

68 26



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

Aplicación del Reglamento del D.D.F.
al Proyecto Estructural de un Edificio
Habitacional

T E S I S

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Xavier Guerrero Castorena

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F.

1990



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

KANSAS

I N D I C E

CAPITULO I.	INTRODUCCION.....	2
CAPITULO II.	ESTRUCTURACION.....	5
II.1	Características generales de la estructura....	7
II.2	Características geométricas de los elementos estructurales.....	8
CAPITULO III.	ACCIONES.....	10
III.1	Cargas muertas.....	11
III.2	Cargas vivas.....	15
III.3	Resumen de cargas.....	16
III.4	Bajada de cargas.....	17
CAPITULO IV.	ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.....	21
IV.1	Análisis estructural por sismo.....	22
IV.2	Análisis estructural por cargas gravitacionales	44
CAPITULO V.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	45
V.1	Especificaciones para materiales.....	45
V.2	Diseño estructural por sismo y cargas gravitacionales.....	46
V.3	Diseño estructural de columnas.....	47
V.4	Diseño estructural de trabes.....	63
V.5	Diseño estructural de losas encasetonadas....	85
CAPITULO VI.	ANALISIS DE LA CIMENTACION.....	91
VI.1	Características y propiedades del suelo.....	91
VI.2	Determinación del tipo de cimentación.....	93
VI.3	Factores de carga y de resistencia.....	93
VI.4	Capacidad de carga.....	94
VI.5	Asentamientos.....	97
VI.6	Recomendaciones.....	98
CAPITULO VII.	DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	99
VII.1	Rigidez de la cimentación.....	100
VII.2	Cargas de diseño de la cimentación.....	103
VII.3	Diseño estructural de losa de cimentación....	109
VII.4	Diseño estructural de las contratrabes.....	116
CAPITULO VIII.	CONCLUSIONES.....	124

KANSAS

CAPITULO I

I INTRODUCCION

Una de las funciones del ingeniero estructurista es la de determinar las características necesarias de los elementos estructurales, para responder a las acciones a que estará sometida la estructura en su vida útil. Estas características deben de ser enfocadas hacia un buen comportamiento de la estructura en condiciones de servicio y una seguridad adecuada contra la falla.

El proyecto estructural debe adecuarse a las necesidades del proyecto arquitectónico, por lo que es necesaria la interacción entre ambas partes para dar solución a las diferentes cuestiones que se van generando en el desarrollo del proyecto y durante la ejecución de la obra. Es importante tomar en cuenta que cuando se está ejecutando la obra tienden a cambiar aspectos arquitectónicos los cuales llegan a repercutir en las características de los elementos estructurales, dichas modificaciones se tienen que estudiar después de ser definidas conjuntamente con los responsables del proyecto arquitectónico y dar solución lo antes posible para no afectar el avance de la obra. Las soluciones del estructurista no deben ser únicas pues podrían afectar al proyecto arquitectónico, pero tampoco deberán ser obligados a realizar diseños irracionales o poco económicos.

El proyecto estructural es un proceso el cual consta de varias etapas, entre ellas la estructuración, donde se proponen las dimensiones de los elementos resistentes, su distribución, los materiales que los forman, etc.; otra etapa es el análisis, en la cual se reproduce a la estructura en un modelo matemático que está en función de la etapa anterior. Este modelo puede ser modificado debido a los resultados del análisis, hasta satisfacer las restricciones del RCDP [4]. En esta etapa se determinan las cargas a que estará sujeta la estructura, y las fuerzas internas de cada uno de los elementos; la otra etapa es el dimensionamiento, en la cual se definen a detalle las características de los elementos de la estructura.

El ingeniero estructurista cuenta con diferentes tipos de apoyo para el desarrollo de los proyectos. Estos apoyos son los métodos analíticos, los reglamentos y la experiencia misma en el campo. Los métodos analíticos ofrecen una amplia variedad de procedimientos de cálculo para determinar las fuerzas a las que estarán sometidos los elementos sencillos, hasta de estructuras muy complejas. El otro tipo de ayuda es el de los reglamentos en donde principalmente se indican restricciones y

KANSAS

recomendaciones, resultado de la experimentación y la observación, las cuales tenemos que tomar en cuenta para evitar un mal comportamiento en cada uno de los elementos, así como en la estructura. La experiencia es el otro apoyo el cual se irá acumulando después de hacer cálculos continuos de diversos análisis y diseños y de las soluciones de diferentes problemas, basándose en la observación del comportamiento de estos elementos.

Por otro lado el uso de las computadoras se ha incrementado de forma extraordinaria debido al desarrollo de programas aplicados a muy diversos campos de acción. La elaboración de programas para el diseño estructural ha sido difundido no solo en el análisis sino también en el diseño, además se ha creado la capacidad de desarrollar planos por computadora siendo lo más relevante hasta el momento. Estos avances repercuten en forma determinante en el desarrollo del proceso del diseño, de tal manera que los tiempos son reducidos considerablemente además de contar con mayor eficacia y precisión. El recurrir a procedimientos computarizados libera en algunos casos la labor del ingeniero estructurista, ya que los procedimientos rutinarios pueden ser realizados por medio de programas.

No hay que perder de vista que los programas no son más que herramientas, de los cuales deben ser bien conocidas sus características, aplicaciones, la teoría a la cual se basa, limitaciones, etc., esto implica que los resultados del programa son propensos a errores tanto de entrada de datos como de los resultados de interpretación, por lo que se deben de conocer los diferentes criterios de diseño y saber cual se ajusta más a las necesidades de la estructura.

El proceso de análisis estructural cuenta con diversos criterios los cuales son apoyados por diferentes teorías que en su concepción tienen el mismo fin, que es la de proporcionar un modelo analítico que se asemeje a la estructura real. Estos métodos permiten determinar las acciones internas de cada elemento resultado de la aplicación de las acciones externas en la estructura para lograr un equilibrio entre ambas.

El objetivo de esta tesis es desarrollar el análisis y diseño de una estructura haciendo uso del REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (1987).

El capítulo II es referente a la estructuración del edificio, en donde se plantean las características de la estructura las cuales son necesarias para su análisis y dimensionamiento preliminar.

El capítulo III trata sobre las cargas que actúan en la

KANSAS

estructura las cuales se analizan con base en en las especificaciones del RCDF [4] para su consideración. Se integran cada una de ellas según sus características y a partir de ellas se apoyarán los capítulos siguientes.

El capítulo IV define el análisis estructural, así como la metodología a seguir que se utilizará, etc., (Se explica, también, en que consiste dicho programa y la cobertura que tiene). Se presenta el análisis sísmico de la estructura donde se proponen características de los elementos para satisfacer las restricciones del RCDF [4], así mismo se calculan las fuerzas laterales resultado de la acción sísmica. Se desarrolla el análisis de cargas gravitacionales y su combinación, las cargas correspondientes a las acciones del sismo, todo ello de manera resumida.

El capítulo V trata el diseño de los elementos estructurales a partir de los resultados del capítulo anterior.

En el capítulo VI se analiza el tipo de cimentación y sus asentamientos, presenta varias alternativas justificando la más apropiada al terreno y a las solicitaciones de la estructura.

El capítulo VII trata sobre el diseño de la cimentación, la cual, según las características definidas en el capítulo anterior, se procede a diseñar a cada uno de sus componentes.

El proyecto estructural que desarrollaremos se identificará con el nombre de "KANSAS".

KANSAS

CAPITULO II

II. ESTRUCTURACION

La estructuración es una de las etapas más importantes para poder analizar y diseñar a una estructura. Desde el punto de vista del diseño, una mala estructuración tiende a tener un mal comportamiento bajo la acción sísmica, aún haciendo análisis y dimensionamientos muy refinados. La experiencia ha demostrado que edificios bien concebidos estructuralmente han tenido un comportamiento adecuado, aunque los cálculos no sean elaborados y no se haya cumplido el RCDF [4] al pie de la letra [10].

La respuesta de una estructura depende, entonces, de las características de masa y rigidez de los sistemas estructurales. También es importante considerar la resistencia, amortiguamiento y capacidad de absorción de energía inducida [10].

De lo anterior existen varias recomendaciones que se han definido conforme se va ampliando la experiencia. Una de las primeras es tomar en cuenta el peso de la construcción, ya que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y al peso del edificio, por lo que se deberá procurar que la estructura y los demás elementos no estructurales tengan el menor peso posible. También tendrá que cuidarse que los voladizos o vigas con claros sumamente grandes, pueden producir fuerzas de inercia verticales significativas, las cuales se suman a las de gravedad.

La sencillez en planta de una estructura es determinante para poder comprender el comportamiento sísmico global, pues se entiende este mejor que en una estructura compleja. Además es más fácil dibujar, entender y construir detalles estructurales.

La falta de regularidad en planta de la estructura da lugar a una asimetría la cual afecta a las masas, rigideces o resistencias y producen efectos de torsión difíciles de calcular con precisión y produce, bajo la acción de un sismo, que se concentren esfuerzos en ciertas zonas, que por lo general son las más débiles, produciendo daños a la estructura. Por lo tanto, una de las recomendaciones es evitar las entrantes y salientes en planta, cuyas dimensiones determinan una cierta irregularidad. Cuando sean inevitables éstas (plantas en forma de T, L, H, U, etc.), se recomienda el uso de juntas constructivas que dividan la planta global en varias formas regulares.

Una recomendación más es tratar de no concentrar a los elementos

KANSAS

más rígidos y resistentes en la zona central de las plantas. pues resisten menos torsiones. También conviene que los elementos rígidos, muros o marcos contraventeados, situados en un cierto lado del edificio se compensen con otros elementos de las mismas características en el lado opuesto.

La posibilidad de eliminar los efectos de torsión en una planta simétrica es mucho mayor en cuanto más alto sea el edificio. Esto es debido a que las amplificaciones dinámicas de los efectos de torsión son menos importantes en estructuras flexibles y es menor la posibilidad de ser absorbida la energía en el rango inelástico.

También se recomienda que las plantas no sean muy alargadas, pues se aumenta la probabilidad de que actúen movimientos distintos en uno y otro extremo, lo cual perjudica a la estructura. Se reitera, entonces, la recomendación del uso de juntas constructivas para dividir a la estructura en formas regulares no alargadas.

La sencillez y simetría en elevación es muy importante debido a que un cambio brusco en las dimensiones provocaría una variación en las distribuciones de masas, rigideces y resistencias. El objetivo primordial es evitar las concentraciones de esfuerzos en los entrepisos más débiles respecto a los demás. Es posible que en ellos se formen mecanismos de falla debido a los giros inelásticos a que son solicitados los elementos los cuales no tienen la capacidad suficiente para resistirlos, formando así articulaciones plásticas en los extremos de las columnas que dan lugar a un mecanismo el cual conduce a un colapso en dicho entrepiso.

También los cambios bruscos modifican las funciones de un entrepiso convirtiéndolo en un apéndice y provocaría el fenómeno de amplificación llamado chicoteo, lo cual produce daños a la estructura.

Con el objeto de poder transmitir los momentos de volteo a los pisos inferiores y a la cimentación y de reducir las fuerzas en las columnas exteriores de los primeros niveles, producidas por los momentos, se recomienda que la relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio sea menor a 4.

Hay otras características que se recomiendan para la estructuración, una de ellas es que los elementos que soportan cargas verticales estén distribuidos uniformemente y sean continuos desde la cimentación hasta el último nivel. También que los claros tengan dimensiones similares; que las trabes y columnas estén en el mismo plano y que sus ejes se intersecten, para asegurar una adecuada transmisión de elementos mecánicos.

KANSAS

además, que los elementos contiguos sean de dimensiones similares, pues facilita el detallado de las uniones. Se recomienda que ningún elemento estructural cambie bruscamente de dimensiones.

La resistencia de un edificio a sismos depende de su capacidad para disipar energía [10]. Una forma de disipar esta energía es formando articulaciones plásticas mediante deformaciones inelásticas, pero sin llegar a convertir a la estructura en un mecanismo inestable, cuyo objetivo es crear varias líneas de defensa ya que mientras fallan unos elementos otros siguen resistiendo el sismo.

A continuación se procede a describir la estructura que se estudiará en el presente trabajo.

II.1 Características generales de la estructura

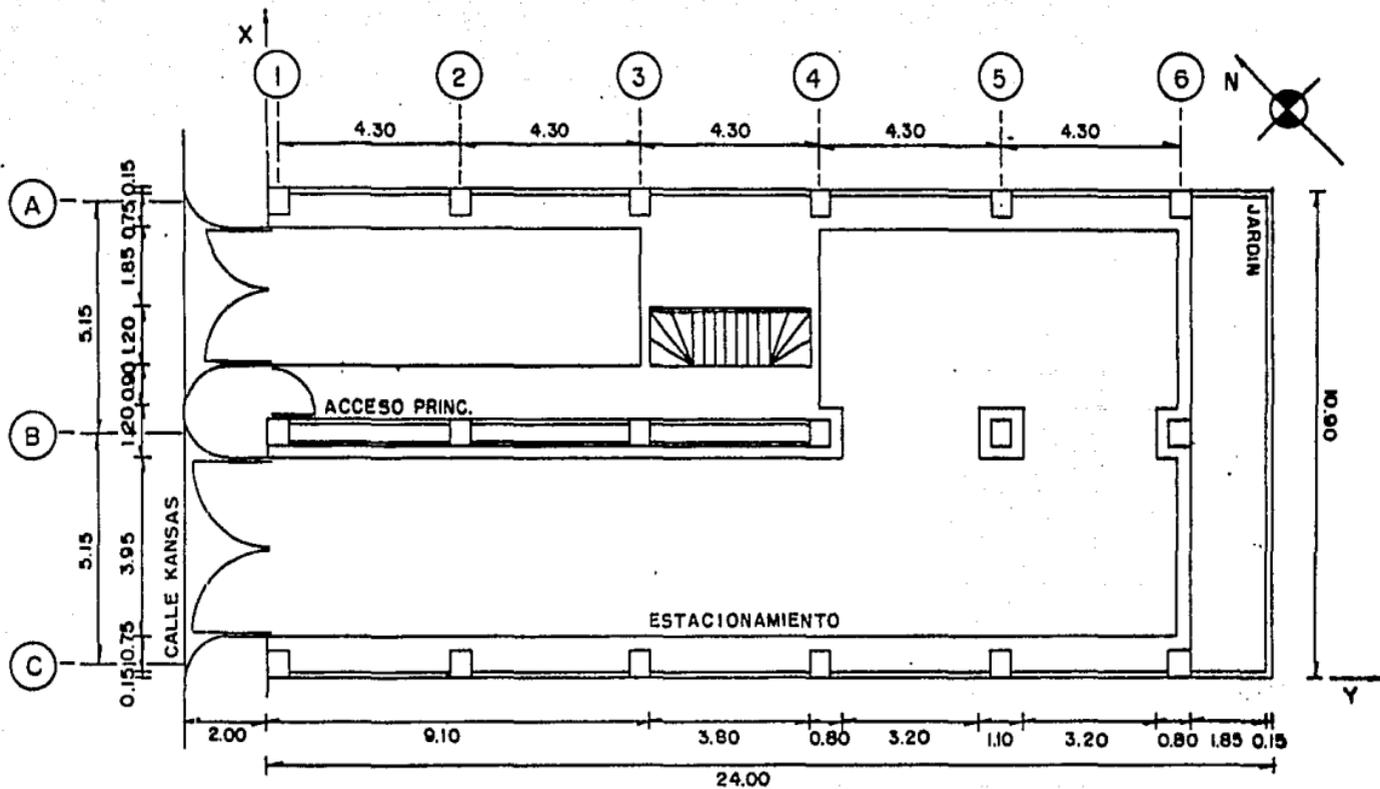
La estructura se basa principalmente en marcos dúctiles de concreto, no contraventeados, los cuales interactúan entre sí. Estos marcos están compuestos por trabes y columnas de sección rectangular. Todos los elementos que forman cada marco se interrelacionan de tal manera que garanticen una continuidad en toda la estructura. Estos marcos estarán sujetos a las solicitaciones de la estructura, derivadas a las acciones requeridas por el RCDF [4] y apoyadas en las NTC [5].

Respecto a la losa, esta será encasetonada en todos los niveles, siendo formada por nervaduras soportando a la losa, las cuales tienen características geométricas las cuales se determinan más adelante. Estas características, serán respetadas para el análisis de cargas, de igual forma para su diseño estructural.

En lo referente a la cimentación, se comentará en el capítulo de "ANÁLISIS DE LA CIMENTACION", con el fin de proporcionar la determinación de las características geométricas, basándose en un análisis realizado en ese mismo capítulo.

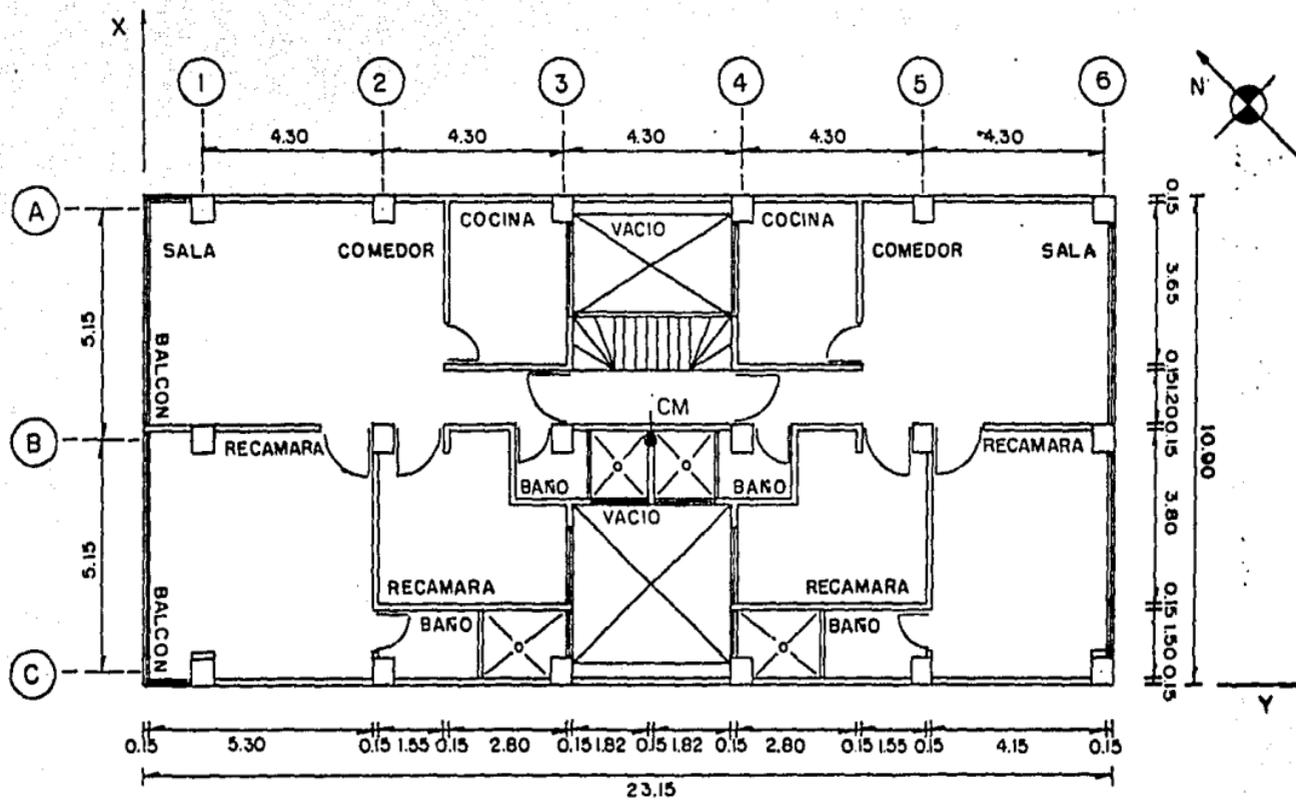
Los claros de la estructura a centro de columnas, son de 5.15m en una dirección y 4.30m en la dirección perpendicular a la anterior. Las alturas de piso a piso es de 2.90m, en toda la estructura. Lo anterior lleva a una estructura prácticamente regular y rígida, (ver figura (1), (2) y (3)).

Consta de seis niveles, los cuales son tipo, exceptuando la azotea la cual corresponde al nivel seis. Cada uno de los niveles son idénticos en su estructuración, solo son distintos en la magnitud de las cargas que se manejan en ellos.



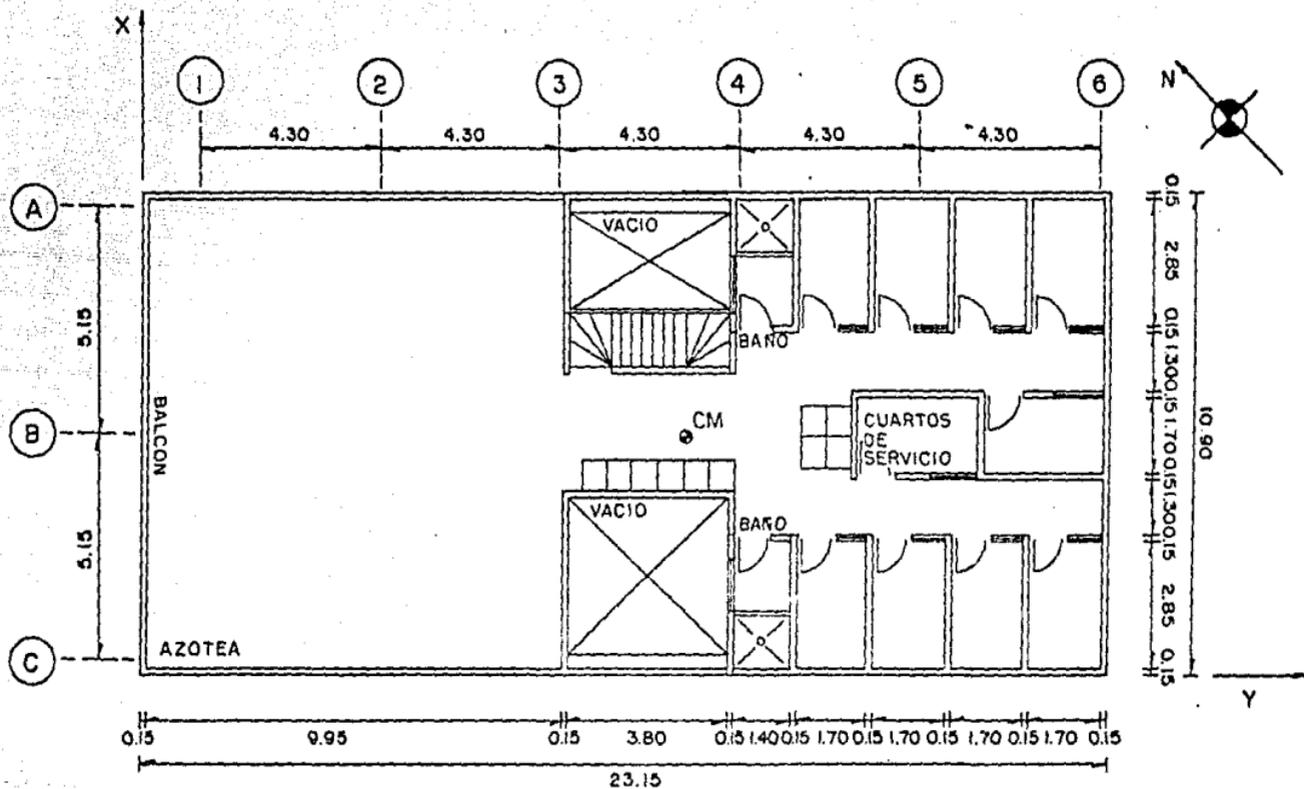
PLANTA ESTACIONAMIENTO
 esc: 1:125
 acot: m

Figura (1)



PLANTA TIPO
 esc: 1:125
 acot:m

Figura (2)



PLANTA AZOTEA
 esc: 1:125
 acot: m

Figura (3)

KANSAS

En la planta baja se encuentra el estacionamiento como se muestra en la figura (1), ocupando toda el área proyectada del edificio, exceptuando el área de las escaleras, cisterna y jardín. La losa de estacionamiento estará apoyada en terreno firme, ya sea de rellenos con material producto de la excavación u otro procedimiento que garantice el buen apoyo de la losa, el nivel de desplante estará abajo del nivel del terreno natural, más adelante se dará la profundidad.

La cisterna se localizará junto a las escaleras y tendrá dimensiones de $3.9m \times 2.2m \times 2m$. La losa de esta estará apoyada en los rellenos, independiente a la cimentación.

Del primer nivel al quinto, se trata de plantas tipo como se ve en la figura (2), por lo que se considerarán las mismas características para cada uno de ellos. Dichos niveles están destinados al uso de habitación; consta de dos departamentos por nivel, los cuales tienen 2 recámaras, 2 baños, comedor, cocina y sala.

El nivel seis corresponde a la azotea como se ve en la figura (3), donde se encuentran cuartos de servicio, los cuales están incluidos dentro del área del tejado, por lo que cuando referimos a este estamos incluyendo lo anterior. Esta área está formada principalmente por muros de tabique confinados por castillos, por lo que no se considera que intervenga en alguna forma con los elementos resistentes de la estructura general, entonces solo se considera en el peso de la azotea para los análisis correspondientes.

II.2 Características geométricas de los elementos estructurales

Para poder realizar un análisis de cualquier marco, se necesita conocer el módulo de elasticidad del material de cada miembro y el área y momento de inercia de las secciones transversales.

Para valuar las propiedades geométricas de las columnas de concreto, se puede considerar el área de la sección bruta ya que, aunque se encuentran sometidas a altas compresiones, el agrietamiento no es significativo.

Respecto a las trabes de concreto, si estas no se encuentran coladas monolíticamente con la losa se puede utilizar el momento de inercia de la sección transformada, el cual vale, para porcentajes normales de acero, el 60% del momento de inercia de la sección bruta. Si la trabe está colada monolíticamente a las losas, en la zona de momento positivo se encuentran patines los

KANSAS

cuales forman a una sección "T" y cuyo momento de inercia es aproximadamente de 1.5 a 2 veces el momento de inercia de la sección rectangular. Lo más usual es considerar al momento de inercia de la sección rectangular, debido a la reducción de la sección "T" por efectos de agrietamiento.

Principalmente las secciones son rectangulares, los cuales varían dependiendo del tipo de elemento que se trate. Estas características serán necesarias por lo que presentamos la determinación de estas características.

Las columnas son rectangulares de 0.50m de ancho por 0.60m de largo, de igual manera las trabes de 0.30m de ancho por 0.70m de peralte total, en todos los casos, a partir de esto se tiene la siguiente tabla:

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

Elemento (tipo)	A (m ²)	Ac (m ²)	I _{ma} (m ⁴)	I _{me} (m ⁴)
Columnas	0.30	0.250	0.0090	0.0063
Trabes	0.21	0.175	0.0086	-

tabla (1)

Donde:

- A : Area transversal.
- Ac : Area cortante.
- I_{ma} : Momento de inercia mayor.
- I_{me} : Momento de inercia menor.

KANSAS

CAPITULO III

III ACCIONES

Es necesario saber que tipo de acciones deben considerarse en el análisis y diseño, como se clasifican, como se modelan para el análisis de sus efectos, que magnitud debe considerarse en el diseño y como deben combinarse las diferentes acciones para considerar su efecto conjunto.

Uno de los primeros pasos es determinar las acciones que tienen efectos significativos en en la estructura. Se pueden hacer varias clasificaciones de las acciones de acuerdo a la experiencia y criterio de cada uno. Pero desde el punto de vista de la seguridad estructural y de criterios de diseño, la clasificación más conveniente es con base en la duración con que obran sobre la estructura con intensidades cercanas a las máximas.

El RCDF [4] distingue tres grupos de acciones: las permanentes, las variables y las accidentales. Las acciones permanentes son aquellas que actúan de forma continua en la estructura y se puede considerar que no varían con el tiempo. En ellas se incluyen las cargas muertas debidas al peso propio de la estructura y de los elementos estructurales de la construcción. También a los provocados por empujes de líquidos o tierras permanentes, las deformaciones y desplazamientos como el presfuerzo y movimientos diferenciales en los apoyos, a la contracción del fraguado, etc..

Las acciones variables son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero alcanza valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en estas a las cargas vivas debidas al funcionamiento propio de la construcción y no son permanentes. También los efectos de cambio de temperatura y cambios volumétricos que varían con el tiempo.

Las acciones accidentales son aquellas que se deben al funcionamiento normal de la construcción y pueden tomar valores significativos durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen en esta acciones debidas a sismo, viento, oleaje y explosiones.

El RCDF [4] contiene dos capítulos referidos a las cargas vivas y cargas muertas, donde se explican las características de cada una de ellas y además las consideraciones necesarias para su cuantificación y asignación.

KANSAS

Estas cargas serán utilizadas para el análisis sísmico y el diseño estructural principalmente. Para ello el RCDF [4] pide combinaciones de carga, y especifica como primera combinación a las cargas gravitacionales únicamente y una segunda a las gravitacionales y las accidentales. Para estas combinaciones se tienen factores de carga según sea el caso: Para la primera combinación se tiene un factor de carga de 1.4 y para la segunda combinación tenemos 1.1. Estos factores tienen como finalidad dar a la estructura un factor adecuado contra la falla.

III.1 Cargas muertas.

Las cargas muertas se definen como el peso de todo elemento constructivo que tiene posición permanente [4]. Se considerarán tomando en cuenta sus dimensiones y sus pesos unitarios. Además se verán los pesos incrementados en 20kg/m^2 tratándose de losas de concreto coladas en el lugar, más 20kg/m^2 si se le adiciona un firme.

Si tomamos en cuenta lo anterior, tenemos que para la cuantificación de estas cargas, se tienen los siguientes pesos unitarios de los elementos constructivos que intervienen en la estructura que analizaremos, estos datos son determinados por la experiencia en el uso del material y por los fabricantes. Entonces:

PESOS UNITARIOS

Material	Peso
- Losas.....	2400kg/m ³
- Casetones.....	.65kg/m ²
- Firmes.....	2100kg/m ³
- Muros.....	1500kg/m ³
- pisos.....	.65kg/m ²
- aplanados.....	1500kg/m ³
- Rellenos de tezontle.....	1250kg/m ³

tabla (2)

A partir de los valores planteados anteriormente se puede realizar el análisis de cargas muertas marcadas por el RCDF [4]. Entonces se procede a calcular las cargas muertas a partir de los datos de la tabla (2) en el siguiente subcapítulo.

KANSAS

III.1.1 Cálculo de cargas muertas

- Losa encasetonada

Considerando las características de la losa encasetonada que se muestra en la figura (4), podemos determinar los valores de la carga muerta correspondiente.

LOSA ENCASETONADA

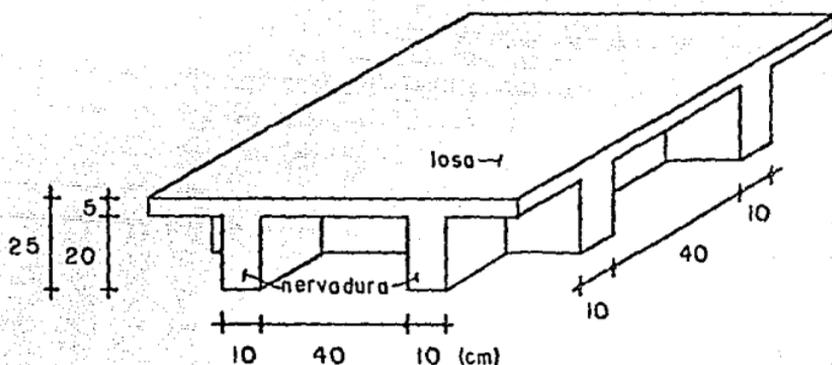


figura (4)

Por lo tanto se tiene lo siguiente:

$$V = (1.00\text{m})(1.00\text{m})(0.25\text{m}) - 4(0.40\text{m})(0.40\text{m})(0.20\text{m})$$

$$V = 0.12\text{m}^3$$

$$P = (0.12\text{m}^3)(2.40\text{t}/\text{m}^3)$$

$$P = 2.93\text{t}$$

$$w = 300\text{kg}/\text{m}^2$$

KANSAS

- Firmes

Se tiene que el firme es de 3cm de espesor por lo que:

$$w = (0.03m)(2100kg/m^3)$$

$$w = 63kg/m^2$$

Lo ajustaremos a:

$$w = 65kg/m^2$$

- Muros

Referente a la carga lineal de los muros, las NTC [5] permite distribuirla como cargas uniformemente repartidas equivalentes en la losa, siempre y cuando se le afecte por un factor el cual está en función del lado de la losa y de la relación de sus lados. Entonces se obtiene lo siguiente:

- Relación de longitudes

$$a_1/a_2 = 4.30m/5.15m$$

$$a_1/a_2 = 0.83$$

De la tabla 4.2 de las NTC [5], se tiene:

- Claro corto

$$F_c = 1.51$$

- Claro largo

$$F_l = 1.67$$

El peso de los muros se considerará en dos direcciones ortogonales, con una longitud igual a los claros de la losa respectivos. Por lo que:

- Muro con claro largo

$$V = (5.15m - 0.50m)(0.15m)(2.60m)$$

$$V = 1.81m^3$$

$$P = (1.81m^3)(1500kg/m^3)$$

$$P = 2715kg$$

ESTRUCTURAS

KANSAS

$$w = 2715\text{kg}/4.30\text{m}/5.15\text{m}$$

$$w = 122.60\text{kg}/\text{m}^2$$

$$w_{eq} = (122.60\text{kg}/\text{m}^2)(1.51)$$

$$w_{eq} = 185.13\text{kg}/\text{m}^2$$

$$w_{eq} = 190\text{kg}/\text{m}^2$$

- Muro con claro corto

$$V = (4.30\text{m} - 0.60\text{m})(0.15\text{m})(2.60\text{m})$$

$$V = 1.44\text{m}^3$$

$$P = (1.44\text{m}^3)(1500\text{kg}/\text{m}^3)$$

$$P = 2160\text{kg}$$

$$w = 2160\text{kg}/4.30\text{m}/5.15\text{m}$$

$$w = 97.54\text{kg}/\text{m}^2$$

$$w_{eq} = (97.54\text{kg})(1.67)$$

$$w_{eq} = 162.89\text{kg}/\text{m}^2$$

$$w_{eq} = 165\text{kg}/\text{m}^2$$

Podemos considerar el caso extremo que es el claro largo:

$$w_e = 190\text{kg}/\text{m}^2$$

- Aplanados

Se considerará un aplanado de 1.5cm de espesor, entonces:

$$w = (.015\text{m})(1500\text{kg}/\text{m}^3)$$

$$w = 22.50\text{kg}/\text{m}^2$$

Reajustando:

$$w = 25\text{kg}/\text{m}^2$$

- Rellenos de tezontle

Se considerará un relleno de 20cm en promedio, entonces:

$$w = (0.20m)(1250kg/m^3)$$

$$w = 250kg/m^2$$

Todas las demás cantidades se tienen directamente de las características del material que estamos tratando. A continuación presentamos un resumen de todas las cargas relacionadas a la estructura y su distribución por zonas.

CARGAS MUERTAS
(kg/m²)

Material	Habitación	Azotea	tejado	Esta.	Balcón
- Losas	300	300	200	220	300
- RCDF [4]	20	20	20	-	20
- Casetones	65	65	-	-	65
- firmes	65	65	-	-	65
- RCDF [4]	20	20	20	-	20
- Pisos	65	65	-	-	65
- Muros	190	85	-	-	230
- Aplanados	25	25	25	-	25
- tezontle	-	250	-	-	-
- Automóviles	-	-	-	250	-

Total	750	895	265	470	790

tabla (3)

III.2 Cargas vivas

Las cargas vivas están definidas como el producto del uso y ocupación de las construcciones y que no son permanentes [4]. Respecto a esta clase de carga se tienen tres clases según sea el caso que se tenga.

La primera es la carga máxima (w_m), que se utilizará para el análisis y diseño por cargas gravitacionales además del cálculo de asentamientos inmediatos y el diseño de la cimentación. La segunda la carga instantánea (w_a), se utilizará en el análisis por sismo y por viento. La tercera es la carga media (w) la

KANSAS

cual se utilizará para el cálculo de flechas y asentamientos diferidos [4].

Dado lo anterior se presenta la tabla (4) con valores con las correspondientes cargas que el RCDF [4] especifica según sea el caso de que se trate, por lo que tomaremos solo las que relaciona como sigue:

CARGAS VIVAS UNITARIAS
(kg/m²)

Destino	w	w _a	w _m
a) Habitación	70	90	170
b) Azoteas	15	70	100
c) Balcones	15	70	300
d) Estacionamientos	40	100	250

tabla (4)

III.3 Resumen de cargas.

Una vez definidas las cargas que actuarán en la estructura podemos realizar un resumen en el cual se muestren las cargas totales, las cuales serán el resultado de las acciones requeridas por el RCDF [4], por lo que entonces tendremos las condiciones de cargas gravitacionales siguientes:

RESUMEN DE CARGAS
(kg/m²)

Zona	(cm+w)	(cm+w _a)	(cm+w _m)
- Habitación	820	840	920
- Azoteas	910	965	995
- Tejado	280	335	365
- Balcones	805	860	1090
- Estacionamientos	510	570	720

tabla (5)

Es así, entonces, como contamos con estos resultados para la realización de la llamada "BAJADA DE CARGAS", que es la distribución de las cargas a través de los elementos estructurales, lo cual permite poner a la estructura lista para ser analizada por algún método o teoría.

III.4 Bajada de cargas

Para cargar los marcos tomaremos los datos de las cargas uniformes en losas, anteriormente definidas. Estas cargas podrán ser transmitidas por medio de áreas tributarias, las cuales a su vez se cuantificarán y se considerará como uniformemente repartida a lo largo de la trabe, a partir de esto se procede a concentrar dicha carga y repartirla en partes proporcionales a las columnas que les correspondan, esto según las NTC [5].

Tomando en cuenta las dimensiones del tablero podemos definir las áreas tributarias, las cuales están en función del claro que se este tratando. Entonces se procede a calcular un coeficiente el cual dará la carga equivalente en la trabe, ver figura (5):

AREAS TRIBUTARIAS EN TABLEROS

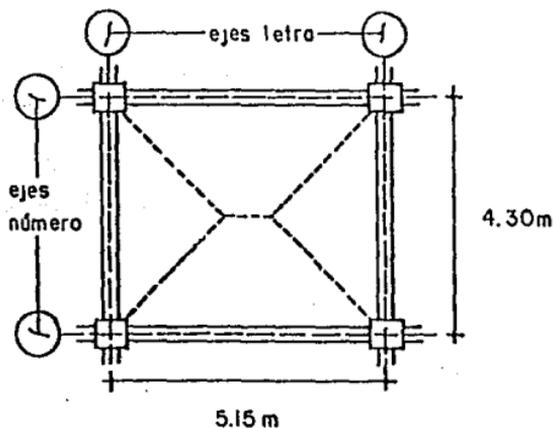


figura (5)

- Los tableros son de 5.15m x 4.30m.

Partiendo de que:

$$w = AW/l$$

KANSAS

$$k = w/W$$

$$k = A/l$$

- Lado corto

$$k = [(4.30m)(2.15m)/2]/(4.30m)$$

$$k = 1.08m$$

- Lado largo

$$k = [(5.15m+0.85m)(2.15m)/2]/(5.15m)$$

$$k = 1.25m$$

Utilizando los valores de la tabla (5) en combinación con los factores calculados, tenemos que las cargas se transmiten a las trabes, de tal manera que los marcos quedan cargados, para así poder realizar el análisis de la estructura. Los resultados de estos cálculos se presentan en las tablas (6), (7) y (8), donde se muestra cada uno de los marcos con las correspondientes cargas. Estas cargas incluyen el peso de muros, considerando y del peso propio de la trabe. El cálculo de este peso adicional se hace a continuación:

- Peso uniformemente repartido del muro

$$P = (0.15m)(2.20m)(1.50t/m^3)$$

$$P = 0.50t/m$$

- Peso propio de la trabe

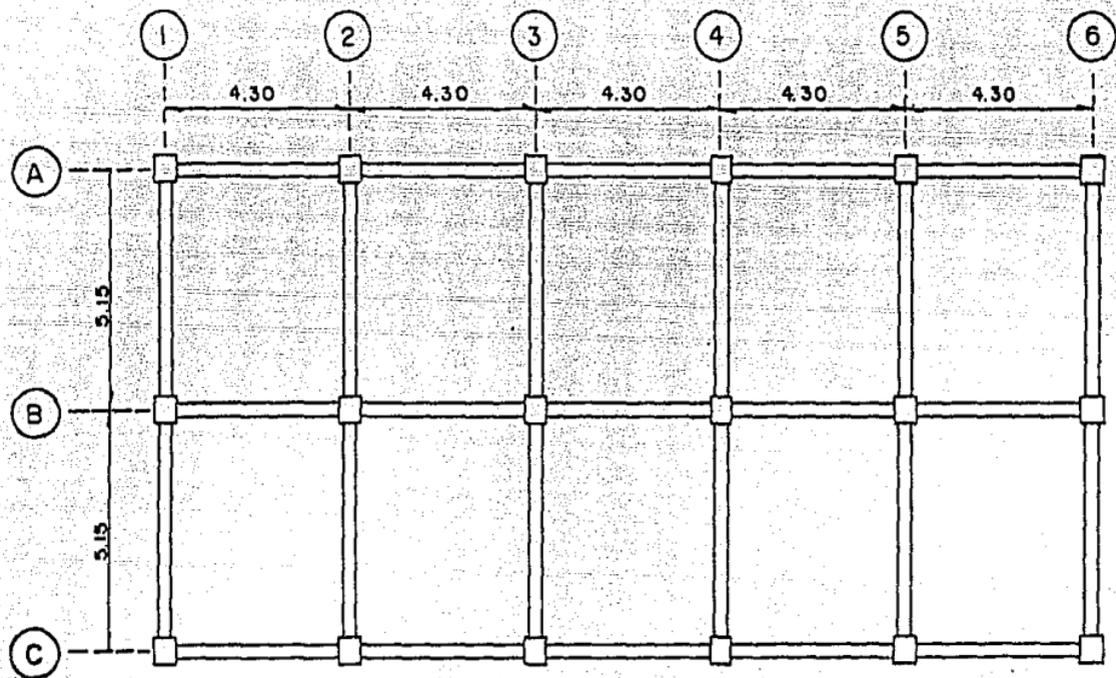
$$P = (0.70m)(0.30m)(2.40t/m^3)$$

$$P = 0.50t/m$$

Por lo tanto se tomará un peso total adicional en la trabe de:

$$P = 1.00t/m$$

Entonces, de los marcos de la figura (6) y la planta estructural de la figura (7), se pueden distribuir las cargas en las trabes.



PLANTA ESTRUCTURAL TIPO

esc: 1:125

acot.m

Figura (7)

KANSAS

IDENTIFICACION DE MARCOS

Marco letra

Marco número

figura (6)

CARGAS MAXIMAS
(t/m)

Nivel #	MARCOS (1)(2)		MARCOS (3)(4)(5)		MARCOS (6)	
	1	2	1	2	1	2
6	3.6	3.6	4.4	4.4	2.7	2.7
5-1	3.6	3.6	3.3	3.3	2.7	2.7

Nivel #	MARCOS (A)(C)					Nivel #	MARCOS (B)				
	Claro						Claro				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
6	2.1	2.1	1.0	2.5	2.5	6	3.2	3.2	4.0	4.0	4.0
5-1	2.1	2.1	1.0	2.5	2.5	5-1	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2

tabla (6)

KANSAS

CARGAS INSTANTANEAS
(t/m)

		MARCOS (1)(2)		MARCOS (3)(4)(5)		MARCO (6)	
Nivel	Claro	Claro		Claro		Claro	
#	1	2	1	2	1	2	
6	3.5	3.5	4.3	4.3	2.7	2.7	
5-1	3.5	3.5	3.1	3.1	2.7	2.7	

		MARCOS (A)(C)					MARCO (B)					
Nivel	Claro	Claro					Nivel	Claro				
#	1	2	3	4	5	#	1	2	3	4	5	
6	2.4	2.4	1.0	2.4	2.4	6	3.1	3.1	3.8	3.8	3.8	
5-1	2.4	2.4	1.0	2.4	2.4	5-1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	

tabla (7)

CARGAS MEDIAS
(t/m)

		MARCOS (1)(2)		MARCOS (3)(4)(5)		MARCO (6)	
Nivel	Claro	Claro		Claro		Claro	
#	1	2	1	2	1	2	
6	3.3	3.3	4.0	4.0	2.5	2.5	
5-1	3.3	3.3	3.1	3.1	2.5	2.5	

		MARCOS (A)(C)					MARCO (B)					
Nivel	Claro	Claro					Nivel	Claro				
#	1	2	3	4	5	#	1	2	3	4	5	
6	2.3	2.3	1.0	2.3	2.3	6	3.0	3.0	3.6	3.6	3.6	
5-1	2.3	2.3	1.0	2.3	2.3	5-1	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	

tabla (8)

KANSAS

CAPITULO IV

IV ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Para poder analizar a una estructura es necesario idealizarla. Es muy frecuente en edificios considerar a la estructura como formada por marcos planos en dos direcciones. Con esto se reduce el problema a un análisis bidimensional eliminando el tridimensional y las acciones se aplican en esta estructura idealizada.

Las acciones externas en la estructura provocan acciones internas en los elementos. El fin del análisis es valuar estas acciones internas en distintas partes de la estructura. Para esto es necesario conocer la relación entre la fuerza y la deformación, o sea, acción y respuesta. La forma más sencilla es suponer una relación lineal entre las dos, y el análisis elástico parte de esa hipótesis. Otro es el análisis al límite, el cual no considera a las deformaciones cuando las acciones interiores llegan a un cierto valor crítico, pues trata de obtener los valores de dichas acciones para los cuales la estructura se vuelve un mecanismo inestable [8].

Hay otros tipos de análisis con hipótesis más complicadas, los cuales se acercan más a la realidad, pero debido a que son muy laboriosos no se aplican tanto como los anteriormente descritos.

Existen principalmente dos tipos de métodos matriciales, los cuales, tomando en cuenta el comportamiento elástico y lineal, se consideran como exactos. Uno es el de las rigideces o de los desplazamientos, y el otro el de flexibilidades o de las fuerzas [10].

El método de análisis estructural que elegiremos será el de "RIGIDECES", aplicando el programa para computadora llamado "SUPER - ETABS" [13]. El programa tiene alternativas las cuales permite analizar a la estructura de acuerdo al RCDF [4].

Este programa analiza los efectos de segundo orden, además de torsión, ya que la estructura es analizada tridimensionalmente lo que resulta una ventaja para su utilización.

Para poder ejecutar el programa se necesitan las características geométricas de los elementos, las resistencias de los materiales, las condiciones de carga, etc., por lo que se tiene que realizar, entre otras cosas, la bajada de cargas, donde se presentan a los elementos con sus respectivas cargas [13].

KANSAS

IV.1 Análisis estructural por sismo

Existen dos motivos principales por los que se originan los sismos, los cuales son de mayor interés para la ingeniería. Uno de ellos es debido a los desplazamientos relativos dentro de la corteza terrestre, resultado de la acción de fuerzas geológicas y se denominan "TECTONICOS". EL segundo es debido a la erupción de volcanes y se denominan "VOLCANICOS". Los sismos provocados por la falla de techos de cavernas o minas o el deslizamiento de volúmenes importantes de tierra son menos frecuentes que los "TECTONICOS". Así mismo existen otros provocados artificialmente como es el caso de llenado de presas, explosiones, etc. [10].

El RCDF [4] plantea la acción del sismo como fuerzas actuando en dos direcciones ortogonales no simultáneas, las cuales están relacionadas con las cargas gravitacionales y actúan en combinación con ellas mismas.

En el análisis se calcularán fuerzas laterales, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, considerando las rigideces de los elementos. Con esto se calculan los efectos de torsión, flexión, cortante y fuerza axial, así mismo los efectos de segundo orden [13].

IV.1.1 Parámetros

El coeficiente sísmico (C), es definido como la relación de la fuerza horizontal aplicada en la base de la estructura entre el peso de la misma. En el peso total se consideran las cargas muertas y las cargas vivas. Para las construcciones del grupo B se considera de 0.16 en la zona I, 0.32 zona II y 0.40 zona III. Para nuestra construcción tomaremos el valor de 0.16 siendo de la zona I y del grupo B [4].

Los valores del factor de comportamiento sísmico (Q) varían entre 2 y 4 dependiendo de la estructuración, ya sea a base de marcos o muros o de combinaciones de estas dos, y dependiendo de los requisitos de dimensionamiento y detalle. Se determina a partir de lo anterior que para nuestra construcción será de 4. Esto es debido a que cumple con los requisitos expuestos en las NTC [7], considerando que la resistencia de todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado, los cuales resisten más del 50% de la fuerza sísmica actuante. Además no hay muros ligados a la estructura, la capacidad resistente entre todos los entrepisos es la misma y

KANSAS

los marcos de concreto satisfacen las especificaciones de marcos dúctiles [5].

Respecto a la regularidad de la estructura, el RCDP [4] especifica varios incisos los cuales determinan, a partir de las características de la construcción, si cumple al respecto o no. Si analizamos cada uno de estos incisos, la única razón por la que es irregular, es por las entrantes que existen, pues la longitud no debe de ser mayor del 20% de la dimensión de la planta paralela a esta, lo cual no cumple en una sola dirección, pues la entrante tiene 4.0m y lo permitido es 1.15m. De acuerdo a lo anterior, tenemos que el factor de regularidad (Fr), es igual a 0.80.

IV.1.2 Método de análisis

Las NTC [7] dicen que toda estructura podrá ser analizada por medio de un método analítico, pero permite analizar una estructura hasta 60m de altura con el método estático, el cual usaremos para nuestra estructura pues tiene una altura menor de 20m, además de ser uno de los métodos confiables más usados.

Respecto a los momentos de volteo, no pueden ser menores que el producto de la fuerza cortante en el nivel considerado multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre arriba de ese nivel [7].

Así mismo el momento torsionante se considerará no menor que el producto de la fuerza cortante del nivel correspondiente multiplicada por la excentricidad que resulte más desfavorable de las siguientes: $(1.5e+0.1b)$ o $(e-0.1b)$. El momento torsionante no debe ser menor que el máximo calculado de los entrepisos arriba [7].

Las fuerzas laterales se combinarán en cada dirección que se analice la estructura, tomando el 100% de la fuerza en esa dirección y el 30% de la dirección perpendicular, en el sentido que resulten más desfavorables [7].

IV.1.3 Fuerzas laterales

El cálculo de las fuerzas laterales se hará considerando una serie de fuerzas actuando en los puntos de concentración de las masas en cada nivel. Estas fuerzas son el resultado del producto del peso de la masa por un coeficiente proporcional a la altura, donde la altura de la masa es desde el nivel donde

KANSAS

los desplazamientos empiezan a ser considerables [7]. El coeficiente será la relación de la fuerza cortante basal entre el peso total de la construcción incluyendo las cargas muertas y las cargas vivas (V_0/W_0), dicha relación deberá ser igual C/O anteriormente definidos [7].

El cálculo de fuerzas laterales se hará de acuerdo a las especificaciones anteriores, por lo que se presenta una tabla utilizada generalmente para este análisis [10]. los cálculos de los pesos por cada nivel se realizó considerando las cargas unitarias resultado del análisis de cargas del capítulo II. De la figura (2) y (3), se tiene por consiguiente:

a) PLANTA TIPO

- Habitación

$$A = (21.50m)(10.30m) - (2.45m)(4.30m) - (3.65m)(4.30m) - (1.00m)(10.30m)$$

$$A = 184.92m^2$$

$$P = (184.92m^2)(0.840t/m^2)$$

$$P = 155.33t$$

- Balcón

$$A = (1.00m)(10.30m)$$

$$A = 10.30m^2$$

$$P = (10.30m^2)(0.86t/m^2)$$

$$P = 8.86t$$

- trabes

$$V = (3.80m)(0.30m)(0.70m)(15) + (4.55m)(0.30m)(0.70m)(12)$$

$$V = 23.44m^3$$

$$P = (23.44m^3)(2.4t/m^3)$$

$$P = 56.26t$$

- Columnas

$$V = (2.90m)(0.50m)(0.60m)(18)$$

KANSAS

$$V = 15.66m^3$$

$$P = (15.66m^3)(2.40t/m^3)$$

$$P = 37.58t$$

PESO TOTAL DE LA PLANTA TIPO

$$P = 155.33t+8.86t+56.26t+37.58t$$

$$P = 258.03t$$

$$P = 258t$$

b) PLANTA AZOTEA

- Azotea

$$A = 184.92m^2$$

$$P = (184.92m^2)(0.965t/m^2)$$

$$P = 178.45t$$

- Tejado

$$A = (8.60m)(10.30m)$$

$$A = 88.58m^2$$

$$P = (88.58m^2)(1.335t/m^2)$$

$$P = 29.67t$$

- Balcón

$$P = 8.86t$$

- Trabes

$$P = 56.26t$$

- Columnas

$$P = 37.58t$$

PESO TOTAL DE LA AZOTEA

$$P = 178.45t+29.67t+8.86t+56.26t+37.58t$$

KANSAS

P = 310.82t

F = 311t

Podemos hacer un resumen de pesos los cuales serán dados por cada nivel para ser utilizados en el análisis sísmico:

RESUMEN DE PESOS

NIVEL #	PESO
6	311
5	258
4	258
3	258
2	258
1	258

tabla (9)

La tabla del análisis sísmico, anteriormente mencionada se calculará de acuerdo a lo obtenido anteriormente tomando en cuenta los pesos por cada nivel como sigue:

FUERZAS LATERALES

NIVEL #	wi (t)	hi (m)	wi·hi (t·m4)	Fi (t)	Vi (t)
6	311	17.4	5411	26.04	26.04
5	258	14.5	3741	18.00	44.04
4	258	11.6	2993	14.40	58.44
3	258	8.7	2245	10.90	69.24
2	258	5.8	1496	7.20	75.44
1	258	2.9	748	3.60	80.04
	1601		16634		

tabla (10)

Como se definió anteriormente el cálculo de la fuerza lateral se hará con la expresión siguiente, considerando los parámetros correspondientes:

$$F_i = [w_i \cdot h_i / \sum (w_i \cdot h_i)] \cdot C_s \cdot S_w$$

KANSAS

Donde:

$$C_s = C / (O \cdot Fr)$$

F_i : Fuerza sísmica en el nivel i .
 w_i : Peso del entrepiso i .
 h_i : Altura desde la cimentación al nivel i .
 S : Sumatoria.
 C_s : Constante.
 O : Factor de comportamiento sísmico.
 Fr : Factor de regularidad.

Sustituyendo:

$$C_s = 0.16 / (4 \cdot 0.80)$$

$$C_s = 0.05$$

IV.1.4 Rigideces de entrepiso

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan [10].

Para obtener dichas rigideces se tendría que conocer con anterioridad al sistema, lo cual por lo general no es posible. Una forma de determinar las rigideces, en estructura formadas por marcos, es utilizar un sistema de carga preliminar, aún no siendo proporcionales a las definitivas. Este sistema de cargas, determina los desplazamientos relativos en la estructura que, combinadas con las fuerzas que los producen, se determinan las rigideces de cada entrepiso.

IV.1.4.1 Formulas de Wilbur

Las formulas de Wilbur son aplicables a marcos regulares formados por secciones de momento de inercia constantes. Usualmente se utilizan hipótesis simplificadoras que son aceptables para el cálculo de rigideces, las cuales introducen errores de poca importancia.

Estas hipótesis consideran que los giros en todos los nodos de un nivel son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde

KANSAS

se puede suponer articulación o empotramiento según el caso. Además las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que interesan son iguales a la de éste [10].

De lo anterior se derivan las siguientes expresiones las cuales corresponden a columnas empotradas en la cimentación:

- Primer entrepiso

$$R_1 = 48E/h_1[4h_1/SKc_1 + (h_1+h_2)/(SKt_1+SKc_1/12)]$$

- Segundo entrepiso

$$R_2 = 48E/h_2[4h_2/SKc_2 + (h_1+h_2)/(SKt_1+SKc_1/12) + (h_2+h_3)/SKt_2]$$

- Entrepisos intermedios

$$R_n = 48E/h_n[4h_n/SKc_n + (h_m+h_n)/SKt_m + (h_n+h_o)/SKt_n]$$

- Entrepiso superior

$$R_n = 48E/h_n[4h_n/SKc_n + (2h_m+h_n)/SKt_m + h_n/SKt_n]$$

Donde:

$$E = 14000(f'c)^{0.5}$$

E : Módulo de elasticidad del concreto.

R_n : Rigidéz del entrepiso en cuestión.

K_{tn} : Rigidéz (I/L) de las trabes del nivel en el entrepiso n.

K_{cn} : Rigidéz (I/L) de las columnas del entrepiso n.

h_n : Altura del entrepiso.

m, n, o : Indices que identifican a tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba, ver figura (8).

Sustituyendo:

$$E = 14000(f'c)^{0.5}$$

$$E = 14000(250\text{kg/cm}^2)^{0.5}$$

$$E = 221359.44\text{kg/cm}^2$$

A partir de lo anterior y con las características de los entrepisos se puede determinar a cada una de las expresiones anteriores y con esto determinar las rigideces.

INDICES DE WILBUR

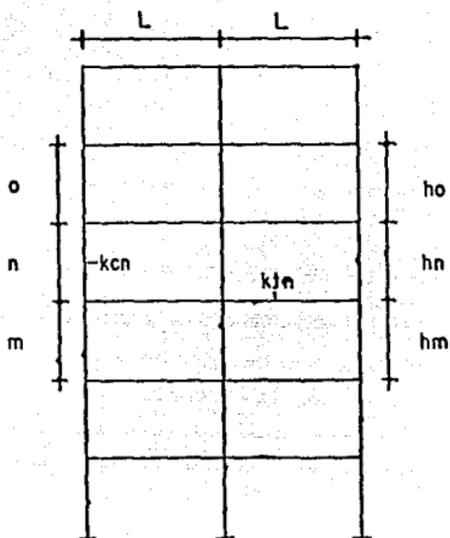


figura (8)

A partir de estas expresiones se pueden conocer las rigideces de los entrepisos según nuestro caso. De la tabla (1), tiene lo siguiente:

- Rigidez de columna

$$K_{cx} = I/L$$

$$K_{cx} = 900000\text{cm}^4/220\text{cm}$$

$$K_{cx} = 4090.91\text{cm}^3$$

$$K_{cy} = 625000\text{cm}^4/220\text{cm}$$

$$K_{cy} = 2840.91\text{cm}^3$$

- Rigidez de trabe

$$K_{tx} = I/L$$

$$K_{tx} = 857500\text{cm}^4/380\text{cm}$$

$$K_{tx} = 2256.58\text{cm}^3$$

$$K_{ty} = 857500\text{cm}^4/455\text{cm}$$

$$K_{ty} = 1884.62\text{cm}^3$$

KANSAS

Por lo tanto se tiene el resumen en la siguiente tabla (11):

RIGIDECES DE ELEMENTOS

Elemento	X-X (cm ³)	Y-Y (cm ³)
Columnas	4090.91	2840.91
Trabes	2256.58	1884.62

tabla (11)

Una vez determinadas las rigideces de cada elemento se procede a determinar la rigidez del entrepiso con las fórmulas de Wilbur definidas anteriormente. Para el cálculo se debe considerar las siguientes alturas:

$$h_1 = h_2 = \dots = h_6 = 220\text{cm}$$

Y las rigideces se obtienen de la tabla (11). Entonces, como las secciones son constantes, se tiene lo siguiente:

$$K_{t1} = K_{t2} = \dots = K_{t6}$$

$$K_{c1} = K_{c2} = \dots = K_{c6}$$

Entonces sustituyendo las expresiones, tenemos la siguiente tabla (12):

RIGIDECES DE ENTREPISO

Nivel #	K _{x1} (kg/cm)	K _{y1} (kg/cm)
6	1272682.79	999142.42
5	1272682.79	999142.42
4	1272682.79	999142.42
3	1272682.79	999142.42
2	1343298.30	1043141.91
1	2103994.22	1571409.16

tabla (12)

KANSAS

IV.1.5 Período fundamental del edificio (T)

El RCDF [4] indica que cuando se use el método estático o un método dinámico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas como se establece en las NTC [7], para lo cual se necesita el período fundamental del edificio.

En nuestro caso se trata del análisis estático, y en función de éste se determinan los parámetros para calcular el período fundamental del edificio (T) el cual se determina con la siguiente expresión:

$$T = 6.3[S(w_i \cdot x_i^2)/g \cdot S(F_i \cdot x_i)]^{1/2}$$

Donde:

- T : Período fundamental del edificio.
- w_i : Peso de la masa i.
- F_i : Fuerza horizontal que actúa en la masa i.
- x_i : Desplazamiento correspondiente a la dirección F_i.
- g : Aceleración de la gravedad.
- S : Sumatoria.

La siguiente tabla (13) muestra la forma de calcular dicho período, para la cual utilizaremos la tabla (10):

PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO DIRECCION X-X									
NIVEL #	w _i (t)	F _i (t)	V _i (t)	K _i (t/cm)	V _i /K _i (cm)	x _i (cm)	w _i ·x _i ² (t·cm ²)	F _i ·x _i (t·cm)	
6	311	26.04	26.04	1272.68	0.0205	0.2472	19.00	6.44	
5	258	18.00	40.04	1272.68	0.0315	0.2267	13.26	4.08	
4	258	14.40	58.44	1272.68	0.0459	0.1952	9.83	2.81	
3	258	10.80	69.24	1272.68	0.0544	0.1493	5.75	1.61	
2	258	7.20	76.44	1343.30	0.0569	0.0949	2.32	0.68	
1	258	3.60	80.04	2103.99	0.0380	0.0380	0.37	0.14	
S							50.53	15.76	

tabla (13)

De la tabla (13) tenemos que el período fundamental del edificio en la dirección X-X es:

$$T_x = 6.3[50.53t \cdot cm^2 / (981cm/s^2) (15.76t \cdot cm)]^{1/2}$$

KANSAS

$T_x = 0.36s$

DIRECCION Y-Y

NIVEL #	wi (t)	Fyi (t)	Vyi (t)	Kyi (t/cm)	Vyi/Kyi (cm)	yi (cm)	wi·yi² (t·cm²)	Fyi·yi (t·cm)	
6	311	26.04	26.04	999.14	0.0261	0.3546	39.11	9.23	
5	258	18.00	44.04	999.14	0.0441	0.3285	27.84	5.91	
4	258	14.40	58.44	999.14	0.0585	0.2844	20.87	4.10	
3	258	10.80	69.24	999.14	0.0693	0.2259	13.17	2.44	
2	258	7.20	76.44	1043.14	0.0765	0.1566	6.33	1.13	
1	258	3.60	80.04	1571.41	0.0801	0.0801	1.66	0.29	
S							108.98	23.10	

tabla (14)

De la tabla (14) tenemos que el periodo fundamental del edificio en la dirección Y-Y es:

$$T_y = 6.3[108.98t \cdot cm^2 / (981cm/s^2)(23.10t \cdot cm)]^{1/2}$$

$T_y = 0.44s$

IV.1.6 Espectros de diseño

Teniendo los valores absolutos máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno durante un temblor, es posible tener la envolvente del espectro de respuesta para los distintos grados de amortiguamiento y de comportamiento inelástico [2].

Las NTC [7] recomiendan el espectro de diseño que se muestra en la figura (9), en el que las ordenadas espectrales que se indican toman en cuenta los efectos de amortiguamiento.

KANSAS

ESPECTRO DE ACELERACIONES

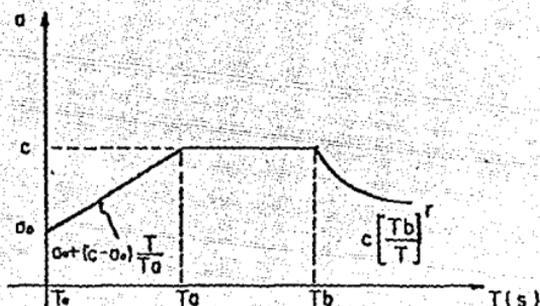


figura (9)

La ordenada del espectro de aceleraciones (a), la cual es una fracción de la aceleración de la gravedad, está en función de las siguientes expresiones y de la tabla (15):

- Si $T < T_a$

$$a = (1 + 3T/T_a)C/4$$

- Si $T_a < T < T_b$

$$a = C$$

- Si $T > T_b$

$$a = qC$$

Pero:

$$a \geq C/4$$

Donde:

$$q = (T_b/T)^r$$

T : Período natural de interés.

T_a y T_b : Están expresados en segundos.

C : Coeficiente sísmico.

KANSAS

- r : Exponente que depende de la zona en que se halla la estructura
 q : Parámetro.

PARAMETROS DEL ESPECTRO
 DE DISEÑO

Zona	Ta	Tb	r	C
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

tabla (15)

La zona en donde se encuentra la estructura según la figura (3.1) de las NTC [7], corresponde a la I. De la tabla (15) se tienen los siguientes valores:

$$T_a = 0.2s$$

$$T_b = 0.6s$$

$$r = 1/2$$

Por lo tanto, la ordenada del espectro de aceleraciones (a) se obtiene como sigue:

$$T_x = 0.36s \text{ (tabla (13))}$$

$$T_y = 0.44s \text{ (tabla (14))}$$

Como $T_a < T_x < T_b$ en las dos direcciones, se tiene que:

$$a = C$$

El coeficiente sísmico se determinó anteriormente por lo que tenemos que:

$$C = 0.16$$

$$a = 0.16$$

$$a \geq 0.16/4$$

KANSAS

$a = 0.04$ (si cumple)

Además:

$$q_x = (0.6s/0.36s)^{(1/2)}$$

$$q_y = (0.6s/0.44s)^{(1/2)}$$

$$q_x = 1.29$$

$$q_y = 1.17$$

IV.1.7 Reducción de fuerzas cortantes

Se podrán usar fuerzas cortantes menores que las calculadas anteriormente, siempre y cuando se tome en cuenta el periodo fundamental de vibración de la estructura, según lo siguiente NTC [7]:

- Si $T \leq T_b$ se procederá a calcular las fuerzas sísmicas como se describió anteriormente, pero considerando que:

$$V_o/W_o = a/Q'$$

- Si $T > T_b$ Se procederá como el parrafo anterior pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a:

$$k_1 h_1 + k_2 h_2$$

Donde:

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)]S_{wi}/S_{wihi}$$

$$k_2 = 1.5rq(1 - q)S_{wi}/S_{wihi}$$

w_i y h_i : El peso y la altura de la i -ésima masa sobre el desplante respectivamente.

- Si se desconoce T o $T \leq T_a$

$$Q' = Q$$

- Si $T > T_a$

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q - 1)$$

Si analizamos los valores del periodo de vibración del edificio se puede determinar lo siguiente. Tenemos que:

KANSAS

$$T_x = 0.36s$$

$$T_y = 0.44s$$

Como se observa ninguno de los valores anteriores es menor que T_b , además ninguno es menor que T_a . Por lo tanto se procede a calcular las fuerzas sísmicas con la siguiente expresión:

$$V_o/W_o = a/Q' \quad (T < T_b)$$

Donde:

$$Q' = Q \quad (T < T_a)$$

$$a = C \quad (T_a < T < T_b)$$

De lo anterior llegamos a lo siguiente:

$$V_o/W_o = C/Q$$

Que es la expresión que en un principio determinó las fuerzas sísmicas calculadas anteriormente, por lo que se puede decir que estas fuerzas no se ven reducidas para el diseño sísmico.

IV.1.8 Efectos de torsión

Para el efecto de torsión debemos considerar una excentricidad de diseño (e_d), la cual está definida como la distancia entre el centro de torsión y la fuerza cortante en ese nivel [7]. Esta excentricidad está en función del centro de cortante y del centro de torsión, las cuales se tienen que determinar para localizar el punto en el cual actúa la fuerza lateral, como se verá más adelante.

IV.1.8.1 Centro de masas

Para el cálculo del centro de masas consideramos una planta tipo y la azotea, ver figura (2) y (3). Partiremos de que la carga está uniformemente repartida, entonces para la planta tipo calculamos el centro de su área, mientras para la azotea se considera lo mismo solo que existen dos áreas con diferente carga uniforme, las cuales corresponden a parte de la azotea y otra de azotea más tejado.

Por consiguiente tendremos dos características correspondientes a la planta tipo y otra a la azotea. A continuación se

KANSAS

determinan estos valores:

CENTROS DE MASAS

Planta tipo

#	A (m ²)	x (m)	A·x (m ³)	#	A (m ²)	y (m)	A·y (m ³)
1	221.45	10.75	2380.59	1	221.45	5.15	1140.47
2	-10.54	10.75	-113.31	2	-10.54	9.08	-95.70
3	-15.70	10.75	-168.78	3	-15.70	1.83	-28.73
S	195.21		2098.50	S	195.21		1016.04

tabla (16)

$$X = 2098.50\text{m}^3/195.21\text{m}^2$$

$$Y = 1016.04\text{m}^3/195.21\text{m}^2$$

$$X = 10.75\text{m}$$

$$Y = 5.21\text{m}$$

Por lo tanto el centro de masas (CM) para la planta tipo es:

CM (10.75m, 5.21m) (ver figura (2))

Respecto a la azotea y tomando en cuenta las observaciones anteriores, se considera una sobrecarga en una parte, la cual se puede considerar como una área equivalente como se ve en la figura (3), basándonos en los cálculos anteriores tenemos lo que sigue:

- Área equivalente del tejado

De la tabla (5), tomaremos el valor medio como sigue:

$$k = (335\text{kg/m}^2)/(965\text{kg/m}^2)$$

$$k = 0.35$$

Entonces, considerando que el área del tejado es de 10.30m x 8.60m, se tiene que:

KANSAS

Azotea

#	k·A (m ²)	x (m)	A·x (m ³)	#	k·A (m ²)	y (m)	A·y (m ³)
4	31.00	17.20	533.20	4	31.00	5.15	159.65
	195.21	10.75	2098.51		195.21	5.21	1017.04
S	226.21		2631.71		226.21		1176.69

tabla (17)

$$X = 2631.75\text{m}^3 / 226.21\text{m}^2$$

$$X = 11.63\text{m}$$

$$Y = 1176.69\text{m}^3 / 226.21\text{m}^2$$

$$Y = 5.20\text{m}$$

Por lo tanto el centro de masa (CM) para la azotea es:

CM (11.63m, 5.20m) (ver figura (3))

IV.1.8.2 Centro de cortante

El centro de cortante se determina a partir del centro de masa, realizando una redistribución de la fuerza cortante en toda la estructura [10]. Los datos se tienen en la tabla (18).

CENTRO DE CORTANTE
DIRECCION X - X

NIVEL #	y _i (m)	F _{x_i} (y)	V _{x_i} (t)	F _{x_i} ·y _i (t·m)	S(F _{x_i} ·y _i) (t·m)	y' _i (m)
6	5.20	26.04	26.04	135.41	135.41	5.20
5	5.21	18.00	44.04	93.78	229.19	5.20
4	5.21	14.40	58.44	75.02	304.21	5.21
3	5.21	10.80	69.24	56.27	360.48	5.21
2	5.21	7.20	76.44	37.51	397.99	5.21
1	5.21	3.60	80.04	18.76	416.75	5.21

tabla (18)

KANSAS

CENTRO DE CORTANTE
DIRECCION Y - Y

NIVEL #	x _i (m)	F _{yi} (y)	V _{yi} (t)	F _{yi} ·x _i (t·m)	S(F _{yi} ·x _i) (t·m)	x' _i (m)
6	11.63	26.04	26.04	302.85	302.85	11.63
5	10.75	18.00	44.04	193.50	496.35	11.27
4	10.75	14.40	58.44	154.80	651.15	11.14
3	10.75	10.80	69.24	116.10	767.25	11.08
2	10.75	7.20	76.44	77.40	844.65	11.05
1	10.75	3.60	80.04	38.70	863.35	11.04

tabla (19)

Donde:

$$y' = S(Fx_i \cdot y_i) / Vx_i$$

$$x' = S(Fy_i \cdot x_i) / Vy_i$$

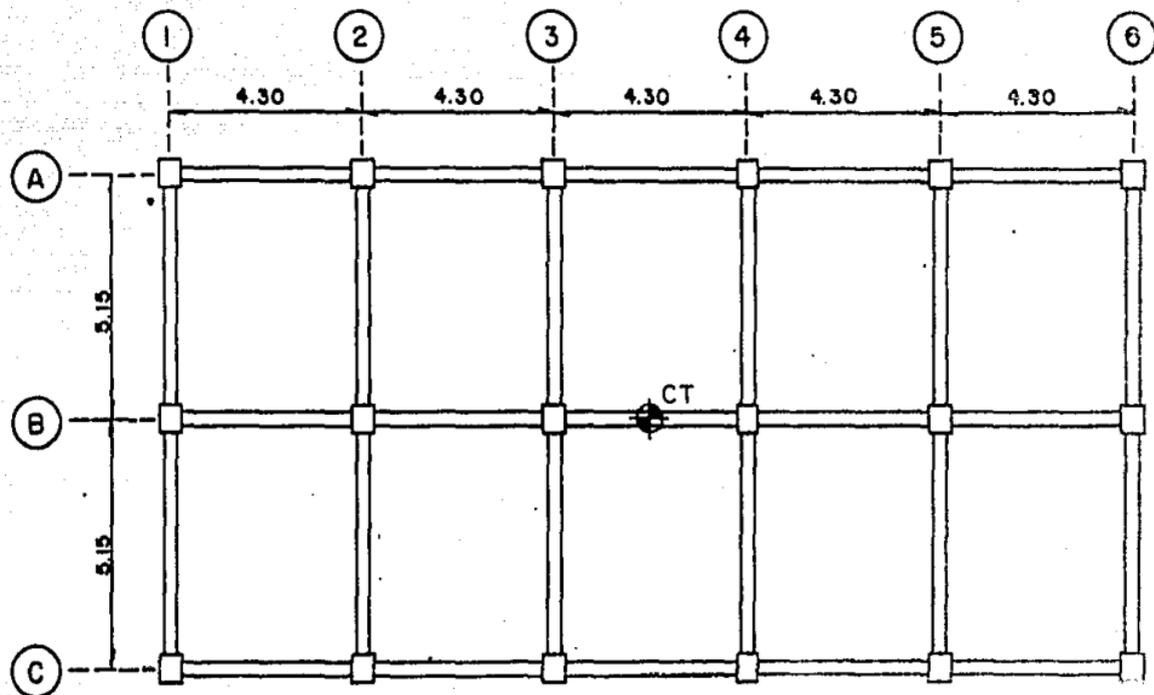
- y', x' : Posición de la fuerza cortante.
 x_i, y_i : Posición de la masa en el nivel i.
 F_{x_i}, F_{y_i} : Fuerzas sísmicas en x y en y en el nivel i.
 V_{x_i}, V_{y_i} : Fuerzas cortantes en x y en y en el nivel i.
 S : Sumatoria.

De las tablas (18) y (19), se obtienen las coordenadas del centro de cortante, resultando lo siguiente:

CENTRO DE CORTANTE

NIVEL #	X (m)	Y (m)
6	11.63	5.20
5	11.27	5.20
4	11.14	5.21
3	11.08	5.21
2	11.05	5.21
1	11.04	5.21

tabla (20)



PLANTA ESTRUCTURAL TIPO

esc: 1:125

acot:m

Figuro (11)

KANSAS

IV.1.8.3 Centro de torsión

Para el cálculo del centro de torsión se consideran las rigideces de los elementos de cada entrepiso [10]. Se puede decir que la estructura tiene la misma rigidez en cada uno de los pisos en cada dirección que corresponda, ya que las secciones de columnas, traveses y losas son constantes en todos los niveles.

SECCIONES TRANSVERSALES

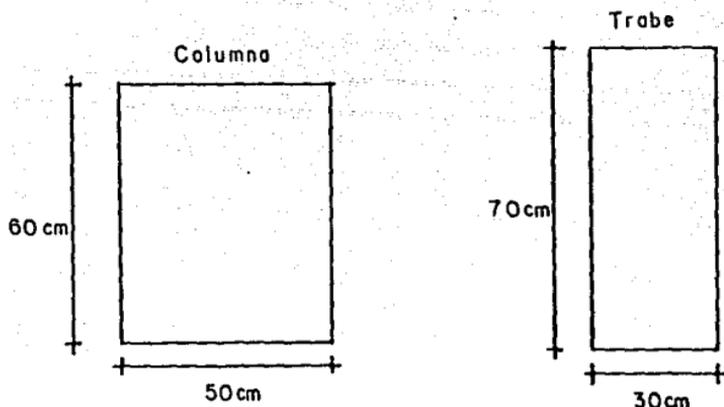


figura (10)

Entonces puede considerarse dicho centro de torsión (CT), como el centro de la planta estructural, ver figura (11), como sigue:

CT (10.75m, 5.15m)

IV.1.8.4 Excentricidad de diseño

Para el cálculo de las excentricidades de diseño se considerará la más desfavorable de las dos expresiones siguientes:

$$ed1 = 1.5es + 0.1b$$

$$ed2 = es - 0.1b$$

KANSAS

Donde:

- ed1 : Excentricidad de diseño (1).
- ed2 : Excentricidad de diseño (2).
- es : Excentricidad torsional calculada.
- .b : Dimensión de la planta en dirección de "es".

Primero calcularemos la excentricidad torsional, la cual se define como la diferencia entre el centro de cortante y el centro de torsión. En la tabla (21) se calculan estos.

EXCENRICIDAD ACCIDENTAL
Planta tipo

NIVEL #	DIR. -	CC (m)	CT (m)	es (m)	b (m)	ed1 (m)	ed2 (m)
6	X	11.63	10.75	0.88	21.50	3.47	-1.27
	Y	5.20	5.15	0.05	10.30	1.11	-0.98
5	X	11.27	10.75	0.52	21.50	2.93	-1.63
	Y	5.20	5.15	0.05	10.30	1.11	-0.98
4	X	11.14	10.75	0.39	21.50	2.74	-1.76
	Y	5.21	5.15	0.06	10.30	1.12	-0.97
3	X	11.08	10.75	0.33	21.50	2.65	-1.82
	Y	5.21	5.15	0.06	10.30	1.12	-0.97
2	X	11.05	10.75	0.30	21.50	2.60	-1.85
	Y	5.21	5.15	0.06	10.30	1.12	-0.97
1	X	11.04	10.75	0.29	21.50	2.59	-1.86
	Y	5.21	5.15	0.06	10.30	1.12	-0.97

tabla (21)

KANSAS

Se tiene que:

$$es(x,y) = CC(x,y) - CT(x,y)$$

Donde:

es(x,y) : Coordenadas de la excentricidad torcional.
 CC(x,y) : Coordenadas del centro de cortante.
 CT(x,y) : Coordenadas del centro de torsión.

De la tabla (21) se toman los valores para calcular las coordenadas que representan la excentricidad de diseño, la cual se determina sumando al centro de torsión la excentricidad de diseño en la dirección correspondiente. Entonces se tiene:

$$ED(x,y) = CT(x,y) + ed(x,y)$$

Donde:

ED(x,y) : Coordenadas de la excentricidad de diseño final.
 CT(x,y) : Coordenadas del centro de torsión.
 ed(x,y) : Coordenadas de la excentricidad de diseño.

EXCENTRICIDAD DE DISEÑO COORDENADAS

NIVEL #	ED1		ED2	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
6	14.22	6.26	9.48	4.17
5	13.68	6.26	9.12	4.17
4	13.49	6.27	8.99	4.18
3	13.40	6.27	8.93	4.18
2	13.35	6.27	8.90	4.18
1	13.34	6.27	8.89	4.18

tabla (22)

IV.1.9 Desplazamientos de entrepisos

De los resultados obtenidos del análisis, tenemos que los desplazamientos provocados por las condiciones de carga, y el análisis sísmico en una y otra dirección, de los cuales se revisa que cumplan con lo permitido en el RCDF [4]. En nuestro caso consideraremos que los muros están desligados a la estructura ya que no contribuyen a la resistencia de la misma, por lo que podemos tomar el valor de 0.012 para la relación del

KANSAS

desplazamiento entre la altura del piso. Con este valor se puede calcular el máximo valor permisible para los desplazamientos, por lo que teniendo una altura de 2.90m le corresponde un desplazamiento máximo permisible es de:

$$d_{per} = 3.48\text{cm.}$$

Podemos entonces, a partir de los resultados comprobar lo anterior. A continuación se presenta una tabla de desplazamientos en cada caso de la condición sísmica:

DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS

NIVEL #	SISMO X - X		SISMO Y - Y	
	X (cm)	x (cm)	Y (cm)	y (cm)
6	5.16	1.34	6.12	1.67
5	3.82	1.23	4.45	1.46
4	2.59	1.04	2.99	1.23
3	1.55	0.80	1.76	0.93
2	0.75	0.52	0.83	0.59
1	0.23	0.23	0.24	0.24

tabla (23)

Donde:

X,Y : Desplazamientos totales.
x,y : Desplazamientos relativos.

Como se observa en la tabla (23), todos los desplazamientos relativos son menores que el permisible, pues:

$$1.67\text{cm} < 3.48\text{cm}$$

Por lo tanto la estructuración es adecuada.

IV.1.10 Elementos mecánicos por sismo

Los elementos mecánicos por sismo, resultado del análisis de la estructura, muestra las condiciones de esfuerzo a las cuales están sujetos los elementos como resultado de las cargas que actúan en ellos. El diseño de estos elementos se realizará más adelante en el capítulo de "DISEÑO ESTRUCTURAL", donde tendremos que combinar este análisis sísmico con el de cargas

KANSAS

gravitacionales, para proceder al diseño estructural de los elementos.

De los resultados del análisis se estudian los más desfavorables de cada conjunto de elementos, comparando su área de acero transversal y seleccionando la máxima.

IV.2 Análisis estructural por cargas gravitacionales

Para el análisis estructural de cargas gravitacionales, el RCDF [4] tiene como requerimiento la acción de cargas permanentes más cargas variables. Estas acciones serán afectadas, para dicho análisis, por un factor de carga de 1.40.

Las acciones, calculadas anteriormente en el capítulo III, pueden ayudar para determinar las cargas que actúan en los elementos de la estructura, de igual manera que en el análisis sísmico.

A partir de esto, se procede a vaciar los datos a la computadora, donde el programa, se encargará de hacer los cálculos para la solución de la estructura.

IV.2.1 Elementos mecánicos por cargas gravitacionales

Los elementos estructurales se presentan con sus correspondientes elementos mecánicos, los cuales se obtienen una vez que ha sido corrido el programa. Estos resultados se comentarán más adelante, en el capítulo de "DISEÑO ESTRUCTURAL".

De forma similar al análisis sísmico se realizó una selección, la cual ya explicamos anteriormente en que consistía, por lo tanto, debemos de tomar en cuenta las mismas bases para su diseño.

KANSAS

CAPITULO V

V DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

El diseño estructural abarca diferentes actividades para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura. Esta estructura tiene como función absorber las sollicitaciones que se presentan durante las diferentes etapas de su existencia [10].

El diseño estructural tiene por objetivo determinar una estructura capaz de cumplir con una determinada finalidad. Lo anterior es posible ya que, en el RCDF [4], se consideran factores de seguridad adecuados contra la falla, los cuales dependen de la resistencia a la ruptura de los elementos que la forman. Además un buen comportamiento en condiciones de servicio evitando, por ejemplo, las flechas y contraflechas excesivas.

El diseño sísmico debe considerar, además de un sistema de cargas estáticas que se aplica a la estructura, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos. Además requieren de un cuidado especial en los requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales.

El objetivo del diseño sísmico es la de proporcionar estructuras que no sufran daños ante temblores frecuentes de intensidad baja, que los daños de los elementos no estructurales sea limitado y fácilmente reparables, que los daños estructurales sean mínimos bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y para temblores bastante intensos se tenga una seguridad adecuada contra el colapso. También tratar de que las deformaciones de la estructura sean menores que a ciertos límites para no afectar el buen funcionamiento de la estructura.

V.1 Especificaciones para materiales

Las propiedades de los materiales estructurales son determinados por medio de leyes constitutivas, o sea, de un conjunto de ecuaciones que describen el estado de esfuerzos y el estado de falla. Las principales propiedades de un material puede representarse por medio de una curva de esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos estándar en condiciones uniaxiales de esfuerzos [9].

KANSAS

Las principales propiedades estructurales que se obtienen de las curvas esfuerzo-deformación se refieren a características de resistencia, de rigidez y de comportamiento inelástico.

El proyecto especifica los valores de las resistencias mínimas que deben de cumplir los materiales que se han de utilizar. Dichas resistencias se comprobarán con ensayos en laboratorio, mostrando los resultados de las resistencias de dichos materiales.

La resistencia nominal de diseño propuesta para el concreto es de 250kg/cm^2 y para el acero es de 4200kg/cm^2 . Lo anterior se tomará en cuenta para el diseño estructural de los elementos estructurales del edificio que se presenta en esta tesis.

V.2 Diseño estructural por sismo y cargas gravitacionales

El procedimiento de diseño más común es el denominado "METODO PLASTICO", de resistencia o resistencia última, en el cual se dimensionan a los elementos para que tengan una resistencia determinada. El RCDF [4] utiliza este criterio y considera dos categorías de estados límite: el de falla y los de servicio. Los de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura, o de sus miembros o cuando sufre daños irreversibles. Los de servicio son cuando la estructura llega a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento.

Respecto a la cimentación, su diseño estructural estará regido para la acción más desfavorable. Dicha acción se analiza en el capítulo de "ANÁLISIS DE LA CIMENTACION", en el cual se determinarán las cargas a las cuales estará sujeta la cimentación.

En este capítulo se dimensionará a cada uno de los elementos bajo la acción de diferentes combinaciones de cargas, las cuales están marcadas por el RCDF [4]. Estas combinaciones se refieren al análisis sísmico y al análisis de cargas gravitacionales. Dichos análisis se presentaron en capítulos anteriores, donde se muestra el procedimiento que se tomó para llevarlos a cabo así como algunos de los resultados.

Los valores de los elementos mecánicos seleccionados, se tendrán de los resultados del "ANÁLISIS SISMICO" y "ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES", de los cuales se tendrá un resumen más adelante.

KANSAS

V.3 Diseño estructural de columnas

Para poder diseñar las columnas, utilizaremos un programa de computadora, el cual analizará a cada uno de ellas con sus respectivos elementos mecánicos, dando como resultado el área de acero necesaria y la separación de los estribos, para dicha solución. Este programa toma en cuenta los efectos del sismo en una y otra dirección, así mismo las acciones de las cargas gravitacionales. Además, se basa en las disposiciones del RCDF [4] y las NTC [5], por lo que con su aplicación garantiza su cumplimiento.

Para ello se podrán utilizar diagramas de interacción [12] para el diseño, bajo las condiciones de carga más desfavorables de carga axial y momento.

Para poder tener una visión más amplia a lo relacionado con el programa de computadora, se realizará el diseño de una columna correspondiente a la más desfavorable, donde se mostrará el procedimiento seguido.

V.3.1 Requisitos generales

Los requisitos que atenderemos serán los relacionados a las columnas, las cuales corresponden a miembros sujetos a flexocompresión según el NTC [5]. Las disposiciones que no se vean modificadas por esta sección seguirán siendo aplicables.

Estos requisitos se irán aplicando en el desarrollo del diseño de las columnas y se citarán solo a los necesarios, quedando entendido que los demás son cumplidos a reserva de que se comprueben por el lector.

Los requisitos que a continuación se listan se encuentran en las NTC [5] en el subcapítulo correspondiente a miembros sujetos a flexocompresión. La columna que se estudiará será la correspondiente al marco B, nivel 1, columna 4 como se ve en la figura (12).

a) Características geométricas de la columna

La sección es de 50cm x 60cm y tiene una altura de 220cm libres.

- Área

$$A = (50\text{cm})(60\text{cm})$$

KANSAS

$$Ax = Ay = 3000\text{cm}$$

- Momentos de inercia

$$I = bh^3/12$$

$$I_{cx} = (50\text{cm})(60\text{cm})^3/12$$

$$I_{cx} = 900000 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = (60\text{cm})(50\text{cm})^3/12$$

$$I_{cy} = 625000 \text{ cm}^4$$

- Radios de giro

$$r = (I/A)^{1/2}$$

$$r_x = (900000\text{cm}^4/3000\text{cm}^2)^{1/2}$$

$$r_x = 17.32\text{cm}$$

$$r_y = (625000\text{cm}^4/3000\text{cm}^2)^{1/2}$$

$$r_y = 14.43\text{cm}$$

LOCALIZACION DE LA COLUMNA ESTUDIADA

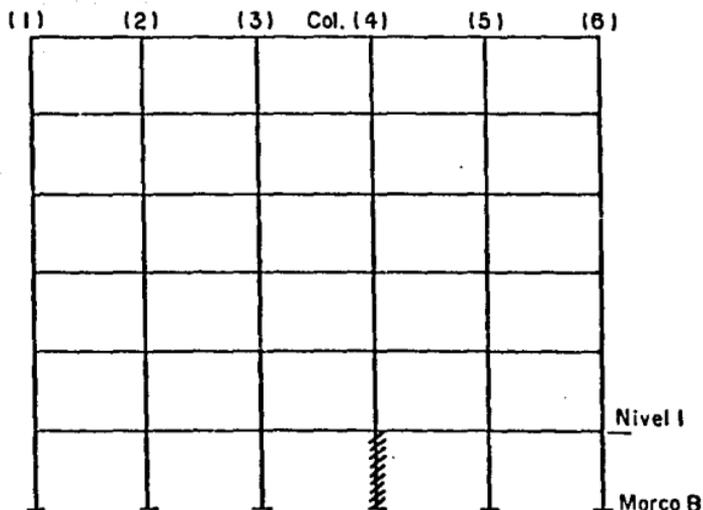


figura (12)

KANSAS

b) Requisitos geométricos

Con estos requisitos se pretenden evitar el problema de pandeo debido a deformaciones inelásticas grandes, además de contar con una sección con determinadas dimensiones que sea capaz de trabajar como marco en conjunto con las vigas que la conectan.

- La dimensión transversal mínima no será menor de 30cm.

$$50\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ (si cumple)}$$

- El área, A_g , no será menor que $P_u/0.5f'_c$.

$$(50\text{cm})(60\text{cm}) \geq 231030\text{kg}/(0.5)(250\text{kg/cm}^2)$$

$$3000\text{cm}^2 \geq 1854.64\text{cm}^2 \text{ (si cumple)}$$

- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.

$$50\text{cm}/60\text{cm} \geq 0.4$$

$$0.83 \geq 0.4 \text{ (si cumple)}$$

- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

$$220\text{cm}/50\text{cm} \leq 15$$

$$4.4 \leq 15 \text{ (si cumple)}$$

De lo anterior podemos decir que las dimensiones generales para marcos dúctiles en cuanto a columnas se cumplen, y de este modo podemos aplicar las disposiciones referentes a este capítulo para el dimensionamiento de las columnas.

V.3.2 Efectos de esbeltez

Como se trata de una estructura sujeta a cargas laterales, las NTC [5] mencionan que los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones provocadas por estas pueden despreciarse, cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas. Por lo tanto, se calcula la relación antes descrita para todos los niveles, considerando la dirección Y-Y siendo la más desfavorable, apoyandonos en los datos de la

KANSAS

tabla (10), y teniendo la siguiente tabla:

EFFECTOS DE ESBELTEZ

NIVEL #	di (cm)	hi (cm)	wi (t)	Swi (t)	Vi (t)	di/hi	0.08Vi/Swi
6	1.67	290	311	311	26.04	0.0058	0.0067
5	1.46	290	258	569	44.04	0.0050	0.0062
4	1.23	290	258	827	58.44	0.0042	0.0057
3	0.93	290	258	1085	69.24	0.0032	0.0051
2	0.59	290	258	1343	76.44	0.0020	0.0046
1	0.24	290	258	1601	80.04	0.0008	0.0040

tabla (24)

Los resultados de la tabla (24) muestran que en todos los casos se cumple que:

$$d_i/h_i \leq 0.08V_i/S_{w_i}$$

Por lo tanto, se desprecian los efectos de esbeltez debido a las deformaciones de las fuerzas laterales.

Ahora analizaremos los efectos debidos a las deformaciones provocadas por las cargas gravitacionales. En este caso en miembros no restringidos lateralmente y con desplazamientos apreciables, los efectos de esbeltez se desprecian si H'/r es menor que 22 [5]. Entonces:

$$H'/r \leq 22$$

Donde:

H' : Longitud efectiva.

r : Radio de giro.

- Longitud efectiva (H')

Para el cálculo de la longitud efectiva, utilizaremos los nomogramas auxiliares del las NTC [5], el cual se basa en las relaciones de las características de las columnas con las trabes como se muestra:

$$0 = S(I_c/L_c)/S(I_t/L_t)$$

Donde:

I_c, I_t : Momentos de inercia de la sección transversal de la columna y de la trabe respectivamente.

KANSAS

Lc, Lt : Longitud de la columna y de la trabe respectivamente.

S : Sumatoria de elementos que concurren al nud.

- Sentido X-X

$$O_s = (2(6250000\text{cm}^4/220\text{cm})) / (2(857500\text{cm}^4/430\text{cm}))$$

$$O_s = 1.42$$

$$O_i = 0.00 \quad (\text{se supone empotrada en la cimentación})$$

Por lo tanto de los nomogramas [5]:

$$k_x = 1.10$$

$$H_x' = k_x \cdot H$$

$$H_x' = (1.10)(220)$$

$$K_x' = 242\text{cm}$$

$$H_x'/r_y = (242\text{cm}) / (14.43\text{cm})$$

$$H_x'/r_y = 16.77 < 22 \quad (\text{si cumple})$$

- Sentido Y-Y

$$O_s = [2(900000\text{cm}^4/220\text{cm})] / [2(857500\text{cm}^4/515\text{cm})]$$

$$O_s = 2.46$$

$$O_i = 0.00 \quad (\text{se supone empotrada en la cimentación})$$

Por lo tanto de los nomogramas:

$$k_y = 1.35$$

$$H_y' = k_y \cdot H$$

$$H_y' = (1.35)(220)$$

$$K_y' = 297\text{cm}$$

$$H_y'/r_x = (297\text{cm}) / (17.32\text{cm})$$

KANSAS

$H_y'/r_x = 17.15 < 22$ (si cumple)

De lo anterior se puede concluir que los efectos de esbeltez para esta columna son despreciables.

V.3.3 Refuerzo mínimo a flexión

Las NTC [5] indican la resistencia de las columnas en un nudo debe satisfacer la siguiente desigualdad:

$$SMe > 1.5 \cdot SMg$$

Donde:

SMe , SMg : Sumatoria de momentos resistentes de diseño de las columnas y de las trabes que concurren al nudo en un plano, respectivamente.

La anterior condición deberá cumplirse para las dos direcciones en la que actúa el sismo.

Para dimensionar a la columna, la fracción correspondiente a la acción del sismo de la carga axial de diseño se tomará igual al doble, para producir un momento resistente menor. Utilizando el criterio, el factor de resistencia por flexocompresión se tomará de 0.8.

Otra forma de hacer el dimensionamiento es utilizando los momentos y fuerzas axiales de diseño, por lo que para esta opción, el factor de resistencia a flexocompresión será de 0.6. Por lo tanto utilizaremos el valor de 0.6 para el dimensionamiento de la columna que estamos diseñando.

V.3.4 Refuerzo longitudinal para marcos dúctiles [5]

Para que el refuerzo longitudinal de una columna cumpla con su función de resistir esfuerzos longitudinales y contener el concreto del núcleo, se tendrá que restringir contra el pandeo y movimiento laterales antes del colado.

La cuantía de acero longitudinal (ρ) está limitada por el intervalo comprendido entre 0.01 y 0.04. Además esta deberá cumplir con las disposiciones de la sección referente al dimensionamiento a flexocompresión.

KANSAS

Algunos requisitos que se marcan en esta sección es lo referente a la colocación del refuerzo, donde permiten formar paquetes de dos barras. Los traslapes solo se harán en la parte central del elementos, cumpliendo ciertos requisitos, etc., esto se verá con más detalle posteriormente.

V.3.5 Refuerzo transversal

Para evitar la falla frágil en los extremos de las columnas por flexocompresión, es necesario confinarlas por medio de un zuncho de refuerzo helicoidal para evitar la expansión lateral del concreto cuando en este se desarrollen esfuerzo de compresión cercanos al de la falla. Como el refuerzo helicoidal es prácticamente contruible para secciones circulares, se a optado por usar en secciones rectangulares estribos y grapas con espaciamientos entre ellos reducidos.

Se indica que cuando se elija el método optativo para el dimensionamiento a flexocompresión, el dimensionamiento por fuerza cortante se podrá realizar a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, utilizando un factor de resistencia igual a 0.5 [5].

V.3.6 Procedimiento del diseño de la columna

El elemento que se diseñará es el correspondiente al marco B, nivel 1, columna 4, ver figura (12).

SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNA

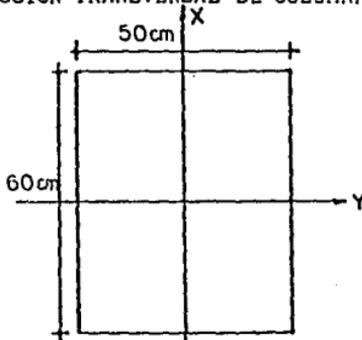


figura (13)

KANSAS

a) Elementos mecánicos resultado del análisis estructural

Estos elementos mecánicos se obtienen de los resultados arrojados por la computadora [13], entonces:

ELEMENTOS MECANICOS EN COLUMNAS

Acción	Gravitacional	Sismo X-X	Sismo Y-Y
P (t)	165.59	0.00	0.00
Mx (t·m)	0.00	2.42	9.07
My (t·m)	0.00	6.56	1.94

tabla (25)

Donde:

P, Mx y My : Son la carga axial y los momentos flexionantes en X y Y, respectivamente.

b) Exentricidad mínima

$$e_{\min} = 0.05h \geq 2\text{cm}$$

$$e_{x \min} = 0.05(50\text{cm}) = 2.5\text{cm} \geq 2\text{cm} \text{ (si cumple)}$$

$$e_{y \min} = 0.05(60\text{cm}) = 3.0\text{cm} \geq 2\text{cm} \text{ (si cumple)}$$

c) Elementos mecánicos para diseño estructural

Para el diseño se toman los valores de los elementos mecánicos de la tabla (25), y combinándolos entre ellos [5], se determina el valor afectado por su correspondiente factor de carga como sigue:

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO EN COLUMNAS

Acción	A	B	C	D	E
Pu (t)	231.83	182.15	182.15	182.15	182.15
Mux(t·m)	0.00	5.66	-5.66	10.78	-10.78
Muy(t·m)	0.00	7.86	-7.86	4.30	-4.30

tabla (26)

Donde:

A : Cargas gravitacionales

B : Cargas gravitacionales + sismo (x + 0.3y)

KANSAS

C : Cargas gravitacionales - sismo ($x + 0.3y$)
D : Cargas gravitacionales + sismo ($0.3x + y$)
E : Cargas gravitacionales - sismo ($0.3x + y$)

De la tabla (26) podemos elegir la combinación más desfavorable, siendo al caso (D), por lo que diseñaremos con:

$$P_u = 182.15t$$

$$M_{ux} = 10.78t \cdot m$$

$$M_{uy} = 4.30t \cdot m$$

$$V_u = 6.74t$$

d) Diseño por flexocompresión

A continuación se determinan los diferentes valores que intervienen en el diseño:

- Constantes

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

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

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

$$f^*c = 0.8(250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f''c = 0.85(200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm (recubrimiento al centroide de varillas)}$$

$$d = h - r \text{ (peralte efectivo)}$$

$$d_x = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm}$$

$$d_y = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm}$$

$$d_x = 45 \text{ cm}$$

$$d_y = 55 \text{ cm}$$

$$(d/h)_x = 45 \text{ cm} / 50 \text{ cm}$$

$$(d/h)_y = 55 \text{ cm} / 60 \text{ cm}$$

$$(d/h)_x = 0.90$$

$$(d/h)_y = 0.92$$

KANSAS

Propondremos un área de acero igual a:

$$A_s = 30\text{cm}^2$$

De los diagramas de interacción:

$$p = A_s/b \cdot h$$

Sustituyendo:

$$p = (30\text{cm}^2)/(50\text{cm})(60\text{cm})$$

$$p = 0.0100$$

De las NTC [5] se revisa que:

$$0.01 \leq p \leq 0.04 \text{ (si cumple)}$$

Se tiene la siguiente expresión:

$$q = p \cdot f_y / f'c$$

Sustituyendo:

$$q = (0.0100)(4200\text{kg/cm}^2)/(170\text{kg/cm}^2)$$

$$q = 0.2471$$

$$e = M/P$$

$$e_x = 1078000\text{kg} \cdot \text{cm} / 182150\text{kg}$$

$$e_y = 430000\text{kg} \cdot \text{cm} / 182150\text{kg}$$

$$e_x = 5.92\text{cm}$$

$$e_y = 2.36\text{cm}$$

$$(e/h)_x = (5.92\text{cm}/50\text{cm})$$

$$(e/h)_y = (2.36\text{cm}/60\text{cm})$$

$$(e/h)_x = 0.12 > 0.05$$

$$(e/h)_y = 0.04 < 0.05$$

(si cumple)

(no cumple) $\Rightarrow (e/h)_y = .05$

De los diagramas de interacción tenemos que:

$$q = 0.2471$$

$$(d/h)_x = 0.90$$

$$(d/h)_y = 0.92$$

$$\left. \begin{array}{l} (d/h)_x = 0.90 \\ (e/h)_x = 0.12 \end{array} \right\} K_x = 0.95$$

$$\left. \begin{array}{l} (d/h)_y = 0.92 \\ (e/h)_y = 0.05 \end{array} \right\} K_y = 1.13$$

Para el cálculo de resistencias se tienen las siguientes expresiones:

KANSAS

$$K = Pu / Fr \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

$$Pr = K \cdot Fr \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

$$Pro = Fr(Ac \cdot f''c + As \cdot fy)$$

Donde:

K : Parámetro.
Pu : Carga última de diseño.
Fr : Factor de resistencia.
b : Base de la sección.
h : Altura de la sección.
Pr : Carga axial resistente.
Ac : Area de concreto.
As : Area de acero.

$$Fr = 0.6 \text{ (NTC [5])}$$

Sustituyendo:

$$Prx = (0.95)(0.6)(50\text{cm})(60\text{cm})(170\text{kg/cm}^2)$$

$$Prx = 290700\text{kg}$$

$$Pry = (1.13)(0.6)(50\text{cm})(60\text{cm})(170\text{kg/cm}^2)$$

$$Pry = 345780\text{kg}$$

$$Ac = (50\text{cm})(60\text{cm})$$

$$Ac = 3000\text{cm}^2$$

$$Pro = (0.6) \{ (3000\text{cm}^2)(170\text{kg/cm}^2) + (30\text{cm}^2)(4200\text{kg/cm}^2) \}$$

$$Pro = 381600\text{kg}$$

Para compresión y flexión en dos direcciones según las NTC [5]:

$$Pr = 1 / (1/Prx + 1/Pry - 1/Pro)$$

Se debe de cumplir que:

$$Pr/Pro \geq 0.10$$

KANSAS

Sustituyendo:

$$Pr = 1/(1/290.70t + 1/345.78t - 1/381.60t)$$

$$Pr = 269.44t \text{ ; } Pu = 182.15t \text{ (si cumple)}$$

Revisando:

$$269.44t/381.60t = 0.71 \text{ ; } 0.10 \text{ (si cumple)}$$

Por lo tanto se acepta el área de acero propuesta al principio, y el refuerzo estará formado por lo siguiente:

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS

Diámetro (pul.)	Cantidad #	As (cm ²)
3/4"	12	34.20

tabla (27)

Por lo tanto el área de acero es de 34.20cm². La distribución del acero se ve con detalle en la figura (14).

REFUERZO EN COLUMNAS

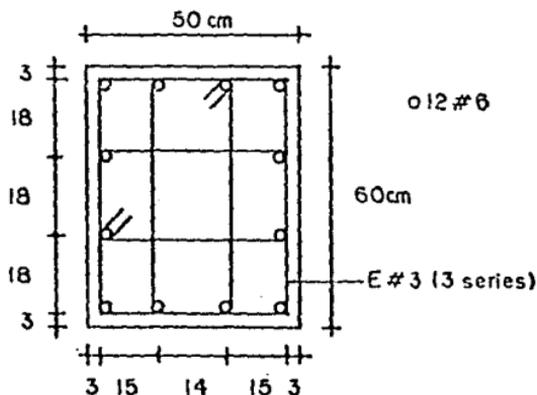


figura (14)

KANSAS

e) Diseño por fuerza cortante

Para miembros en flexocompresión se tienen las siguientes restricciones en las NTC [5]:

- Se debe cumplir que:

$$h \leq 70\text{cm} \\ (60\text{cm}) \leq 70\text{cm} \text{ (si cumple)}$$

- Se debe de cumplir con la siguiente relación:

$$h/b \leq 6 \\ 60\text{cm}/50\text{cm} \leq 6 \\ 1.20 \leq 6 \text{ (si cumple)}$$

Además:

$$P_u \leq 0.7f^*cA_g + 2000A_s$$

Sustituyendo:

$$P_u \leq 0.7(200\text{kg}/\text{cm}^2)(3000\text{cm}^2) + 2000(30\text{cm}^2)$$

$$P_u \leq 480000.0\text{kg}$$

$$P_u = 182.15\text{t} \leq 480.00\text{t} \text{ (si cumple)}$$

Por lo tanto la fuerza cortante que toma el concreto se determina como sigue, para miembros en flexocompresión.

Para $p = A_s/bh$, el área de acero se refiere a la capa más próxima a la cara de tensión o compresión. Por lo tanto de la figura (14), se tiene que:

$$A_s = 11.40\text{cm}^2 \text{ (4 vrs. \#6)}$$

$$p = 11.40\text{cm}^2 / (50\text{cm})(60\text{cm})$$

$$p = 0.0038 \leq 0.01$$

Por lo tanto la fuerza cortante que toma el concreto se define como:

$$V_{cr} = k \cdot F_r \cdot b \cdot d (0.2 + 30p)(f^*c)^{1/2} \leq 1.5F_r \cdot b \cdot d (f^*c)^{1/2}$$

Por lo tanto las columnas se dimensionaron por flexocompresión con el

KANSAS

procedimiento optativo, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando el factor de resistencia $F_r = 0.5 NTC[S]$:

Donde:

$$k = 1 + 0.007(F_u/Ag)$$

Vcr : Cortante resistente.
k : Constante.
b : Ancho de la sección.
d : Peralte efectivo de la sección.
p : Porcentaje de acero de la sección.
Pu : Carga axial última de diseño.
Ag : Area gruesa de la sección de concreto.
Fr : Factor de resistencia.

Sustituyendo:

$$k = 1 + 0.007(182150\text{kg}/3000\text{cm}^2)$$

$$k = 1.43$$

$$Vcr = (1.43)(0.5)(60\text{cm})(47\text{cm})\{0.2 + 3C(0.0038)\}(200\text{kg}/\text{cm}^2)^{1/2}$$

$$Vcr = 8953.64\text{kg}$$

Sustituyendo:

$$Vcr \leq 1.5(0.5)(60)(47)(200)^{1/2}$$

$$Vcr \leq 29910.62\text{kg (si cumple)}$$

Como $V_u = 6.74 > Vcr$, por lo que se puede decir que prácticamente no necesita acero por tensión diagonal, pero:

$$s \leq \min \{ 5\text{cm}$$

Como:

$$Vcr \leq V_u \leq 1.5F_r \cdot b \cdot d \cdot f'c^{1/2}$$

Entonces:

$$s \leq 0.5d$$

$$s \leq 0.5(47\text{cm})$$

ESTRUCTURAS

KANSAS

$$s \leq 23.50\text{cm}$$

$$s \text{ máx} \leq 20\text{cm}$$

Por lo que la separación de los estribos se tomarán igual a 20cm, quedando pendiente solo lo relacionado a las zonas localizadas en los extremos de las columnas. Dichas zonas están definidas por una longitud como sigue:

$$h = 60\text{cm}$$
$$L_c \left\{ \begin{array}{l} L/6 = 220\text{cm}/6 = 36.67\text{cm} \\ 60\text{cm} \end{array} \right.$$

Entonces la longitud en los extremos será de 60cm. Y en estas zonas el separación de los estribos será como sigue:

$$s \left\{ \begin{array}{l} 0.25b = 0.25(50\text{cm}) = 12.50\text{cm} \\ 10\text{cm} \end{array} \right.$$

Entonces la separación en estas zonas es de 10 cm, además, este refuerzo debe llegar, en la parte inferior de las columnas de planta baja, a media altura, y debe continuarse adentro de la cimentación, un tramo igual a la longitud de desarrollo a compresión de la barra más gruesa. Además la suma de los estribos y grapas deben cumplir con las siguientes condiciones:

$$A_{sh} \geq 0.3(A_g/A_c - 1)(f'_c/f_y)s \cdot hc$$

$$A_{sh} \geq 0.12(f'_c/f_y)s \cdot hc$$

Donde:

Ash : Área de estribos y grapas.

Ag : Área gruesa de la sección.

Ac : Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal.

hc : Dimensión del núcleo, normal al esfuerzo de Área Ash.

s : Separación del refuerzo transversal.

$$A_{sh} \geq 0.3(3000\text{cm}^2/2475\text{cm}^2 - 1)(250\text{kg}/\text{cm}^2/4200\text{kg}/\text{cm}^2)(20\text{cm})(55\text{cm})$$

$$A_{sh} \geq 4.17\text{cm}^2$$

Tenemos que de la figura (14), la sección del refuerzo transversal es de 4 ramas de 1/2", por lo que se tiene una área de 5.08cm², suficiente para cumplir con la necesaria. Estos estribos deben ser cerrados de una pieza con un dobléz a 135°

KANSAS

seguido de un tramo recto de por lo menos 10 diámetros de estribo. Los traslapes solo se harán en la parte central del elemento, ver figura (15).

REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS

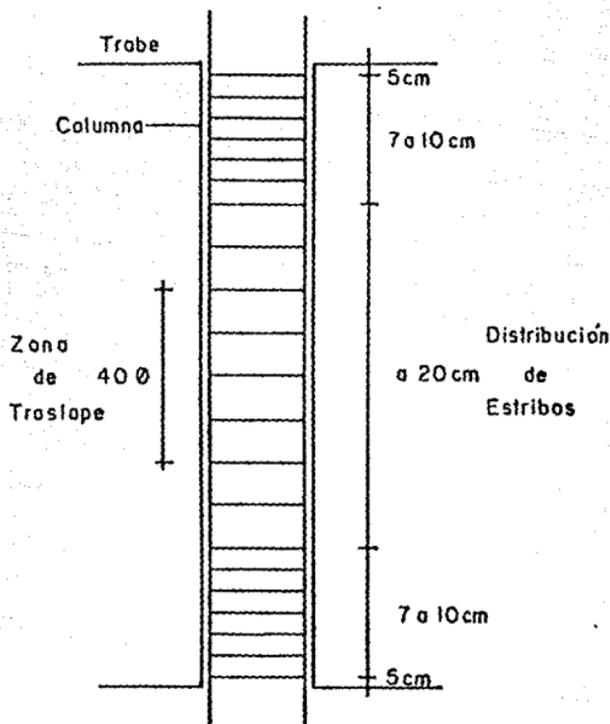


figura (15)

A continuación se presentan las tablas (28), (29) y (30) de elementos mecánicos en las columnas, tanto de análisis sísmico como de cargas gravitacionales, así mismo el acero de refuerzo necesaria para cada uno de los elementos, según el programa mencionado anteriormente. La identificación de los marcos se relacionan con las figura (6) y (7).

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS

" MARZO (A) "

POSICION		GRAVITACIONAL				SISMO X - X				SISMO Y - Y				REPUEZO	
NIVEL	COLUMNA	Mx	My	P	V	Mx	My	P	V	Mx	My	P	V	As	Est. #3
#	#	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(cm ²)	(#cm)
1	1	-1.47	-3.13	-115.52	-2.28	5.74	-2.48	10.17	-3.67	2.85	-4.57	-1.45	-2.52	25.00	20.00
	2	-0.02	-3.13	-147.35	-2.26	7.18	-2.37	-4.94	5.38	3.58	-5.76	-12.08	-3.18	30.00	20.00
	3	0.80	-2.88	-128.04	-2.10	7.10	-2.27	-4.75	5.29	3.54	-6.34	-14.58	-1.34	30.00	20.00
	4	-6.80	-2.88	-128.04	-2.10	7.10	-2.17	-4.55	5.29	3.54	-6.13	-17.05	-4.50	30.00	20.00
	5	0.02	-2.87	-150.07	-2.10	7.18	-2.06	-4.36	5.38	3.58	-9.32	-19.55	-5.17	30.00	26.00
	6	-1.47	-2.34	-97.42	-1.71	-5.74	-1.36	-19.48	-3.67	-2.85	-16.51	-20.18	-5.63	30.00	20.00
2	1	-1.79	-3.77	-97.34	-3.35	3.23	-1.39	7.64	2.93	1.74	-2.98	-1.25	-2.28	30.00	20.00
	2	-0.12	-3.77	-122.61	-3.35	6.02	-1.33	-3.55	5.40	3.17	-3.35	-9.35	-2.83	30.00	20.00
	3	1.01	-3.48	-108.15	-3.10	5.94	-1.28	-3.70	5.35	3.14	-3.94	-11.48	-3.34	30.00	20.00
	4	-1.01	-3.48	-108.15	-3.10	5.94	-1.23	-3.57	5.35	3.14	-4.58	-13.46	-3.89	30.00	20.00
	5	0.12	-3.48	-121.27	-3.10	6.02	-1.17	-3.79	5.40	3.17	-5.22	-15.63	-4.44	30.00	20.00
	6	-1.84	-2.82	-82.11	-2.51	-3.23	-1.12	-14.99	-2.93	-1.74	-5.96	-23.73	-4.39	30.00	20.00
3	1	-1.92	-3.77	-78.43	-3.37	3.06	-1.25	5.24	2.84	1.51	-2.33	-0.90	-2.31	30.00	20.00
	2	-0.18	-3.77	-97.99	-3.37	5.47	-1.20	-2.27	4.85	2.89	-2.96	-6.48	-2.52	30.00	20.00
	3	1.07	-3.48	-87.67	-3.12	5.52	-1.15	-2.69	4.90	2.92	-3.55	-8.17	-3.02	30.00	20.00
	4	-1.06	-3.48	-87.67	-3.12	5.52	-1.10	-2.52	4.90	2.92	-4.13	-9.55	-3.52	30.00	20.00
	5	0.19	-3.48	-97.60	-3.12	5.47	-1.05	-2.95	4.85	2.93	-4.71	-11.24	-4.02	30.00	20.00
	6	-1.93	-2.83	-66.17	-2.53	-3.06	-1.00	-10.45	-2.64	-1.61	-5.30	-16.82	-4.53	30.00	20.00
4	1	-2.12	-4.12	-59.09	-3.70	2.65	-1.13	3.16	2.17	1.41	-2.15	-0.57	-1.66	30.00	20.00
	2	-0.23	-4.12	-73.45	-3.70	4.71	-1.10	-1.21	4.10	2.52	-2.68	-3.95	-1.21	30.00	20.00
	3	1.16	-3.94	-66.83	-3.51	4.83	-1.05	-1.71	4.20	2.59	-3.22	-5.14	-2.52	30.00	20.00
	4	-1.15	-3.93	-66.83	-3.51	4.83	-1.00	-1.58	4.20	2.59	-3.76	-6.02	-2.95	30.00	20.00
	5	0.24	-3.94	-74.01	-3.52	4.71	-0.96	-2.07	4.10	2.52	-4.30	-7.21	-3.39	30.00	20.00
	6	-2.12	-3.09	-49.86	-2.78	-2.65	-0.92	-6.44	-2.17	-1.41	-4.84	-10.59	-3.82	30.00	20.00
5	1	-2.01	-3.83	-39.45	-3.37	2.14	-0.94	1.51	1.62	1.16	-1.76	-0.32	-1.22	30.00	20.00
	2	-0.27	-3.83	-48.96	-3.37	3.64	-0.91	-0.46	3.06	1.98	-2.24	-1.96	1.68	30.00	20.00
	3	1.13	-3.43	-45.76	-2.93	3.81	-0.88	-0.91	3.21	2.97	-2.71	-2.69	1.91	30.00	20.00
	4	-1.11	-3.43	-45.76	-2.93	3.81	-0.85	-0.89	3.21	2.97	-5.18	-3.17	-2.26	30.00	20.00
	5	0.29	-3.43	-50.48	-2.93	3.64	-0.82	-1.26	3.06	1.98	-3.66	-3.86	-2.66	30.00	20.00
	6	-2.02	-2.87	-33.28	-2.53	-2.14	-0.79	-3.22	-1.62	-1.16	-4.14	-5.51	-2.95	30.00	20.00
6	1	-3.21	-6.38	-19.43	-5.27	1.21	-0.60	0.43	0.76	0.70	-1.12	-0.15	-0.64	30.00	20.00
	2	-0.32	-6.38	-24.52	-5.27	2.35	-0.59	-0.08	1.84	1.36	-1.45	-0.64	1.07	30.00	29.00
	3	1.70	-7.42	-24.32	-5.90	2.65	-0.58	-0.33	2.09	1.52	-1.77	-0.96	1.21	30.00	20.00
	4	-1.69	-7.42	-24.32	-5.90	2.65	-0.56	-0.27	2.09	1.52	-2.10	-1.09	-1.24	30.00	20.00
	5	0.33	-7.42	-26.93	-5.90	2.35	-0.55	-0.52	1.84	1.36	-2.42	-1.40	-1.43	30.00	20.00
	6	-3.21	-4.79	-16.39	-3.95	-1.21	-0.54	-1.04	-0.76	-0.70	-2.75	-1.90	-1.63	30.00	20.00

tabla (28)

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS

** MARCO (B) **

POSICION		GRAVITACIONAL				SISMO				SISMO				REFUERZO	
NIVEL	COLUMNA	Mx	My	P	V	Mx	My	P	V	Mx	My	P	V	As	Est. #3
#	#	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(cm ²)	(#cm)
1	1	-1.90	0.00	-185.13	-1.40	5.84	3.04	15.53	3.73	1.72	5.61	4.57	3.78	30.00	20.00
	2	-0.10	0.00	-228.54	-0.80	7.31	2.91	-0.03	5.48	2.15	7.07	4.76	4.77	30.00	20.00
	3	-0.04	0.00	-229.95	-0.03	7.22	2.79	-0.01	5.38	2.13	6.53	5.75	1.58	30.00	20.00
	4	0.01	0.09	-231.83	0.01	7.22	2.66	0.01	5.38	2.13	9.98	0.01	6.74	30.00	20.00
	5	0.10	0.00	-227.96	0.09	7.31	2.53	0.03	5.48	2.15	11.44	7.73	1.61	30.00	20.00
	6	1.91	0.00	-155.01	-1.40	-5.84	2.40	-15.53	-3.73	-1.72	12.90	-4.57	8.71	30.00	20.00
2	1	-2.37	0.00	-153.73	-2.13	3.29	2.52	11.84	1.99	0.97	4.79	3.48	4.16	30.00	20.00
	2	-0.41	0.00	-188.67	-0.33	6.14	2.42	0.32	5.21	1.81	5.97	0.10	5.18	30.00	20.00
	3	-0.06	0.00	-192.03	-0.06	6.06	2.33	-0.04	5.45	1.78	7.15	-0.01	6.21	30.00	20.00
	4	0.01	0.00	-193.93	0.00	6.06	2.23	0.04	5.45	1.78	6.33	0.01	7.23	30.00	20.00
	5	0.42	0.00	-190.07	0.33	6.13	2.13	-0.32	5.59	1.81	9.50	-0.10	8.26	30.00	20.00
	6	-2.39	0.00	-129.27	-2.15	-3.29	2.03	-11.84	-2.96	-0.97	10.68	-3.46	9.28	30.00	20.00
3	1	-2.43	0.00	-122.66	-2.22	3.11	2.25	8.13	2.69	0.92	4.26	2.41	3.75	30.00	20.00
	2	-0.65	0.00	-150.01	-0.56	5.57	2.16	0.47	4.91	1.64	5.32	0.14	4.69	30.00	20.00
	3	-0.09	0.00	-154.87	-0.09	5.62	2.07	-0.04	4.98	1.65	6.38	-0.01	5.62	30.00	20.00
	4	-0.01	0.00	-156.80	-0.01	5.62	1.99	0.04	4.98	1.65	7.43	0.01	6.56	30.00	20.00
	5	0.66	0.00	-153.40	0.57	5.57	1.90	-0.47	4.91	1.64	8.49	-0.14	7.53	30.00	20.00
	6	-2.52	0.00	-103.71	-2.25	-3.11	1.81	-8.18	-2.69	-0.92	9.55	-2.41	8.44	30.00	20.00
4	1	-2.74	0.00	-91.84	-2.47	2.69	1.96	4.98	2.21	0.79	3.71	1.47	3.13	30.00	20.00
	2	-0.81	0.00	-112.66	-0.72	4.79	1.89	0.51	4.17	1.41	4.66	0.15	3.94	30.00	20.00
	3	-0.15	0.00	-119.18	-0.13	4.91	1.82	-0.04	4.27	1.44	5.61	-0.01	4.76	30.00	20.00
	4	0.01	0.00	-120.16	0.01	4.91	1.75	0.04	4.27	1.44	6.56	0.01	5.58	30.00	20.00
	5	0.31	0.00	-117.45	0.72	4.79	1.68	-0.51	4.17	1.41	7.51	-0.15	6.39	30.00	20.00
	6	-2.84	0.00	-78.23	-2.54	-2.69	1.62	-4.98	-2.21	-0.79	8.46	-1.47	7.21	30.00	20.00
5	1	-2.61	0.00	-61.18	-2.32	2.17	1.51	2.45	1.64	0.64	2.82	0.72	2.26	30.00	20.00
	2	-0.97	0.00	-74.59	-0.86	3.69	1.46	0.44	3.11	1.09	3.59	0.13	2.89	30.00	20.00
	3	-0.10	0.00	-81.81	-0.07	3.86	1.41	-0.04	3.26	1.14	4.36	-0.01	3.53	30.00	20.00
	4	-0.03	0.00	-83.85	-0.02	3.86	1.37	0.04	3.26	1.14	5.13	0.01	4.16	30.00	20.00
	5	1.00	0.00	-85.01	0.88	3.69	1.33	-0.44	3.11	1.09	5.90	0.13	4.79	30.00	20.00
	6	-2.61	0.00	-52.61	-2.29	-2.17	1.28	-2.45	-1.64	-0.64	6.68	-0.72	5.42	30.00	20.00
6	1	-4.15	0.00	-30.71	-3.47	1.22	1.04	0.76	0.77	0.36	1.93	0.22	1.40	30.00	20.00
	2	-1.15	0.00	-37.70	-1.02	2.38	1.02	0.23	1.65	0.76	2.50	0.07	1.82	30.00	20.00
	3	-0.73	0.00	-46.01	-0.55	2.68	1.00	-0.01	2.11	0.79	3.07	-0.01	2.25	30.00	20.00
	4	0.02	0.00	-48.15	0.01	2.68	0.97	0.03	2.11	0.79	3.64	0.01	2.67	30.00	20.00
	5	1.13	0.00	-47.41	1.01	2.38	0.96	-0.23	1.85	0.70	4.20	-0.07	3.09	30.00	20.00
	6	-4.90	0.00	-27.43	-4.00	-1.22	0.93	-0.76	-0.77	-0.36	4.77	-0.22	3.51	30.00	20.00

tabla (29)

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA DOLANOS

" MARZO 1971 "

POSICIÓN		GRAVITACIONAL				SISMO X - Y				SISMO Y - Y				REFUERZO	
NIVEL COLUMNA	#	Mx	My	P	V	Mx	My	F	V	Mx	My	F	V	A.S.	Est. #3
#	#	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)	(cm ²)	(cm)
1	1	-1.47	-3.13	-115.52	-2.28	5.94	2.48	10.38	5.79	0.59	4.57	10.58	2.51	30.00	20.00
	2	-0.02	-3.13	-147.35	-2.26	7.43	2.37	4.89	5.57	0.72	5.76	12.05	3.16	30.00	20.00
	3	0.60	-3.68	-126.04	-2.10	7.25	2.27	4.73	5.47	0.71	6.94	14.58	3.34	30.00	20.00
	4	-0.80	-2.87	-126.04	-2.10	7.25	2.17	4.57	5.47	0.71	8.13	17.05	4.50	30.00	20.00
	5	0.02	-2.88	-145.07	-2.10	7.43	2.26	4.41	5.57	0.72	9.32	19.58	5.17	30.00	20.00
	6	-1.47	-2.34	-97.42	-1.71	5.94	1.92	15.35	-3.73	-0.59	10.51	21.65	-0.39	30.00	20.00
2	1	-1.83	-3.77	-97.34	-3.35	3.35	1.33	16.34	3.34	0.26	2.66	8.22	1.25	30.00	20.00
	2	-0.12	-3.77	-122.61	-3.35	6.25	1.33	4.20	5.61	0.47	3.30	9.54	2.80	30.00	20.00
	3	1.91	-3.48	-108.15	-3.10	6.17	1.22	3.70	5.55	0.46	3.94	11.49	3.34	30.00	20.00
	4	-1.01	-3.48	-108.15	-3.10	6.17	1.22	3.65	5.55	0.46	4.56	13.49	3.89	30.00	20.00
	5	0.12	-3.48	-121.27	-3.10	6.25	1.17	3.14	5.61	0.47	5.22	15.44	4.44	30.00	20.00
	6	-1.84	-2.82	-82.11	-2.51	-3.35	1.12	-6.69	-3.04	-0.26	5.06	16.76	4.99	30.00	20.00
3	1	-1.92	-3.77	-78.43	-3.37	3.17	1.25	11.12	3.74	0.22	2.38	5.71	2.01	30.00	20.00
	2	-0.18	-3.77	-97.99	-3.37	5.67	1.26	3.22	5.03	0.39	2.96	6.76	2.52	30.00	20.00
	3	1.07	-3.48	-87.67	-3.12	5.72	1.15	2.61	5.07	0.39	3.54	8.14	3.02	30.00	20.00
	4	-1.06	-3.48	-87.67	-3.12	5.72	1.15	2.60	5.07	0.39	4.13	9.56	3.52	30.00	20.00
	5	0.19	-3.48	-97.60	-3.12	5.67	1.05	1.92	5.03	0.39	4.71	10.96	4.02	30.00	20.00
	6	-1.93	-2.83	-65.17	-2.53	-3.17	1.00	-5.91	-2.74	-0.22	5.30	12.01	4.53	30.00	20.00
4	1	-2.12	-4.12	-59.09	-3.70	2.74	1.13	-3.29	2.24	0.17	2.15	3.51	1.66	30.00	20.00
	2	-0.23	-4.12	-73.45	-3.70	4.97	1.09	2.23	4.23	0.29	2.66	4.25	2.09	30.00	20.00
	3	1.16	-3.94	-66.83	-3.51	4.99	1.05	1.62	4.34	0.30	3.22	5.11	2.52	30.00	20.00
	4	-1.15	-3.94	-66.83	-3.51	4.99	1.00	1.66	4.34	0.30	3.76	6.05	2.95	30.00	20.00
	5	0.24	-3.94	-74.01	-3.51	4.97	0.96	1.05	4.23	0.29	4.30	6.91	3.39	30.00	20.00
	6	-2.13	-3.09	-49.86	-2.78	-2.74	0.92	-3.53	-2.24	-0.17	4.84	7.65	3.82	30.00	20.00
5	1	-2.01	-3.83	-39.45	-3.37	2.20	0.94	3.39	1.67	0.12	1.76	1.77	1.22	30.00	20.00
	2	-0.27	-3.83	-48.96	-3.37	3.74	0.91	1.35	3.15	0.19	2.24	2.21	1.57	30.00	20.00
	3	1.13	-3.43	-45.76	-2.93	3.92	0.88	0.85	3.30	0.20	2.71	2.66	1.91	30.00	20.00
	4	-1.11	-3.43	-45.76	-2.93	3.92	0.85	0.89	3.30	0.20	3.16	3.16	2.26	30.00	20.00
	5	0.29	-3.43	-55.43	-2.93	3.74	0.82	0.39	3.15	0.19	3.66	3.61	2.60	30.00	20.00
	6	-2.03	-2.67	-33.28	-2.53	-2.20	0.75	-1.68	-1.67	-0.12	4.14	4.06	2.95	30.00	20.00
6	1	-3.21	-6.38	-19.43	-5.27	1.23	0.60	1.09	0.77	-0.04	1.12	0.60	0.64	30.00	20.00
	2	-0.32	-6.38	-24.52	-5.27	2.40	0.55	0.55	1.87	0.04	1.45	0.78	0.84	30.00	20.00
	3	1.70	-7.42	-24.32	-5.90	2.71	0.58	0.27	2.13	0.06	1.77	0.93	1.04	30.00	20.00
	4	-1.65	-7.42	-24.32	-5.90	2.71	0.56	0.33	2.13	0.06	2.10	1.12	1.24	30.00	20.00
	5	0.13	-7.42	-26.93	-5.90	2.40	0.55	0.05	1.87	0.04	2.42	1.26	1.43	30.00	20.00
	6	-3.21	-4.79	-16.39	-3.95	-1.23	0.54	-0.48	-0.77	-0.02	2.75	1.45	1.63	30.00	20.00

Tabla (30)

KANSAS

V.4 Diseño estructural de traves

Para diseñar las traves se utilizará un programa de computadora, el cual analizará a cada una de ellas con sus correspondientes elementos mecánicos de diseño, obteniendo como resultado el área de acero longitudinal y transversal para su refuerzo. Al igual que en el caso de columnas, este programa se basa en los requisitos establecidos por el RCDP [4] y las NTC [5].

Se presentará el diseño de una trabe, bajo las condiciones de carga más desfavorables, para mostrar como es que procede dicho programa de computadora.

V.4.1 Requisitos generales

Los requisitos siguientes se aplican a miembros que trabajan esencialmente a flexión, se incluyen traves y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas.

los requisitos que a continuación se definen se encuentran en las NTC [5] en el subcapítulo correspondiente a miembros a flexión. La trabe que analizaremos será la del marco 3, nivel 6, trabe 1, ver figura (16):

a) Características geométricas de la trabe

- Longitudes

$$L_x = 430 \text{ cm}$$

$$L_y = 515 \text{ cm}$$

- Momentos de inercia.

$$I = bh^3/12$$

Donde:

I : Momento de inercia de la sección.

b : Base de la sección.

h : Altura de la sección.

Sustituyendo:

$$I_x = (30 \text{ cm})(70 \text{ cm})^3/12$$

KANSAS

$I_x = 857500\text{cm}^4$

LOCALIZACION DE LA TRABE ESTUDIADA

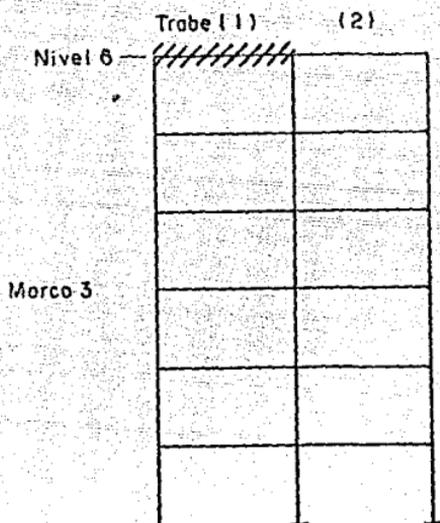


figura (16)

b) Requisitos geométricos

El objetivo principal de estos requisitos es evitar que la ductilidad de la trabe se vea afectada por problemas de pandeo lateral por la excesiva esbeltez de su alma. Otro motivo es asegurar la transmisión de momentos entre viga y columna de tal manera que se pueda realizar sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión. Por lo tanto se tienen las siguientes disposiciones:

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.

L 1 4d

KANSAS

$$430\text{cm} \leq 4(65\text{cm})$$

$$430\text{cm} \leq 260\text{cm} \text{ (si cumple)}$$

- En sistemas de vigas y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.

$$l/b \leq 30$$

$$430\text{cm}/30\text{cm} \leq 30$$

$$14.33 \leq 30 \text{ (si cumple)}$$

- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.

$$d/b \leq 3$$

$$65\text{cm}/30\text{cm} \leq 3$$

$$2.17 \leq 3 \text{ (si cumple)}$$

- El ancho de la viga no será menor de 25cm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega.

$$25\text{cm} \leq b \leq bc$$

$$25\text{cm} \leq 30\text{cm} \leq 50\text{cm} \text{ (si cumple)}$$

- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga, lo cual se cumple.

V.4.2 Refuerzo longitudinal

La ductilidad de una sección de concreto reforzado es mayor a medida en que sea más subreforzada, es decir cuanto menor sea la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a falla balanceada. Por esa razón para una factor de ductilidad $\Omega = 4$ se indica que el área del refuerzo no exceda del 75% de la falla balanceada.

El área de refuerzo mínima será tal que, tanto en el lecho inferior como en el superior, no sea menor que la siguiente expresión [5]:

$$A_s \text{ min} \geq 0.7f'c \cdot \frac{1}{4} bd/f_y$$

KANSAS

$$As_{\min} = 0.7(250\text{kg/cm}^2) \cdot \frac{1}{4}(30\text{cm})(65\text{cm})/4200\text{kg/cm}^2$$

$$As_{\min} = 5.14\text{cm}^2$$

El área de acero máxima para el acero a tensión no deberá ser mayor que el correspondiente al 75% de la falla balanceada como sigue:

$$As_b = (f_c/f_y)[4800/(f_y + 6000)]b \cdot d$$

Donde:

As_b : Área de acero correspondiente a la falla balanceada.

b : Ancho de la sección.

d : Peralte efectivo de la sección.

Sustituyendo:

$$As_b = (170\text{kg/cm}^2/4200\text{kg/cm}^2)[4800/(4200\text{kg/cm}^2+6000)](30\text{cm})(65\text{cm})$$

$$As_b = 37.14\text{cm}^2$$

$$As_{\max} = 0.75As_b$$

$$As_{\max} = 0.75(37.14\text{cm}^2)$$

$$As_{\max} = 27.86\text{cm}^2$$

V.4.3 Requisitos para fuerza cortante

El objetivo que se persigue con estos requisitos es asegurar la ductilidad del elemento en cada una de sus secciones en caso se presentarse agrietamiento diagonal. Por otro lado en los extremos de las trabes se pretende evitar el pandeo del refuerzo a compresión confinando al concreto y permitiendo el desarrollo de la ductilidad, es por ello que se reduce el espaciamiento entre los estribos.

También se trata de que las articulaciones plásticas en los extremos se presenten antes que la falla por cortante. Por lo tanto estos elementos se dimensionarán de tal manera que sea capaz de soportar los esfuerzos cortantes que aparecen cuando se forman las articulaciones plásticas en sus extremos.

KANSAS

La fuerza cortante se obtendrá del equilibrio del elemento suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido sin ser afectados por factores de reducción y con el esfuerzo en el acero de $1.25f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes afectadas por su factor de carga. Se permite como opción, dimensionarse a partir de la fuerza cortante obtenida del análisis, si se utiliza un factor de resistencia de 0.6.

V.4.4 Procedimiento para el diseño de la trabe

La trabe que se diseñará es la correspondiente al marco 3, nivel 6, trabe 1. La sección es de 30cm x 70cm la longitud es de 515cm a eje de columnas ver figura (17).

SECCION TRANSVERSAL DE TRABE

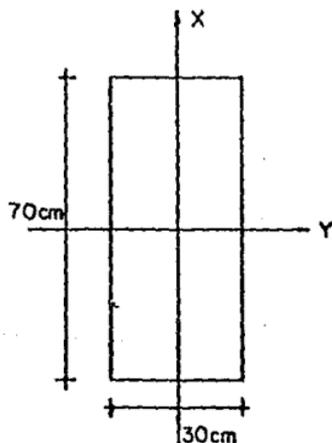


figura (17)

a) Elementos mecánicos resultado del análisis estructural

Los datos son extraídos de los resultados que da el programa [13]. Entonces:

KANSAS

ELEMENTOS MECANICOS EN TRABES

Acción	Gravitacional	Sismo
Mi (t.m)	8.12	-2.02
Md (t.m)	-6.17	-1.85

tabla (31)

Donde:

Mi, Md : Momentos izquierdo y derecho, respectivamente.

c) Elementos mecánicos para diseño estructural

Los siguientes datos se obtienen de la tabla (31), con sus factores de carga correspondientes, por lo tanto se tienen los siguientes resultados:

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO EN TRABES

Acción	A	B
Mi (t.m)	6.71	11.15
Md (t.m)	-8.82	-4.75

tabla (32)

Donde:

A : Cargas gravitacionales + sismo izq.-der.

B : Cargas gravitacionales + sismo der.-izq.

De la tabla (32) podemos formar el diagrama de momentos flexionantes y fuerza cortante, de tal manera que se determine el área de acero necesaria para la sección. Para dichos diagramas tomaremos la máxima carga uniformemente repartida que es:

$$w = 4.40t/m$$

c) Diseño por flexión

A continuación se determinan los diferentes valores que intervienen en el diseño:

- Constantes

KANSAS

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

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

$$f''_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$d = h - r \text{ (peralte efectivo)}$$

$$d = 70 \text{ cm} - 5 \text{ cm}$$

$$d = 65 \text{ cm}$$

Se ejemplificará el correspondiente al momento máximo, por lo que de la tabla (32), de elementos mecánicos de diseño, se obtiene que el momento último de diseño es el siguiente:

$$M_u = 11.15 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Para flexión según las NTC [5] se tiene la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia de una sección simplemente armada:

$$M_r = F_r \cdot b \cdot d^2 f''_c \cdot q (1 - 0.5q)$$

O bien:

$$M_r = F_r \cdot A_s \cdot f_y \cdot d (1 - 0.5q)$$

Donde:

$$q = p \cdot f_y / f''_c$$

$$p = A_s / b \cdot d$$

- Mr : Momento resistente.
- Fr : Factor de resistencia.
- b : Ancho de la sección.
- d : Peralte efectivo de la sección.
- q : Constante.
- As : Area de acero.
- p : Cuantía de acero a tensión.

Entonces tenemos la siguiente condición:

$$M_r \geq M_u$$

KANSAS

Igualando:

$$\mu = f_r \cdot A_s \cdot f_y \cdot d (1 - 0.5q)$$

Sustituyendo:

$$1115000 \text{ kg}\cdot\text{cm} = (0.9)(30 \text{ cm})(65 \text{ cm})^2 (170 \text{ kg}/\text{cm}^2) q (1 - 0.5q)$$

Desarrollando:

$$0.0575 = q - 0.5q^2$$

$$q^2 - 2q + 0.1150 = 0$$

Donde:

$$q = \frac{-(-2) \pm [(-2)^2 - 4(1)(0.1150)]^{1/2}}{2(1)}$$

$$q = 1 \pm 0.9407$$

$$q' = 1.9407$$

$$q'' = 0.0593$$

Como se observa la solución lógica es:

$$q = 0.0593$$

Se tiene que:

$$p = q \cdot f''c / f_y$$

$$A_s = p \cdot b d$$

Donde:

q : Constante.

p : Cuantía de acero a tensión.

A_s : Área de acero.

b : Ancho de la sección.

d : Peralte efectivo de la sección.

Sustituyendo:

$$p = (0.0593)(170 \text{ kg}/\text{cm}^2) / 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$p = 0.0024$$

ESTRUCTURAS

KANSAS

$$A_s = (0.0024)(30\text{cm})(65\text{cm})$$

$$A_s = 4.68\text{cm}^2$$

Comparando:

$$A_{s \text{ min}} = 5.14\text{cm}^2 > A_s = 4.68\text{cm}^2 \quad (\cdot A_{s \text{ máx}} = 27.86\text{cm}^2 \text{ (no cumple)})$$

Por lo tanto el área de acero será igual a 5.14cm^2 . Este refuerzo estará formado como sigue:

ACERO DE REFUERZO EN TRABES

Diámetro (pul.)	Cantidad #	A_s (cm ²)
3/4"	2	5.70

tabla (33)

Por lo tanto el área de acero para el refuerzo de la trabe será igual a 5.70cm^2 . La distribución del acero se ve con detalle en la figura (18).

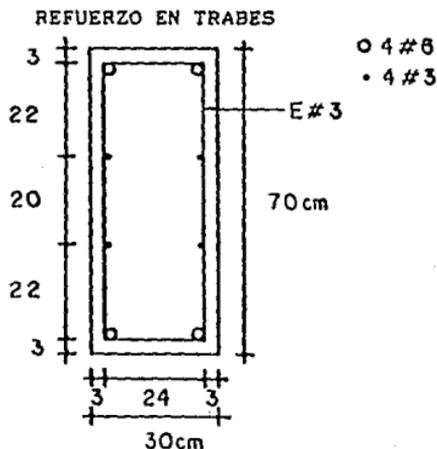


figura (18)

KANSAS

d) Diseño por fuerza cortante

Para miembros en flexión se tiene la siguiente restricción:

$$L/h \leq 5$$

$$515\text{cm}/70\text{cm} = 7.36 \leq 5 \text{ (si cumple)}$$

La fuerza cortante que toma el concreto será como sigue, para miembros a flexión. Cuando $p < 0.01$:

$$V_{cr} = Fr \cdot b \cdot d (0.2 + 30p) (f'c)^{3/4} \leq 1.5 Fr \cdot b \cdot d (f'c)^{3/4}$$

Cuando $p \geq 0.01$:

$$V_{cr} = 0.5 Fr \cdot b \cdot d (f'c)^{3/4}$$

Donde:

- V_{cr} : Cortante resistente.
- b : Ancho de la sección.
- d : Peralte efectivo de la sección.
- Fr : Factor de resistencia.
- p : Cuantía de acero a tensión.
- 0.01 : Es el límite de aplicación de la expresión correspondiente.

Como la cuantía de acero es:

$$p = 5.14\text{cm}^2 / (30\text{cm})(65\text{cm})$$

$$p = 0.0026 < 0.01$$

Entonces, sustituyendo:

$$V_{cr} = (0.6)(30\text{cm})(65\text{cm})[0.2 + 30(0.0026)](200\text{kg/cm}^2)^{3/4}$$

$$V_{cr} = 4599.87\text{kg}$$

$$V_{cr} \leq 1.5(0.6)(30\text{cm})(65\text{cm})(200\text{kg/cm}^2)^{3/4}$$

$$V_{cr} \leq 24819.45\text{kg} \text{ (si cumple)}$$

Donde:

$$Fr = 0.6 \text{ (tomando el procedimiento optativo NTC [5])}$$

KANSAS

$V_u = 8.92t$

Como $V_u = 8.92t$; $V_{cr} = 4.60t$ no es necesario reforzar al elemento por tensión diagonal.

La separación de estribos se hará tomando en cuenta las siguientes limitantes:

$s \text{ min } \geq 5cm$

Como:

$$V_{cr} = 4.60t \leq V_u = 8.92t \leq 24.82t$$

Se tiene que:

$s \text{ máx } \leq 0.5d$

$s \text{ máx } \leq 0.5(65cm)$

$s \text{ máx } \leq 32.5cm$

De acuerdo a lo anterior se puede realizar una tabla donde se presenta los valores correspondientes a los momentos y a la fuerza cortante en varias secciones determinadas del elemento indicando los resultados de la computadora, de este modo se muestra lo siguiente:

SISMO ACTUANDO DE IZQUIERDA A DERECHA

Long. (m)	M (t·m)	V (t)	As (cm ²)	Est.#3 (@cm)
0.00	6.71	10.90	5.14	32.50
0.43	10.95	8.91	5.14	32.50
0.86	14.29	6.73	6.05	32.50
1.29	16.74	4.65	7.14	32.50
1.72	18.29	2.57	7.83	32.50
2.15	18.95	0.50	8.13	32.50
2.58	18.71	-1.60	8.03	32.50
3.01	17.59	-3.67	7.51	32.50
3.44	15.55	-5.75	6.61	32.50
3.87	12.75	-7.83	5.32	32.50
4.30	8.82	-9.91	5.14	32.50

tabla (34)

KANSAS

SISMO ACTUANDO DE DERECHA A IZQUIERDA

Long. (m)	M (t·m)	V (t)	As (cm ²)	Est.#3 (@cm)
0.00	11.15	8.92	5.14	30.00
0.43	14.54	6.83	6.16	30.00
0.86	17.03	4.75	7.27	30.00
1.29	18.63	2.67	7.99	30.00
1.72	19.33	0.59	8.31	20.00
2.15	19.14	-1.49	8.22	30.00
2.58	18.05	-3.58	7.73	30.00
3.01	16.07	-5.65	6.84	30.00
3.44	13.19	-7.73	5.57	30.00
3.87	9.42	-9.81	5.14	30.00
4.30	4.75	-11.89	5.14	30.00

tabla (35)

CARGAS GRAVITACIONALES

Long. (m)	M (t·m)	V (t)	As (cm ²)	Est.#3 (@cm)
0.00	11.37	12.61	5.14	25.00
0.43	16.23	9.95	6.90	30.00
0.86	19.94	7.31	8.58	30.00
1.29	22.51	4.66	9.76	30.00
1.72	23.94	2.02	10.43	30.00
2.15	24.23	-0.63	10.57	30.00
2.58	23.39	-3.29	10.18	30.00
3.01	21.42	-5.94	9.26	30.00
3.44	18.30	-8.58	7.84	30.00
3.87	14.04	-11.23	5.94	30.00
4.30	8.64	-13.87	5.14	25.00

tabla (36)

Tomando en cuenta los resultados anteriores, se determina que la separación de los estribos se tomarán igual a 20cm, quedando pendiente solo lo relacionado a las zonas definidas como de confinamiento en los extremos de las trabes. Dichas zonas son determinadas por las articulaciones plásticas que se pueden formar en el elemento. Por lo tanto, se indica que la longitud sea dos veces el peralte total de la sección como sigue:

$$L_t = 2h$$

KANSAS

Donde:

Lt : Longitud de confinamiento.
h : Altura de la sección.

Sustituyendo:

$$Lt = 2(70\text{cm})$$

$$Lt = 140\text{cm}$$

Entonces la longitud en los extremos será de 140cm. Y en estas zonas la separación de los estribos será en función de lo que sigue:

$$\begin{aligned} 0.25d &= 0.25(65\text{cm}) &= 16.25\text{cm} \\ s (8 \text{ Ovar} &= 8(1.59\text{cm}) &= 12.72\text{cm (rige)} \\ 24 \text{ Oest} &= 24(0.95\text{cm}) &= 22.80\text{cm} \\ 30\text{cm} & &= 30.00\text{cm} \end{aligned}$$

Donde:

s : Separación entre estribos.
d : Peralte efectivo de la sección.
Ovar : Diámetro nominal de la varilla menor.
Oest : Diámetro del estribo.

Por lo tanto la separación de los estribos en la zona de confinamiento es de 10cm. El refuerzo transversal es con estribos de 3/8", los cuales deben ser cerrados de una pieza con un doblez a 135° seguido de un tramo recto de por lo menos 10 diámetros de estribo y de manera alternada. Los traslapes no se permiten en las zonas de los nudos y serán alternados a una distancia de dos peraltes del miembro medida desde el paño del nudo y en aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas. En la figura (19) se puede apreciar el armado tipo de las trabes que intervienen en la estructura.

A continuación se presentan los elementos mecánicos de diseño correspondientes a las trabes en las tablas (37, 38, 39, 40, 41 y 42), tanto del análisis sísmico como el de cargas gravitacionales. A partir de los datos, se puede analizar cada una de las trabes y determinar el área de acero máximo que le corresponde, utilizando el programa descrito anteriormente. La identificación de los marcos se encuentra en la figura (6) y (7).

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA TRABES

" MARCO A "

POSICION GRAVITACIONAL		SISMO X-X		SISMO Y-Y		REFUERZO			
NIVEL	TRABE	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	A s	Est. #3
#	#	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(cm ²)	(@cm)
1	1	-0.06	-3.93	-7.22	-6.53	-3.66	-3.31	6.43	30.00
	2	4.04	-4.14	-6.20	-6.24	-3.15	-3.17	6.43	30.00
	3	1.92	-1.32	-5.28	-6.28	-3.19	-3.19	6.43	30.00
	4	4.13	-4.04	-6.24	-6.20	-3.17	-3.15	6.43	30.00
	5	3.93	-4.06	-6.53	-7.22	-3.31	-3.66	6.43	30.00
2	1	4.71	-3.34	-7.12	-6.54	-3.74	-3.43	6.64	30.00
	2	3.65	-4.51	-6.55	-6.55	-3.44	-3.44	6.64	30.00
	3	1.90	-1.91	-6.55	-6.55	-3.45	-3.45	6.64	30.00
	4	4.50	-3.66	-6.55	-6.55	-3.44	-3.44	6.64	30.00
	5	3.34	-4.72	-6.54	-7.12	-3.43	-3.74	6.64	30.00
3	1	5.06	-2.96	-6.24	-5.70	-3.33	-3.03	6.63	30.00
	2	3.42	-4.71	-5.91	-5.89	-3.15	-3.14	6.63	30.00
	3	1.93	-1.94	-5.90	-5.90	-3.15	-3.15	6.63	30.00
	4	4.70	-3.43	-5.89	-5.91	-3.14	-3.15	6.63	30.00
	5	2.95	-5.07	-5.70	-6.24	-3.03	-3.33	6.63	30.00
4	1	5.30	-2.68	-4.97	-4.52	-2.69	-2.40	6.62	30.00
	2	3.24	-4.86	-4.90	-4.87	-2.65	-2.63	6.62	30.00
	3	1.95	-1.96	-4.87	-4.87	-2.64	-2.64	6.62	30.00
	4	4.84	-3.26	-4.87	-4.90	-2.63	-2.65	6.62	30.00
	5	2.67	-5.31	-4.52	-4.97	-2.44	-2.69	6.62	30.00
5	1	5.66	-2.41	-3.33	-3.01	-1.86	-1.68	6.64	30.00
	2	3.08	-5.04	-3.57	-3.53	-1.96	-1.96	6.64	30.00
	3	1.92	-1.94	-3.54	-3.54	-1.96	-1.96	6.64	30.00
	4	5.02	-3.09	-3.53	-3.57	-1.96	-1.98	6.64	30.00
	5	2.39	-5.68	-3.01	-3.33	-1.68	-1.86	6.64	30.00
6	1	4.94	-2.72	-1.56	-1.31	-0.92	-0.77	6.55	30.00
	2	3.20	4.71	-1.90	-1.82	-1.09	-1.05	6.55	30.00
	3	2.12	-2.12	-1.80	-1.80	-1.04	-1.04	6.55	30.00
	4	4.71	-3.21	-1.82	-1.90	-1.05	-1.09	6.55	30.00
	5	2.72	-4.95	-1.31	-1.56	-0.77	-0.92	6.55	30.00

tabla (37)

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA TRABES

MARCO (B)

POSICION GRAVITACIONAL		SISMO X-X		SISMO Y-Y		REFUERZO			
NIVEL	TRABE	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	A s	Est. #
#	#	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	cm ²	(#.m)
1	1	5.23	-5.02	-7.35	-6.64	-2.16	-1.95	8.60	30.00
	2	5.45	-5.31	-6.31	-6.35	-1.86	-1.67	8.60	30.00
	3	5.41	-5.36	-6.40	-6.40	-1.38	-1.38	8.60	30.00
	4	5.33	-5.42	-6.35	-6.31	-1.67	-1.86	8.60	30.00
	5	4.98	-5.25	-6.64	-7.35	-1.95	-2.16	8.60	30.00
2	1	6.08	-4.30	-7.25	-6.66	-2.13	-1.96	8.62	30.00
	2	5.41	-5.27	-6.67	-6.67	-1.96	-1.96	8.62	30.00
	3	5.44	-5.33	-6.66	-6.66	-1.96	-1.96	8.62	30.00
	4	5.32	-5.35	-6.67	-6.67	-1.96	-1.96	8.62	30.00
	5	4.23	-6.14	-6.66	-7.25	-1.96	-2.13	8.62	30.00
3	1	6.54	-3.82	-6.35	-5.80	-1.87	-1.71	8.62	30.00
	2	5.43	-5.21	-6.01	-6.00	-1.77	-1.76	8.62	30.00
	3	5.46	-5.29	-6.00	-6.00	-1.77	-1.77	8.62	30.00
	4	5.28	-5.34	-6.00	-6.01	-1.76	-1.77	8.62	30.00
	5	3.71	-6.64	-5.80	-6.35	-1.71	-1.87	8.62	30.00
4	1	6.86	-3.47	-5.05	-4.59	-1.48	-1.35	8.62	30.00
	2	5.46	-5.17	-4.98	-4.94	-1.46	-1.45	8.62	30.00
	3	5.48	-5.26	-4.95	-4.95	-1.46	-1.46	8.62	30.00
	4	5.25	-5.34	-4.95	-4.95	-1.46	-1.46	8.62	30.00
	5	3.33	-6.98	-4.59	-5.05	-1.35	-1.48	8.62	30.00
5	1	7.33	-3.13	-3.37	-3.05	-0.99	-0.90	8.65	30.00
	2	5.50	-5.06	-3.62	-3.58	-1.06	-1.05	8.65	30.00
	3	5.58	-5.20	-3.58	-3.58	-1.05	-1.05	8.65	30.00
	4	5.23	-5.30	-3.58	-3.62	-1.05	-1.06	8.65	30.00
	5	2.90	-7.61	-3.05	-3.37	-0.90	-0.99	8.65	30.00
6	1	6.39	-3.59	-1.57	-1.32	-0.46	-0.39	8.53	30.00
	2	5.28	-5.45	-1.92	-1.84	-0.57	-0.54	8.53	30.00
	3	6.58	-6.67	-1.82	-1.82	-0.54	-0.54	8.53	30.00
	4	6.64	-6.58	-1.84	-1.92	-0.54	-0.57	8.53	30.00
	5	4.91	-7.52	-1.32	-1.57	-0.39	-0.46	8.53	30.00

tabla (38)

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA TRABES

" MARCO (C) "

POSICION		(GRAVITACIONAL)		SISMO X-X		SISMO Y-Y		REFUERZO	
NIVEL #	TRABE #	M. I. (t·m)	M. D. (t·m)	M. I. (t·m)	M. D. (t·m)	M. I. (t·m)	M. D. (t·m)	A s (cm ²)	Est. #3 (@cm)
1	1	4.06	-3.93	-7.48	-6.76	-0.67	-0.50	6.63	30.00
	2	4.04	-4.14	-6.43	-6.47	-0.56	-0.57	6.63	30.00
	3	1.92	-1.93	-6.51	-6.51	-0.57	-0.57	6.63	30.00
	4	4.13	-4.04	-6.47	-6.47	-0.57	-0.56	6.63	30.00
	5	3.93	-4.06	-6.76	-7.48	-0.60	-0.57	6.63	30.00
2	1	4.71	-3.34	-7.39	-6.78	-0.53	-0.49	6.64	30.00
	2	3.65	-4.51	-6.80	-6.80	-0.48	-0.48	6.64	30.00
	3	1.90	-1.91	-6.80	-6.80	-0.48	-0.48	6.64	30.00
	4	4.50	-3.66	-6.79	-6.80	-0.48	-0.48	6.64	30.00
	5	3.34	-4.72	-6.78	-7.39	-0.49	-0.53	6.64	30.00
3	1	5.06	-2.96	-6.47	-5.90	-0.41	-0.38	6.63	30.00
	2	3.42	-4.71	-6.12	-6.10	-0.39	-0.39	6.63	30.00
	3	1.93	-1.94	-6.11	-6.11	-0.39	-0.39	6.63	30.00
	4	4.70	-3.43	-6.10	-6.12	-0.39	-0.39	6.63	30.00
	5	2.95	-5.07	-5.90	-6.47	-0.38	-0.41	6.63	30.00
4	1	5.30	-2.68	-5.12	-4.66	-0.28	-0.25	6.62	30.00
	2	3.24	-4.86	-5.05	-5.02	-0.29	-0.27	6.62	30.00
	3	1.95	-1.96	-5.03	-5.03	-0.27	-0.27	6.62	30.00
	4	4.84	-3.26	-5.02	-5.05	-0.27	-0.28	6.62	30.00
	5	2.67	-5.31	-4.66	-5.12	-0.25	-0.28	6.62	30.00
5	1	5.66	-2.41	-3.41	-3.09	-0.12	-0.11	6.64	30.00
	2	3.08	-5.04	-3.66	-3.62	-0.15	-0.14	6.64	30.00
	3	1.92	-1.94	-3.63	-3.63	-0.14	-0.14	6.64	30.00
	4	5.02	-3.09	-3.62	-3.66	-0.14	-0.15	6.64	30.00
	5	2.39	-5.68	-3.09	-3.41	-0.11	-0.12	6.64	30.00
6	1	4.94	-2.72	-1.56	-1.33	-0.01	-0.01	6.55	30.00
	2	3.20	-4.71	-1.94	-1.86	-0.04	-0.04	6.55	30.00
	3	2.12	-2.12	-1.84	-1.84	-0.04	-0.04	6.55	30.00
	4	4.71	-3.21	-1.86	-1.94	-0.04	-0.04	6.55	30.00
	5	2.72	-4.95	-1.33	-1.56	-0.01	-0.01	6.55	30.00

tabla (39)

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA TRABES

'' MARCO (1) ''

POSICION		GRAVITACIONAL		SISMO X-X		SISMO Y-Y		REFUERZO	
NIVEL	TRABE	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	A s	Est. #3
#	#	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(cm ²)	(@cm)
1	1	8.48	-8.34	-2.57	-2.39	-4.78	-4.46	8.64	30.00
	2	8.34	-8.48	-2.39	-2.57	-4.45	-4.78	8.64	30.00
2	1	9.44	-7.46	-2.77	-2.62	-5.24	-4.95	8.65	30.00
	2	7.46	-9.44	-2.62	-2.77	-4.95	-5.24	8.65	30.00
3	1	9.94	-6.90	-2.43	-2.34	-4.69	-4.43	8.64	30.00
	2	6.90	-9.94	-2.34	-2.43	-4.43	-4.69	8.64	30.00
4	1	10.30	-6.50	-2.00	-1.89	-3.75	-3.54	8.63	30.00
	2	6.50	-10.30	-1.89	-2.00	-3.54	-3.75	8.63	30.00
5	1	10.83	-6.08	-1.39	-1.31	-2.58	-2.45	8.66	30.00
	2	6.08	-10.83	-1.31	-1.39	-2.45	-2.58	8.66	30.00
6	1	9.85	-6.51	-0.75	-0.69	-1.39	-1.28	8.53	30.00
	2	6.51	-9.85	-0.69	-0.75	-1.28	-1.39	8.53	30.00

'' MARCO (2) ''

1	1	8.48	-8.34	-2.46	-2.30	-6.00	-5.60	8.64	30.00
	2	8.34	-8.48	-2.23	-2.46	-5.60	-6.00	8.64	30.00
2	1	9.44	-7.46	-2.66	-2.52	-6.54	-6.18	8.65	30.00
	2	7.46	-9.44	-2.52	-2.66	-6.18	-6.54	8.65	30.00
3	1	9.94	-6.90	-2.39	-2.26	-5.88	-5.56	8.64	30.00
	2	6.90	-9.94	-2.26	-2.39	-5.56	-5.88	8.64	30.00
4	1	10.30	-6.50	-1.93	-1.83	-4.75	-4.49	8.63	30.00
	2	6.50	-10.30	-1.83	-1.93	-4.49	-4.75	8.63	30.00
5	1	10.83	-6.08	-1.35	-1.28	-3.31	-3.14	8.66	30.00
	2	6.08	-10.83	-1.28	-1.35	-3.14	-3.31	8.66	30.00
6	1	9.85	-6.51	-0.73	-0.68	-1.81	-1.66	8.53	30.00
	2	6.51	-9.85	-0.68	-0.73	-1.66	-1.81	8.53	30.00

tabla (-0)

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA TRABES

•• MARCO (3) ••

« POSICION » « GRAVITACIONAL » « SISMO X-X » « SISMO Y-Y » « REFUERZO »

NIVEL	TRABE	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	M. I.	M. D.	A. s	Est. #3
#	#	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(cm ²)	(cm)
1	1	7.82	-7.60	-2.35	-2.20	-7.21	-6.73	7.88	30.00
	2	7.60	-7.82	-2.20	-2.35	-6.73	-7.21	7.88	30.00
2	1	8.74	-6.75	-2.55	-2.41	-7.84	-7.42	7.89	30.00
	2	6.75	-8.74	-2.41	-2.55	-7.42	-7.84	7.85	30.00
3	1	9.25	-6.19	-2.30	-2.17	-7.08	-6.68	7.92	30.00
	2	6.19	-9.25	-2.17	-2.30	-6.68	-7.08	7.88	30.00
4	1	9.58	-5.79	-1.87	-1.77	-5.75	-5.43	7.87	30.00
	2	5.79	-9.58	-1.77	-1.87	-5.43	-5.75	7.87	30.00
5	1	10.30	-5.26	-1.31	-1.25	-4.04	-3.84	7.64	30.00
	2	5.26	-10.30	-1.25	-1.31	-3.84	-4.04	7.64	30.00
6	1	11.37	-8.64	-0.72	-0.66	-2.22	-2.04	10.57	30.00
	2	8.64	-11.37	-0.66	-0.72	-2.04	-2.22	10.57	30.00

•• MARCO (4) ••

1	1	7.82	-7.60	-2.25	-2.10	-8.43	-7.87	7.88	30.00
	2	7.60	-7.82	-2.10	-2.25	-7.87	-8.43	7.88	30.00
2	1	8.74	-6.75	-2.44	-2.31	-9.15	-8.65	7.89	30.00
	2	6.75	-8.74	-2.31	-2.44	-8.65	-9.15	7.89	30.00
3	1	9.25	-6.19	-2.21	-2.09	-8.27	-7.81	7.88	30.00
	2	6.19	-9.25	-2.09	-2.21	-7.81	-8.27	7.88	30.00
4	1	9.58	-5.79	-1.81	-1.71	-6.75	-6.37	7.87	30.00
	2	5.79	-9.58	-1.71	-1.81	-6.37	-6.75	7.87	30.00
5	1	10.30	-5.26	-1.28	-1.21	-4.78	-4.53	8.92	30.00
	2	5.26	-10.30	-1.21	-1.28	-4.53	-4.78	8.92	30.00
6	1	11.37	-8.64	-0.71	-0.65	-2.63	-2.42	10.57	30.00
	2	8.64	-11.37	-0.65	-0.71	-2.42	-2.63	10.57	30.00

tabla (41)

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO PARA TRABES

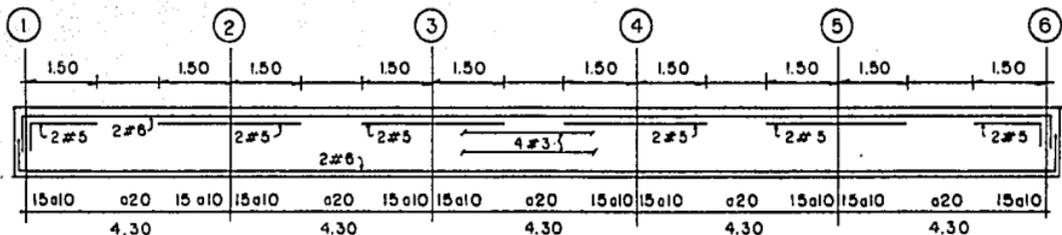
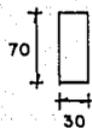
'' MARCO (5) ''

((POSICION))		GRAVITACIONAL		SISMO X-X		SISMO Y-Y		REFUERZO	
NIVEL #	TRABE #	M. I. (t.m)	M. D. (t.m)	M. I. (t.m)	M. D. (t.m)	M. I. (t.m)	M. D. (t.m)	A s (cm ²)	Est. #2 (3cm)
1	1	7.82	-7.60	-2.14	-2.00	-9.65	-9.00	7.88	30.00
	2	7.60	-7.82	-2.00	-2.14	-9.00	-9.65	7.88	30.00
2	1	8.74	-6.75	-2.34	-2.21	-10.45	-9.58	7.89	30.00
	2	6.75	-8.74	-2.21	-2.34	-9.58	-10.45	7.69	30.00
3	1	9.25	-6.19	-2.12	-2.00	-9.46	-8.93	7.88	30.00
	2	6.19	-9.25	-2.00	-2.12	-8.93	-9.46	7.88	30.00
4	1	9.58	-5.79	-1.74	-1.64	-7.75	-7.31	7.87	30.00
	2	5.79	-9.58	-1.64	-1.74	-7.31	-7.75	7.87	30.00
5	1	10.30	-5.26	-1.24	-1.18	-5.51	-5.22	7.95	30.00
	2	5.26	-10.30	-1.18	-1.24	-5.22	-5.51	7.95	30.00
6	1	11.37	-8.64	-0.69	-0.64	-3.04	-3.30	10.57	30.00
	2	8.64	-11.67	-0.64	-0.69	-3.30	-3.04	10.57	30.00

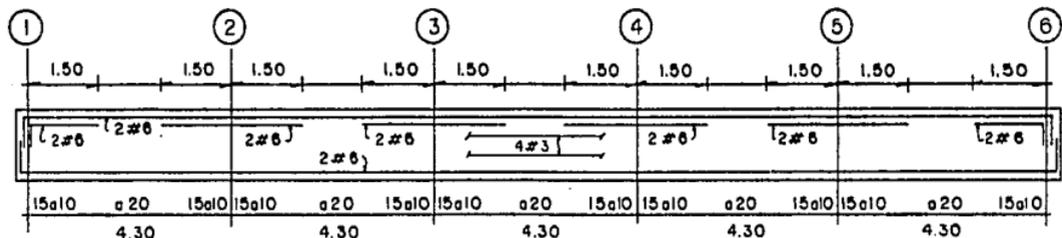
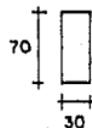
'' MARCO (6) ''

1	1	6.36	-6.25	-2.04	-1.90	-10.87	-10.14	6.90	30.00
	2	6.25	-6.36	-1.90	-2.04	-10.14	-10.87	6.90	30.00
2	1	7.08	-5.59	-2.23	-2.11	-11.76	-11.12	7.40	30.00
	2	5.59	-7.08	-2.11	-2.23	-11.12	-11.76	7.40	30.00
3	1	7.46	-5.18	-2.03	-1.92	-10.65	-10.05	7.13	30.00
	2	5.18	-7.46	-1.68	-1.58	-8.75	-8.26	7.13	30.00
4	1	7.72	-4.88	-1.68	-1.58	-8.75	-8.26	6.52	30.00
	2	4.88	-7.72	-1.58	-1.68	-8.26	-8.75	6.52	30.00
5	1	8.12	-4.56	-1.21	-1.15	-6.24	-5.91	6.40	30.00
	2	4.56	-8.12	-1.15	-1.21	-5.91	-6.24	6.40	30.00
6	1	7.39	-4.88	-0.68	-0.62	-3.45	-3.18	6.31	30.00
	2	4.88	-7.39	-0.62	-0.68	-3.18	-3.45	6.31	30.00

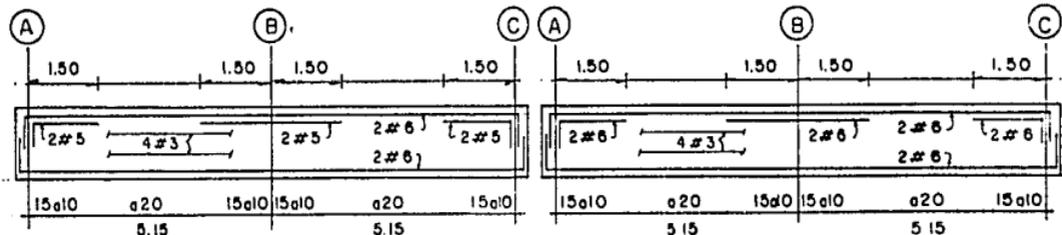
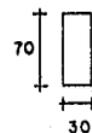
tabla (42)



EJES A y C



EJE B



EJES 1 y 6

EJES 2,3,4 y 5

COLOCACION DE ARMADO EN TRABES

Figura (19)

KANSAS

e) Refuerzo por cambios volumetricos

Aunque solo se proporciona el refuerzo a traves con peralte superior a 75cm, en este caso consideraremos que es necesario el refuerzo por cambios volumetricos. Entonces de la siguiente expresion:

$$a_s = 660X/f_y(X + 100)$$

Donde:

- a_s : Area de acero transversal por unidad de ancho de la pieza. (cm²/cm), el ancho se mide perpendicular a X.
- X : Dimension minima del elemento, perpendicular a refuerzo.

Sustituyendo:

$$a_s = 660(30\text{cm})/(4200\text{kg/cm}^2)(30\text{cm} + 100)$$

$$a_s = 0.0363\text{cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = (0.0363\text{cm}^2/\text{cm})(70\text{cm})$$

$$A_s = 2.54\text{cm}^2$$

Por lo tanto podemos utilizar 4 varillas del #3, cuya area es de 2.84cm², como se observa en la figura (18).

f) Revisión de estados limite de servicio

Se revisarán los esfuerzos en los materiales, las deflexiones y el agrietamiento. Para lo cual se utilizarán las hipótesis de la teoría elástica de vigas [8].

1) Esfuerzos

Para la valuación de los esfuerzos producidos en el acero y en el concreto, se pueden utilizar las hipótesis de la teoría elástica de traves. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento actuante, se considera la sección completa de concreto sin tomar en cuenta al acero. Si, por el contrario, el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando al concreto agrietado [5].

KANSAS

Entonces los esfuerzos actuantes en el acero se calcula, a partir de la teoría elástica [8], con la siguiente expresión:

$$f_s = M_a / A_s \cdot j \cdot d$$

Donde:

$$j = 1 - k/3$$

$$k = [(n \cdot p)^2 + 2n \cdot p]^{1/2} - n \cdot p$$

$$n = E_s / E_c$$

$$p = A_s / b \cdot d$$

f_s : Esfuerzos actuantes en el acero de la sección.
 M_a : Momento para el cual se estima la deflexión.
 b : Ancho de la sección.
 d : Peralte efectivo de la sección.
 p : Cuantía de acero a tensión.
 A_s : Área de acero de la sección.
 E_s : Módulo de elasticidad del acero.
 E_c : Módulo de elasticidad del concreto.
 k, j y n : Constantes.

Sustituyendo:

$$E_c = 14000 f'c^{1/2}$$

$$E_c = 14000 (250 \text{ kg/cm}^2)^{1/2}$$

$$E_c = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = (2000000 \text{ kg/cm}^2) / (221359.44 \text{ kg/cm}^2)$$

$$n = 9.04$$

$$n = 9$$

La sección del elemento que estamos analizando será la que se encuentra en la parte central del claro, por lo tanto se debe de tomar en cuenta las características que correspondan a esta.
Entonces:

$$A_s = 11.40 \text{ cm}^2 \text{ (4 vrs. \# 6)}$$

KANSAS

Sustituyendo:

$$p = 11.40\text{cm}^2 / (30\text{cm})(65\text{cm})$$

$$p = 0.0058$$

Sustituyendo:

$$n \cdot p = (9)(0.0058)$$

$$n \cdot p = 0.0526$$

Sustituyendo:

$$k = [(0.0526)^2 + 2(0.0526)]^{1/2} - (0.0526)$$

$$k = 0.28$$

Sustituyendo:

$$j = 1 - 0.28/3$$

$$j = 0.91$$

El momento que estudiaremos es el correspondiente a las cargas verticales y en la parte central del elemento. Entonces se tienen de la tabla (36):

$$M_a = 24.23\text{t}\cdot\text{m}/1.4$$

$$M_a = 17.31\text{t}\cdot\text{m}$$

Sustituyendo:

$$f_s = 1731000\text{kg}\cdot\text{m} / (11.40\text{cm}^2)(0.91)(65\text{cm})$$

$$f_s = 2567.07\text{kg}/\text{cm}^2$$

Los esfuerzos actuantes en el concreto, según la teoría elástica [8], se calculan como sigue:

$$f_c = f_s \cdot k / n(1 - k)$$

KANSAS

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Donde:

fc : Esfuerzos actuantes en el concreto.
fs : Esfuerzos en el acero.
n y k : Constantes.

Sustituyendo:

$$f_c = (2567.07 \text{ kg/cm}^2)(0.28)/(9,1 - 0.28)$$

$$f_c = 110.92 \text{ kg/cm}^2$$

2) Deflexiones

Se debe tener una sección del elemento, de tal manera que su comportamiento bajo condiciones de servicio se encuentren dentro de los límites establecidos.

Las deflexiones totales serán determinadas por la suma de las inmediatas y las diferidas. Las inmediatas se definen como aquellas que son provocadas inmediatamente después de aplicar las cargas, estas se calculan con los métodos usuales. Las diferidas son aquellas que suceden a largo plazo, y están en función de las inmediatas afectadas por un factor.

Procederemos a calcular el momento de agrietamiento de la sección para compararlo con el momento actuante. Entonces:

$$M_{ag} = f_t \cdot I_g / y_t$$

Donde:

$$f_t = 2f'c \cdot \lambda$$

$$y_t = d - k \cdot d$$

$$I_g = b \cdot h^3 / 12$$

M_{ag} : Momento de agrietamiento de la sección de homogénea de concreto.
f_t : Módulo de rotura.
I_g : Momento de inercia de la sección completa sin considerar el refuerzo.
y_t : Distancia al centroide de la fibra más alejada a tensión.
d : Peralte efectivo de la sección.
b : Ancho de la sección.
h : Altura de la sección.
k : Constante.

KANSAS

Sustituyendo:

$$y_t = 65\text{cm} - (0.28)(65\text{cm})$$

$$y_t = 46.80\text{cm}$$

Sustituyendo:

$$I_g = (30\text{cm})(70\text{cm})^3/12$$

$$I_g = 857500\text{cm}^4$$

Sustituyendo:

$$f_t = 2 (250\text{kg/cm}^2)^{1/2}$$

$$f_t = 31.62\text{kg/cm}^2$$

Sustituyendo:

$$M_{ag} = (31.62\text{kg/cm}^2)(857500\text{cm}^4)/(46.80\text{cm})$$

$$M_{ag} = 579362.18\text{kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{ag} = 5.79\text{t}\cdot\text{m}$$

Comparando el resultado con el momento actuante en la sección, tenemos que:

$$M_{ag} = 5.79\text{t}\cdot\text{m} \quad ; \quad M_a = 17.31\text{t}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto se utilizará, para los cálculos siguientes, el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

Las NTC [5] indica que para claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I_e = (I_{cr1} + I_{crd} + 2I_{crc})/4$$

Donde:

$$I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s(d - kd)^2$$

I_e : Momento de inercia efectivo de la sección.

KANSAS

Icrl : Momento de inercia de la sección transformada agrietada a la izquierda del elemento.
Icrd : Momento de inercia de la sección transformada agrietada a la derecha del elemento.
Icra : Momento de inercia de la sección transformada agrietada al centro del elemento.
b : Base de la sección.
d : Peralte efectivo de la sección.
h : Altura total de la sección.
As : Area de acero.
k y n : Constante.

Para claros con un extremo discontinuo, el momento de inercia en ese extremo se supondrá igual a cero y en la expresión anterior el denominador será 3.

Sustituyendo:

$$k \cdot d = 0.28(65\text{cm})$$

$$k \cdot d = 18.20\text{cm}$$

Como se ve en la figura (18), el refuerzo es constante a través todo el elemento, por lo tanto:

$$Icrl = Icra = Icrd$$

Lo que implica lo siguiente:

$$Ie = Icr$$

Sustituyendo:

$$Icr = (30\text{cm})(18.20\text{cm})^3/3 + (9)(11.40\text{cm}^2)(65\text{cm} - 18.20\text{cm})^2$$

$$Icr = 285004.30\text{cm}^4$$

$$Ie = 285004.30\text{cm}^4$$

- Deflexiones inmediatas (fi)

Para el cálculo de la deflexiones inmediatas se tiene la siguiente expresión, la cual se puede deducir a partir del principio de la viga conjugada [8]:

$$f_i = 5l^2 \cdot M_e / 48E \cdot I_e$$

KANSAS

Donde:

$$M_e = M_c - (M_i + M_d)/10$$

M_e : Momento equivalente.

M_c : Momento actuante al centro del claro.

M_i : Momento actuante en el apoyo izquierdo.

M_d : Momento actuante en el apoyo derecho

Entonces:

$$\begin{array}{ccc} M_i = 8.12t \cdot m & M_c = 17.31t \cdot m & M_d = 6.17t \cdot m \\ \hline & & \end{array}$$

Sustituyendo:

$$M_e = 1731000 \text{kg} \cdot \text{cm} - (812000 \text{kg} \cdot \text{cm} + 617000 \text{kg} \cdot \text{cm})/10$$

$$M_e = 1588100 \text{kg} \cdot \text{cm}$$

Sustituyendo:

$$f_i = 5(515 \text{cm})^2 (1588100 \text{kg} \cdot \text{cm}) / 48(221359.44 \text{kg/cm}^2)(285004.30 \text{cm}^4)$$

$$f_i = 0.70 \text{cm}$$

- Deflexiones diferidas (f_d)

Una vez determinada la flecha inmediata se procede a calcular la diferida, la cual como se definió anteriormente está en función de la inmediata multiplicada por el siguiente factor:

$$k = 2/(1 + 50p')$$

Donde:

$$p' = A's/b \cdot d$$

p' : Cuantía de acero a compresión.

b : Ancho de la sección.

d : Peralte de la sección.

$A's$: Área de acero a compresión.

A_s : Área de acero a tensión.

k : Constante

Entonces:

KANSAS

$$f_d = k \cdot f_i$$

De la figura (18) se obtienen los siguientes datos:

$$A's = 5.70\text{cm}^2$$

Sustituyendo:

$$p' = 5.70\text{cm}^2 / (30\text{cm})(65\text{cm})$$

$$p' = 0.0029$$

Sustituyendo:

$$k = 2 / [1 + (50)(0.0029)]$$

$$k = 1.75$$

Sustituyendo:

$$f_d = (1.75)(0.70\text{cm})$$

$$f_d = 1.23\text{cm}$$

- Deflexión total (ft)

Como se definió anteriormente la deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida, por lo tanto:

$$f_t = f_i + f_d$$

Donde:

f_t : Flecha total.
 f_i : Flecha inmediata.
 f_d : Flecha diferida.

Sustituyendo:

$$f_t = 0.70\text{cm} + 1.23\text{cm}$$

$$f_t = 1.93\text{cm}$$

KANSAS

- Deflexiones permisibles (fp)

El RCDF [4], para el caso en que las deformaciones afecten sólo a elementos estructurales, permite una flecha total (ft) igual a lo siguiente:

$$fp = 0.5 + L / 240$$

Donde:

fp : Flecha permisible.
L : Longitud del claro.

Sustituyendo:

$$fp = 0.5 + 515\text{cm}/240$$

$$fp = 2.65\text{cm}$$

Comparando la permisible con la total calculada, esta última debe ser menor o igual a la primera, entonces tenemos que:

$$ft = 1.93\text{cm} \leq fp = 2.65\text{cm} \text{ (si cumple)}$$

Como la flecha total es menor a la permisible, se puede decir que el comportamiento de las trabes en condiciones de servicio es adecuado. Sin embargo se recomienda que a todos los elementos se les aplique una contraflecha igual a la deflexión inmediata, esto es, con el objeto de estar dentro de las NTC [5] teniendo un margen más amplio. Esta contraflecha (fc) tendrá el siguiente valor:

$$fc = 0.70\text{cm}$$

3) Agrietamiento

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de $3000\text{kg}/\text{cm}^2$ para el refuerzo a tensión, las secciones de máximos momento positivo y negativo se dimensionarán de tal manera que se cumpla lo siguiente [5]:

$$fs(dc \cdot At)^{(1/3)} \leq 40000\text{kg}/\text{cm}$$

Donde:

$$At = 2dc \cdot b$$

fs : Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio.

KANSAS

- dc : Recubrimiento del concreto en el extremo a tensión.
At : Area de concreto a tensión, que rodea al esfuerzo y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo principal a tensión dividida entre el número de barras.
b : Ancho de la sección.

El centroide de las varillas esta a 5cm de la base de la sección, se toman 10cm de concreto por el ancho de la trabe (30cm) y le corresponden 2 varillas.

Sustituyendo:

$$At = (10\text{cm})(30\text{cm})/2$$

$$At = 150\text{cm}^2$$

$$fs = 2567.07\text{kg/cm}^2 \text{ (calculado anteriormente)}$$

Sustituyendo:

$$(2567.07\text{kg/cm}^2)[(4\text{cm})(150\text{cm}^2)]^{(1/3)} \leq 40000\text{kg/cm}$$

$$21651.51\text{kg/cm} \leq 40000\text{kg/cm} \text{ (si cumple)}$$

Por lo tanto, respecto al agrietamiento, la sección presenta un buen comportamiento.

En la figura (19) se presenta el diseño final de las trabes del edificio.

V.5 Diseño estructural de losas encasetonadas.

Para el diseño de la losa encasetonada consideramos que cada nervadura trabaja como una trabe empotrada en sus extremos [5], por lo que el análisis será bajo las mismas circunstancias que el diseño de trabes. Entonces se presenta las condiciones de carga de cada una de ellas, tomando en cuenta el área tributaria que le correspondas.

La sección de estas nervaduras es de 10x25cm y el claro que analizaremos será de 5.15m, ver figura (4) y (20).

DISTRIBUCION DE NERVADURAS

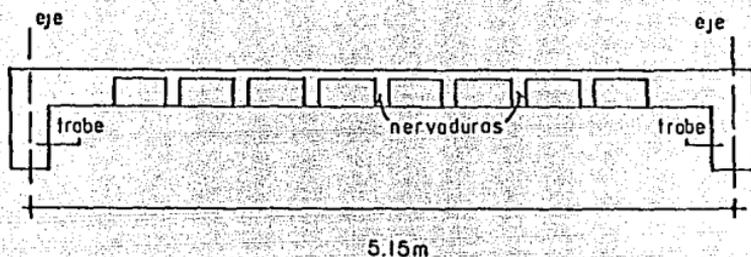


figura (20)

Se tienen los elementos mecánicos en los extremos calculados con la siguiente expresión:

$$M_e = wl^2/12 \quad M_v = wl^2/2$$

Donde:

- M_e : Momento de empotramiento.
- M_v : Momento de voladizo.
- w : Carga uniformemente repartida.
- l : Longitud del elemento.

Para el cálculo de la carga uniforme se considera la máxima, la cual se refiere a la carga gravitacional. Se estudiarán tres casos, el primero corresponde a la zona de habitación, según la tabla (4), la carga en la losa se considera de 920 kg/m^2 ; el segundo caso es la zona en la azotea con una carga 995 kg/cm^2 ; y el tercer caso es en la zona de volado a la cual se le asigna la carga de 1090 kg/m^2 con una longitud de 1.40m .

Según el caso, a la nervadura le corresponde la siguiente carga uniformemente repartida en toda su longitud:

Caso I: Zona de habitación.

Sustituyendo:

$$w = (920 \text{ kg/m}^2) [(0.5 \text{ m})(0.25 \text{ m})/2 \text{ m}] (4)$$

KANSAS

$$W = 230 \text{ kg/m}$$

Sustituyendo:

$$M = (0.23 \text{ t/m}^2)(5.15 \text{ m})^2/12$$

$$M = 0.51 \text{ t.m}$$

Caso II: Zona de Azotes:

Sustituyendo:

$$W = (895 \text{ kg/m}^2)(0.5 \text{ m})(0.25 \text{ m})/2 \text{ m} (4)$$

$$W = 228.75 \text{ kg/m}$$

Sustituyendo:

$$M = (0.23 \text{ t/m}^2)(5.15 \text{ m})^2/12$$

$$M = 0.55 \text{ t.m}$$

Caso III: Zona de Volado:

Sustituyendo:

$$W = (1000 \text{ kg/m}^2)(0.5 \text{ m})(0.25 \text{ m})/ \text{m} (4)$$

$$W = 525.00 \text{ kg/m}$$

Sustituyendo:

$$M = (0.55 \text{ t/m}^2)(1.40 \text{ m})^2/2$$

$$M = 0.54 \text{ t.m}$$

Porcendiendo al diseño de cada traba, de manera semejante al caso anterior de trabes, se tiene la siguiente tabla donde se presenta el área de refuerzo transversal:

ACERO DE REFUERZO EN NERVADURAS

CASO I

Long. (m)	M (t·m)	V (t)	As (cm ²)	Est. #2 (@cm)
0.00	-0.51	0.59	0.86	11.50
0.51	-0.24	0.47	0.61	11.50
1.03	-0.02	0.36	0.61	11.50
1.55	0.13	0.24	0.61	11.50
2.06	0.22	0.12	0.61	11.50
2.58	0.25	0.00	0.61	11.50
3.09	0.22	-0.12	0.61	11.50
3.61	0.13	-0.24	0.61	11.50
4.12	-0.02	-0.36	0.61	11.50
4.64	-0.24	-0.47	0.61	11.50
5.15	-0.51	-0.59	0.86	11.50

tabla (43)

ACERO DE REFUERZO EN NERVADURAS

CASO II

Long. (m)	M (t·m)	V (t)	As (cm ²)	Est. #2 (@cm)
0.00	-0.55	0.64	0.93	11.50
0.51	-0.25	0.51	0.61	11.50
1.03	-0.02	0.38	0.61	11.50
1.55	0.15	0.26	0.61	11.50
2.06	0.25	0.13	0.61	11.50
2.58	0.28	0.00	0.61	11.50
3.09	0.25	-0.13	0.61	11.50
3.61	0.15	-0.26	0.61	11.50
4.12	-0.02	-0.38	0.61	11.50
4.64	-0.25	-0.51	0.61	11.50
5.15	-0.55	-0.64	0.93	11.50

tabla (44)

ACERO DE REFUERZO EN NERVADURAS

CASO III

Long. (m)	M (t·m)	V (t)	As (cm ²)	Est. #2 (@cm)
0.60	-0.00	-0.00	0.61	11.50
0.51	-0.01	-0.02	0.61	11.50
1.03	-0.02	-0.15	0.61	11.50
1.55	-0.05	-0.23	0.61	11.50
2.06	-0.09	-0.31	0.61	11.50
2.58	-0.14	-0.39	0.61	11.50
3.09	-0.19	-0.46	0.61	11.50
3.61	-0.26	-0.54	0.61	11.50
4.12	-0.35	-0.62	0.61	11.50
4.64	-0.44	-0.69	0.73	11.50
5.15	-0.54	-0.77	0.91	11.50

tabla (45)

Como se observa en la tabla (43, 44 y 45), el área de acero máxima que se necesita en la secciones críticas es de 0.93cm² del caso III, la cual se satisface suministrando 2 varillas de 3/8" las cuales nos forman una área de acero igual a 1.42cm², suficiente para cumplir con el refuerzo solicitado.

Si consideramos a la losa como maciza, esto es, como si el peralte de la losa fuera igual al de las nervaduras, la revisión del elemento en las condiciones de servicio puede omitirse [5], siempre y cuando se cumpla con la siguiente condición :

$$d = p/300$$

Donde:

- d : Peralte de la losa.
- p : Perimetro del tablero.

En la figura (21), se muestra con detalle el refuerzo de las nervaduras y su distribución. En la parte correspondiente a la losa de las nervaduras, se reforzará con malla electrosoldada 66/66.

KANSAS

REFUERZO EN NERVADURAS

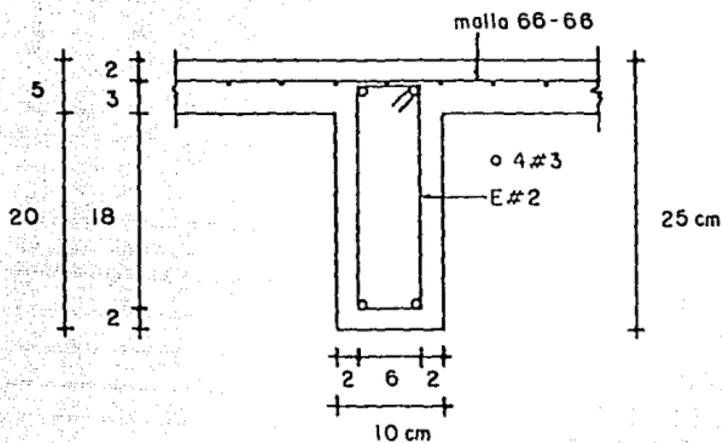


figura (21)

CAPITULO VI

VI. ANALISIS DE LA CIMENTACION

La cimentación es la subestructura que sirve de transición entre la estructura, o superestructura, y el terreno en que se apoya. La función principal es transmitir las fuerzas que se presentan en la base de la estructura adecuadamente al suelo en que se apoya [9].

Para hacer una buena transmisión de dichas fuerzas es necesario que la cimentación tenga una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que pueden ocasionar daños a la construcción misma o a otras o en instalaciones subterráneas.

Referente a este capítulo, en las NTC [5] se menciona una serie de puntos relacionados a la exploración del suelo. Estos constan de una serie de investigaciones del subsuelo, en el cual se apoyará la cimentación. Las investigaciones estarán en función de las características de la estructura y del suelo, por lo tanto, es necesario realizar un estudio del suelo de tal manera que los parámetros que obtengamos den una idea del tipo de suelo que estamos trabajando.

Las investigaciones relacionadas al subsuelo, se tomarán del estudio realizado en esa misma zona por una compañía dedicada a hacer estudios geotécnicos. De estos estudios tomaremos los datos necesarios para fundamentar los resultados que determinarán la cimentación.

Las NTC [6] clasifican a las estructuras según sus características. En nuestro caso la estructura pertenece al grupo de las construcciones pesadas, ya que el peso unitario es mayor a $5t/m^2$. Para esta clasificación, se requiere el manejo de métodos directos, sondeos, pozos a cielo abierto, principalmente. Los cuales apoyaremos en estudios realizados en la zona, como se explicó anteriormente.

VI.1 Características y propiedades del suelo

El comportamiento de una cimentación está en función de las propiedades mecánicas del suelo. Por ser un material natural, sus propiedades no son controlables y son más difíciles de determinar con precisión. La distribución de los esfuerzos están determinados por la interacción entre suelo y cimentación.

KANSAS

por lo que no puede ser representada por modelos sencillos, ya que el análisis riguroso lleva a procedimientos muy complejos. Sin embargo, cuando se tienen cimentaciones ordinarias y no se tiene suficiente información, se acude a procedimientos simplistas los cuales se basan en hipótesis muy burdas del comportamiento de los suelos.

El terreno se encuentra en la zona de lomas (zona I), la cual se caracteriza por la presencia de tobas, material pumítico y aluvial, estratos limo-arenosos, intercalados con estratos de arenas muy compactos.

La deformabilidad del suelo se determinó a partir de pruebas de placa a 5.00m de profundidad. La prueba se realizó utilizando placas circulares de acero, en las cuales se aplicaron cargas con incrementos de 0.80t, equivalente a una presión de 1.13kg/cm^2 , con dos ciclos de carga y descarga hasta 2.25kg/cm^2 y 4.75kg/cm^2 respectivamente. Los desplazamientos se miden a través de tres micrómetros con 0.01mm de precisión, colocados a 120° entre sí y equidistantes al centro de la placa.

De acuerdo a la teoría de la elasticidad y la curva de presión vs desplazamiento, el modulo de rigidez es igual a:

$$E = 400\text{kg/cm}^2$$

Del resultado de la investigación del suelo y del laboratorio, se distinguen los diferentes estratos que componen el suelo. A continuación se describen dichos estratos, según su profundidad.

De 0.00m a 0.70m se tratan de rellenos artificiales y suelo vegetal arcillosos o limo-arenosos, con raíces.

De 0.70m a 2.70m se encuentran tobas arcillosas y limosas duras, color café y café claro, con arena, grava y raíces.

De 2.70m a 12.50m tobas lahares compactos, con materiales granulares aluviales y pumíticos, subangulosos, con poco limo y diferentes grados de cementación.

Las tobas y lahares tienen un número de golpes de penetración estándar superior a 50, por lo que se encuentran con una consistencia dura o compacta. Considerando la heterogeneidad del suelo se puede considerar a este como friccionante, con un ángulo de fricción interna de 32° para fines de diseño de la cimentación.

No se detectó el nivel de aguas freáticas a 6.50m de profundidad, ni se observaron filtraciones de agua.

VI.2 Determinación del tipo de cimentación

Para la determinación del tipo y las características de la cimentación, se debe de tomar en cuenta los datos del proyecto, y las características y propiedades del subsuelo.

Las losas de cimentación constituyen un tipo de cimentación somera que cubre toda el área bajo la estructura, se emplea cuando las descargas son altas o cuando es necesario restringir los asentamientos diferenciales [10]. También se emplea cuando la resistencia del suelo es baja o cuando la estatigrafía es irregular [14].

Existen dos tipos de losa de cimentación, la primera es cuando las columnas se apoyan directamente en ella o por medio de capiteles, sin que existan trabes de unión entre los ejes de columna. La losa plana puede aligerarse y puede construirse con bastante sencillez, pero con grandes volúmenes de concreto.

El segundo tipo de losa de cimentación es a base de contratraves, la cual se emplea cuando los claros son grandes y las cargas son elevadas y se convierte frecuentemente en un cajón con losa en la parte inferior y superior de la contratrupe. Otra forma es colocar una sola losa en la parte superior de la contratrupe para formar el piso utilizable, tiene como ventaja de evitar la cimbra utilizando zanjas para vaciar el concreto.

De lo anterior, podemos decir que las características del suelo son aceptables, debido a su buena resistencia y baja compresibilidad. Tomando en cuenta que las descargas de la construcción son relativamente altas y los claros largos, la solución más óptima es la cimentación superficial con base en losa de cimentación con contratraves [11].

El nivel de desplante será de por lo menos 1.30m bajo el nivel de piso terminado de la planta baja.

VI.3 Factores de carga y de resistencia

Para los estados límite de falla, se considera el factor de seguridad (F_s) igual a 3, el cual será aplicable a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Los factores de carga serán los requeridos por el RCDF [4].

KANSAS

aplicado a las cargas para el diseño de la cimentación. Estos factores de carga son determinados según sea el caso en que se analice. Si tenemos acciones favorables a la estabilidad de la estructura, estas deben de ser afectadas por un factor de carga de 0.90 y para estados límite de servicio será unitario [6].

VI.4 Capacidad de carga

La capacidad de carga se determinará a partir de la teoría de Terzaghi-Peck para cimentaciones superficiales [11]. Analizaremos dos casos, uno correspondientes a las zapatas aisladas y el otro a la losa de cimentación con contratrabes, con el fin de corroborar la recomendación proporcionada por el estudio de mecánica de suelos.

- Zapatas aisladas

Este criterio es el más utilizado, debido a que correlaciona la resistencia a la penetración (número de golpes N del muestreador estándar) con la presión de contacto (q_a) limitada a un valor tal que produzca un asentamiento máximo de 2.5cm (1") y diferencial de 2cm (3/4").

PRESION DE CONTACTO ADMISIBLE
DE ZAPATAS EN ARENA

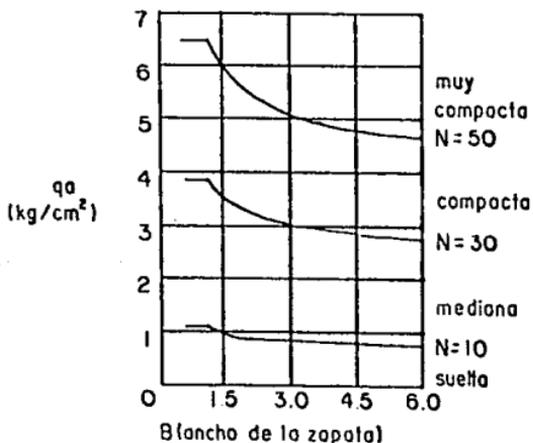


figura (22)

KANSAS

En la figura (22), se muestra la gráfica de correlación entre (N) y (qa) para diferentes anchos de zapatas desplantadas en arena seca o parcialmente saturadas.

Considerando las carga máxima transmitida por una columna, corresponde a la localizada en el marco B, nivel 1, columna 5, la cual se encuentra en la tabla (30). Entonces se tiene una descarga de:

$$P_u = 231.83t$$

Teniendo la descarga podemos saber la presión de contacto (q), dividiendo esta entre el área de la zapata, como se determina a continuación:

$$q = P_u/A \leq q_a$$

Donde:

$$A = B^2$$

- q : Presión de contacto (figura (22)).
- q_a : Presión de contacto admisible.
- P_u : Carga última.
- A : Área de contacto de la zapata.
- B : Ancho de la zapata.

Entonces, dando valores de anchos de zapata, se tiene a partir de la figura (22), la siguiente tabla:

RESISTENCIA - PENETRACION

B (cm)	N #	q _a (t/m ²)	A (cm ²)	q (t/m ²)
1.50	50	6.0	2.25	103.64
3.00	50	5.0	9.00	25.76
4.50	50	4.8	20.25	11.45
6.00	50	4.6	36.00	6.44

tabla (46)

Como se observa en la tabla (46), los valores relacionados a la capacidad de carga admisible (q_a) y la carga transmitida (q), se tiene que q_a < q, por lo que no cumple debido a las descargas altas de las columnas como antes se había mencionado, pues se tiene una presión de contacto más alta que la admisible para producir los asentamientos antes descritos [11]. Lo que

KANSAS

significa que la solución más razonable y que se había elegido anteriormente es a base de losa de cimentación y contratrabes.

- Losa de cimentación

Terzaghi y Peck [11], proponen valores de capacidad de carga unitaria admisible para losas de cimentación en suelos arenosos, siempre y cuando la estructura tolere sin dañarse asentamientos diferenciales entre columnas de 2cm y un asentamiento máximo de 5cm. Estos valores se encuentran en la tabla siguiente:

CAPACIDAD DE CARGA EN LOSAS EN ARENA

Capacidad relativa de la arena	Suelta	Media	Compacta	Muy compacta
N	<10	10-30	30-50	>50
qa	requiere compactarse	7-25	25-45	>45

tabla (47)

Estos valores son considerando que el espesor del estrato de arena es mayor que el ancho (B) de la losa y que el nivel freático está muy cerca o arriba de la losa. El caso que manejamos, el nivel de aguas freáticas se encuentra muy profundo por lo que la capacidad de carga admisible puede aumentarse. Además se supone que las descargas a la losa están distribuidas más o menos uniformemente en toda su área [11].

Considerando que el suelo está formado por arena media, debido a la variación de los estratos, podemos tomar como capacidad de carga admisible, a partir de la tabla (47) donde el rango que corresponde a las características del suelo indica que este varía de $7t/m^2$ a $25 t/m^2$, el siguiente valor:

$$qa = 14t/m^2$$

Considerando que el peso vertical de la estructura es de 1940t, y tomando en cuenta la capacidad de carga admisible, determinamos el área necesaria aproximadamente como sigue:

$$A = 1.4(2025t)/14t/m^2$$

$$A = 202.50m^2$$

La losa de cimentación tiene un área de:

$$A1 = (11.10cm)/(22.20cm)$$

KANSAS

$$A1 = 246.42m^2$$

Como A < A1, se determina que el área de contacto de la losa queda sobrada para los requerimientos de capacidad de carga del suelo.

VI.5 Asentamientos

Los asentamientos en los apoyos producen fuerzas internas en la estructura siendo esta hiperestática. Estas fuerzas se obtienen directamente cuando el análisis se maneja como un sistema global estructura-suelo pero cuando se analiza por separado los movimientos de los apoyos calculados del análisis deben considerarse como acciones en la estructura [9].

Las NTC [6] fijan límites máximos para hundimientos los que no deben ser rebasados aun y cuando se resistan sus efectos. Lo anterior es debido a que los hundimientos excesivos pueden provocar daños en la construcción, a construcciones vecinas y a instalaciones publicas. También los asentamientos totales vienen acompañados de asentamientos diferenciales. El desplome o inclinación están regidos por aspectos de apariencia y de funcionamiento de la construcción.

Como se definió anteriormente, a partir de la solución de Terzaghi y Peck [11], el asentamiento máximo que se produce en toda la losa de cimentación es de 5cm y el asentamiento diferencial entre apoyos de columnas, es de 2cm.

Los asentamientos admisibles son marcados por las NTC [6] determinando que el asentamiento máximo en construcciones colindantes será de 15cm y el diferencial tal que cumpla con la siguiente restricción:

$$d/L \leq 0.004$$

Donde:

d : Deformación diferencial.
L : Longitud del claro.

La deformación diferencial se considerará entre los apoyos de columnas, cuyos claros son de 5.15m y el otro de 4.30m.

Sustituyendo valores:

$$2cm/515cm \leq 0.004$$

$$2cm/430cm \leq 0.004$$

KANSAS

0.004 = 0.004 (si cumple)

0.005 : 0.004 (no cumple)

Por los tanto los asentamientos no cumplen los requisitos en el claro de 4.30m. Para poder admitir dichos asentamientos diferenciales, se necesita que la rigidez de la cimentación sea mucho mayor que la del suelo [?]. Siendo así los asentamientos se pueden despreciar y se puede aplicar lo antes descrito. Más adelante en el capítulo de "DISEÑO DE LA CIMENTACION" se comprueba que la cimentación es muy rígida, por lo que no se considera un problema.

VI.6 Recomendaciones

Según los estudios y análisis hechos se recomienda lo siguiente:

La excavación del terreno se podrá realizar en una sola etapa hasta donde indique el proyecto el nivel de desplante. El nivel de desplante se irá compactando y se le colocará una plantilla de concreto de baja resistencia de 5cm de espesor mínimo, para protección de la cimentación por contacto con el suelo.

El corte del terreno se hará vertical siempre y cuando estos permanezcan así el menor tiempo posible y que las construcciones vecinas estén apoyadas sobre terreno firme. Se verificará antes de la excavación mediante calas hechas en las colindancias.

De no cumplirse las condiciones anteriores se dejará una banqueta de 50cm de ancho a nivel de la superficie actual de terreno, más un talud de 1.5:1, que en una segunda etapa se excavarán en tramos de 3.0m máximo y al mismo tiempo ademar y troquelar contra el terreno firme del piso o parte de la subestructura previamente colada.

Una vez alcanzado el fondo se colocará la plantilla e inmediatamente se armará y colará la losa de cimentación y contratabes. Los rellenos se harán empleando el material producto de la excavación. Una vez coladas las columnas del estacionamiento se harán nivelaciones y se colocarán testigos colocados en ellos para conocer la magnitud y evolución de los asentamientos durante y después de la construcción. Estas nivelaciones se harán una cada dos semanas al inicio y después en función de los resultados obtenidos.

CAPITULO VII

VII DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

El diseño de cimentaciones es una actividad en la cual se compaginan la Mecánica de Suelos y las Estructuras. La parte primordial del diseño es definir, en conjunto con el costo, cuales son los estratos de suelo más adecuados para aceptar las cargas transmitidas por la estructura, la forma de la subestructura que mejor se presta para dicha transmisión y el procedimiento de construcción [9].

Los principales factores que son determinantes para definir el sistema de cimentación son los problemas de excavación, bombeo y compactación. También influye la disponibilidad de equipo y la experiencia local.

El procedimiento más común para el análisis es considerar la losa de cimentación como piso invertido, suponiendo que las columnas son los apoyos fijos y la losa está cargada uniformemente [9]. El análisis de esta losa se puede realizar con varios procedimientos, ya sea por franjas ortogonales del método del marco equivalente o por áreas tributarias, de las cuales consideraremos el último para nuestro caso [9].

Para el cálculo de desplazamientos verticales en la retícula de contratrabes bajo la acción de la presión de contacto y de las cargas de columnas, se adopta que la presión que se aplica en un tablero se transmiten a las contratrabes considerando áreas tributarias delimitadas por líneas a 45° que se originan en las esquinas del tablero, además, se puede suponer que la presión tributaria correspondiente a una contratrabe se distribuye en toda su longitud [14].

La presión de contacto con que se analizará a la estructura será aquella que corresponde a la reacción neta que resulta de restar a la presión de contacto el peso de la cimentación. En dicho análisis se pueden despreciar tanto la rigidez torsional de las contratrabes como la rigidez a flexión de las columnas.

El método indicado para este tipo de análisis es el de las deformaciones, en donde por cada nudo se tienen como incógnitas un desplazamiento vertical y dos giros [14]. Cuando se llega a utilizar este tipo de análisis a menudo se cometen errores los cuales están en función de factores relacionados con los hundimientos relativos de los apoyos y la distribución de presiones. Sin embargo, estos factores pueden ser despreciados cuando la cimentación es suficientemente rígida [9].

VII.1 Rigidez de la cimentación

Como se explico anteriormente, los hundimientos diferenciales pueden ser la causa de una mala aplicacion del metodo del piso invertido, por lo que se necesita una cimentación suficientemente rigida que permita despreciar los efectos de los hundimientos diferenciales.

Los hundimientos diferenciales se pueden ignorar en el diseño de la cimentación cuando son pequeños o cuando la cimentación tiene una rigidez mucho más grande que la del suelo en el que se apoya [9].

Para cumplir con estas condiciones se deben de satisfacer las siguientes limitaciones [9]:

$$EI = (b \cdot K_s \cdot L^4 / 4E \cdot I)^{1/4} \leq \pi/2$$

$$E \cdot I / E_s \cdot b \cdot L^3 \geq 0.5$$

Donde:

$$K_s = k[(B + 1)/2B]^2 \geq 0.25$$

- EL : Parametro.
- b : Ancho de la cimentación.
- k : Módulo de reaccion del suelo.
- L : Longitud del claro.
- E : Módulo de elasticidad del concreto.
- I : Momento de inercia de la cimentación.
- E_s : Módulo de elasticidad del suelo.
- B : Ancho del cimientó en pies.

El análisis se realizará en dos direcciones ortogorales de la cimentación. A continuación se procede a determinar cada una de las variables a partir de las características del suelo y de la cimentación. En la figura (23) se muestra la distribución de los elementos resistentes en la cimentación y como se observa está formada por contratraveses y losa de cimentación.

PANSAS

CORTE TRANSVERSAL DE LA CIMENTACION

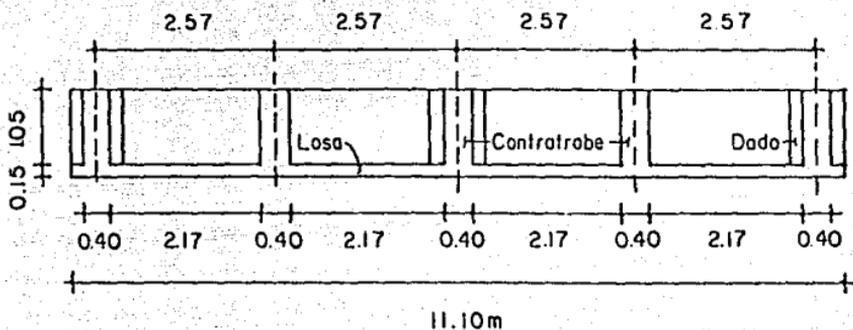


figura (23)

- Centroide de la sección

$$x' = S(A \cdot x) / S(A)$$

Sustituyendo:

$$S(A \cdot x) = (40\text{cm})(105\text{cm})(67.5\text{cm})(5) + (1110\text{cm})(15\text{cm})(7.5\text{cm})$$

$$S(A \cdot x) = 1542375\text{cm}^3$$

$$A = (40\text{cm})(105\text{cm})(5) + (1110\text{cm})(15\text{cm})$$

$$A = 37650\text{cm}^2$$

$$x' = 1542375\text{cm}^3 / 37650\text{cm}^2$$

$$x' = 40.79\text{cm}$$

$$y' = 5.15\text{cm}$$

KANSAS

- Momento de inercia

$$I = I_e + A \cdot y^2$$

Sustituyendo:

$$I = (5)[(40\text{cm})(120\text{cm})^3/12 + (40\text{cm})(120\text{cm})(19.21\text{cm})^2] + \\ (4)[(217.5\text{cm})(15\text{cm})^3/12 + (117.5\text{cm})(15\text{cm})(25.79\text{cm})^2]$$

$$I = 46581135.41\text{cm}^4$$

$$k = 5.6\text{kg/cm}^3$$

Sustituyendo:

$$E_s = (400\text{kg/cm}^2)(0.25) \text{ (efectos a largo plazo)}$$

$$E_s = 100\text{kg/cm}^2$$

$$b = 1110\text{cm}$$

$$L = 430\text{cm}$$

$$B = 1110\text{cm}/(30\text{cm/ft})$$

$$B = 37\text{ft}$$

Sustituyendo:

$$K_s = (5.6\text{kg/cm}^3)[(37+1)/2(37)]^2$$

$$K_s = 1.48\text{kg/cm}^3$$

$$K_s = (1.48\text{kg/cm}^3)(0.25) \text{ (efectos a largo plazo)}$$

$$K_s = 0.37\text{kg/cm}^3 \geq 0.25 \text{ (si cumple)}$$

$$E = (221359.44\text{kg/cm}^2)(0.5) \text{ (efectos a largo plazo)}$$

$$E = 110679.72\text{kg/cm}^2$$

KANSAS

Sustituyendo:

$$fL = \left[\frac{(1110 \text{ cm})(0.37 \text{ kg/cm}^3)(430 \text{ cm})^4}{4(110679.72 \text{ kg/cm}^2)(46581135.41 \text{ cm}^4)} \right]^{1/3}$$

$$fL = 0.91 \text{ (} \pi/2 \text{ (si cumple))}$$

Sustituyendo:

$$(110679.72 \text{ kg/cm}^2)(46581135.41 \text{ cm}^4) / (100 \text{ kg/cm}^2)(1110 \text{ cm})(430 \text{ cm})^3 =$$

$$0.58 > 0.5 \text{ (si cumple)}$$

El análisis en la otra dirección es obvio que cumple con las restricciones por lo que no se realizarán los cálculos para su demostración. Podemos entonces, considerar a la cimentación como rígida despreciando los efectos de los asentamientos diferenciales y, además, se puede utilizar el criterio elegido para el diseño de ésta.

VII.2 Cargas de diseño de la cimentación

Las cargas relacionadas serán aquellas más desfavorables, por lo que se analizará el caso de las cargas gravitacionales y después la combinación de las anteriores con las accidentales (sismo).

La presión transmitida de la estructura con las cargas gravitacionales se determinará a partir de los pesos de cada nivel, más el estacionamiento y más la cimentación, como sigue:

a) Peso de la cimentación.

De la figura (24), se pueden calcular los volúmenes de la cimentación y con ello el peso de los elementos. Entonces, se tiene lo siguiente:

- Capiteles

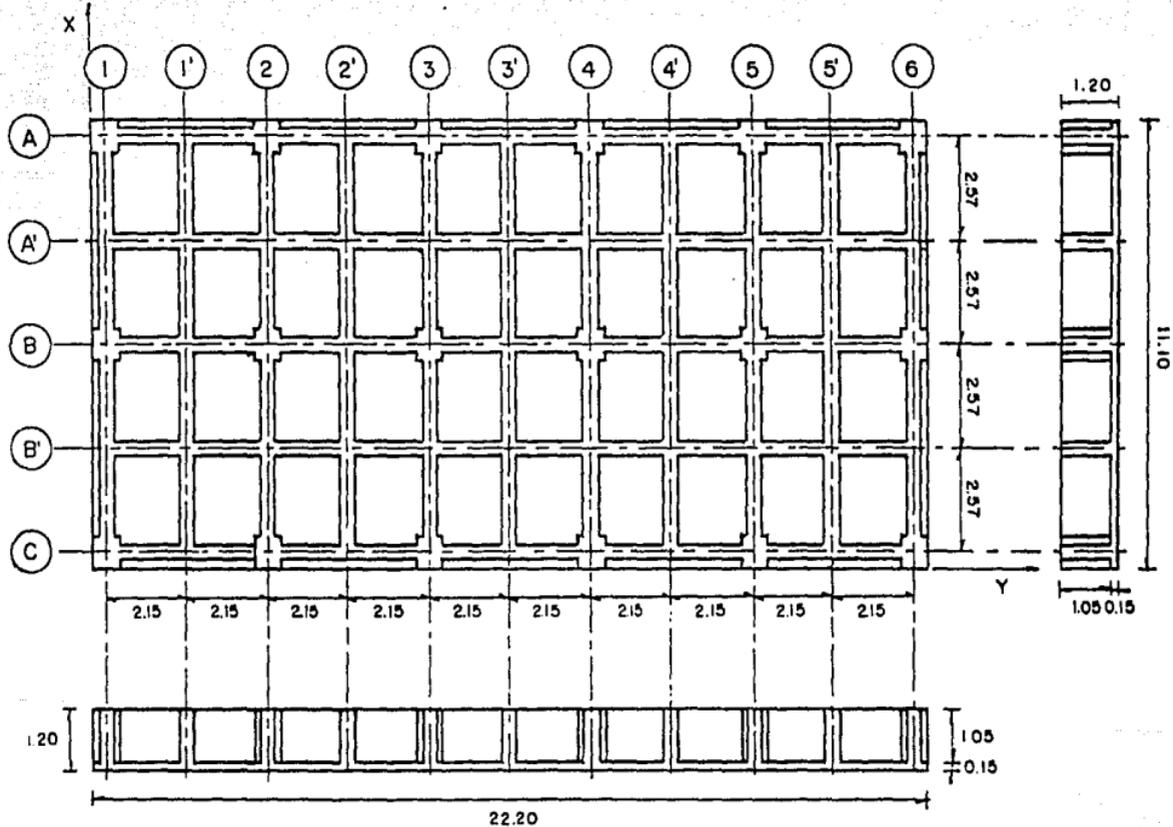
$$(0.70 \text{ m})(0.60 \text{ m})(1.05 \text{ m})(2.4 \text{ t/m}^3)(18) = 25.40 \text{ t}$$

- Contratabes

Principales:

$$(4.35 \text{ m})(0.40 \text{ m})(1.05 \text{ m})(2.4 \text{ t/m}^3)(12) = 52.62 \text{ t}$$

$$(3.60 \text{ m})(0.40 \text{ m})(1.05 \text{ m})(2.4 \text{ t/m}^3)(15) = 54.43 \text{ t}$$



PLANTA CIMENTACION
 esc: 1:125
 ocot: m

Figura (24)

KANSAS:

Secundarias:

$(4.75m)(0.40m)(1.05m)(2.4t/m^3)(10) = 47.88t$
 $(3.50m)(0.40m)(1.05m)(2.4t/m^3)(10) = 35.28t$

- Losa de cimentación:

$(22.20m)(11.10m)(0.15m)(2.4t/m^3) = 38.71t$

304.32t

Por lo tanto el peso de la cimentación será igual a:

$P_c = 305t$

b) Peso del estacionamiento

El peso del estacionamiento es determinado a partir de las cargas de la tabla (4) donde se presenta el caso de la zona definida para el estacionamiento:

Entonces el peso del estacionamiento por cargas gravitacionales será de:

$P_{ev} = (22.00m)(10.90m)(0.72t/m^2)$

$P_{ev} = 172.66$

$P_{ev} = 173t$

El peso por sismo es de:

$(22.00m)(10.90m)(0.57t/m^2)$

$P_{es} = 136.69$

$P_{es} = 137t$

c) Cargas gravitacionales

A partir de los datos obtenidos se puede determinar la presión en el suelo, en la siguiente tabla se tiene que:

PESO TOTAL TRANSMITIDO
CARGAS GRAVITACIONALES

NIVEL #	Wi (t)
6	310
5	258
4	258
3	258
2	258
1	258
Estacionamiento	173
Cimentacion	305

	2078

tabla (48)

El peso total transmitido al suelo es de 2078t las cuales corresponden a las cargas gravitacionales máximas, por lo tanto la presión de la cimentación será de:

$$q = (1.40)(2078t)/(22.10m \times 11.10m)$$

$$q = 11.81t/m^2$$

$$q = 12t/m^2$$

Donde la presión transmitida al suelo por la cimentación es menor a la permisible, como sigue:

$$q = 12t/m^2 \quad , \quad q_a = 14t/m^2$$

Por lo tanto no hay problema al respecto, considerando solo cargas gravitacionales.

d) Cargas gravitacionales y accidentales (sismo)

Se determinará ahora la presión transmitida al suelo por la cimentación considerando la acción del sismo más desfavorable. Entonces, a partir de esto, se puede determinar lo anterior calculando las cargas por nivel para la combinación descrita, y una vez determinada se calcula el peso total de la estructura, como sigue:

**PESO TOTAL TRANSMITIDO
CARGAS POR SISMO**

NIVEL #	Wi (t)
6	295
5	255
4	255
3	255
2	255
1	255
Estacionamiento	137
Cimentación	305

	2012

tabla (45)

Para esta combinación se tiene que el peso total de la estructura es de 2012t. Para determinar los esfuerzos transmitidos en el suelo por la cimentación, se determina el área, la cual será determinada a partir de los momentos de volteo, quienes son los que producen que el área de contacto sea menor a la real. Esto es, que los momentos de volteo provocan una excentricidad tal que el área real se ve reducida en una cierta cantidad, conduciendo a unos esfuerzos mayores.

Basándonos en lo anterior, podemos determinar los momentos de volteo considerando, según el RCDF [4], un factor de carga igual a 0.9, el cual se determinó en capítulos anteriores, para que de esta manera, los efectos sean más desfavorables para la estructura, siendo estos en la dirección del sentido más corto de la estructura como se ve en la figura (25).

Para los momentos de volteo se considerarán el peso propio de la estructura y las fuerzas sísmicas, y tendrá como punto de referencia un extremo de la estructura como se ve en la figura (5). Para el peso propio se considerarán los pesos de los niveles y se supondrán concentrados en el centro de masa cuyos valores se calcularon anteriormente. Se utilizarán las fuerzas sísmicas calculadas en capítulos anteriores y se supondrán aplicadas en los niveles correspondientes.

MOMENTOS DE VOLTEO

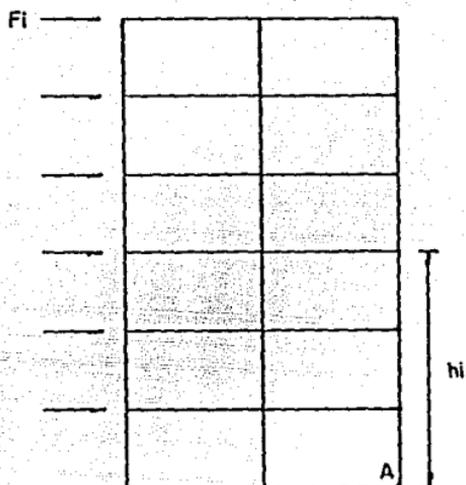


figura (25)

Considerando los centros de masa de las tablas (11 y 12), entonces se tiene la siguiente tabla:

MOMENTOS DE VOLTEO

NIVEL #	F_i (t)	h_i (m)	$F_i \cdot h_i$ (t·m)	P_i (t)	l_i (m)	$P_i \cdot d_i$ (t·m)
6	25.97	17.4	451.88	295	5.20	1534.00
5	18.01	14.5	261.15	255	5.21	1328.55
4	14.41	11.6	167.16	255	5.21	1328.55
3	10.81	8.7	94.05	255	5.21	1328.55
2	7.20	5.8	41.76	255	5.21	1328.55
1	3.60	2.9	10.44	255	5.21	1328.55
Est.	0.00	0.0	0.00	137	5.55	760.35
Cím.	0.00	0.0	0.00	305	5.55	1692.75
			-----	-----	-----	
			S = 1026.44	2012	10629.85	

tabla (50)

KANSAS

De la tabla (50), se puede determinar el momento que actúa en la cimentación, por lo tanto:

$$M = 0.9(10629.85t \cdot m) - 1026.44t \cdot m$$

$$M = 8540.43t \cdot m$$

La excentricidad se define como la diferencia entre la distancia calculada y la que corresponde al centro de la cimentación como sigue:

$$d = 8540.43t \cdot m / 2012t$$

$$d = 4.24m$$

$$dc = 5.15m$$

$$e = 5.15m - 4.24m$$

$$e = 0.91m$$

Por lo tanto la excentricidad en la cimentación es la indicada. La excentricidad en la otra dirección es menor por lo que consideramos a la calculada como la que rige en las dos direcciones.

Entonces, el área de contacto de la cimentación se calcula como sigue.:

$$A = (B - 2e)(L - 2e)$$

Sustituyendo:

$$A = [11.10m - 2(0.91m)][22.20m - 2(0.91m)]$$

$$A = 189.13m^2$$

La presión de contacto de la cimentación, considerando el factor de carga, es de:

$$q = (1.10)(2012t) / (189.13m^2)$$

$$q = 11.70t/m^2$$

KANSAS

Como se aprecia, la presión generada por esta combinación de cargas es menor a la permisible, como sigue:

$$q = 11.74t/m^2, \quad q_a = 14t/m^2$$

Por lo tanto la cimentación se considera aceptable.

VII.3 Diseño estructural de losa de cimentación

La losa de cimentación se diseñará de igual forma que cualquier losa normal. La carga uniforme en toda la losa será la más desfavorable, determinándose anteriormente el valor de $12t/m^2$. Las características de la losa se pueden tomar de la figura (24), donde se muestran las dimensiones de la sección, los claros, etc.

a) Requisitos generales

Las NTC [5] permiten la utilización de factores a partir de los cuales se pueden determinar los momentos flexionantes actuantes en franjas delimitadas. Para poder hacer uso de este procedimiento se requiere cumplir con los siguientes requisitos:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares.
- La distribución de cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50% del menor de ellos.
- La relación entre la carga viva y la muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos.

Cada uno de estos requisitos son respetados en nuestro caso, pues cumple con todos ellos, por lo que se puede utilizar el método a base de factores. La zona de la losa es dividida por franjas críticas las cuales son marcadas por las NTC [5], indicando que serán dos franjas extremas y una central, si se cumple que a_1/a_2 es mayor que 0.5 la franja central tendrá un ancho igual a la mitad perpendicular a ella y las extremas una cuarta parte del mismo.

b) Peralte mínimo

Cuando se utiliza el procedimiento con factores de la tabla 4.1

KANSAS

de las NTC [5], se puede omitir el cálculo de deflexiones si el peralte de la losa es mayor que el perímetro entre 300, considerando que los lados discontinuos se incrementarán en 25%. Entonces, tomando en cuenta el tablero de esquina se tiene que:

$$d_{min} = Per/300$$

Donde:

d_{min} : Peralte mínima de la losa.
Per : Perímetro del tablero.

Sustituyendo:

$$Per = (215cm + 258cm)(1.25) + (215cm + 258cm)$$

$$Per = 1064.25cm$$

$$d_{min} = 1064.25cm/300$$

$$d_{min} = 3.55cm$$

Lo anterior es aplicable cuando:

$$f_s \leq 2000kg/cm^2$$

$$w \leq 380kg/m^2$$

Donde:

$$f_s = 0.6f_y$$

Sustituyendo:

$$f_s = 0.6(4200kg/cm^2)$$

$$f_s = 2520kg/cm^2 \text{ (no cumple)}$$

$$w = 11000kg/m^2 \text{ (no cumple)}$$

Por lo tanto el peralte efectivo se verá afectado por el siguiente factor:

$$c = 0.034(f_s \cdot w)^{1/4}$$

Sustituyendo:

$$c = 0.034[(2520kg/cm^2)(11000kg/m^2)]^{1/4}$$

KANSAS

$$c = 2.47$$

$$d_{min} = (3.55cm)(2.47)$$

$$d_{min} = 8.76cm$$

Propondremos lo siguiente:

$$d = 12cm$$

$$r = 3cm \text{ (recubrimiento)}$$

c) Momentos flexionantes

La losa se considera colada monolíticamente con sus apoyos. Por lo tanto se respetará lo indicado anteriormente procediendo a determinar los coeficientes los cuales se muestran en la tabla 4.1 de las NTC [5]. posteriormente se calculan los momentos flexionantes los cuales se muestran en la siguiente tabla:

MOMENTOS FLEXIONANTES EN FRANJAS CENTRALES

TABLERO (tipo)	TIPO DE CLARO	CLARO (m)	COEFICIENTE -	MOMENTO (t.m)
Interior	interior	corto	380	-1.44
		largo	346	-1.26
	positivo	corto	191	+0.69
		largo	127	+0.46
Borde	interior	corto	395	-1.44
		largo	378	-1.37
	discontinuo	corto	249	-0.90
		positivo	corto	201
	largo	135	+0.49	
Esquina	interior	corto	418	-1.52
		largo	393	-1.43
	discontinuo	corto	249	-0.90
		largo	222	-0.81
positivo	corto	215	+0.78	
	largo	140	+0.51	

tabla (51)

KANSAS

Donde el momento flexionante está definido como:

$$M = c \cdot E \cdot 4 \cdot w \cdot a_1^2$$

Donde:

M : Momento flexionante.
c : coeficiente.
a₁ : Lado corto del tablero.
w : Constante.

Sustituyendo:

$$w = 12t/m^2 / 1.4$$

$$w = 8.57t/m^2$$

$$a_1 = 2.15m$$

Con esto tenemos hasta ahora determinados los momentos flexionantes que actúan en la losa, a partir de ellos se podrá diseñar la losa según sus características.

La losa se podrá analizar a flexión de igual manera que las vigas, considerando el cortante determinado para las losas según las NTC [5].

d) Refuerzo mínimo

El área de acero mínima de refuerzo para la losa, puede calcularse con la siguiente expresión:

$$A_s \min = 0.7(f'c)^{1/4} bd/f_y$$

Donde:

A_s min : Área de acero mínima.
b : Ancho de la sección.
d : Peralte efectivo de la sección.

Sustituyendo valores:

$$A_s \min = 0.7(250kg/cm^2)^{1/4} (100cm)(12cm)/4200$$

KANSAS

$$As_{\min} = 3.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

e) Refuerzo máximo

El refuerzo máximo será igual a el 75% del correspondiente a la falla balanceada, la cual se determina con la siguiente expresión:

$$As_b = (f'_c/f_y)[4800/(f_y + 6000)]bd$$

$$As_{\max} = 0.75As_b$$

Donde:

As_b : Area de acero balanceada.

b : Ancho de la sección.

d : Peralte efectivo de la sección.

As_{max} : Area de acero máxima.

Sustituyendo:

$$As_b = (170 \text{ kg/cm}^2/4200 \text{ kg/cm}^2)[4800/(4200+6000)](100 \text{ cm})(12 \text{ cm})$$

$$As_b = 22.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$As_{\max} = 0.75As_b$$

$$As_{\max} = 0.75(22.86 \text{ cm}^2)$$

$$As_{\max} = 17.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

f) Refuerzo por cambios volumetricos

La losa necesita refuerzo por cambios volumetricos, determinado a partir de la siguiente expresión.

$$as \geq 660X_1/f_y(x_1 + 100)$$

Las variables ya fueron definidas anteriormente en el caso de trabes, por lo tanto sólo se indican los datos de las mismas:

$$as \geq 660(100 \text{ cm})/[4200(100 + 100)]$$

$$as \geq 0.08 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$As \geq (0.08 \text{ cm}^2/\text{cm})(12 \text{ cm})$$

KANSAS

$$A_s \geq 0.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto en cada tramo de un metro se necesita por lo menos una varilla de 1/2", considerándola en el refuerzo de la losa.

g) Diseño por flexión

Para el cálculo del momento resistente de la losa se tiene la siguiente expresión:

$$M_r = F_r b d^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

Tomando en cuenta los momentos flexionantes calculados anteriormente en la tabla (51), utilizaremos el más crítico, donde:

$$M_r = M_u$$

$$M_u = 1.4(1.52 \text{ t} \cdot \text{m})$$

$$M_u = 2.13 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Entonces:

$$M_r = 2.13 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Sustituyendo valores:

$$213000 \text{ kg} \cdot \text{m} = (0.9)(100 \text{ cm})(12 \text{ cm})^2 (170) q (1 - 0.5q)$$

Desarrollando:

$$q^2 - 2q + 0.1934 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$q = -(-2) / 2(1) \pm \{ (-2)^2 - 4(1)(0.1934) \}^{1/2} / 2(1)$$

$$q = 1 \pm 0.8981$$

$$q_1 = 1.8981$$

$$q_2 = 0.1019$$

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

KANSAS

Sustituyendo:

$$p = (0.1019)(170\text{kg/cm}^2)/420\text{kg/cm}^2$$

$$p = 0.0041$$

$$A_s = pbd$$

$$A_s = (0.0041)(100\text{cm})(12\text{cm})$$

$$A_s = 4.92\text{cm}^2/\text{ml}$$

Se tiene la siguiente comparación:

$$A_s \text{ min} = 3.16\text{cm}^2 \quad ; \quad A_s = 4.92\text{cm}^2 \quad . \quad A_s \text{ máx} = 17.14\text{cm}^2 \quad (\text{si cumple})$$

Se puede armar la sección con 4 varillas de 1/2" @ 20cm con un área total de 5.20cm², suficiente para satisfacer las dos condiciones. Este armado se puede considerar en los dos lechos de la losa y además corrido en todo el claro, de tal manera que se forme un emparrillado, el cual nos permite considerar los efectos en otra dirección de las cargas que actúan en ella.

h) Diseño por fuerza cortante

La sección crítica que se encuentra a un peralte efectivo del paño de la trabe. Para resistir las fuerzas cortantes que actúan en la losa, se utiliza la siguiente expresión [5]:

$$V = (a/2 - d)w/[1 + (a/2a)^6]$$

Sustituyendo valores:

$$V = (2.15\text{m}/2 - 0.12\text{m})(7.86\text{t/m}^2)/[1 + (2.15\text{m}/2.58\text{m})^6]$$

$$V = 5.62\text{t}$$

Por tener la losa bordes continuos y discontinuos, se tiene que la fuerza cortante se incrementa en 15% [5]. Entonces:

$$V = 5.62(1.15)$$

$$V = 6.47\text{t}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante se tomará igual a [5]:

$$V_{cr} = 0.5F_{rbd}(f'c)^{1/4}$$

KANSAS

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(100\text{cm})(12\text{cm})(200\text{kg/cm}^2)^{1/2}$$

$$V_{cr} = 6788.23\text{kg}$$

Comparando las fuerzas cortantes tenemos que:

$$V_{cr} > V$$

Por lo tanto la sección no requiere refuerzo por tensión diagonal, quedando el refuerzo como se ve en la figura (26).

REFUERZO EN LOSA DE CIMENTACION

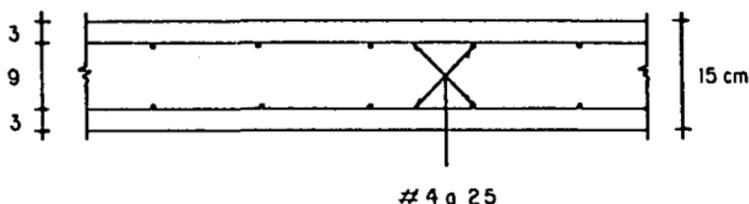


figura (26)

VII.4 Diseño estructural de las contratraves

Las contratraves se diseñarán de igual manera que las traves anteriores. Se determinará la carga uniformemente repartida que corresponda a cada uno de los claros que se tiene en la estructura y a partir de esto se analiza y se diseña [9].

El procedimiento para el método del piso invertido es primero determinar la presión por unidad de área transmitida; segundo, determinar las áreas tributarias; tercero, calcular las cargas uniformemente repartidas; y cuarto, calcular los momentos flexionantes en cada elemento [9].

La presión por unidad de área transmitida será de:

$$q = 12.00\text{t/m}^2/1.4$$

$$q = 8.57\text{t/m}^2$$

KANSAS

$$q = 9t/m^2$$

Los momentos flexionantes son calculados a partir del "METODO DE LAS RIGIDECES" [2], el cual determina los momentos de empotramiento del elemento según las condiciones de carga en las que se encuentra el elemento. En nuestro caso solo interesan los momentos de empotramiento cuando se encuentran cargas uniformemente repartidas y cargas concentradas al centro del claro. Lo anterior se determina cuando se analiza el sistema que forma la cimentación.

Se analizarán tres casos para cada uno de los claros, los cuales corresponden a las diferentes cargas que actúan en ellos, para lo cual se tomarán los valores de los momentos flexionantes en los extremos igual a:

- Carga concentrada en el centro del claro

$$M_e = PL/8$$

- Carga uniformemente repartida en todo el claro

$$M_e = wL^2/10$$

La siguiente tabla presenta las áreas tributarias según el claro, las cargas uniformemente repartidas, los momentos flexionantes máximos y las fuerzas cortantes máximas:

MOMENTOS FLEXIONANTES
CARGAS GRAVITACIONALES EN CONTRATABES

Caso #	Claro (m)	Area (m ²)	w (t/m)	P (t)	M (t·m)	V (t)
1	5.15	5.04	8.81	20.79	36.75	33.08
2	5.15	6.43	11.24	-	29.81	28.94
3	5.15	6.43	11.24	41.58	56.58	49.73
1	4.30	4.03	8.43	28.94	31.14	32.59
2	4.30	4.62	9.67	-	17.88	20.79
3	4.30	4.62	9.67	57.89	49.00	49.74

tabla (52)

Donde:

$$w = q \cdot A/L$$

$$P = wL$$

w : Carga uniformemente repartida.
 q : Presión transmitida.
 A : Area tributaria.
 L : Longitud del claro.
 P : Carga concentrada.
 M : Momento flexionante.
 V : Fuerza cortante.

Los momentos flexionantes de las columnas serán absorbidos por las contratraves. Al hacer una revisión de los elementos mecánicos de ellas, se tiene que de la tabla (52), el momento flexionante máximo es de 56.58t·m el cual se combinará con los valores obtenidos de las columnas, de tal manera que se obtenga la más desfavorable.

Tomando en consideración que la columna 6 del marco B y nivel 1, de la tabla (29), transmite el momento flexionante, derivado del sismo, más desfavorable que es de 11.73t·m [13], se determina la siguiente combinación:

$$M_a = M_g + M_s$$

Donde:

M_a : Momento actuante en la contratrabe.
 M_g : Momento por cargas gravitacionales.
 M_s : Momento por sismo.

Sustituyendo:

$$M_a = 56.58t \cdot m + 11.73t \cdot m$$

$$M_a = 68.31t \cdot m$$

El momento de diseño es:

$$M_u = 1.1(68.31t \cdot m)$$

$$M_u = 75.14t \cdot m$$

Para el cálculo del área de acero correspondiente se basará el diseño en las fórmulas de resistencia que asigna las NTC [5], mencionadas anteriormente. Se procede a dar la solución y solo de las secciones críticas. Entonces, se obtiene la tabla (53).

KANSAS

ACERO DE REFUERZO EN CONTRATABES

Claro (m)	Caso #	Mu (t·m)	As (cm ²)
5.15	1	53.33	12.70
5.15	2	45.69	12.12
5.15	3	75.14	18.17
4.30	1	47.16	12.12
4.30	2	32.57	12.12
4.30	3	66.80	16.07

tabla (53)

Donde:

$$Mu = Fr \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q (1 - 0.5q)$$

$$q = p \cdot fy / f''c$$

$$p = As / b \cdot d$$

- As : Area de acero.
- Mu : Momento de diseño.
- Fr : Factor de resistencia.
- b : Ancho de la sección.
- d : Peralte efectivo de la sección.
- q : Constante.
- p : Cuantia de acero a tensión.

$$Fr = 0.9 [4]$$

$$b = 40\text{cm}$$

$$d = 115\text{cm}$$

Las siguientes expresiones fueron aplicadas y definidas anteriormente en el capítulo V:

$$As \text{ min} = 0.7(f''c)^{\frac{1}{2}} \cdot b \cdot d / fy$$

$$As \text{ máx} = (0.7f''c / fy) [4800 \cdot b \cdot d / (fy + 6000)]$$

Sustituyendo:

$$As \text{ min} = 0.7(250\text{kg/cm}^2)^{\frac{1}{2}} \cdot (40\text{cm})(115\text{cm}) / 4200\text{kg/cm}^2$$

$$As \text{ min} = 12.12\text{cm}^2$$

KANSAS

Sustituyendo:

$$As \text{ máx} = (0.7(170\text{kg/cm}^2/4200\text{kg/cm}^2)(4800)(40\text{cm})(115\text{cm})/10200$$

$$As \text{ máx} = 61.33\text{cm}^2$$

Por lo tanto, se propone el siguiente armado para cada una de los casos anteriores, ver figura (27-a) y (27-b):

ACERO DE REFUERZO EN CONTRATRABES

Tipo de trabe	Diámetro (pul.)	Cantidad #	As (cm ²)
Principal	1"	4	20.28
Secundaria	1"	3	15.21

tabla (54)

ACERO DE REFUERZO EN CONTRATRABES

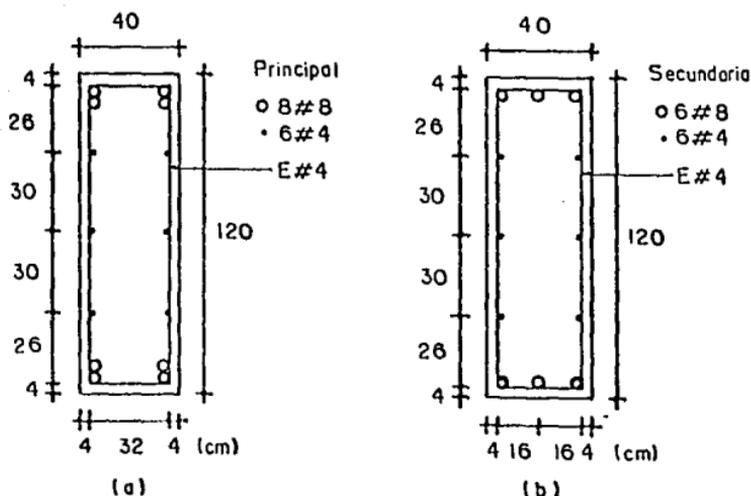


figura (27)

KANSAS

Respecto a la resistencia a la fuerza cortante las NTC [5] indican que la zona de confinamiento deberá ser dos veces el peralte del elemento en cada extremo medido desde el paño interior del nudo, y que la separación de los estribos de $\frac{1}{4}$ " en nuestro caso, es la menor de las siguientes:

$$\begin{aligned} 0.25d &= 0.25(115\text{cm}) = 28.75\text{cm} \\ S \left(\begin{array}{l} 8 \text{ Ovar} = 8(2.54\text{cm}) = 20.32\text{cm (rige)} \\ 24 \text{ Oest} = 24(1.27\text{cm}) = 30.48\text{cm} \\ 30\text{cm} = 30.00\text{cm} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Por lo tanto, la separación aproximadamente es de 20cm y esta se comparará con la necesaria por tensión diagonal determinada más adelante. Como el peralte es de 120cm, a la zona le corresponde la longitud de 240cm y tomando en cuenta que son dos extremos la zona de confinamiento es de 480cm, siendo la longitud del elemento de 4.30m y 5.15m, por lo tanto se refuerza toda la longitud con la separación de 20cm.

Si tomamos en cuenta la fuerza cortante máxima por cargas gravitacionales más la de sismo, se tiene que, del marco 8, nivel 1 y columna 6, de la tabla (29), y de la tabla (52), lo siguiente:

- Sismo

$$V_s = (11.73t \cdot m + 11.73t \cdot m) / 4.3m$$

$$V_s = 5.46t$$

- Gravitacionales

$$V_v = 49.74t$$

- Total

$$V_t = 5.46t + 49.74t$$

$$V_t = 55.20t$$

La fuerza cortante de diseño es:

$$V_u = 1.1(55.20t)$$

$$V_u = 60.72t$$

Como:

KANSAS

$$L/h = 4.30\text{m}/1.20\text{m}$$

$$L/h = 3.58 < 4 \text{ (si cumple)}$$

La fuerza cortante resistente del concreto es:

$$V_{cr} = 0.5F_{rb} \cdot d \cdot f_c^{1/2}$$

Donde:

V_{cr} : Fuerza cortante resistente del concreto.

F_r : Factor de resistencia.

b : Ancho de la sección.

d : Peralte de la sección.

Sustituyendo:

$$V_{cr} = 0.5(0.6)(40\text{cm})(115\text{cm})(200\text{kg/cm}^2)^{1/2}$$

$$V_{cr} = 19516.15\text{kg}$$

Como:

$$d = 115\text{cm} > 70\text{cm}$$

$$V_{cr} = 0.70(19516.15\text{kg})$$

$$V_{cr} = 13661.30\text{kg}$$

Por lo tanto el cortante que absorbe el concreto es:

$$V_{cr} = 13.66\text{t}$$

Como $V_u > V_{cr}$, se necesita refuerzo por tensión diagonal.
entonces:

Se proponen estribos de $\frac{1}{2}$ ", la separación es de:

$$S = F_r \cdot A_v \cdot f_y \cdot d / (V_u - V_{cr})$$

Donde:

S : Separación de estribos.

F_r : Factor de reducción.

A_v : Area de acero transversal.

d : Peralte efectivo de la sección.

V_u : Cortante de diseño.

V_{cr} : Cortante resistente del concreto.

KANSAS

Sustituyendo:

$$S = (0.6)(2)(1.27\text{cm}^2)(4200\text{kg/cm})(115\text{cm}) / (60720\text{kg} - 13661.30\text{kg})$$

$$S = 15.64\text{cm}$$

$$S = 15\text{cm}$$

Por lo tanto, se colocarán 8 estribos de $\frac{1}{2}$ " a cada 15cm en ambos extremos del elemento y en la zona restante la separación será de 20cm, esto se ve con detalle en la figura (27), donde se muestran los refuerzos de las contratraves.

Respecto al refuerzo por cambios volumétricos, se tiene la siguiente expresión:

$$a_s = 660X / f_y(100 + X)$$

Donde:

a_s : Area de acero transversal por unidad de ancho de la pieza, (cm^2/cm), el ancho se mide perpendicular a X.

X : Dimensión mínima del elemento, perpendicular a refuerzo.

Sustituyendo:

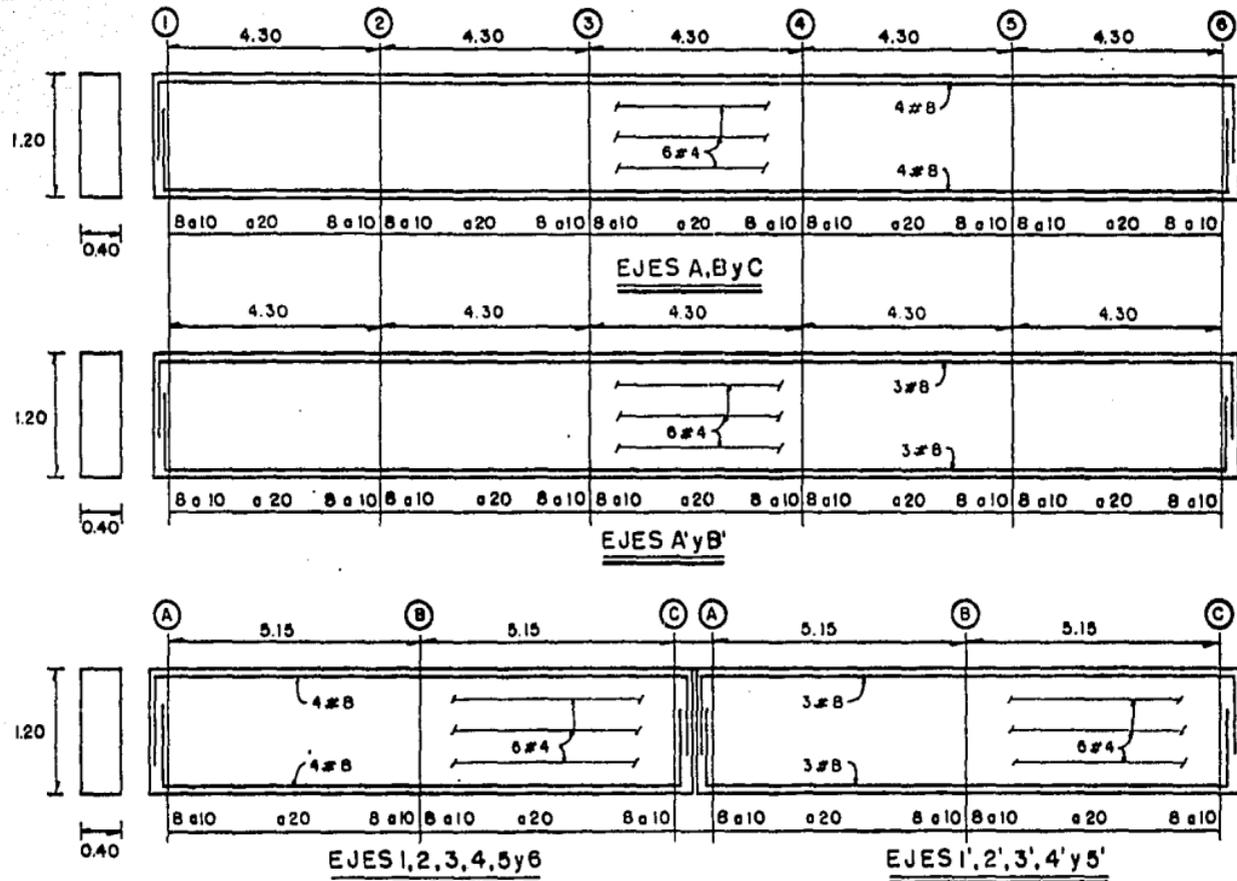
$$a_s = 660(40\text{cm}) / (4200\text{kg/cm}^2)(100 + 40\text{cm})$$

$$a_s = 0.0449\text{cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = (0.0449\text{cm}^2/\text{cm})(120\text{cm})$$

$$A_s = 5.39\text{cm}^2$$

Por lo tanto, se reforzarán las contratraves por temperatura con 6 varillas de $\frac{1}{2}$ ", las cuales tienen un área de 7.62cm^2 , los detalles del refuerzo se muestran en la figura (27 y 28).



COLOCACION DE ARMADO EN CONTRATRABES

Figura (28)

KANSAS

CAPITULO VIII

VII CONCLUSIONES

La estructuración es una de las características más importantes que influye en el diseño sismorresistente, ya que de ella depende el buen comportamiento que se tenga ante la acción de un sismo. En nuestro caso la estructura la podemos calificar como adecuada, pues el tipo y arreglo que se ha dado de los elementos estructurales, permiten una simetría y uniformidad que reducen los riesgos de un mal comportamiento.

Las acciones impuestas a una estructura contienen siempre un grado de incertidumbre, esto es debido a la variación de las cargas las cuales están propensas a errores.

A este respecto, a las cargas muertas se les pueden evaluar con cierta precisión y, más bien, dependen de la destreza y experiencia de quien las cuantifica. Por lo tanto los valores contienen errores relativamente bajos.

Las cargas vivas están definidas por el RCDF [4], y tienen varias intensidades de acuerdo al uso considerado y de la condición que se analiza en la estructura (w , w_a y w_m). Estos valores llegan a tener errores considerables, pues las cargas reales en la estructura son muy variantes [10]. Cabe mencionar que las cargas que determina el RCDF [4], se encuentran sobradas, debido a los comentarios anteriores.

Por lo tanto se puede esperar solamente a especificar un tipo de carga tal que, basada en la experiencia, proporcione una estructura que se comporte satisfactoriamente.

El RCDF [4] permite analizar a una estructura con una altura menor de 60m utilizando el "METODO ESTATICO", pero hay que tener en cuenta que las características de la estructura pueden ocasionar que en algunos casos se subestimen los efectos de la fuerza cortante en cada entrepiso. Por ejemplo, las entrantes y salientes en planta de la estructura así como la irregularidad en elevación, producen variaciones en los efectos de la fuerza cortante en cada entrepiso los que podrían cambiar los efectos en la estructura, por lo que se recomienda la utilización del "ANALISIS DINAMICO" para estos casos [10].

Es necesario el cálculo del periodo fundamental de la estructura ya que, con periodos cortos o largos, se pueden lograr reducciones importantes en las fuerzas sísmicas actuantes en ella. Principalmente estas reducciones estarán en función de

KANSAS

los desplazamientos, los cuales son determinados a partir de las rigideces de los entrepisos. Hay que tener cuidado en que los desplazamientos no sean excesivos para así poder cumplir con las limitaciones del RCDF [4].

El análisis de la estructura con el 100% de los efectos del sismo en una dirección y el 30% de la ortogonal, se realizó a nivel de fuerzas cortantes, las cuales permiten obtener los resultados adecuados para el diseño de elementos tales como trabes, muros y columnas.

Las solicitaciones a las que está sujeta una estructura debido a los efectos de un sismo fuerte, pueden ser elevadas y muy aleatorias, por lo que no es muy factible, económicamente, el dimensionamiento de la estructura para resistir, sin daño alguno, a un sismo con periodo de ocurrencia muy grande. Es por esto que el diseño sismorresistente difiere del diseño de las demás acciones.

El objetivo primordial de los procedimientos reglamentarios es limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, aún a costa de daños severos y, para sismos moderados, se pretende que la estructura permanezca intacta [9]. Otro objetivo es producir sistemas con una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad para disipar energía y deformarse dúctilmente. El logro de estos objetivos implica más que la aplicación de los requisitos reglamentarios, necesita el entendimiento de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como el ingenio necesario para producir sistemas que tengan las características adecuadas.

Una cimentación debe poseer además de una resistencia suficiente para absorber las solicitaciones producidas por la presión del subsuelo, una rigidez adecuada para limitar los asentamientos diferenciales a valores tolerables para la construcción. También necesita desarrollar alta ductilidad, ya que no se puede garantizar que se vayan a presentar redistribuciones de reacciones distintas a las supuestas en el análisis y que impliquen, para mantener el equilibrio, la redistribuciones de momentos, que sólo es posible si la cimentación es muy dúctil.

En el caso de los asentamientos, es muy difícil predecir su evolución, pues se desconocen de los resultados de las pruebas que se le aplican al subsuelo, ya que en algunas ocasiones se alejan de la realidad. Por otra parte, la heterogeneidad del subsuelo y sus efectos no se pueden estimar apropiadamente.

Los asentamientos en las zonas de baja compresibilidad no se pueden predecir con precisión, pues el problema de cálculo de

KANSAS

asentamientos en depósitos de arena más o menos suelta no está resuelto. Lo anterior puede ser una desventaja del RCDF [4], pues este no considera estos inconvenientes y no aplica algún criterio para adecuar los resultados a las características tanto de la estructura como del subsuelo, quedando esto en manos de los ingenieros que analizan el caso, por lo que se ve involucrada la parte subjetiva de cada uno de ellos, basándose en la experiencia.

La capacidad de carga del suelo y la determinación de los asentamientos se relacionan con el área de la Mecánica de Suelos. En general el problema se plantea desde un punto de vista de esfuerzos admisibles (presiones de contacto), pero el RCDF [4] adopta un criterio de estados límite, en donde la revisión de la seguridad contra la falla del suelo tomen en cuenta factores de carga y de reducción.

Los factores de carga que afectan las acciones de diseño en la cimentación son los mismos que para el diseño de la estructura. Los factores de reducción que afectan la resistencia son menores que los que se especifican para el cálculo de la resistencia de la estructura.

En ocasiones es necesario tomar factores de seguridad superiores a los indicado pues, dada la naturaleza de los elementos en la cimentación, son determinantes para la resistencia de toda la estructura. También se pueden aumentar estos factores debido a que los asentamientos diferenciales pueden ser apresiables. Lo anterior puede ser una contradicción en el RCDF [4], pues mientras fijan factores de resistencia, los asentamientos pueden llegar a regir el diseño y por lo tanto ya no son aplicables los dichos valores.

Los programas de computadora son, en estos tiempos, la herramienta más utilizada para los diferentes tipos de análisis. En nuestro caso los programas ofrecen diversas combinaciones y alternativas, ya que con ello se puede determinar, dadas las características de geométricas de los elementos y resistencia de los materiales, si la estructuración es o no adecuada a las solicitaciones a la que esta impuesta.

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

- 1.- "MECANICA DE MATERIALES"
S. P. TIMOSHENKO, JAMES M. GERE
EDIT. UTEHA
- 2.- "APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL"
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
- 3.- "APUNTES DE ANALISIS ESTRUCTURAL"
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
- 4.- "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL"
EDIT. PORRUA
- 5.- "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO"
GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
- 6.- "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES"
GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
- 7.- "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
POR SISMO"
GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
- 8.- "ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO"
OSCAR M. GONZALES CUEVAS, FRANCISCO ROBLES F.-V.
EDIT. LIMUSA
- 9.- "DISEÑO ESTRUCTURAL"

KANSAS

ROBERTO MELI PIRALLA

EDIT. LIMUSA

10.- "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS"

ENRIQUE BAZAN ZURITA, ROBERTO MELLI PIRALLA

EDIT. LIMUSA

11.- "MECANICA DE SUELOS"

TOMO II

JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ

EDIT. LIMUSA

12.- "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO"

INSTITUTO DE INGENIERIA

UNAM

13.- "SUPER - ETABS"

E. L. WILSON, H. H. DOVEY, J. P. HOLLINGS

UNIVERSITY OF CALIFORNIA

14.- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES"

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES"

FASCICULO C.2.2

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD