M_z son momentos contenidos en un plano perpendicular.

③ CONSTANTES.

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2 < 250$$

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

$$f''c = 0.85 \times 200$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

④ DIMENSIONES PARA LA ZAPATA.

a) se toman las cargas correspondientes a la combinación de carga 2b.

$$Q_T = \sum P_i = [2(P_1 + P_2) + 3P_3 + WL] \cdot 1.1.$$

$$Q_T = [2(68 + 109) + 3(102) + 2(39)] \cdot 1.1 = 812 \text{ TON}$$

$$Q_T = 812 \text{ TON}$$

$$M_z = \sum M_i = [2M_{1z} + 2M_{2z} + 3M_{3z}]$$

$$M_z = [2(20 + 19) + 3(17)]$$

$$M_z = 129 \text{ T.M.}$$

$$P = \frac{Q_T}{A} \leq q_{adm}$$

$$A = BL$$

$$q_{adm} = \frac{Q_T}{BL} \Rightarrow B = \frac{Q_T}{L \cdot q_{adm}}$$

$$B = \frac{812}{39(20)} = 1.04 \text{ m}$$

Se propone $B = 1.20 \text{ m}$

b) se consideran las dimensiones del peralte de la zapata y de la contratrabe.

Peralte h ,

$$h = \frac{B}{5} = \frac{120}{5} = 24$$

CAP. II
SEC. D.1.3.2
COMENTARIO
C.1

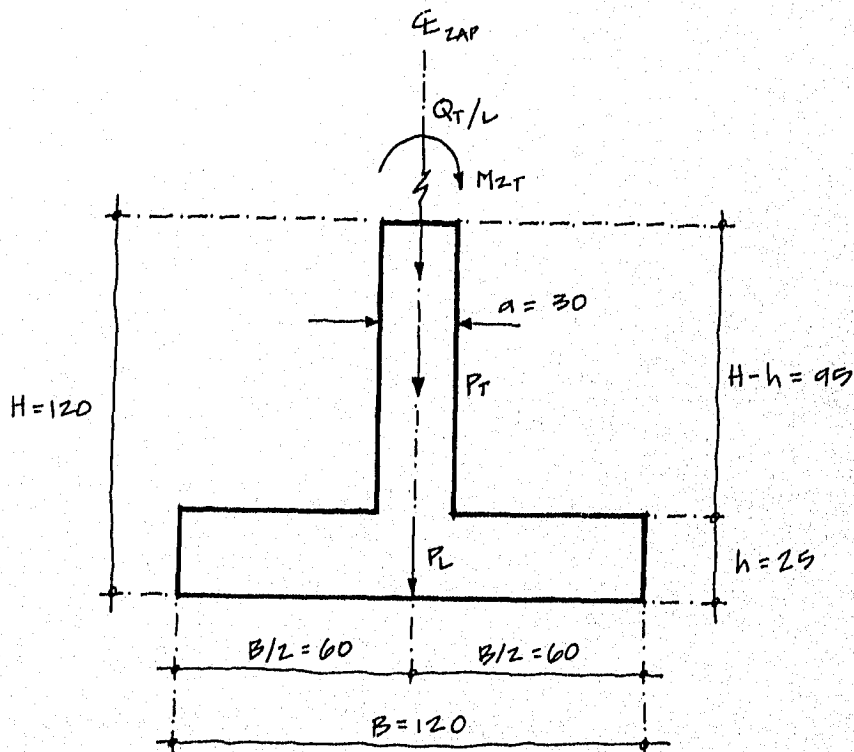
FORMULA
(27)

$h = 25\text{cm}$

CONTRATRABE

Sus dimensiones ya fueron propuestas anteriormente,
ver el punto 1.

Las dimensiones de la zapata consideradas son
las siguientes.



□ DIMENSIONES PARA ANALISIS.

c) se verifica que el ancho de la zapata sea adecuado por capacidad de carga. Para esto se determinan la carga y el momento en la zapata por unidad de longitud.

$$\frac{Q_T}{L} = \frac{[2(68 + 109) + 3(102) + 2(39)]}{39} = 19 \text{ T/m}$$

COMENTARIO
C. 2

$$M_{zT} = \frac{Mz}{L} = \frac{129}{39} = 3.3 \text{ T.m/m.}$$

Cargas al nivel del desplante.

$$P_T = a(H-h) \cdot 1.0(\gamma_{\text{CONC}} - \gamma_{\text{SUE}}) = 0.3(0.95) \cdot 1.0(2.4 - 1.5) = 0.26$$

COMENTARIO
C. 3

$$P_L = B(h) \cdot 1.0(\gamma_{\text{CONC}} - \gamma_{\text{SUE}}) = 1.2(0.25) \cdot 1.0(2.4 - 1.5) = 0.27$$

$$\frac{Q_T}{L} = \underline{19.00}$$

$$\Sigma Q_T = 19.53 \text{ T/m}$$

$$e = \frac{M_{zT}}{\Sigma Q_T} = \frac{3.3}{19.53} = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$$

$e < \frac{B}{6} \Rightarrow$ la carga se aloja dentro del nucleo central y se

aplica, para determinar la presión de contacto la siguiente expresión.

$$q = \frac{\sum Q_i L_i}{BL} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

FORMULA
(1)

$$q_{\min} = \frac{19.5}{1.2 \times 1.0} \left[1 - \frac{6(0.17)}{1.2} \right] = 2.4 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{19.5}{1.2 \times 1.0} \left[1 + \frac{6(0.17)}{1.2} \right] = 30 \text{ T/m}^2$$

La capacidad de carga que se admite para condiciones accidentales es de $q_{adm} = 0.8 q_{ult}$.

$$q_{adm} = 0.8 (3)^* (20) = 48 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\max} = 30 \text{ T/m}^2 < q_{ad} = 48 \text{ T/m}^2$$

\Rightarrow Que las dimensiones son adecuadas.

* FACTOR DE SEGURIDAD.

9) ANALISIS

51) RIGIDEZ DE LOS RESORTES QUE MODELAN AL SUELO (K_{res} .)

VER
COMENTARIO
C.4

$$K_{res} = A \cdot \bar{K}_s$$

Donde:

A área de la zapata, tributaria al punto donde se halla el resorte.

\bar{K}_s valor promedio del módulo de reacción del suelo.

K_{res} rigidez vertical del resorte.

Una forma de obtener \bar{K}_s , es por mediciones experimentales en distintos tipos de suelo. De acuerdo a la Tabla 11.4, para un suelo denominado arcilla compacta ($q_u \approx 20 T/m^2$); K_s toma los siguientes valores.

$$K_{s1} = 4 Kg/cm^3$$

$$K_{s2} = 8 Kg/cm^3$$

$$\bar{K}_s = \frac{4+8}{2} = 6 Kg/cm^3$$

La misma Tabla indica que para cargas permanentes

los valores de K_s proporcionados se reduzcan en una cuarta parte. Por lo tanto:

$$\bar{K}_s = 6 \times 0.25 = \underline{\underline{1.5 \text{ Kg/cm}^3}}$$

$A = B \times L$; $L =$ longitud entre resortes, se tomará como igual a 1.3m

$$A = 1.5 \times 1.3 = 1.95 \text{ m}^2 = 1.95 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

Para los resortes intermedios

$$K_{res} = A \bar{K}_s$$

$$K_{res} = 1.95 \times 10^4 \times 1.5 = 2.925 \times 10^4 \text{ Kg/cm}$$

$$K_{res} = 2.925 \times 10^4 \times 10^{-3} \times 10^2 = 2925 \text{ T/m}$$

$$\underline{\underline{K_{res} = 2925 \text{ T/m}}} \text{ — (a)}$$

Para los resortes en los extremos de la zapata.

$$K_{res \text{ EXT.}} = \frac{1}{2} K_{res} = \frac{2925}{2}$$

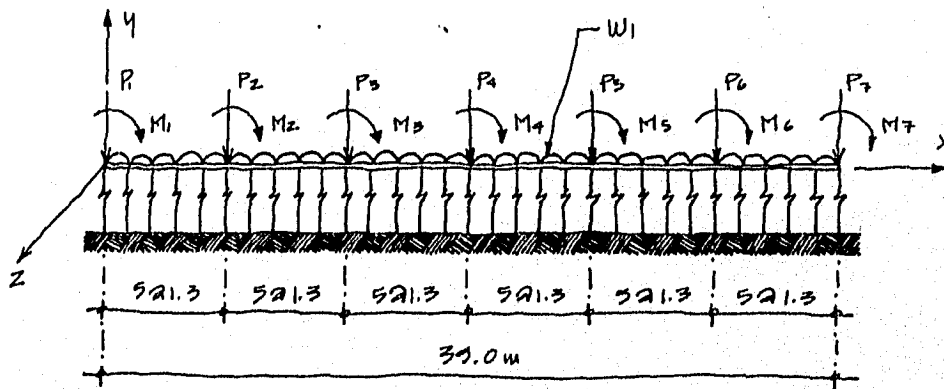
$$\underline{\underline{K_{res \text{ EXT.}} = 1462 \text{ T/m}}} \text{ — (b)}$$

(a) \wedge (b) representan el valor inicial de la rigidez de los resortes que simularán al suelo cuyo valor se irá ajustando de

Ver
C.5

acuerdo a los desplazamientos que el suelo
sufrirá bajo las cargas.

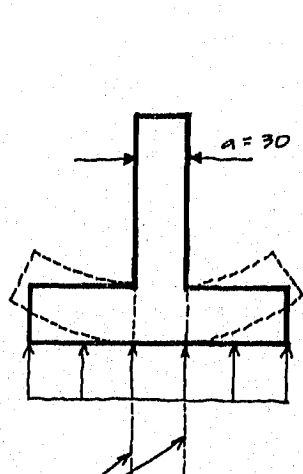
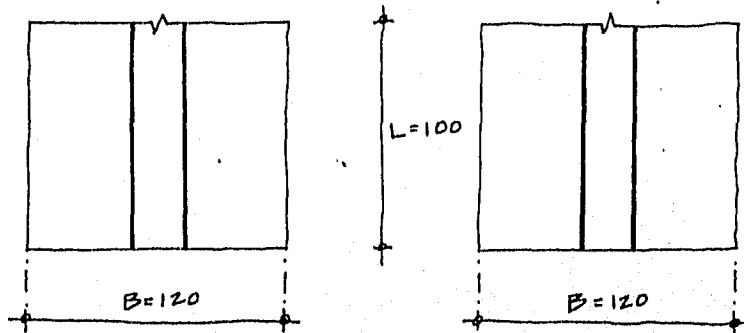
El modelo para su análisis quedará de
la siguiente manera:



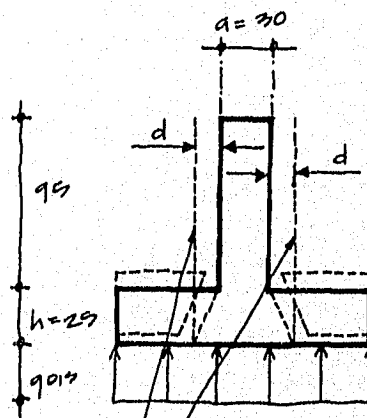
① D I S E Ñ O

Todos los cálculos se realizan para una longitud
unitaria de zapata.

6.1 SECCIONES CRITICAS.



SECCIONES CRITICAS
AL PAÑO DE TRABE



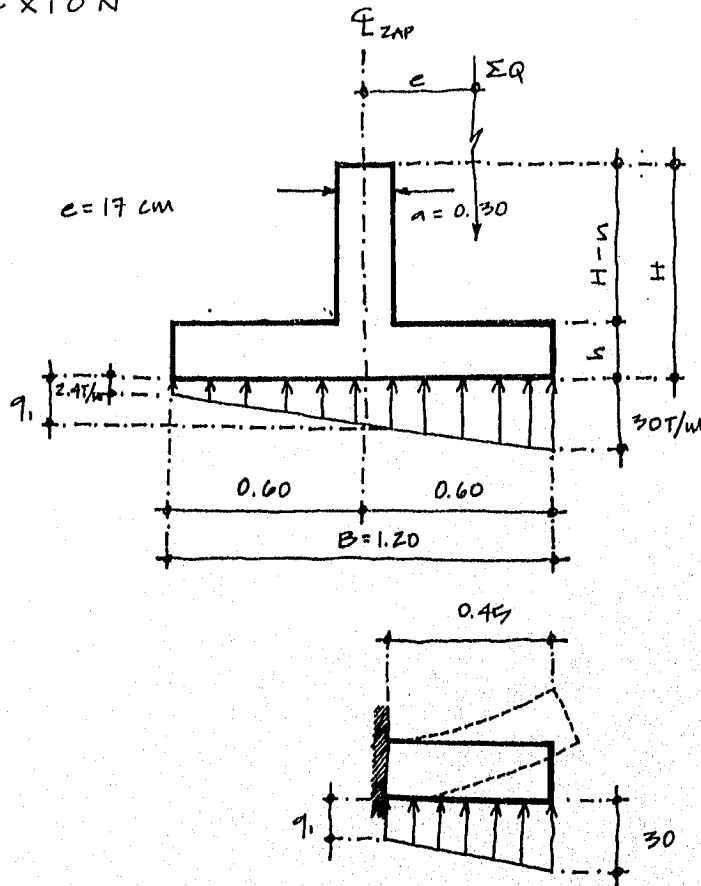
SECCIONES CRITICAS
A UN PERALTE EFECTIVO
DEL PAÑO DE TRABE

d = peralte de la
zapata

a POR FLEXION

b POR TENSION
DIAGONAL

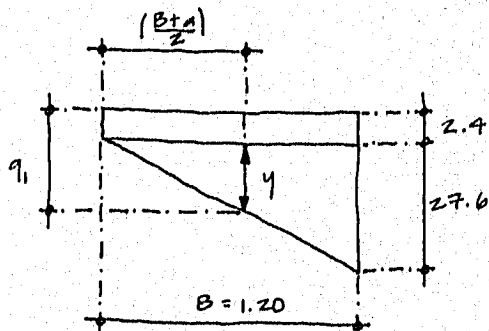
6.2 FLEXION



Ver
COMENTARIO
6.6

DIAGRAMA DE PRESIONES BAJO LA ZAPATA

Cálculo del esuerzo al paño de la trabe (q_1)



$$\frac{B+a}{2} = \frac{1.20 + 0.30}{2} = \frac{1.50}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Por triángulos semejantes:

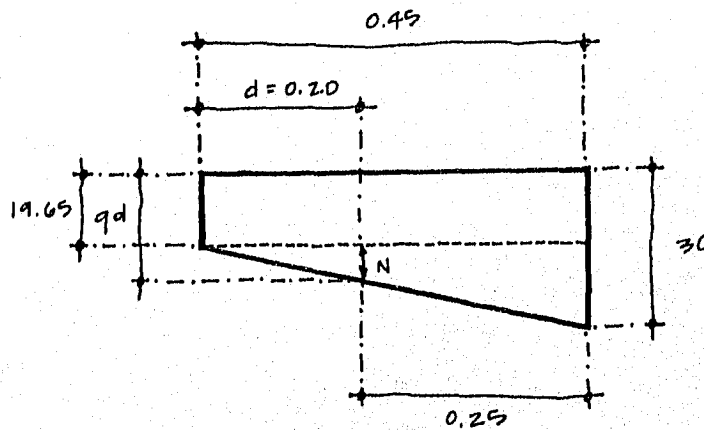
$$\frac{27.6}{1.20} = \frac{y}{0.75} \implies y = \frac{27.6 \times 0.75}{1.20}$$

$$y = 17.25$$

$$q_1 = 2.4 + 17.25 = 19.65$$

$$\underline{\underline{q_1 = 19.65 \text{ T/m}}}$$

Cálculo del esfuerzo a un peralte del paño de la trabe (q_d)



Por triángulos semejantes:

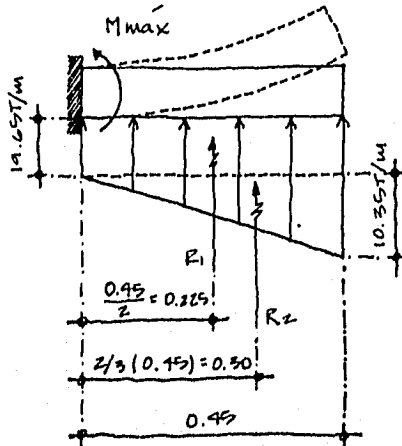
$$\frac{30 - 19.65}{0.45} = \frac{N}{20}$$

$$N = (30 - 19.65) \frac{0.20}{0.45} = 4.6$$

$$q_d = 19.65 + N = 24.25 \text{ T/m} \checkmark$$

$$\underline{\underline{q_d = 24.25 \text{ T/m}}}$$

Momento máximo en la sección crítica, para flexión (M_{\max} .)



$$R_1 = 19.65 \times 0.45 = 8.807 \times 0.225 = 2.07 \cdot m$$

$$R_2 = 10.35 \times \frac{0.45}{2} = \frac{2.33}{2} \times 0.30 = 0.7 \checkmark$$

$$V = 11.137 \quad M = 2.77 \cdot m$$

$$\underline{\underline{M_{\max} \approx 3.07 \cdot m}}$$

Determinación del área de acero por flexión (A_s).

$$\frac{M_u}{\phi B d^2} = \frac{F.L. \times M_{\max}}{\phi B d^2} = \frac{1.1 \times 3 \times 10^5}{100 \times (20)^2} = 0.25 \Rightarrow p < p_{\min}$$

Ancho unitario (B)

VER TABLA
A.1 DEL
ANEXO

$$d = h - v$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

Por tanto riga $p = p_{\min} = 0.0026$

$$\wedge A_s \text{ mín} = p_{\min} \cdot B \cdot d$$

$$= 0.0026 \times 100 \times 20$$

$$A_s \text{ mín} = 5.2 \text{ cm}^2$$

si se ocupan varillas de $\phi = 1/2''$; $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$

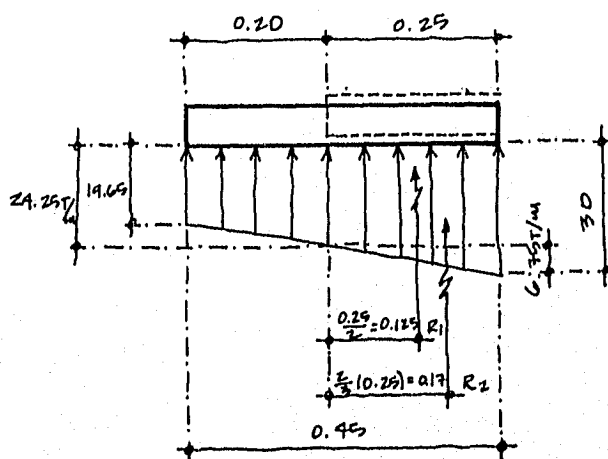
$$\text{sep} = \frac{100 a_v}{A_s} = \frac{127}{5.2} = 24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\phi 1/2'' @ 20 \text{ cm}}}$$

(Barras en dirección transversal)

6.3) C O R T A N T E

Se determina el cortante (V_0) y el momento flexionante (M_0) en la sección crítica para cortante.



$$R_1 = 24.25 \times 0.25 = 6.10 \text{ T} \quad \times \quad 0.125 = 0.8 \text{ T.m}$$

$$R_2 = 5.75 \times \frac{0.25}{2} = 0.72 \text{ T} \quad \times \quad 0.17 = 0.1 \text{ T.m}$$

$$\underline{\underline{V_0 = 6.82 \text{ Ton}}}$$

$$\underline{\underline{M_0 = 0.9 \text{ T.m} \checkmark}}$$

Cortante que resiste el concreto (V_{cr})

Para elementos anchos, donde

$$a) \quad B = 1.20 \text{ m} > 4d = 4(0.20) = 0.8 \checkmark$$

$$b) \quad h = 25 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \checkmark$$

$$c) \quad \frac{M_0}{V_0 d} = \frac{0.9}{6.82 \times 0.2} = 0.7 < 2.0$$

Entonces la fuerza resistente se tomará igual a:

$$V_{cr} = 0.5 F.R. B d \sqrt{f_c} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 20 \sqrt{200}$$

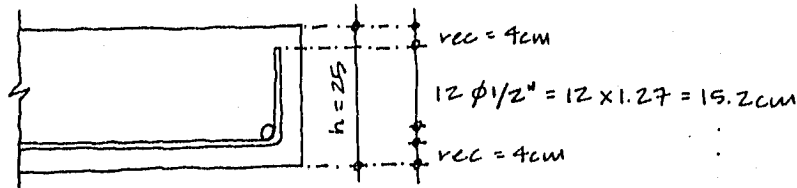
$$V_{cr} = \underline{\underline{11314 \text{ Kg}}} = \underline{\underline{11.31 \text{ Ton}}}$$

Cortante último (V_u)

$$V_u = F.C. V_0 = 1.1 \times 6.82 = 7.51$$

$$V_{cr} > V_u$$

Verificamos si el espesor de la losa es suficiente para lograr que las varillas logren el anclaje necesario. En zapatas de sección constante es suficiente con suministrar en los extremos de las varillas dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 veces el diámetro de la barra.



$$15.2 + 4(2) = 23.2 \text{ cm} < h = 25 \text{ cm}$$

\Rightarrow se acepta el peralte

6.4 DETERMINACION DEL ACERO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS EN LA LOSA (vaillas en direcci3n longitudinal).

$$a_s = \left[\frac{660 \times 1}{f_y (x_1 + 100)} \right] 1.5 \text{ (cm}^2/\text{cm)}$$

FORMULA
125

$$x_1 = \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$a_s = \left[\frac{660 \times 12.5}{4200 (12.5 + 100)} \right] 1.5 = 0.026 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = a_s \times B = 0.026 \times 100 = 2.6 \text{ cm}^2$$

con vaillas $\phi = 3/8"$; $a_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$sep = \frac{100 a_v}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{2.6} = 27.3 \text{ cm}$$

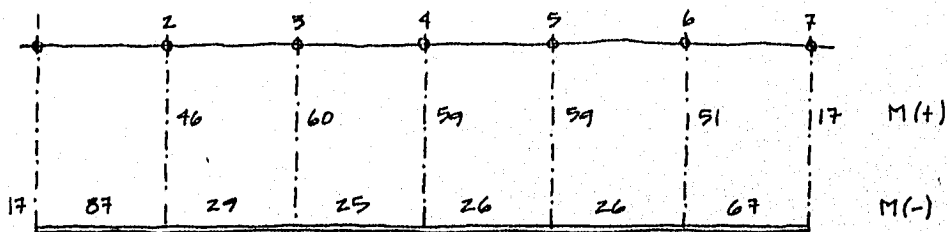
$\Rightarrow \phi 3/8" @ 25 \text{ cm}$

7) DISEÑO DE LA CONTRATRABE PARA LA COMBINACION (2a).

VER
CAP. II
SEC. 0.1.3.4
Ver C. 5

7.1) FLEXION

Del diagrama de momentos flexionantes observamos que los momentos presentan la siguiente variación.



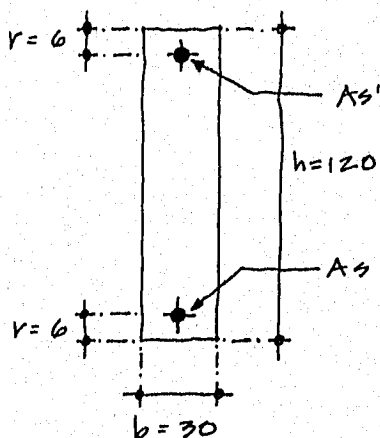
ACERO PARA MOMENTO POSITIVO (LECHO INFERIOR) AS

Ver
C. 7

Momento máximo positivo (M_1)

$$M_1 = 60.0 \text{ T. m}$$

DIMENSIONES PARA CALCULO DE LA CONTRATRABE



$$d = 120 - 6 = 114 \text{ cm}$$

Para estos cálculos

b , representará el

ancho de la

contratrabe.

$$\frac{M_{1V}}{\phi b d^2} = \frac{F.C. \times M_{1V}}{\phi b d^2} = \frac{1.1 \times 60 \times 10^5}{30 \times (114)^2} = 17$$

$$\Rightarrow p \approx 0.0048$$

$$A_s = p b d = 0.0048 \times 30 \times 114$$

$$A_s = \underline{16.42}$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{6 \phi 3/4''}}$$

* El factor de carga es 1.1 para la combinación que incluye cargas accidentales.

ACERO PARA MOMENTO NEGATIVO (LECHO SUPERIOR) A_s'

En este caso se determina el acero que se requiere para dos de los momentos que cubren la variación del momento a lo largo de la contratrabe.

$$M_2 = 29 \text{ T} \cdot \text{m} \wedge M_3 = 87 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{2V}}{\phi b d^2} = \frac{F.C. \times M_{2V}}{\phi b d^2} = \frac{1.1 \times 29 \times 10^5}{30 \times (114)^2} = 8.2$$

$$\Rightarrow p < p_{\text{mín}}$$

Por lo tanto se utiliza el acero mínimo

$$A_s = p_{\text{mín}} b d = 0.0026 \times 30 \times 114$$

$$A_s = 8.9 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 4 \phi 3/4'' = 11.4 \text{ cm}^2$$

Ver TABLA
A.1 ANEXO

$$\frac{M_{2V}}{\phi b d^2} = \frac{F.C. \times M_{2V}}{\phi b d^2} = \frac{1.1 \times 87 \times 10^5}{30 \times (114)^2} = 24.6$$

$$\Rightarrow p \approx 0.0072$$

$$A_s = 0.0072 \times 30 \times 114$$

$$A_s = 24.62 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4 \phi 3/4" + 3 \phi 1"$$

$$11.4 + 15.21 = 26.61 \text{ cm}^2$$

7.2 CORTANTE

Para la determinación del acero por tensión diagonal se tomará el valor de la fuerza cortante más alta.

Cortante máximo (V_{\max})

Del diagrama de cortantes

$$V_{\max} = 54.81 \approx 55 \text{ Ton}$$

Cortante de diseño (V_u)

$$V_u = F.C. \times V_{\max} = 1.1 (55) = 60.5 \text{ T}$$

Cortante que resiste el concreto (V_{ce})

se utiliza, para la determinación de cortante el menor porcentaje de acero que por flexión la sección requiere.

Esto es para $p = 0.0026$

$$V_{ce} = 3.14 \text{ kd}$$

$$V_{CR} = 3.14 \times 30 \times 114 = 10739 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 10.7 \text{ Ton}$$

Pero como el peralte total de la contratrabe (h) es mayor a 70cm. se reduce la fuerza cortante que resiste el concreto en un 30%. Por tanto:

$$V_{CR} = 10.7 \times 0.7$$

$$\underline{V_{CR} = 7.5 \text{ Ton}}$$

si se ocupan estribos $\phi = 1/2"$, la separación de los mismos se determina con la expresión:

$$sep = 8534.4 \left(\frac{d}{V_u - V_{CR}} \right) \leq \frac{2438.4}{b}$$

$$sep = 8534.4 \left(\frac{114}{60500 - 7500} \right) = 18.36 \text{ cm}$$

$$\frac{2438.4}{b} = \frac{2438.4}{30} = 81.3 \text{ cm}$$

$$sep. = 18.36 \text{ cm} \leq 81.3 \text{ cm} \quad (\text{SE CUMPLE}) \checkmark \checkmark$$

Por tanto el refuerzo para cortante será con estribos $\phi = 1/2"$ @ 15 cm en toda la longitud de la contratrabe.

Además se debe verificar los siguientes dos puntos:

Ver
SEL. 1.3
DEL APENDICE

FORMULA
A.7.2
DEL
APENDICE

$$1) \text{ que } V_u \leq 2FRbd\sqrt{f^*c}$$

$$2) \text{ si } V_{ce} < V_u \leq 1.5FRbd\sqrt{f^*c}$$

$$\text{entonces } sep \leq 0.5d$$

$$\text{ó si } V_u > 1.5FRbd\sqrt{f^*c}$$

$$\text{entonces } sep \leq 0.25d$$

$$1) V_u \leq 2FRbd\sqrt{f^*c}$$

$$60500 \text{ Kg} \leq 2 \times 0.8 \times 30 \times 114 \sqrt{200} = 77386 \text{ Kg}$$

$$60500 < 77386 \quad (\text{SE CUMPLE}) \checkmark$$

$$2) 1.5FRbd\sqrt{f^*c} = 77386 \times \frac{1.5}{2} = 58039.5 \text{ Kg}$$

$$V_u > 58039.5 \quad (\text{NO CUMPLE})$$

Por tanto se aplica

$$V_u > 1.5FRbd\sqrt{f^*c}$$

$$\text{entonces } sep \leq 0.25d$$

$$= 0.25 \times 114 = 28.5 \text{ cm}$$

$$sep = 15 \text{ cm} < 28.5 \text{ cm}$$

$$(\text{CUMPLE}) \checkmark \checkmark$$

Ver sec.
1.5 DEL
APENDICE

9.3) ACERO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

$$a_s = \left[\frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right] 1.5 \quad x_1 = b$$

FORMULA
(25)

$x_1 = 30 \text{ cm}$, es la mínima dimensión de la trabe medida perpendicularmente al refuerzo por flexión

$$a_s = \left[\frac{660 \times 30}{4200 \times 130} \right] 1.5 = 0.054 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{stem} = a_s \times B$$

$B = H =$ peralte total de la contratrabe

$$A_{stem} = 0.054 \times 120 = 6.53 \text{ cm}^2$$

Como $x_1 = 30 \text{ cm}$ es mayor que 15 cm , el refuerzo se colocará repartido en las dos caras de la contratrabe.

Por lo tanto se proporcionará en cada cara un área igual:

$$\frac{6.53}{2} = 3.3 \text{ cm}^2 / \text{CARA}$$

$$= 2 \phi 5/8" / \text{CARA}$$

7A ANCLAJE

Longitud de desarrollo para las barras $\phi = 1"$ (L_d)

$$a_v = 5.07 \text{ cm}^2; \quad d_b = 2.54 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'c}} = 0.06 \times 5.07 \times \frac{4200}{\sqrt{250}} = 80 \text{ cm}$$

$$L_d \geq 0.006 d_b f_y = 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64 \text{ cm}$$

→ R18E $L_d = 80 \text{ cm} > 30$

Las barras de $\phi = 1"$ se prolongan un peralte efectivo más allá del punto teórico donde ya no se necesitan y, se verifica que la distancia a ambos lados de la sección de momento máximo, sea mayor o igual que L_d .

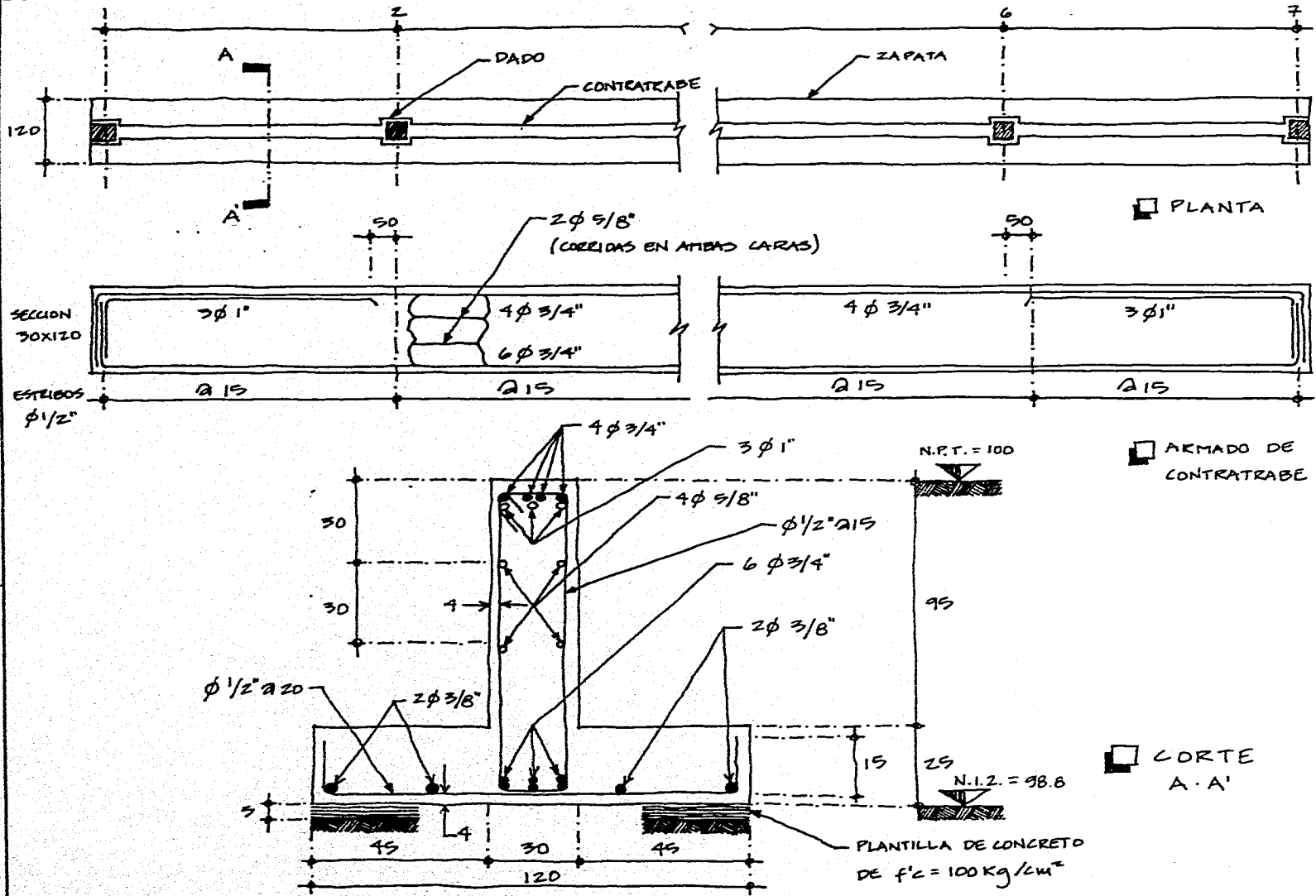
Vease el comentario C. 8 donde se detalla todo esto.

8) COMO RESUMEN FINAL SE PRESENTA, EN LA HOJA SIGUIENTE, LOS RESULTADOS DEL DISEÑO DE LA ZAPATA.

Ver
C. 8

Exp. 3.2
ref. 17

De acuerdo
con 3.11.6
Ref. 17



COMBINACION DE LARGA 2a.

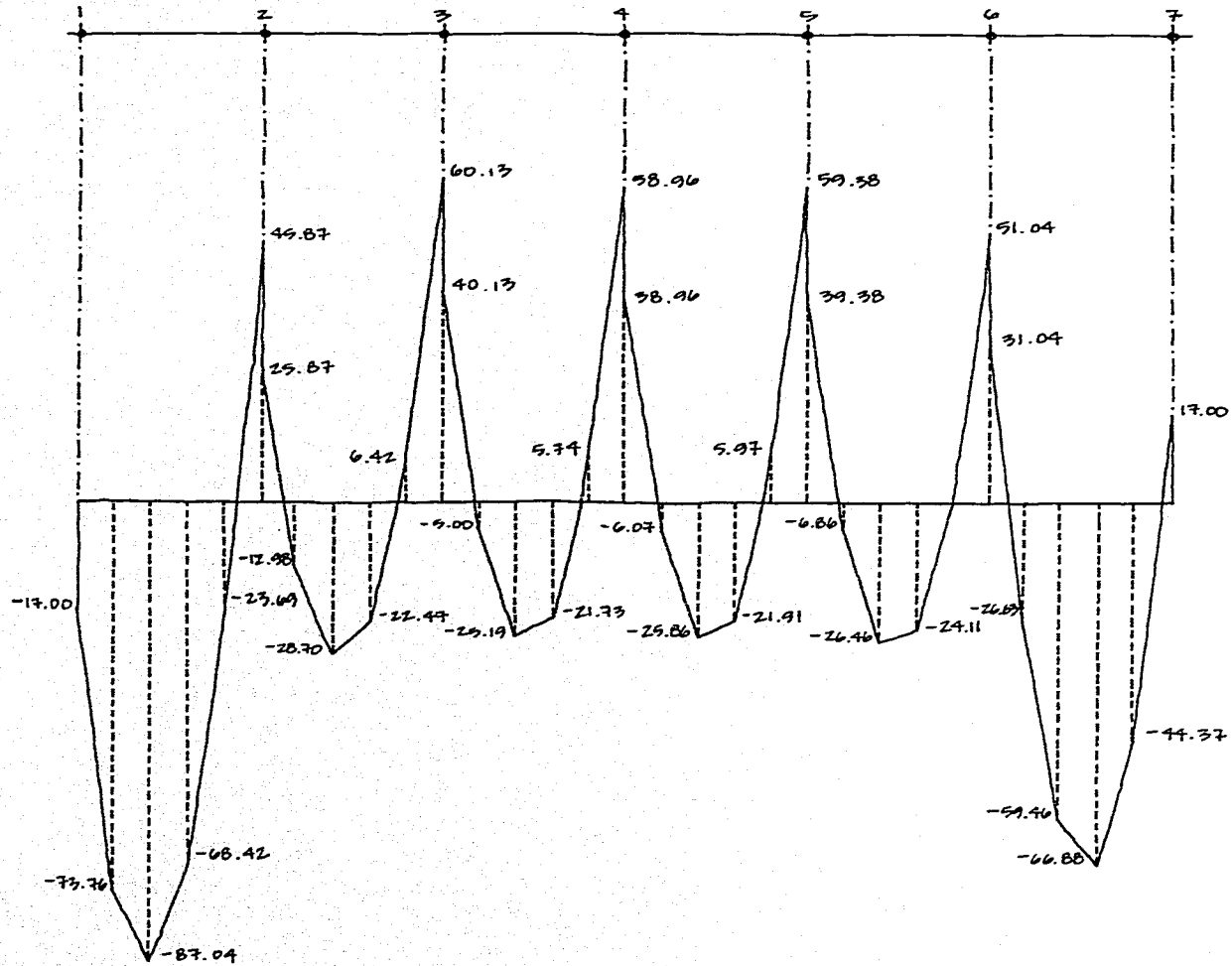


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DE LA CONTRATRABE
EJEMPLO 2. ZAPATA CORRIDA

TON - METRO

COMBINACION DE CARGA 2a

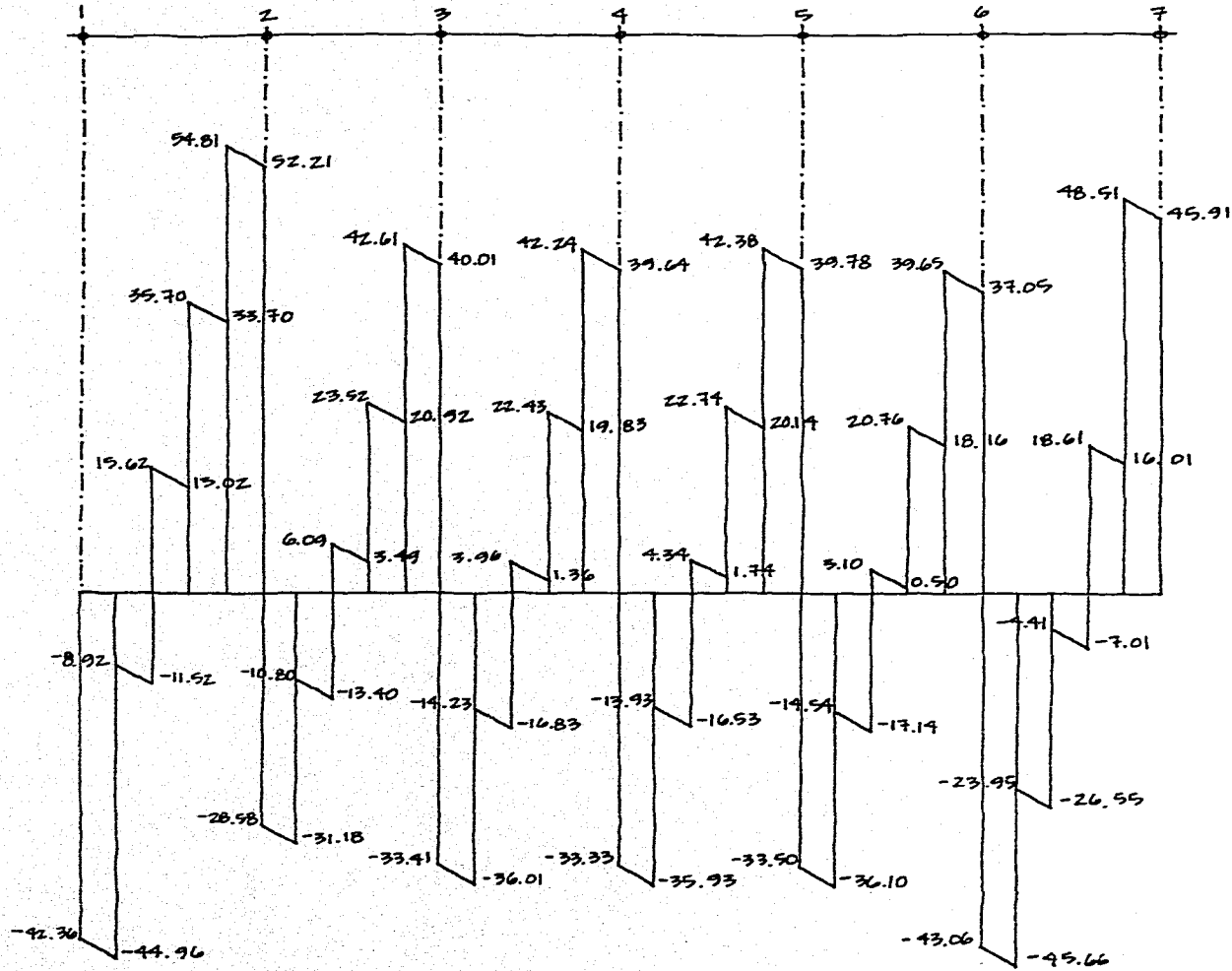


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DE LA CONTRATRABE
EJEMPLO 2. ZAPATA CORRIDA

TON - METRO

COMENTARIOS

COMENTARIO C.1

La presencia de los momentos M_z en la combinación de carga Z_b , la convierte en la más importante para la determinación de las dimensiones de la zapata. Los momentos M_x se consideran los toma la contrabate.

COMENTARIO C.2

En la determinación de (Q_r) ya no hay necesidad de considera el factor de (1.1) que se utiliza para estimar el peso propio de la zapata, debido a que ya se han propuesto mas dimensiones y con ellas puede calcularse el peso de la zapata por longitud unitaria.

COMENTARIO C.3

No se toma en cuenta el peso del relleno debido a que se trabaja con el incremento neto de presión.

COMENTARIO C.4

Una forma de tomar en cuenta la deformación del

suelo en el análisis de la zapata corrida, consiste en modelar al suelo como una serie de resortes discretos, uniformemente distribuidos a lo largo de la zapata. Los resortes representan la rigidez del suelo (K), la cual se puede interpretar como la relación que existe entre la carga concentrada que es necesario aplicar en el punto en cuestión para que el suelo presente un asentamiento unitario, si no se tuviese la influencia de la cimentación.

COMENTARIO C.5

Se realizaron corridas previas usando valores de separación entre resortes comprendidos entre $L = 0.5$ y $L = 1.5m$ no encontrándose diferencias apreciables en la deformada y en los valores de los elementos mecánicos por lo que se optó por una longitud de $L = 1.3m$ que asegura siempre un número cerrado de resortes entre crujeas y no siempre bajo cada columna. La zapata corrida así modelada, con las cargas básicas y con las propiedades de la sección

transversal de la contratrabe se analizó con un programa de análisis estructural (STAAD III) que presenta la facilidad de considerar los soportes como resortes.

Con los resultados del análisis se revisan las dimensiones de la zapata, y se diseña por flexión y cortante la contratrabe y la losa.

COMENTARIO C. 6

En la determinación de la presión de contacto debería, estrictamente, restarse de la cuna de espuzzos el peso de la losa de concreto el cual sería igual a $(\gamma_{\text{concreto}} - \gamma_{\text{suelo}})h = (2.4 - 1.9) 0.25 = 0.22 \text{ T/m}$ el cual - no provoca flexión, sin embargo su efecto es pequeño y se desprecia en los cálculos.

COMENTARIO C. 7

Los resultados del análisis, para la combinación de carga se presentan, en forma gráfica (diagramas de momentos flexionantes y de fuerzas cortantes) al final del ejemplo. Son los resultados

que arrojan una interacción estática velo-estructura.

La combinación más desfavorable resultó ser la que incluye $(CM + CV + (100\%) \text{ sismo } Z + (30\%) \text{ sismo } X)$ y para ella se diseñará la contratabe.

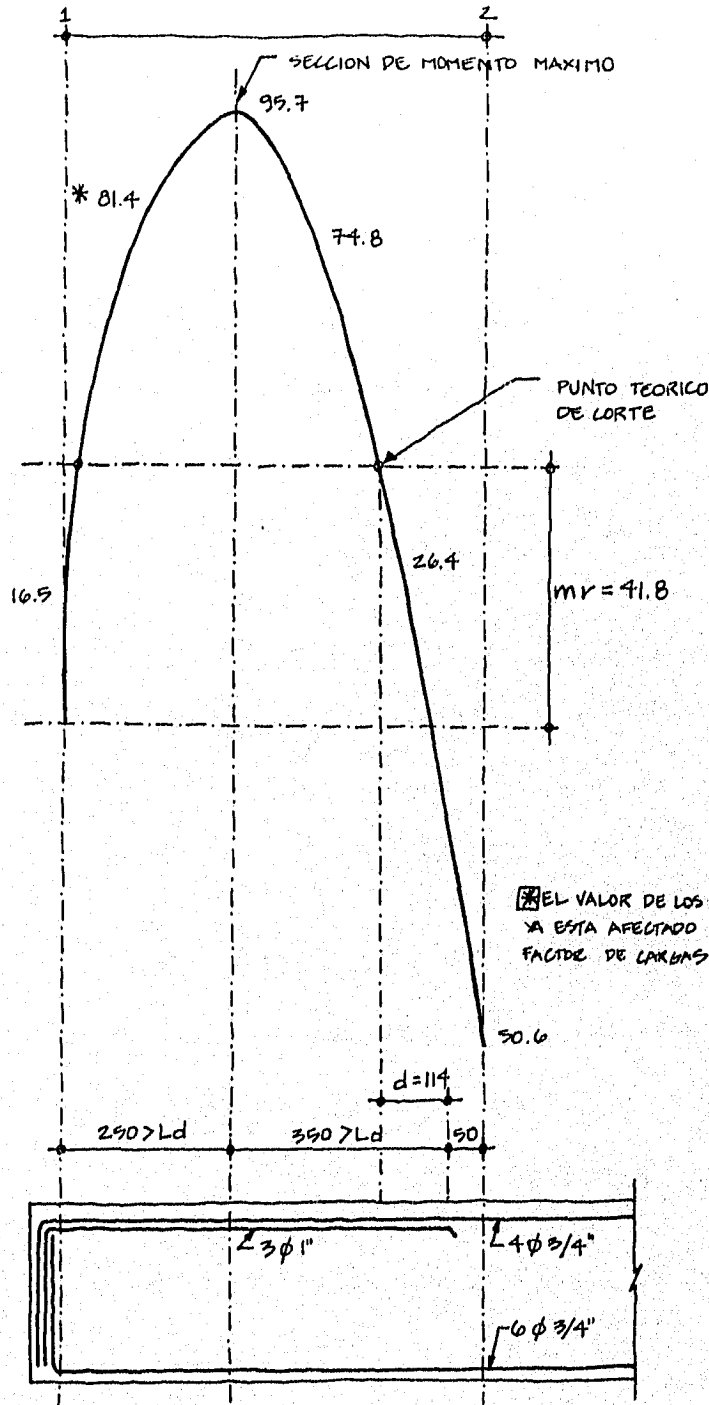
Los desplazamientos verticales que la zapata sufre al asentarse el suelo son pequeños y de poca importancia, por lo cual no representan ningún inconveniente desde el punto de vista estructural ni del geotécnico.

COMENTARIO C.B

De acuerdo con la envolvente de momentos flexionantes se tienen dos crujeas donde se colocarán bastones de $\phi = 1"$ para resistir el momento negativo, estas son la crujea entre los ejes 1 y 2 y los ejes 6 y 7, esta última con un momento menor, pero que se iguala con la primera, donde el momento flexionante negativo es mayor, para lograr la simetría que siempre se persigue en la colocación del armado.

Con el fin de hacer más claro el proceso se ha dibujado, a una escala mayor, el tramo

correspondiente al diagrama de momentos flexionantes, comprendido entre los ejes 1 y 2.



* EL VALOR DE LOS MOMENTOS YA ESTA AFECTADO POR EL FACTOR DE CARBON (F.C. = 1.1)

EL VALOR DE LOS MOMENTOS YA ESTA AFECTADO POR EL FACTOR DE CARBON (F.C. = 1.1)

Para lograr que la fuerza de tensión en las barras de $\phi = 1"$ (bastones) se llegue a desarrollar, se deben cumplir los siguientes dos puntos relacionados con su longitud de anclaje.

i) las barras de $\phi = 1"$ se prolongarán o se doblarán una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto técnico, donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requiere.

Ver SEL.
3.1.1. C
REF. 17

ii) se verificará que a cada lado de la sección de momento máximo, la longitud de las barras de $\phi = 1"$ sea mayor o igual que la longitud de desarrollo (L_d).

Momento que toman 4 ϕ 3/4" (mr)

Se considera que el momento es directamente proporcional al área de acero y que el peralte efectivo es constante.

$$m_r = \frac{A_s}{A_{sr}} M_{m\acute{a}x} \cdot \frac{4 \times 2.85}{26.1} (95.7) = 41.8 \text{ T.m}$$

Se lleva una horizontal, paralela al eje de la viga, hasta la cota correspondiente al valor de momento que toman las cuatro barras de $\phi = 3/4"$ que son el acero corrido, contados a partir del eje de la viga, donde esta recta corta el diagrama de momentos flexionantes, se definen los puntos teóricos de corte de las barras de $\phi = 1"$.

Longitud de desarrollo para $\phi = 1"$, $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$,
 $d_b = 2.54 \text{ cm}$

$$L_d = 0.6 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.06 \times \frac{5.07 \times 4200}{\sqrt{250}} = 80 \text{ cm}$$

$$L_d \geq 0.006 d_b f_y = 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64 \text{ cm}$$

} RIGE
 $L_d = 80 \text{ cm}$

$$\underline{L_d = 80 \text{ cm}} > 30 \text{ cm}$$

Para cumplir con el punto (i) se prolongan las barras de $\phi = 1"$ una distancia de un peralte efectivo a partir del punto teórico de corte, esto es $d = 114 \text{ cm}$, en consecuencia las barras se prolongarán hasta 50 cm antes del eje z. El punto (ii) se verifica, midiendo la longitud

que va desde la sección de momento máximo hasta el punto de corte obteniendo en (l') , la cual deberá ser mayor o igual a la longitud de desarrollo (Ld) , lo cual como se ve en la figura, se satisface completamente.

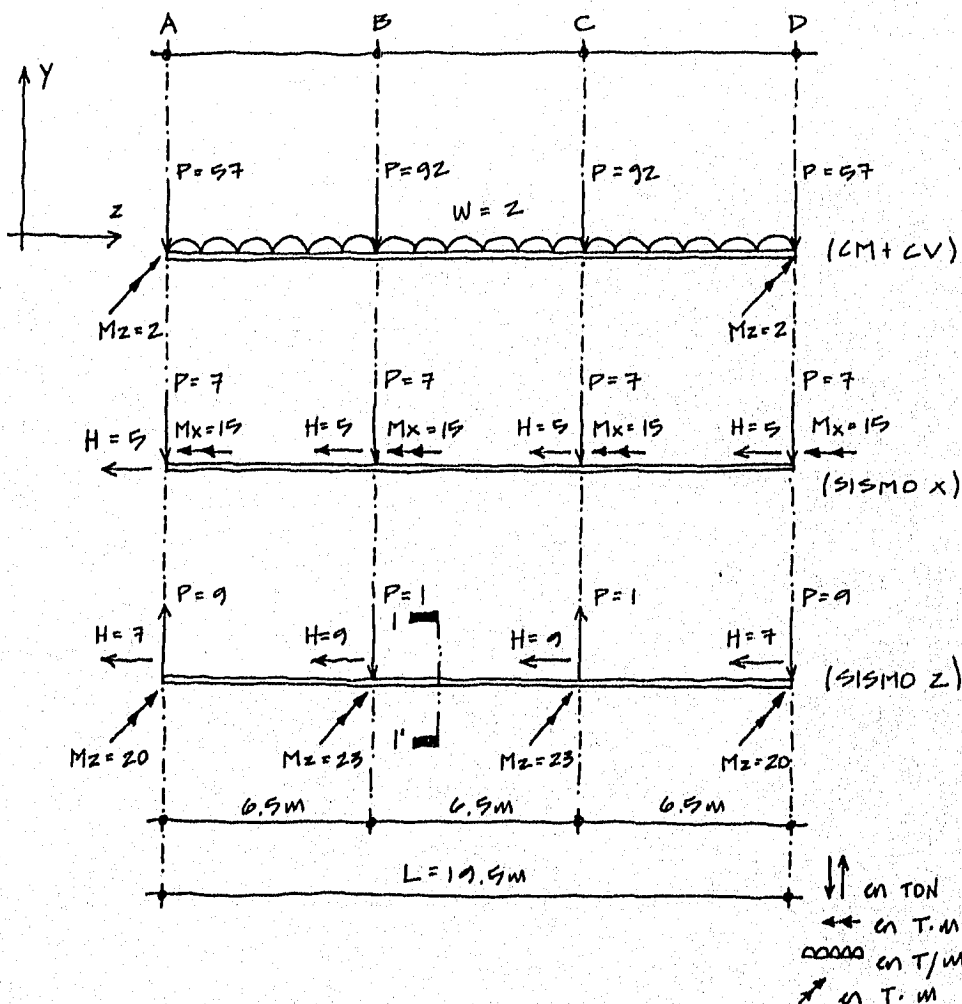
EJEMPLO 3. DISEÑO DE UNA ZAPATA DE COLINDANCIA.

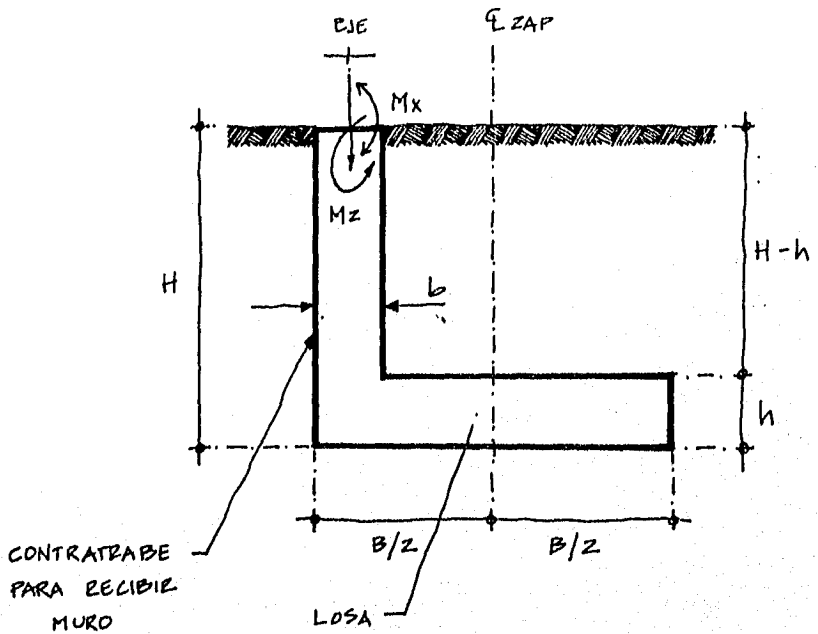
Se diseña una zapata comida para el eje 1 de las plantas mostradas en las figuras III.1, 2 y 3 considerando que es un eje de colindancia:

1 DATOS DE DISEÑO

1a. CARGAS:

Ver FIGURAS III.1, 2 y 3





VEZ
COMENTARIO
C.1

CORTE 1-1'

La carga uniforme en la zapata se tomará igual a $W = 2T/m$ de forma similar a como se hizo en el ejemplo 2.

1b. MATERIALES:

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

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

SUELO

* $\left[\begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \text{ T/m}^3 \\ q_{adm} = 20 \text{ T/m}^2 \\ D_f = 1.20 \text{ m} \end{array} \right.$

DATOS del estudio de mecánica de suelos.

② COMBINACIONES DE CARGA

$$\underline{2a. (CM+CV) + 100\% (SISMO X) + 30\% (SISMO Z)}$$

$$P_A = 57 + 7 + (0.3 \times -9) = 61.3T$$

$$M_{Ax} = \text{-----} 15T \cdot m$$

$$P_B = 92 + 7 + (0.3 \times 1.0) = 99.3T$$

$$M_{Bx} = \text{-----} 15T \cdot m$$

$$P_C = 92 + 7 + (0.3 \times -1.0) = 98.7T$$

$$M_{Cx} = \text{-----} 15T \cdot m$$

$$P_D = 57 + 7 + (0.3 \times 9) = 66.7T$$

$$M_{Dx} = \text{-----} 15T \cdot m$$

$$W = \text{-----} 2T \cdot m$$

$$M_{Az} = 2 + (0.3 \times 20) = 8T \cdot m$$

$$M_{Bz} = (0.3 \times 23) = 6.9T \cdot m$$

$$M_{Cz} = (0.3 \times 23) = 6.9T \cdot m$$

$$M_{Dz} = 2 + (0.3 \times 20) = 8T \cdot m$$

$$\underline{2b. (CM+CV) + 0.30 (SISMO X) + SISMO Z}$$

$$P_A = 57 + 0.3(7) + (-9) = 50.1T$$

$$P_B = 92 + 0.3(7) + (1) = 95.1T$$

$$P_C = 92 + 0.3(7) - 1 = 93.1T$$

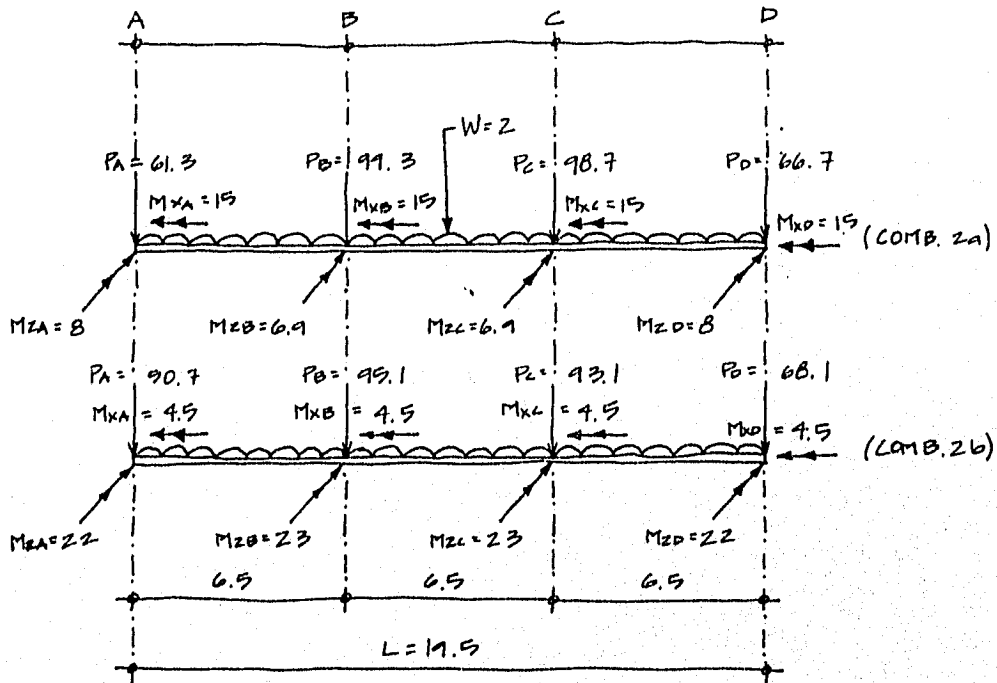
$$P_D = 57 + 0.3(7) + 9 = 68.1T$$

$$W = \text{-----} = 2.0T/m$$

$$M_{Ax} = M_{Bx} = M_{Cx} = M_{Dx} = 0.3(15) = 4.5T \cdot m$$

$$M_{Az} = M_{Dz} = 2 + 20 = 22T \cdot m$$

$$M_{Bz} = M_{Cz} = \text{-----} = 23T \cdot m$$



↓ EN TON
 ↗ EN TON · M
 ← EN TON · M
 ~ EN TON / M

③ CONSTANTES

$$f^*L = 0.8 f^*L = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2 < 250$$

$$\Rightarrow f''L = 0.85 f^*L$$

$$f''L = 0.85 \times 200$$

$$f''L = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

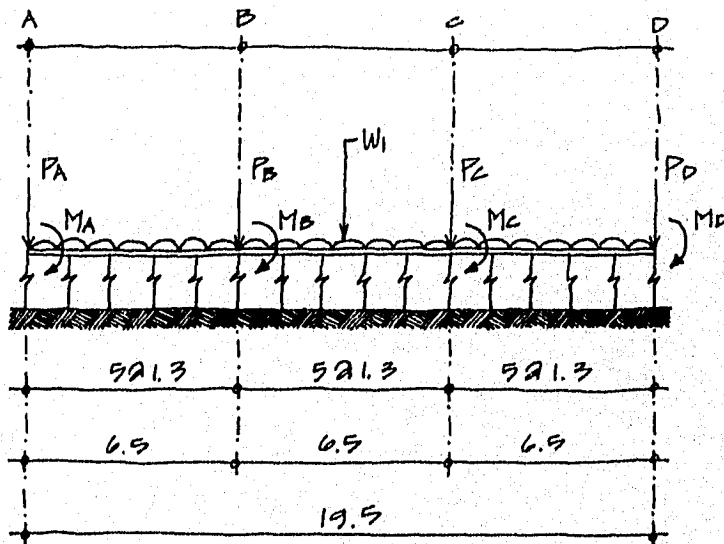
④ PARAMETROS PARA EL ANALISIS.

Valor del modulo de reaccion del suelo \bar{K}_s

$$\bar{K}_s = 6 \text{ Kg/cm}^3$$

igual al que se considera
en el ejemplo 2.

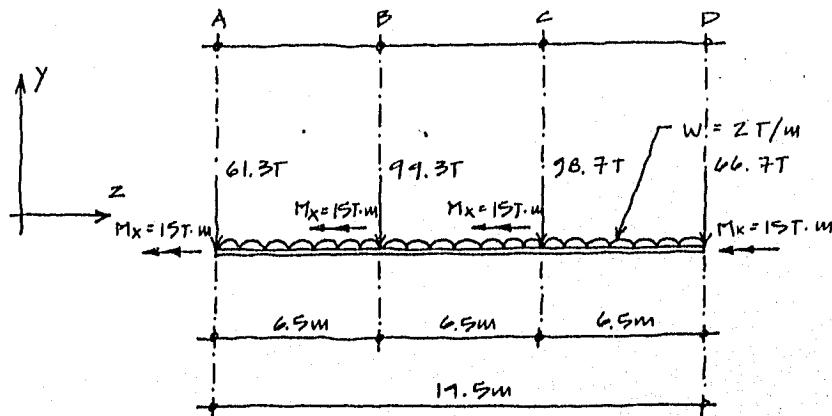
El modelo que representa a la zapata para su analisis sera el siguiente:



La rigidez de los resortes está en función de las dimensiones de la losa de la zapata.

4.1) DIMENSIONES DE LA ZAPATA
Revisión para la condición de carga 2a.

VER
COMENTARIO
C.2



$$\frac{Q_T}{L} = \frac{\sum P}{L} = \frac{61.3 + 99.3 + 98.7 + (2)(17.5)}{17.5} = \frac{298}{17.5}$$

$$\frac{Q_T}{L} = 15 \text{ T/m}$$

$$M_{xt} = \frac{\sum M_x}{L} = \frac{(15 \times 4)}{17.5} = 3.07 \text{ m/m}$$

se proponen las siguientes dimensiones para la zapata y la contratubo

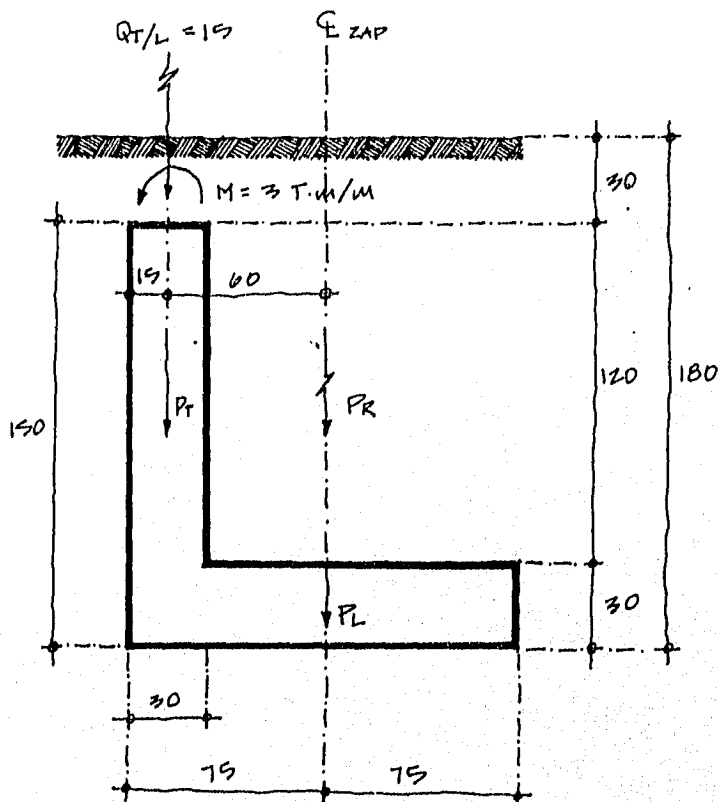
$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$h \approx \frac{B}{5} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

$$D_f = 1.80 \text{ m}$$

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$



4.2 DETERMINAMOS LA CARGA RESULTANTE Y SU MOMENTO CON RESPECTO AL CENTRO GEOMETRICO DE LA ZAPATA, POR ANCHO UNITARIO

CARGAS

MOMENTOS

$$P_{RELLENO} = 1.5 \times 1.8 \times 1.0 \times 1.5 = 4.0 \text{ T/m}$$

$$P_{LOSA} = 1.5 \times 0.3 \times 1.0 \times (2.4 - 1.5) = 0.4 \text{ T/m}$$

$$P_{ZABE} = 1.2 \times 0.3 \times 1.0 \times (2.4 - 1.5) = \frac{0.3 \text{ T/m} \times 0.6}{4.7} = 0.2 \uparrow$$

$$Q_T/L = \underline{15} \times 0.6 = \frac{9.0 \uparrow}{4.2 \uparrow}$$

$$\Sigma Q_T = 20 \downarrow \text{ T/m}$$

$$M_{XT} = \underline{3.0} \uparrow$$

$$\Sigma M_T = 12 \text{ T.m/m} \uparrow$$

$$e = \frac{\sum M_r}{\sum Q_r} = \frac{12}{20} = 0.60\text{m} = 60\text{cm}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25\text{cm}$$

$$e > \frac{B}{6} \Rightarrow$$

Que la distribución de presiones en el suelo es triangular.

Con un valor igual a
$$P_{\max} = \frac{2 \sum Q_r}{3 \left(\frac{B}{2} - e \right)} = \frac{2 \times 20}{3(0.75 - 0.60)}$$

$$P_{\max} = 89 \text{ T/m}^2$$

Capacidad de carga admisible. (q)

$$q = (3 q_{ADM}) 0.8$$

$$q = 3(20) 0.8$$

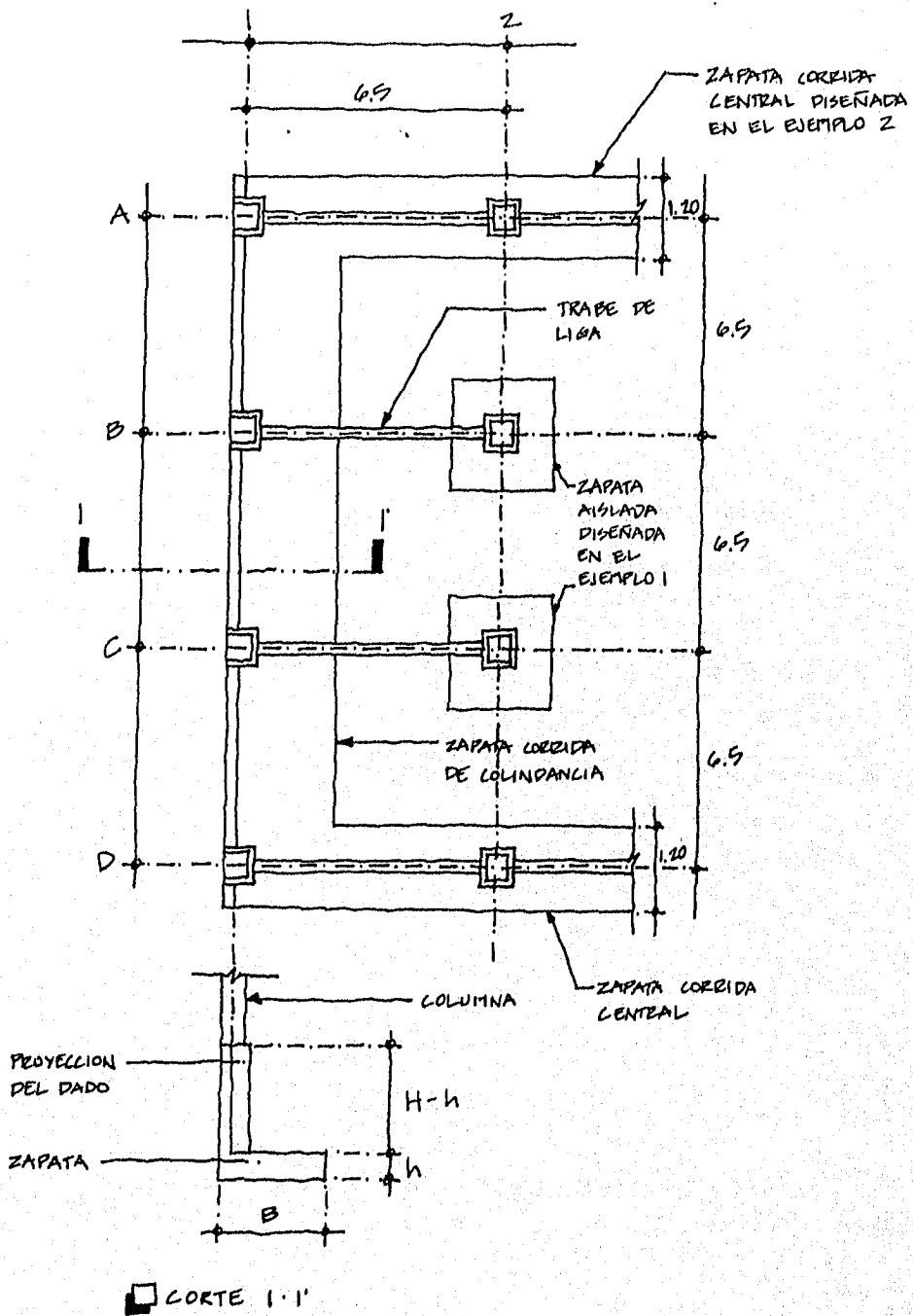
$$\underline{\underline{q = 48 \text{ T/m}^2}}$$

$$\text{Aún así } p_{\max} = 89 \text{ T/m}^2 \gg q = 48 \text{ T/m}^2$$

Lo cual indica que las dimensiones de la zapata no son adecuadas y el suelo fallaría por capacidad de carga.

Ver
c. 3

Ahora resolveremos el problema tomando en cuenta que se usarán traveses de liga que unen las columnas del eje ① con las del eje ② en la figura siguiente:



Se acepta una distribución de presiones uniforme y que las contratrabes toman los efectos de volteo, por lo tanto:

$$q_{ADM} = \frac{Q_T/L + P_{po}}{A} \Rightarrow A = \frac{Q_T/L + P_{po}}{q_{ADM}}$$

$$Q_T/L + P_{po} = 1.1 Q$$

$$A = BL = \frac{1.1 Q_T/L}{q_{ADM}}; \quad L = 1.0$$

$$B = \frac{1.1 Q_T/L}{q_{ADM}} = \frac{1.1(15)}{20} = 0.825 \text{ m}$$

se elige B = 1.40 m

El peralte (h) se tomará como:

$$h = \frac{B}{5} = \frac{140}{5} = 28 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

y las dimensiones de la contratabe que se consideran son:

$$H = D_f = 1.20$$

(D_f es el que indica el estudio de mecánica de suelos).

$$b = 0.30 \text{ m}$$

4.3 RIGIDEZ DE LOS RESORTES QUE MODELAN AL SUELO (K_{res}).

$$K_{res} = A \cdot \bar{K}_s$$

VER
COMENTARIO
6.4

Donde:

A área de la zapata, tributaria al punto donde se halla el resorte.

\bar{K}_s valor promedio del módulo de reacción del suelo.

K_{res} rigidez vertical del resorte.

se tomará el mismo valor de \bar{K}_s y la misma separación entre resortes que se ocupa en el ejemplo no. 2.

$$\bar{K}_s = 1.5 \text{ Kg/cm}^3$$

$$L_1 = 1.3 \text{ m}$$

Resortes interiores

$$K_{res.1} = A_1 \cdot \bar{K}_s$$

$$A_1 = B \times L_1 = 1.4 \times 1.3 = 1.82 \text{ m}^2 = 18200 \text{ cm}^2$$

$$K_{res} = 18200 \times 1.5 = 27300$$

$$\underline{K_{res.1} = 2730 \text{ T/m}} \quad \text{----- 1)}$$

Resortes extremos.

$$K_{res} = A_2 \cdot \bar{K}_s$$

$$A_z = \frac{A_1}{2} = \frac{1.82}{2} = 0.91 \text{ m}^2 = 9100 \text{ cm}^2$$

$$K_{res} = 9100 \times 1.5 = 13650$$

$$\underline{\underline{K_{resz} = 1365 \text{ T/m}}} \quad \text{---} \quad \text{b)}$$

a) y b) representan el valor inicial de la rigidez de los resortes que modelan al suelo, cuyo valor se va ajustando de acuerdo a los desplazamientos que el suelo sufre bajo las cargas.

5) REVISION Y DISEÑO

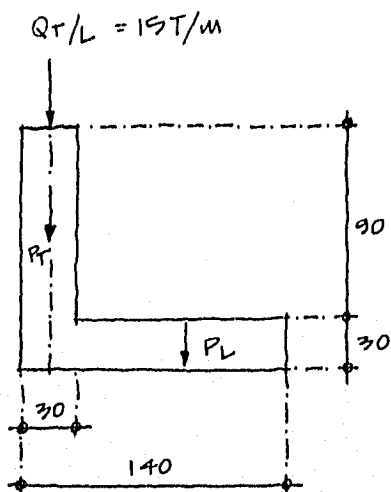
Todos los cálculos se realizan para una longitud unitaria de zapata.

5.1) se revisa que las cargas más el peso propio de la zapata no excedan al incremento neto de presión.

Para la combinación de carga 2a.

$$Q_T/L = 15 \text{ T/m}$$

El momento M_x , lo toman las trabes de liga.



$$P_{TRADE} = 0.3 \times 0.9 \times 1.0 \times (2.4 - 1.5) = 0.24 \text{ T/m}$$

$$P_{LOSA} = 1.4 \times 0.3 \times 1.0 \times (2.4 - 1.5) = \frac{0.38}{0.62 \text{ T/m}}$$

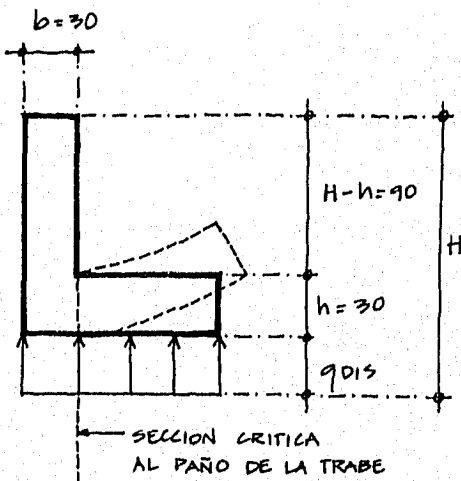
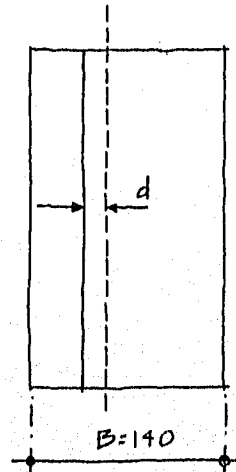
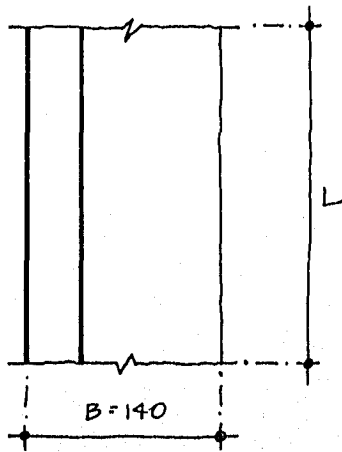
$$Q_T/L = 15$$

$$\Sigma Q_T = 16 \text{ T/m}$$

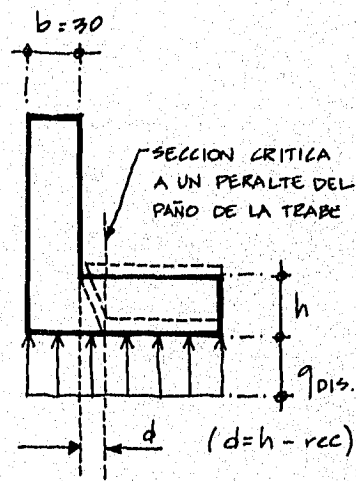
Al no haber momento la distribución de presiones es uniforme, por tanto

$$q = \frac{\Sigma Q_T}{A} = \frac{16}{1.4 \times 1.0} = 11.4 \text{ T/m}^2 < q_{ADM} = 20 \text{ T/m}^2 \checkmark$$

SECCIONES CRITICAS

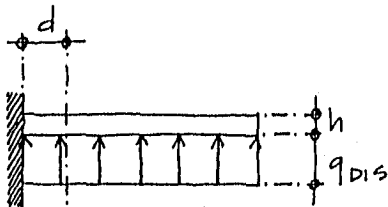


1 POR FLEXION



2 POR TENSION DIAGONAL.

9.3) DISEÑO POR FLEXION



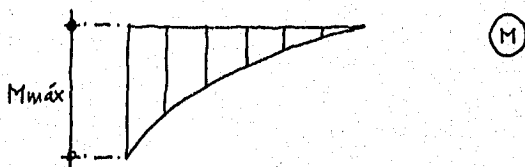
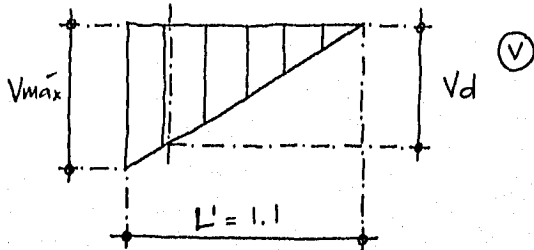
$$q_{DIS} = q = 11.4 \text{ T/m}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$L' = B - b$$

$$L' = 1.40 - 0.3 = 1.10 \text{ m}$$

VER
COMENTARIO
C.5



Momento y cortante al paño de la trabe ($M_{m\acute{a}x}$ \wedge $V_{m\acute{a}x}$)

$$V_{m\acute{a}x} = q L' = 11.4 \times 1.1 = 12.54 \text{ Ton}$$

$$M_{m\acute{a}x} = q \frac{(L')^2}{2} = \frac{11.4}{2} (1.1)^2 = 7.0 \text{ T.m}$$

Acero por flexi3n: (A_s)

$$\frac{M_v}{\phi b d^2} = \frac{7.0 \times 1.1 \times 10^9}{100 \times (25)^2} = 12.32$$

$$\Rightarrow \rho \approx 0.0034$$



VER TABLA
A.1 DEL
ANEXO

$$A_s = \rho b d = 0.0034 \times 100 \times 25 = 8.5 \text{ cm}^2$$

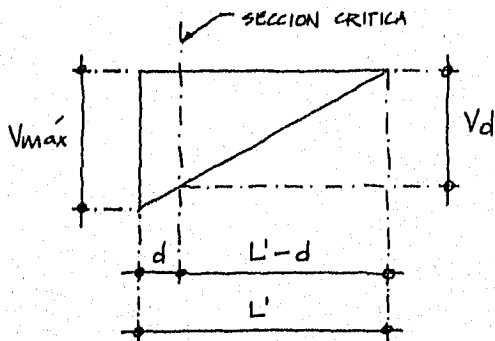
$$\text{separación} = \frac{100 \text{ as}}{\text{As}} \quad \text{si se usa } \phi = 1/2" \quad \text{sep} = \frac{100 \times 1.27}{8.5} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{si se usa } \phi = 5/8" \quad \text{sep} = \frac{100 \times 1.96}{8.5} = 20 \text{ cm}$$

se acepta como refuerzo varillas $\phi = 5/8" @ 20 \text{ cm}$

9.4 REVISION DEL PERALTE.

Momento y cortante en la sección crítica por tensión diagonal ($M_D \wedge V_D$).



$$V_{\text{máx}} = 12.54$$

$$d = 0.25 \text{ m}$$

$$L' = 1.1 \text{ m}$$

$$L' - d = 1.1 - 0.25 = 0.85 \text{ m}$$

Por Δ semejantes.

$$\frac{V_{\text{máx}}}{L'} = \frac{V_D}{L' - d}$$

$$V_D = \frac{(L' - d)}{L'} V_{\text{máx}}$$

$$V_D = \left(\frac{0.85}{1.1} \right) 12.54 = \underline{\underline{9.7 \text{ Ton}}}$$

Cortante último (V_u)

$$V_u = F.L. V_0$$

$$V_u = 1.1 \times 9.7$$

$$\underline{V_u = 10.67 \text{ Ton}}$$

$$M_D = \frac{V_D (L' - d)}{2}$$

$$M_D = 11.4 \left(\frac{0.85}{2} \right)$$

$$\underline{M_D = 4.845 \text{ m}}$$

Determinación de la resistencia al cortante que resiste el concreto (V_{CR})

Como se cumple con que $B \geq 4d$; es decir

$$B = 140 \text{ cm} > 4 \times 23 = 92 \text{ cm}$$

La zapata es un elemento ancho, por lo tanto la fuerza cortante resistente se determina con la siguiente expresión.

$$V_{CR} = 0.9 F_R B d \sqrt{f'_c}$$

Siempre y cuando se cumpla que

$$\frac{M_D}{V_D} \leq 2$$

$$\frac{M_D}{V_{0d}} = \frac{9 \times 10^5}{9.7 \times 10^3 \times 25} = 2.1 \approx 2$$

$$\Rightarrow V_{CR} = 0.9 \times 0.8 \times 100 \times 25 \sqrt{200}$$

$$\underline{V_{CR} = 14142 \text{ Kg} = 14.1 \text{ Ton}}$$

$$V_U = 10.67 \text{ Ton} \leq V_{CR} = 14.1 \text{ Ton}$$

\Rightarrow PERALTE ADELUADO

5.9 ACERO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Acero longitudinal inferior.

$$a_s = \left[\frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right] 1.5 ; x_1 = h = 30 \text{ cm}$$

$$a_s = \left[\frac{660 (30)}{4200 (30 + 100)} \right] 1.5 = 0.054 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Para una longitud de 100 cm

$$A_{st} = a_s \times L = 0.054 \times 100 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } \phi = 5/8" \Rightarrow \text{sep} = \frac{100 a_s}{A_{st}} = \frac{198}{3.1} = 36 \text{ cm}$$

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi 5/8" @ 30 \text{ cm}$$

(Vanillas longitudinales)

FORMULA
(25)

Acero en lecho superior.

$$a_s = \left[\frac{660 (15)}{4200 (15+100)} \right] 1.5; \quad x_1 = h/2 = 15 \text{ cm}$$

FORMULA
(25)

$$a_s = 0.031 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = 0.031 \times 100 = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } \phi = 3/8''$$

$$a_r = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \nabla \text{ sep} = \frac{100 a_r}{A_{st}} = \frac{71}{3.1} = 23 \text{ cm}$$

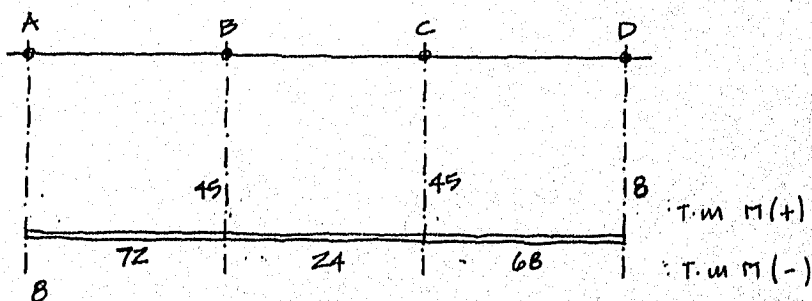
$\Rightarrow \nabla \phi 3/8'' @ 20$ (en ambas direcciones)

6) DISEÑO DE LA CONTRATRABE

Para la combinación (2a)

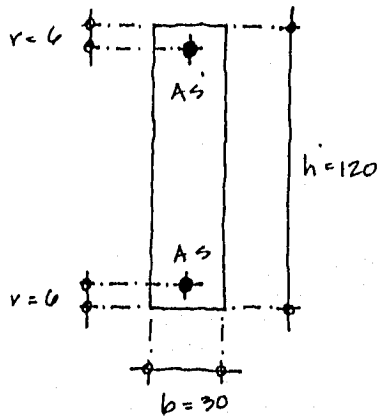
6.1) FLEXION

De acuerdo al diagrama de momentos, se tiene la siguiente variación de los momentos.



Acero para momento positivo (lecho inferior) A_s

Dimensiones para cálculo de la contrababe



$$d = 120 - 6 = 114 \text{ cm}$$

$$\frac{M_{iu}^+}{\phi b d^2} = \frac{45 \times 1.1 \times 10^5}{30 \times (114)^2} = 13 \Rightarrow p = 0.0036$$

$$\Rightarrow A_s = p \times b \times d = 0.0036 \times 30 \times 114 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{A_s = 3 \phi 1'' = 15.2 \text{ cm}^2 > 12.31 \text{ cm}^2 \checkmark \checkmark}}$$

(*) Acero para momento negativo (lecho superior) A_s'

$$\frac{M_{iu}^-}{\phi b d^2} = \frac{24 \times 1.1 \times 10^5}{30 \times (114)^2} = 7 \Rightarrow p = 0.0020 < p_{\text{mín}}$$

\Rightarrow que se tomará el porcentaje mínimo

$$A_s = p_{\text{mín}} \times b \times d = 0.0026 \times 30 \times 114 = 8.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \phi 1'' = 10.13 \text{ cm}^2 > 8.9 \text{ cm}^2 \checkmark$$

DE LA
TABLA
A.1 DEL
ANEXO

VER TABLA
A.1 DEL
ANEXO

$$\frac{M_{eu}}{\phi b d^2} = \frac{72 \times 1.1 \times 10^5}{30 \times (114)^2} = 20.3 \Rightarrow \rho = 0.0058$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0058 \times 30 \times 114 = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \phi 1" = 20.27 \text{ cm}^2 > 19.8 \text{ cm}^2 \checkmark$$

VER TABLA
A.1 DEL
ANEXO

6.2 CORTANTE

Para el diseño se utiliza el valor más alto de la fuerza cortante, con el fin de colocar los estribos a una misma separación a todo lo largo de la contratabe.

Cortante máximo (V_{\max})

Del diagrama

$$V_{\max} = 49.0 \text{ Ton}$$

$$V_u = F.L. V_{\max} = 1.1 \times 49 = 53.9 \approx 54 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto (V_{ce})

$$\text{Para } \rho = 0.0036 \Rightarrow V_{ce} = 3.43 b d$$

VER
TABLA A.1
ANEXO

$$V_{CR} = 3.43 \times 30 \times 114 = 11731 \text{ Kg}$$

$$\underline{V_{CR} = 11.70 \text{ Ton}}$$

Como el peralte total de la contratrabe es mayor a 70cm se tiene que reducir el valor de la fuerza resistente en un 30%. Por lo tanto.

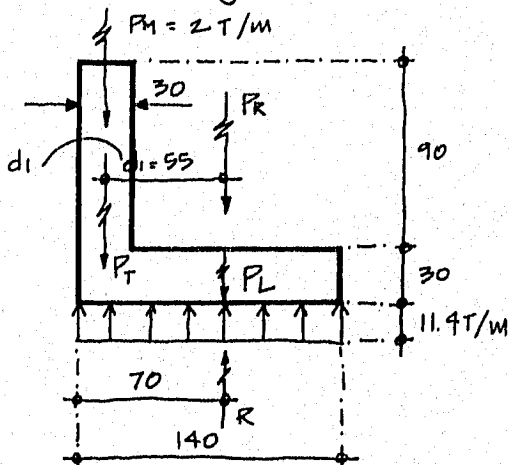
$$V_{CR} = 0.7 \times 11.70$$

$$\underline{V_{CR} = 8.20 \text{ Ton}}$$

③ TORSION.

Recordemos que la contratrabe está sujeta a momentos de torsión y es necesario determinar el refuerzo para torsión.

Determinación del momento torsionante (M_T) por unidad de longitud.



VER
SEC. 1.3
DEL
APENDICE

CAPITULO
II
SEC. D.1.1.3.7

VER
COMENTARIO
C.6

CARGAS (Ton)

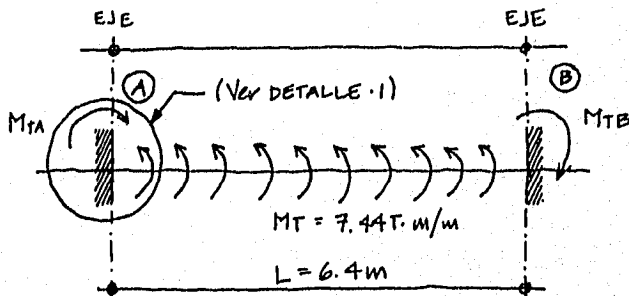
M.T. (T.m/m)

$$P_R = (1.4 - 0.3) \cdot 0.9 \times 1.5 = 1.48 \times 0.55 = 0.81 \downarrow$$

$$P_L = 1.4 \times 0.3 \times 2.4 = 1.01 \times 0.55 = 0.55 \downarrow$$

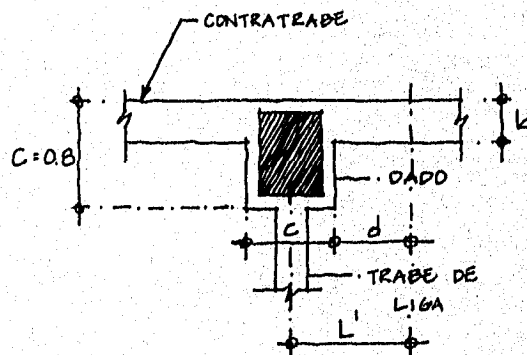
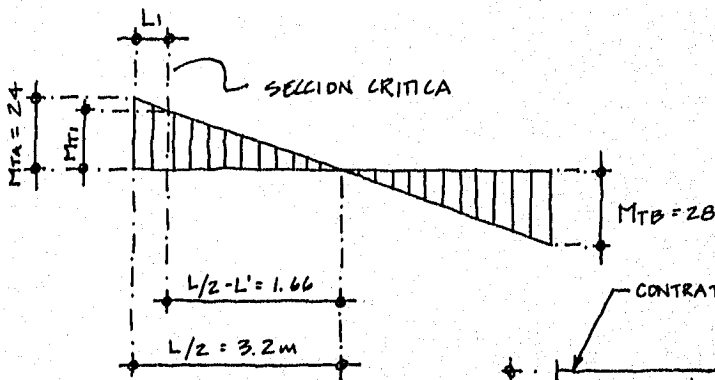
$$R = 11.4 \times 1.4 = 16 \times 0.55 = \frac{8.8 \uparrow}{7.44 \uparrow \text{ T.m/m}}$$

Variación del momento torsionante a lo largo de la contratrabe.



$$M_{TA} = M_{TB} = \frac{M_T \cdot L}{2}$$

$$M_{TA} = M_{TB} = \frac{7.44 \times 6.4}{2} = \underline{\underline{24 \text{ T.m}}}$$



$$L' = \frac{c}{2} + d = 0.4 + 1.14 = \underline{\underline{1.54 \text{ m}}}$$

peralte de la trabe

DETALLE . 1

Momento torsionante en la sección crítica (M_{T1})

$$\frac{M_{TA}}{\frac{L}{2}} = \frac{M_{T1}}{\frac{L}{2} - L'}$$

$$\frac{24}{3.2} = \frac{M_{T1}}{1.66}$$

$$M_{T1} = \frac{1.66}{3.2} (24)$$

$$M_{T1} = 12.45 \text{ T.m}$$

Momento torsionante de diseño (M_{TV})

$$M_{TV} = F.C. \cdot M_{T1}$$

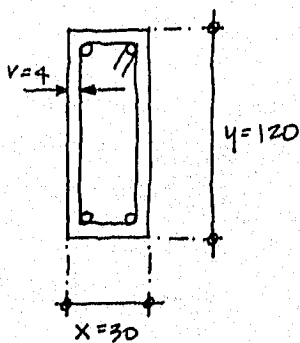
$$M_{TV} = 1.1 (12.45)$$

$$\underline{M_{TV} = 14 \text{ T.m}}$$

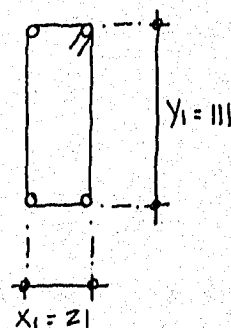
Momento torsionante que resiste una sección sin refuerzo por torsión (TOR)

$$TOR = 0.6 F_R (\sum x^2 y) \sqrt{f'c}$$

FORMULA
31



SECCION TRANSVERSAL DE LA CONTRAFLAJE



TAMANO APROXIMADO DE LOS ESTIBOS DE LA SECCION DE CONTRAFLAJE

$$T_{OR} = 0.6 \times 0.8 \left[(130)^2 (120) \right] \sqrt{200}$$

$$T_{OR} = 733128 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\underline{\underline{T_{OR} = 7.33 \text{ Ton} \cdot \text{m}}}$$

Momento torsionante que resiste el concreto. (M_{TCR})

$$M_{TCR} = 0.25 T_{OR}$$

$$M_{TCR} = 0.25 \times 7.33$$

$$\underline{\underline{M_{TCR} = 1.83 \text{ T} \cdot \text{m}}}$$

FORMULA
(32)

Se verifica si se proporciona refuerzo por torsión para lo cual se deberá cumplir con:

$$a) M_{TV} > M_{TCR}$$

$$14 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 1.8 \text{ T} \cdot \text{m} \quad \checkmark \checkmark \quad (\text{SE CUMPLE})$$

$$b) \left(\frac{M_{TV}}{T_{OR}} \right)^2 + \left(\frac{V_U}{V_{CR}} \right)^2 \geq 1.0$$

$$\left(\frac{14}{7.33} \right)^2 + \left(\frac{94}{8.20} \right)^2 \geq 1.0$$

$$3.6 + 43 > 1.0 \quad \checkmark \checkmark \quad (\text{SE CUMPLE})$$

Por lo tanto la sección requiere refuerzo por torsión.

Refuerzo por cortante

$$S = \frac{F_R \cdot A_v \cdot F_y \cdot d}{V_U - V_{CR}} \leq \frac{F_R \cdot A_v \cdot F_y}{3.56} ; F_R = 0.8$$

FORMULA
A. 7 DEL
APENDICE

De aquí:

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_u - V_{cr}}{(F.R.) F_y d} = \frac{57000 - 8200}{0.8 \times 4200 \times 114}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = 0.1196 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (DOS RAMAS)}$$

Refuerzo por torsión.

$$A_{sv} = \frac{s (M_{Tu} - M_{Tcr})}{(F.R.) \Omega (x_i y_i) F_y} ; FR = 0.8$$

FORMULA
34

Donde:

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \left(\frac{y_i}{x_i} \right) \leq 1.5$$

$$\Omega = 2.5 \Rightarrow \underline{\underline{\Omega = 1.5}}$$

FORMULA
(34a)

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{M_{TV} - M_{TCR}}{FR \cdot \Omega \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y} = \frac{14 \times 10^5 - 1.83 \times 10^5}{0.8 \times 1.5 \times 21 \times 111 \times 4200}$$

FORMULA
34b

$$\frac{A_{sv}}{s} = 0.1036 \text{ (cm}^2\text{/cm)} \quad (\text{UNA RAMA})$$

REFUERZO TOTAL (Cortante + torsión)

$$A_{total} = \frac{1}{2} \frac{A_v}{s} + \frac{A_{sv}}{s} = \frac{1}{2} (0.1196) + 0.1036 = 0.1634 \text{ (cm}^2\text{/cm)}$$

FORMULA
34c

→ (UNA RAMA)

SEPARACION DE ESTRIBOS

$$s = \frac{a_v}{A_{TOTAL}}$$

FORMULA
35Con estribos de 1/2" $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.27}{0.1634} = 7.3 \text{ cm}$$

Con estribos de 5/8" $a_v = 1.98 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.98}{0.1634} = 12.12$$

∴ se escoge $\phi = 5/8"$ a 10cm < 30cm

Esta separación cumple con no ser mayor que el ancho de los estribos ni de la altura de los mismos, ni mayor de 30cm.

Acero longitudinal por torsión (A_{st}).

$$A_{st} = \frac{2 A_s V}{s} (x_1 + y_1)$$

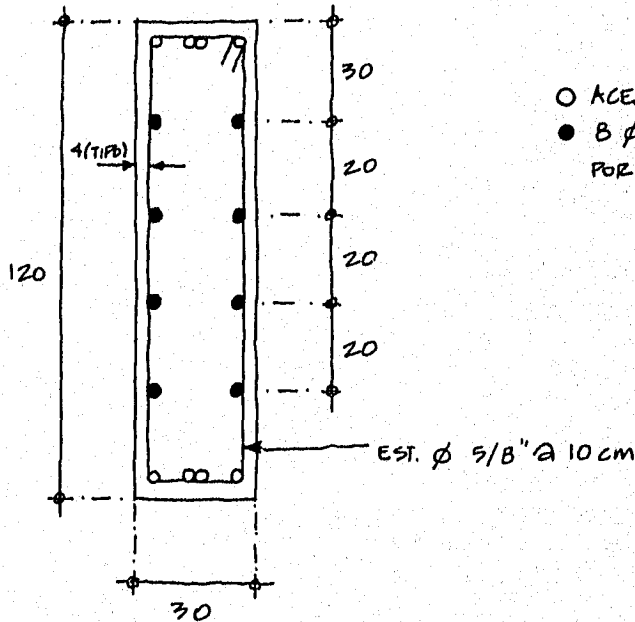
$$A_{st} = 2 (0.1036) (21 + 111)$$

$$A_{st} = 27.4 \text{ cm}^2$$

⇒ 8 ϕ 3/4"

FORMULA (36)

Repartidas en la forma siguiente:



- ACERO POR FLEXION
- 8 ϕ 3/4" REFUERZO POR TORSION

☐ COMENTARIOS. EJEMPLO 3. DISEÑO DE UNA ZAPATA DE COLINDANCIA.

○ COMENTARIO C. 1.

Observese que los momentos M_z actúan en el mismo plano en el que se halla la contratrabe y por tanto le provocan flexión en su plano; pero los momentos M_x actúan en un plano perpendicular al plano de la trabe, provocando un efecto de volteo a la zapata que induce torsión a la contratrabe en el sentido de los momentos.

○ COMENTARIO C. 2.

La determinación del ancho de la losa de la zapata de colindancia (B) no es directo, como resulta serlo en el caso de una zapata concéntrica con el eje de cargas, en las zapatas de colindancia siempre existe una excentricidad entre el eje cargado y el centro de la zapata, lo que dificulta la determinación de sus dimensiones, aun cuando solo necesiten de forma preliminar.

En este ejemplo, además de la excentricidad ya mencionada están presentes los momentos M_x (que por su naturaleza accidental pueden actuar en una u en otra dirección, razón por la cual, en el corte I.I, se ha dibujado con doble flecha), provocando un aumento de la excentricidad y una reducción en el ancho de apoyo de la zapata, que conduce a un incremento considerable en la presión de contacto.

Con el fin de ilustrar lo anterior se revisará la zapata para la combinación de cargas z_1 , que representa la condición más desfavorable.

COMENTARIO C. 3

Para esta circunstancia el problema se resuelve, en la práctica colocando trabes que ligan las columnas del eje de colindancia con las del eje paralelo mas cercano (en nuestro ejemplo será el eje 2, ver figuras III.1, 2, 3).

Estas trabes de liga funcionan como tirantes, tomando los momentos perpendiculares al eje 1, (M_x). y de esta forma sujetan a la zapata en cada punto donde hay columnas, anulando la excentricidad de las cargas y pudiéndose tomar la distribución de presiones como uniforme bajo la zapata; las trabes de liga cumplen eficientemente su función en los nudos de columnas y su trabajo en conjunto estabilizan a la zapata de colindancia, sin embargo, fuera de los nudos de las columnas de la zapata y en particular la trabe, se ve afectada por un efecto de torsión, provocados por las cargas verticales y su propio peso, este momento de torsión es pequeño y la trabe lo resistirá sin problemas siempre y cuando se reperece adecuadamente.

COMENTARIO C. 4.

se propone un ancho de zapata mayor a las que arroja el cálculo para tomar el efecto del momento que no fue considerado en la

determinación preliminar del ancho.

○ COMENTARIO C.5.

Se debería de restar, de la cuña de presiones, el valor del peso propio de la losa de la zapata que no genera flexión, sin embargo es poco significativo por lo cual no se toma en cuenta en los cálculos.

○ COMENTARIO C.6.

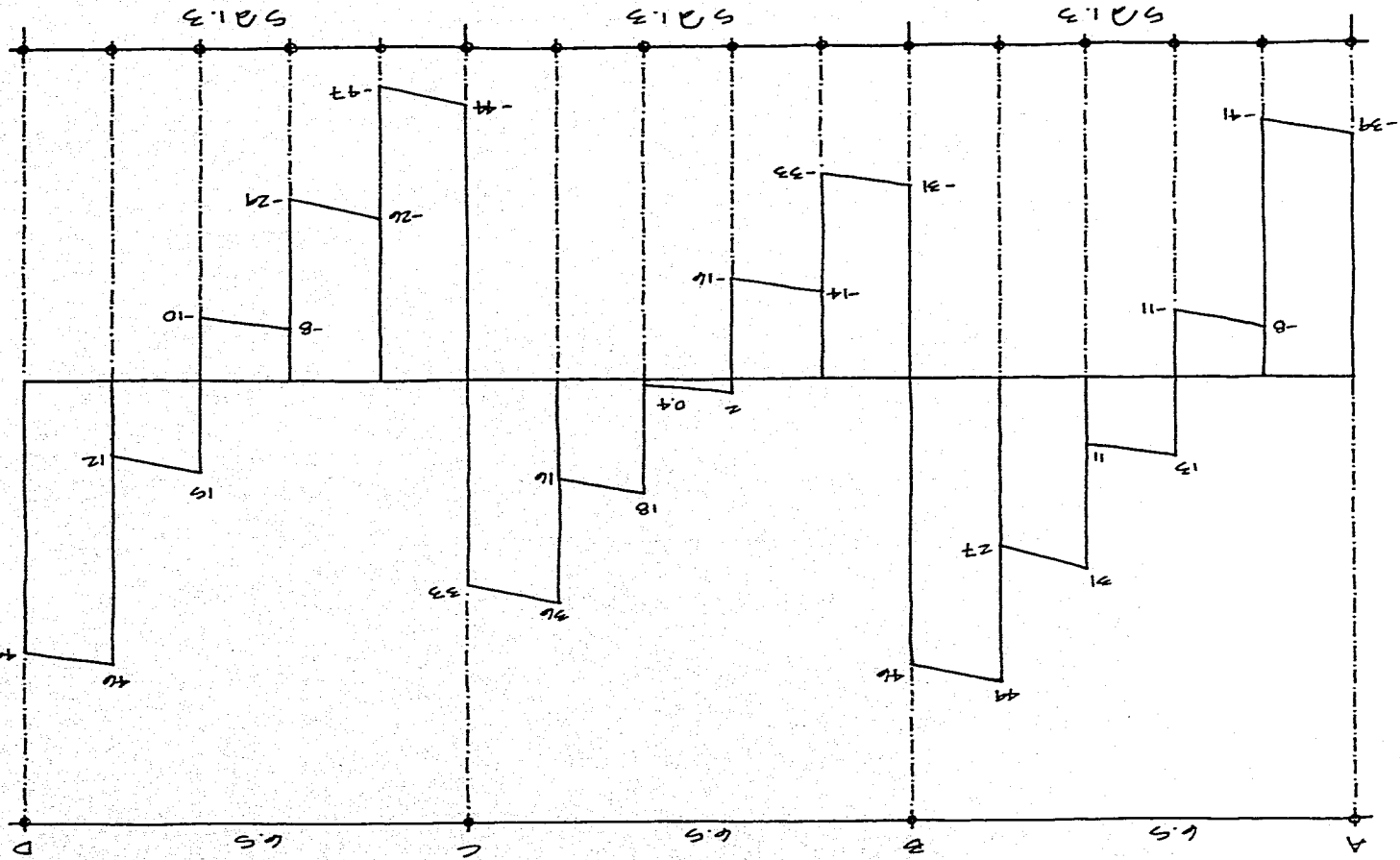
El momento torsionante por unidad de longitud (M_T) es el momento al eje de la contratabe, provocado por las cargas en la zapata y la reacción del suelo.

Para obtenerlo se toma una sección intermedia a la mitad entre crujías de la zapata.

Por eso mismo el corte que se muestra presenta una carga denominada P_m , debida al peso de un muro que debiese gravitar en la zapata.

FECHA:	
EJEMPLO No.	
CALCULO:	
REFERENCIA	

DIAGRAMA DE FUERZA CONSTANTE DE ZAPATA COZIDA DE COLINDANCIA



V EN TON
 COMAS EN METROS

COMBINACION DE CARGA 2A

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

COMBINACION DE CARGA 2A.

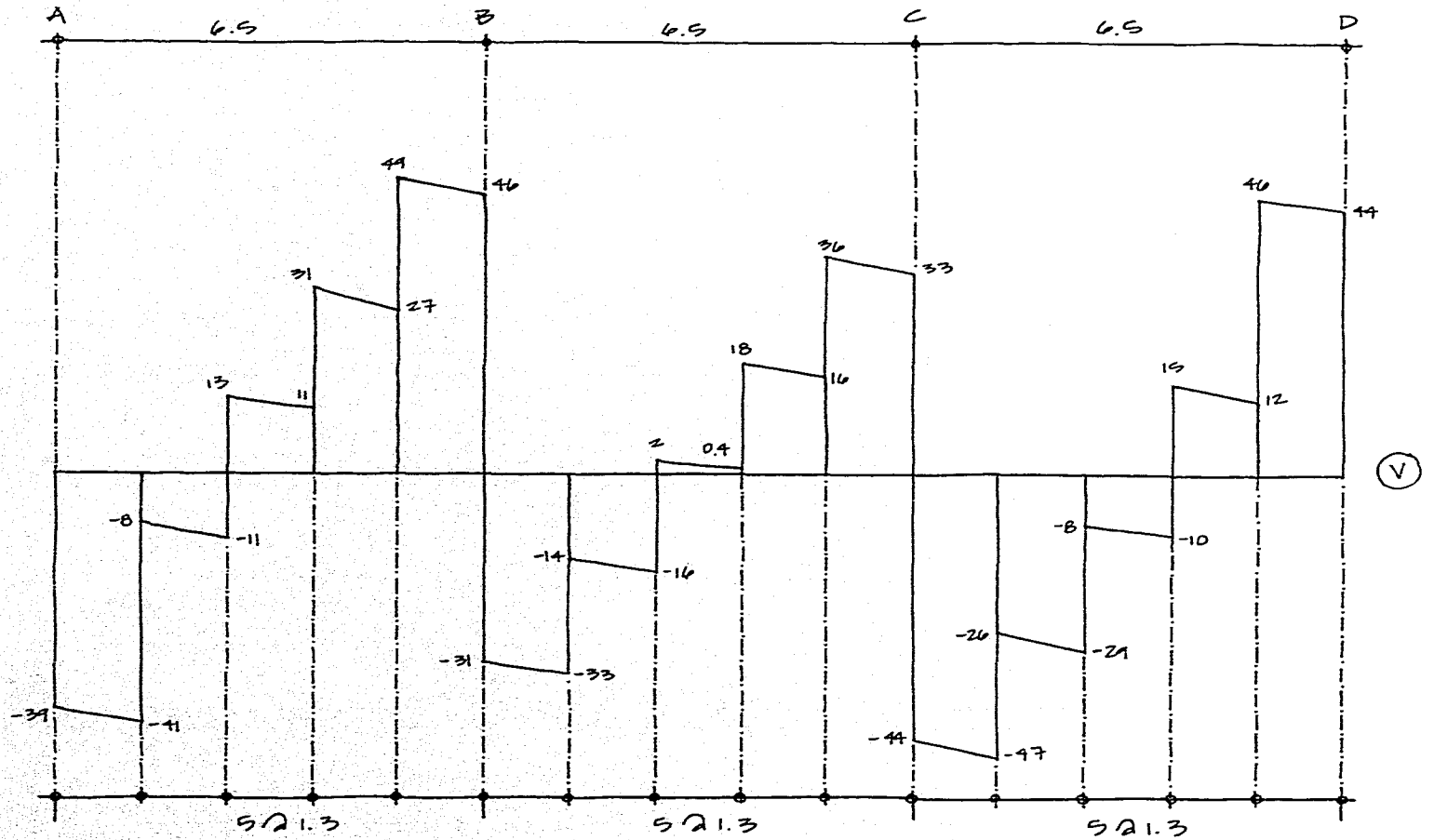


DIAGRAMA DE FUERZA CONSTANTE
EJEMPLO 3. ZAPATA CORRIDA DE COLINDANCIA

V EN TON
COTAS EN METROS

(V)

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

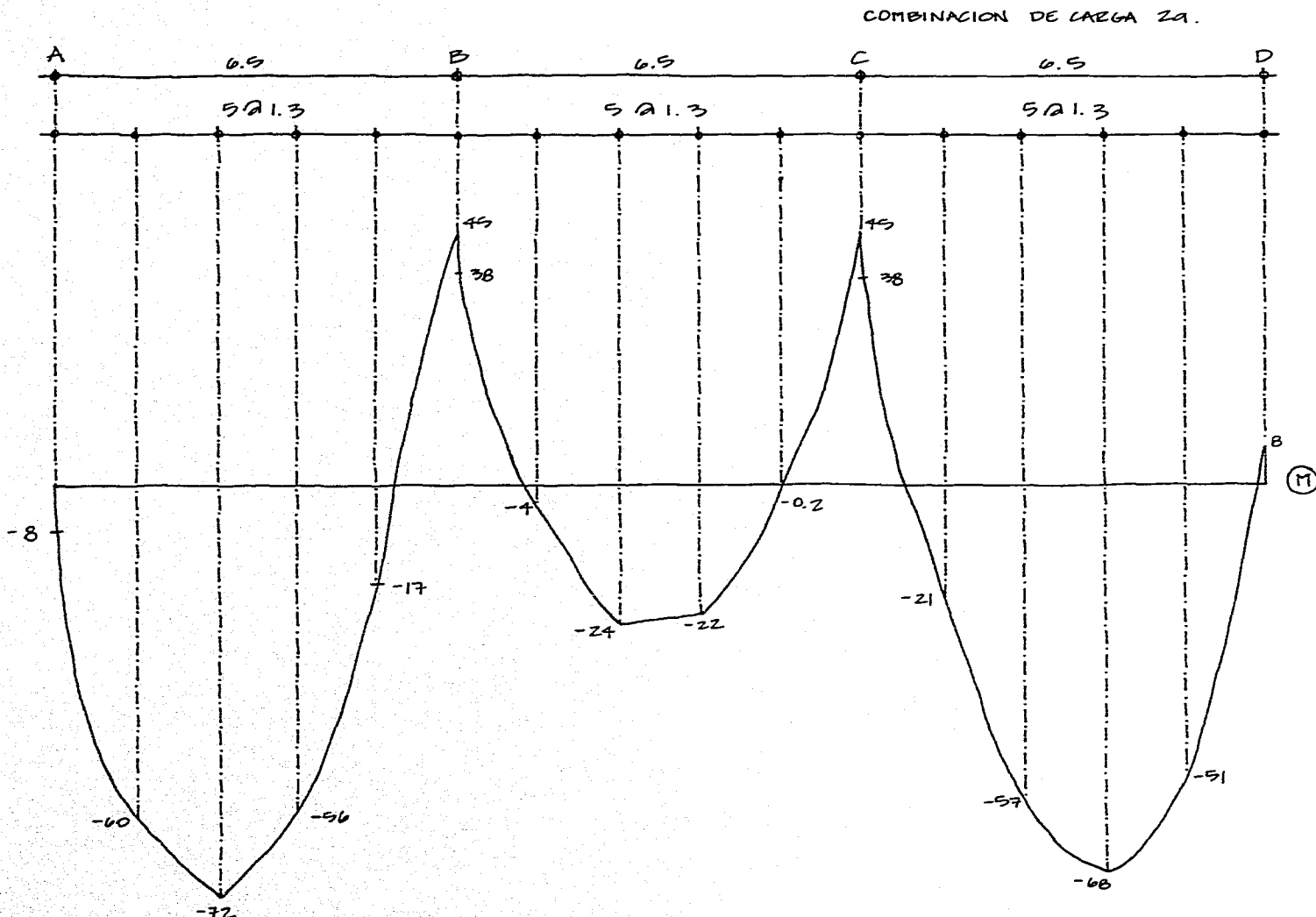


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES
EJEMPLO 3. ZAPATA COCIDA DE COLINDANCIA

V EN TON
LOTAS EN MTS.

□ C. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION COMPENSADA.

OBJETIVO:

Se presenta el procedimiento de diseño estructural de los elementos que componen a un cajón de cimentación, revisando su estabilidad a cargas permanentes y accidentales.

Las figuras III.4 y III.5 muestran la planta y los cortes que definen la geometría del cajón. La estructura se desplantará en lo que se conoce como zona geotécnica III, con la característica de que el nivel freático se localiza lo suficientemente abajo del nivel de desplante del cajón como para interferir en su diseño.

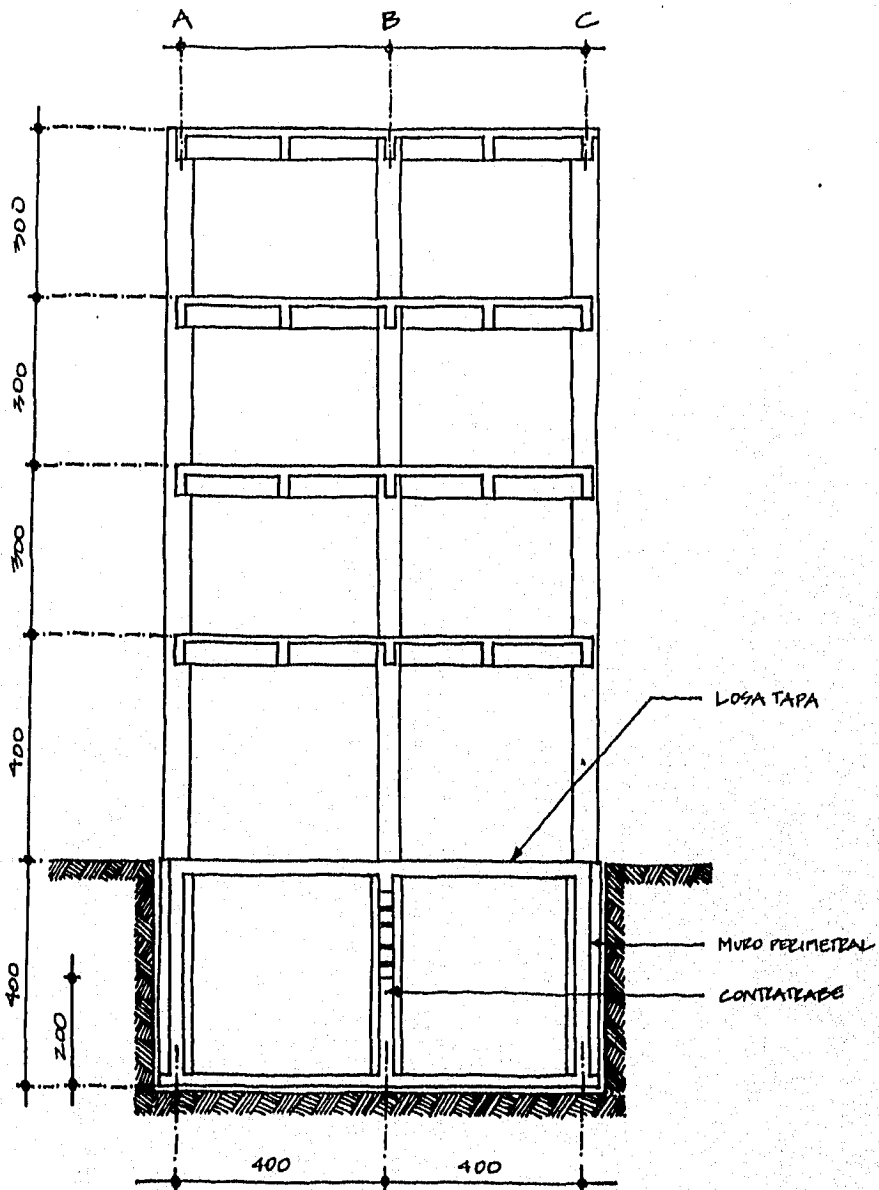
CRITERIO E HIPOTESIS DE DISEÑO.

1. Para fines de análisis, de revisión de la capacidad de carga y de diseño se considera que el cajón presenta una gran rigidez.

2. Se tomará para la evaluación del momento de volteo de la estructura un coeficiente sísmico igual

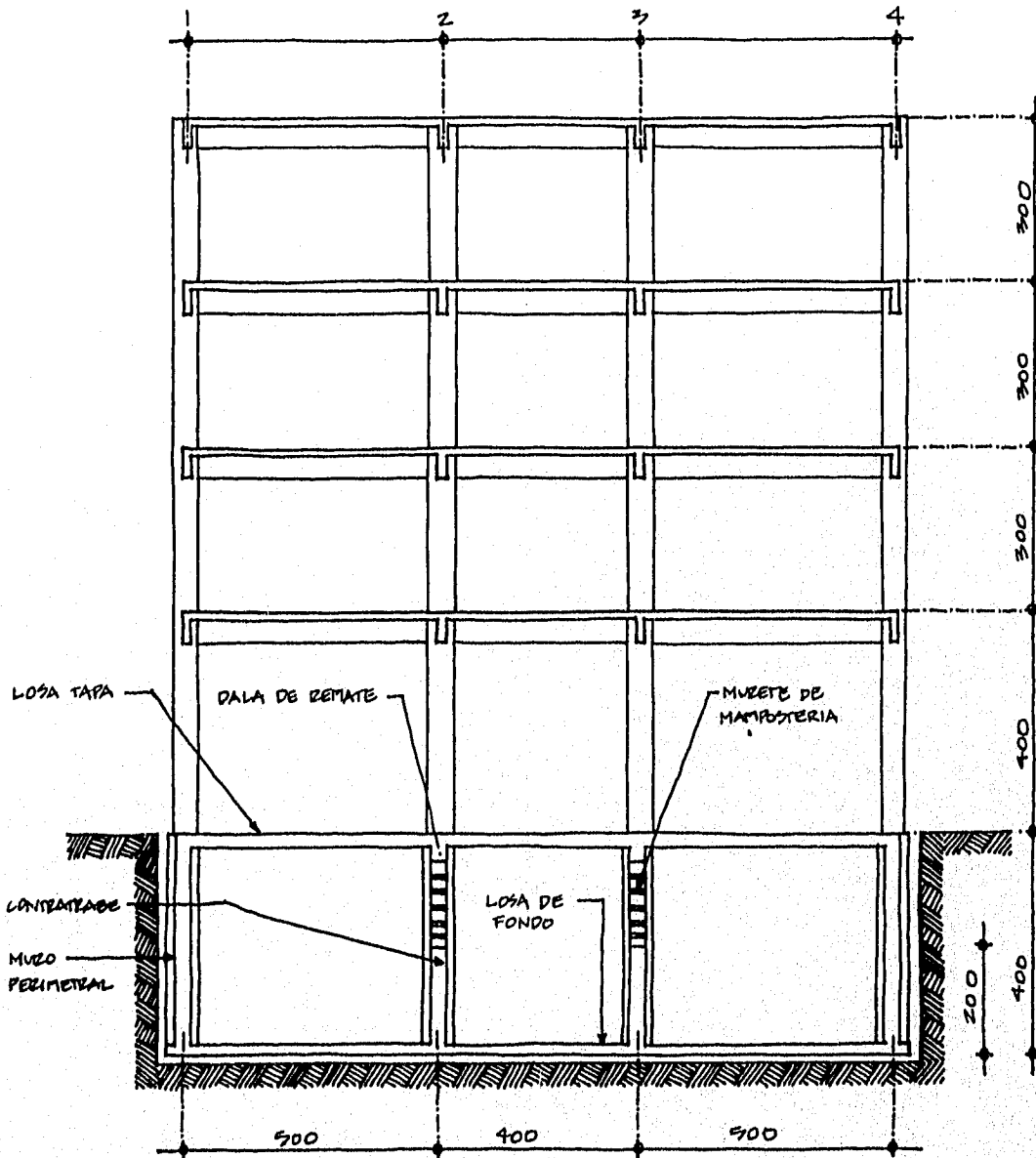
a 0.4 y un factor de comportamiento sísmico para la estructura de $Q = 3.0$.

3. El diseño estructural de los distintos elementos que conforman al cajón se basa en los criterios que rigen al de los elementos de concreto reforzado.



□ CORTE A · A

FIG. III. 5 CORTE INDICANDO EL LAJON Y LA SUPERESTRUCTURA.



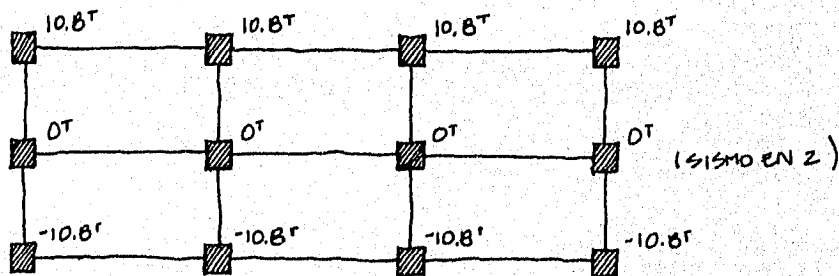
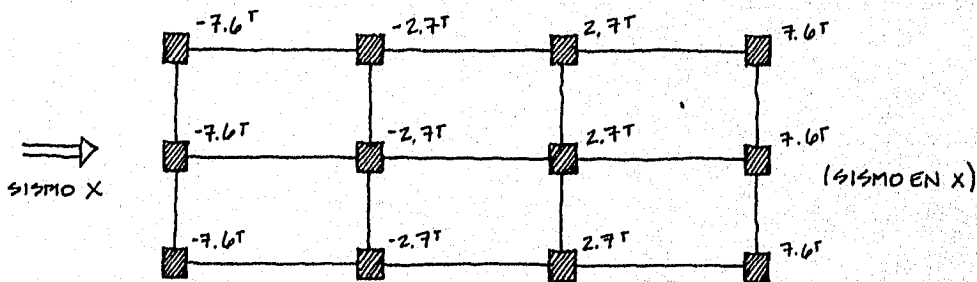
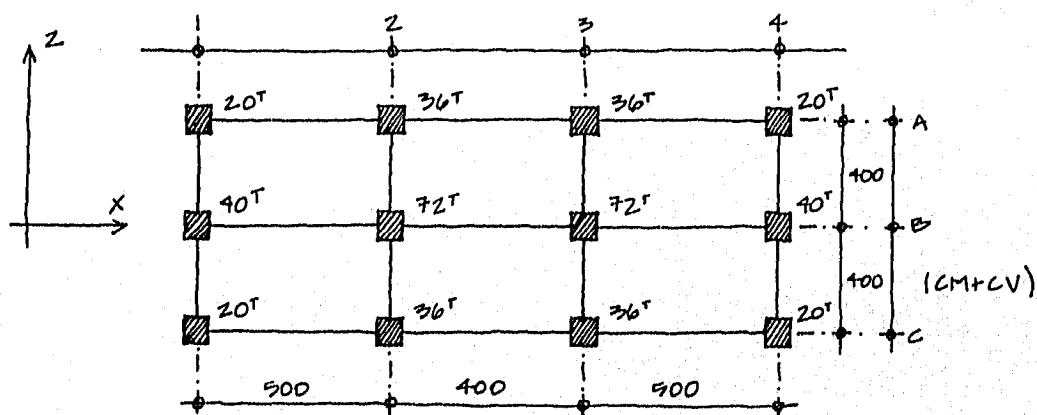
☐ CORTE B. B

FIG. III.5. CORTE INDICANDO EL CAJON Y LA SUPERESTRUCTURA.

① DATOS DE DISEÑO.

1a. CARGAS.

se muestran en las siguientes figuras, las cargas verticales que llegan a cada columna.



Los valores positivos indican fuerzas verticales hacia abajo (\downarrow) y las negativas fuerzas verticales hacia arriba (\uparrow).

1b. MATERIALES.

Concreto:

$$f'_c = 290 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \sqrt{290} = 221359 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero

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

Suelo

$$\left. \begin{array}{l} q_{ADM} = 5 \text{ T/m}^2 ; D_f = 4.0 \text{ m} \\ q_{ULT} = 15 \text{ T/m}^2 ; \delta_s = 1.5 \text{ T/m}^3 \end{array} \right\} *$$

DATOS
DEL ESTUDIO
DE MECANICA
DE SUELOS

$K = 0.4$ (coeficiente activo de presión de tierras)

$\phi = 30^\circ$ (ángulo de fricción interna)

② CONSTANTES.

Concreto:

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2 < 250$$

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

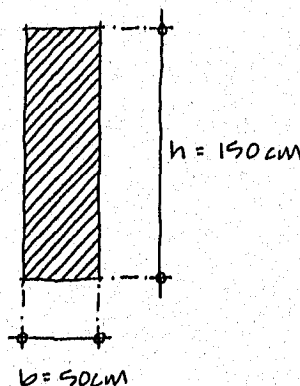
$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

③ ANALISIS.

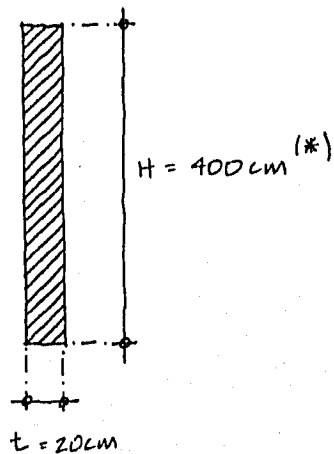
Para iniciar el análisis se determina el valor de las rigideces verticales de cada resorte, con base en las propiedades del suelo y en una distribución de áreas tributarias para cada punto donde se coloca un apoyo.

Las dimensiones que se proponen para los elementos que forman el cajón serán las siguientes:

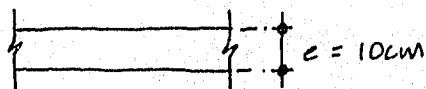
Contratabes:



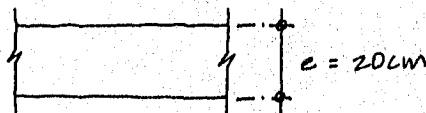
Muros:



Losa tapa



Losa de fondo



(*) Está obligada por la profundidad del desplante.

En la fig. III.6 se muestra el modelo que representa a la subestructura para su análisis.

3.1) PARAMETROS PARA EL ANALISIS

Cálculo de la rigidez vertical de los resortes que sirven de apoyo a la redcula.

Para un suelo con $q_{AMD} = 5 \text{ T/m}^2$

$$K_s = 2.5 \text{ Kg/cm}^3 = 2500 \text{ T/m}^3$$

La rigidez inicial de cualquier resorte es igual a:

$$K_i = K_s \cdot A_i$$

Donde: A_i es el área de la losa inferior que es tributaria al resorte i .

La figura III.7 muestra las distintas áreas tributarias para la posición de los resortes en la redcula.

Se identifican nueve áreas tributarias diferentes, éstas son:

$$A_1 = 1.25 \times 1.0 = 1.25 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (2.5 \times 1.0) + \frac{(2.5 \times 1.0)}{2} = 3.75 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 2.25 \times 1.0 = 2.25 \checkmark$$

VEZ
LOMENTARIO
C.1

$$A_4 = \frac{(2 \times 1.0) + (2 \times 1.0)}{2} = 3.0 \text{ m}^2$$

$$A_5 = \frac{(2 \times 2 \times 1.25) + (2.25 \times 2)}{2} = 7.0 \checkmark$$

$$A_6 = 2 \times 1.25 = 2.5 \checkmark$$

$$A_7 = \frac{(2 \times 2.5 \times 1) + (2.5 \times 2)}{2} = 7.5 \checkmark$$

$$A_8 = 2.25 \times 2 = 4.5 \checkmark$$

$$A_9 = \frac{(2 \times 2 \times 1) + (2 \times 2)}{2} = 6.0 \checkmark$$

En la siguiente tabla se resume el cálculo de K_L

JUNTA	AREA = A_L m ²	$K_L = A_L \cdot K_S$ T/m
1, 7, 23, 29	$A_1 = 1.25$	$K_1 = 3125$
2, 6, 8, 11, 19 22, 24, 28	$A_2 = 3.75$	$K_2 = 9375$
3, 5, 25, 27	$A_3 = 2.25$	$K_3 = 9625$
4, 26	$A_4 = 3.0$	$K_4 = 7500$
9, 10, 20, 21	$A_5 = 7.0$	$K_5 = 17500$
12, 18	$A_6 = 2.50$	$K_6 = 6250$
13, 17	$A_7 = 7.50$	$K_7 = 18750$
14, 16	$A_8 = 4.5$	$K_8 = 11250$
15	$A_9 = 6.0$	$K_9 = 15000$

$$K_S = 2500 \text{ T/m}^3$$

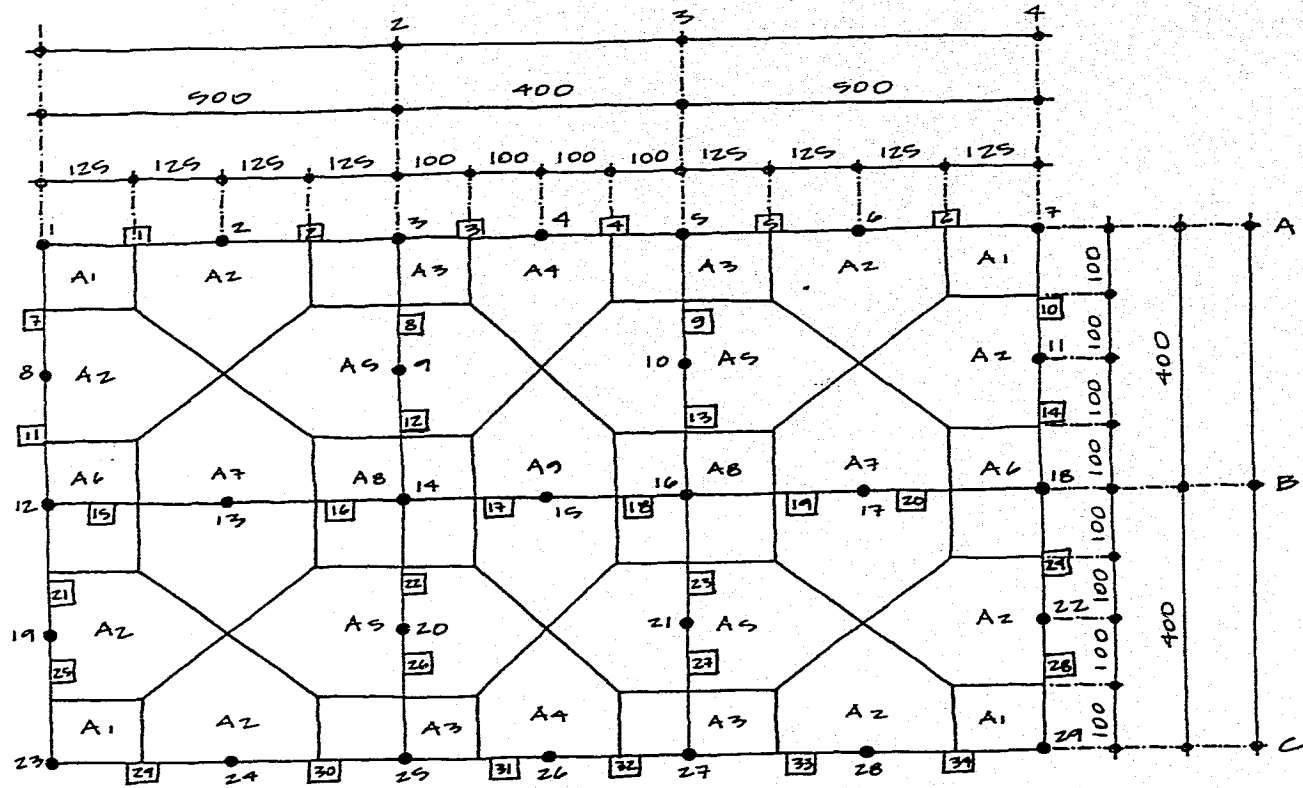


FIG. III.7 PLANTA DE LA CIMENTACION
 CON LA UBICACION DE LOS
 RESORTE QUE MODELAN AL
 SUELO Y LAS AREAS TRIBUTARIAS
 QUE A CADA RESORTE CORRESPONDEN.

● Indica el nudo donde
 hay un resorte.

Ai Indica el área
 tributari a.

□ Indica el número de microloro.

3.2 RESULTADOS DEL ANALISIS.

Se elaboran con los resultados del análisis suelo - estructura los diagramas de momentos flexionantes \textcircled{M} y los de fuerza cortante \textcircled{V} de los muros perimetrales y de las contralambes interiores para las dos combinaciones de carga más desfavorables. Se incluyen también los diagramas de presión en la losa de cimentación, los cuales se construyen con las reacciones en cada resorte y el área tributaria asociada a cada uno de ellos.

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

--- DIAGRAMA PARA LA COMBINACION DE CARGA: (C.V.)

— DIAGRAMA PARA LA COMBINACION DE CARGA: (CV+(100% SISMO EN Z) + (30% SISMO EN X))

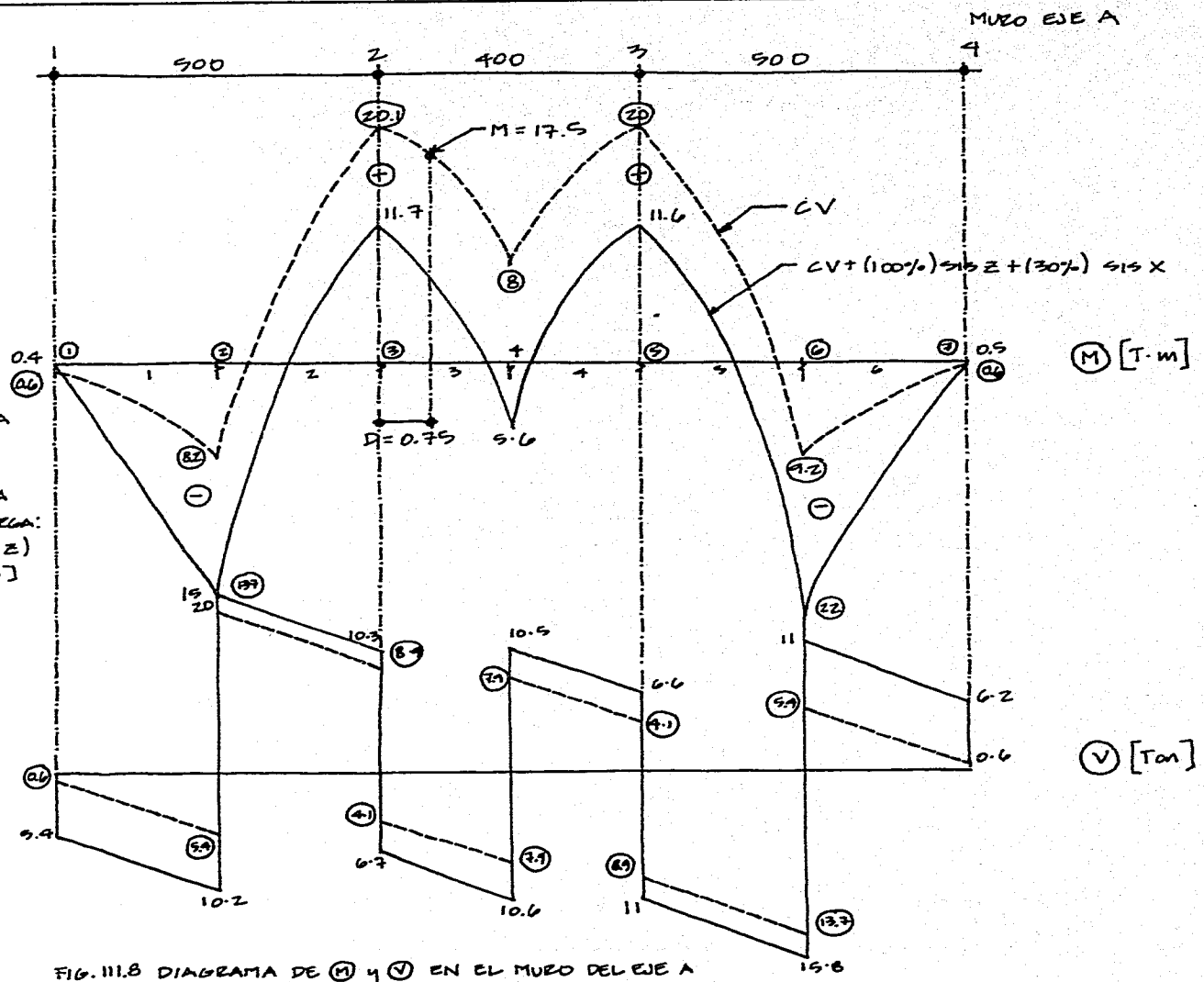
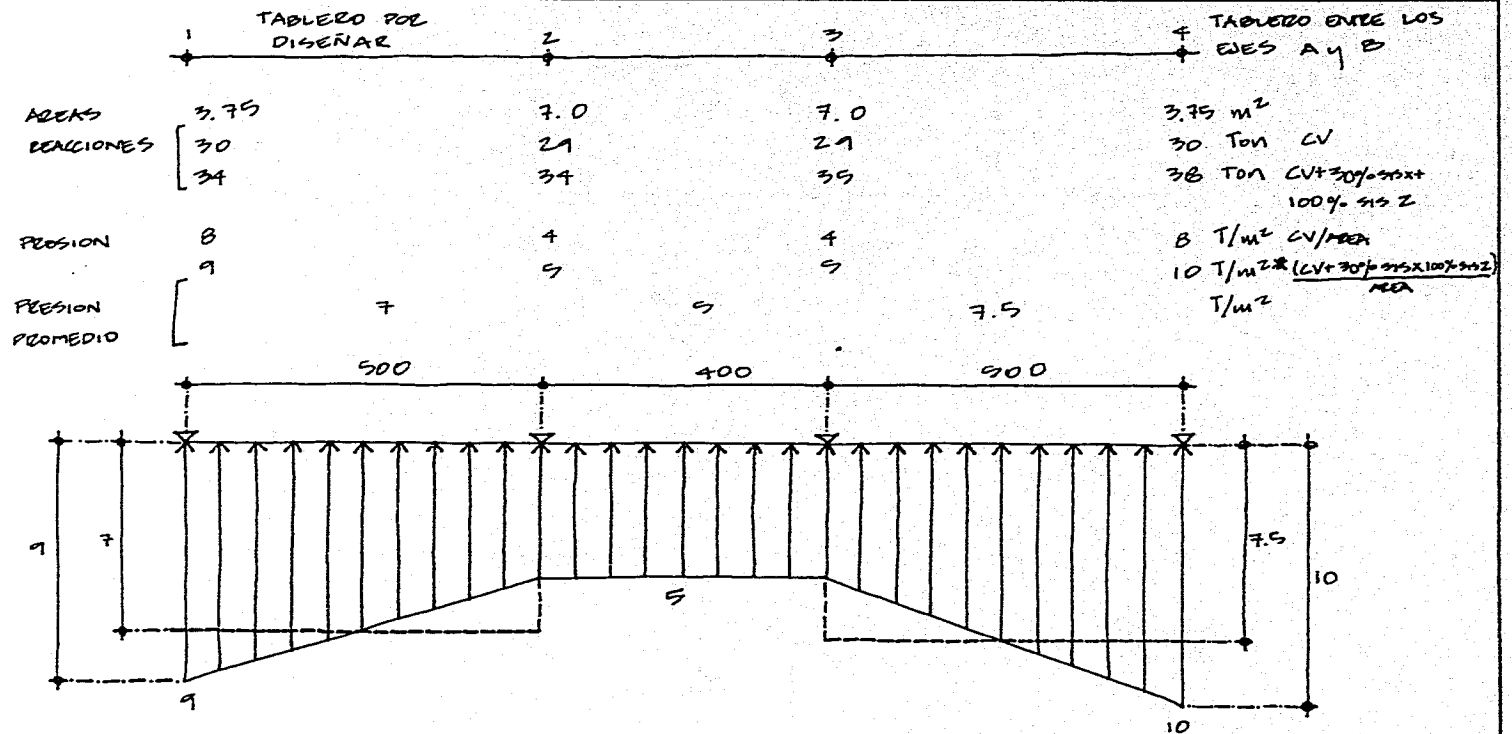


FIG. III.8 DIAGRAMA DE (M) y (V) EN EL MURO DEL EJE A PARA LAS DOS COMBINACIONES DE CARGA MAS DESFAVORABLES.



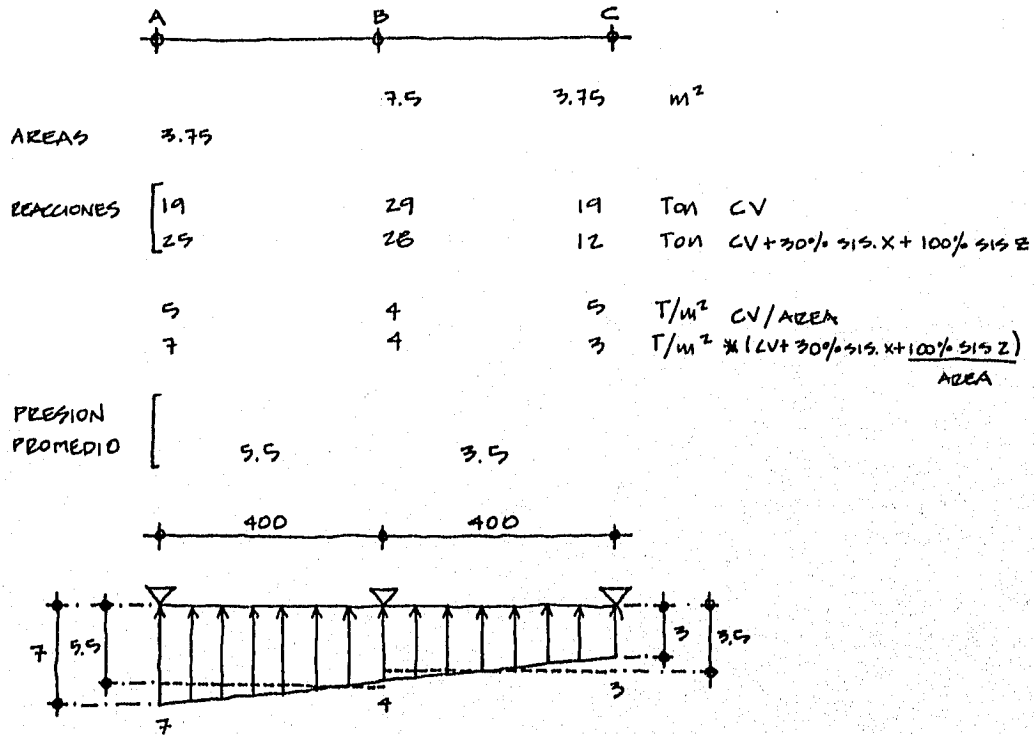
* ELIGE ESTA COMBINACION PARA DISEÑO

LA LINEA PUNTEADA REPRESENTA LA PRESION PROMEDIO PARA DISEÑO

FIG. III. 9 DIAGRAMA DE PRESIONES EN DIRECCION LONGITUDINAL DE LA LOSA ENTRE LOS EJES A y B.

TABLERO
POR DISEÑAR

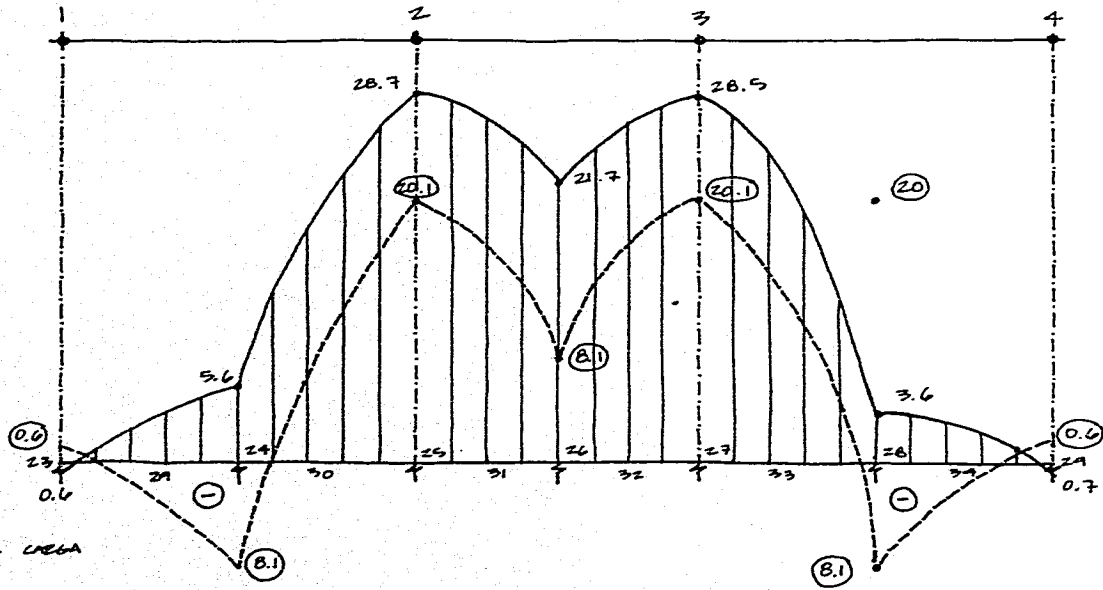
TABLERO ENTRE
LOS EJES 1 y 2



* RIGE PARA
DISEÑO

LA LINEA PUNTEADA REPRESENTA LA
PRESION PROMEDIO PARA DISEÑO

FIG. III.10 DIAGRAMA DE PRESIONES DE DIRECCION
TRANSVERSAL DE LA LOSA, ENTRE
LOS EJES 1 y 2.



--- DIAGRAMA PARA CARGA VERTICAL (C.V.)

— DIAGRAMA PARA LA COMBINACION DE C.V. + (100%) S1S Z + (70%) S1S X

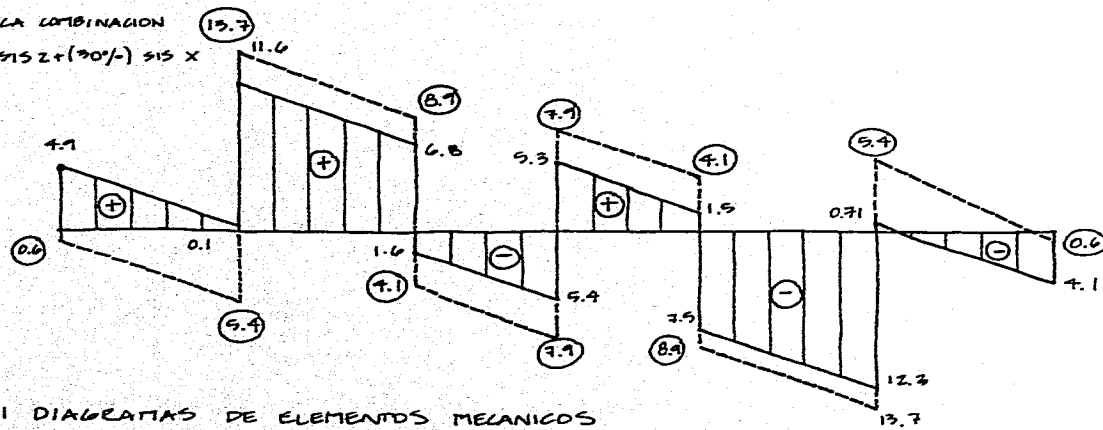
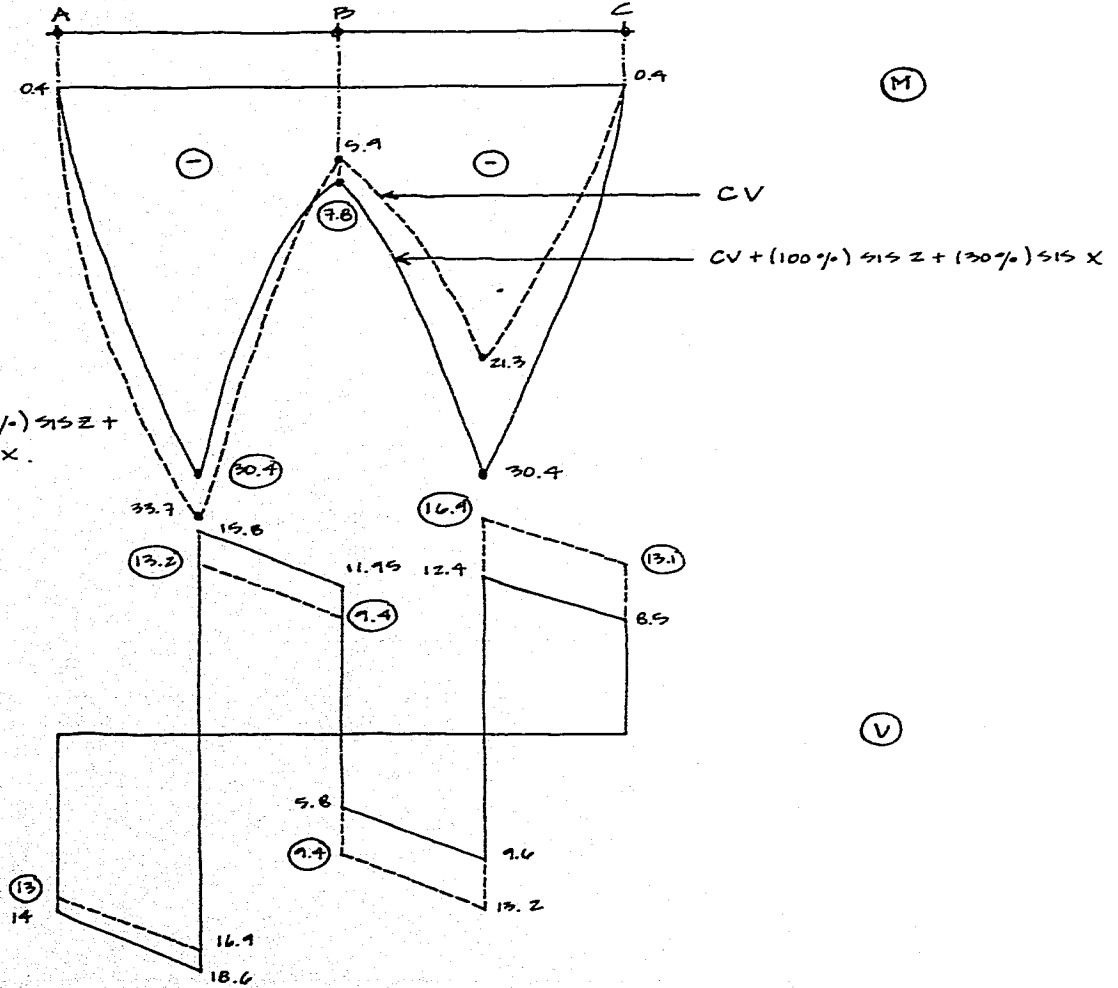


FIG. III.11 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA EL MURO DEL EJE C.

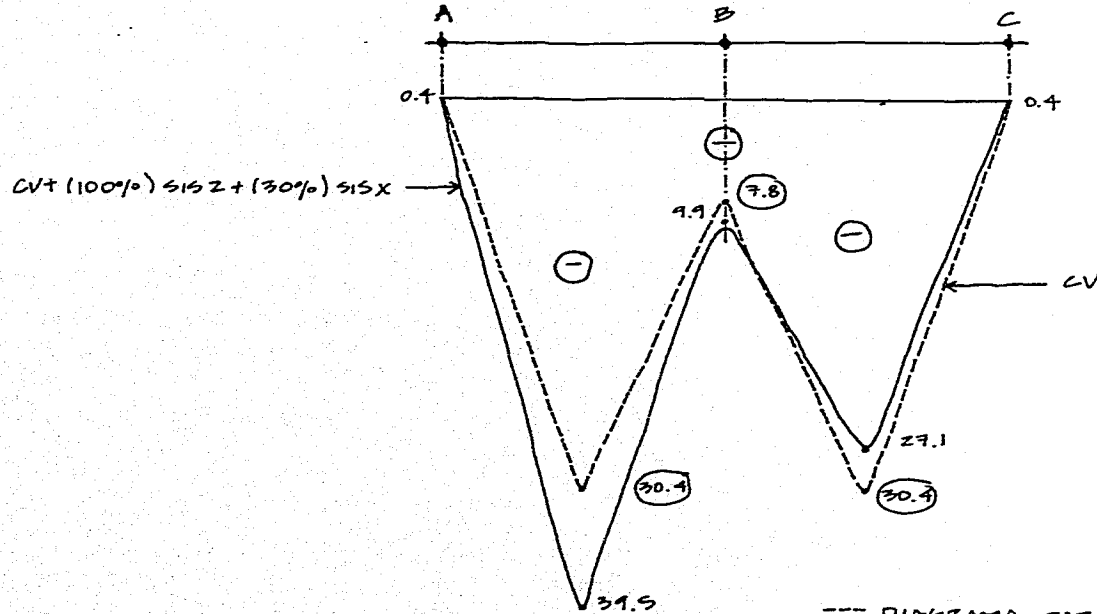
FIG. III. 12 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA EL MURO DEL EJE 1.

--- DIAGRAMA PARA CARGA VERTICAL (L.V.)
 — DIAGRAMA PARA LA COMBINACION DE L.V. + (100%) S1S Z + (30%) S1S X.



FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.



--- DIAGRAMA PARA CARGA VERTICAL (L.V.)
 — ✓ ✓ LA COMBINACION DE
 L.V. + (100%) S1S Z + (30%) S1S X

FIG. III.13 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS
 PARA EL MURO DEL EJE 4

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

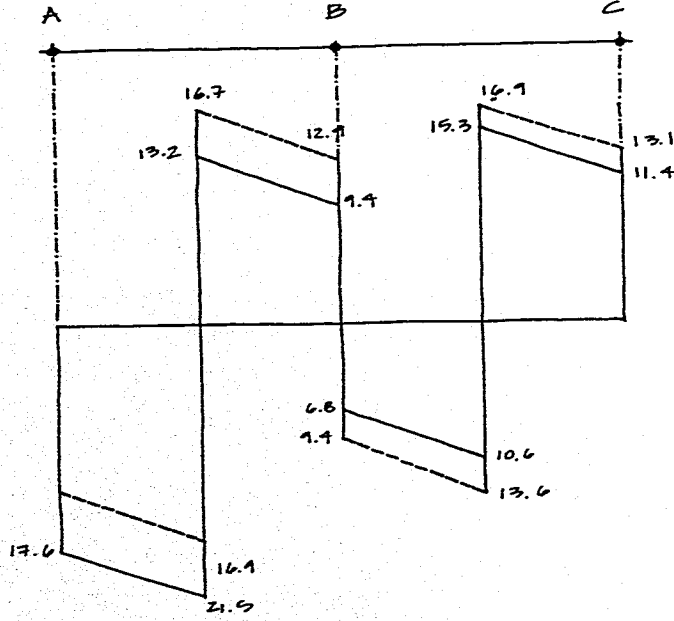
FECHA:

HOJA No. 21 DE 77

EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA



(V)

--- DIAGRAMA PARA CARGA VERTICAL (L.V.)
 ✓ ✓ LA COMBINACION
 DE L.V. + (100%) S1S Z + (30%) S1S X.

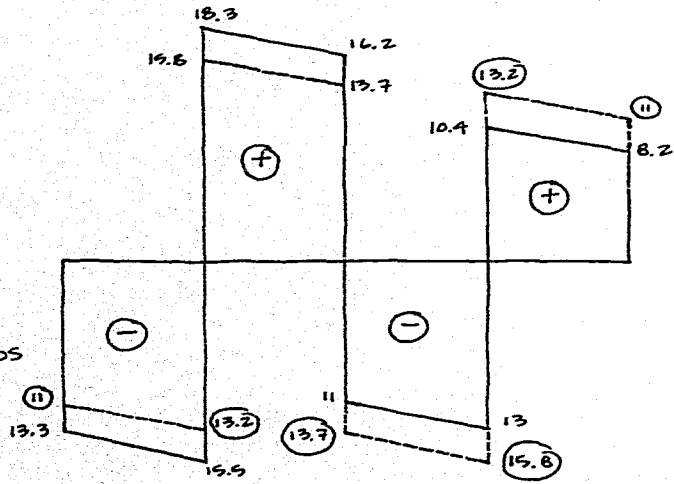
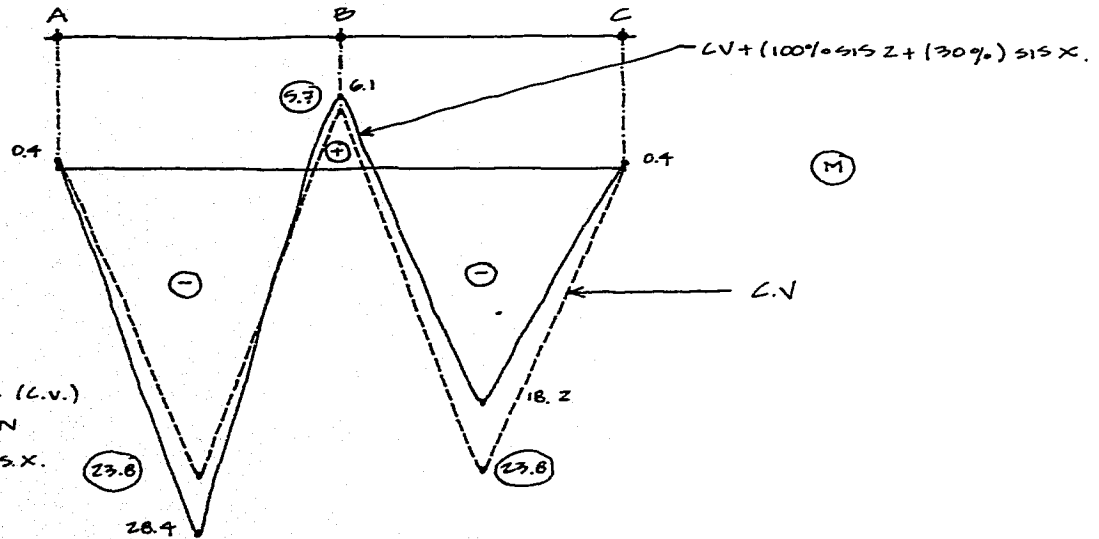
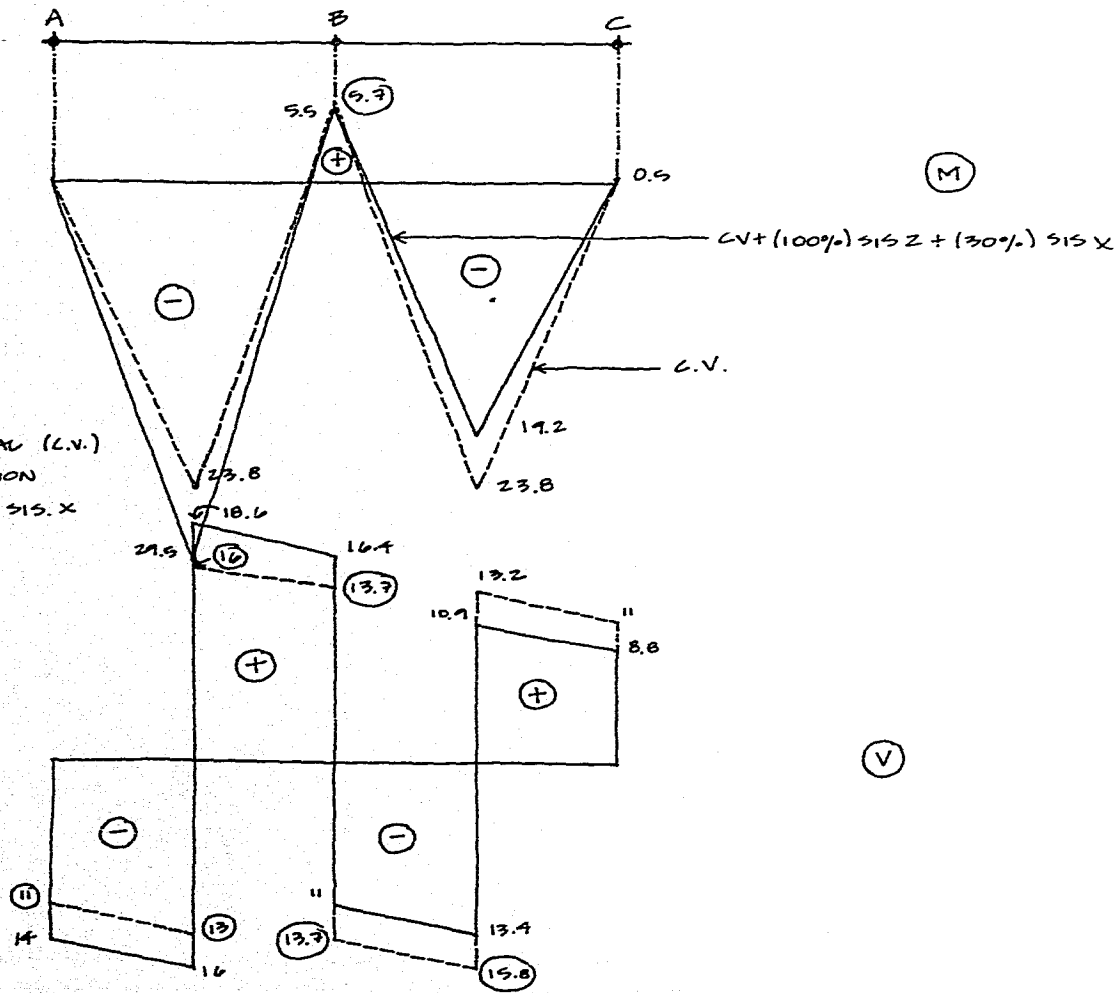


FIG. III.14 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS
 PARA LA CONTRIBUCION DEL
 EJE Z

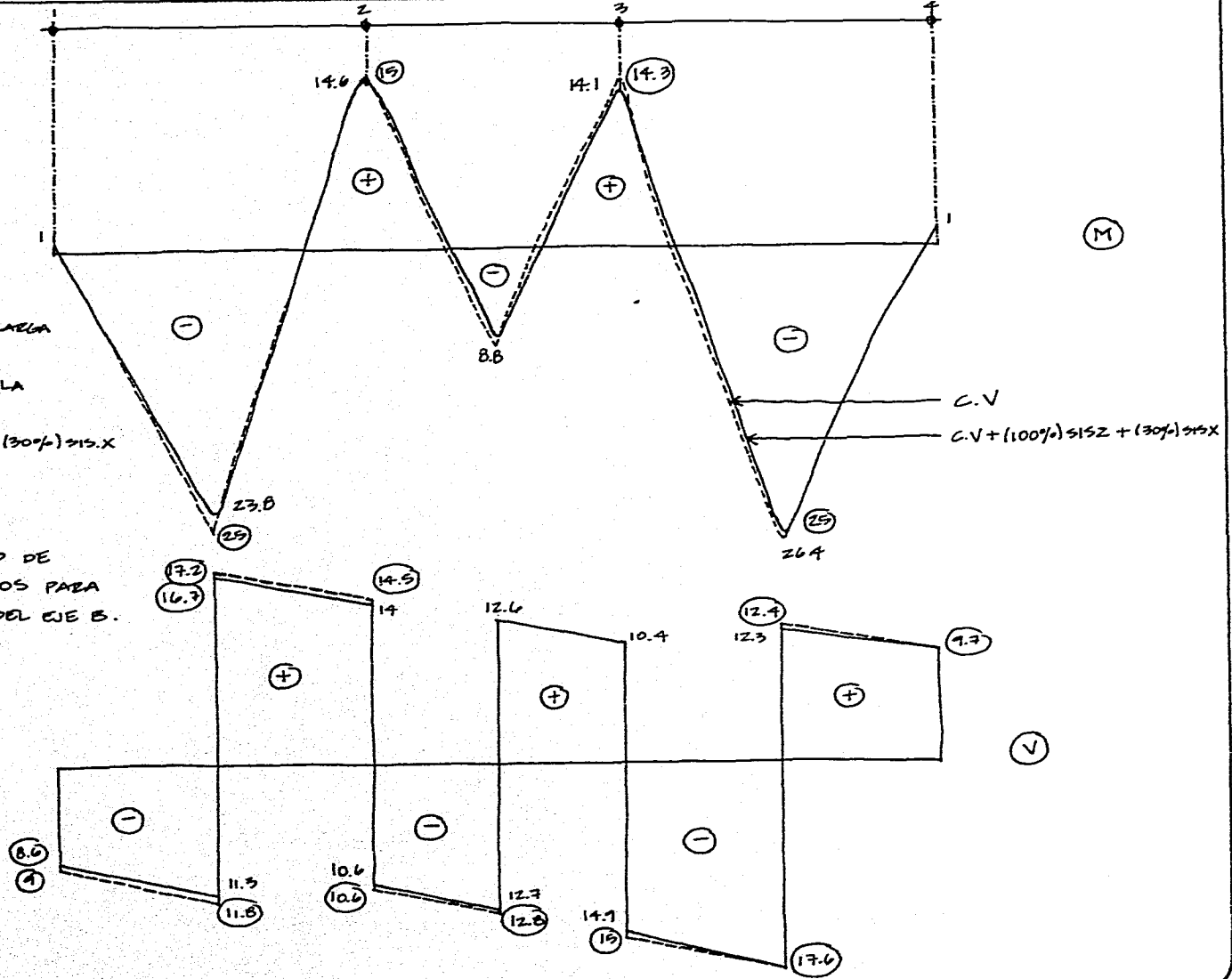
FIG. III. 15 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONTRAZADA DEL 3

--- DIAGRAMA PARA CARGA VERTICAL (C.V.)
 - - - LA COMBINACION DE C.V. + (100%) SIS Z + (30%) SIS X



--- DIAGRAMA PARA CARGA VERTICAL (C.V.)
 — DIAGRAMA PARA LA COMBINACION DE C.V. + (100%) S1S Z + (30%) S1S X

FIG. III.16 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONTRAZONE DEL EJE B.



④ TIPO DE CIMENTACION

CAP II. D
SEL. 2.1.a④.1 Presión total transmitida (W_d)

$$W_d = \frac{W_e}{A}$$

FOEMULA
(38)

$$W_e = P_{p0} + W$$

Peso Propio (P_{p0})

$$P_{p0} = \text{PESO CONTRATEABES} + \text{PESO MUROS} + \text{PESO LOSA SUPERIOR}$$

$$P_{p0} = [1L_L \times h \times b] + 2[L \times h \times b] \delta_{\text{CONC.}} + [12L_L \times H \times t] + [2L_L \times H \times t] \delta_{\text{CON}} + [1L_L \times L_C] \delta_{\text{CON}}$$

$$L_C \quad \text{longitud corta} = 8 \text{ m}$$

$$L_L \quad \text{longitud larga} = 14 \text{ m}$$

$$h \quad \text{peralte de trabe} = 1.5 \text{ m}$$

$$b \quad \text{base de trabe} = 0.5 \text{ m}$$

$$c \quad \text{espesor losa} = 0.1 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{CON}} \quad \text{peso espec. concreto} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$H \quad \text{peralte de muro} = 4.0 \text{ m}$$

$$t \quad \text{espesor de muro} = 0.20 \text{ m}$$

$$P_{p0} = [14 \times 1.5 \times 0.5] + 2[8 \times 1.5 \times 0.5] \cdot 2.4 + [12 \times 14 \times 4.0 \times 0.2] + [2 \times 8 \times 4.0 \times 0.2] \cdot 2.4 + [14 \times 8] \cdot 0.1 \cdot 2.4$$

$$P_{p0} = 165 \text{ Ton}$$

Carga (W) $(W = CM + CV)$

$$W = [(120 \times 4) + (36 \times 4) + (40 \times 2) + (72 \times 2)]$$

$$W = 448 \text{ Ton}$$

Area de la cimentación (A)

$$A = L_L \times L_C = 14 \times 8$$

$$A = 112 \text{ m}^2$$

Luego:

$$W_e = P_{po} + W$$

$$W_e = 165 + 448$$

$$W_e = 613 \text{ Ton}$$

$$W_d = \frac{W_e}{A} = \frac{613}{112}$$

$$\underline{\underline{W_d = 5.5 \text{ T/m}^2}}$$

4.2) Esfuerzo total inicial al nivel de desplante (P_d)

$$P_d = \gamma_{\text{suelo}} \times D_f$$

$$P_d = 1.5 \times 4$$

$$P_d = 6.0 \text{ T/m}^2$$

Como $W_d < P_d$

⇒ LA CIMENTACION ESTA LIGERAMENTE SOBRELAMPENSADA.

VER CARGAS
EN la.

$$\text{sobrecompensación} = W_d - P_d = 5.5 - 6$$

$$= -0.5 \text{ T/m}^2 < 1.5 \text{ T/m}^2$$

✓✓ (CUMPLE)

VER EL
COMENTARIO
C. 2

9) REVISION DE LA PRESION DE CONTACTO

VER
CAP 11. D
SEL. 2.4

9.1) En condiciones estáticas

se debe cumplir que: $W_n \leq 0.65 q_{ULT}$

FORMULA
(39)

con

$$W_n = W_d + \Delta W_e - P_d$$

$$\text{Como } \Delta W_e = 0$$

$$W_n = W_d - P_d$$

$$W_n = 5.5 - 6$$

$$W_n = -0.5 \text{ T/m}^2$$

VER
COMENTARIO
C. 3

$$W_n = -0.5 \text{ T/m}^2 < 0.65(15) = 9.7 \text{ T/m}^2 \quad \checkmark \text{ (BIEN)}$$

VER
COMENTARIO
C. 4

⇒ se satisface en
condiciones estáticas

9.2) En condiciones sísmicas

VER
CAP 11. D
SEL. 2.4.2

9.2a) Esfuerzos inducidos por sismo. (ΔQ_s)

Momento de volteo (Mv)

$$Mv = \frac{C.S.}{Q} W \left[\frac{Z}{3} \text{ ALTEZA EDIFICIO} \right]$$

FORMULA
142

$$Mv = \frac{0.4}{3} \times 448 \left[\frac{Z}{3} \times 17 \right]$$

VER
COMENTARIO
L. 5

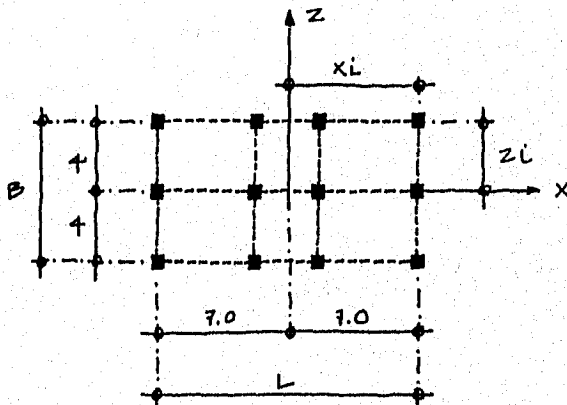
$$Mv = 677 \text{ T. m}$$

$$\Delta Q_s = Mv \left[\frac{Z_L}{I_x} + 0.3 \frac{X_L}{I_z} \right]$$

$$Z_L = 4.0 \text{ m}$$

FORMULA
(41)

$$X_L = 7.0 \text{ m}$$



$$I_x = \frac{LB^3}{12} = \frac{14(B)^3}{12} = 5.17 \text{ m}^4$$

FORMULA
(43)

$$I_z = \frac{BL^3}{12} = \frac{B(14)^3}{12} = 1829 \text{ m}^4$$

FORMULA
(44)

Luego

$$\Delta Q_s = 677 \left[\frac{4}{597} + \frac{0.3 \times 7}{1829} \right]$$

$$\Delta Q_s = 677 (7.85 \times 10^{-3})$$

$$\underline{\underline{\Delta Q_s = 5.3 \text{ T/m}^2}}$$

② Esfuerzos en la orilla más cargada.

se debe cumplir que

$$W_n + \Delta Q_s \leq 10.80 \text{ q}_{ult}$$

$$-0.9 + 5.3 \leq 0.8 (19)$$

$$0.3 \leq 12 \quad \checkmark \quad (\text{BIEN})$$

\Rightarrow SE SATISFACE EN

CONDICIONES SIMILARES

FORMULA
(45)

③ Tensiones inducidas por sismo

Comprobamos que $\Delta Q_s \leq W_d$

$$5.3 \leq 9.9 \quad \checkmark \quad (\text{BIEN})$$

VER
CAP. II. D
SEL. 2.4.3

④ REVISION DE LA PRESION DE CONTACTO DE ACUERDO
AL R. C. D. F.

VER
CAP. II. D
SEL. 2.5

6.1) En condiciones estáticas

$$\frac{\Sigma Q \times F \cdot L}{A_c} \leq P_v + R \quad ; \quad F \cdot L = 1.4$$

FORMULA
(46)

$$\frac{\Sigma Q \times F \cdot L}{A_c} = \frac{613 \times 1.4}{112} = 7.7 \text{ T/m}^2$$

$$P_v + R = 6 + (15 \times 0.7) = 12 \text{ T/m}^2$$

$$7.7 < 12 \quad \checkmark \checkmark \quad (\text{BIEN})$$

\Rightarrow CUMPLE EN CONDICIONES
ESTATICAS

6.2) En condiciones sísmicas

$$\frac{\Sigma Q \times F \cdot L}{A'} \leq P_v + R \quad ; \quad F \cdot L = 1.1$$

VER
CAP 11 D
SEC. 2.5.3
FORMULA
(46a)

$$A' = L' \times B'$$

$$L' = L - 2c_x \quad ; \quad L = 14.0 \text{ m}$$

$$B' = B - 2c_z \quad B = 8.0 \text{ m}$$

$$c_z = \frac{M_v}{W_e} = \frac{677}{613} = 1.1 \text{ m} \quad ; \quad c_x = 0.3 \frac{M_v}{W_e} = \frac{0.3(677)}{613} = 0.33 \text{ m}$$

$$L' = 14 - 2(0.33) = 13.3 \text{ m}$$

$$A' = L' \times B' = 68.0 \text{ m}^2$$

$$B' = 8 - 2(1.1) = 5.8 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma Q \times F \cdot L}{A'} = \frac{613 \times 1.1}{68} = 10 \text{ T/m}^2$$

$$P_v + R = 12 \text{ T/m}^2$$

$$10 < 12 \checkmark \text{ (BIEN)}$$

⇒ CUMPLE EN CONDICIONES
SISMICAS

De los resultados obtenidos en los puntos 5 y 6 se corrobora, por dos caminos distintos, que las dimensiones de la planta del cajón son adecuadas por capacidad de carga.

VER
COMENTARIO
C.6

7) DISEÑO

Se diseñan únicamente un tablero de un muro y la losa del fondo. El diseño de la contratrabe no se incluye pues una vez que se cuenta con los diagramas de elementos mecánicos el proceso de diseño es similar a como se realizó en el ejemplo No. 2.

7.1) Diseño del muro perimetral del eje A.

a) Como viga.

Con base en el diagrama de momentos flexionantes fig. III.8, se tienen los momentos máximos para diseño

VER
CAP II. D
SECC. 2.6.1

Para C.V.

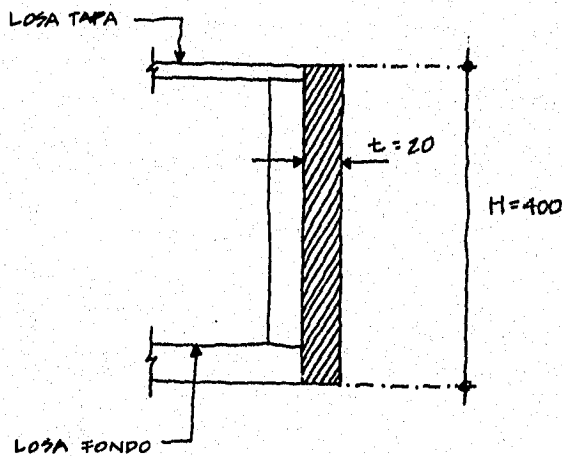
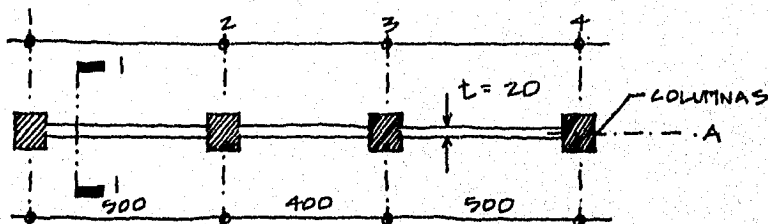
$$\begin{cases} M_{MAX}^{(+)} = 20 \text{ T}\cdot\text{m} \\ M_{MAX}^{(-)} = 8 \text{ T}\cdot\text{m} \end{cases}$$

Para la Comb. 2*

$$\begin{cases} M_{MAX}^{(+)} = 12 \text{ T}\cdot\text{m} \\ M_{MAX}^{(-)} = 22 \text{ T}\cdot\text{m} \end{cases}$$

* VER
COMENTARIO
C.7

Dimensiones del muro y sección transversal.



En el tablero más largo

$$\frac{H}{L} = \frac{400}{500} = 0.8 < 2$$

En el tablero más corto

$$\frac{H}{L} = \frac{400}{400} = 1.0 < 2$$

□ CORTE 1-1

a.1) Resistencia a flexión

Momento resistente (M_R)

$$M_R = F_R Z (A_s) (z) f_y$$

ECUACION
(47)

Para $\frac{H}{L} = 0.8$

$$\Rightarrow z = 0.4 \left(1 + \frac{H}{L}\right) L = 0.4 (1 + 0.8) 500$$

ECUACION
(48a)

$$z = 0.72 (500) = 360 \text{ cm}$$

Para $\frac{H}{L} = 1.0$

$$\Rightarrow z = 0.8 L = 0.8 \times 400 = 320 \text{ cm}$$

ECUACION
(48)

se ocupará el menor valor de z , esto es:

$$\underline{\underline{z = 320 \text{ cm}}}$$

Luego:

$$\text{si } M_R = M_U$$

$$\Rightarrow M_U = F_R Z (A_s) z f_y$$

$$A_s = \frac{M_U}{F_R Z (z) f_y}$$

Para $M(+)$; Rige la combinación de C.V.

$$M_U = F.C \times M(+1) = 1.4 \times 20 = 28 \text{ T.m}$$

$$A_s(+1) = \frac{28 \times 10^5}{0.9 \times 320 \times 4200} = 2.31$$

$$\underline{A_s^{(+)} = 2.31 \text{ cm}^2}$$

$$P_{(+)} = A_s^{(+)} / t z = 0.0004 < 0.008 \checkmark$$

Para $M(-)$ Bige la combinación 2.

$$M_U = F.L \times M^{(-)} = 1.1 \times 22 = 24 \text{ T.m}$$

$$A_s^{(-)} = \frac{24 \times 10^5}{0.9 \times 320 \times 4200} = 1.98$$

$$\underline{A_s^{(-)} = 1.98 \text{ cm}^2}$$

$$P_{(-)} = A_s^{(-)} / t z = 0.0003 < 0.008 \checkmark$$

Porcentaje de acero mínimo (P_{\min})

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\text{Como } P_{\min} > \begin{cases} P_{(+)} \\ P_{(-)} \end{cases} \Rightarrow \text{Bige } P_{\min} = 0.0026 < 0.008 \checkmark$$

Por lo tanto el área de acero que se proporcionará será:

$$A_{s_{\min}} = P_{\min} t z = 0.0026 \times 20 \times 320 = \underline{\underline{16.64 \text{ cm}^2}} \quad \text{EN lecho superior y en lecho inferior}$$

☒
DE ALBERDO
CON LA
SEL.
D.2.6.1.a

☒

☒

Este acero se distribuye en una longitud igual a:

$$l = [0.2 - 0.05(L/H)]t \leq 0.2L$$

$$l = [0.2 - 0.05(500/400)]500$$

se ocupó la mayor

$$l = 69$$

$$0.2L = 0.2 \times 500 = 100 \text{ cm}$$

$$l = 69 \leq 100$$

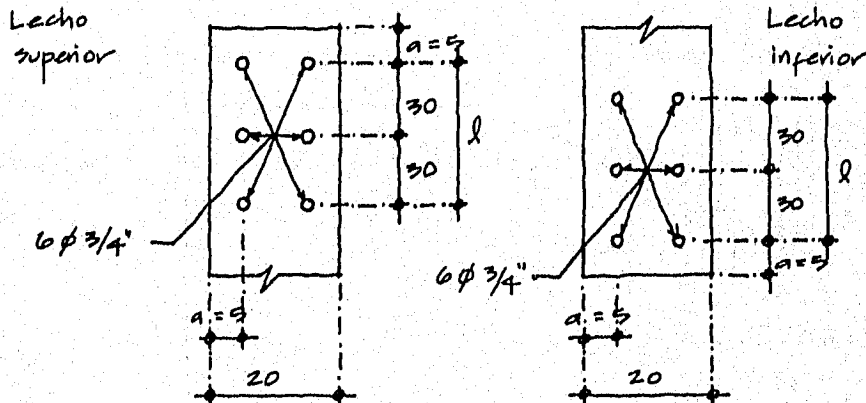
se toma

$$\underline{\underline{l = 60 \text{ cm}}}$$

Si se ocupan barras $\phi = 3/4"$

$$A_s = 6\phi = 3/4" = 17.1 \text{ cm}^2 > 16.64 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Distribuidas como se indica a continuación.

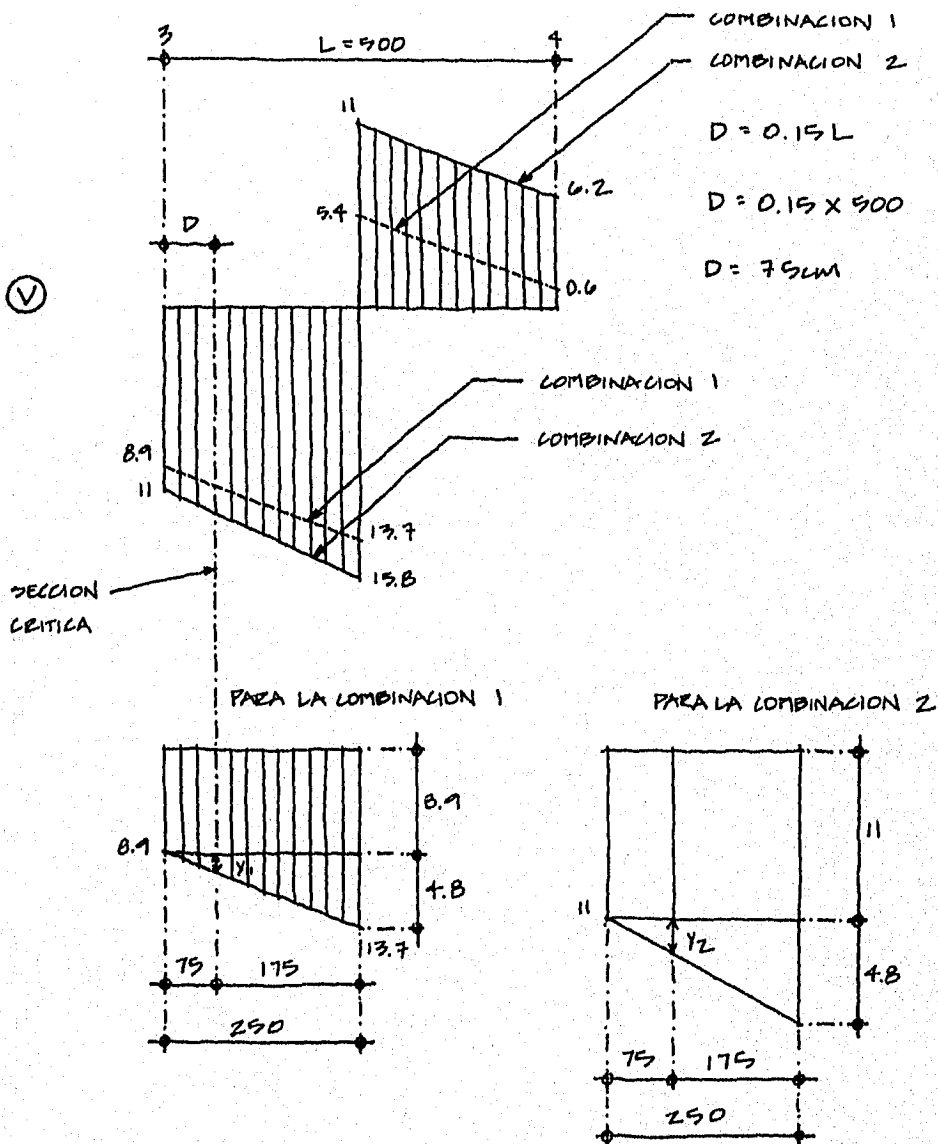


$$a = (\text{rec. Libre}) + \phi/2 = 4 + 1.9/2 = 4 + 1 = 5.0 \text{ cm}$$

a.2) Resistencia a cortante

Fuerza cortante de diseño (Vu)

La variación de la fuerza cortante que se tomará para diseño será la del tablero localizado en los ejes 3 y 4, véase la fig. III. B.



$$\frac{4.8}{250} = \frac{Y_1}{75}$$

$$Y_1 = \frac{75}{250} \times 4.8 = 1.44$$

$$V_1 = 0.9 + Y_1$$

$$\underline{\underline{V_1 = 10.3 \text{ Ton}}}$$

$$Y_2 = 1.44$$

$$V_2 = 11 + Y_2$$

$$V_2 = 11 + 1.44$$

$$\underline{\underline{V_2 = 12.44 \text{ Ton}}}$$

$$V_{V1} = F.C \times V_1 = 1.4 \times 10.3 = 14.4 \text{ Ton}$$

$$V_{V2} = F.C \times V_2 = 1.1 \times 12.44 = 13.6 \text{ Ton}$$

$$\text{Rige } \underline{\underline{V_V = 14.4 \text{ Ton}}}$$

(Rige la comb. 1)

El cortante último no deberá ser mayor al que de la siguiente expresión:

$$V_{V_{\text{MAX}}} = 2 \cdot F \cdot R \cdot t \cdot B \cdot \sqrt{f \cdot x_c}$$

$$V_{V_{\text{MAX}}} = 2 \times 0.8 \times 20 \times 320 \times \sqrt{200}$$

$$V_{V_{\text{MAX}}} = 144815 \text{ Kg}$$

$$V_{V_{\text{MAX}}} = 144.8 \text{ Ton}$$

Por tanto $V_V = 14.4 \text{ Ton} < V_{V_{\text{MAX}}} \checkmark \checkmark$

FORMULA
(54)

Fuerza cortante que toma el concreto (V_{CR})

$$V_{CR} = 0.5 F_{E1} \sqrt{f'_c} b z$$

EXPRESSION
(49)

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \sqrt{200} 20 \times 320$$

$V_{CR} = 36204 \text{ Kg}$, valor que se multiplica por el que arroje la siguiente expresion.

$$\left(3.2 - 2.5 \frac{M}{V z} \right)^* > 1.0$$

EXPRESSION
(50)

$$\left[3.2 - 2.5 \left(\frac{17.5}{10.3 \times 3.6} \right) \right] = 2.02 > 1 \checkmark$$

* VER
COMENTARIO
C.B

POR TANTO

$$V_{CR \text{ FINAL}} = 2.02 V_{CR} = 2.02 \times 36204 = 73132 \text{ Kg}$$

$$V_{CR \text{ FINAL}} = 73.1 \text{ Ton}$$

Pero no será mayor que:

$$V_{CR \text{ máx}} = 1.5 F_{E1} \sqrt{f'_c} b z$$

$$= \frac{1.5}{0.5} V_{CR} = 3 V_{CR}$$

EXPRESSION
(51)

$$V_{CR \text{ máx}} = 3 \times 36204$$

$$V_{CR \text{ máx}} = 108612 \text{ Kg}$$

$$V_{CR \text{ máx}} = 108.6 \text{ Ton}$$

$$\underline{\underline{V_{CR \text{ FINAL}} = 75.8 \text{ Ton}}} < V_{CR \text{ MAX}} \checkmark \checkmark$$

Como puede verse $V_{CR \text{ FINAL}} > V_V$

⇒ LA SECCION TEORICAMENTE

NO REQUIERE REFUERZO

Y RIGE EL ACERO MINIMO.

Refuerzo mínimo.

$$a_s = \left[\frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right] 1.5$$

$$x_1 = t = 20 \text{ cm}$$

EXPRESION
(25)

$$a_s = \left[\frac{(660)(20)}{4200(20+100)} \right] 1.5$$

$$a_s = 3.93 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s \text{ MIN}} = 100 a_s$$

$$A_{s \text{ MIN}} = 100 \times 3.93 \times 10^{-2} = 3.93$$

$$A_{s \text{ MIN}} = 3.93 \text{ cm}^2 \approx 4.0 \text{ cm}^2$$

Como $t = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ el acero se coloca en dos lechos, uno en cada cara.

$$A_{s \text{ MIN}} / \text{CARA} = \frac{4.0}{2} = \underline{\underline{2.0 \text{ cm}^2}}$$

Si se ocupan barras $\phi = 3/8"$; $a_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s_{ep} = \frac{100 a_v}{A_s} = \frac{71}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{separación máxima} = \left[\begin{array}{l} 90 \text{ cm} \\ 3.5t = 3.5 \times 20 = 70 \text{ cm} \end{array} \right]$$

Por lo tanto rige:

$$A_s = \phi = 3/8" @ 35 \text{ cm} \left. \begin{array}{l} \text{Para refuerzo vertical} \\ \text{y horizontal} \end{array} \right\}$$

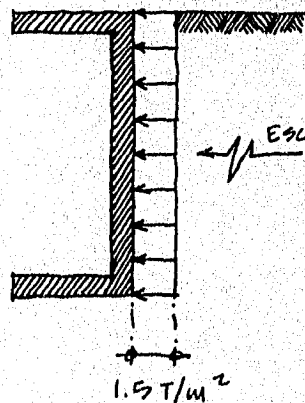
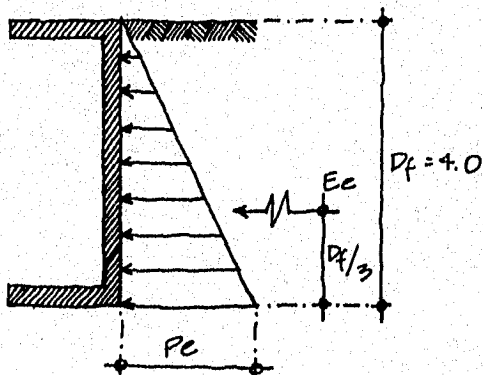
b) Como Losa

se diseña únicamente el tablero comprendido entre los ejes 1 y 2

b.) Determinación de los empujes en el muro.

En condiciones estáticas POR SOBRECARGA

VER
FIG. 11.31
DEL CAPITULO II
LO II



FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

FECHA:

HOJA No. 41 DE 77

EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

$$P_e = K_a \sigma_s D_f$$

$$P_e = 0.6 \times 1.5 \times 4$$

$$P_e = 3.6 \text{ T/m}^2$$

$$E_c = P_e \frac{D_f}{2} = 3.6 \times \frac{4}{2}$$

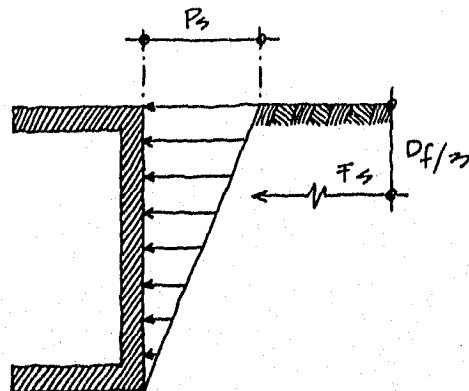
$$\underline{\underline{E_c = 7.2 \text{ T/m}}}$$

$$E_{sc} = 1.5 \times D_f$$

$$E_{sc} = 1.5 \times 4$$

$$\underline{\underline{E_{sc} = 7.0 \text{ T/m}}}$$

Por condiciones sísmicas.



$$P_s = \frac{c.s.}{3} D_f \operatorname{tg} \left[45 - \frac{\phi}{2} \right]$$

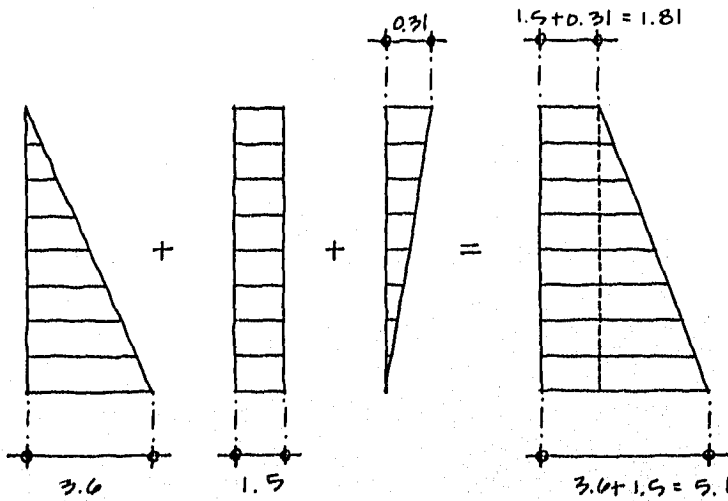
$$P_s = \frac{0.4}{3} (4) \operatorname{tg} \left[45 - \frac{30}{2} \right]$$

$$P_s = 0.31 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

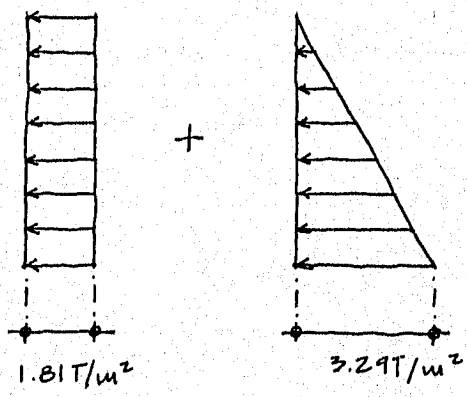
$$E_s = P_s \frac{D_f}{2} = 0.31 \times \frac{4}{2}$$

$$\underline{\underline{E_s = 0.60 \text{ T/m}}}$$

Se obtiene el diagrama de presiones para la combinación de efectos.

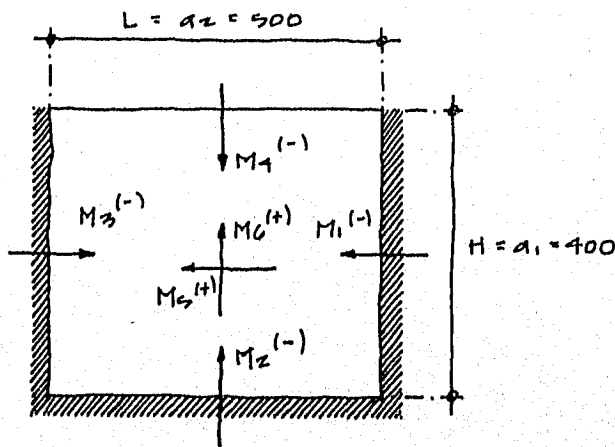


Para poder determinar los momentos de diseño se descompone el diagrama resultante en dos, uno con carga uniforme y otro con variación triangular.



b.2. Momentos de diseño (mu)

b.2a. Cálculo de los momentos en el tablero debido a la carga uniforme.



$$W = 1.81 \text{ T/m}^2 = 181 \text{ Kg/m}^2$$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{400}{500} = 0.8$$

De acuerdo con la tabla de la figura 11.33 y considerando que se trata de un tablero de esquina, se obtienen los coeficientes con los cuales al multiplicarse por el factor $wa^2 \cdot 10^{-4}$ se determinan los momentos flexionantes actuantes. [En la fig. 11.33, se han sobreado dichos coeficientes para facilitar su localización]

$$\text{Factor } W a_1^2 10^{-4} = 181 (4)^2 10^{-4} = 0.2896$$

$$M_1^{(-)} = 419 \times 0.2896 = -121 \quad \text{Kg}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_2^{(-)} = 394 \times \checkmark = -114 \quad \checkmark$$

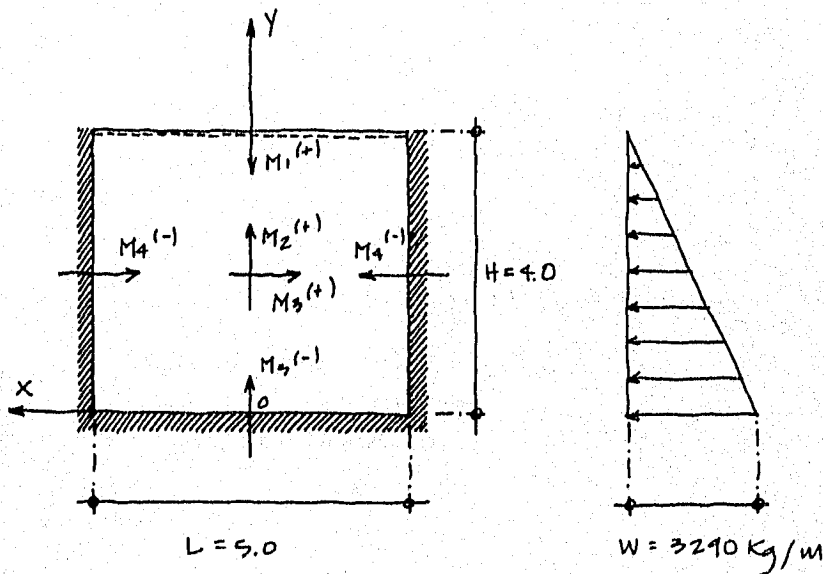
$$M_3^{(-)} = 290 \times \checkmark = -72 \quad \checkmark$$

$$M_4^{(-)} = 222 \times \checkmark = -64 \quad \checkmark$$

$$M_5^{(+)} = 216 \times \checkmark = 63 \quad \checkmark$$

$$M_6^{(+)} = 140 \times \checkmark = 41 \quad \checkmark$$

b.2.b. Determinación de los momentos para la carga de variación lineal.



Con el sistema de ejes la posición de la carga y la relación de H/L se obtienen los momentos flexionantes en el tablero, utilizando las expresiones de la fig. 11.32

De acuerdo con esto:

$$b/a = H/L = 4/5 = 0.8$$

$$W_{a^2} = WL^2 = 3290 (25) = 82250$$

$$M_1^{(+)} = \beta_1 WL^2 = 0.0096 \times 82250 = 790 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

$$M_2^{(+)} = \beta_2 WL^2 = 0.01 \times 82250 = 823 \quad \checkmark$$

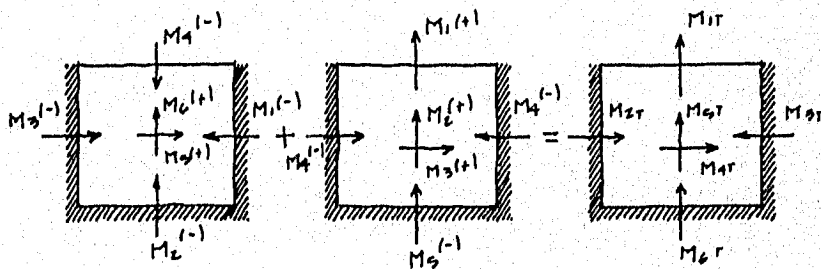
$$M_3^{(+)} = \beta_2' WL^2 = 0.0083 \times 82250 = 683 \quad \checkmark$$

$$M_4^{(-)} = \beta_4 WL^2 = -0.0206 \times 82250 = -1694 \quad \checkmark$$

$$M_5^{(-)} = \beta_5 WL^2 = -0.0278 \times 82250 = -2287 \quad \checkmark$$



b.z.c Momentos de diseño totales.

son la suma de los momentos para el caso de la carga uniforme y el de la carga triangular.



CARGA UNIFORME

CARGA TRIANGULAR

(1)	(2)	(3) = (1+2)
MOMENTOS POR CARGA Kg. m/m 	MOMENTOS POR CARGA Kg. m/m 	MOMENTOS TOTAL Kg. m / m
$M_4^{(-)} = -64$	$M_1^{(+)} = 790$	$M_{1r}^{(+)} = 726$
$M_5^{(-)} = -72$	$M_4^{(-)} = -1614$	$M_{2r}^{(-)} = -1766$
$M_1^{(-)} = -121$	$M_4^{(-)} = -1452$	$M_{3r}^{(-)} = -1573$
$M_3^{(+)} = 63$	$M_3^{(+)} = 683$	$M_{4r}^{(+)} = 746$
$M_6^{(+)} = 41$	$M_2^{(+)} = 823$	$M_{5r}^{(+)} = 864$
$M_2^{(-)} = -114$	$M_5^{(-)} = 2287$	$M_{6r}^{(-)} = 2401$

RIGE $M_{2r}^{(-)} = 1766 *$

* Con el fin de igualar los armados en los dos extremos verticales se toma el momento mayor.

b.3 Area de acero

Para determinar el area de acero que se requiere para resistir los momentos actuantes en el tablero se recurre a la tabla A.1 del apéndice, que necesita como dato el factor M_u/bd^2 , donde el momento M_u , representa el momento total afectado por el factor de carga, igual a 1.1 para

la combinación del efecto estático más el efecto sísmico. Con el dato M_u/bd^2 se obtiene de dicha tabla el porcentaje de acero requerido, p . El área de acero será simplemente:

$$A_s = pbd = 100pd \quad (b = 100 \text{ cm y } d = t - \text{rec.})$$

Dependiendo del diámetro de la barra utilizada como refuerzo, la separación se calculará con la expresión:

$$sep = \frac{100ar}{A_s}$$

Donde ar es el área de una barra de refuerzo y A_s el área calculada previamente.

En la tabla siguiente se resumen los cálculos del área de acero, así como su correspondiente separación para cada uno de los momentos en el tablero. En las dos últimas columnas de la tabla se coloca el área de acero mínima y su separación.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) $\phi = 1/2''$ $a_v = 1.27\text{cm}$	(7)	(8) $\phi = 1/2''$
M_{ri} Kg.m/m	M_{ui} $M_{ui} = 1.1(M_{ri})$ Kg.m/m	M_u/bd^2	ρ	A_s cm^2	sep cm	$A_{s\text{mín}}$ cm^2	sep cm
(A) $M_{1r} = 726$	799	3.6	0.0010	2.0	60	4.0	30
(B) $M_{2r} = 1766$	1943	8.6	0.0023	3.5	36	4.0	30
(C) $M_{3r} = 746$	821	3.6	0.0010	2.0	60	4.0	30
(D) $M_{4r} = 864$	950	4.2	0.0012	2.0	60	4.0	30
(E) $M_{5r} = 2401$	2641	11.7	0.0032	5.0	25	4.0	30

Requerzo mínimo : ($A_{s\text{mín}}$)

Este acero es el mismo que se calculó en el inciso a.2, cuando se revisa el muro por cortante, el cual resultó ser $A_{s\text{mín}} = 4.0\text{cm}^2$

El peralte efectivo, d , de la sección será

$$d = t - \text{rec.}$$

$$\text{rec} = 4 + \frac{\phi r}{2}; \text{ si } \phi r = 1.27\text{cm} = \text{barra de } \phi = 1/2''$$

$$\text{rec} = 4 + \frac{1.27}{2} = 4.6$$

$$\text{rec} \approx 5.0\text{ cm}$$

$$d = 20 - 5 = \underline{\underline{15 \text{ cm}}}$$

Comparando las columnas 6 y 8 de la tabla anterior se deduce que rige el acero mínimo en los momentos correspondientes a los renglones señalados por las letras (A) a (D), mientras que el momento en el renglón (E) rige el acero calculado en la columna (6). Con el fin de que los cálculos de la tabla queden completamente claros se ejecuta a continuación la determinación de cada uno de los valores en cada columna para los renglones marcados por las letras B y E.

Del renglón (B)

$$M_u = 1943 \text{ Kg. m/m} = 1943 \times 100 \text{ Kg. cm/m}$$

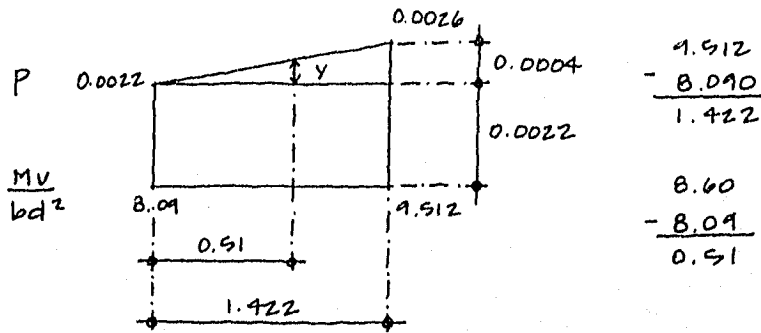
Se obtiene el factor

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1943 \times 100}{100 \times (15)^2} = 8.6$$

Interpolando linealmente entre

$$p = 0.0022 \text{ y } p = 0.0026 \text{ de la tabla A.1}$$

VER LA
TABLA A.1
DEL
APENDICE



$$\frac{0.0004}{1.422} = \frac{y}{0.51}$$

$$y = 0.0004 \times \frac{0.51}{1.422} = 0.000143$$

$$p = 0.0022 + y = 0.0022 + 0.000143 = 0.0023$$

$$p = 0.0023 < p_{\min} = 0.0026$$

Por tanto rige el porcentaje de acero mínimo

$$p = \underline{p_{\min} = 0.0026}$$

Area de acero

$$A_s = p_{\min} b d = 0.0026 \times 100 \times 15 = 4 \text{ cm}^2$$

separación

$$\text{si se usan barras } \phi = 1/2'' ; a_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{sep} = \frac{100 a_v}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{4} = \frac{127}{4} = 31.7 \text{ cm}$$

Por tanto el reforzo será con barras

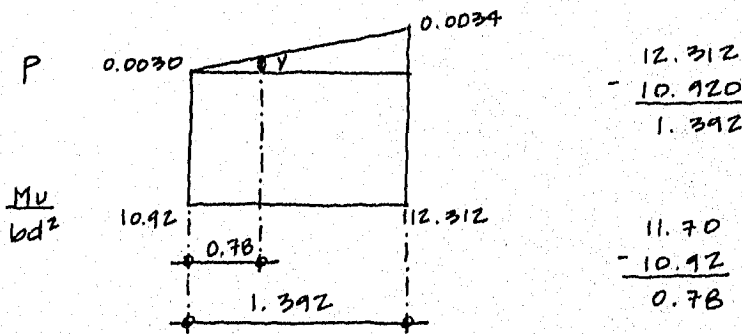
$$\phi = 1/2" \text{ a } 30 \text{ cm}$$

Del renglón (E)

$$M_u = 2641 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{m} = 2641 \times 100 \text{ Kg} \cdot \text{cm} / \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{2641 \times 100}{100 \times (15)^2} = 11.7$$

Interpolando linealmente entre $p = 0.0030$ y $p = 0.0034$, de la tabla A.1



$$\frac{0.0004}{1.392} = \frac{y}{0.78}$$

$$y = \frac{(0.78 \times 0.0004)}{1.392} = 0.00022$$

$$p = 0.0030 + 0.00022$$

$$\underline{\underline{p = 0.0032}}$$

Area de acero

$$A_s = p b d = 0.0032 \times 100 \times 15 = 5 \text{ cm}^2$$

separación

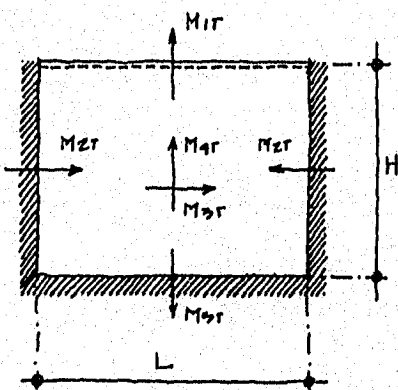
$$\text{Si se usan } \phi = 1/2'' ; a_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{sep} = \frac{100 a_v}{A_s} = \frac{127}{5} = 25 \text{ cm}$$

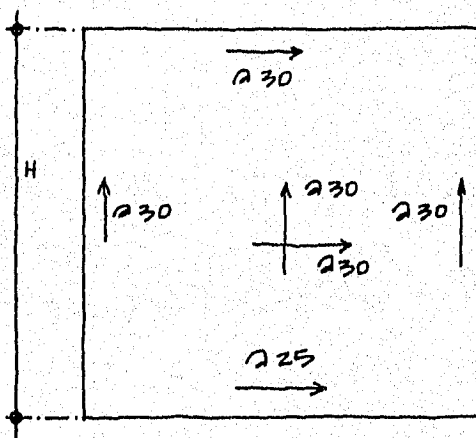
Por tanto el refuerzo será con barras $\phi = 1/2''$
a una separación práctica.

$$\phi = 1/2'' @ 25 \text{ cm}$$

Resumiendo gráficamente el contenido de la
tabla se tiene que el refuerzo se dispondrá
de la siguiente forma en el tablero.



TABLERO CON SUS
MOMENTOS TOTALES



TABLERO DE 15 CM ESPESOR
ARMADO CON VARILLAS DE
 $\phi = 3/8''$ COMO LO INDICA LA FIGURA.

C. Revisión para los efectos accidentales.

Resistencia del muro al cortante. (V_{ce})

$$H/L = \frac{4}{5} = 0.8 < 1.5$$

Por tanto

$$V_{ce} = 0.85 f_c \sqrt{f_c} c t L$$

$$V_{ce} = 0.85 \times 0.8 \times \sqrt{200} \times 20 \times 500$$

$$V_{ce} = 96166 \text{ Kg}$$

$$\underline{V_{ce} = 96.2 \text{ Ton}}$$

Cortante de diseño por efectos accidentales (V_u). La fuerza cortante estática en la base de la cimentación (V_b) se determina con la expresión:

$$V_b = \frac{c}{Q} W' = \frac{0.4}{3} \times 448$$

$$V_b = 60 \text{ Ton}$$

La fuerza cortante en el muro A será:

$$V_A = \frac{V_b}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ Ton}$$

$$V_{AV} = F.L. (V_A) = 1.1 \times 30 = 33 \text{ Ton}$$

Como puede verse $V_{ce} > V_A$

y el muro no requiere acero para resistir el

FORMULA
(5b)

1 VEE
EL INCISO
4.1

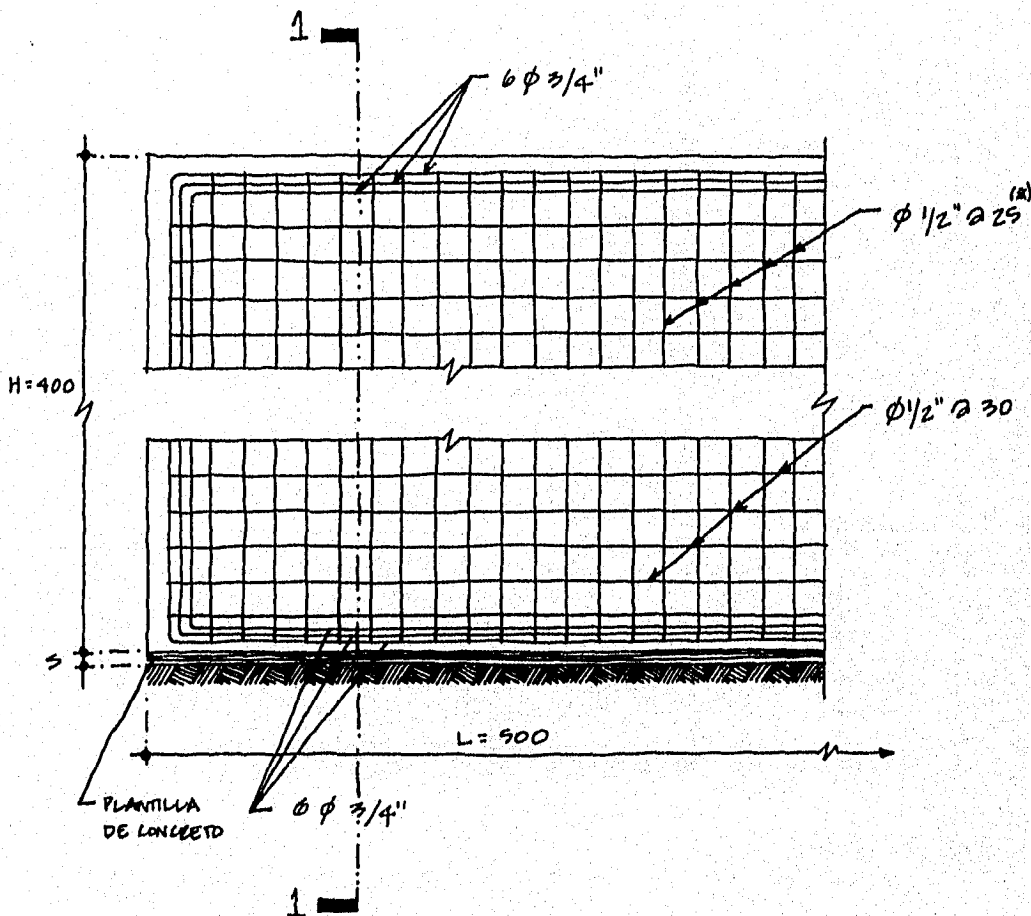
VEE
COMENTARIO
C.9

VEE
COMENTARIO
C.10

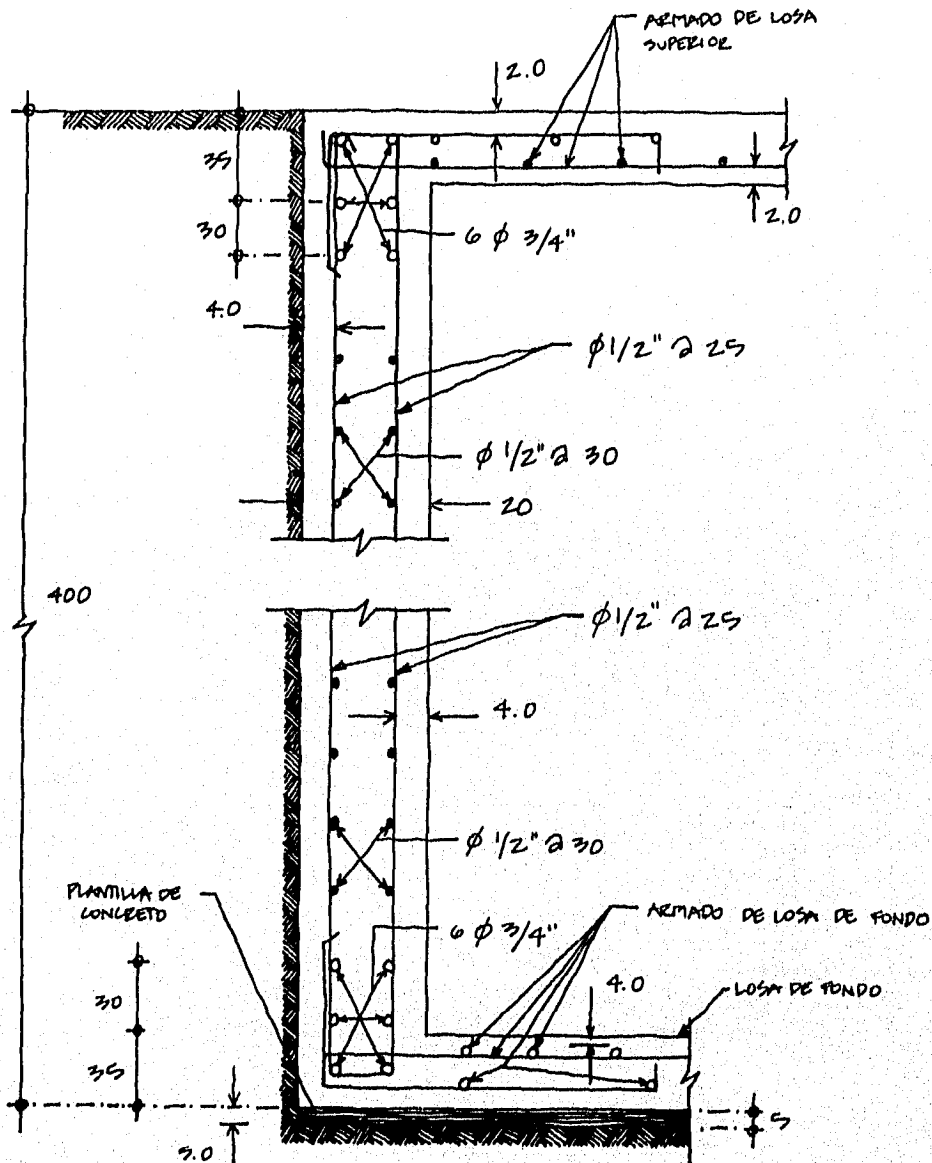
cortante sísmico. y rige el acero mínimo.

El refuerzo en el tablero de muro será la integración de calculado para las tres condiciones; a, b y c.

Aun cuando el tablero se ha diseñado en la condición b, como un tablero de losa el armado se colocará como en las dos caras del muro, como se muestra a continuación.



* Se iguala el acero requerido en la base del muro con el obtenido para el centro y el borde superior, utilizando la menor separación de las tres calculadas.



☐ CORTE 1:1
DISPOSICION DEL ARMADO EN EL MURO.

FACULTAD DE INGENIERIA

FECHA:

HOJA No.

57

DE 77

U. N. A. M.

EJEMPLO No.

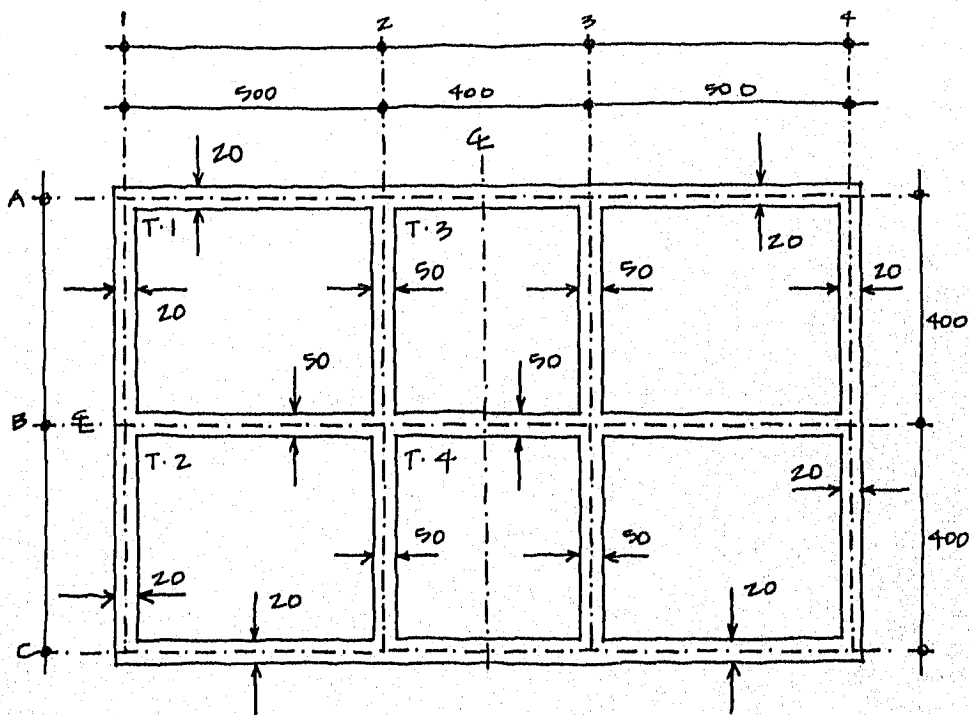
CALCULO:

REFERENCIA

El acero por flexión del muro es el obtenido en el punto (a) y el refuerzo que forman las varillas vertical y horizontal en las dos caras del muro es el calculado en (b).

7.2 Diseño de losa.

Geometría en planta de la losa



Debido a la simetría geométrica se trabajará sólo con la mitad del área en planta de la cimentación.

7.2.1 Peralte de la losa (h_l)

Se propone un peralte de $h_l = 25 \text{ cm}$ el cual se revisará por flexión y cortante, antes de

continuar con los cálculos.

El tablero más desfavorable es el T.1

$$m = \frac{\text{Lado corto}}{\text{Lado largo}} = \frac{400}{500} = 0.8$$

De la tabla que aparece en la fig. 11.33 para $m = 0.8$ para el renglón correspondiente al tablero de esquina y para momento negativo en claro corto.

$$K = 419$$

$$M = 10^{-4} w a_1^2 K$$

$$a_1 = \text{lado corto} = 4.0 \text{ m}$$

$$w = \text{presión promedio máxima} = 7.5 \text{ T/m}^2$$

$$w = 7500 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces:

$$M = 10^{-4} (7500) (419) (4)^2$$

$$M = 5028 \text{ Kg-m}$$

Determinación del porcentaje de acero p .

$$\text{peralte efectivo } d = h_c - \text{rec} = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{M}{\phi b d^2} = \frac{5028 \times 1.1 \times 100}{100 \times 20^2} = 14 \Rightarrow p = 0.004$$

VER FIG.
III. 1

DE LA TABLA
A.1 DEL
APENDICE

Porcentaje máximo de acero.

$$P_{\max} = P_b = \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{4800}{f_y + 6000} \right] \cdot \frac{170}{4200} \left[\frac{4800}{4200 + 6000} \right] = 0.019$$

$$p = 0.004 < P_{\max} \checkmark$$

⇒ Peralte correcto
por flexión.

7.2.2 Revisión del peralte propuesto por fuerza cortante.

La fuerza cortante última, ocurre, en este caso, en el claro corto del tablero T-1 y se determinará con la fórmula (55), sustituyendo H y L por los lados corto (a_1) y largo (a_2) de la losa respectivamente.

$$V_u = F.C. \left[\frac{a_1}{2} - d \right] w / \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^4 \right]$$

$$a_1 = 400 \text{ cm}$$

$$a_2 = 900 \text{ cm}$$

$$w = 7500 \text{ Kg/m}^2 = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 1.1 \left[\frac{400}{2} - 20 \right] 0.75 / \left[1 + (0.8)^4 \right]$$

$$V_u = 118 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resistente (V_{cr})

$$V_{cr} = 0.5 F_r B d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 20 \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 11314 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} > V_u$$



que el peralte es adecuado
por cortante.

Por lo tanto el peralte de la losa será de

$$\underline{\underline{h_L = 25 \text{ cm}}}$$

FORMULA
(17)

FACULTAD DE INGENIERIA

FECHA:

HOJA No.

02

DE 77

U. N. A. M.

EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

7.23 DISEÑO POR FLEXION DE LA LOSA.

a. Valores de wa_i^2 de a_1/a_2 para cada tablero

TABLERO	T-1	T-3
TIPO	DE ESQUINA 2 LADOS DISCONTINUOS	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO
a_1 (m) lado corto	$4.0 - 1/2 (0.20 + 0.50)$ $= 3.65$	$4.0 - 1/2 (0.5 + 0.5)$ $= 3.50$
a_2 (m) lado largo	$5.0 - 1/2 (0.2 + 0.5)$ $= 4.65$	$5.0 - 1/2 (0.5 + 0.5)$ $= 4.50$
a_1/a_2	0.785 ≈ 0.8	1.0
w [Kg/m ²]	7500	7500
wa_i^2 [Kg]	99919	91875

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

FECHA:

HOJA No. 03 DE 77

EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

b. Para la determinación del área del reперo y su separación se recurre a la ayuda de la tabla C.1.

Los coeficientes K que forman la columna (1) de la tabla C.1, fueron tomados de la tabla que aparece en la figura 11.33.

TABLEZO	MOMENTO	CLARO	(1)	(2)
			COEFICIENTE $K \times 10^{-1}$	$M = Kw a_1^2$ (Kg.m/m)
T. 1 DE ESQUINA CON DOS LADOS DISCONTINUOS	NEG. EN BORDES INTERIORES	LOTO	419	4187
		LARGO	394	3937
	NEG. EN BORDES DISCONTINUOS	LOTO	290	2498
		LARGO	222	2218
	POSITIVO	LOTO	216	2158
		LARGO	140	1399
T. 3 DE BORDE CON UN LADO LOTO DISCONTINUO	NEG. EN BORDES INTERIORES	LOTO	315	2894
		LARGO	297	2729
	NEG. EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	190	1746
		LOTO	133	1222
	POSITIVO	LOTO	133	1222
		LARGO	129	1185

□ TABLA C. 1

FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

FECHA:

HOJA No. 09 DE 77

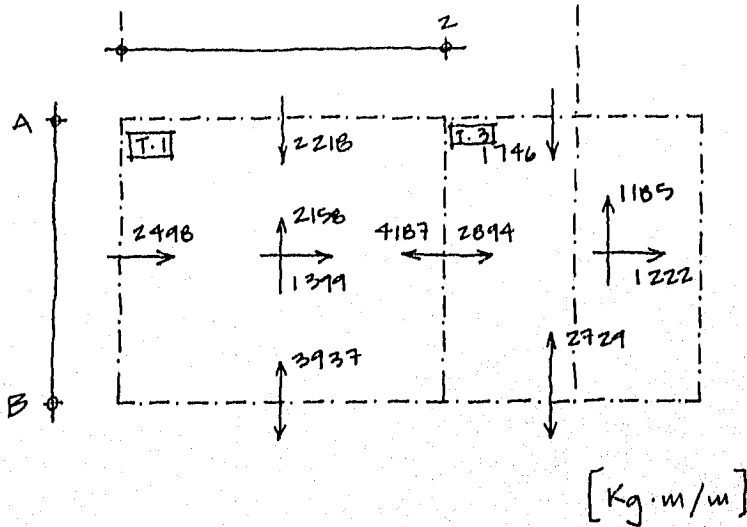
EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA

(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9) $\phi = 1/2''$	(10) $\phi = 1/2''$
MOMENTOS AJUSTADOS (Kg.m/m)	MOMENTOS ULTIMOS (Kg.m/m)	Mv/ bd ²	P	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	SEPARACION TEORICA s(cm)	SEPARACION REALICA s(cm)
3765	4141	10.35	0.0028	5.6	4.7	22.6	20
	4331	10.83	0.0029	5.8	4.7	21.9	20
	2748	6.87	0.0014	3.8	4.7	27	25
	2440	6.10	0.0016	3.2	4.7	27	25
	2374	5.93	0.0015	3.0	4.7	27	25
	1539	3.85	0.0011	2.2	4.7	27	25
3334	3667	9.17	0.0023	4.6	4.7	27	25
	3002	7.50	0.0029	5.8	4.7	21.9	20
	1921	4.80	0.0012	2.4	4.7	27	25
	1344	3.36	<0.001	<2.0	4.7	27	25
	1303	3.26	<0.001	<2.0	4.7	27	25

□ TABLA C. 1



En la figura superior se han indicado los momentos por unidad de ancho que se calculan en la columna (2) de la tabla, observese que en el borde común entre los tableros T.1 y T.3 se tienen momentos distintos, los cuales se deberán ajustar, distribuyendo dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros.

Rigidez de los tableros.

Tablero

$$d^3/a.$$

T. 1

$$(20)^3 / 365 = 22$$

T. 3

$$(20)^3 / 350 = 23$$

Distribución entre el tablero T.1 y T.3

$$\begin{aligned} \text{Momento de desequilibrio} &= 4187 - 2894 \\ &= 1293 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Momento por distribuir} = \frac{2}{3} (1293) = 862 \quad \checkmark$$

TABLERO	T.1	T.3	Σ
d^3/a_i	22	23	45
f _{DM}	$\frac{22}{45} = 0.49$	$\frac{23}{45} = 0.51$	1.0
M _{EMP}	4187	-2894	
M _D	0.49×862 = -422	0.51×862 = -440	862
MOM. AJUSTADOS MEM + MD	3765	-3334	Kg·m/m (*)

Los valores marcados con (*) se colocan en la columna (3) de la Tabla C.1. La cual se explica por si sola, sin embargo, aclaremos que los valores de la columna (6) se obtuvieron de la tabla A.1 del

apéndice a partir de los valores de la columna (5). En la determinación de la separación teórica, columna (7) se ha elegido para cada renglón el área de acero mayor consignada en las columnas (7) y (8).

El requisito de refuerzo mínimo por flexión no es aplicable a las losas perimetralmente apoyadas, de modo que el refuerzo mínimo aplicable es el calculado con la fórmula (25).

$$a_s = 1.5 \left[\frac{660 (25)}{4200 (25 + 100)} \right] = 4.7 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

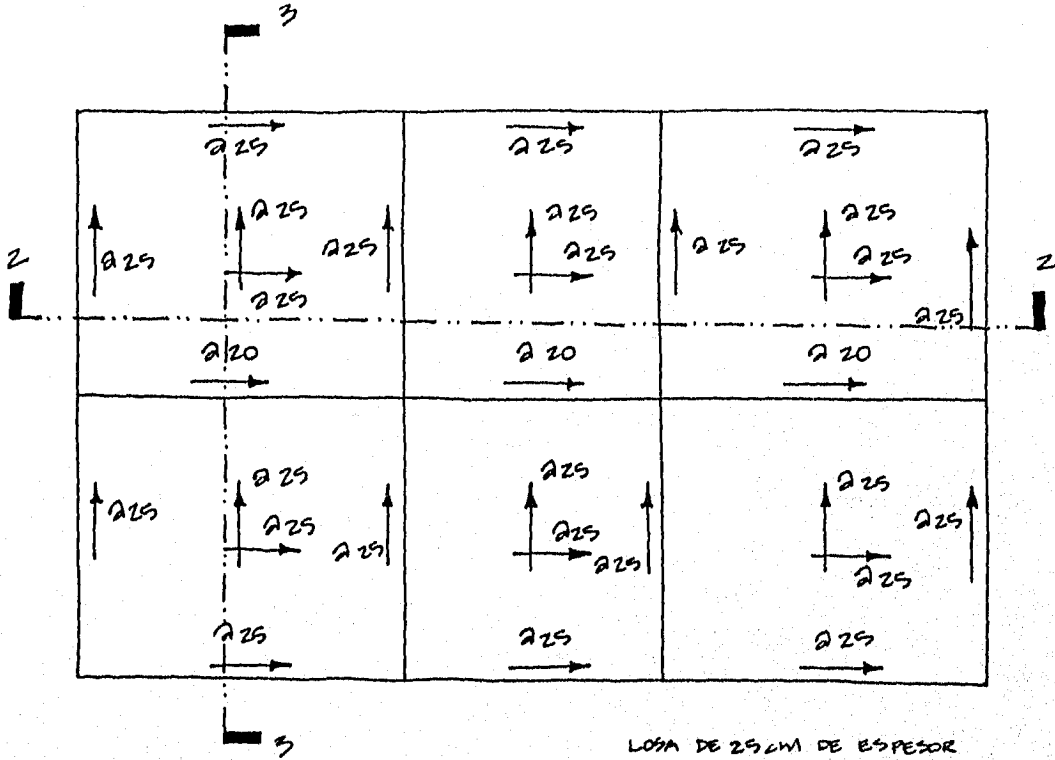
$$A_{s \text{ mín}} = 100 \times a_s = \underline{\underline{4.7 \text{ cm}^2}}$$

la cual se coloca en la columna (8). La separación se determina con la expresión (35) ajustada para este caso

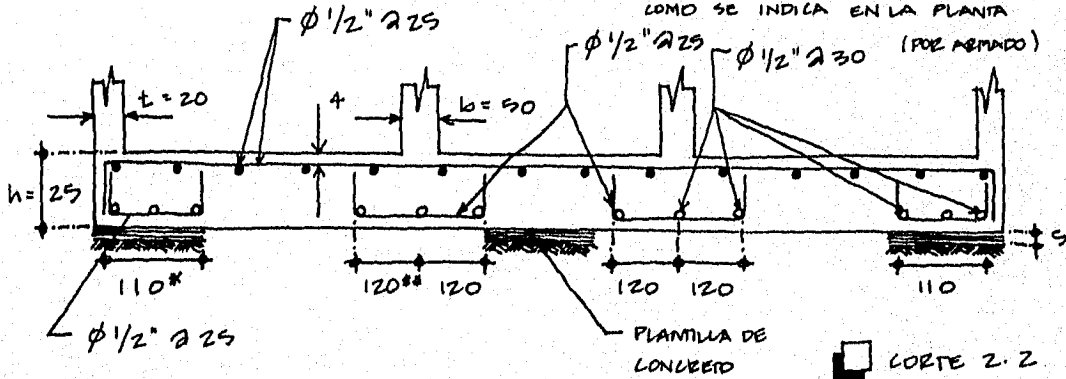
$$s = \frac{100 a_r}{A_s} ; \quad \text{para barras } \phi = 1/2''$$

$$a_r = 1.27 \text{ cm}^2$$

En la figura siguiente se resume el armado y su disposición definitiva en la losa.



LOSA DE 25 CM DE ESPESOR
ARMADA CON VARILLAS DE $\phi = 1/2"$
COMO SE INDICA EN LA PLANTA



$$* \frac{t}{2} + \frac{a_1}{6} + d = \frac{20}{2} + \frac{400}{6} + 25 = 101 = 110 \text{ CM}$$

$$** \frac{b}{2} + \frac{a_1}{6} + d = \frac{50}{2} + \frac{400}{6} + 25 = 116 = 120 \text{ CM}$$

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

FECHA:

HOJA No.

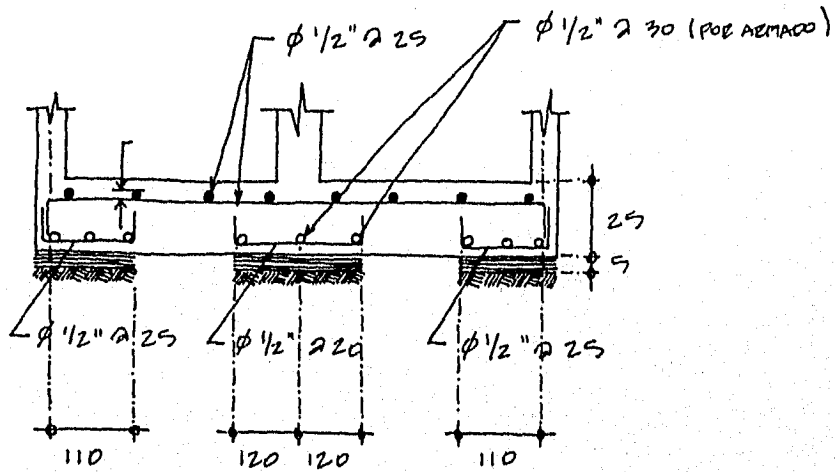
70

DE 77

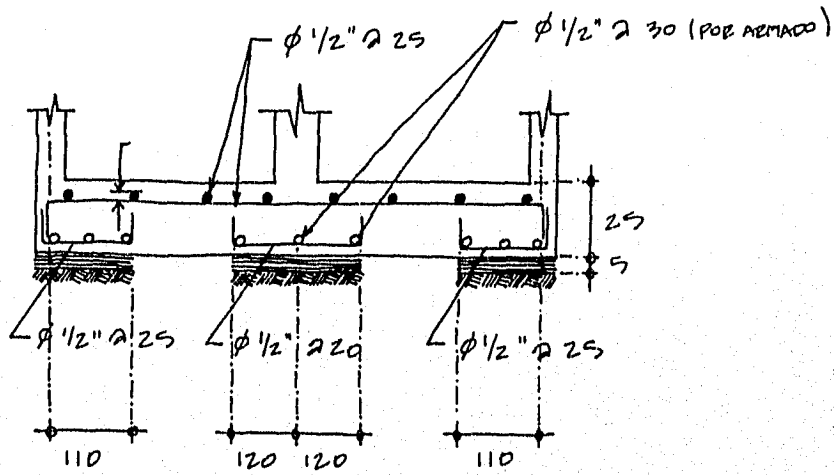
EJEMPLO No.

CALCULO:

REFERENCIA



□ CORTE 3.3



☐ CORTE 3.3

COMENTARIOS. C. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACION COMPENSADA.

COMENTARIO C.1.

Los valores iniciales de la rigidez vertical de los resortes que representan al suelo y sirven de apoyo a la retícula, los proporcionará el especialista en suelos. Para este ejemplo en particular, su valor se obtiene con ayuda de la tabla 11.4.

Se escoge un valor promedio del módulo de reacción (\bar{K}_s) de dicha tabla para un suelo que presente una capacidad de carga admisible (q_{adm}) aproximadamente igual a la de $5T/m^2$ de nuestro ejemplo.

El valor de \bar{K}_s se multiplica por el área tributaria correspondiente a cada resorte (A_i) y se obtiene el valor de la rigidez del resorte en cuestión.

COMENTARIO C.2

La sobrecompensación indica que la presión al nivel del desplante transmitida por la cimentación

al suelo, es menor que aquella a la cual originalmente estaba sujeto exclusivamente por su peso.

La sobrecompensación, en zona III, se deberá limitar a un valor inferior a $1.5T/m^2$, de acuerdo al inciso 3.4.2 de la ref. 3.

COMENTARIO C.3

De la fig. III.4 y de la distribución de las cargas en la planta de cimentación, ver el punto Ia, se deduce la simetría en la geometría y en las cargas; por lo cual se deduce que la resultante de las cargas verticales, W_e , coincide con el centroide del área cargada, siendo nulo el incremento de esfuerzos por excentricidad de la carga vertical, es decir

$$\Delta W_e = 0$$

COMENTARIO C.4

El signo negativo que acompaña a la presión de contacto neta, W_n , indica que

es 500 Kg/m^2 menor que la presión inicial que soportaba el terreno.

COMENTARIO C.5

El valor de Q es el mismo en ambas direcciones del edificio.

COMENTARIO C.6

Es importante mencionar que las deformaciones en el suelo juegan un papel importante en la revisión de la capacidad de carga y aunque no se trata este punto por ser tema de la mecánica de suelos debe tenerse presente en el diseño de una cimentación compensada.

COMENTARIO C.7

El análisis de la retícula de cimentación, se realizó modelandola como se explica en el inciso 2.3 y siguiendo el proceso de interacción estática suelo - estructura descrito en el subcapítulo C. El programa utilizado fue el STAAD III y los resultados del

análisis final sirvieron para elaborar los diagramas de momentos flexionantes y los de fuerza cortante para los muros y las contratabes, así como los diagramas de presiones para la losa de fondo que se muestran al final de los cálculos.

Las cargas verticales permanentes y accidentales fueron aplicadas al modelo con la magnitud y sentido que se indica en el inciso la. Las combinaciones de carga que se emplearon fueron las siguientes:

Combinación 1) (CARGA PERMANENTE = $CM + CV + Ppo$)

Combinación 2) (CARGA PERMANENTE) + (100% SISMO Z) + (30% SISMO X)

Combinación 3) (CARGA PERMANENTE) + (100% SISMO X) + (30% SISMO Z)

sin afectarlas por ningún factor de carga.

La fuerza sísmica estática para la estructura se calculo como

$$V_s = \frac{C}{Q} W = \left(\frac{0.4}{3} \right) 448 = 60 \text{ Ton}$$

la cual se considera es resistida, para cada

dirección del cajón por los muros paralelos a la fuerza y la conducen hasta el muro perpendicular que reacciona contra el terreno.

COMENTARIO C.B

El valor del momento flexionante correspondiente a la sección crítica por cortante, M , se calcula gráficamente en la fig. III.B. El valor del cortante que se utiliza en el factor correctivo, V , es el de la combinación que nija en el diseño, tanto el valor de la fuerza cortante, V , como el del momento flexionante asociada, M , no están afectados por el factor de carga correspondiente y en unidades congruentes.

COMENTARIO C.9

se puede considerar, sin mucho error, que la fuerza cortante en la base de la superestructura se reparte por igual en los muros paralelos a la fuerza sísmica. Como hay dos muros en cada dirección ortogonal, actuará

en cada uno de ellos la mitad del cortante en la base.

COMENTARIO C. 10

La resistencia al cortante que se ha obtenido no corresponde a la "del muro completo" si no a la de un solo tablero y aunque la comparación de V_{ce} y V_{au} no es del todo correcta pues no incluye la resistencia de los dos tableros restantes da una idea de que no es la condición del cortante la que rige el diseño de los muros.

COMENTARIO C. 11

Como el modelo utilizado para el análisis de la cimentación no incluyó a la losa su diseño se realiza con el uso de diagramas de presión asociados con el sentido largo y corto del tablero.

Dichos diagramas se obtienen dividiendo la reacción de los resortes, obtenida del análisis de interacción suelo - estructura final, entre el área de losa que se asigna a cada

resorte; estas áreas fueron calculadas en el punto 3.1.

En las figuras III.9 y III.10 se presentan los diagramas de presiones representativos en la dirección larga y corta respectivamente. Se diseñan los tableros para el valor promedio de la presión en cada uno de ellos, se eligen aquellos valores de presión que resultan mayores; para este caso concreto son los valores de la figura III.9 los que resultan significativamente mayores.



D. DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA.

OBJETIVO:

Se presenta el diseño de una zapata en un suelo de baja capacidad de carga, razón por la cual la cimentación será profunda, a base de pilotes que se apoyaron en un estrato resistente localizado a la profundidad promedio de 14.0 m.

Los pilotes serán de concreto precolado, con una sección circular de un diámetro de 50.0 cm. La capacidad de carga establecida en el estudio de mecánica de suelos para los pilotes es de 80.0 ton., la cual podrá incrementarse en $\frac{1}{3}$ para la combinación de carga que incluya a las cargas accidentales.

La columna que llega a la zapata es parte de una estructura que se omite para simplificar el problema. El dado de dicha columna es cuadrado y de 80 cm. por lado.

CRITERIOS E HIPOTESIS DE DISEÑO.

1. El análisis de una cimentación con estas características, consiste en investigar o idear un arreglo de pilotes bajo la columna, de forma tal que se asegure la estabilidad del conjunto para todas las posibles combinaciones de carga.
2. Con el propósito de asegurar una adecuada transmisión de cargas de la columna a los pilotes, la zapata deberá ser lo suficientemente rígida, es decir, lo suficientemente peraltada como para que sea válida la suposición de que las cargas en los pilotes varían linealmente.
3. Como una consecuencia del punto anterior, será válida la aplicación de la fórmula de la escuadría al sistema representado por los pilotes, para determinar el valor de la carga en cada uno de ellos por efecto de las solicitaciones que la columna les trasmite.

En esta idealización los pilotes se consideran como puntos.

Esto es:

$$Q_{P_i} = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_z(x_i)}{Z(x_i^2)} \pm \frac{M_x(z_i)}{Z(z_i^2)}$$

Donde :

Q_{P_i} Carga axial de compresión o de tensión sobre cualquier pilote.

Q Suma de todas las cargas verticales actuando en el centroide del grupo de pilotes.

n número de pilotes

$M_x; M_z$ Momentos con respecto a los ejes X y Z , respectivamente.

$Z_i; x_i$ Distancia del centro de cada pilote a los ejes X y Z , respectivamente

X y Z Son dos ejes perpendiculares que su intersección define el centroide del grupo de pilotes y no necesariamente

coinciden con los ejes de la columna

$Z_{xi}^2; Z_{zi}^2$ Representan los momentos de inercia del grupo de pilotes con respecto a los ejes centroidales (X y Z) consideradas, tomando a los pilotes como puntos.

① DATOS DE DISEÑO.

1a. Cargas.

Cargas gravitacionales.

 $P_g = 200 \text{ Ton.}$ $M_x = 25 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

Cargas gravitacionales más sismo.

 $P_g = 270 \text{ Ton.}$ $M_x = 40 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ $M_z = 70 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

1b. Materiales.

Concreto

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} = 221359 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero

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

Suelo

$$\gamma_s = 1.7 \text{ T/m}^3$$

$$D_f = 2.0 \text{ m}$$

DATOS DEL
ESTUDIO DE
MECANICA DE
SUELOS.

1c. Pilotes.

Sección circular con $D = 0.50$ m.

Capacidad de carga.

$CP = 80$ Ton. en condiciones estáticas.

$CP = 80 \times 1.33 = 106$ Ton. en condiciones ac-
cidentales.

1d. Dado.

El dado será cuadrado de 80 cm por
lado. $C = 0.80$ m.

② CONSTANTES.

2a. Resistencia del concreto a la compresión.

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2 \leq 250$$

$$\rightarrow f_c'' = 0.85 f_c^*$$

$$f_c'' = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

③ ANALISIS.

3.1 número de pilotes

$$n = \frac{Q}{CP} = (P + P_{po}) / CP$$

VER COMEN-
TARIO C-1

$$P_{po} \approx 0.1 P$$

$$n = \frac{1.1 P}{c P} = \frac{1.1 \times 200}{80} \doteq 3$$

Se propone un número de 4 pilotes

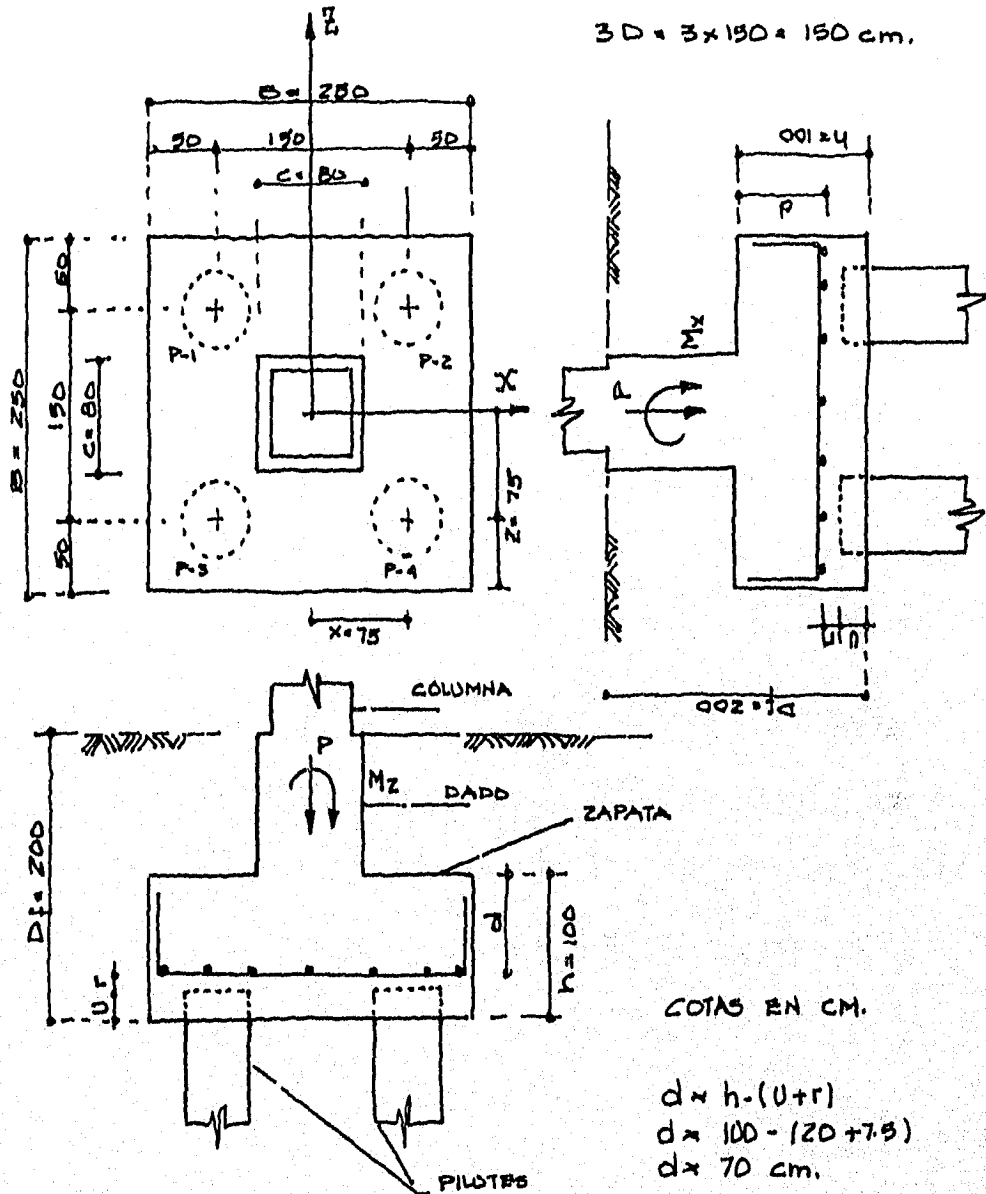
3.2 Distribución de pilotes

Por ser par el número de pilotes, se sugiere una distribución cuadrada. Manteniendo una distancia centro a centro del pilote igual a 3 veces el diámetro.

En la siguiente figura se muestran las dimensiones de la zapata y la distribución de los pilotes; se ha supuesto un peralte de 1.0 m. para la zapata.

VER COMENTARIO C-2

VER COMENTARIO C-3



U = longitud del pilote que se deja dentro de la zapata, se recomienda que sea por lo menos igual a 19 cm; para el ejemplo se tomara U = 20 cm.

r = recubrimiento = 7.5 cm

FIG. A. DIMENSIONES DE LA ZAPATA Y DISPOSICION DE PILDRES.

3.3 Determinación del peso de la zapata y del relleno para la geometría propuesta.

$$P_{LOSA} = 2.5 \times 2.5 \times 1.0 \times 2.4 = 15.0 \text{ Ton}$$

$$P_{DADO} = 0.8 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.4 = 1.5 \checkmark$$

$$P_{RELLENO} = [(2.5 \times 2.5) - (0.8)^2] \times 1.7 = 9.5 \checkmark$$

$$\underline{\quad\quad\quad} \\ 26.0 \checkmark$$

④ DETERMINACION DE LAS FUERZAS EN LOS PILOTES.

4.1 Para las cargas gravitacionales.

En esta condición de carga la zapata está sujeta a una carga vertical y a un momento en dirección paralela a uno de sus lados.

La fuerza en cualquier pilote se calculará con la expresión

$$Q_P = \frac{Q}{n} \pm \frac{M \times (Z)}{\sum (x_i^2)} \dots \dots \dots (1)$$

Por la simetría que presentan los pilotes con respecto a la columna, el centroide del grupo de pilotes coincide con el centro de la columna.

Resultante de las fuerzas verticales (Q)

$$Q = P + P_{LOSA} + P_{DADO} + P_{MUENDO}$$

$$Q = 200 + 26$$

$$Q = 226 \text{ Ton}$$

Momento de inercia de los pilotes con respecto al eje X.

$$\sum (x_i^2) = (\text{Núm. de pilotes}) (x_i)^2 = 4 (0.75)^2$$

$$\sum (x_i^2) = 2.25$$

Para los pilotes P₁ y P₂ (z_i = 0.75 m)

$$Q_P = \frac{226}{4} + \frac{29(0.75)}{2.25}$$

$$Q_P = 56.5 + 8.3$$

$$Q_P = 64.8 \text{ Ton} \quad \angle \quad C_P = 80 \text{ Ton} \quad \checkmark \text{ BIEN.}$$

Para los pilotes P₃ y P₄ (z_i = 0.75 m)

$$Q_P = \frac{226}{4} - \frac{29(0.75)}{2.25}$$

$$Q_P = 56.5 - 8.3$$

$$Q_P = 48.2 \text{ Ton} \quad \angle \quad C_P = 80 \text{ Ton} \quad \checkmark \text{ BIEN}$$

4.2 Para la combinación de carga gravitacional más sísmo.

VER
FIG. A.

Se utiliza la fórmula (1) con las siguientes cargas.

$$P_0 = 270 + 26 = 296 \text{ Ton}$$

$$M_x = 25 \pm 40$$

$$M_z = \pm 70$$

Momentos de inercia del grupo de pilotes con respecto a los ejes X y Z.

$$\sum (x_i^2) = \sum (z_i^2) = 2.25$$

$$4.2.a. (\text{CARGA VERTICAL}) + (100\% M_z) + (30\% M_x)$$

Para los pilotes P1 ó P2

$$Q_{P_{1,2}} = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_z(x_i)}{\sum (x_i^2)} \pm \frac{0.3 M_x(z_i)}{\sum (z_i^2)} \quad (Z)$$

{	Q _{P_{1,2}} =	$\frac{296 \pm 70(-0.75)}{4} + \frac{0.3(25+40)(0.75)}{2.25}$	$\begin{cases} 57.5 \\ 103.5 \end{cases}$	Ton
		$\frac{296 \pm 70(-0.75)}{4} + \frac{0.3(25-40)(0.75)}{2.25}$	$\begin{cases} 49.5 \\ 95.5 \end{cases}$	✓
		$\frac{296 \pm 70(-0.75)}{4} - \frac{0.3(25+40)(0.75)}{2.25}$	$\begin{cases} 44.5 \\ 90.5 \end{cases}$	✓
		$\frac{296 \pm 70(-0.75)}{4} - \frac{0.3(25-40)(0.75)}{2.25}$	$\begin{cases} 52.5 \\ 98.5 \end{cases}$	✓

$$Q_{P \text{ MAX}} = 103.5 \text{ Ton} < CP = 106 \text{ Ton} \checkmark \text{ BIEN.}$$

SEC.
3.2.2

VER
COMENTARIO
C-4.

4.2.b. (Carga vertical) + (30% M_z) + (100% M_x)

Para el pilote P-2

$$QP = \frac{Q}{n} \pm \frac{0.3 M_z (X_z)}{\sum (x_i^2)} \pm \frac{M_x (Z_x)}{\sum (z_i^2)}$$

$$QP_2 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{296}{4} \pm \frac{0.3(70)(0.75)}{2.25} + \frac{(25+40)(0.75)}{2.25} \begin{cases} 103 \text{ Ton} \\ 89 \text{ Ton} \end{cases} \\ \frac{296}{4} \pm \frac{0.3(70)(0.75)}{2.25} + \frac{(25-40)(0.75)}{2.25} \begin{cases} 76 \text{ Ton} \\ 62 \text{ Ton} \end{cases} \\ \frac{296}{4} \pm \frac{0.3(70)(0.75)}{2.25} - \frac{(25+40)(0.75)}{2.25} \begin{cases} 86 \text{ Ton} \\ 59 \text{ Ton} \end{cases} \\ \frac{296}{4} \pm \frac{0.3(70)(0.75)}{2.25} - \frac{(25-40)(0.75)}{2.25} \begin{cases} 86 \text{ Ton} \\ 72 \text{ Ton} \end{cases} \end{array} \right.$$

$$QP_2 \text{ MÁX} = 103 \text{ Ton} < CP = 106 \text{ Ton} \quad \checkmark \text{ BIEN}$$

Resumiendo: en ningún pilote se excede su capacidad de carga ni tampoco se presentan fuerzas de tensión. Por lo tanto se aceptan las dimensiones de la zapata así como el número y distribución de pilotes.

⑤ DISEÑO.

5.1 Diseño de la zapata.

Peralte.

El peralte queda generalmente condicionado por las fuerzas cortantes, es decir por el efecto del punzonamiento y por la tensión diagonal.

Por tal razón se procede por tanteos.

5.1.a. Por punzonamiento.

Para $d = 70$ cm.

Es fuerza cortante de diseño (V_u)

$$V_u = \frac{V_v}{b_o \cdot d}$$



Fuerza vertical de diseño (V_v)

$$V_v = F.C. (P. + P_{LOSA} + P_{DADO} + P_{VIENTO})$$

Por carga gravitacional

$$V_v = 1.4(226) = 316 \text{ Ton}$$

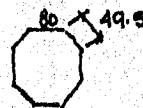
Por carga gravitacional + sismo

$$V_v = 1.1(296) = 325 \text{ Ton}$$

(RIGE)

Perímetro crítico (b_o)

$$b_o = 4[68 + 49.5] = 518 \text{ cm}$$



VER
SEC.

D.1.2.2.b.2

VER

COMENTARIO

C-9

T FIG. B

FORMULA

(21)

$$V_u = \frac{325000}{518 \times 70} = 9 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistente (V_{ce})

$$V_{ce} = F.R. \sqrt{f_c}$$

$$V_{ce} = 0.8 \sqrt{200} = 11.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$V_{ce} > V_u$ // BIEN \sum PERALTE ADECUADO

5.1.b. Por tension diagonal

La seccion critica para la revision por tension diagonal pasa a un peralte efectivo del paño del dado, es decir más alla del centro de los pilotes y por lo tanto no procede esta revision.

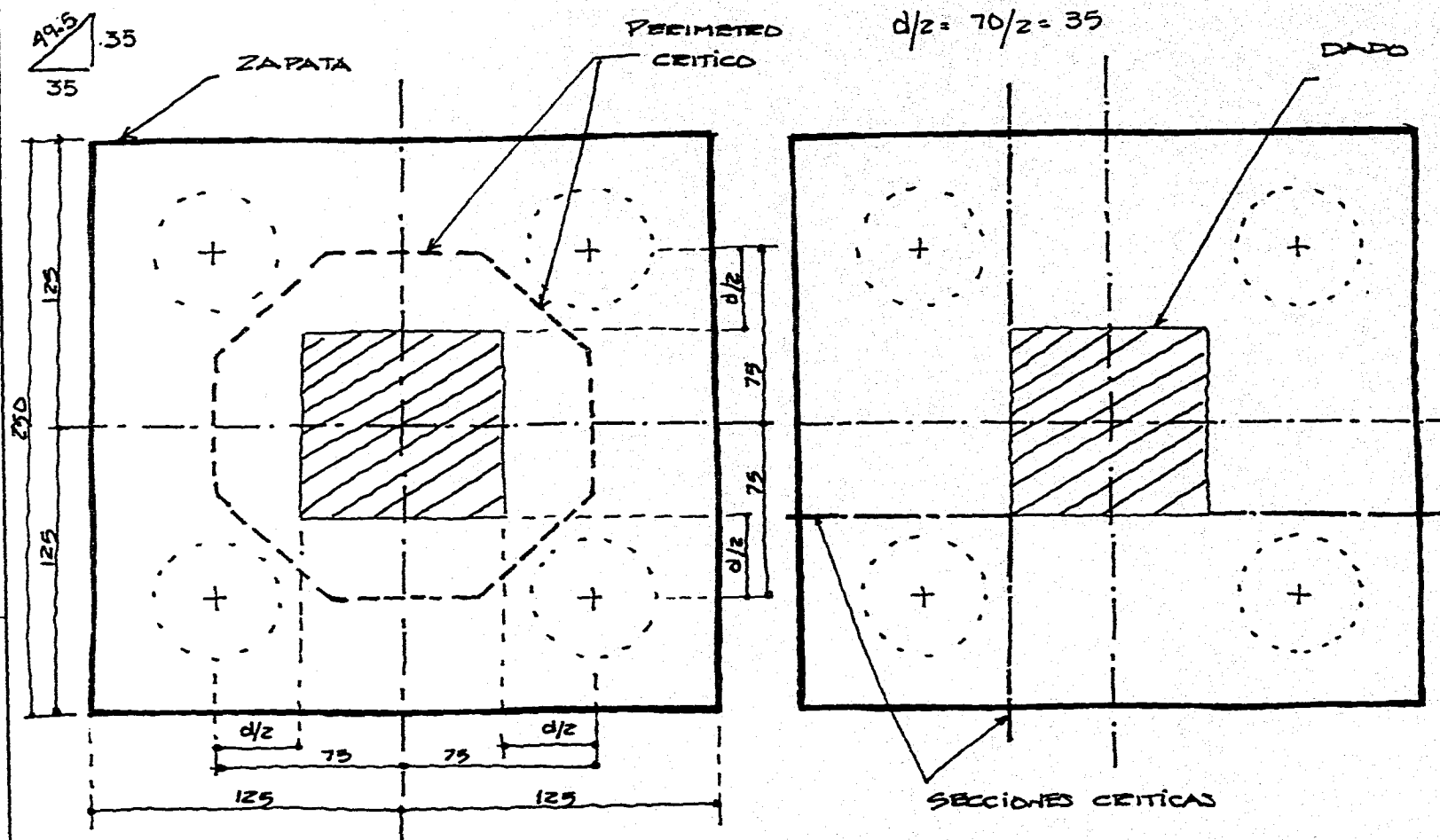
5.1.c. Refuerzo por flexión

Hoy que determinar para cual condición de carga se presentan los mayores momentos flexionantes. Para llevar a cabo esta revision se analiza la zapata como una viga de un ancho unitario o se puede tambien considerar a la zapata en todo su ancho y apoyada en los pilotes. Como se muestra a continuación.

EXPRESION
(24a)

SEC.
D.1.2.2.b)

SEC
D.1.2.2.a)

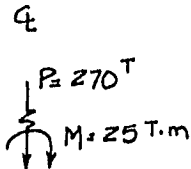


a). SECCION CRITICA POR PUNZONAMIENTO b). SECCIONES CRITICAS POR FLEXION

FIG. B. SECCIONES CRITICAS PARA CORTANTE Y FLEXION

Para la carga gravitacional.

$$W = \frac{22}{2.5} = 10.4 \text{ T/m}$$



$$R = (WL + P)$$

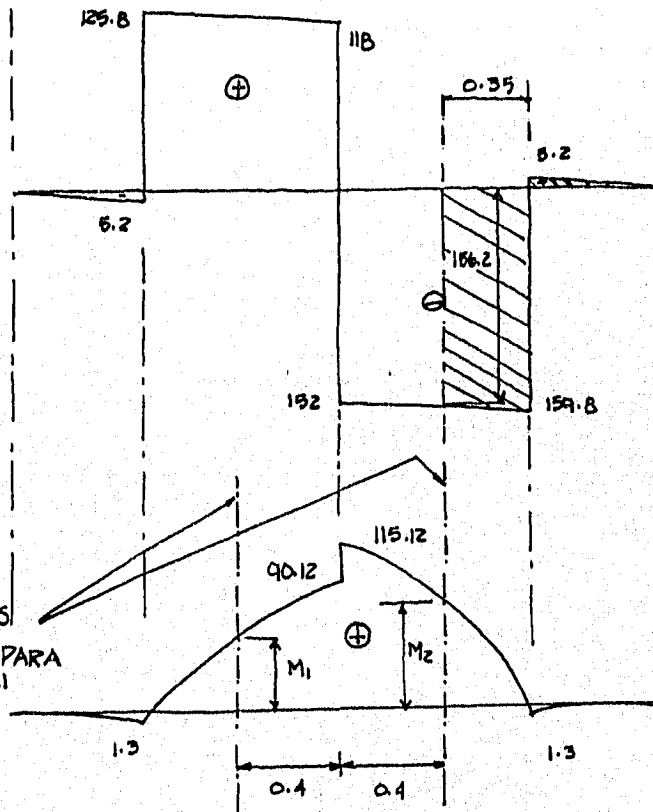
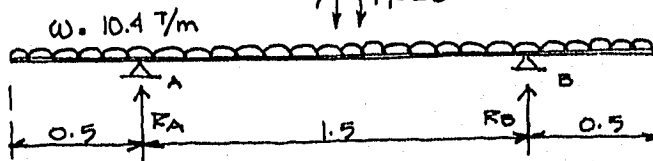
$$L = 2.90 \text{ m}$$

$$R = 10.4(2.5) + 270$$

$$R = 296 \text{ Ton}$$

$$R_A = 131 \text{ Ton}$$

$$R_B = 165 \text{ Ton}$$



SECCIONES CRITICAS PARA FLEXION (1)

* REPRESENTA LAS CARGAS POR (PISO + PARED + PROFUND)

(1) LA SECCION CRITICA SE LOCALIZA AL PUNTO DEL DADO.

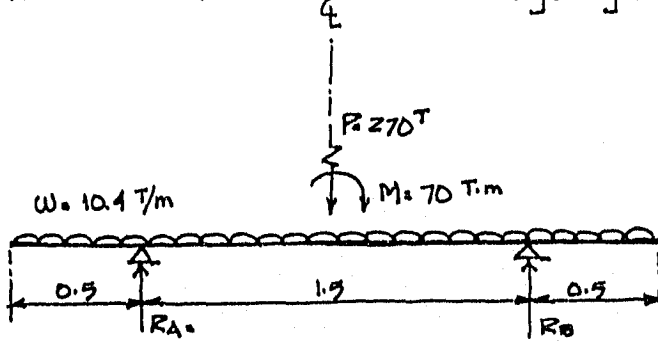
$$M_{MAX} = M_2 = \left\{ \text{AREA } \triangle + \text{AREA } \square \right\} = \text{AREA SOMBRADA EN EL DIAGRAMA DE}$$

$$M_{MAX} = \left(- 5.2 \frac{(0.5)}{2} \right) + \left(\frac{156.2 + 159.8}{2} \right) 0.35$$

$$M_{MAX} = 54 \text{ T.m}$$

$$M_U = F.C. M_{m\acute{a}x} = 1.4 \times 54 = 76 \text{ T.m} \quad (\uparrow)$$

Para la combinación de carga gravitacional más sismo



$$R = (P + wL)$$

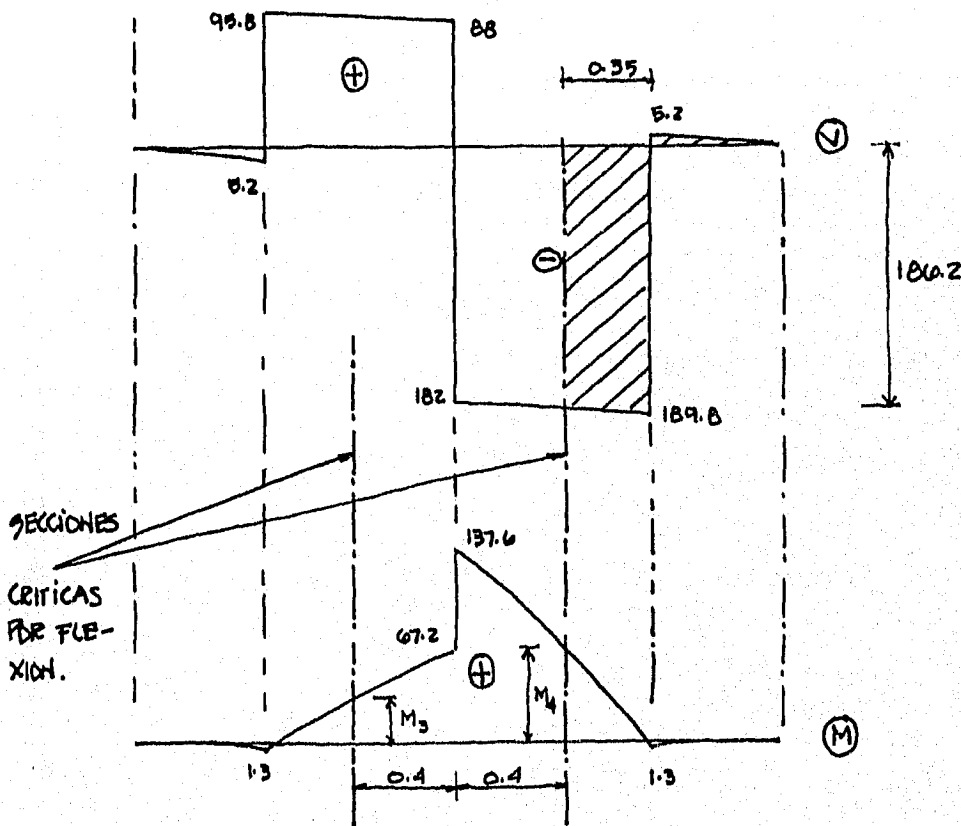
$$R = (270 + 26)$$

$$R = 296 \text{ Ton}$$

$$R_A = 101 \text{ T}$$

$$R_B = 195 \text{ T}$$

VER COMEN-
TARIO
C-6



$$M_{MAX} = M_1 = \text{AREA SOMBRADA DE DIAGRAMA DE } \odot$$

$$= - 5.2 \times \frac{0.5}{2} + \left(\frac{182 \times 0.5 + 189.8}{2} \right) (0.35)$$

$$M_{MAX} = 64.5 \text{ T.m}$$

$$M_U = F.C. M_{MAX} = 1.1 \times 64.5 = 71 \text{ T.m} \quad (\uparrow)$$

Momento de diseño (M_u)

Rige el momento por carga gravitacional.

$$M_u = 76 \text{ T.m.}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{76 \times 10^7}{290 (70)^2} = 0.2 \quad \sum \rho = 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 \times 290 \times 70$$

$$A_s = 31.5 \text{ cm}^2$$

Si se utilizan varillas de $\phi = 1''$; $a_r = 5.07 \text{ cm}^2$

$$Sep = \frac{100 a_r}{A_s} = \frac{100 \times 5.07}{31.5} = 16 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizan varillas $\phi = 1'' @ 15 \text{ cm}$.
en ambas direcciones.

51.d Refuerzo por temperatura.

$$d_s = \left[\frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} \right] 1.5 \quad ; \quad X_1 = d/2 = 70/2 = 35 \text{ cm.}$$

$$d_s = \left[\frac{660 (35)}{4200 (100 + 35)} \right] 1.5$$

$$d_s = 0.061 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{sT} = 100 d_s = 6.1 \text{ cm}^2$$

Con varillas de $\phi = 1/2''$; $a_r = 1.27 \text{ cm}^2$

$$Sep = \frac{100 a_r}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{6.1} = 20.8 \text{ cm}$$

→ Varillas $\phi = 1/2'' @ 20 \text{ cm}$ en ambas direcciones.

VER
TABLA A.1
DEL APENDICE

Ecuacion
(17)

Ecuacion
(25)

5.2 Diseño de los pilotes.

Los pilotes serán precolados con una longitud de 19.0 m. y se diseñarán para las siguientes condiciones:

5.2.1 Condiciones de izado.

Peso del pilote (w)

$$w = \frac{\pi}{4} D^2 (\delta_{conc}) = \frac{\pi}{4} (0.9)^2 (2.4)$$

$$w = 0.9 \text{ T/m.}$$

De la fig. 11.35a.

$$V_{\max} = \frac{wL}{3} = 0.9 \left(\frac{19}{3} \right) = 2.9 \text{ Ton.}$$

$$V_U = 1.1 \times 2.9 = 3.0 \text{ Ton.}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{18} = 0.9 \left(\frac{19^2}{18} \right) = 6.3 \text{ T.m.}$$

$$M_U = 1.1 \times 6.3 = 7.0 \text{ Ton.m.}$$

5.2.2 Condiciones de transporte y estiba.

En esta condición se considera un incremento del peso para tomar el efecto del impacto (igual al 30%).

$$w = 1.3 \times 0.9 = 0.65 \text{ T/m.}$$

De la fig. 11.35b

$$V_{\max} = \frac{wL}{4} = 0.65 \left(\frac{19}{4} \right) = 2.4 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1.4 \times 2.4 = 3.4 \text{ Ton.}$$

VER
COMENTA-
RIO
C-7

SEC II.
D. 3.3.1

$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{32} = 0.69 \frac{(19)^2}{32} = 4.6 \text{ T.m}$$

$$M_u = 1.4(4.6) = 6.4 \text{ T.m}$$

Los resultados más desfavorables corresponden a las condiciones de izado para momento flexionante y a las de transporte para cortante.

Flexión.

Se obtiene la sección rectangular equivalente del pilote.

Peralte total de la sección rectangular (h).

$$h = 0.8D$$

D = Es el diámetro del pilote = 50 cm

$$h = 0.8(50)$$

$$\underline{h = 40.0 \text{ cm}}$$

Area bruta del pilote (A_g)

$$A_g = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} (50)^2$$

$$A_g = 1963.5 \text{ cm}^2$$

Base de la sección rectangular (b)

$$b = \frac{A_g}{h} = \frac{1963.5}{40}$$

$$\underline{b = 49.0 \text{ cm}}$$

VER
COMENTA-
RIO C-8

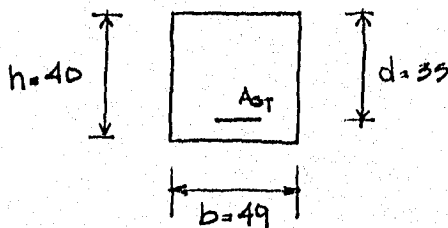
Peralte efectivo de la sección rectangular equivalente.

$$d = h - \text{rec.}$$

$$d = 40 - 5$$

$$\underline{d = 35 \text{ cm}}$$

La sección rectangular equivalente será en tonces la siguiente:



Determinación del área de acero A_{st}

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{7 \times 10^5}{49(35)^2} = 11.7 \quad \Rightarrow \quad p = 0.0032$$

$$A_{st} = pbd = 0.0032 \times 49 \times 35$$

$$\underline{A_{st} = 5.5 \text{ cm}^2}$$

pero $p_{\min} = 0.01$

$$A_{st\min} = p_{\min} \cdot b \cdot d = 0.01(49)(35) = 17.15 \text{ cm}^2$$

VER TABLA
A.1
DEL APEN-
DICE.

VER
SEC.
D.11.33

$$Rige \ A_{st} = 17.19 \text{ cm}^2$$

Se ocupan 8 $\phi = \frac{3}{4}$ " con $A = 22.92 \text{ cm}^2$
repartidas perimetralmente.

$$p = \frac{22.96}{(49 \times 35)} = 0.013$$

Cortante.

Para $p = 0.013$ $\sum V_{CR} = 5.65 \text{ bd}$

$$V_{CR} = 5.65 \times 49 \times 35$$

$$V_{CR} = 9690 \text{ kg.}$$

$$V_{CR} = 9.7 \text{ Ton} > V_U = 3.4 \text{ Ton}$$

VER
TABLA A1
DEL APEN-
DICE

Lo cual indica que la sección del pilote
no requiere refuerzo por cortante y rigen
las condiciones de separación máxima
por cortante, esto es:

Esto es, para estribos $\phi = \frac{1}{2}''$; $\phi = 1.27$ cm

$$Sep \leq \begin{cases} 850 \phi / \sqrt{F_y} = 850 \times 1.27 / \sqrt{4200} = 17 \text{ cm} \\ 48 \phi = 48 \times 1.27 = 61 \text{ cm} \\ D = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

SEC
D.3.3.1.b)

Rige la menor $s = 17$ cm, de una manera práctica se usaron estribos $\phi = \frac{1}{2}'' @ 15$ cm.

5.2.3. Se revisará el pilote como columna corta sujeta a flexocompresión uniaxial.

SEC.
D.3.3.2

Excentricidad accidental (Δa)

$$\Delta a = 0.05h \geq 2.0 \text{ cm}$$

$$\Delta a = 0.05(50) = \underline{2.5 \text{ cm}}$$

Fórmula
(65)

$$A_{st} = 8 \phi = \frac{3}{4}'' = 8 \times 2.05 = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{22.8}{\frac{\pi(50)^2}{4}} = 0.0116$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c} = 0.0116 \times \frac{4200}{170} = 0.286$$

$$\text{Con } \begin{cases} \Delta a / D = 2.5 / 50 = 0.05 \\ q = 0.286 \quad \gamma \quad d / D = 0.8 \end{cases}$$

Del diagrama D-2 del apéndice

$$\begin{cases} k = 0.9 \\ R = 0.04 \end{cases}$$

$$k = \frac{P_u}{F \cdot R \cdot D^2 f'_c} \Rightarrow P_u = k \cdot F \cdot R \cdot D^2 f'_c$$

$$P_u = 0.9 \times 0.8 \times (50)^2 (170)$$

$$P_u = 306\,000 \text{ kg.}$$

$$P_u = \underline{\underline{306 \text{ Ton}}}$$

$$R = \frac{M_u}{F \cdot R \cdot D^3 f'_c} \Rightarrow M_u = R \cdot F \cdot R \cdot D^3 f'_c$$

$$M_u = 0.04 \times 0.8 (50)^3 (170)$$

$$M_u = 680\,000 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$

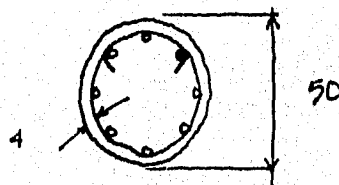
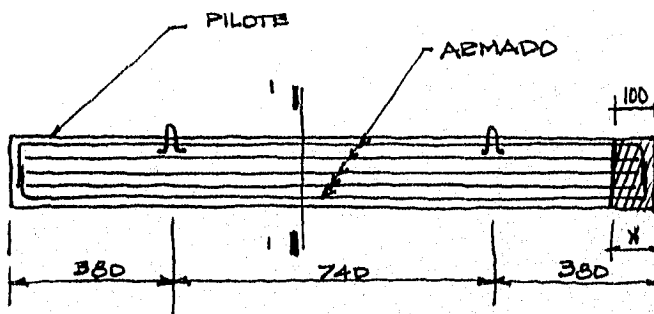
$$M_u = \underline{\underline{6.8 \text{ T} \cdot \text{m}}}$$

Como puede verse, la resistencia del pilote para la sección y el armado adoptado, es mucho mayor que su capacidad de carga, lo cual asegura que su falla, de llegar a presentarse, será por capacidad de carga y no estructural.

5.24. Efectos dinámicos.

Con el fin de tomar las fuerzas dinámicas durante el hincado se aumentará en un metro la longitud del pilote, quedando el armado del pilote

en la forma siguiente:



$$\phi = \frac{3}{4}''$$

$$\text{Est. } \phi = \frac{1}{2}'' \text{ @ } 19$$

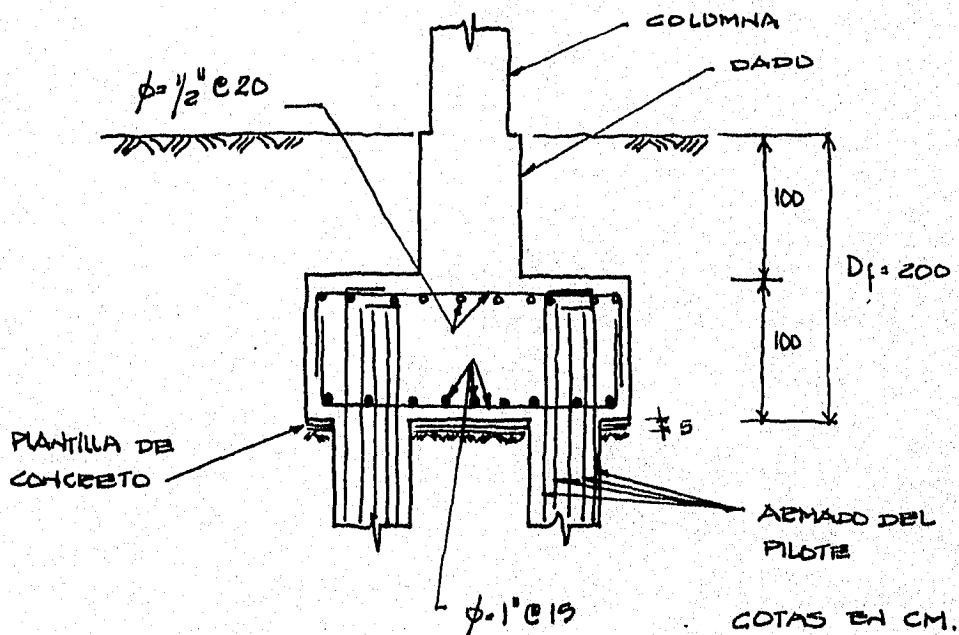
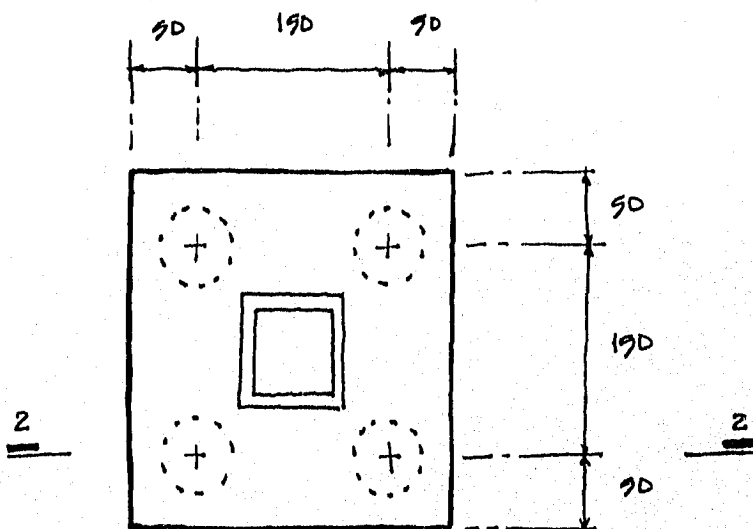
SECCION 1-1

COTAS EN CM.

* ZONA POR DEMOLER PARA ANCLAR

EL ARMADO DEL PILOTE EN LA ZAPATA.

Y para lograr una adecuada transmisión de la carga entre zapata y pilote, estas se deberán anclar adecuadamente a la zapata como se muestra en la figura siguiente.



CORTE 2-2

COMENTARIOS.

COMENTARIO C-1.

El número de pilotes se calcula para la condición de carga gravitacional y se considera que la resultante de la carga vertical está centrada, esto asegura que la cantidad de pilotes se determina dividiendo la resultante de la carga vertical entre la capacidad del pilote. La distribución de los pilotes deberá asegurar que la resultante siga coincidiendo con el centroide del sistema.

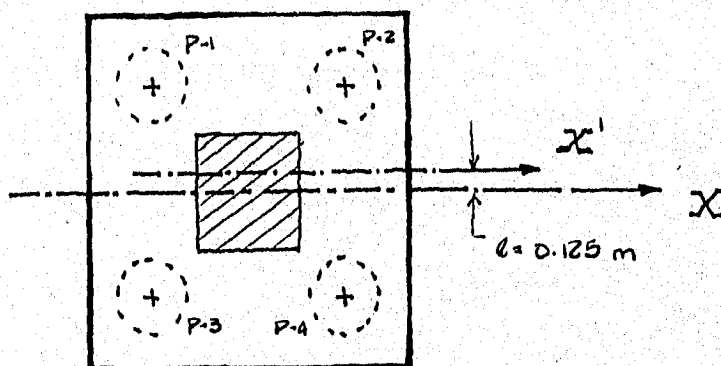
COMENTARIO C-2

Como no se conocen las dimensiones de la zapata en un inicio, se estima su peso en un 10% de la carga vertical. Por tal razón el número de pilotes se tendrá que ajustar si el peso final de la zapata excede al supuesto.

Se prefirió un número de 4 pilotes, previniendo que para los efectos accidentales el número de 3 que arrojan los cálculos puedan quedar escasos.

O COMENTARIO C-3.

Observese que la condición de carga gravitacional, que representa la carga permanente contiene un momento $M_x = 25 \text{ T.m}$ el cual tiende a incrementar la carga en los pilotes P-1 y P-2 y a disminuirla en los pilotes P-3 y P-4. De esta forma, para lograr que los cuatro pilotes estén sujetos a la misma carga, se deben distribuir de manera equidistante a un eje X' que pasaría a una distancia $e = M_x / P = 25 / 200 = 0.125 \text{ m}$ del eje X , en dirección de los pilotes P-1 y P-2; como se ilustra en la figura siguiente.



Sin embargo en el ejemplo se desprecia este efecto, manteniendo equidistantes los pilotes con respecto al eje X que pasa por el centroide de la zapata.

○ COMENTARIO C-4

Las cargas determinadas con la expresión (2) son válidas para cualquiera de dos pilotes, se realizaron las combinaciones posibles de signo que pueden tener los momentos que actúan en la zapata; se han tomado los pilotes $P-1$ y $P-2$ pero igualmente se pudo haber elegido los pilotes $P-3$ y $P-4$.

○ COMENTARIO C-5.

El peralte total de la zapata ha sido estimado en 1.0 m. que, después de descontar la parte de los pilotes ahogada en la zapata y el recubrimiento, queda un peralte de 72 cm, el cual prácticamente se toma como $d = 70$ cm. Véase la fig. A.

Para la revisión por punzonamiento el perímetro crítico llega a intersectar a los pilotes, como se muestra en la fig. B.a. Con el fin de

Evitar esta interferencia que invalidaría la revisión, se propone disminuir el perímetro crítico, recortando las esquinas del cuadrado que se forma, resultando una figura exagonal que se tomará como el perímetro crítico equivalente.

El esfuerzo cortante se determina considerando que la zapata se apoya únicamente en los pilotes.

○ COMENTARIO C-6

Se ve que la combinación que incluye la carga accidental es la más desfavorable.

○ COMENTARIO C-7

La longitud del pilote ya toma en cuenta un aumento de 1.0 m. para absorber los efectos dinámicos del hincado.

○ COMENTARIO C-8.

Como la sección del pilote es circular, el diseño por flexión debe realizarse por tanteos,

lo cual resulta laborioso, para una posición del eje neutro determinada, el área a compresión es un sector circular; además hay que verificar la compatibilidad de las deformaciones en cada nivel de varillas a lo largo de la sección.

Para evitar estos cálculos, se recurre a transformar la sección circular del pilote en una sección rectangular equivalente, para lo cual se hará lo siguiente:

1. El peralte total (h) de la sección rectangular equivalente, en la dirección de la flexión se toma igual a $h = 0.80 D$, donde (D) es el diámetro del pilote.

2. El ancho (b) de la sección rectangular equivalente, se obtendrá a partir de la misma área bruta del pilote (A_g), de tal forma que $b = A_g / (0.80 D)$.

3. Una vez determinadas las dimensiones de la sección rectangular equivalente se obtiene el refuerzo recurriendo a las mismas hipótesis de flexión, utilizadas en vigas simplemente reforzadas.

CAPITULO IV. CONCLUSIONES

Las conclusiones de este trabajo están representadas por la solución de los ejemplos presentados en el tercer capítulo, es allí donde se aplican sistemáticamente los conceptos descritos en los capítulos previos.

A continuación se comentarán algunas ideas vistas ya en páginas anteriores, pero que consideramos pertinentes volver a remarcar como colofón del trabajo.

- 1.- Las cimentaciones al igual que cualquier otra estructura se diseñan para satisfacer condiciones de funcionalidad, seguridad y economía; aplicándose las mismas consideraciones y el mismo proceso de diseño estructural que suele seguirse en las superestructuras.
- 2.- La resistencia de los suelos, sus características de deformabilidad y el nivel de las cargas son los factores que técnicamente definen el tipo de cimentación para cada caso particular. La ingeniería estructural ha desarrollado distintos tipos de estructuras de cimentación que se ajustan a las características de cada proyecto. Las cimentaciones son entonces clasificadas en superficiales, compensadas y profundas, de acuerdo a la profundidad del estrato de suelo donde se apoyen.
- 3.- Las cargas a las que están sujetas las cimentaciones son en esencia las que recibe de la superestructura. El efecto de las acciones sísmicas en una cimentación está relacionada directamente con las características del suelo, como son el periodo de vibrar y sus propiedades geodinámicas, que presenta al paso de las ondas sísmicas, temas que han quedado fuera de este trabajo por su carácter eminentemente geotécnico. El diseño de la cimentación requiere que se realice un análisis para todas aquellas combinaciones de carga que sean probables de presentarse. Las Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones exigen el análisis para dos combinaciones de carga: la primera incluye la suma de las cargas muertas más las cargas vivas con intensidad máxima, multiplicada dicha suma por un factor de carga igual a 1.4. La segunda considera la carga muerta, más la carga viva con intensidad instantánea y la acción de una sola acción accidental, como el sismo o el viento, afectada la suma por un factor de carga igual a 1.1.

Cuando sea el efecto sísmico una condición de carga, deberán considerarse efectos en dos direcciones perpendiculares, de tal forma que se aplicará el 100 por ciento del sismo en la dirección más desfavorable de la estructura más el 30 por ciento en la dirección más favorable.

- 4.- Para la ejecución del análisis estructural de una cimentación se necesita conocer los datos del suelo que la geotecnia aporta, por lo cual se hace cada vez más indispensable el trabajo en equipo entre el Ingeniero Geotecnista y el Ingeniero encargado del diseño estructural de la cimentación. Este hecho cobra mayor importancia en suelos de mediana a alta compresibilidad. El procedimiento de análisis utilizado proporciona un enfoque interesante debido a que combina las actuales herramientas del cálculo numérico como los paquetes de análisis estructural con un trabajo en equipo entre el geotecnista y el estructurista, lográndose de esta forma un análisis de interacción suelo-estructura de relativa sencillez. Buena parte de la veracidad de los resultados obtenidos con este método radica en el modelo utilizado y de la precisión en el cálculo de las deformaciones del suelo bajo las cargas.
- 5.- En las zapatas aisladas el efecto de la combinación de cargas verticales con momentos flexionantes en una o en dos direcciones puede resolverse reduciendo el área efectiva de apoyo en una proporción equivalente a dos veces la excentricidad de la carga. El área reducida se utiliza en la determinación de la presión de contacto. En ocasiones la presión de contacto así calculada puede llegar a exceder la capacidad de carga adoptada para diseño, habrá entonces necesidad de modificar las dimensiones de la zapata; en estas circunstancias se podrá optar por una zapata rectangular, con su lado mayor apuntando hacia el sentido del momento; pero cuando por las condiciones del proyecto esto no sea posible se puede recurrir al uso de traveses de liga orientados en dirección del o de los momentos flexionantes, las cuales restringen el giro de la zapatas tomando los momentos y dejando a la zapata la función exclusiva, de transmitir al suelo el efecto de la carga vertical.
- 6.- El diseño estructural de las zapatas debe contemplar la determinación de la cantidad de acero por flexión y la revisión del peralte por cortante. En el caso de las zapatas aisladas el efecto de la fuerza cortante debe revisarse tanto por tensión diagonal como por penetración, mientras que en zapatas corridas el efecto de penetración no suele ser importante y no se acostumbra su revisión. De cualquier manera la fuerza cortante deberá ser resistida exclusivamente por la sección del concreto pues no se acostumbra recurrir al refuerzo en forma de estribos o barras verticales que tomen el cortante en exceso, por la dificultad constructiva que involucra y porque no se cuenta con referencias técnicas sobre la efectividad y la forma de trabajo de este tipo de refuerzo.
- 7.- En las zapatas corridas de colindancia la torsión que las cargas provocan en la contratrabe suele llegar a ser importante, especialmente cuando las cargas alcanzan valores altos. El uso de traveses de liga ayuda a lograr la

estabilidad de la zapata contra volteo tomando los momentos que lo provocan; el efecto de la trabe de liga es local y la torsión sigue siendo una acción de diseño entre los tramos intermedios de zapata que quedan entre una y otra trabe de liga.

- 8.- En las cimentaciones los métodos de análisis suelo-estructura representan una de las mejores formas de resolver los problemas, que plantean los suelos compresibles, su importancia no es menor en el caso de las cimentaciones compensadas, en donde asumir una presión de contacto uniforme para su diseño puede conducir a errores no solo en la magnitud de los valores de los elementos mecánicos así calculados, sino también en el signo de los mismos; si no se tiene la previsión de igualar armados en ambos lechos de contratraves y muros perimetrales y de ser generosos en la cantidad del refuerzo, puede llegar a tenerse serios problemas en el comportamiento de la estructura de cimentación.

Otro punto importante es el diseño de los muros perimetrales el cual debe de contemplar que dichos muros se encargaran de resistir las cargas verticales, los empujes del suelo y del agua freática, así como una parte importante de las fuerzas accidentales de la superestructura.

- 9.- En los pilotes precolados los esfuerzos derivados de las maniobras de transporte, estiba y de los efectos del hincado suelen ser los que rigen su diseño. Un punto de importancia adicional está en las uniones entre tramos de pilotes que suelen hacerse en campo y que se requieren cuando un pilote debido a su longitud excesiva no puede ser transportado en un solo tramo y hay necesidad de seccionarlo, otro aspecto también importante es el de la distribución de los pilotes, la cual se recomienda sea la más cercana a la columna, por dos razones: la primera es que la carga vertical se transmite casi directamente a los pilotes y la segunda que se evita el exceso de flexión de las contratraves o de la zapata, según sea el caso, puesto que la reacción concentrada de los pilotes se encuentra cercana a los extremos y por lo tanto, el dimensionamiento de las contratraves o de la zapata suele ser menor.
- 10.- Un aspecto también importante es el relacionado con los recubrimientos que se proporcionan al refuerzo principal y al necesario por cambios volumétricos. Se recomienda que una vez alcanzado el nivel del desplante se coloque previamente una plantilla de un concreto pobre ($f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$) de un espesor de 5 cm como mínimo, sobre la cual se desplantará la cimentación; en tales circunstancias se acepta que el recubrimiento libre que se le dé al refuerzo sea de por lo menos 3.0 cm. En los casos en los cuales no se coloque plantilla este recubrimiento se aumentará a 5.0 cm. Además, se deberá proporcionar una cuantía de

refuerzo por cambios volumétricos, también conocida como acero por temperatura, un 50 por ciento mayor que aquella que ordinariamente se proporcionaría a los elementos de concreto reforzado. Cuidar estos dos aspectos evitará que al agrietarse el concreto, la humedad y las sales de los suelos deteriore el acero de refuerzo con la consecuente pérdida de resistencia del elemento estructural.

TABLAS

Y

FIGURAS

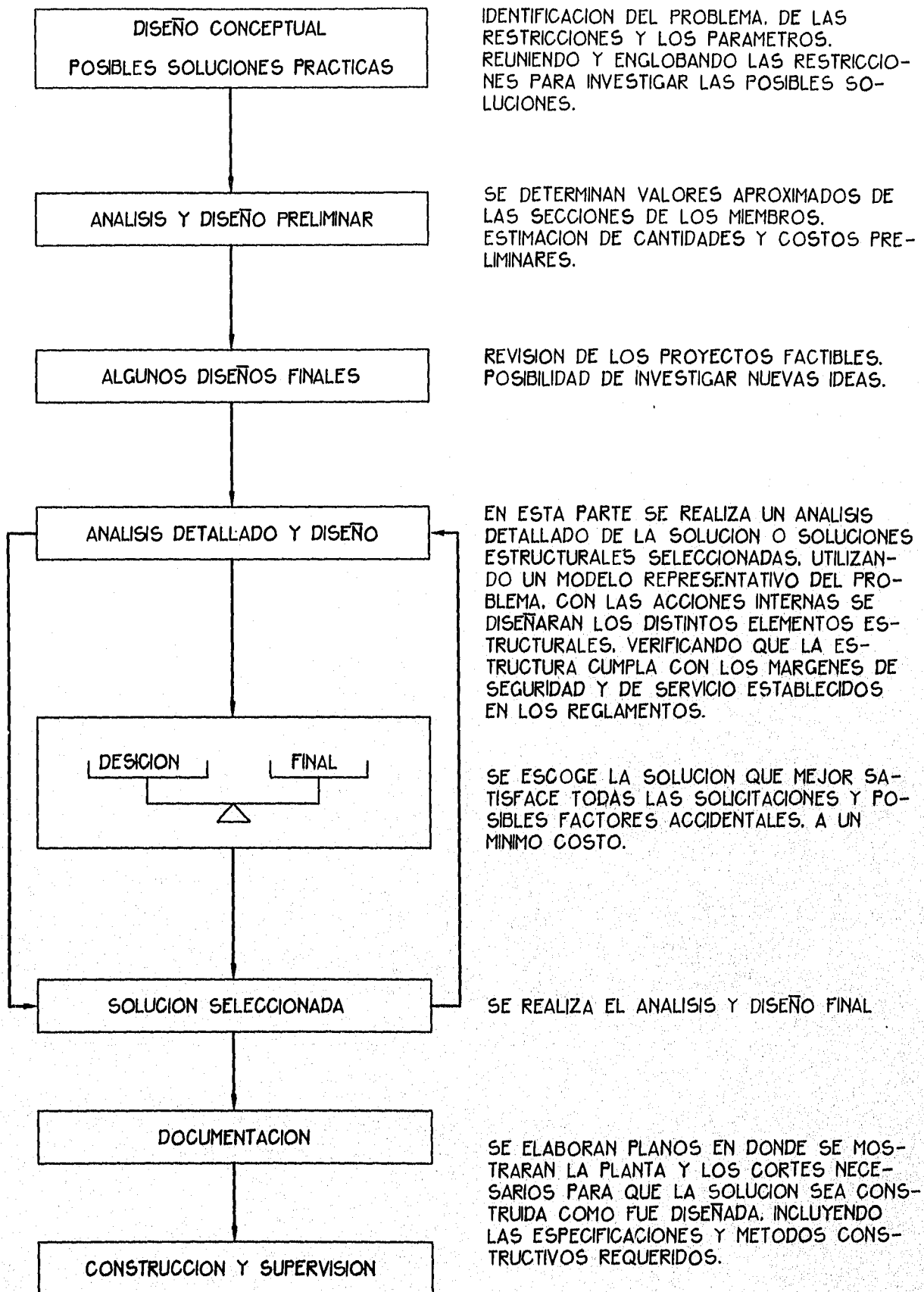


FIG. 1.1 PROCESO DE DISEÑO (REF. 4)

TIPO DE CIMENTACION			PROFUNDAS			SOMERAS	
ESTRUCTURA	MAGNITUD DE LA CARGA	GRANDE	PILOTES PILAS	CAJONES	LOSAS	ZAPATAS	
		MEDIA					
		PEQUEÑA					
RESISTENCIA	MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA		
COMPRESIBILIDAD	MUY ALTA	ALTA	MEDIA	BAJA	MUY BAJA		
SUELO							

FIG. 1.2a TIPOS DE CIMENTACION DE ACUERDO A LA MAGNITUD DE LAS CARGAS Y A LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO. (REF. 6)

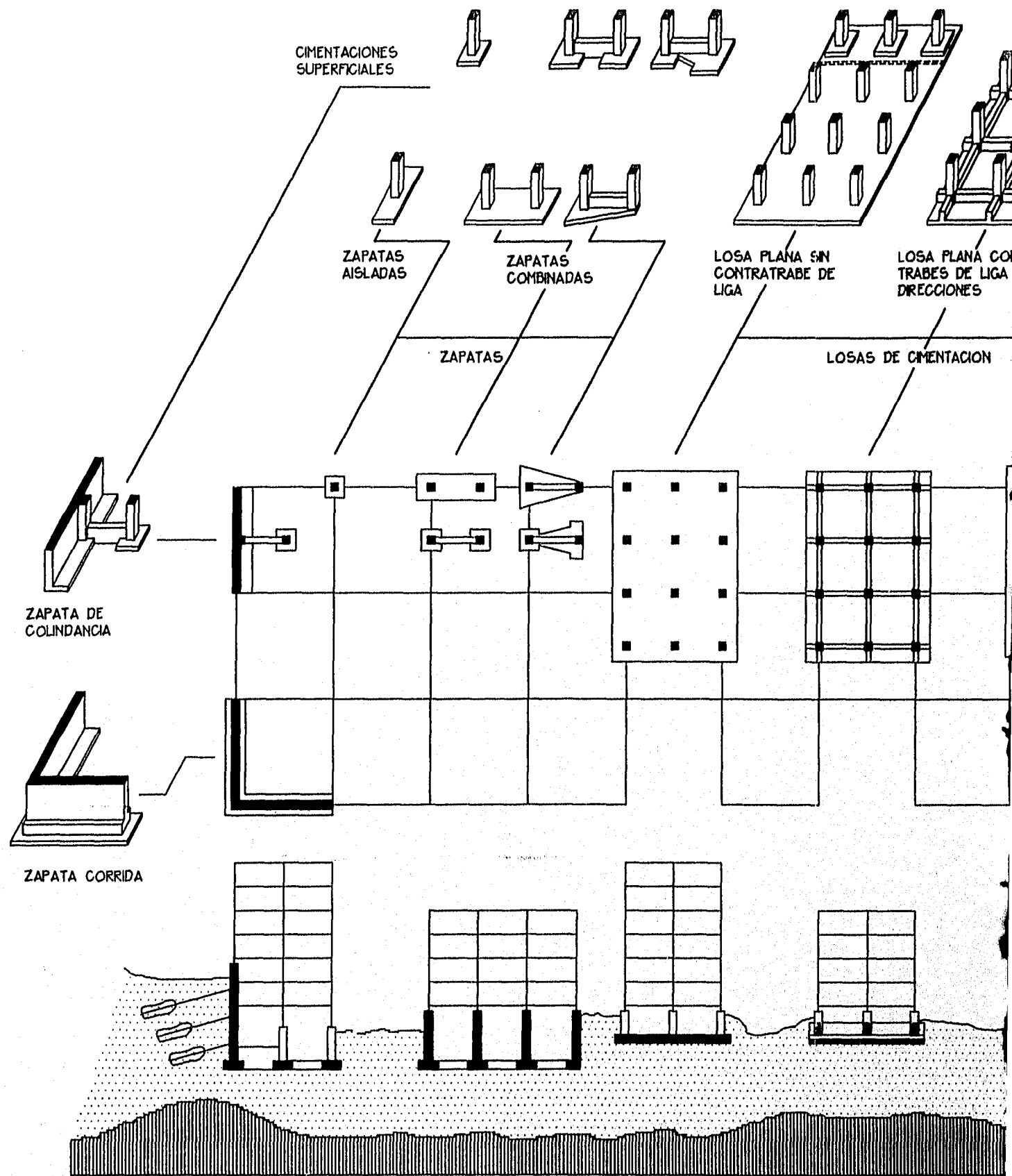


FIG. No. 1.2b RESUMEN GRAFICO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CIMENTACIONES (REF. 11)

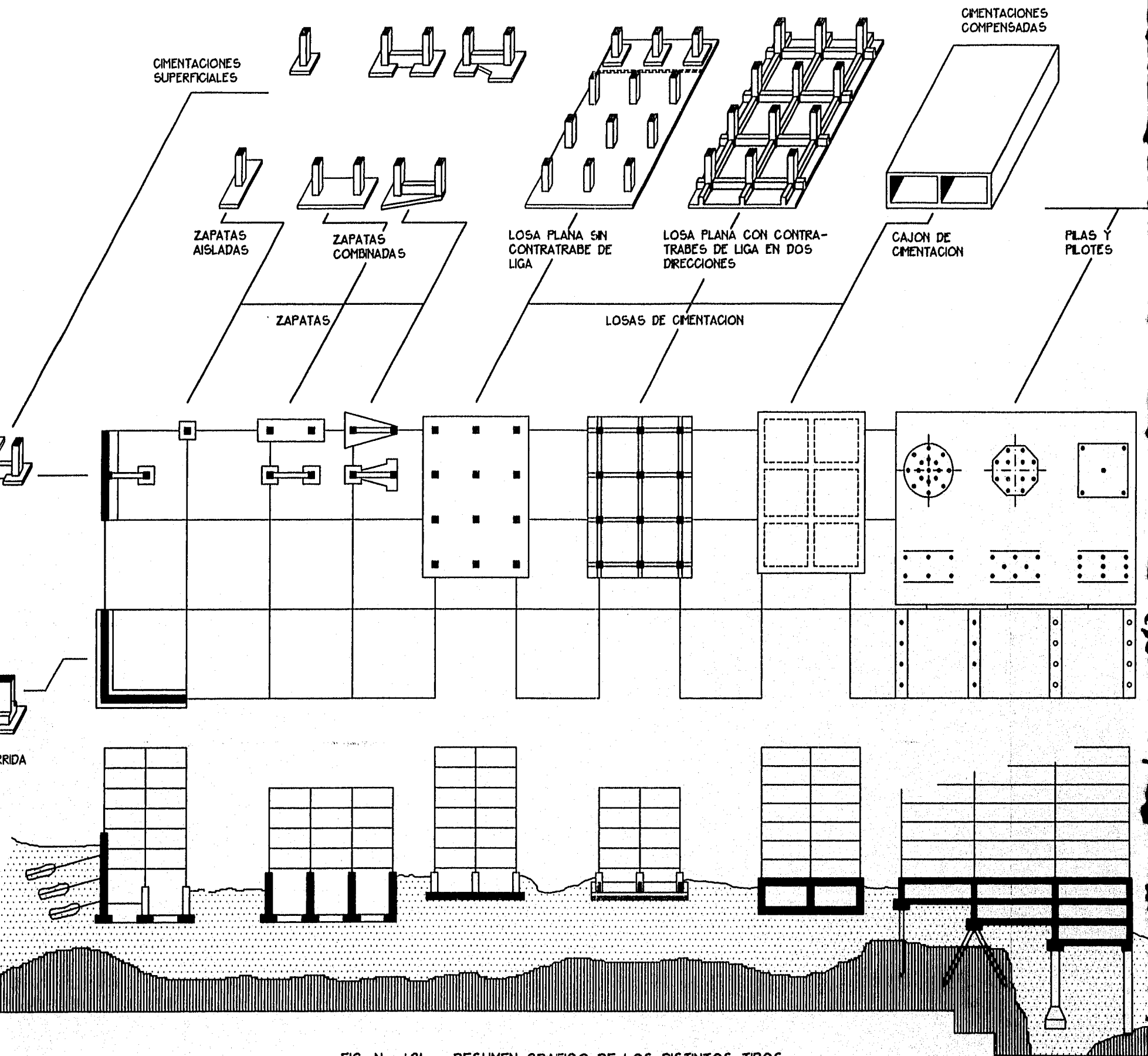


FIG. No. 1.2b RESUMEN GRAFICO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CIMENTACIONES (REF. 11)

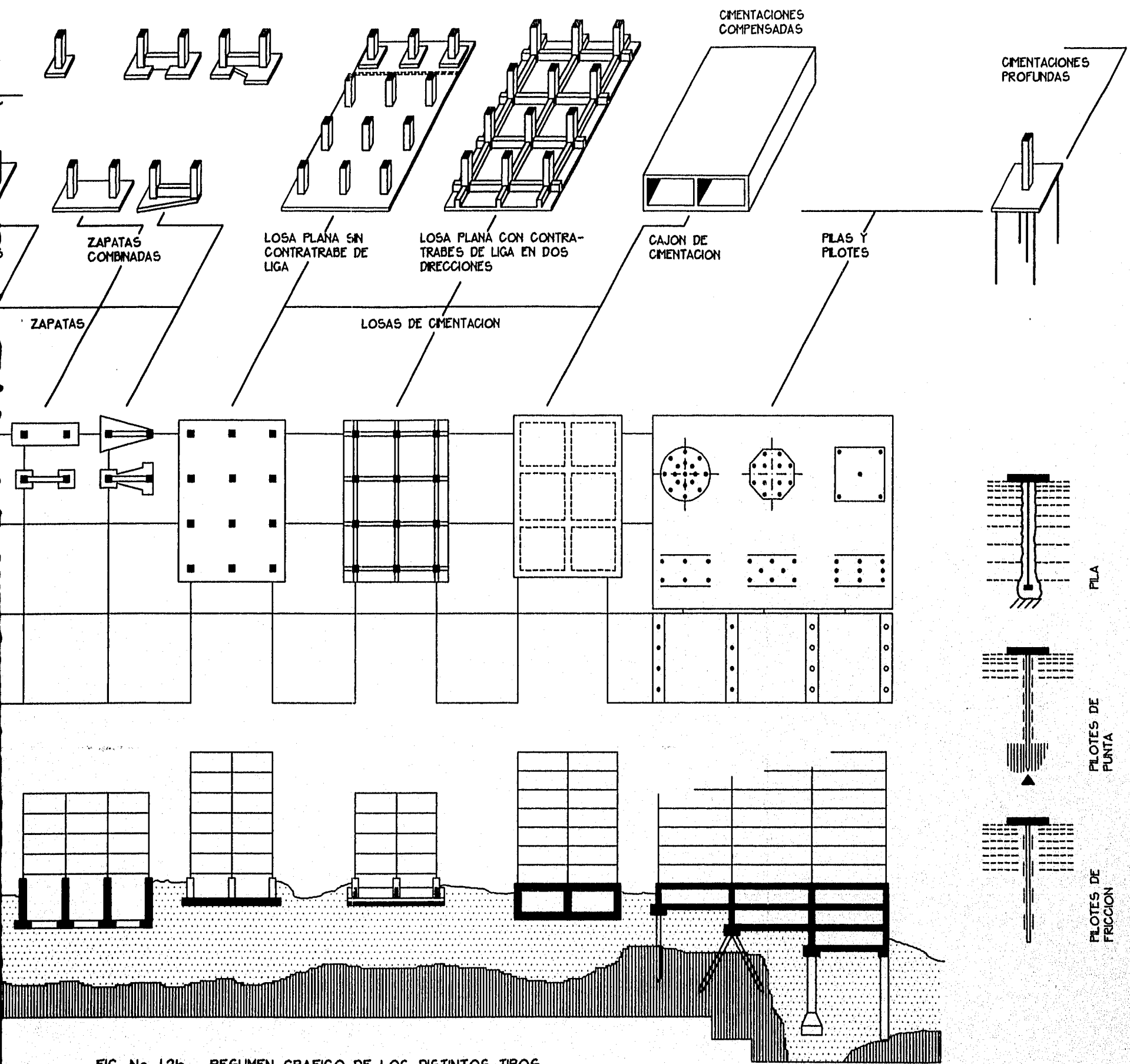


FIG. No. 1.2b RESUMEN GRAFICO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CIMENTACIONES (REF. 11)

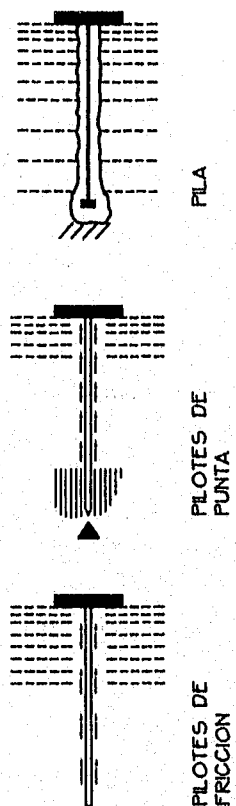
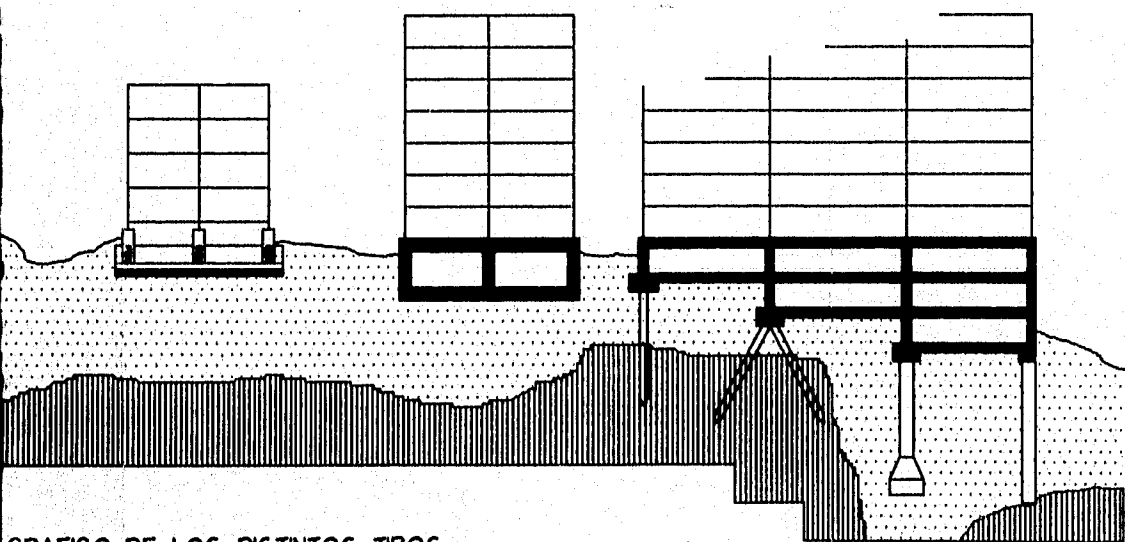
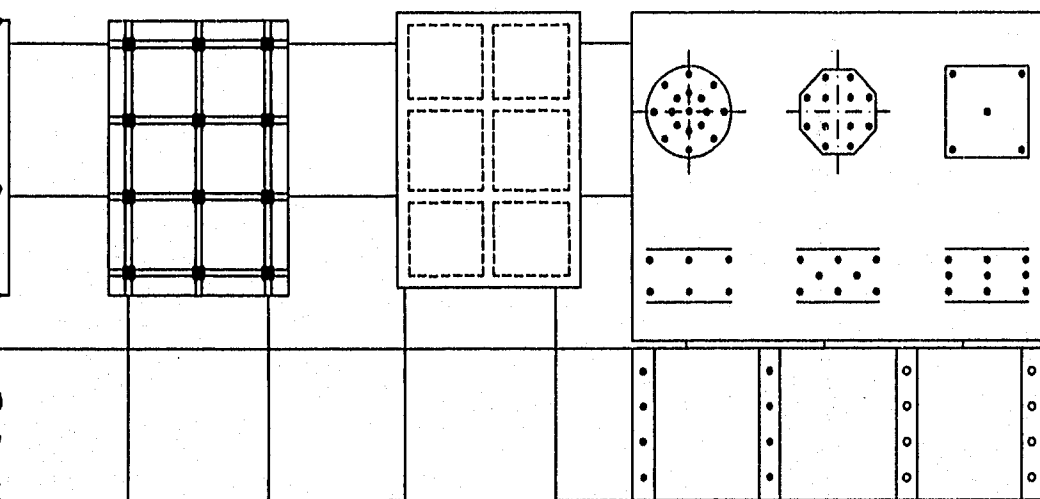
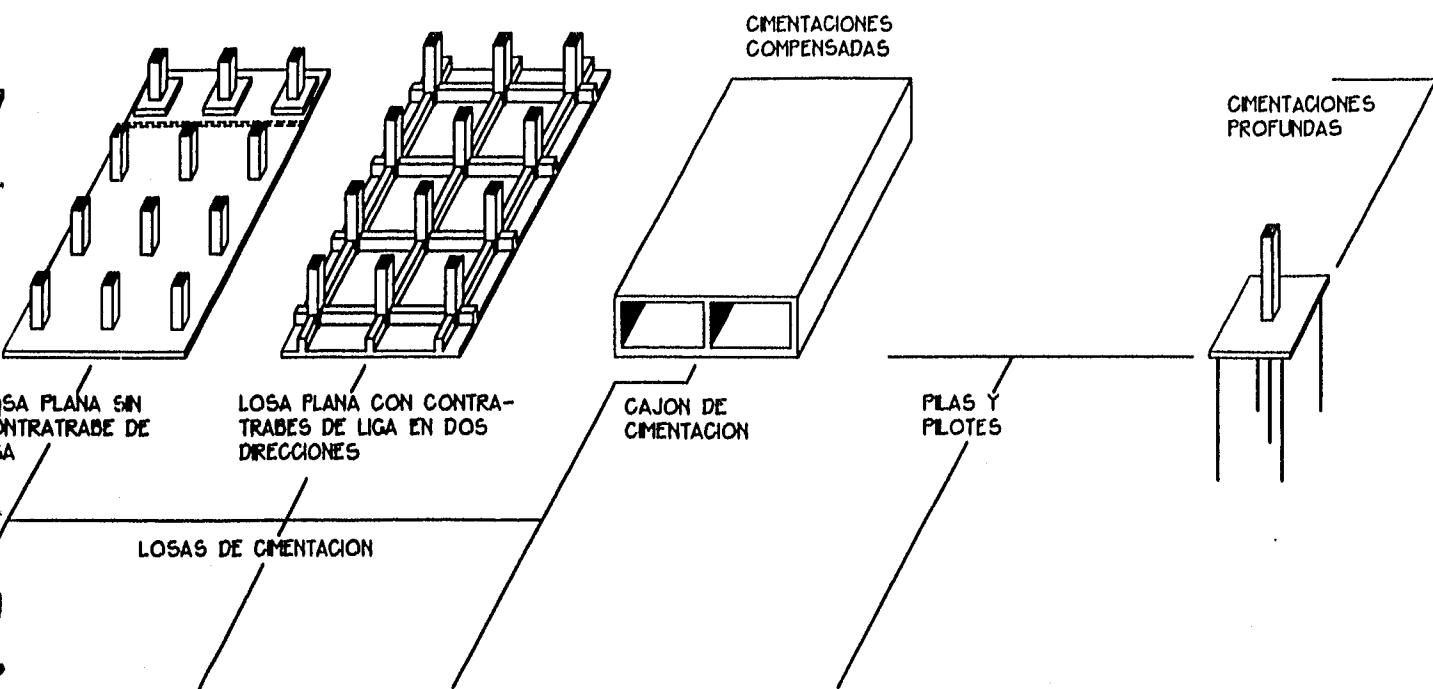


GRAFICO DE LOS DISTINTOS TIPOS
CIMENTACIONES (REF. 11)

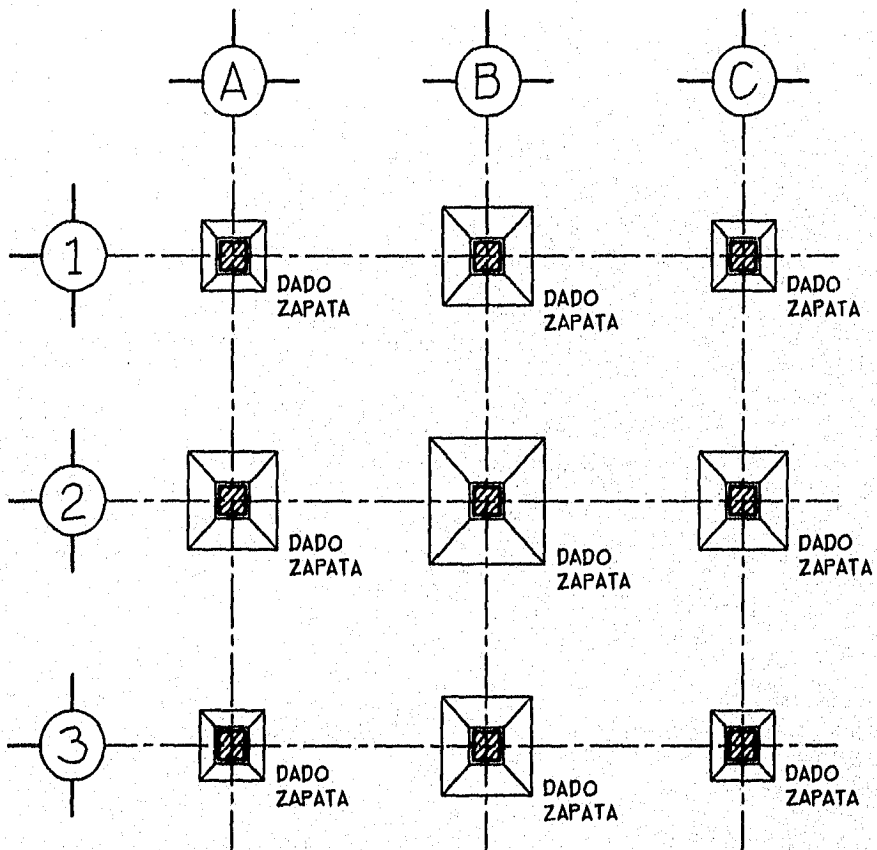
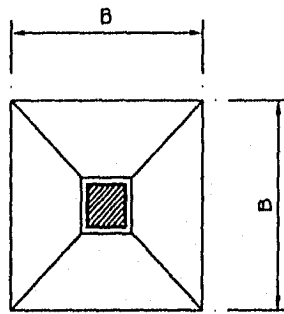
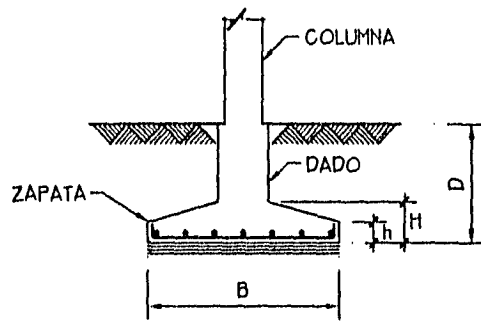


FIG. 1.3 ZAPATAS AISLADAS (REF. 7)

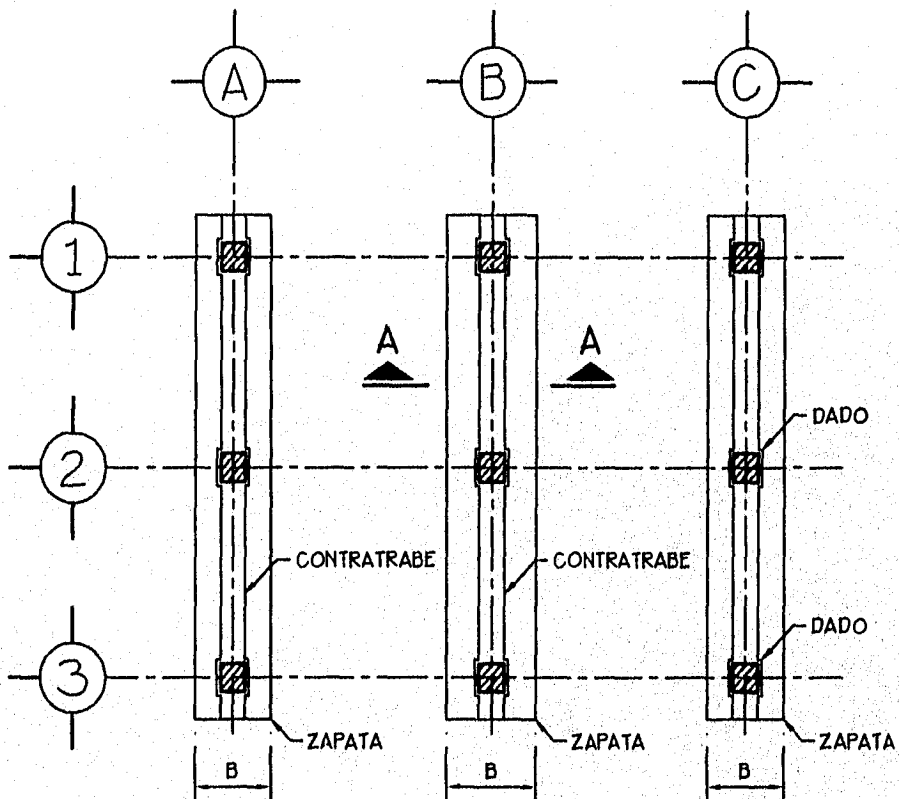
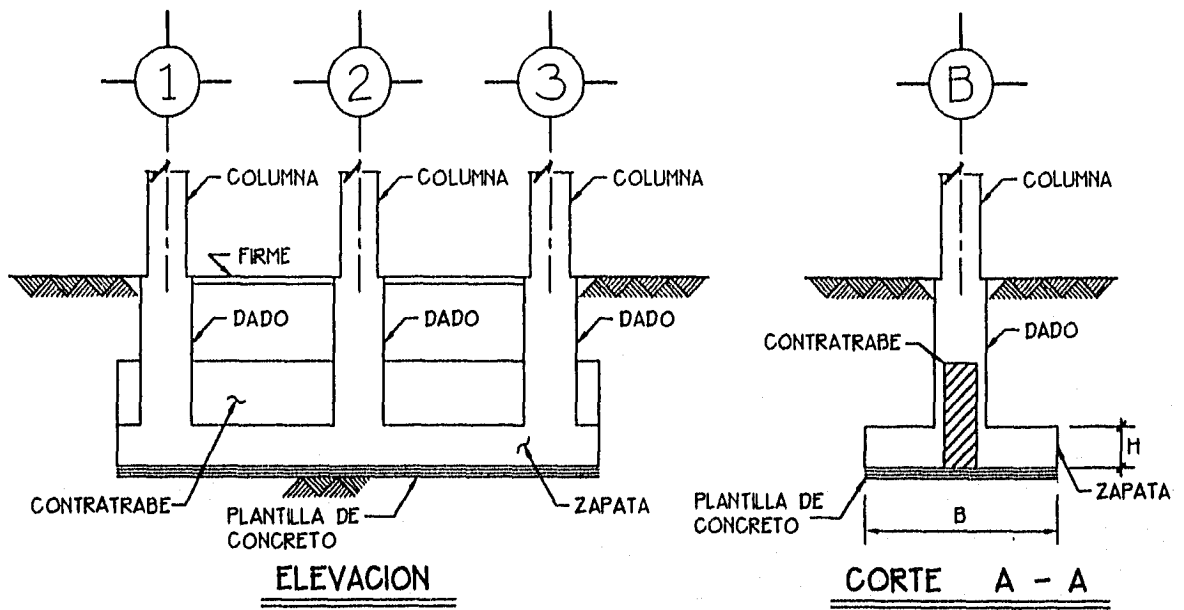


FIG. 1.4 ZAPATAS CORRIDAS (REF. 7)

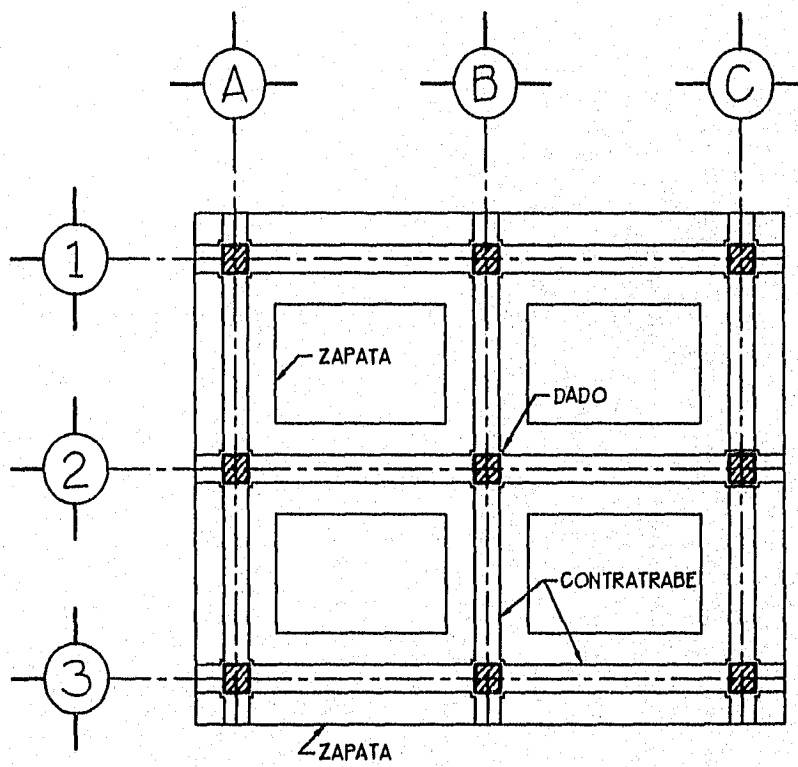
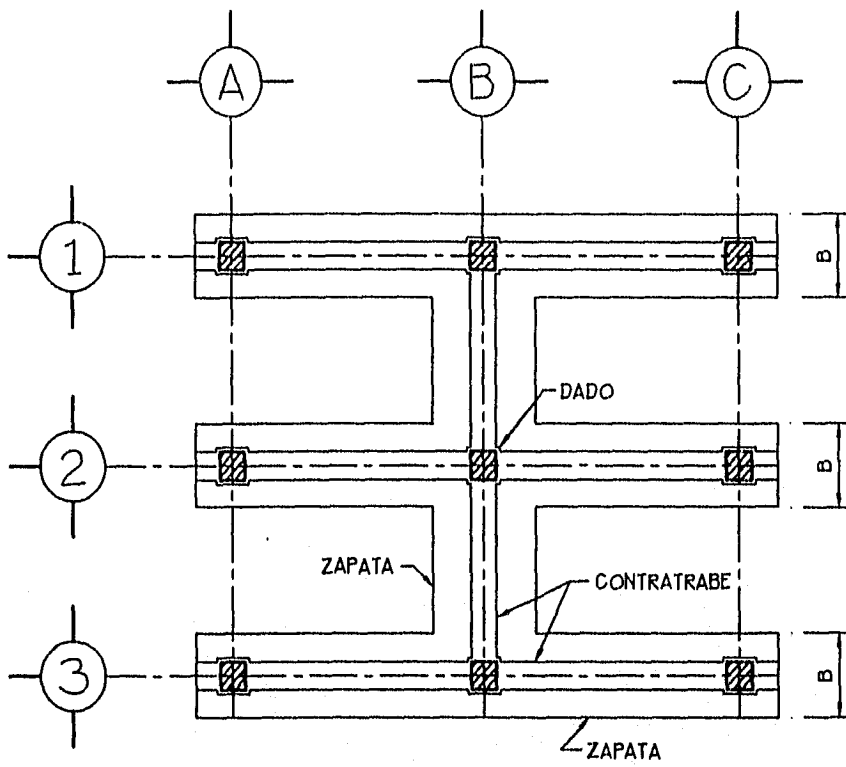


FIG. 1.5 ZAPATAS CORRIDAS EN DOS DIRECCIONES (REF. 7)

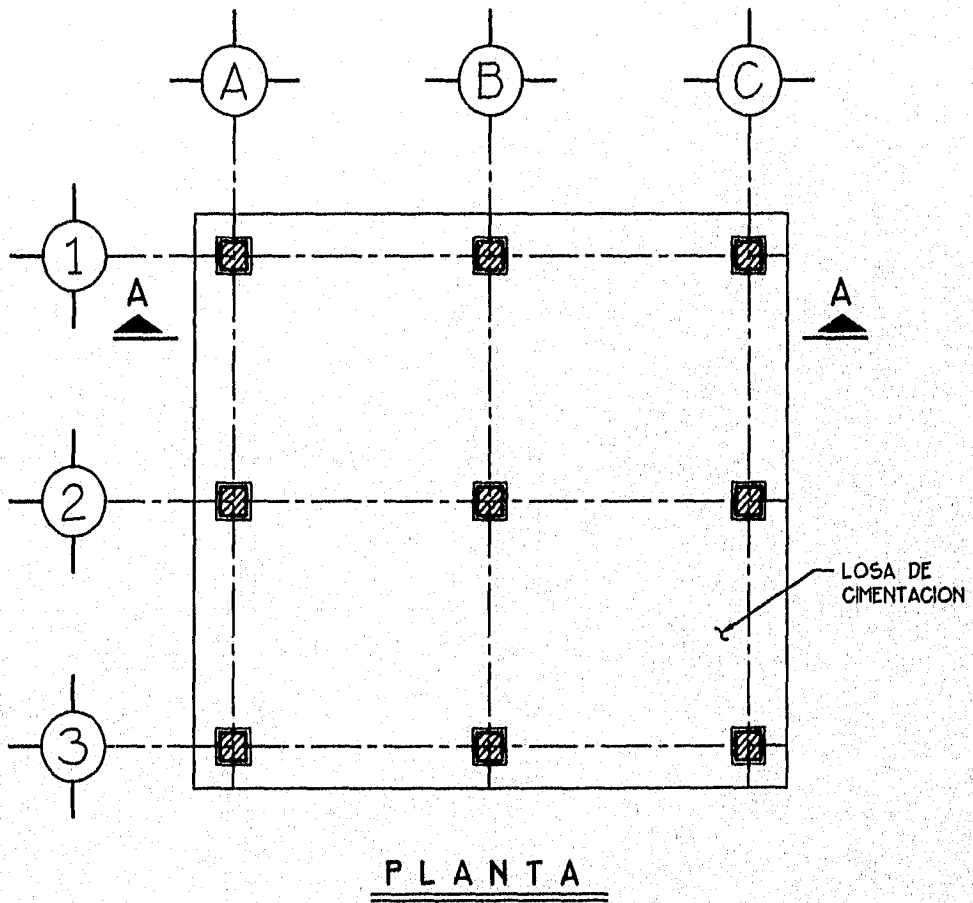
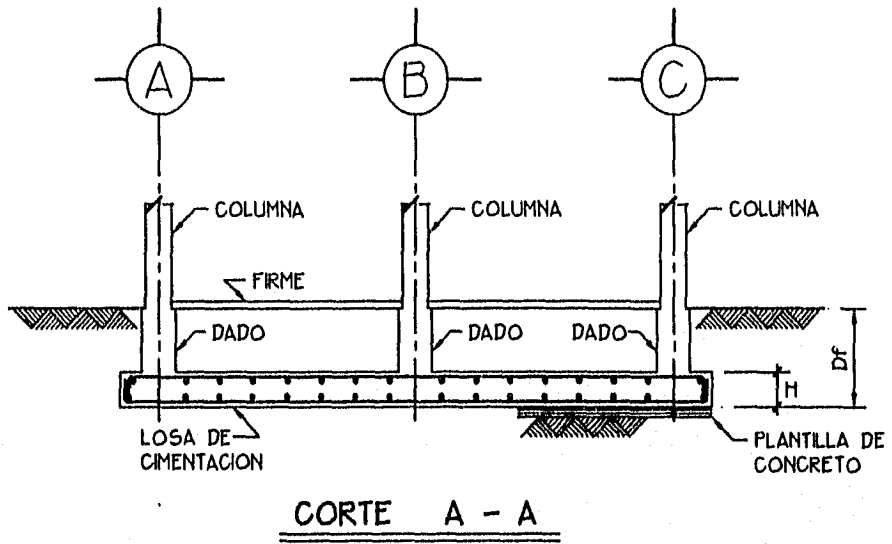
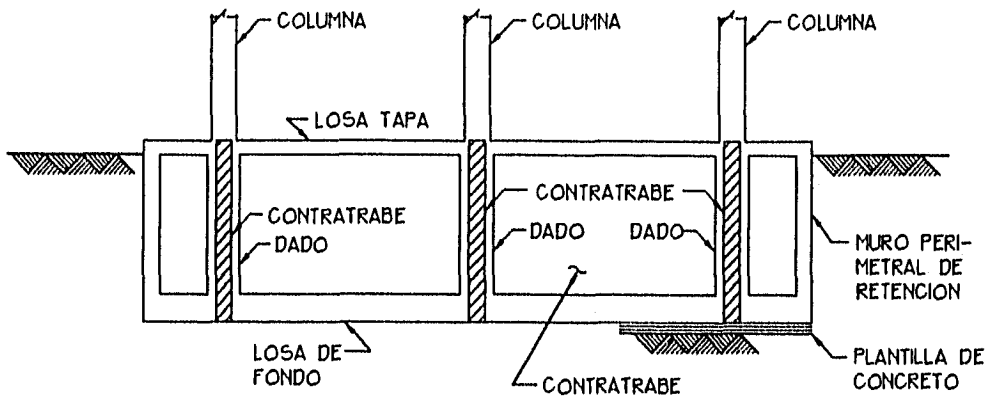
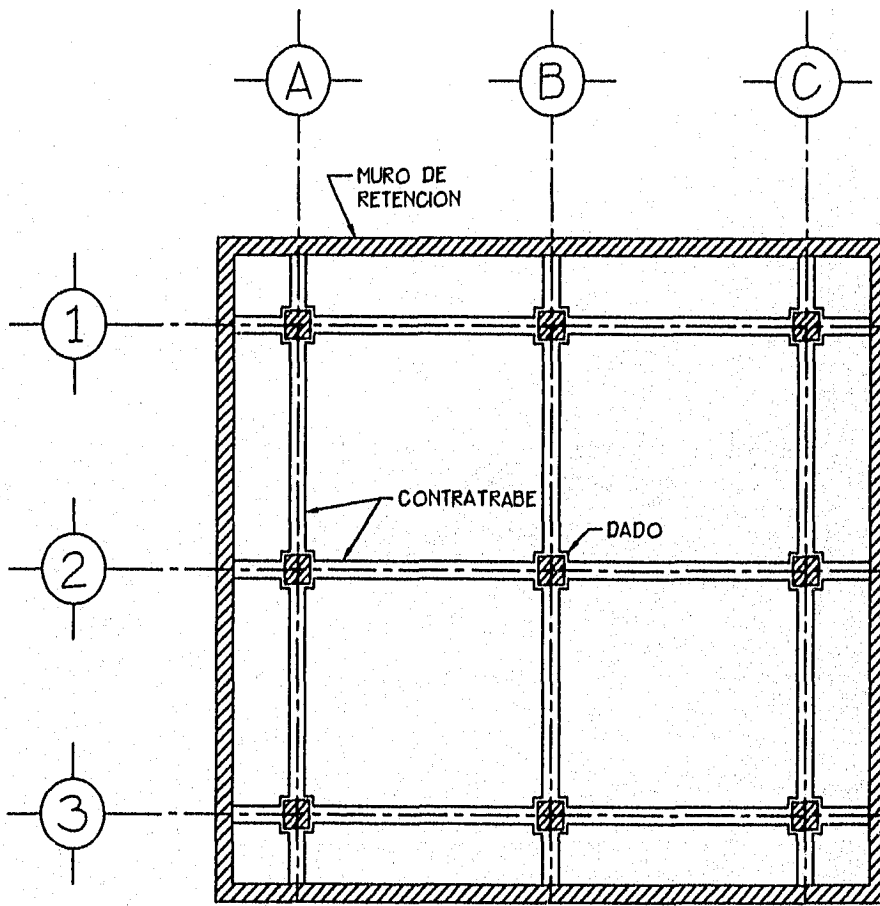


FIG. 1.6 LOSA DE CIMENTACION (REF. 7)



ELEVACION



PLANTA

FIG. 1.7 CIMENTACION COMPENSADA (REF. 7)

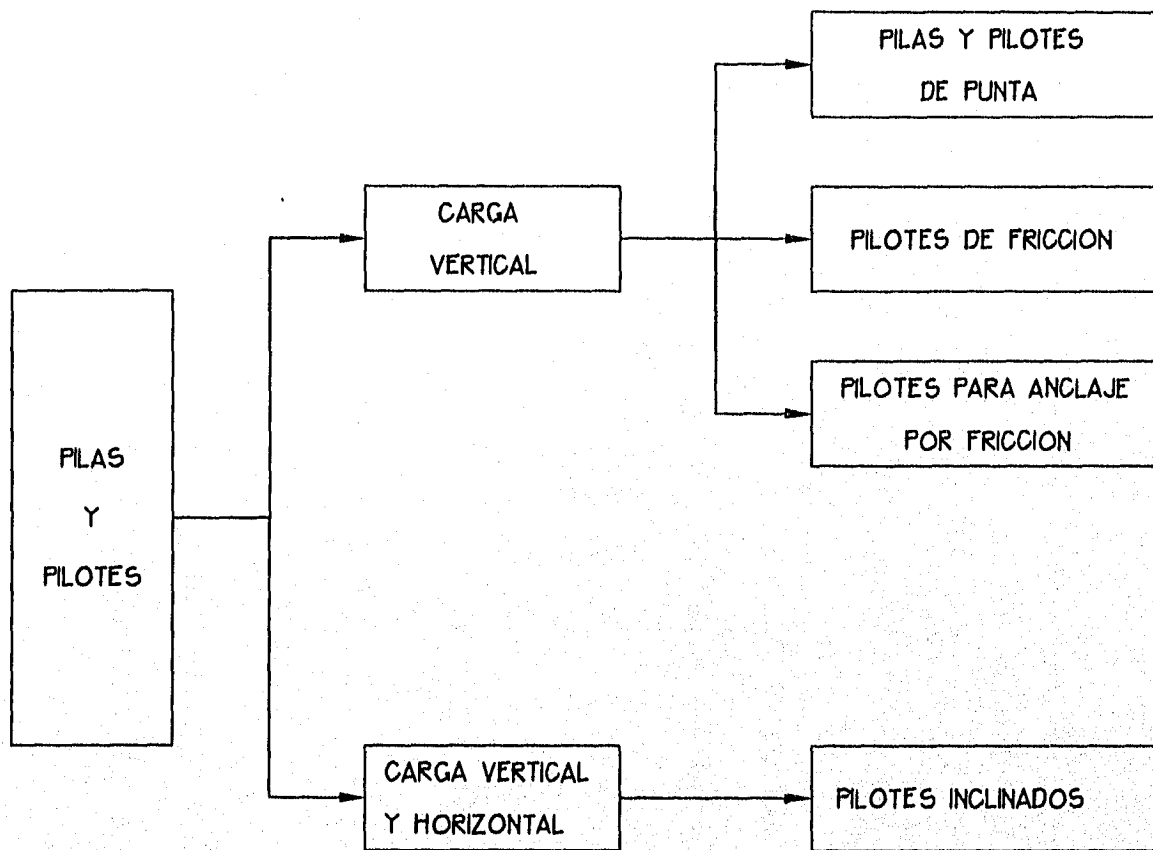


FIG. 1.8 CLASIFICACION DE PILAS Y PILOTES SEGUN LA FORMA COMO TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUBSUELO (REF. 10)

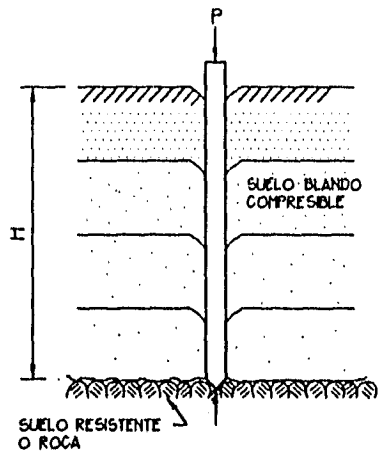


FIG. 1.9a PILOTE DE PUNTA

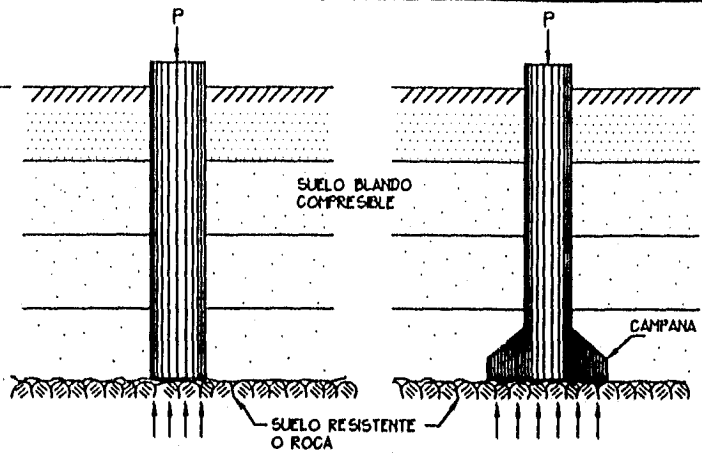


FIG. 1.9b PILAS

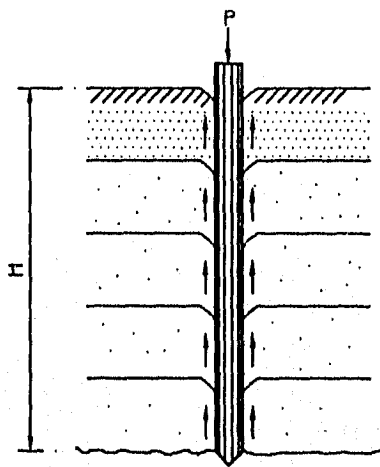


FIG. 1.9c PILOTE DE FRICCION

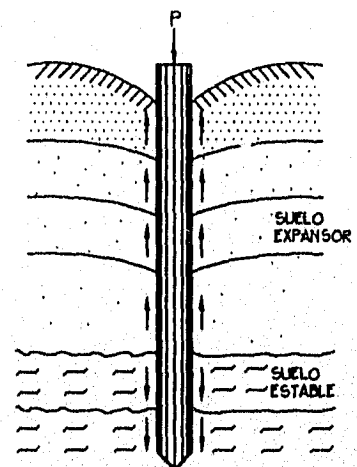


FIG. 9d PILOTE DE ANCLAJE

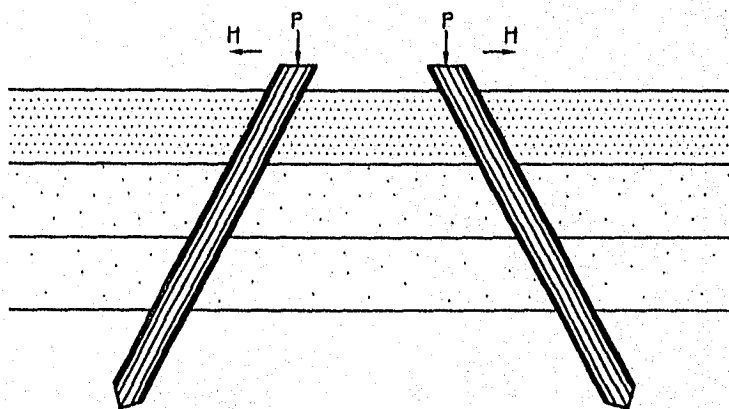
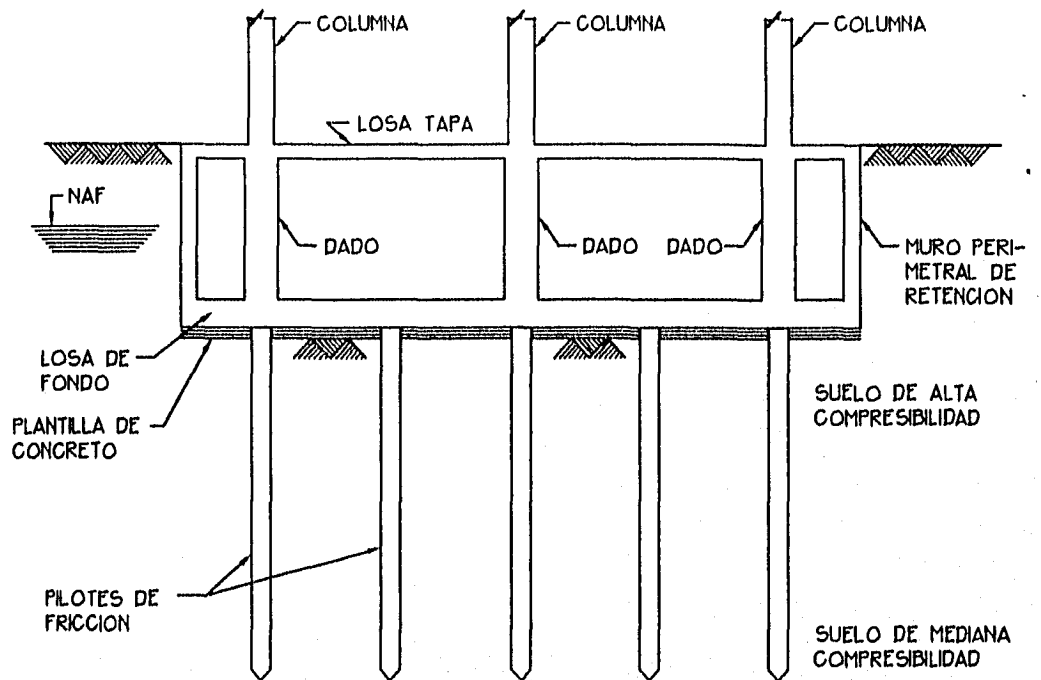
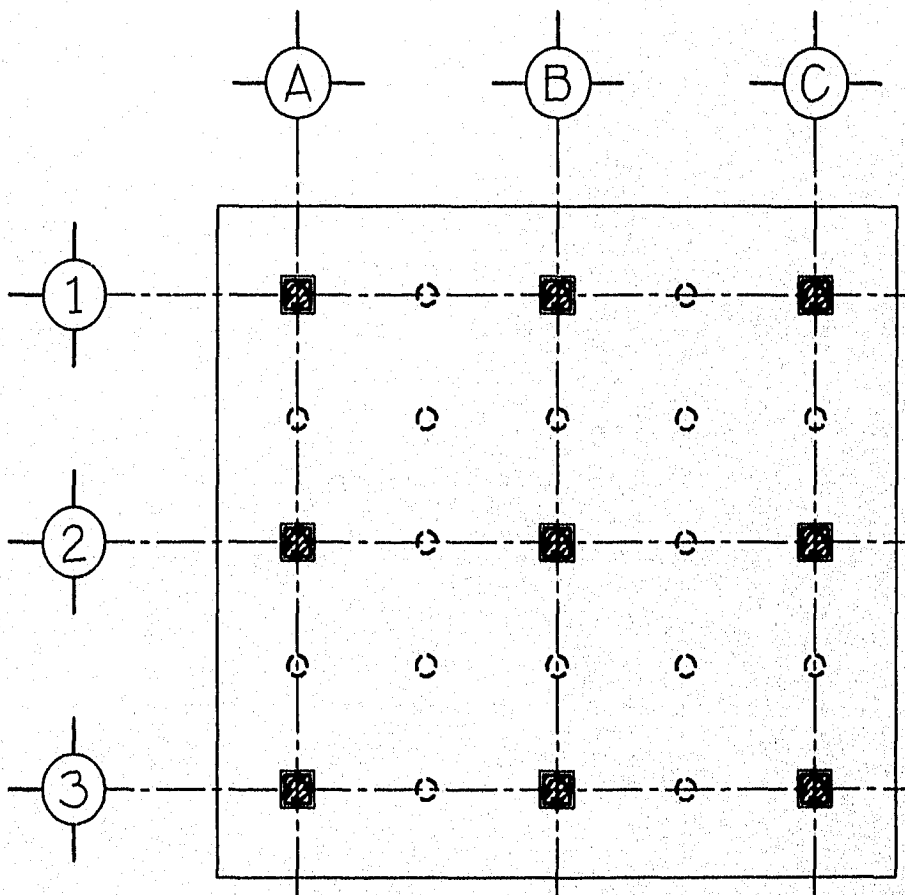


FIG. 1.9e PILOTES INCLINADOS CON CARGA VERTICAL

FIG. 1.9 CIMENTACIONES PROFUNDAS (REF. 10)

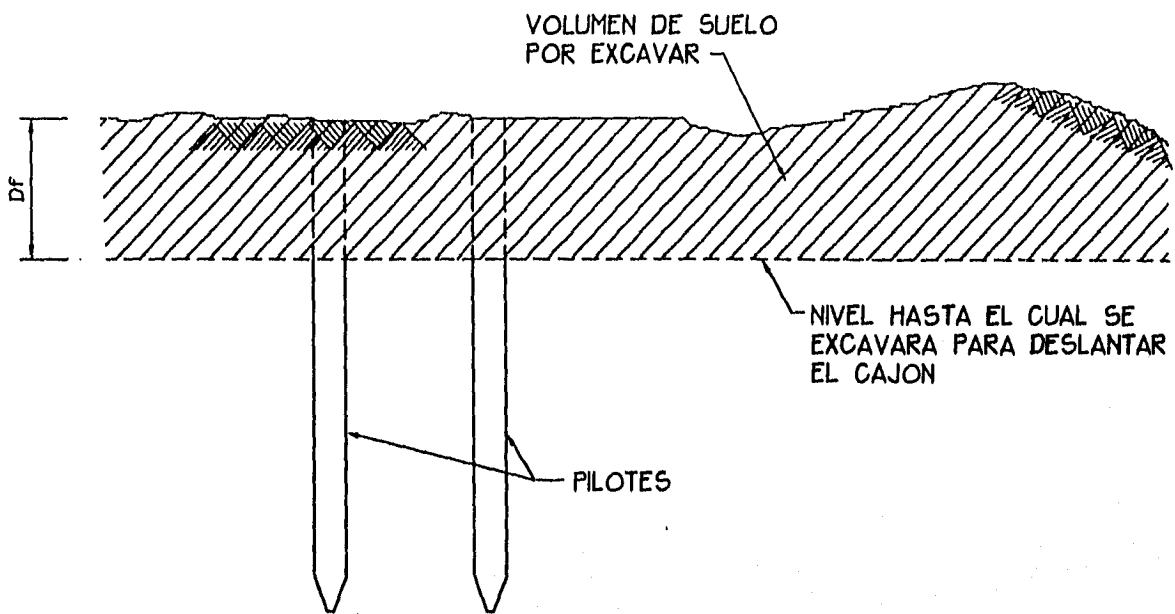


ELEVACION

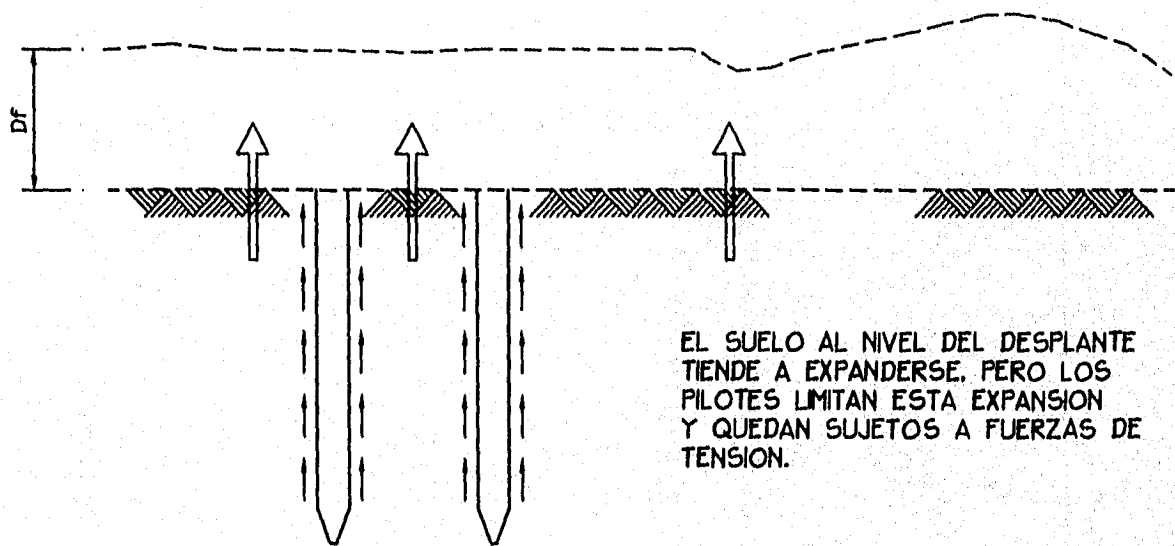


PLANTA

FIG.1.10 CIMIENTACION COMPENSADA CON PILOTES DE FRICCIÓN (REF. 7)

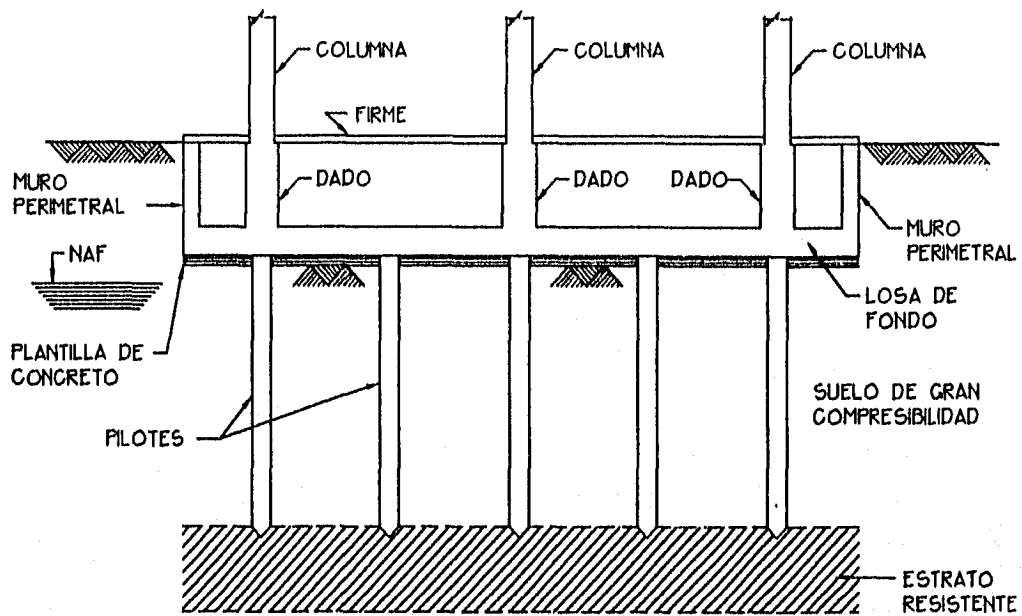


a).- HINCADO DE PILOTES PREVIO A LA EXCAVACION.

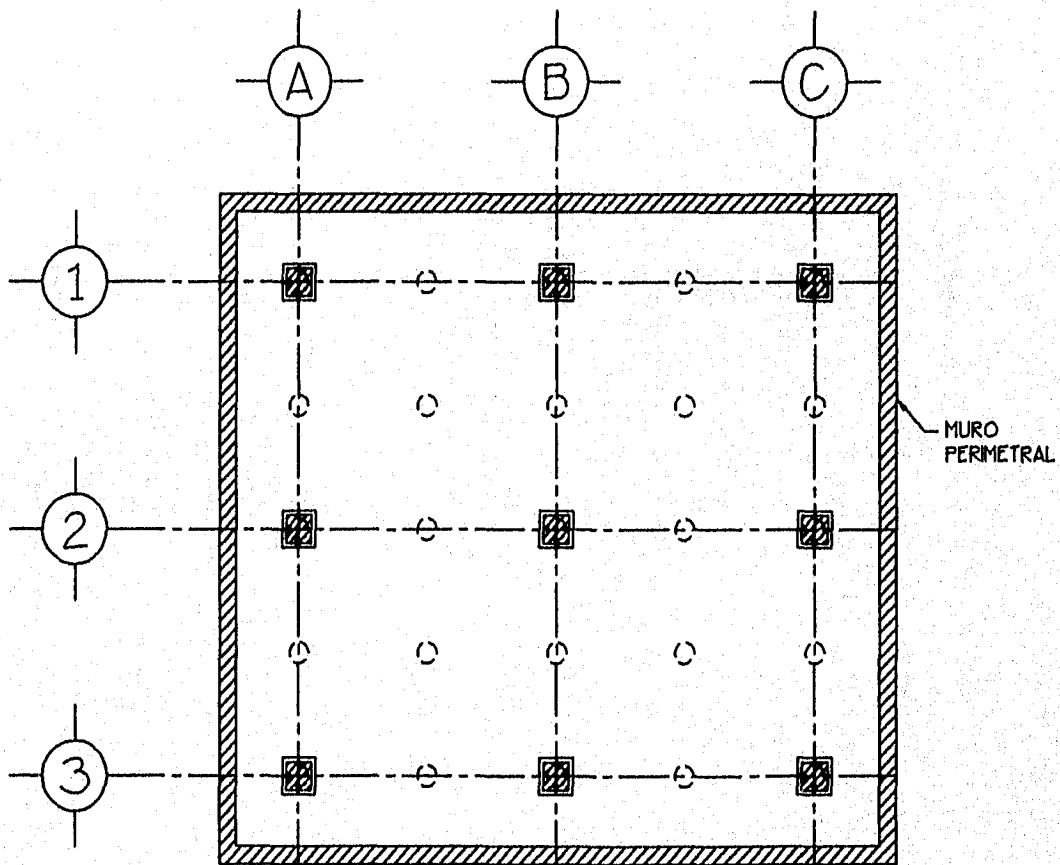


b).- EXCAVACION POSTERIOR AL HINCADO DE PILOTES.

FIG. I.11 a y b.- TRABAJO DE ANCLAJE DE LOS PILOTES AL SER HINCADOS ANTES DE LA EXCAVACION.

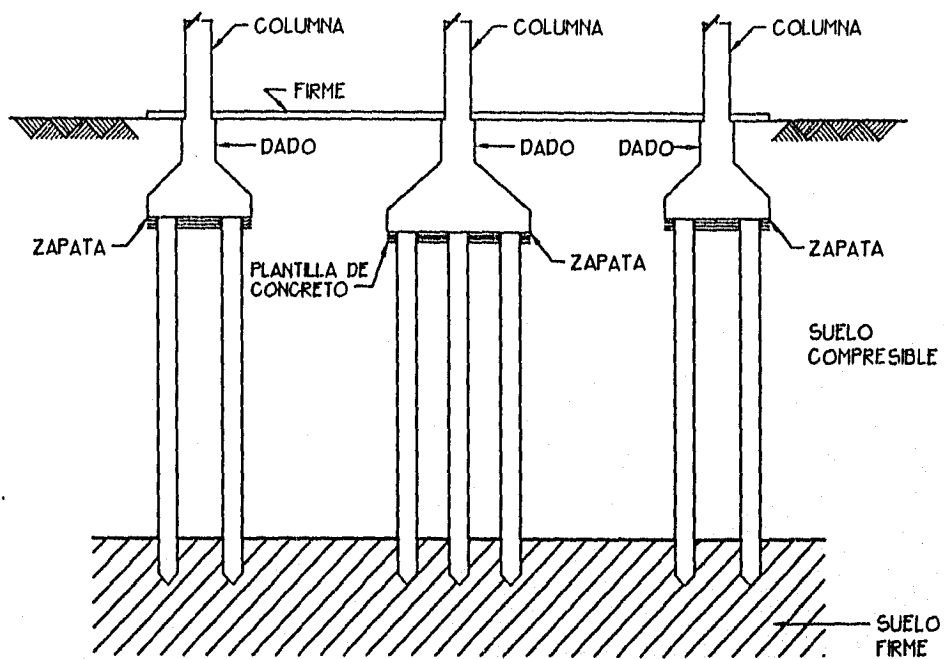


ELEVACION

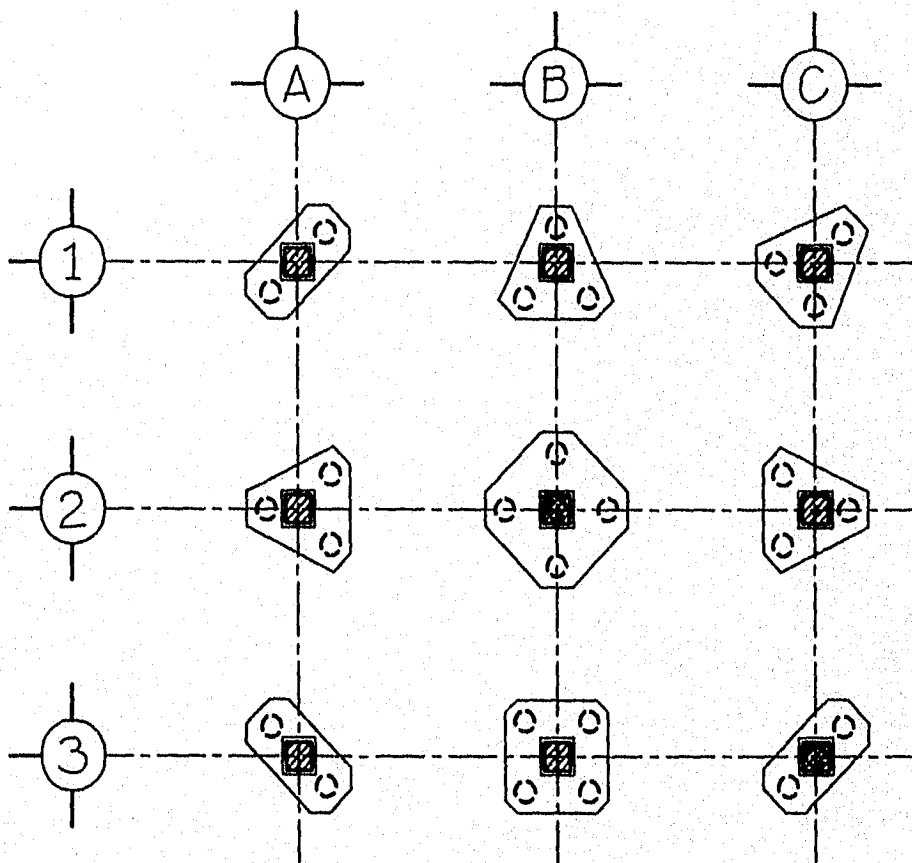


PLANTA

FIG. I.12 CIMENTACION COMPENSADA CON PILOTES DE PUNTA (REF. 7)

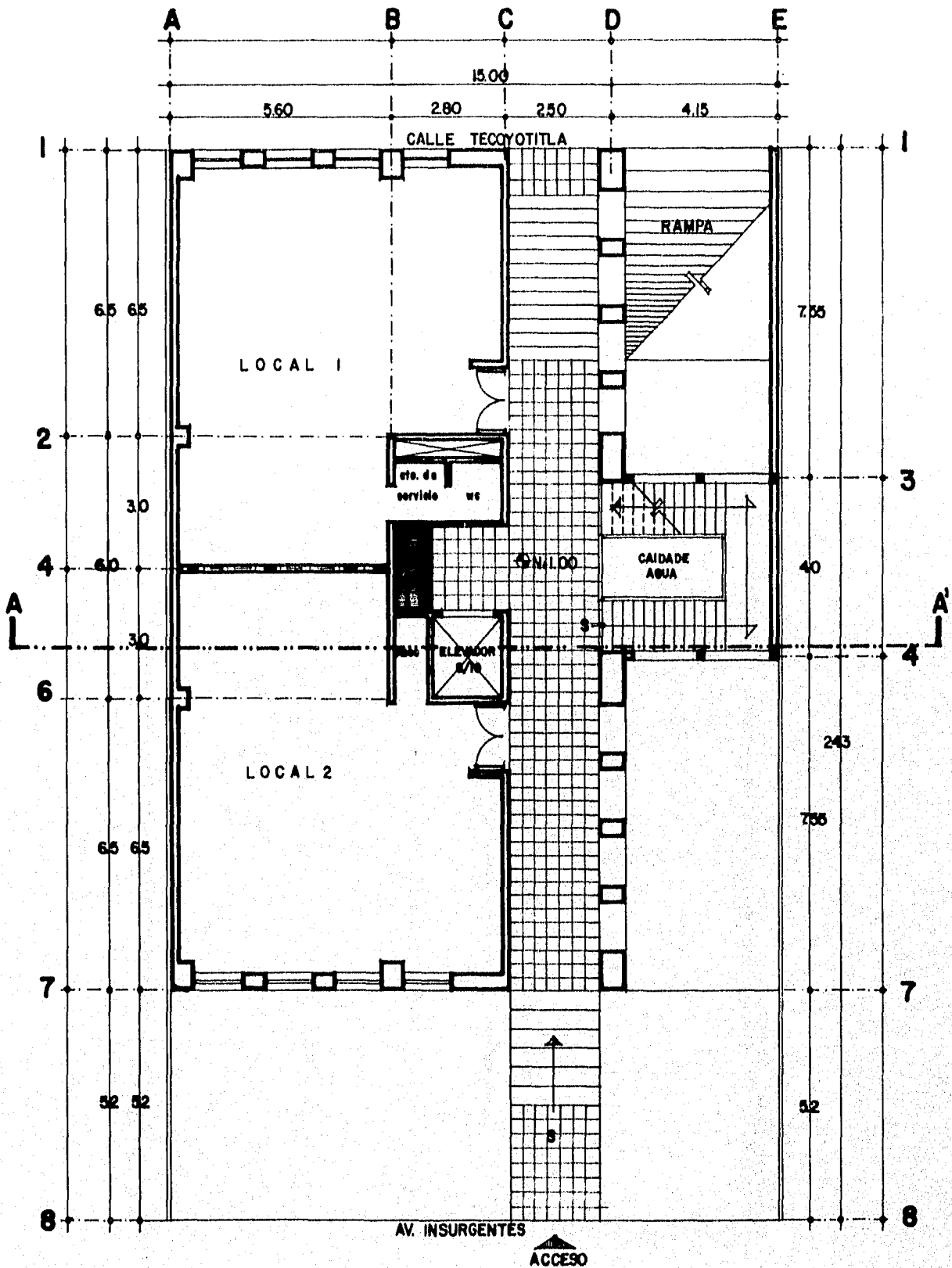


ELEVACION

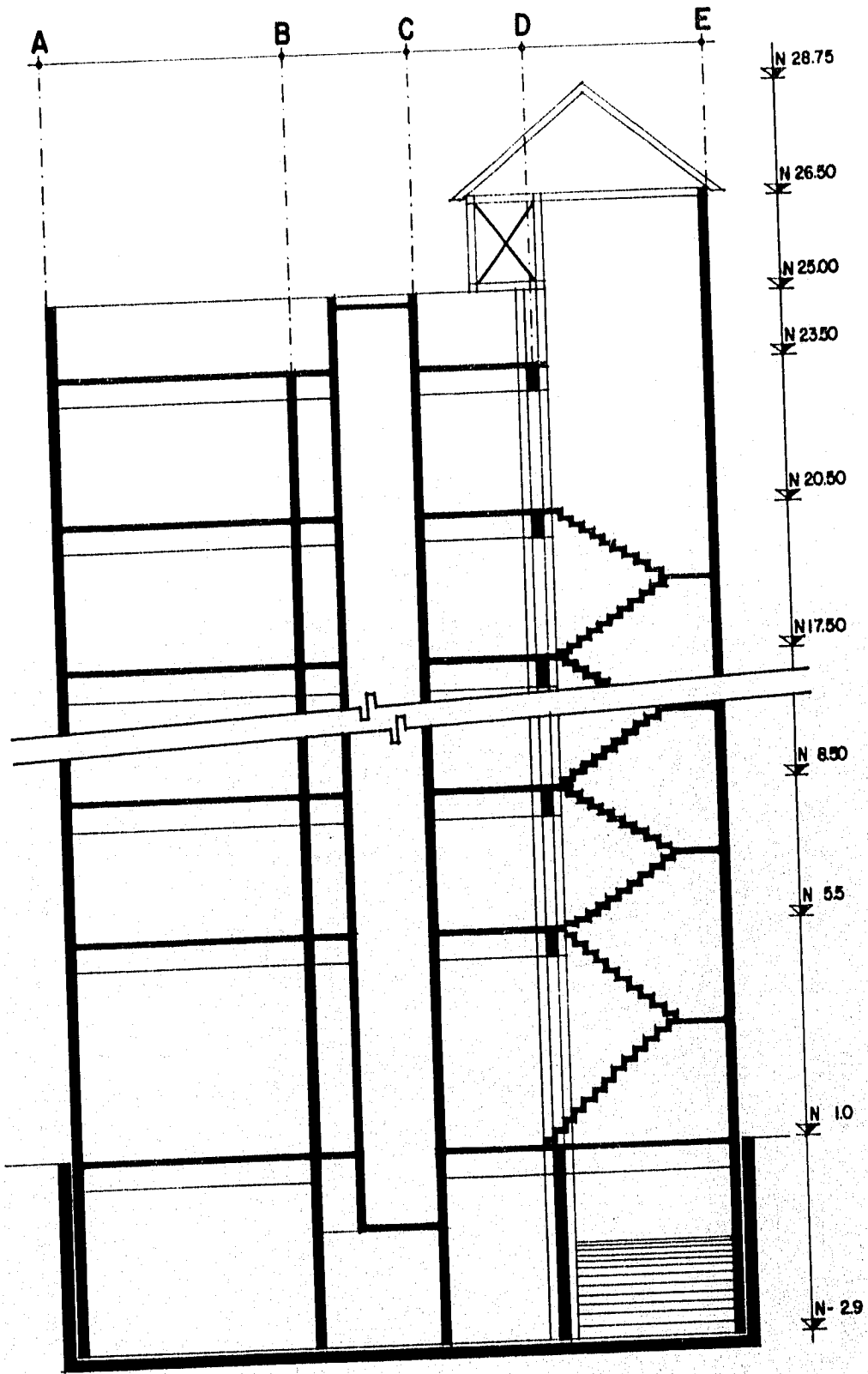


PLANTA

FIG. I.13 CIMENTACION CON PILOTES DE PUNTA (REF. 7)



■ FIGURA II.1a. PLANTA ARQUITECTONICA



■ FIGURA II.1b. CORTE A-A'

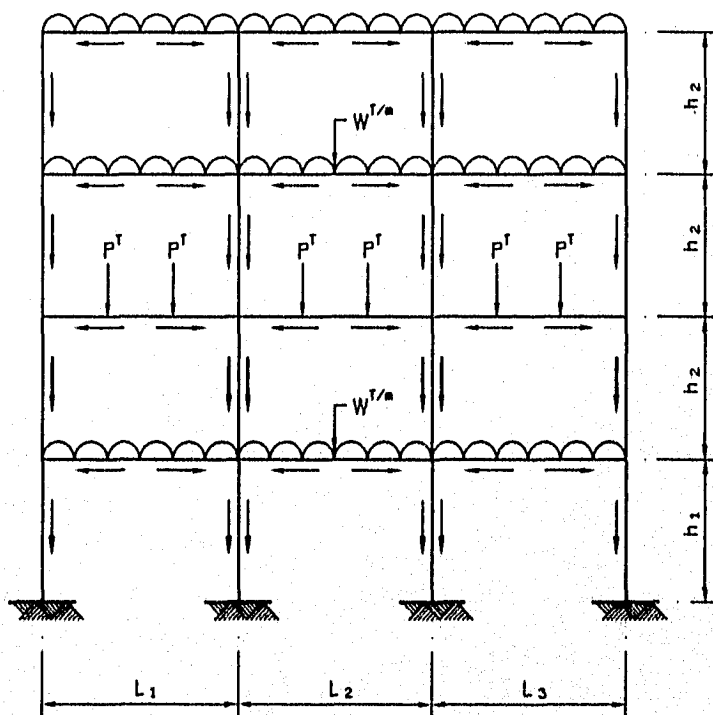
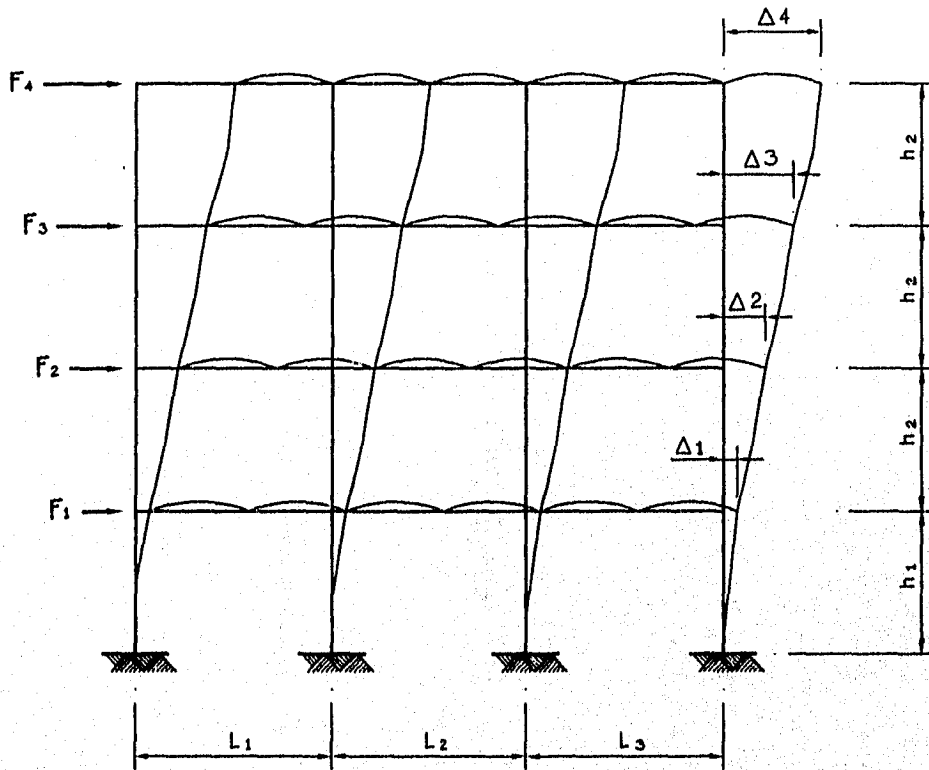


FIG. 1.1.2

CONDUCCION DE LAS CARGAS VERTICALES
A CIMENTACION EN UN MARCO RIGIDO.
CLAS FLECHAS INDICAN EL CAMINO QUE
SIGUEN LAS CARGAS DESDE LOS NIVELES
SUPERIORES HASTA LA CIMENTACION)



$$\Delta_{\text{máx.}} < \Delta_{\text{perm.}}$$

$$K_{\text{LATE}} = k_{\text{COL.}} + k_{\text{VIG.}}$$

$$K_{\text{LATE}} \ll \Rightarrow \Delta \gg \Delta_{\text{per.}}$$

$$K_{\text{LATE}} \ll \Rightarrow \Delta \ll \Delta_{\text{per.}}$$

FIG. 1.13

TRABAJO EN CONJUNTO DE TRABES Y COLUMNAS
EN UN MARCO RIGIDO PARA RESISTIR LAS
FUERZAS HORIZONTALES.

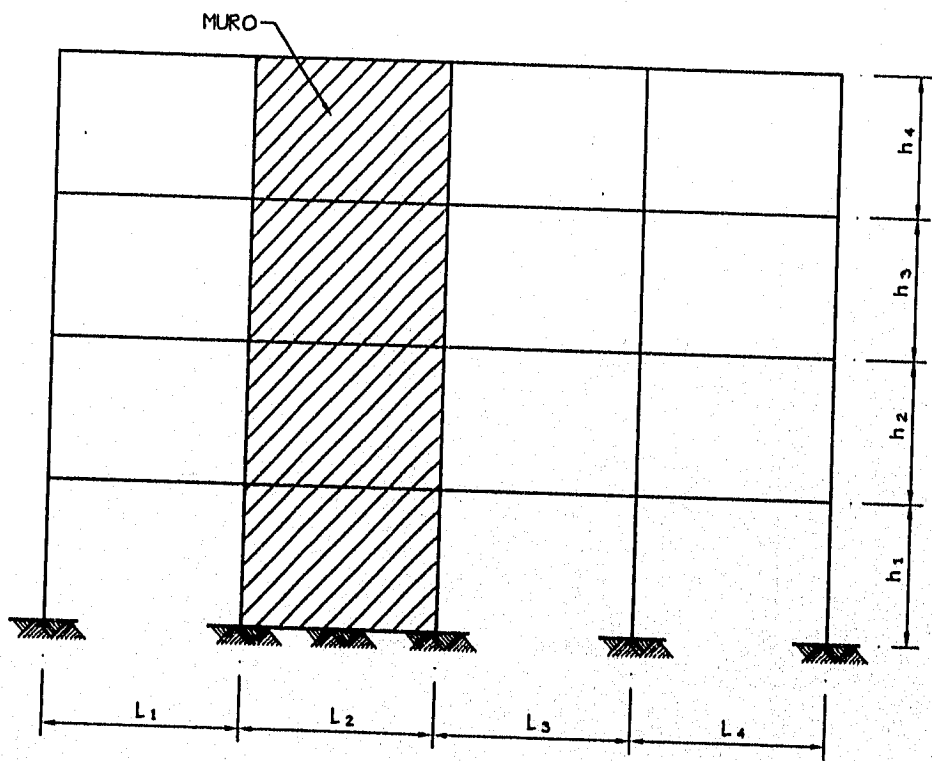


FIG. 1.4a SISTEMA DE MARCO RIGIDO CON MURO

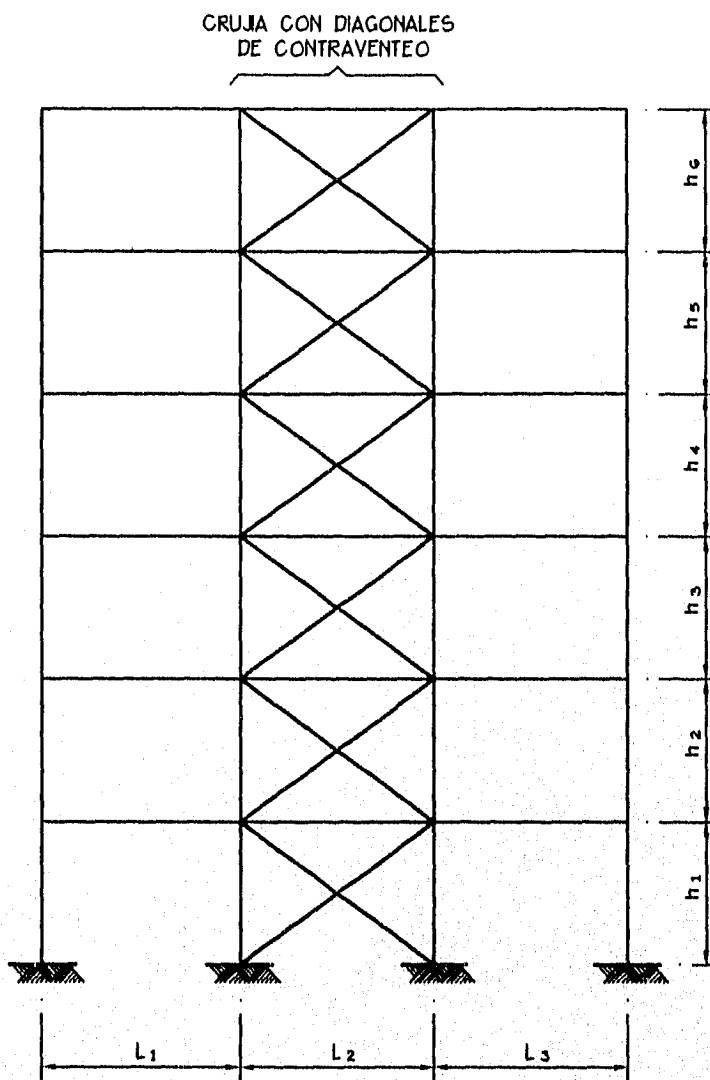


FIG. 1.14b SISTEMA DE MARCO RIGIDO CON CRUJA CONTRAVENTEADA

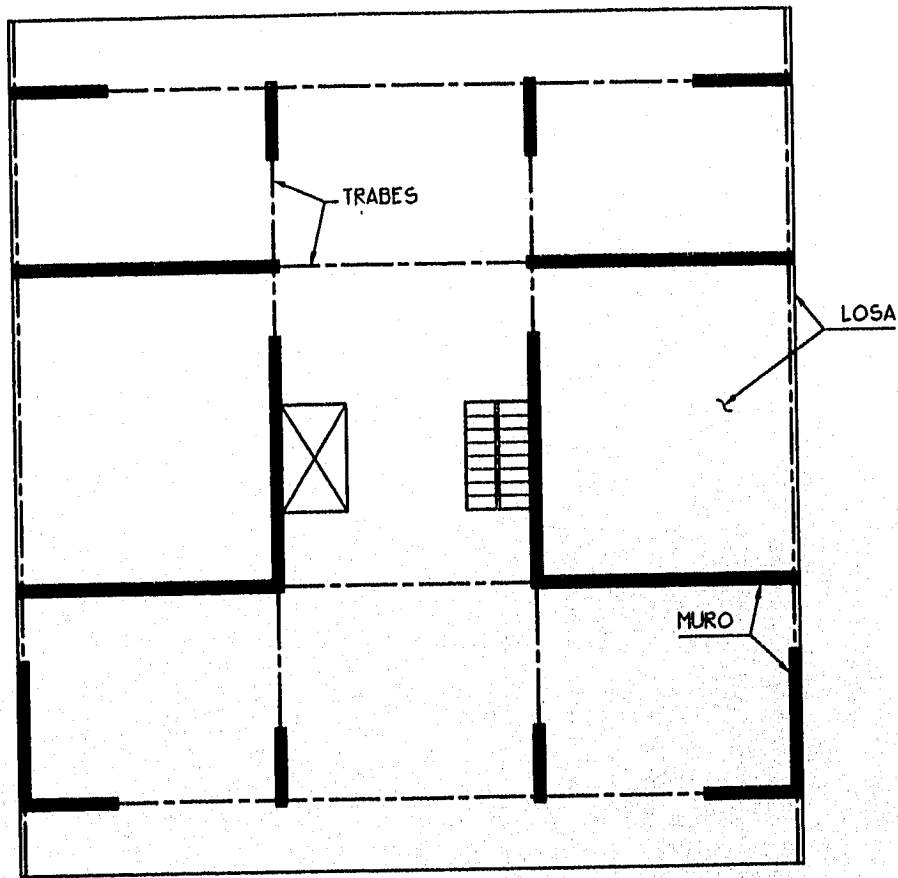


FIG. 1.15 SISTEMA A BASE DE MUROS Y LOSA

OBRA: _____ LOCALIZACION: _____
 FECHA DEL SONDEO: _____ COTA DEL BROCAL: _____

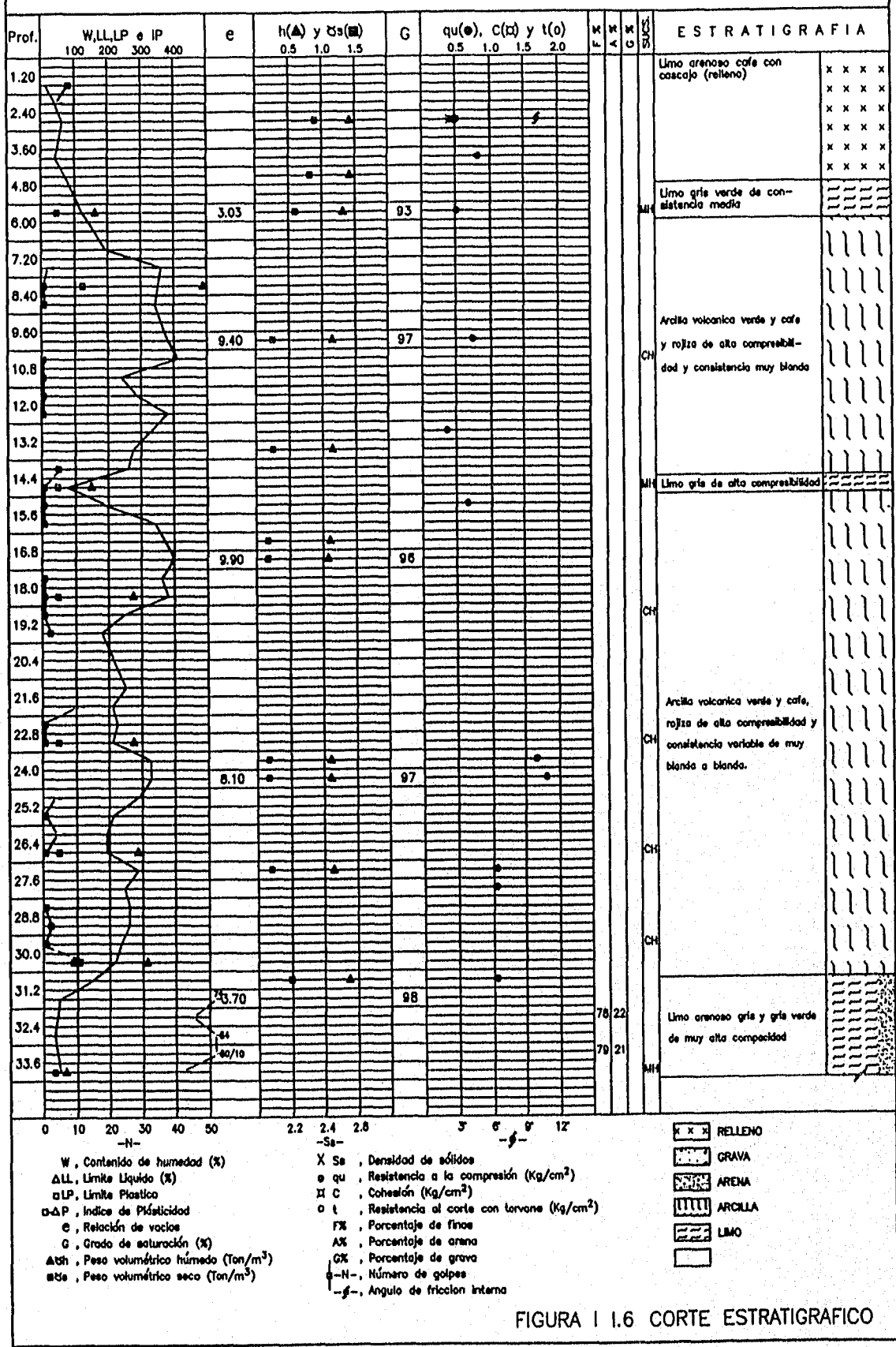


FIGURA I.6 CORTE ESTRATIGRAFICO

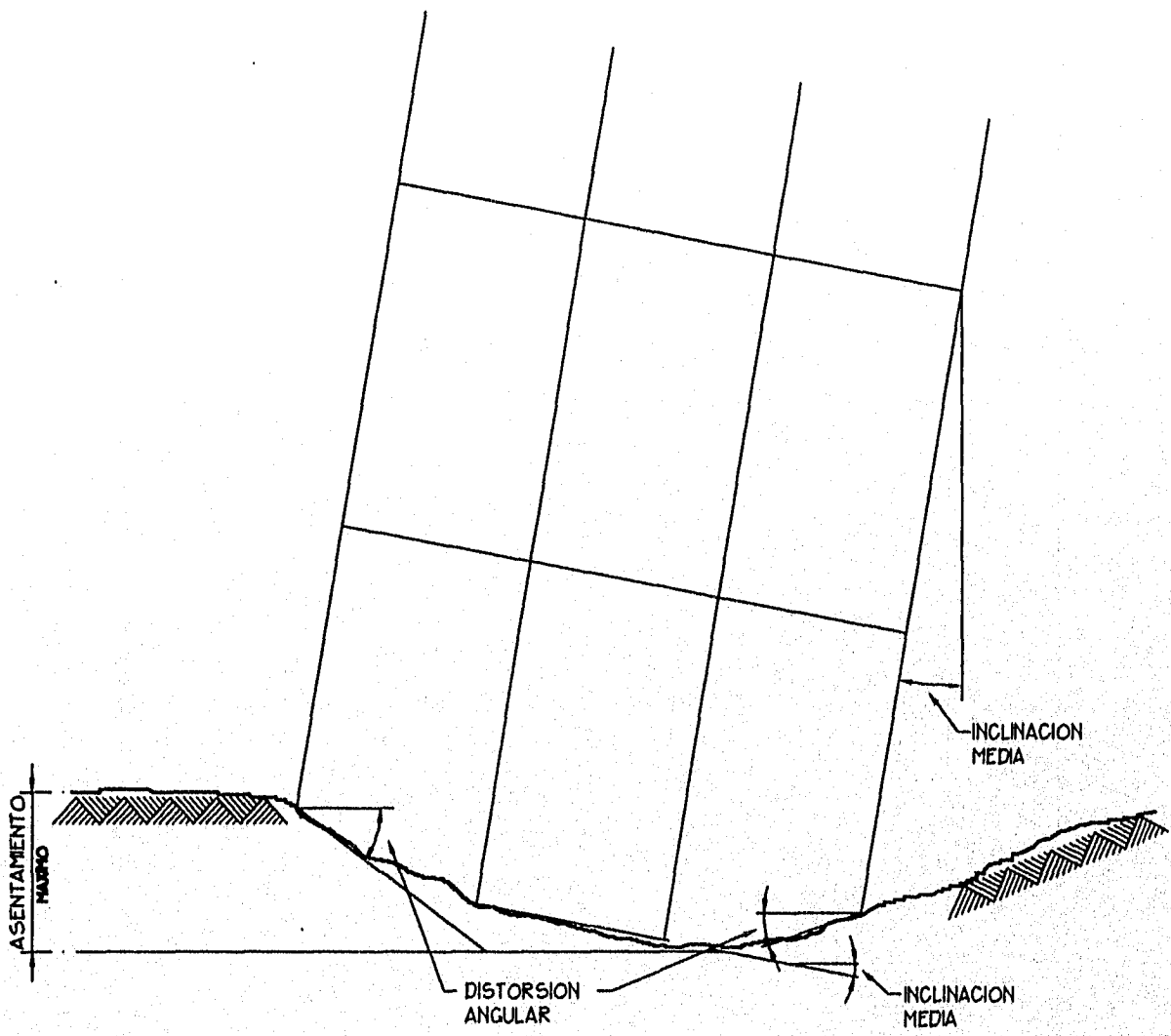


FIG. II.7 TIPOS DE ASENTAMIENTO (REF. 14)

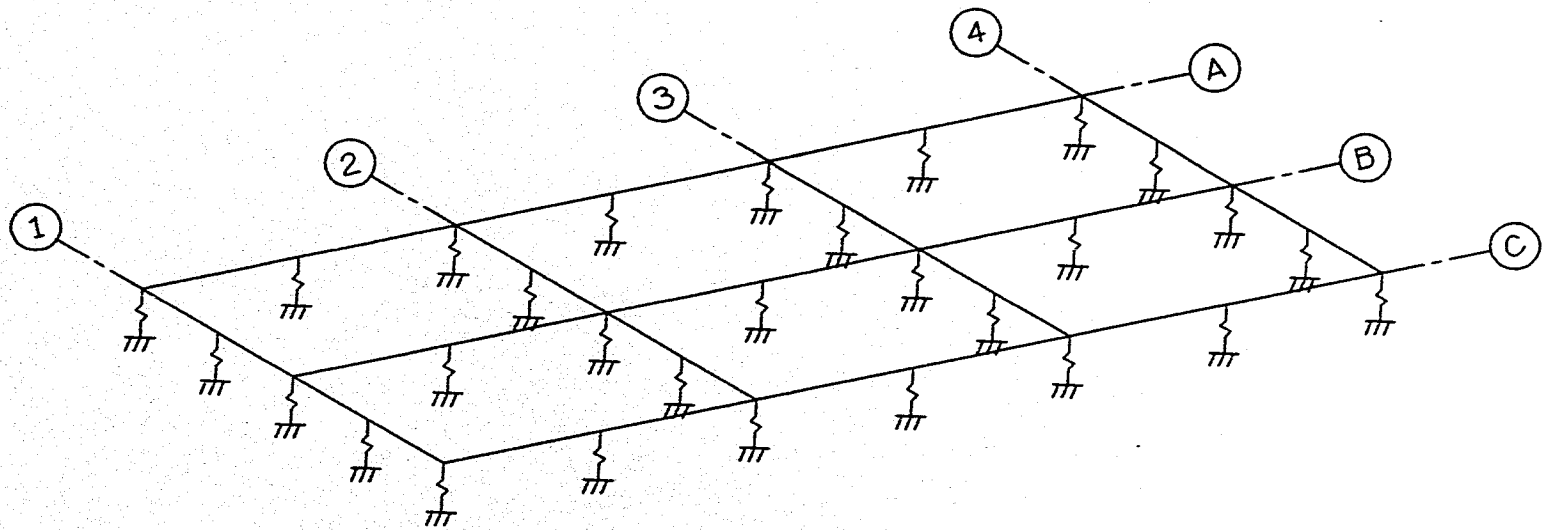


FIG. 118 RETICULA DE CONTRATRABES CON RESORTES

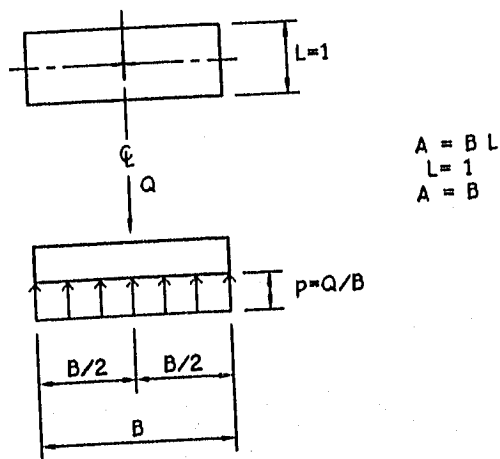


FIG. 1.9a DISTRIBUCION DE PRESIONES EN CIMENTO CON CARGA VERTICAL.

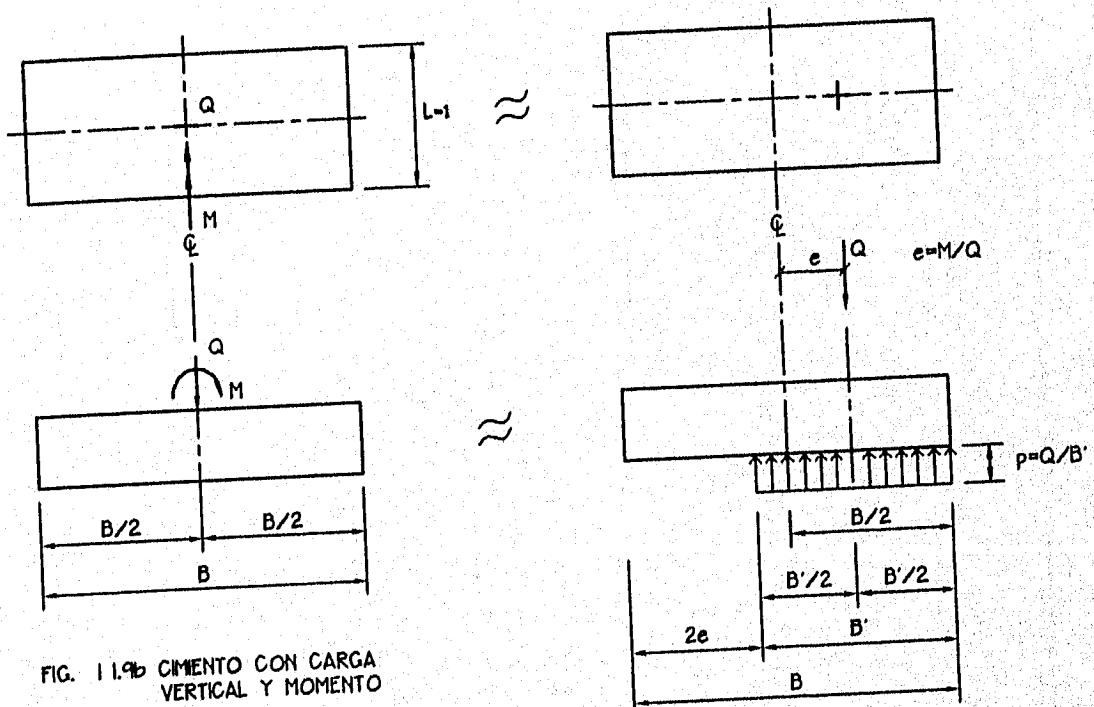


FIG. 1.9b CIMENTO CON CARGA VERTICAL Y MOMENTO

$B' = \text{ANCHO REDUCIDO}$

FIG. 1.9c CIMENTO CON CARGA EQUIVALENTE

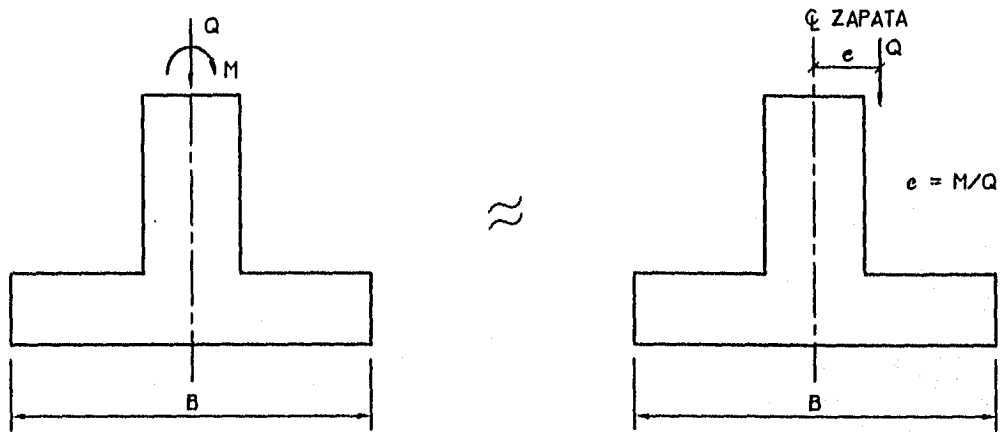
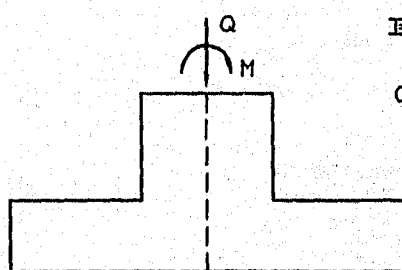
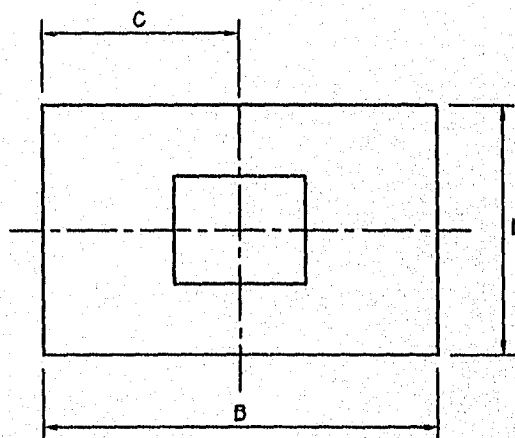


FIG. 1.10a ZAPATA CON CARGA VERTICAL Y MOMENTO DE VOLTEO.



$$I = \frac{LB^3}{12}$$

$$C = \frac{B}{2}$$

FIG. 1.10b PLANTA Y CORTE DE UNA ZAPATA RECTANGULAR.

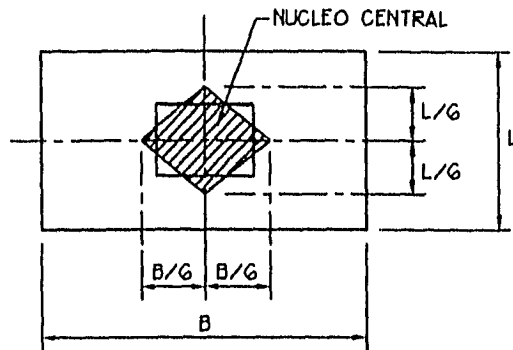


FIG. I I.11 UBICACION DEL NUCLEO CENTRAL. CUALQUIER CARGA DENTRO DE ESTA ZONA NO GENERA ESFUERZOS DE TENSION EN LA ZAPATA.

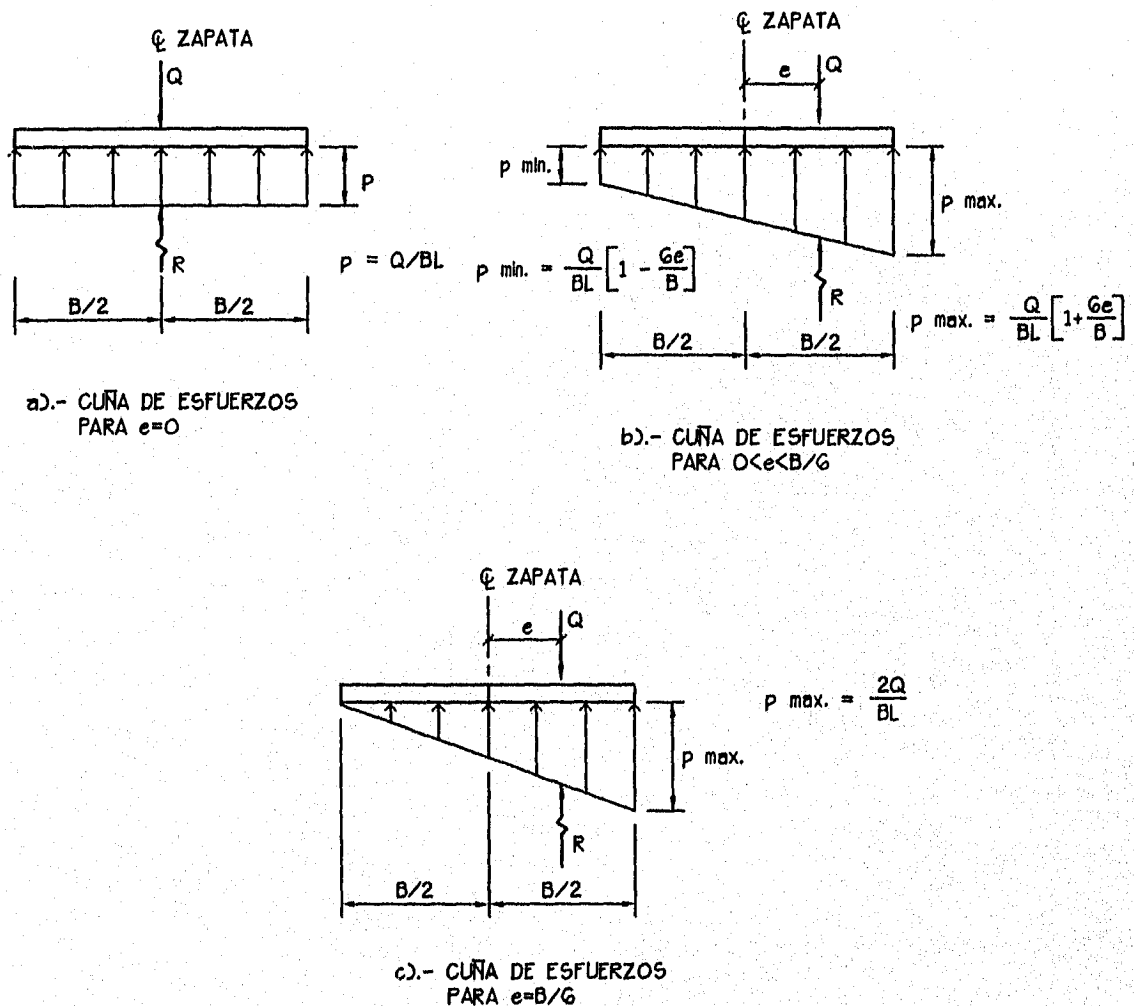


FIG. I I.12 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA DISTINTOS VALORES DE LA EXCENTRICIDAD (e). LA LONGITUD (L) ES PERPENDICULAR AL PAPEL.

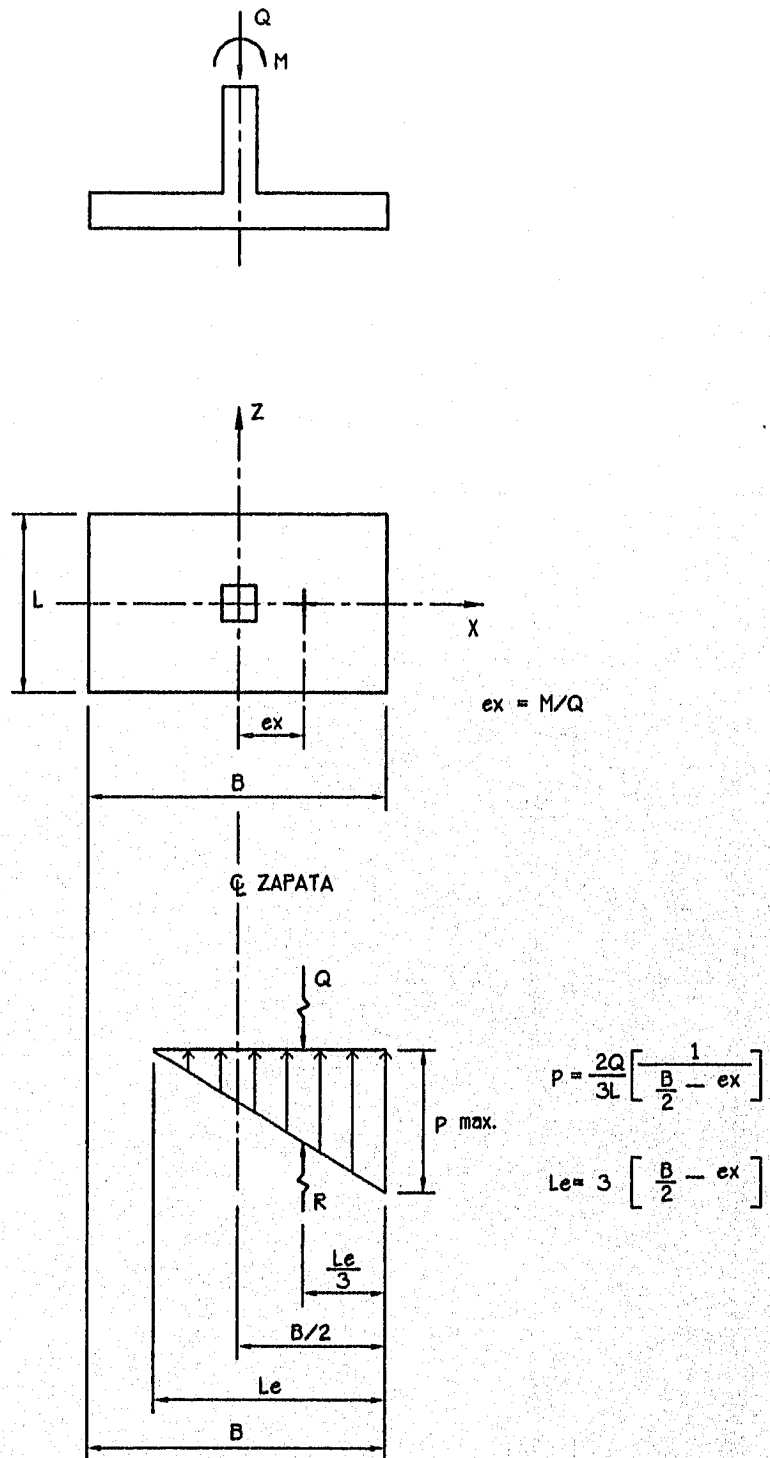
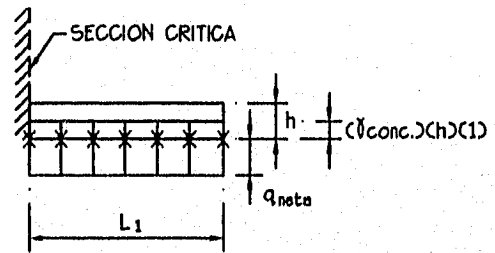
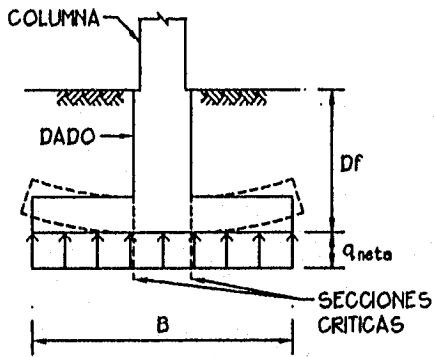
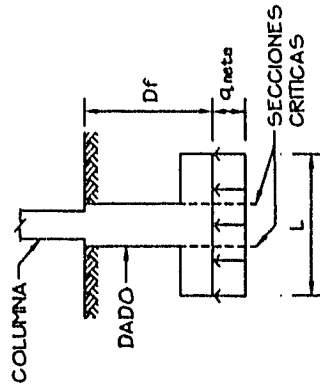
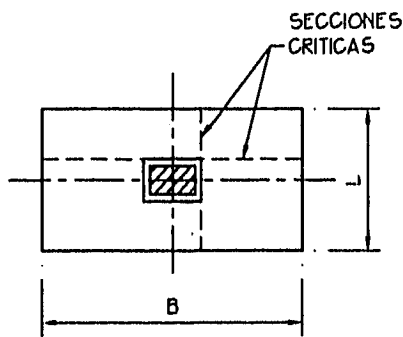
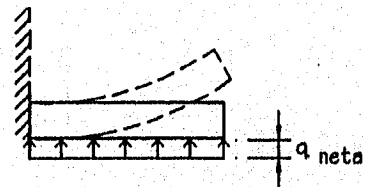


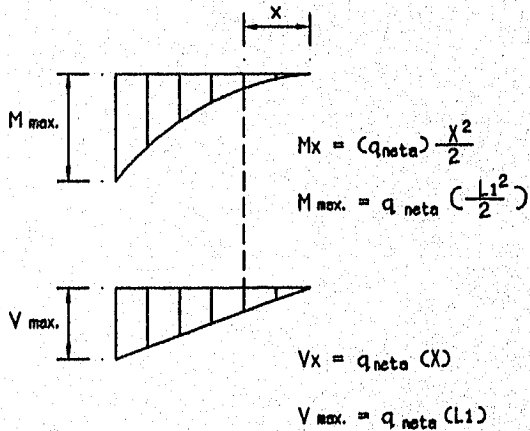
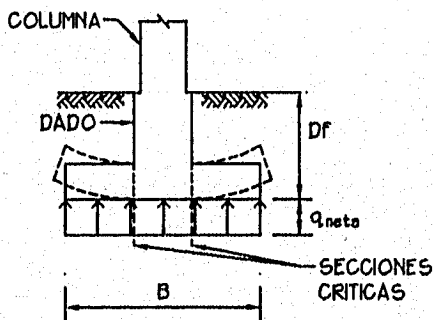
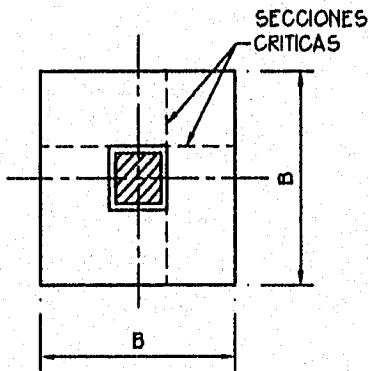
FIG. 1.1.13 CUÑA DE PRESIONES PARA EL CASO EN EL CUAL $e > B/6$.



a).- SECCIONES CRITICAS EN ZAPATA RECTANGULAR



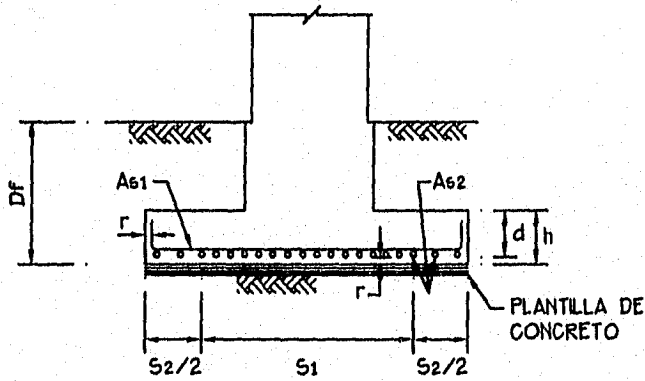
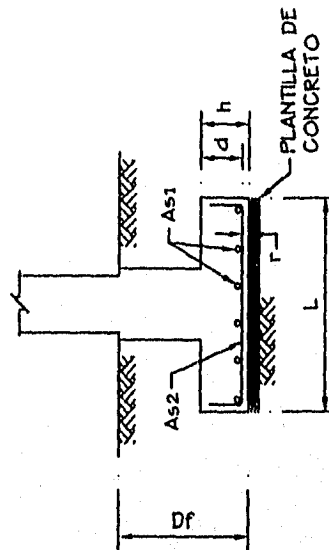
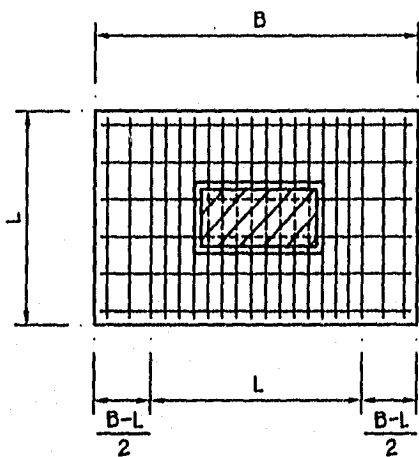
PARA UN ANCHO UNITARIO
 $q_{neta} = q - (f'_{conc.} \times h)$



b).- SECCIONES CRITICAS EN ZAPATA CUADRADA

c).- DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y DE CORTANTES. POR UN ANCHO UNITARIO DE LOSA.

FIG. 1.14 SECCIONES CRITICAS PARA ANALISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS POR FLEXION.



A_{s1} = AREA DE ACERO PARALELO AL LADO LARGO

A_{s2} = AREA DE ACERO PARALELO AL LADO CORTO

S_2 = AREA DE ACERO DE REFUERZO PARALELO AL LADO CORTO DISTRIBUIDO EN LAS FRANJAS EXTREMAS

h = PERALTE TOTAL DE LA ZAPATA

r = RECUBRIMIENTO ($r=4$ cm)

d = PERALTE EFECTIVO DE LOSA

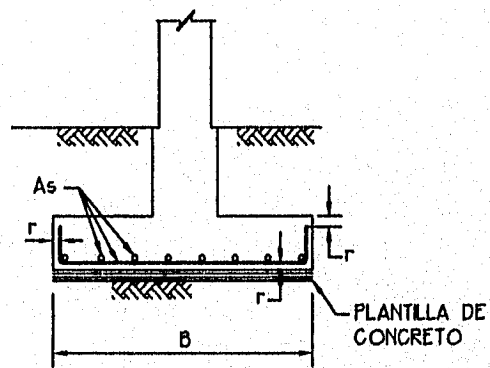
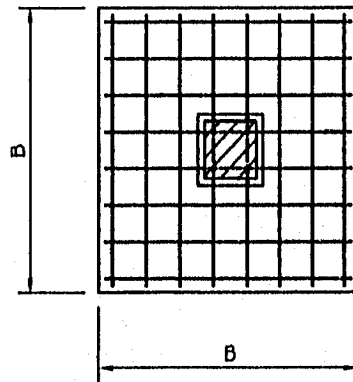
$$S_1 = A_{s2} \left(\frac{2L}{B+L} \right)$$

$$S_2 = A_{s2} \left(\frac{B-L}{B+L} \right)$$

ADEMAS

$$A_{s2} = (S_1 + S_2)$$

FIG. 1.15a DISPOSICION DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA ZAPATA RECTANGULAR.



A_s = AREA DE ACERO PARA RESISTIR EL MOMENTO

FIG. 1.15b DISPOSICION DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA ZAPATA CUADRADA.

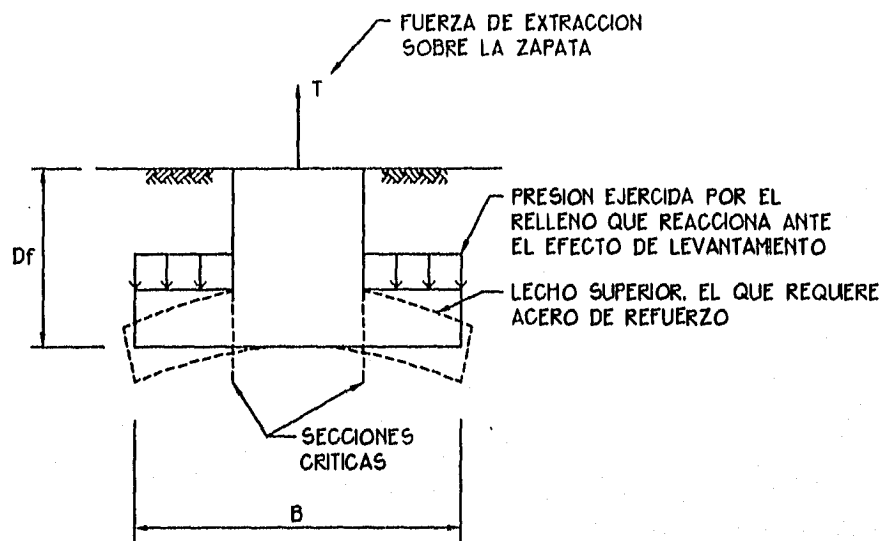
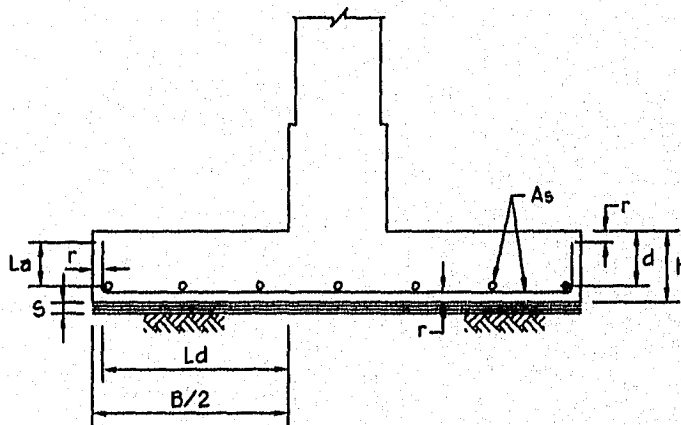


FIG. I.15c ZAPATA SUJETA A FUERZA DE EXTRACCION.



h = PERALTE TOTAL

$d = h - r$ = PERALTE EFECTIVO

r = RECUBRIMIENTO. SE TOMARA IGUAL A 4 cm

L_a = LONGITUD DE ANCLAJE = 12 ϕ barra

S = ESPESOR DE LA PLANTILLA. SE TOMARA IGUAL A 5 cm

SE VERIFICARA QUE $d \geq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ L_a + 2r \end{cases}$

Y QUE $L_d + r \leq B/2$

FIG. I.16 SECCION TRANSVERSAL DE UNA ZAPATA MOSTRANDO LOS REQUISITOS DE ANCLAJE Y DESARROLLO QUE REQUEREN SER SATISFECHOS PARA ASEGURAR UN BUEN DISEÑO.

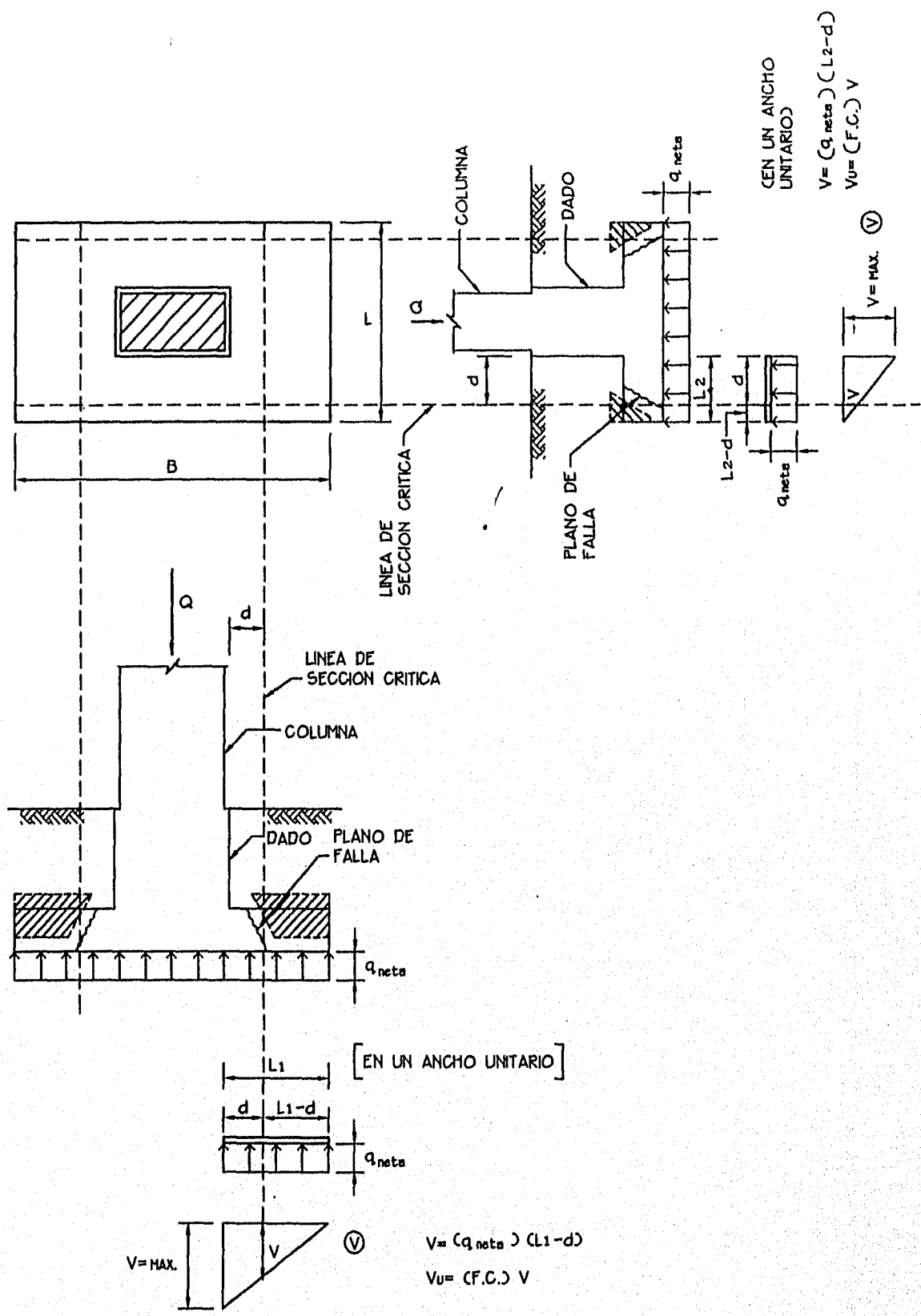


FIG. 1.17 SECCIONES CRITICAS EN LA FALLA COMO VIGA ANCHA DE UNA ZAPATA. (TENSION DIAGONAL)

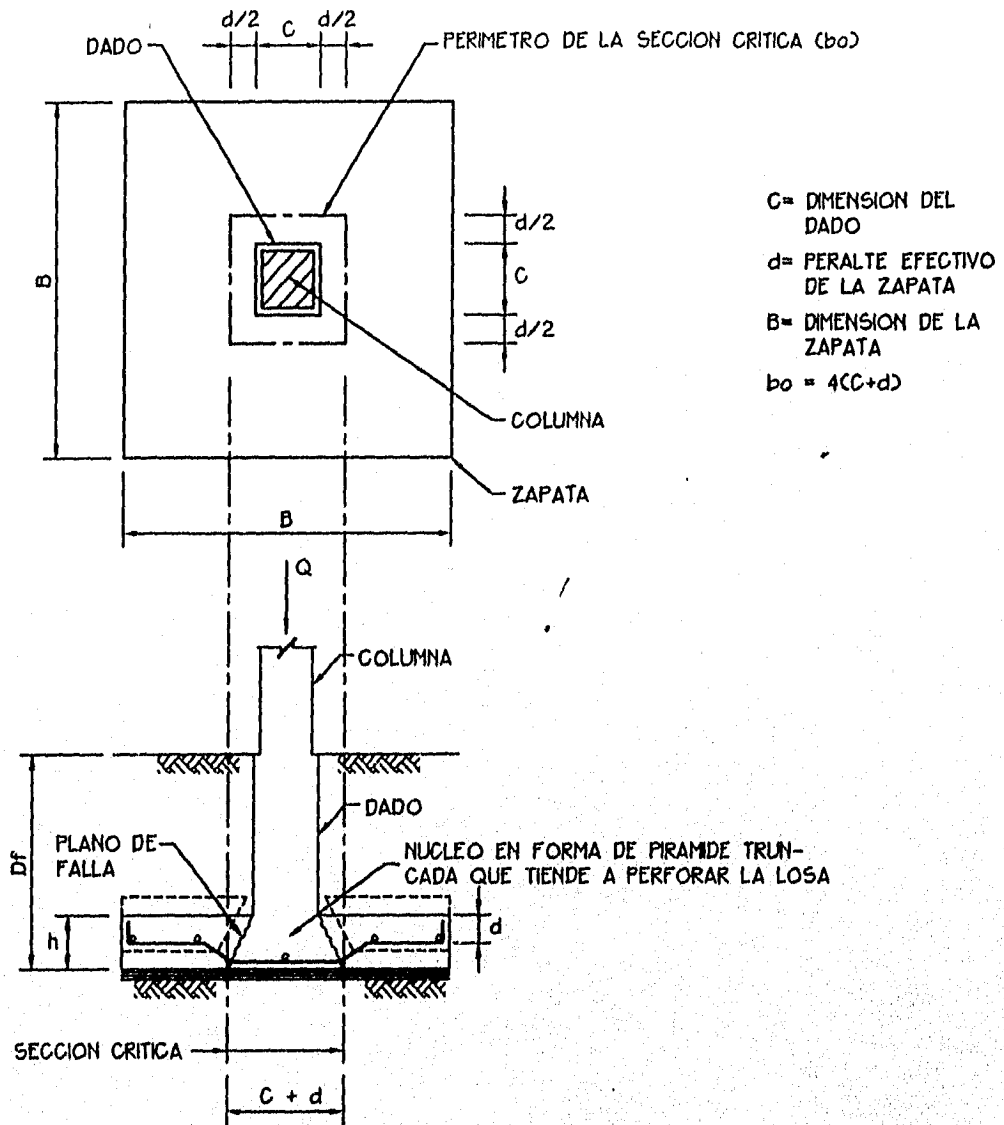


FIG. 1.18 FALLA POR PUNZONAMIENTO EN UNA ZAPATA CUADRADA.

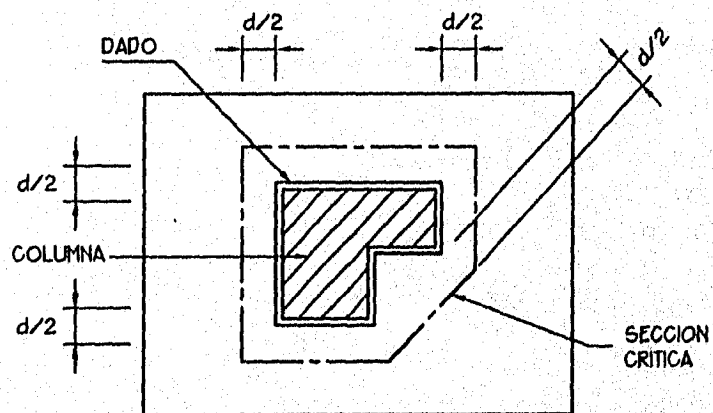
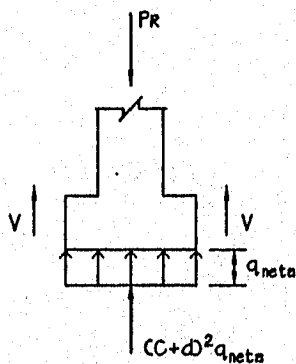
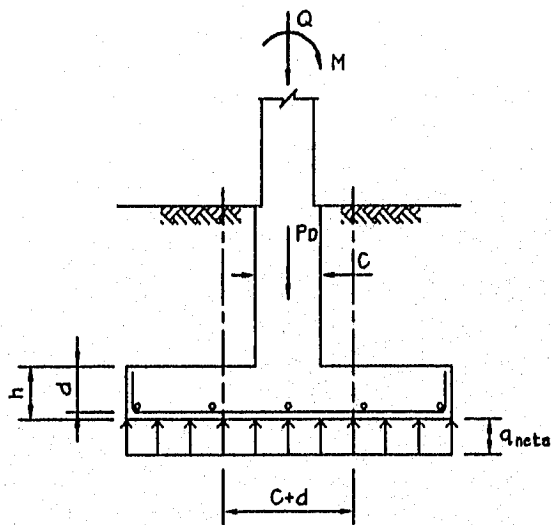
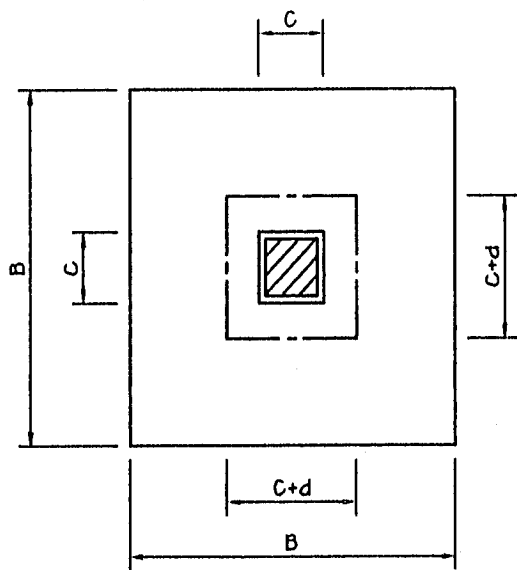


FIG. 1.19 FORMA DE LA SECCION CRITICA POR PUNZONAMIENTO PARA UN DADO CON ENTRANTES



Q = CARGA VERTICAL

Pd = PESO DE DAÑO

M = MOMENTO FLEXIONANTE QUE LE TRANSMITE LA COLUMNA A LA ZAPATA

Vu = FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

vu = ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO

bo = PERIMETRO CRITICO

$$PR = Q + Pd = (CB^2)(q_{neta})$$

POR EQUILIBRIO EN EL AREA CRITICA

$$PR = V + (C+d)^2 q_{neta}$$

$$V = PR - (C+d)^2 q_{neta} = q_{neta} [B^2 - (C+d)^2]$$

$$Vu = V \times F.C.$$

$$Mu = M \times F.C.$$

VERIFICAR QUE

$$Mu \leq 0.2 Vu d$$

Y CALCULAR

$$bo = 4(C+d)$$

$$vu = \frac{Vu}{(bo)d}$$

FIG. 11.20 ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO POR PUNZONAMIENTO (vu)

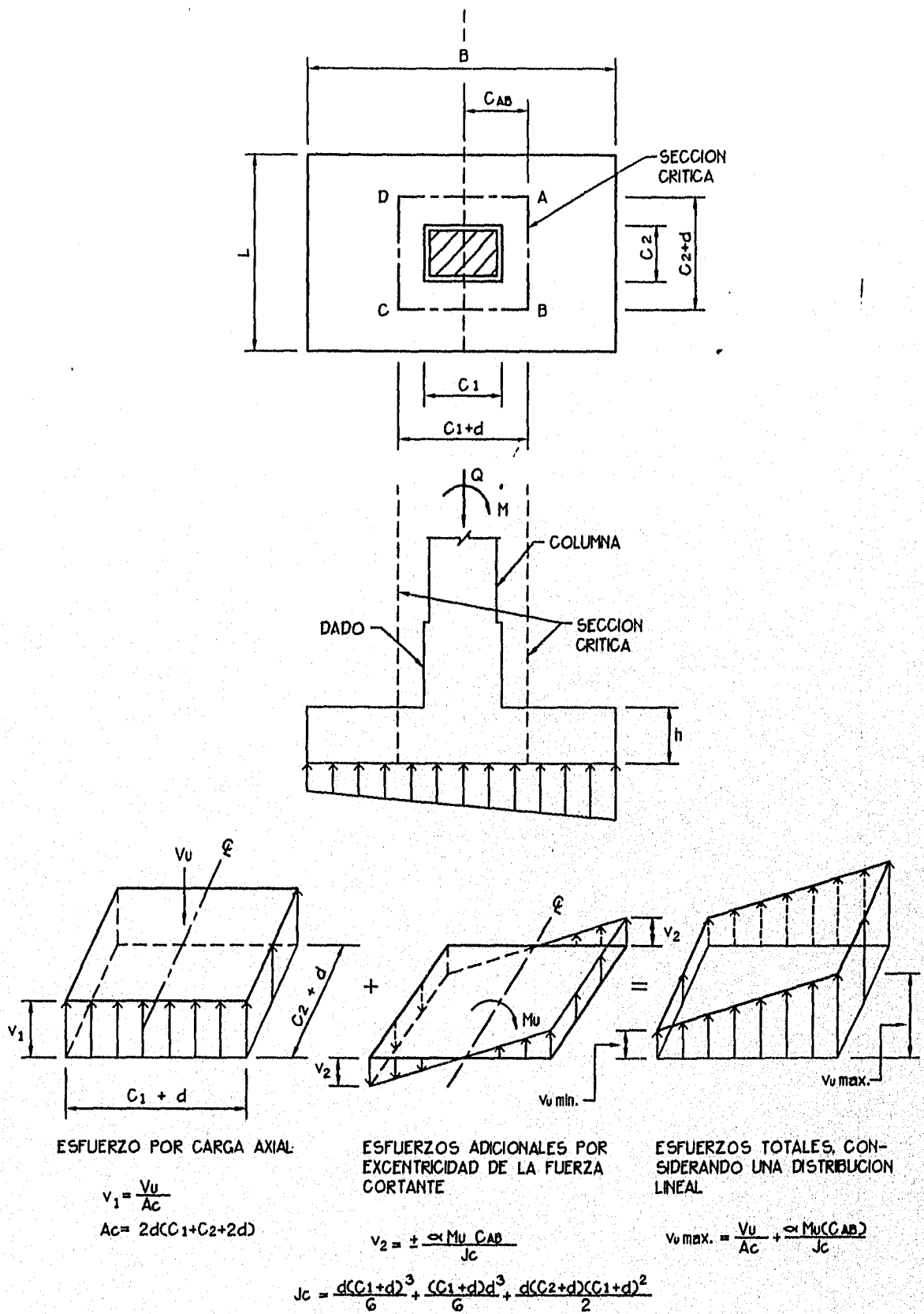
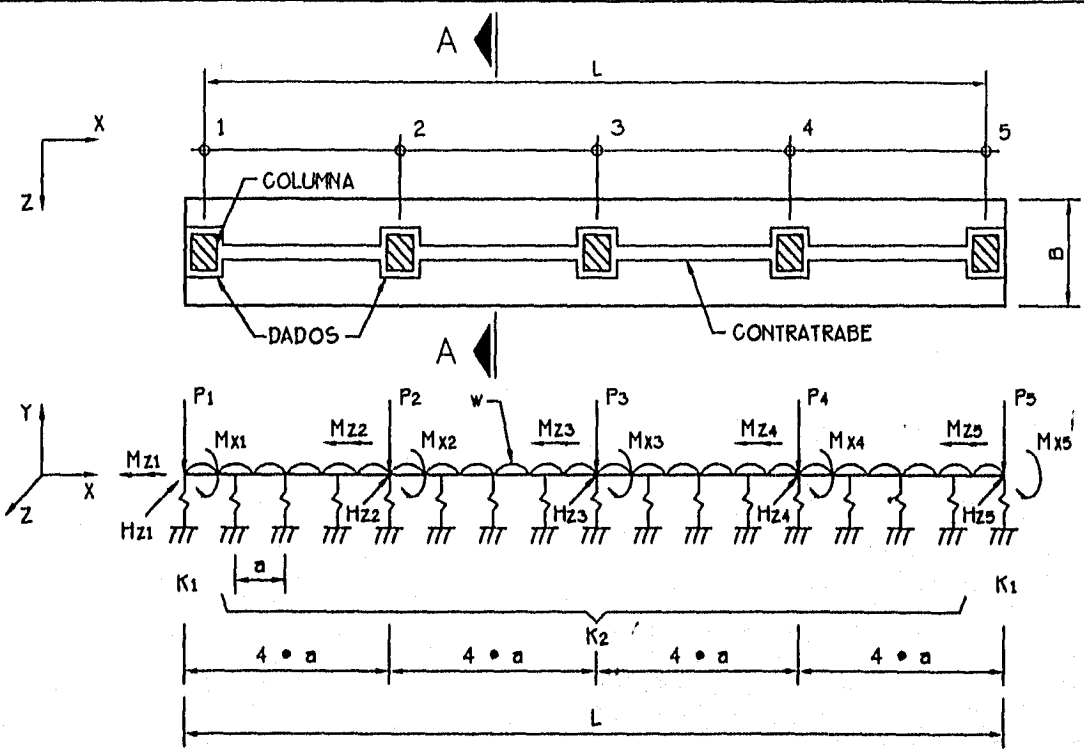


FIG. 1.1.21 DETERMINACION DEL ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO ($v_{u \max}$) CUANDO HAY TRANSMISION DE MOMENTO ENTRE COLUMNA Y ZAPATA



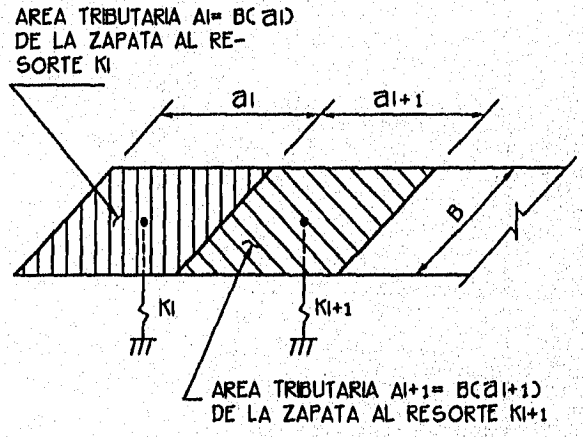
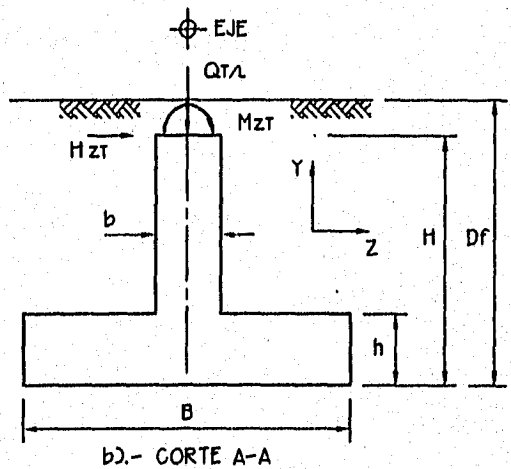
$$Q_{T/L} = \frac{\sum P_i}{L} = \left[\frac{(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5)}{L} + w \right] 1.1 \quad \text{--- RESULTANTE DE CARGAS VERTICALES POR UNIDAD DE LONGITUD}$$

$$H_{ZT} = \frac{\sum H_{z_i}}{L} = \frac{(H_{z1} + H_{z2} + H_{z3} + H_{z4} + H_{z5})}{L} \quad \text{--- RESULTANTE DE FUERZAS HORIZONTALES EN DIRECCION DEL MOMENTO DE VOLTEO POR UNIDAD DE LONGITUD.}$$

$$M_{ZT} = \sum M_{z_i} / L + (\sum H_{z_i} / L) H \quad \text{--- RESULTANTE DE MOMENTO DE VOLTEO AL NIVEL DEL DESPLANTE POR UNIDAD DE LONGITUD}$$

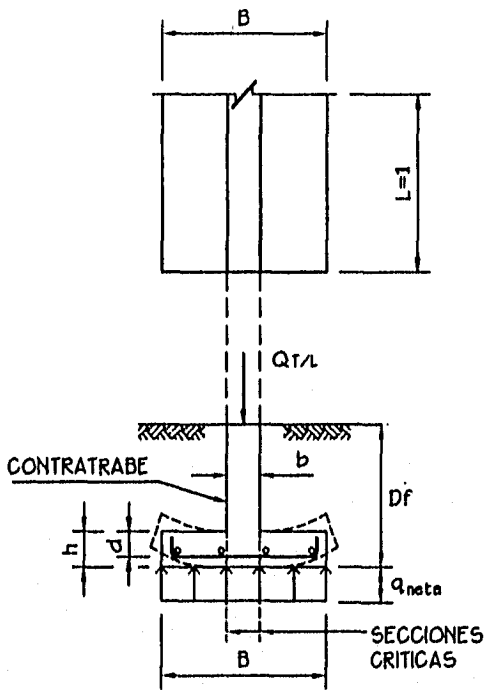
K1 RIGIDEZ DE LOS RESORTES EXTREMOS * FACTOR QUE TOMA EN CUENTA EL PESO PROPIO DE LA ZAPATA
 K2 RIGIDEZ DE LOS RESORTES INFERIORES

a).- PLANTA DE UNA ZAPATA CORRIDA Y SU MODELO CON CARGAS PARA SU ANALISIS

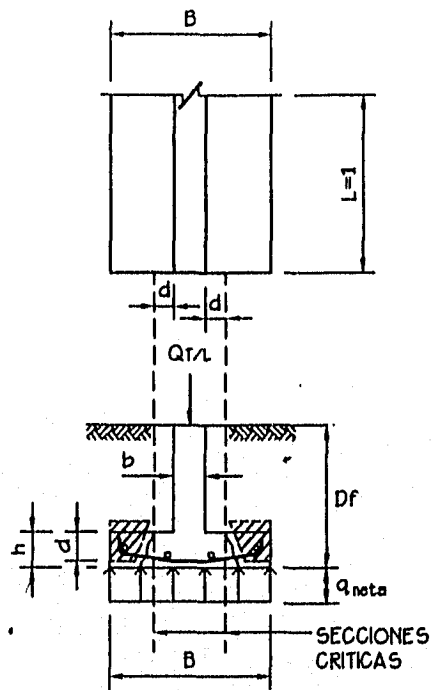


c).- AREAS TRIBUTARIAS A CADA RESORTE K_i QUE REPRESENTA AL SUELO EN EL MODELO

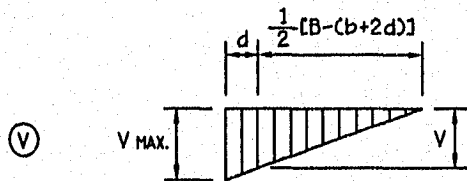
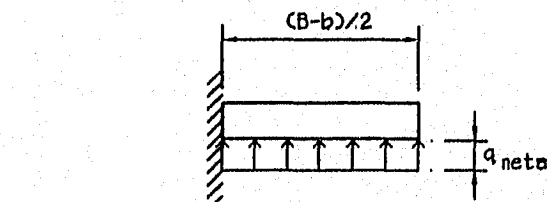
FIG. 1.22 MODELO PARA ANALISIS Y DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA



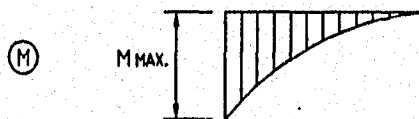
a).- SECCION CRITICA POR FLEXION



b).- SECCION CRITICA POR CORTANTE



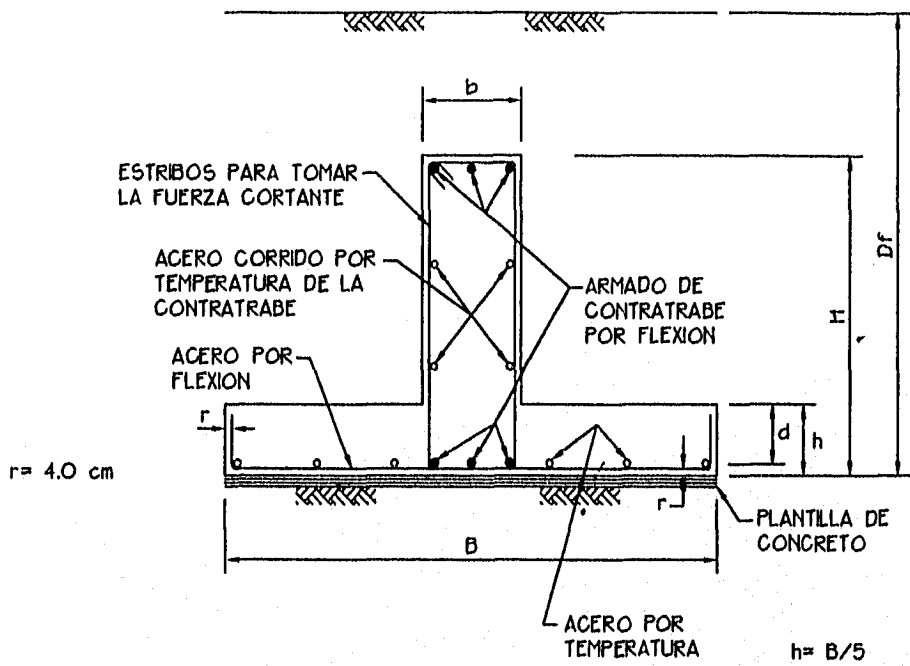
$$V = \frac{q_{neta}}{2} [B - (b + 2d)] ; \quad Vu = (C.F.C.)V$$



$$M_{MAX} = \frac{1}{2} \left[\frac{B-b}{2} \right]^2 q_{neta} ; \quad Mu = (C.F.C.)M_{MAX}$$

c).- DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO FLEXIONANTE POR LONGITUD UNITARIA DE ZAPATA

FIG. 1.1.23 SECCIONES CRITICAS PARA DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE EN UNA ZAPATA CORRIDA.



$$h = B/5$$

$$\frac{L_p}{30} \leq h \leq \frac{L_p}{20}$$

$$b \geq \frac{h}{4}$$

L_p = DIMENSION MAYOR DEL EDIFICIO EN PLANTA

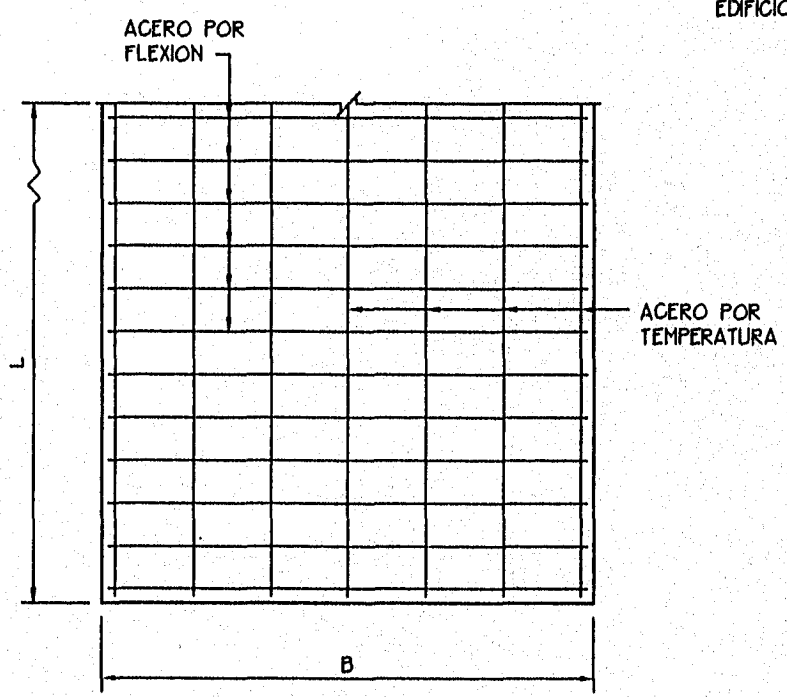
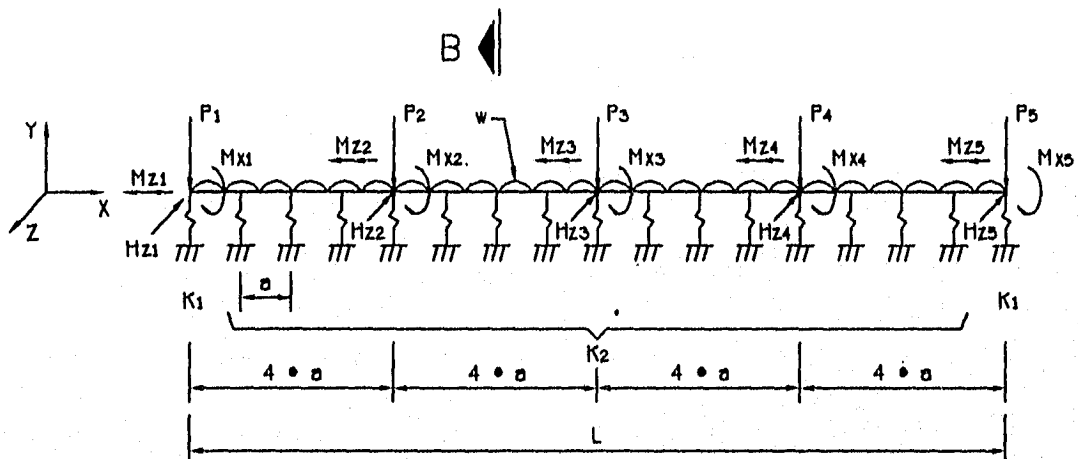
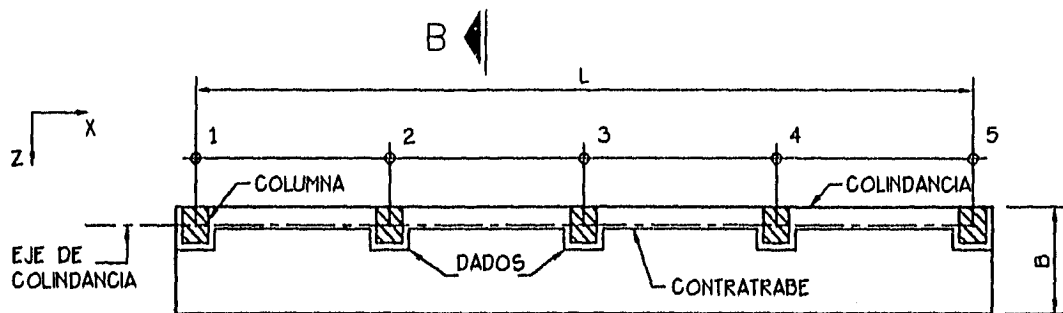


FIG. 1.24a DISPOSICION DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA ZAPATA CORRIDA.



$$Q_T/L = [(\sum P_i)/L + w] \quad 1.1$$

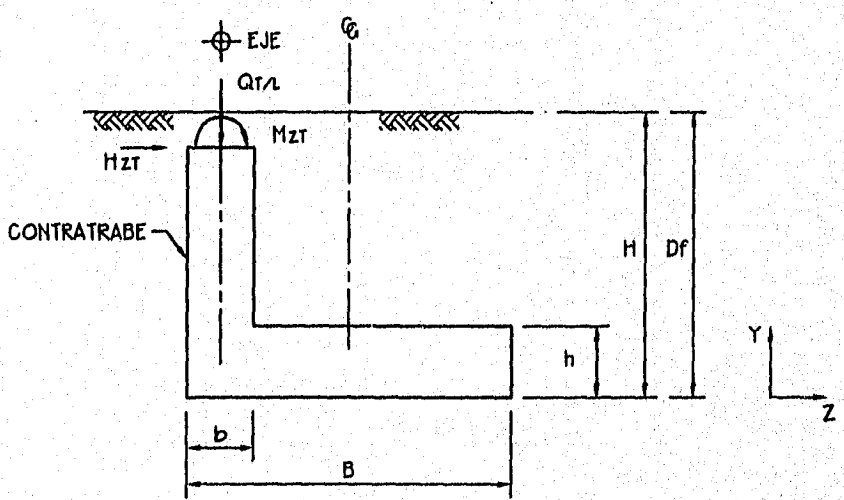
$$H_{ZT} = \frac{\sum H_{z_i}}{L}$$

$$M_{ZT} = \frac{\sum M_{z_i}}{L} + (\sum H_{z_i}/L) H$$

K1 RIGIDEZ DE LOS RESORTES EXTREMOS

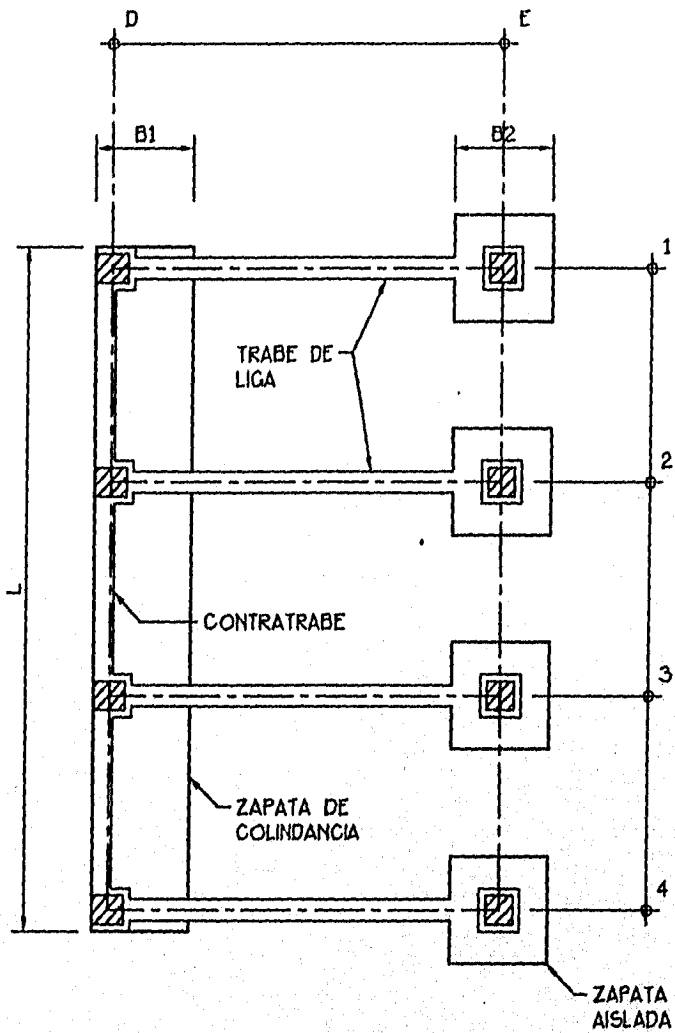
K2 RIGIDEZ DE LOS RESORTES INFERIORES

a).- PLANTA DE UNA ZAPATA CORRIDA DE COLINDANCIA Y SU MODELO CON CARGAS PARA SU ANALISIS



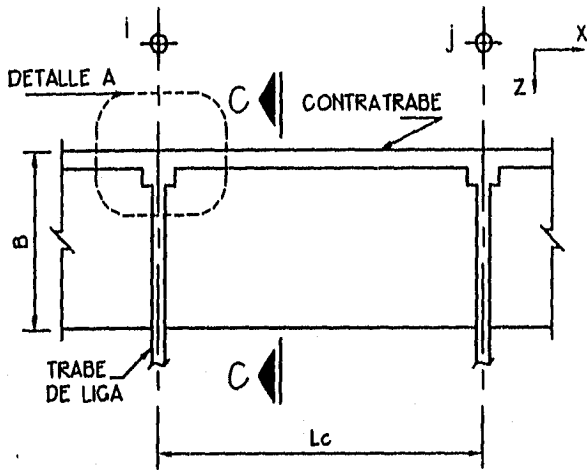
b).- CORTE B-B

FIG. 1.124b MODELO PARA ANALISIS Y DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA DE COLINDANCIA

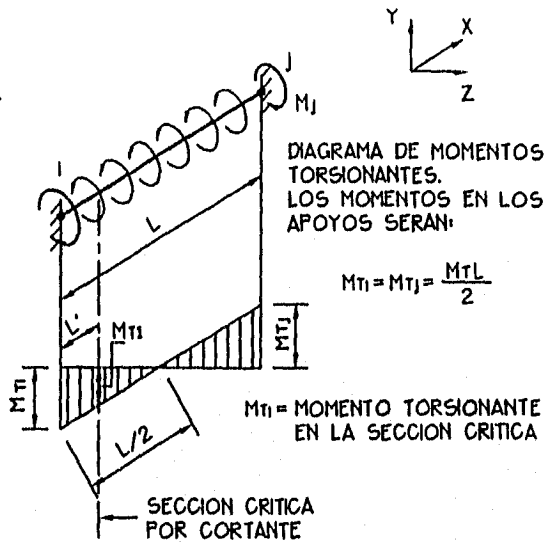


LA ZAPATA DE COLINDANCIA SE CONECTA CON LAS TRABES DE LIGA A LAS ZAPATAS INTERIORES PARA EVITAR EL EFECTO DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS.

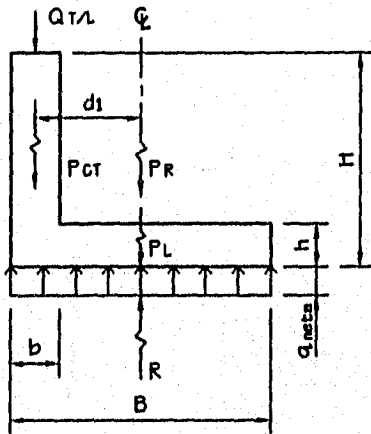
FIG. 1.25 ZAPATA DE COLINDANCIA CON TRABES DE LIGA



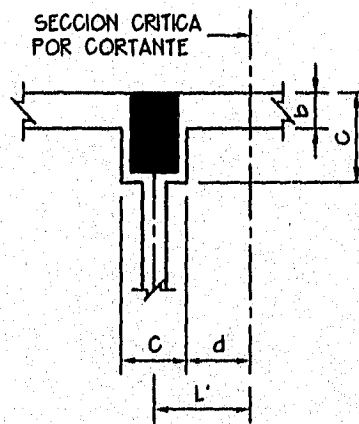
a).- PLANTA DE ZAPATA DE COLINDANCIA CON TRABES DE LIGA



b).- TRAMO DE CONTRABRABE ENTRE LO EJES I y J



c).- CORTE C-C CON LAS CARGAS EN LA ZAPATA POR UNIDAD DE LONGITUD



d).- DETALLE A, QUE MUESTRA LA SECCION CRITICA POR CORTANTE

- Qt/L CARGA TOTAL EN LA ZAPATA PR PESO DE RELLENO
 PL PESO DE LOSA R RESULTANTE DE LA PRESION DEL SUELO
 Pct PESO DE CONTRABRABE

CARGAS POR UNIDAD DE LONGITUD	T/m	MOMENTOS CON RESPECTO AL EJE QUE PASA POR LA CONTRABRABE [T*m/m]
$PL = B(h)(1.0)(\gamma_{CONCRETO} - \gamma_{SUELO})$	x	$d_1 = PL * d_1 \curvearrowright$
$P_{ct} = b(h-h)(1.0)(\gamma_{CONCRETO} - \gamma_{SUELO})$	x	$0 = 0$
$PR = B(h)(1.0)(\gamma_{SUELO})$	x	$d_1 = PR * d_1 \curvearrowright$
$R = q_{neto}(B)(1.0)$	x	$d_1 = R * d_1 \curvearrowright$
$\Sigma Qt/L$	x	$0 = 0$

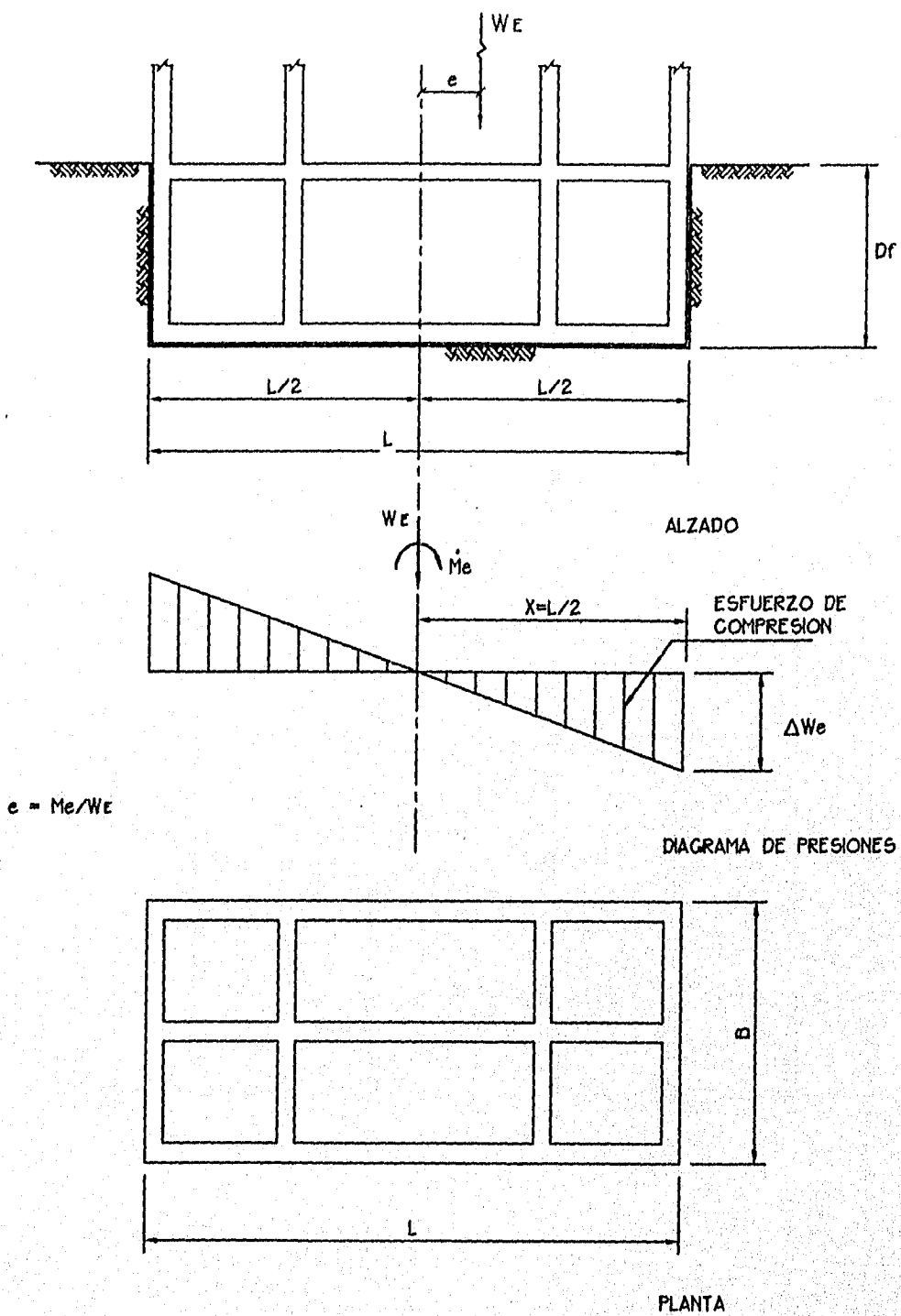
$$\Sigma Q_T = [PL + P_{ct} + PR] \text{ T/m}$$

$$\Sigma M = [PL + PR - R] d \text{ T*m/m}$$

$$\text{LUEGO } M_T = [(PL + PR) - R] d_1 \text{ [T*m/m]}$$

d).- DETERMINACION DEL MOMENTO TORSIONANTE CON BASE EN LAS CARGAS DEL CORTE C-C.

FIG. 1.126 CALCULO DEL MOMENTO DE TORSION (MT) EN UNA ZAPATA CORRIDA DE COLINDANCIA



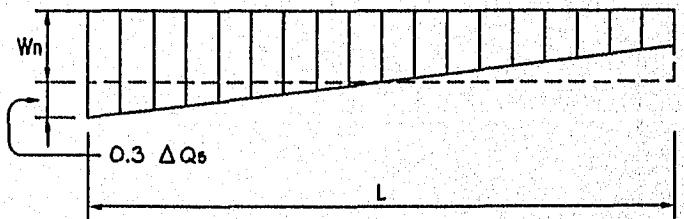
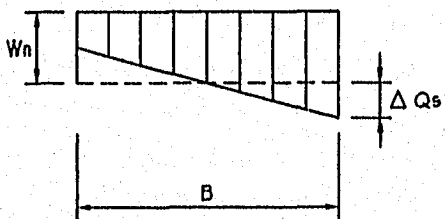
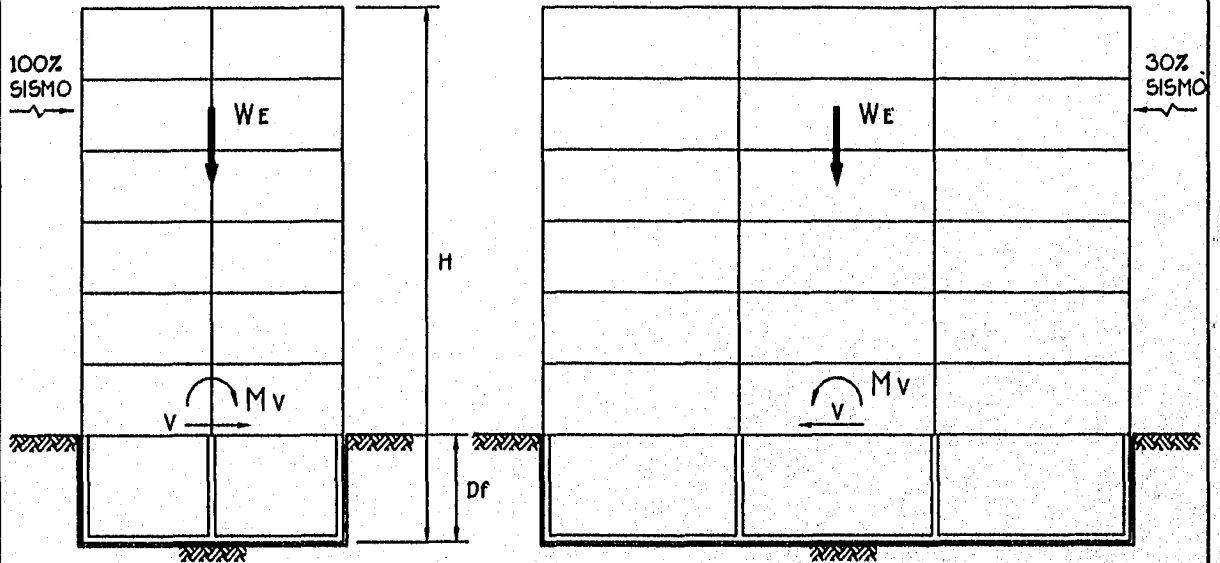
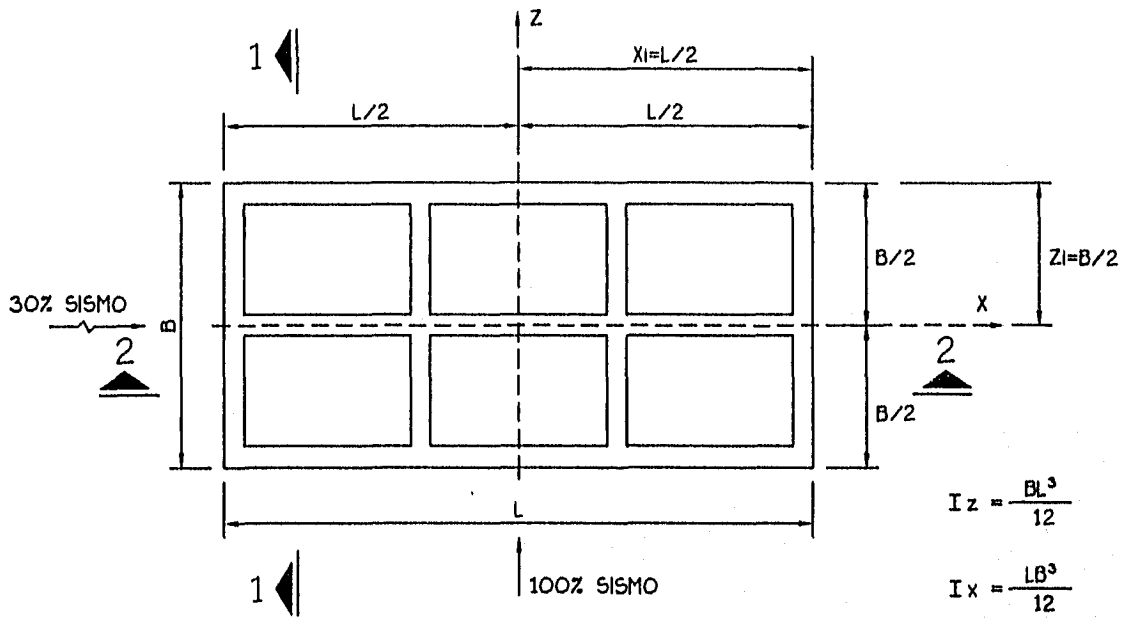
$$\Delta We = \frac{Me(x)}{I}$$

$$I = \frac{BL^3}{12}$$

$$\Delta We = \frac{12We(e)}{BL^3} \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{6We(e)}{BL^2}$$

$$x = \frac{L}{2} \quad A = BL$$

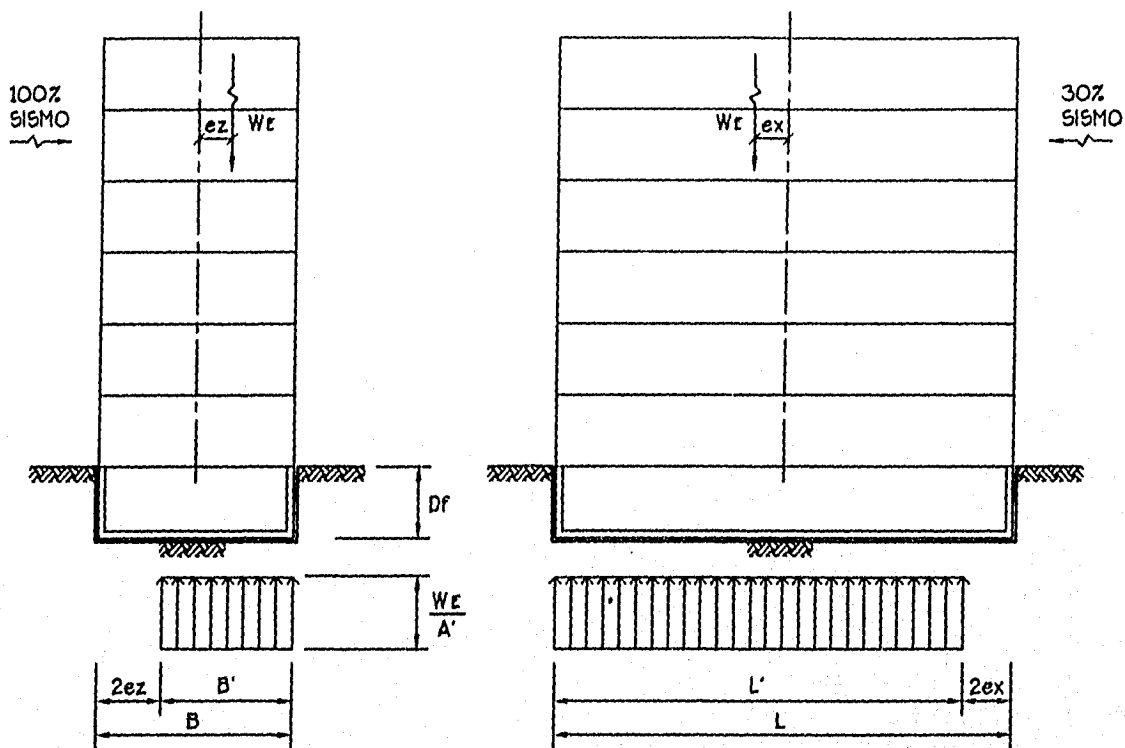
FIG. 11.27 DISTRIBUCION DE PRESIONES PARA UNA POSICION EXCENTRICA DE LA RESULTANTE DE CARGAS VERTICALES (We). (REF. 6)



CORTE 1 - 1

CORTE 2 - 2

FIG. I.28 DIAGRAMA DE PRESIONES POR EFECTO SISMICO (REF. 6)



$$ez = \frac{Mv}{We}$$

$$ex = \frac{0.3 Mv}{We}$$

z ↑

100% SISMO EN LA DIRECCION MAS DESFAVORABLE

30% SISMO EN LA DIRECCION MAS FAVORABLE

x →

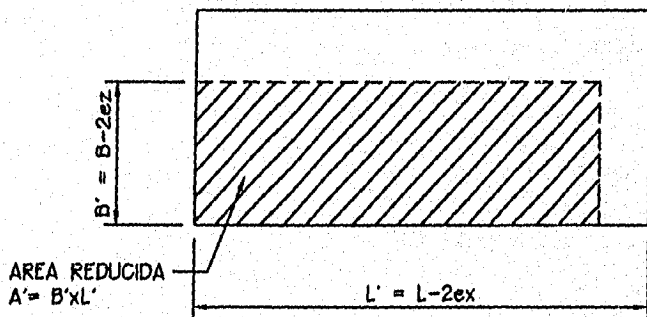
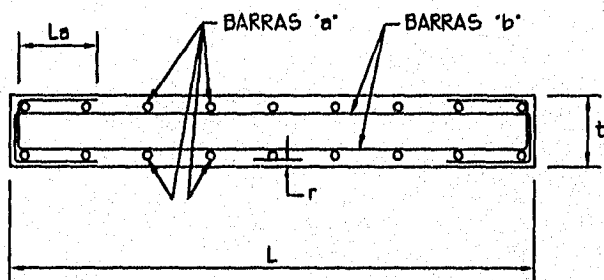
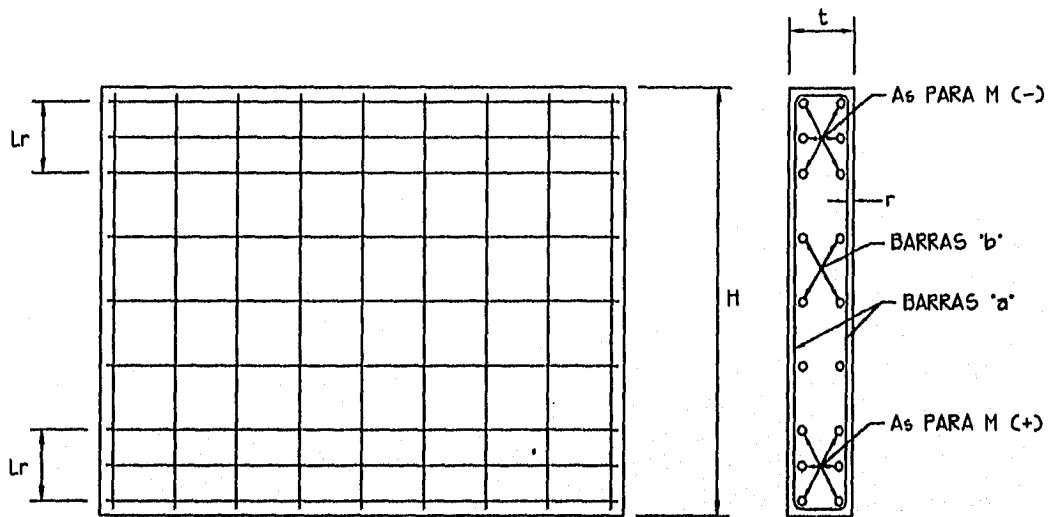


FIG. 1.129 CONDICIONES PARA LA REVISION SISMICA SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION. (REF. 6)



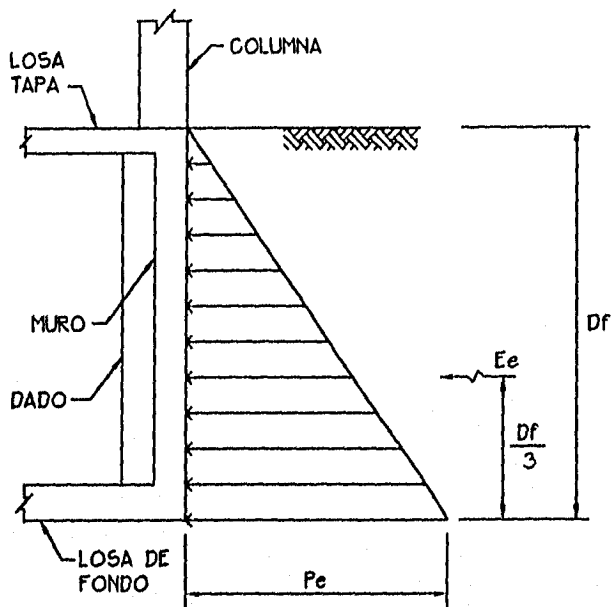
$r = \text{RECUBRIMIENTO} = 4.0 \text{ cm}$

$L_a = \text{LONGITUD DE ANCLAJE}$

$L_r = (0.2 - 0.05L/H) H$

PERO NO MAYOR QUE $0.2L$

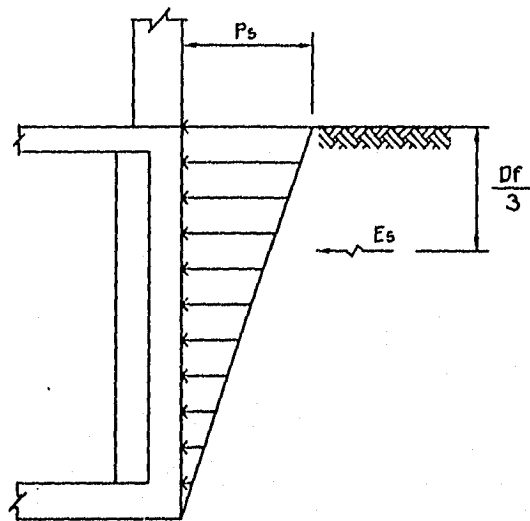
FIG. 1.130 DISPOSICION DEL ARMADO EN MURO TRABAJANDO COMO VIGA DIAFRAGMA. (REFS. 17 Y 23)



$$Pe = Ka \gamma_s Df \quad [T/m^2]$$

$$Ka = 0.6 \quad Ee = \frac{Pe \cdot Df}{2} \quad [T/m]$$

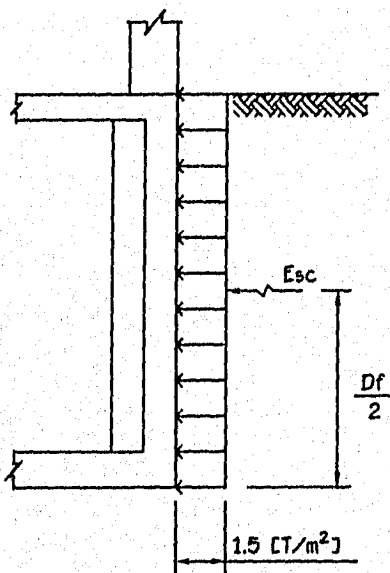
a).- EN CONDICIONES ESTATICAS (REF. 6)



$$Ps = \frac{C.s.}{3} Df \operatorname{tg} (45 - \phi/2) \quad [T/m^2]$$

$$Es = Ps \cdot \frac{Df}{2} \quad [T/m]$$

b).- EN CONDICIONES SISMICAS (REF. 6)



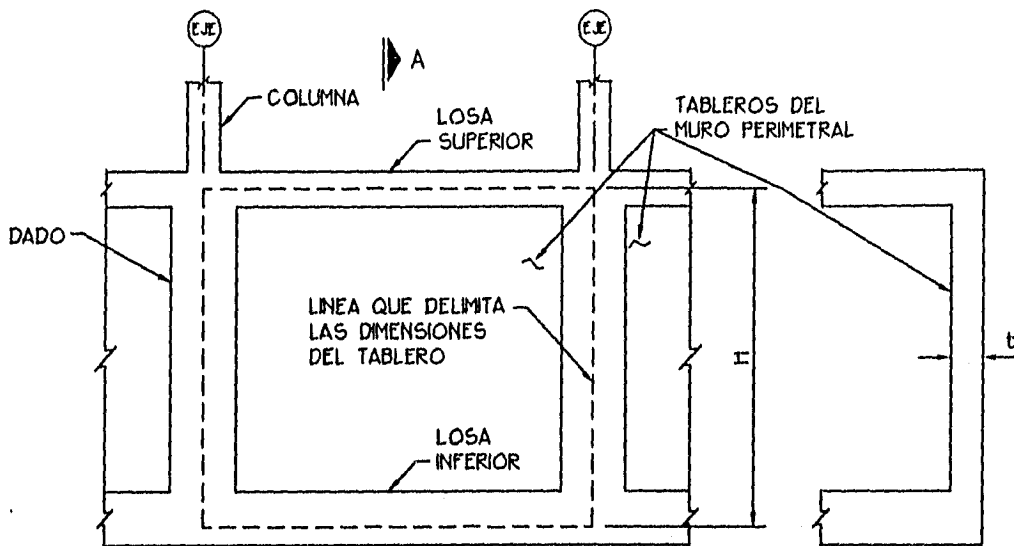
$$Esc = 1.5 Df \quad [T/m]$$

b).- POR SOBRECARGA (REF. 3)

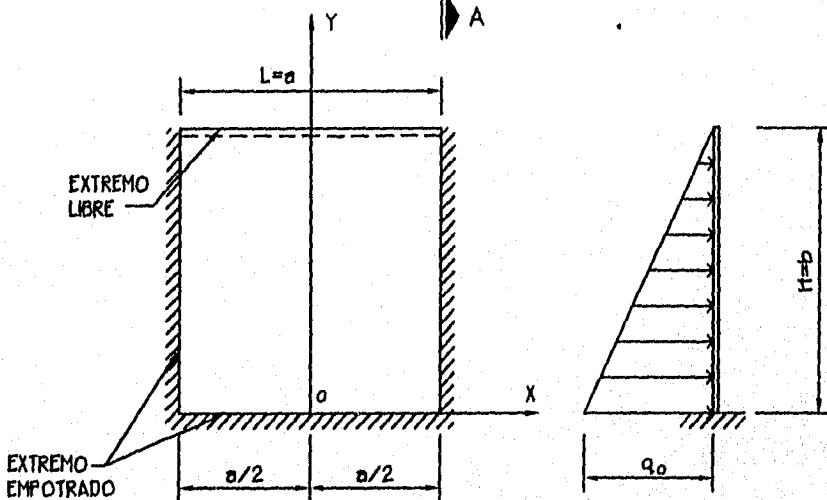
DONDE:

- Ee, Es y Esc EMPUJES ESTATICO, SISMICO, Y POR SOBRECARGA RESPECTIVAMENTE.
- Ka COEFICIENTE DE EMPUJE DEL SUELO EN REPOSO
- γ_s PESO ESPECIFICO DEL SUELO
- Df PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE
- c.s. COEFICIENTE SISMICO
- ϕ ANGULO DE FRICCION INTERNA

FIG. 1.31 DISTRIBUCION DE EMPUJES EN MUROS PERIMETRALES DE UN CAJON DE CIMENTACION



CORTE A-A



$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

h = ESPESOR DE LA LOSA

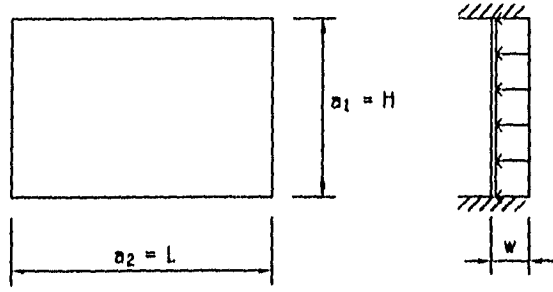
E = MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL

ν = RELACION DE POISSON

M_x y M_y SON MOMENTOS POR UNIDAD DE LONGITUD PERPENDICULARES A LOS EJES X y Y RESPECTIVAMENTE.

$\frac{b}{a}$	$x=0, y=b$		$x=0, y=b/2$			$x=a/2, y=b$		$x=a/2, y=b/2$		$x=0, y=0$	
	w	M_x	w	M_x	M_y	M_x	V_x	M_x	V_x	M_y	V_y
	$=\alpha_1 \frac{q_0 a^4}{D}$	$=\beta_1 q_0 a^2$	$=\alpha_2 \frac{q_0 a^4}{D}$	$=\beta_2 q_0 a^2$	$=\beta'_2 q_0 a^2$	$=\beta_3 q_0 a^2$	$=\gamma_3 q_0 a$	$=\beta_4 q_0 a^2$	$=\gamma_4 q_0 a$	$=\beta_5 q_0 a^2$	$=\gamma_5 q_0 a$
	α_1	β_1	α_2	β_2	β'_2	β_3	γ_3	β_4	γ_4	β_5	γ_5
0.6	0.00069	0.0089	0.00044	0.0060	0.0062	-0.0179	0.093	-0.0131	0.136	-0.0212	0.248
0.7	0.00069	0.0093	0.00058	0.0080	0.0074	-0.0172	0.081	-0.0170	0.158	-0.0261	0.262
0.8	0.00068	0.0096	0.00072	0.0100	0.0083	-0.0164	0.069	-0.0206	0.177	-0.0278	0.275
0.9	0.00067	0.0096	0.00085	0.0118	0.0090	-0.0156	0.057	-0.0239	0.194	-0.0290	0.286
1.0	0.00065	0.0095	0.00097	0.0135	0.0094	-0.0146	0.045	-0.0269	0.209	-0.0299	0.295
1.25	0.00056	0.0085	0.00121	0.0169	0.0092	-0.0119	0.018	-0.0327	0.234	-0.0306	0.309
1.5	0.00042	0.0068	0.00138	0.0191	0.0075	-0.0087	-0.006	-0.0364	0.245	-0.0291	0.311

FIG. 11.32 COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES (M) REACCIONES (V) Y DEFORMACIONES (w) EN UNA PLACA RECTANGULAR CON TRES BORDES EMPOTRADOS Y UNO LIBRE, CON UNA CARGA DE VARIACION TRIANGULAR. PARA $\nu=1/6$. (TABLA 45. REF. 24)



TABLERO	MOMENTO	CLARO	RELACION DE LADO CORTO A LADO LARGO. $m = a1/a2$															
			0		0.5		0.6		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	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292		
	positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346		
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311		
	Neg. en bordes dis. positivo	largo	326	0	258	0	248	0	326	0	222	0	206	0	190	0		
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144		
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311		
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346		
	Neg. en bordes dis. positivo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
	Neg. en bordes dis. continuos	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	206	0	190	0		
positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153			
	largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153			
Aislado cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
	positivo	corto	1100	1670	830	1350	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830		
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

CASO I.- LOSA COLADA MONOLITICAMENTE CON SUS APOYOS.
CASO II.- LOSA NO COLADA MONOLITICAMENTE CON SUS APOYOS.
LOS COEFICIENTES MULTIPLICADOS POR $10^{-4} w a_1^2$ DAN MOMENTOS POR UNIDAD DE ANCHO.

a_1 = LADO CORTO
 a_2 = LADO LARGO

FIG. 1.1.33 COEFICIENTES PARA CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA TABLEROS RECTANGULARES SUJETOS A UNA PRESION UNIFORME.

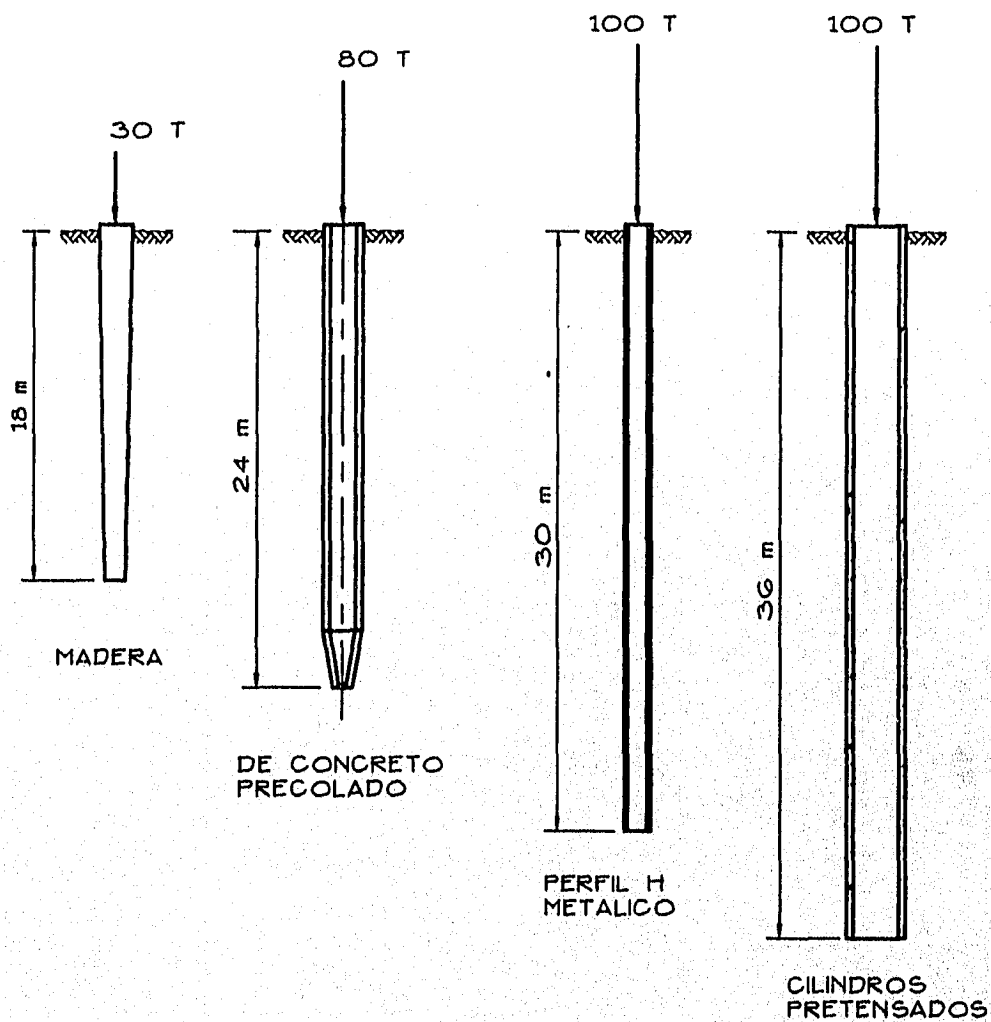
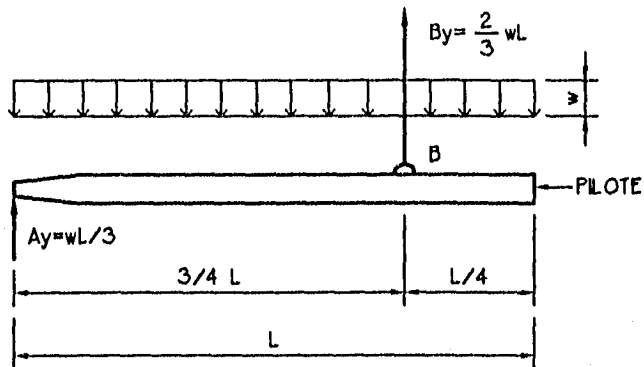
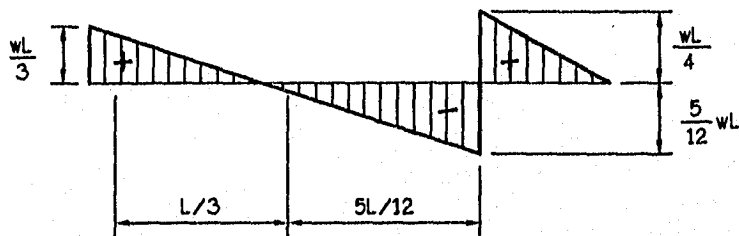


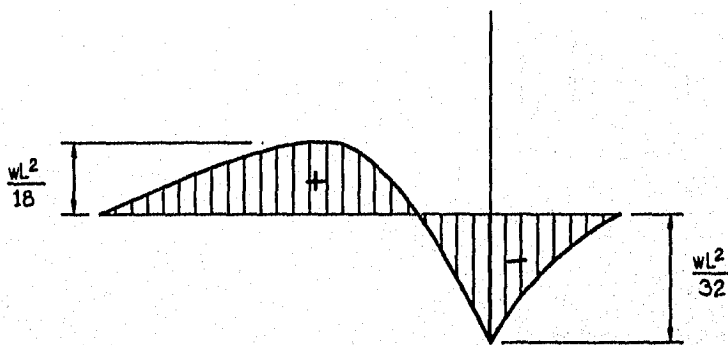
FIG. I.34 MAXIMAS LONGITUDES Y CARGAS DE DISEÑO USUALES PARA VARIOS TIPOS DE PILOTES (FIG. 19.81 REF. 21)



w PESO PROPIO DEL PILOTE
 L LONGITUD TOTAL DEL PILOTE

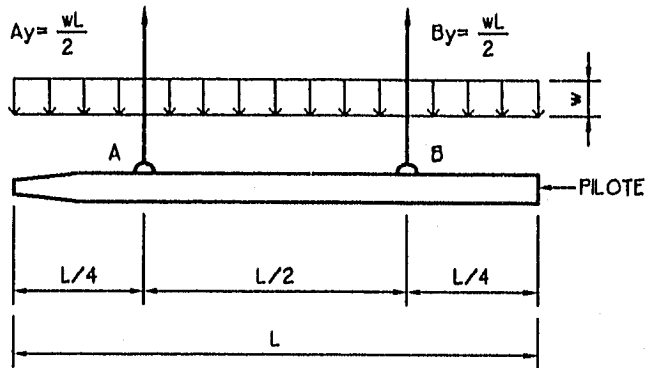


(V) DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

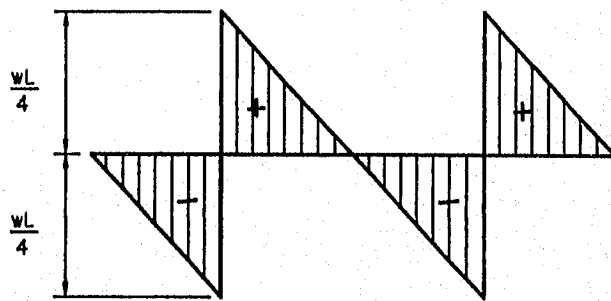


(M) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

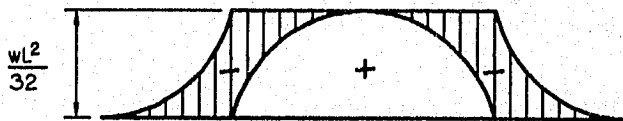
FIG. 1.135a DIAGRAMAS DE FUERZA CORTANTE (V) Y DE MOMENTOS FLEXIONANTES (M) PARA LA CONDICION DE IZADO CON UN PUNTO INTERMEDIO DE AGARRE. (REF. 10)



w PESO PROPIO DEL PILOTE
 L LONGITUD TOTAL DEL PILOTE

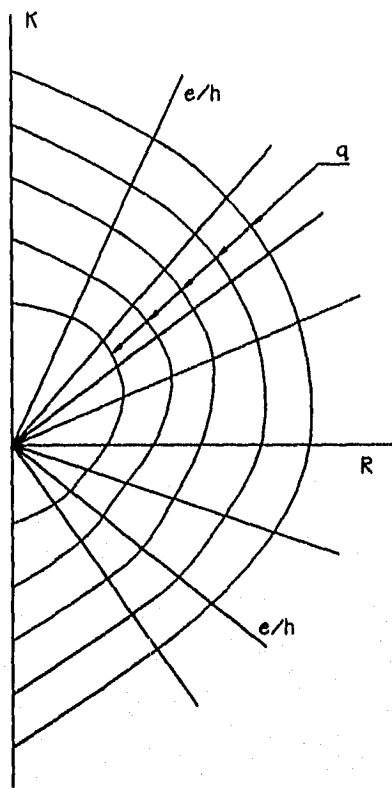


(V) DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES



(M) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

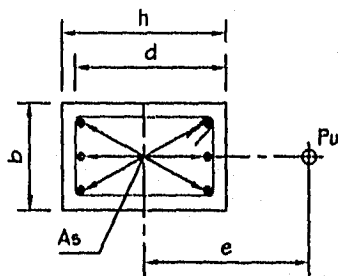
FIG. 1.35b DIAGRAMAS DE FUERZA CORTANTE (V) Y DE MOMENTOS FLEXIONANTES (M) PARA LA CONDICION DE TRANSPORTE Y ESTIBA CON DOS PUNTOS DE AGARRE (REF. 10)



a).- DIAGRAMA DE ITERACION

$$K = \frac{P_u}{F.R.bhf''c}$$

$$R = \frac{M_u}{F.R.bh^2f''c}$$



$$e_d = \frac{M_u}{P_u} + e_a$$

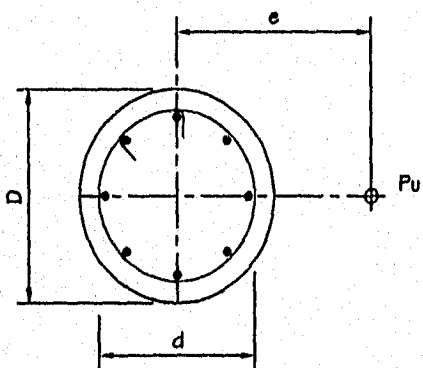
$$e_a = 0.05h \geq 2.0 \text{ cm}$$

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

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

$$A_s = pbd$$

b).- PROPIEDADES PARA UNA SECCION RECTANGULAR



$$K = \frac{P_u}{F.R.D^2f''c}$$

$$R = \frac{M_u}{F.R.D^3f''c}$$

$$p = \frac{4A_s}{\pi D^2}$$

$$q = \frac{pf_y}{f''c}$$

c).- PROPIEDADES PARA UNA SECCION CIRCULAR

SE ENTRA AL DIAGRAMA CON e_d/h Y CON EL VALOR DE K O DE R SE OBTIENE LA CURVA PARA EL q QUE LOS CONTIENE.

FIG. 1.1.36 PARAMETROS UTILIZADOS PARA DISEÑO DE PILOTES A FLEXOCOMPRESION CON AYUDA DE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCION

DESTINO DE PISO O CUBIERTA	w	w _m	w _m
Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Comunicación para peatones (pasillos, escaleras rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	350
Comercios, fábricas y bodegas	0.8w*	0.9w*	w*
Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
Cubiertas y azoteas con pendientes mayor de 5%	5	20	40
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250

w Carga viva media, se emplea en el cálculo de asentamientos diferidos y flechas diferidas

w_m Carga viva máxima, se emplea para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para diseño estructural de cimientos ante cargas gravitacionales

w_i Carga viva instantánea, se utiliza para diseño sísmico y por viento.

* No se tomará el valor de w inferior a 350 kg/m²

TABLA II.1 CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN kg/m² (Ref. 9)

MOVIMIENTO	CONCEPTO	LIMITE	
Vertical	Valor medio en el predio	Asentamiento	Construcciones aisladas 30 cm ^(*)
			Construcciones colindantes 15 cm
	Aisladas 30 cm ^(*)		
	Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
Inclinación media	Inclinación visible	100/ (100 + 3H) H = altura de la construcción (m)	
	Mal funcionamiento de gruas viajeras	0.3% en dirección longitudinal	

(*) En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y conexiones con la subestructura.

TABLA II.2 MOVIMIENTOS VERTICALES E INCLINACION MEDIA PERMISIBLES (REF. 3)

TIPO DE ESTRUCTURA	LIMITE ⁽¹⁾
Marcos de acero	0.006
Muros de concreto	0.004
Muros de carga de tabique de barro recocido o bloque de concreto	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	0.001 ⁽¹⁾
Páneles movibles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	0.004

(*) Se toleraran valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentren desligados de los muros

(1) Lo que se limita es la relación entre el asentamiento diferencial y el claro.

TABLA II.3 DISTORSIONES ANGULARES MAXIMAS PERMISIBLES (REF. 3)

TIPO DE SUELO	k_s (kg/cm ²)
**Suelo fangoso	0.50 a 1.50
*Arena seca o húmeda, suelta (N_s 3 a 9)	1.20 a 3.60
*Arena seca o húmeda, media (N_s 9 a 30)	3.60 a 12.00
*Arena seca o húmeda, densa (N_s 30 a 50)	12.00 a 24.00
*Grava fina con arena fina	8.00 a 10.00
*Grava media con arena fina	10.0 a 12.00
*Grava media con arena gruesa	12.00 a 15.00
*Grava gruesa con arena gruesa	15.00 a 20.00
*Grava gruesa firmemente estratificada	20.00 a 40.00
**Arcilla blanca (q_u 0.25 a 0.50 kg/cm ²)	0.65 a 1.30
**Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/cm ²)	1.30 a 4.00
**Arcilla compacta (q_u 2.00 a 4.00 kg/cm ²)	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura (q_u 4.00 a 10.00 kg/cm ²)	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco	22 a 110
Marga	22 a 2200
Caliza margosa alterada	150 a 220
Caliza sana	885 a 36000
Granito meteorizado	30 a 9000
Granito sano	1700 a 3600

- N_s = Indica número de golpes en una prueba de penetración estándar
- * = Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con un valor de K_s igual a los de la tabla multiplicados por 0.60
- ** = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración
Si se consideran cargas permanentes que produzcan consolidación, se multiplicarán los valores K_s de la tabla por 0.25
- q_u = Resistencia del suelo

TABLA II.4 VALORES DEL MODULO DE REACCION K_s , PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO (REF. 18)

TIPO	CARGA MAXIMA DE DISEÑO (TON)	VENTAJAS	DESVENTAJAS	USOS COMUNES
Madera	25	Bajo costo por pilote	Baja capacidad de carga deterioro y vida corta	Para cargas moderadas en estructuras provisionales
Concreto precolado	80-100	Buena capacidad, utilidad permanente bajo deterioro	<p>Deben reforzarse para maniobras de izado y manejo. Requieren espacio para colado y almacenamiento. Requieren de tiempo para colado y curado antes de su colocación.</p> <p>Se requiere contar con equipo pesado para las maniobras de manejo de hincado. Su longitud esta limitada por razones de transporte y requiere de juntas de campo. Costo adicional para cortar los pilotes demasiado largos o para completar aquellos que queden cortos.</p>	Su uso es diverso como en cimentaciones de edificios, de puentes, de muelles, etc.
Concreto colado en el sitio	80-300	Gran capacidad de carga. Debido a su instalación la excavación previa asegura la verticalidad del pilote y evita la vibración y las desventajas del hincado. Presenta la posibilidad de que su base se puede ampliar	<p>Requieren una perforación previa.</p> <p>En ciertos casos se requiere de ademe y puede presentarse el caso de colado bajo el agua.</p>	Suelen ser las mismas que las de los pilotes precolados
Acero	100	Buena capacidad de carga. Aceptan un manejo mas rudo que los de concreto. Tienen mayor facilidad al hincado	<p>Son poco efectivos para trabajar por fricción.</p> <p>Son vulnerables a la corrosión y requieren tratamientos para reducirla.</p> <p>Son de costo elevado</p>	En estructuras que requieran, por las grandes cargas que soportan, apoyarse en estratos duros.
Mixtos	Suele ser una combinación de las que presentan los materiales empleados	Sus ventajas y desventajas son la combinación de los pilotes de concreto más la de los pilotes de acero.		Sus usos son similares a la de los anteriores.

TABLA II.5 USOS Y CARACTERISTICAS DE LOS PILOTES (Ref. 2)

DATOS:
 $P =$; $Df =$; $q_{adm} =$
 $M_x =$; $M_z =$
 $H_x =$; $H_z =$; γ_{suelo}

CALCULAR CARGAS AL NIVEL DEL DESPLANTE
 $Q_T = P + P_{Po \text{ ZAPATA}}$
 $P_{Po \text{ ZAPATA}} = 0.1 P$
 $Q_T = 1.1P$
 $M_{Tx} = M_x + (H_z \cdot Df)$
 $M_{Tz} = M_z + (H_x \cdot Df)$

LA ZAPATA ES CUADRADA

NO

CALCULAR B Y L
 $P = Q_T / \text{AREA}$
 COMO AREA = BL
 $P = q_{adm}$
 $B(L) = Q_T / q_{adm}$
 CALCULAR LAS EXCENTRICIDADES
 $ex = M_{Tz} / Q_T$; $ez = M_{Tx} / Q_T$
 FIJAR B ó L Y DETERMINAR LA OTRA
 $L = \frac{P_T}{q_{adm}} \left[\frac{1}{B} \right] + 2ex$ ó
 $B = \frac{P_T}{q_{adm}} \left[\frac{1}{L} \right] + 2ez$

1

5

SE PROPONE UN PERALTE DE ZAPATA (H) DE ACUERDO CON LO SIGUIENTE
 $h = \begin{cases} L/4 \text{ ó } B/4 \text{ (CLINERO)} \\ L/3 \text{ ó } B/5 \text{ (INTERIOR)} \end{cases}$
 SE DETERMINA UN TAMAÑO DE DADO

DISEÑO
 VER DIAGRAMA 1.1.2

SI

CALCULAR B_x Y B_z
 $P = Q_T / \text{AREA}$
 $\text{AREA} = (B_x)(B_z)$
 $B_x = B_z = B$
 $P = q_{adm}$
 $q_{adm} = \frac{Q_T}{B^2} \Rightarrow B = \sqrt{Q_T / q_{adm}}$
 CALCULAR LAS EXCENTRICIDADES
 $ex = M_{Tz} / Q_T$; $ez = M_{Tx} / Q_T$
 LUEGO:
 $B_x = B + 2ex$
 $B_z = B + 2ez$

2

* $\begin{cases} 0.65q_{ut} \\ 0.80q_{ut} \end{cases}$

1

CALCULAR EL AREA REDUCIDA A'
 $A' = B' \times L'$
 $B' = B_z - 2ez$
 $L' = B_x - 2ex$
 DETERMINAR:
 $p = Q_T / A'$

3

2

CALCULAR EL AREA REDUCIDA A'
 $A' = (B'_x)(B'_z)$
 $B'_x = B_x - 2ex$
 $B'_z = B_z - 2ez$
 DETERMINAR:
 $p = Q_T / A'$

4

$p \leq *$

SI

ZAPATA RECTANGULAR
 LAS DIMENSIONES B y L SON ADECUADAS Y LA PRESION DE CONTACTO PARA DISEÑO ES:
 $p_{db} = Q_T / A'$

NO

ZAPATA CUADRADA
 LAS DIMENSIONES B_x y B_z SON ADECUADAS Y LA PRESION DE CONTACTO PARA DISEÑO ES:
 $p_{db} = Q_T / A'$

5

5

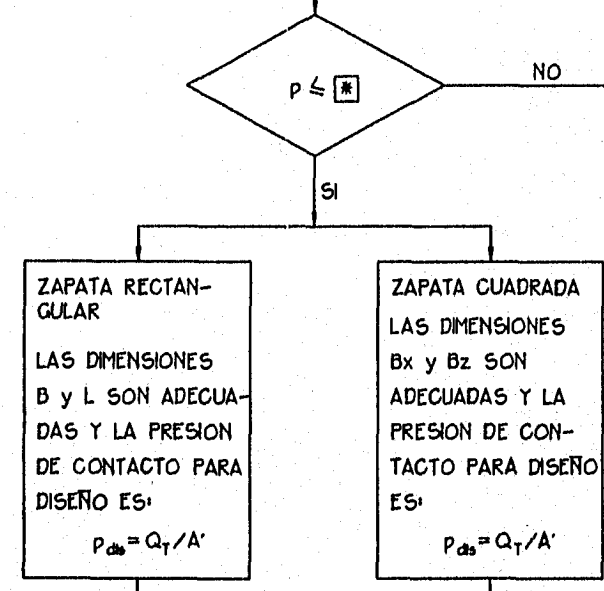
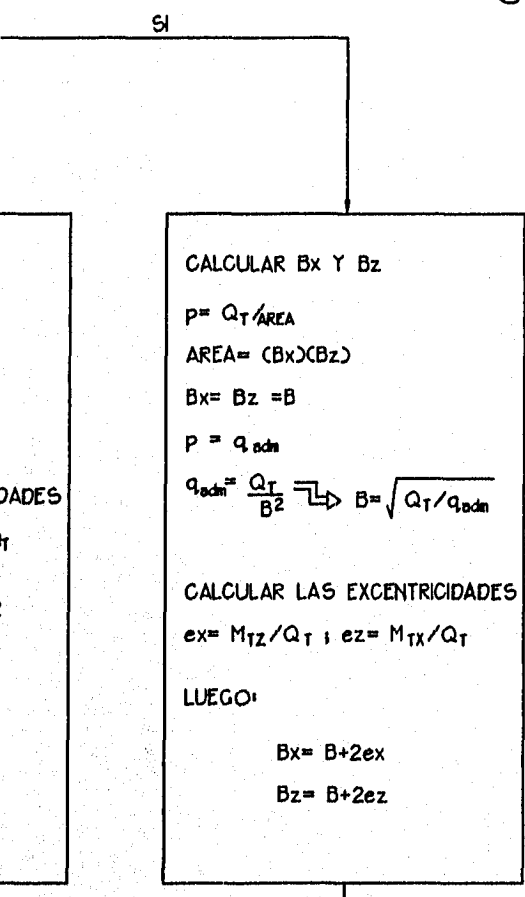
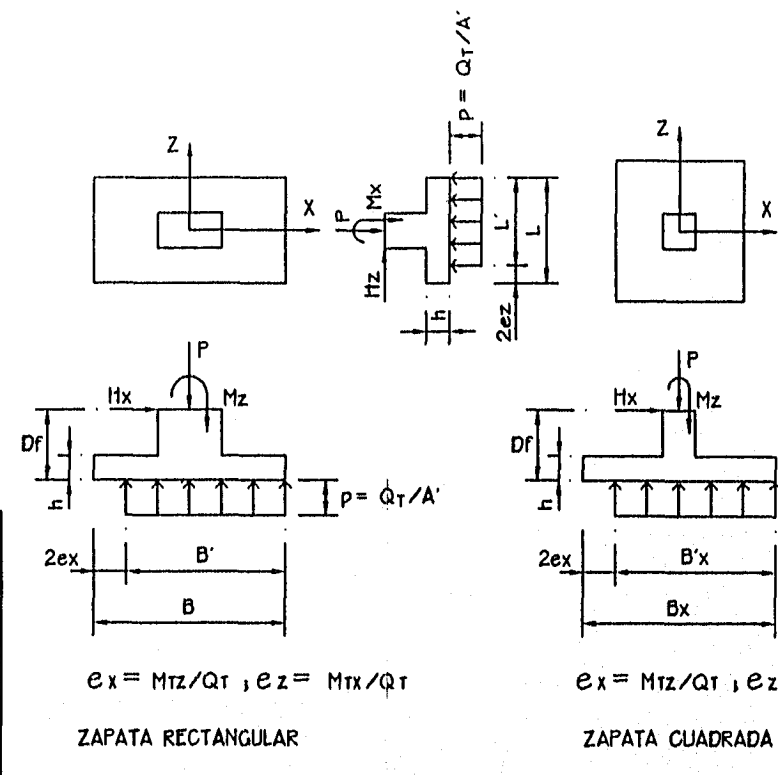
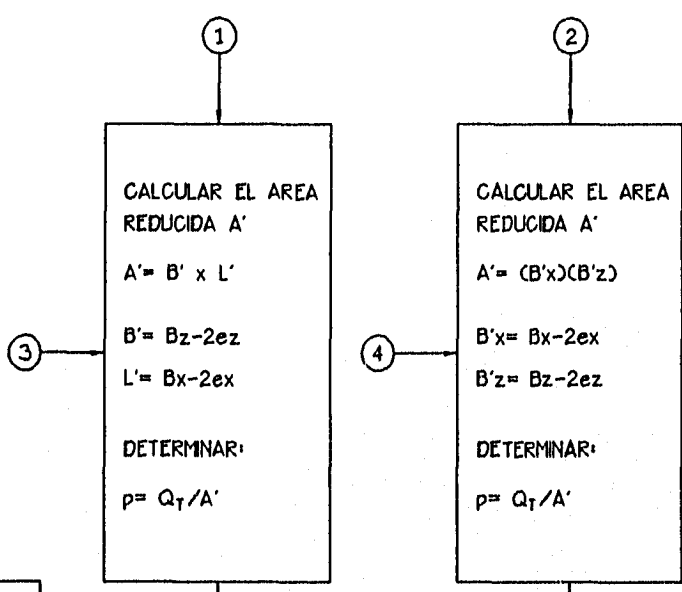
SE PROPONE UN PERALTE DE ZAPATA (H) DE ACUERDO CON LO SIGUIENTE

$$h = \begin{cases} L/4 \text{ ó } B/4 \text{ (CLINDERO)} \\ L/3 \text{ ó } B/5 \text{ (INTERIOR)} \end{cases}$$

SE DETERMINA UN TAMAÑO DE DADO

DISEÑO
VER DIAGRAMA I.2

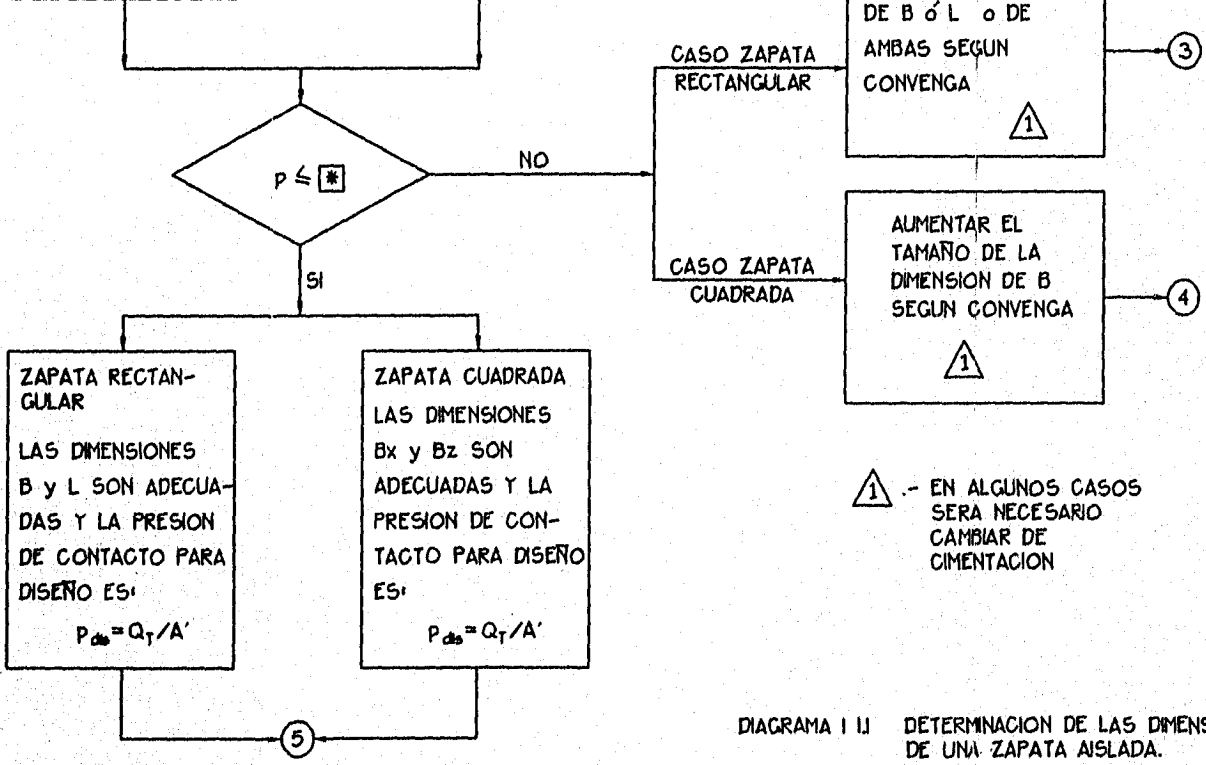
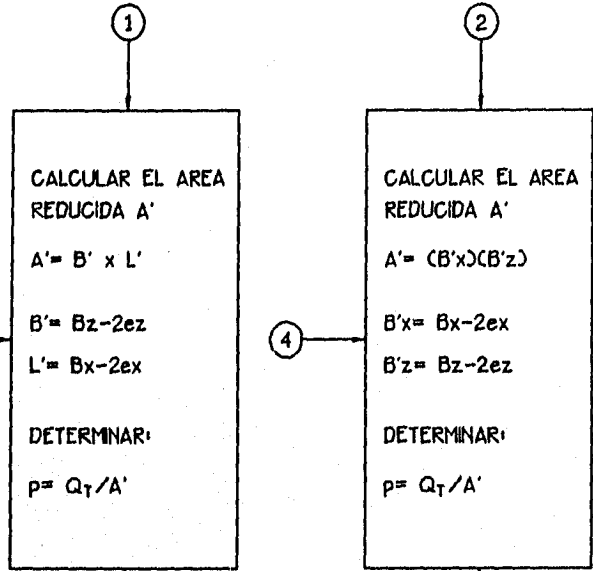
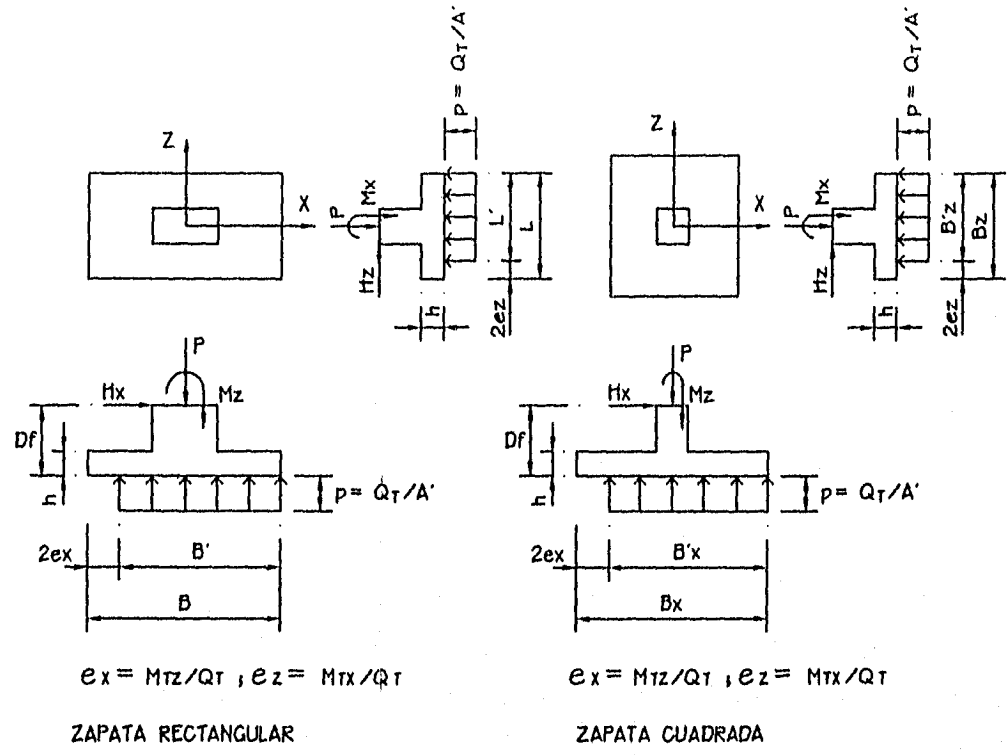
$$* \begin{cases} 0.65q_{ult} \\ 0.80q_{ult} \end{cases}$$



⚠ - EN ALGUNOS CASOS SERA NECESARIO CAMBIAR DE CIMENTACION

DIAGRAMA I.1 DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DE UNA ZAPATA AISLADA.

$$\# \begin{cases} 0.65q_{ut} \\ 0.80q_{ut} \end{cases}$$



⚠ - EN ALGUNOS CASOS SERA NECESARIO CAMBIAR DE CIMENTACION

DIAGRAMA I II DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DE UNA ZAPATA AISLADA.

DISEÑO

- DATOS
- DIMENSIONES EN PLANTA DE LA ZAPATA
 - PERALTE, DIMENSIONES DEL DADO C1 Y C2
 - $f'c$
 - f_y
 - CARGAS P. Mx, M

① → POR CORTANTE

TENSION DIAGONAL

SE UBICA LA SECCION CRITICA Y SE CALCULA LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V_u)

$$V_u = F.C (q_{NETA})(L1-d)$$

DETERMINAR LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE (V_{CR})

$B \geq 4d$

SI B y d ANCHO Y PERALTE DE LA ZAPATA

$h \leq 60$ cm

SI h PERALTE TOTAL DE LA ZAPATA

$\frac{M}{Vd} \leq 2.0$

SI M = MOMENTO FLEXIONANTE EN LA SECCION CRITICA.
 V = FUERZA CORTANTE EN LA SECCION CRITICA.

$V_{CR} = 0.5 F.R. B d \sqrt{f'c}$
 $f'c = 0.8 f'c$

②

③ → POR PUNZONAMIENTO

DEFINIR LA SECCION CRITICA

$M_u \leq 0.2 V_u d$

EL ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO (U_u) SE CALCULA CON

$$U_u = \frac{V_u}{b o d} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

V_u = FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN LA SECCION CRITICA
 $b o$ = PERIMETRO DE LA SECCION CRITICA.

SE CALCULA EL ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE (V_{CR}) EL CUAL SE TOMARA COMO EL MENOR DE LOS DOS SIGUIENTES

$$V_{CR} = F.R (0.5 + \gamma) \sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$V_{CR} = F.R \sqrt{f'c}$$

$$\gamma = \frac{C_2}{C_1}$$

$F.R. = 0.8$ (PARA CARGA PERMANENTE)
 $F.R. = 0.7$ (PARA LA COMBINACION DE CARGAS PERMANENTES Y ACCIDENTALES)

④

CALCULAR

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u}{J_c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

SEC. D12.2.b.2.2

FIG. 11.17(2)

FIG. 11.18

FIG. 11.20

VER FIG. 11.21

EL VALOR RESISTENTE DEL PORCE

SI $p < 0.0$

$V_{CR} = F.R B d$

SI $p \geq 0.0$

$V_{CR} = 0$

NOTAS (1).- INDICAN LOS SUBINCISOS EN LOS QUE DENTRO DE ESTE TRABAJO, DICHA INSTALACION DEBE SER REVISADA.
 (2).- LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE ESTE TRABAJO Y QUE COMPLEMENTAN LA INSTALACION DEL RECUADRO.

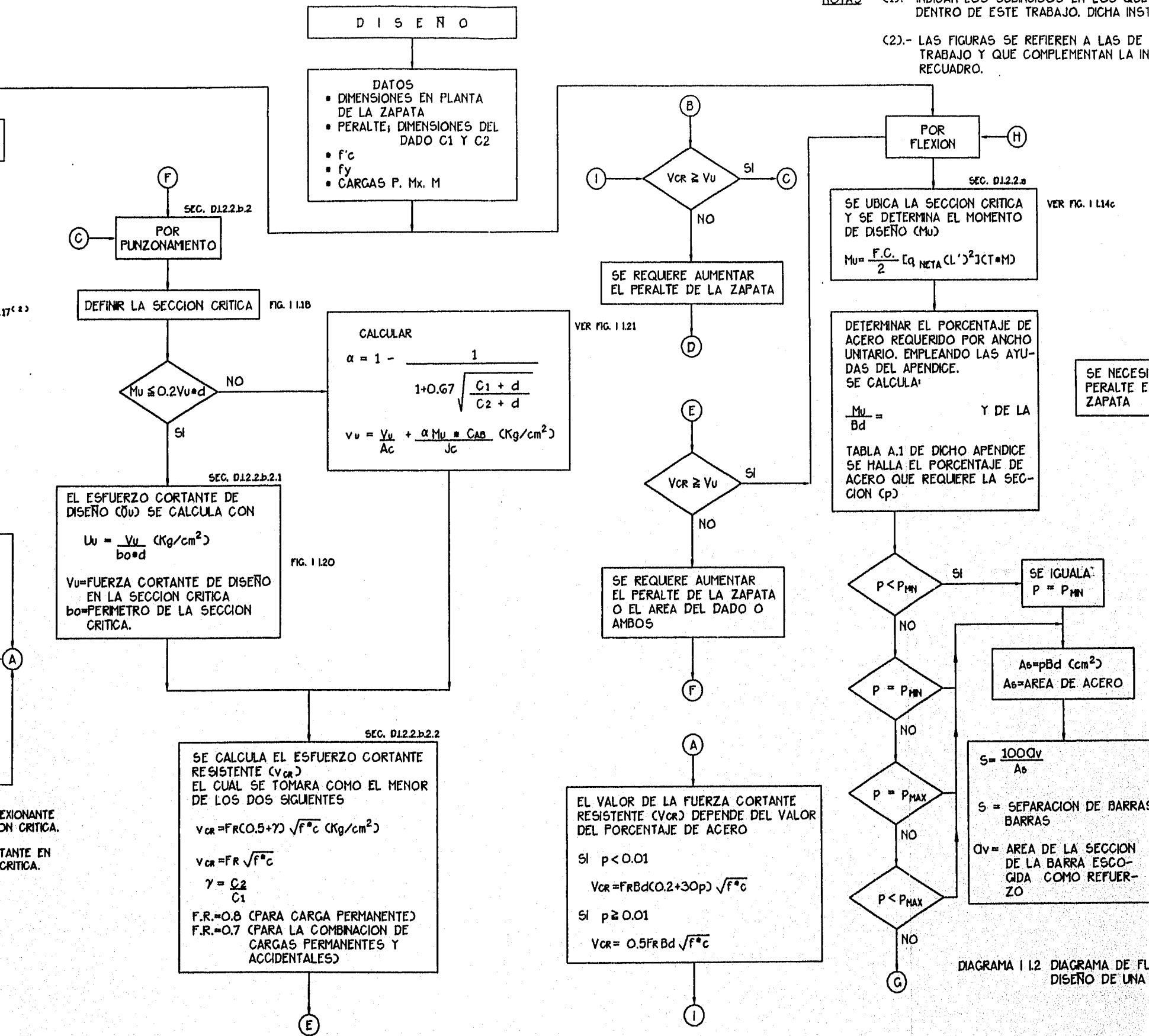


DIAGRAMA 1.12 DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL DISEÑO DE UNA ZAPATA

DISEÑO

DATOS
DIMENSIONES EN PLANTA
E LA ZAPATA
ERALTE; DIMENSIONES DEL
DADO C1 Y C2

c
y
ARGAS P. Mx. M

- NOTAS (1).- INDICAN LOS SUBINCISOS EN LOS QUE SE DESARROLLA DENTRO DE ESTE TRABAJO. DICHA INSTRUCCION
- (2).- LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE ESTE MISMO TRABAJO Y QUE COMPLEMENTAN LA INSTRUCCION DEL RECUADRO.

CALCULAR

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_1 + d}{C_2 + d}}}$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u}{J_c} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

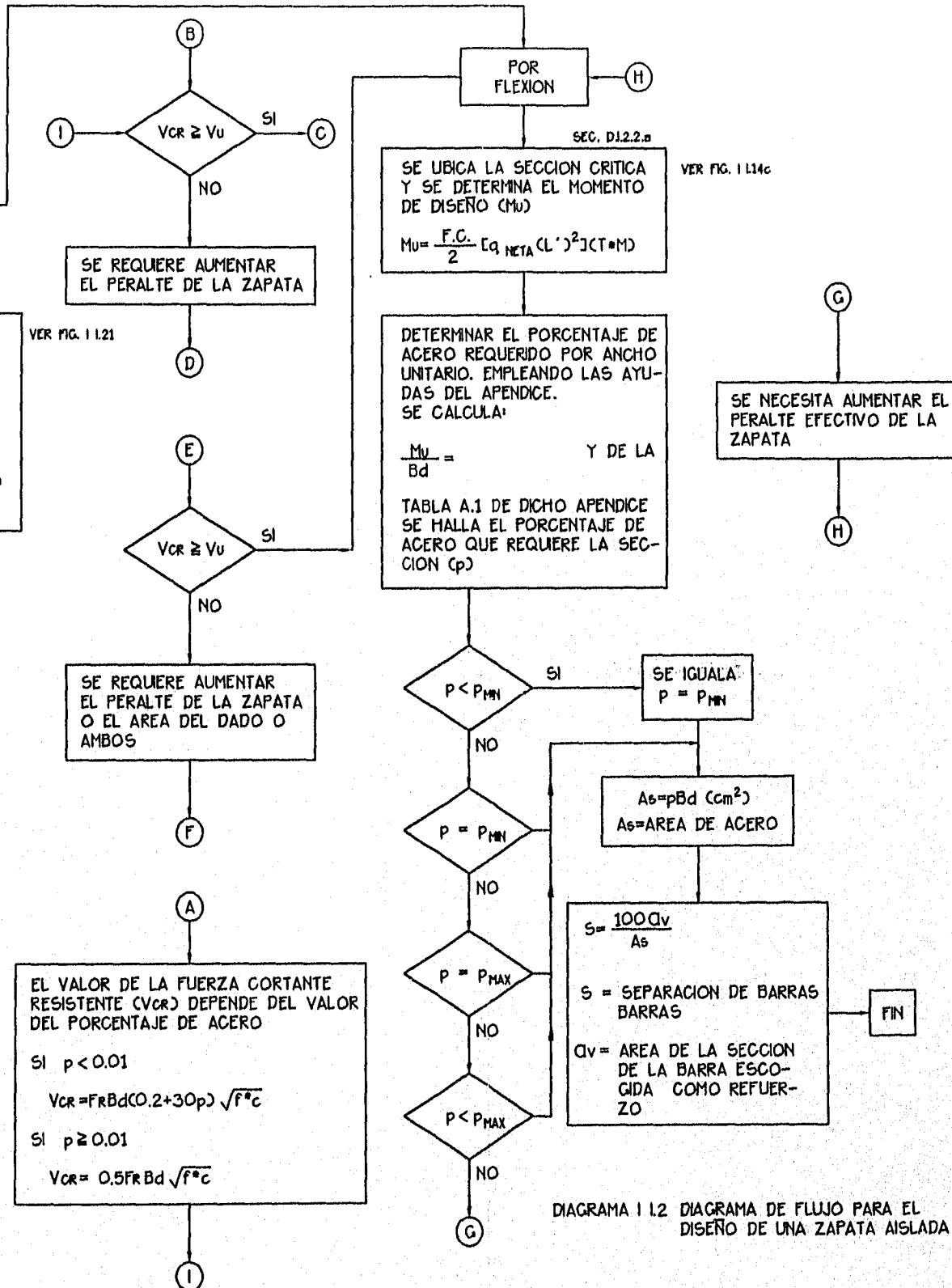
SEC. D122b.2.2

ZO CORTANTE

MO EL MENOR

/cm²)

PERMANENTE)
INACION DE
NENTES Y



DATOS
CARGAS DE DISEÑO

$q_{edn} =$ $D_r =$

$\gamma_{SUELO} =$ LONGITUD (L) =

SEC. D.1.3.2.a⁽¹⁾

DETERMINAR UN ANCHO (B)
PRELIMINAR

$$B = \frac{Q}{L(q_{edn})}$$

FIG. 1.123⁽²⁾

SE DETERMINAN LAS CARGAS AL
NIVEL DE DESPLANTE, POR LONGI-
TUD UNITARIA

$Q_T/L =$ [T/m]

$H_{ZT} =$ [T/m]

$M_{ZT} =$ [T·m/m]

SEC. D.1.3.2b

SE REVISAS QUE EL ANCHO B2,
SEA ADECUADO PARA ESTO SE
DETERMINA LA PRESION DE CON-
TACTO PUDIENDOSE TENER LOS
SIGUIENTES CASOS

FIG. 1.122

②

$$e_z = \frac{M_{ZT}}{Q_T} = \frac{B}{6}$$

SI

NO

$$e_z < \frac{B}{6}$$

SI

NO

LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS
VERTICALES SE LOCALIZA FUERA
DEL NUCLEO CENTRAL Y LA PRE-
SION DE CONTACTO ES TRIANGU-
LAR CON UN VALOR MAXIMO
DADO POR

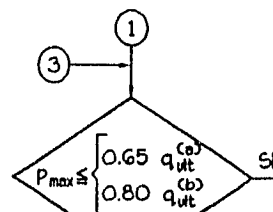
$$p_{max} = \frac{2Q_T}{3L} \left[\frac{1}{B/2 - e_z} \right]$$

Y ACTUANDO EN UN ANCHO
IGUAL A:

$$L_e = 3(B/2 - e_z)$$

FIG. 1.113

①



NO

AUMENTAR EL VALOR DE B.
SI SE TRATASE DE UNA ZAPATA
DE COLINDANCIA HABRIA QUE
AUMENTAR EL VALOR DE D_r . SI
ESTO FUESE TAMBIEN NECESARIO
O DECIDIRSE POR EL USO DE
TRABES DE LIGA.

②

FIG. 1.112c

LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS
VERTICALES SE LOCALIZA EN EL
LIMITE DE LA ZONA CONOCIDA
COMO NUCLEO CENTRAL. LA DIS-
TRIBUCION DE PRESIONES ES TRI-
ANGULAR CON UN VALOR MAXIMO
DADO POR LA PRESION:

$$p_{max} = \frac{2Q_T}{BL}$$

Y ACTUA EN TODO EL ANCHO DE
LA ZAPATA.

③

FIG. 1.112b

LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS
VERTICALES SE LOCALIZA DENTRO
DEL NUCLEO CENTRAL. SU DISTRI-
BUCION ES TRAPEZOIDAL Y ESTA
DADA POR LAS EXPRESIONES:

$$p_{min} = \frac{Q_T}{BL} \left[1 - \frac{6e_z}{B} \right]$$

$$p_{max} = \frac{Q_T}{BL} \left[1 + \frac{6e_z}{B} \right]$$

Y ACTUA EN TODO EL ANCHO DE
LA ZAPATA.

DATOS
CARGAS DE DISEÑO

$q_{adm} = D_r =$

$\gamma_{SUOLO} = \text{LONGITUD (L)} =$

SEC. D.1.3.2.a⁽¹⁾

DETERMINAR UN ANCHO (B)
PRELIMINAR

$$B = \frac{Q}{L(q_{adm})}$$

FIG. 1.123⁽²⁾

SE DETERMINAN LAS CARGAS AL
NIVEL DE DESPLANTE, POR LONGITUD
UNITARIA

$Q_{TL} = [T/m]$

$H_{ZT} = [T/m]$

$M_{ZT} = [T \cdot m/m]$

SEC. D.1.3.2.b

SE REvisa QUE EL ANCHO B2.
SEA ADECUADO PARA ESTO SE
DETERMINA LA PRESION DE CON-
TACTO PUDIENDOSE TENER LOS
SIGUIENTES CASOS

FIG. 1.122

② $e_z = \frac{M_{ZT}}{Q_T} = \frac{B}{6}$ SI

FIG. 1.122c

LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS
VERTICALES SE LOCALIZA EN EL
LIMITE DE LA ZONA CONOCIDA
COMO NUCLEO CENTRAL. LA DIS-
TRIBUCION DE PRESIONES ES TRI-
ANGULAR CON UN VALOR MAXIMO
DADO POR LA PRESION:

$$p_{max} = \frac{2Q_T}{BL}$$

Y ACTUA EN TODO EL ANCHO DE
LA ZAPATA.

$e_z < \frac{B}{6}$ SI

FIG. 1.122b

LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS
VERTICALES SE LOCALIZA DENTRO
DEL NUCLEO CENTRAL. SU DIS-
TRIBUCION ES TRAPEZOIDAL Y ESTA
DADA POR LAS EXPRESIONES:

$$p_{min} = \frac{Q_T}{BL} \left[1 - \frac{6e_z}{B} \right]$$

$$p_{max} = \frac{Q_T}{BL} \left[1 + \frac{6e_z}{B} \right]$$

Y ACTUA EN TODO EL ANCHO DE
LA ZAPATA.

FIG. 1.123

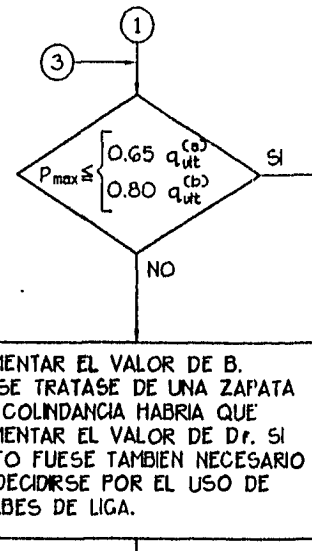
LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS
VERTICALES SE LOCALIZA FUERA
DEL NUCLEO CENTRAL Y LA PRES-
ION DE CONTACTO ES TRIANGU-
LAR CON UN VALOR MAXIMO
DADO POR

$$p_{max} = \frac{2Q_T}{3L} \left[\frac{1}{B/2 - e_z} \right]$$

Y ACTUANDO EN UN ANCHO
IGUAL A:

$$L_e = 3(B/2 - e_z)$$

FIG. 1.123



ESTO IMPLICA QUE EL ANCHO B
ES ADECUADO POR CAPACIDAD DE
CARGA.

SE PROPONE COMO PERALTE DE
LA LOSA $h = B/5$

Y SE UTILIZAN TRABES DE LIGA.
SUS DIMENSIONES SE PROPORCIO-
NARAN DE ACUERDO A LAS SIGUI-
ENTES CONSIDERACIONES:

$$LP/30 \leq H \leq LP/20$$

$$H \leq 4b$$

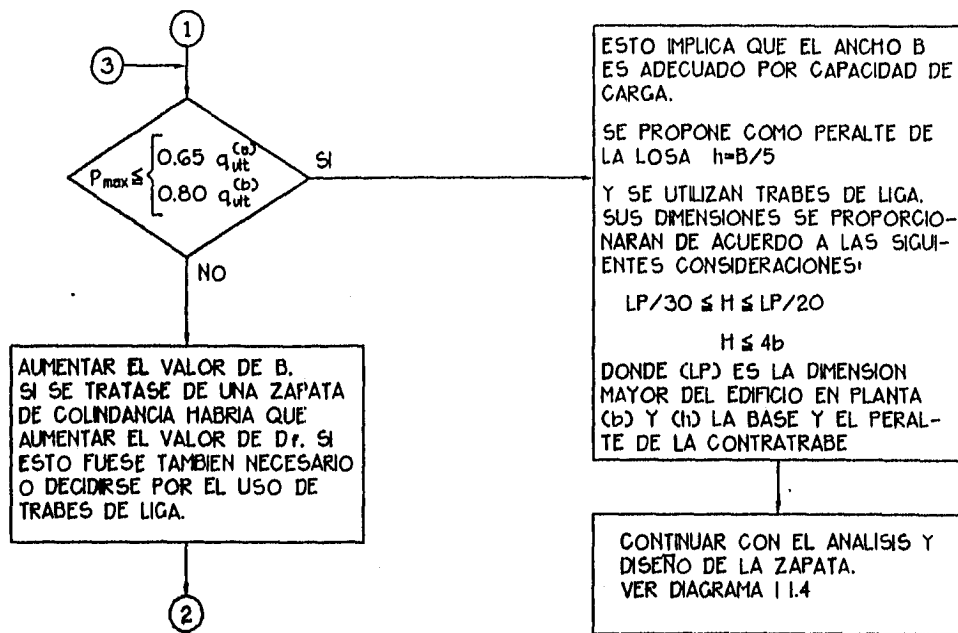
DONDE (LP) ES LA DIMENSION
MAYOR DEL EDIFICIO EN PLANTA
(b) Y (h) LA BASE Y EL PERAL-
TE DE LA CONTRATRABE

CONTINUAR CON EL ANALISIS Y
DISEÑO DE LA ZAPATA.
VER DIAGRAMA 1.1.4

NOTAS

- (1).- INDICAN LOS SUBINCISOS EN LOS QUE
DENTRO DE ESTE TRABAJO, DICHA INSTR
- (2).- LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE E
TRABAJO Y QUE COMPLEMENTAN LA INS
RECUADRO.

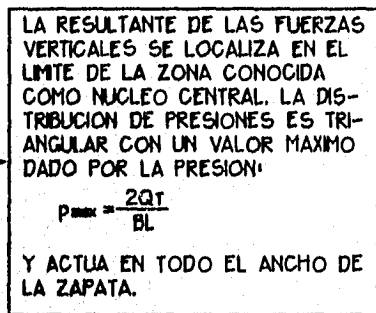
DIAGRAMA 1.1.3 DETERMINACION DE LAS
UNA ZAPATA CORRIDA.



(a).- PARA CARGA PERMANENTE

(b).- PARA CARGA PERMANENTE + CARGA ACCIDENTAL

FIG. I 112c



NOTAS

(1).- INDICAN LOS SUBINDICES EN LOS QUE SE DESARROLLA DENTRO DE ESTE TRABAJO, DICHA INSTRUCCION

(2).- LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE ESTE MISMO TRABAJO Y QUE COMPLEMENTAN LA INSTRUCCION DEL RECUADRO.

FIG. I 112b

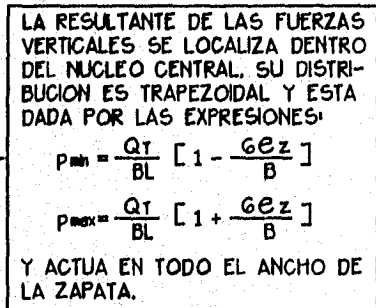


DIAGRAMA I.1.3 DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DE UNA ZAPATA CORRIDA.

DISEÑO

DATOS

- DIMENSIONES DE LA ZAPATA: B Y L
- DIMENSIONES DE LA CONTRATRABE: H y b
- KI

SEC. D.13.1⁽¹⁾ FIG. 1.122⁽²⁾

SE MODELA A LA ZAPATA COMO UNA VIGA SOBRE RESORTES DE RIGIDEZ VERTICAL INICIAL IGUAL A KI EL NUMERO DE RESORTES QUE SE UTILICE DEPENDE DE LA PRECISION BUSCADA.
SE REALIZA UN PROCESO DE ITERACION SUELO-ESTRUCTURA Y SE DETERMINAN LOS ELEMENTOS MECANICOS PARA EL DISEÑO DE LA CONTRATRABE.

SEC. D.13.3

DISEÑO: PARA EL CASO DE UNA DISTRIBUCION DE PRESIONES UNIFORME.

NCISO D.13.3b

(B) POR CORTANTE

NCISO D.13.3b1

TENSION DIAGONAL

FIG. 1.123c

SE LOCALIZA LA SECCION CRITICA Y SE DETERMINA LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V_u)

$$V_u = \frac{F.C.}{2} [B - (b - 2d)] q_{NETA}$$

SEC. D.13.3b1

SE DETERMINA LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE (V_{cr}) COMO SE INDICA EN EL DIAGRAMA 1.2. PUDIENDO SER: COMO ELEMENTO ANCHO

$$V_{cr} = 0.58d \sqrt{f'_c}$$

Y SI NO SE CUMPLE CON SER ELEMENTO ANCHO. DEPENDERA DEL PORCENTAJE DE ACERO:

Si $p < 0.01$

$$V_{cr} = F_r B d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c}$$

(A) SEC. D.13.3a

(C) POR FLEXION

VER FIG. 1.123c

SE UBICA LA SECCION CRITICA Y SE DETERMINA EL MOMENTO DE DISEÑO (M_u)

$$M_u = \frac{F.C.}{2} \left[\frac{B-b}{2} \right]^2 q_{NETA}$$

SE CALCULA EL ACERO POR FLEXION QUE LA ZAPATA REQUIERE, SIGUIENDO LOS MISMOS PASOS INDICADOS EN EL DIAGRAMA 1.2 BAJO EL TITULO DE DISEÑO POR FLEXION

(D)

P ≤ P_{MAX} SI

NO

HAY NECESIDAD DE AUMENTAR EL PERALTE EFECTIVO DE LA ZAPATA

(C)

(D)

ZAPATA DE COLINDANCIA SI

NO

POR TORSION Y CORTANTE

ESTE PROCEDIMIENTO SE APLICA UNICAMENTE AL DISEÑO DE LAS CONTRATRABES DE CIMENTACION DE LAS ZAPATAS DE COLINDANCIA. VER LA SECCION D.13.7 QUE EXPLICA COMO SE EJECUTA ESTE DISEÑO.

CONTINUAR CON EL DISEÑO DE LA CONTRATRABE PARA TAL FIN. REMITIRSE A LA SECCION D.13.4 DONDE SE EXPLICA EL DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE DE LA CONTRATRABE.

QUE SE OBTIENE DEL ENDE DE LA PRECISION BUSCADA.
SE REALIZA UN PROCESO DE ITERACION SUELO-ESTRUCTURA Y SE DETERMINAN LOS ELEMENTOS MECANICOS PARA EL DISEÑO DE LA CONTRATRABE.

SEC. D.1.3.3
DISEÑO PARA EL CASO DE UNA DISTRIBUCION DE PRESIONES UNIFORME.

INCISO D.1.3.3.b
POR CORTANTE

INCISO D.1.3.3.b1
TENSION DIAGONAL

SE LOCALIZA LA SECCION CRITICA Y SE DETERMINA LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V_u)

$$V_u = \frac{F_c}{2} [B - (b - 2d)] q_{NETA}$$

SEC. D.1.3.3.b.1

SE DETERMINA LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE (V_{CR}) COMO SE INDICA EN EL DIAGRAMA II.2. PUDIENDO SER: COMO ELEMENTO ANCHO

$$V_{CR} = 0.5Bd \sqrt{f_c}$$

Y SI NO SE CUMPLE CON SER ELEMENTO ANCHO, DEPENDERA DEL PORCENTAJE DE ACERO:

SI $p < 0.01$

$$V_{CR} = F_r B d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c}$$

SI $p \geq 0.01$

$$V_{CR} = 0.5F_r B d \sqrt{f_c}$$

$V_{CR} \geq V_u$ SI (A)
NO

SE REQUIERE AUMENTAR EL PERALTE DE LA ZAPATA

(B)

SE CALCULA EL ACERO POR FLEXION QUE LA ZAPATA REQUIERE, SIGUIENDO LOS MISMOS PASOS INDICADOS EN EL DIAGRAMA II.2 BAJO EL TITULO DE DISEÑO POR FLEXION

$P \leq P_{MAX}$ SI (D)
NO

HAY NECESIDAD DE AUMENTAR EL PERALTE EFECTIVO DE LA ZAPATA

(C)

(D)
 $ZAPATA DE COLINDANCIA$ SI
NO

CONTINUAR CON EL DISEÑO DE LA CONTRATRABE PARA TAL FIN. REMITIRSE A LA SECCION D.1.3.4 DONDE SE EXPLICA EL DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE DE LA CONTRATRABE.

POR TORSION Y CORTANTE
ESTE PROCEDIMIENTO SE APLICA UNICAMENTE AL DISEÑO DE LAS CONTRATRABES DE CIMENTACION DE LAS ZAPATAS DE COLINDANCIA. VER LA SECCION D.1.3.7 QUE EXPLICA COMO SE EJECUTA ESTE DISEÑO.

FIN

FIG. 1.123c

NOTAS

(1) - INDICAN LOS SUBINCISOS EN LOS QUE SE DESARROLLA DENTRO DE ESTE TRABAJO, DICHA INSTRUCCION

(2) - LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE ESTE MISMO

ICA Y SE DETERMINA LA FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V_u)

$$V_u = \frac{F_c}{2} [b - (b - 2d)] q_{NETA}$$

SEC. D.13.3.b.1

SE DETERMINA LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE (V_{cr}) COMO SE INDICA EN EL DIAGRAMA 1.2. PUDIENDO SER: COMO ELEMENTO ANCHO

$$V_{cr} = 0.5Bd \sqrt{f'c}$$

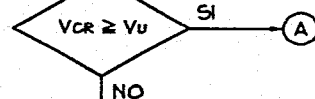
Y SI NO SE CUMPLE CON SER ELEMENTO ANCHO. DEPENDERA DEL PORCENTAJE DE ACERO:

SI $p < 0.01$

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

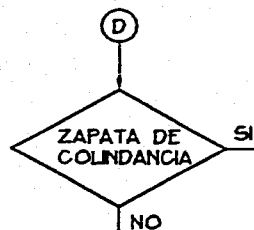
SI $p \geq 0.01$

$$V_{cr} = 0.5 F_r B d \sqrt{f'c}$$



SE REQUIERE AUMENTAR EL PERALTE DE LA ZAPATA

(B)



CONTINUAR CON EL DISEÑO DE LA CONTRATRABE PARA TAL FIN. REMITIRSE A LA SECCION D.1.3.4 DONDE SE EXPLICA EL DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE DE LA CONTRATRABE.

POR TORSION Y CORTANTE

ESTE PROCEDIMIENTO SE APLICA UNICAMENTE AL DISEÑO DE LAS CONTRATRABES DE CIMIENTACION DE LAS ZAPATAS DE COLINDANCIA. VER LA SECCION D.1.3.7 QUE EXPLICA COMO SE EJECUTA ESTE DISEÑO.

FIN

NOTAS

- (1).- INDICAN LOS SUBINCISOS EN LOS QUE SE DESARROLLA DENTRO DE ESTE TRABAJO. DICHA INSTRUCCION
- (2).- LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE ESTE MISMO TRABAJO Y QUE COMPLEMENTAN LA INSTRUCCION DEL RECUADRO.

DIAGRAMA 1.14 DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA

DEL CAJON DATOS
 LONGITUD (L)= \bar{U}_s =
 ANCHO (B)= C.S.=
 ALTURA (H)= Q=
 AREA DE LA PLANTA (A) CARGA PERMANENTE
 $A=B \times L$ W_e =

CON BASE EN LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO Y LAS CARGAS, EL ESPECIALISTA EN SUELOS DETERMINA LA PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE (D_f) PARA CUMPLIR CON LAS CONDICIONES DE CAPACIDAD DE CARGA Y CON LAS CONDICIONES DE SERVICIO

SEC. D.2.1.a

CALCULAR:
 LA PRESION TOTAL TRANSMITIDA (W_d)
 $W_d = W_e / A$
 Y EL ESFUERZO AL NIVEL DEL DESPLANTE (P_d)
 $P_d = \bar{U}_s \cdot D_f$

PARA QUE LA CIMENTACION SEA COMPENSADA SE REQUIERE QUE
 $W_d = P_d$

SEC. D.2.3

SE PROPONEN UNAS DIMENSIONES PARA LOS MUROS PERIMETRALES, LAS CONTRATABES Y SE REALIZA UN ANALISIS SUELO-ESTRUCTURA. EL MODELO CONSISTIRA EN UNA RETICULA EN EL ESPACIO, REPRESENTANDO POR RESORTES AL SUELO, QUE SON LOS APOYOS DE LA RETICULA. PARA INICIAR EL ANALISIS SE DETERMINA UNA RIGIDEZ PARA CADA RESORTE (KI) DE ACUERDO A LAS PROPIEDADES DEL SUELO Y A SU AREA TRIBUTARIA.

SEC. D.2.4

SE REvisa QUE LA PRESION DE CONTACTO NO REBASE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

FIG. I 127

1).- EN CONDICIONES ESTATICAS

$$W_n \leq 0.65 q_{ut}$$

$$W_n = W_d + \Delta W_e - P_d$$

$$\Delta W_e = \frac{M_e}{I} \times$$

$$M_e = (W_e) e$$

2).- EN CONDICIONES SISMICAS

$$W_n + \Delta Q_s \leq 0.80 q_{ut}$$

$$\Delta Q_s = M_v \left[\frac{Z_l}{I_x} + \frac{0.3 X_l}{I_z} \right]$$

$$M_v = \frac{C.S.}{Q} W_e \left[\frac{2}{3} H \right]$$

$$I_x = LB^3 / 12$$

$$I_z = BL^3 / 12$$

FIG. I 128

OTRA FORMA DE REVISAR LA PRESION DE CONTACTO ES DE ACUERDO A LO QUE ESTABLECE EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.

SEC. D.2.5

1).- EN CONDICIONES ESTATICAS
 SE DEBERA CUMPLIR QUE

$$F.C. \frac{\sum Q}{A_c} \leq P_v + q_{ut}$$

$\sum Q$ SUMA DE ACCIONES CONSIDERADAS EQUIVALE A W_e

F.C. FACTOR DE CARGA = 1.4

A_c AREA DEL CAJON

P_v PRESION VERTICAL ACTUANTE A LA PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE. EQUIVALE A P_d

q_{ut} CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA, AFECTADA POR UN FACTOR DE RESISTENCIA DE F.R.=0.7

2).- EN CONDICIONES SISMICAS

$$F.C. \frac{\sum Q}{A_r} \leq P_v + q_{ut}$$

F.C. = 1.1

$A_r = B' \times L'$

B' y L' LADO CORTO Y LARGO DE LA PLANTA DE CIMENTACION REDUCIDOS POR EXCENTRICIDAD.

$$B' = B - 2e_z \quad e_x = 0.3 \frac{M_v}{W_e} \quad e_z = \frac{M_v}{W_e}$$

$$L' = L - 2e_x$$

3).- ESTADOS LIMITE DE SERVICIO
 EL ASENTAMIENTO DEBERA CUMPLIR CON LO DICHO EN LA TABLA I.1.2

SE VERIFICA QUE EN NINGUNA PARTE SE PRESENTEN ESFUERZOS DE TENSION.

$$\Delta Q_s \leq W_d - \Delta W_e$$

CON LOS RESULTADOS DEL ANALISIS SE REALIZA EL DISEÑO DE:

- 1).- MUROS PERIMETRALES
- 2).- LOSA DE FONDO
- 3).- CONTRATABES

FIN

DATOS	
ANCHO (L) =	$\delta_s =$
ALTO (B) =	C.S. =
AREA (M) =	Q =
DE LA CARGA PERMANENTE	
A (C) =	
= B x L	$W_e =$

BASE EN LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO Y LAS CARGAS. EL ESPECIALISTA DE DISEÑO DETERMINA LA PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE (D) PARA CUMPLIR CON LAS CONDICIONES DE CAPACIDAD DE CARGA CON LAS CONDICIONES DE SERVICIO

SEC. D.2.1.a

CALCULAR:
PRESION TOTAL TRANSMITIDA (Wd)
 $W_d = W_e / A$
ESFUERZO AL NIVEL DEL DESPLANTE (Pd)
 $P_d = \delta_s \cdot D_r$

PARA QUE LA CIMENTACION SEA COMPENSADA SE REQUIERE QUE
 $W_d = P_d$

SEC. D.2.3

PROPONEN UNAS DIMENSIONES PARA LOS MUROS PERIMETRALES, LAS CONTRATABES Y SE REALIZA UN ANALISIS SUELO-ESTRUCTURA. ESTE DEBE CONSISTIR EN UNA RETICULA EN EL PLANO, REPRESENTANDO POR RESORTES EL SUELO, QUE SON LOS APOYOS DE LA PLANTA. PARA INICIAR EL ANALISIS SE DETERMINA UNA CARGA PARA CADA RESORTE (K) DE ACUERDO A LAS PROPIEDADES DEL SUELO Y A LA CARGA TRIBUTARIA.

SEC. D.2.4

SE VERIFICA QUE LA PRESION DE CONTACTO NO EXCEDE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

EN CONDICIONES ESTATICAS

$$W_n \leq 0.65 q_{ut}$$

$$W_n = W_d + \Delta W_e - P_d$$

$$\Delta W_e = \frac{M_e}{I} \cdot x$$

$$M_e = (W_e) \cdot e$$

EN CONDICIONES SISMICAS

$$W_n + \Delta Q_s \leq 0.80 q_{ut}$$

$$\Delta Q_s = M_v \left[\frac{Z_1}{I_x} + \frac{0.3 X_1}{I_z} \right]$$

$$M_v = \frac{C.S.}{Q} \cdot W_r \left[\frac{2}{3} H \right]$$

$$I_x = LB^3 / 12$$

$$I_z = BL^3 / 12$$

FIG. I 127

FIG. I 128

OTRA FORMA DE REVISAR LA PRESION DE CONTACTO ES DE ACUERDO A LO QUE ESTABLECE EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.

1).- EN CONDICIONES ESTATICAS SE DEBERA CUMPLIR QUE

$$F.C. \frac{\Sigma Q}{A_c} \leq P_v + q_{ut}$$

ΣQ SUMA DE ACCIONES CONSIDERADAS EQUIVALE A W_e

F.C. FACTOR DE CARGA = 1.4

A_c AREA DEL CAJON

P_v PRESION VERTICAL ACTUANTE A LA PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE. EQUIVALE A P_d

q_{ut} CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA, AFECTADA POR UN FACTOR DE RESISTENCIA DE F.R.=0.7

2).- EN CONDICIONES SISMICAS

$$F.C. \frac{\Sigma Q}{A_r} \leq P_v + q_{ut}$$

F.C. = 1.1

$A_r = B' \times L'$

B' y L' LADO CORTO Y LARGO DE LA PLANTA DE CIMENTACION REDUCIDOS POR EXCENTRICIDAD.

$$B' = B - 2e_z \quad e_x = 0.3 \frac{M_v}{W_r} \quad e_z = \frac{M_v}{W_r}$$

$$L' = L - 2e_x$$

3).- ESTADOS LIMITE DE SERVICIO EL ASENTAMIENTO DEBERA CUMPLIR CON LO DICHO EN LA TABLA I.2

SE VERIFICA QUE EN NINGUNA PARTE SE PRESENTEN ESFUERZOS DE TENSION.

$$\Delta Q_s \leq W_d - \Delta W_e$$

CON LOS RESULTADOS DEL ANALISIS SE REALIZA EL DISEÑO DE:

- 1).- MUROS PERIMETRALES
- 2).- LOSA DE FONDO
- 3).- CONTRATABES

FIN

SEC. D.2.5

FIG. I 119

NOTAS.-

1.- INDICAN LOS SUB-INCISOS EN LOS CUADROS DENTRO DE ESTE TRABAJO. DICHA INSTALACIONES

2.- LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE ESTE TRABAJO Y QUE COMPLEMENTAN LA INSTALACION RECIBIDA.

W_n	PRESION DE CONTACTO NETA
ΔW_e	INCREMENTO DE ESFUERZOS
M_e	MOMENTO DE VOLTEO.
e	EXCENTRICIDAD DE LA RESULTANTE AL CENTROIDE DEL CAJON DE CIMENTACION
I	MOMENTO DE INERCIA DEL CAJON EN DONDE EXISTA EXCENTRICIDAD
x	DISTANCIA QUE VA DEL CENTRO DE CIMENTACION A LA ORILLA COORDINADA
ΔQ_s	ESFUERZOS POR SISMO.
M_r	MOMENTO DE VOLTEO POR SISMO HASTA EL NIVEL DEL DESPLANTE CUANDO HAY EXCENTRICIDAD TENDIENTE
Z_1	ES LA DISTANCIA MAS CORTA METRICA DEL CAJON A LA ORILLA COORDINADA
X_1	ES LA DISTANCIA MAS LARGA METRICA DEL CAJON A LA ORILLA COORDINADA
C.S.	COEFICIENTE SISMICO.
Q	FACTOR DE COMPORTAMIENTO
H	ALTURA DE LA ESTRUCTURA HASTA EL NIVEL DEL DESPLANTE.
I_x, I_z	MOMENTOS DE INERCIA MENORES RESPECTIVAMENTE.

DIAGRAMA I.5 PROCESO DE DISEÑO SIGUIENTE

1

SEC. D.2.5

FIG. 1.119

NOTAS.-

- 1.- INDICAN LOS SUB-NCISOS EN LOS QUE SE DESARROLLA DENTRO DE ESTE TRABAJO. DICHA INSTRUCCION
- 2.- LAS FIGURAS SE REFIEREN A LAS DE ESTE MISMO TRABAJO Y QUE COMPLEMENTAN LA INSTRUCCION DEL RECUADRO.

1 FORMA DE REVISAR LA PRESION DE CONTACTO ES DE ACUERDO A LO QUE ESTABLECE EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.

EN CONDICIONES ESTATICAS SE DEBERA CUMPLIR QUE

$$F.C. \frac{\Sigma Q}{A_c} \leq p_v + q_{ut}$$

1. SUMA DE ACCIONES CONSIDERADAS EQUIVALE A W_e

2. FACTOR DE CARGA = 1.4

AREA DEL CAJON

PRESION VERTICAL ACTUANTE A LA PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE. EQUIVALE A p_d

3. CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA. AFECTADA POR UN FACTOR DE RESISTENCIA DE F.R.=0.7

EN CONDICIONES SISMICAS

$$F.C. \frac{\Sigma Q}{A_r} \leq p_v + q_{ut}$$

C. = 1.1

= B' x L'

y L' LADO CORTO Y LARGO DE LA PLANTA DE CIMENTACION REDUCIDOS POR EXCENTRICIDAD.

$$e_x = 0.3 \frac{M_v}{W_r} \quad e_z = \frac{M_v}{W_r}$$

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO EL ASENTAMIENTO DEBERA CUMPLIR CON LO DICHO EN LA TABLA 1.1.2

W_n	PRESION DE CONTACTO NETA.
ΔW_e	INCREMENTO DE ESFUERZOS POR EXCENTRICIDAD.
M_e	MOMENTO DE VOLTEO.
e	EXCENTRICIDAD DE LA RESULTANTE W_e . RESPECTO AL CENTROIDE DEL CAJON DE CIMENTACION.
I	MOMENTO DE INERCIA DEL CAJON EN LA DIRECCION EN DONDE EXISTA EXCENTRICIDAD DE CARGAS.
x	DISTANCIA QUE VA DEL CENTROIDE DEL AREA DE CIMENTACION A LA ORILLA CONSIDERADA.
ΔQ_s	ESFUERZOS POR SISMO.
M_r	MOMENTO DE VOLTEO POR SISMO. CALCULADO HASTA EL NIVEL DEL DESPLANTE. INCLUYE A M_e . CUANDO HAY EXCENTRICIDAD DE LA CARGA VERTICAL.
Z_I	ES LA DISTANCIA MAS CORTA DEL CENTRO GEOMETRICO DEL CAJON A LA ORILLA DEL MISMO.
X_I	ES LA DISTANCIA MAS LARGA DEL CENTRO DEL CAJON A LA ORILLA DEL MISMO.
C.S.	COEFICIENTE SISMICO.
Q	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.
H	ALTURA DE LA ESTRUCTURA. HASTA EL NIVEL DEL DESPLANTE.
I_x, I_z	MOMENTOS DE INERCIA MENOR Y MAYOR DEL CAJON. RESPECTIVAMENTE.

SE VERIFICA QUE EN NINGUNA PARTE SE PRESENTEN ESFUERZOS DE TENSION.

$$\Delta Q_s \leq W_d - \Delta W_e$$

CON LOS RESULTADOS DEL ANALISIS SE REALIZA EL DISEÑO DE:

- 1).- MUROS PERIMETRALES
- 2).- LOSA DE FONDO
- 3).- CONTRATABES

FIN

DIAGRAMA 1.5 PROCEDIMIENTO GENERAL QUE SE SIGUE EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACION COMPENSADA

APENDICE

1. EXPRESIONES PARA EL DISEÑO DE SECCIONES DE CONCRETO REFORZADO SUJETAS A FLEXION Y CORTANTE

1.1 Criterio de diseño

El criterio de diseño es el de estados límite de falla establecido en el Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 9).

Se entenderá como estado límite de falla a toda situación en la cual una estructura o cualquiera de sus partes llega al agotamiento de su capacidad resistente.

De acuerdo al criterio anterior, las estructuras se deben diseñar de tal forma que la resistencia de diseño de cualquier sección transversal sea mayor o igual que el valor de diseño de la acción que sobre ella actúe.

El cálculo de la resistencia de diseño de cada elemento estructural, deberá incluir un factor de resistencia menor a la unidad, que considera la importancia del elemento estructural y la forma de falla (dúctil o frágil).

Los esfuerzos externos y sus probables combinaciones estarán afectadas de un factor de carga, mayor a la unidad, el cual pretende que el diseño este cubierto contra las incertidumbres presentes en la evaluación de las cargas y en las dimensiones de los distintos elementos estructurales, así como también tomar en cuenta el uso de métodos e hipótesis simplificadoras en el diseño.

El factor de carga podrá tomar valores distintos de acuerdo con la permanencia de las cargas en la estructura (cargas permanentes y cargas accidentales).

Por lo tanto, para asegurar un diseño adecuado de una estructura, en términos de resistencia, se deberá verificar para cada una de sus partes la siguiente desigualdad.

$$F.R. (R_i) \geq F.C. (C_i)$$

Donde:

R_i Resistencia de la sección a cargas o momentos

C_i Cargas o momentos que actúan en la sección

F.R. Factor de resistencia

F.C. Factor de carga

En el diseño de una estructura no solo cuenta que sea resistente y estable para las combinaciones de carga a la cual se podrá ver solicitada, importa también sus condiciones de servicio, o estados límite de servicio, que para nuestro objeto de estudio, las cimentaciones, están resumidas en las tablas II.2 y II.3 del capítulo II.

1.2 Resistencia a flexión

Hipótesis: (art. 2.1.1., ref. 17)

- a) *Las secciones transversales planas de un elemento permanecen planas después de la deformación*
- b) *Existe adherencia entre el concreto y el acero por lo que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto que lo rodea*
- c) *El concreto no resiste esfuerzos longitudinales de tensión*
- d) *La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es de 0.003.*
- e) *La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido este de acuerdo a las hipótesis anteriores.*

El esfuerzo uniforme se tomará igual a (Art. 1.4.1.b; ref. 17).

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si} \quad f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

e igual a:

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si} \quad f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

F.R. Factor de resistencia

F.C. Factor de carga

En el diseño de una estructura no solo cuenta que sea resistente y estable para las combinaciones de carga a la cual se podrá ver solicitada, importa también sus condiciones de servicio, o estados límite de servicio, que para nuestro objeto de estudio, las cimentaciones, están resumidas en las tablas II.2 y II.3 del capítulo II.

1.2 Resistencia a flexión

Hipótesis: (art. 2.1.1., ref. 17)

- a) *Las secciones transversales planas de un elemento permanecen planas después de la deformación*
- b) *Existe adherencia entre el concreto y el acero por lo que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto que lo rodea*
- c) *El concreto no resiste esfuerzos longitudinales de tensión*
- d) *La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es de 0.003.*
- e) *La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido este de acuerdo a las hipótesis anteriores.*

El esfuerzo uniforme se tomará igual a (Art. 1.4.1.b; ref. 17).

$$f_c'' = 0.85f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

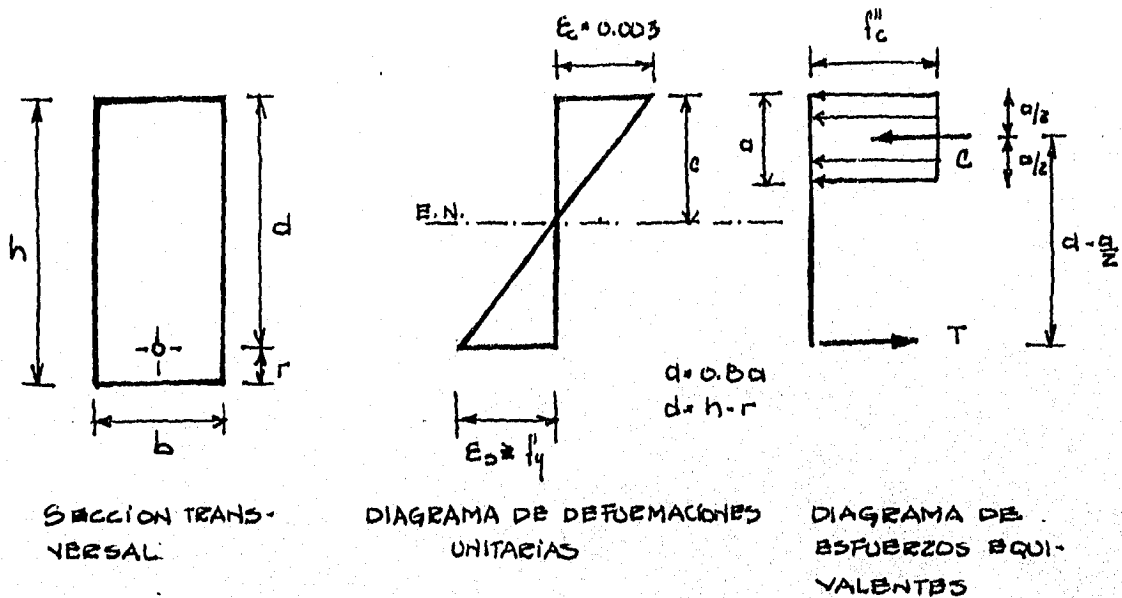
e igual a:

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$f_c^* = 0.8 f_c'$ y f_c' es la resistencia a la compresión del concreto.

Se obtiene a continuación la expresión para determinar la resistencia a la flexión de una sección rectangular simplemente reforzada, con base en las hipótesis anteriores.



Por equilibrio y considerando que el refuerzo alcanza su límite de fluencia.

$$C = T$$

$$C = ab f_c''$$

$$T = A_s f_y$$

$$ab f_c'' = A_s f_y$$

$$\rightarrow a = \frac{A_s f_y}{b f_c''} \quad (A-1)$$

Tomando momentos con respecto a la posición del acero de refuerzo, se determina el momento resistente de la sección (M_s).

$$M_s = C (d - a/2)$$

$$M_s = ab f_c'' (d - a/2) \quad (A-2)$$

Sustituyendo (A-1) en (A-2)

$$M_s = A_s \cdot f_y \left[d - \frac{A_s \cdot f_y}{2b f_c''} \right] \quad (A-2.1)$$

$$\text{Si } p = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rightarrow A_s = pbd \quad (A-3)$$

Sustituyendo (A-3) en (A-2.1)

$$M_s = pbd f_y \left[d - \frac{pbd f_y}{2b f_c''} \right]$$

$$M_s = pbd^2 f_y \left[1 - \frac{p f_y}{2 f_c''} \right] \quad (A-4)$$

El momento resistente calculado con la expresión (A-4) es el momento nominal de la sección, el momento para diseño (M_R) se obtiene multiplicando el momento nominal por el factor de resistencia (F.R.) que para flexión tiene el valor de 0.9.

Por lo tanto

$$M_R = \text{F.R. } pbd^2 f_y \left[1 - \frac{p f_y}{2 f_c''} \right] \quad (A-5)$$

La cual equivale a la ecuación (2.6) de la ref. 17

1.3 Resistencia al cortante (art. 2.1.5.a.1, ref 17)

El cortante que resiste el concreto (V_{CR}) se determina con las siguientes expresiones, de acuerdo al porcentaje de acero que se le proporcione a la sección (expresiones 2.17 y 2.18; ref. 17).

$$\begin{aligned} \text{Si } p \leq 0.1 \quad V_{CR} &= \text{F.R. } bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c'} \\ \text{Si } p > 0.1 \quad V_{CR} &= \text{F.R. } 0.5 bd \sqrt{f_c'} \end{aligned} \quad (\text{A-6})$$

Donde:

$$\text{F.R.} = 0.8$$

Estas expresiones son aplicables cuando el peralte de la sección (h) no es mayor que 70 cm y además, la relación (h/b) no excede de 6. Por cada una de las condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá el valor de V_{CR} en un 30 por ciento.

1.4 Aplicación sistemática de las ecs. (A-5) y (A-6)

Con el fin de facilitar y sistematizar el uso de las expresiones utilizadas en el diseño por flexión y cortante de secciones rectangulares se harán las siguientes manipulaciones algebraicas de las expresiones (A-5) y (A-6).

De (A-5)

$$M_R = \text{F.R. } pbd^2 f_y \left[1 - \frac{p f_y}{2 f_c''} \right]$$

Generalmente se conocen de antemano las dimensiones de la sección transversal (b) y (h), teniéndose por incógnita el porcentaje de acero que por flexión se requiere.

Como se debe cumplir que $M_R \geq M_u$ para asegurar un buen diseño, la expresión (A-5) se puede poner en los siguientes términos:

$$M_R = M_U = F.R. p b d^2 f_y \left[1 - \frac{p f_y}{2 f_c''} \right]$$

$$\frac{M_U}{b d^2} = F.R. f_y p \left[1 - \frac{p f_y}{2 f_c''} \right]$$

La parte a la izquierda del signo igual de la ecuación es conocido, mientras la parte de la derecha queda en función del porcentaje de acero (p).

Pueden utilizarse diversas resistencias de concreto o de acero que determinarán una ecuación particular para cada par de resistencias. En los ejemplos que se resuelven en este trabajo se consideran las siguientes resistencias en los materiales.

En el concreto

$$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ que de acuerdo con el inciso 1.2 de este apéndice}$$

$$f_c'' = 0.8 \times 0.85 \times 250 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

En el acero de refuerzo

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

Con F.R. = 0.9

Sustituyendo estos valores

$$\frac{M_U}{b d^2} = (0.9) 4200 p \left[1 - \frac{4200 p}{2(170)} \right]$$

$$\frac{M_U}{b d^2} = 3780 p [1 - 12.3529 p]$$

$$\frac{M_U}{b d^2} = 3780 p - 46694.1176 p^2 \quad (\text{A-5.1})$$

Esta ecuación se resuelve en forma tabular dando valores al porcentaje de acero y obteniendo el correspondiente valor de M_u/bd^2 . De esta manera se construyen las dos primeras columnas de la tabla A.1.

La tabla A.1 está limitada por dos valores del porcentaje del acero de refuerzo (p) que representan los límites de aplicabilidad de la ecuación (A-5.1) para un valor del momento resistente (M_R) y unas dimensiones determinadas de la sección (bd).

El límite inferior corresponde al porcentaje mínimo de acero e indica que ninguna sección de concreto reforzado deberá tener un valor inferior al proporcionado por la siguiente expresión: (art. 2.1.2.a; ref 17).

$$\frac{A_s}{bd} = P_{mfn} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200}$$

$$P_{mfn} = 0.0026$$

El límite superior del refuerzo por flexión lo marca el porcentaje de acero balanceado (p_b), calculado con la expresión: (art. 2.1.2.b; ref. 17).

$$\frac{A_s}{bd} = p_b = \frac{f_c''}{f_y} \left[\frac{4800}{f_y + 6000} \right] = \frac{170}{4200} \left[\frac{4800}{4200 + 6000} \right]$$

$$p_b = 0.019$$

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el refuerzo máximo por tensión se limita al 75 por ciento del porcentaje balanceado; esto es:

$$p_{m\acute{a}x} = 0.75 \times 0.019$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.0142$$

De las ecuaciones (A-6)

Cuando $p \leq 0.01$

$$V_{CR} = F.R. \cdot bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{Para } f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.R. = 0.8$$

$$V_{CR} = 0.8 (0.2 + 30 p) \sqrt{200} \cdot bd$$

$$V_{CR} = 11.3137 (0.2 + 30p)bd \quad (A-6.1)$$

Expresión que se tabula para distintos valores del porcentaje de acero (p) quedando en función del peralte efectivo (d) y de ancho de la sección.

Cuando $p > 0.01$

$$V_{CR} = 0.5 F.R. \cdot bd \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times \sqrt{200} \cdot bd$$

$$V_{CR} = 5.657 \cdot bd \quad (A-6.2)$$

Ecuación que ya no depende del porcentaje de acero, a partir de aquí el cortante que resiste el concreto es independiente del acero de refuerzo y depende exclusivamente de la sección transversal.

Las fórmulas (A-6.1) y (A-6.2) se tabulan en la tercera columna de la tabla A.1 en donde para obtener el cortante que resiste la sección (V_{CR}) basta con multiplicar la constante numérica de dicha columna, asociada con un determinado porcentaje de acero (p) por el producto del ancho (b) y del peralte efectivo de la sección transversal (d).

1.5 Refuerzo por cortante

Cuando en una sección transversal el cortante de diseño (V_u) excede al cortante resistente de la propia sección (V_{CR}) sin exceder cierto límite establecido por la expresión (A-10), se necesitará tomar la diferencia (entre el cortante de diseño y el

que resiste la sección) por medio de refuerzo, el cual generalmente se proporciona en forma de estribos cerrados.

Este refuerzo se colocará a una separación (S) calculada con la expresión: (ecuación 2.21; ref. 17).

$$S = \frac{F.R. A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F.R. A_v f_y}{3.5 b} \quad (A-7)$$

Donde:

- S Separación de los estribos medida centro a centro
- A_v Area transversal de cada rama de la varilla que se usará como refuerzo
- F.R. Factor de resistencia, que para cortante se toma igual a 0.8
- b,d Ancho y peralte efectivo de la sección transversal
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Si se utilizan varillas de $\phi = 3/8''$

$$A_v \text{ } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \times 1.71 = 1.42 \text{ cm}_2 \text{ (el estribo tiene dos ramas y por tanto es doble el área)}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}_2$$

$$S = 4771.2 \left[\frac{d}{V_u - V_{CR}} \right] \leq \frac{1363.2}{b} \quad (A-7.1)$$

Si se utilizan varillas $\phi = 1/2''$

$$A_v \text{ } 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$$

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

$$S = 8534.4 \left[\frac{d}{V_u - V_{CR}} \right] \leq \frac{2438.4}{b} \quad (\text{A-7.2})$$

Si se utilizan varillas $\phi = 5/8"$

$$A_v \text{ } 5/8" = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \times 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

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

$$S = 13372.8 \left[\frac{d}{V_u - V_{CR}} \right] \leq \frac{3820.8}{b} \quad (\text{A-7.3})$$

Las expresiones (A-7) se han incluido también pues facilitan la labor numérica al determinar la separación del refuerzo por tensión diagonal, las cuales están en función exclusivamente del peralte efectivo de la sección y de la parte de cortante que resistirá el refuerzo.

La separación (s) no debe ser menor de 5 cm y se tomarán en cuenta las siguientes observaciones (art. 2.1.5.IV.b; ref. 17).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Si } V_{CR} < V_u \leq 1.5 \text{ F.R. } bd \sqrt{f_c^*} \\ \rightarrow S \leq 0.5 d \end{array} \right\} \quad (\text{A-8})$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Si } V_u > 1.5 \text{ F.R. } bd \sqrt{f_c^*} \\ \rightarrow S \leq 0.25 d \end{array} \right\} \quad (\text{A-9})$$

En ningún caso se permitirá que la fuerza cortante de diseño (V_u) sea mayor
a:

$$2 F.R. bd \sqrt{f_c^*}$$

(A-10)

Para el caso de que la fuerza cortante de diseño (V_U) sea menor a (V_{CR}) se proporcionará un refuerzo mínimo por tensión diagonal, el cual estará formado por varillas de un diámetro mayor o igual a 6.3 mm (varillas del N° 2) espaciados a cada medio peralte efectivo.

Cuando la relación L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{CR} se obtendrá multiplicando el valor que da la ecuación: (A-6.2).

por:

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{V \cdot d}) > 1.0$$

pero sin que se tome V_{CR} mayor que

$$V_{CR} = 1.5 F.R. bd \sqrt{f_c^*}$$

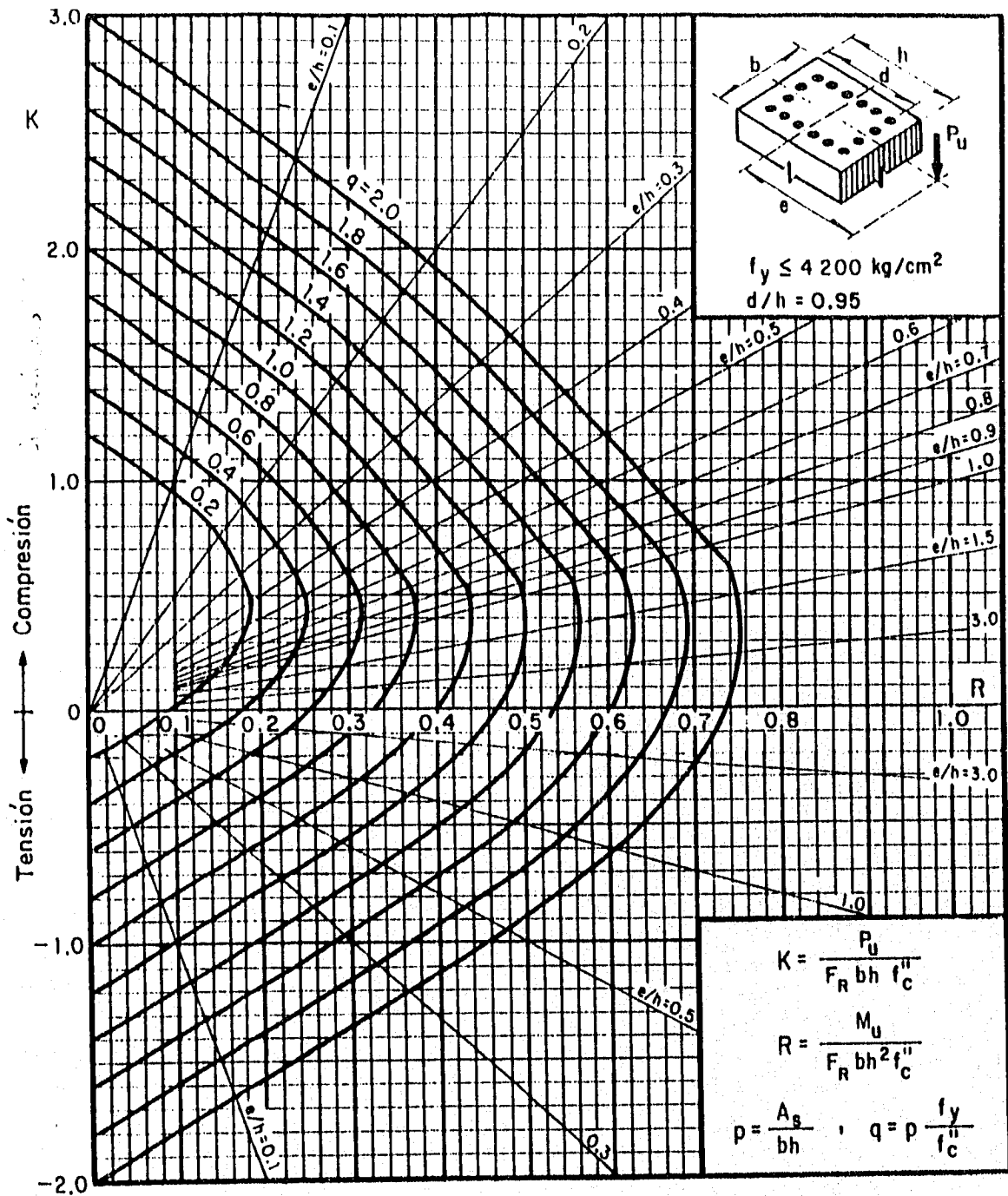
En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante en la sección crítica por cortante que para vigas se localiza a un peralte efectivo (d) del paño de apoyo.

Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación (A-6.2) sin modificar el resultado.

Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{CR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecuaciones (A-6).

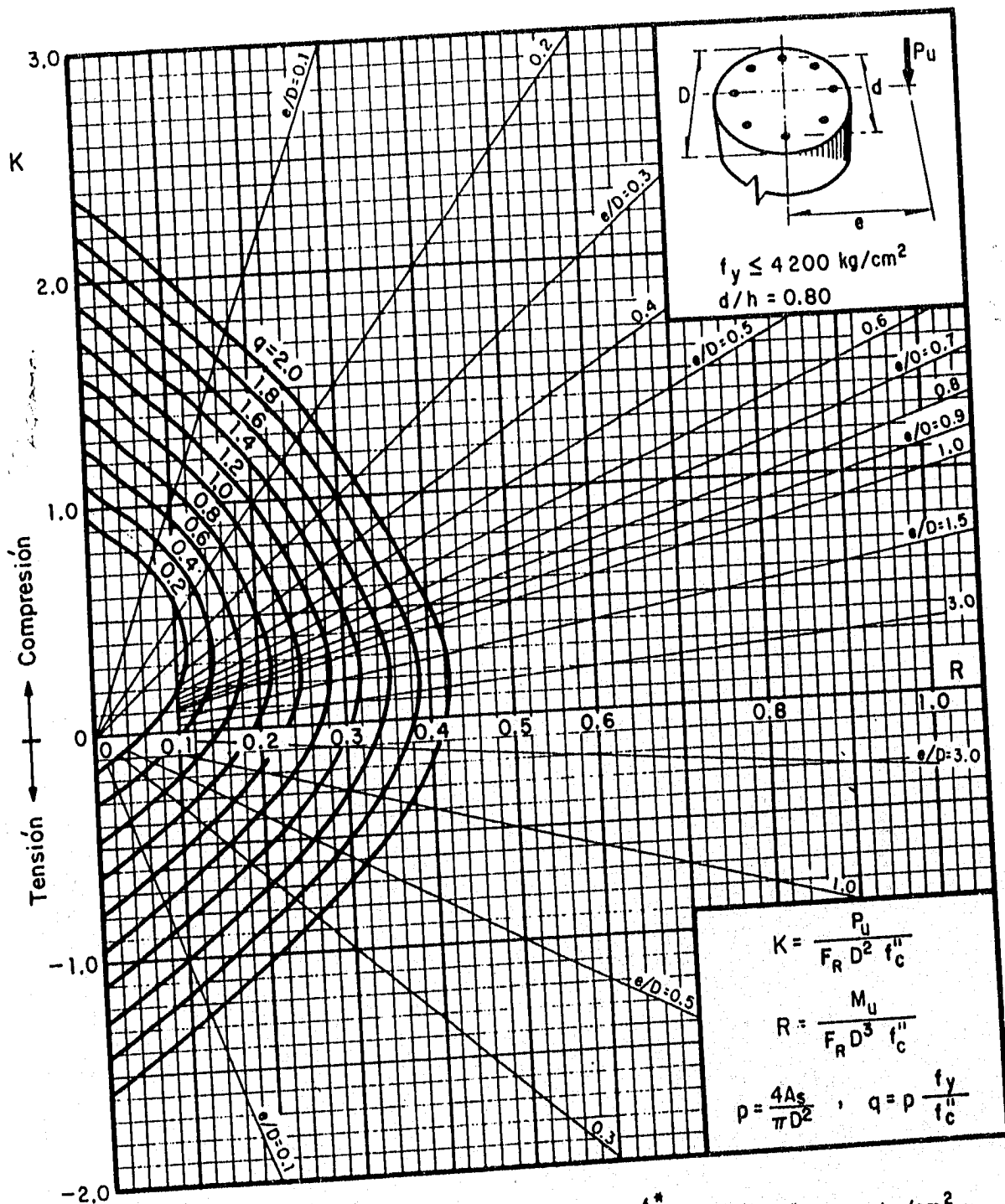
PORCENTAJE DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES		
$F_y =$	4200 kg/cm ²	
$f'_c =$	250 kg/cm ²	
ρ	M_u/bd^2	V_u/bd
	3.733	2.600
0.0014	5.200	2.738
0.0018	6.653	2.374
0.0022	8.090	3.009
$\rho_{min} =$ 0.0026	9.512	3.145
0.0030	10.920	3.281
0.0034	12.312	3.417
0.0038	13.690	3.552
0.0042	15.052	3.688
0.0046	16.400	3.824
0.0050	17.733	3.960
0.0054	19.050	4.095
0.0058	20.353	4.231
0.0062	21.641	4.367
0.0066	22.914	4.503
0.0070	24.172	4.639
0.0074	25.415	4.774
0.0078	26.643	4.910
0.0082	27.856	5.046
0.0086	29.054	5.182
0.0090	30.238	5.317
0.0094	31.406	5.453
0.0098	32.559	5.589
0.1002	33.698	5.657
0.0106	34.821	5.657
0.0110	35.930	5.657
0.0114	37.024	5.657
0.0118	38.102	5.657
0.0122	39.166	5.657
0.0126	40.215	5.657
0.0130	41.249	5.657
0.0134	42.267	5.657
0.0138	43.272	5.657
$\rho_{max} =$ 0.0142	44.261	5.657
0.0146	45.235	5.657
0.0150	46.194	5.657
0.0154	47.138	5.657
0.0158	48.067	5.657
0.0162	48.982	5.657
0.0166	49.881	5.657
0.0170	50.765	5.657
0.0174	51.635	5.657
0.0178	52.489	5.657
0.0182	53.329	5.657
0.0186	54.154	5.657
$\rho_b =$ 0.0190	54.963	5.657

TABLA A.1
A-12



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

DIAGRAMAS DE INTERACCION D-1



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 diseña
 M_u = Momento flexionante de diseña

DIAGRAMAS DE INTERACCION D-2

REFERENCIAS

- Referencia 1 Apuntes de Diseño Estructural, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Referencia 2 Diseño de Cimentaciones, curso impartido en la División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería, UNAM, 1990
- Referencia 3 Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Publicado por la Gaceta Oficial del Departamento del D.F. Quinta época N° 44, Nov. 26, 1987. México, D.F.
- Referencia 4 Conceptual Designs Preliminary Analysis of Estructures. Donald J. Fraser. Edit. Pitman Publishing Inc., 1981
- Referencia 5 Cimentaciones Superficiales. Carlos Magdaleno y Rafael Rojas. E.S.I.A.- I.P.N., 1983
- Referencia 6 Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Ernesto Olguin, Carlos E. Gutiérrez. Editada por T.G.C. Geotecnia S.A., 1992
- Referencia 7 Foundation Engineering for Dificult Subsoil Conditions, Second Edition. Leonardo Zevaert. Edit. Van Nostrand Reinhold, 1983
- Referencia 8 Mecánica de Suelos Tomo II, Segunda Edición. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Edit. Limusa, 1983
- Referencia 9 Reglamento de Construcciones para el D.F. Gaceta Oficial del D.F., Julio 6, 1987
- Referencia 10 Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. Editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1983
- Referencia 11 Horizontal Span Building Structures. Wolfgang Schueller, Edit. John Wiley and Sons, 1983
- Referencia 12 Manual de Diseño de Obras Civiles. Estructuras C.1.2. Acciones. C.F.E. (Comisión Federal de Electricidad) 1981
- Referencia 13 Foundation Analysis and Design. Cuarta Edición. J.E. Bowles. Edit. Mc Graw-Will, 1988
- Referencia 14 Concreto Reforzado en Ingeniería. Vol. I. Boris Bresler. Edit. LIMUSA, 1981

- Referencia 15 "Análisis de una retícula de cimentación considerando la interacción con el suelo" pp 47-72; Ing. Raúl Granados G. Tomado del libro Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones. Editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Sep., 1991
- Referencia 16. Criterios Generales para el Proyecto Básico de Estructuras de Concreto. Ing. Pablo F. Peña. IMCYC (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.). Edit. Limusa, 1990
- Referencia 17 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1987
- Referencia 18 Diseño Estructural. Roberto Meli Piralla. Edit. Limusa, 1987
- Referencia 19 Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. D.D.F. N° ES-2. Editado por el Instituto de Ingeniería, UNAM. Nov. 1991
- Referencia 20 Apuntes de Cimentaciones. Ing. Agustín Demeneghi C.
- Referencia 21 Foundation Engineering Handbook. Edit. For Haws F. Winterkorn, 1975
- Referencia 22 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. Quinta Epoca. Nov, 1987
- Referencia 23 Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, Segunda Edición. Oscar González Cuevas. Edit. Limusa, Noriega, 1990
- Referencia 24 Theory and Analysis of Plates and Shells Stephen P. Timoshenko y S. Woinowsky-Krieger. Segunda Edición, Edit. Mc. Graw-Hill 1959.
- Referencia 25 Manual de Diseño de Obras Civiles. Estructuras. Tomo C.2.2. Diseño Estructural de Cimentaciones. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas e Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1981.
- Referencia 26 Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-83). Y comentarios. Traducido por el IMCYC, A.C. Segunda Edición. Edit. Limusa, Noriega, 1988
- Referencia 27 STAAD-III, Structural Analysis and Design. Revision 12.1b Research Engineers, Inc. 1990