



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/044/06

Señor  
ANTONIO TREJO RODRÍGUEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FRANCISCO PÉREZ ARELLANO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES, A BASE DE MUROS DE CARGA,  
DESPLANTADO EN LA ZONA IIIa DEL D.F."**

- INTRODUCCIÓN  
I. ESTRUCTURACIÓN  
II. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA  
III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN  
IV. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 6 de Octubre del 2006.  
EL DIRECTOR

  
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/AJP/gar.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **DEDICATORIAS**

**Gracias Dios mió** por tu infinito Amor y tu inmensa sabiduría, que me has brindado, para llevar a cabo la culminación de éste trabajo.

### **A mis Papás:**

**Antonio Trejo López y Amanda Rodríguez Estévez** Con mucho amor y un profundo agradecimiento por todo el sacrificio y esfuerzo que hicieron para hacer posible esta meta en mi vida, por todo el apoyo que siempre me han brindado hasta la fecha, y por todo lo que he logrado hasta ahora se los debo a ustedes, Muchas gracias.

### **A mi esposa:**

**Rita Hortencia García González** que con su apoyo constante y amor, ha sabido corregir mis errores y aplaudir mis virtudes.

A ella todo mi amor no por hoy, no por mañana, si no por siempre.

### **A mis Hijos:**

**Miriam Naomy, y Marco Antonio** por que para mi han sido una bendición que dios me dió y son toda mi felicidad, espero tener suficiente sabiduría para enseñarles el camino.

### **A mis Hermanos:**

**Claudia  
Ramón  
Mari Carmen  
Horacio  
Alejandra**

Por lo que representan para mí y por ser parte importante de una hermosa familia, por que espero haber sido un ejemplo digno de ustedes.

### **A mis Sobrinos:**

<b>Octavio César</b>	<b>Deyanira Teresa</b>	<b>Ulises</b>
<b>Amanda</b>	<b>Brenda</b>	<b>Montserrat</b>
<b>Marco Antonio</b>	<b>Lupita</b>	

Por que los quiero mucho por igual.

**A mis Cuñados:**

**César Octavio Flores**  
**Marco Antonio Rivera**

Por su Invaluable apoyo y amistad que me han brindado.

**Al Ing. Francisco Pérez Arellano**, por toda la paciencia que siempre me tuvo y por su orientación recibida y por su invaluable amistad.

**Al Ing. Rodrigo Ortega Mota**, Gracias a su paciencia y motivación fue un factor importante en la terminación de este trabajo.

**A todos mis maestros con admiración y respeto.**

**A La Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)**

En particular a la **Facultad de Ingeniería**, por haberme abierto las puertas y mi reconocimiento por la labor que realizan en la formación de tantos jóvenes que son el futuro de nuestro país.

**A mis amigos** (en especial a **Florencio Centeno Mandujano** por que siempre ha sido una amistad incondicional) **y a todos mis compañeros.**

A todas aquellas personas que directa o indirectamente contribuyeron al logro de una de mis metas.

**Gracias a Todos.**

# INDICE

	<b>CAPITULO</b>	<b>Pag.</b>
I	<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
I.1	Cargas gravitacionales	4
I.2	Causa y efectos sísmicos	8
I.3	Movimientos sísmicos del terreno	11
I.4	Registros sísmicos	13
I.5	Peligro sísmico	15
I.6	Efecto sísmico en los edificios	19
I.7	Clasificación de muros	22
II	<b>ESTRUCTURACIÓN</b>	33
II.1	Ubicación de elementos resistentes para las solicitaciones que tendrá la construcción.	34
II.2	Análisis de cargas	35
II.3	Definición de losa maciza y dimensionamiento	37
III	<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA</b>	46
III.1	Factor de reducción por excentricidad y esbeltez en muros	47
III.2	Resistencia a cargas verticales	48
III.3	Resistencia ante cargas laterales	50
III.4	Resistencia a flexocompresión en el plano del muro	53
III.5	Análisis sísmico estático	55
III.6	Cálculos de la revisión de Muros y diseño de trabes de entrepiso	124
IV	<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN</b>	170
IV.1	Clasificación de las cimentaciones	171
IV.2	Calculo y dimensionamiento de losa y contratraves	197
V	<b>CONCLUSIONES</b>	246

## I INTRODUCCION

Por lo general, la gente no piensa en el tipo de estructura sobre la cual desarrolla sus actividades; sin embargo, cuando ocurre un accidente, es decir, cuando una estructura se colapsa, entonces reflexiona y se cuestiona para tratar de entender que pasó. Es importante comentar que, con su trabajo, el Ingeniero especialista en estructuras participa en todas las construcciones en donde el ser humano en esta época moderna, desarrolla sus actividades, ya que vivimos y trabajamos en edificios, naves industriales, puentes, centros deportivos; cuando viajamos lo hacemos en caminos y autopistas, el agua que bebemos nos llega a través de acueductos, etc.

En todos estos ejemplos mencionados aparecen obras en las que se requieren de estructuras para soportar las cargas para las que son solicitadas. Desde luego estas estructuras deben de estar debidamente diseñadas para que las actividades se puedan realizar adecuadamente.

Un buen diseño estructural requiere entender la manera en la que trabaja la estructura, así como la forma en que absorbe y transmite las fuerzas, además es necesario conocer la resistencia y propiedades de los materiales con los cuales construimos la estructura.

Todas las estructuras tienden a deformarse, a sufrir agrietamientos, a tener algún tipo de asentamiento, pero existe un Reglamento de construcciones para establecer los márgenes de seguridad necesarios que nos llevarán a un buen diseño.

El objetivo que se pretende en este trabajo es establecer los criterios mas comunes para el calculo y diseño de estructuras, fundamentalmente a base de muros de carga y sistemas de losas de concreto reforzado.

Al igual que en la estructura, un buen diseño de la cimentación requiere satisfacer requisitos de funcionamiento, seguridad y economía. Los requisitos de funcionamiento obligan a mantener las deformaciones o asentamientos dentro de ciertos límites, cuyos valores especifica el Reglamento de Construcciones del D.F.

Esto se manifiesta cuando se presentan movimientos sísmicos que han causado fracturas o en su caso derrumbes de diversas estructuras. Se ha visto también, que en algunas ocasiones la falla se presenta en la superestructura y en otras en la cimentación o bien una combinación de ambas.

En los textos actuales tratan de manera aislada cada parte es decir, únicamente se trata superestructura o subestructura o suelo y queda en el aire el comportamiento en conjunto de las edificaciones.

Precisamente esta inquietud fue la que origino el estudio de la estructura ubicada en la zona Illa de la ciudad de México, (Ana Bolena #56, Del. Iztapalapa), con uso habitacional que cumpliera con los requisitos mínimos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (RCDF), y sus Normas Técnicas Complementarias fechadas en Octubre del 2004.

Por otra parte, México tiene una larga y destacada trayectoria en el empleo de la mampostería en la construcción. Muestras de las extraordinarias realizaciones de las diferentes culturas prehispánicas todavía permanecen y asombran por su belleza y calidad constructiva. Los grandes edificios civiles y religiosos de la época de la colonia están distribuidos en casi todo el país y se encuentran en su mayoría todavía en uso, como muestra de la validez de las soluciones adoptadas.

El material está fuertemente arraigado en la cultura nacional y es objeto de gran aceptación, especialmente para la vivienda. De hecho es esa preferencia la que ha frenado el cambio hacia otras técnicas de construcción más modernas y en algunos aspectos más eficientes y más factibles de un proceso industrializado de construcción.

La mampostería es considerada frecuentemente como un material estructural de secundaria importancia con respecto a otros más industrializados como el acero y el concreto. Por lo mismo, se le supone poco apto para ser objeto de estudios rigurosos y de cálculos ingenieriles. Hay amplias pruebas de que la posición anterior es errónea.

Existe en México una larga tradición en el estudio e investigación sobre la mampostería. Poco después del sismo de 1957, comenzó un programa de investigación analítica y experimental sobre el tema, y esta actividad ha continuado ininterrumpida desde entonces, con la participación cada vez de nuevas generaciones de especialistas. Las contribuciones de estos estudios al conocimiento del material y de su función estructural, sobre todo en cuanto al diseño sísmico, son reconocidas internacionalmente.

También México ha estado a la vanguardia en la normativa sobre el diseño estructural de este material. Desde el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1963, y sobre todo en el de 1976, se han incluido criterios racionales de diseño de la mampostería que han sido adoptados por normas de otros países. El planteamiento del Reglamento de 1976, que trata a la mampostería con un criterio de diseño similar al de los otros materiales más modernos y más estudiados, como el concreto reforzado y el acero, fue pionero a Escala internacional.

La práctica de diseño y construcción de la mampostería ha resultado exitosa en México, ya que las edificaciones de este tipo han tenido relativamente pocos daños, aun ante los sismos severos que han afectado al país. La mayoría de los casos de mal comportamiento son atribuibles a errores claros de diseño y construcción, o a discrepancias claras con respecto a la reglamentación y a las

prácticas establecidas. Es por ello particularmente importante que los conocimientos básicos sobre el tema tengan la más amplia divulgación.

En México más del 90% de la vivienda, ya sea unifamiliar o multifamiliar, se construye a base de muros de carga de mampostería. Esto hace que la edificación de vivienda a base de este sistema estructural represente un poco más del 50% del volumen total de la construcción que se hace en nuestro país.

Por otra parte como es sabido que el subsuelo de la ciudad de México presenta serios problemas en la actualidad (hundimientos debido a la pérdida del agua principalmente) y por ende en la estructura.



## I.1 CARGAS GRAVITACIONALES

Para anticipar las diferentes clases de cargas y fuerzas que pueden llegar a actuar en la estructura que se está diseñando. El ingeniero cuenta con la ayuda de códigos de diseño en donde se especifican en general las cargas más usuales para las estructuras. Sin embargo, en ocasiones se tiene que acudir a criterios u otros métodos para la determinación de los valores de las acciones que no son tan comunes y que no se encuentran en las normas. Las magnitudes de estas acciones no siempre se pueden valorar con precisión y, aun cuando así fuera no es posible protegerse en contra de los valores de las cargas excepto a un costo inaceptable.

Antes del siglo XIX, la mayoría de las estructuras se construían en forma masiva y fundamentalmente resistían su peso propio, teniendo poca importancia las otras cargas, debido a la calidad de los materiales y a la inexistencia del análisis estructural.

En la actualidad es muy importante definir y, por lo tanto, entender que es una acción y que acciones deben considerarse en el diseño, como se clasifican, cuales son los modelos para analizar sus efectos, cual es la magnitud y como se combinan para así, poder tomar en cuenta el efecto en su conjunto.

Las acciones se deben a fenómenos físicos complejos, por lo que se requiere de un modelo para evaluarlas. En general, el modelo consiste en representar a estas acciones como sistemas de fuerzas, concentradas, lineales, distribuidas uniformemente o no uniformemente. También el modelo se constituye por deformaciones impuestas, por sistemas de fuerzas equivalentes o por una excitación dinámica, en el caso de acciones dinámicas.

De esta forma se puede modelar las cargas que actúan sobre los diferentes elementos estructurales con una aproximación aceptable.

Aunque a veces estas simplificaciones resulten burdas en comparación con el fenómeno real y puedan conducir a errores importantes.

### CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS

Una de las tareas iniciales del calculista es la determinación de las acciones que afectan la estructura ocasionando en ella efectos significativos. La clasificación de estas acciones puede hacerse con diferentes criterios. Sin embargo, el criterio más conveniente es el que clasifica las acciones con base en la duración con la que obran en la estructura, de acuerdo con su máxima intensidad o cerca de ella. Para el efecto, el **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)**, las clasifica de la siguiente forma:

### **Acciones permanentes.**

Son aquellas que obran en la estructura en forma continua y cuya intensidad se puede considerar no variante con respecto al tiempo. Dentro de esta clasificación entran las cargas muertas, que son debidas al peso propio de las estructuras y a empujes estáticos ya sea de tierra, líquidos o granos que tengan un carácter permanente. También aquí se consideran las deformaciones y los desplazamientos impuestos, debidos a efectos del preesfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, del equipo o maquinaria fijos, etc.

### **Acciones variables.**

Son aquellas que obran sobre la estructura con intensidad variable con respecto al tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante periodos grandes. En este grupo tenemos a las cargas vivas, que son las que se originan por el funcionamiento de la estructura y que no tiene carácter permanente, como pueden ser; las personas, el mobiliario y el equipo, los cambios de temperatura, etc.

En las **Normas Técnicas complementarias sobre criterios y acciones para diseño estructural de las edificaciones** establece, en su sección 6, una tabla de cargas vivas que deberán de emplearse en los diseños y en diversos usos de las construcciones. Además define tres valores de cargas vivas:

- a) La carga viva máxima **W<sub>m</sub>** se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea **W<sub>a</sub>** se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida
- c) La carga media **W** se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

Un aspecto importante respecto a la variabilidad de la carga viva es que no necesariamente el empleo de su valor máximo aplicado en toda las estructura es el que provocaría los efectos mas desfavorables, es decir, se tendrían que realizar diferentes análisis colocando esta carga en diferentes posiciones para identificar las zonas en donde se generen los efectos mas desfavorables y así, mediante este estudio, poder diseñar los elementos.

Así mismo, estipula que para área tributaria mayores a 36 m<sup>2</sup>, la carga viva se puede reducir mediante la siguiente expresión.

$$wcv = 100 + \frac{420}{\sqrt{A}}; \frac{Kg}{m^2}$$

### **Acciones accidentales.**

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que toman valores muy significativos solo durante breves periodos en la vida útil de la construcción. En este tipo tenemos al sismo, al viento, al oleaje, alas explosiones, etc.

La clasificación anterior, es decir, los tres tipos antes descritos, se consideran variables aleatorias, ya que se presentan distintas incertidumbres al determinar el efecto de dichas acciones sobre las estructuras. Las fuentes de incertidumbre son producto de la variación propia del fenómeno que produce la acción.

Una forma de reducir las incertidumbres es contar con estudios estadísticos para cada diferente tipo de acción a observar, los cuales van a permitir establecer la distribución de probabilidades de dicha variable para poder tener valores más precisos.

Para poder tomar en cuenta la incertidumbre en el conocimiento de las acciones, los reglamentos especifican valores de diseño que son conservadores, o sea, valores que tiene probabilidad pequeña de ser excedidos desfavorablemente. También estos valores especificados en los códigos responden a la experiencia de diseños anteriores o a la de aquellos que realizan estas normas. Dado lo anterior, resulta fundamental que el proyectista tenga conocimiento de los criterios con los que se han determinado las acciones que empleamos en los diseños.

### **Combinaciones.**

La clasificación que el reglamento establece de las acciones, antes descrita, se hace considerando en forma independiente cada acción, pero también considerando que estas acciones deben combinarse dado que, en algún momento, todas pueden actuar al mismo tiempo. Los reglamentos especifican que deben revisarse la seguridad de una estructura para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

La combinación de acciones la debemos de entender como el efecto conjunto de las mismas actuando a un tiempo en una estructura cuya seguridad deberá revisarse para esta condición.

Con base a lo anterior, las combinaciones reglamentadas son las siguientes:

Carga muerta + Carga viva (Con su máxima valor)

Carga muerta + Carga viva (Con valor reducido)+Sismo o Viento

Cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada, y el dimensionamiento final de los elementos de la estructura se hace con base en los efectos más desfavorables encontrados.

### **Acciones últimas.**

El RCDF, establece el empleo de unos factores denominados de carga (F.C.), los cuales deberán multiplicar a las combinaciones de acciones calculadas convirtiéndolas en cargas o acciones últimas, las que se emplearan en el diseño.

Estos factores de carga toman valores de **1.4** para la combinación de acciones de cargas muertas más cargas vivas en estructuras del **grupo B** y, para estructuras del **grupo A**, este factor toma el valor de **1.5**.

Para combinación de acciones que incluyan cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales, el valor del factor es de **1.1**

## I.2 CAUSAS Y EFECTOS SISMICOS

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por los distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caída de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Es esta vibración de la corteza terrestre la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser éstas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de las estructuras y que pueden conducir a la falla.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras, principalmente los relacionados con fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de desplazamiento de laderas y de aberturas de grietas en el suelo.

En la fig. 1 se muestra las principales características de este fenómeno tectónico. El sismo se genera por el corrimiento de cierta área de contacto entre las placas, Se identificara un punto, generalmente subterráneo, que se denomina foco o hipocentro, donde se considera se inicio el movimiento; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama epicentro. fig. 2

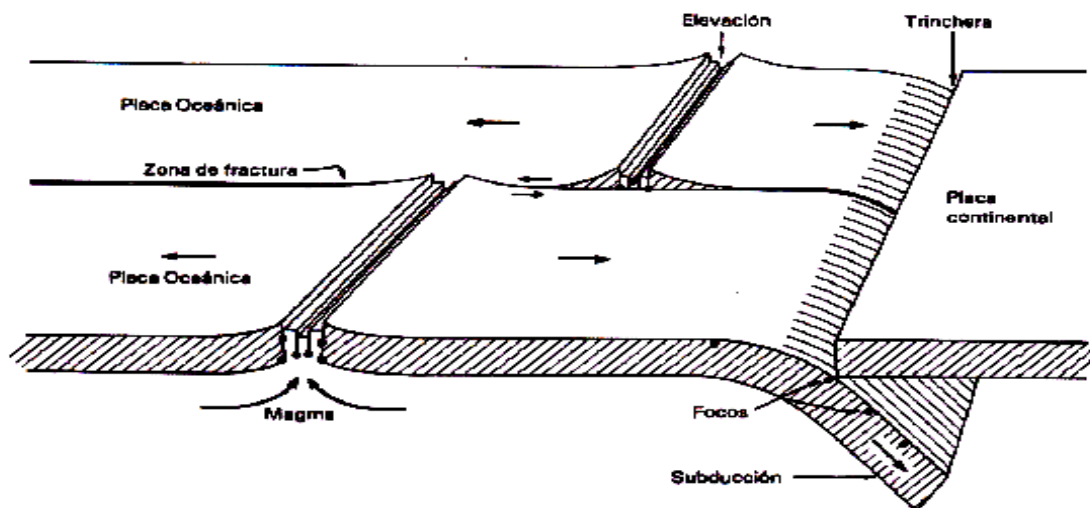
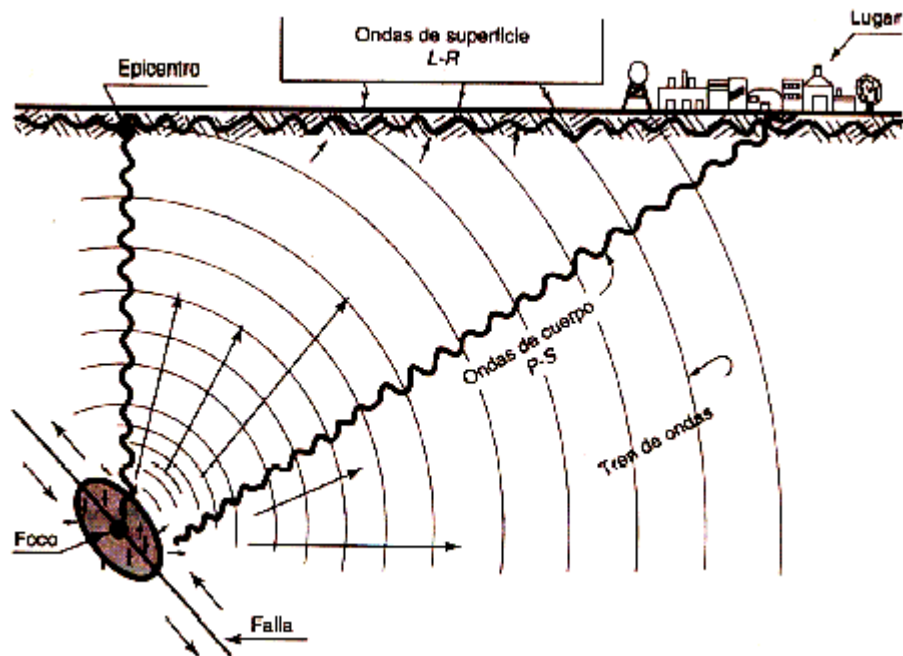
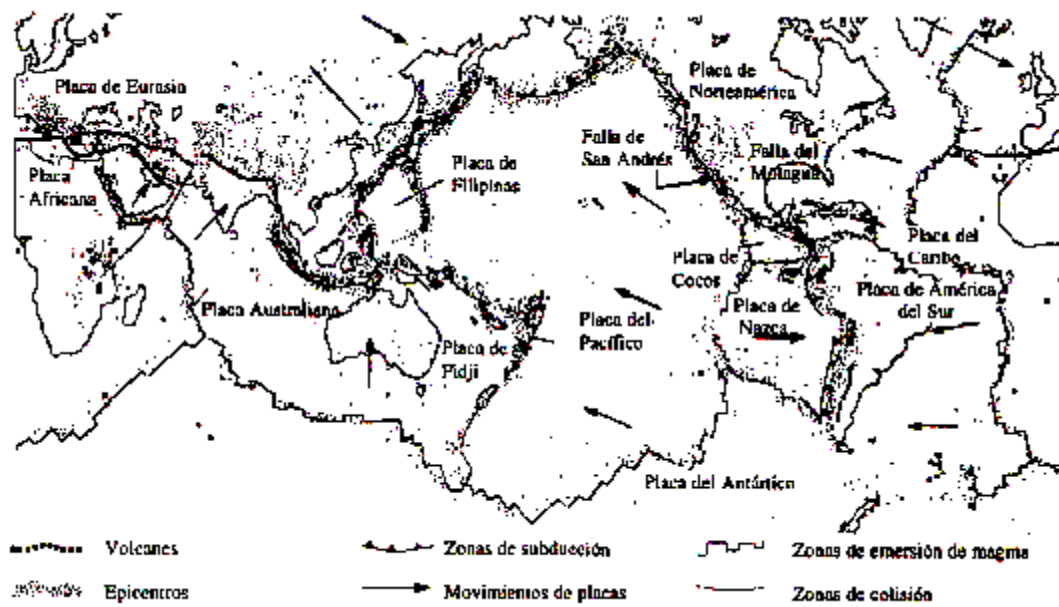


FIGURA 1



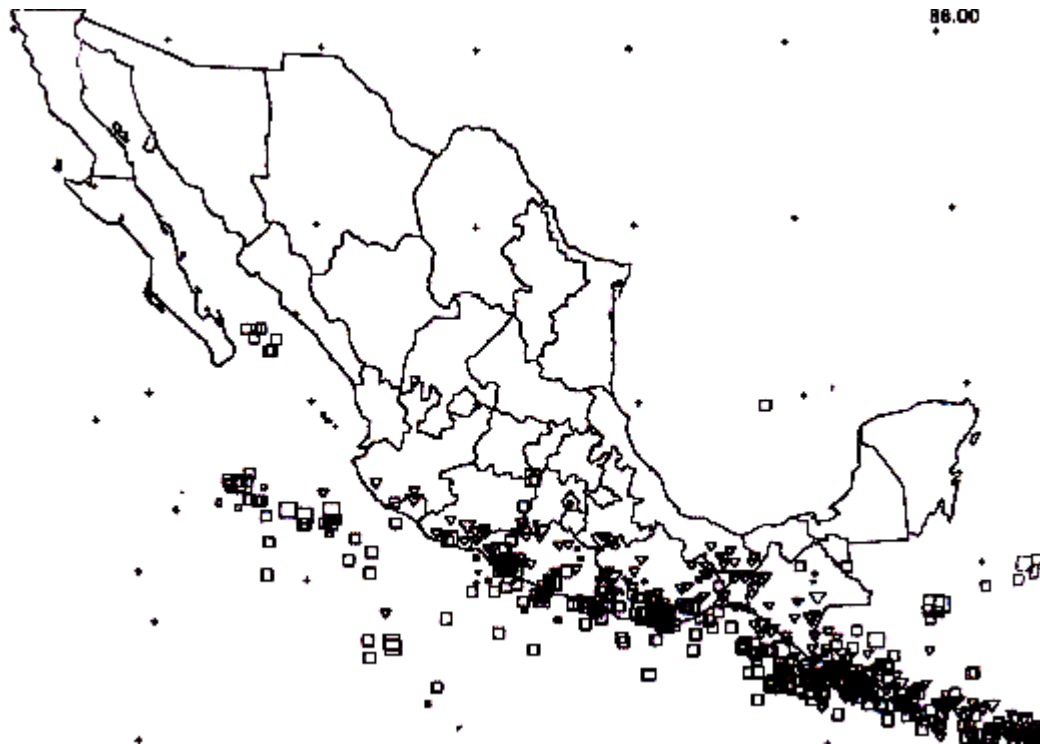
**FIGURA 2**

Aunque prácticamente toda la corteza terrestre está afectada por fallas geológicas, se ha observado que la actividad sísmica se concentra en algunas zonas donde los movimientos a lo largo de estas fallas son particularmente severos y frecuentes, la distribución de estos grandes sismos se puede apreciar en la fig. 3, La zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica es un gran arco, conocido como el cinturón circumpacífico, un tramo del cual está constituido por la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa Norteamericana en la costa del pacífico de México.



**FIGURA 3**

En la fig. 4 se muestra con mayor detalle la localización de los epicentros de los sismos registrados en México. Se puede apreciar la actividad sísmica de la zona de subducción.



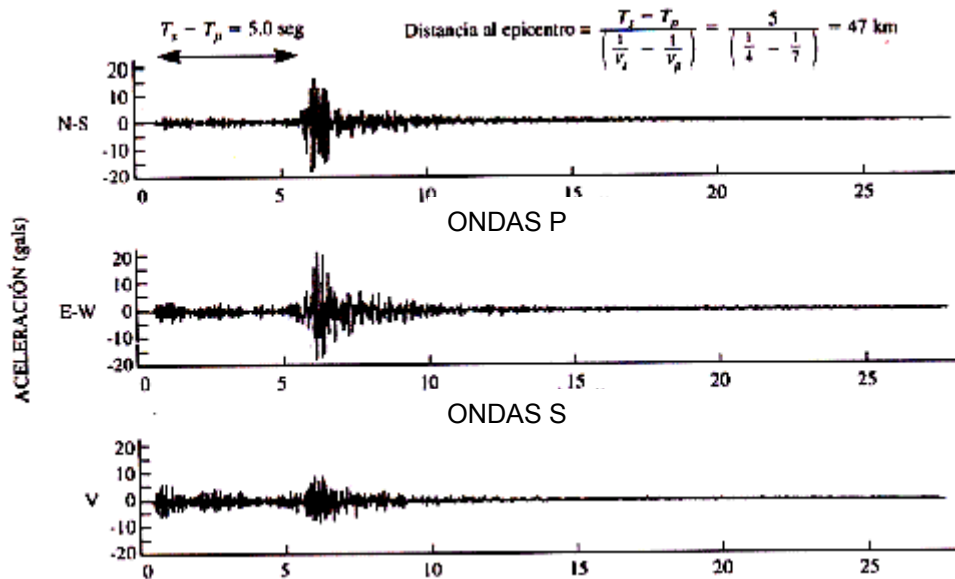
**FIGURA 4**

### I.3 MOVIMIENTOS SISMICOS DEL TERRENO

La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Se identifican ondas de cuerpo que viajan a grandes distancias a través de roca y ondas superficiales que se deben a las reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando estas llegan a la superficie o a una interfase entre estratos. Las ondas de cuerpo se dividen en ondas “P”, también llamadas principales o de dilatación y ondas “S” secundarias o de cortante. En las ondas “P” las partículas de la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación. En las ondas “s” las partículas se mueven transversalmente a la dirección de propagación.

Las ondas de cuerpo se propagan a grandes distancias y su amplitud se atenúa poco a poco. La velocidad de propagación de las ondas “P” es mayor que las de las “S” por lo que a medida que nos alejamos del epicentro crece la diferencia de tiempo de llegada de los dos tipos de trenes de ondas.

La diferencia de tiempo se emplea para determinar la distancia entre el epicentro y algunas estaciones sismológicas donde se haya registrado el movimiento del terreno y por lo tanto sirve para la localización del epicentro en la siguiente figura se puede apreciar lo mencionado anteriormente.



Las ondas “S” producen un movimiento del terreno más intenso y de características más dañinas para las edificaciones que las ondas “P”. Por la complejidad de los mecanismos de ruptura y por la irregularidad de las formaciones geológicas por las que viajan las ondas y por las múltiples refracciones y reflexiones que sufren durante su recorrido, el movimiento del terreno en un sitio dado es muy complejo e irregular.



Para medir el tamaño de los sismos se utiliza **magnitud**. Lo que se pretende cuantificar es la energía liberada por el temblor y su potencial destructivo global. La escala de magnitud más común es la de Richter (llamada también magnitud local ML), que se basa en la amplitud de un registro en condiciones estándar. Sin embargo, esta escala fue propuesta para los temblores en California.

Sin embargo existen otras escalas como son: las de magnitud de ondas superficiales “Ms” y las de ondas de cuerpo “Mb”. Dichas escalas se limitan a temblores de ciertas características, es decir dejan de crecer cuando alcanzan valores de alrededor de 8 aunque la destructividad del temblor siga aumentando. Por estas razones los sismólogos han desarrollado una medida más directa de la energía disipada por un sismo denominada **Momento Sísmico “Mo”** el cual es el **producto de la rigidez a cortante de la corteza terrestre por el área de ruptura y por el deslizamiento de la falla que genera el temblor.**

Para relacionar el **momento sísmico** con las escalas convencionales de magnitud, Hanks y Kanamori (1979) han definido una nueva escala con la Formula.

$$M = 2 (\log Mo)/3 - 10.7$$

Donde:

El logaritmo se toma como base 10 y Mo esta en Dinás-cm.

M Se llama magnitud de momento sísmico, Esta escala esta ganando aceptación debido a que permite medir sismos muy grandes y sin basarse exclusivamente en ningún tipo de ondas

La ultima ecuación refleja que la magnitud es una función lineal del logaritmo de la energía liberada (medida por **Mo**), de modo que un incremento de un grado en M corresponde a un evento que libera  $32(=10^{1.5})$  veces más energía.

Por ello, la determinación precisa de la magnitud, digamos con errores de un décimo, es muy importante para determinar la destructividad de un temblor, particularmente en estudios de riesgo sísmico.

Sismos de magnitudes menores de 3 son sismos instrumentales que difícilmente perciben las personas. Sismos de magnitud menor que 5 rara vez llegan a producir daño, excepto cuando son muy superficiales y sólo muy cerca del epicentro. Sismos de magnitud entre 5 y 7 afectan zonas relativamente pequeñas y caen en la definición genérica de sismos de magnitud intermedia. A medida que aumenta la magnitud crecen la zona afectada y la violencia del movimiento del terreno. Los grandes sismos son de magnitud superior a 7.0 y no existe un límite superior teórico de la escala de Richter. Los sismos de mayor magnitud que se han estudiado llegan a cerca de 9 en dicha escala.

Desde el punto de vista de ingeniería no interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios donde existen o se van a construir las edificaciones. Esto se refiere a la severidad de la sacudida sísmica que se experimenta en un sitio dado. A esta característica de los sismos se le llama **intensidad**, y es claro que un mismo sismo, aunque tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre. En general la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona epicentral, y para una misma distancia epicentral, son más intensos los sismos de mayor magnitud.

Tampoco para la intensidad existe una escala universalmente aceptada. Las escalas más precisas son las de tipo instrumental, que definen, por ejemplo, la intensidad en función de la aceleración máxima del terreno en el sitio en interés. Sin embargo, por la imposibilidad de contar con instrumentos colocados precisamente en los diferentes sitios donde interesa conocer la intensidad, se prefiere recurrir a escalas de tipo cualitativo que se basan en la severidad de los daños producidos, en la violencia con que es sentido por las personas y en cambios producidos en la superficie del terreno. La escala de intensidades más usada es **la Mercalli Modificada**, La cual asigna intensidades entre I y XII. Intensidades del IV o menores no corresponden a daño estructural y una intensidad de X corresponde a una destrucción generalizada. La mayor debilidad de la escala de Mercalli es que toma en cuenta sólo marginalmente la calidad sismorresistente de los edificios que se encuentran en la zona afectada.

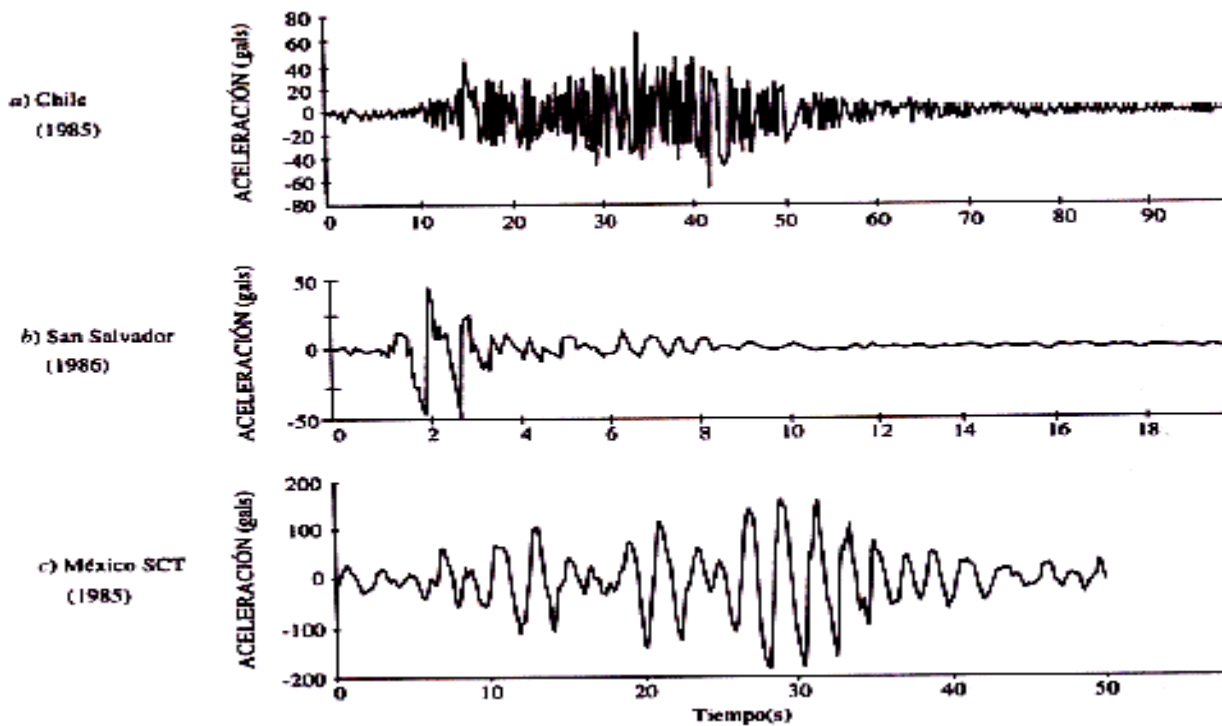
## **I.4 REGISTROS SISMICOS**

Entre los aparatos para medir los sismos se encuentran los sismógrafos, que se usan principalmente para determinar los epicentros y mecanismos focales. Para los fines prácticos de ingeniería los más importantes son los acelerógrafos que proporcionan la variación de aceleraciones con el tiempo en el lugar donde están colocados.

Los mismos aparatos colocados en los edificios permiten determinar la respuesta de éstos a la acción sísmica.

Los acelerógrafos contienen sensores dispuestos de manera de registrar la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical). Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son la aceleración máxima, expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencia. Este último se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento y es importante en cuanto a definir el tipo de estructura que será más afectado. Este último punto se refleja en la forma del llamado espectro de respuesta, es decir mientras más cercanos sean los periodos dominantes del movimiento del suelo y el periodo fundamental de vibración de la estructura, más crítico serán los efectos del sismo.

En la siguiente figura se muestra en forma comparativa los acelerogramas de tres movimientos sísmicos muy diferentes entre sí.



El primer caso corresponde a un sismo de magnitud importante, registrado a una distancia moderada del epicentro. Se aprecia una aceleración máxima alta (0.16g), una duración considerable (cerca e 50 seg.) y no existe una sola frecuencia definida, pero prevalecen las frecuencias altas como puede observarse por el número de picos por segundo. Un movimiento de este tipo es dañino para estructuras de altura mediana o baja que tienen periodos fundamentales relativamente cortos.

El segundo registro corresponde a un sismo de pequeña magnitud ( $M_s = 5.6$ ), pero registrado muy cerca del epicentro. La aceleración máxima es extraordinariamente elevada (0.68g), pero la duración es sólo de algunos segundos y los periodos dominantes son muy cortos. Un movimiento como éste produce generalmente menos daño que el primero, aunque su aceleración máxima sea significativamente mayor, debido a la menor duración que hace que el número de ciclos de vibración inducidos en la estructura sea menor y así la amplificación que se tenga en la vibración de ésta.

El tercer caso es el de un registro típico de la zona de suelo blando del valle de México, para un sismo de gran magnitud, pero registrado muy lejos de la zona epicentral. El acelerograma muestra una aceleración máxima no muy grande, una extraordinaria duración y periodos muy largos. Un movimiento de este tipo es poco

severo para las estructuras rígidas (de periodo corto), pero muy peligroso para las estructuras altas y flexibles que tienen periodos naturales de vibración largo.

En cuanto a la aceleración vertical del terreno es sustancialmente menor que las horizontales. Esto sucede en la generalidad de los sismos, excepto en los registrados muy cerca del epicentro. Por ello la atención se centra principalmente en proteger a las estructuras del efecto de las aceleraciones horizontales.

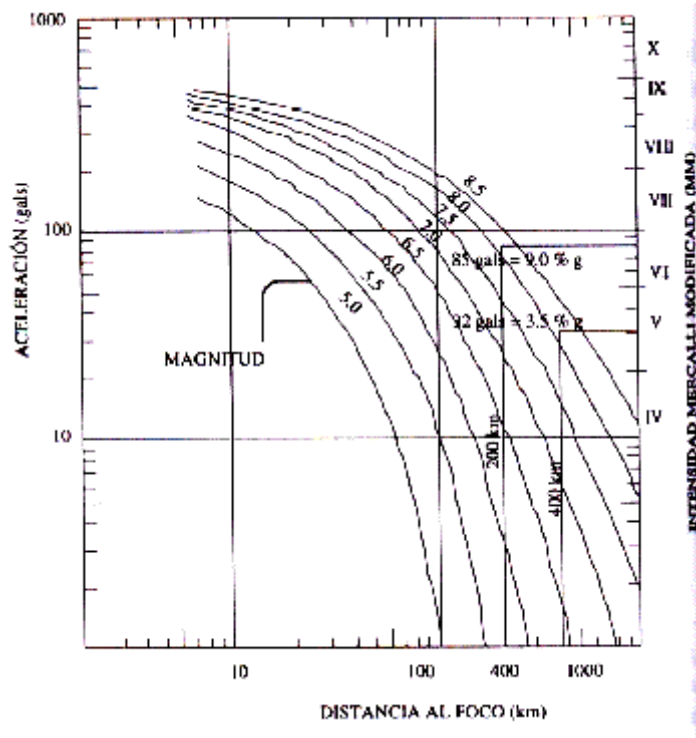
## **I.5 PELIGRO SISMICO**

Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar las zonas sismogénicas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera los sismos. Los movimientos sísmicos del terreno se presentan no solo en las zonas sismogénicas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que lleguen a ellas ondas sísmicas de amplitud significativa. Por tanto, el peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse.

En una zona sismogénica se producen sismos de diferentes magnitudes, según el tamaño del tramo de falla que se rompe en cada evento. Ocurre generalmente, un gran número de eventos de pequeña magnitud y la frecuencia de ocurrencia disminuye en forma exponencial con la magnitud.

Las ondas sísmicas que se generan en la corteza terrestre por un evento de gran magnitud se propagan a muchas distancias, pero su amplitud disminuye con la distancia por efectos de dispersión y de amortiguamiento. Por tanto, la intensidad del movimiento en un sitio dado disminuye con su distancia al epicentro. Se ha desarrollado ecuaciones empíricas para relacionar la intensidad del movimiento en un sitio con su distancia epicentral y con la magnitud del evento. Sin embargo, estas relaciones son sumamente erráticas y las ecuaciones propuestas, llamadas leyes de atenuación difieren significativamente entre sí y tienen coeficientes de variación elevados.

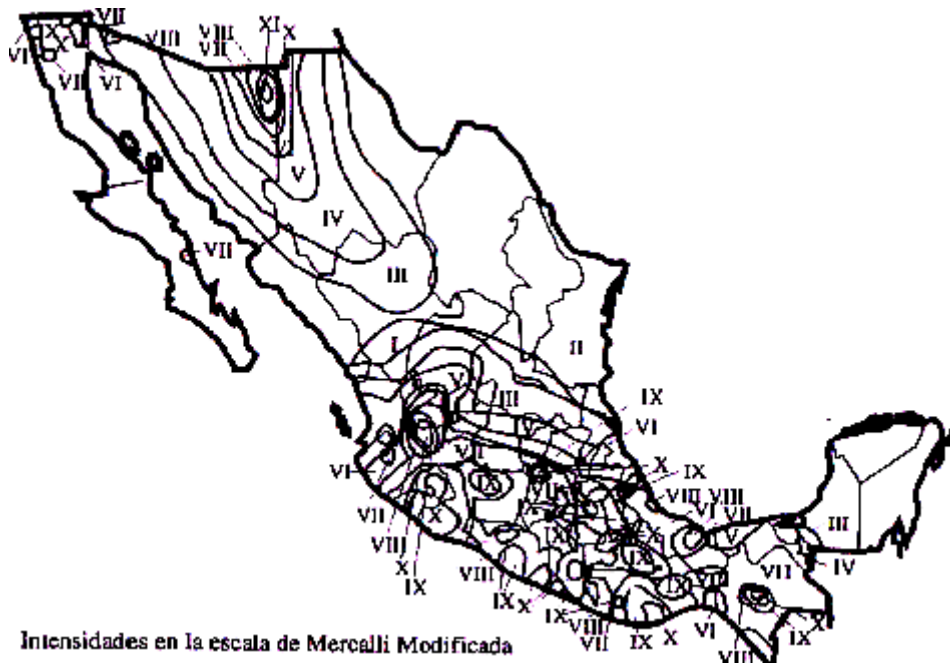
En la fig. 5 se muestra una representación gráfica de una de estas leyes de atenuación.



**FIGURA 5**

Para los sismos importantes se construyen mapas de **isosistas**, o sea línea de igual intensidad sísmica, en la fig. 6 se muestran las **isosistas** del sismo de México del 19 de septiembre de 1985. Se observa que para una magnitud tan elevada,  $M_s=8.1$ , se tuvieron intensidades significativas hasta varios cientos de Kilómetros de distancia. Es evidente además, que las **isosistas** tienen una trayectoria irregular que difiere mucho de la forma circular que predicen las leyes de atenuación teórica. La diferencia es debida a irregularidades geológicas y topográficas, principalmente.

El peligro sísmico en un sitio específico depende de la cercanía a fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades significativas en el sitio.



**ISOSISTAS DEL SISMO DEL 19/SEP./1985**

**FIGURA 6**

La fig. 7 se muestra la regionalización sísmica de México, en ella se ha dividido el país en cuatro regiones de peligro sísmico creciente, de la A hasta la D.



**FIGURA 7**

Las leyes de atenuación y los primeros mapas de regionalización refleja la propagación de las ondas sísmicas en la roca de la corteza.

El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, por alteraciones de las ondas debidas a efectos geológicos, topográficos y de rigidez del suelo. La importancia de estas alteraciones, llamadas en términos generales **efectos locales**, se reconoce cada vez mas en años recientes y ha conducido a la necesidad de

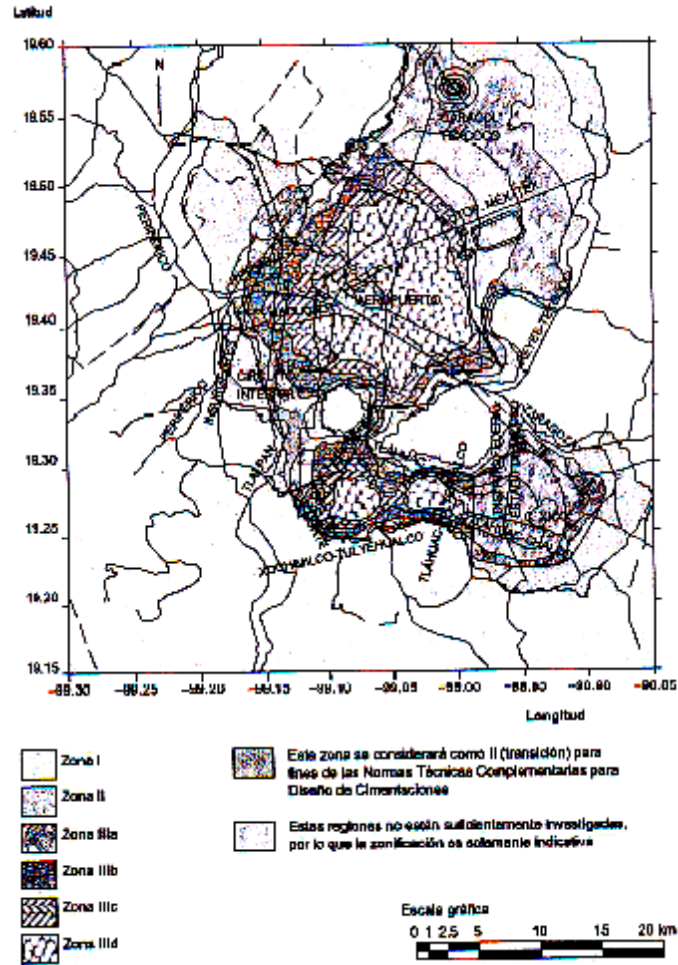
estudios de microzonificación de las áreas de asentamientos humanos para detectar aquellas zonas que presentan problemas especiales.

Fenómenos locales extremos se tienen en zonas de suelo inestables donde la vibración sísmica puede provocar fallas de suelo, deslizamiento de laderas o problemas de licuación, estas zonas deben de identificarse con estudios geotécnicos específicos.

La presencia de estratos de suelo blando por los que transitan las ondas sísmicas para llegar a la superficie, altera en forma significativa las características de las ondas. Se filtran las ondas de periodo corto y se amplifican las ondas de peligro largo. En general, la intensidad sísmica aumenta en los sitios de terreno blando y los daños en los sismos importantes han sido sistemáticamente más graves en estos sitios que en los de terreno firme.

Un área donde los efectos de sitio son extraordinariamente importantes en el valle de México. Por estar lejos de la costa del Pacífico donde se generan los sismos de gran magnitud, esta área se ubica en una región de peligro sísmico moderado ( zona B según la regionalización de la fig. 7). Sin embargo condiciones geológicas particulares de esta área producen una amplificación generalizada de las ondas sísmicas en toda la región, independientemente del tipo del terreno. No obstante, el efecto del suelo local más importante es que las ondas llegan al valle por la roca base sufren modificaciones y amplificaciones extraordinarias al transmitirse hacia la superficie a través de los estratos de arcilla sumamente compresibles que existen en las zonas correspondientes a los lechos de los antiguos lagos que hubo en el valle de México.

Por otra parte la microzonificación de la ciudad de México ha dado lugar a su subdivisión en seis zonas, como se representa en la fig. 8. La zona de lomas es un terreno firme y de peligro sísmico menor. La zona de lago tiene depósitos de arcilla de por lo menos 20 m de espesor y corresponde al peligro sísmico mayor. Entre estas dos zonas existe una de transición donde los estratos de arcilla son de menor espesor y producen amplificaciones importantes, pero menos graves que en la zona del lago.



**Fig. 8 ZONIFICACION DEL D.F. SEGÚN EL TIPO DE SUELO**

## **I.6 EFECTOS SISMICOS EN LOS EDIFICIOS**

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

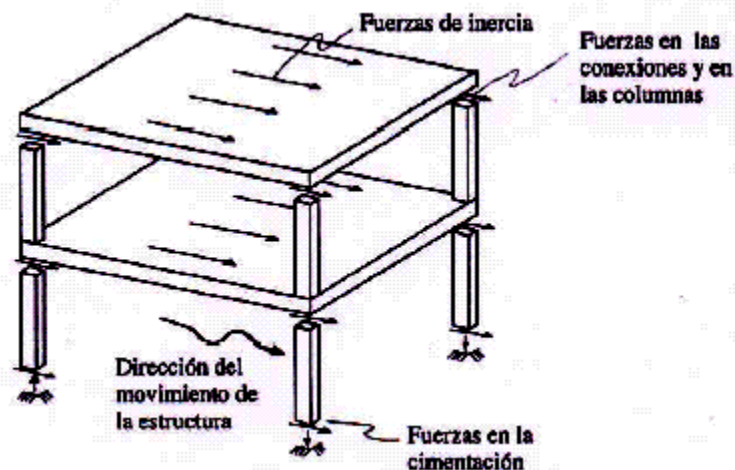
La flexibilidad de la estructura ante efectos de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por otra parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.



Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de las ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodo dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por la trayectoria que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que ponen en peligro la estabilidad de la construcción.

En la fig 9 se muestra esquemáticamente el flujo de fuerzas en una estructura típica. Se observa que pueden resultar críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.



**FIG. 9 FLUJO DE FUERZAS EN LA ESTRUCTURA DEBIDO A LA VIBRACIÓN**

### **RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS A LA ACCION SIMICA**

Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 por ciento de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados.

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de la construcción es el efecto de elementos no estructurales, o sea de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente a la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal.

Los daños causados por sismos intensos en construcciones de mampostería han sido con frecuencia muy severos y es común que el desempeño de estas construcciones se compare desfavorablemente con el de estructuras de acero y de concreto. Sin embargo, la mayoría de las fallas se han presentado en construcciones de mampostería que no fueron objeto de un diseño estructural y que adolecían de defectos obvios de estructuración, de construcción y de calidad de materiales.

Si bien es cierto que la mampostería por ser un material de baja resistencia a tensión y de comportamiento frágil, es particularmente sensible a los efectos sísmicos, también está demostrado que con refuerzo y confinamiento adecuado se pueden superar estos inconvenientes.

El comportamiento de los principales materiales y sistemas estructurales es importante sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores que las que se tiene en la etapa de comportamiento lineal.

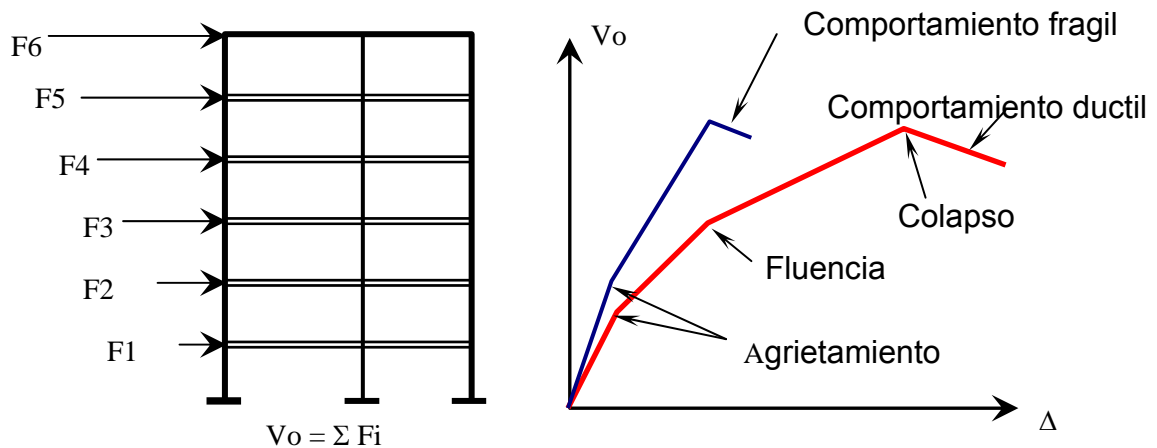
Es costumbre relacionar este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada **Ductilidad**, la que se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquellas para la que se inició la fluencia.

La **Ductilidad** es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita del tipo frágil y, además pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencias del comportamiento no lineal, y del daño, son agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura.

La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal de una estructura es mediante la relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio.

La Fig. 10 muestra formas típicas de esta relación para una estructura simple. Una corresponde a una estructura con ductilidad considerable y la otra a una de comportamiento frágil. En las curvas se distinguen puntos en los que la rigidez cambiaría drásticamente y corresponden a cambios importantes de comportamiento, como la iniciación del agrietamiento de la estructura, la primera fluencia de un elemento estructural, y la pérdida de capacidad de carga que marca el inicio de colapso. Estos puntos pueden asociarse a estados límite de comportamiento estructural. En el primero puede considerarse que rebasan las condiciones deseables de servicio de la construcción, en el segundo llega a daño estructural significativo y el tercero ocurre el colapso.



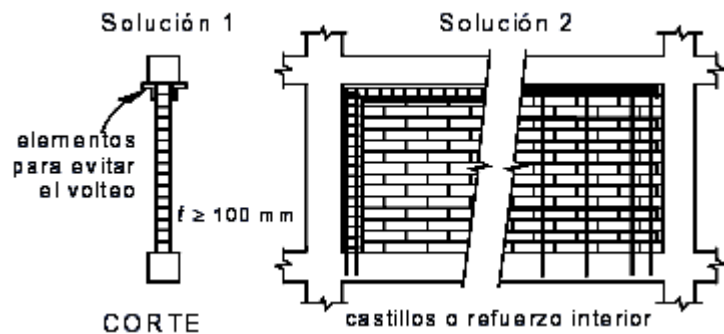
**FIG. 10 Relación carga deformación de una estructura**

## **I.7 CLASIFICACION DE MUROS**

Los muros que tengan función estructural en la construcción quedarán incluidos en una de las modalidades descritas a continuación.

### **MUROS DIAFRAGMA**

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.



Pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente no reforzada o de piedras naturales. El espesor de la mampostería de los muros no será menor de 100 mm.

Las fuerzas de diseño, en el plano y perpendiculares al muro, se obtendrán del análisis ante cargas laterales afectadas por el factor de carga correspondiente.

La fuerza cortante resistente de diseño de la mampostería,  $V_{mR}$ , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R (0.85 v_m * A_T)$$

Donde:

$A_T$  área bruta de la sección transversal del muro; y  $F_R$  se tomará igual a 0.7

Si el muro diafragma está reforzado horizontalmente, sea mediante barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío en las juntas de mortero, o bien con mallas de alambre soldado recubiertas con mortero, la fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal,  $V_{sR}$ , se calculará como sigue.

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

Donde:  $\eta$ ,  $p_h$  y  $f_{yh}$  son el factor de eficiencia, la cuantía y el esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo horizontal, respectivamente.

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escaleras”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que a (6 000 kg/cm<sup>2</sup>).

La separación máxima del refuerzo horizontal,  $s_h$ , no excederá de seis hiladas ni de 600 mm.

Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal,  $p_h$ , no será inferior a  $3/f_{yh}$ ,  $\text{kg/cm}^2$  ni al valor que resulte de la expresión siguiente

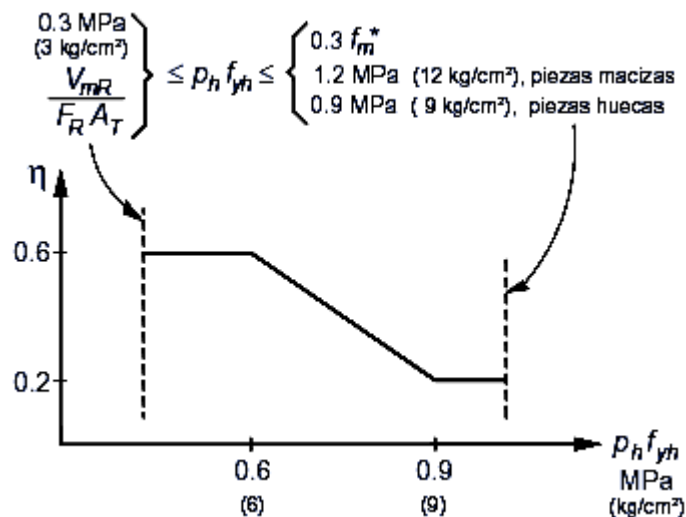
$$p_h = \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T}$$

En ningún caso  $p_h$  será mayor que  $0.3 f_m^*/f_{yh}$ ; ni que  $12/f_{yh}$  para piezas macizas, ni que  $9/f_{yh}$  para piezas huecas

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal,  $\eta$ , se determinará con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \leq 0.6 \text{ MPa (6 kg/cm}^2\text{)} \\ 0.2 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \geq 0.9 \text{ MPa (9 kg/cm}^2\text{)} \end{cases}$$

Para valores de  $p_h f_{yh}$  comprendidos entre 6 y 9  $\text{kg/cm}^2$ ,  $\eta$  se hará variar linealmente como se indica en la siguiente figura.



Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante.

Las mallas deberán tener en ambas direcciones la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 5 000  $\text{kg/cm}^2$ .

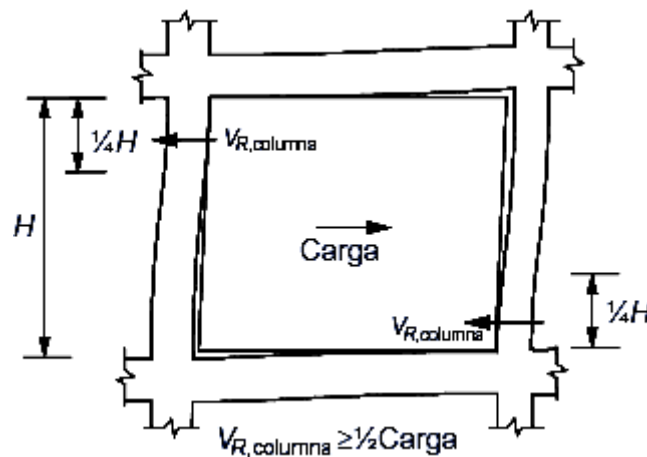
Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero con espesor mínimo de 15 mm.

Cuantía mínima y máxima de refuerzo Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

La fuerza cortante se tomara con la malla, No se considerará contribución a la resistencia por el mortero.

La unión entre el marco y el muro diafragma, deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúe sobre el tablero.

El valor de esta carga será al menos igual a la resistencia a fuerza cortante en el plano del muro diafragma.



Si el muro diafragma está reforzado horizontalmente, para valuar los efectos en la columna, la fuerza cortante resistida por dicho refuerzo será la calculada con la expresión mencionada anteriormente pero utilizando un factor de eficiencia  $\eta = 1$ .

## MUROS CONFINADO

Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los siguientes requisitos

- Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que  $1.5H$  ni  $4$  m. Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que  $4$  m.

- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 10 Cm.

Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal

Existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de pretilas o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.

- c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro,  $t$ .
- d) El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión,  $f_c'$ , no menor de 150 kg/cm<sup>2</sup>.
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la siguiente ecuación.

$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$$

donde  $A_s$  es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

- f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área,  $A_{sc}$ , al menos igual a la calculada con la siguiente ecuación.

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} ; \text{ si se usan kg/cm}^2 \text{ y cm}$$

Donde:  $h_c$  es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos,  $s$ , no excederá de 1.5 t ni de 20 Cm.

- h) Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería,  $v_m^*$ , sea superior a 6 kg/cm<sup>2</sup>, se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ecuación  $A_{sc}$  y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud  $H_o$  en cada extremo de los castillos.

$H_o$  se tomará como el mayor de  $H/6$ ,  $2h_c$  y 40 Cm.

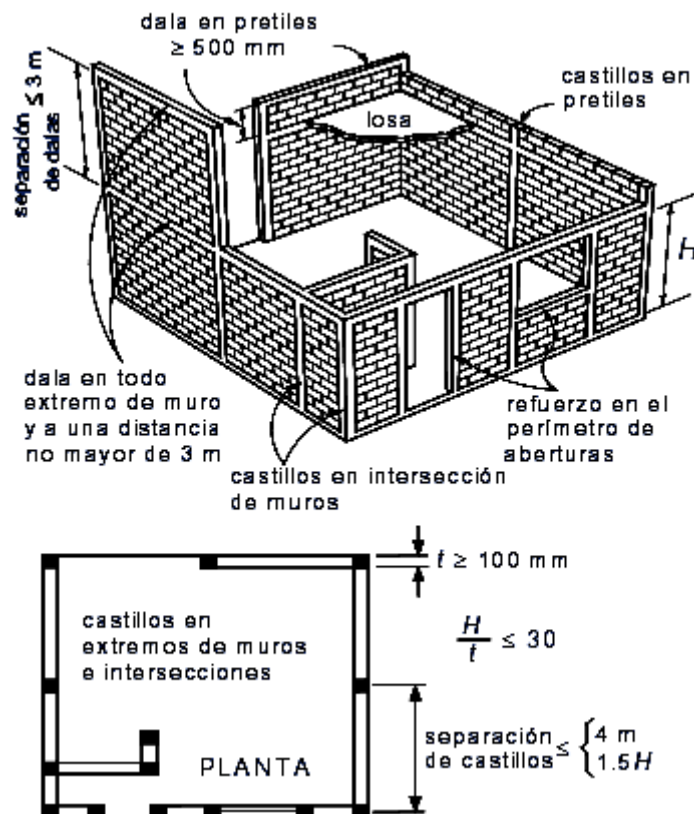
En esta modalidad los castillos o porciones de ellos se cuelan un vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre castillos, o de 60 cm. También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.

En muros con castillos interiores, se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 2 980 kg.

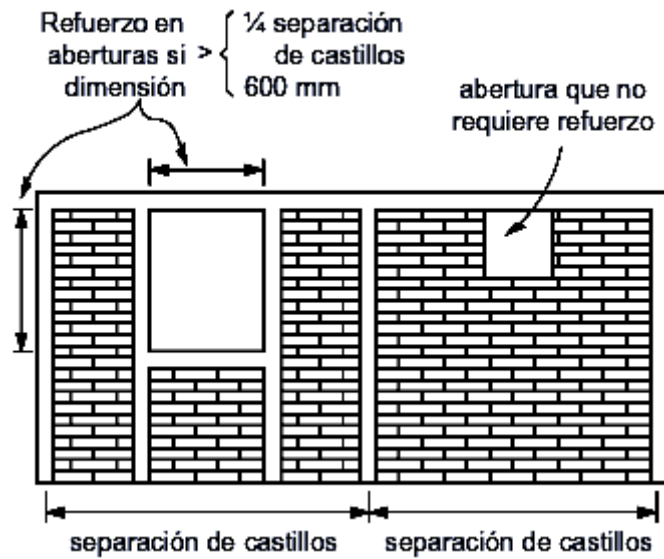
Para diseño por sismo, se usará  $Q= 2$  cuando las piezas sean macizas; se usará también cuando se usen piezas multiperforadas con refuerzo horizontal con al menos la cuantía mínima y los muros estén confinados con castillos exteriores. Se usará  $Q= 1.5$  para cualquier otro caso.

En la siguiente figura se resume lo mencionado anteriormente.



**Características de los muros confinados**





### Refuerzo de huecos

## MUROS CON CASTILLOS INTERIORES

Son aquéllos muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse con los siguientes requisitos.

Se acepta considerar a los muros como confinados si los castillos interiores y las dalas cumplen con mencionado en los incisos a,b,d,e,f,g,h para muros confinados

Se aceptará usar concreto de relleno con resistencia a compresión no menor de  $125 \text{ kg/cm}^2$ . Se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos

Independientemente del valor de  $v_m^*$ . Para diseño por sismo, el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , será igual a 1.5, indistintamente de la cuantía de refuerzo horizontal o de malla de alambre soldado.

- a) La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal,  $p_h$ , y vertical,  $p_v$ , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007, es decir:

$$p_h + p_v \geq 0.002$$

$$p_h \geq 0.0007; \quad p_v \geq 0.0007$$

Donde:

$$P_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad P_v = \frac{A_{sv}}{s_v t};$$

Ash área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación Vertical sh; y Asv área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación sv.

Cuando se emplee acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia especificado mayor que 4 200 kg/cm<sup>2</sup>, las cuantías de refuerzo calculadas con las expresiones mencionadas anteriormente se podrán reducir multiplicándolas por 4200 / fy, en kg/cm<sup>2</sup>.

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo ni mayor de 800 mm.

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo especificado de fluencia de 4 200 kg/cm<sup>2</sup>, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros o a cada 3 m.

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse concretos de relleno, o el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima mayor de 50 mm y un área no menor de 3000 mm<sup>2</sup>.

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura

Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores, Ast, colocada a una separación s en la altura del muro, se podrá calcular mediante la expresión siguiente.

$$A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR})}{F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y}$$

$$\left( A_{st} = \frac{V_{mR} + V_{sR}}{4F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y} \right)$$

Donde  $A_{st}$  está en  $\text{cm}^2$ ,  $V_{mR}$  y  $V_{sR}$ , kg, son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, si aplica,  $F_R$  se tomará igual a 0.7,  $t$  y  $L$  son el espesor y longitud del muro transversal en cm, y  $f_y$  es el refuerzo especificado de fluencia de los dispositivos o conectores, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . La separación  $s$  no deberá exceder de 30 Cm.

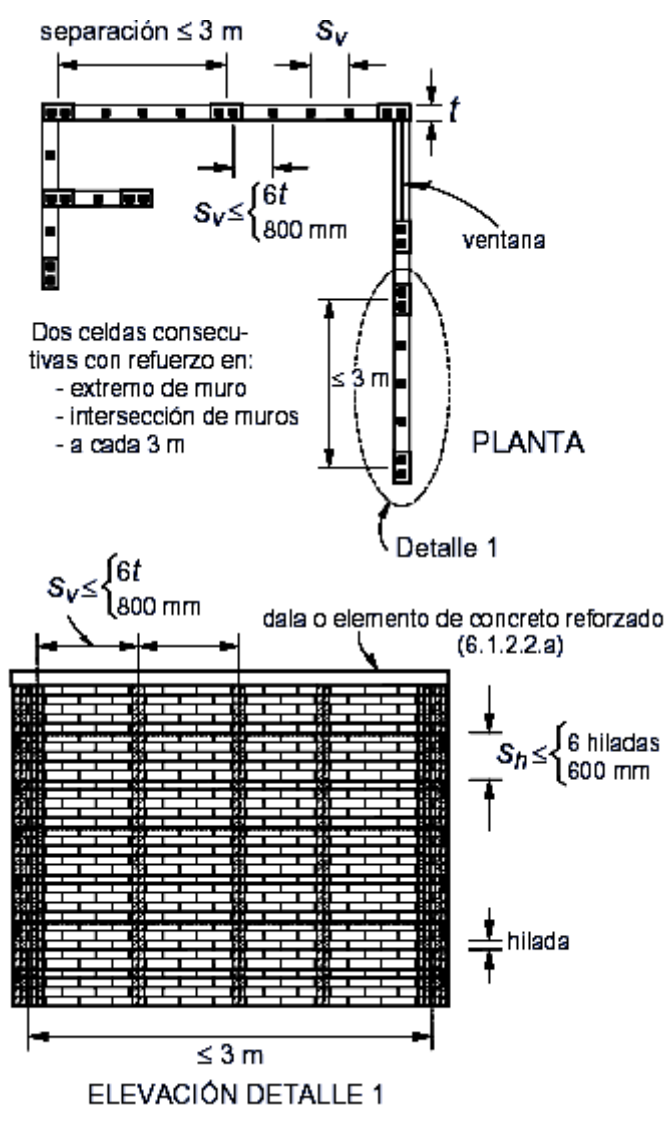
Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la longitud del muro, de la cuarta parte de la distancia entre intersecciones de muros o de 60 Cm, o bien en aberturas con altura igual a la del muro.

El espesor de la mampostería de los muros,  $t$ , no será menor que 10 Cm y la relación altura a espesor de la mampostería del muro,  $H / t$ , no excederá de 30.

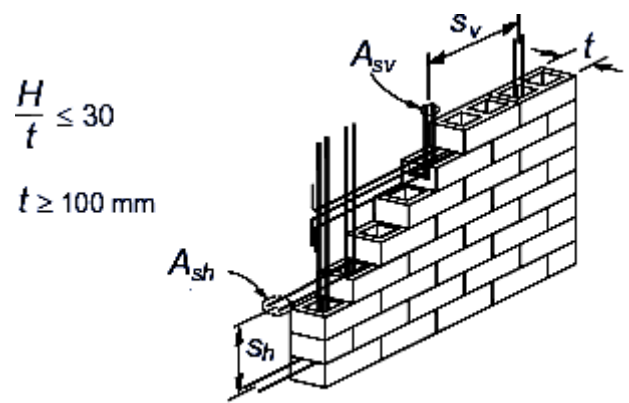
Los pretilos o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical. Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 50 Cm.

La separación máxima del refuerzo horizontal,  $sh$ , no excederá de seis hiladas o 60 Cm.

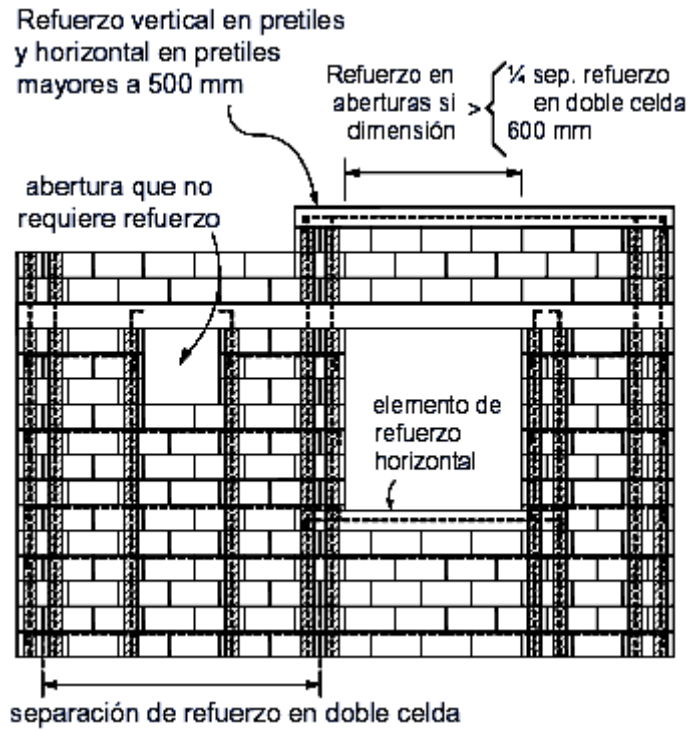
A continuación se ilustra lo mencionado anteriormente.



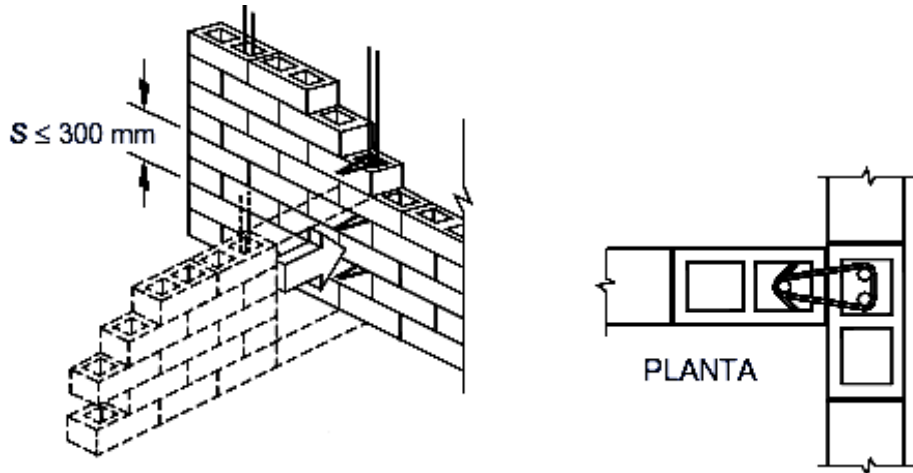
**DETALLES DE REFUERZO EN MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE**



**SEPARACION DEL REFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL.**



### REFUERZO DE HUECOS



### CONECTORES ENTRE MUROS SIN TRSLAPES DE PIEZAS

### MUROS NO REFORZADOS

Se considera como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

## II ESTRUCTURACION

Cabe mencionar que dicha estructura fue diseñada y construida por una compañía de cálculo estructural.

La estructura se encuentra ubicada dentro de la zona IIIa, la estructuración que se llevara a cabo será a base de muros de carga de tabique rojo 7x14x28 recosido, y su sistema de piso es a base de losas de concreto reforzado, la altura de entrepiso es de 2.40 m, la planta arquitectónica tipo se muestra en el plano No 1 (Edificio Habitacional).

La estructura de acuerdo con el RCDF Art. 139, se encuentra ubicada dentro del grupo B, para la cual el reglamento especifica lo siguiente:

Debido a que la estructura se encuentra dentro de la zona IIIa y pertenece al grupo B el coeficiente sísmico a emplear de acuerdo a las NTC de sismo secc. 3 el coeficiente sísmico a usar será de 0.40

De la sección 5.3 de las Normas Técnicas Complementarias Para Sismo, y de acuerdo con la estructuración se considerará un Factor de Comportamiento Sísmico igual a 2

### CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE DEL SUELO

Los siguientes datos fueron tomados del estudio de mecánica de suelos realizado para el diseño de la estructura en estudio

El terreno donde se desplantara la estructura tendrá una capacidad de 5 T/m<sup>2</sup>, para el caso de cargas gravitacionales, y para la combinación de cargas gravitacionales mas accidentales se tomara de 6.5 t/m<sup>2</sup>

De acuerdo al informe proporcionado no se detectó el nivel de aguas

Por consiguiente la estructura se cimentará por medio de un cajón estanco que permita compensar parcialmente la carga unitaria media. La profundidad mínima de desplante será de 2 m a partir del terreno natural, con el objeto de reducir los hundimientos según RCDF.

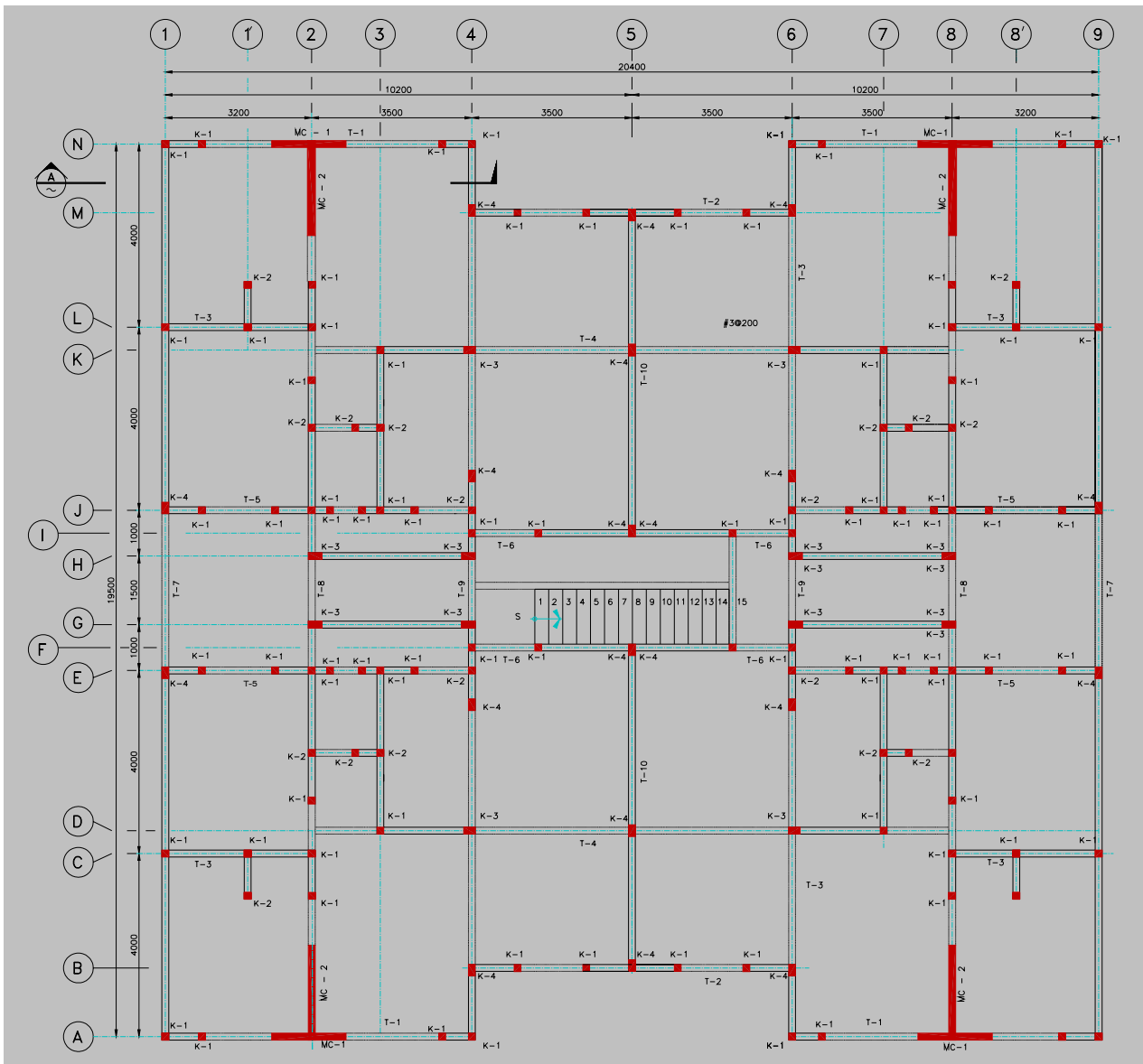
Los muros perimetrales del cajón de cimentación habrán de diseñarse para la distribución de esfuerzos horizontales, considerando una sobrecarga de 1.0 t/m<sup>2</sup> y el inducido por el suelo en estado de reposo con su coeficiente de empuje de 0.6

### PESO VOLUMETRICO DEL SUELO

$\gamma_m = 1.148 \text{ t/m}^3$  de 0 a 1.10 m de profundidad

$\gamma_m = 1.32 \text{ t/m}^3$  de 1.10 a 8.7 m de profundidad

## II.1 UBICACIÓN DE ELEMENTOS RESISTENTES PARA LAS SOLICITACIONES QUE TENDRA LA CONSTRUCCIÓN



## II.2 ANALISIS DE CARGAS

Se obtuvieron considerando lo antes expuesto, además considerando lo estipulado en el **Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones de Diseño estructural de las edificaciones (\*)**

### CARGAS EN AZOTEA

Losa 0.10*2400	=240	Kg/m <sup>2</sup>	
Relleno 0.06*1500	= 90	“	Para el relleno se considero tezontle
Entortado 0.03*2000	= 60	“	
Enladrillado 0.015*1500	= 25	“	
Plafón 0.015 * 1500	= 25	“	
Sobrecarga Secc. 5.1.2 (*)	= 40	“	
			480 kg/m <sup>2</sup>

Cargas para diseño  
Gravitacional

Cm	480	Kg/m <sup>2</sup>	
Cvm	100	“	Tabla 6.1 (*)
			580 Kg/m <sup>2</sup>

Cargas para diseño  
accidental

Cm	480	Kg/m <sup>2</sup>	
Cvr	70	“	Tabla 6.1 (*)
			550 Kg/m <sup>2</sup>

### CARGAS NIVEL TIPO

Losa 0.10*2400	= 240	Kg/m <sup>2</sup>	
Firme 0.03*2000	= 60	“	
Loseta interceramic	= 20	“	
Plafón 0.015 * 1500	= 23	“	
Sobrecarga Secc. 5.1.2 (*)	= 40	“	
			385 kg/m <sup>2</sup>

Cargas para diseño  
Gravitacional

Cm	385	Kg/m <sup>2</sup>	
Cvm	170	“	Tabla 6.1 (*)
			555 Kg/m <sup>2</sup>

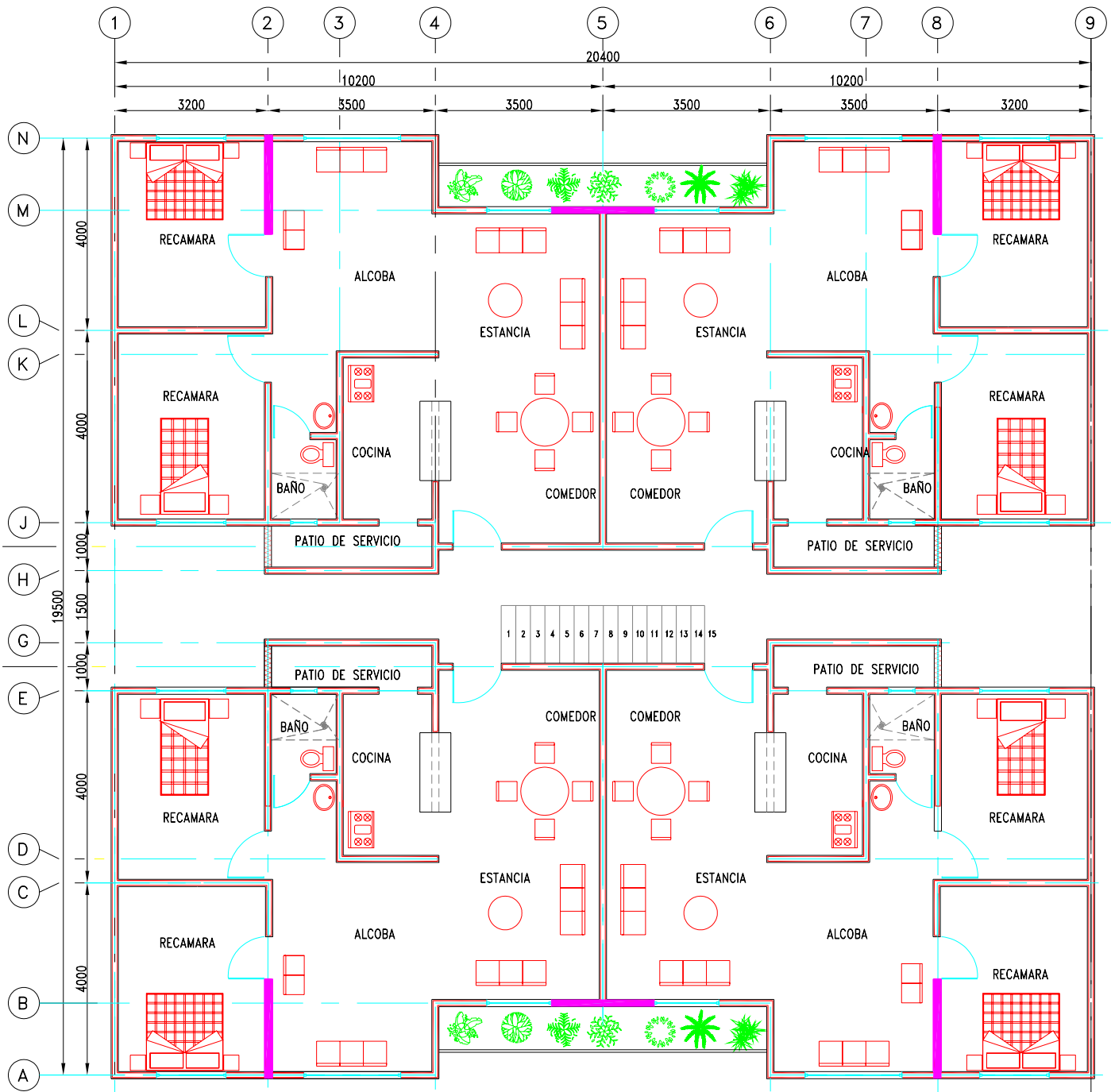
Cargas para diseño  
accidental

Cm	385	Kg/m <sup>2</sup>	
Cvr	90	“	Tabla 6.1 (*)
			475 Kg/m <sup>2</sup>

Peso de muros por metro lineal = 0.18\*1.5\*2.2 = 0.60 T/m

Se considero un peso volumétrico para el muro de tabique de 1.5 t/m<sup>3</sup>



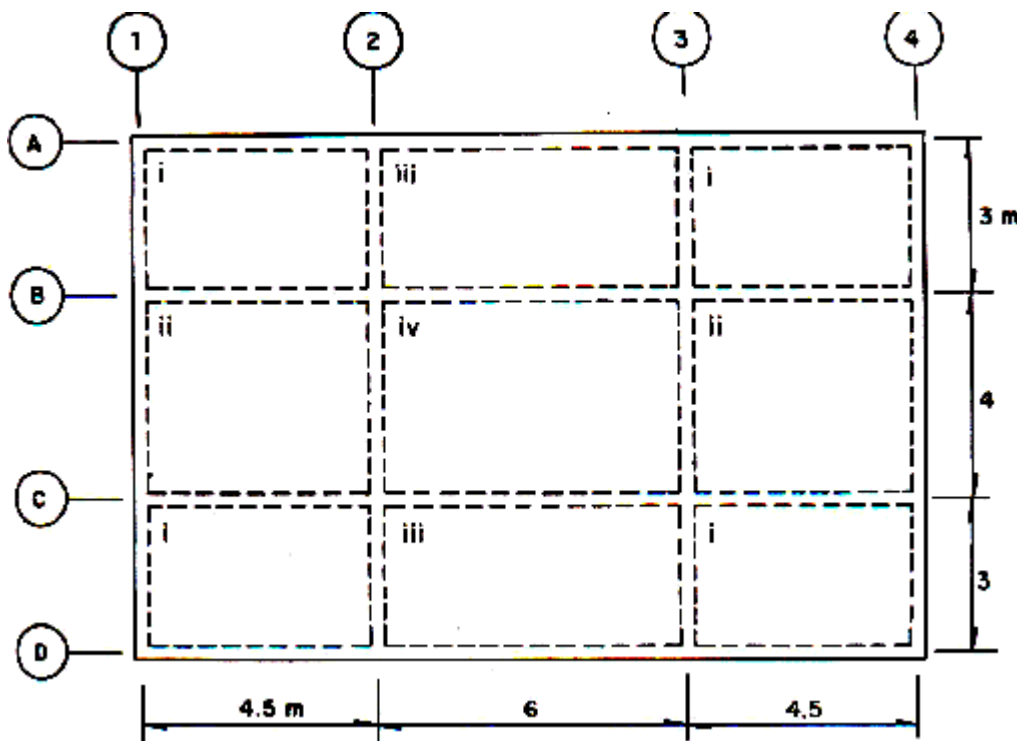


PLANO No 1  
 ( PLANTA TIPO )

## II.3 DEFINICION DE LOSA MACIZA

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre la losa son cargas normales a su plano, ya que se usan para disponer de superficies útiles horizontales, como los pisos de los edificios o las cubiertas de los puentes. En ocasiones además de las cargas normales actúan cargas contenidas en su plano, como el caso de losas inclinadas, en las que la carga vertical tiene una componente paralela a la losa, o cuando la losa actúa como un diafragma horizontal que une marcos verticales de distinta rigidez o sujetos a fuerzas horizontales diferentes.

Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados, como se muestra en la siguiente fig.



Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa.

Cuando las losas se apoyan en muros no hay duda al respecto ya que su rigidez a flexión puede considerarse infinita.

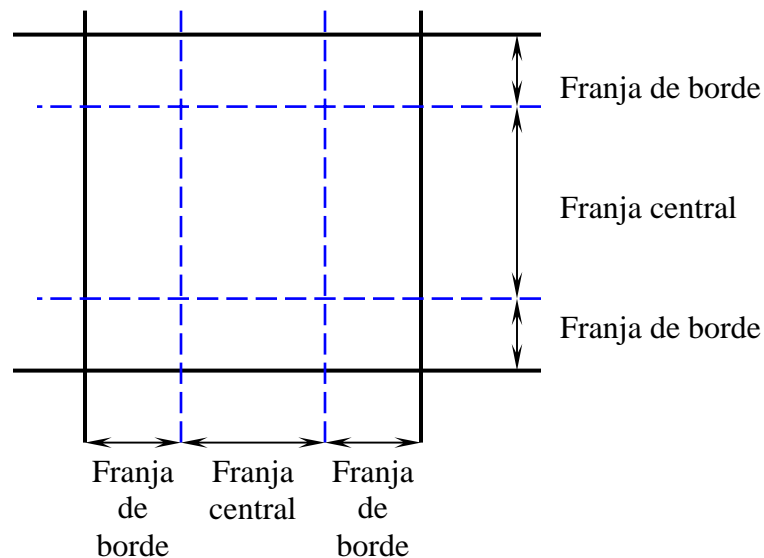
### DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE

El método de las NTC-2004 está basado en uno desarrollado originalmente por Siess y Newmark en el que se incluye coeficientes para losa construidas monolíticamente con las vigas de apoyo y para losas apoyadas sobre vigas de acero.

Esto se debe a que, en el primer caso las vigas proporcionan cierta restricción a la losa contra el giro, mientras que en el segundo caso la losa puede girar libremente.

Existe la posibilidad de que los momentos en un borde común a dos tableros adyacentes resulten distintos en cada tablero. En estos casos las NTC especifica que se distribuyan en dos terceras partes del momento de desequilibrio entre los tableros adyacentes, si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad si no lo son. Para la distribución debe de suponerse que la rigidez del tablero es proporcional a  $d^3/a_1$ .

Las losas se dimensionarán con el método de los coeficientes el cual considera dividida ésta, en cada dirección, en dos franjas de borde y una central como se muestra en la siguiente figura.



### División de una losa en franjas centrales y franjas de borde

La determinación de los anchos de las franjas se hace de la siguiente manera.

Para relaciones de claro corto a largo mayores que 0.5, las franjas centrales tienen un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema tiene un ancho igual a la cuarta parte del mismo para relaciones menores de 0.50, la franja central perpendicular al lado largo tiene un ancho igual a  $a_2 - a_1$  y cada franja extrema, igual a  $a_1/2$ , donde  $a_1$  es el claro corto y  $a_2$  es el claro largo.

Los momentos determinados con los coeficientes de la tabla 1 corresponden a las franjas centrales. Los coeficientes de las franjas extremas son iguales a los de la tabla multiplicados por 0.60.

**TABLA 1**

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I <sup>2</sup>	II <sup>3</sup>	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
<b>Interior</b> Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
<b>De borde</b> Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133
<b>De borde</b> Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129
<b>De esquina</b> Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
<b>Extremo</b> Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
<b>Extremo</b> Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
		Neg. en borde disc.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220
	Positivo	largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
<b>Aislado</b> Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

<sup>1</sup> Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

<sup>2</sup> Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

<sup>3</sup> Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} w a_1^2$ , dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si  $w$  está en  $\text{kN/m}^2$  (en  $\text{kg/m}^2$ ) y  $a_1$  en m, el momento da en  $\text{kN-m/m}$  (en  $\text{kg-m/m}$ )

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

Para doblar barras y aplicar los requisitos de adherencia y anclajes de acero de momento positivo, se supone que las líneas de inflexión están localizadas a una distancia de un sexto del claro corto a partir de los bordes del tablero.

Para los mismos requisitos de acero del momento negativo, se supone localizadas las líneas de inflexión a un quinto del claro corto, a partir de los bordes del tablero.

El método puede aplicarse únicamente si satisfacen las siguientes limitaciones:

1. los tableros son aproximadamente rectangulares
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieren entre sí una cantidad no mayor que 50 % del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva a carga muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor que 1.5 en otros casos.

Cuando se diseña con el método de los coeficientes de momento positivo pueden incrementarse y los momentos negativos reducirse en igual cantidad, o viceversa, pero ningún coeficiente puede reducirse en más del 33% del valor consignado en la tabla 1.

### **PERALTE MÍNIMO**

Las NTC de concreto incluyen disposiciones sobre peralte mínimo y sobre relaciones mínimas de refuerzo. Respecto al peralte, señalan que el cálculo de deflexiones puede omitirse si el peralte efectivo de la losa es por lo menos igual al perímetro del tablero dividido entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. Para calcular este perímetro, los lados discontinuos deben de incrementarse en un 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos a ella, y un 25%, si lo son. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con  $a_2 = 2a_1$ .

Estas disposiciones son aplicables a losas en que  $f_s \leq 2520 \text{ Kg/Cm}^2$  y  $w \leq 380 \text{ Kg/m}^2$ ; para otras combinaciones de  $f_s$  y  $w$ , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por  $0.032(f_s w)^{1/4}$ .

Donde:

$f_s$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{Kg/Cm}^2$ , puede suponerse igual a  $0.6f_y$

$w$  es la carga en condiciones de servicio,  $\text{Kg/m}^2$

### **ACERO MÍNIMO**

Respecto al acero mínimo se determinara con la siguiente expresión.

$$A_s = \frac{660h}{f_y(h+100)}$$

Donde:

As Es el área mínima por metro de ancho de la losa. Esta área debe multiplicarse por 1.5 si la losa ésta expuesta a la intemperie. Puede proporcionarse por simplicidad, una relación mínima de **pmínima** de 0.002 en losas protegidas de la intemperie y de 0.003 en losas expuestas a ella.

h Peralte total de la losa

La separación entre barras no debe exceder de 50 cm ni de 3.5h, excepto en la proximidad de cargas concentradas superiores a una toneladas en donde la separación máxima será de 2.5d

Si el espesor no excede de 15 Cm, el acero de refuerzo puede colocarse en una sola capa y si es mayor, se colocaran en dos capas.

### FUERZA CORTANTE

En la gran mayoría de los casos, en dimensionamiento de las losas apoyadas perimetralmente queda regido por flexión. Sin embargo es necesario revisar la seguridad contra fuerza cortante. Para estos fines, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede calcularse con la expresión.

$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

Cuando en un tablero existan bordes continuos y bordes discontinuos, el valor de Vu debe de incrementarse en un 15%. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f * c}$$

### CARGAS LINEALES Y CONCENTRADAS

Es frecuente que las losas apoyadas perimetralmente soporten además de cargas distribuidas, cargas lineales y concentradas como las producidas por un muro que se apoye sobre la losa, por maquinaria, o por vehículos en el caso de losas de puentes.

Para tomar en cuenta el efecto de cargas lineales, las NTC, especifican sustituir la carga lineal por una carga uniformemente distribuida cuyo valor se obtiene dividiendo el peso total de la carga lineal entre el área del tablero y multiplicando el resultado por los factores de la tabla 2, este método puede aplicarse siempre que la carga lineal no sea mayor que el 50% de la carga total.

<b>Factores para transformar cargas lineales en cargas distribuidas equivalentes.</b>			
Relación de lados m=a1/a2	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

**TABLA 2**

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba de soportar una carga concentrada ,P, aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad.

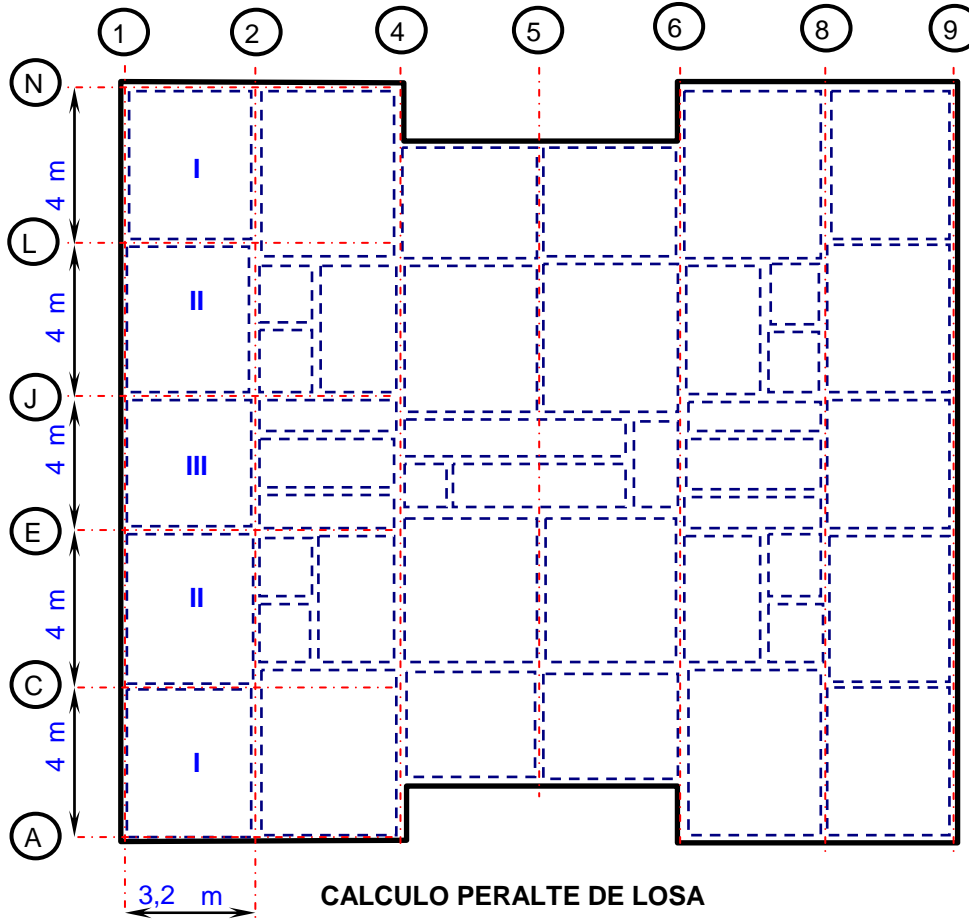
$$\frac{P}{2\pi} \left( 1 - \frac{2r}{3R_b} \right)$$

En todo punto del tablero, siendo r, el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga y R la distancia del centro de la carga al borde más próximo ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección con relación ancho a claro no menor que  $\pi/2$ , cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que 1.5 L. Centrado con respecto a la carga (L es el claro de la losa):

TESIS PROFESIONAL

DISEÑO LOSA	AZOTEA	ENTRE EJES	1 - 2 y A - N
Carga muerta =	480 Kg/m <sup>2</sup>	concreto	= 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
Carga viva máxima =	100 Kg/m <sup>2</sup>	Acero de refuerzo	= 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>
Lado corto =	0,00 m	¿La losa se colara monóticamente con sus apoyos?	si
Lado largo =	4,58 m	Recubrimiento =	1,5 Cm



$$d_{min} = \left[ \frac{\text{perímetro}}{250} \right] 0.032(f_{sw})^{1/4}$$

$$d_{min} = \left\{ \left[ \frac{400 + 320}{250} \right] + \left[ \frac{320 + 400}{250} \right] \cdot 1,25 \right\} 0,032 * \sqrt[1/4]{2520 * 580} = 7,21 \text{ Cm Rige}$$

$$d_{min} = \left\{ \left[ \frac{400 + 320}{250} \right] + 400 * 1,25 + 320 \right\} 0,032 * \sqrt[1/4]{2520 * 580} = 6,85 \text{ Cm}$$

$$d_{min} = \left\{ \left[ \frac{350 + 320}{250} \right] + 350 * 1,25 + 320 \right\} 0,032 * \sqrt[1/4]{2520 * 580} = 6,35 \text{ Cm}$$



## TESIS PROFESIONAL

$$h = 7,21 + 2,5 = \mathbf{9,71 \text{ Cm}} \approx \mathbf{10 \text{ Cm}} \quad d = \mathbf{7,5 \text{ Cm}}$$

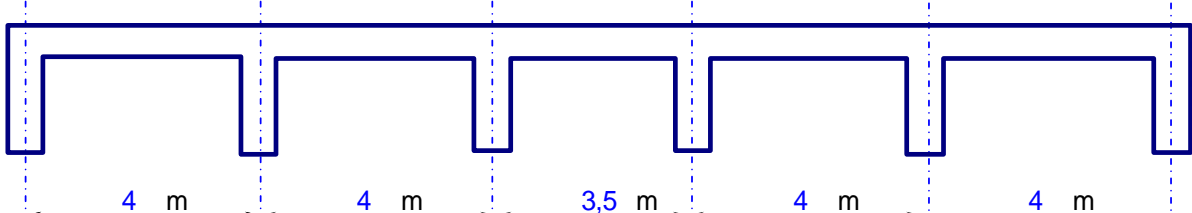
$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0,95 - 0,5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \quad h = 10 \text{ Cm}$$

$$V = \left( \frac{3,2}{2} - 0,07 \right) \left( 0,95 - 0,5 * \frac{3,2}{4} \right) 580 = 487,4 \text{ Kg}$$

$$Vu = 487,4 * 1,4 * 1,15 = 784,71 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 0,5 F_R b d (f'_c)^{1/2} = 0,5 * 0,8 * 100 * 7,5 * \sqrt{250} = 4743 \text{ Kg} > Vu \quad \text{Ok}$$

$$a_1 = \mathbf{3,2 \text{ m}}$$



	4 m		4 m		3,5 m		4 m		4 m	
$a_1/a_2$	0,80		0,80		0,91		0,80		0,80	
$\alpha$	140		135		134		135		140	
Mu	222	394	379	379	347	347	379	379	394	222
$\omega a_1^2 \alpha \times 10^4$	0,083		0,08		0,08		0,08		0,083	
$K = d^3/a_1$	0,132	0,234	0,225	0,225	0,206	0,206	0,225	0,225	0,234	0,132
FD	1,05		1,05		1,21		1,05		1,05	
$2/3 \text{ Mu FD}$		0,50	0,50	0,46	0,54	0,54	0,46	0,5	0,5	
Distribución Elastica	0,0030	0,0030	-0,0059	-0,0068	-0,0068	-0,0059	0,0030	0,0030		
Distribución Plastica	0,082		0,079		0,073		0,079		0,082	
$F_c = 1,4$	0,132	0,237	0,222	0,231	0,213	0,213	0,231	0,222	0,237	0,132
Mu	0,090		0,086		0,081		0,086		0,090	
T-m	0,119	0,213	0,200	0,208	0,192	0,192	0,208	0,200	0,213	0,119
	0,126		0,121		0,113		0,121		0,126	
	0,166	0,299	0,280	0,291	0,268	0,268	0,291	0,280	0,299	0,166

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0026 \quad \rho_{\max} = \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) = 0,0238$$

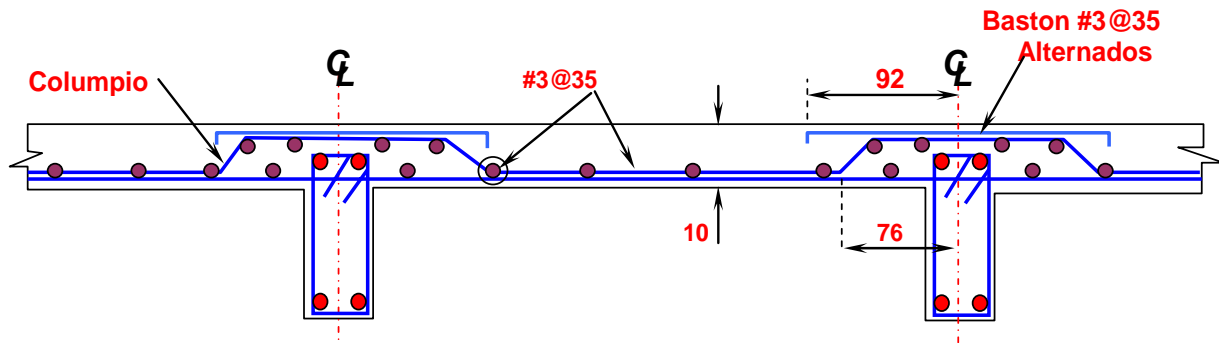
**TESIS PROFESIONAL**

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right) = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 29900}{0,9 * 100 * 7,5 * 170}} \right) = 0,0014$$

$$A_s = 0,0026 * 100 * 7,5 = 1,95 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{100 * 0,71}{1,98} = 36 \text{ Cm}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} 3.5 h = 3,5 * 10 = 35 \text{ Cm Rige} \\ 50 \text{ Cm} \end{cases}$$



**ARMADO DE LOSA TIPO**



### III ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA TRIDIMENSIONAL

El análisis riguroso de estructuras de muros y losas sujetas a cargas verticales u horizontales es complejo por tratarse de sistemas tridimensionales que no se prestan fácilmente a la subdivisión en marcos bidimensionales, como es factible hacer en estructuras de vigas y columnas.

Además la heterogeneidad de los materiales componentes, las holguras, los aplastamientos y agrietamientos locales entre mortero y piezas y entre estas y el concreto hacen que existan deformaciones inelásticas desde niveles pequeños de carga, lo que altera los resultados de los análisis elásticos. Por ello es aceptable recurrir a simplificaciones drásticas basadas en consideraciones de equilibrio y en la experiencia de comportamiento adecuado.

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará en general por medio de un análisis elástico. La determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplear por tanto propiedades de la sección agrietada y transformas cuando dichas tensiones aparezcan.

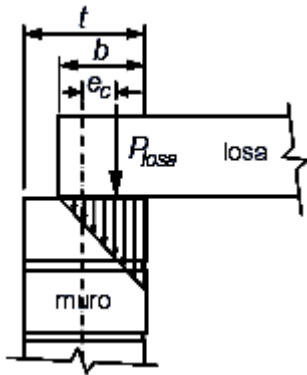
**En La sección 3.2.2 de las NTC para mampostería,** se dan los criterios generales para llevar a cabo el análisis por cargas verticales, a continuación se transcribirá dicha sección.

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas, la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de la distribución de momentos en el nudo, la rigidez de los muros es nula. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debido a los efectos siguientes:

- a) Los momentos deben de ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debido a un voladizo que se empotre en el muro y los debido a empujes, del viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediato superior en muros extremos; tal excentricidad se tomara igual a

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

A continuación se representara gráficamente lo expuesto anteriormente



$$e_c = t/2 - b/3$$

$$\text{si } b = t$$

$$e_c = t/2 - t/3 = t/6$$

$$e' = \frac{(W \text{ losa})t/6}{W \text{ losa} + W \text{ muro}} + \frac{t}{24} \quad \text{Para muros Extremos}$$

$$e' = 0 \quad \text{Para muros interiores}$$

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción, FE, especificados en la Secc. 3.2.2.3 de las NTC de mampostería, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- c) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- d) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- e) La relación altura/espesor del muro no excede de 20

### III.1 FACTOR DE REDUCCION POR EXCENTRICIDAD Y ESBELTEZ

- 1.- Cuando se cumplan los requisitos especificados en los incisos c, d y e, podrá tomarse FE igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieran en más de 50% y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre carga viva y carga muerta de diseño exceda de 1.0
- 2.- Cuando no se cumpla las condiciones del punto anterior, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el punto 1 y el que se obtiene por la siguiente ecuación.

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$$

Donde:

t espesor del muro

e' es la excentricidad calculada por la carga vertical, ec., más una excentricidad accidental que se tomara igual a t/24

k factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:

k = 2 para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;

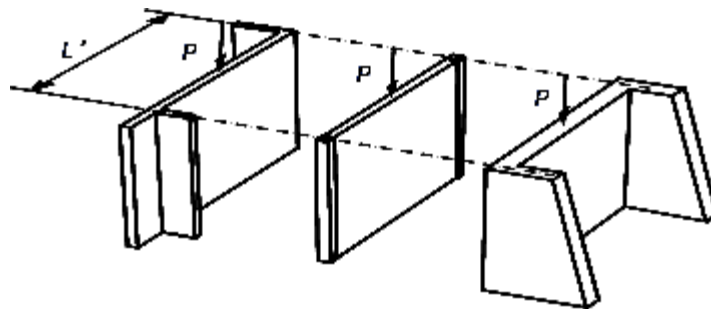
k = 1 para muros extremos en que se apoyan losas; y

k = 0.8 para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor FE se calculará como

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

Donde L' es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro



### III.2 RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES

La carga vertical resistente se calcula con la siguiente expresión

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y)$$

Donde:

P<sub>R</sub> es la carga vertical total resistente de diseño

$F_R$	se tomara como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y como 0.3 para muros reforzados
$f^*m$	es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería
$F_E$	Es el factor de reducción por excentricidad y esbeltez mencionado anteriormente
$A_T$	El área de la sección transversal del muro.
$A_s$	Área de acero colocada en un de los extremos del muro
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del acero, igual a 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

**Resistencia de diseño a compresión de la mampostería,  $f_m^*$ , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta**

Tipo de pieza	$f_m^*$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ( $f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm <sup>2</sup> )	1.5 (15)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de barro con huecos verticales ( $f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm <sup>2</sup> )	4 (40)	4 (40)	3 (30)
Bloque de concreto (pesado <sup>1</sup> ) ( $f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm <sup>2</sup> )	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón) ( $f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm <sup>2</sup> )	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)

<sup>1</sup> Con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 20 kN/m<sup>3</sup> (2 000 kg/m<sup>3</sup>).

Alternativamente,  $P_R$  se podrá calcular con

$$P_R = F_R F_E ( f^*m + 4 ) A_t$$

Los valores  $f_m^*$  de esta tabla son válidos para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal.

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

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

### III.3 RESISTENCIA ANTE CARGAS LATERALES

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinaran tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considerará la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales. Se tomara en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso y techo y la de los dinteles.

De acuerdo con lo anterior para el calculo de las rigideces de los muros se valuara con la siguiente expresión

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG}}$$

Donde:

K	Es la rigidez del muro en cuestión en Kg/Cm
H	altura de piso a techo en Cm
E	modulo de elasticidad del muro Kg/Cm <sup>2</sup>
I	momento de inercia del muro Cm <sup>4</sup>
A	área de la sección transversal del muro Cm <sup>2</sup>
G	modulo cortante del muro Kg/Cm <sup>2</sup>

El módulo de elasticidad que se empleará en el análisis corresponde a las cargas de corta duración, para lo cual las NTC de mampostería sección 2.8.5 establece la siguiente expresión

$$E = 600f^*m \text{ Kg/cm}^2 \text{ Sección 2.8.5.2 de mampostería}$$

f\*m esfuerzo resistente a compresión

El módulo de cortante de la mampostería se tomara como:

$$G = 0.4 E \text{ Sección 2.8.6.2 NTC de mampostería}$$

#### FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR LA MAMPOSTERIA

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

La resistencia a cargas laterales será proporcionada por la mampostería. Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado. Cuando la carga vertical que obre sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.



La fuerza cortante resistente de diseño,  $V_{mR}$ , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T$$

Donde:

El factor de resistencia,  $F_R$ , se tomará igual a 0.7.

$P$  se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical  $P$  que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería  $V_{mR}$ ; por lo que la totalidad de la fuerza cortante deberá ser resistida por el refuerzo horizontal.

$v_m^*$  resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga,  $\text{kg/cm}^2$

$A_T$  El área de la sección transversal del muro.

#### Resistencia de diseño a compresión diagonal

Pieza	Tipo de mortero	$v_m^*{}^1$ , MPa ( $\text{kg/cm}^2$ )
Tabique de barro recocido ( $f_p^* \geq 6$ MPa, 60 $\text{kg/cm}^2$ )	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.3 (3)
Tabique de barro con huecos verticales ( $f_p^* \geq 12$ MPa, 120 $\text{kg/cm}^2$ )	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)
Bloque de concreto (pesado <sup>2</sup> ) ( $f_p^* \geq 10$ MPa, 100 $\text{kg/cm}^2$ )	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.25 (2.5)
Tabique de concreto (tabicón) ( $f_p^* \geq 10$ MPa, 100 $\text{kg/cm}^2$ )	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)

<sup>1</sup> cuando el valor de la tabla se mayor que a  $0.8 (f^*m)^{1/2}$   $f_v$  se tomara este ultimo como  $v^*m$

<sup>2</sup> con peso volumetrico seco no menor de 2000  $\text{Kg/Cm}^3$

La resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño,  $v_m^*$ , no deberá exceder de 6  $\text{kg/cm}^2$ , a menos que se demuestre con ensayos.

Se permitirá el uso de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío, que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de escalerillas para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 6 000 kg/cm<sup>2</sup>.

La separación máxima del refuerzo horizontal,  $s_h$ , no excederá de seis hiladas o 600 mm.

Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal,  $p_h$ , no será inferior a  $3/f_{yh}$ , si se usan kg/cm<sup>2</sup> ni al valor que resulte de la expresión siguiente.

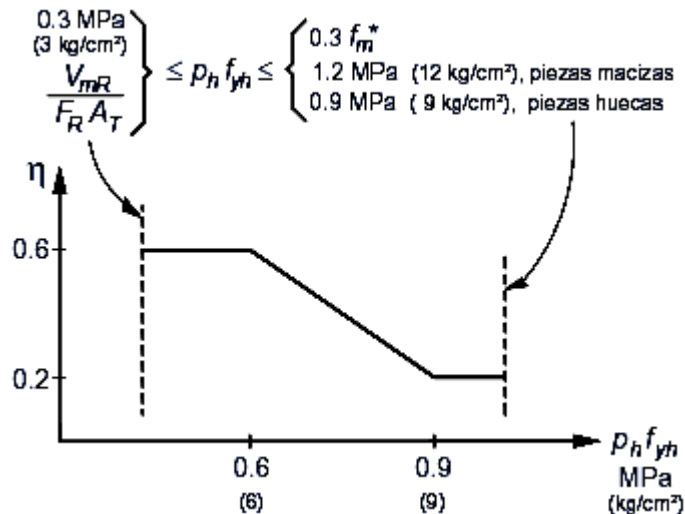
$$p_h = \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T}$$

En ningún caso  $p_h$  será mayor que  $0.3 f_m^*/f_{yh}$ ; ni que  $12/f_{yh}$  para piezas macizas, ni que  $9/f_{yh}$  para piezas huecas

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal,  $\eta$ , se determinará con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \leq 0.6 \text{ MPa (6 kg/cm}^2\text{)} \\ 0.2 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \geq 0.9 \text{ MPa (9 kg/cm}^2\text{)} \end{cases}$$

Para valores de  $p_h f_{yh}$  comprendidos entre 6 y 9 kg/cm<sup>2</sup>,  $\eta$  se hará variar linealmente como se indica en la siguiente figura.



Las mallas deberán tener en ambas direcciones la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 5 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero con espesor mínimo de 15 mm.

Cuantía mínima y máxima de refuerzo para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

La fuerza cortante se tomara con la malla, No se considerará contribución a la resistencia por el mortero.

### **III.4 RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESION EN EL PLANO DEL MURO**

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considera que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual  $f^*m$ .

La capacidad a flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculara considerando las siguientes hipótesis.

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana
- b) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente.
- c) Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- d) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomara igual a 0.003
- e) A menos que ensaye en pilas permitan obtener mejor determinación de curva esfuerzo - deformación de la mampostería, esta se supondrá lineal hasta la falla.

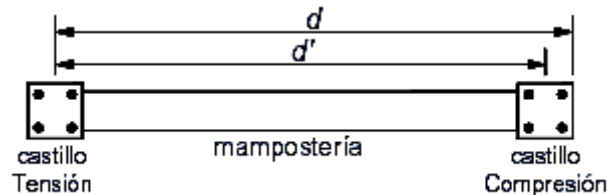
Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las formulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d ; \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5F_R M_o + 0.15 P_u d) \left( 1 - \frac{P_u}{P_R} \right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

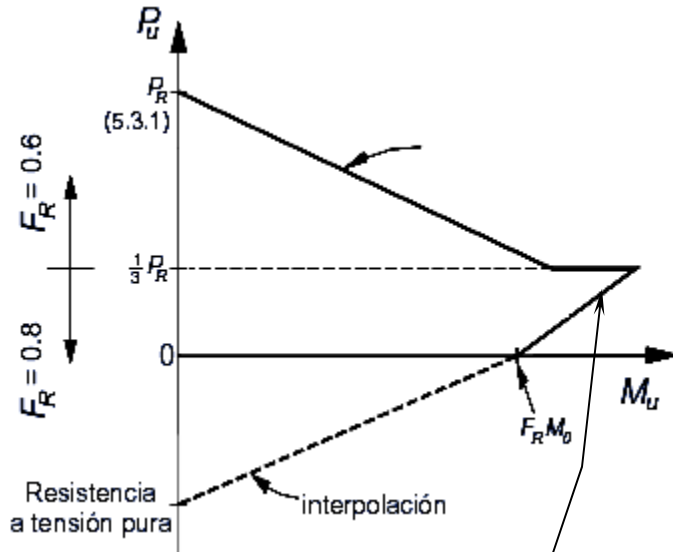
Donde:

- $M_o = A_s f_y d'$  resistencia a flexión pura del muro;
- $A_s$  área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en los extremos del muro.
- $d'$  distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.
- $d$  distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima.
- $P_u$  carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo.
- $F_R$  se tomará igual a 0.8, si  $P_u \leq P_R / 3$  e igual a 0.6 en caso contrario.



Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente  $M_o$ , afectando el resultado por  $F_R = 0.8$ , Ver siguiente figura.

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d; \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$



$$M_R = (1.5F_R M_o + 0.15 P_R d) \left( 1 - \frac{P_u}{P_R} \right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

### III.5 ANALISIS SISMICO ESTATICO

El reglamento de construcciones para el distrito federal en el Art. 207, establece que el análisis sísmico de la estructura podrá hacerse mediante el método estático con las recomendaciones indicadas en las NTC de sismo, Cap. 8

Este método se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de fuerzas de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal acepta el uso del método estático en estructuras de altura no mayor a 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, Debe sin embargo, evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías irregulares en planta y elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

De no ser así la estructura deberá ser analizada por el método de análisis sísmico dinámico.

El método de análisis sísmico estático consta esencialmente de los siguientes pasos.

- a) Se representa las acciones del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de las masas de los pisos en dos direcciones ortogonales.
- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos)
- c) Se efectuará el análisis estructural de cada sistema resistente ante cargas laterales que le correspondan.

### **VALUACION DE FUERZAS SISMICAS SIN ESTIMAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA**

Según el primer párrafo de la sección 8 de las NTDS, las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura puede valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que obran sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. La fuerza actuante donde se concentra una masa  $i$  es igual al peso de la misma, " $w_i$ ", por un coeficiente de proporcionalidad a la altura  $h_i$  de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El factor de proporcionalidad es tal que la relación  $V_o/W_o$ , siendo  $V_o$  la fuerza cortante basal y  $W_o$  el peso total de la construcción, sea igual  $c/Q$ , donde  $c$  y  $Q$ , son el coeficiente sísmico y el factor de comportamiento sísmico respectivamente.

De lo anterior se concluye que la fuerza horizontal  $F_i$  aplicada en el centro de la masa del nivel  $i$  ésta dada por la siguiente ecuación.

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

Por lo que los coeficientes sísmicos que rigen para el D.F, se mencionan en la siguiente tabla.

**Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones**

Zona	$c$	$\alpha_0$	$T_a^1$	$T_b^1$	$r$
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2

<sup>1</sup> Periodos en segundos

Para nuestro caso se tiene  $C_s = 0.4$

**VALUACION DE FUERZAS SISMICAS ESTIMANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA**

La sección 8 de las NTDS, permiten usar fuerzas cortantes reducidas siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración del edificio  $T$ , calculado en segundos con la formula siguiente

- a) El periodo fundamental de vibración,  $T$ , puede tomarse igual a

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}}$$

Donde  $x_i$  es el desplazamiento del nivel  $i$ , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza,  $g$  la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

- b) Si  $T$  es menor o igual que  $T_b$ , se procederá como se menciona anteriormente, pero de tal manera que la relación  $V_0 / W_0$  sea igual a  $a/Q'$ , calculándose  $a$  y  $Q'$  como se especifica mas adelante.
- c) Si  $T$  es mayor que  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'}$$

donde

$$k_1 = [1 - 0.5r(1-q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$k_2 = 0.75r(1-q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

donde

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

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Capítulo 9 de la NTC de sismo, se empleará un factor de reducción  $Q'$  que se calculará como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$

$T$  se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal;  $T_a$  es un periodo característico del espectro de diseño.  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico.

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, el valor de  $Q'$  se corregirá como se indica mas adelante (ver correcciones por irregularidad).



## CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos mencionados será considerada irregular.

### **ESTRUCTURA FUERTEMENTE IRREGULAR**

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, **es**, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

### **CORRECCION POR IRREGULARIDAD**

El factor de reducción  $Q'$ , definido anteriormente, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de las condiciones de regularidad de la 1 a 11, o por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. En ningún caso el factor  $Q'$  se tomará menor que uno.

### **EFFECTOS DE TORSIÓN**

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, **es**, se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b; \text{ o}$$

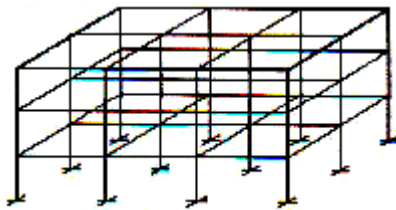
$$e_s - 0.1b$$

Donde  $b$  es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de **es** calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico  $Q$  especificado sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de  $0.2b$ .

Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de entrepiso entre en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces, y dichos elementos deben ser de la misma índole, es decir que si, por ejemplo, en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto. Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.



**Marcos tridimensionales**



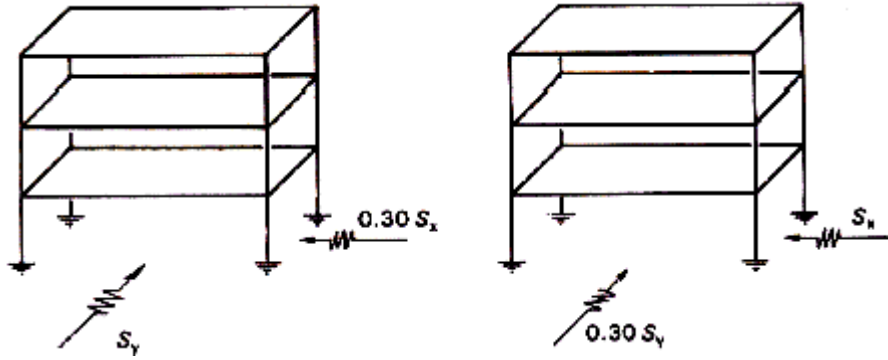
**Muros de rigidez**

### **MOMENTO DE VOLTEO**

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por  $0.8 + 0.2z$ , (siendo  $z$  la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por el momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel.

### **EFFECTOS BIDIRECCIONALES**

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.



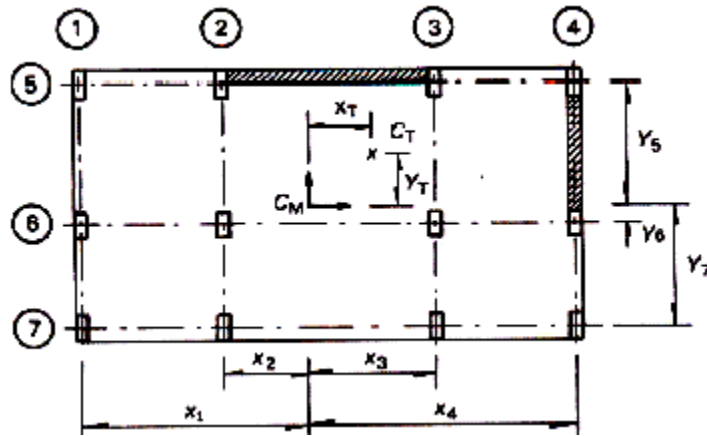
### EFFECTOS BIDIRECCIONALES

### ENTREPISOS CON SISTEMAS RESISTENTES ORTOGONALES

En la fig. 11, se muestra una planta de un entrepiso en el cual los elementos estructurales que resisten las fuerzas laterales son paralelos a la dirección X o Y. Las rigideces de entrepisos respectivas se designan por  $R_{JX}$  o  $R_{JY}$ . En estas circunstancias, las fuerzas sísmicas se pueden distribuir entre los elementos resistentes mediante los siguientes pasos:

- Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.
- Se evalúa la fuerza horizontal  $F_i$  aplicada en el centro de gravedad de cada nivel "i" para las dos direcciones, considerando el periodo fundamental del edificio ó sin tomarlo en cuenta.
- Se obtiene en cortante en cada entrepiso, así como su línea de acción en planta por equilibrio estático.
- Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente traslación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dichos niveles. Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$x_t = \frac{\sum(R_{JY}x_J)}{\sum R_{JY}} \qquad y_t = \frac{\sum(R_{JX}y_J)}{\sum R_{JX}}$$



$X_j, Y_j$  son las coordenadas de los sistemas resistentes

- e) La fuerza cortante sobre un elemento resistente es igual a la suma de los efectos: el debido a la fuerza cortante del entrepiso supuesta actuando en el centro de torsión, y el causado por el momento torsionante. Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje  $X$ , se obtiene las cortantes siguientes:

En los elementos resistentes  $x$ , por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión (cortante directo):

$$V_d = \frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

En los elementos resistentes  $x$ , por el efecto de torsión (cortante por torsión):

$$V_t = \frac{M_t R_{jx} y_{jt}}{\sum R_{jx} y_{jt}^2 + \sum R_{jy} x_{jt}^2}$$

En los elementos resistentes  $y$ , por el efecto de torsión (cortante por torsión):

$$V_t = \frac{M_t R_{jy} x_{jt}}{\sum R_{jx} y_{jt}^2 + \sum R_{jy} x_{jt}^2}$$

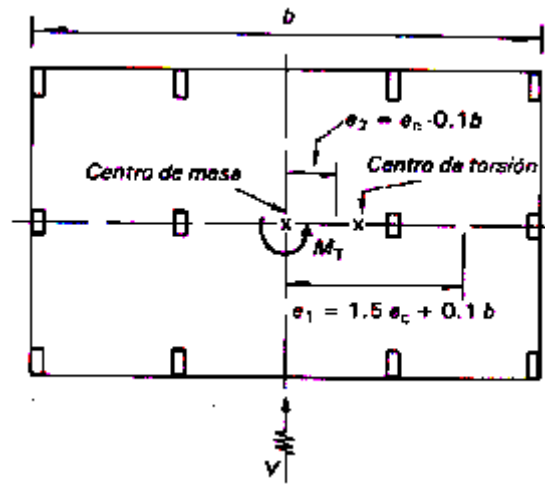
$V_x$  Es la cortante en el entrepiso considerado en la dirección  $X$

$x_{jt}, y_{jt}$  Son las distancias del elemento resistente  $j$  al respectivo centro de torsión

$M_t$  Es el momento torsionante de diseño igual al producto de  $V_x$  por la más desfavorable de las siguientes excentricidades:

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b \quad e_2 = e_s - 0.1b$$

Siendo la excentricidad directa,  $e_s$ , la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión



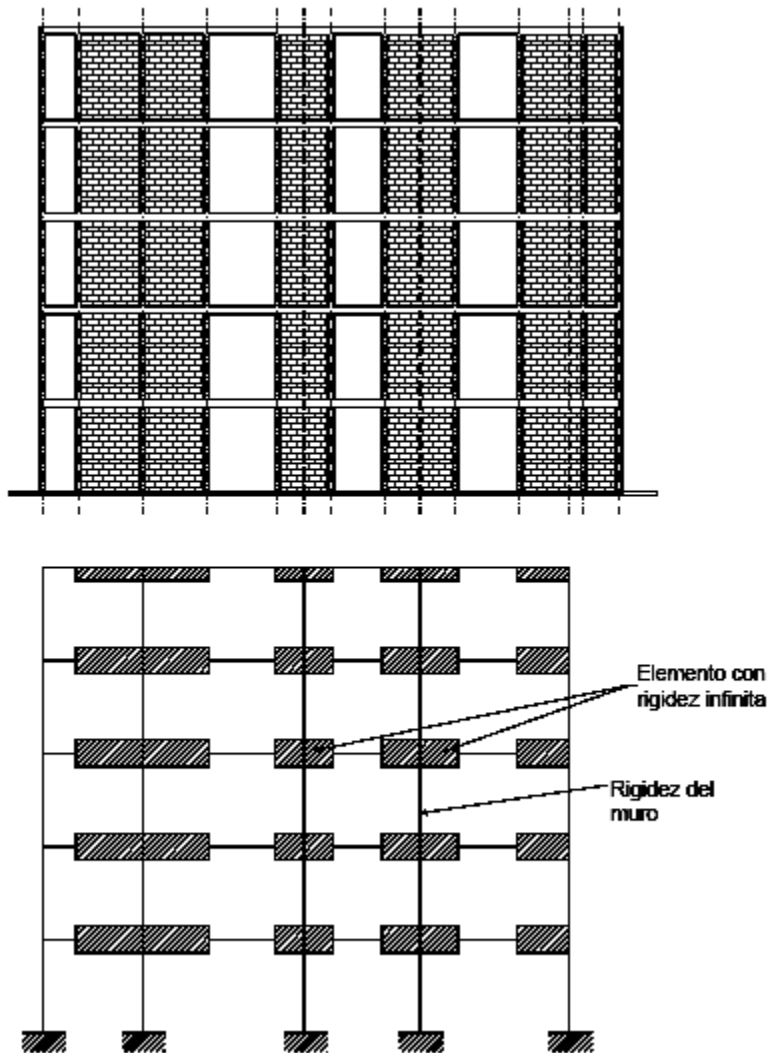
Excentricidad de diseño para la determinación de los momentos de torsión

Desde el punto de equilibrio la fuerza actuante pos sismo de cada piso esta situada en el centro de masas mientras que la fuerza resistente esta en el centro de torsión,

## ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

El análisis estructural de la estructura se realizó mediante el programa **STAAD .Pro 2004**, considerando la analogía de la columna ancha, que consiste en formar marcos esqueléticos asignándole a los muros su sección correspondiente y a las vigas se les proporciona una rigidez infinita dentro de la zona de los muros. Así mismo con este método se obtiene una muy buena precisión del comportamiento del mismo.

A continuación se muestra el modelo correspondiente.



En este caso se deberá tomar en cuenta la rigidez a flexión y a cortante del elemento. Por otra parte, bajo este método es posible considerar a los muros como columnas en voladizo, despreciando el acoplamiento de las losas, antepechos o pretilas que existen entre los huecos de puertas y ventanas.

Para muros con una relación altura/longitud pequeña (menor a 2) esta hipótesis es adecuada, sin embargo para muros con relaciones grandes (mayores a 2), por ejemplo, donde se ubican pretilos y puertas, la hipótesis es conservadora ya que para este caso las losas logran acoplar su comportamiento.

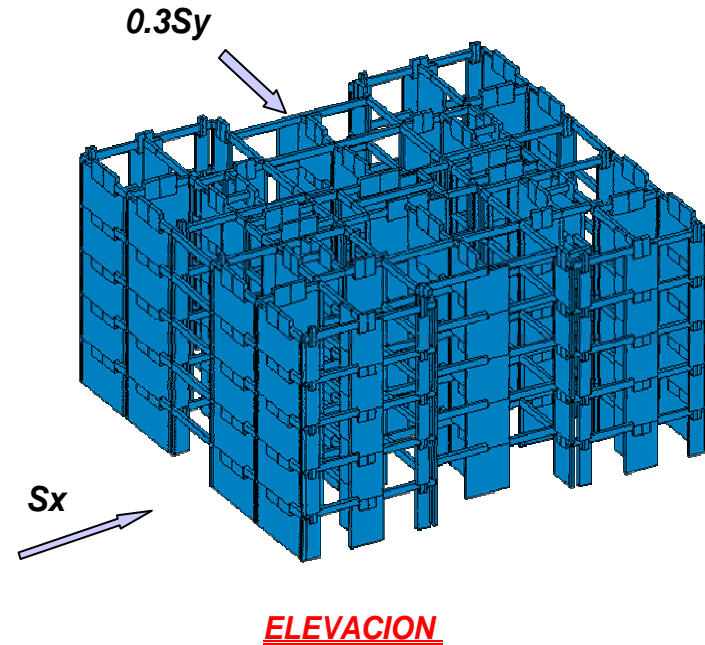
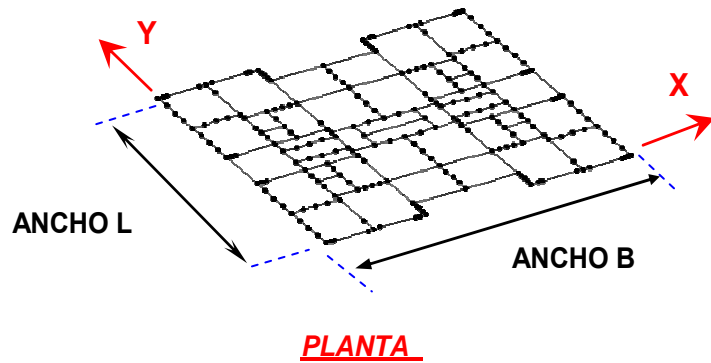


## TESIS PROFESIONAL

### ANALISIS SISMICO ESTATICO

Clasificación de la Estructura Grupo :	B
Coefficiente Sismico Cs =	0,4
Coefficiente de ductilidad Direccion QX =	2
Coefficiente de ductilidad Direccion QY =	2
Nivel #	1
Numero de Marcos paralelos en direccion X =	12
Numero de Marcos paralelos en direccion y =	7
Ancho del edificio B =	20,4 m
Largo del Edificio L =	19,5 m
¿La estructura cumple con las condiciones de regularidad?	SI

**NOTA :**  
( el ancho del edificio es normal al efecto de sismo )



**CALCULO CENTRO DE TORSION**

**NIVEL 1**

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Yt =Ki*d
A x	85,73	0	0,00
B x	54,29	1,5	81,44
C x	56,56	4	226,24
D x	57,95	4,5	260,78
E x	62,25	8	498,00
F x	74,99	8,5	637,42
I x	74,99	11	824,89
J x	62,25	11,5	715,88
K x	57,95	15	869,25
L x	56,56	15,5	876,68
M x	54,29	18	977,22
N x	85,73	19,5	1671,74
- x	0,0	0	0,00
- x	0,0	0	0,00
Σ =	783,5		7639,52

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Xt =Ki*d
1 y	102,92	0	0,00
2 y	220,85	3,2	706,72
4 y	84,26	6,7	564,54
5 y	102,92	10,2	1049,78
6 y	84,26	13,7	1154,36
8 y	220,85	17,2	3798,62
9 y	102,92	20,4	2099,57
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
Σ =	918,98		9373,60

$$Y_T = \frac{7639,52}{783,54} = 9,75 \text{ m}$$

$$X_T = \frac{9373,60}{918,98} = 10,20 \text{ m}$$

$\bar{Y}_i, \bar{X}_i$  = Centros de gravedad de cada piso ( centro de cargas )

$$Y_i = \left( \frac{\sum \text{Fix}}{V_{ix}} \right) \bar{Y}_i \quad X_i = \left( \frac{\sum \text{Fiy}}{V_{iy}} \right) \bar{X}_i \quad \text{Fix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \quad \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

**NIVEL 1  
DIRECCION X**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fix Ton	Vix Ton	$\bar{Y}_i$ m	Fix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	ΣFix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	Yi m	Kix (Ton/cm)	Vix/Kix (Cm)	Yix (Cm)	Wi*Yix <sup>2</sup>	Fix*Yix
5	288	12	3455	94,90	94,90	9,75	925,30	925,30	9,75	184,6	0,514	2,58	1910,01	244,44
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	9,75	681,66	1606,96	9,75	285,3	0,578	2,06	1126,78	144,13
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	9,75	511,24	2118,20	9,75	362,8	0,599	1,48	583,75	77,81
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	9,75	340,83	2459,03	9,75	466,4	0,541	0,88	207,65	30,94
1	265	2,4	636	17,48	269,69	9,75	170,41	2629,44	9,75	783,5	0,344	0,34	31,41	6,02
Σ =	1348		9818										3859,61	503,33

**NIVEL 1**  
**DIRECCION Y**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fiy Ton	ViY Ton	$\bar{X}_i$ m	Fiy* $\bar{X}_i$ (Ton-m)	$\Sigma$ Fiy* $\bar{X}_i$ (Ton-m)	Xi m	Kiy (Ton/cm)	Viy/Kiy (Cm)	Xiy (Cm)	Wi* $X_{iy}^2$	Fiy* $X_{iy}$
5	288	12	3455	94,90	94,90	10,20	968,02	968,02	10,20	204,3	0,465	2,24	1441,00	212,32
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	10,20	713,13	1681,15	10,20	327,4	0,503	1,77	833,10	123,93
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	10,20	534,85	2216,00	10,20	422,0	0,515	1,27	427,10	66,55
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	10,20	356,57	2572,56	10,20	547,2	0,461	0,75	150,88	26,37
1	265	2,4	636	17,48	269,69	10,20	178,28	2750,84	10,20	919,0	0,293	0,29	22,83	5,13
$\Sigma =$	1348		9818										2874,92	434,30

Periodo de la estructura dirección X

Periodo de la estructura dirección Y

$$T_x = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{ix}^2}{g \sum F_{ix} Y_{ix}} \right\}^{1/2} = 0,557 \text{ Seg} \quad T_y = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{iy}^2}{g \sum F_{iy} Y_{iy}} \right\}^{1/2} = 0,518 \text{ Seg}$$

$$F_{ix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

Cortante Directo

Cortante por Torsión

$$V_d = V \left( \frac{R_j}{\sum R_j} \right)$$

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum (R_{jx} Y_{jt}^2 + R_{jy} X_{jt}^2)} M_t$$

**NIVEL 1**

Sentido	V ton	es m	b m	e1=es[1.5+0.1b/abs(es)] m	e2=es[1.0-0.1b/abs(es)] m	Mt1= V e1 t-m	Mt2=V e2 t-m
x	269,69	0,00	19,5	-1,95	1,95	-525,98	525,85
y	269,69	0,00	20,4	-2,04	2,04	-550,19	550,16

$$e_s = Y_v - Y_t = 9,75 - 9,75 = 0,00 \text{ m} \quad e_s = X_v - X_t = 10,20 - 10,20 = 0,00 \text{ m}$$

**NIVEL 1**

Marco Eje	Ki T/cm	Yj m	Yt = Ki*Yj	YJT	Ki*YJT	Ki*YJT <sup>2</sup>	Efecto de Vx			Cortante total	Efecto de "Vy" torsion	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
							directo	torsión	torsión				
A x	85,7	0	0,00	-9,75	-835,87	8149,71	29,51	5,76	-5,76	<b>35,27</b>	<b>-6,02</b>	37,07	16,60
B x	54,3	1,5	81,44	-8,25	-447,89	3695,11	18,69	3,09	-3,08	<b>21,77</b>	<b>-3,23</b>	22,74	9,76
C x	56,6	4	226,24	-5,75	-325,22	1870,02	19,47	2,24	-2,24	<b>21,71</b>	<b>-2,34</b>	22,41	8,86
D x	58,0	4,5	260,78	-5,25	-304,24	1597,25	19,95	2,10	-2,10	<b>22,04</b>	<b>-2,19</b>	22,70	8,80
E x	62,3	8	498,00	-1,75	-108,94	190,64	21,43	0,75	-0,75	<b>22,18</b>	<b>-0,78</b>	22,41	7,44
F x	75,0	8,5	637,42	-1,25	-93,74	117,17	25,81	0,65	-0,65	<b>26,46</b>	<b>-0,68</b>	26,66	8,61
I x	75,0	11	824,89	1,25	93,74	117,17	25,81	-0,65	0,65	<b>26,46</b>	<b>0,68</b>	26,66	8,61
J x	62,3	11,5	715,88	1,75	108,94	190,64	21,43	-0,75	0,75	<b>22,18</b>	<b>0,78</b>	22,41	7,44
K x	58,0	15	869,25	5,25	304,24	1597,25	19,95	-2,10	2,10	<b>22,04</b>	<b>2,19</b>	22,70	8,80
L x	56,6	15,5	876,68	5,75	325,22	1870,02	19,47	-2,24	2,24	<b>21,71</b>	<b>2,34</b>	22,41	8,86
M x	54,3	18	977,22	8,25	447,89	3695,11	18,69	-3,09	3,08	<b>21,77</b>	<b>3,23</b>	22,74	9,76
N x	85,7	19,5	1671,74	9,75	835,87	8149,71	29,51	-5,76	5,76	<b>35,26</b>	<b>6,02</b>	37,07	16,60
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
Σ =	784		7640			31240				<b>298,84</b>			

Marco Eje	Ki T/cm	Xj m	Xt = Ki*Xj	XJT	Ki*XJT	Ki*XJT <sup>2</sup>	Efecto de Vy			Cortante total	Efecto de "Vx" torsion	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
							directo	torsión	torsión				
1 y	102,9	0	0,00	-10,20	-1049,78	10708	30,20	7,56	-7,56	<b>37,77</b>	<b>-7,56</b>	40,04	18,89
2 y	220,9	3,2	706,72	-7,00	-1545,95	10822	64,81	11,14	-11,14	<b>75,95</b>	<b>-11,14</b>	79,29	33,92
4 y	84,3	6,7	564,54	-3,50	-294,91	1032	24,73	2,12	-2,12	<b>26,85</b>	<b>-2,12</b>	27,49	10,18
5 y	102,9	10,2	1049,78	0,00	0,00	0	30,20	0,00	0,00	<b>30,20</b>	<b>0,00</b>	30,20	9,06
6 y	84,3	13,7	1154,36	3,50	294,91	1032	24,73	-2,12	2,12	<b>26,85</b>	<b>2,12</b>	27,49	10,18
8 y	220,9	17,2	3798,62	7,00	1545,95	10822	64,81	-11,14	11,14	<b>75,95</b>	<b>11,14</b>	79,29	33,92
9 y	102,9	20,4	2099,57	10,20	1049,78	10708	30,20	-7,56	7,56	<b>37,77</b>	<b>7,56</b>	40,04	18,89
Σ =	919,0		9373,60			45123				<b>311,34</b>			

**CALCULO CENTRO DE TORSION**

**NIVEL 2**

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Yt =Ki*d
A x	37,68	0	0,00
B x	33,30	1,5	49,95
C x	36,02	4	144,08
D x	37,54	4,5	168,93
E x	42,93	8	343,44
F x	45,75	8,5	388,88
I x	45,75	11	503,25
J x	42,93	11,5	493,70
K x	37,54	15	563,10
L x	36,02	15,5	558,31
M x	33,30	18	599,40
N x	37,68	19,5	734,76
- x	0,0	0	0,00
- x	0,0	0	0,00
Σ =	466,4		4547,79

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Xt =Ki*d
1 y	67,11	0	0,00
2 y	102,62	3,2	328,38
4 y	70,32	6,7	471,14
5 y	67,11	10,2	684,52
6 y	70,32	13,7	963,38
8 y	102,62	17,2	1765,06
9 y	67,11	20,4	1369,04
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
Σ =	547,21		5581,54

$$YT = \frac{4547,79}{466,44} = 9,75 \text{ m}$$

$$XT = \frac{5581,54}{547,21} = 10,20 \text{ m}$$

$\bar{Y}_i, \bar{X}_i$  = Centros de gravedad de cada piso ( centro de cargas )

$$Y_i = \left( \frac{\sum \text{Fix}}{V_{ix}} \right) \bar{Y}_i \quad X_i = \left( \frac{\sum \text{Fiy}}{V_{iy}} \right) \bar{X}_i \quad \text{Fix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \quad \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

**NIVEL 2  
DIRECCION X**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fix Ton	ViX Ton	$\bar{Y}_i$ m	Fix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	ΣFix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	Yi m	Kix (Ton/cm)	Vix/Kix (Cm)	Yix (Cm)	Wi*Yix <sup>2</sup>	Fix*Yix
5	288	12	3455	94,90	94,90	9,75	925,30	925,30	9,75	184,6	0,514	2,58	1910,01	244,44
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	9,75	681,66	1606,96	9,75	285,3	0,578	2,06	1126,78	144,13
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	9,75	511,24	2118,20	9,75	362,8	0,599	1,48	583,75	77,81
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	9,75	340,83	2459,03	9,75	466,4	0,541	0,88	207,65	30,94
1	265	2,4	636	17,48	269,69	9,75	170,41	2629,44	9,75	783,5	0,344	0,34	31,41	6,02
Σ =	1348		9818										3859,61	503,33

**NIVEL 2**  
**DIRECCION Y**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fiy Ton	ViY Ton	$\bar{X}_i$ m	Fiy*Xi (Ton-m)	$\Sigma$ Fiy*Xi (Ton-m)	Xi m	Kiy (Ton/cm)	Viy/Kiy (Cm)	Xiy (Cm)	Wi*Xi <sup>2</sup>	Fiy*Xiy
5	288	12	3455	94,90	94,90	10,20	968,02	968,02	10,20	204,3	0,465	2,24	1441,00	212,32
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	10,20	713,13	1681,15	10,20	327,4	0,503	1,77	833,10	123,93
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	10,20	534,85	2216,00	10,20	422,0	0,515	1,27	427,10	66,55
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	10,20	356,57	2572,56	10,20	547,2	0,461	0,75	150,88	26,37
1	265	2,4	636	17,48	269,69	10,20	178,28	2750,84	10,20	919,0	0,293	0,29	22,83	5,13
$\Sigma =$	1348		9818										2874,92	434,30

Periodo de la estructura dirección X

Periodo de la estructura dirección Y

$$T_x = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{ix}^2}{g \sum F_{ix} Y_{ix}} \right\}^{1/2} = 0,557 \text{ Seg} \quad T_y = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{iy}^2}{g \sum F_{iy} Y_{iy}} \right\}^{1/2} = 0,518 \text{ Seg}$$

$$F_{ix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

Cortante Directo

Cortante por Torsión

$$V_d = V \left( \frac{R_j}{\sum R_j} \right)$$

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum (R_{jx} Y_{it}^2 + R_{jy} X_{it}^2)} M_t$$

**NIVEL 2**

Sentido	V ton	es m	b m	e1=es[1.5+0.1b/abs(es)] m	e2=es[1.0-0.1b/abs(es)] m	Mt1= V e1 t-m	Mt2 =V e2 t-m
x	252,21	0,00	19,5	-1,95	1,95	-491,89	491,77
y	252,21	0,00	20,4	-2,04	2,04	-514,53	514,50

$$e_s = Y_v - Y_t = 9,75 - 9,75 = 0,00 \text{ m} \quad e_s = X_v - X_t = 10,20 - 10,20 = 0,00 \text{ m}$$

**NIVEL 2**

Marco Eje	Ki T/cm	Yj m	Yt = Ki*Yj	YJT	Ki*YJT	Ki*YJT <sup>2</sup>	Efecto de Vx			Cortante total	Efecto de "Vy" torsion	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
							directo	torsión	torsión				
A x	37,7	0	0,00	-9,75	-367,38	3581,96	20,37	4,27	-4,27	<b>24,65</b>	<b>-4,47</b>	25,99	11,86
B x	33,3	1,5	49,95	-8,25	-274,73	2266,48	18,01	3,19	-3,19	<b>21,20</b>	<b>-3,34</b>	22,20	9,70
C x	36,0	4	144,08	-5,75	-207,12	1190,91	19,48	2,41	-2,41	<b>21,89</b>	<b>-2,52</b>	22,64	9,09
D x	37,5	4,5	168,93	-5,25	-197,09	1034,70	20,30	2,29	-2,29	<b>22,59</b>	<b>-2,40</b>	23,31	9,17
E x	42,9	8	343,44	-1,75	-75,13	131,47	23,21	0,87	-0,87	<b>24,09</b>	<b>-0,91</b>	24,36	8,14
F x	45,8	8,5	388,88	-1,25	-57,19	71,48	24,74	0,67	-0,66	<b>25,40</b>	<b>-0,70</b>	25,61	8,32
I x	45,8	11	503,25	1,25	57,19	71,48	24,74	-0,67	0,66	<b>25,40</b>	<b>0,70</b>	25,61	8,32
J x	42,9	11,5	493,70	1,75	75,13	131,47	23,21	-0,87	0,87	<b>24,09</b>	<b>0,91</b>	24,36	8,14
K x	37,5	15	563,10	5,25	197,09	1034,70	20,30	-2,29	2,29	<b>22,59</b>	<b>2,40</b>	23,31	9,17
L x	36,0	15,5	558,31	5,75	207,12	1190,91	19,48	-2,41	2,41	<b>21,88</b>	<b>2,52</b>	22,64	9,08
M x	33,3	18	599,40	8,25	274,73	2266,48	18,01	-3,19	3,19	<b>21,20</b>	<b>3,34</b>	22,20	9,70
N x	37,7	19,5	734,76	9,75	367,38	3581,96	20,37	-4,27	4,27	<b>24,65</b>	<b>4,47</b>	25,99	11,86
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
Σ =	466		4548			16554				<b>279,62</b>			

Marco Eje	Ki T/cm	Xj m	Xt = Ki*Xj	XJT	Ki*XJT	Ki*XJT <sup>2</sup>	Efecto de Vy			Cortante total	Efecto de "Vx" torsion	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
							directo	torsión	torsión				
1 y	67,1	0	0,00	-10,20	-684,52	6982	30,93	8,33	-8,33	<b>39,26</b>	<b>-8,33</b>	41,76	20,10
2 y	102,6	3,2	328,38	-7,00	-718,34	5028	47,30	8,74	-8,74	<b>56,04</b>	<b>-8,74</b>	58,66	25,55
4 y	70,3	6,7	471,14	-3,50	-246,12	861	32,41	2,99	-2,99	<b>35,40</b>	<b>-2,99</b>	36,30	13,62
5 y	67,1	10,2	684,52	0,00	0,00	0	30,93	0,00	0,00	<b>30,93</b>	<b>0,00</b>	30,93	9,28
6 y	70,3	13,7	963,38	3,50	246,12	861	32,41	-2,99	2,99	<b>35,40</b>	<b>2,99</b>	36,30	13,62
8 y	102,6	17,2	1765,06	7,00	718,34	5028	47,30	-8,74	8,74	<b>56,04</b>	<b>8,74</b>	58,66	25,55
9 y	67,1	20,4	1369,04	10,20	684,52	6982	30,93	-8,33	8,33	<b>39,26</b>	<b>8,33</b>	41,76	20,10
Σ =	547,2		5581,54			25744				<b>292,33</b>			

**CALCULO CENTRO DE TORSION**

**NIVEL 3**

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Yt =Ki*d
A x	24,55	0	0,00
B x	27,24	1,5	40,86
C x	29,08	4	116,32
D x	30,33	4,5	136,49
E x	35,00	8	280,00
F x	35,20	8,5	299,20
I x	35,20	11	387,20
J x	35,00	11,5	402,50
K x	30,33	15	454,95
L x	29,08	15,5	450,74
M x	27,24	18	490,32
N x	24,55	19,5	478,73
- x	0,0	0	0,00
- x	0,0	0	0,00
Σ =	362,8		3537,30

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Xt =Ki*d
1 y	54,37	0	0,00
2 y	68,34	3,2	218,69
4 y	61,10	6,7	409,37
5 y	54,37	10,2	554,57
6 y	61,10	13,7	837,07
8 y	68,34	17,2	1175,45
9 y	54,37	20,4	1109,15
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
Σ =	421,99		4304,30

$$YT = \frac{3537,30}{362,8} = 9,75 \text{ m}$$

$$XT = \frac{4304,30}{421,99} = 10,20 \text{ m}$$

$\bar{Y}_i, \bar{X}_i$  = Centros de gravedad de cada piso ( centro de cargas )

$$Y_i = \left( \frac{\sum \text{Fix}}{V_{ix}} \right) \bar{Y}_i \quad X_i = \left( \frac{\sum \text{Fiy}}{V_{iy}} \right) \bar{X}_i \quad \text{Fix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \quad \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

**NIVEL 3  
DIRECCION X**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fix Ton	ViX Ton	$\bar{Y}_i$ m	Fix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	ΣFix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	Yi m	Kix (Ton/cm)	Vix/Kix (Cm)	Yix (Cm)	Wi*Yix <sup>2</sup>	Fix*Yix
5	288	12	3455	94,90	94,90	9,75	925,30	925,30	9,75	184,6	0,514	2,58	1910,01	244,44
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	9,75	681,66	1606,96	9,75	285,3	0,578	2,06	1126,78	144,13
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	9,75	511,24	2118,20	9,75	362,8	0,599	1,48	583,75	77,81
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	9,75	340,83	2459,03	9,75	466,4	0,541	0,88	207,65	30,94
1	265	2,4	636	17,48	269,69	9,75	170,41	2629,44	9,75	783,5	0,344	0,34	31,41	6,02
Σ =	1348		9818										3859,61	503,33



**NIVEL 3**  
**DIRECCION Y**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fiy Ton	ViY Ton	$\bar{X}_i$ m	Fiy*Xi (Ton-m)	$\Sigma$ Fiy*Xi (Ton-m)	Xi m	Kiy (Ton/cm)	Viy/Kiy (Cm)	Xiy (Cm)	Wi*Xi <sup>2</sup>	Fiy*Xiy
5	288	12	3455	94,90	94,90	10,20	968,02	968,02	10,20	204,3	0,465	2,24	1441,00	212,32
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	10,20	713,13	1681,15	10,20	327,4	0,503	1,77	833,10	123,93
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	10,20	534,85	2216,00	10,20	422,0	0,515	1,27	427,10	66,55
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	10,20	356,57	2572,56	10,20	547,2	0,461	0,75	150,88	26,37
1	265	2,4	636	17,48	269,69	10,20	178,28	2750,84	10,20	919,0	0,293	0,29	22,83	5,13
$\Sigma =$	1348		9818										2874,92	434,30

Periodo de la estructura dirección X

Periodo de la estructura dirección Y

$$T_x = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{ix}^2}{g \sum F_{ix} Y_{ix}} \right\}^{1/2} = 0,557 \text{ Seg} \quad T_y = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{iy}^2}{g \sum F_{iy} Y_{iy}} \right\}^{1/2} = 0,518 \text{ Seg}$$

$$F_{ix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

Cortante Directo

Cortante por Torsión

$$V_d = V \left( \frac{R_j}{\sum R_j} \right)$$

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum (R_{jx} Y_{it}^2 + R_{jy} X_{it}^2)} M_t$$

**NIVEL 3**

Sentido	V ton	es m	b m	e1=es[1.5+0.1b/abs(es)] m	e2=es[1.0-0.1b/abs(es)] m	Mt1= V e1 t-m	Mt2 =V e2 t-m
x	217,26	0,00	19,5	-1,95	1,95	-423,71	423,61
y	217,26	0,00	20,4	-2,04	2,04	-443,22	443,19

$$e_s = Y_v - Y_t = 9,75 - 9,75 = 0,00 \text{ m} \quad e_s = X_v - X_t = 10,20 - 10,20 = 0,00 \text{ m}$$

**NIVEL 3**

Marco Eje	Ki T/cm	Yj m	Yt = Ki*Yj	YJT	Ki*YJT	Ki*YJT <sup>2</sup>	Efecto de Vx			Cortante total	Efecto de "Vy" torsion	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
							directo	torsión	torsión				
A x	24,6	0	0,00	-9,75	-239,36	2333,78	14,70	3,19	-3,19	<b>17,89</b>	<b>-3,34</b>	18,89	8,70
B x	27,2	1,5	40,86	-8,25	-224,73	1854,02	16,31	2,99	-2,99	<b>19,31</b>	<b>-3,13</b>	20,25	8,92
C x	29,1	4	116,32	-5,75	-167,21	961,46	17,41	2,23	-2,23	<b>19,64</b>	<b>-2,33</b>	20,34	8,22
D x	30,3	4,5	136,49	-5,25	-159,23	835,97	18,16	2,12	-2,12	<b>20,28</b>	<b>-2,22</b>	20,95	8,30
E x	35,0	8	280,00	-1,75	-61,25	107,19	20,96	0,82	-0,82	<b>21,78</b>	<b>-0,85</b>	22,03	7,39
F x	35,2	8,5	299,20	-1,25	-44,00	55,00	21,08	0,59	-0,59	<b>21,67</b>	<b>-0,61</b>	21,85	7,11
I x	35,2	11	387,20	1,25	44,00	55,00	21,08	-0,59	0,59	<b>21,66</b>	<b>0,61</b>	21,85	7,11
J x	35,0	11,5	402,50	1,75	61,25	107,19	20,96	-0,82	0,82	<b>21,77</b>	<b>0,85</b>	22,03	7,39
K x	30,3	15	454,95	5,25	159,23	835,97	18,16	-2,12	2,12	<b>20,28</b>	<b>2,22</b>	20,95	8,30
L x	29,1	15,5	450,74	5,75	167,21	961,46	17,41	-2,23	2,23	<b>19,64</b>	<b>2,33</b>	20,34	8,22
M x	27,2	18	490,32	8,25	224,73	1854,02	16,31	-2,99	2,99	<b>19,31</b>	<b>3,13</b>	20,25	8,92
N x	24,6	19,5	478,73	9,75	239,36	2333,78	14,70	-3,19	3,19	<b>17,89</b>	<b>3,34</b>	18,89	8,70
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
Σ =	363		3537			12295				<b>241,12</b>			

Marco Eje	Ki T/cm	Xj m	Xt = Ki*Xj	XJT	Ki*XJT	Ki*XJT <sup>2</sup>	Efecto de Vy			Cortante total	Efecto de "Vx" torsion	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
							directo	torsión	torsión				
1 y	54,4	0	0,00	-10,20	-554,57	5657	27,99	7,73	-7,73	<b>35,72</b>	<b>-7,73</b>	38,04	18,45
2 y	68,3	3,2	218,69	-7,00	-478,38	3349	35,18	6,67	-6,67	<b>41,85</b>	<b>-6,67</b>	43,85	19,22
4 y	61,1	6,7	409,37	-3,50	-213,85	748	31,46	2,98	-2,98	<b>34,44</b>	<b>-2,98</b>	35,33	13,31
5 y	54,4	10,2	554,57	0,00	0,00	0	27,99	0,00	0,00	<b>27,99</b>	<b>0,00</b>	27,99	8,40
6 y	61,1	13,7	837,07	3,50	213,85	748	31,46	-2,98	2,98	<b>34,44</b>	<b>2,98</b>	35,33	13,31
8 y	68,3	17,2	1175,45	7,00	478,38	3349	35,18	-6,67	6,67	<b>41,85</b>	<b>6,67</b>	43,85	19,22
9 y	54,4	20,4	1109,15	10,20	554,57	5657	27,99	-7,73	7,73	<b>35,72</b>	<b>7,73</b>	38,04	18,44
Σ =	422,0		4304,30			19508				<b>252,01</b>			

**CALCULO CENTRO DE TORSION**

**NIVEL 4**

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Yt =Ki*d
A x	16,76	0	0,00
B x	22,43	1,5	33,65
C x	23,60	4	94,40
D x	24,68	4,5	111,06
E x	27,72	8	221,76
F x	27,45	8,5	233,33
I x	27,45	11	301,95
J x	27,72	11,5	318,78
K x	24,68	15	370,20
L x	23,60	15,5	365,80
M x	22,43	18	403,74
N x	16,76	19,5	326,82
- x	0,0	0	0,00
- x	0,0	0	0,00
Σ =	285,3		2781,48

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Xt =Ki*d
1 y	44,68	0	0,00
2 y	46,95	3,2	150,24
4 y	49,73	6,7	333,19
5 y	44,68	10,2	455,74
6 y	49,73	13,7	681,30
8 y	46,95	17,2	807,54
9 y	44,68	20,4	911,47
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
Σ =	327,40		3339,48

$$YT = \frac{2781,48}{285,28} = 9,75 \text{ m}$$

$$XT = \frac{3339,48}{327,4} = 10,20 \text{ m}$$

$\bar{Y}_i, \bar{X}_i$  = Centros de gravedad de cada piso ( centro de cargas )

$$Y_i = \left( \frac{\sum \text{Fix}}{V_{ix}} \right) \bar{Y}_i \quad X_i = \left( \frac{\sum \text{Fiy}}{V_{iy}} \right) \bar{X}_i \quad \text{Fix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \quad \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

**NIVEL 4  
DIRECCION X**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fix Ton	ViX Ton	$\bar{Y}_i$ m	Fix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	ΣFix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	Yi m	Kix (Ton/cm)	Vix/Kix (Cm)	Yix (Cm)	Wi*Yix <sup>2</sup>	Fix*Yix
5	288	12	3455	94,90	94,90	9,75	925,30	925,30	9,75	184,6	0,514	2,58	1910,01	244,44
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	9,75	681,66	1606,96	9,75	285,3	0,578	2,06	1126,78	144,13
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	9,75	511,24	2118,20	9,75	362,8	0,599	1,48	583,75	77,81
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	9,75	340,83	2459,03	9,75	466,4	0,541	0,88	207,65	30,94
1	265	2,4	636	17,48	269,69	9,75	170,41	2629,44	9,75	783,5	0,344	0,34	31,41	6,02
Σ =	1348		9818										3859,61	503,33

**NIVEL 4**  
**DIRECCION Y**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fiy Ton	ViY Ton	$\bar{X}_i$ m	Fiy*Xi (Ton-m)	$\Sigma$ Fiy*Xi (Ton-m)	Xi m	Kiy (Ton/cm)	Viy/Kiy (Cm)	Xiy (Cm)	Wi*Xi <sup>2</sup>	Fiy*Xi <sup>2</sup>
5	288	12	3455	94,90	94,90	10,20	968,02	968,02	10,20	204,3	0,465	2,24	1441,00	212,32
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	10,20	713,13	1681,15	10,20	327,4	0,503	1,77	833,10	123,93
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	10,20	534,85	2216,00	10,20	422,0	0,515	1,27	427,10	66,55
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	10,20	356,57	2572,56	10,20	547,2	0,461	0,75	150,88	26,37
1	265	2,4	636	17,48	269,69	10,20	178,28	2750,84	10,20	919,0	0,293	0,29	22,83	5,13
$\Sigma =$	1348		9818										2874,92	434,30

Periodo de la estructura dirección X

Periodo de la estructura dirección Y

$$T_x = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{ix}^2}{g \sum F_{ix} Y_{ix}} \right\}^{1/2} = 0,557 \text{ Seg} \quad T_y = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{iy}^2}{g \sum F_{iy} Y_{iy}} \right\}^{1/2} = 0,518 \text{ Seg}$$

$$F_{ix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

Cortante Directo

Cortante por Torsión

$$V_d = V \left( \frac{R_j}{\sum R_j} \right)$$

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum (R_{jx} Y_{it}^2 + R_{jy} X_{it}^2)} M_t$$

**NIVEL 4**

Sentido	V ton	es m	b m	e1=es[1.5+0.1b/abs(es)] m	e2=es[1.0-0.1b/abs(es)] m	Mt1= V e1 t-m	Mt2 =V e2 t-m
x	164,82	0,00	19,5	-1,95	1,95	-321,45	321,36
y	164,82	0,00	20,4	-2,04	2,04	-336,24	336,22

$$e_s = Y_v - Y_t = 9,75 - 9,75 = 0,00 \text{ m} \quad e_s = X_v - X_t = 10,20 - 10,20 = 0,00 \text{ m}$$

**NIVEL 4**

Marco Eje	Ki T/cm	Yj m	Yt = Ki*Yj	YJT	Ki*YJT	Ki*YJT <sup>2</sup>	Efecto de Vx			Cortante total	Efecto de "Vy" torsion	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
							directo	torsión	torsión				
A x	16,8	0	0,00	-9,75	-163,41	1593,25	9,68	2,14	-2,14	<b>11,82</b>	<b>-2,24</b>	12,50	5,79
B x	22,4	1,5	33,65	-8,25	-185,05	1526,64	12,96	2,42	-2,42	<b>15,38</b>	<b>-2,54</b>	16,14	7,15
C x	23,6	4	94,40	-5,75	-135,70	780,28	13,63	1,78	-1,78	<b>15,41</b>	<b>-1,86</b>	15,97	6,48
D x	24,7	4,5	111,06	-5,25	-129,57	680,24	14,26	1,70	-1,70	<b>15,96</b>	<b>-1,78</b>	16,49	6,56
E x	27,7	8	221,76	-1,75	-48,51	84,89	16,02	0,64	-0,64	<b>16,65</b>	<b>-0,66</b>	16,85	5,66
F x	27,5	8,5	233,33	-1,25	-34,31	42,89	15,86	0,45	-0,45	<b>16,31</b>	<b>-0,47</b>	16,45	5,36
I x	27,5	11	301,95	1,25	34,31	42,89	15,86	-0,45	0,45	<b>16,31</b>	<b>0,47</b>	16,45	5,36
J x	27,7	11,5	318,78	1,75	48,51	84,89	16,02	-0,64	0,64	<b>16,65</b>	<b>0,66</b>	16,85	5,66
K x	24,7	15	370,20	5,25	129,57	680,24	14,26	-1,70	1,70	<b>15,96</b>	<b>1,78</b>	16,49	6,56
L x	23,6	15,5	365,80	5,75	135,70	780,28	13,63	-1,78	1,78	<b>15,41</b>	<b>1,86</b>	15,97	6,48
M x	22,4	18	403,74	8,25	185,05	1526,64	12,96	-2,42	2,42	<b>15,38</b>	<b>2,54</b>	16,14	7,15
N x	16,8	19,5	326,82	9,75	163,41	1593,25	9,68	-2,14	2,14	<b>11,82</b>	<b>2,24</b>	12,50	5,79
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
Σ =	285		2781			9416				<b>183,07</b>			

Marco Eje	Ki T/cm	Xj m	Xt = Ki*Xj	XJT	Ki*XJT	Ki*XJT <sup>2</sup>	Efecto de Vy			Cortante total	Efecto de "Vx" torsion	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
							directo	torsión	torsión				
1 y	44,7	0	0,00	-10,20	-455,74	4649	22,49	6,25	-6,25	<b>28,74</b>	<b>-6,25</b>	30,61	14,87
2 y	47,0	3,2	150,24	-7,00	-328,65	2301	23,64	4,50	-4,50	<b>28,14</b>	<b>-4,50</b>	29,49	12,95
4 y	49,7	6,7	333,19	-3,50	-174,06	609	25,04	2,39	-2,39	<b>27,42</b>	<b>-2,39</b>	28,14	10,61
5 y	44,7	10,2	455,74	0,00	0,00	0	22,49	0,00	0,00	<b>22,49</b>	<b>0,00</b>	22,49	6,75
6 y	49,7	13,7	681,30	3,50	174,06	609	25,04	-2,39	2,39	<b>27,42</b>	<b>2,39</b>	28,14	10,61
8 y	47,0	17,2	807,54	7,00	328,65	2301	23,64	-4,50	4,50	<b>28,14</b>	<b>4,50</b>	29,49	12,95
9 y	44,7	20,4	911,47	10,20	455,74	4649	22,49	-6,25	6,25	<b>28,74</b>	<b>6,25</b>	30,61	14,87
Σ =	327,4		3339,48			15116				<b>191,09</b>			

**CALCULO CENTRO DE TORSION**

**NIVEL 5**

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Yt =Ki*d
A x	9,17	0	0,00
B x	15,01	1,5	22,52
C x	15,44	4	61,76
D x	16,56	4,5	74,52
E x	18,73	8	149,84
F x	17,39	8,5	147,82
I x	17,39	11	191,29
J x	18,73	11,5	215,40
K x	16,56	15	248,40
L x	15,44	15,5	239,32
M x	15,01	18	270,18
N x	9,17	19,5	178,82
- x	0,0	0	0,00
- x	0,0	0	0,00
Σ =	184,6		1799,85

Marco Eje	Rigidez T/Cm	Distancia m	Xt =Ki*d
1 y	29,76	0	0,00
2 y	25,28	3,2	80,90
4 y	32,24	6,7	216,01
5 y	29,76	10,2	303,55
6 y	32,24	13,7	441,69
8 y	25,28	17,2	434,82
9 y	29,76	20,4	607,10
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
- y	0,0	0	0,00
Σ =	204,32		2084,06

$$YT = \frac{1799,85}{184,6} = 9,75 \text{ m}$$

$$XT = \frac{2084,06}{204,32} = 10,20 \text{ m}$$

$\bar{Y}_i, \bar{X}_i$  = Centros de gravedad de cada piso ( centro de cargas )

$$Y_i = \left( \frac{\sum \text{Fix}}{V_{ix}} \right) \bar{Y}_i \quad X_i = \left( \frac{\sum \text{Fiy}}{V_{iy}} \right) \bar{X}_i \quad \text{Fix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \quad \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

**NIVEL 5  
DIRECCION X**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fix Ton	ViX Ton	$\bar{Y}_i$ m	Fix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	ΣFix* $\bar{Y}_i$ (Ton-m)	Yi m	Kix (Ton/cm)	Vix/Kix (Cm)	Yix (Cm)	Wi*Yix <sup>2</sup>	Fix*Yix
5	288	12	3455	94,90	94,90	9,75	925,30	925,30	9,75	184,6	0,514	2,58	1910,01	244,44
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	9,75	681,66	1606,96	9,75	285,3	0,578	2,06	1126,78	144,13
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	9,75	511,24	2118,20	9,75	362,8	0,599	1,48	583,75	77,81
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	9,75	340,83	2459,03	9,75	466,4	0,541	0,88	207,65	30,94
1	265	2,4	636	17,48	269,69	9,75	170,41	2629,44	9,75	783,5	0,344	0,34	31,41	6,02
Σ =	1348		9818										3859,61	503,33

**NIVEL 5  
DIRECCION Y**

Nivel	Wi Ton	Hi m	WiHi T-m	Fiy Ton	ViY Ton	$\bar{X}_i$ m	Fiy*Xi (Ton-m)	$\Sigma$ Fiy*Xi (Ton-m)	Xi m	Kiy (Ton/cm)	Viy/Kiy (Cm)	Xiy (Cm)	Wi*Xi <sup>2</sup>	Fiy*Xi <sup>2</sup>
5	288	12	3455	94,90	94,90	10,20	968,02	968,02	10,20	204,3	0,465	2,24	1441,00	212,32
4	265	9,6	2545	69,92	164,82	10,20	713,13	1681,15	10,20	327,4	0,503	1,77	833,10	123,93
3	265	7,2	1909	52,44	217,26	10,20	534,85	2216,00	10,20	422,0	0,515	1,27	427,10	66,55
2	265	4,8	1273	34,96	252,21	10,20	356,57	2572,56	10,20	547,2	0,461	0,75	150,88	26,37
1	265	2,4	636	17,48	269,69	10,20	178,28	2750,84	10,20	919,0	0,293	0,29	22,83	5,13
$\Sigma =$	1348		9818										2874,92	434,30

**Periodo de la estructura dirección X**

**Periodo de la estructura dirección Y**

$$T_x = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{ix}^2}{g \sum F_{ix} Y_{ix}} \right\}^{1/2} = 0,557 \text{ Seg} \quad T_y = 6,3 \left\{ \frac{\sum W_i Y_{iy}^2}{g \sum F_{iy} Y_{iy}} \right\}^{1/2} = 0,518 \text{ Seg}$$

$$F_{ix} = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \frac{C_s}{Q_x} W_t = \left( \frac{W_i H_i}{9818,28} \right) \left( \frac{0,40}{2} \right) 1348,46 = 0,0275 W_i H_i$$

**Cortante Directo**

**Cortante por Torsión**

$$V_d = V \left( \frac{R_j}{\sum R_j} \right)$$

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{it}}{\sum (R_{jx} Y_{it}^2 + R_{jy} X_{it}^2)} M_t$$

**NIVEL 5**

Sentido	V ton	es m	b m	e1=es[1.5+0.1b/abs(es)] m	e2=es[1.0-0.1b/abs(es)] m	Mt1= V e1 t-m	Mt2 =V e2 t-m
x	94,90	0,00	19,5	-1,95	1,95	-185,09	185,04
y	94,90	0,00	20,4	-2,04	2,04	-193,61	193,60

$$e_s = Y_v - Y_t = 9,75 - 9,75 = 0,00 \text{ m} \quad e_s = X_v - X_t = 10,20 - 10,20 = 0,00 \text{ m}$$

**NIVEL 5**

Marco Eje	Ki T/cm	Yj m	Yt = Ki*Yj	YJT	Ki*YJT	Ki*YJT <sup>2</sup>	Efecto de Vx			Cortante total	Efecto de "Vy" torsion	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
							directo	torsión	torsión				
A x	9,2	0	0,00	-9,75	-89,41	871,72	4,71	1,08	-1,08	<b>5,79</b>	<b>-1,13</b>	6,13	2,87
B x	15,0	1,5	22,52	-8,25	-123,83	1021,62	7,72	1,49	-1,49	<b>9,21</b>	<b>-1,56</b>	9,68	4,32
C x	15,4	4	61,76	-5,75	-88,78	510,49	7,94	1,07	-1,07	<b>9,01</b>	<b>-1,12</b>	9,34	3,82
D x	16,6	4,5	74,52	-5,25	-86,94	456,44	8,51	1,05	-1,05	<b>9,56</b>	<b>-1,10</b>	9,89	3,97
E x	18,7	8	149,84	-1,75	-32,78	57,36	9,63	0,40	-0,40	<b>10,02</b>	<b>-0,41</b>	10,15	3,42
F x	17,4	8,5	147,82	-1,25	-21,74	27,17	8,94	0,26	-0,26	<b>9,20</b>	<b>-0,27</b>	9,28	3,03
I x	17,4	11	191,29	1,25	21,74	27,17	8,94	-0,26	0,26	<b>9,20</b>	<b>0,27</b>	9,28	3,03
J x	18,7	11,5	215,40	1,75	32,78	57,36	9,63	-0,40	0,40	<b>10,02</b>	<b>0,41</b>	10,15	3,42
K x	16,6	15	248,40	5,25	86,94	456,44	8,51	-1,05	1,05	<b>9,56</b>	<b>1,10</b>	9,89	3,97
L x	15,4	15,5	239,32	5,75	88,78	510,49	7,94	-1,07	1,07	<b>9,01</b>	<b>1,12</b>	9,34	3,82
M x	15,0	18	270,18	8,25	123,83	1021,62	7,72	-1,49	1,49	<b>9,21</b>	<b>1,56</b>	9,68	4,32
N x	9,2	19,5	178,82	9,75	89,41	871,72	4,71	-1,08	1,08	<b>5,79</b>	<b>1,13</b>	6,13	2,87
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
- x	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	0,00	0,00
Σ =	185		1800			5890				<b>105,60</b>			

Marco Eje	Ki T/cm	Xj m	Xt = Ki*Xj	XJT	Ki*XJT	Ki*XJT <sup>2</sup>	Efecto de Vy			Cortante total	Efecto de "Vx" torsion	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
							directo	torsión	torsión				
1 y	29,8	0	0,00	-10,20	-303,55	3096	13,82	3,83	-3,83	<b>17,65</b>	<b>-3,83</b>	18,80	9,12
2 y	25,3	3,2	80,90	-7,00	-176,96	1239	11,74	2,23	-2,23	<b>13,97</b>	<b>-2,23</b>	14,64	6,42
4 y	32,2	6,7	216,01	-3,50	-112,84	395	14,98	1,42	-1,42	<b>16,40</b>	<b>-1,42</b>	16,83	6,34
5 y	29,8	10,2	303,55	0,00	0,00	0	13,82	0,00	0,00	<b>13,82</b>	<b>0,00</b>	13,82	4,15
6 y	32,2	13,7	441,69	3,50	112,84	395	14,98	-1,42	1,42	<b>16,40</b>	<b>1,42</b>	16,83	6,34
8 y	25,3	17,2	434,82	7,00	176,96	1239	11,74	-2,23	2,23	<b>13,97</b>	<b>2,23</b>	14,64	6,42
9 y	29,8	20,4	607,10	10,20	303,55	3096	13,82	-3,83	3,83	<b>17,65</b>	<b>3,83</b>	18,80	9,12
Σ =	204,3		2084,06			9460				<b>109,87</b>			



```

INPUT FILE: Col_ancha_tesis_2007.STD
1. STAAD SPACE DISEÑO DE EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CARGA TESIS PROFESIONAL
2. START JOB INFORMATION
3. ENGINEER DATE 09.01.07
4. END JOB INFORMATION
5. *****
6. *           DISEÑO DE EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CARGA           *
7. *           MODELADOS COMO COLUMNA ANCHA                         *
8. *           LOCALIZADO EN LA ZONA IIIa DEL D.F                     *
9. *           CON CAPACIDAD DE SUELO 5 TON/M2, PARA CARGA ESTATICA  *
10. *          CON CAPACIDAD DE SUELO 6.5 TON/M2, PARA CARGA DINAMICA *
11. *           A.TREJO.R                                             *
12. *           CORRIDA 09.01.07                                     *
13. *****
14. INPUT WIDTH 79
15. UNIT METER MTON
16. JOINT COORDINATES
17. 1 0 0 0; 2 0.4 0 0; 3 3.2 0 0; 4 6.1 0 0; 5 6.7 0 0; 6 6.7 0 0.8; 7 6.7 0 1.5
18. 8 10.2 0 1.5; 9 0 0 2; 10 0 0 4; 11 1.6 0 4; 12 3.2 0 4; 13 10.2 0 3; 14 0 0 6
19. 15 0 0 8; 16 0.4 0 8; 17 3.2 0 8; 18 3.2 0 6.5; 19 4.7 0 6.5; 20 4.7 0 8
20. 21 6.7 0 8; 22 6.7 0 7.25; 23 10.2 0 4.5; 24 10.2 0 6.5; 25 0 2.4 0
21. 26 0.4 2.4 0; 27 3.2 2.4 0; 28 6.1 2.4 0; 29 6.7 2.4 0; 30 6.7 2.4 0.8
22. 31 6.7 2.4 1.5; 32 10.2 2.4 1.5; 33 0 2.4 2; 34 0 2.4 4; 35 1.6 2.4 4
23. 36 3.2 2.4 4; 37 10.2 2.4 3; 38 0 2.4 6; 39 0 2.4 8; 40 0.4 2.4 8
24. 41 3.2 2.4 8; 42 3.2 2.4 6.5; 43 4.7 2.4 6.5; 44 4.7 2.4 8; 45 6.7 2.4 8
25. 46 6.7 2.4 7.25; 47 10.2 2.4 4.5; 48 10.2 2.4 6.5; 49 3.2 0 1.1
26. 50 3.2 2.4 1.1; 51 4.7 0 4.5; 52 4.7 2.4 4.5; 53 5.7 0 4.5; 54 5.7 2.4 4.5
27. 55 3.2 2.4 4.5; 56 6.7 0 4.5; 57 6.7 2.4 4.5; 58 10.2 0 8.5; 59 10.2 2.4 8.5
28. 60 8.175 0 8.5; 61 8.175 2.4 8.5; 62 6.7 0 8.5; 63 6.7 2.4 8.5; 64 3.2 0 9
29. 65 3.2 2.4 9; 66 4.95 0 9; 67 4.95 2.4 9; 68 6.7 0 9; 69 6.7 2.4 9
30. 70 20.4 0 0; 71 20 0 0; 72 17.2 0 0; 73 14.3 0 0; 74 13.7 0 0; 75 13.7 0 0.8
31. 76 13.7 0 1.5; 77 20.4 0 2; 78 20.4 0 4; 79 18.8 0 4; 80 17.2 0 4; 81 20.4 0 6
32. 82 20.4 0 8; 83 20 0 8; 84 17.2 0 8; 85 17.2 0 6.5; 86 15.7 0 6.5; 87 15.7 0 8
33. 88 13.7 0 8; 89 13.7 0 7.25; 90 20.4 2.4 0; 91 20 2.4 0; 92 17.2 2.4 0
34. 93 14.3 2.4 0; 94 13.7 2.4 0; 95 13.7 2.4 0.8; 96 13.7 2.4 1.5; 97 20.4 2.4 2
35. 98 20.4 2.4 4; 99 18.8 2.4 4; 100 17.2 2.4 4; 101 20.4 2.4 6; 102 20.4 2.4 8
36. 103 20 2.4 8; 104 17.2 2.4 8; 105 17.2 2.4 6.5; 106 15.7 2.4 6.5
37. 107 15.7 2.4 8; 108 13.7 2.4 8; 109 13.7 2.4 7.25; 110 17.2 0 1.1
38. 111 17.2 2.4 1.1; 112 15.7 0 4.5; 113 15.7 2.4 4.5; 114 14.7 0 4.5
39. 115 14.7 2.4 4.5; 116 17.2 2.4 4.5; 117 13.7 0 4.5; 118 13.7 2.4 4.5
40. 119 12.225 0 8.5; 120 12.225 2.4 8.5; 121 13.7 0 8.5; 122 13.7 2.4 8.5
41. 123 17.2 0 9; 124 17.2 2.4 9; 125 15.45 0 9; 126 15.45 2.4 9; 127 13.7 0 9
42. 128 13.7 2.4 9; 129 0 0 19.5; 130 0.4 0 19.5; 131 3.2 0 19.5; 132 6.1 0 19.5
43. 133 6.7 0 19.5; 134 6.7 0 18.7; 135 6.7 0 18; 136 10.2 0 18; 137 0 0 17.5
44. 138 0 0 15.5; 139 1.6 0 15.5; 140 3.2 0 15.5; 141 10.2 0 16.5; 142 0 0 13.5
45. 143 0 0 11.5; 144 0.4 0 11.5; 145 3.2 0 11.5; 146 3.2 0 13; 147 4.7 0 13
46. 148 4.7 0 11.5; 149 6.7 0 11.5; 150 6.7 0 12.25; 151 10.2 0 15; 152 10.2 0 13
47. 153 0 2.4 19.5; 154 0.4 2.4 19.5; 155 3.2 2.4 19.5; 156 6.1 2.4 19.5
48. 157 6.7 2.4 19.5; 158 6.7 2.4 18.7; 159 6.7 2.4 18; 160 10.2 2.4 18
49. 161 0 2.4 17.5; 162 0 2.4 15.5; 163 1.6 2.4 15.5; 164 3.2 2.4 15.5
50. 165 10.2 2.4 16.5; 166 0 2.4 13.5; 167 0 2.4 11.5; 168 0.4 2.4 11.5
51. 169 3.2 2.4 11.5; 170 3.2 2.4 13; 171 4.7 2.4 13; 172 4.7 2.4 11.5
52. 173 6.7 2.4 11.5; 174 6.7 2.4 12.25; 175 10.2 2.4 15; 176 10.2 2.4 13
53. 177 3.2 0 18.4; 178 3.2 2.4 18.4; 179 4.7 0 15; 180 4.7 2.4 15; 181 5.7 0 15
54. 182 5.7 2.4 15; 183 3.2 2.4 15; 184 6.7 0 15; 185 6.7 2.4 15; 186 10.2 0 11
55. 187 10.2 2.4 11; 188 8.175 0 11; 189 8.175 2.4 11; 190 6.7 0 11
56. 191 6.7 2.4 11; 192 3.2 0 10.5; 193 3.2 2.4 10.5; 194 4.95 0 10.5
57. 195 4.95 2.4 10.5; 196 6.7 0 10.5; 197 6.7 2.4 10.5; 198 20.4 0 19.5
58. 199 20 0 19.5; 200 17.2 0 19.5; 201 14.3 0 19.5; 202 13.7 0 19.5
59. 203 13.7 0 18.7; 204 13.7 0 18; 205 20.4 0 17.5; 206 20.4 0 15.5
60. 207 18.8 0 15.5; 208 17.2 0 15.5; 209 20.4 0 13.5; 210 20.4 0 11.5

```

61. 211 20 0 11.5; 212 17.2 0 11.5; 213 17.2 0 13; 214 15.7 0 13; 215 15.7 0 11.5  
62. 216 13.7 0 11.5; 217 13.7 0 12.25; 218 20.4 2.4 19.5; 219 20 2.4 19.5  
63. 220 17.2 2.4 19.5; 221 14.3 2.4 19.5; 222 13.7 2.4 19.5; 223 13.7 2.4 18.7  
64. 224 13.7 2.4 18; 225 20.4 2.4 17.5; 226 20.4 2.4 15.5; 227 18.8 2.4 15.5  
65. 228 17.2 2.4 15.5; 229 20.4 2.4 13.5; 230 20.4 2.4 11.5; 231 20 2.4 11.5  
66. 232 17.2 2.4 11.5; 233 17.2 2.4 13; 234 15.7 2.4 13; 235 15.7 2.4 11.5  
67. 236 13.7 2.4 11.5; 237 13.7 2.4 12.25; 238 17.2 0 18.4; 239 17.2 2.4 18.4  
68. 240 15.7 0 15; 241 15.7 2.4 15; 242 14.7 0 15; 243 14.7 2.4 15  
69. 244 17.2 2.4 15; 245 13.7 0 15; 246 13.7 2.4 15; 247 12.225 0 11  
70. 248 12.225 2.4 11; 249 13.7 0 11; 250 13.7 2.4 11; 251 17.2 0 10.5  
71. 252 17.2 2.4 10.5; 253 15.45 0 10.5; 254 15.45 2.4 10.5; 255 13.7 0 10.5  
72. 256 13.7 2.4 10.5; 257 8.175 2.4 9.75; 258 12.225 2.4 9.75; 259 0 2.4 1  
73. 260 0 2.4 3; 261 0 2.4 5; 262 0 2.4 7; 263 0 2.4 12.5; 264 0 2.4 14.5  
74. 265 0 2.4 16.5; 266 0 2.4 18.5; 267 0.8 2.4 4; 268 2.4 2.4 4; 269 0.3 2.4 0  
75. 270 0.6 2.4 0; 271 0.3 2.4 8; 272 0.6 2.4 8; 273 0.3 2.4 11.5  
76. 274 0.6 2.4 11.5; 275 0.3 2.4 19.5; 276 0.6 2.4 19.5; 277 0.8 2.4 15.5  
77. 278 2.4 2.4 15.5; 279 6.25 2.4 0; 280 5.95 2.4 0; 281 6.25 2.4 19.5  
78. 282 5.95 2.4 19.5; 283 3.6 2.4 0; 284 2.8 2.4 0; 285 5.2 2.4 4.5  
79. 286 6.2 2.4 4.5; 287 4.075 2.4 9; 288 5.825 2.4 9; 289 4.075 2.4 10.5  
80. 290 5.825 2.4 10.5; 291 3.6 2.4 19.5; 292 2.8 2.4 19.5; 293 9.1875 2.4 8.5  
81. 294 11.2125 2.4 8.5; 295 9.1875 2.4 11; 296 11.2125 2.4 11; 297 10.2 2.4 12  
82. 298 10.2 2.4 14; 299 10.2 2.4 15.75; 300 10.2 2.4 17.25; 301 10.2 2.4 2.25  
83. 302 10.2 2.4 3.75; 303 10.2 2.4 5.5; 304 10.2 2.4 7.5; 305 14.2 2.4 4.5  
84. 306 15.2 2.4 4.5; 307 15.7 2.4 5.5; 308 15.7 2.4 7.25; 309 14.575 2.4 9  
85. 310 16.325 2.4 9; 311 16.325 2.4 10.5; 312 14.575 2.4 10.5; 313 15.7 2.4 12.25  
86. 314 15.7 2.4 14; 315 20.4 2.4 1; 316 20.4 2.4 3; 317 20.4 2.4 5  
87. 318 20.4 2.4 7; 319 20.4 2.4 12.5; 320 20.4 2.4 14.5; 321 20.4 2.4 16.5  
88. 322 20.4 2.4 18.5; 323 5.2 2.4 15; 324 6.2 2.4 15; 325 6.7 2.4 0.4  
89. 326 6.7 2.4 1.15; 327 6.7 2.4 18.35; 328 6.7 2.4 19.1; 329 13.7 2.4 18.35  
90. 330 13.7 2.4 19.1; 331 13.7 2.4 0.4; 332 13.7 2.4 1.15; 333 4.7 2.4 12.25  
91. 334 4.7 2.4 14; 335 4.7 2.4 5.5; 336 4.7 2.4 7.25; 337 3.2 2.4 12.325  
92. 338 3.2 2.4 13.675; 339 17.2 2.4 12.325; 340 17.2 2.4 13.68  
93. 341 17.2 2.4 7.175; 342 17.2 2.4 5.825; 343 3.2 2.4 5.82; 344 3.2 2.4 7.175  
94. 345 20.2 2.4 0; 346 19.8 2.4 0; 347 20.2 2.4 8; 348 19.8 2.4 8  
95. 349 20.2 2.4 11.5; 350 19.8 2.4 11.5; 351 20.2 2.4 19.5; 352 19.8 2.4 19.5  
96. 353 16.8 2.4 19.5; 354 17.6 2.4 19.5; 355 16.8 2.4 0; 356 17.6 2.4 0  
97. 357 14.15 2.4 0; 358 14.45 2.4 0; 359 14.15 2.4 19.5; 360 14.45 2.4 19.5  
98. 361 14.2 2.4 15; 362 15.2 2.4 15; 363 18 2.4 4; 364 19.6 2.4 4  
99. 365 18 2.4 15.5; 366 19.6 2.4 15.5; 367 0 4.8 0; 368 0.4 4.8 0; 369 3.2 4.8 0  
100. 370 6.1 4.8 0; 371 6.7 4.8 0; 372 6.7 4.8 0.8; 373 6.7 4.8 1.5  
101. 374 10.2 4.8 1.5; 375 0 4.8 2; 376 0 4.8 4; 377 1.6 4.8 4; 378 3.2 4.8 4  
102. 379 10.2 4.8 3; 380 0 4.8 6; 381 0 4.8 8; 382 0.4 4.8 8; 383 3.2 4.8 8  
103. 384 3.2 4.8 6.5; 385 4.7 4.8 6.5; 386 4.7 4.8 8; 387 6.7 4.8 8  
104. 388 6.7 4.8 7.25; 389 10.2 4.8 4.5; 390 10.2 4.8 6.5; 391 3.2 4.8 1.1  
105. 392 4.7 4.8 4.5; 393 5.7 4.8 4.5; 394 3.2 4.8 4.5; 395 6.7 4.8 4.5  
106. 396 10.2 4.8 8.5; 397 8.175 4.8 8.5; 398 6.7 4.8 8.5; 399 3.2 4.8 9  
107. 400 4.95 4.8 9; 401 6.7 4.8 9; 402 20.4 4.8 0; 403 20 4.8 0; 404 17.2 4.8 0  
108. 405 14.3 4.8 0; 406 13.7 4.8 0; 407 13.7 4.8 0.8; 408 13.7 4.8 1.5  
109. 409 20.4 4.8 2; 410 20.4 4.8 4; 411 18.8 4.8 4; 412 17.2 4.8 4; 413 20.4 4.8 6  
110. 414 20.4 4.8 8; 415 20 4.8 8; 416 17.2 4.8 8; 417 17.2 4.8 6.5  
111. 418 15.7 4.8 6.5; 419 15.7 4.8 8; 420 13.7 4.8 8; 421 13.7 4.8 7.25  
112. 422 17.2 4.8 1.1; 423 15.7 4.8 4.5; 424 14.7 4.8 4.5; 425 17.2 4.8 4.5  
113. 426 13.7 4.8 4.5; 427 12.225 4.8 8.5; 428 13.7 4.8 8.5; 429 17.2 4.8 9  
114. 430 15.45 4.8 9; 431 13.7 4.8 9; 432 0 4.8 19.5; 433 0.4 4.8 19.5  
115. 434 3.2 4.8 19.5; 435 6.1 4.8 19.5; 436 6.7 4.8 19.5; 437 6.7 4.8 18.7  
116. 438 6.7 4.8 18; 439 10.2 4.8 18; 440 0 4.8 17.5; 441 0 4.8 15.5  
117. 442 1.6 4.8 15.5; 443 3.2 4.8 15.5; 444 10.2 4.8 16.5; 445 0 4.8 13.5  
118. 446 0 4.8 11.5; 447 0.4 4.8 11.5; 448 3.2 4.8 11.5; 449 3.2 4.8 13  
119. 450 4.7 4.8 13; 451 4.7 4.8 11.5; 452 6.7 4.8 11.5; 453 6.7 4.8 12.25  
120. 454 10.2 4.8 15; 455 10.2 4.8 13; 456 3.2 4.8 18.4; 457 4.7 4.8 15  
121. 458 5.7 4.8 15; 459 3.2 4.8 15; 460 6.7 4.8 15; 461 10.2 4.8 11

122. 462 8.175 4.8 11; 463 6.7 4.8 11; 464 3.2 4.8 10.5; 465 4.95 4.8 10.5  
123. 466 6.7 4.8 10.5; 467 20.4 4.8 19.5; 468 20 4.8 19.5; 469 17.2 4.8 19.5  
124. 470 14.3 4.8 19.5; 471 13.7 4.8 19.5; 472 13.7 4.8 18.7; 473 13.7 4.8 18  
125. 474 20.4 4.8 17.5; 475 20.4 4.8 15.5; 476 18.8 4.8 15.5; 477 17.2 4.8 15.5  
126. 478 20.4 4.8 13.5; 479 20.4 4.8 11.5; 480 20 4.8 11.5; 481 17.2 4.8 11.5  
127. 482 17.2 4.8 13; 483 15.7 4.8 13; 484 15.7 4.8 11.5; 485 13.7 4.8 11.5  
128. 486 13.7 4.8 12.25; 487 17.2 4.8 18.4; 488 15.7 4.8 15; 489 14.7 4.8 15  
129. 490 17.2 4.8 15; 491 13.7 4.8 15; 492 12.225 4.8 11; 493 13.7 4.8 11  
130. 494 17.2 4.8 10.5; 495 15.45 4.8 10.5; 496 13.7 4.8 10.5; 497 8.175 4.8 9.75  
131. 498 12.225 4.8 9.75; 499 0 4.8 1; 500 0 4.8 3; 501 0 4.8 5; 502 0 4.8 7  
132. 503 0 4.8 12.5; 504 0 4.8 14.5; 505 0 4.8 16.5; 506 0 4.8 18.5; 507 0.8 4.8 4  
133. 508 2.4 4.8 4; 509 0.3 4.8 0; 510 0.6 4.8 0; 511 0.3 4.8 8; 512 0.6 4.8 8  
134. 513 0.3 4.8 11.5; 514 0.6 4.8 11.5; 515 0.3 4.8 19.5; 516 0.6 4.8 19.5  
135. 517 0.8 4.8 15.5; 518 2.4 4.8 15.5; 519 6.25 4.8 0; 520 5.95 4.8 0  
136. 521 6.25 4.8 19.5; 522 5.95 4.8 19.5; 523 3.6 4.8 0; 524 2.8 4.8 0  
137. 525 5.2 4.8 4.5; 526 6.2 4.8 4.5; 527 4.075 4.8 9; 528 5.825 4.8 9  
138. 529 4.075 4.8 10.5; 530 5.825 4.8 10.5; 531 3.6 4.8 19.5; 532 2.8 4.8 19.5  
139. 533 9.1875 4.8 8.5; 534 11.2125 4.8 8.5; 535 9.1875 4.8 11; 536 11.2125 4.8 11  
140. 537 10.2 4.8 12; 538 10.2 4.8 14; 539 10.2 4.8 15.75; 540 10.2 4.8 17.25  
141. 541 10.2 4.8 2.25; 542 10.2 4.8 3.75; 543 10.2 4.8 5.5; 544 10.2 4.8 7.5  
142. 545 14.2 4.8 4.5; 546 15.2 4.8 4.5; 547 15.7 4.8 5.5; 548 15.7 4.8 7.25  
143. 549 14.575 4.8 9; 550 16.325 4.8 9; 551 16.325 4.8 10.5; 552 14.575 4.8 10.5  
144. 553 15.7 4.8 12.25; 554 15.7 4.8 14; 555 20.4 4.8 1; 556 20.4 4.8 3  
145. 557 20.4 4.8 5; 558 20.4 4.8 7; 559 20.4 4.8 12.5; 560 20.4 4.8 14.5  
146. 561 20.4 4.8 16.5; 562 20.4 4.8 18.5; 563 5.2 4.8 15; 564 6.2 4.8 15  
147. 565 6.7 4.8 0.4; 566 6.7 4.8 1.15; 567 6.7 4.8 18.35; 568 6.7 4.8 19.1  
148. 569 13.7 4.8 18.35; 570 13.7 4.8 19.1; 571 13.7 4.8 0.4; 572 13.7 4.8 1.15  
149. 573 4.7 4.8 12.25; 574 4.7 4.8 14; 575 4.7 4.8 5.5; 576 4.7 4.8 7.25  
150. 577 3.2 4.8 12.325; 578 3.2 4.8 13.675; 579 17.2 4.8 12.325  
151. 580 17.2 4.8 13.68; 581 17.2 4.8 7.175; 582 17.2 4.8 5.825; 583 3.2 4.8 5.82  
152. 584 3.2 4.8 7.175; 585 20.2 4.8 0; 586 19.8 4.8 0; 587 20.2 4.8 8  
153. 588 19.8 4.8 8; 589 20.2 4.8 11.5; 590 19.8 4.8 11.5; 591 20.2 4.8 19.5  
154. 592 19.8 4.8 19.5; 593 16.8 4.8 19.5; 594 17.6 4.8 19.5; 595 16.8 4.8 0  
155. 596 17.6 4.8 0; 597 14.15 4.8 0; 598 14.45 4.8 0; 599 14.15 4.8 19.5  
156. 600 14.45 4.8 19.5; 601 14.2 4.8 15; 602 15.2 4.8 15; 603 18 4.8 4  
157. 604 19.6 4.8 4; 605 18 4.8 15.5; 606 19.6 4.8 15.5; 607 0 7.2 0; 608 0.4 7.2 0  
158. 609 3.2 7.2 0; 610 6.1 7.2 0; 611 6.7 7.2 0; 612 6.7 7.2 0.8; 613 6.7 7.2 1.5  
159. 614 10.2 7.2 1.5; 615 0 7.2 2; 616 0 7.2 4; 617 1.6 7.2 4; 618 3.2 7.2 4  
160. 619 10.2 7.2 3; 620 0 7.2 6; 621 0 7.2 8; 622 0.4 7.2 8; 623 3.2 7.2 8  
161. 624 3.2 7.2 6.5; 625 4.7 7.2 6.5; 626 4.7 7.2 8; 627 6.7 7.2 8  
162. 628 6.7 7.2 7.25; 629 10.2 7.2 4.5; 630 10.2 7.2 6.5; 631 3.2 7.2 1.1  
163. 632 4.7 7.2 4.5; 633 5.7 7.2 4.5; 634 3.2 7.2 4.5; 635 6.7 7.2 4.5  
164. 636 10.2 7.2 8.5; 637 8.175 7.2 8.5; 638 6.7 7.2 8.5; 639 3.2 7.2 9  
165. 640 4.95 7.2 9; 641 6.7 7.2 9; 642 20.4 7.2 0; 643 20 7.2 0; 644 17.2 7.2 0  
166. 645 14.3 7.2 0; 646 13.7 7.2 0; 647 13.7 7.2 0.8; 648 13.7 7.2 1.5  
167. 649 20.4 7.2 2; 650 20.4 7.2 4; 651 18.8 7.2 4; 652 17.2 7.2 4; 653 20.4 7.2 6  
168. 654 20.4 7.2 8; 655 20 7.2 8; 656 17.2 7.2 8; 657 17.2 7.2 6.5  
169. 658 15.7 7.2 6.5; 659 15.7 7.2 8; 660 13.7 7.2 8; 661 13.7 7.2 7.25  
170. 662 17.2 7.2 1.1; 663 15.7 7.2 4.5; 664 14.7 7.2 4.5; 665 17.2 7.2 4.5  
171. 666 13.7 7.2 4.5; 667 12.225 7.2 8.5; 668 13.7 7.2 8.5; 669 17.2 7.2 9  
172. 670 15.45 7.2 9; 671 13.7 7.2 9; 672 0 7.2 19.5; 673 0.4 7.2 19.5  
173. 674 3.2 7.2 19.5; 675 6.1 7.2 19.5; 676 6.7 7.2 19.5; 677 6.7 7.2 18.7  
174. 678 6.7 7.2 18; 679 10.2 7.2 18; 680 0 7.2 17.5; 681 0 7.2 15.5  
175. 682 1.6 7.2 15.5; 683 3.2 7.2 15.5; 684 10.2 7.2 16.5; 685 0 7.2 13.5  
176. 686 0 7.2 11.5; 687 0.4 7.2 11.5; 688 3.2 7.2 11.5; 689 3.2 7.2 13  
177. 690 4.7 7.2 13; 691 4.7 7.2 11.5; 692 6.7 7.2 11.5; 693 6.7 7.2 12.25  
178. 694 10.2 7.2 15; 695 10.2 7.2 13; 696 3.2 7.2 18.4; 697 4.7 7.2 15  
179. 698 5.7 7.2 15; 699 3.2 7.2 15; 700 6.7 7.2 15; 701 10.2 7.2 11  
180. 702 8.175 7.2 11; 703 6.7 7.2 11; 704 3.2 7.2 10.5; 705 4.95 7.2 10.5  
181. 706 6.7 7.2 10.5; 707 20.4 7.2 19.5; 708 20 7.2 19.5; 709 17.2 7.2 19.5  
182. 710 14.3 7.2 19.5; 711 13.7 7.2 19.5; 712 13.7 7.2 18.7; 713 13.7 7.2 18

183. 714 20.4 7.2 17.5; 715 20.4 7.2 15.5; 716 18.8 7.2 15.5; 717 17.2 7.2 15.5  
184. 718 20.4 7.2 13.5; 719 20.4 7.2 11.5; 720 20 7.2 11.5; 721 17.2 7.2 11.5  
185. 722 17.2 7.2 13; 723 15.7 7.2 13; 724 15.7 7.2 11.5; 725 13.7 7.2 11.5  
186. 726 13.7 7.2 12.25; 727 17.2 7.2 18.4; 728 15.7 7.2 15; 729 14.7 7.2 15  
187. 730 17.2 7.2 15; 731 13.7 7.2 15; 732 12.225 7.2 11; 733 13.7 7.2 11  
188. 734 17.2 7.2 10.5; 735 15.45 7.2 10.5; 736 13.7 7.2 10.5; 737 8.175 7.2 9.75  
189. 738 12.225 7.2 9.75; 739 0 7.2 1; 740 0 7.2 3; 741 0 7.2 5; 742 0 7.2 7  
190. 743 0 7.2 12.5; 744 0 7.2 14.5; 745 0 7.2 16.5; 746 0 7.2 18.5; 747 0.8 7.2 4  
191. 748 2.4 7.2 4; 749 0.3 7.2 0; 750 0.6 7.2 0; 751 0.3 7.2 8; 752 0.6 7.2 8  
192. 753 0.3 7.2 11.5; 754 0.6 7.2 11.5; 755 0.3 7.2 19.5; 756 0.6 7.2 19.5  
193. 757 0.8 7.2 15.5; 758 2.4 7.2 15.5; 759 6.25 7.2 0; 760 5.95 7.2 0  
194. 761 6.25 7.2 19.5; 762 5.95 7.2 19.5; 763 3.6 7.2 0; 764 2.8 7.2 0  
195. 765 5.2 7.2 4.5; 766 6.2 7.2 4.5; 767 4.075 7.2 9; 768 5.825 7.2 9  
196. 769 4.075 7.2 10.5; 770 5.825 7.2 10.5; 771 3.6 7.2 19.5; 772 2.8 7.2 19.5  
197. 773 9.1875 7.2 8.5; 774 11.2125 7.2 8.5; 775 9.1875 7.2 11; 776 11.2125 7.2 11  
198. 777 10.2 7.2 12; 778 10.2 7.2 14; 779 10.2 7.2 15.75; 780 10.2 7.2 17.25  
199. 781 10.2 7.2 2.25; 782 10.2 7.2 3.75; 783 10.2 7.2 5.5; 784 10.2 7.2 7.5  
200. 785 14.2 7.2 4.5; 786 15.2 7.2 4.5; 787 15.7 7.2 5.5; 788 15.7 7.2 7.25  
201. 789 14.575 7.2 9; 790 16.325 7.2 9; 791 16.325 7.2 10.5; 792 14.575 7.2 10.5  
202. 793 15.7 7.2 12.25; 794 15.7 7.2 14; 795 20.4 7.2 1; 796 20.4 7.2 3  
203. 797 20.4 7.2 5; 798 20.4 7.2 7; 799 20.4 7.2 12.5; 800 20.4 7.2 14.5  
204. 801 20.4 7.2 16.5; 802 20.4 7.2 18.5; 803 5.2 7.2 15; 804 6.2 7.2 15  
205. 805 6.7 7.2 0.4; 806 6.7 7.2 1.15; 807 6.7 7.2 18.35; 808 6.7 7.2 19.1  
206. 809 13.7 7.2 18.35; 810 13.7 7.2 19.1; 811 13.7 7.2 0.4; 812 13.7 7.2 1.15  
207. 813 4.7 7.2 12.25; 814 4.7 7.2 14; 815 4.7 7.2 5.5; 816 4.7 7.2 7.25  
208. 817 3.2 7.2 12.325; 818 3.2 7.2 13.675; 819 17.2 7.2 12.325  
209. 820 17.2 7.2 13.68; 821 17.2 7.2 7.175; 822 17.2 7.2 5.825; 823 3.2 7.2 5.82  
210. 824 3.2 7.2 7.175; 825 20.2 7.2 0; 826 19.8 7.2 0; 827 20.2 7.2 8  
211. 828 19.8 7.2 8; 829 20.2 7.2 11.5; 830 19.8 7.2 11.5; 831 20.2 7.2 19.5  
212. 832 19.8 7.2 19.5; 833 16.8 7.2 19.5; 834 17.6 7.2 19.5; 835 16.8 7.2 0  
213. 836 17.6 7.2 0; 837 14.15 7.2 0; 838 14.45 7.2 0; 839 14.15 7.2 19.5  
214. 840 14.45 7.2 19.5; 841 14.2 7.2 15; 842 15.2 7.2 15; 843 18 7.2 4  
215. 844 19.6 7.2 4; 845 18 7.2 15.5; 846 19.6 7.2 15.5; 847 0 9.6 0; 848 0.4 9.6 0  
216. 849 3.2 9.6 0; 850 6.1 9.6 0; 851 6.7 9.6 0; 852 6.7 9.6 0.8; 853 6.7 9.6 1.5  
217. 854 10.2 9.6 1.5; 855 0 9.6 2; 856 0 9.6 4; 857 1.6 9.6 4; 858 3.2 9.6 4  
218. 859 10.2 9.6 3; 860 0 9.6 6; 861 0 9.6 8; 862 0.4 9.6 8; 863 3.2 9.6 8  
219. 864 3.2 9.6 6.5; 865 4.7 9.6 6.5; 866 4.7 9.6 8; 867 6.7 9.6 8  
220. 868 6.7 9.6 7.25; 869 10.2 9.6 4.5; 870 10.2 9.6 6.5; 871 3.2 9.6 1.1  
221. 872 4.7 9.6 4.5; 873 5.7 9.6 4.5; 874 3.2 9.6 4.5; 875 6.7 9.6 4.5  
222. 876 10.2 9.6 8.5; 877 8.175 9.6 8.5; 878 6.7 9.6 8.5; 879 3.2 9.6 9  
223. 880 4.95 9.6 9; 881 6.7 9.6 9; 882 20.4 9.6 0; 883 20 9.6 0; 884 17.2 9.6 0  
224. 885 14.3 9.6 0; 886 13.7 9.6 0; 887 13.7 9.6 0.8; 888 13.7 9.6 1.5  
225. 889 20.4 9.6 2; 890 20.4 9.6 4; 891 18.8 9.6 4; 892 17.2 9.6 4; 893 20.4 9.6 6  
226. 894 20.4 9.6 8; 895 20 9.6 8; 896 17.2 9.6 8; 897 17.2 9.6 6.5  
227. 898 15.7 9.6 6.5; 899 15.7 9.6 8; 900 13.7 9.6 8; 901 13.7 9.6 7.25  
228. 902 17.2 9.6 1.1; 903 15.7 9.6 4.5; 904 14.7 9.6 4.5; 905 17.2 9.6 4.5  
229. 906 13.7 9.6 4.5; 907 12.225 9.6 8.5; 908 13.7 9.6 8.5; 909 17.2 9.6 9  
230. 910 15.45 9.6 9; 911 13.7 9.6 9; 912 0 9.6 19.5; 913 0.4 9.6 19.5  
231. 914 3.2 9.6 19.5; 915 6.1 9.6 19.5; 916 6.7 9.6 19.5; 917 6.7 9.6 18.7  
232. 918 6.7 9.6 18; 919 10.2 9.6 18; 920 0 9.6 17.5; 921 0 9.6 15.5  
233. 922 1.6 9.6 15.5; 923 3.2 9.6 15.5; 924 10.2 9.6 16.5; 925 0 9.6 13.5  
234. 926 0 9.6 11.5; 927 0.4 9.6 11.5; 928 3.2 9.6 11.5; 929 3.2 9.6 13  
235. 930 4.7 9.6 13; 931 4.7 9.6 11.5; 932 6.7 9.6 11.5; 933 6.7 9.6 12.25  
236. 934 10.2 9.6 15; 935 10.2 9.6 13; 936 3.2 9.6 18.4; 937 4.7 9.6 15  
237. 938 5.7 9.6 15; 939 3.2 9.6 15; 940 6.7 9.6 15; 941 10.2 9.6 11  
238. 942 8.175 9.6 11; 943 6.7 9.6 11; 944 3.2 9.6 10.5; 945 4.95 9.6 10.5  
239. 946 6.7 9.6 10.5; 947 20.4 9.6 19.5; 948 20 9.6 19.5; 949 17.2 9.6 19.5  
240. 950 14.3 9.6 19.5; 951 13.7 9.6 19.5; 952 13.7 9.6 18.7; 953 13.7 9.6 18  
241. 954 20.4 9.6 17.5; 955 20.4 9.6 15.5; 956 18.8 9.6 15.5; 957 17.2 9.6 15.5  
242. 958 20.4 9.6 13.5; 959 20.4 9.6 11.5; 960 20 9.6 11.5; 961 17.2 9.6 11.5  
243. 962 17.2 9.6 13; 963 15.7 9.6 13; 964 15.7 9.6 11.5; 965 13.7 9.6 11.5

244. 966 13.7 9.6 12.25; 967 17.2 9.6 18.4; 968 15.7 9.6 15; 969 14.7 9.6 15  
245. 970 17.2 9.6 15; 971 13.7 9.6 15; 972 12.225 9.6 11; 973 13.7 9.6 11  
246. 974 17.2 9.6 10.5; 975 15.45 9.6 10.5; 976 13.7 9.6 10.5; 977 8.175 9.6 9.75  
247. 978 12.225 9.6 9.75; 979 0 9.6 1; 980 0 9.6 3; 981 0 9.6 5; 982 0 9.6 7  
248. 983 0 9.6 12.5; 984 0 9.6 14.5; 985 0 9.6 16.5; 986 0 9.6 18.5; 987 0.8 9.6 4  
249. 988 2.4 9.6 4; 989 0.3 9.6 0; 990 0.6 9.6 0; 991 0.3 9.6 8; 992 0.6 9.6 8  
250. 993 0.3 9.6 11.5; 994 0.6 9.6 11.5; 995 0.3 9.6 19.5; 996 0.6 9.6 19.5  
251. 997 0.8 9.6 15.5; 998 2.4 9.6 15.5; 999 6.25 9.6 0; 1000 5.95 9.6 0  
252. 1001 6.25 9.6 19.5; 1002 5.95 9.6 19.5; 1003 3.6 9.6 0; 1004 2.8 9.6 0  
253. 1005 5.2 9.6 4.5; 1006 6.2 9.6 4.5; 1007 4.075 9.6 9; 1008 5.825 9.6 9  
254. 1009 4.075 9.6 10.5; 1010 5.825 9.6 10.5; 1011 3.6 9.6 19.5; 1012 2.8 9.6 19.5  
255. 1013 9.1875 9.6 8.5; 1014 11.2125 9.6 8.5; 1015 9.1875 9.6 11  
256. 1016 11.2125 9.6 11; 1017 10.2 9.6 12; 1018 10.2 9.6 14; 1019 10.2 9.6 15.75  
257. 1020 10.2 9.6 17.25; 1021 10.2 9.6 2.25; 1022 10.2 9.6 3.75; 1023 10.2 9.6 5.5  
258. 1024 10.2 9.6 7.5; 1025 14.2 9.6 4.5; 1026 15.2 9.6 4.5; 1027 15.7 9.6 5.5  
259. 1028 15.7 9.6 7.25; 1029 14.575 9.6 9; 1030 16.325 9.6 9; 1031 16.325 9.6 10.5  
260. 1032 14.575 9.6 10.5; 1033 15.7 9.6 12.25; 1034 15.7 9.6 14; 1035 20.4 9.6 1  
261. 1036 20.4 9.6 3; 1037 20.4 9.6 5; 1038 20.4 9.6 7; 1039 20.4 9.6 12.5  
262. 1040 20.4 9.6 14.5; 1041 20.4 9.6 16.5; 1042 20.4 9.6 18.5; 1043 5.2 9.6 15  
263. 1044 6.2 9.6 15; 1045 6.7 9.6 0.4; 1046 6.7 9.6 1.15; 1047 6.7 9.6 18.35  
264. 1048 6.7 9.6 19.1; 1049 13.7 9.6 18.35; 1050 13.7 9.6 19.1; 1051 13.7 9.6 0.4  
265. 1052 13.7 9.6 1.15; 1053 4.7 9.6 12.25; 1054 4.7 9.6 14; 1055 4.7 9.6 5.5  
266. 1056 4.7 9.6 7.25; 1057 3.2 9.6 12.325; 1058 3.2 9.6 13.675  
267. 1059 17.2 9.6 12.325; 1060 17.2 9.6 13.68; 1061 17.2 9.6 7.175  
268. 1062 17.2 9.6 5.825; 1063 3.2 9.6 5.82; 1064 3.2 9.6 7.175; 1065 20.2 9.6 0  
269. 1066 19.8 9.6 0; 1067 20.2 9.6 8; 1068 19.8 9.6 8; 1069 20.2 9.6 11.5  
270. 1070 19.8 9.6 11.5; 1071 20.2 9.6 19.5; 1072 19.8 9.6 19.5; 1073 16.8 9.6 19.5  
271. 1074 17.6 9.6 19.5; 1075 16.8 9.6 0; 1076 17.6 9.6 0; 1077 14.15 9.6 0  
272. 1078 14.45 9.6 0; 1079 14.15 9.6 19.5; 1080 14.45 9.6 19.5; 1081 14.2 9.6 15  
273. 1082 15.2 9.6 15; 1083 18 9.6 4; 1084 19.6 9.6 4; 1085 18 9.6 15.5  
274. 1086 19.6 9.6 15.5; 1087 0 12 0; 1088 0.4 12 0; 1089 3.2 12 0; 1090 6.1 12 0  
275. 1091 6.7 12 0; 1092 6.7 12 0.8; 1093 6.7 12 1.5; 1094 10.2 12 1.5; 1095 0 12 2  
276. 1096 0 12 4; 1097 1.6 12 4; 1098 3.2 12 4; 1099 10.2 12 3; 1100 0 12 6  
277. 1101 0 12 8; 1102 0.4 12 8; 1103 3.2 12 8; 1104 3.2 12 6.5; 1105 4.7 12 6.5  
278. 1106 4.7 12 8; 1107 6.7 12 8; 1108 6.7 12 7.25; 1109 10.2 12 4.5  
279. 1110 10.2 12 6.5; 1111 3.2 12 1.1; 1112 4.7 12 4.5; 1113 5.7 12 4.5  
280. 1114 3.2 12 4.5; 1115 6.7 12 4.5; 1116 10.2 12 8.5; 1117 8.175 12 8.5  
281. 1118 6.7 12 8.5; 1119 3.2 12 9; 1120 4.95 12 9; 1121 6.7 12 9; 1122 20.4 12 0  
282. 1123 20 12 0; 1124 17.2 12 0; 1125 14.3 12 0; 1126 13.7 12 0; 1127 13.7 12 0.8  
283. 1128 13.7 12 1.5; 1129 20.4 12 2; 1130 20.4 12 4; 1131 18.8 12 4  
284. 1132 17.2 12 4; 1133 20.4 12 6; 1134 20.4 12 8; 1135 20 12 8; 1136 17.2 12 8  
285. 1137 17.2 12 6.5; 1138 15.7 12 6.5; 1139 15.7 12 8; 1140 13.7 12 8  
286. 1141 13.7 12 7.25; 1142 17.2 12 1.1; 1143 15.7 12 4.5; 1144 14.7 12 4.5  
287. 1145 17.2 12 4.5; 1146 13.7 12 4.5; 1147 12.225 12 8.5; 1148 13.7 12 8.5  
288. 1149 17.2 12 9; 1150 15.45 12 9; 1151 13.7 12 9; 1152 0 12 19.5  
289. 1153 0.4 12 19.5; 1154 3.2 12 19.5; 1155 6.1 12 19.5; 1156 6.7 12 19.5  
290. 1157 6.7 12 18.7; 1158 6.7 12 18; 1159 10.2 12 18; 1160 0 12 17.5  
291. 1161 0 12 15.5; 1162 1.6 12 15.5; 1163 3.2 12 15.5; 1164 10.2 12 16.5  
292. 1165 0 12 13.5; 1166 0 12 11.5; 1167 0.4 12 11.5; 1168 3.2 12 11.5  
293. 1169 3.2 12 13; 1170 4.7 12 13; 1171 4.7 12 11.5; 1172 6.7 12 11.5  
294. 1173 6.7 12 12.25; 1174 10.2 12 15; 1175 10.2 12 13; 1176 3.2 12 18.4  
295. 1177 4.7 12 15; 1178 5.7 12 15; 1179 3.2 12 15; 1180 6.7 12 15  
296. 1181 10.2 12 11; 1182 8.175 12 11; 1183 6.7 12 11; 1184 3.2 12 10.5  
297. 1185 4.95 12 10.5; 1186 6.7 12 10.5; 1187 20.4 12 19.5; 1188 20 12 19.5  
298. 1189 17.2 12 19.5; 1190 14.3 12 19.5; 1191 13.7 12 19.5; 1192 13.7 12 18.7  
299. 1193 13.7 12 18; 1194 20.4 12 17.5; 1195 20.4 12 15.5; 1196 18.8 12 15.5  
300. 1197 17.2 12 15.5; 1198 20.4 12 13.5; 1199 20.4 12 11.5; 1200 20 12 11.5  
301. 1201 17.2 12 11.5; 1202 17.2 12 13; 1203 15.7 12 13; 1204 15.7 12 11.5  
302. 1205 13.7 12 11.5; 1206 13.7 12 12.25; 1207 17.2 12 18.4; 1208 15.7 12 15  
303. 1209 14.7 12 15; 1210 17.2 12 15; 1211 13.7 12 15; 1212 12.225 12 11  
304. 1213 13.7 12 11; 1214 17.2 12 10.5; 1215 15.45 12 10.5; 1216 13.7 12 10.5

305. 1217 8.175 12 9.75; 1218 12.225 12 9.75; 1219 0 12 1; 1220 0 12 3; 1221 0 12 5  
 306. 1222 0 12 7; 1223 0 12 12.5; 1224 0 12 14.5; 1225 0 12 16.5; 1226 0 12 18.5  
 307. 1227 0.8 12 4; 1228 2.4 12 4; 1229 0.3 12 0; 1230 0.6 12 0; 1231 0.3 12 8  
 308. 1232 0.6 12 8; 1233 0.3 12 11.5; 1234 0.6 12 11.5; 1235 0.3 12 19.5  
 309. 1236 0.6 12 19.5; 1237 0.8 12 15.5; 1238 2.4 12 15.5; 1239 6.25 12 0  
 310. 1240 5.95 12 0; 1241 6.25 12 19.5; 1242 5.95 12 19.5; 1243 3.6 12 0  
 311. 1244 2.8 12 0; 1245 5.2 12 4.5; 1246 6.2 12 4.5; 1247 4.075 12 9  
 312. 1248 5.825 12 9; 1249 4.075 12 10.5; 1250 5.825 12 10.5; 1251 3.6 12 19.5  
 313. 1252 2.8 12 19.5; 1253 9.1875 12 8.5; 1254 11.2125 12 8.5; 1255 9.1875 12 11  
 314. 1256 11.2125 12 11; 1257 10.2 12 12; 1258 10.2 12 14; 1259 10.2 12 15.75  
 315. 1260 10.2 12 17.25; 1261 10.2 12 2.25; 1262 10.2 12 3.75; 1263 10.2 12 5.5  
 316. 1264 10.2 12 7.5; 1265 14.2 12 4.5; 1266 15.2 12 4.5; 1267 15.7 12 5.5  
 317. 1268 15.7 12 7.25; 1269 14.575 12 9; 1270 16.325 12 9; 1271 16.325 12 10.5  
 318. 1272 14.575 12 10.5; 1273 15.7 12 12.25; 1274 15.7 12 14; 1275 20.4 12 1  
 319. 1276 20.4 12 3; 1277 20.4 12 5; 1278 20.4 12 7; 1279 20.4 12 12.5  
 320. 1280 20.4 12 14.5; 1281 20.4 12 16.5; 1282 20.4 12 18.5; 1283 5.2 12 15  
 321. 1284 6.2 12 15; 1285 6.7 12 0.4; 1286 6.7 12 1.15; 1287 6.7 12 18.35  
 322. 1288 6.7 12 19.1; 1289 13.7 12 18.35; 1290 13.7 12 19.1; 1291 13.7 12 0.4  
 323. 1292 13.7 12 1.15; 1293 4.7 12 12.25; 1294 4.7 12 14; 1295 4.7 12 5.5  
 324. 1296 4.7 12 7.25; 1297 3.2 12 12.325; 1298 3.2 12 13.675; 1299 17.2 12 12.325  
 325. 1300 17.2 12 13.68; 1301 17.2 12 7.175; 1302 17.2 12 5.825; 1303 3.2 12 5.82  
 326. 1304 3.2 12 7.175; 1305 20.2 12 0; 1306 19.8 12 0; 1307 20.2 12 8  
 327. 1308 19.8 12 8; 1309 20.2 12 11.5; 1310 19.8 12 11.5; 1311 20.2 12 19.5  
 328. 1312 19.8 12 19.5; 1313 16.8 12 19.5; 1314 17.6 12 19.5; 1315 16.8 12 0  
 329. 1316 17.6 12 0; 1317 14.15 12 0; 1318 14.45 12 0; 1319 14.15 12 19.5  
 330. 1320 14.45 12 19.5; 1321 14.2 12 15; 1322 15.2 12 15; 1323 18 12 4  
 331. 1324 19.6 12 4; 1325 18 12 15.5; 1326 19.6 12 15.5; 1327 10.7 2.4 1.5  
 332. 1328 10.7 4.8 1.5; 1329 10.7 7.2 1.5; 1330 10.7 9.6 1.5; 1331 10.7 12 1.5  
 333. 1332 9.7 12 1.5; 1333 9.7 9.6 1.5; 1334 9.7 7.2 1.5; 1335 9.7 4.8 1.5  
 334. 1336 9.7 2.4 1.5; 1337 10.7 2.4 18; 1338 10.7 4.8 18; 1339 10.7 7.2 18  
 335. 1340 10.7 9.6 18; 1341 10.7 12 18; 1342 9.7 2.4 18; 1343 9.7 4.8 18  
 336. 1344 9.7 7.2 18; 1345 9.7 9.6 18; 1346 9.7 12 18  
 337. **MEMBER INCIDENCES**  
 338. 1 1 25; 2 2 26; 3 9 33; 4 10 34; 5 14 38; 6 15 39; 7 16 40; 8 3 27; 9 4 28  
 339. 10 5 29; 11 6 30; 12 7 31; 13 11 35; 14 12 36; 15 18 42; 16 17 41; 17 19 43  
 340. 18 20 44; 19 22 46; 20 21 45; 21 8 32; 22 13 37; 23 23 47; 24 24 48; 25 25 269  
 341. 26 26 270; 27 27 283; 28 28 279; 29 34 267; 30 35 268; 31 25 259; 32 33 260  
 342. 33 34 261; 34 38 262; 35 29 325; 36 30 326; 37 31 1336; 38 32 301; 39 37 302  
 343. 40 47 303; 41 39 271; 42 40 272; 43 41 44; 44 44 45; 45 42 43; 46 42 344  
 344. 47 43 336; 48 46 45; 49 36 55; 50 49 50; 51 27 50; 52 50 36; 53 51 52  
 345. 54 53 54; 55 52 285; 56 55 343; 57 55 52; 58 56 57; 59 54 286; 60 52 335  
 346. 61 31 57; 62 58 59; 63 48 304; 64 60 61; 65 61 293; 66 62 63; 67 63 61  
 347. 68 45 63; 69 57 46; 70 57 47; 71 64 65; 72 66 67; 73 68 69; 74 63 69; 75 41 65  
 348. 76 65 287; 77 67 288; 78 70 90; 79 71 91; 80 77 97; 81 78 98; 82 81 101  
 349. 83 82 102; 84 83 103; 85 72 92; 86 73 93; 87 74 94; 88 75 95; 89 76 96  
 350. 90 79 99; 91 80 100; 92 85 105; 93 84 104; 94 86 106; 95 87 107; 96 89 109  
 351. 97 88 108; 98 90 345; 99 91 346; 100 92 355; 101 93 357; 102 98 364  
 352. 103 99 363; 104 90 315; 105 97 316; 106 98 317; 107 101 318; 108 94 331  
 353. 109 95 332; 110 96 1327; 111 102 347; 112 103 348; 113 104 107; 114 107 108  
 354. 115 105 106; 116 105 341; 117 106 308; 118 109 108; 119 100 116; 120 110 111  
 355. 121 92 111; 122 111 100; 123 112 113; 124 114 115; 125 113 306; 126 116 342  
 356. 127 116 113; 128 117 118; 129 115 305; 130 113 307; 131 96 118; 132 119 120  
 357. 133 120 294; 134 121 122; 135 122 120; 136 108 122; 137 118 109; 138 118 47  
 358. 139 123 124; 140 125 126; 141 127 128; 142 122 128; 143 104 124; 144 124 310  
 359. 145 126 309; 146 129 153; 147 130 154; 148 137 161; 149 138 162; 150 142 166  
 360. 151 143 167; 152 144 168; 153 131 155; 154 132 156; 155 133 157; 156 134 158  
 361. 157 135 159; 158 139 163; 159 140 164; 160 146 170; 161 145 169; 162 147 171  
 362. 163 148 172; 164 150 174; 165 149 173; 166 136 160; 167 141 165; 168 151 175  
 363. 169 152 176; 170 153 275; 171 154 276; 172 155 291; 173 156 281; 174 162 277  
 364. 175 163 278; 176 153 266; 177 161 265; 178 162 264; 179 166 263; 180 157 328  
 365. 181 158 327; 182 159 1342; 183 160 300; 184 165 299; 185 175 298; 186 167 273

366. 187 168 274; 188 169 172; 189 172 173; 190 170 171; 191 170 337; 192 171 333  
 367. 193 174 173; 194 164 183; 195 177 178; 196 155 178; 197 178 164; 198 179 180  
 368. 199 181 182; 200 180 323; 201 183 338; 202 183 180; 203 184 185; 204 182 324  
 369. 205 180 334; 206 159 185; 207 186 187; 208 176 297; 209 188 189; 210 189 295  
 370. 211 190 191; 212 191 189; 213 173 191; 214 185 174; 215 185 175; 216 192 193  
 371. 217 194 195; 218 196 197; 219 191 197; 220 169 193; 221 193 289; 222 195 290  
 372. 223 198 218; 224 199 219; 225 205 225; 226 206 226; 227 209 229; 228 210 230  
 373. 229 211 231; 230 200 220; 231 201 221; 232 202 222; 233 203 223; 234 204 224  
 374. 235 207 227; 236 208 228; 237 213 233; 238 212 232; 239 214 234; 240 215 235  
 375. 241 217 237; 242 216 236; 243 218 351; 244 219 352; 245 220 353; 246 221 359  
 376. 247 226 366; 248 227 365; 249 218 322; 250 225 321; 251 226 320; 252 229 319  
 377. 253 222 330; 254 223 329; 255 224 1337; 256 230 349; 257 231 350; 258 232 235  
 378. 259 235 236; 260 233 234; 261 233 339; 262 234 313; 263 237 236; 264 228 244  
 379. 265 238 239; 266 220 239; 267 239 228; 268 240 241; 269 242 243; 270 241 362  
 380. 271 244 340; 272 244 241; 273 245 246; 274 243 361; 275 241 314; 276 224 246  
 381. 277 247 248; 278 248 296; 279 249 250; 280 250 248; 281 236 250; 282 246 237  
 382. 283 246 175; 284 251 252; 285 253 254; 286 255 256; 287 250 256; 288 232 252  
 383. 289 252 311; 290 254 312; 291 39 167; 292 65 193; 293 69 197; 294 128 256  
 384. 295 124 252; 296 102 230; 297 61 257; 298 120 258; 299 257 189; 300 258 248  
 385. 301 257 258; 302 259 33; 303 260 34; 304 261 38; 305 262 39; 306 263 167  
 386. 307 264 166; 308 265 162; 309 266 161; 310 267 35; 311 268 36; 312 269 26  
 387. 313 270 284; 314 271 40; 315 272 41; 316 273 168; 317 274 169; 318 275 154  
 388. 319 276 292; 320 277 163; 321 278 164; 322 279 29; 323 280 28; 324 281 157  
 389. 325 282 156; 326 283 280; 327 284 27; 328 285 54; 329 286 57; 330 287 67  
 390. 331 288 69; 332 289 195; 333 290 197; 334 291 282; 335 292 155; 337 293 59  
 391. 338 294 59; 339 295 187; 340 296 187; 341 297 187; 342 298 176; 343 299 175  
 392. 344 300 165; 345 301 37; 346 302 47; 347 303 48; 348 304 59; 349 305 118  
 393. 350 306 115; 351 307 106; 352 308 107; 353 309 128; 354 310 126; 355 311 254  
 394. 356 312 256; 357 313 235; 358 314 234; 359 315 97; 360 316 98; 361 317 101  
 395. 362 318 102; 363 319 230; 364 320 229; 365 321 226; 366 322 225; 367 323 182  
 396. 368 324 185; 369 325 30; 370 326 31; 371 327 159; 372 328 158; 373 329 224  
 397. 374 330 223; 375 331 95; 376 332 96; 377 333 172; 378 334 171; 379 335 43  
 398. 380 336 44; 381 337 169; 382 338 170; 383 339 232; 384 340 233; 385 341 104  
 399. 386 342 105; 387 343 42; 388 344 41; 389 345 91; 390 346 356; 391 347 103  
 400. 392 348 104; 393 349 231; 394 350 232; 395 351 219; 396 352 354; 397 353 360  
 401. 398 354 220; 399 355 358; 400 356 92; 401 357 94; 402 358 93; 403 359 222  
 402. 404 360 221; 405 361 246; 406 362 243; 407 363 100; 408 364 99; 409 365 228  
 403. 410 366 227; 411 25 367; 412 26 368; 413 33 375; 414 34 376; 415 38 380  
 404. 416 39 381; 417 40 382; 418 27 369; 419 28 370; 420 29 371; 421 30 372  
 405. 422 31 373; 423 35 377; 424 36 378; 425 42 384; 426 41 383; 427 43 385  
 406. 428 44 386; 429 46 388; 430 45 387; 431 32 374; 432 37 379; 433 47 389  
 407. 434 48 390; 435 367 509; 436 368 510; 437 369 523; 438 370 519; 439 376 507  
 408. 440 377 508; 441 367 499; 442 375 500; 443 376 501; 444 380 502; 445 371 565  
 409. 446 372 566; 447 373 1335; 448 374 541; 449 379 542; 450 389 543; 451 381 511  
 410. 452 382 512; 453 383 386; 454 386 387; 455 384 385; 456 384 584; 457 385 576  
 411. 458 388 387; 459 378 394; 460 50 391; 461 369 391; 462 391 378; 463 52 392  
 412. 464 54 393; 465 392 525; 466 394 583; 467 394 392; 468 57 395; 469 393 526  
 413. 470 392 575; 471 373 395; 472 59 396; 473 390 544; 474 61 397; 475 397 533  
 414. 476 63 398; 477 398 397; 478 387 398; 479 395 388; 480 395 389; 481 65 399  
 415. 482 67 400; 483 69 401; 484 398 401; 485 383 399; 486 399 527; 487 400 528  
 416. 488 90 402; 489 91 403; 490 97 409; 491 98 410; 492 101 413; 493 102 414  
 417. 494 103 415; 495 92 404; 496 93 405; 497 94 406; 498 95 407; 499 96 408  
 418. 500 99 411; 501 100 412; 502 105 417; 503 104 416; 504 106 418; 505 107 419  
 419. 506 109 421; 507 108 420; 508 402 585; 509 403 586; 510 404 595; 511 405 597  
 420. 512 410 604; 513 411 603; 514 402 555; 515 409 556; 516 410 557; 517 413 558  
 421. 518 406 571; 519 407 572; 520 408 1328; 521 414 587; 522 415 588; 523 416 419  
 422. 524 419 420; 525 417 418; 526 417 581; 527 418 548; 528 421 420; 529 412 425  
 423. 530 111 422; 531 404 422; 532 422 412; 533 113 423; 534 115 424; 535 423 546  
 424. 536 425 582; 537 425 423; 538 118 426; 539 424 545; 540 423 547; 541 408 426  
 425. 542 120 427; 543 427 534; 544 122 428; 545 428 427; 546 420 428; 547 426 421  
 426. 548 426 389; 549 124 429; 550 126 430; 551 128 431; 552 428 431; 553 416 429

427. 554 429 550; 555 430 549; 556 153 432; 557 154 433; 558 161 440; 559 162 441  
428. 560 166 445; 561 167 446; 562 168 447; 563 155 434; 564 156 435; 565 157 436  
429. 566 158 437; 567 159 438; 568 163 442; 569 164 443; 570 170 449; 571 169 448  
430. 572 171 450; 573 172 451; 574 174 453; 575 173 452; 576 160 439; 577 165 444  
431. 578 175 454; 579 176 455; 580 432 515; 581 433 516; 582 434 531; 583 435 521  
432. 584 441 517; 585 442 518; 586 432 506; 587 440 505; 588 441 504; 589 445 503  
433. 590 436 568; 591 437 567; 592 438 1343; 593 439 540; 594 444 539; 595 454 538  
434. 596 446 513; 597 447 514; 598 448 451; 599 451 452; 600 449 450; 601 449 577  
435. 602 450 573; 603 453 452; 604 443 459; 605 178 456; 606 434 456; 607 456 443  
436. 608 180 457; 609 182 458; 610 457 563; 611 459 578; 612 459 457; 613 185 460  
437. 614 458 564; 615 457 574; 616 438 460; 617 187 461; 618 455 537; 619 189 462  
438. 620 462 535; 621 191 463; 622 463 462; 623 452 463; 624 460 453; 625 460 454  
439. 626 193 464; 627 195 465; 628 197 466; 629 463 466; 630 448 464; 631 464 529  
440. 632 465 530; 633 218 467; 634 219 468; 635 225 474; 636 226 475; 637 229 478  
441. 638 230 479; 639 231 480; 640 220 469; 641 221 470; 642 222 471; 643 223 472  
442. 644 224 473; 645 227 476; 646 228 477; 647 233 482; 648 232 481; 649 234 483  
443. 650 235 484; 651 237 486; 652 236 485; 653 467 591; 654 468 592; 655 469 593  
444. 656 470 599; 657 475 606; 658 476 605; 659 467 562; 660 474 561; 661 475 560  
445. 662 478 559; 663 471 570; 664 472 569; 665 473 1338; 666 479 589; 667 480 590  
446. 668 481 484; 669 484 485; 670 482 483; 671 482 579; 672 483 553; 673 486 485  
447. 674 477 490; 675 239 487; 676 469 487; 677 487 477; 678 241 488; 679 243 489  
448. 680 488 602; 681 490 580; 682 490 488; 683 246 491; 684 489 601; 685 488 554  
449. 686 473 491; 687 248 492; 688 492 536; 689 250 493; 690 493 492; 691 485 493  
450. 692 491 486; 693 491 454; 694 252 494; 695 254 495; 696 256 496; 697 493 496  
451. 698 481 494; 699 494 551; 700 495 552; 701 381 446; 702 399 464; 703 401 466  
452. 704 431 496; 705 429 494; 706 414 479; 707 397 497; 708 427 498; 709 497 462  
453. 710 498 492; 711 497 498; 712 499 375; 713 500 376; 714 501 380; 715 502 381  
454. 716 503 446; 717 504 445; 718 505 441; 719 506 440; 720 507 377; 721 508 378  
455. 722 509 368; 723 510 524; 724 511 382; 725 512 383; 726 513 447; 727 514 448  
456. 728 515 433; 729 516 532; 730 517 442; 731 518 443; 732 519 371; 733 520 370  
457. 734 521 436; 735 522 435; 736 523 520; 737 524 369; 738 525 393; 739 526 395  
458. 740 527 400; 741 528 401; 742 529 465; 743 530 466; 744 531 522; 745 532 434  
459. 746 533 396; 747 534 396; 748 535 461; 749 536 461; 750 537 461; 751 538 455  
460. 752 539 454; 753 540 444; 754 541 379; 755 542 389; 756 543 390; 757 544 396  
461. 758 545 426; 759 546 424; 760 547 418; 761 548 419; 762 549 431; 763 550 430  
462. 764 551 495; 765 552 496; 766 553 484; 767 554 483; 768 555 409; 769 556 410  
463. 770 557 413; 771 558 414; 772 559 479; 773 560 478; 774 561 475; 775 562 474  
464. 776 563 458; 777 564 460; 778 565 372; 779 566 373; 780 567 438; 781 568 437  
465. 782 569 473; 783 570 472; 784 571 407; 785 572 408; 786 573 451; 787 574 450  
466. 788 575 385; 789 576 386; 790 577 448; 791 578 449; 792 579 481; 793 580 482  
467. 794 581 416; 795 582 417; 796 583 384; 797 584 383; 798 585 403; 799 586 596  
468. 800 587 415; 801 588 416; 802 589 480; 803 590 481; 804 591 468; 805 592 594  
469. 806 593 600; 807 594 469; 808 595 598; 809 596 404; 810 597 406; 811 598 405  
470. 812 599 471; 813 600 470; 814 601 491; 815 602 489; 816 603 412; 817 604 411  
471. 818 605 477; 819 606 476; 820 367 607; 821 368 608; 822 375 615; 823 376 616  
472. 824 380 620; 825 381 621; 826 382 622; 827 369 609; 828 370 610; 829 371 611  
473. 830 372 612; 831 373 613; 832 377 617; 833 378 618; 834 384 624; 835 383 623  
474. 836 385 625; 837 386 626; 838 388 628; 839 387 627; 840 374 614; 841 379 619  
475. 842 389 629; 843 390 630; 844 607 749; 845 608 750; 846 609 763; 847 610 759  
476. 848 616 747; 849 617 748; 850 607 739; 851 615 740; 852 616 741; 853 620 742  
477. 854 611 805; 855 612 806; 856 613 1334; 857 614 781; 858 619 782; 859 629 783  
478. 860 621 751; 861 622 752; 862 623 626; 863 626 627; 864 624 625; 865 624 824  
479. 866 625 816; 867 628 627; 868 618 634; 869 391 631; 870 609 631; 871 631 618  
480. 872 392 632; 873 393 633; 874 632 765; 875 634 823; 876 634 632; 877 395 635  
481. 878 633 766; 879 632 815; 880 613 635; 881 396 636; 882 630 784; 883 397 637  
482. 884 637 773; 885 398 638; 886 638 637; 887 627 638; 888 635 628; 889 635 629  
483. 890 399 639; 891 400 640; 892 401 641; 893 638 641; 894 623 639; 895 639 767  
484. 896 640 768; 897 402 642; 898 403 643; 899 409 649; 900 410 650; 901 413 653  
485. 902 414 654; 903 415 655; 904 404 644; 905 405 645; 906 406 646; 907 407 647  
486. 908 408 648; 909 411 651; 910 412 652; 911 417 657; 912 416 656; 913 418 658  
487. 914 419 659; 915 421 661; 916 420 660; 917 642 825; 918 643 826; 919 644 835



488. 920 645 837; 921 650 844; 922 651 843; 923 642 795; 924 649 796; 925 650 797  
489. 926 653 798; 927 646 811; 928 647 812; 929 648 1329; 930 654 827; 931 655 828  
490. 932 656 659; 933 659 660; 934 657 658; 935 657 821; 936 658 788; 937 661 660  
491. 938 652 665; 939 422 662; 940 644 662; 941 662 652; 942 423 663; 943 424 664  
492. 944 663 786; 945 665 822; 946 665 663; 947 426 666; 948 664 785; 949 663 787  
493. 950 648 666; 951 427 667; 952 667 774; 953 428 668; 954 668 667; 955 660 668  
494. 956 666 661; 957 666 629; 958 429 669; 959 430 670; 960 431 671; 961 668 671  
495. 962 656 669; 963 669 790; 964 670 789; 965 432 672; 966 433 673; 967 440 680  
496. 968 441 681; 969 445 685; 970 446 686; 971 447 687; 972 434 674; 973 435 675  
497. 974 436 676; 975 437 677; 976 438 678; 977 442 682; 978 443 683; 979 449 689  
498. 980 448 688; 981 450 690; 982 451 691; 983 453 693; 984 452 692; 985 439 679  
499. 986 444 684; 987 454 694; 988 455 695; 989 672 755; 990 673 756; 991 674 771  
500. 992 675 761; 993 681 757; 994 682 758; 995 672 746; 996 680 745; 997 681 744  
501. 998 685 743; 999 676 808; 1000 677 807; 1001 678 1344; 1002 679 780  
502. 1003 684 779; 1004 694 778; 1005 686 753; 1006 687 754; 1007 688 691  
503. 1008 691 692; 1009 689 690; 1010 689 817; 1011 690 813; 1012 693 692  
504. 1013 683 699; 1014 456 696; 1015 674 696; 1016 696 683; 1017 457 697  
505. 1018 458 698; 1019 697 803; 1020 699 818; 1021 699 697; 1022 460 700  
506. 1023 698 804; 1024 697 814; 1025 678 700; 1026 461 701; 1027 695 777  
507. 1028 462 702; 1029 702 775; 1030 463 703; 1031 703 702; 1032 692 703  
508. 1033 700 693; 1034 700 694; 1035 464 704; 1036 465 705; 1037 466 706  
509. 1038 703 706; 1039 688 704; 1040 704 769; 1041 705 770; 1042 467 707  
510. 1043 468 708; 1044 474 714; 1045 475 715; 1046 478 718; 1047 479 719  
511. 1048 480 720; 1049 469 709; 1050 470 710; 1051 471 711; 1052 472 712  
512. 1053 473 713; 1054 476 716; 1055 477 717; 1056 482 722; 1057 481 721  
513. 1058 483 723; 1059 484 724; 1060 486 726; 1061 485 725; 1062 707 831  
514. 1063 708 832; 1064 709 833; 1065 710 839; 1066 715 846; 1067 716 845  
515. 1068 707 802; 1069 714 801; 1070 715 800; 1071 718 799; 1072 711 810  
516. 1073 712 809; 1074 713 1339; 1075 719 829; 1076 720 830; 1077 721 724  
517. 1078 724 725; 1079 722 723; 1080 722 819; 1081 723 793; 1082 726 725  
518. 1083 717 730; 1084 487 727; 1085 709 727; 1086 727 717; 1087 488 728  
519. 1088 489 729; 1089 728 842; 1090 730 820; 1091 730 728; 1092 491 731  
520. 1093 729 841; 1094 728 794; 1095 713 731; 1096 492 732; 1097 732 776  
521. 1098 493 733; 1099 733 732; 1100 725 733; 1101 731 726; 1102 731 694  
522. 1103 494 734; 1104 495 735; 1105 496 736; 1106 733 736; 1107 721 734  
523. 1108 734 791; 1109 735 792; 1110 621 686; 1111 639 704; 1112 641 706  
524. 1113 671 736; 1114 669 734; 1115 654 719; 1116 637 737; 1117 667 738  
525. 1118 737 702; 1119 738 732; 1120 737 738; 1121 739 615; 1122 740 616  
526. 1123 741 620; 1124 742 621; 1125 743 686; 1126 744 685; 1127 745 681  
527. 1128 746 680; 1129 747 617; 1130 748 618; 1131 749 608; 1132 750 764  
528. 1133 751 622; 1134 752 623; 1135 753 687; 1136 754 688; 1137 755 673  
529. 1138 756 772; 1139 757 682; 1140 758 683; 1141 759 611; 1142 760 610  
530. 1143 761 676; 1144 762 675; 1145 763 760; 1146 764 609; 1147 765 633  
531. 1148 766 635; 1149 767 640; 1150 768 641; 1151 769 705; 1152 770 706  
532. 1153 771 762; 1154 772 674; 1155 773 636; 1156 774 636; 1157 775 701  
533. 1158 776 701; 1159 777 701; 1160 778 695; 1161 779 694; 1162 780 684  
534. 1163 781 619; 1164 782 629; 1165 783 630; 1166 784 636; 1167 785 666  
535. 1168 786 664; 1169 787 658; 1170 788 659; 1171 789 671; 1172 790 670  
536. 1173 791 735; 1174 792 736; 1175 793 724; 1176 794 723; 1177 795 649  
537. 1178 796 650; 1179 797 653; 1180 798 654; 1181 799 719; 1182 800 718  
538. 1183 801 715; 1184 802 714; 1185 803 698; 1186 804 700; 1187 805 612  
539. 1188 806 613; 1189 807 678; 1190 808 677; 1191 809 713; 1192 810 712  
540. 1193 811 647; 1194 812 648; 1195 813 691; 1196 814 690; 1197 815 625  
541. 1198 816 626; 1199 817 688; 1200 818 689; 1201 819 721; 1202 820 722  
542. 1203 821 656; 1204 822 657; 1205 823 624; 1206 824 623; 1207 825 643  
543. 1208 826 836; 1209 827 655; 1210 828 656; 1211 829 720; 1212 830 721  
544. 1213 831 708; 1214 832 834; 1215 833 840; 1216 834 709; 1217 835 838  
545. 1218 836 644; 1219 837 646; 1220 838 645; 1221 839 711; 1222 840 710  
546. 1223 841 731; 1224 842 729; 1225 843 652; 1226 844 651; 1227 845 717  
547. 1228 846 716; 1229 607 847; 1230 608 848; 1231 615 855; 1232 616 856  
548. 1233 620 860; 1234 621 861; 1235 622 862; 1236 609 849; 1237 610 850

549. 1238 611 851; 1239 612 852; 1240 613 853; 1241 617 857; 1242 618 858  
550. 1243 624 864; 1244 623 863; 1245 625 865; 1246 626 866; 1247 628 868  
551. 1248 627 867; 1249 614 854; 1250 619 859; 1251 629 869; 1252 630 870  
552. 1253 847 989; 1254 848 990; 1255 849 1003; 1256 850 999; 1257 856 987  
553. 1258 857 988; 1259 847 979; 1260 855 980; 1261 856 981; 1262 860 982  
554. 1263 851 1045; 1264 852 1046; 1265 853 1333; 1266 854 1021; 1267 859 1022  
555. 1268 869 1023; 1269 861 991; 1270 862 992; 1271 863 866; 1272 866 867  
556. 1273 864 865; 1274 864 1064; 1275 865 1056; 1276 868 867; 1277 858 874  
557. 1278 631 871; 1279 849 871; 1280 871 858; 1281 632 872; 1282 633 873  
558. 1283 872 1005; 1284 874 1063; 1285 874 872; 1286 635 875; 1287 873 1006  
559. 1288 872 1055; 1289 853 875; 1290 636 876; 1291 870 1024; 1292 637 877  
560. 1293 877 1013; 1294 638 878; 1295 878 877; 1296 867 878; 1297 875 868  
561. 1298 875 869; 1299 639 879; 1300 640 880; 1301 641 881; 1302 878 881  
562. 1303 863 879; 1304 879 1007; 1305 880 1008; 1306 642 882; 1307 643 883  
563. 1308 649 889; 1309 650 890; 1310 653 893; 1311 654 894; 1312 655 895  
564. 1313 644 884; 1314 645 885; 1315 646 886; 1316 647 887; 1317 648 888  
565. 1318 651 891; 1319 652 892; 1320 657 897; 1321 656 896; 1322 658 898  
566. 1323 659 899; 1324 661 901; 1325 660 900; 1326 882 1065; 1327 883 1066  
567. 1328 884 1075; 1329 885 1077; 1330 890 1084; 1331 891 1083; 1332 882 1035  
568. 1333 889 1036; 1334 890 1037; 1335 893 1038; 1336 886 1051; 1337 887 1052  
569. 1338 888 1330; 1339 894 1067; 1340 895 1068; 1341 896 899; 1342 899 900  
570. 1343 897 898; 1344 897 1061; 1345 898 1028; 1346 901 900; 1347 892 905  
571. 1348 662 902; 1349 884 902; 1350 902 892; 1351 663 903; 1352 664 904  
572. 1353 903 1026; 1354 905 1062; 1355 905 903; 1356 666 906; 1357 904 1025  
573. 1358 903 1027; 1359 888 906; 1360 667 907; 1361 907 1014; 1362 668 908  
574. 1363 908 907; 1364 900 908; 1365 906 901; 1366 906 869; 1367 669 909  
575. 1368 670 910; 1369 671 911; 1370 908 911; 1371 896 909; 1372 909 1030  
576. 1373 910 1029; 1374 672 912; 1375 673 913; 1376 680 920; 1377 681 921  
577. 1378 685 925; 1379 686 926; 1380 687 927; 1381 674 914; 1382 675 915  
578. 1383 676 916; 1384 677 917; 1385 678 918; 1386 682 922; 1387 683 923  
579. 1388 689 929; 1389 688 928; 1390 690 930; 1391 691 931; 1392 693 933  
580. 1393 692 932; 1394 679 919; 1395 684 924; 1396 694 934; 1397 695 935  
581. 1398 912 995; 1399 913 996; 1400 914 1011; 1401 915 1001; 1402 921 997  
582. 1403 922 998; 1404 912 986; 1405 920 985; 1406 921 984; 1407 925 983  
583. 1408 916 1048; 1409 917 1047; 1410 918 1345; 1411 919 1020; 1412 924 1019  
584. 1413 934 1018; 1414 926 993; 1415 927 994; 1416 928 931; 1417 931 932  
585. 1418 929 930; 1419 929 1057; 1420 930 1053; 1421 933 932; 1422 923 939  
586. 1423 696 936; 1424 914 936; 1425 936 923; 1426 697 937; 1427 698 938  
587. 1428 937 1043; 1429 939 1058; 1430 939 937; 1431 700 940; 1432 938 1044  
588. 1433 937 1054; 1434 918 940; 1435 701 941; 1436 935 1017; 1437 702 942  
589. 1438 942 1015; 1439 703 943; 1440 943 942; 1441 932 943; 1442 940 933  
590. 1443 940 934; 1444 704 944; 1445 705 945; 1446 706 946; 1447 943 946  
591. 1448 928 944; 1449 944 1009; 1450 945 1010; 1451 707 947; 1452 708 948  
592. 1453 714 954; 1454 715 955; 1455 718 958; 1456 719 959; 1457 720 960  
593. 1458 709 949; 1459 710 950; 1460 711 951; 1461 712 952; 1462 713 953  
594. 1463 716 956; 1464 717 957; 1465 722 962; 1466 721 961; 1467 723 963  
595. 1468 724 964; 1469 726 966; 1470 725 965; 1471 947 1071; 1472 948 1072  
596. 1473 949 1073; 1474 950 1079; 1475 955 1086; 1476 956 1085; 1477 947 1042  
597. 1478 954 1041; 1479 955 1040; 1480 958 1039; 1481 951 1050; 1482 952 1049  
598. 1483 953 1340; 1484 959 1069; 1485 960 1070; 1486 961 964; 1487 964 965  
599. 1488 962 963; 1489 962 1059; 1490 963 1033; 1491 966 965; 1492 957 970  
600. 1493 727 967; 1494 949 967; 1495 967 957; 1496 728 968; 1497 729 969  
601. 1498 968 1082; 1499 970 1060; 1500 970 968; 1501 731 971; 1502 969 1081  
602. 1503 968 1034; 1504 953 971; 1505 732 972; 1506 972 1016; 1507 733 973  
603. 1508 973 972; 1509 965 973; 1510 971 966; 1511 971 934; 1512 734 974  
604. 1513 735 975; 1514 736 976; 1515 973 976; 1516 961 974; 1517 974 1031  
605. 1518 975 1032; 1519 861 926; 1520 879 944; 1521 881 946; 1522 911 976  
606. 1523 909 974; 1524 894 959; 1525 877 977; 1526 907 978; 1527 977 942  
607. 1528 978 972; 1529 977 978; 1530 979 855; 1531 980 856; 1532 981 860  
608. 1533 982 861; 1534 983 926; 1535 984 925; 1536 985 921; 1537 986 920  
609. 1538 987 857; 1539 988 858; 1540 989 848; 1541 990 1004; 1542 991 862

610. 1543 992 863; 1544 993 927; 1545 994 928; 1546 995 913; 1547 996 1012  
611. 1548 997 922; 1549 998 923; 1550 999 851; 1551 1000 850; 1552 1001 916  
612. 1553 1002 915; 1554 1003 1000; 1555 1004 849; 1556 1005 873; 1557 1006 875  
613. 1558 1007 880; 1559 1008 881; 1560 1009 945; 1561 1010 946; 1562 1011 1002  
614. 1563 1012 914; 1564 1013 876; 1565 1014 876; 1566 1015 941; 1567 1016 941  
615. 1568 1017 941; 1569 1018 935; 1570 1019 934; 1571 1020 924; 1572 1021 859  
616. 1573 1022 869; 1574 1023 870; 1575 1024 876; 1576 1025 906; 1577 1026 904  
617. 1578 1027 898; 1579 1028 899; 1580 1029 911; 1581 1030 910; 1582 1031 975  
618. 1583 1032 976; 1584 1033 964; 1585 1034 963; 1586 1035 889; 1587 1036 890  
619. 1588 1037 893; 1589 1038 894; 1590 1039 959; 1591 1040 958; 1592 1041 955  
620. 1593 1042 954; 1594 1043 938; 1595 1044 940; 1596 1045 852; 1597 1046 853  
621. 1598 1047 918; 1599 1048 917; 1600 1049 953; 1601 1050 952; 1602 1051 887  
622. 1603 1052 888; 1604 1053 931; 1605 1054 930; 1606 1055 865; 1607 1056 866  
623. 1608 1057 928; 1609 1058 929; 1610 1059 961; 1611 1060 962; 1612 1061 896  
624. 1613 1062 897; 1614 1063 864; 1615 1064 863; 1616 1065 883; 1617 1066 1076  
625. 1618 1067 895; 1619 1068 896; 1620 1069 960; 1621 1070 961; 1622 1071 948  
626. 1623 1072 1074; 1624 1073 1080; 1625 1074 949; 1626 1075 1078; 1627 1076 884  
627. 1628 1077 886; 1629 1078 885; 1630 1079 951; 1631 1080 950; 1632 1081 971  
628. 1633 1082 969; 1634 1083 892; 1635 1084 891; 1636 1085 957; 1637 1086 956  
629. 1638 847 1087; 1639 848 1088; 1640 855 1095; 1641 856 1096; 1642 860 1100  
630. 1643 861 1101; 1644 862 1102; 1645 849 1089; 1646 850 1090; 1647 851 1091  
631. 1648 852 1092; 1649 853 1093; 1650 857 1097; 1651 858 1098; 1652 864 1104  
632. 1653 863 1103; 1654 865 1105; 1655 866 1106; 1656 868 1108; 1657 867 1107  
633. 1658 854 1094; 1659 859 1099; 1660 869 1109; 1661 870 1110; 1662 1087 1229  
634. 1663 1088 1230; 1664 1089 1243; 1665 1090 1239; 1666 1096 1227; 1667 1097 1228  
635. 1668 1087 1219; 1669 1095 1220; 1670 1096 1221; 1671 1100 1222; 1672 1091 1285  
636. 1673 1092 1286; 1674 1093 1332; 1675 1094 1261; 1676 1099 1262; 1677 1109 1263  
637. 1678 1101 1231; 1679 1102 1232; 1680 1103 1106; 1681 1106 1107; 1682 1104 1105  
638. 1683 1104 1304; 1684 1105 1296; 1685 1108 1107; 1686 1098 1114; 1687 871 1111  
639. 1688 1089 1111; 1689 1111 1098; 1690 872 1112; 1691 873 1113; 1692 1112 1245  
640. 1693 1114 1303; 1694 1114 1112; 1695 875 1115; 1696 1113 1246; 1697 1112 1295  
641. 1698 1093 1115; 1699 876 1116; 1700 1110 1264; 1701 877 1117; 1702 1117 1253  
642. 1703 878 1118; 1704 1118 1117; 1705 1107 1118; 1706 1115 1108; 1707 1115 1109  
643. 1708 879 1119; 1709 880 1120; 1710 881 1121; 1711 1118 1121; 1712 1103 1119  
644. 1713 1119 1247; 1714 1120 1248; 1715 882 1122; 1716 883 1123; 1717 889 1129  
645. 1718 890 1130; 1719 893 1133; 1720 894 1134; 1721 895 1135; 1722 884 1124  
646. 1723 885 1125; 1724 886 1126; 1725 887 1127; 1726 888 1128; 1727 891 1131  
647. 1728 892 1132; 1729 897 1137; 1730 896 1136; 1731 898 1138; 1732 899 1139  
648. 1733 901 1141; 1734 900 1140; 1735 1122 1305; 1736 1123 1306; 1737 1124 1315  
649. 1738 1125 1317; 1739 1130 1324; 1740 1131 1323; 1741 1122 1275; 1742 1129 1276  
650. 1743 1130 1277; 1744 1133 1278; 1745 1126 1291; 1746 1127 1292; 1747 1128 1331  
651. 1748 1134 1307; 1749 1135 1308; 1750 1136 1139; 1751 1139 1140; 1752 1137 1138  
652. 1753 1137 1301; 1754 1138 1268; 1755 1141 1140; 1756 1132 1145; 1757 902 1142  
653. 1758 1124 1142; 1759 1142 1132; 1760 903 1143; 1761 904 1144; 1762 1143 1266  
654. 1763 1145 1302; 1764 1145 1143; 1765 906 1146; 1766 1144 1265; 1767 1143 1267  
655. 1768 1128 1146; 1769 907 1147; 1770 1147 1254; 1771 908 1148; 1772 1148 1147  
656. 1773 1140 1148; 1774 1146 1141; 1775 1146 1109; 1776 909 1149; 1777 910 1150  
657. 1778 911 1151; 1779 1148 1151; 1780 1136 1149; 1781 1149 1270; 1782 1150 1269  
658. 1783 912 1152; 1784 913 1153; 1785 920 1160; 1786 921 1161; 1787 925 1165  
659. 1788 926 1166; 1789 927 1167; 1790 914 1154; 1791 915 1155; 1792 916 1156  
660. 1793 917 1157; 1794 918 1158; 1795 922 1162; 1796 923 1163; 1797 929 1169  
661. 1798 928 1168; 1799 930 1170; 1800 931 1171; 1801 933 1173; 1802 932 1172  
662. 1803 919 1159; 1804 924 1164; 1805 934 1174; 1806 935 1175; 1807 1152 1235  
663. 1808 1153 1236; 1809 1154 1251; 1810 1155 1241; 1811 1161 1237; 1812 1162 1238  
664. 1813 1152 1226; 1814 1160 1225; 1815 1161 1224; 1816 1165 1223; 1817 1156 1288  
665. 1818 1157 1287; 1819 1158 1346; 1820 1159 1260; 1821 1164 1259; 1822 1174 1258  
666. 1823 1166 1233; 1824 1167 1234; 1825 1168 1171; 1826 1171 1172; 1827 1169 1170  
667. 1828 1169 1297; 1829 1170 1293; 1830 1173 1172; 1831 1163 1179; 1832 936 1176  
668. 1833 1154 1176; 1834 1176 1163; 1835 937 1177; 1836 938 1178; 1837 1177 1283  
669. 1838 1179 1298; 1839 1179 1177; 1840 940 1180; 1841 1178 1284; 1842 1177 1294  
670. 1843 1158 1180; 1844 941 1181; 1845 1175 1257; 1846 942 1182; 1847 1182 1255

671. 1848 943 1183; 1849 1183 1182; 1850 1172 1183; 1851 1180 1173; 1852 1180 1174  
672. 1853 944 1184; 1854 945 1185; 1855 946 1186; 1856 1183 1186; 1857 1168 1184  
673. 1858 1184 1249; 1859 1185 1250; 1860 947 1187; 1861 948 1188; 1862 954 1194  
674. 1863 955 1195; 1864 958 1198; 1865 959 1199; 1866 960 1200; 1867 949 1189  
675. 1868 950 1190; 1869 951 1191; 1870 952 1192; 1871 953 1193; 1872 956 1196  
676. 1873 957 1197; 1874 962 1202; 1875 961 1201; 1876 963 1203; 1877 964 1204  
677. 1878 966 1206; 1879 965 1205; 1880 1187 1311; 1881 1188 1312; 1882 1189 1313  
678. 1883 1190 1319; 1884 1195 1326; 1885 1196 1325; 1886 1187 1282; 1887 1194 1281  
679. 1888 1195 1280; 1889 1198 1279; 1890 1191 1290; 1891 1192 1289; 1892 1193 1341  
680. 1893 1199 1309; 1894 1200 1310; 1895 1201 1204; 1896 1204 1205; 1897 1202 1203  
681. 1898 1202 1299; 1899 1203 1273; 1900 1206 1205; 1901 1197 1210; 1902 967 1207  
682. 1903 1189 1207; 1904 1207 1197; 1905 968 1208; 1906 969 1209; 1907 1208 1322  
683. 1908 1210 1300; 1909 1210 1208; 1910 971 1211; 1911 1209 1321; 1912 1208 1274  
684. 1913 1193 1211; 1914 972 1212; 1915 1212 1256; 1916 973 1213; 1917 1213 1212  
685. 1918 1205 1213; 1919 1211 1206; 1920 1211 1174; 1921 974 1214; 1922 975 1215  
686. 1923 976 1216; 1924 1213 1216; 1925 1201 1214; 1926 1214 1271; 1927 1215 1272  
687. 1928 1101 1166; 1929 1119 1184; 1930 1121 1186; 1931 1151 1216; 1932 1149 1214  
688. 1933 1134 1199; 1934 1117 1217; 1935 1147 1218; 1936 1217 1182; 1937 1218 1212  
689. 1938 1217 1218; 1939 1219 1095; 1940 1220 1096; 1941 1221 1100; 1942 1222 1101  
690. 1943 1223 1166; 1944 1224 1165; 1945 1225 1161; 1946 1226 1160; 1947 1227 1097  
691. 1948 1228 1098; 1949 1229 1088; 1950 1230 1244; 1951 1231 1102; 1952 1232 1103  
692. 1953 1233 1167; 1954 1234 1168; 1955 1235 1153; 1956 1236 1252; 1957 1237 1162  
693. 1958 1238 1163; 1959 1239 1091; 1960 1240 1090; 1961 1241 1156; 1962 1242 1155  
694. 1963 1243 1240; 1964 1244 1089; 1965 1245 1113; 1966 1246 1115; 1967 1247 1120  
695. 1968 1248 1121; 1969 1249 1185; 1970 1250 1186; 1971 1251 1242; 1972 1252 1154  
696. 1973 1253 1116; 1974 1254 1116; 1975 1255 1181; 1976 1256 1181; 1977 1257 1181  
697. 1978 1258 1175; 1979 1259 1174; 1980 1260 1164; 1981 1261 1099; 1982 1262 1109  
698. 1983 1263 1110; 1984 1264 1116; 1985 1265 1146; 1986 1266 1144; 1987 1267 1138  
699. 1988 1268 1139; 1989 1269 1151; 1990 1270 1150; 1991 1271 1215; 1992 1272 1216  
700. 1993 1273 1204; 1994 1274 1203; 1995 1275 1129; 1996 1276 1130; 1997 1277 1133  
701. 1998 1278 1134; 1999 1279 1199; 2000 1280 1198; 2001 1281 1195; 2002 1282 1194  
702. 2003 1283 1178; 2004 1284 1180; 2005 1285 1092; 2006 1286 1093; 2007 1287 1158  
703. 2008 1288 1157; 2009 1289 1193; 2010 1290 1192; 2011 1291 1127; 2012 1292 1128  
704. 2013 1293 1171; 2014 1294 1170; 2015 1295 1105; 2016 1296 1106; 2017 1297 1168  
705. 2018 1298 1169; 2019 1299 1201; 2020 1300 1202; 2021 1301 1136; 2022 1302 1137  
706. 2023 1303 1104; 2024 1304 1103; 2025 1305 1123; 2026 1306 1316; 2027 1307 1135  
707. 2028 1308 1136; 2029 1309 1200; 2030 1310 1201; 2031 1311 1188; 2032 1312 1314  
708. 2033 1313 1320; 2034 1314 1189; 2035 1315 1318; 2036 1316 1124; 2037 1317 1126  
709. 2038 1318 1125; 2039 1319 1191; 2040 1320 1190; 2041 1321 1211; 2042 1322 1209  
710. 2043 1323 1132; 2044 1324 1131; 2045 1325 1197; 2046 1326 1196; 2047 1327 32  
711. 2048 1328 374; 2049 1329 614; 2050 1330 854; 2051 1331 1094; 2052 1332 1094  
712. 2053 1333 854; 2054 1334 614; 2055 1335 374; 2056 1336 32; 2057 1337 160  
713. 2058 1338 439; 2059 1339 679; 2060 1340 919; 2061 1341 1159; 2062 1342 160  
714. 2063 1343 439; 2064 1344 679; 2065 1345 919; 2066 1346 1159  
715. MEMBER PROPERTY AMERICAN  
716. 2 7 79 84 147 152 224 229 412 417 489 494 557 562 634 639 821 826 898 903 -  
717. 966 971 1043 1048 1230 1235 1307 1312 1375 1380 1452 1457 1639 1644 1716 -  
718. 1721 1784 1789 1861 1866 PRIS YD 0.75 ZD 0.15  
719. 9 86 154 231 419 496 564 641 828 905 973 1050 1237 1314 1382 1459 1646 1723 -  
720. 1791 1868 PRIS YD 0.6 ZD 0.15  
721. 3 5 80 82 148 150 225 227 413 415 490 492 558 560 635 637 822 824 899 901 -  
722. 967 969 1044 1046 1231 1233 1308 1310 1376 1378 1453 1455 1640 1642 1717 -  
723. 1719 1785 1787 1862 1864 PRIS YD 0.15 ZD 3.6  
724. 50 120 195 265 460 530 605 675 869 939 1014 1084 1278 1348 1423 1493 1687 -  
725. 1757 1832 1902 PRIS YD 0.15 ZD 2.2  
726. 21 166 431 576 840 985 1249 1394 1658 1803 PRIS YD 2.15 ZD 0.15  
727. 22 167 432 577 841 986 1250 1395 1659 1804 PRIS YD 0.15 ZD 3  
728. 24 169 434 579 843 988 1252 1397 1661 1806 PRIS YD 0.15 ZD 3.6  
729. 13 90 158 235 423 500 568 645 832 909 977 1054 1241 1318 1386 1463 1650 1727 -  
730. 1795 1872 PRIS YD 2.9 ZD 0.15  
731. 17 94 162 239 427 504 572 649 836 913 981 1058 1245 1322 1390 1467 1654 1731 -

732. 1799 1876 PRIS YD 0.15 ZD 3.35  
733. 11 88 156 233 421 498 566 643 830 907 975 1052 1239 1316 1384 1461 1648 1725 -  
734. 1793 1870 PRIS YD 0.15 ZD 1.35  
735. 54 124 199 269 464 534 609 679 873 943 1018 1088 1282 1352 1427 1497 1691 -  
736. 1761 1836 1906 PRIS YD 1.85 ZD 0.15  
737. 15 92 160 237 425 502 570 647 834 911 979 1056 1243 1320 1388 1465 1652 1729 -  
738. 1797 1874 PRIS YD 0.15 ZD 2.7  
739. 16 93 161 238 426 503 571 648 835 912 980 1057 1244 1321 1389 1466 1653 1730 -  
740. 1798 1875 PRIS YD 1.35 ZD 0.15  
741. 18 95 163 240 428 505 573 650 837 914 982 1059 1246 1323 1391 1468 1655 1732 -  
742. 1800 1877 PRIS YD 1.3 ZD 0.15  
743. 72 140 217 285 482 550 627 695 891 959 1036 1104 1300 1368 1445 1513 1709 -  
744. 1777 1854 1922 PRIS YD 3.2 ZD 0.15  
745. 62 207 472 617 881 1026 1290 1435 1699 1844 PRIS YD 3.85 ZD 0.15  
746. 1 4 6 10 12 14 19 20 23 53 58 64 66 71 73 78 81 83 87 89 91 96 97 123 128 -  
747. 132 134 139 141 146 149 151 155 157 159 164 165 168 198 203 209 211 216 218 -  
748. 223 226 228 232 234 236 241 242 268 273 277 279 284 286 411 414 416 420 422 -  
749. 424 429 430 433 463 468 474 476 481 483 488 491 493 497 499 501 506 507 533 -  
750. 538 542 544 549 551 556 559 561 565 567 569 574 575 578 608 613 619 621 626 -  
751. 628 633 636 638 642 644 646 651 652 678 683 687 689 694 696 820 823 825 829 -  
752. 831 833 838 839 842 872 877 883 885 890 892 897 900 902 906 908 910 915 916 -  
753. 942 947 951 953 958 960 965 968 970 974 976 978 983 984 987 1017 1022 1028 -  
754. 1030 1035 1037 1042 1045 1047 1051 1053 1055 1060 1061 1087 1092 1096 1098 -  
755. 1103 1105 1229 1232 1234 1238 1240 1242 1247 1248 1251 1281 1286 1292 1294 -  
756. 1299 1301 1306 1309 1311 1315 1317 1319 1324 1325 1351 1356 1360 1362 1367 -  
757. 1369 1374 1377 1379 1383 1385 1387 1392 1393 1396 1426 1431 1437 1439 1444 -  
758. 1446 1451 1454 1456 1460 1462 1464 1469 1470 1496 1501 1505 1507 1512 1514 -  
759. 1638 1641 1643 1647 1649 1651 1656 1657 1660 1690 1695 1701 1703 1708 1710 -  
760. 1715 1718 1720 1724 1726 1728 1733 1734 1760 1765 1769 1771 1776 1778 1783 -  
761. 1786 1788 1792 1794 1796 1801 1802 1805 1835 1840 1846 1848 1853 1855 1860 -  
762. 1863 1865 1869 PRIS YD 0.15 ZD 0.15  
763. 1871 1873 1878 1879 1905 1910 1914 1916 1921 1923 PRIS YD 0.15 ZD 0.15  
764. 25 29 31 33 35 37 38 40 41 43 TO 45 48 49 51 52 55 TO 57 60 61 65 67 TO 70 -  
765. 74 TO 76 98 102 104 106 108 110 111 113 TO 115 118 119 121 122 125 TO 127 -  
766. 130 131 133 135 TO 138 142 TO 144 170 174 176 178 180 182 183 185 186 188 -  
767. 189 TO 190 193 194 196 197 200 TO 202 205 206 210 212 TO 215 219 TO 221 243 -  
768. 247 249 251 253 255 256 258 TO 260 263 264 266 267 270 TO 272 275 276 278 -  
769. 280 TO 283 287 TO 289 291 TO 301 303 305 306 308 311 313 315 317 319 321 -  
770. 322 324 326 329 331 333 334 341 343 346 348 349 352 353 356 357 360 362 363 -  
771. 365 368 370 371 373 376 377 380 381 383 385 388 390 392 394 396 397 399 401 -  
772. 403 405 407 409 435 439 441 443 445 447 448 450 451 453 TO 455 458 459 461 -  
773. 462 465 TO 467 470 471 475 477 TO 480 484 TO 486 508 512 514 516 518 520 -  
774. 521 523 TO 525 528 529 531 532 535 TO 537 540 541 543 545 TO 548 552 TO 554 -  
775. 580 584 586 588 590 592 593 595 596 598 TO 600 603 604 606 607 610 TO 612 -  
776. 615 616 620 622 TO 625 629 TO 631 653 657 659 661 663 665 666 668 TO 670 -  
777. 673 674 676 677 680 TO 682 685 686 688 690 TO 693 697 TO 699 701 TO 711 713 -  
778. 715 716 718 721 723 PRIS YD 0.35 ZD 0.2  
779. 725 727 729 731 732 734 736 739 741 743 744 750 752 755 757 758 761 762 765 -  
780. 766 769 771 772 774 777 779 780 782 785 786 789 790 792 794 797 799 801 803 -  
781. 805 806 808 810 812 814 816 818 844 848 850 852 854 856 857 859 860 -  
782. 862 TO 864 867 868 870 871 874 TO 876 879 880 884 886 TO 889 893 TO 895 917 -  
783. 921 923 925 927 929 930 932 TO 934 937 938 940 941 944 TO 946 949 950 952 -  
784. 954 TO 957 961 TO 963 989 993 995 997 999 1001 1002 1004 1005 1007 TO 1009 -  
785. 1012 1013 1015 1016 1019 TO 1021 1024 1025 1029 1031 TO 1034 1038 TO 1040 -  
786. 1062 1066 1068 1070 1072 1074 1075 1077 TO 1079 1082 1083 1085 1086 1089 -  
787. 1090 TO 1091 1094 1095 1097 1099 TO 1102 1106 TO 1108 1110 TO 1120 1122 1124 -  
788. 1125 1127 1130 1132 1134 1136 1138 1140 1141 1143 1145 1148 1150 1152 1153 -  
789. 1159 1161 1164 1166 1167 1170 1171 1174 1175 1178 1180 1181 1183 1186 1188 -  
790. 1189 1191 1194 1195 1198 1199 1201 1203 1206 1208 1210 1212 1214 1215 1217 -  
791. 1219 1221 1223 1225 1227 1253 1257 1259 1261 1263 1265 1266 1268 1269 1271 -  
792. 1272 TO 1273 1276 1277 1279 1280 1283 TO 1285 1288 1289 1293 1295 TO 1298 -

793. 1302 TO 1304 1326 1330 1332 1334 1336 1338 1339 1341 TO 1343 1346 1347 1349 -  
794. 1350 1353 TO 1355 1358 1359 1361 1363 TO 1366 1370 TO 1372 1398 1402 1404 -  
795. 1406 1408 1410 1411 1413 1414 1416 TO 1418 1421 1422 1424 1425 -  
796. 1428 PRIS YD 0.35 ZD 0.2  
797. 1429 1430 1433 1434 1438 1440 TO 1443 1447 TO 1449 1471 1475 1477 1479 1481 -  
798. 1483 1484 1486 TO 1488 1491 1492 1494 1495 1498 TO 1500 1503 1504 1506 1508 -  
799. 1509 TO 1511 1515 TO 1517 1519 TO 1529 1531 1533 1534 1536 1539 1541 1543 -  
800. 1545 1547 1549 1550 1552 1554 1557 1559 1561 1562 1568 1570 1573 1575 1576 -  
801. 1579 1580 1583 1584 1587 1589 1590 1592 1595 1597 1598 1600 1603 1604 1607 -  
802. 1608 1610 1612 1615 1617 1619 1621 1623 1624 1626 1628 1630 1632 1634 1636 -  
803. 1662 1666 1668 1670 1672 1674 1675 1677 1678 1680 TO 1682 1685 1686 1688 -  
804. 1689 1692 TO 1694 1697 1698 1702 1704 TO 1707 1711 TO 1713 1735 1739 1741 -  
805. 1743 1745 1747 1748 1750 TO 1752 1755 1756 1758 1759 1762 TO 1764 1767 1768 -  
806. 1770 1772 TO 1775 1779 TO 1781 1807 1811 1813 1815 1817 1819 1820 1822 1823 -  
807. 1825 TO 1827 1830 1831 1833 1834 1837 TO 1839 1842 1843 1847 1849 TO 1852 -  
808. 1856 TO 1858 1880 1884 1886 1888 1890 1892 1893 1895 TO 1897 1900 1901 1903 -  
809. 1904 1907 TO 1909 1912 1913 1915 1917 TO 1920 1924 TO 1926 1928 TO 1938 1940 -  
810. 1942 1943 1945 1948 1950 1952 1954 1956 1958 1959 1961 1963 1966 1968 1970 -  
811. 1971 1977 1979 1982 1984 1985 1988 1989 1992 1993 1996 1998 1999 2001 2004 -  
812. 2006 2007 2009 2012 2013 2016 2017 2019 2021 2024 2026 2028 2030 2032 2033 -  
813. 2035 2037 2039 2041 2043 2045 PRIS YD 0.35 ZD 0.2  
814. MEMBER PROPERTY AMERICAN  
815. 26 TO 28 30 32 34 36 39 42 46 47 59 63 77 99 TO 101 103 105 107 109 112 116 -  
816. 117 129 145 171 TO 173 175 177 179 181 184 187 191 192 204 208 222 -  
817. 244 TO 246 248 250 252 254 257 261 262 274 290 302 304 307 309 310 312 314 -  
818. 316 318 320 323 325 327 328 330 332 335 337 TO 340 342 344 345 347 350 351 -  
819. 354 355 358 359 361 364 366 367 369 372 374 375 378 379 382 384 386 387 389 -  
820. 391 393 395 398 400 402 404 406 408 410 436 TO 438 440 442 444 446 449 452 -  
821. 456 457 469 473 487 509 TO 511 513 515 517 519 522 526 527 539 555 -  
822. 581 TO 583 585 587 589 591 594 597 601 602 614 618 632 654 TO 656 658 660 -  
823. 662 664 667 671 672 684 700 712 714 717 719 720 722 724 726 728 730 733 735 -  
824. 737 738 740 742 745 TO 749 751 753 754 756 759 760 763 764 767 768 770 773 -  
825. 775 776 778 781 783 784 787 788 791 793 795 796 798 800 802 804 807 809 811 -  
826. 813 815 817 819 845 TO 847 849 851 853 855 858 861 865 866 878 882 896 918 -  
827. 919 TO 920 922 924 926 928 931 935 936 948 964 990 TO 992 994 996 998 1000 -  
828. 1003 1006 1010 1011 1023 1027 1041 1063 TO 1065 1067 1069 1071 1073 1076 -  
829. 1080 1081 1093 1109 1121 1123 1126 1128 1129 1131 1133 1135 1137 1139 1142 -  
830. 1144 1146 1147 1149 PRIS YD 1 ZD 0.2  
831. 1151 1154 TO 1158 1160 1162 1163 1165 1168 1169 1172 1173 1176 1177 1179 1182 -  
832. 1184 1185 1187 1190 1192 1193 1196 1197 1200 1202 1204 1205 1207 1209 1211 -  
833. 1213 1216 1218 1220 1222 1224 1226 1228 1254 TO 1256 1258 1260 1262 1264 -  
834. 1267 1270 1274 1275 1287 1291 1305 1327 TO 1329 1331 1333 1335 1337 1340 -  
835. 1344 1345 1357 1373 1399 TO 1401 1403 1405 1407 1409 1412 1415 1419 1420 -  
836. 1432 1436 1450 1472 TO 1474 1476 1478 1480 1482 1485 1489 1490 1502 1518 -  
837. 1530 1532 1535 1537 1538 1540 1542 1544 1546 1548 1551 1553 1555 1556 1558 -  
838. 1560 1563 TO 1567 1569 1571 1572 1574 1577 1578 1581 1582 1585 1586 1588 -  
839. 1591 1593 1594 1596 1599 1601 1602 1605 1606 1609 1611 1613 1614 1616 1618 -  
840. 1620 1622 1625 1627 1629 1631 1633 1635 1637 1663 TO 1665 1667 1669 1671 -  
841. 1673 1676 1679 1683 1684 1696 1700 1714 1736 TO 1738 1740 1742 1744 1746 -  
842. 1749 1753 1754 1766 1782 1808 TO 1810 1812 1814 1816 1818 1821 1824 1828 -  
843. 1829 1841 1845 1859 1881 TO 1883 1885 1887 1889 1891 1894 1898 1899 1911 -  
844. 1927 1939 1941 1944 1946 1947 1949 1951 1953 1955 1957 1960 1962 1964 1965 -  
845. 1967 1969 1972 TO 1976 1978 1980 1981 1983 1986 1987 1990 1991 1994 1995 -  
846. 1997 2000 2002 2003 2005 2008 2010 2011 2014 2015 2018 2020 2022 2023 2025 -  
847. 2027 2029 2031 2034 2036 2038 2040 2042 2044 2046 TO 2066 PRIS YD 1 ZD 0.2  
848. MEMBER PROPERTY AMERICAN  
849. 8 85 153 230 418 495 563 640 827 904 972 1049 1236 1313 1381 1458 1645 1722 -  
850. 1790 1867 PRIS YD 2 ZD 0.15  
851. SUPPORTS  
852. 1 TO 24 49 51 53 56 58 60 62 64 66 68 70 TO 89 110 112 114 117 119 121 123 -  
853. 125 127 129 TO 152 177 179 181 184 186 188 190 192 194 196 198 TO 217 238 -

854. 240 242 245 247 249 251 253 255 FIXED  
855. DEFINE MATERIAL START  
856. ISOTROPIC MAMPOSTERIA  
857. E 114000  
858. POISSON 0.2  
859. DENSITY 1.5  
860. ALPHA 2.3E-005  
861. DAMP 0.03  
862. ISOTROPIC CONCRETO  
863. E 1.13137E+006  
864. POISSON 0.17  
865. DENSITY 2.4  
866. ALPHA 1E-005  
867. DAMP 0.05  
868. ISOTROPIC CONCRETO\_MURO  
869. E 1.13137E+006  
870. POISSON 0.17  
871. DENSITY 2.4  
872. ALPHA 1E-005  
873. DAMP 0.05  
874. END DEFINE MATERIAL  
875. CONSTANTS  
876. MATERIAL MAMPOSTERIA MEMB 2 3 5 7 9 11 13 15 TO 18 21 22 24 54 62 72 79 80 -  
877. 82 84 86 88 90 92 TO 95 124 140 147 148 150 152 154 156 158 160 TO 163 166 -  
878. 167 169 199 207 217 224 225 227 229 231 233 235 237 TO 240 269 285 412 413 -  
879. 415 417 419 421 423 425 TO 428 431 432 434 464 472 482 489 490 492 494 496 -  
880. 498 500 502 TO 505 534 550 557 558 560 562 564 566 568 570 TO 573 576 577 -  
881. 579 609 617 627 634 635 637 639 641 643 645 647 TO 650 679 695 821 822 824 -  
882. 826 828 830 832 834 TO 837 840 841 843 873 881 891 898 899 901 903 905 907 -  
883. 909 911 TO 914 943 959 966 967 969 971 973 975 977 979 TO 982 985 986 988 -  
884. 1018 1026 1036 1043 1044 1046 1048 1050 1052 1054 1056 TO 1059 1088 1104 -  
885. 1230 1231 1233 1235 1237 1239 1241 1243 TO 1246 1249 1250 1252 1282 1290 -  
886. 1300 1307 1308 1310 1312 1314 1316 1318 1320 TO 1323 1352 1368 1375 1376 -  
887. 1378 1380 1382 1384 1386 1388 TO 1391 1394 1395 1397 1427 1435 1445 1452 -  
888. 1453 1455 1457 1459 1461 1463 1465 TO 1468 1497 1513 1639 1640 1642 1644 -  
889. 1646 1648 1650 1652 TO 1655 1658 1659 1661 1691 1699 1709 1716 1717 1719 -  
890. 1721 1723 1725 1727 1729 TO 1732 1761 1777 1784 1785 1787 1789 1791 1793 -  
891. 1795 1797 TO 1800 1803 1804 1806 1836 1844 1854 1861 1862 1864 1866 1868 -  
892. 1870 1872 1874 TO 1877 1906 1922  
893. MATERIAL CONCRETO MEMB 1 4 6 10 12 14 19 20 23 25 TO 49 51 TO 53 55 TO 61 -  
894. 63 TO 71 73 TO 78 81 83 87 89 91 96 TO 119 121 TO 123 125 TO 139 141 TO 146 -  
895. 149 151 155 157 159 164 165 168 170 TO 194 196 TO 198 200 TO 206 208 TO 216 -  
896. 218 TO 223 226 228 232 234 236 241 TO 264 266 TO 268 270 TO 284 286 TO 335 -  
897. 337 TO 411 414 416 420 422 424 429 430 433 435 TO 459 461 TO 463 465 TO 471 -  
898. 473 TO 481 483 TO 488 491 493 497 499 501 506 TO 529 531 TO 533 535 TO 549 -  
899. 551 TO 556 559 561 565 567 569 574 575 578 580 TO 604 606 TO 608 610 TO 616 -  
900. 618 TO 626 628 TO 633 636 638 642 644 646 651 TO 674 676 TO 678 680 TO 694 -  
901. 696 TO 820 823 825 829 831 833 838 839 842 844 TO 868 870 TO 872 874 TO 880 -  
902. 882 TO 890 892 TO 897 900 902 906 908 910 915 TO 938 940 TO 942 944 TO 958 -  
903. 960 TO 965 968 970 974 976 978 983 984 987 989 TO 1013 1015 TO 1017 1019 -  
904. 1020 TO 1025 1027 TO 1035 1037 TO 1042 1045 1047 1051 1053 1055 1060 TO 1083 -  
905. 1085 TO 1087 1089 TO 1103 1105 TO 1229 1232 1234 1238 1240 1242 1247 1248 -  
906. 1251 1253 TO 1277 1279 TO 1281 1283 TO 1289 1291 TO 1299 1301 TO 1306 1309 -  
907. 1311 1315 1317 1319 1324 TO 1347 1349 TO 1351 1353  
908. MATERIAL CONCRETO MEMB 1354 TO 1367 1369 TO 1374 1377 1379 1383 1385 1387 -  
909. 1392 -  
910. 1393 1396 1398 TO 1422 1424 TO 1426 1428 TO 1434 1436 TO 1444 1446 TO 1451 -  
911. 1454 1456 1460 1462 1464 1469 TO 1492 1494 TO 1496 1498 TO 1512 1514 TO 1638 -  
912. 1641 1643 1647 1649 1651 1656 1657 1660 1662 TO 1686 1688 TO 1690 -  
913. 1692 TO 1698 1700 TO 1708 1710 TO 1715 1718 1720 1724 1726 1728 1733 TO 1756 -  
914. 1758 TO 1760 1762 TO 1776 1778 TO 1783 1786 1788 1792 1794 1796 1801 1802 -

915. 1805 1807 TO 1831 1833 TO 1835 1837 TO 1843 1845 TO 1853 1855 TO 1860 1863 -  
 916. 1865 1869 1871 1873 1878 TO 1901 1903 TO 1905 1907 TO 1921 1923 TO 2066  
 917. MATERIAL CONCRETO\_MURO MEMB 8 50 85 120 153 195 230 265 418 460 495 530 563 -  
 918. 605 640 675 827 869 904 939 972 1014 1049 1084 1236 1278 1313 1348 1381 1423 -  
 919. 1458 1493 1645 1687 1722 1757 1790 1832 1867 1902  
 920. LOAD 1 CARGA MUERTA ( CM )  
 921. FLOOR LOAD  
 922. YRANGE 2.4 2.4 FLOAD -0.385 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 923. YRANGE 4.8 4.8 FLOAD -0.385 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 924. YRANGE 7.2 7.2 FLOAD -0.385 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 925. YRANGE 9.6 9.6 FLOAD -0.385 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 926. YRANGE 12 12 FLOAD -0.48 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 927. LOAD 2 CARGA DE MUROS ( CMU )  
 928. JOINT LOAD  
 929. 33 38 48 97 101 161 166 176 225 229 375 380 390 409 413 440 445 455 474 478 -  
 930. 620 630 649 653 685 695 714 718 860 870 889 893 925 935 954 958 1100 1110 -  
 931. 1129 1133 1165 1175 1194 1198 FY -1.944  
 932. 50 111 178 239 391 422 456 487 631 662 696 727 871 902 936 967 1111 1142 1176 -  
 933. 1207 FY -2.074  
 934. 42 105 170 233 384 417 449 482 624 657 689 722 864 897 929 962 1104 1137 1169 -  
 935. 1202 FY -1.46  
 936. 41 95 104 169 232 329 372 383 407 416 437 448 472 481 623 647 656 677 688 -  
 937. 712 721 852 863 887 896 917 928 952 961 1092 1103 1127 1136 1157 1168 1192 -  
 938. 1201 FY -0.73  
 939. 27 92 155 220 369 404 434 469 609 644 674 709 849 884 914 949 1089 1124 1154 -  
 940. 1189 FY -0.88  
 941. 30 327 FY -0.73  
 942. 37 165 379 444 619 684 859 924 1099 1164 FY -1.62  
 943. 32 160 374 439 614 679 854 919 1094 1159 FY -1.161  
 944. 59 187 396 461 636 701 876 941 1116 1181 FY -2.1  
 945. 26 40 91 103 154 168 219 231 368 382 403 415 433 447 468 480 608 622 643 655 -  
 946. 673 687 708 720 848 862 883 895 913 927 948 960 1088 1102 1123 1135 1153 -  
 947. 1167 1188 1200 FY -0.41  
 948. 28 93 156 221 370 405 435 470 610 645 675 710 850 885 915 950 1090 1125 1155 -  
 949. 1190 FY -0.324  
 950. 35 99 163 227 377 411 442 476 617 651 682 716 857 891 922 956 1097 1131 1162 -  
 951. 1196 FY -1.57  
 952. 44 107 172 235 386 419 451 484 626 659 691 724 866 899 931 964 1106 1139 1171 -  
 953. 1204 FY -0.702  
 954. 67 126 195 254 400 430 465 495 640 670 705 735 880 910 945 975 1120 1150 1185 -  
 955. 1215 FY -1.73  
 956. 54 115 182 243 393 424 458 489 633 664 698 729 873 904 938 969 1113 1144 1178 -  
 957. 1209 FY -1.  
 958. 43 106 171 234 385 418 450 483 625 658 690 723 865 898 930 963 1105 1138 1170 -  
 959. 1203 FY -1.81  
 960. LOAD 3 CARGA VIVA MAXIMA ( CVM )  
 961. FLOOR LOAD  
 962. YRANGE 2.4 2.4 FLOAD -0.17 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 963. YRANGE 4.8 4.8 FLOAD -0.17 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 964. YRANGE 7.2 7.2 FLOAD -0.17 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 965. YRANGE 9.6 9.6 FLOAD -0.17 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 966. YRANGE 12 12 FLOAD -0.09 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 967. LOAD 4 CARGA VIVA REDUCIDA ( CVR )  
 968. FLOOR LOAD  
 969. YRANGE 2.4 2.4 FLOAD -0.1 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 970. YRANGE 4.8 4.8 FLOAD -0.1 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 971. YRANGE 7.2 7.2 FLOAD -0.1 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 972. YRANGE 9.6 9.6 FLOAD -0.1 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 973. YRANGE 12 12 FLOAD -0.07 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
 974. LOAD 5 CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN X ( SX )  
 975. JOINT LOAD



976. 1089 1091 1124 1126 1153 1154 1156 1189 1191 1229 1305 1311 FX 0.965  
 977. 1093 1094 1128 1158 1159 1193 FX 3.07  
 978. 1097 1131 1162 1196 FX 4.504  
 979. 1109 1114 1115 1145 1146 1174 1179 1180 1210 1211 FX 1.912  
 980. 1101 1103 1107 1134 1136 1140 1166 1168 1172 1199 1201 1205 FX 1.671  
 981. 1116 1118 1148 1181 1183 1213 FX 3.067  
 982. 847 849 851 882 884 886 912 914 916 947 949 951 FX 1.005  
 983. 853 854 888 918 919 953 FX 2.058  
 984. 857 891 922 956 FX 3.202  
 985. 869 874 875 905 906 934 939 940 970 971 FX 1.279  
 986. 861 863 867 894 896 900 926 928 932 959 961 965 FX 1.104  
 987. 876 878 908 941 943 973 FX 2.369  
 988. 607 609 611 642 644 646 672 674 676 707 709 711 FX 1.011  
 989. 613 614 648 678 679 713 FX 1.308  
 990. 617 651 682 716 FX 2.114  
 991. 629 634 635 665 666 694 699 700 730 731 FX 0.866  
 992. 621 623 627 654 656 660 686 688 692 719 721 725 FX 0.854  
 993. 636 638 668 701 703 733 FX 1.785  
 994. 367 369 371 402 404 406 432 434 436 467 469 471 FX 1.126  
 995. 373 374 408 438 439 473 FX 0.632  
 996. 377 411 442 476 FX 1.122  
 997. 389 394 395 425 426 454 459 460 490 491 FX 0.461  
 998. 381 383 387 414 416 420 446 448 452 479 481 485 FX 0.385  
 999. 396 398 428 461 463 493 FX 1.246  
 1000. 25 27 29 90 92 94 153 155 157 218 220 222 FX 1.77  
 1001. 31 32 96 159 160 224 FX 0.19  
 1002. 35 99 163 227 FX -0.089  
 1003. 47 55 57 116 118 175 183 185 244 246 FX -0.11  
 1004. 39 41 45 102 104 108 167 169 173 230 232 236 FX -0.318  
 1005. 59 63 122 187 191 250 FX 0.351  
 1006. LOAD 6 CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN Z ( SZ )  
 1007. JOINT LOAD  
 1008. 1087 1096 1101 1122 1130 1134 1152 1161 1166 1187 1195 1199 FZ 2.942  
 1009. 1089 1098 1103 1124 1132 1136 1154 1163 1168 1189 1197 1201 FZ 2.329  
 1010. 1091 1107 1115 1126 1140 1146 1156 1172 1180 1191 1205 1211 FZ 2.733  
 1011. 1094 1109 1116 1159 1174 1181 FZ 2.304  
 1012. 847 856 861 882 890 894 912 921 926 947 955 959 FZ 1.848  
 1013. 849 858 863 884 892 896 914 923 928 949 957 961 FZ 2.361  
 1014. 851 867 875 886 900 906 916 932 940 951 965 971 FZ 1.837  
 1015. 854 869 876 919 934 941 FZ 1.445  
 1016. 607 616 621 642 650 654 672 681 686 707 715 719 FZ 1.164  
 1017. 609 618 623 644 652 656 674 683 688 709 717 721 FZ 2.285  
 1018. 611 627 635 646 660 666 676 692 700 711 725 731 FZ 1.169  
 1019. 614 629 636 679 694 701 FZ 0.916  
 1020. 367 376 381 402 410 414 432 441 446 467 475 479 FZ 0.59  
 1021. 369 378 383 404 412 416 434 448 459 469 477 481 FZ 2.364  
 1022. 371 387 395 406 420 426 436 452 460 471 485 491 FZ 0.161  
 1023. 374 389 396 439 454 461 FZ 0.49  
 1024. 25 34 39 90 98 102 153 162 167 218 226 230 FZ -0.248  
 1025. 27 36 41 92 100 104 155 164 169 220 228 232 FZ 3.319  
 1026. 29 45 57 94 108 118 157 173 185 222 236 246 FZ -1.425  
 1027. 32 47 59 160 175 187 FZ -0.121

```

1028. *****
1029. *      COMBINACIONES PARA LA REVISION      *
1030. *      DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO      *
1031. *****
1032. LOAD COMB 7 CM+CMU+CVM
1033. 1 1.0 2 1.0 3 1.0
1034. LOAD COMB 8 CM+CMU+CVR
1035. 1 1.0 2 1.0 4 1.0
1036. LOAD COMB 9 CM+CMU+CVR+SX+0.3SZ
1037. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 1.0 6 0.3
1038. LOAD COMB 10 CM+CMU+CVR+SX-0.3SZ
1039. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 1.0 6 -0.3
1040. LOAD COMB 11 CM+CMU+CVR-SX+0.3SZ
1041. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -1.0 6 0.3
1042. LOAD COMB 12 CM+CMU+CVR-SX-0.3SZ
1043. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -1.0 6 -0.3
1044. LOAD COMB 13 CM+CMU+CVR+0.3SX+SZ
1045. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 0.3 6 1.0
1046. LOAD COMB 14 CM+CMU+CVR+0.3SX-SZ
1047. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 0.3 6 -1.0
1048. LOAD COMB 15 CM+CMU+CVR-0.3SX+SZ
1049. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -0.3 6 1.0
1050. LOAD COMB 16 CM+CMU+CVR-0.3SX-SZ
1051. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -0.3 6 -1.0
1052. *****
1053. *      COMBINACIONES PARA EL DISEÑO DE      *
1054. *      MUROS Y DE LA CIMENTACION      *
1055. *****
1056. LOAD COMB 17 1.4CM+1.4CMU+1.4CVM
1057. 1 1.4 2 1.4 3 1.4
1058. LOAD COMB 18 1.4CM+1.4CMU+1.4CVR
1059. 1 1.4 2 1.4 4 1.4
1060. LOAD COMB 19 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+1.1SX+0.3*1.1SZ
1061. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 1.1 6 0.33
1062. LOAD COMB 20 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+1.1SX-0.3*1.1SZ
1063. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 1.1 6 -0.33
1064. LOAD COMB 21 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-1.1SX+0.3X1.1SZ
1065. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -1.1 6 0.33
1066. LOAD COMB 22 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-1.1SX-0.3X1.1SZ
1067. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -1.1 6 -0.33
1068. LOAD COMB 23 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+0.3X1.1SX+0.3SZ
1069. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 0.33 6 1.1
1070. LOAD COMB 24 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+0.3X1.1SX-1.1SZ
1071. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 0.33 6 -1.1
1072. LOAD COMB 25 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-0.3X1.1SX+1.1SZ
1073. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -0.33 6 1.1
1074. LOAD COMB 26 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-0.3X1.1SX-1.1SZ
1075. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -0.33 6 -1.1
1076. PERFORM ANALYSIS PRINT STATICS CHECK

```

P R O B L E M   S T A T I S T I C S

-----

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO.      1  
CARGA MUERTA ( CM )

```

***TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING      1 )
SUMMATION FORCE-X =            0.00
SUMMATION FORCE-Y =          -761.14
SUMMATION FORCE-Z =            0.00

```

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 7421.08 MY= 0.00 MZ= -7763.59

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 1 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 761.14  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= -7421.08 MY= 0.00 MZ= 7763.59

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 1)  
MAXIMUMS AT NODE  
X = 2.16898E-02 1161  
Y = -2.33158E-01 1180  
Z = 1.14230E-02 1203  
RX= -7.22088E-04 1108  
RY= 1.66433E-04 1163  
RZ= -1.04834E-03 1217

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 2  
CARGA DE MUROS ( CMU )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 2 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = -410.22  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 4005.63 MY= 0.00 MZ= -4305.73

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 2 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 410.22  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= -4005.63 MY= 0.00 MZ= 4305.73

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 2)  
MAXIMUMS AT NODE  
X = 1.67325E-02 1207  
Y = -9.57678E-02 1341  
Z = -9.63798E-03 1099  
RX= -2.22571E-04 1161  
RY= 7.02910E-05 1186  
RZ= 2.50217E-04 1172

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 3  
CARGA VIVA MAXIMA ( CVM )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 3 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00

SUMMATION FORCE-Y = -290.13  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 2828.80 MY= 0.00 MZ= -2959.35

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 3 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 290.13  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= -2828.80 MY= 0.00 MZ= 2959.35

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 3 )  
MAXIMUMS AT NODE  
X = 7.68000E-03 1176  
Y = -7.78078E-02 1180  
Z = 4.03452E-03 1203  
RX= -2.33138E-04 868  
RY= 5.84454E-05 1163  
RZ= -3.67600E-04 977

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 4  
CARGA VIVA REDUCIDA ( CVR )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 4 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = -177.09  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 1726.62 MY= 0.00 MZ= -1806.30

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 4 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 177.09  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= -1726.62 MY= 0.00 MZ= 1806.30

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 4 )  
MAXIMUMS AT NODE  
X = -4.76232E-03 1142  
Y = -4.92867E-02 1180  
Z = 2.51443E-03 1203  
RX= -1.42668E-04 868  
RY= 3.64886E-05 1163  
RZ= -2.17444E-04 977

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 5  
CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN X ( SX )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 5 )

SUMMATION FORCE-X = 298.82  
SUMMATION FORCE-Y = 0.00  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 0.00 MY= 2913.53 MZ= -2659.67

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 5 )  
SUMMATION FORCE-X = -298.82  
SUMMATION FORCE-Y = 0.00  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 0.00 MY= -2913.53 MZ= 2659.67

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 5 )  
MAXIMUMS AT NODE  
X = 3.11581E+00 1159  
Y = 2.26910E-01 1184  
Z = -1.53764E-01 1318  
RX= 1.16631E-03 939  
RY= -4.60352E-03 1192  
RZ= -2.70354E-03 679

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 6  
CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN Z ( SZ )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 6 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 0.00  
SUMMATION FORCE-Z = 311.35

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 2775.96 MY= -3175.79 MZ= 0.00

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 6 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 0.00  
SUMMATION FORCE-Z = -311.35

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= -2775.96 MY= 3175.79 MZ= 0.00

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 6 )  
MAXIMUMS AT NODE  
X = -5.51130E-02 1122  
Y = 2.35839E-01 1094  
Z = 2.67440E+00 1156  
RX= 2.13330E-03 677  
RY= 3.32716E-03 1144  
RZ= -1.11957E-03 1128

1077. LOAD LIST 7 TO 16

1078. PRINT SUPORTS REACTION LIST 1 2 3 9 10 11 12 49

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE      STRUCTURE TYPE = SPACE

-----

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z	
1	7	0.00	3.92	0.01	0.01	0.00	0.00	
	8	0.00	3.63	0.01	0.01	0.00	0.00	
	9	-0.07	-5.59	-0.02	-0.02	0.00	0.10	
	10	-0.08	-0.51	0.05	0.05	0.00	0.11	
	11	0.09	7.76	-0.03	-0.04	0.00	-0.11	
	12	0.08	12.85	0.03	0.04	0.00	-0.11	
	13	-0.01	-6.85	-0.10	-0.11	0.00	0.02	
	14	-0.03	10.10	0.12	0.13	0.00	0.04	
	15	0.04	-2.84	-0.10	-0.12	0.00	-0.04	
	16	0.02	14.11	0.11	0.13	0.00	-0.03	
	2	7	0.03	2.14	0.00	0.00	0.00	-0.02
		8	0.02	1.98	0.00	0.00	0.00	-0.02
		9	-0.76	-1.52	-0.01	-0.01	0.00	1.07
		10	-0.82	0.73	0.02	0.02	0.00	1.11
		11	0.86	3.23	-0.02	-0.02	0.00	-1.14
		12	0.81	5.48	0.01	0.02	0.00	-1.10
13		-0.13	-2.48	-0.04	-0.05	0.00	0.26	
14		-0.31	5.01	0.05	0.06	0.00	0.37	
15		0.36	-1.06	-0.04	-0.06	0.00	-0.40	
16		0.18	6.44	0.05	0.06	0.00	-0.29	
3		7	0.09	18.07	0.03	0.03	0.00	0.33
		8	0.08	16.79	0.03	0.02	0.00	0.31
		9	-22.77	10.91	-0.21	-0.32	0.06	100.57
		10	-22.73	27.93	0.26	0.37	0.05	99.89
		11	22.89	5.65	-0.21	-0.32	-0.05	-99.26
		12	22.92	22.67	0.26	0.37	-0.06	-99.94
	13	-6.83	-10.78	-0.76	-1.12	0.03	31.42	
	14	-6.71	45.95	0.82	1.17	0.00	29.16	
	15	6.87	-12.36	-0.76	-1.12	0.00	-28.53	
	16	6.98	44.37	0.81	1.17	-0.03	-30.79	
	9	7	0.01	13.52	0.26	-0.02	0.00	-0.01
		8	0.01	12.55	0.24	-0.02	0.00	-0.01
		9	-0.17	-1.57	-3.02	-10.47	-0.03	0.27
		10	-0.18	1.64	2.90	11.18	-0.03	0.27
		11	0.20	23.45	-2.42	-11.22	0.03	-0.29
		12	0.19	26.66	3.49	10.43	0.03	-0.29
13		-0.04	3.45	-9.71	-35.98	-0.01	0.07	
14		-0.05	14.14	10.00	36.17	-0.01	0.08	
15		0.07	10.95	-9.53	-36.21	0.01	-0.09	
16		0.06	21.65	10.18	35.94	0.01	-0.09	
10		7	0.01	6.52	0.00	0.00	0.00	-0.01
		8	0.01	6.05	0.00	0.00	0.00	-0.01
		9	-0.15	-2.89	-0.04	-0.04	0.00	0.18
		10	-0.15	-2.76	0.05	0.05	0.00	0.18
		11	0.17	14.85	-0.04	-0.04	0.00	-0.20
		12	0.17	14.99	0.04	0.05	0.00	-0.20
	13	-0.04	3.16	-0.13	-0.14	0.00	0.05	
	14	-0.03	3.61	0.14	0.15	0.00	0.04	

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	15	0.06	8.49	-0.13	-0.14	0.00	-0.06
	16	0.06	8.93	0.14	0.15	0.00	-0.07
11	7	0.51	16.72	0.00	0.00	0.00	-0.22
	8	0.45	15.44	0.00	0.00	0.00	-0.19
	9	-11.88	15.57	-0.06	-0.08	0.00	34.89
	10	-11.70	16.68	0.04	0.06	0.00	34.83
	11	12.60	14.21	-0.04	-0.05	0.00	-35.21
	12	12.78	15.31	0.06	0.08	0.00	-35.27
	13	-3.53	13.81	-0.18	-0.22	0.01	10.41
	14	-2.92	17.49	0.17	0.22	0.00	10.23
	15	3.82	13.40	-0.17	-0.21	0.00	-10.61
	16	4.42	17.08	0.18	0.22	0.00	-10.80
12	7	0.01	9.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	8.76	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	-0.18	16.61	-0.06	-0.06	0.00	0.20
	10	-0.17	18.02	0.02	0.03	0.00	0.20
	11	0.18	-0.50	-0.03	-0.03	0.00	-0.21
	12	0.18	0.91	0.05	0.06	0.00	-0.21
	13	-0.06	8.98	-0.14	-0.15	0.00	0.06
	14	-0.04	13.68	0.13	0.14	0.00	0.05
	15	0.05	3.84	-0.13	-0.15	0.00	-0.06
	16	0.06	8.54	0.14	0.15	0.00	-0.07
49	7	0.01	26.28	0.62	0.51	0.01	-0.01
	8	0.01	24.52	0.56	0.47	0.01	-0.01
	9	-0.30	34.65	-7.37	-34.76	-0.11	0.87
	10	-0.30	21.80	8.75	35.56	-0.11	0.86
	11	0.31	27.23	-7.63	-34.62	0.12	-0.87
	12	0.32	14.38	8.48	35.70	0.12	-0.88
	13	-0.10	47.05	-26.26	-116.76	-0.02	0.26
	14	-0.08	4.22	27.46	117.66	-0.03	0.25
	15	0.09	44.82	-26.34	-116.72	0.05	-0.26
	16	0.11	1.99	27.38	117.70	0.04	-0.27

1079. PRINT JOINT DISPLACEMENT LIST 1087 1091 1093 1101 1122 1126 1128

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1087	7	0.0264	-0.1103	0.0083	0.0003	0.0000	0.0000
	8	0.0242	-0.1025	0.0077	0.0002	0.0000	0.0000
	9	2.5162	0.1336	0.5534	0.0006	0.0004	-0.0007
	10	2.4838	0.0036	-0.5380	0.0005	0.0007	-0.0004
	11	-2.4354	-0.2086	0.5535	0.0000	-0.0007	0.0004
	12	-2.4678	-0.3386	-0.5379	-0.0002	-0.0003	0.0007
	13	0.8210	0.1655	1.8266	0.0006	-0.0004	-0.0007
	14	0.7129	-0.2679	-1.8111	0.0001	0.0007	0.0004
	15	-0.6645	0.0628	1.8266	0.0004	-0.0007	-0.0004
	16	-0.7726	-0.3705	-1.8111	-0.0001	0.0004	0.0007
1091	7	0.0267	-0.1679	0.0128	0.0004	-0.0001	-0.0002
	8	0.0245	-0.1550	0.0117	0.0004	-0.0001	-0.0002
	9	2.5234	-0.1611	0.8080	0.0007	0.0031	0.0002
	10	2.4932	-0.2665	-0.7966	-0.0004	0.0037	-0.0001
	11	-2.4443	-0.0435	0.8199	0.0012	-0.0038	-0.0003
	12	-2.4745	-0.1488	-0.7847	0.0001	-0.0032	-0.0006

	13	0.8199	0.0030	2.6843	0.0022	-0.0001	0.0004
	14	0.7194	-0.3483	-2.6645	-0.0015	0.0020	-0.0006
	15	-0.6704	0.0383	2.6878	0.0023	-0.0021	0.0003
	16	-0.7709	-0.3130	-2.6610	-0.0014	-0.0001	-0.0008
1093	7	0.0100	-0.2425	0.0120	0.0008	0.0000	-0.0007
	8	0.0100	-0.2240	0.0109	0.0008	0.0000	-0.0006
	9	3.1256	-0.2827	0.8075	0.0012	0.0025	0.0005
	10	3.1256	-0.2295	-0.7956	0.0005	0.0021	-0.0002
	11	-3.1057	-0.2184	0.8175	0.0010	-0.0022	-0.0011
	12	-3.1057	-0.1653	-0.7856	0.0004	-0.0025	-0.0018
	13	0.9447	-0.3222	2.6814	0.0019	0.0013	0.0007
	14	0.9446	-0.1450	-2.6625	-0.0003	0.0001	-0.0015
	15	-0.9247	-0.3030	2.6844	0.0018	-0.0001	0.0003
	16	-0.9248	-0.1257	-2.6595	-0.0004	-0.0013	-0.0020
1101	7	0.0034	-0.2536	0.0032	0.0005	-0.0001	-0.0006
	8	0.0033	-0.2357	0.0029	0.0004	-0.0001	-0.0005
	9	2.4641	-0.1573	0.5496	0.0002	-0.0003	-0.0010
	10	2.4600	-0.0459	-0.5421	0.0005	0.0000	-0.0011
	11	-2.4534	-0.4256	0.5480	0.0004	-0.0001	0.0000
	12	-2.4575	-0.3142	-0.5438	0.0007	0.0002	-0.0001
	13	0.7478	-0.3812	1.8227	-0.0001	-0.0005	-0.0005
	14	0.7340	-0.0098	-1.8163	0.0008	0.0003	-0.0008
	15	-0.7274	-0.4617	1.8222	0.0000	-0.0004	-0.0002
	16	-0.7412	-0.0903	-1.8168	0.0009	0.0004	-0.0005
1122	7	-0.0057	-0.1383	0.0072	0.0005	0.0000	-0.0001
	8	-0.0035	-0.1306	0.0066	0.0004	0.0000	-0.0001
	9	2.4558	-0.2366	0.5523	0.0002	0.0007	-0.0005
	10	2.4889	-0.3668	-0.5392	0.0001	0.0003	-0.0008
	11	-2.4959	0.1056	0.5524	0.0008	-0.0003	0.0006
	12	-2.4628	-0.0245	-0.5391	0.0007	-0.0007	0.0003
	13	0.6841	0.0351	1.8258	0.0006	0.0007	0.0003
	14	0.7944	-0.3989	-1.8127	0.0001	-0.0004	-0.0008
	15	-0.8014	0.1377	1.8258	0.0008	0.0004	0.0006
	16	-0.6912	-0.2962	-1.8126	0.0003	-0.0007	-0.0005
1126	7	-0.0063	-0.1725	0.0127	0.0004	0.0001	0.0002
	8	-0.0041	-0.1596	0.0116	0.0004	0.0001	0.0002
	9	2.4643	-0.0481	0.8195	0.0012	0.0038	0.0003
	10	2.4951	-0.1534	-0.7848	0.0001	0.0032	0.0006
	11	-2.5034	-0.1657	0.8079	0.0007	-0.0031	-0.0002
	12	-2.4726	-0.2711	-0.7964	-0.0004	-0.0037	0.0001
	13	0.6897	0.0336	2.6871	0.0023	0.0021	-0.0003
	14	0.7924	-0.3175	-2.6605	-0.0014	0.0001	0.0008
	15	-0.8006	-0.0017	2.6837	0.0022	0.0001	-0.0004
	16	-0.6979	-0.3528	-2.6640	-0.0015	-0.0020	0.0006
1128	7	0.0087	-0.2472	0.0119	0.0008	0.0000	0.0007
	8	0.0088	-0.2287	0.0109	0.0008	0.0000	0.0006
	9	3.1241	-0.2231	0.8171	0.0010	0.0022	0.0011
	10	3.1247	-0.1700	-0.7857	0.0004	0.0025	0.0017
	11	-3.1072	-0.2874	0.8074	0.0012	-0.0025	-0.0005
	12	-3.1066	-0.2342	-0.7954	0.0005	-0.0021	0.0002
	13	0.9425	-0.3077	2.6836	0.0018	0.0001	-0.0003
	14	0.9445	-0.1304	-2.6590	-0.0004	0.0013	0.0020
	15	-0.9269	-0.3270	2.6807	0.0019	-0.0013	-0.0007
	16	-0.9249	-0.1497	-2.6619	-0.0003	-0.0001	0.0015



1080. LOAD LIST 17 TO 26

1081. PRINT SUPORTS REACTION LIST 1 2 3 9 10 11 12 49

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE      STRUCTURE TYPE = SPACE

-----

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	17	0.00	5.48	0.01	0.01	0.00	0.00
	18	0.00	5.08	0.01	0.01	0.00	0.00
	19	-0.08	-6.15	-0.02	-0.03	0.00	0.11
	20	-0.09	-0.56	0.05	0.06	0.00	0.12
	21	0.09	8.54	-0.03	-0.04	0.00	-0.12
	22	0.09	14.13	0.04	0.04	0.00	-0.12
	23	-0.01	-7.54	-0.11	-0.13	0.00	0.02
	24	-0.03	11.11	0.13	0.15	0.00	0.04
	25	0.04	-3.13	-0.11	-0.13	0.00	-0.05
	26	0.02	15.52	0.12	0.14	0.00	-0.03
2	17	0.04	3.00	0.01	0.00	0.00	-0.03
	18	0.03	2.77	0.00	0.00	0.00	-0.02
	19	-0.84	-1.68	-0.01	-0.01	0.00	1.18
	20	-0.90	0.80	0.02	0.03	0.00	1.22
	21	0.95	3.55	-0.02	-0.02	0.00	-1.25
	22	0.89	6.03	0.01	0.02	0.00	-1.21
	23	-0.14	-2.73	-0.05	-0.06	0.00	0.28
	24	-0.34	5.51	0.06	0.07	0.00	0.41
	25	0.40	-1.16	-0.05	-0.06	0.00	-0.44
	26	0.19	7.08	0.05	0.06	0.00	-0.32
3	17	0.13	25.29	0.04	0.04	0.00	0.47
	18	0.11	23.51	0.04	0.03	0.00	0.44
	19	-25.04	12.00	-0.23	-0.35	0.06	110.62
	20	-25.00	30.72	0.29	0.41	0.05	109.88
	21	25.18	6.22	-0.23	-0.35	-0.05	-109.19
	22	25.21	24.94	0.29	0.40	-0.06	-109.94
	23	-7.51	-11.86	-0.84	-1.24	0.04	34.56
	24	-7.38	50.54	0.90	1.29	0.00	32.07
	25	7.56	-13.60	-0.84	-1.24	0.00	-31.39
	26	7.68	48.80	0.90	1.29	-0.03	-33.87
9	17	0.02	18.93	0.36	-0.03	0.00	-0.01
	18	0.01	17.56	0.33	-0.03	0.00	-0.01
	19	-0.19	-1.72	-3.32	-11.51	-0.03	0.30
	20	-0.19	1.80	3.19	12.30	-0.03	0.30
	21	0.22	25.80	-2.67	-12.34	0.03	-0.32
	22	0.21	29.33	3.84	11.47	0.03	-0.32
	23	-0.05	3.79	-10.68	-39.58	-0.01	0.08
	24	-0.05	15.55	11.00	39.78	-0.01	0.08
	25	0.07	12.05	-10.48	-39.83	0.01	-0.10
	26	0.07	23.81	11.20	39.54	0.01	-0.10
10	17	0.02	9.13	0.01	0.01	0.00	-0.02
	18	0.02	8.47	0.01	0.01	0.00	-0.01
	19	-0.16	-3.18	-0.04	-0.04	0.00	0.20
	20	-0.16	-3.03	0.05	0.05	0.00	0.20
	21	0.19	16.34	-0.04	-0.04	0.00	-0.22
	22	0.19	16.49	0.05	0.05	0.00	-0.22
	23	-0.04	3.48	-0.14	-0.16	0.00	0.06
	24	-0.04	3.97	0.15	0.16	0.00	0.05

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE      STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	25	0.06	9.33	-0.14	-0.16	0.00	-0.07
	26	0.07	9.83	0.15	0.16	0.00	-0.08
11	17	0.71	23.41	0.00	0.00	0.00	-0.30
	18	0.63	21.62	0.00	0.00	0.00	-0.27
	19	-13.07	17.13	-0.07	-0.08	0.00	38.37
	20	-12.87	18.35	0.05	0.06	0.00	38.31
	21	13.85	15.63	-0.04	-0.06	0.00	-38.73
	22	14.05	16.84	0.07	0.08	0.00	-38.79
	23	-3.88	15.19	-0.20	-0.24	0.01	11.46
	24	-3.21	19.24	0.19	0.24	0.00	11.26
	25	4.20	14.74	-0.19	-0.24	0.00	-11.68
	26	4.87	18.79	0.20	0.24	-0.01	-11.88
12	17	0.01	13.44	0.00	0.00	0.00	-0.01
	18	0.01	12.26	0.00	0.00	0.00	-0.01
	19	-0.19	18.27	-0.06	-0.06	0.00	0.22
	20	-0.19	19.83	0.03	0.03	0.00	0.22
	21	0.20	-0.55	-0.03	-0.04	0.00	-0.23
	22	0.20	1.00	0.06	0.06	0.00	-0.23
	23	-0.06	9.88	-0.16	-0.17	0.00	0.07
	24	-0.05	15.05	0.14	0.16	0.00	0.06
	25	0.06	4.23	-0.15	-0.16	0.00	-0.06
	26	0.07	9.40	0.15	0.17	0.00	-0.08
49	17	0.01	36.80	0.87	0.71	0.01	-0.01
	18	0.01	34.33	0.78	0.66	0.01	-0.01
	19	-0.34	38.12	-8.11	-38.24	-0.12	0.95
	20	-0.33	23.98	9.62	39.12	-0.12	0.95
	21	0.34	29.96	-8.40	-38.08	0.14	-0.96
	22	0.35	15.82	9.33	39.27	0.13	-0.96
	23	-0.11	51.75	-28.89	-128.44	-0.02	0.29
	24	-0.09	4.64	30.20	129.42	-0.03	0.27
	25	0.10	49.30	-28.98	-128.39	0.05	-0.28
	26	0.12	2.19	30.12	129.47	0.04	-0.30

1082. PRINT MAXFORCE ENVELOPE NSECTION 2 LIST 3 8 16 21 50 85 120 153 195 230 265

MEMBER FORCE ENVELOPE

ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/ FZ	DIST DIST	LD LD	MZ/ MY	DIST DIST	LD LD	FX	DIST	LD
3 MAX	0.19	0.00	20	0.30	0.00	20			
	11.20	0.00	26	39.83	0.00	25	29.33 C	0.00	22
MIN	-0.22	2.40	21	-0.32	0.00	21			
	-10.68	2.40	23	-39.78	0.00	24	1.72 T	2.40	19
8 MAX	25.04	0.00	19	110.62	0.00	19			
	0.90	0.00	24	1.24	0.00	25	50.54 C	0.00	24
MIN	-25.21	2.40	22	-109.94	0.00	22			
	-0.84	2.40	25	-1.29	0.00	24	13.60 T	2.40	25

16	MAX	3.22	0.00	20	5.96	0.00	19				
		0.12	0.00	26	0.15	2.40	26	17.98	C	0.00	25
	MIN	-2.93	2.40	21	-5.81	0.00	22				
		-0.13	2.40	23	-0.17	2.40	23	0.44	C	2.40	24
21	MAX	5.84	0.00	20	19.11	0.00	20				
		0.19	0.00	24	0.23	2.40	24	33.47	C	0.00	24
	MIN	-5.83	2.40	21	-19.05	0.00	21				
		-0.18	2.40	25	-0.23	0.00	24	0.98	C	2.40	25
50	MAX	0.34	0.00	19	0.95	0.00	19				
		30.20	0.00	24	128.44	0.00	23	51.75	C	0.00	23
	MIN	-0.35	2.40	22	-0.96	0.00	22				
		-28.98	2.40	25	-129.47	0.00	26	2.19	C	2.40	26
85	MAX	25.22	0.00	20	110.37	0.00	20				
		0.90	0.00	26	1.24	0.00	23	50.81	C	0.00	26
	MIN	-25.04	2.40	21	-110.23	0.00	21				
		-0.84	2.40	23	-1.29	0.00	26	13.28	T	2.40	23
120	MAX	0.35	0.00	20	0.97	0.00	20				
		30.18	0.00	26	128.34	0.00	25	51.87	C	0.00	25
	MIN	-0.34	2.40	21	-0.95	0.00	21				
		-28.95	2.40	23	-129.38	0.00	24	2.36	C	2.40	24
153	MAX	25.03	0.00	20	110.64	0.00	20				
		0.84	0.00	26	1.29	0.00	23	50.58	C	0.00	23
	MIN	-25.22	2.40	21	-109.92	0.00	21				
		-0.90	2.40	23	-1.24	0.00	26	13.56	T	2.40	26
195	MAX	0.33	0.00	20	0.95	0.00	20				
		28.94	0.00	26	129.34	0.00	25	51.77	C	0.00	24
	MIN	-0.35	2.40	21	-0.97	0.00	21				
		-30.16	2.40	23	-128.34	0.00	24	2.20	C	2.40	25
230	MAX	25.23	0.00	19	110.38	0.00	19				
		0.84	0.00	24	1.29	0.00	25	50.80	C	0.00	25
	MIN	-25.04	2.40	22	-110.22	0.00	22				
		-0.90	2.40	25	-1.24	0.00	24	13.29	T	2.40	24
265	MAX	0.35	0.00	19	0.97	0.00	19				
		28.96	0.00	24	129.36	0.00	23	51.87	C	0.00	26
	MIN	-0.34	2.40	22	-0.95	0.00	22				
		-30.18	2.40	25	-128.36	0.00	26	2.36	C	2.40	23

1083. PRINT MAXFORCE ENVELOPE LIST 25 TO 28 37 46 49 51 52 56 75 110 312 313 322 -

MEMBER FORCE ENVELOPE

-----

ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/ FZ	DIST DIST	LD LD	MZ/ MY	DIST DIST	LD LD	FX	DIST	LD
1084.	323 326	327 387	388 2047	2056					
	25	MAX	2.54	0.00	21	0.48	0.00	21	

		0.04	0.00	26	0.07	0.00	19	2.06	C	0.00	20
	MIN	-1.98	0.30	20	-0.45	0.00	20				
		-0.03	0.30	23	-0.08	0.00	22	2.08	T	0.30	21
26	MAX	2.69	0.00	21	2.54	0.00	21				
		0.03	0.00	21	0.06	0.00	20	2.76	C	0.00	20
	MIN	-1.93	0.20	20	-2.56	0.00	20				
		-0.02	0.20	20	-0.07	0.00	21	2.76	T	0.20	21
27	MAX	2.75	0.00	22	4.36	0.00	22				
		0.09	0.00	21	0.10	0.00	20	3.01	C	0.00	22
	MIN	-0.75	0.40	19	-2.23	0.00	19				
		-0.09	0.40	20	-0.11	0.00	21	2.99	T	0.40	19
28	MAX	1.50	0.00	22	0.54	0.00	22				
		0.09	0.00	21	0.17	0.15	21	2.40	C	0.00	22
	MIN	-1.97	0.15	19	-0.65	0.00	19				
		-0.09	0.15	20	-0.17	0.15	20	2.39	T	0.15	19
37	MAX	1.83	0.00	22	3.08	3.00	19				
		0.08	0.00	26	0.16	0.00	19	0.08	C	0.00	19
	MIN	-2.22	3.00	19	-2.09	3.00	22				
		-0.08	3.00	23	-0.15	0.00	22	0.14	T	3.00	22
46	MAX	4.02	0.00	26	5.23	0.00	26				
		0.14	0.00	21	0.12	0.00	20	3.89	C	0.00	24
	MIN	-2.90	0.67	23	-4.64	0.00	23				
		-0.14	0.67	20	-0.12	0.00	21	3.95	T	0.67	25
49	MAX	3.39	0.00	22	1.64	0.00	22				
		0.35	0.00	24	0.13	0.50	20	2.49	C	0.00	26
	MIN	-1.78	0.50	19	-0.70	0.00	19				
		-0.09	0.50	25	-0.11	0.00	26	2.87	T	0.50	23
51	MAX	5.50	0.00	24	3.31	1.10	25				
		0.04	0.00	21	0.12	1.10	22	4.01	C	0.00	23
	MIN	-5.51	1.10	25	-3.35	1.10	24				
		-0.05	1.10	20	-0.12	1.10	19	4.08	T	1.10	26
52	MAX	3.79	0.00	17	3.21	0.00	24				
		0.08	0.00	19	0.13	0.00	22	6.34	C	0.00	26
	MIN	-2.03	2.90	25	-1.23	1.21	25				
		-0.10	2.90	22	-0.15	2.90	22	6.70	T	2.90	23
56	MAX	2.30	0.00	26	2.46	1.32	23				
		0.07	0.00	21	0.09	0.00	20	2.51	C	0.00	26
	MIN	-2.41	1.32	23	-2.45	1.32	26				
		-0.06	1.32	20	-0.09	0.00	21	2.81	T	1.32	23
75	MAX	1.01	0.00	26	1.05	1.00	23				
		0.24	0.00	22	0.12	1.00	22	0.28	C	0.00	20
	MIN	-2.19	1.00	23	-0.89	0.00	23				
		-0.16	1.00	19	-0.12	0.00	22	0.30	T	1.00	21
110	MAX	1.83	0.00	20	3.08	3.00	21				
		0.08	0.00	25	0.15	0.00	20	0.08	C	0.00	21
	MIN	-2.22	3.00	21	-2.09	3.00	20				
		-0.08	3.00	24	-0.16	0.00	21	0.14	T	3.00	20
312	MAX	2.52	0.00	21	0.34	0.10	20				
		0.04	0.00	26	0.06	0.00	20	2.06	C	0.00	20
	MIN	-2.00	0.10	20	-0.54	0.10	21				

		-0.03	0.10	23	-0.07	0.00	21	2.08	T	0.10	21
313	MAX	2.64	0.00	21	3.48	2.20	20				
		0.03	0.00	21	0.06	0.00	20	2.76	C	0.00	20
	MIN	-3.16	2.20	20	-2.39	2.20	21				
		-0.02	2.20	20	-0.06	0.00	21	2.76	T	2.20	21
322	MAX	1.46	0.00	22	0.54	0.45	19				
		0.09	0.00	21	0.22	0.45	21	2.40	C	0.00	22
	MIN	-2.02	0.45	19	-0.37	0.00	23				
		-0.09	0.45	20	-0.21	0.45	20	2.39	T	0.45	19
323	MAX	1.27	0.00	22	1.71	0.15	19				
		0.09	0.00	21	0.16	0.15	21	3.01	C	0.00	22
	MIN	-2.24	0.15	19	-1.72	0.15	22				
		-0.09	0.15	20	-0.16	0.15	20	2.99	T	0.15	19
326	MAX	2.71	0.00	22	3.27	0.00	22				
		0.09	0.00	21	0.15	2.35	21	3.01	C	0.00	22
	MIN	-2.19	2.35	19	-1.94	0.00	19				
		-0.09	2.35	20	-0.15	2.35	20	2.99	T	2.35	19
327	MAX	1.41	0.00	21	4.75	0.40	20				
		0.03	0.00	21	0.01	0.00	19	2.76	C	0.00	20
	MIN	-3.20	0.40	20	-2.94	0.40	21				
		-0.02	0.40	20	-0.01	0.00	22	2.76	T	0.40	21
387	MAX	1.12	0.00	26	4.35	0.68	23				
		0.07	0.00	21	0.06	0.68	22	2.51	C	0.00	26
	MIN	-3.11	0.68	23	-2.96	0.68	26				
		-0.06	0.68	20	-0.04	0.68	19	2.81	T	0.68	23
388	MAX	3.48	0.00	26	2.70	0.00	26				
		0.14	0.00	21	0.09	0.83	21	3.89	C	0.00	24
	MIN	-3.26	0.83	23	-2.86	0.00	23				
		-0.14	0.83	20	-0.09	0.83	20	3.95	T	0.83	25
2047	MAX	0.30	0.00	20	4.21	0.50	21				
		0.08	0.00	25	0.16	0.50	25	0.08	C	0.00	21
	MIN	-2.29	0.50	21	-2.22	0.50	20				
		-0.08	0.50	24	-0.14	0.50	24	0.14	T	0.50	20
2056	MAX	0.30	0.00	22	4.22	0.50	19				
		0.08	0.00	26	0.14	0.50	26	0.08	C	0.00	19
	MIN	-2.29	0.50	19	-2.21	0.50	22				
		-0.08	0.50	23	-0.15	0.50	23	0.14	T	0.50	22

\*\*\*\*\* END OF FORCE ENVELOPE FROM INTERNAL STORAGE \*\*\*\*\*

1085. FINISH

## CRITERIOS DE DISEÑO PARA TRABES

### Flexión

#### Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$\left( A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right)$$

Donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

#### Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$\left( \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right)$$

## CALCULO MOMENTO RESISTENTE

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales que se mencionan mas adelante conducen a las siguientes expresiones para resistencia a flexión,  $M_R$ . En dichas expresiones  $F_R$  se tomará igual a 0.9.

### a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q(1-0.5q)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d(1-0.5q)$$

donde

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

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

b ancho de la sección

d peralte efectivo

$f_c''$  esfuerzo uniforme de compresión

$A_s$  área del refuerzo de tensión.

### b) Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[ (A_s - A_s') f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b}$$

a profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;

$A_s$  área del acero a tensión;

$A_s'$  área del acero a compresión; y

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

La ecuación anterior es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$\left( p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \right)$$

donde

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

Cuando no se cumpla esta condición, MR se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y con las siguientes hipótesis

### HIPOTESIS GENERALES

Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- b) Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor  $f_c''$  igual a  $0.85f_c^*$  hasta una profundidad de la zona de compresión igual

a  $\beta_1 c$

Donde

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f^*c \leq 280 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - f^*c/1400 \geq 0.65 \quad \text{si } f^*c > 280 \text{ Kg/Cm}^2$$

c profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

o bien se calculará aproximadamente con las ecuaciones. anteriores despreciando el acero de compresión.



## Fuerza cortante

Fuerza cortante que toma el concreto,  $V_cR$ . Las expresiones para  $V_cR$  que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal,  $h$ , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal  $h$  es mayor que 700 mm, el valor de  $V_cR$  deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004(h - 700)$$

El factor calculado con la expresión anterior no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión  $h$  estará en mm.

## Vigas sin preesfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total,  $L/h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_cR$ , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_cR = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c} \quad \text{Ec. a}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_cR = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c} \quad \text{Ec. b}$$

Si  $L/h$  es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga,  $V_cR$  será el valor obtenido con la ecuación siguiente

$$V_cR = (0.5F_R bd\sqrt{f^*c})(3.5 - 2.5\frac{M}{Vd}) > 1.0$$

Pero sin que se tome  $V_cR$  mayor que

$$V_cR = 1.5F_R bd\sqrt{f^*c}$$

En el factor anterior  $M$  y  $V$  son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, respectivamente. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec. **b** sin modificar el resultado. Para relaciones  $L/h$  comprendidas entre 4 y 5,  $V_cR$  se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs. **a** ó **b**, según sea el caso.

## Separación del refuerzo transversal

a) Cuando  $V_u$  sea mayor que  $V_cR$ , la separación,  $s$ , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}}$$

Donde

$A_v$  área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ ;

$\theta$  ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y

$V_{sR}$  fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal

$V_{sR} = V_u - V_{cR}$

### Refuerzo mínimo

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea menor que  $V_{cR}$ . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo,  $d/2$ . y la separación,  $s$ , no debe ser menor de 60 mm.

b) Si  $V_u$  es mayor que  $V_{cR}$  pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que  $0.5d$ .

c) Si  $V_u$  es mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que  $0.25d$ .

En ningún caso se permitirá que  $V_u$  sea superior a:

a) En vigas

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

## CRITERIOS DE DISEÑO PARA MUROS DE CONCRETO

### Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Para muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que  $0.3fc'Ag$ , con relación  $L/t$  no mayor de 70 (donde  $L$  es la longitud horizontal del muro y  $t$  es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación  $L/t$  debe limitarse a 40

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta

- Ancho efectivo ante cargas concentradas si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

- **Refuerzo mínimo**

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de  $0.3fc'Ag$ , el refuerzo mínimo vertical del muro será por cambios volumétricos. En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

Donde

$a_{s1}$  área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza,  $\text{mm}^2/\text{mm}$  ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$ ;

$x_1$  dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, mm (cm).

Si  $x_1$  no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si  $x_1$  es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de  $3.5x_1$ .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

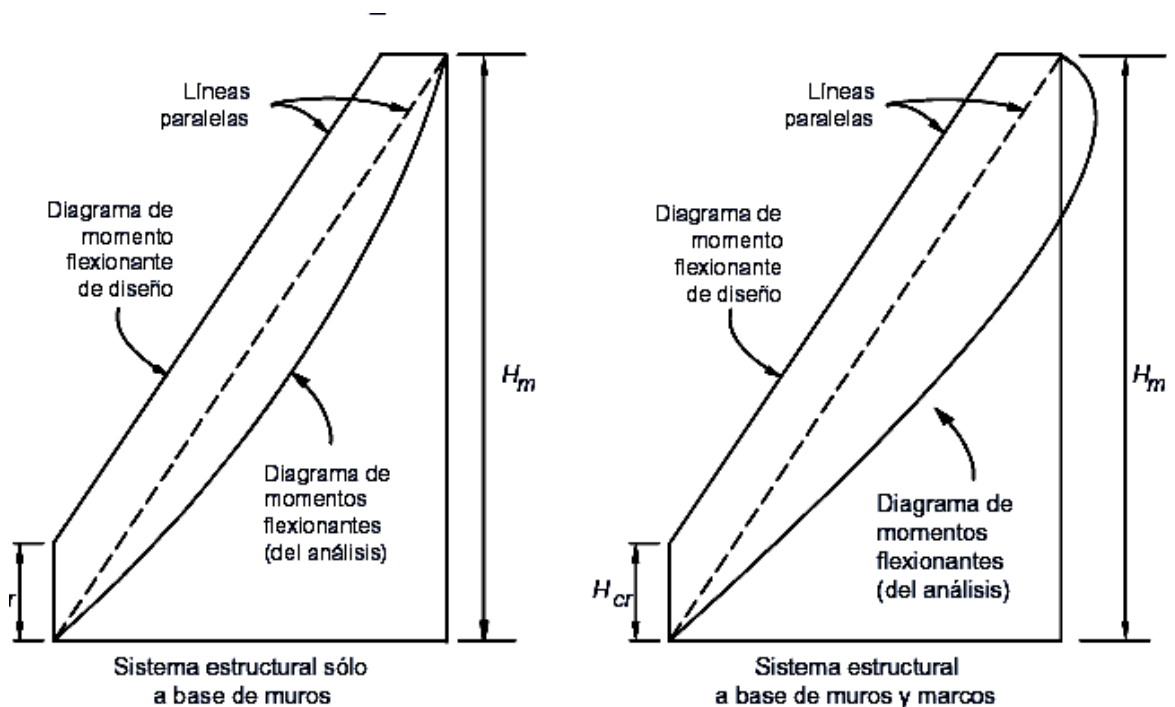
Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo longitudinal de la sección no será menor que  $20/f_y$ , con  $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ) ni mayor que 0.06., así mismo habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

Se usará  $Q=3$  en el diseño por sismo de los muros cuando tengan que resistir la totalidad de las fuerzas laterales inducidas. Se adoptará  $Q=2$  cuando el muro no cumpla con lo anterior o cuando las fuerzas sean resistidas por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, etc.

### Momentos flexionantes de diseño

En muros en que  $H_m/L \geq 2$ , se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de  $H_{cr}$  con un valor constante e igual al momento  $M_u$  obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica  $H_{cr}$  será igual al menor de  $L$  o  $M_u / 4V_u$ . A partir de la altura del muro,  $H_{cr}$ , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro como se aprecia en la siguiente figura.



**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE DE DISEÑO PARA MURO**

En edificios con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica,  $H_{cr}$ , medida desde la planta baja hacia arriba.

## Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas. Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines (si existen), en los elementos extremos y el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclada.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante. Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes).

En muros con patines se acepta considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de:

- 1) La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano
- 2)  $0.25H_m$ .

Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la siguiente ecuación

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

Si la carga vertical de diseño,  $P_u$  no es mayor que  $0.3FR_t L f_c'$  y la cuantía del acero a tensión  $A_s/t_d$ , no excede de 0.008. En esta expresión,  $A_s$  es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo  $z$  sea el obtenido con el siguiente criterio

$$z = 1.2H_m \quad \text{si } \frac{H_m}{L} \leq 0.5$$

$$z = 0.4 \left( 1 + \frac{H_m}{L} \right) L \quad \text{si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0$$

$$z = 0.8L \quad \text{si } 1.0 \leq \frac{H_m}{L}$$

$d$  es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión

## Colocación de refuerzo vertical

En muros con relación  $H_m/L$  no mayor que 1.2, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a  $(0.25-0.1H_m/L)L$ , medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que  $0.4H_m$ .

Si la relación  $H_m/L$  es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a  $0.15L$  medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel  $H_{cr}$  este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y carga axial.

Cuando sean necesarios los elementos extremos, el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación  $H_m/L$ .

### **Restricción contra pandeo del refuerzo vertical**

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas.

a) Por otra parte se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros o segmentos de muro continuos, desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que estén diseñados para formar una articulación plástica bajo flexión y carga axial. Se entiende por segmento de un muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y un borde vertical.

Los muros o segmentos que no satisfagan lo anterior se deberán diseñar según el inciso **b**.

Se deberá suministrar elementos extremos en las zonas a compresión del muro, o de un segmento de muro, si:

$$c \geq \frac{L}{600(Q\Delta/H)}$$

Donde

$Q/H$  no deberá ser menor que 0.007.  $H$  será la altura total del muro, o la altura del segmento, según corresponda.

**c** profundidad del eje neutro que corresponde al momento resistente (momento resistente de diseño con factor de resistencia unitario) cuando el muro se desplace una cantidad  $\Delta Q$ . La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de cargas y fuerzas que produzca el desplazamiento lateral  $Q\Delta$ .

**Q** corresponde al desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño.

Cuando se necesiten elementos extremos según la ecuación anterior, el refuerzo de ellos se extenderá verticalmente en la altura crítica,  $H_{cr}$  (medida a partir de la sección crítica **ver figura detallado de refuerzo muro de concreto, ver Pág. 122**).

En edificios con muros perimetrales de cimentación mucho más rígidos que los superiores, los elementos de refuerzo en los extremos se extenderán en la altura del primer entepiso del sótano.

b) En muros o segmentos de muro no diseñados de acuerdo con el inciso **a**, se deberán suministrar elementos de refuerzo en las orillas del muro y en bordes de aberturas donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de  $0.2f_c'$  bajo las cargas del diseño incluyendo el sismo. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15f_c'$ . Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

El elemento extremo se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que corresponda.

c) Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, se deberá cumplir lo siguiente:

1) El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de  $(c - 0.1L)$  y  $c/2$ .

2) En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión y se extienda al menos 300 mm dentro del alma.

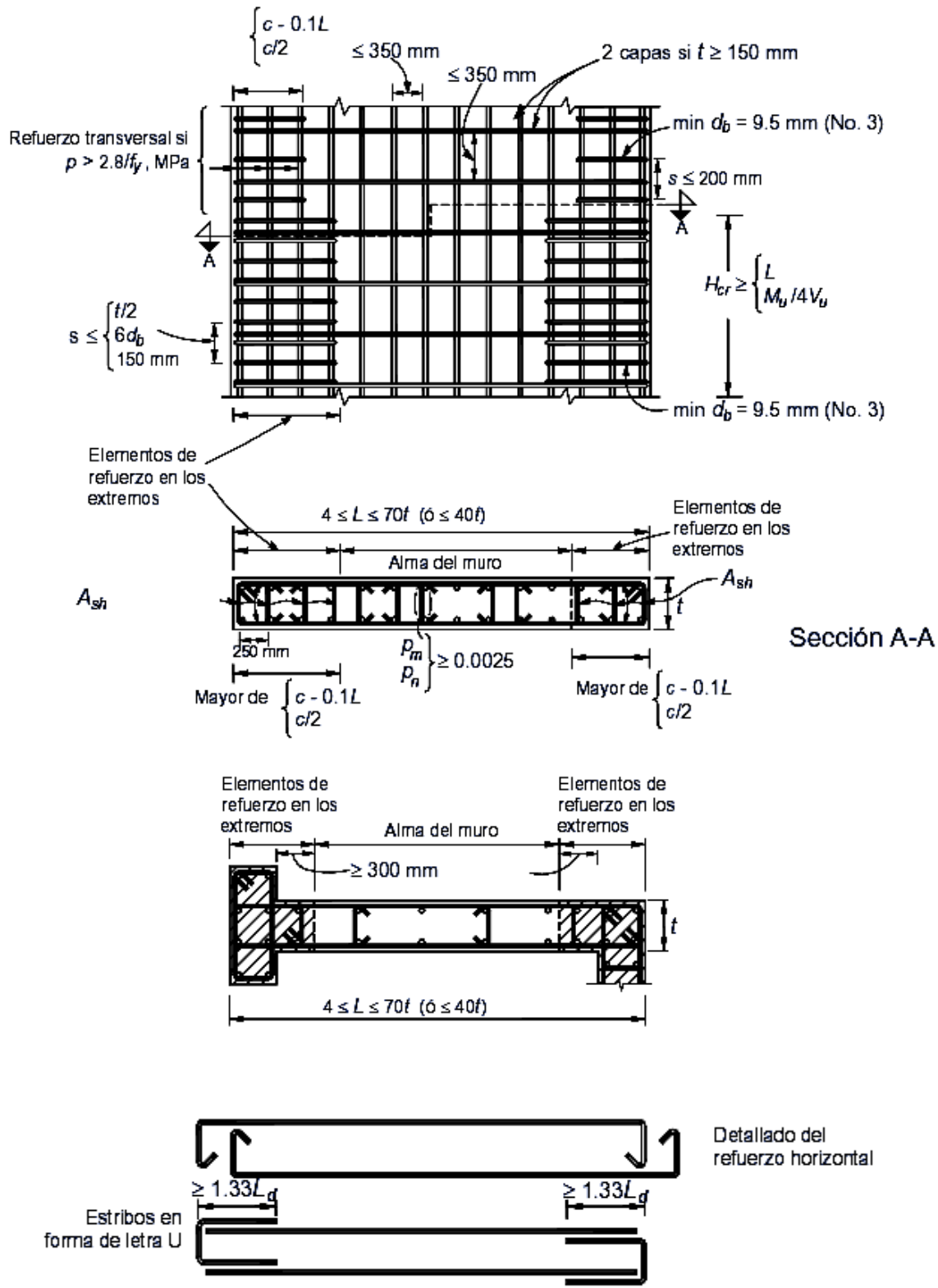
3) El elemento extremo cuente, a todo lo largo, con el refuerzo transversal mínimo para elementos a flexocompresión.

4) La separación del refuerzo transversal no exceda la menor de.

- La mitad del espesor del muro;
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
- 150 mm.

5) El refuerzo transversal del elemento se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación.

6) El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.



### DETALLADO DE REFUERZO MURO DE CONCRETO

#### Fuerza cortante

a) La fuerza cortante,  $V_{cR}$ , que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:



1) Si la relación de altura total a longitud,  $H_m/L$  del muro o  $H/L$  del segmento no excede de 1.5, se aplica la siguiente ecuación.

$$V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L$$

2) Si  $H_m/L$  es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

En las que  $b$  se sustituirá por el espesor del muro,  $t$ ; y el peralte efectivo del muro se tomará igual a  $0.8L$ . Cuando  $H_m/L$  esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

3) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.

**b)** El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecuaciones siguientes, respetando los requisitos de refuerzo mínimo.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño,  $p_m$ , se calculará con la expresión

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}}$$

Y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño,  $p_n$ , con

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025)$$

donde

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t};$$

$s_m, s_n$  separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente.

$A_{vm}$  área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $s_m$ .

$A_{vn}$  área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $s_n$ .

No es necesario que la cuantía de refuerzo  $\rho_n$  por fuerza cortante sea mayor que  $\rho_m$ . Si la relación  $Hm/L$  no excede de 2.0, la cuantía  $\rho_n$  no debe ser menor que  $\rho_m$ .

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

**c)** Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo Las cuantías de refuerzo  $\rho_m$  y  $\rho_n$  no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm . Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor que  $0.6 \sqrt{f_c^*}$  en  $\text{kg/cm}^2$ ; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

**d)** Limitación para  $V_u$ . En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea mayor que

$$2F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*}$$

### **III.6 CALCULO REVISION DE MUROS Y DISEÑO DE TRABES DE ENTREPISO**

**DISEÑO MURO DE CONCRETO MC - 1 LOC. EN EJE A ENTRE 1'-3 COMB 22**  
**SE ARMARA EL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL, MIEMBRO 8**

Concreto	= 250 Kg/Cm <sup>2</sup>	Momento Ultimo Mu	= 110 T-m
Acero de refuerzo	= 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>	Cortante Ultimo Vu	= 25,2 Ton
Longitud de Muro ( L )	= 2 m	Carga axial ultima Pu	= 24,9 Ton
Altura de muro ( H )	= 2,4 m		
Espesor de Muro	= 15 Cm	Es =	2100000 Kg/Cm <sup>2</sup>

$$Pu \leq 0.3F_R t L f'c \Rightarrow 24940 \leq 0,3 * 0,9 * 15 * 200 * 250 = 202500 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{200} = 1,2 \quad Z = 0.8L = 160$$

$$As = \frac{Mu}{F_R f_y Z} = \frac{10994000}{0,9 * 4200 * 160} = 18,2 \text{ Cm}^2 \quad \text{Con Varillas \# 6 as} = 2,85 \text{ Cm}^2$$

$$\text{No de varillas} = \frac{18,2}{2,85} = 6 \text{ Pzas} \quad \text{Colocar } \mathbf{6}$$

**Dimensión Mínima para distribuir el acero de refuerzo** **H/L < 1.2**

$$b = \left( 0,25 - \frac{0,1 H m}{L} \right) L = \left( 0,25 - \frac{0,1 * 240}{200} \right) 200 = 26 \text{ Cm} \quad \text{Rige}$$

$$b = 0,4 H m = 0,4 * 240 = 96 \text{ Cm}$$

Considerando " b " de **15 \* 30**  $\rho = \frac{17,10}{15 * 30} = 0,038$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{200} = 1,2 < 1,5 \quad V_{cr} = 0.85 F_R \sqrt{f'c} t L$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,8 * \sqrt{200} * 15 * 200 = 28850 \text{ Kg} \quad \text{Secc. 6.5.2.5}$$

$$\rho_m = \frac{Vu - V_{cr}}{F_R f_y d t} = \frac{25210 - 28850}{0,8 * 4200 * 200 * 15} = -0,0004 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sh} = \rho_{htd} = 0,0025 * 15 * 200 = 7,5 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4 as = 1,27 Cm<sup>2</sup> as' = 1,27 Cm<sup>2</sup>**  
**En dos ramas**

$$Sh = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 * 1,27}{7,5} = 17 \text{ Cm} \quad \text{Armar con } \mathbf{4 @ 17}$$

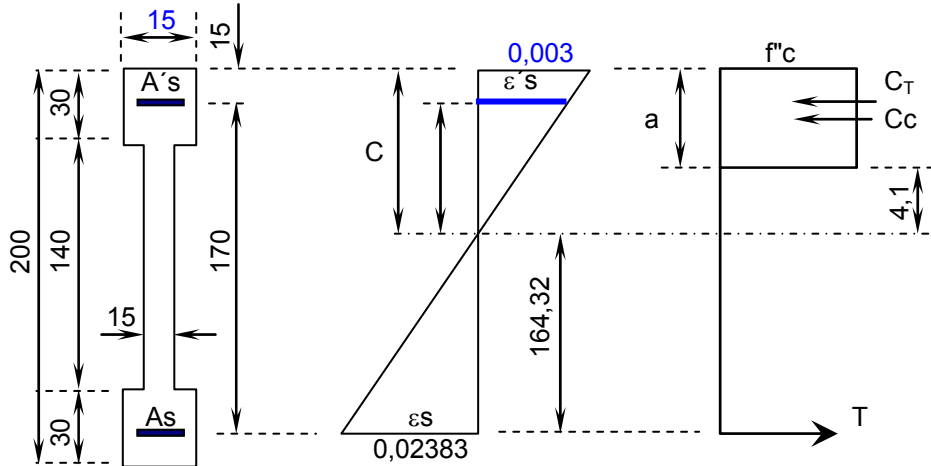
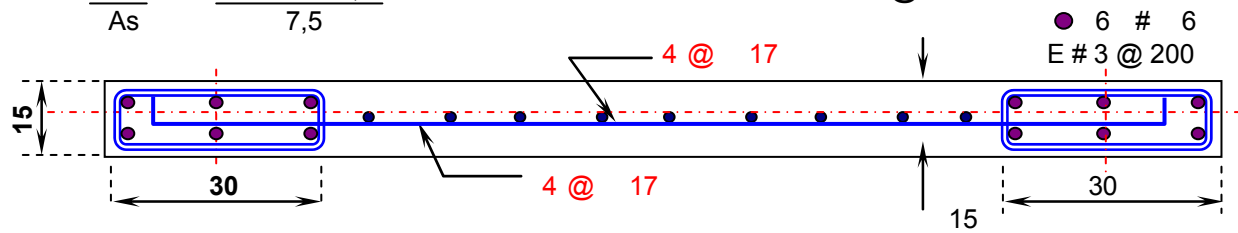
$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - \frac{H}{L} \right] \left[ \rho_h - 0,0025 \right]$$

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - 1,2 \right] \left[ -0,0004 - 0,0025 \right] = 0,00064 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sv} = \rho_{vtd} = 0,0025 * 15 * 200 = 7,5 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4 as = 1,27 Cm<sup>2</sup> as' = 1,27 Cm<sup>2</sup>**  
**En dos ramas**

Sh =  $\frac{100as}{As} = \frac{100 * 1,27}{7,5} = 17 \text{ Cm}$  Armar con # 4 @ 17



$a = 0.8 C$   
 $f'c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $Fy = 4200 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $Es = 2100000 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $As' = 17,10 \text{ Cm}^2$   
 $As = 17,10 \text{ Cm}^2$   
 $a = 16,548 \text{ Cm}$   
 $C = 20,685 \text{ Cm}$

$\frac{0,003}{20,685} = \frac{\epsilon's}{5,685} \quad \epsilon's = 0,00082 < \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002 \quad \text{No fluye el acero}$

$e's Es = 1731,47 \text{ Kg/Cm}^2$

$C_T = 1731,47 * 17,1014 = 29610,6 \text{ Kg}$   
 $C_C = ab f'c = [16,55 * 15 + 0,00 * 15] 170 = 42197,4 \text{ Kg}$   
 $\Sigma = 71808 \text{ Kg}$

$\frac{0,003}{20,685} = \frac{\epsilon s}{164,315} \quad \epsilon s = 0,02383 > \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002 \quad \text{Fluye el acero}$

$fs = fy = 4200 \text{ Kg/Cm}^2 \quad T = 4200 * 17,1014 = 71826 \text{ Kg} > 71808 \text{ Kg}$

Posición del eje neutro  $C = 20,685 \text{ Cm}$

**CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE**

	Fuerza Ton	Brazo m	Momento T-m
$C_T$	29,61	0,05685	1,68
$C_C$	42,20	0,12411	5,24
T	71,83	1,64315	118,02
			124,94

$M_R = 0,9 * 124,94 = 112,45 \text{ T-m}$   
 $L = 200 \text{ Cm} \quad \frac{Q \Delta}{H} = 0,007$   
 $Q = 2$   
 $\Delta = 0,29 \text{ Cm}$   
 $H = 240 \text{ Cm}$

$e \geq \frac{L}{600(Q \Delta / H)}$

Si se cumple se tiene que suministrar elementos extremos

$20,685 < \frac{200}{600(0,007)} = 48$   
 No se requiere elementos extremos

**DISEÑO MURO DE CONCRETO MC - 1 LOC. EN EJE A ENTRE 1'-3 COMB 22**  
**SE ARMARA DEL TERCERO AL QUINTO NIVEL, MIEMBRO 8**

Concreto	= 250 Kg/Cm <sup>2</sup>	Momento Ultimo Mu	= 24 T-m
Acero de refuerzo	= 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>	Cortante Ultimo Vu	= 12,4 Ton
Longitud de Muro ( L )	= 2 m	Carga axial ultima Pu	= 15,6 Ton
Altura de muro ( H )	= 2,4 m		
Espesor de Muro	= 15 Cm	Es =	2100000 Kg/Cm <sup>2</sup>

$$Pu \leq 0.3F_R t L f'c \Rightarrow 15600 \leq 0,3 * 0,9 * 15 * 200 * 250 = 202500 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{200} = 1,2 \quad Z = 0.8L = 160$$

$$As = \frac{Mu}{F_R f_y Z} = \frac{2400000}{0,9 * 4200 * 160} = 3,97 \text{ Cm}^2 \quad \text{Con Varillas \# 4 as} = 1,27 \text{ Cm}^2$$

$$\text{No de varillas} = \frac{3,97}{1,27} = 3 \text{ Pzas} \quad \text{Colocar } \mathbf{6}$$

**Dimensión Mínima para distribuir el acero de refuerzo** **H/L < 1.2**

$$b = \left( 0,25 - \frac{0,1 H m}{L} \right) L = \left( 0,25 - \frac{0,1 * 240}{200} \right) 200 = 26 \text{ Cm} \quad \text{Rige}$$

$$b = 0,4 H m = 0,4 * 240 = 96 \text{ Cm}$$

Considerando " b " de **15 \* 30**  $\rho = \frac{7,60}{15 * 30} = 0,017$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{200} = 1,2 < 1,5 \quad V_{cr} = 0.85 F_R \sqrt{f'c} t L$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,8 * \sqrt{200} * 15 * 200 = 28850 \text{ Kg} \quad \text{Secc. 6.5.2.5}$$

$$\rho_m = \frac{Vu - V_{cr}}{F_R f_y d t} = \frac{12400 - 28850}{0,8 * 4200 * 200 * 15} = -0,0016 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sh} = \rho_{htd} = 0,0025 * 15 * 200 = 7,5 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4 as = 1,27 Cm<sup>2</sup> as' = 1,27 Cm<sup>2</sup>**  
**En dos ramas**

$$Sh = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 * 1,27}{7,5} = 17 \text{ Cm} \quad \text{Armar con } \mathbf{4 @ 17}$$

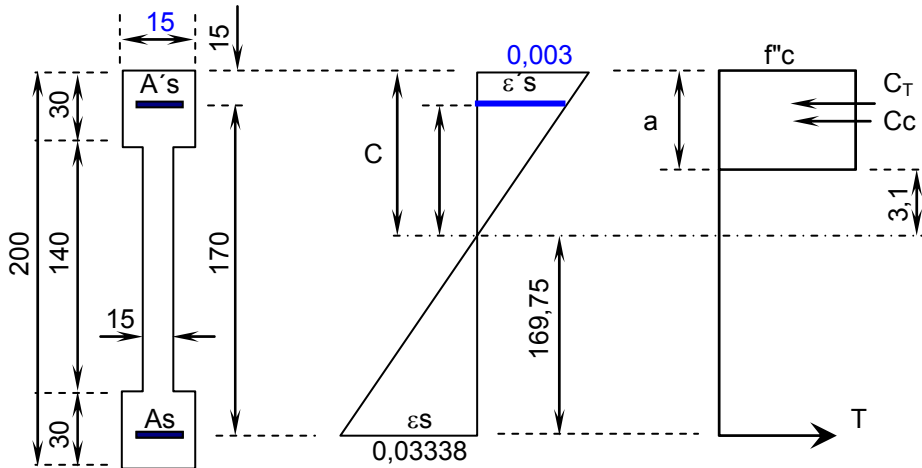
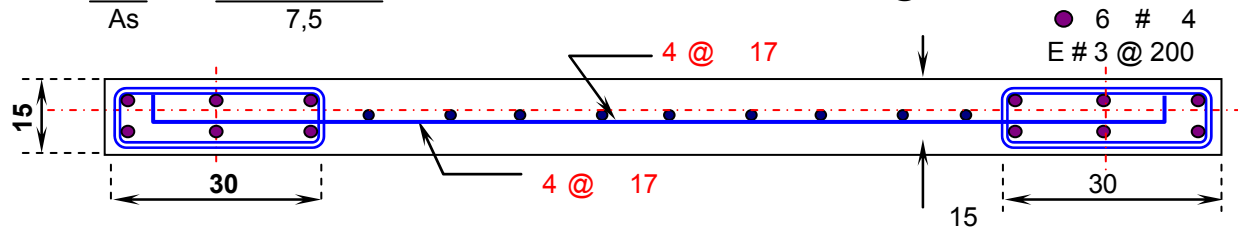
$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - \frac{H}{L} \right] \left[ \rho_h - 0,0025 \right]$$

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - 1,2 \right] \left[ -0,0016 - 0,0025 \right] = -0,00019 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sv} = \rho_{vtd} = 0,0025 * 15 * 200 = 7,5 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4 as = 1,27 Cm<sup>2</sup> as' = 1,27 Cm<sup>2</sup>**  
**En dos ramas**

Sh =  $\frac{100as}{As} = \frac{100 * 1,27}{7,5} = 17$  Cm Armar con # 4 @ 17



a = 0.8 C

f'c =	250	Kg/Cm <sup>2</sup>
Fy =	4200	Kg/Cm <sup>2</sup>
Es =	2100000	Kg/Cm <sup>2</sup>
As' =	7,60	Cm <sup>2</sup>
As =	7,60	Cm <sup>2</sup>

a = 12,204 Cm

C = 15,255 Cm

$\frac{0,003}{15,255} = \frac{\epsilon's}{0,255}$      $\epsilon's = 5E-05 < \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002$     No fluye el acero

e's Es = 105,31 Kg/Cm<sup>2</sup>

$C_T = 105,31 * 7,60063 = 800,42$  Kg }  $\Sigma = 31920,6$  Kg  
 $C_C = ab f'c = [12,20 * 15 + 0,00 * 15] 170 = 31120,2$  Kg

$\frac{0,003}{15,255} = \frac{\epsilon s}{169,745}$      $\epsilon s = 0,03338 > \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002$     Fluye el acero

fs = fy = 4200 Kg/Cm<sup>2</sup>    T = 4200 \* 7,60063 = 31922,6 Kg > 31920,6 Kg

Posición del eje neutro    C = 15,255 Cm

**CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE**

	Fuerza Ton	Brazo m	Momento T-m
C <sub>T</sub>	0,80	0,00255	0,00
C <sub>C</sub>	31,12	0,09153	2,85
T	31,92	1,69745	54,19
			57,04

M<sub>R</sub> = 0,9 \* 57,04 = 51,33 T-m

L = 200 Cm     $\frac{Q \Delta}{H} = 0,007$

Q = 2

Δ = 0,72 Cm

H = 240 Cm

$c \geq \frac{L}{600(Q \Delta / H)}$

Si se cumple se tiene que suministrar elementos extremos

15,255 <  $\frac{200}{600(0,007)} = 48$

No se requiere elementos extremos

**DISEÑO MURO DE CONCRETO MC - 2 LOC. EN EJE 8 ENTRE A - C COMB 24  
SE ARMARA EL PRIMERO Y SEGUNDO NIVEL, MIEMBRO 265**

Concreto	= 250 Kg/Cm <sup>2</sup>	Momento Ultimo Mu	= 128 T-m
Acero de refuerzo	= 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>	Cortante Ultimo Vu	= 29 Ton
Longitud de Muro ( L )	= 2,2 m	Carga axial ultima Pu	= 49,4 Ton
Altura de muro ( H )	= 2,4 m		
Espesor de Muro	= 15 Cm	Es =	2100000 Kg/Cm <sup>2</sup>

$$Pu \leq 0.3F_R t L f'c \Rightarrow 49400 \leq 0,3 * 0,9 * 15 * 220 * 250 = 222750 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{220} = 1,09 \quad Z = 0.8L = 176$$

$$As = \frac{Mu}{F_R f_y Z} = \frac{12800000}{0,9 * 4200 * 176} = 19,2 \text{ Cm}^2 \quad \text{Con Varillas \# 6 as} = 2,85 \text{ Cm}^2$$

$$\text{No de varillas} = \frac{19,2}{2,85} = 7 \text{ Pzas} \quad \text{Colocar } \mathbf{8}$$

**Dimensión Mínima para distribuir el acero de refuerzo** **H/L < 1.2**

$$b = \left( 0,25 - \frac{0,1 Hm}{L} \right) L = \left( 0,25 - \frac{0,1 * 240}{220} \right) 220 = 31 \text{ Cm} \quad \text{Rige}$$

$$b = 0,4 Hm = 0,4 * 240 = 96 \text{ Cm}$$

**Considerando " b " de 15 \* 30**  $\rho = \frac{22,80}{15 * 30} = 0,051$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{220} = 1,09 < 1,5 \quad V_{cr} = 0.85F_R \sqrt{f'c} tL$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,8 * \sqrt{200} * 15 * 220 = 31735 \text{ Kg} \quad \text{Secc. 6.5.2.5}$$

$$\rho_m = \frac{Vu - V_{cr}}{F_R f_y d} = \frac{28960 - 31735}{0,8 * 4200 * 220 * 15} = -0,00025 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sh} = \rho_m b d = 0,0025 * 15 * 220 = 8,25 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4 as = 1,27 Cm<sup>2</sup> as' = 1,27 Cm<sup>2</sup>  
En dos ramas**

$$Sh = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 * 1,27}{8,25} = 15 \text{ Cm} \quad \text{Armar con } \mathbf{4 @ 15}$$

$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - \frac{H}{L} \right] \left[ \rho_h - 0,0025 \right]$$

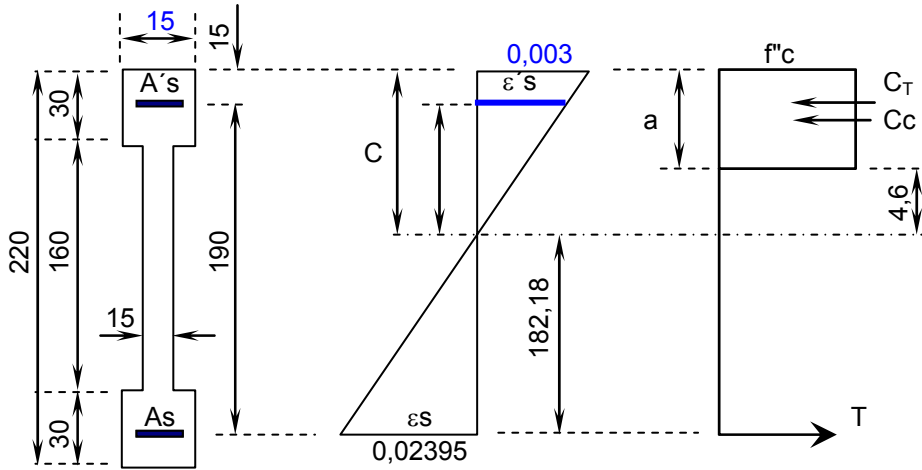
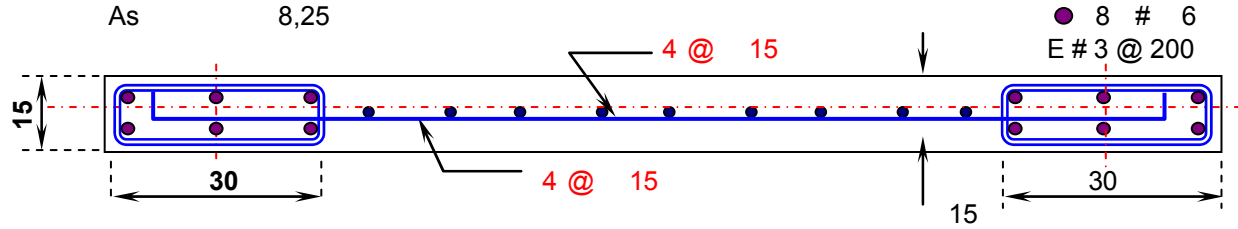
$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - 1,09 \right] \left[ -0,0003 - 0,0025 \right] = 0,00056 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sv} = \rho_v b d = 0,0025 * 15 * 220 = 8,25 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4 as = 1,27 Cm<sup>2</sup> as' = 1,27 Cm<sup>2</sup>  
En dos ramas**

**DISEÑO MURO DE CONCRETO MC - 2 LOC. EN EJE 8 ENTRE A - C COMB 24**

$Sh = \frac{100as}{As} = \frac{100 * 1,27}{8,25} = 15 \text{ Cm}$  Armar con # 4 @ 15



$a = 0.8 C$

$f'c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $Fy = 4200 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $Es = 2100000 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $As' = 22,80 \text{ Cm}^2$   
 $As = 22,80 \text{ Cm}^2$

$a = 18,2528 \text{ Cm}$   
 $C = 22,816 \text{ Cm}$

$\frac{0,003}{22,816} = \frac{\epsilon's}{7,816} \quad \epsilon's = 0,00103 < \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002 \quad \text{No fluye el acero}$

$e's Es = 2158,17 \text{ Kg/Cm}^2$

$C_T = 2158,17 * 22,8019 = 49210,3 \text{ Kg}$   
 $C_C = ab f'c = [18,25 * 15 + 0,00 * 15] 170 = 46544,6 \text{ Kg}$

$\Sigma = 95755 \text{ Kg}$

$\frac{0,003}{22,816} = \frac{\epsilon_s}{182,184} \quad \epsilon_s = 0,02395 > \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002 \quad \text{Fluye el acero}$

$fs = fy = 4200 \text{ Kg/Cm}^2 \quad T = 4200 * 22,8019 = 95767,9 \text{ Kg} > 95755 \text{ Kg}$

Posición del eje neutro  $C = 22,816 \text{ Cm}$

**CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE**

	Fuerza Ton	Brazo m	Momento T-m
$C_T$	49,21	0,07816	3,85
$C_C$	46,54	0,1369	6,37
T	95,77	1,82184	174,47
			184,69

$M_R = 0,9 * 184,69 = 166,22 \text{ T-m}$

$L = 220 \text{ Cm}$   
 $Q = 2$   
 $\Delta = 0,32 \text{ Cm}$   
 $H = 240 \text{ Cm}$

$\frac{Q \Delta}{H} = 0,007$

$e \geq \frac{L}{600(Q \Delta / H)}$

Si se cumple se tiene que suministrar elementos extremos

$22,816 < \frac{220}{600(0,007)} = 52$

No se requiere elementos extremos



**DISEÑO MURO DE CONCRETO MC - 2 LOC. EN EJE 8 ENTRE A - C COMB 24**  
**SE ARMARA DEL TERCERO AL QUINTO NIVEL, MIEMBRO 265**

Concreto	= 250 Kg/Cm <sup>2</sup>	Momento Ultimo Mu	= 23,1 T-m
Acero de refuerzo	= 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>	Cortante Ultimo Vu	= 10,8 Ton
Longitud de Muro ( L )	= 2,2 m	Carga axial ultima Pu	= 29 Ton
Altura de muro ( H )	= 2,4 m		
Espesor de Muro	= 15 Cm	Es =	2100000 Kg/Cm <sup>2</sup>

$$Pu \leq 0.3F_R t L f'c \Rightarrow 29000 \leq 0,3 * 0,9 * 15 * 220 * 250 = 222750 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{220} = 1,09 \quad Z = 0.8L = 176$$

$$As = \frac{Mu}{F_R f_y Z} = \frac{2310000}{0,9 * 4200 * 176} = 3,47 \text{ Cm}^2 \quad \text{Con Varillas \# 4} \quad as = 1,27 \text{ Cm}^2$$

$$\text{No de varillas} = \frac{3,47}{1,27} = 3 \text{ Pzas} \quad \text{Colocar } \mathbf{8}$$

**Dimensión Mínima para distribuir el acero de refuerzo** **H/L < 1.2**

$$b = \left( 0,25 - \frac{0,1 H m}{L} \right) L = \left( 0,25 - \frac{0,1 * 240}{220} \right) 220 = 31 \text{ Cm} \quad \text{Rige}$$

$$b = 0,4 H m = 0,4 * 240 = 96 \text{ Cm}$$

Considerando " b " de **15 \* 30**  $\rho = \frac{10,13}{15 * 30} = 0,023$

$$\frac{H}{L} = \frac{240}{220} = 1,09 < 1,5 \quad V_{cr} = 0.85 F_R \sqrt{f'c} t L$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,8 * \sqrt{200} * 15 * 220 = 31735 \text{ Kg} \quad \text{Secc. 6.5.2.5}$$

$$\rho_m = \frac{Vu - V_{cr}}{F_R f_y d t} = \frac{10800 - 31735}{0,8 * 4200 * 220 * 15} = -0,00189 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sh} = \rho_{htd} = 0,0025 * 15 * 220 = 8,25 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4**  $as = 1,27 \text{ Cm}^2$   $as' = 1,27 \text{ Cm}^2$   
**En dos ramas**

$$Sh = \frac{100 as}{As} = \frac{100 * 1,27}{8,25} = 15 \text{ Cm} \quad \text{Armar con } \mathbf{4 @ 15}$$

$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - \frac{H}{L} \right] \left[ \rho_h - 0,0025 \right]$$

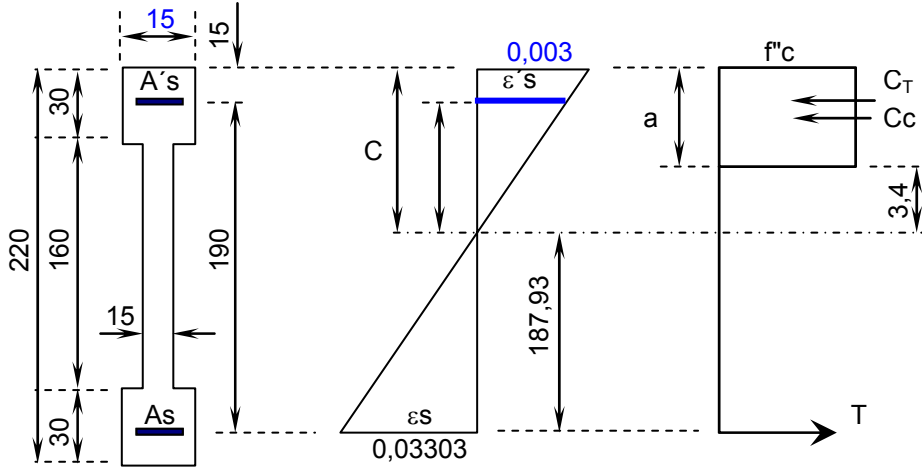
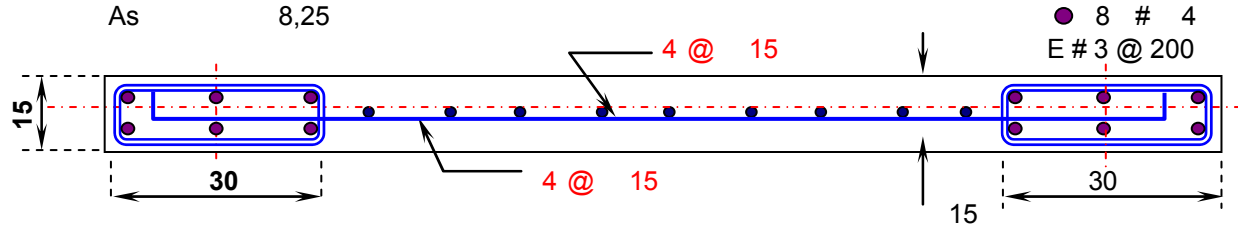
$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left[ 2,5 - 1,09 \right] \left[ -0,0019 - 0,0025 \right] = -0,00059 \quad \text{Se armara con mínimo}$$

$$A_{sv} = \rho_{vtd} = 0,0025 * 15 * 220 = 8,25 \text{ Cm}^2$$

**Se armara con varillas del # 4**  $as = 1,27 \text{ Cm}^2$   $as' = 1,27 \text{ Cm}^2$   
**En dos ramas**

**DISEÑO MURO DE CONCRETO MC - 2 LOC. EN EJE 8 ENTRE A - C COMB 24**

$Sh = \frac{100as}{As} = \frac{100 * 1,27}{8,25} = 15 \text{ Cm}$  Armar con # 4 @ 15



$a = 0.8 C$

$f'c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $Fy = 4200 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $Es = 2100000 \text{ Kg/Cm}^2$   
 $As' = 10,13 \text{ Cm}^2$   
 $As = 10,13 \text{ Cm}^2$

$a = 13,6552 \text{ Cm}$   
 $C = 17,069 \text{ Cm}$

$\frac{0,003}{17,069} = \frac{\epsilon's}{2,069} \quad \epsilon's = 0,00036 < \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002 \quad \text{No fluye el acero}$

$e's Es = 763,648 \text{ Kg/Cm}^2$

$C_T = 763,648 * 10,1342 = 7738,94 \text{ Kg}$   
 $C_C = ab f'c = [13,66 * 15 + 0,00 * 15] 170 = 34820,8 \text{ Kg}$

$\Sigma = 42559,7 \text{ Kg}$

$\frac{0,003}{17,069} = \frac{\epsilon s}{187,931} \quad \epsilon s = 0,03303 > \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0,002 \quad \text{Fluye el acero}$

$fs = fy = 4200 \text{ Kg/Cm}^2 \quad T = 4200 * 10,1342 = 42563,5 \text{ Kg} > 42559,7 \text{ Kg}$

Posición del eje neutro  $C = 17,069 \text{ Cm}$

**CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE**

	Fuerza Ton	Brazo m	Momento T-m
$C_T$	7,74	0,02069	0,16
$C_C$	34,82	0,10241	3,57
$T$	42,56	1,87931	79,99
			83,72

$M_R = 0,9 * 83,72 = 75,34 \text{ T-m}$

$L = 220 \text{ Cm}$   
 $Q = 2$   
 $\Delta = 0,8 \text{ Cm}$   
 $H = 240 \text{ Cm}$

$\frac{Q \Delta}{H} = 0,007$

$e \geq \frac{L}{600(Q \Delta / H)}$

Si se cumple se tiene que suministrar elementos extremos

$17,069 < \frac{220}{600(0,007)} = 52$   
 No se requiere elementos extremos

REVISION MURO DE MAMP. MIEMBRO 3 LOCALIZADO EN EJE 1 ENTRE A - C

COMB 25 PRIMER NIVEL

Concreto	=	200	Kg/Cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	=	4200	Kg/Cm <sup>2</sup>
Longitud de Muro ( L )	=	3,6	m
Altura de muro ( H )	=	2,4	m
Espesor de Muro	=	15	Cm
Resistencia de diseño a compresión f *m	=	19	Kg/Cm <sup>2</sup>
Resistencia de diseño esfuerzo cortante v*m	=	3,5	Kg/Cm <sup>2</sup>
Ancho de castillo	=	20	Cm
Peralte de castillo	=	15	Cm
Armado propuesto 6 # 3	As =	4,28	Cm <sup>2</sup>

### ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

Momento Ultimo	Mu	=	39,8	T-m	K = 1 Para muros extremos en los que se apoyan losas
Cortante Ultimo	Vu	=	10,5	Ton	
Carga axial ultima	Pu	=	23,8	Ton	

### REVISIÓN POR CARGA VERTICAL

$$e' = \left[ \frac{P_{losa}}{P_{losa} + P_{muro}} \right] \frac{t}{6} + \frac{t}{24}$$

$$F_E = \left[ 1 - \frac{2e'}{t} \right] \left\{ 1 - \left( \frac{kH}{30t} \right)^2 \right\} \left[ \left( 1 - \frac{H}{L} \right) + \frac{H}{L} \right] < 0,9 \quad ; \quad K = 1$$

$$e' = \frac{t}{6} + \frac{t}{24} = \frac{30}{144} t = 3,13 \text{ Cm}$$

$$F_E = 0,58 * 0,72 * 0,33 + 0,67 = 0,81$$

$$\frac{H}{t} < 20 \quad \frac{240}{15} = 16 < 20 \quad \text{Ok}$$

$$P_R = F_R F_E (f * m A_t + \sum A_s f_y) \quad F_R = 0,6 \text{ Para muros confinados}$$

$$P_R = 0,6 * 0,81 [ 19 * 15 * 360 + 4,28 * 4200 ] = 58287 \text{ Kg} > P_u = 23810 \text{ Kg}$$

### REVISIÓN POR CORTANTE

$$F_R = 0,7$$

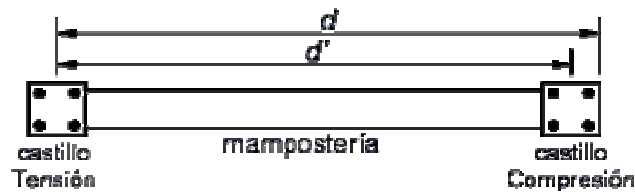
$$V_{mR1} = F_R (0,5 v_m * A_T + 0,3P) = 0,7 [ 0,5 * 3,5 * 15 * 360 + 0,3 * 23810 ]$$

$$V_{mR1} = 16593 \text{ Kg}$$

$$V_{mR2} = 1,5 F_R v_m * A_T = 1,5 * 0,7 * 3,5 * 15 * 360 = 19845 \text{ Kg}$$

$$V_m = 16593 \text{ Kg} > V_u = 10480 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESION



$d'$  = Es la distancia entre centros del acero

$$M_o = A_s F_y d'$$

$$M_{R1} = (F_R M_o + 0.3 P_u d); \text{ SI } P_u < P_R/3$$

$$M_{R2} = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d)(1 - P_u/P_R); \text{ SI } P_u > P_R/3$$

$$d' = 345 \text{ Cm} \quad F_R = 0,8 \text{ Si } P_u \leq P_R/3$$

$$d = 352,5 \text{ Cm} \quad F_R = 0,6 \text{ Si } P_u > P_R/3$$

$$M_o = 4,28 * 4200 * 345 = 6194988 \text{ Kg-cm}$$

$$P_u = 23810 \text{ Kg} > \frac{58287}{3} = 19428,9 \text{ Kg}$$

$$F_R = 0,6$$

$$M_{R1} = [ 0,6 * 6194988 + 0,3 * 23810 * 352,5 ] = 6234901 \text{ Kg-Cm}$$

$$M_{R2} = [ 1,5 * 0,6 * 6194988 + 0,15 * 58287 * 352,5 ] \left[ 1 - \frac{23810}{58287} \right]$$

$$M_{R2} = 5120881 \text{ Kg-Cm Rige}$$

$$M_R = 51,21 \text{ T-m} > M_u = 39,83 \text{ T-m Ok}$$

REVISION MURO DE MAMP. MIEMBRO 21 LOCALIZADO EN EJE M ENTRE 4 - 6

COMB 22 PRIMER NIVEL

Concreto	=	200	Kg/Cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	=	4200	Kg/Cm <sup>2</sup>
Longitud de Muro ( L )	=	2,15	m
Altura de muro ( H )	=	2,4	m
Espesor de Muro	=	15	Cm
Resistencia de diseño a compresión f *m	=	19	Kg/Cm <sup>2</sup>
Resistencia de diseño esfuerzo cortante v*m	=	3,5	Kg/Cm <sup>2</sup>
Ancho de castillo	=	20	Cm
Peralte de castillo	=	15	Cm
Armado propuesto 6 # 3	As =	4,28	Cm <sup>2</sup>

### ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

Momento Ultimo	Mu	=	19,1	T-m	K = 1 Para muros extremos en los que se apoyan losas
Cortante Ultimo	Vu	=	5,83	Ton	
Carga axial ultima	Pu	=	22,1	Ton	

### REVISIÓN POR CARGA VERTICAL

$$e' = \left[ \frac{P_{losa}}{P_{losa} + P_{muro}} \right] \frac{t}{6} + \frac{t}{24}$$

$$F_E = \left[ 1 - \frac{2e'}{t} \right] \left\{ 1 - \left( \frac{kH}{30t} \right)^2 \right\} \left[ \left( 1 - \frac{H}{L} \right) + \frac{H}{L} \right] < 0,9 \quad ; \quad K = 1$$

$$e' = \frac{t}{6} + \frac{t}{24} = \frac{30}{144} t = 3,13 \text{ Cm}$$

$$F_E = 0,58 * 0,72 * -0,12 + 1,12 = 1,07$$

$$\frac{H}{t} < 20 \quad \frac{240}{15} = 16 < 20 \quad \text{Ok}$$

$$P_R = F_R F_E (f * m A_t + \sum A_s f_y) \quad F_R = 0,6 \text{ Para muros confinados}$$

$$P_R = 0,6 * 0,9 \left[ 19 * 15 * 215 + 4,28 * 4200 \right] = 42785 \text{ Kg} > P_u = 22100 \text{ Kg}$$

### REVISIÓN POR CORTANTE

$$F_R = 0,7$$

$$V_{mR1} = F_R (0,5 v_m * A_T + 0,3 P) = 0,7 \left[ 0,5 * 3,5 * 15 * 215 + 0,3 * 22100 \right]$$

$$V_{mR1} = 12273,8 \text{ Kg}$$

$$V_{mR2} = 1,5 F_R v_m * A_T = 1,5 * 0,7 * 3,5 * 15 * 215 = 11851,9 \text{ Kg}$$

$$V_m = 11852 \text{ Kg} > V_u = 5830 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

REVISION MURO DE MAMP. MIEMBRO 21 LOCALIZADO EN EJE M ENTRE 4 - 6

COMB 22 PRIMER NIVEL

REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESION



$d'$  = Es la distancia entre centros del acero

$$M_o = A_s F_y d'$$

$$M_{R1} = (F_R M_o + 0.3 P_u d); \text{ SI } P_u < P_R/3$$

$$M_{R2} = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d)(1 - P_u/P_R); \text{ SI } P_u > P_R/3$$

$$d' = 200 \text{ Cm} \quad F_R = 0,8 \text{ Si } P_u \leq P_R/3$$

$$d = 207,5 \text{ Cm} \quad F_R = 0,6 \text{ Si } P_u > P_R/3$$

$$M_o = 4,28 * 4200 * 200 = 3591298 \text{ Kg-cm}$$

$$P_u = 22100 \text{ Kg} > \frac{42785}{3} = 14261,7 \text{ Kg}$$

$$F_R = 0,6$$

$$M_{R1} = [ 0,6 * 3591298 + 0,3 * 22100 * 207,5 ] = 3530504 \text{ Kg-Cm}$$

$$M_{R2} = [ 1,5 * 0,6 * 3591298 + 0,15 * 42785 * 207,5 ] \left[ 1 - \frac{22100}{42785} \right]$$

$$M_{R2} = 2206457 \text{ Kg-Cm Rige}$$

$$M_R = 22,06 \text{ T-m} > M_u = 19,10 \text{ T-m Ok}$$

REVISION MURO DE MAMP. MIEMBRO 16 LOCALIZADO EN EJE J ENTRE 1'-3

COMB 25 PRIMER NIVEL

Concreto	=	200	Kg/Cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	=	4200	Kg/Cm <sup>2</sup>
Longitud de Muro ( L )	=	1,35	m
Altura de muro ( H )	=	2,4	m
Espesor de Muro	=	15	Cm
Resistencia de diseño a compresión f *m	=	19	Kg/Cm <sup>2</sup>
Resistencia de diseño esfuerzo cortante v*m	=	3,5	Kg/Cm <sup>2</sup>
Ancho de castillo	=	20	Cm
Peralte de castillo	=	15	Cm
Armado propuesto 4 # 3	As =	2,85	Cm <sup>2</sup>

### ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

Momento Ultimo	Mu	=	5,8	T-m	K = 1 Para muros extremos en los que se apoyan losas
Cortante Ultimo	Vu	=	3,22	Ton	
Carga axial ultima	Pu	=	17	Ton	

### REVISIÓN POR CARGA VERTICAL

$$e' = \left[ \frac{P_{losa}}{P_{losa} + P_{muro}} \right] \frac{t}{6} + \frac{t}{24}$$

$$F_E = \left[ 1 - \frac{2e'}{t} \right] \left\{ 1 - \left( \frac{kH}{30t} \right)^2 \right\} \left[ \left( 1 - \frac{H}{L} \right) + \frac{H}{L} \right] < 0,9 \quad ; \quad K = 1$$

$$e' = \frac{t}{6} + \frac{t}{24} = \frac{30}{144} t = 3,13 \text{ Cm}$$

$$F_E = 0,58 * 0,72 * -0,78 + 1,78 = 1,45$$

$$\frac{H}{t} < 20 \quad \frac{240}{15} = 16 < 20 \quad \text{Ok}$$

$$P_R = F_R F_E (f * m A_t + \sum A_s f_y) \quad F_R = 0,6 \text{ Para muros confinados}$$

$$P_R = 0,6 * 0,9 \left[ 19 * 15 * 135 + 2,85 * 4200 \right] = 27241 \text{ Kg} > P_u = 17000 \text{ Kg}$$

### REVISIÓN POR CORTANTE

$$F_R = 0,7$$

$$V_{mR1} = F_R (0,5 v_m * A_T + 0,3P) = 0,7 \left[ 0,5 * 3,5 * 15 * 135 + 0,3 * 17000 \right]$$

$$V_{mR1} = 8643,75 \text{ Kg}$$

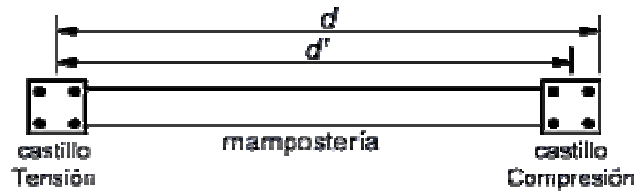
$$V_{mR2} = 1,5 F_R v_m * A_T = 1,5 * 0,7 * 3,5 * 15 * 135 = 7441,88 \text{ Kg}$$

$$V_m = 7442 \text{ Kg} > V_u = 3220 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

REVISION MURO DE MAMP. MIEMBRO 16 LOCALIZADO EN EJE J ENTRE 1'-3

COMB 25 PRIMER NIVEL

REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESION



$d'$  = Es la distancia entre centros del acero

$M_o = A_s F_y d'$

$M_{R1} = (F_R M_o + 0.3 P_u d)$ ; SI  $P_u < P_R/3$

$M_{R2} = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d)(1 - P_u/P_R)$ ; SI  $P_u > P_R/3$

$d' = 120 \text{ Cm}$        $F_R = 0,8 \text{ Si } P_u \leq P_R/3$

$d = 127,5 \text{ Cm}$        $F_R = 0,6 \text{ Si } P_u > P_R/3$

$M_o = 2,85 * 4200 * 120 = 1436519 \text{ Kg-cm}$

$P_u = 17000 \text{ Kg} > \frac{27241}{3} = 9080,28 \text{ Kg}$

$F_R = 0,6$

$M_{R1} = [ 0,6 * 1436519 + 0,3 * 17000 * 127,5 ] = 1512161 \text{ Kg-Cm}$

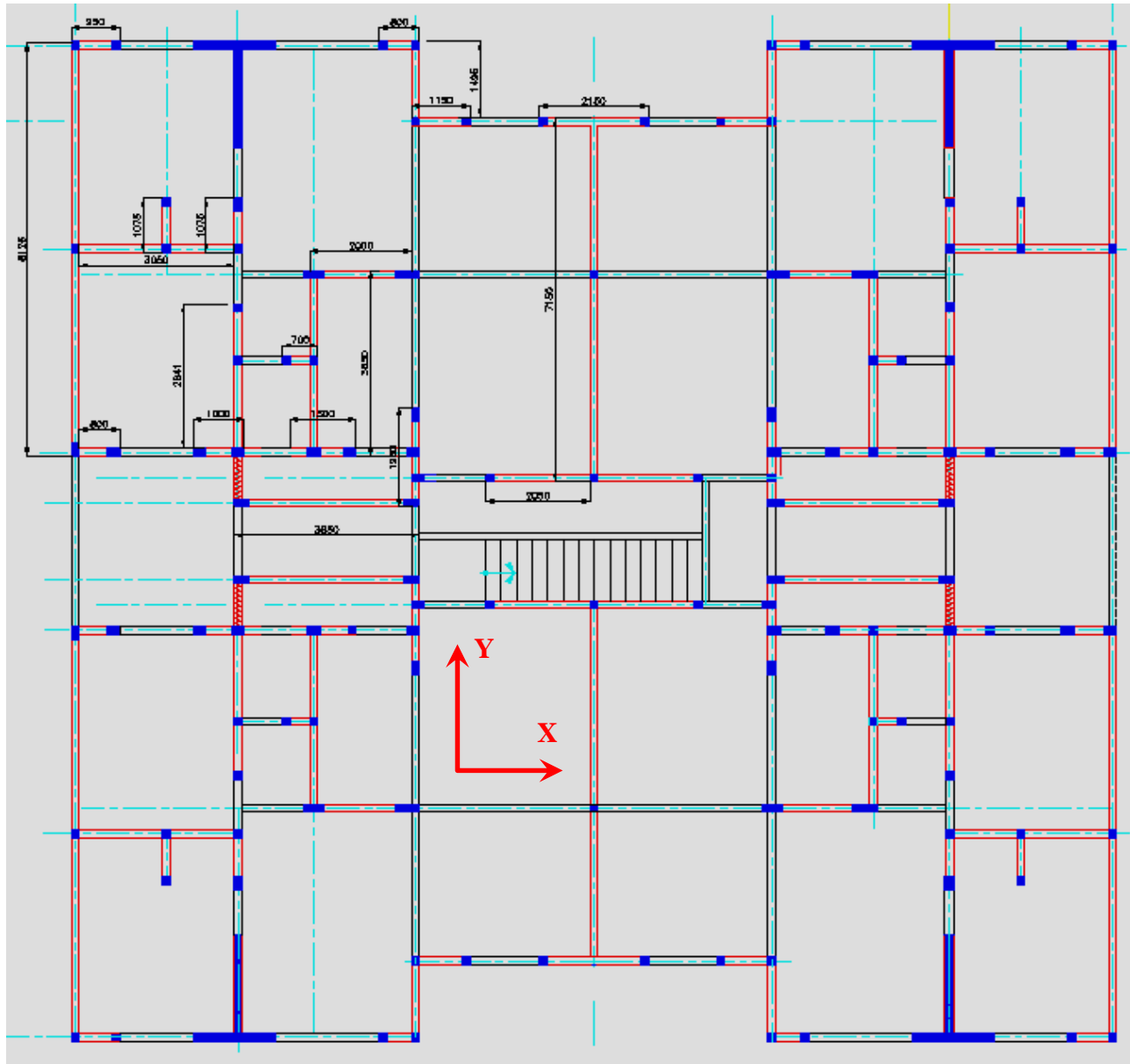
$M_{R2} = [ 1,5 * 0,6 * 1436519 + 0,15 * 27241 * 127,5 ] \left[ 1 - \frac{17000}{27241} \right]$

$M_{R2} = 681892 \text{ Kg-Cm Rige}$

$M_R = 6,82 \text{ T-m} > M_u = 5,80 \text{ T-m Ok}$



## REVISIÓN GLOBAL MUROS DE MAMPOSTERÍA PRIMER NIVEL DIRECCIÓN X



### REVISIÓN SENTIDO MÁS DESFAVORABLE

Longitud de Muros de mampostería en dirección X = 74.1 ml.

Longitud de Muros de mampostería en dirección Y = 95.14 ml.

Cortante Basal  $V_{bx} = 298.84 \text{ Ton}$      $t = 15 \text{ Cm}$      $v^* = 3.5 \text{ Kg/Cm}^2$

Cortante que toman los muros de concreto =  $25.2 * 4 = 100.8 \text{ Ton}$

$$\text{Esf. Cortante en los muros de mampostería} = \frac{298840 - 100800}{7410 * 15} = 1.78 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2} < 3.5 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2} \text{ Ok}$$

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE TERCER NIVEL, EJE "A", ENTRE EJES 1-4

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 1	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 5,11 T-m	Ancho de trabe = 15 Cm
Momento [ + ]	= 3,51 T-m	Peralte Total = 35 Cm
Cortante Máximo	= 3,86 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 32 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \mathbf{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right)^{0,75} = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)^{0,75} = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 510700}{0,9 * 15 * 32^2 * 170}} \right] = 0,01004 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,01004 * 15 * 32 = 4,82 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{4} \quad a_s = 1,27 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{4,82}{1,27} = \mathbf{3,8}$$

**Armar con 4 # 4**

$$M_R = 0,9 * 15 * 32^2 * 170 * 0,26081 (1 - 0,5 * 0,26081) = 5,33 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{4 * 1,27}{15 * 32} = 0,01056 \quad q = 0,01056 * \frac{4200}{170} = 0,26081$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 351000}{0,9 * 15 * 32^2 * 170}} \right] = 0,00658 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,00658 * 15 * 32 = 3,16 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{4} \quad a_s = 1,27 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{3,16}{1,27} = \mathbf{2,49}$$

**Armar con 3 # 4**

$$\rho = \frac{3 * 1,27}{15 * 32} = 0,00792 \quad q = 0,00792 * \frac{4200}{170} = 0,1956$$

## DISEÑO DE TRABE TERCER NIVEL, EJE "A", ENTRE EJES 1-4

$$M_R = 0,9 * 15 * 32^2 * 170 * 0,1956 \left[ 1 - 0,5 * 0,1956 \right] = 4,15 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 3860 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 15 * 32 \sqrt{200} = 13576 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 15 * 32 \left[ 0,2 + 20 * 0,01056 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2512 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 15 * 32 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2715 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3**  $as = 0,71 \text{ Cm}^2$

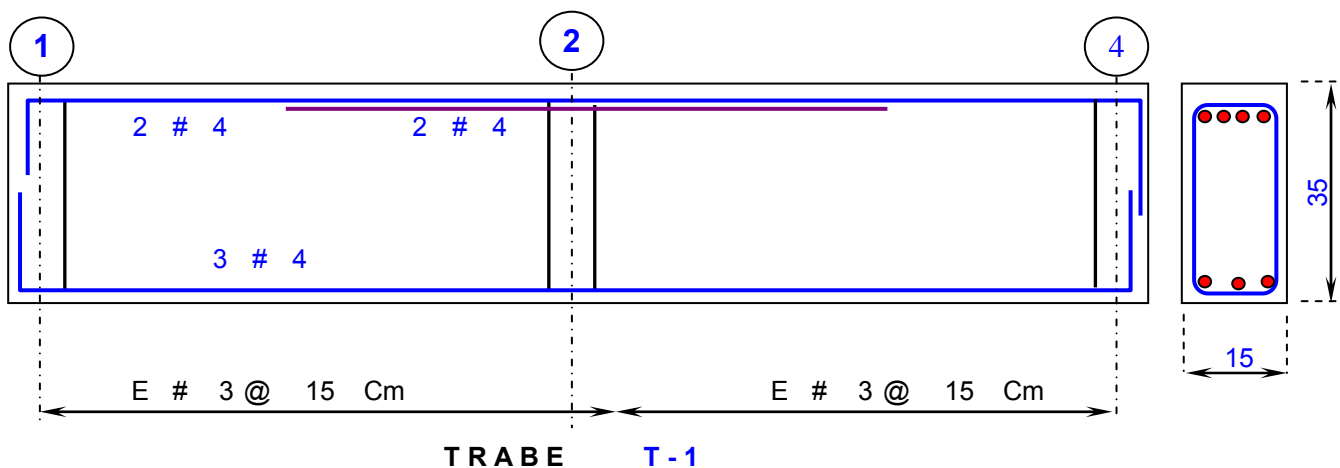
$$S = \frac{F_R Av fy d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 32}{3860 - 2512} = 114 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c} = 1,5 * 0,8 * 15 * 32 \sqrt{200} = 8146 \text{ Kg} > V_u$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 16 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 8 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No **3** @ **15** Cm



DISEÑO DE TRABE TERCER NIVEL, EJE "A", ENTRE EJES 1-4

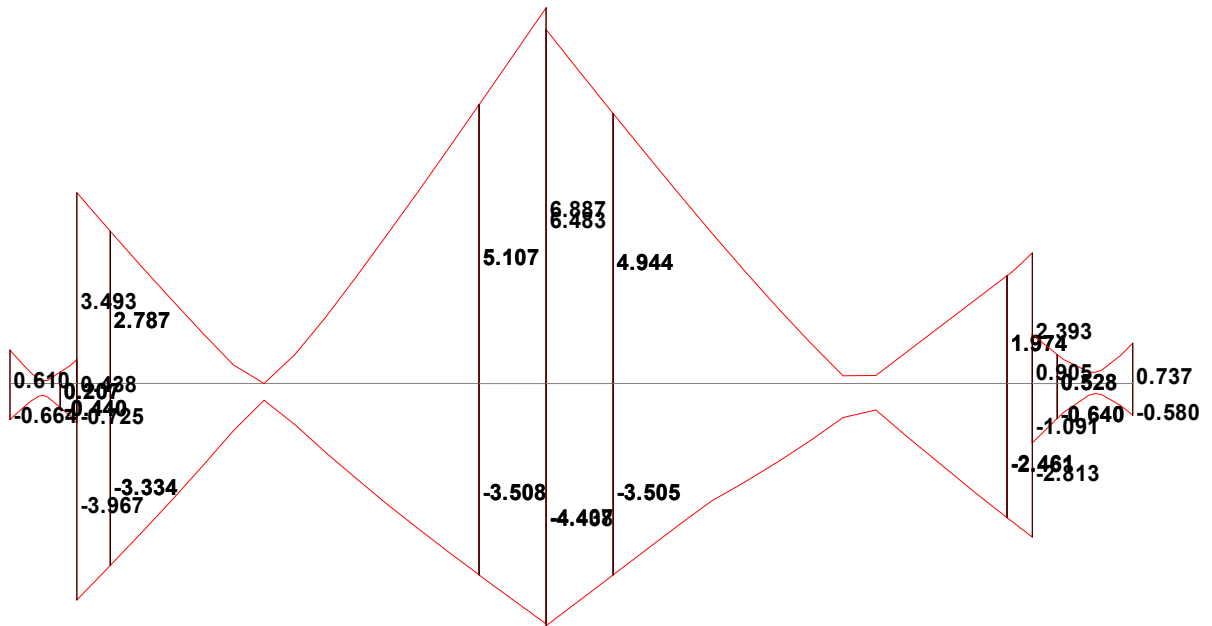


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE T - 1 ENVOLVENTE

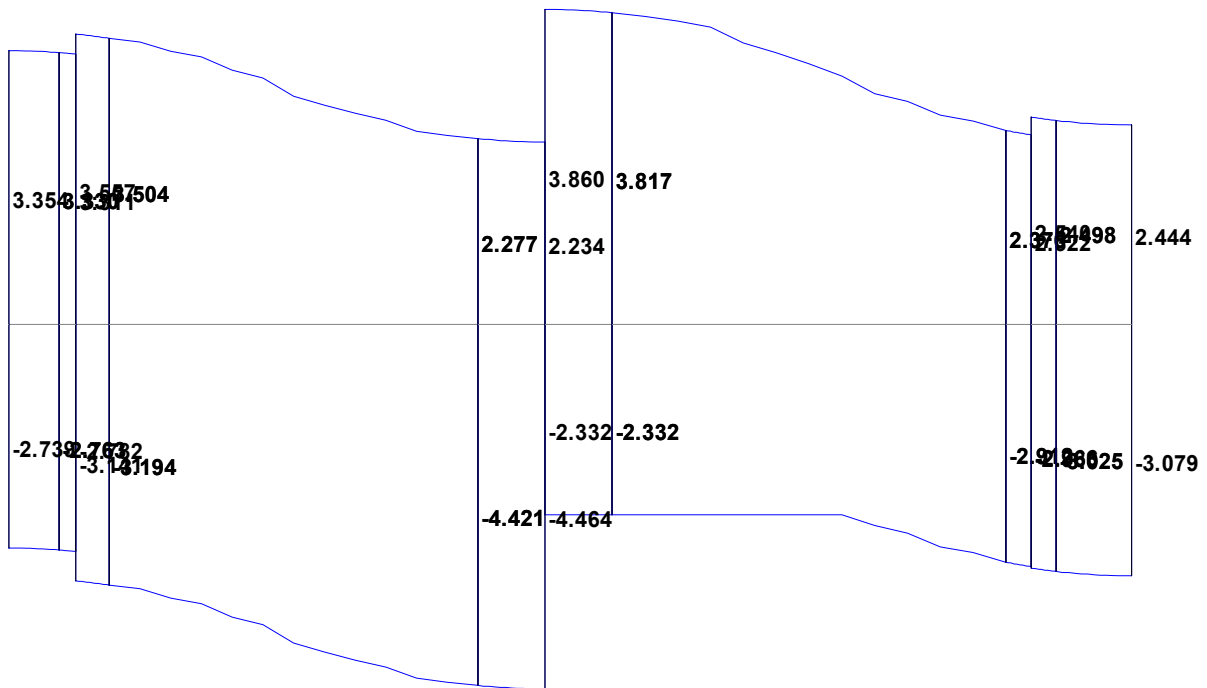


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE T - 1 ENVOLVENTE

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE PRIMER NIVEL, EJE "B", ENTRE EJES 4-6

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 2	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 5,7 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 4,1 T-m	Peralte Total = 35 Cm
Cortante Máximo	= 2,58 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 32 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 570000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right) = 0,00819 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00819 * 20 * 32 = 5,24 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{5} \quad a_s = 1,98 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{5,24}{1,98} = \mathbf{2,65}$$

**Armar con 3 # 5**

$$M_R = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,22922 (1 - 0,5 * 0,22922) = 6,36 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{3 * 1,98}{20 * 32} = 0,00928 \quad q = 0,00928 * \frac{4200}{170} = 0,22922$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 410000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right) = 0,0057 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,0057 * 20 * 32 = 3,65 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{5} \quad a_s = 1,98 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{3,65}{1,98} = \mathbf{1,84}$$

**Armar con 2 # 5**

$$\rho = \frac{2 * 1,98}{20 * 32} = 0,00619 \quad q = 0,00619 * \frac{4200}{170} = 0,15282$$

## DISEÑO DE TRABE PRIMER NIVEL, EJE "B", ENTRE EJES 4-6

$$M_R = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,15282 \left[ 1 - 0,5 * 0,15282 \right] = 4,42 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_{Rbd} (f'_c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 2580 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 18102 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 32 \left[ 0,2 + 20 * 0,00928 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3141 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3620 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3**  $as = 0,71 \text{ Cm}^2$

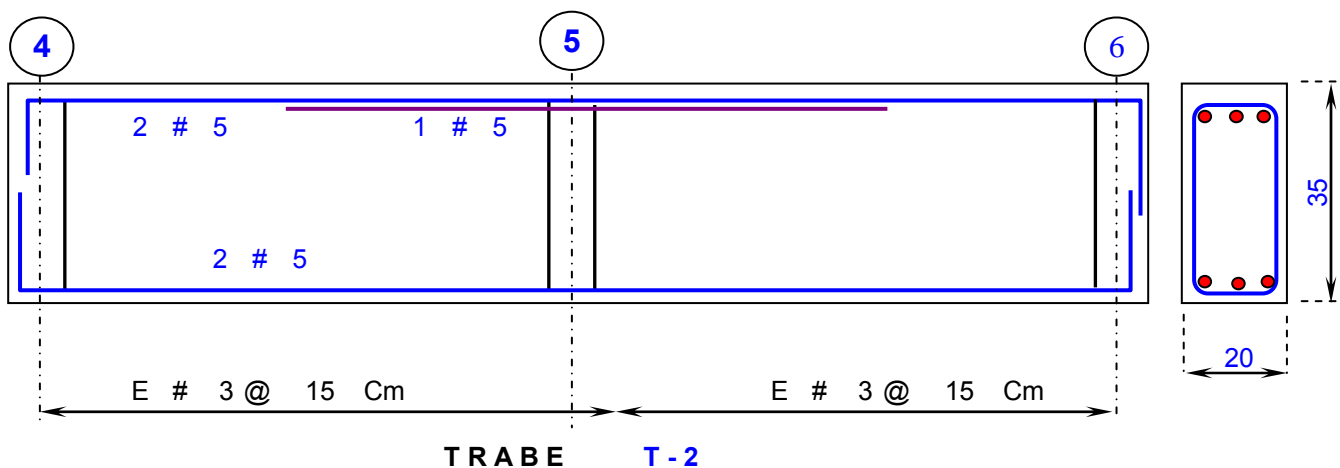
$$S = \frac{F_R Av fy d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 32}{2580 - 3141} = -273 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f'_c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 10861 \text{ Kg} > V_u$$

Si  $V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f'_c)^{1/2}$  Colocar estribos @ Sep =  $d/2 = 16 \text{ Cm}$

Si  $V_u > 1.5F_{Rbd} (f'_c)^{1/2}$  Colocar estribos @ Sep =  $d/4 = 8 \text{ Cm}$

Se colocara estribos del No **3** @ **15 Cm**



DISEÑO DE TRABE PRIMER NIVEL, EJE "B", ENTRE EJES 4-6



DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE T - 2 ENVOLVENTE

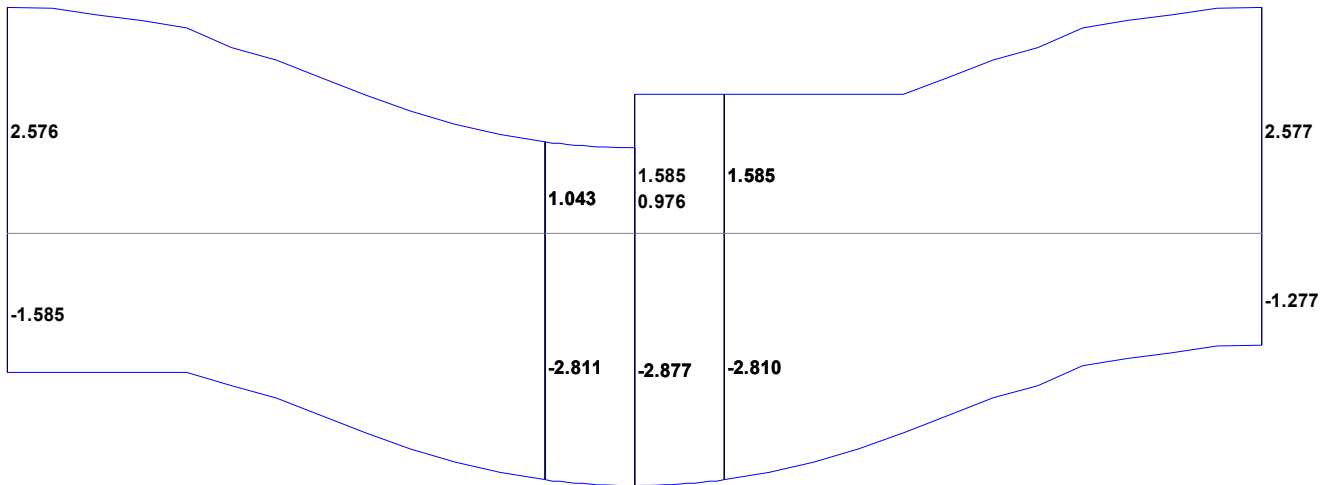


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE T - 2 ENVOLVENTE

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE TERCER NIVEL, EJE "C", ENTRE EJES 1-2

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 3	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 12,6 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 12,5 T-m	Peralte Total = 40 Cm
Cortante Máximo	= 9,29 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 37 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \mathbf{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right)^{0,75} = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)^{0,75} = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1260000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right) = 0,01493 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,01493 * 20 * 37 = 11,1 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{11,1}{2,85} = \mathbf{3,88}$$

**Armar con 4 # 6**

$$M_R = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,38064 (1 - 0,5 * 0,38064) = 12,91 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{4 * 2,85}{20 * 37} = 0,01541 \quad q = 0,01541 * \frac{4200}{170} = 0,38064$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1250000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right) = 0,01477 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,01477 * 20 * 37 = 10,9 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{10,9}{2,85} = \mathbf{3,83}$$

**Armar con 4 # 6**

$$\rho = \frac{4 * 2,85}{20 * 37} = 0,01541 \quad q = 0,01541 * \frac{4200}{170} = 0,38064$$



## DISEÑO DE TRABE PRIMER NIVEL, EJE "B", ENTRE EJES 4 - 6

$$M_R = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,38064 \left[ 1 - 0,5 * 0,38064 \right] = 12,91 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{DISEÑO POR CORTANTE}$$

$$V_u = 9290 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 20930 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 37 \left[ 0,2 + 20 * 0,01541 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4786 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4186 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

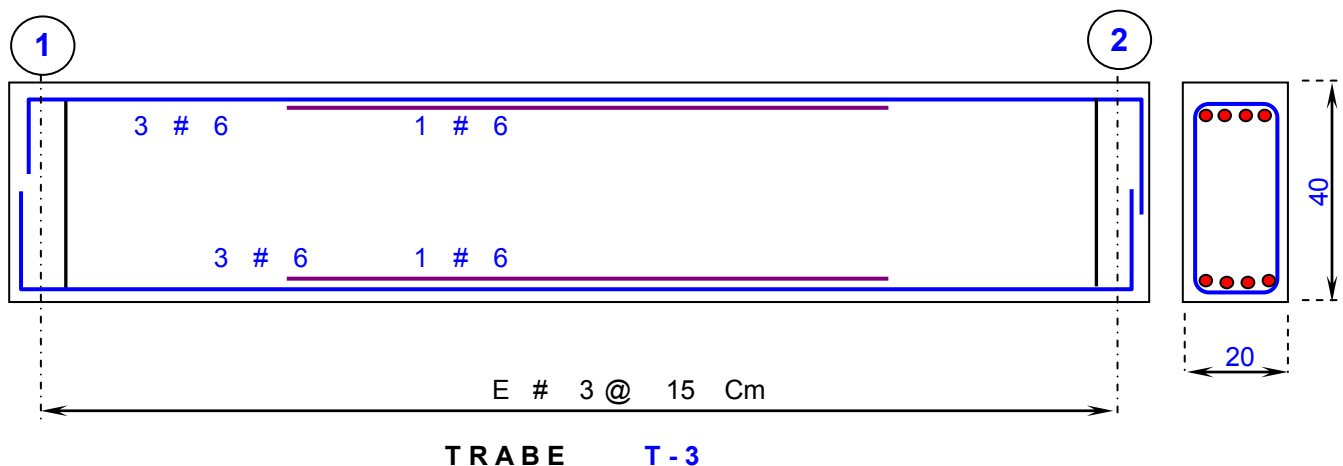
$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 37}{9290 - 4186} = 35 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 12558 \text{ Kg} > V_u$$

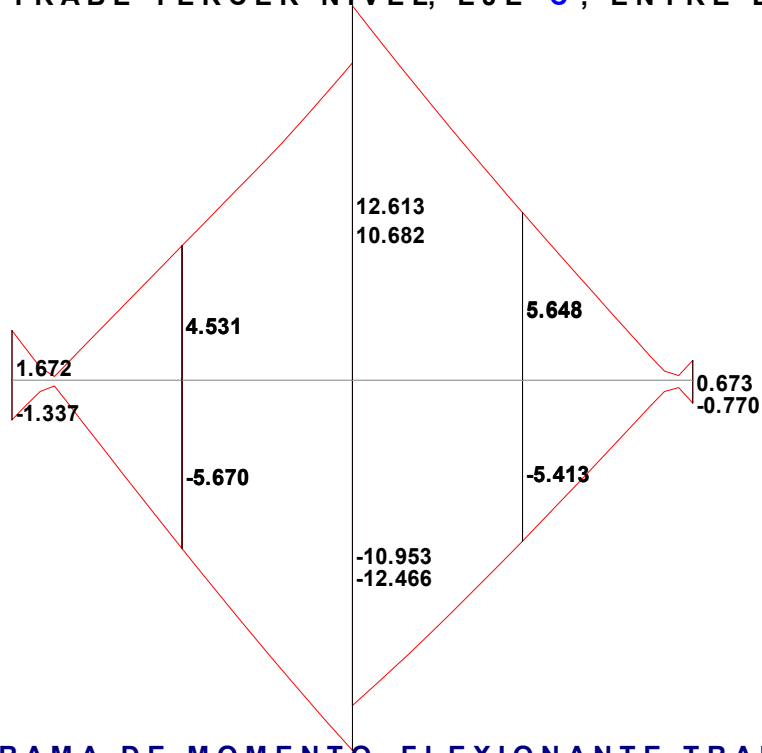
$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 19 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 9 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No **3** @ **15** Cm

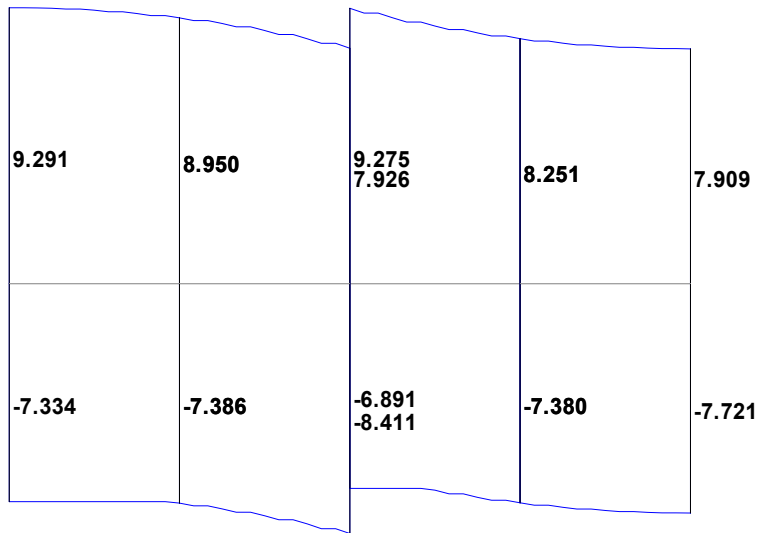


**DISEÑO DE TRABE TERCER NIVEL, EJE "C", ENTRE EJES 1-2**



**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE**

**T - 3**



**DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE**

**T - 3**

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "D", ENTRE EJES 2-8

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 4	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 8,75 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 8,87 T-m	Peralte Total = 40 Cm
Cortante Máximo	= 8,5 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 37 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \mathbf{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 875000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right) = 0,00959 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,00959 * 20 * 37 = 7,1 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{7,1}{2,85} = \mathbf{2,49}$$

**Armar con 3 # 6**

$$M_R = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,28548 (1 - 0,5 * 0,28548) = 10,25 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{3 * 2,85}{20 * 37} = 0,01156 \quad q = 0,01156 * \frac{4200}{170} = 0,28548$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 887000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right) = 0,00974 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,00974 * 20 * 37 = 7,21 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{7,21}{2,85} = \mathbf{2,53}$$

**Armar con 3 # 6**

$$\rho = \frac{3 * 2,85}{20 * 37} = 0,01156 \quad q = 0,01156 * \frac{4200}{170} = 0,28548$$

## DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "D", ENTRE EJES 2-8

$$M_R = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,28548 \left[ 1 - 0,5 * 0,28548 \right] = 10,25 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{DISEÑO POR CORTANTE}$$

$$V_u = 8500 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 20930 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 37 \left[ 0,2 + 20 * 0,01156 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4060 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4186 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

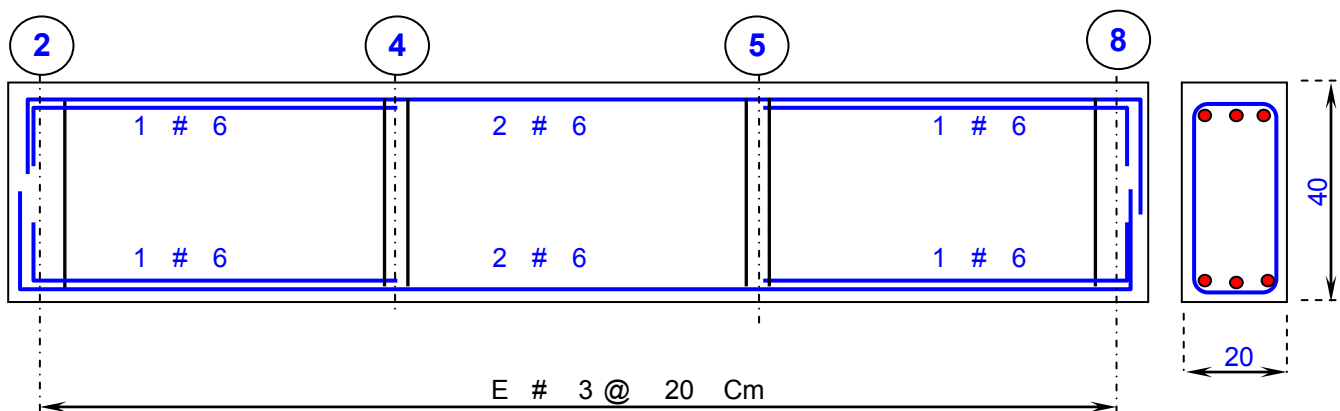
$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 37}{8500 - 4060} = 40 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 12558 \text{ Kg} > V_u$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 19 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 9 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No **3** @ **20** Cm



TRABE T-4

DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "D", ENTRE EJES 2-8

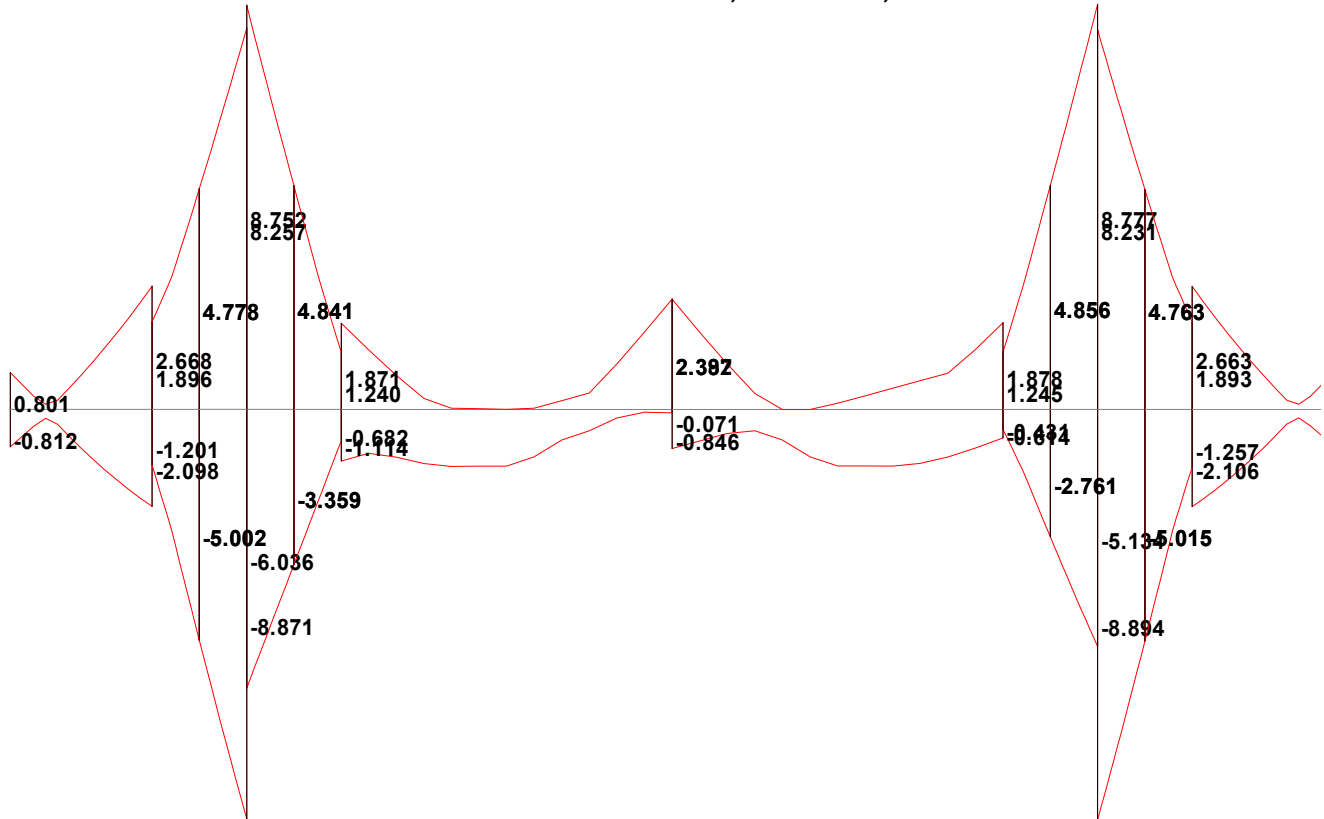


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE T - 4 ENVOLVENTE

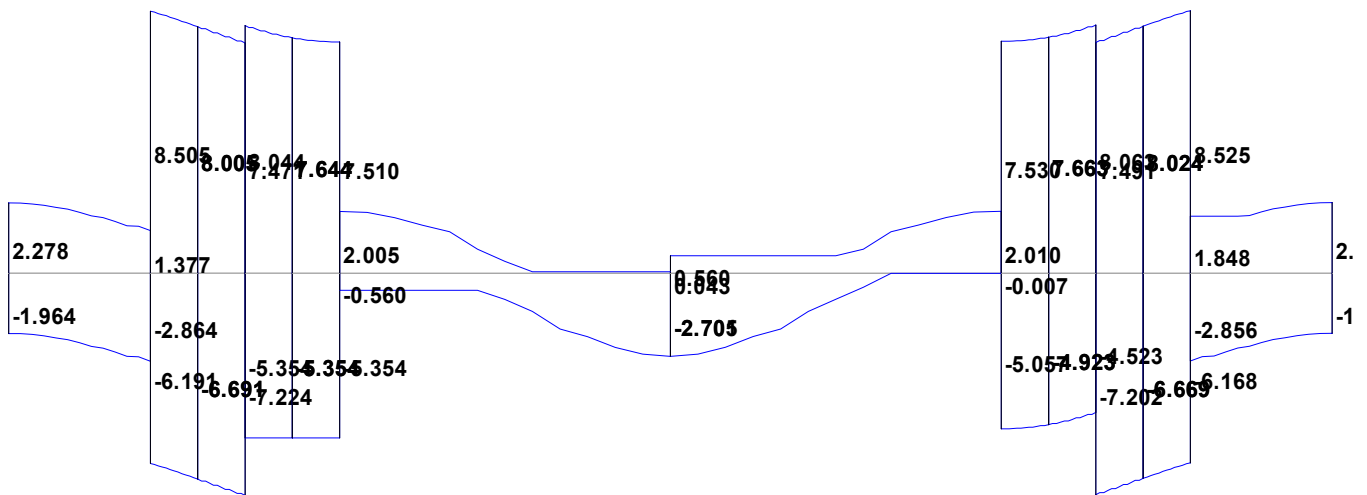


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE T - 4 ENVOLVENTE

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "J", ENTRE EJES 1-4

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 5	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 4,12 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 3,09 T-m	Peralte Total = 35 Cm
Cortante Máximo	= 4,36 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 32 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \mathbf{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right)^{0,75} = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)^{0,75} = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 412000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right) = 0,00573 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,00573 * 20 * 32 = 3,67 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **4**  $a_s = 1,27 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{3,67}{1,27} = \mathbf{2,9}$

**Armar con 3 # 4**

$$M_R = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,1467 (1 - 0,5 * 0,1467) = 4,26 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{3}{20} * \frac{1,27}{32} = 0,00594 \quad q = 0,00594 * \frac{4200}{170} = 0,1467$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 309000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right) = 0,00421 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,00421 * 20 * 32 = 2,69 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **4**  $a_s = 1,27 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{2,69}{1,27} = \mathbf{2,12}$

**Armar con 3 # 4**

$$\rho = \frac{3}{20} * \frac{1,27}{32} = 0,00594 \quad q = 0,00594 * \frac{4200}{170} = 0,1467$$

## DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "J", ENTRE EJES 1-4

$$M_R = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,1467 [1 - 0,5 * 0,1467] = 4,26 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_Rbd (f^*c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 4360 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 18102 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 32 [0,2 + 20 * 0,00594] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2597 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_Rbd \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3620 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

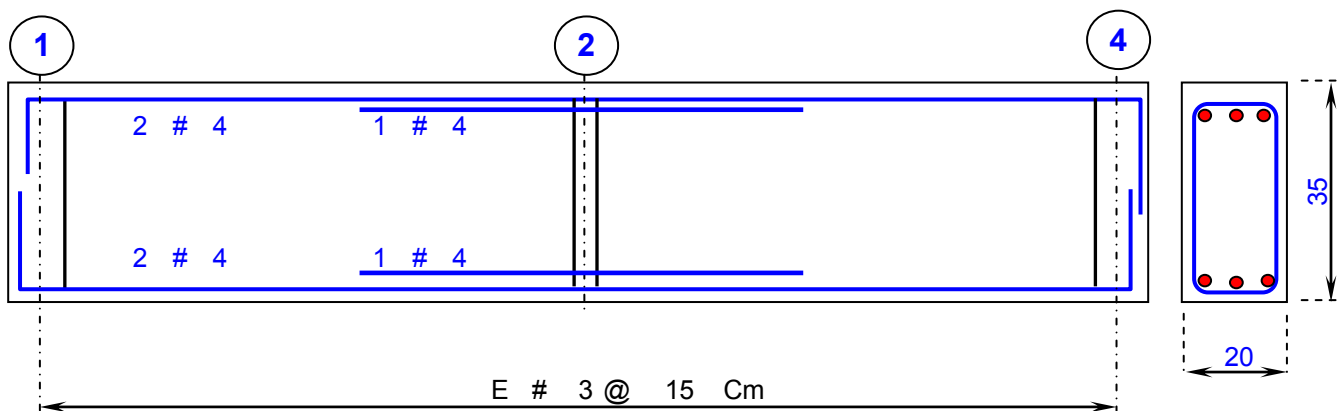
$$S = \frac{F_R Av fy d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 32}{4360 - 2597} = 87 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_Rbd \sqrt{f^*c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 10861 \text{ Kg} > V_u$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_Rbd (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 16 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_Rbd (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 8 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No **3** @ **15** Cm



TRABE T-5

DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "J", ENTRE EJES 1-4

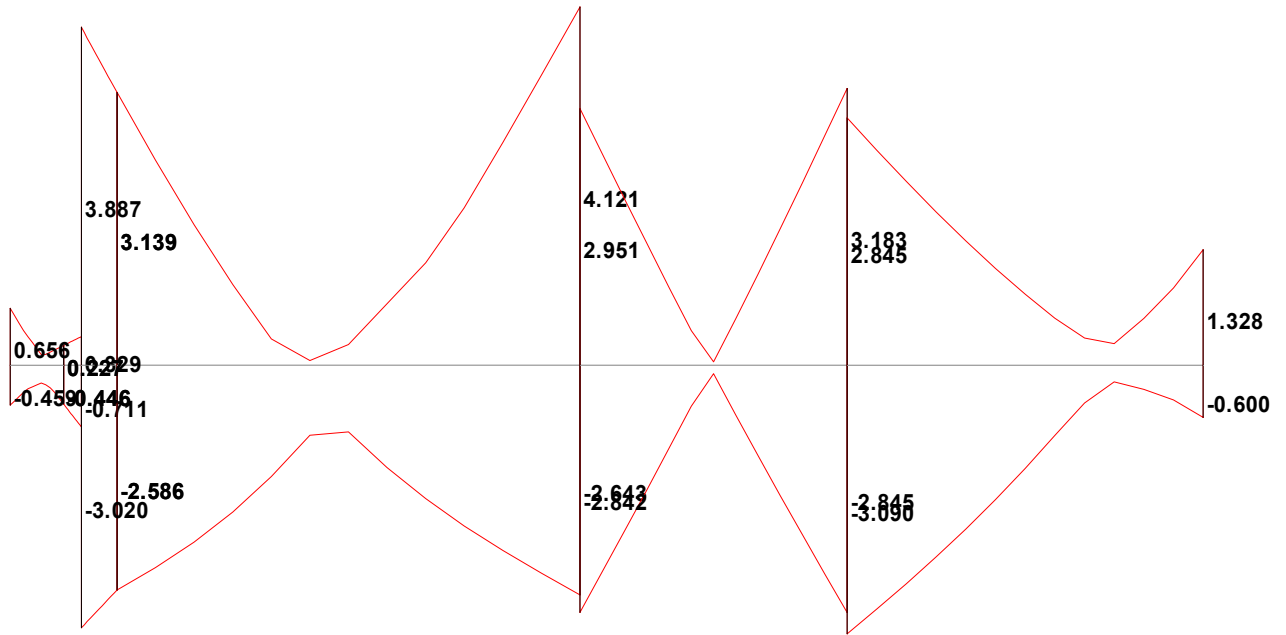


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE T - 5 ENVOLVENTE

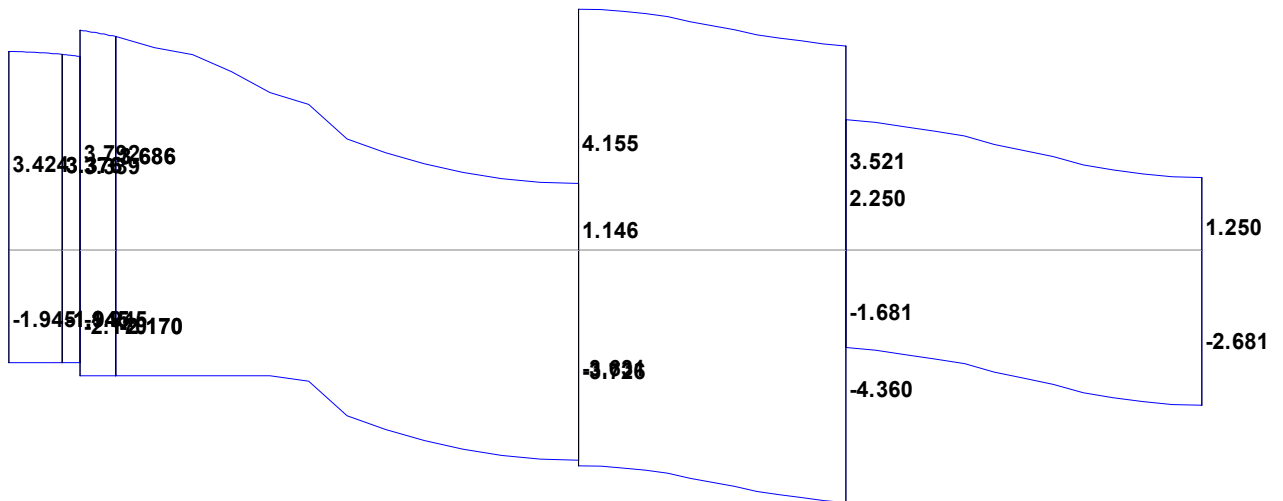


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE T - 5 ENVOLVENTE



## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE TERCER NIVEL, EJE "I", ENTRE EJES 4-6

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 6	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 10,5 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 9,29 T-m	Peralte Total = 40 Cm
Cortante Máximo	= 5,62 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 37 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'c}{fy}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{fy} \left( \frac{6000}{fy+6000} \right)^{0,75} = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)^{0,75} = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{F_R b d^2 f'c}} \right] \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1050000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right] = 0,01189 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,01189 * 20 * 37 = 8,8 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } 6 \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{8,8}{2,85} = 3,09$$

**Armar con 4 # 6**

$$M_R = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,38064 (1 - 0,5 * 0,38064) = 12,91 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{4 * 2,85}{20 * 37} = 0,01541 \quad q = 0,01541 * \frac{4200}{170} = 0,38064$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 929000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right] = 0,01028 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,01028 * 20 * 37 = 7,61 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } 6 \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{7,61}{2,85} = 2,67$$

**Armar con 3 # 6**

$$\rho = \frac{3 * 2,85}{20 * 37} = 0,01156 \quad q = 0,01156 * \frac{4200}{170} = 0,28548$$

### DISEÑO DE TRABE TERCER NIVEL, EJE "I", ENTRE EJES 4 - 6

$$M_R = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,28548 \left[ 1 - 0,5 * 0,28548 \right] = 10,25 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{DISEÑO POR CORTANTE}$$

$$V_u = 5620 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 20930 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 37 \left[ 0,2 + 20 * 0,01541 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4786 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4186 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

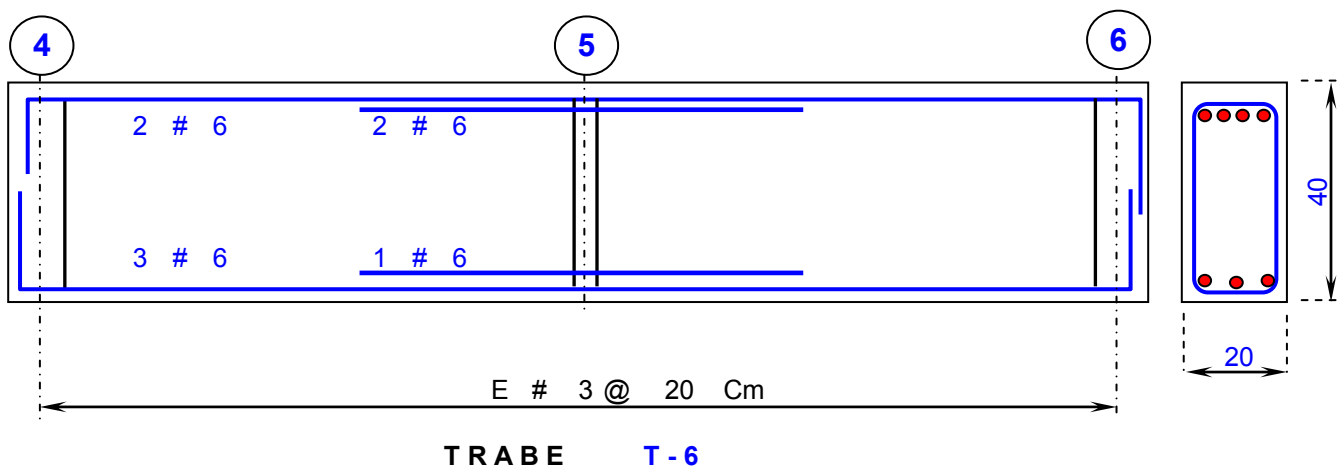
$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 37}{5620 - 4186} = 124 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 12558 \text{ Kg} > V_u$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 19 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 9 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No **3** @ **20** Cm



DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "I", ENTRE EJES 4-6

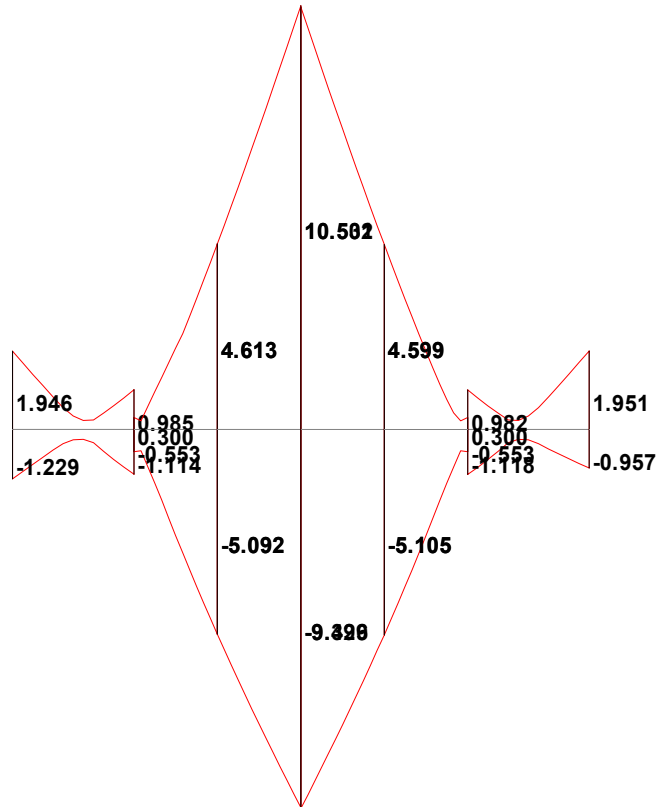


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE

T - 6

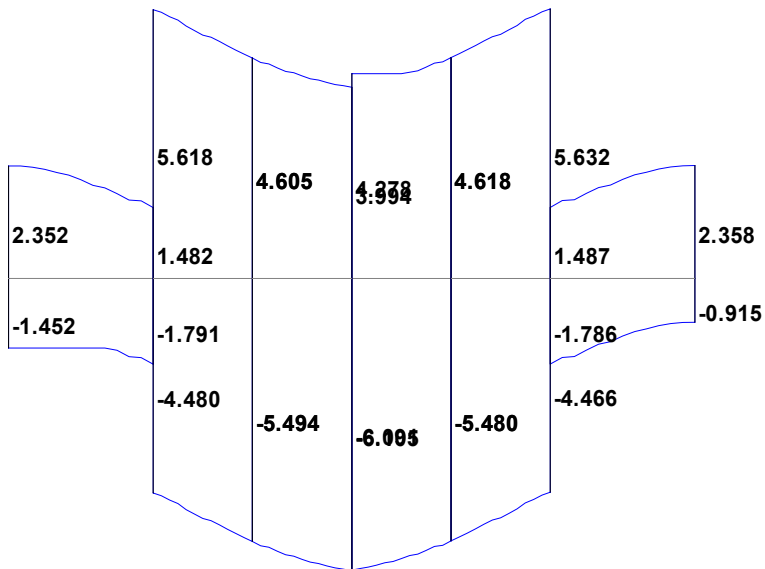


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE

T - 6

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "1", ENTRE EJES A-N

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 7	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 11,2 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 10 T-m	Peralte Total = 40 Cm
Cortante Máximo	= 6,8 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 37 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'c}{fy}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{fy} \left( \frac{6000}{fy+6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{FRbd^2f'c}} \right) \quad As = \rho b d \quad MR = FRbd^2f'cq (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1120000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right) = 0,01287 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$As = 0,01287 * 20 * 37 = 9,52 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad as = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{9,52}{2,85} = \mathbf{3,34}$$

**Armar con 4 # 6**

$$MR = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,38064 (1 - 0,5 * 0,38064) = 12,91 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{4 * 2,85}{20 * 37} = 0,01541 \quad q = 0,01541 * \frac{4200}{170} = 0,38064$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1000000}{0,9 * 20 * 37^2 * 170}} \right) = 0,01122 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$As = 0,01122 * 20 * 37 = 8,3 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad as = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{8,3}{2,85} = \mathbf{2,91}$$

**Armar con 3 # 6**

$$\rho = \frac{3 * 2,85}{20 * 37} = 0,01156 \quad q = 0,01156 * \frac{4200}{170} = 0,28548$$

**DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "1", ENTRE EJES A - N**

$$M_R = 0,9 * 20 * 37^2 * 170 * 0,28548 \left[ 1 - 0,5 * 0,28548 \right] = 10,25 \text{ T-m}$$

$V_u > 2.5F_{Rbd} (f^*_c)^{1/2}$       **DISEÑO POR CORTANTE**

$$V_u = 6800 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 20930 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

Si  $\rho < 0.015$        $V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*_c}$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 37 \left[ 0,2 + 20 * 0,01541 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4786 \text{ Kg}$$

Si  $\rho \geq 0.015$        $V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f^*_c}$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4186 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

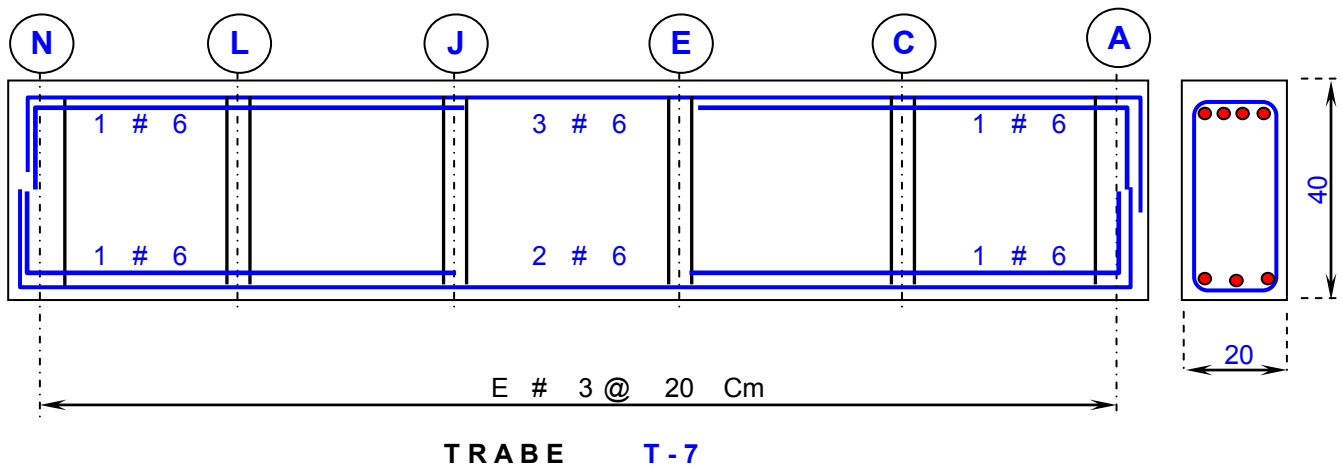
$$S = \frac{F_R Av fy d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 37}{6800 - 4186} = 68 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f^*_c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 37 \sqrt{200} = 12558 \text{ Kg} > V_u$$

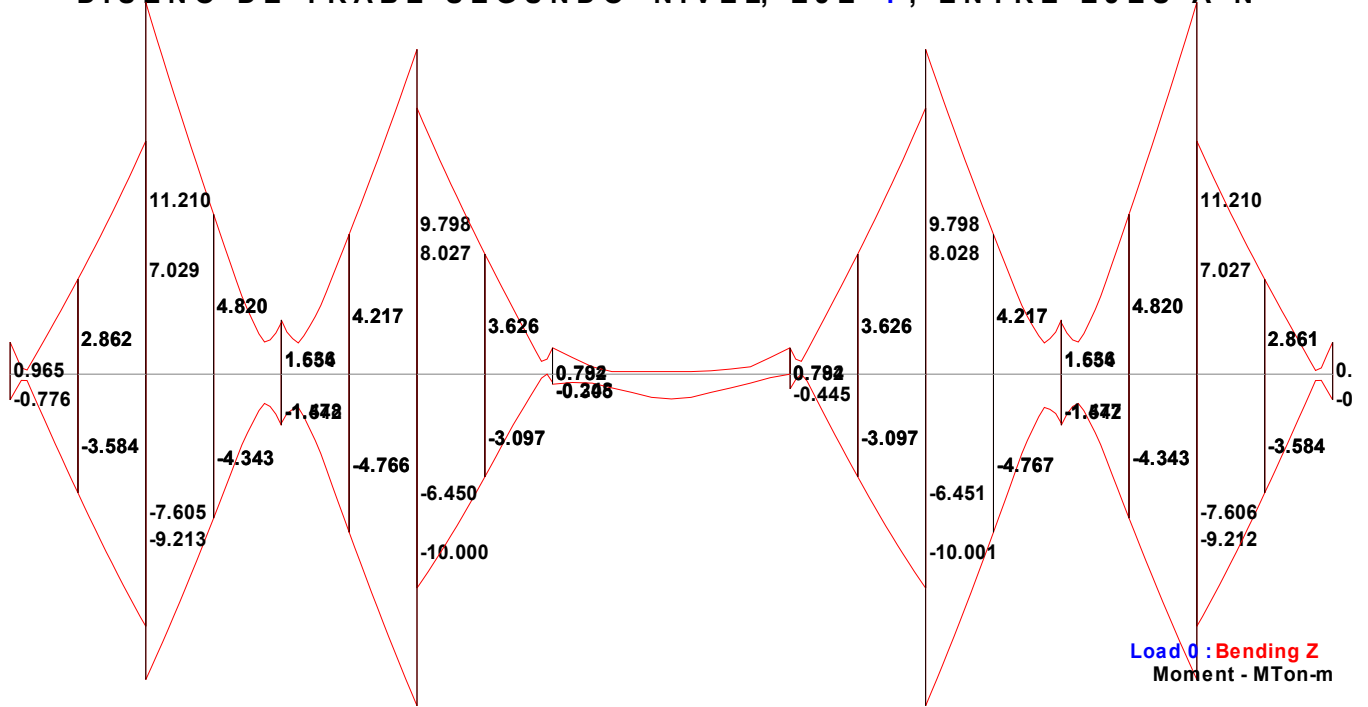
Si  $V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f^*_c)^{1/2}$       Colocar estribos @ Sep = d/2 = **19** Cm

Si  $V_u > 1.5F_{Rbd} (f^*_c)^{1/2}$       Colocar estribos @ Sep = d/4 = **9** Cm

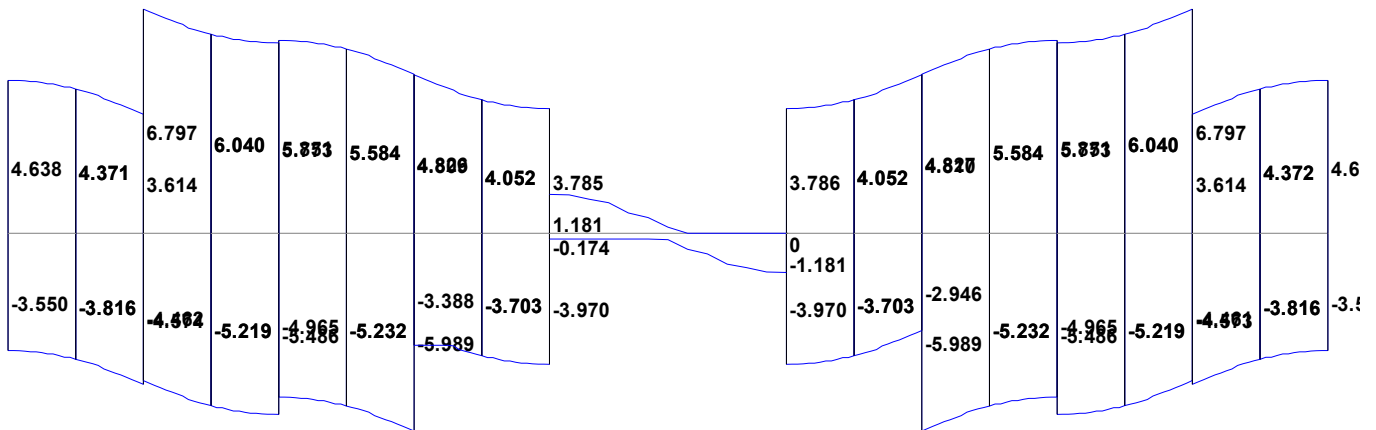
Se colocara estribos del No **3** @ **20** Cm



**DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "1", ENTRE EJES A-N**



**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE T - 7**



**DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE T - 7**

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "2", ENTRE EJES A-N

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 8	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 6,02 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 5,8 T-m	Peralte Total = 35 Cm
Cortante Máximo	= 7,08 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 32 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'c}{fy}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \mathbf{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{fy} \left( \frac{6000}{fy+6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{FRbd^2f'c}} \right) \quad As = \rho b d \quad MR = FRbd^2f'cq (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 602000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right) = 0,00871 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$As = 0,00871 * 20 * 32 = 5,58 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **5**  $as = 1,98 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{5,58}{1,98} = 2,82$

**Armar con 3 # 5**

$$MR = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,22922 (1 - 0,5 * 0,22922) = 6,36 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{3 * 1,98}{20 * 32} = 0,00928 \quad q = 0,00928 * \frac{4200}{170} = 0,22922$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 580000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right) = 0,00835 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$As = 0,00835 * 20 * 32 = 5,35 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **5**  $as = 1,98 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{5,35}{1,98} = 2,7$

**Armar con 3 # 5**

$$\rho = \frac{3 * 1,98}{20 * 32} = 0,00928 \quad q = 0,00928 * \frac{4200}{170} = 0,22922$$

## DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "2", ENTRE EJES A - N

$$M_R = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,22922 \left[ 1 - 0,5 * 0,22922 \right] = 6,36 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_Rbd (f^*c)^{1/2} \quad \text{DISEÑO POR CORTANTE}$$

$$V_u = 7080 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 18102 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 32 \left[ 0,2 + 20 * 0,00928 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3141 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_Rbd \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3620 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

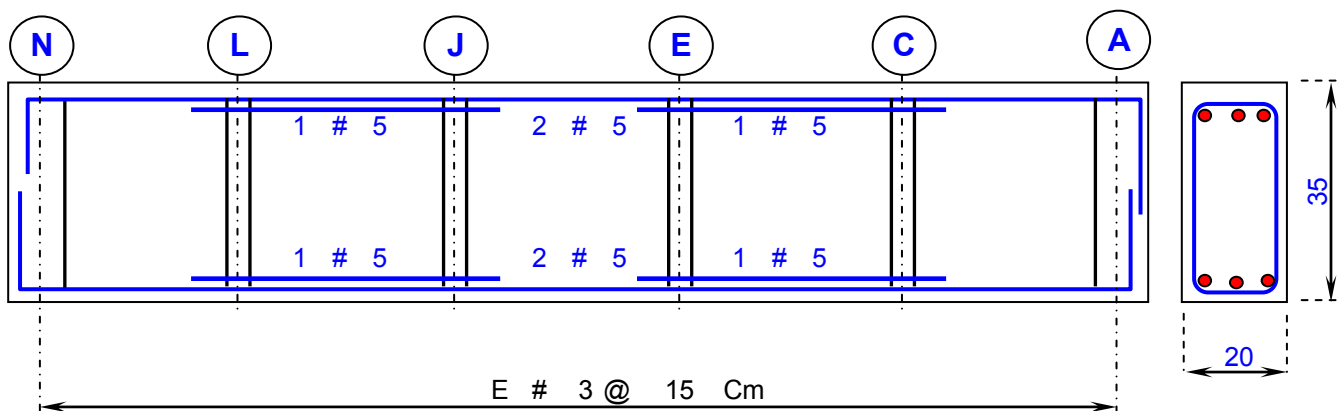
$$S = \frac{F_R Av fy d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 32}{7080 - 3141} = 39 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_Rbd \sqrt{f^*c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 10861 \text{ Kg} > V_u$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_Rbd (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 16 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_Rbd (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 8 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No **3** @ **15** Cm



TRABE T-8



DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "2", ENTRE EJES A-N

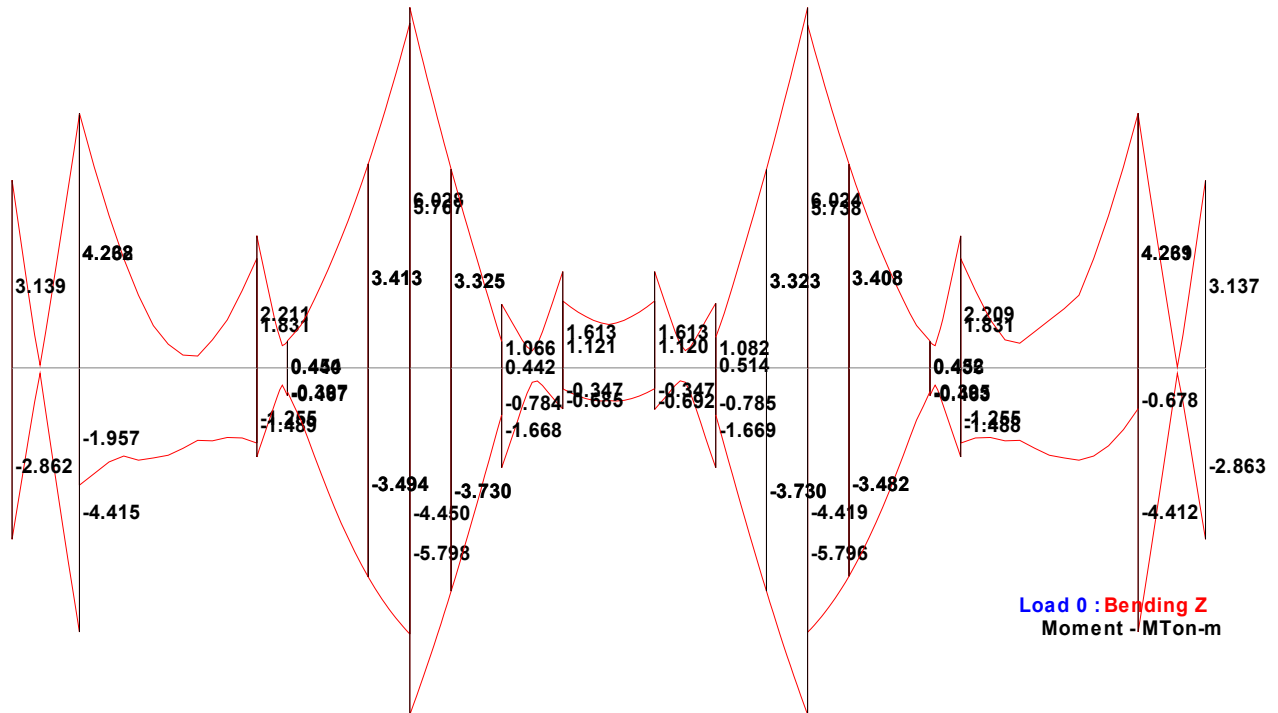


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE T - 8

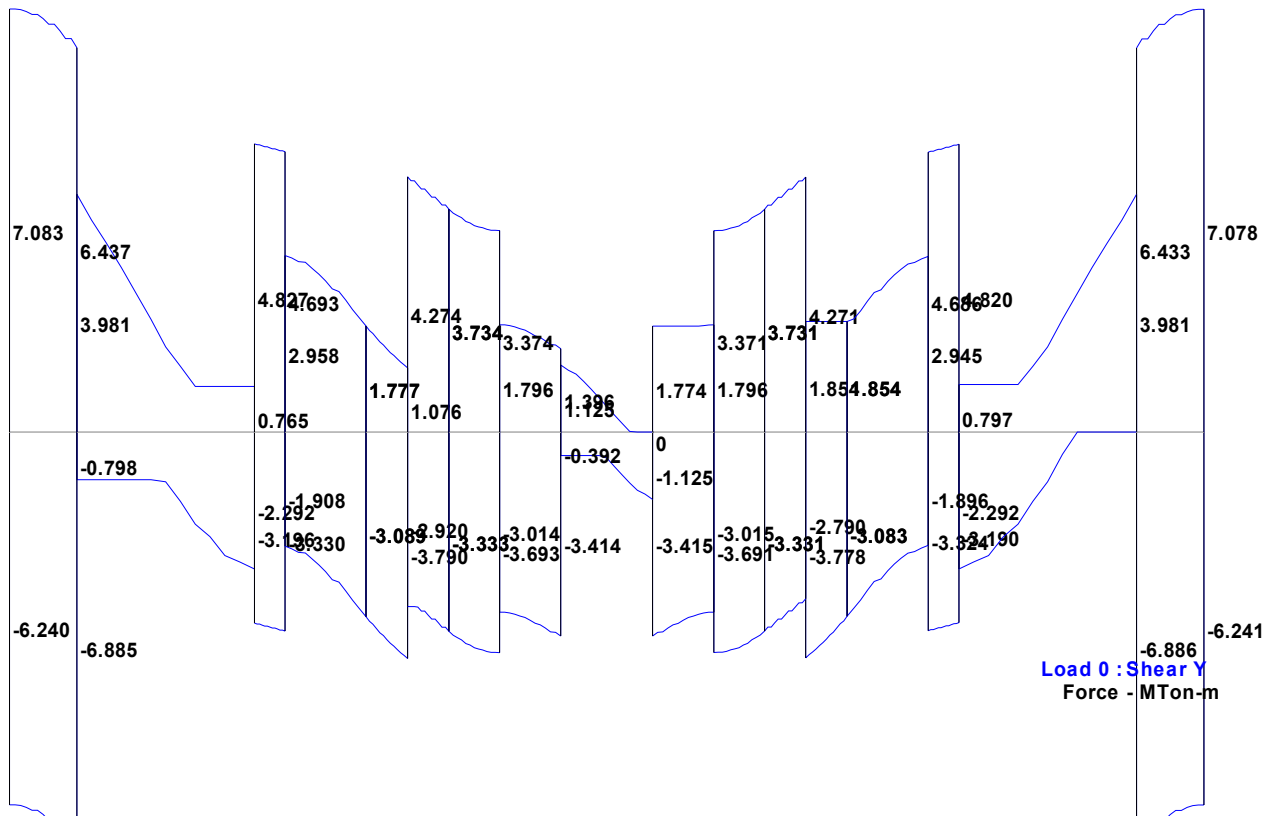


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE T - 8

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "4", ENTRE EJES A-N

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 9	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 6,05 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 4,35 T-m	Peralte Total = 35 Cm
Cortante Máximo	= 6,01 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 32 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'c}{fy}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{fy} \left( \frac{6000}{fy+6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{F_R b d^2 f'c}} \right] \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 605000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right] = 0,00876 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00876 * 20 * 32 = 5,61 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{5} \quad a_s = 1,98 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{5,61}{1,98} = \mathbf{2,83}$$

**Armar con 3 # 5**

$$M_R = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,22922 (1 - 0,5 * 0,22922) = 6,36 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{3 * 1,98}{20 * 32} = 0,00928 \quad q = 0,00928 * \frac{4200}{170} = 0,22922$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 435000}{0,9 * 20 * 32^2 * 170}} \right] = 0,00608 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00608 * 20 * 32 = 3,89 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{5} \quad a_s = 1,98 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{3,89}{1,98} = \mathbf{1,97}$$

**Armar con 2 # 5**

$$\rho = \frac{2 * 1,98}{20 * 32} = 0,00619 \quad q = 0,00619 * \frac{4200}{170} = 0,15282$$

**DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "2", ENTRE EJES A - N**

$$M_R = 0,9 * 20 * 32^2 * 170 * 0,15282 \left[ 1 - 0,5 * 0,15282 \right] = 4,42 \text{ T-m}$$

$V_u > 2.5F_{Rbd} (f^*_c)^{1/2}$       **DISEÑO POR CORTANTE**

$$V_u = 6010 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 18102 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

Si  $\rho < 0.015$        $V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*_c}$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 32 \left[ 0,2 + 20 * 0,00928 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3141 \text{ Kg}$$

Si  $\rho \geq 0.015$        $V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f^*_c}$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3620 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

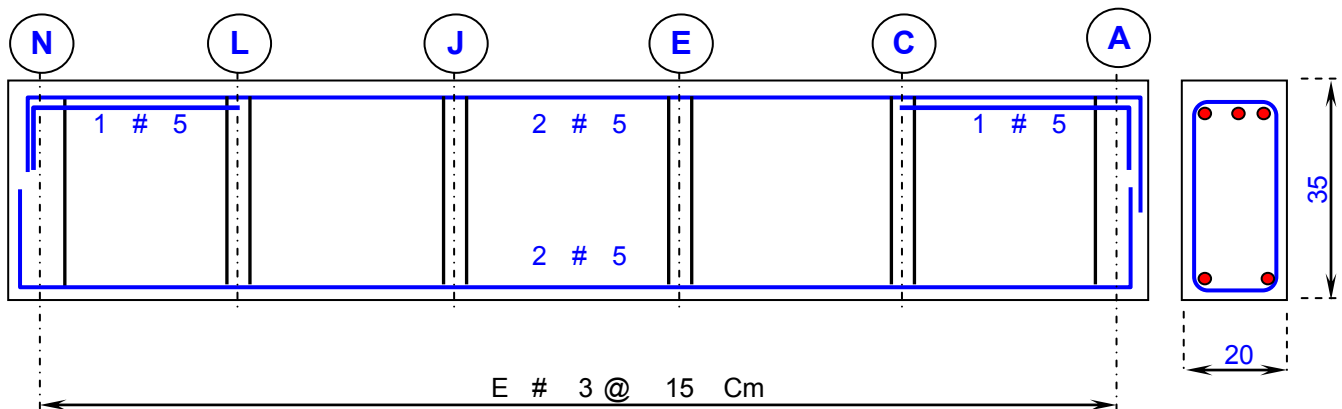
$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 32}{6010 - 3141} = 53 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f^*_c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 32 \sqrt{200} = 10861 \text{ Kg} > V_u$$

Si  $V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f^*_c)^{1/2}$       Colocar estribos @ Sep = d/2 = **16** Cm

Si  $V_u > 1.5F_{Rbd} (f^*_c)^{1/2}$       Colocar estribos @ Sep = d/4 = **8** Cm

Se colocara estribos del No **3** @ **15** Cm



**TRABE T-9**



## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "5", ENTRE EJES B-M

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	T - 10	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 13,6 T-m	Ancho de trabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 10,9 T-m	Peralte Total = 45 Cm
Cortante Máximo	= 9 Ton	Recubrimiento = 3 Cm
		Peralte efectivo = 42 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \mathbf{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right)^{0,75} = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)^{0,75} = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1360000}{0,9 * 20 * 42^2 * 170}} \right) = 0,01197 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,01197 * 20 * 42 = 10,1 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{10,1}{2,85} = \mathbf{3,53}$$

**Armar con 4 # 6**

$$M_R = 0,9 * 20 * 42^2 * 170 * 0,33532 (1 - 0,5 * 0,33532) = 15,07 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{4 * 2,85}{20 * 42} = 0,01357 \quad q = 0,01357 * \frac{4200}{170} = 0,33532$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1090000}{0,9 * 20 * 42^2 * 170}} \right) = 0,00922 < 0,01786 \quad \mathbf{Ok}$$

$$A_s = 0,00922 * 20 * 42 = 7,75 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con del varillas del No } \mathbf{6} \quad a_s = 2,85 \text{ Cm}^2 \quad \text{No de var.} = \frac{7,75}{2,85} = \mathbf{2,72}$$

**Armar con 3 # 6**

$$\rho = \frac{3 * 2,85}{20 * 42} = 0,01018 \quad q = 0,01018 * \frac{4200}{170} = 0,25149$$

## DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "5", ENTRE EJES B - M

$$M_R = 0,9 * 20 * 42^2 * 170 * 0,25149 \left[ 1 - 0,5 * 0,25149 \right] = 11,87 \text{ T-m}$$

$$V_u > 2.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{DISEÑO POR CORTANTE}$$

$$V_u = 9000 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 42 \sqrt{200} = 23759 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 42 \left[ 0,2 + 20 * 0,01357 \right] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 5040 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 42 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4752 \text{ Kg}$$

Con estribos del No **3** as = 0,71 Cm<sup>2</sup>

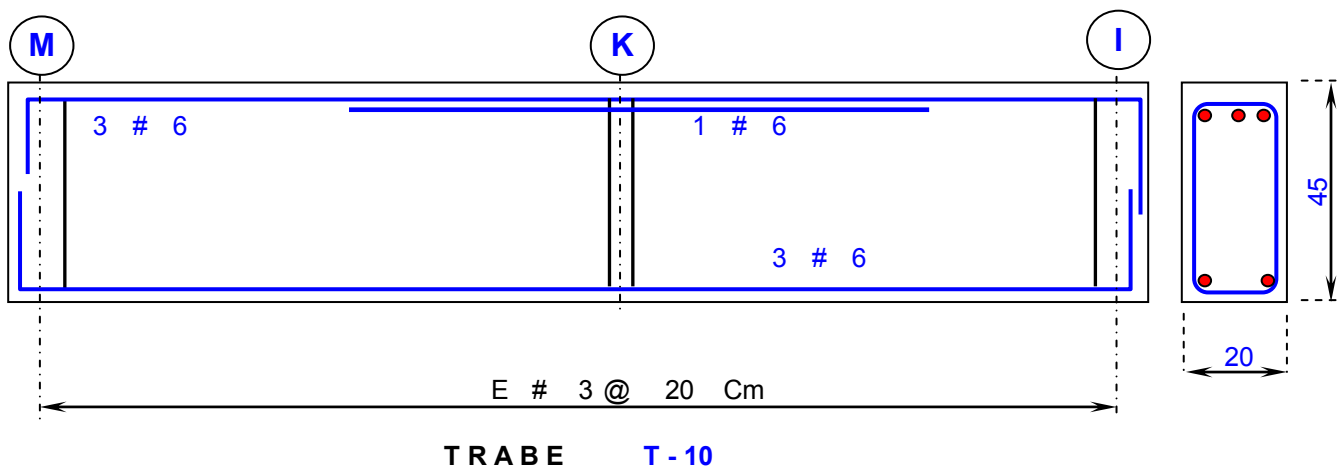
$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 42}{9000 - 5040} = 51 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f^*c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 42 \sqrt{200} = 14255 \text{ Kg} > V_u$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 21 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_{Rbd} (f^*c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 11 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No **3** @ **20** Cm



DISEÑO DE TRABE SEGUNDO NIVEL, EJE "5", ENTRE EJES B-M

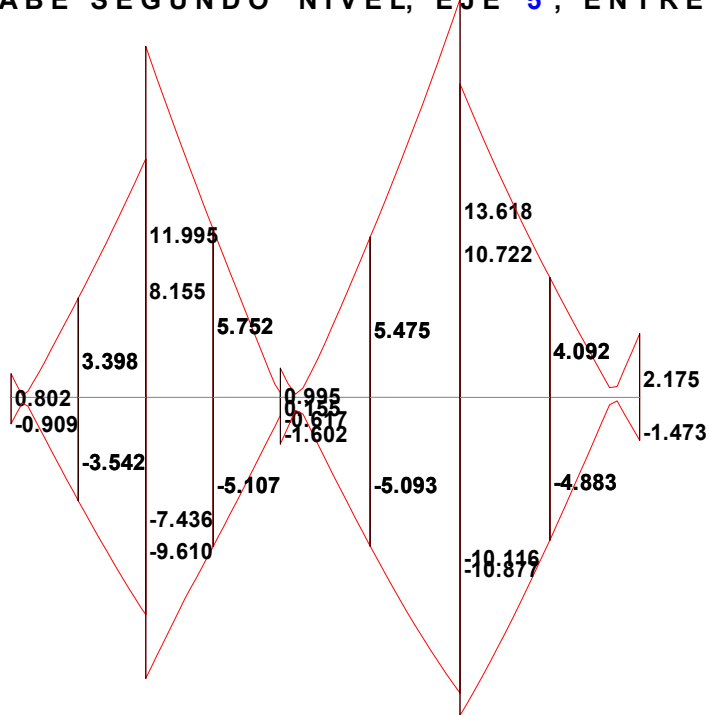


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE

T - 10

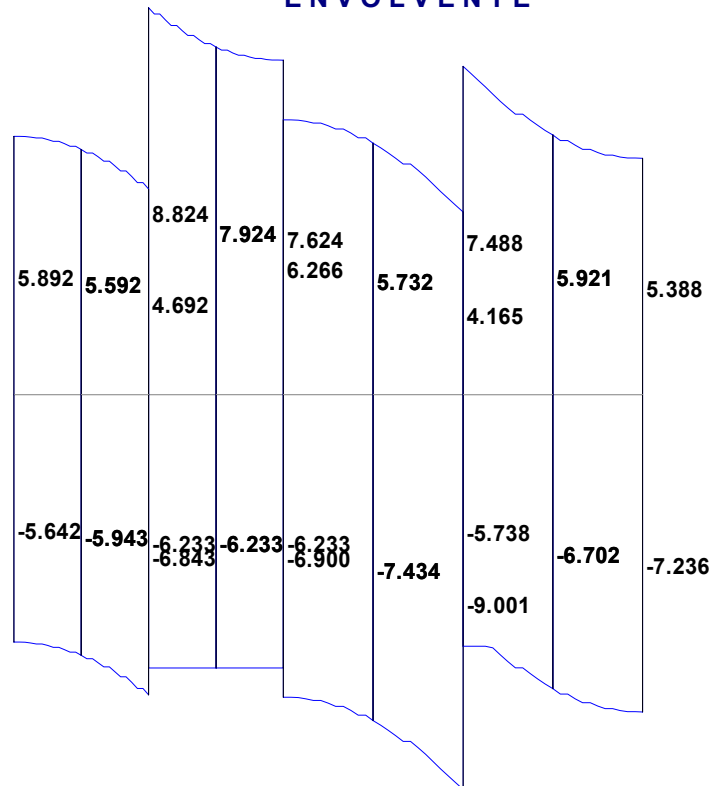


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE

T - 10

## **IV ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACION**

La cimentación o subestructura, constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha, o superestructura y el terreno en que se apoya, su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que ésta se apoya. Para que eso se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños en la construcción misma o en las vecinas o en instalaciones enterradas en la proximidad de la cimentación.

El diseño de las cimentaciones es una actividad en que se traslapan las especialidades de mecánica de suelos y estructuras.

El diseño propiamente dicho de la cimentación incluye:

- a) El análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas que se generan por esa interacción.
- b) La revisión de la capacidad de cargas del suelo y de los hundimientos que se producen por las cargas sobre el suelo.
- c) El dimensionamiento de la cimentación y consideración en la superestructura de las solicitaciones debidas a los movimientos de los apoyos.

El comportamiento de una cimentación dependerá de las propiedades mecánicas del suelo subyacentes, por ser éste un material natural, sus propiedades no son controlables y son más difíciles de determinar con precisión que las de los materiales de la estructura. Además, la respuesta de la mayoría de suelos bajo carga es no lineal desde niveles bajos de esfuerzos y se modifica en forma importante con el tiempo. Finalmente la distribución de esfuerzos entre suelo y cimentación dependerá de la interacción entre ambos sistemas, la cual no se presta generalmente a ser representada por medio de modelos sencillos.

Por estas características, el análisis riguroso de una cimentación lleva generalmente a procedimientos muy complejos. Sin embargo, para estructuras de importancia no excepcional y en las que no se cuenta con información suficiente precisa para aplicar dichos métodos refinados, se suele recurrir a procedimientos simplistas basado en hipótesis burdas del comportamiento del suelo.

Estos procedimientos, usados comúnmente en la práctica, proporcionan con frecuencia resultados que difieren hasta en un orden de magnitud en cuanto a las fuerzas internas en la cimentación, ya que algunos desprecian aspectos que otros toman en cuenta en forma muy conservadora.

### **IV.1 CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES**



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

**Las cimentaciones someras** son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. En este grupo se encuentran las zapatas que son ensanchamiento de la sección de las columnas o muros con los que se distribuye la carga de éstos a un área mayor del suelo. Las zapatas pueden ser aisladas (bajo una columna), combinadas (bajo dos o más columnas) o corridas (bajo un muro o una contratrase).

Se dice que una cimentación es superficial o somera cuando la profundidad de desplante es menor que el ancho de la base de la construcción, o bien cuando la profundidad de desplante sea menor a 1.50m.

Cuando las zapatas aisladas sobre el suelo compresible ocupan arriba de un 30% del área de la planta del edificio, o cuando los asentamientos diferenciales permisibles no son satisfechos, resulta más económico y conveniente usar zapatas corridas.

En caso de tener zapatas continuas muy anchas debido a la descarga y a la baja capacidad de carga del suelo resulta conveniente usar losas con o sin contratrabes. Deberá tomarse esta decisión cuando el área de la zapata continua ocupe arriba del 50% del área de la planta del edificio.

En ocasiones la losa de cimentación, la losa de planta baja y las contratrabes y muros de lindero forman cajones de cimentación que pueden llegar a profundidades relevantes y permiten aprovechar el peso del suelo excavado para compensar parcial o totalmente el peso de la construcción y aliviar así la presión neta en la superficie de contacto con el suelo.

$$P_n = W_{\text{edificio}} + W_{\text{cimentación}} - W_{\text{suelo}}$$

Comparando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura “w”, con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante “Pd”, se determinan las condiciones de trabajo de la cimentación.

Cimentación parcialmente compensada	$w > P_d$
Cimentación compensada	$w = P_d$
Cimentación sobre compensada	$w < P_d$

Donde:  $w = W_e/A$ ,  $P_d = \gamma D_f$

We Carga permanente (acciones permanentes más acciones variables con intensidad media)

A Área de cimentación

$\gamma$             Peso volumétrico total representativo del suelo desde la superficie hasta  $D_f$

$D_f$             profundidad de desplante.

Debido a la dificultad de garantizar de que el cajón se mantenga estanco durante su vida Útil de la estructura, la carga permanente  $W_E$ , incluye el peso del agua asociado a la eventual inundación de las celdas de cimentación por debajo del nivel freático.

**Excentricidad de cargas.**- Se debe de procurarse que coincida la resultante de las cargas que transmitirá la estructura y el centroide del área del cajón de cimentación, con una excentricidad máxima del 1% de la longitud del cajón en la dirección considerada.

En caso contrario existirá una sobrecarga adicional por efecto de momento estático inducido, que será considerado en el cálculo.

**Las cimentaciones profundas** están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño.

Los pilotes pueden colocarse debajo de zapatas o losas de cimentación o pueden combinarse con éstas de manera que la carga se resista en parte por apoyo somero y en parte por apoyo profundo.

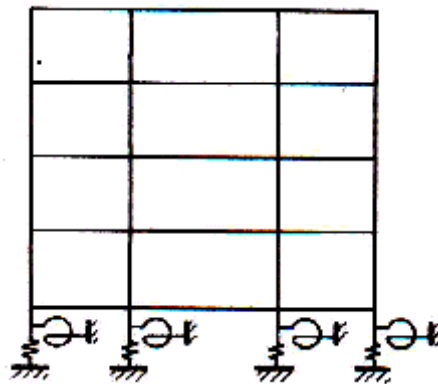
### **Generalidades**

En la práctica, es común analizar la estructura como un sistema independiente de la cimentación y del suelo, y suponer en la base de la estructura unas condiciones de apoyos determinadas, que generalmente son apoyos fijos empotrados, como se aprecia en la siguiente figura.



Las reacciones que resultan de estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de ésta y de su interacción con el suelo, con un modelo que no considera la estructura.

Rigurosamente, este procedimiento es incorrecto y debería de analizarse un modelo que reprodujera en conjunto el sistema estructura-cimentación-suelo, como en la siguiente figura.



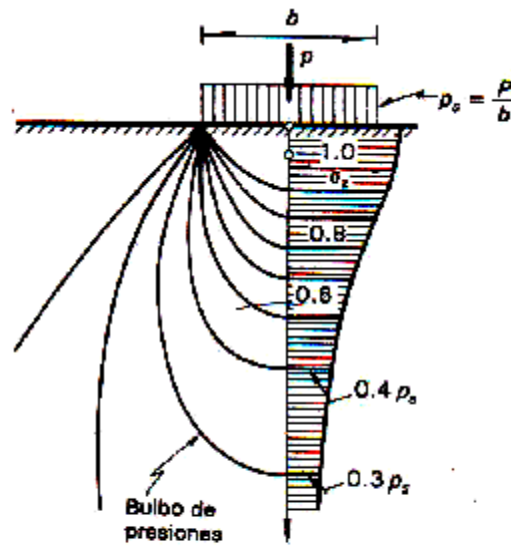
Debido a que las deformaciones que se tienen en la cimentación y en el suelo modifican no solo la distribución de presiones sobre la cimentación, sino también las fuerzas internas en toda la estructura.

Esto es si la carga axial en la base de una columna se reduce con respecto a la que se calcula considerando un apoyo fijo, si la zapata de dicha columna sufre un hundimiento mayor que el de la adyacentes; el momento flexionante se reduce y puede llegar a anularse, si las deformaciones del subsuelo permite que la zapata tenga una rotación suficiente.

Por consiguiente el procedimiento usual que consiste en analizar la estructura como un sistema independiente de la cimentación y analizar después ésta última

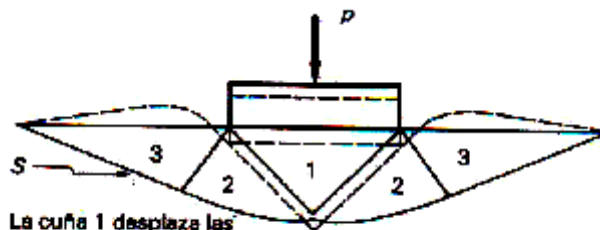
con las cargas determinadas en los apoyos de la estructura, es aceptable cuando no se producen desplazamientos importantes que puedan modificar las sollicitaciones de la estructura. De lo contrario, y especialmente en construcciones muy importantes es necesario modelar el sistema de conjunto.

Un problema que se presenta generalmente es el debido a las presiones que se generan en el suelo debido a la carga transmitida por la zapata. En la siguiente figura se muestra un bulbo de presiones que se presenta en el medio elástico bajo una carga lineal.



$\sigma_z$ , Presión vertical en el suelo  
 $p$ , carga por unidad de longitud de zapata  
 $b$ , ancho de la zapata  
 $p_s$  = presión media de contacto

Se aprecia que a medida que crece la profundidad, la magnitud de las presiones disminuye, pero estas afectan zonas cada vez más alejadas del punto de aplicación. Si las presiones en el suelo exceden de la capacidad resistente de alguna de las capas que se encuentran debajo de la cimentación, se producirán deformaciones excesivas del suelo o algún tipo de falla como se muestra en la siguiente figura.

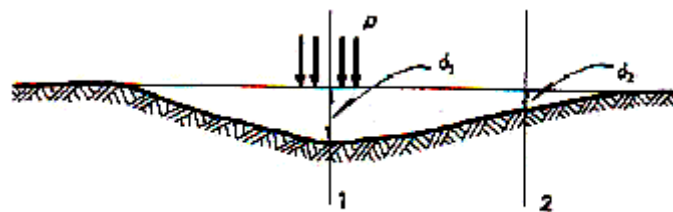


La cuña 1 desplaza las zonas 2 y 3, al vencerse la resistencia al corte a lo largo de la trayectoria S

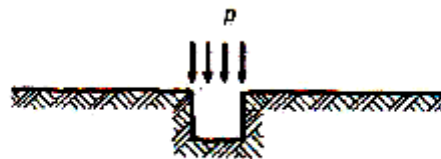
En ambos casos se puede producir la falla parcial o total de la estructura y por tanto deberán revisarse los estados límite de falla con los métodos apropiados de mecánica de suelos, según cada tipo de cimentación.

Los esfuerzos que actúan en las diferentes capas del subsuelo debido a las presiones de la cimentación, producen asentamientos que dependen de las propiedades del suelo. Así como de la manera en que se aplica la carga y de la permanencia de ésta.

Hay que notar que el suelo es un medio continuo y que una carga aplicada en un punto cualquiera bajo la estructura, produce asentamientos en los demás puntos de la cimentación y hay, por tanto interacción entre las cargas y los asentamientos en los diferentes puntos en que éstas se aplican, en la siguiente figura se muestran los asentamientos del suelo bajo una carga en un área pequeña.

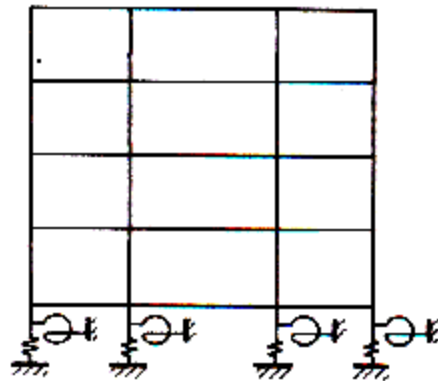


Configuración de asentamientos



Configuración de asentamientos supuesta al modelar el suelo con resortes independientes

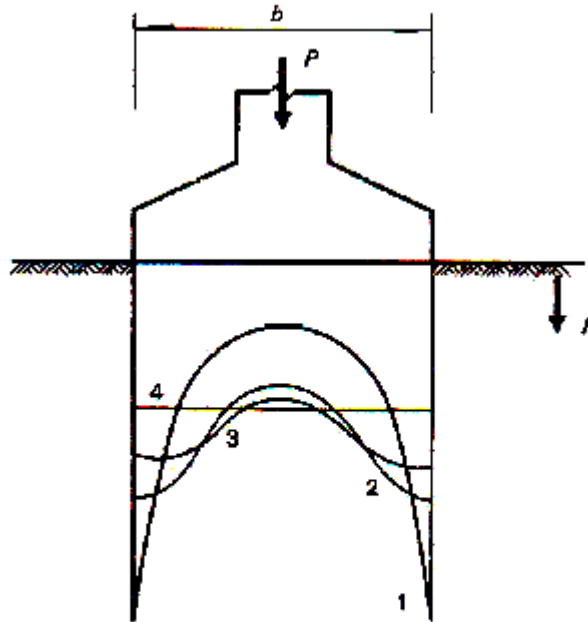
Por estas razones resulta poco preciso modelar el suelo con resortes independientes bajo los puntos de carga.



Modelo para el análisis conjunto del sistema estructura-cimentación-suelo

Por otra parte la distribución de presiones en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo es muy variable y muy sensible a las rigideces relativas del

suelo y la cimentación y las características propias de la estructura del suelo. Una solución exacta al problema del calculo de la distribución de presiones se obtiene para un modelo en que el suelo se considera como un espacio semiinfinito homogéneo, isotropico y de comportamiento lineal, bajo una zapata infinitamente rígida, en la siguiente figura se presenta una altísima concentración de presiones en los extremos de la zapata.

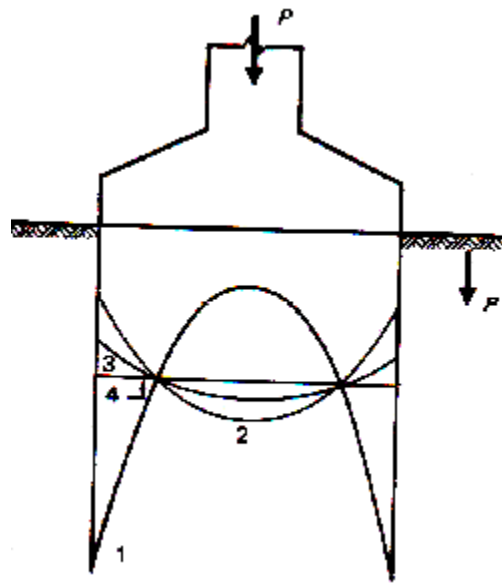


- 1 Distribución teórica para espacio elástico
- 2 Distribución real para esfuerzos bajos
- 3 Distribución real para esfuerzos altos
- 4 Esfuerzo promedio  $\bar{p} = \frac{P}{b}$

Esta distribución no ocurre en la realidad; las concentraciones de presión en los extremos se reducen por el comportamiento no lineal del suelo y porque el terreno cerca del borde es desplazado ligeramente hacia fuera, como se muestra en la figura anterior.

A medida que la carga sobre la zapata crece, la zona de plastificación del suelo se propaga de los extremos hacia el centro y las presiones son cada vez mas uniformes.

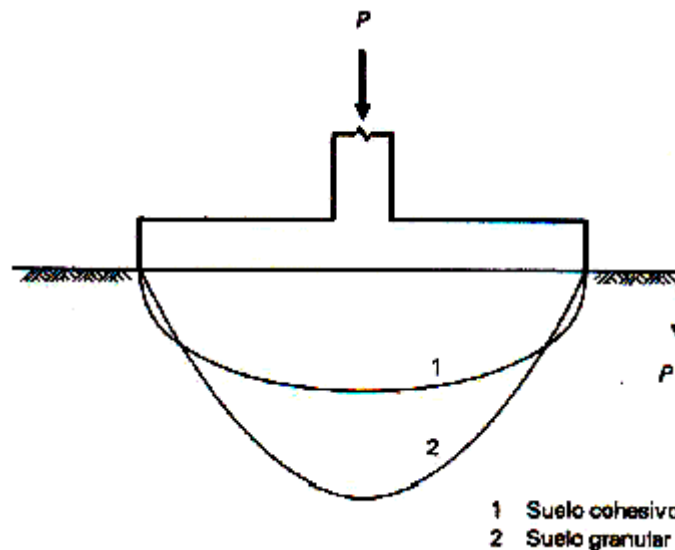
Lo anterior es representativo de una zapata rígida sobre suelo cohesivo (del tipo arcilloso). Las distorsiones son radicalmente distintas bajo un suelo granular (arenas o gravas) en que la rigidez aumenta con el confinamiento al que están sometidas las partículas del suelo; así la rigidez es prácticamente nula en los extremos de la zapata donde ocurren desplazamientos del suelo hacia fuera y, por tanto, las presiones tienden a cero. Por el contrario las presiones son máximas en el centro donde el confinamiento de las partículas es también máximo como se aprecia en la siguiente figura.



- 1 Distribución teórica para espacio elástico
- 2 Distribución real para esfuerzos bajos
- 3 Distribución real para esfuerzos altos
- 4 Esfuerzo promedio  $\bar{p} = \frac{P}{b}$

Nuevamente, cuando el nivel de presiones alcanza valores altos, existe plastificación en las zonas sometidas a mayores esfuerzos, en el centro de la zapata y las presiones tienden a uniformizarse.

Cuando el elemento de cimentación es flexible, como se muestra a continuación.

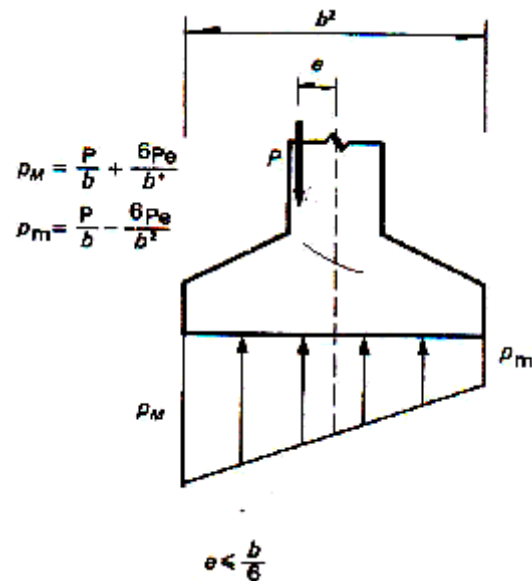


Su deformación hace que se reduzcan las presiones en los extremos, dando lugar a las distribuciones mostradas para los dos tipos de suelos.

En la práctica se suelen considerar hipótesis simplistas en el que se supone una variación lineal de presiones o una uniforme concéntrica con la resultante de

cargas. La primera hipótesis es considerar el suelo constituido por una cama de resortes lineales e independientes, de manera que los esfuerzos que se presentan en el suelo son proporcionales a los desplazamientos que sufre la cimentación, para la cual se considera un movimiento de cuerpo rígido. Más aun los resortes solo toman esfuerzos de compresión ya que si la cimentación se levanta, se despegan del suelo y los esfuerzos se anulan en esa zona.

La aplicación de estas hipótesis a una zapata rígida sujeta a una carga,  $P$ , aplicada con excentricidad  $e$ , en una dirección, se aprecia en la siguiente figura.



Se distinguen dos situaciones: cuando la excentricidad es menor o igual a un sexto del ancho de la zapata,  $b$ , hay compresión bajo toda la zapata y es aplicable la fórmula general de flexo compresión, según la cual la presión máxima,  $p_M$ , en un extremo de la zapata resulta.

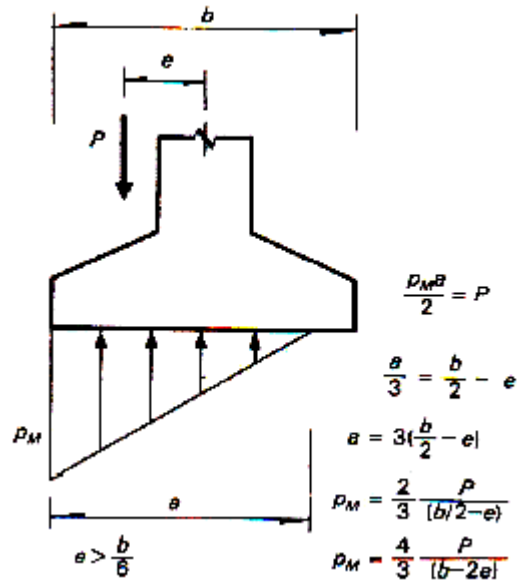
$$p_M = \frac{P}{b} + \frac{6Pe}{b^2}$$

O expresado en otra forma, la carga máxima que se puede aplicar a una zapata, así el esfuerzo máximo que acepta el suelo es  $p_M$ , resulta.

$$P = \frac{bp_M}{1 + 6e/b}$$

Si la excentricidad,  $e$ , es mayor que un sexto del ancho de la zapata, una parte de la sección está exenta de esfuerzos, esto lo podemos apreciar como sigue.





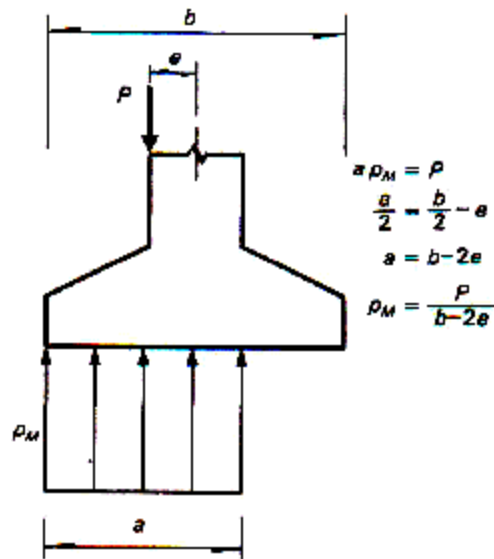
Y la distribución de esfuerzos puede calcularse igualando la magnitud y posición de la resultante de presiones en el suelo con las de la carga aplicada. Se obtiene que el esfuerzo máximo en el suelo vale.

$$p_M = \frac{4}{3} \frac{P}{(b - 2e)}$$

O que la carga máxima que puede aplicarse con una excentricidad  $e < b/3$ , a un suelo con resistencia a compresión  $P_M$  vale

$$P = \frac{3}{4} p_M (b - 2e)$$

La otra hipótesis, de presión uniforme, da lugar a la misma distribución de presiones que la que se obtiene con la hipótesis de resortes lineales, solo cuando la carga es axial. Para carga excéntrica, esta segunda hipótesis implica una distribución uniforme de presiones, en un rectángulo equivalente de longitud tal que la magnitud y resultante de los esfuerzos igualan a las de la fuerza actuante.



La expresión para la determinación del esfuerzo en el suelo bajo una carga excéntrica resulta.

$$p_M = \frac{P}{b - 2e}$$

Y la carga axial máxima que se puede aplicar con una excentricidad  $e$ , a un suelo con esfuerzo resistente  $P_M$  vale

$$P = p_M(b - 2e)$$

Se aprecia que este segundo procedimiento predice resistencias superiores a las que se obtienen con las hipótesis de comportamiento lineal.

## LOSAS Y CAJONES DE CIMENTACIÓN.

Como se mencionó anteriormente, cuando en una estructura, la magnitud de cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área disponible, es conveniente emplear una losa corrida. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga.

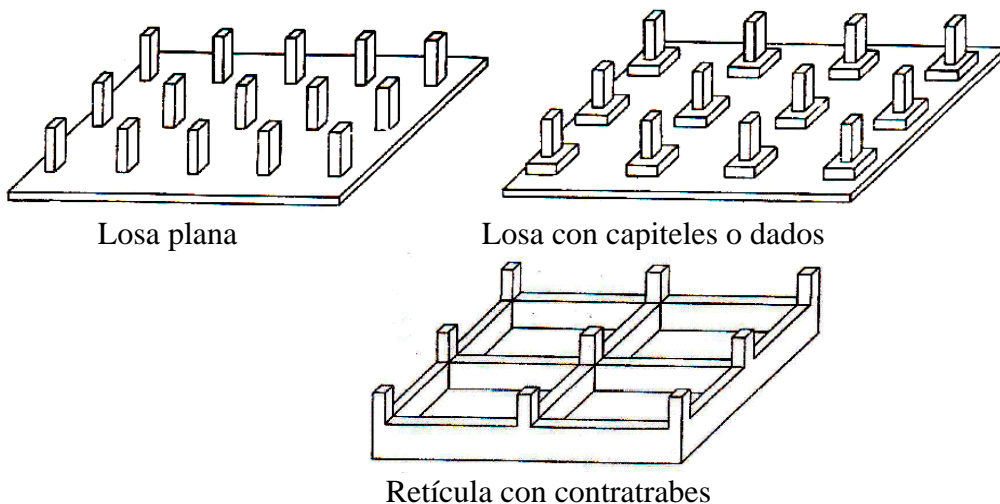
La solución estructural consiste en un sistema de losa generalmente rigidizado por una retícula de traveses colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin contratraveses, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, o cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

Cuando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación compensada (parcial o totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una retícula de traveses.

Ocasionalmente la losa interior se sustituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de

requerirse una construcción más cuidadosa. En este caso las travesas transversales hacen las veces de tímpanos.

Se muestra algunos tipos de losas de cimentación.



Para el análisis de este tipo de cimentaciones, se considera que se trata de un sistema aislado de la estructura y sometido a las cargas que ésta le transmite a través de las columnas y a la reacción del suelo. Adicionalmente debe de considerarse el peso propio de la cimentación, en forma de una carga uniformemente distribuida en el área de contacto.

En estas condiciones se puede suponer que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las travesas y estas a su vez, transmiten a las columnas en forma de fuerza cortante, un conjunto de fuerzas que equilibran las cargas existentes en cada una de las columnas.

Uno de los aspectos mas importantes del problema consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica del mismo, pues la reacción del suelo, su distribución, depende tanto de las características del elemento cimentación como de las del suelo.

Para entender este concepto, supóngase una losa de cimentación apoyada sobre un suelo de determinado grado de compresibilidad.

Como primera aproximación, considérese una reacción del suelo, uniforme. El análisis de la losa bajo esta consideración, proporciona una determinada condición de flexión y consecuentemente una configuración deformada. Pero las deformaciones en cada punto de la losa, están limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ésta, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque el procedimiento es lento y excesivamente complicado, desde el punto de vista numérico, por tal

motivo, se han ideado métodos aproximados para estimar los elementos mecánicos que permiten obtenerse diseños con un adecuado funcionamiento y un razonables factor de seguridad.

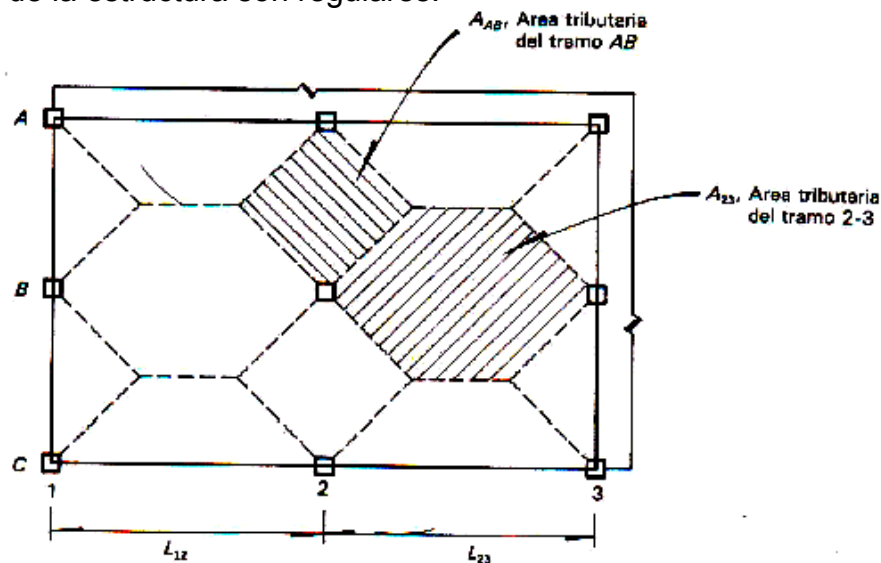
A continuación se mencionan alguno de estos métodos.

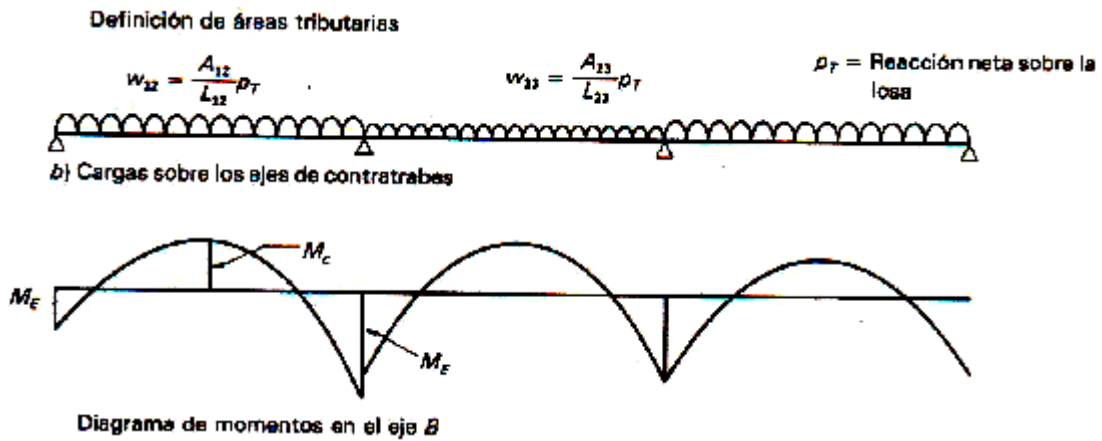
**Análisis de la cimentación como piso invertido**, sometido a la reacción del suelo y con los apoyos fijos en las columnas. El método es muy burdo pues se ignoran los desplazamientos de la cimentación.

En este método las losas se consideran apoyadas en las traveses y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuida en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de cargas y el centroide del área de la cimentación.

El análisis se realiza como un sistema de piso, sea por franjas ortogonales en el método de marco equivalente o por áreas tributarias.

Los errores que se cometen en un método como éste al ignorar los hundimientos relativos de los apoyos no son exagerados cuando la cimentación es muy rígida y las cargas de la estructura son regulares.



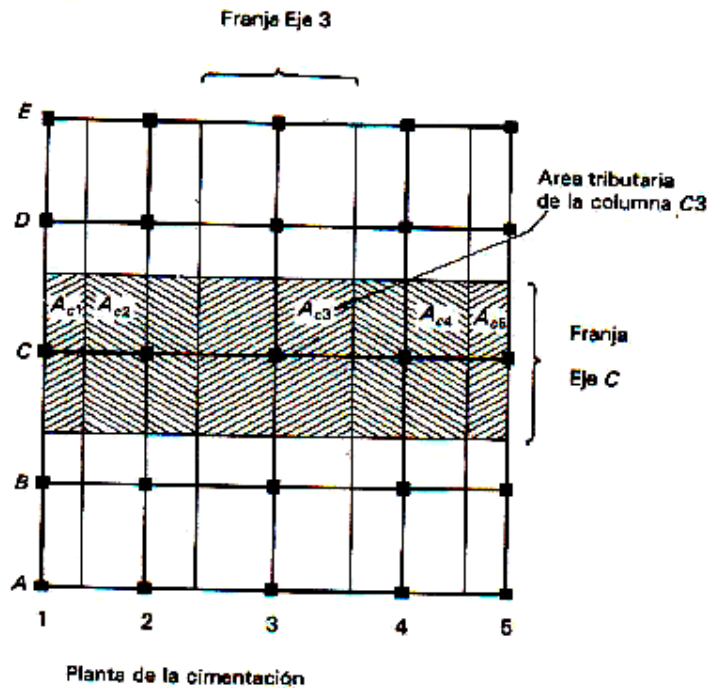


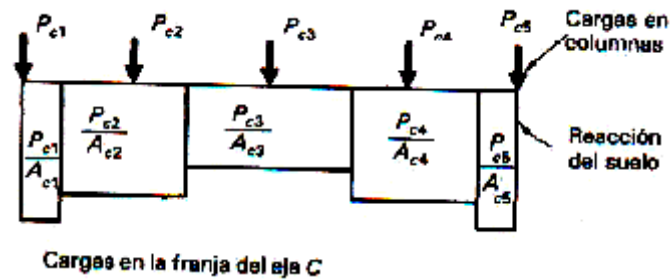
**Método de las franjas**, este método cumple con el equilibrio en las columnas y toma en cuenta los hundimientos de los apoyos, el método consiste en los siguientes pasos.

- se divide la losa en dos series de franjas independientes entre si y paralela a cada uno de los bordes. Cada franja incluirá un eje de columnas, de manera que en la intersección de las dos franjas que incluyen una columna define un área tributaria de ésta. Se supondrá que el área tributaria de cada columna,  $A_i$ , actúa una presión constante,  $p_i$ , que equilibra la carga de la columna en cuestión  $P_i$ ; por tanto se tiene:

$$p_i = P_i/A_i$$

Esto se aprecia en la siguiente figura.





El ancho de la franja se elegirá de manera que grosso modo, la distribución de presiones resultante se asemeje a la que se espera según el tipo de suelo de que se trata.

De esta forma, la losa en su totalidad y cada franja en particular quedan en equilibrio. El equilibrio de fuerzas en cada franja se cumple automáticamente, pero para cumplir el momento de las cargas externas puede ser necesario tener que ajustar en ancho de la franja.

- b) Con la distribución de presiones obtenida, se determina la configuración de hundimientos del suelo (empleando para ello la presión neta, o sea restando de las presiones supuestas en cada zona de presión por sustitución). Se usará algún método adecuado al tipo de suelo en cuestión y se tomará en cuenta las deformaciones diferidas.

Bastará en general determinar el hundimiento en el centro de la cimentación y el de las esquinas para obtener, así el asentamiento máximo total y diferencial. Si esto queda dentro de los límites que se mencionan a continuación se procederá a los pasos siguientes; sino, deberá buscarse otra distribución de franjas que de lugar a asentamientos más uniformes.

<u>a) Movimientos verticales (hundimientos o amaración)</u>		
Concepto	Límite	
Valor medio en el predio	30 cm	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
<u>b) Inclinación media</u>		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	<b>h = altura de la construcción, en m</b>
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
<u>c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinos</u>		
Tipo de estructura o elemento	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentran desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

- c) se analizara cada franja como una viga independiente sujeta a las descargas de las columnas y a las presiones totales del suelo determinadas según el punto a). los diagramas de momentos y cortantes se obtienen por simple estática, ya que las reacciones son conocidas.
- d) A partir de los diagramas de momentos y de las propiedades de la rigidez de cada eje de la cimentación, se determinará la configuración deformada de la subestructura y los desplazamientos que resulten en cada apoyo. Si estos movimientos son menores que los admitidos se sigue al paso siguiente; en caso contrario conviene rigidizar la cimentación o ensayar una distribución de franjas que de lugar a deformaciones menores de la cimentación.
- e) Se procede al dimensionamiento de la cimentación, distribuyendo los momentos totales entre una franja central y una de columna.

La revisión de hundimientos del suelo descrita en los pasos b), y la de deflexiones de la estructura considerada en el paso d), pueden obviarse si se comprueba que la cimentación es suficientemente rígida y no va ser afectada por hundimientos diferenciales.

Este método cumple con los principios de diseño plástico de cimentaciones continuas, ya que los hundimientos diferenciales no excederán los calculados para el suelo o para la cimentación.

Al analizar cada franja en forma independiente no se esta respetando la compatibilidad de asentamientos bajo una columna dada que pertenece a franjas ortogonales.

Si los movimientos resultan significativamente distintos en las dos direcciones conviene hacer correlaciones en la distribución de las presiones en las franjas. Se están ignorando por otra parte, las fuerzas cortantes que existen en los extremos de las franjas por la interacción con las franjas adyacentes y que pueden alterar las distribuciones de fuerzas internas y los hundimientos.

Por estas limitaciones el procedimiento no es recomendable en cimentaciones irregulares y en estructuras importantes.

Los dos inconvenientes anteriores se superan si se eliminan la subdivisión en franjas y se analiza la cimentación como una retícula bidimensional. El procedimiento sigue pasos similares al anterior.

a).- Se supone una distribución de presiones bajo la losa que sea congruente con el tipo de suelo de cimentación. Por facilidad de análisis conviene suponer una presión uniforme debajo de cada tablero.

b).- con la presión neta supuesta se determinan los hundimientos en el suelo y se revisa que no excedan los admisibles.



c).- se modela la cimentación con una retícula de vigas que unen las columnas sometida a una carga igual a la fuerza que actúa en el área tributaria de cada viga, esta carga se puede considerar uniformemente distribuida en su longitud.

d).- Se realiza un análisis de la retícula, que queda en equilibrio global bajo las cargas externas. En el análisis puede despreciarse la rigidez torsional de las contratrabes y la rigidez a flexión de las columnas.

Si los desplazamientos relativos de los apoyos quedan dentro de los admisibles, se dimensionara la cimentación con los elementos mecánicos resultantes. En caso contrario se modificara la distribución de presiones a una que lleve a hundimientos diferenciales menores o se rigidiza la cimentación.

El procedimiento resulta bastante más preciso que el de las franjas, ya que considera de carácter bidimensional de la cimentación; presta sin embargo mucho mayor complicación numérica y se presta a una modelación clara solo para el caso de losas con contratrabes, mientras que su aplicación a losas planas de cimentación se enfrenta a dificultades en la determinación de las rigideces de las vigas ficticias que unen las columnas. El principal problema de este procedimiento y el de las franjas es que no se proporcionan indicaciones sobre como modificar la distribución de presiones del suelo sobre la cimentación para fines de lograr que los movimientos diferenciales se reduzcan. El numero de iteraciones involucrado puede ser elevado con lo que el trabajo numérico resulte excesivo.

Existe un procedimiento para evitar la necesidad de las iteraciones a continuación se menciona.

Se basa en la determinación de un índice de rigidez relativa entre la cimentación y el suelo, este índice determina las correcciones a la distribución uniforme de presiones sobre el suelo y los asentamientos diferenciales obtenidos con dicha distribución de presiones e ignorando la interacción con la cimentación.

Los índices de rigidez relativa en ambas direcciones se determinan con las siguientes expresiones.

$$R_x = \frac{64EI_x}{E_s L_x^3 L_y} \quad R_y = \frac{64EI_y}{E_s L_y^3 L_x}$$

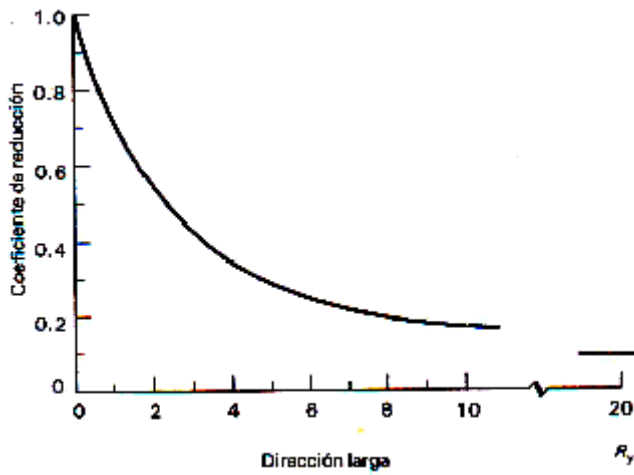
En las siguientes ecuaciones  $L_x$  y  $L_y$  son las longitudes del lado corto y lado largo de la cimentación respectivamente

$E_s$  es el modulo de elasticidad del suelo

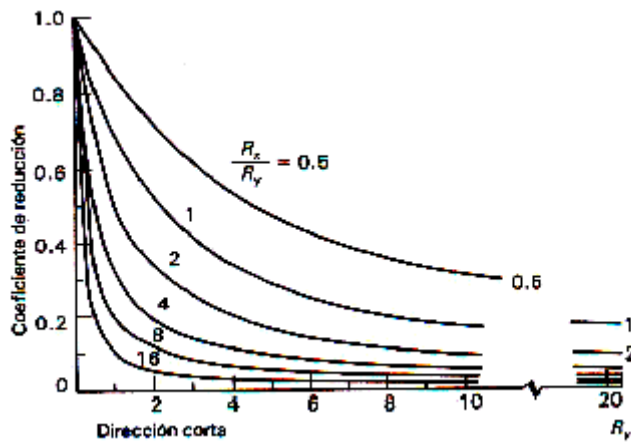
$I_x$  e  $I_y$  son los momentos de inercia en las direcciones en estudio

En función de  $Hrs.$  y  $RI$  y de la relación  $Hrs. /RI$  se determina un coeficiente por lo que se reducen los asentamientos diferenciales calculados para el suelo sujeto a

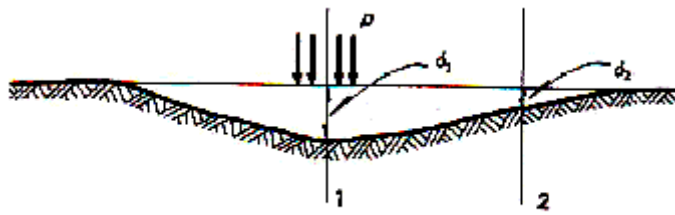
la presión neta uniforme, P.D., en la dirección x y en la dirección y, a continuación se presenta los coeficientes de corrección



Coeficientes de corrección del asentamiento diferencial máximo, para tomar en cuenta la interacción entre el suelo y la cimentación.



De la misma manera puede determinarse factores por lo que conviene modificar la distribución unirme de presiones en distintos sectores del área de la cimentación, estos factores son los siguientes:



Configuración de asentamientos



Configuración de asentamientos supuesta al modelar el suelo con resortes independientes

**Fig. en donde se tiene un asentamiento del suelo bajo una carga en una área pequeña**

El procedimiento es recomendable para construcciones de planta regular y con relación largo a ancho no mayor de dos y con no más de cinco crujías en cada dirección.

Con las consideraciones anteriores, el procedimiento de análisis en cuestión se realiza en los siguientes pasos.

- a) Se determina la presión promedio causada en el suelo por la estructura y sus cargas
- b) Se calculan los hundimientos en el terreno bajo la presión neta sobre el suelo e ignorando la interacción con la estructura. Bastara con calcular los hundimientos diferenciales máximos en las direcciones X y Y del área cargada.
- c) Se reducen los asentamientos diferenciales calculados en ambas direcciones, multiplicándolos por los coeficientes de corrección mostrados en la figura anterior, en función de los parámetros  $R_x$  y  $R_y$ .
- d) Si los asentamientos diferenciales así reducidos son menores a los admisibles puede proseguir con el análisis de la cimentación, de lo contrario hay que modificar el diseño con una cimentación más rígida o aumentando la profundidad de desplante.
- e) Se corrige la presión neta uniforme,  $p_n$  inicialmente considerada, multiplicándola por los coeficientes de la tabla de corrección de presiones, para cada una de las 16 porciones de área en que se divide la cimentación y en función de las rigideces relativas  $R_x$  y  $R_y$ .

- f) Por último se analiza la subestructura bajo la acción de las cargas de las columnas y para la presión de contacto obtenida de la presión neta determinada en el paso anterior más la presión de compensación.

### **Cimentación continua sobre resortes elásticos.**

En el modelo más común que adopta este método, el suelo se sustituye por una cama de resortes cada uno de los cuales actúa independientemente de los demás.

En este modelo la presión con que reacciona el suelo ante las **cargas transmitidas por la cimentación es proporcional al hundimiento** que ésta presenta en el punto en cuestión. A la constante de proporcionalidad se le llama **modulo de reacción**.

Se establece por lo tanto la relación

$$P = K_s y$$

En donde

p Es la presión de carga por unidad de área, ejercida por la cimentación.

y Es el asentamiento en el punto considerado.

K<sub>s</sub> Es el modulo de reacción que, por homogeneidad de la expresión tiene unidades de fuerza entre longitud al cubo.

La hipótesis es equivalente a suponer que la cimentación flota sobre un líquido cuyo peso volumétrico es igual al modulo de reacción, por ello los modelos de este tipo suelen llamarse de “viga flotante”.

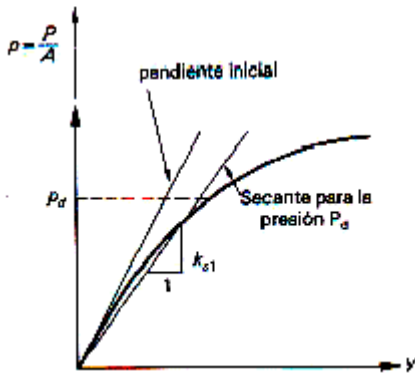
**Una de las debilidades de este modelo es que supone que los hundimientos en el suelo dado es proporcional a la presión ejercida e independientemente del área cargada**

La mecánica de suelos nos indica que, en arcillas, el hundimiento para una misma presión aumenta en forma proporcional al tamaño del área cargada, mientras que en arenas el efecto del tamaño es mucho menos acentuado.

**El modulo de reacción se suele determinar mediante una prueba de placa en que se somete a carga una placa cuadrada de 30.5 cm por lado, colocada sobre el estrato de suelo en estudio y se determina la relación esfuerzo-deformación que resulta generalmente no lineal como se muestra en la siguiente figura.**

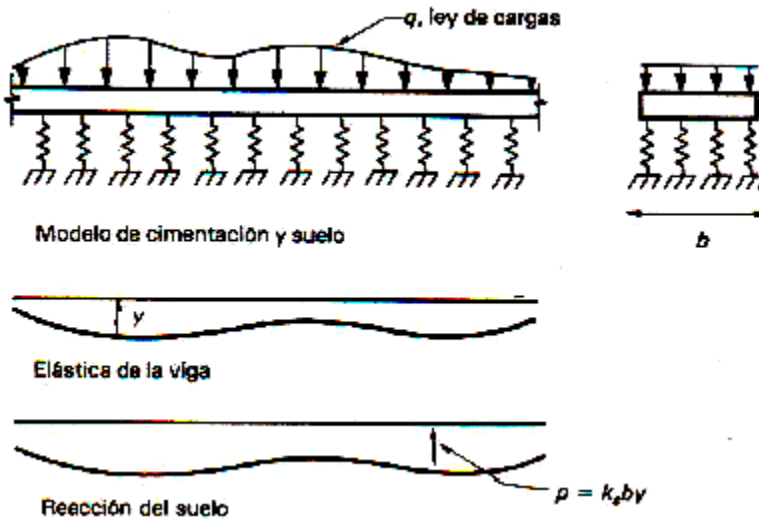


a) Esquema de la prueba de placa



Obtención del módulo de reacción de un suelo por medio de una prueba de placa

Los métodos de solución basados en este modelo se pueden ilustrar con el análisis de una viga continua de ancho  $b$ , apoyada sobre una cama de resortes elásticos, como se aprecia a continuación.



Viga sobre resortes elásticos

La ecuación básica de resistencia de materiales para flexión nos indica que la carga externa aplicada,  $q$ , es igual a la cuarta derivada de la flecha con respecto a la longitud, multiplicada por el producto  $EI$ , (Modulo de elasticidad y por el momento de inercia de la viga)

$$q = EI \frac{d^4 y}{dx^4}$$

En este caso la carga aplicada a la viga en un punto cualquiera es la que transmite la estructura  $w$  menos la reacción del suelo; por tanto

$$q = w - b K_s y$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = w - b K_s y$$

O sea, la ecuación diferencial que rige el comportamiento de una viga sobre cimentación elástica resulta

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + b K_s y = w$$

Esta ecuación puede expresarse en función de un solo parámetro.

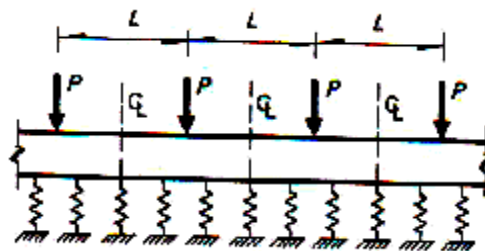
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b K_s}{4EI}}$$

Cuyas unidades, como pueden deducirse fácilmente de la ecuación que lo define, son el recíproco de una longitud.

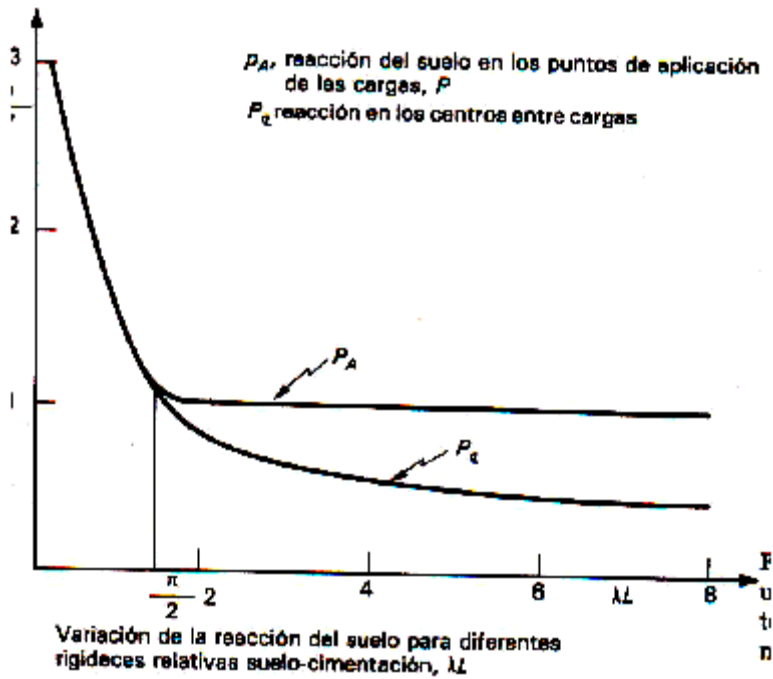
La ecuación diferencial que describe el fenómeno ha sido resuelta para un gran número de formas de carga y se han obtenido diagramas de fuerzas internas en función del parámetro  $\lambda$ . Un caso de mucho interés es de una viga flotante de longitud infinita sujeta a cargas concentradas iguales, separadas una distancia  $L$ . La solución puede expresarse ahora en función del parámetro adimensional.

$$\lambda L = \sqrt[4]{\frac{b K_s L^4}{4EI}}$$

La ecuación anterior representa la rigidez relativa entre el suelo y cimentación. En la siguiente figura se muestra un esquema de una viga analizada.



Esquema de la viga analizada



Resultados del análisis de una viga de longitud infinita sobre resortes elásticos y sujeta a una carga uniformemente distribuida

En esta se muestra la variación de presiones que resultan en el apoyo del claro en función del parámetro  $\lambda L$ . Se aprecia que cuando

$$\lambda L \leq \pi/2$$

Los dos valores coinciden, lo que indica que la viga se deforma como un cuerpo rígido y puede suponerse una distribución de presiones uniforme que ignore los hundimientos de los apoyos.

Una variante del procedimiento anterior es considerar, en lugar de una cama de resortes continuos, una serie de resortes discretos colocados debajo de los puntos de aplicación de las cargas. Estos resortes representan la rigidez del suelo. Definida como la carga concentrada que es necesario aplicar en el punto e cuestión para tener en el suelo un asentamiento unitario, si no se tuviera influencia de la cimentación. Esta rigidez se determina de la siguiente igualdad.

$$\frac{P}{K} = y = \frac{P}{AK_s}$$

Donde

$$K = AK_s$$

A Es el área del cimiento que es tributaria de la carga concentrada  $P$

La cimentación así modelada puede analizarse con los procedimientos elásticos que son usuales en el análisis estructural.

Puede ignorarse los efectos de asentamientos diferenciales en el diseño de la cimentación y la estructura cuando se cumple cualquiera de las dos condiciones siguientes:

- a) Los hundimientos del suelo son suficientemente pequeños bajo las cargas impuestas por la estructura.
- b) La cimentación tiene una rigidez muy superior a la del suelo sobre el que se apoya, de manera que los asentamientos diferenciales son pequeños.

Como guía aproximada puede suponerse que se cumple la primera condición en edificios comunes, cuando el suelo de apoyo es uniforme y le corresponde un número de golpes de 20 o más (por cada 30 Cm), en una prueba de penetración estándar, desde la superficie hasta 1.5 veces el ancho de la cimentación.

Cuando no se cumple esta primera condición. Es conveniente proporcionar a la cimentación una rigidez tal que se hunda esencialmente como cuerpo rígido de manera que no se introduzca fuerzas internas elevadas en la cimentación ni en la estructura.

Cuando una cimentación continua (Zapata o losa de cimentación), tiene claros uniformes y descargas de columnas aproximadamente iguales, para que pueda analizarse ignorando los hundimientos de los apoyos en todos los claros se debe de cumplir la siguiente relación.

$$\lambda L \leq \pi/2$$

En que

$$\lambda L = \sqrt[4]{\frac{bK_s L^4}{4EI}}$$

L Puede tomarse como el promedio de los claros adyacentes a cada columna, en la dirección considerada.

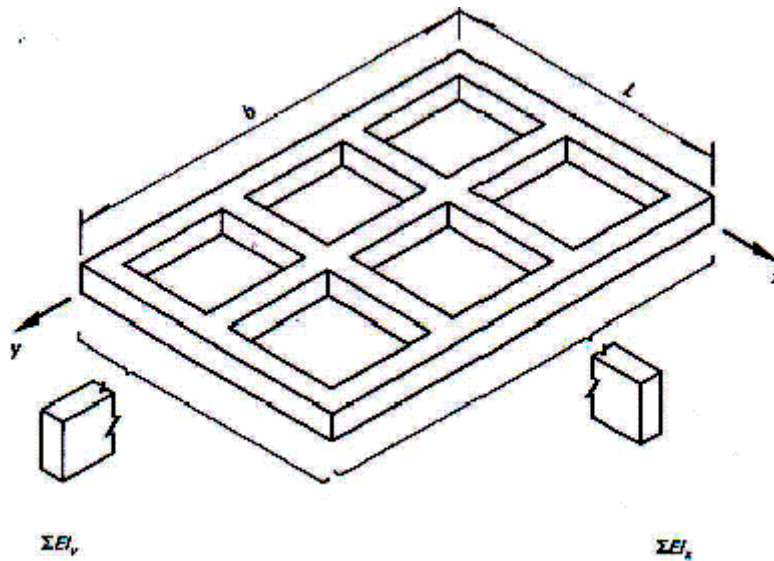
E Modulo de elasticidad.

I Momento de inercia de la cimentación

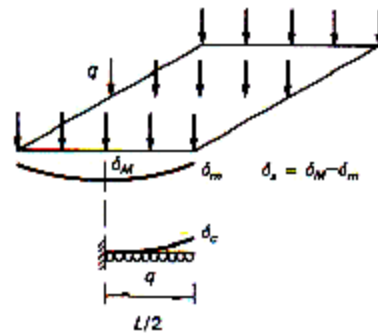
b Es el ancho

Si la distribución de cargas y rigideces es aproximadamente simétrica, la cimentación se deformara también de manera simétrica, como se aprecia en la siguiente figura.





Esquema de la cimentación



Deformaciones de la cimentación y del suelo para una misma carga  $q$ .

y se puede modelar como una viga sujeta a una carga uniforme, e igual a la presión del suelo,  $q$ , y empotrada en el centro de la cimentación.

La flecha de la viga, o sea el movimiento diferencial entre el centro y el extremo será.

$$\delta_c = q \frac{b(L/2)^4}{8EI} = q \frac{bL^4}{128EI}$$

En donde  $b$  es el ancho de la zona cargada y  $L$  la longitud total de la cimentación. Por otra parte, el hundimiento diferencial entre el centro y el extremo de una franja de suelo de longitud  $L$  y sujeta a una presión  $q$ , considerando el suelo como un medio semiinfinito con un modulo de elasticidad  $E_s$ , vale según la teoría de la elasticidad.

$$\delta_s = 0.5 \frac{qL}{2E_s} = \frac{qL}{4E_s}$$

La rigidez relativa entre la cimentación y suelo es el recíproco de la razón de las flechas que ambos experimentan bajo la misma carga  $q$ , o sea.

$$R = \frac{\delta_s}{\delta_c} = \frac{qL}{4E_s} = \frac{128EI}{qbL^4}$$

$$R = \frac{32EI}{E_s b L^3} \quad \text{Se ha comprobado si } R \geq 15$$

Los hundimientos diferenciales son menores que el 10 por ciento de los totales; por tanto es aceptable.

Por consiguiente deberá de cumplirse la siguiente desigualdad

$$\frac{EI}{E_s b L^3} > 0.5$$

La ecuación anterior deberá de revisarse para cada una de las dos direcciones.

Cabe mencionar que si la rigidez del resorte es pequeña, los elementos mecánicos que se tengan del análisis estructural serán mayores y por consiguiente esto se vera reflejado en la cantidad de acero de refuerzo.

Para el diseño de la cimentación se realizo con el este último método expuesto, con ayuda del programa de análisis estructural STAAD PRO 2004,

Considerando un **modulo de Reacción de 165 T/m<sup>3</sup>**, con este valor se tiene una presión de contacto de **4.88 T/m<sup>2</sup>** y un asentamiento promedio de **2.60 cm.**, Para cargas verticales y para cargas dinámicas se tiene una presión de contacto de **6.18 T/m<sup>2</sup>** y un asentamiento promedio de **3.32 a.m.** Por lo que nuestra estructura esta dentro de lo permisible.

Generalmente se considera un resorte en cada nudo de la retícula.

Debe de tenerse en cuenta que la precisión de los resultados, no depende de la aproximación numérica que se obtenga del análisis estructural, sino más bien en la compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la cimentación y los asentamientos del suelo.

## **IV.2 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE CIMENTACION Y CONTRATABES**

## TESIS PROFESIONAL

### REVISION PRESIONES DE CONTACTO EMPLEANDO REACCIONES Y AREAS TRIBUTARIAS DE RESORTES

Rigidez del resorte            Kfy    T/m            Asentamiento     $\delta$     m  
 Modulo de Reacción         $M_R$      $T/m^3$          $Kfy = M_R * At$   
 Area tributaria del resorte    At         $m^2$          $At = \frac{Kfy}{M_R}$   
 Esfuerzo en el terreno         $\sigma$          $T/m^2$

Combinación	Nudo	P Ton	Kfy T/m	$M_R$ $T/m^3$	At $m^2$	$\sigma$ $T/m^2$
7	1	1,04	33	165	0,2	5,2
	2	8,99	288,4	165	1,748	5,14
	3	7,29	258,6	165	1,567	4,65
	9	14,33	464,1	165	2,813	5,09
	10	7,97	264	165	1,6	4,98
	11	22,09	763,1	165	4,625	4,78
	12	20,59	742,5	165	4,5	4,58
	49	28,75	1025,1	165	6,213	4,63

**Cm+Cmu+Cvm**

$$\sigma_{prom} = 4,88 \text{ T/m}^2 \approx 5$$

Combinación	Nudo	P Ton	Kfy T/m	$M_R$ $T/m^3$	At $m^2$	$\sigma$ $T/m^2$
16	1	1,446	33	165	0,2	7,23
	2	12,367	288,4	165	1,748	7,07
	3	9,402	258,6	165	1,567	6
	9	18,614	464,1	165	2,813	6,62
	10	9,652	264	165	1,6	6,03
	11	25,861	763,1	165	4,625	5,59
	12	23,238	742,5	165	4,5	5,16
	49	35,636	1025,1	165	6,213	5,74

**Cm+Cmu+Cvr-0.3Sx+Sz**

$$\sigma_{prom} = 6,18 \text{ T/m}^2 < 6,5$$

### CONSIDERANDO MODULO DE REACCION Y ASENTAMIENTOS COMO COMPROBACION

Combinación	Nudo	$\delta$ m	$M_R$ $T/m^3$	$\sigma$ $T/m^2$
7	1	0,0316	165	5,22
	2	0,0312	165	5,15
	3	0,0282	165	4,65
	9	0,0309	165	5,1
	10	0,0302	165	4,98
	11	0,0289	165	4,78
	12	0,0277	165	4,57
	49	0,028	165	4,63

**Cm+Cmu+Cvm**

$$\sigma_{prom} = 4,89 \text{ T/m}^2 < 5$$

Combinación	Nudo	$\delta$ m	$M_R$ $T/m^3$	$\sigma$ $T/m^2$
16	1	0,0438	165	7,23
	2	0,0429	165	7,08
	3	0,0364	165	6
	9	0,0401	165	6,62
	10	0,0366	165	6,03
	11	0,0339	165	5,59
	12	0,0313	165	5,16
	49	0,0348	165	5,74

**Cm+Cmu+Cvr-0.3Sx+Sz**

$$\sigma_{prom} = 6,18 \text{ T/m}^2 < 6,5$$

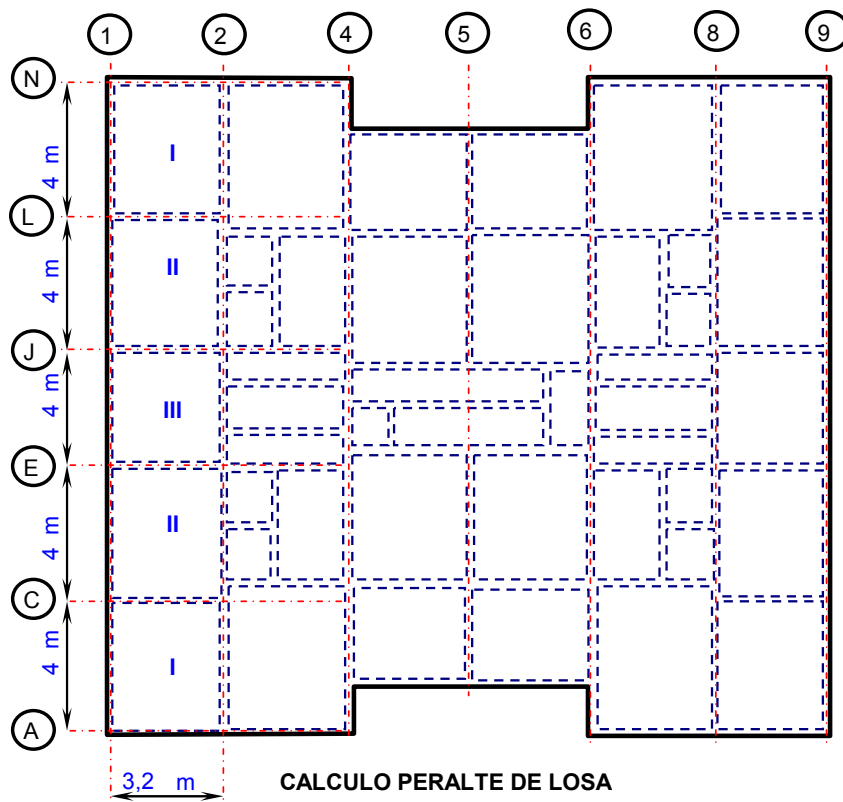
Para el diseño de la losa se considera

$$\sigma = 6,18 \text{ T/m}^2$$

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO LOSA LOSA DE CIMENTACION ENTRE EJES 1-2 y A-N

Carga muerta	=	<b>6180</b> Kg/m <sup>2</sup>	concreto	=	<b>250</b> Kg/Cm <sup>2</sup>
Lado corto	=	<b>3,20</b> m	Acero de refuerzo	=	<b>4200</b> Kg/Cm <sup>2</sup>
Lado largo	=	<b>4,58</b> m	¿La losa se colara monóticamente con sus apoyos?		<b>si</b>
			Recubrimiento	=	<b>2,5</b> Cm



$$d_{min} = \left( \frac{\text{perímetro}}{250} \right) 0.032(f_{sw})^{1/4}$$

$$d_{min} = \left\{ \left[ \frac{400 + 320}{250} \right] + \left[ \frac{320 + 400}{250} \right] \cdot 1,25 \right\} 0,032 * \sqrt[1/4]{2520 * 6180} = 13 \text{ Cm} \quad \text{I}$$

Rige

$$d_{min} = \left\{ \left[ \frac{400 + 320}{250} \right] + 400 * 1,25 + 320 \right\} 0,032 * \sqrt[1/4]{2520 * 6180} = 12,4 \text{ Cm} \quad \text{II}$$

$$d_{min} = \left\{ \left[ \frac{350 + 320}{250} \right] + 350 * 1,25 + 320 \right\} 0,032 * \sqrt[1/4]{2520 * 6180} = 11,5 \text{ Cm} \quad \text{III}$$

## TESIS PROFESIONAL

$$h = 13 + 2,5 = \mathbf{15,5} \text{ Cm} < \mathbf{20} \text{ Cm} \quad d = \mathbf{17,5} \text{ Cm}$$

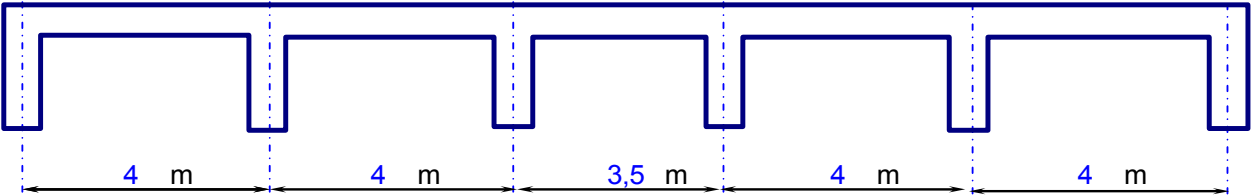
$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0,95 - 0,5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \quad h = 20 \text{ Cm}$$

$$V = \left( \frac{3,2}{2} - 0,18 \right) \left( 0,95 - 0,5 * \frac{3,2}{4} \right) 6180 = 4843,6 \text{ Kg}$$

$$Vu = 4843,6 * 1,1 * 1,15 = 6127,12 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 0,5 F_R b d (f'_c)^{1/2} = 0,5 * 0,8 * 100 * 17,5 * \sqrt{250} = 11068 \text{ Kg} > Vu \quad \text{Ok}$$

$$a_1 = \mathbf{3,2} \text{ m}$$



	4 m		4 m		3,5 m		4 m		4 m	
$a_1/a_2$	0,80		0,80		0,91		0,80		0,80	
$\alpha$	140		135		134		135		140	
Mu	222	394	379	379	347	347	379	379	394	222
$\omega a_1^2 \alpha \times 10^4$	0,872		0,84		0,834		0,84		0,872	
$K = d^3/a_1$	1,382	2,453	2,36	2,36	2,16	2,16	2,36	2,36	2,453	1,382
FD	13,40		13,40		15,31		13,40		13,40	
$2/3 \text{ Mu FD}$		0,50	0,50	0,47	0,53	0,53	0,47	0,5	0,5	
Distribución Elastica		0,0310	0,0310	-0,0622	-0,0711	-0,0711	-0,0622	0,0310	0,0310	
Distribución Plastica		0,857	0,824	0,763	0,824	0,857	0,824	0,857		
$F_c = 1,4$		1,382	2,484	2,329	2,422	2,231	2,231	2,422	2,329	2,484
Mu		0,942	0,907	0,839	0,907	0,942	0,907	0,942		
T-m		1,244	2,236	2,096	2,180	2,008	2,008	2,180	2,096	2,236
		1,319	3,130	2,935	3,052	2,811	2,811	3,052	2,935	3,130
		1,741	3,130	2,935	3,052	2,811	2,811	3,052	2,935	3,130

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0026$$

$$\rho_{\max} = \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) = 0,0238$$

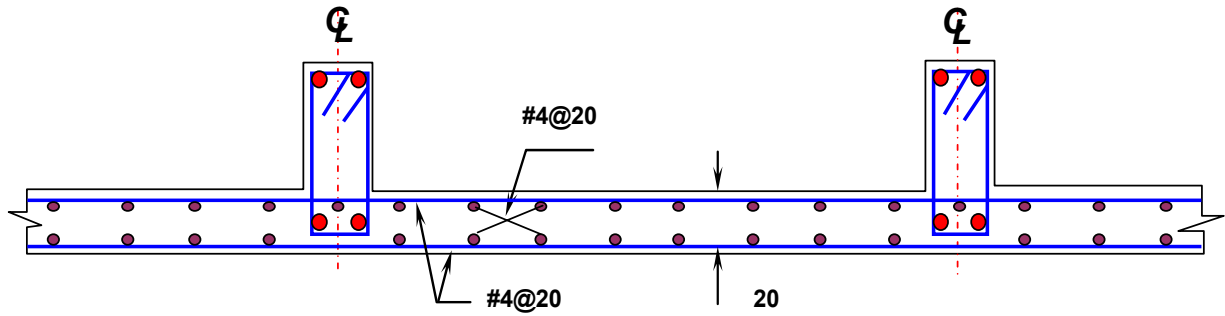
## TESIS PROFESIONAL

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right) = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 344300}{0,9 * 100 * 17,5 * 170}} \right) = 0,0031$$

$$A_s = 0,0031 * 100 * 17,5 = 5,43 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{100 * 1,27}{5,43} = 23 \text{ Cm}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} 3.5 h = 3,5 * 20 = 70 \text{ Cm Rige} \\ 50 \text{ Cm} \end{cases}$$



### ARMADO DE LOSA DE CIMENTACION

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "A", ENTRE EJES 1-4

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	CT - 1	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 27,6 T-m	Ancho de Contratrabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 49,5 T-m	Peralte Total = 200 Cm
Cortante Máximo	= 17,4 Ton	Recubrimiento = 5 Cm
		Peralte efectivo = 195 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2760000}{0,9 * 20 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00097 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 20 * 195 = 10,3 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{10,3}{5,07} = 2$

**Armar con 2 # 8**

$$M_R = 0,9 * 20 * 195^2 * 170 * 0,0642 \left[ 1 - 0,5 * 0,0642 \right] = 72,3 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{2 * 5,07}{20 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

**Ok**

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4950000}{0,9 * 20 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00176 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 20 * 195 = 10,3 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{10,3}{5,07} = 2$

**Armar con 2 # 8**

$$\rho = \frac{2 * 5,07}{20 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

$$M_R = 0,9 * 20 * 195^2 * 170 * 0,0642 \left[ 1 - 0,5 * 0,0642 \right] = 72,3 \text{ T-m}$$



## DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "A", ENTRE EJES 1-4

$$V_u > 2.5F_{Rbd} (f'_c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 17400 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 195 \sqrt{200} = 110309 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_{Rbd}(0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 195 [0,2 + 20 * 0,0026] \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 11857 \text{ Kg} \quad \text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_{Rbd} \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 195 \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 20915 \text{ Kg} \quad \text{Con estribos del No } 3 \text{ as} = 0,71 \text{ Cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 195}{17400 - 11857} = 168 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_{Rbd} \sqrt{f'_c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 195 \sqrt{200} = 66185 \text{ Kg} > V_u = 17400 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_{Rbd} (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 98 \text{ Cm}$$

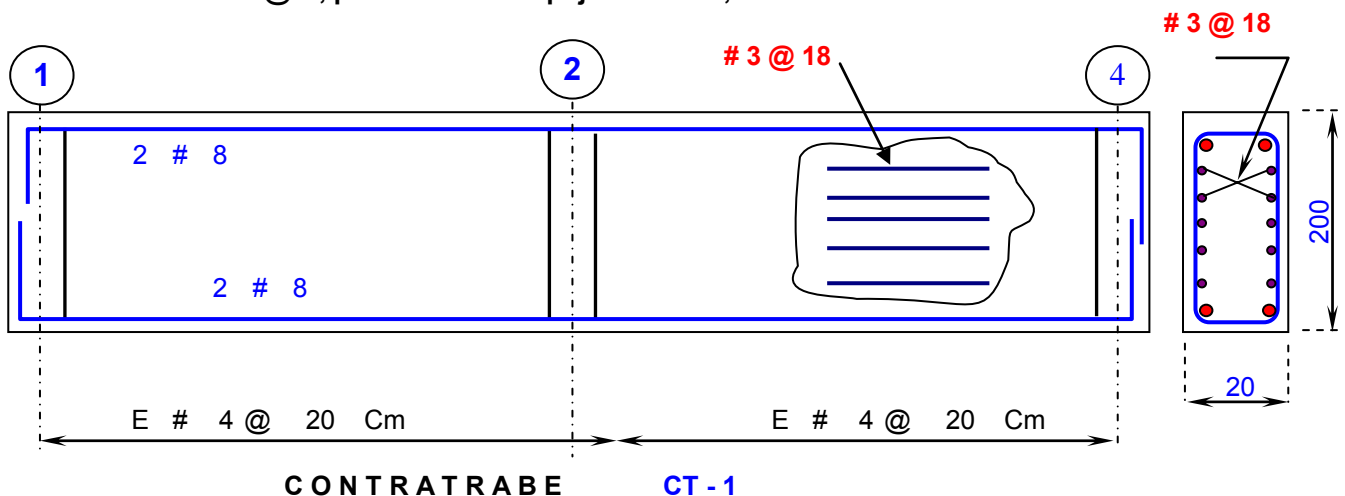
$$\text{Si } V_u > 1.5F_{Rbd} (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 49 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No 3 @ 20 Cm

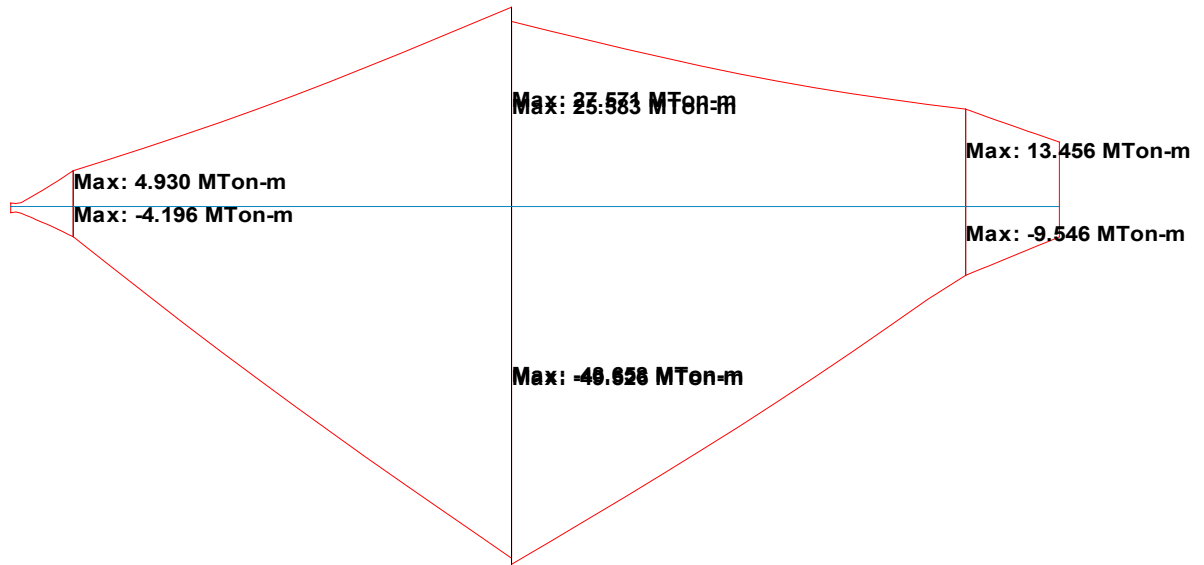
$$\text{as} = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 * 20}{4200 [20 + 100]} * 1,5 = 3,93 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con Varillas del No } 3 \text{ as} = 0,71 \text{ Cm}^2 \quad \text{Sep} = \frac{100 * 0,71}{3,93} = 18 \text{ Cm}$$

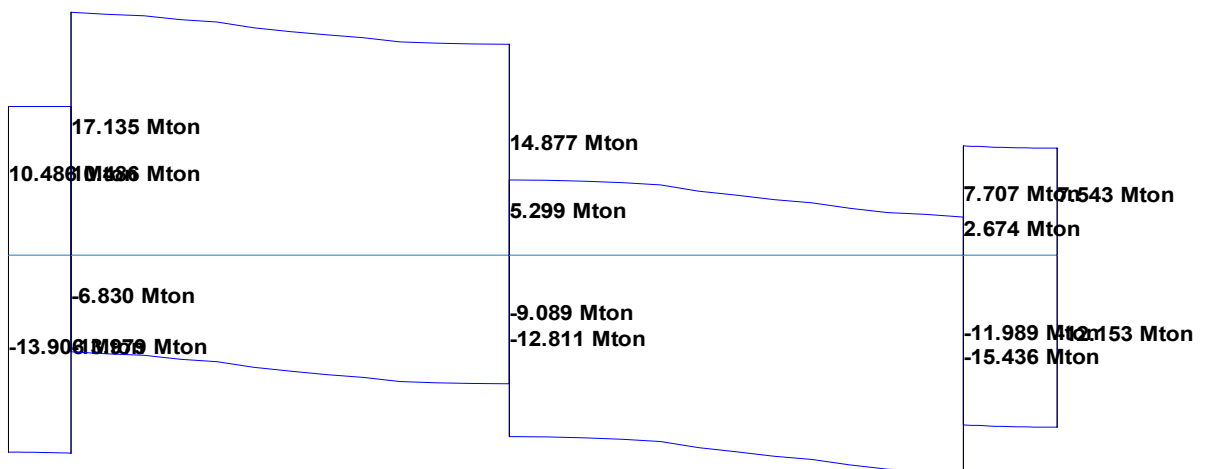
**Se colocaran E#4@20, para tomar el empuje del suelo, sobre el muro**



**DISEÑO DE CONTRATRABE, EJE "A", ENTRE EJES 1-4**



**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 1**



**DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 1**

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "D", ENTRE EJES 2-8

#### ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO CT - 2 PARAMETROS DE DISEÑO

Momento	[ - ]	=	148	T-m	Ancho de Contratrabe	=	30	Cm
Momento	[ + ]	=	77,4	T-m	Peralte Total	=	200	Cm
Cortante Máximo		=	36,4	Ton	Recubrimiento	=	5	Cm
					Peralte efectivo	=	195	Cm
					Concreto f'c	=	250	Kg/Cm <sup>2</sup>
					Acero fy	=	4200	Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 14800000}{0,9 * 30 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00359 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00359 * 30 * 195 = 21 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{21}{5,07} = 4,15$

**Armar con 5 # 8**

$$M_R = 0,9 * 30 * 195^2 * 170 * 0,107 [1 - 0,5 * 0,107] = 176,76 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{5 * 5,07}{30 * 195} = 0,00433 \quad q = 0,00433 * \frac{4200}{170} = 0,107$$

**Ok**

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7740000}{0,9 * 30 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00184 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 30 * 195 = 15,4 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{15,4}{5,07} = 3,04$

**Armar con 3 # 8**

$$\rho = \frac{3 * 5,07}{30 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

$$M_R = 0,9 * 30 * 195^2 * 170 * 0,0642 [1 - 0,5 * 0,0642] = 108,45 \text{ T-m}$$

## DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "D", ENTRE EJES 2-8

$$V_u > 2.5F_Rbd (f'_c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 36400 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} = 165463 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,9 * 30 * 195 [0,2 + 20 * 0,00433] \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 20231 \text{ Kg} \quad \text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_Rbd \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 31372 \text{ Kg} \quad \text{Con estribos del No } 3 \text{ as} = 0,71 \text{ Cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 195}{36400 - 20231} = 58 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_Rbd \sqrt{f'_c} = 1,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} = 99278 \text{ Kg} > V_u = 36400 \text{ Kg}$$

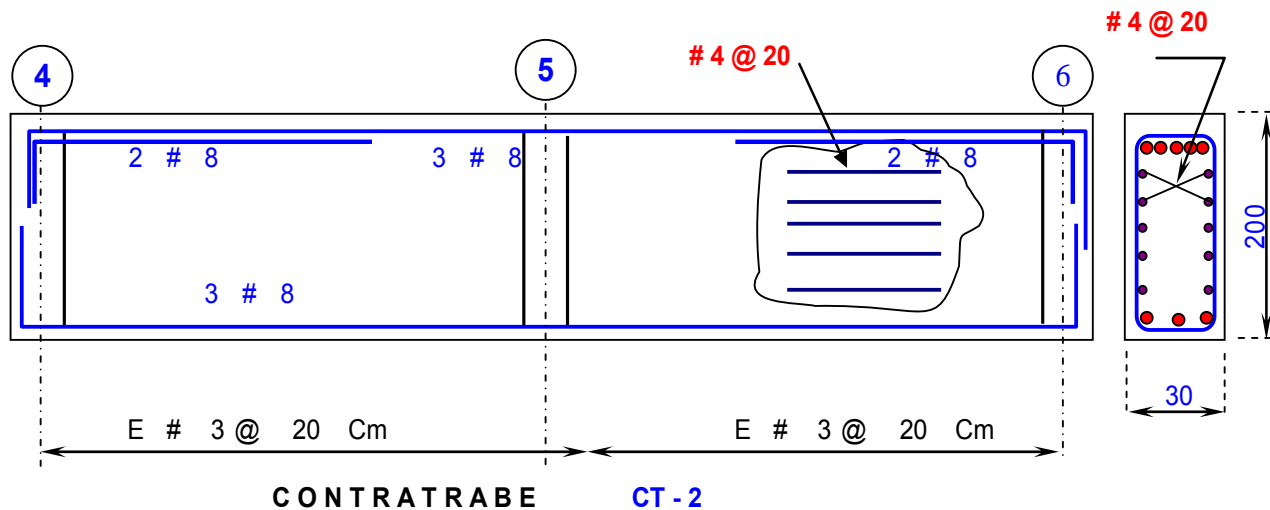
$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 98 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 49 \text{ Cm}$$

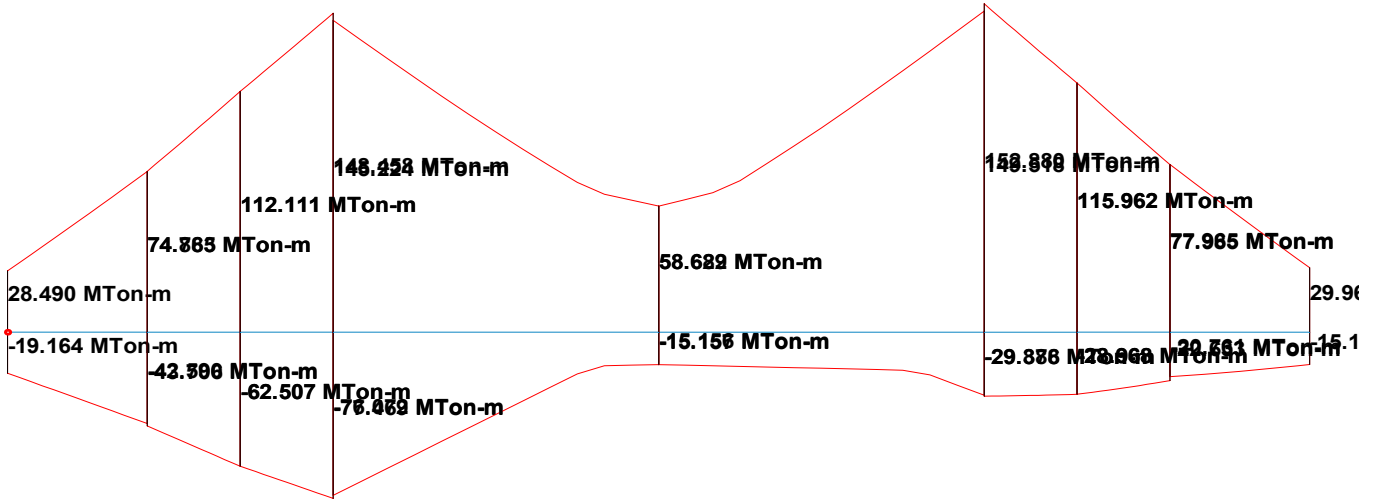
Se colocara estribos del No 3 @ 20 Cm

$$as = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 * 30}{4200 [20 + 100]} * 1,5 = 5,89 \text{ Cm}^2$$

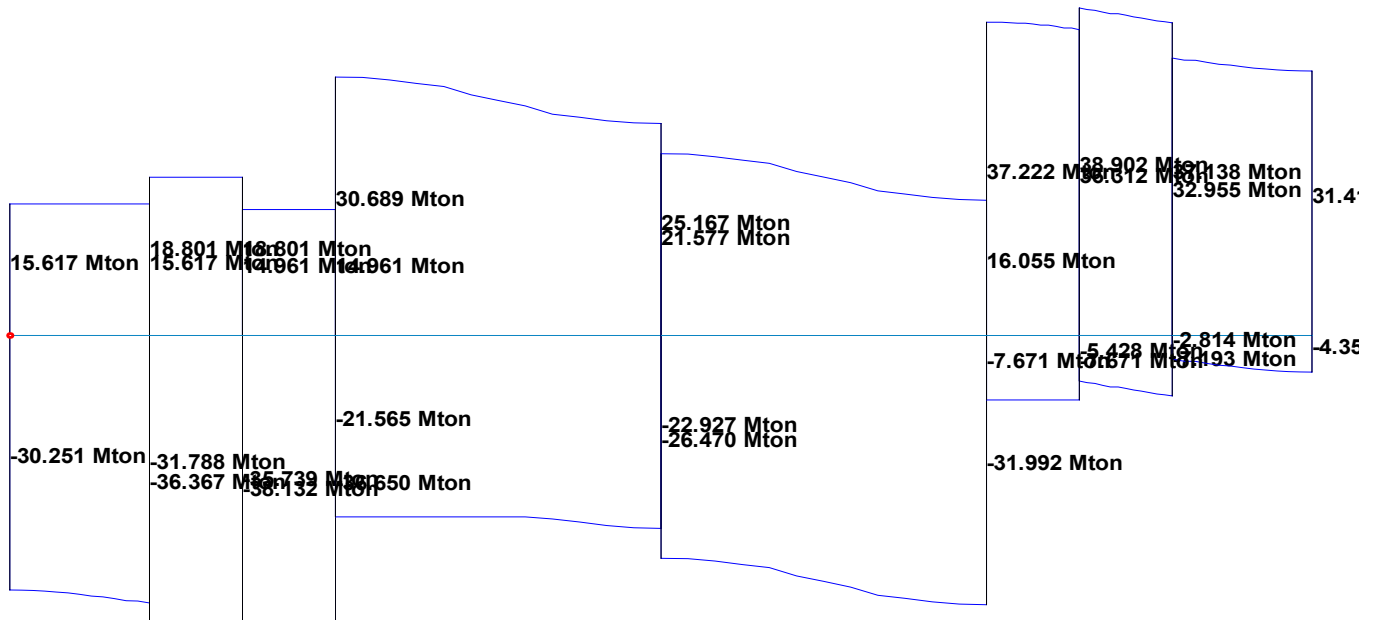
$$\text{Con Varillas del No } 4 \text{ as} = 1,27 \text{ Cm}^2 \quad \text{Sep} = \frac{100 * 1,27}{5,89} = 21 \text{ Cm}$$



**DISEÑO DE CONTRATRABE, EJE "D", ENTRE EJES 2-8**



**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 2**



**DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 2**

**TESIS PROFESIONAL**

**DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "E", ENTRE EJES 1-4**

**ELEMENTOS MECANICOS CT - 3 PARAMETROS DE DISEÑO DE DISEÑO**

Momento [ - ]	= 53,1 T-m	Ancho de Contratrabe	= 30 Cm
Momento [ + ]	= 31,8 T-m	Peralte Total	= 200 Cm
Cortante Máximo	= 33,3 Ton	Recubrimiento	= 5 Cm
		Peralte efectivo	= 195 Cm
		Concreto f'c	= 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy	= 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

**DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO**

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5310000}{0,9 * 30 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00125 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 30 * 195 = 15,4 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{15,4}{5,07} = 3,04$

**Armar con 3 # 8**

$$M_R = 0,9 * 30 * 195^2 * 170 * 0,0642 (1 - 0,5 * 0,0642) = 108,45 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{3 * 5,07}{30 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

**Ok**

**DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO**

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3180000}{0,9 * 30 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00074 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 30 * 195 = 15,4 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{15,4}{5,07} = 3,04$

**Armar con 3 # 8**

$$\rho = \frac{3 * 5,07}{30 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

$$M_R = 0,9 * 30 * 195^2 * 170 * 0,0642 (1 - 0,5 * 0,0642) = 108,45 \text{ T-m}$$

## DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "D", ENTRE EJES 2-8

$$V_u > 2.5F_Rbd (f'_c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 33300 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} = 165463 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,9 * 30 * 195 [0,2 + 20 * 0,0026] \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 17786 \text{ Kg} \quad \text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_Rbd \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 31372 \text{ Kg} \quad \text{Con estribos del No } 3 \text{ as} = 0,71 \text{ Cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 195}{33300 - 17786} = 60 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_Rbd \sqrt{f'_c} = 1,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} = 99278 \text{ Kg} > V_u = 33300 \text{ Kg}$$

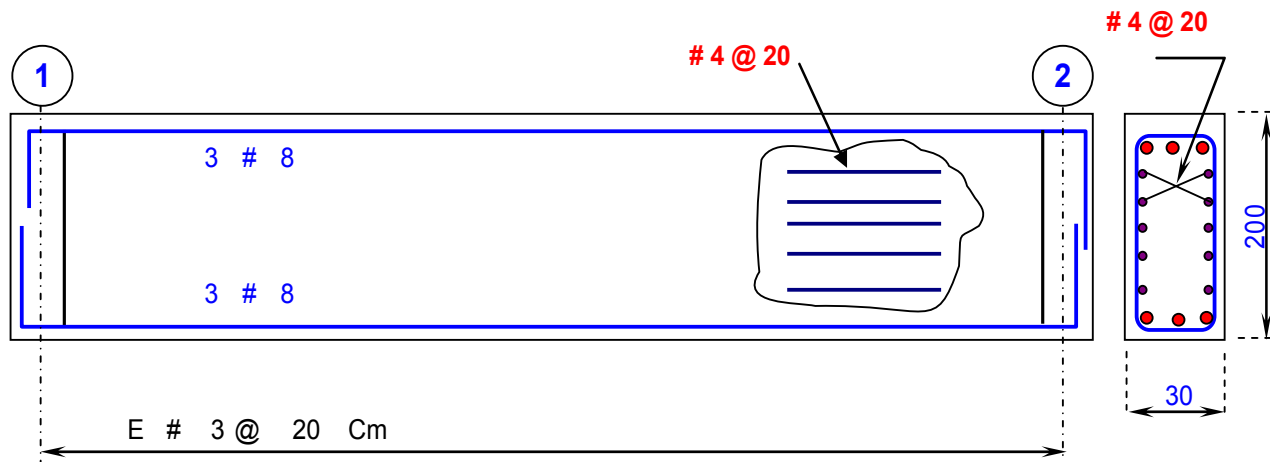
$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 98 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 49 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No 3 @ 20 Cm

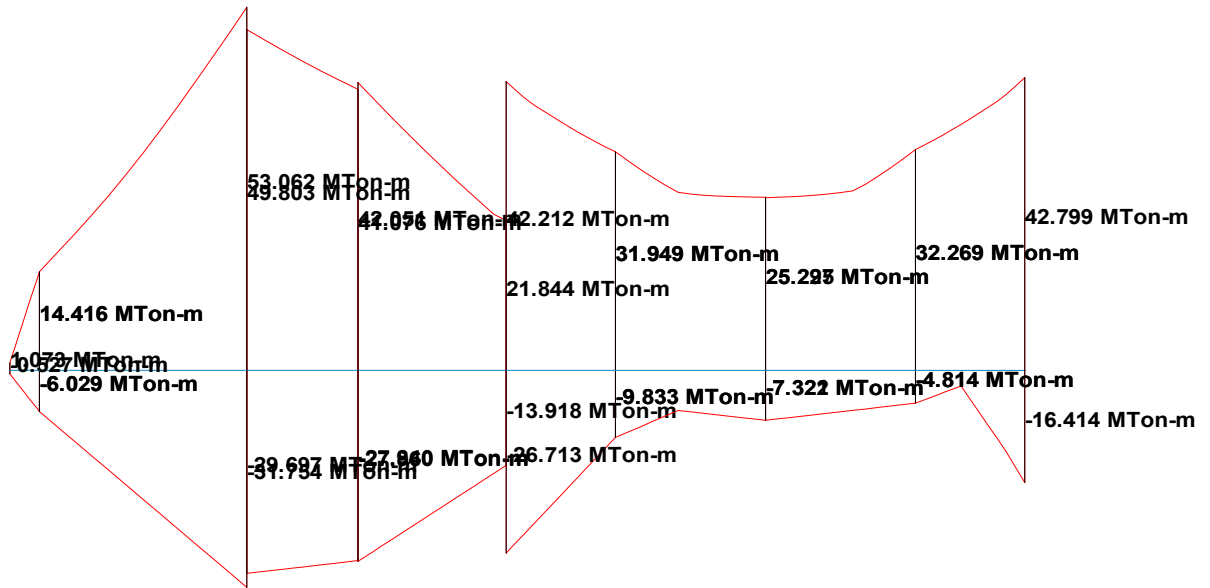
$$as = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 * 30}{4200 [20 + 100]} * 1,5 = 5,89 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con Varillas del No } 4 \text{ as} = 1,27 \text{ Cm}^2 \quad \text{Sep} = \frac{100 * 1,27}{5,89} = 21 \text{ Cm}$$

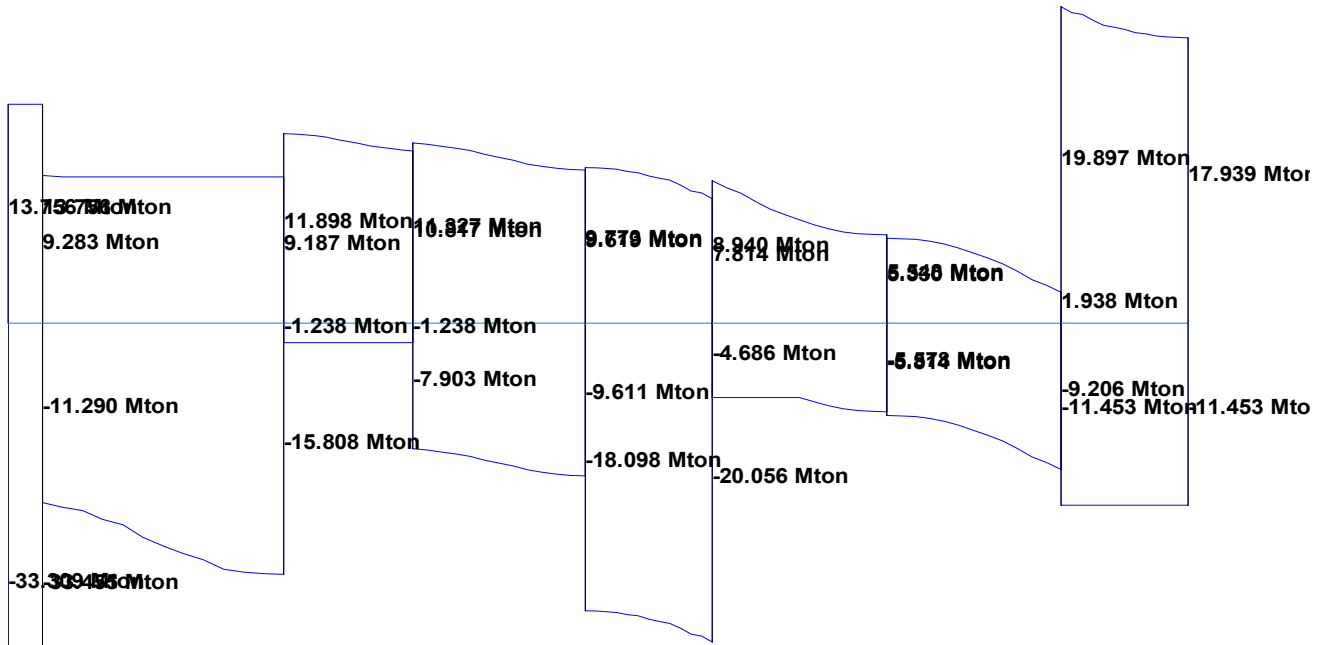


**CONTRATRABE CT-3**

**DISEÑO DE CONTRATRABE, EJE "E", ENTRE EJES 1-4**



**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 3**



**DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 3**



## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "1", ENTRE EJES A-N

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	CT - 4	PARAMETROS DE DISEÑO
Momento [ - ]	= 63,5 T-m	Ancho de Contratrabe = 20 Cm
Momento [ + ]	= 36,3 T-m	Peralte Total = 200 Cm
Cortante Máximo	= 19,2 Ton	Recubrimiento = 5 Cm
		Peralte efectivo = 195 Cm
		Concreto f'c = 250 Kg/Cm <sup>2</sup>
		Acero fy = 4200 Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 6350000}{0,9 * 20 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00227 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 20 * 195 = 10,3 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{10,3}{5,07} = 2,03$

**Armar con 2 # 8**

$$M_R = 0,9 * 20 * 195^2 * 170 * 0,0642 \left[ 1 - 0,5 * 0,0642 \right] = 72,3 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{2 * 5,07}{20 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

**Ok**

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3630000}{0,9 * 20 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00128 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 20 * 195 = 10,3 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{10,3}{5,07} = 2,03$

**Armar con 2 # 8**

$$\rho = \frac{2 * 5,07}{20 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

$$M_R = 0,9 * 20 * 195^2 * 170 * 0,0642 \left[ 1 - 0,5 * 0,0642 \right] = 72,3 \text{ T-m}$$

## DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "D", ENTRE EJES 2-8

$$V_u > 2.5F_Rbd (f'_c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 19200 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 20 * 195 \sqrt{200} = 110309 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,9 * 20 * 195 [0,2 + 20 * 0,0026] \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 11857 \text{ Kg} \quad \text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_Rbd \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 20 * 195 \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 20915 \text{ Kg} \quad \text{Con estribos del No } 3 \text{ as} = 0,71 \text{ Cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 195}{19200 - 11857} = 127 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_Rbd \sqrt{f'_c} = 1,5 * 0,8 * 20 * 195 \sqrt{200} = 66185 \text{ Kg} > V_u = 19200 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 98 \text{ Cm}$$

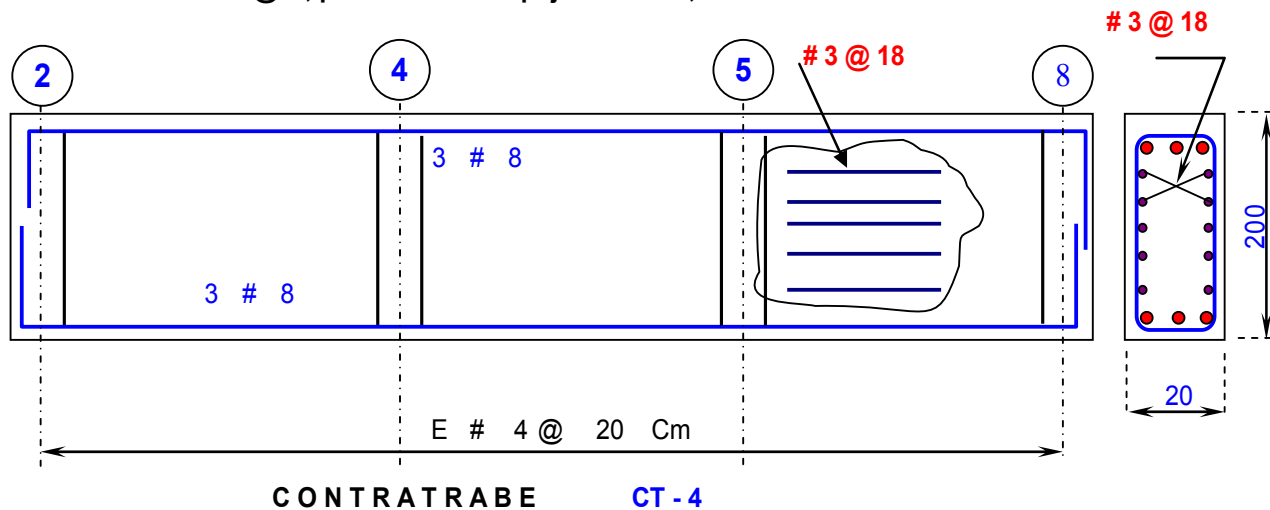
$$\text{Si } V_u > 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 49 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No 3 @ 20 Cm

$$as = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 * 20}{4200 [20 + 100]} * 1,5 = 3,93 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con Varillas del No } 3 \text{ as} = 0,71 \text{ Cm}^2 \quad \text{Sep} = \frac{100 * 0,71}{3,93} = 18 \text{ Cm}$$

Se colocaran E#4@20, para tomar el empuje del suelo, sobre el muro



DISEÑO DE CONTRATRABE, EJE "1", ENTRE EJES A-N

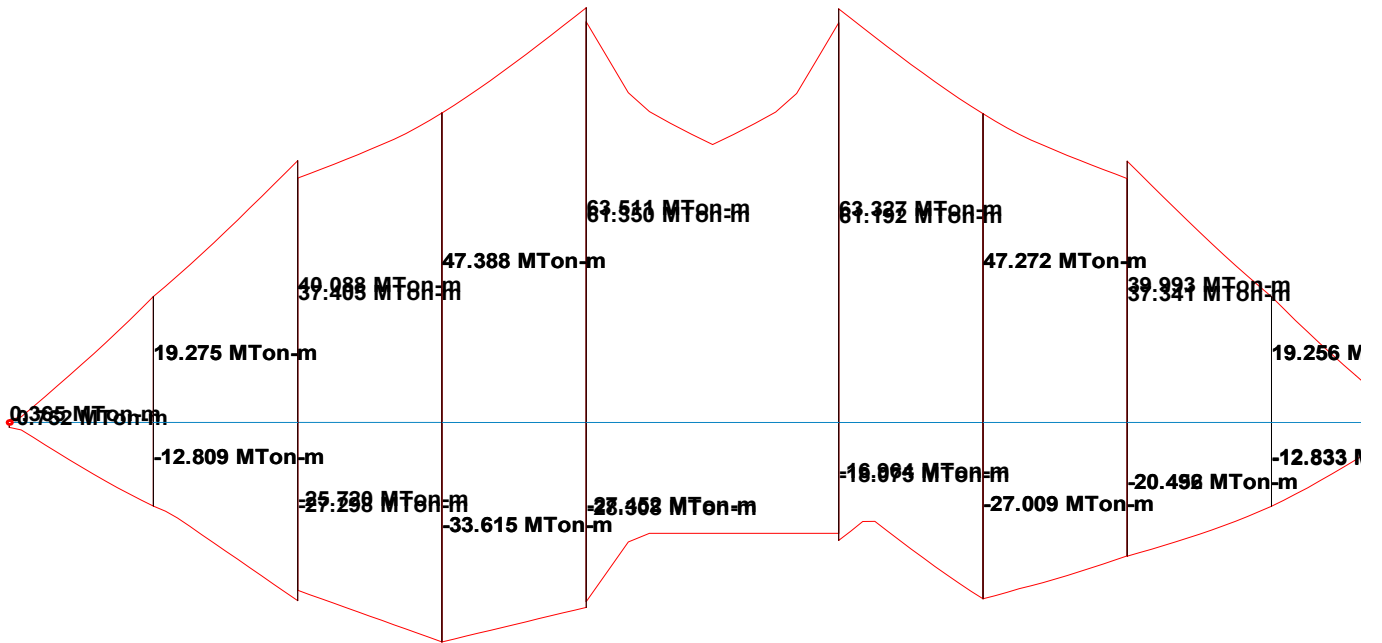


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE

CT - 4

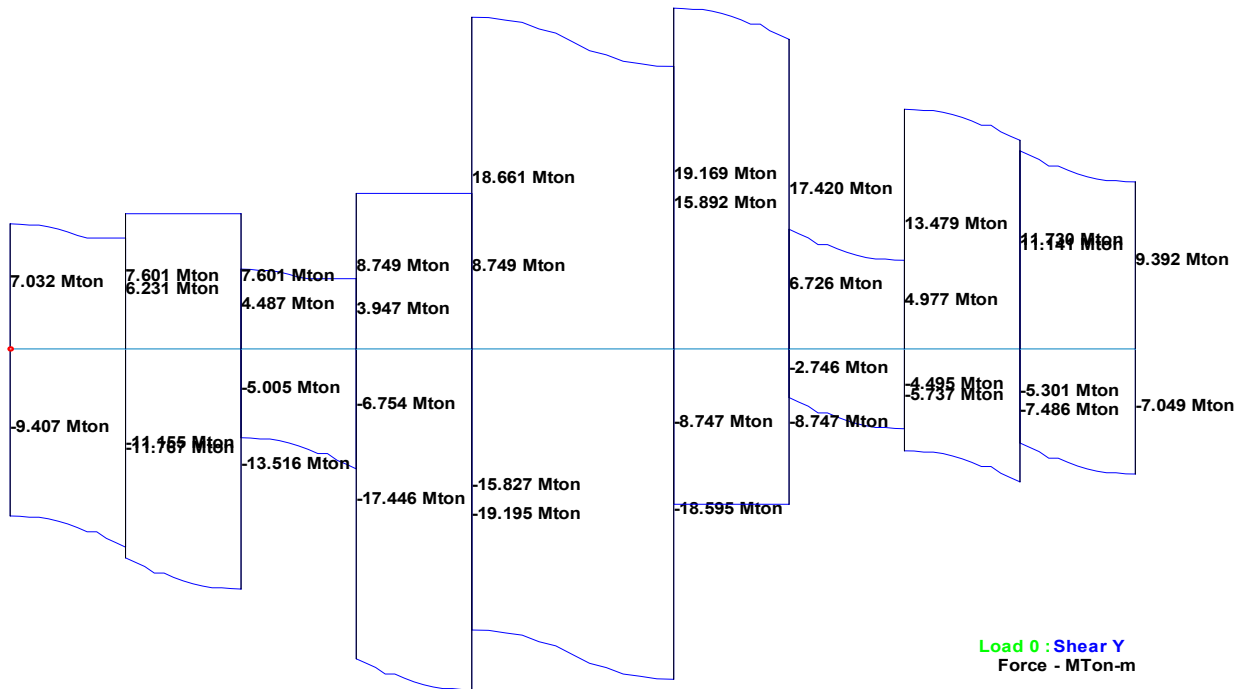


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE

CT - 4

## TESIS PROFESIONAL

### DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "2", ENTRE EJES A-N

#### ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO CT - 5 PARAMETROS DE DISEÑO

Momento	[ - ]	=	76,2	T-m	Ancho de Contratrabe	=	30	Cm
Momento	[ + ]	=	49,9	T-m	Peralte Total	=	200	Cm
Cortante Máximo		=	42,7	Ton	Recubrimiento	=	5	Cm
					Peralte efectivo	=	195	Cm
					Concreto f'c	=	250	Kg/Cm <sup>2</sup>
					Acero fy	=	4200	Kg/Cm <sup>2</sup>

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

$$\rho_{\min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,7 * \sqrt{250}}{4200} = 0,00264 \quad \text{¿El acero de ref. debe resistir fuerzas laterales?} \quad \text{si}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) 0,75 = \frac{170}{4200} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) 0,75 = 0,01786$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right) \quad A_s = \rho b d \quad M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0,5 q)$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7620000}{0,9 * 30 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00181 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 30 * 195 = 15,4 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{15,4}{5,07} = 3,04$

**Armar con 3 # 8**

$$M_R = 0,9 * 30 * 195^2 * 170 * 0,0642 \left[ 1 - 0,5 * 0,0642 \right] = 108,45 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{3 * 5,07}{30 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

**Ok**

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

$$\rho = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4990000}{0,9 * 30 * 195^2 * 170}} \right) = 0,00117 < 0,01786 \quad \text{Ok}$$

$$A_s = 0,00264 * 30 * 195 = 15,4 \text{ Cm}^2$$

Con del varillas del No **8**  $a_s = 5,07 \text{ Cm}^2$  No de var. =  $\frac{15,4}{5,07} = 3,04$

**Armar con 3 # 8**

$$\rho = \frac{3 * 5,07}{30 * 195} = 0,0026 \quad q = 0,0026 * \frac{4200}{170} = 0,0642$$

$$M_R = 0,9 * 30 * 195^2 * 170 * 0,0642 \left[ 1 - 0,5 * 0,0642 \right] = 108,45 \text{ T-m}$$

## DISEÑO DE CONTRATRABE , EJE "2", ENTRE EJES A-N

$$V_u > 2.5F_Rbd (f'_c)^{1/2}$$

### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_u = 700 \text{ Kg} < V = 2,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} = 165463 \text{ Kg} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,9 * 30 * 195 [0,2 + 20 * 0,0026] \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 17786 \text{ Kg} \quad \text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_Rbd \sqrt{f'_c} [1 - 0,0004 (h - 700)]$$

$$V_{CR} = 0,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} \{1 - 0,0004 [200 - 700]\}$$

$$V_{CR} = 31372 \text{ Kg} \quad \text{Con estribos del No } 3 \text{ as} = 0,71 \text{ Cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0,8 * 1,43 * 4200 * 195}{700 - 17786} = -55 \text{ Cm}$$

$$V_{CR} = 1.5F_Rbd \sqrt{f'_c} = 1,5 * 0,8 * 30 * 195 \sqrt{200} = 99278 \text{ Kg} > V_u = 700 \text{ Kg}$$

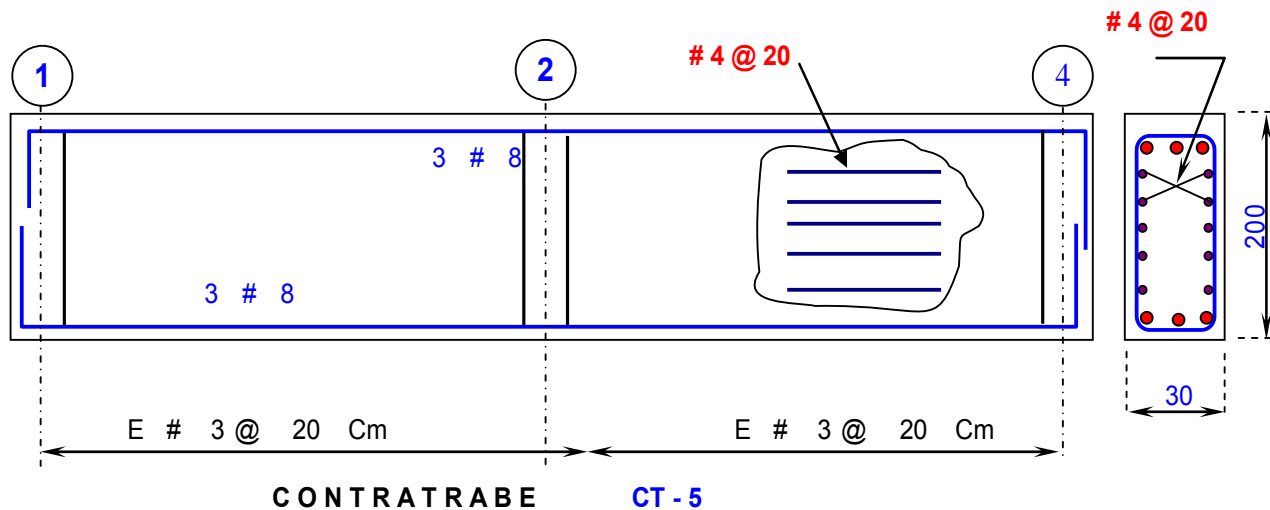
$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/2 = 98 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } V_u > 1.5F_Rbd (f'_c)^{1/2} \quad \text{Colocar estribos @ Sep} = d/4 = 49 \text{ Cm}$$

Se colocara estribos del No 3 @ 20 Cm

$$as = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 * 30}{4200 [20 + 100]} * 1,5 = 5,89 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Con Varillas del No } 4 \text{ as} = 1,27 \text{ Cm}^2 \quad \text{Sep} = \frac{100 * 1,27}{5,89} = 21 \text{ Cm}$$



DISEÑO DE CONTRATRABE, EJE "2", ENTRE EJES A-N

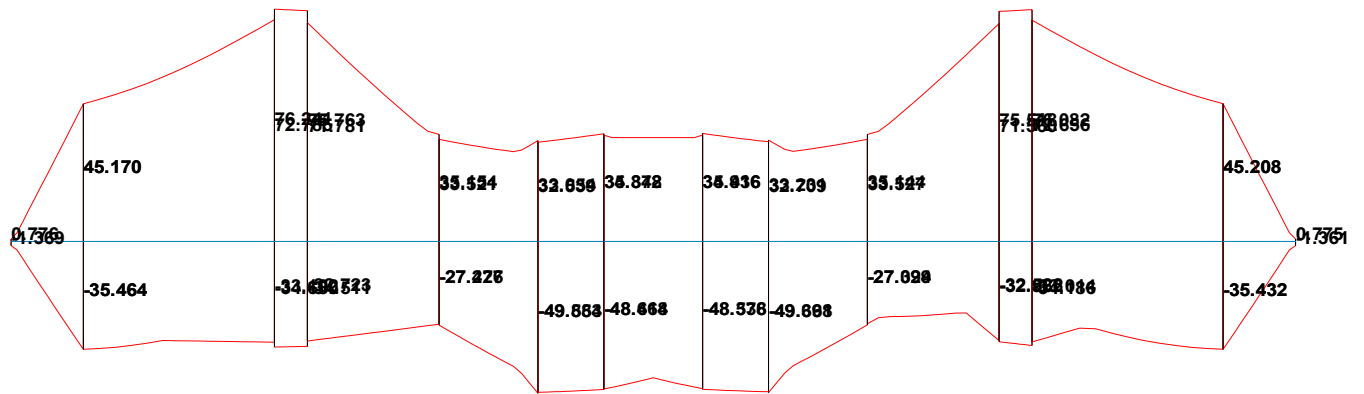


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 5

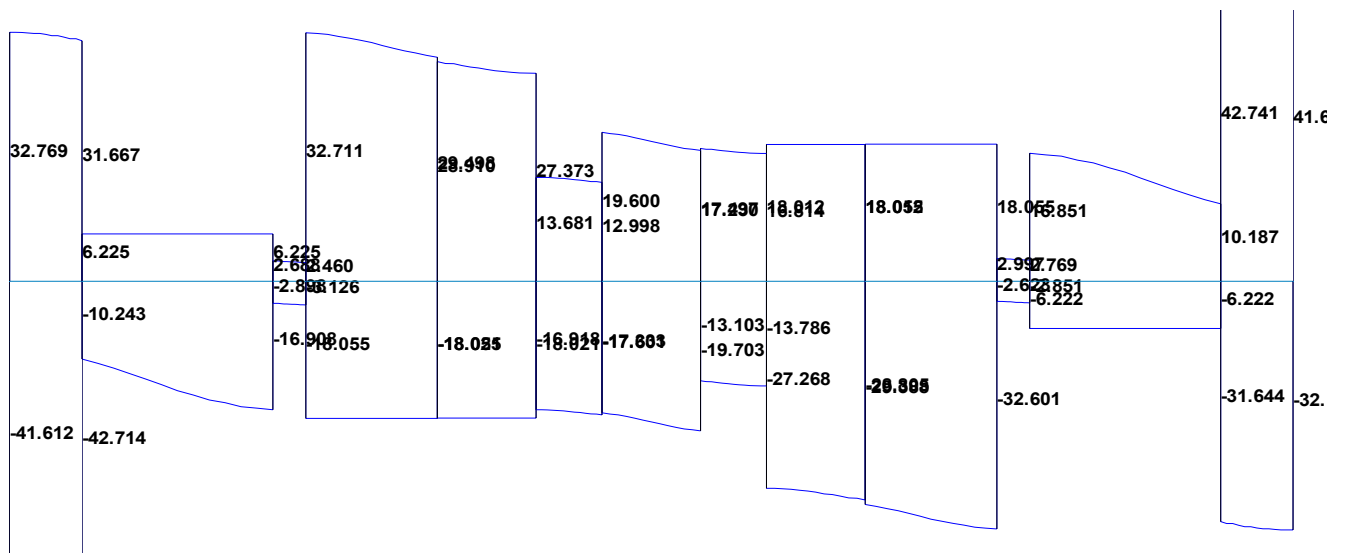


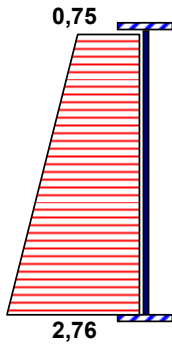
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE TRABE ENVOLVENTE CT - 5



## DISEÑO DE MURO PERIMETRAL ( SOTANO )

### TESIS PROFESIONAL

EL MURO SE ANALIZARA CONSIDERANDO EMPOTRADO EN AMBOS EXTREMOS



Para el diseño rige la combinación 2

$$\begin{aligned} \text{Mu (-)} &= 1,076 \text{ T-m} & \text{Espesor de muro} &= 20 \text{ Cm} \\ \text{Mu (+)} &= 0,638 \text{ T-m} \\ \text{Vu (+)} &= 3,39 \text{ Ton} \end{aligned}$$

#### DISEÑO POR FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

##### DISEÑO POR FLEXION

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{Mu}}{F_R b d^2 f'_c 0.85}} \right]$$

Unidades T/m

$$\rho = \frac{0.85 * 250}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 107600}{0.9 * 100 * 17^2 * 250 * 0.85}} \right] = 0,000995$$

$$\rho_{\min} = 0,0026 \quad \text{Se armara con acero M\u00ednimo}$$

$$A_s = 0,0026 * 100 * 17 = 4,42 \text{ Cm}^2$$

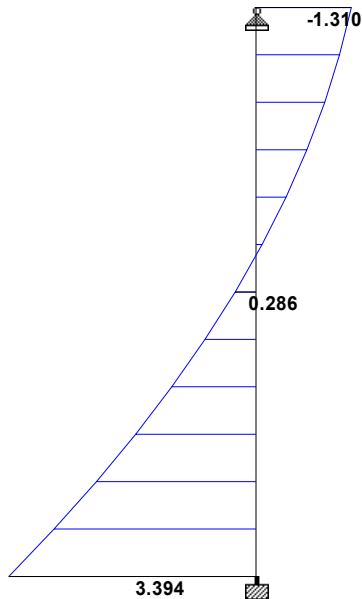
$$\text{Con varillas del No } 3 \quad a_s = 0,71 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{100 * 0,71}{4,42} = 16 \text{ Cm}$$

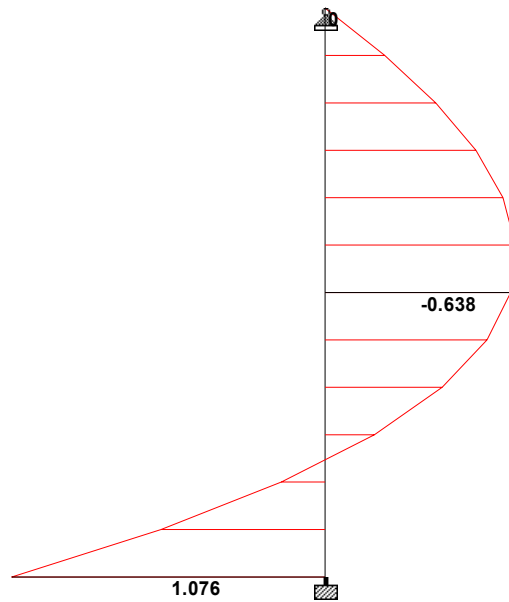
##### DISEÑO POR CORTANTE

$$V_{CR} = 0.55 F_R b d \sqrt{f'_c} = 0,55 * 0,8 * 100 * 17 * \sqrt{250} = 11827 \text{ Kg} > V_u = 3390 \text{ Kg}$$

Debido que el acero transversal de la contratrabe\_muro, es del # 4@ 20 Cm.  
no se requiere suministrar acero adicional



**DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE**  
Ton



**DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE**  
Ton-m



```

INPUT FILE: Cimentacion_01_2007.STD
1. STAAD SPACE DISEÑO CIMENTACION TESIS PROFESIONAL
2. START JOB INFORMATION
3. ENGINEER DATE 02.01.07
4. END JOB INFORMATION
5. *****
6. * DISEÑO DE CIMENTACIÓN EDIFICIO A BASE DE *
7. * MUROS DE CARGA *
8. * MODELADOS RESORTES *
9. * LOCALIZADO EN LA ZONA IIIA DE *
10. * DEL D.F. *
11. * CON CAPACIDAD DE SUELO 5 TON/M2, CARGA VERTICAL *
12. * CON CAPACIDAD DE SUELO 6.5 TON/M2, CARGA ACCIDENTAL *
13. * SE CONSIDERA UN MODULO DE REACCIÓN DE *
14. * MR = 165 T/M3 *
15. * A.TREJO.R *
16. * REVISION 02.01.07 *
17. *****
18. INPUT WIDTH 79
19. UNIT METER MTON
20. JOINT COORDINATES
21. 1 0 0 0; 2 0.4 0 0; 3 3.2 0 0; 4 6.1 0 0; 5 6.7 0 0; 6 6.7 0 0.8; 7 6.7 0 1.5
22. 8 10.2 0 1.5; 9 0 0 2; 10 0 0 4; 11 1.6 0 4; 12 3.2 0 4; 13 10.2 0 3; 14 0 0 6
23. 15 0 0 8; 16 0.4 0 8; 17 3.2 0 8; 18 3.2 0 6.5; 19 4.7 0 6.5; 20 4.7 0 8
24. 21 6.7 0 8; 22 6.7 0 7.25; 23 10.2 0 4.5; 24 10.2 0 6.5; 49 3.2 0 1.1
25. 51 4.7 0 4.5; 53 5.7 0 4.5; 56 6.7 0 4.5; 58 10.2 0 8.5; 60 8.175 0 8.5
26. 62 6.7 0 8.5; 64 3.2 0 9; 66 4.95 0 9; 68 6.7 0 9; 70 20.4 0 0; 71 20 0 0
27. 72 17.2 0 0; 73 14.3 0 0; 74 13.7 0 0; 75 13.7 0 0.8; 76 13.7 0 1.5
28. 77 20.4 0 2; 78 20.4 0 4; 79 18.8 0 4; 80 17.2 0 4; 81 20.4 0 6; 82 20.4 0 8
29. 83 20 0 8; 84 17.2 0 8; 85 17.2 0 6.5; 86 15.7 0 6.5; 87 15.7 0 8; 88 13.7 0 8
30. 89 13.7 0 7.25; 110 17.2 0 1.1; 112 15.7 0 4.5; 114 14.7 0 4.5; 117 13.7 0 4.5
31. 119 12.225 0 8.5; 121 13.7 0 8.5; 123 17.2 0 9; 125 15.45 0 9; 127 13.7 0 9
32. 129 0 0 19.5; 130 0.4 0 19.5; 131 3.2 0 19.5; 132 6.1 0 19.5; 133 6.7 0 19.5
33. 134 6.7 0 18.7; 135 6.7 0 18; 136 10.2 0 18; 137 0 0 17.5; 138 0 0 15.5
34. 139 1.6 0 15.5; 140 3.2 0 15.5; 141 10.2 0 16.5; 142 0 0 13.5; 143 0 0 11.5
35. 144 0.4 0 11.5; 145 3.2 0 11.5; 146 3.2 0 13; 147 4.7 0 13; 148 4.7 0 11.5
36. 149 6.7 0 11.5; 150 6.7 0 12.25; 151 10.2 0 15; 152 10.2 0 13; 177 3.2 0 18.4
37. 179 4.7 0 15; 181 5.7 0 15; 184 6.7 0 15; 186 10.2 0 11; 188 8.175 0 11
38. 190 6.7 0 11; 192 3.2 0 10.5; 194 4.95 0 10.5; 196 6.7 0 10.5; 198 20.4 0 19.5
39. 199 20 0 19.5; 200 17.2 0 19.5; 201 14.3 0 19.5; 202 13.7 0 19.5
40. 203 13.7 0 18.7; 204 13.7 0 18; 205 20.4 0 17.5; 206 20.4 0 15.5
41. 207 18.8 0 15.5; 208 17.2 0 15.5; 209 20.4 0 13.5; 210 20.4 0 11.5
42. 211 20 0 11.5; 212 17.2 0 11.5; 213 17.2 0 13; 214 15.7 0 13; 215 15.7 0 11.5
43. 216 13.7 0 11.5; 217 13.7 0 12.25; 238 17.2 0 18.4; 240 15.7 0 15
44. 242 14.7 0 15; 245 13.7 0 15; 247 12.225 0 11; 249 13.7 0 11; 251 17.2 0 10.5
45. 253 15.45 0 10.5; 255 13.7 0 10.5; 367 3.2 0 4.5; 368 17.2 0 4.5; 369 3.2 0 15
46. 370 17.2 0 15
47. MEMBER INCIDENCES
48. 411 1 2; 412 2 3; 413 3 4; 414 4 5; 415 7 8; 416 8 76; 417 74 73; 418 73 72
49. 419 72 71; 420 71 70; 421 10 11; 422 11 12; 423 367 51; 424 51 53; 425 53 56
50. 426 56 23; 427 23 117; 428 117 114; 429 114 112; 430 112 368; 431 1 9
51. 432 9 10; 433 10 14; 434 14 15; 435 15 143; 436 143 142; 437 142 138
52. 438 138 137; 439 137 129; 440 129 130; 441 130 131; 442 131 132; 443 132 133
53. 444 135 134; 445 134 133; 446 135 136; 447 136 204; 448 204 203; 449 203 202
54. 450 202 201; 451 201 200; 452 200 199; 453 199 198; 454 70 77; 455 77 78
55. 456 81 82; 457 82 210; 458 210 209; 459 209 206; 460 206 205; 461 5 6; 462 6 7
56. 463 74 75; 464 75 76; 465 7 56; 466 56 22; 467 22 21; 468 21 62; 469 62 68
57. 470 68 196; 471 196 190; 472 190 149; 473 149 150; 474 150 184; 475 184 135
58. 476 76 117; 477 117 89; 478 89 88; 479 88 121; 480 121 127; 481 127 255

```

59. 482 255 249; 483 249 216; 484 216 217; 485 217 245; 486 245 204; 487 3 49  
 60. 488 49 12; 489 12 367; 490 367 18; 491 18 17; 492 17 64; 493 64 192  
 61. 494 192 145; 495 145 146; 496 146 369; 497 369 140; 498 140 177; 499 177 131  
 62. 500 8 13; 501 13 23; 502 23 24; 503 24 58; 504 58 186; 505 186 152  
 63. 506 152 151; 507 151 141; 508 141 136; 509 369 179; 510 179 181; 511 181 184  
 64. 512 184 151; 513 151 245; 514 245 242; 515 242 240; 516 240 370; 517 72 110  
 65. 518 110 80; 519 80 368; 520 368 85; 521 85 84; 522 84 123; 523 123 251  
 66. 524 251 212; 525 212 213; 526 213 370; 527 370 208; 528 208 238; 529 238 200  
 67. 530 80 79; 531 79 78; 532 208 207; 533 207 206; 534 138 139; 535 139 140  
 68. 536 15 16; 537 16 17; 538 17 20; 539 20 21; 540 143 144; 541 144 145  
 69. 542 145 148; 543 148 149; 544 88 87; 545 87 84; 546 84 83; 547 83 82  
 70. 548 216 215; 549 215 212; 550 212 211; 551 211 210; 552 190 188; 553 188 186  
 71. 554 186 247; 555 247 249; 556 62 60; 557 60 58; 558 58 119; 559 119 121  
 72. 560 51 19; 561 19 20; 562 18 19; 563 148 147; 564 147 179; 565 146 147  
 73. 566 215 214; 567 214 240; 568 214 213; 569 112 86; 570 86 87; 571 86 85  
 74. 572 64 66; 573 192 194; 574 127 125; 575 255 253; 576 78 81; 577 194 196  
 75. 578 66 68; 579 253 251; 580 125 123; 581 205 198  
 76. **DEFINE MATERIAL START**  
 77. ISOTROPIC CONCRETE  
 78. E 2.21467E+006  
 79. POISSON 0.17  
 80. DENSITY 2.40262  
 81. ALPHA 1E-005  
 82. DAMP 0.05  
 83. END DEFINE MATERIAL  
 84. **MEMBER PROPERTY AMERICAN**  
 85. 421 TO 430 465 TO 575 577 TO 580 PRIS YD 2 ZD 0.3  
 86. MEMBER PROPERTY AMERICAN  
 87. 411 TO 420 431 TO 464 576 581 PRIS YD 2 ZD 0.2  
 88. CONSTANTS  
 89. MATERIAL CONCRETE MEMB 411 TO 581  
 90. **SUPPORTS**  
 91. 1 TO 24 49 51 53 56 58 60 62 64 66 68 70 TO 89 110 112 114 117 119 121 123 -  
 92. 125 127 129 TO 152 177 179 181 184 186 188 190 192 194 196 198 TO 217 238 -  
 93. 240 242 245 247 249 251 253 255 ELASTIC MAT DIRECT Y SUBGRADE 165  
 94. LOAD 1 CARGA MUERTA ( CM )  
 95. SELFWEIGHT Y -1  
 96. JOINT LOAD  
 97. 1 FY -1.97  
 98. 2 FY -1.09  
 99. 3 FY -8.75  
 100. 4 FY -1.36  
 101. 5 FY -3.14  
 102. 6 FY -3.64  
 103. 7 FY -5.31  
 104. 8 FY -8.71  
 105. 9 FY -6.57  
 106. 10 FY -3.22  
 107. 11 FY -8.53  
 108. 12 FY -5.47  
 109. 13 FY -12.9  
 110. 14 FY -8.17  
 111. 15 FY -4.86  
 112. 16 FY -2.89  
 113. 17 FY -4.54  
 114. 18 FY -9.48  
 115. 19 FY -10.49  
 116. 20 FY -3.89  
 117. 21 FY -3.92

118. 22 FY -5.93  
119. 23 FY -7.56  
120. 24 FY -15.28  
121. 49 FY -11.97  
122. 51 FY -5.78  
123. 53 FY -8.02  
124. 56 FY -8.41  
125. 58 FY -14.04  
126. 60 FY -5.54  
127. 62 FY -3.36  
128. 64 FY -4.25  
129. 66 FY -7.28  
130. 68 FY -3.2  
131. 70 FY -1.97  
132. 71 FY -1.09  
133. 72 FY -8.75  
134. 73 FY -1.36  
135. 74 FY -3.14  
136. 75 FY -3.64  
137. 76 FY -5.31  
138. 77 FY -6.57  
139. 78 FY -3.22  
140. 79 FY -8.53  
141. 80 FY -5.47  
142. 81 FY -8.18  
143. 82 FY -4.86  
144. 83 FY -2.89  
145. 84 FY -4.54  
146. 85 FY -9.48  
147. 86 FY -10.49  
148. 87 FY -3.89  
149. 88 FY -3.92  
150. 89 FY -5.93  
151. 110 FY -11.97  
152. 112 FY -5.78  
153. 114 FY -8.02  
154. 117 FY -8.41  
155. 119 FY -5.54  
156. 121 FY -3.36  
157. 123 FY -4.25  
158. 125 FY -7.28  
159. 127 FY -3.2  
160. 129 FY -1.97  
161. 130 FY -1.09  
162. 131 FY -8.75  
163. 132 FY -1.36  
164. 133 FY -3.14  
165. 134 FY -3.64  
166. 135 FY -5.31  
167. 136 FY -8.71  
168. 137 FY -6.57  
169. 138 FY -3.22  
170. 139 FY -8.53  
171. 140 FY -5.47  
172. 141 FY -12.9  
173. 142 FY -8.17  
174. 143 FY -4.86  
175. 144 FY -2.89  
176. 145 FY -4.54

177. 146 FY -9.48  
178. 147 FY -10.49  
179. 148 FY -3.89  
180. 149 FY -3.92  
181. 150 FY -5.93  
182. 151 FY -7.56  
183. 152 FY -15.28  
184. 177 FY -11.97  
185. 179 FY -5.78  
186. 181 FY -8.02  
187. 184 FY -8.41  
188. 186 FY -14.04  
189. 188 FY -5.54  
190. 190 FY -3.36  
191. 192 FY -4.25  
192. 194 FY -7.28  
193. 196 FY -3.2  
194. 198 FY -1.97  
195. 199 FY -1.09  
196. 200 FY -8.75  
197. 201 FY -1.36  
198. 202 FY -3.14  
199. 203 FY -3.64  
200. 204 FY -5.31  
201. 205 FY -6.57  
202. 206 FY -3.22  
203. 207 FY -8.53  
204. 208 FY -5.47  
205. 209 FY -8.18  
206. 210 FY -4.86  
207. 211 FY -2.89  
208. 212 FY -4.54  
209. 213 FY -9.48  
210. 214 FY -10.49  
211. 215 FY -3.89  
212. 216 FY -3.92  
213. 217 FY -5.93  
214. 238 FY -11.97  
215. 240 FY -5.78  
216. 242 FY -8.02  
217. 245 FY -8.41  
218. 247 FY -5.54  
219. 249 FY -3.36  
220. 251 FY -4.25  
221. 253 FY -7.28  
222. 255 FY -3.2  
223. \* PESO DE LOSA TAPA, CONSIDERANDO ESPESOR DE 10 CM.  
224. FLOOR LOAD  
225. YRANGE 0 0 FLOAD -0.24 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
226. \* PESO DE LOSA DE CIMENTACION CONSIDERANDO ESPESOR DE 20 CM.  
227. YRANGE 0 0 FLOAD -0.488 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
228. **LOAD 2 CARGA DE MUROS ( CMU )**  
229. JOINT LOAD  
230. 1 FY -1.21  
231. 2 FY -0.63  
232. 3 FY -6.03  
233. 4 FY -0.56  
234. 5 FY -1.38  
235. 6 FY -1.33

236. 7 FY -1.4  
237. 8 FY -4.93  
238. 9 FY -4.45  
239. 10 FY -2.09  
240. 11 FY -4.92  
241. 12 FY -1.99  
242. 13 FY -6.45  
243. 14 FY -6.89  
244. 15 FY -2.23  
245. 16 FY -1.21  
246. 17 FY -2.77  
247. 18 FY -6.1  
248. 19 FY -6.98  
249. 20 FY -2.71  
250. 21 FY -1.  
251. 22 FY -0.87  
252. 23 FY -2.73  
253. 24 FY -7.48  
254. 49 FY -9.77  
255. 51 FY -2.07  
256. 53 FY -2.58  
257. 56 FY -1.83  
258. 58 FY -7.16  
259. 60 FY -1.71  
260. 62 FY -1.17  
261. 64 FY -2.15  
262. 66 FY -5.27  
263. 68 FY -1.38  
264. 70 FY -1.99  
265. 71 FY -0.97  
266. 72 FY -6.3  
267. 73 FY -0.61  
268. 74 FY -1.54  
269. 75 FY -1.49  
270. 76 FY -1.58  
271. 77 FY -7.11  
272. 78 FY -2.67  
273. 79 FY -5.49  
274. 80 FY -2.09  
275. 81 FY -7.33  
276. 82 FY -2.32  
277. 83 FY -1.24  
278. 84 FY -2.8  
279. 85 FY -6.16  
280. 86 FY -7  
281. 87 FY -2.7  
282. 88 FY -0.98  
283. 89 FY -0.85  
284. 110 FY -9.9  
285. 112 FY -2.11  
286. 114 FY -2.58  
287. 117 FY -1.79  
288. 119 FY -1.73  
289. 121 FY -1.15  
290. 123 FY -2.19  
291. 125 FY -5.28  
292. 127 FY -1.36  
293. 129 FY -1.2  
294. 130 FY -0.62

295. 131 FY -6.07  
296. 132 FY -0.61  
297. 133 FY -1.51  
298. 134 FY -1.5  
299. 135 FY -1.66  
300. 136 FY -4.95  
301. 137 FY -4.45  
302. 138 FY -2.08  
303. 139 FY -4.92  
304. 140 FY -2  
305. 141 FY -6.47  
306. 142 FY -6.89  
307. 143 FY -2.23  
308. 144 FY -1.21  
309. 145 FY -2.77  
310. 146 FY -6.1  
311. 147 FY -6.99  
312. 148 FY -2.71  
313. 149 FY -0.99  
314. 150 FY -0.87  
315. 151 FY -2.74  
316. 152 FY -7.49  
317. 177 FY -9.78  
318. 179 FY -2.08  
319. 181 FY -2.6  
320. 184 FY -1.85  
321. 186 FY -7.17  
322. 188 FY -1.71  
323. 190 FY -1.17  
324. 192 FY -2.15  
325. 194 FY -5.28  
326. 196 FY -1.38  
327. 198 FY -1.99  
328. 199 FY -0.97  
329. 200 FY -6.29  
330. 201 FY -0.6  
331. 202 FY -1.48  
332. 203 FY -1.48  
333. 204 FY -1.65  
334. 205 FY -7.11  
335. 206 FY -2.67  
336. 207 FY -5.49  
337. 208 FY -2.09  
338. 209 FY -7.33  
339. 210 FY -2.32  
340. 211 FY -1.24  
341. 212 FY -2.8  
342. 213 FY -6.16  
343. 214 FY -7  
344. 215 FY -2.7  
345. 216 FY -0.98  
346. 217 FY -0.85  
347. 238 FY -9.9  
348. 240 FY -2.11  
349. 242 FY -2.58  
350. 245 FY -1.79  
351. 247 FY -1.73  
352. 249 FY -1.15  
353. 251 FY -2.19

354. 253 FY -5.28  
355. 255 FY -1.36  
356. **LOAD 3 CARGA VIVA MAXIMA ( CVM )**  
357. JOINT LOAD  
358. 1 FY -0.74  
359. 2 FY -0.42  
360. 3 FY -3.29  
361. 4 FY -0.52  
362. 5 FY -1.16  
363. 6 FY -1.38  
364. 7 FY -2.07  
365. 8 FY -3.31  
366. 9 FY -2.5  
367. 10 FY -1.21  
368. 11 FY -3.28  
369. 12 FY -2.14  
370. 13 FY -4.9  
371. 14 FY -3.07  
372. 15 FY -1.87  
373. 16 FY -1.14  
374. 17 FY -1.74  
375. 18 FY -3.62  
376. 19 FY -3.96  
377. 20 FY -1.48  
378. 21 FY -1.47  
379. 22 FY -2.3  
380. 23 FY -2.93  
381. 24 FY -5.82  
382. 49 FY -4.54  
383. 51 FY -2.18  
384. 53 FY -3.04  
385. 56 FY -3.29  
386. 58 FY -5.32  
387. 60 FY -2.14  
388. 62 FY -1.25  
389. 64 FY -1.63  
390. 66 FY -2.75  
391. 68 FY -1.2  
392. 70 FY -0.74  
393. 71 FY -0.42  
394. 72 FY -3.29  
395. 73 FY -0.52  
396. 74 FY -1.16  
397. 75 FY -1.38  
398. 76 FY -2.07  
399. 77 FY -2.5  
400. 78 FY -1.21  
401. 79 FY -3.28  
402. 80 FY -2.14  
403. 81 FY -3.07  
404. 82 FY -1.87  
405. 83 FY -1.14  
406. 84 FY -1.74  
407. 85 FY -3.62  
408. 86 FY -3.96  
409. 87 FY -1.48  
410. 88 FY -1.47  
411. 89 FY -2.3  
412. 110 FY -4.54

413. 112 FY -2.18  
414. 114 FY -3.04  
415. 117 FY -3.29  
416. 119 FY -2.14  
417. 121 FY -1.25  
418. 123 FY -1.63  
419. 125 FY -2.75  
420. 127 FY -1.2  
421. 129 FY -0.74  
422. 130 FY -0.42  
423. 131 FY -3.29  
424. 132 FY -0.52  
425. 133 FY -1.16  
426. 134 FY -1.38  
427. 135 FY -2.07  
428. 136 FY -3.31  
429. 137 FY -2.5  
430. 138 FY -1.21  
431. 139 FY -3.28  
432. 140 FY -2.14  
433. 141 FY -4.9  
434. 142 FY -3.07  
435. 143 FY -1.87  
436. 144 FY -1.14  
437. 145 FY -1.74  
438. 146 FY -3.62  
439. 147 FY -3.96  
440. 148 FY -1.48  
441. 149 FY -1.47  
442. 150 FY -2.3  
443. 151 FY -2.93  
444. 152 FY -5.82  
445. 177 FY -4.54  
446. 179 FY -2.18  
447. 181 FY -3.04  
448. 184 FY -3.29  
449. 186 FY -5.32  
450. 188 FY -2.14  
451. 190 FY -1.25  
452. 192 FY -1.63  
453. 194 FY -2.75  
454. 196 FY -1.2  
455. 198 FY -0.74  
456. 199 FY -0.42  
457. 200 FY -3.29  
458. 201 FY -0.52  
459. 202 FY -1.16  
460. 203 FY -1.38  
461. 204 FY -2.07  
462. 205 FY -2.5  
463. 206 FY -1.21  
464. 207 FY -3.28  
465. 208 FY -2.14  
466. 209 FY -3.07  
467. 210 FY -1.87  
468. 211 FY -1.14  
469. 212 FY -1.74  
470. 213 FY -3.62  
471. 214 FY -3.96



472. 215 FY -1.48  
473. 216 FY -1.47  
474. 217 FY -2.3  
475. 238 FY -4.54  
476. 240 FY -2.18  
477. 242 FY -3.04  
478. 245 FY -3.29  
479. 247 FY -2.14  
480. 249 FY -1.25  
481. 251 FY -1.63  
482. 253 FY -2.75  
483. 255 FY -1.2  
484. \* CARGA VIVA MAXIMA LOSA TAPA  
485. FLOOR LOAD  
486. YRANGE 0 0 FLOAD -0.17 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
487. **LOAD 4 CARGA VIVA REDUCIDA ( CVR )**  
488. JOINT LOAD  
489. 1 FY -0.46  
490. 2 FY -0.26  
491. 3 FY -2.02  
492. 4 FY -0.32  
493. 5 FY -0.72  
494. 6 FY -0.84  
495. 7 FY -1.26  
496. 8 FY -2.02  
497. 9 FY -1.53  
498. 10 FY -0.74  
499. 11 FY -2  
500. 12 FY -1.3  
501. 13 FY -2.99  
502. 14 FY -1.88  
503. 15 FY -1.14  
504. 16 FY -0.69  
505. 17 FY -1.06  
506. 18 FY -2.21  
507. 19 FY -2.42  
508. 20 FY -0.9  
509. 21 FY -0.9  
510. 22 FY -1.4  
511. 23 FY -1.78  
512. 24 FY -3.55  
513. 49 FY -2.77  
514. 51 FY -1.34  
515. 53 FY -1.86  
516. 56 FY -2  
517. 58 FY -3.25  
518. 60 FY -1.3  
519. 62 FY -0.77  
520. 64 FY -0.99  
521. 66 FY -1.68  
522. 68 FY -0.74  
523. 70 FY -0.46  
524. 71 FY -0.26  
525. 72 FY -2.02  
526. 73 FY -0.32  
527. 74 FY -0.72  
528. 75 FY -0.84  
529. 76 FY -1.26  
530. 77 FY -1.53

531. 78 FY -0.74  
532. 79 FY -2  
533. 80 FY -1.3  
534. 81 FY -1.88  
535. 82 FY -1.14  
536. 83 FY -0.69  
537. 84 FY -1.06  
538. 85 FY -2.21  
539. 86 FY -2.42  
540. 87 FY -0.9  
541. 88 FY -0.9  
542. 89 FY -1.4  
543. 110 FY -2.77  
544. 112 FY -1.34  
545. 114 FY -1.86  
546. 117 FY -2  
547. 119 FY -1.3  
548. 121 FY -0.77  
549. 123 FY -0.99  
550. 125 FY -1.68  
551. 127 FY -0.74  
552. 129 FY -0.46  
553. 130 FY -0.26  
554. 131 FY -2.02  
555. 132 FY -0.32  
556. 133 FY -0.72  
557. 134 FY -0.84  
558. 135 FY -1.26  
559. 136 FY -2.02  
560. 137 FY -1.53  
561. 138 FY -0.74  
562. 139 FY -2  
563. 140 FY -1.3  
564. 141 FY -2.99  
565. 142 FY -1.88  
566. 143 FY -1.14  
567. 144 FY -0.69  
568. 145 FY -1.06  
569. 146 FY -2.21  
570. 147 FY -2.42  
571. 148 FY -0.9  
572. 149 FY -0.9  
573. 150 FY -1.4  
574. 151 FY -1.78  
575. 152 FY -3.55  
576. 177 FY -2.77  
577. 179 FY -1.34  
578. 181 FY -1.86  
579. 184 FY -2  
580. 186 FY -3.25  
581. 188 FY -1.3  
582. 190 FY -0.77  
583. 192 FY -0.99  
584. 194 FY -1.68  
585. 196 FY -0.74  
586. 198 FY -0.46  
587. 199 FY -0.26  
588. 200 FY -2.02  
589. 201 FY -0.32

590. 202 FY -0.72  
591. 203 FY -0.84  
592. 204 FY -1.26  
593. 205 FY -1.53  
594. 206 FY -0.74  
595. 207 FY -2  
596. 208 FY -1.3  
597. 209 FY -1.88  
598. 210 FY -1.14  
599. 211 FY -0.69  
600. 212 FY -1.06  
601. 213 FY -2.21  
602. 214 FY -2.42  
603. 215 FY -0.9  
604. 216 FY -0.9  
605. 217 FY -1.4  
606. 238 FY -2.77  
607. 240 FY -1.34  
608. 242 FY -1.86  
609. 245 FY -2  
610. 247 FY -1.3  
611. 249 FY -0.77  
612. 251 FY -0.99  
613. 253 FY -1.68  
614. 255 FY -0.74  
615. \* CARGA VIVA REDUCIDA LOSA TAPA  
616. FLOOR LOAD  
617. YRANGE 0 0 FLOAD -0.1 XRANGE 0 20.4 ZRANGE 0 19.5 GY  
618. **LOAD 5 CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN X ( SX )**  
619. JOINT LOAD  
620. 1 FY 6.68  
621. 2 FY 2.38  
622. 3 FY -2.63  
623. 4 FY -0.94  
624. 5 FY -2.41  
625. 6 FY -1.23  
626. 7 FY -0.85  
627. 8 FY 0  
628. 9 FY 12.51  
629. 10 FY 8.87  
630. 11 FY -0.68  
631. 12 FY -8.56  
632. 13 FY 0  
633. 14 FY 11.71  
634. 15 FY 5.81  
635. 16 FY 1.36  
636. 17 FY 5.19  
637. 18 FY 3.93  
638. 19 FY -1.6  
639. 20 FY -2.66  
640. 21 FY -3.76  
641. 22 FY -3.37  
642. 23 FY 0  
643. 24 FY 0  
644. 49 FY -3.71  
645. 51 FY 5.64  
646. 53 FY -2.9  
647. 56 FY -11.29  
648. 58 FY 0

649. 60 FY 7.36  
650. 62 FY -4.9  
651. 64 FY 10.81  
652. 66 FY 1.47  
653. 68 FY -7.11  
654. 70 FY -6.69  
655. 71 FY -2.36  
656. 72 FY 2.63  
657. 73 FY 0.94  
658. 74 FY 2.41  
659. 75 FY 1.23  
660. 76 FY 0.85  
661. 77 FY -12.52  
662. 78 FY -8.87  
663. 79 FY 0.69  
664. 80 FY 8.56  
665. 81 FY -11.71  
666. 82 FY -5.52  
667. 83 FY -1.34  
668. 84 FY -5.19  
669. 85 FY -3.94  
670. 86 FY 1.6  
671. 87 FY 2.66  
672. 88 FY 3.76  
673. 89 FY 3.37  
674. 110 FY 3.72  
675. 112 FY -5.64  
676. 114 FY 2.9  
677. 117 FY 11.29  
678. 119 FY -7.36  
679. 121 FY 4.9  
680. 123 FY -10.81  
681. 125 FY -1.47  
682. 127 FY 7.11  
683. 129 FY 6.68  
684. 130 FY 2.38  
685. 131 FY -2.63  
686. 132 FY -0.94  
687. 133 FY -2.41  
688. 134 FY -1.23  
689. 135 FY -0.85  
690. 136 FY 0  
691. 137 FY 12.51  
692. 138 FY 8.87  
693. 139 FY -0.69  
694. 140 FY -8.56  
695. 141 FY 0  
696. 142 FY 11.71  
697. 143 FY 5.81  
698. 144 FY 1.36  
699. 145 FY 5.19  
700. 146 FY 3.94  
701. 147 FY -1.6  
702. 148 FY -2.66  
703. 149 FY -3.76  
704. 150 FY -3.37  
705. 151 FY 0  
706. 152 FY 0  
707. 177 FY -3.71

708. 179 FY 5.64  
709. 181 FY -2.9  
710. 184 FY -11.29  
711. 186 FY 0  
712. 188 FY 7.36  
713. 190 FY -4.9  
714. 192 FY 10.81  
715. 194 FY 1.47  
716. 196 FY -7.11  
717. 198 FY -6.69  
718. 199 FY -2.36  
719. 200 FY 2.63  
720. 201 FY 0.94  
721. 202 FY 2.41  
722. 203 FY 1.23  
723. 204 FY 0.85  
724. 205 FY -12.52  
725. 206 FY -8.87  
726. 207 FY 0.68  
727. 208 FY 8.56  
728. 209 FY -11.71  
729. 210 FY -5.82  
730. 211 FY -1.34  
731. 212 FY -5.19  
732. 213 FY -3.93  
733. 214 FY 1.6  
734. 215 FY 2.66  
735. 216 FY 3.76  
736. 217 FY 3.37  
737. 238 FY 3.71  
738. 240 FY -5.64  
739. 242 FY 2.9  
740. 245 FY 11.29  
741. 247 FY -7.36  
742. 249 FY 4.9  
743. 251 FY -10.81  
744. 253 FY -1.47  
745. 255 FY 7.11  
746. **LOAD 6 CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN Z ( SZ )**  
747. JOINT LOAD  
748. 1 FY 8.48  
749. 2 FY 3.75  
750. 3 FY 28.37  
751. 4 FY 2.68  
752. 5 FY 8.66  
753. 6 FY 0.41  
754. 7 FY -6.12  
755. 8 FY 14.77  
756. 9 FY 5.35  
757. 10 FY 0.22  
758. 11 FY 1.84  
759. 12 FY 2.35  
760. 13 FY 5.84  
761. 14 FY -5.08  
762. 15 FY -7.74  
763. 16 FY -3.66  
764. 17 FY -6.41  
765. 18 FY 1.88  
766. 19 FY -1.37

767. 20 FY -7.89  
768. 21 FY -0.41  
769. 22 FY 1  
770. 23 FY 0.05  
771. 24 FY -2.02  
772. 49 FY -21.41  
773. 51 FY 5.79  
774. 53 FY 4.6  
775. 56 FY 2.19  
776. 58 FY -12.98  
777. 60 FY -2.39  
778. 62 FY -0.85  
779. 64 FY -2.7  
780. 66 FY -2.94  
781. 68 FY -0.97  
782. 70 FY 8.48  
783. 71 FY 3.77  
784. 72 FY 28.34  
785. 73 FY 2.68  
786. 74 FY 8.66  
787. 75 FY 0.41  
788. 76 FY -6.11  
789. 77 FY 5.33  
790. 78 FY 0.22  
791. 79 FY 1.83  
792. 80 FY 2.33  
793. 81 FY -5.07  
794. 82 FY -7.73  
795. 83 FY -3.68  
796. 84 FY -6.41  
797. 85 FY 1.9  
798. 86 FY -1.37  
799. 87 FY -7.88  
800. 88 FY -0.41  
801. 89 FY 1  
802. 110 FY -21.39  
803. 112 FY 5.79  
804. 114 FY 4.6  
805. 117 FY 2.19  
806. 119 FY -2.39  
807. 121 FY -0.85  
808. 123 FY -2.7  
809. 125 FY -2.93  
810. 127 FY -0.97  
811. 129 FY -8.48  
812. 130 FY -3.75  
813. 131 FY -28.37  
814. 132 FY -2.68  
815. 133 FY -8.66  
816. 134 FY -0.41  
817. 135 FY 6.12  
818. 136 FY -14.77  
819. 137 FY -5.34  
820. 138 FY -0.22  
821. 139 FY -1.83  
822. 140 FY -2.34  
823. 141 FY -5.84  
824. 142 FY 5.08  
825. 143 FY 7.74

826. 144 FY 3.66  
827. 145 FY 6.41  
828. 146 FY -1.9  
829. 147 FY 1.37  
830. 148 FY 7.89  
831. 149 FY 0.41  
832. 150 FY -1.  
833. 151 FY -0.05  
834. 152 FY 2.02  
835. 177 FY 21.42  
836. 179 FY -5.79  
837. 181 FY -4.6  
838. 184 FY -2.19  
839. 186 FY 12.98  
840. 188 FY 2.39  
841. 190 FY 0.85  
842. 192 FY 2.7  
843. 194 FY 2.94  
844. 196 FY 0.97  
845. 198 FY -8.48  
846. 199 FY -3.77  
847. 200 FY -28.34  
848. 201 FY -2.68  
849. 202 FY -8.66  
850. 203 FY -0.41  
851. 204 FY 6.11  
852. 205 FY -5.33  
853. 206 FY -0.22  
854. 207 FY -1.84  
855. 208 FY -2.35  
856. 209 FY 5.06  
857. 210 FY 7.73  
858. 211 FY 3.68  
859. 212 FY 6.41  
860. 213 FY -1.87  
861. 214 FY 1.37  
862. 215 FY 7.88  
863. 216 FY 0.41  
864. 217 FY -1.  
865. 238 FY 21.39  
866. 240 FY -5.79  
867. 242 FY -4.6  
868. 245 FY -2.19  
869. 247 FY 2.39  
870. 249 FY 0.85  
871. 251 FY 2.7  
872. 253 FY 2.93  
873. 255 FY 0.97  
874. \*\*\*\*\*  
875. \*       **COMBINACIONES PARA LA REVISION** \*  
876. \*       **DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO** \*  
877. \*\*\*\*\*  
878. LOAD COMB 7 CM+CMU+CVM  
879. 1 1.0 2 1.0 3 1.0  
880. LOAD COMB 8 CM+CMU+CVR  
881. 1 1.0 2 1.0 4 1.0  
882. LOAD COMB 9 CM+CMU+CVR+SX+0.3SZ  
883. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 1.0 6 0.3  
884. LOAD COMB 10 CM+CMU+CVR+SX-0.3SZ

```

885. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 1.0 6 -0.3
886. LOAD COMB 11 CM+CMU+CVR-SX+0.3SZ
887. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -1.0 6 0.3
888. LOAD COMB 12 CM+CMU+CVR-SX-0.3SZ
889. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -1.0 6 -0.3
890. LOAD COMB 13 CM+CMU+CVR+0.3SX+SZ
891. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 0.3 6 1.0
892. LOAD COMB 14 CM+CMU+CVR+0.3SX-SZ
893. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 0.3 6 -1.0
894. LOAD COMB 15 CM+CMU+CVR-0.3SX+SZ
895. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -0.3 6 1.0
896. LOAD COMB 16 CM+CMU+CVR-0.3SX-SZ
897. 1 1.0 2 1.0 4 1.0 5 -0.3 6 -1.0
898. *****
899. *   COMBINACIONES PARA EL DISEÑO DE   *
900. *   MUIROS Y DE LA CIMENTACION     *
901. *****
902. LOAD COMB 17 1.4CM+1.4CMU+1.4CVM
903. 1 1.4 2 1.4 3 1.4
904. LOAD COMB 18 1.4CM+1.4CMU+1.4CVR
905. 1 1.4 2 1.4 4 1.4
906. LOAD COMB 19 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+1.1SX+0.3*1.1SZ
907. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 1.1 6 0.33
908. LOAD COMB 20 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+1.1SX-0.3*1.1SZ
909. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 1.1 6 -0.33
910. LOAD COMB 21 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-1.1SX+0.3X1.1SZ
911. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -1.1 6 0.33
912. LOAD COMB 22 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-1.1SX-0.3X1.1SZ
913. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -1.1 6 -0.33
914. LOAD COMB 23 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+0.3X1.1SX+0.3SZ
915. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 0.33 6 1.1
916. LOAD COMB 24 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR+0.3X1.1SX-1.1SZ
917. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 0.33 6 -1.1
918. LOAD COMB 25 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-0.3X1.1SX+1.1SZ
919. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -0.33 6 1.1
920. LOAD COMB 26 1.1CM+1.1CMU+1.1CVR-0.3X1.1SX-1.1SZ
921. 1 1.1 2 1.1 4 1.1 5 -0.33 6 -1.1
922. PERFORM ANALYSIS PRINT STATICS CHECK

```



STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 1  
 CARGA MUERTA ( CM )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 1 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = -1035.43  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
 MX= 10095.45 MY= 0.00 MZ= -10561.59

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 1 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = 1035.43  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
 MX= -10095.45 MY= 0.00 MZ= 10561.59

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 1)  
 MAXIMUMS AT NODE  
 X = 0.00000E+00 0  
 Y = -1.74207E+00 70  
 Z = 0.00000E+00 0  
 RX= 2.55282E-04 76  
 RY= 0.00000E+00 0  
 RZ= -4.96125E-04 73

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 2  
 CARGA DE MUROS ( CMU )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 2 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = -410.23  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
 MX= 4005.84 MY= 0.00 MZ= -4304.17

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 2 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = 410.23  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
 MX= -4005.84 MY= 0.00 MZ= 4304.17

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 2)  
 MAXIMUMS AT NODE  
 X = 0.00000E+00 0  
 Y = -9.94696E-01 70  
 Z = 0.00000E+00 0  
 RX= -2.78758E-04 70

RY= 0.00000E+00 0  
RZ= -7.07227E-04 72

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 3  
CARGA VIVA MAXIMA ( CVM )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 3 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = -354.14  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 3452.83 MY= 0.00 MZ= -3612.19

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 3 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 354.14  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= -3452.83 MY= 0.00 MZ= 3612.19

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 3)  
MAXIMUMS AT NODE  
X = 0.00000E+00 0  
Y = -5.97393E-01 198  
Z = 0.00000E+00 0  
RX= 8.55914E-05 76  
RY= 0.00000E+00 0  
RZ= -1.71523E-04 73

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 4  
CARGA VIVA REDUCIDA ( CVR )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 4 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = -214.86  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= 2094.88 MY= 0.00 MZ= -2191.57

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 4 )  
SUMMATION FORCE-X = 0.00  
SUMMATION FORCE-Y = 214.86  
SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
MX= -2094.88 MY= 0.00 MZ= 2191.57

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 4)  
MAXIMUMS AT NODE

X = 0.00000E+00 0  
 Y = -3.63146E-01 70  
 Z = 0.00000E+00 0  
 RX= 5.15386E-05 76  
 RY= 0.00000E+00 0  
 RZ= -1.04951E-04 73

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 5  
 CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN X ( SX )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 5 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = 0.33  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
 MX= -2.56 MY= 0.00 MZ= -1681.37

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 5 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = -0.33  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
 MX= 2.56 MY= 0.00 MZ= 1681.37

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 5)  
 MAXIMUMS AT NODE  
 X = 0.00000E+00 0  
 Y = -1.00519E+00 198  
 Z = 0.00000E+00 0  
 RX= -4.93844E-04 5  
 RY= 0.00000E+00 0  
 RZ= -1.79263E-03 198

STATIC LOAD/REACTION/EQUILIBRIUM SUMMARY FOR CASE NO. 6  
 CARGA DE SISMO EN DIRECCIÓN Z ( SZ )

\*\*\*TOTAL APPLIED LOAD ( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 6 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = 0.01  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-  
 MX= 1627.85 MY= 0.00 MZ= -0.20

\*\*\*TOTAL REACTION LOAD( MTON METE ) SUMMARY (LOADING 6 )  
 SUMMATION FORCE-X = 0.00  
 SUMMATION FORCE-Y = -0.01  
 SUMMATION FORCE-Z = 0.00

SUMMATION OF MOMENTS AROUND THE ORIGIN-

MX= -1627.85 MY= 0.00 MZ= 0.20

MAXIMUM DISPLACEMENTS ( CM /RADIANS) (LOADING 6)

MAXIMUMS AT NODE  
 X = 0.00000E+00 0  
 Y = -1.15396E+00 198  
 Z = 0.00000E+00 0  
 RX= 1.47388E-03 198  
 RY= 0.00000E+00 0  
 RZ= -7.99225E-04 199

923. LOAD LIST 7 TO 16

924. PRINT JOINT DISPLACEMENTS LIST 1 TO 7 9 TO 12 49 51 53 56 367

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = SPACE

-----

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	7	0.0000	-3.1611	0.0000	-0.0004	0.0000	0.0011
	8	0.0000	-2.9269	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0010
	9	0.0000	-1.5757	0.0000	0.0002	0.0000	-0.0010
	10	0.0000	-2.2680	0.0000	-0.0007	0.0000	-0.0006
	11	0.0000	-3.5857	0.0000	0.0000	0.0000	0.0026
	12	0.0000	-4.2780	0.0000	-0.0009	0.0000	0.0030
	13	0.0000	-1.4716	0.0000	0.0012	0.0000	-0.0003
	14	0.0000	-3.7791	0.0000	-0.0018	0.0000	0.0013
	15	0.0000	-2.0746	0.0000	0.0011	0.0000	0.0007
	16	0.0000	-4.3821	0.0000	-0.0018	0.0000	0.0023
2	7	0.0000	-3.1184	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0011
	8	0.0000	-2.8865	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0010
	9	0.0000	-1.6181	0.0000	0.0002	0.0000	-0.0010
	10	0.0000	-2.2910	0.0000	-0.0006	0.0000	-0.0005
	11	0.0000	-3.4821	0.0000	0.0000	0.0000	0.0026
	12	0.0000	-4.1550	0.0000	-0.0008	0.0000	0.0030
	13	0.0000	-1.4854	0.0000	0.0012	0.0000	-0.0003
	14	0.0000	-3.7285	0.0000	-0.0017	0.0000	0.0013
	15	0.0000	-2.0446	0.0000	0.0011	0.0000	0.0007
	16	0.0000	-4.2877	0.0000	-0.0018	0.0000	0.0023
3	7	0.0000	-2.8194	0.0000	-0.0001	0.0000	0.0011
	8	0.0000	-2.6042	0.0000	-0.0001	0.0000	0.0011
	9	0.0000	-1.8944	0.0000	0.0003	0.0000	-0.0008
	10	0.0000	-2.4339	0.0000	-0.0004	0.0000	-0.0003
	11	0.0000	-2.7745	0.0000	0.0001	0.0000	0.0024
	12	0.0000	-3.3140	0.0000	-0.0006	0.0000	0.0029
	13	0.0000	-1.5731	0.0000	0.0011	0.0000	-0.0002
	14	0.0000	-3.3713	0.0000	-0.0013	0.0000	0.0013
	15	0.0000	-1.8371	0.0000	0.0011	0.0000	0.0008
	16	0.0000	-3.6353	0.0000	-0.0014	0.0000	0.0023
9	7	0.0000	-3.0882	0.0000	-0.0004	0.0000	0.0009
	8	0.0000	-2.8579	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0009
	9	0.0000	-1.6150	0.0000	0.0002	0.0000	-0.0010
	10	0.0000	-2.1296	0.0000	-0.0006	0.0000	-0.0007
	11	0.0000	-3.5861	0.0000	0.0000	0.0000	0.0024
	12	0.0000	-4.1007	0.0000	-0.0009	0.0000	0.0028
	13	0.0000	-1.7045	0.0000	0.0011	0.0000	-0.0003
	14	0.0000	-3.4199	0.0000	-0.0017	0.0000	0.0010
	15	0.0000	-2.2958	0.0000	0.0011	0.0000	0.0008
	16	0.0000	-4.0112	0.0000	-0.0018	0.0000	0.0020

10	7	0.0000	-3.0189	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0008
	8	0.0000	-2.7921	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0007
	9	0.0000	-1.6653	0.0000	0.0003	0.0000	-0.0011
	10	0.0000	-2.0120	0.0000	-0.0005	0.0000	-0.0008
	11	0.0000	-3.5723	0.0000	-0.0001	0.0000	0.0023
	12	0.0000	-3.9190	0.0000	-0.0008	0.0000	0.0025
	13	0.0000	-1.9283	0.0000	0.0011	0.0000	-0.0002
	14	0.0000	-3.0839	0.0000	-0.0015	0.0000	0.0007
	15	0.0000	-2.5004	0.0000	0.0010	0.0000	0.0008
	16	0.0000	-3.6560	0.0000	-0.0016	0.0000	0.0017
11	7	0.0000	-2.8943	0.0000	-0.0002	0.0000	0.0008
	8	0.0000	-2.6736	0.0000	-0.0002	0.0000	0.0007
	9	0.0000	-1.8371	0.0000	0.0002	0.0000	-0.0010
	10	0.0000	-2.1433	0.0000	-0.0005	0.0000	-0.0008
	11	0.0000	-3.2038	0.0000	0.0001	0.0000	0.0023
	12	0.0000	-3.5100	0.0000	-0.0005	0.0000	0.0025
	13	0.0000	-1.9582	0.0000	0.0010	0.0000	-0.0002
	14	0.0000	-2.9789	0.0000	-0.0013	0.0000	0.0006
	15	0.0000	-2.3682	0.0000	0.0010	0.0000	0.0008
	16	0.0000	-3.3889	0.0000	-0.0013	0.0000	0.0016
12	7	0.0000	-2.7724	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008
	8	0.0000	-2.5576	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007
	9	0.0000	-2.0017	0.0000	0.0002	0.0000	-0.0010
	10	0.0000	-2.2689	0.0000	-0.0004	0.0000	-0.0008
	11	0.0000	-2.8463	0.0000	0.0003	0.0000	0.0022
	12	0.0000	-3.1135	0.0000	-0.0003	0.0000	0.0024
	13	0.0000	-1.9855	0.0000	0.0009	0.0000	-0.0002
	14	0.0000	-2.8763	0.0000	-0.0010	0.0000	0.0006
	15	0.0000	-2.2389	0.0000	0.0010	0.0000	0.0008
	16	0.0000	-3.1297	0.0000	-0.0010	0.0000	0.0016
49	7	0.0000	-2.8041	0.0000	-0.0001	0.0000	0.0010
	8	0.0000	-2.5891	0.0000	-0.0001	0.0000	0.0010
	9	0.0000	-1.9341	0.0000	0.0003	0.0000	-0.0009
	10	0.0000	-2.3894	0.0000	-0.0004	0.0000	-0.0005
	11	0.0000	-2.7888	0.0000	0.0002	0.0000	0.0024
	12	0.0000	-3.2442	0.0000	-0.0006	0.0000	0.0028
	13	0.0000	-1.7020	0.0000	0.0011	0.0000	-0.0002
	14	0.0000	-3.2198	0.0000	-0.0013	0.0000	0.0011
	15	0.0000	-1.9584	0.0000	0.0010	0.0000	0.0008
	16	0.0000	-3.4763	0.0000	-0.0013	0.0000	0.0021

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE      STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	7	0.00	1.04	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	0.97	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	1.18	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	1.41	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	0.49	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	0.68	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
2	7	0.00	8.99	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	8.33	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00

	10	0.00	6.61	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	10.04	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	11.98	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	4.28	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	10.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	5.90	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	12.37	0.00	0.00	0.00	0.00
3	7	0.00	7.29	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	6.74	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	4.90	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	6.29	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	7.18	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	8.57	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	4.07	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	8.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	9.40	0.00	0.00	0.00	0.00
9	7	0.00	14.33	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	13.26	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	7.49	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	9.88	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	16.64	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	19.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	7.91	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	15.87	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	10.65	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	18.61	0.00	0.00	0.00	0.00
10	7	0.00	7.97	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	7.37	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	4.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	9.43	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	10.35	0.00	0.00	0.00	0.00

SUPPORT REACTIONS -UNIT MTON METE      STRUCTURE TYPE = SPACE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	13	0.00	5.09	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	8.14	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	6.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	9.65	0.00	0.00	0.00	0.00
11	7	0.00	22.09	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	20.40	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	14.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	16.36	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	24.45	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	26.78	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	14.94	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	22.73	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	18.07	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	25.86	0.00	0.00	0.00	0.00
12	7	0.00	20.59	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	18.99	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	14.86	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	16.85	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	21.13	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	23.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	14.74	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	21.36	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	16.62	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	23.24	0.00	0.00	0.00	0.00
49	7	0.00	28.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	0.00	26.54	0.00	0.00	0.00	0.00
	9	0.00	19.83	0.00	0.00	0.00	0.00
	10	0.00	24.49	0.00	0.00	0.00	0.00
	11	0.00	28.59	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	0.00	33.26	0.00	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	17.45	0.00	0.00	0.00	0.00
	14	0.00	33.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	0.00	20.08	0.00	0.00	0.00	0.00
	16	0.00	35.64	0.00	0.00	0.00	0.00

926. LOAD LIST 17 TO 26

928. PRINT MAXFORCE ENVELOPE NSECTION 2 LIST 411 TO 414 431 TO 434 487 TO 491

MEMBER FORCE ENVELOPE

-----  
ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/ FZ	DIST DIST	LD LD	MZ/ MY	DIST DIST	LD LD	FX	DIST	LD
411 MAX	10.40	0.00	19	4.93	0.40	22			
	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
MIN	-13.98	0.40	22	-4.20	0.40	19			
	0.00	0.40	26	0.00	0.40	26	0.00	0.40	26
412 MAX	17.14	0.00	19	27.57	2.80	22			

		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-9.09	2.80	22	-48.66	2.80	19			
		0.00	2.80	26	0.00	2.80	26	0.00	2.80	26
413	MAX	5.30	0.00	22	25.58	0.00	22			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-15.44	2.90	19	-49.53	0.00	19			
		0.00	2.90	26	0.00	2.90	26	0.00	2.90	26
414	MAX	7.71	0.00	22	13.46	0.00	22			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-12.15	0.60	19	-9.13	0.00	19			
		0.00	0.60	26	0.00	0.60	26	0.00	0.60	26
431	MAX	7.03	0.00	25	19.28	2.00	24			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-11.16	2.00	24	-12.81	2.00	25			
		0.00	2.00	26	0.00	2.00	26	0.00	2.00	26
432	MAX	7.46	0.00	23	40.09	2.00	24			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-13.52	2.00	26	-20.43	2.00	25			
		0.00	2.00	26	0.00	2.00	26	0.00	2.00	26
433	MAX	4.49	0.00	23	47.39	2.00	26			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-6.75	2.00	26	-26.95	2.00	23			
		0.00	2.00	26	0.00	2.00	26	0.00	2.00	26
434	MAX	3.55	0.00	20	63.51	2.00	26			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-19.20	2.00	21	-26.95	0.00	23			
		0.00	2.00	26	0.00	2.00	26	0.00	2.00	26
487	MAX	32.77	0.00	23	45.17	1.10	26			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-42.71	1.10	26	-35.46	1.10	23			
		0.00	1.10	26	0.00	1.10	26	0.00	1.10	26
488	MAX	3.67	0.00	19	72.78	2.90	26			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-16.91	2.90	22	-35.46	0.00	23			
		0.00	2.90	26	0.00	2.90	26	0.00	2.90	26
489	MAX	2.69	0.00	22	76.24	0.00	26			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-3.13	0.50	19	-22.62	0.00	23			
		0.00	0.50	26	0.00	0.50	26	0.00	0.50	26
490	MAX	32.71	0.00	22	71.78	0.00	26			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-12.04	2.00	19	-27.10	2.00	25			
		0.00	2.00	26	0.00	2.00	26	0.00	2.00	26
491	MAX	28.91	0.00	22	33.52	0.00	24			
		0.00	0.00	17	0.00	0.00	17	0.00	0.00	17
	MIN	-13.32	1.50	19	-49.88	1.50	21			

929. FINISH







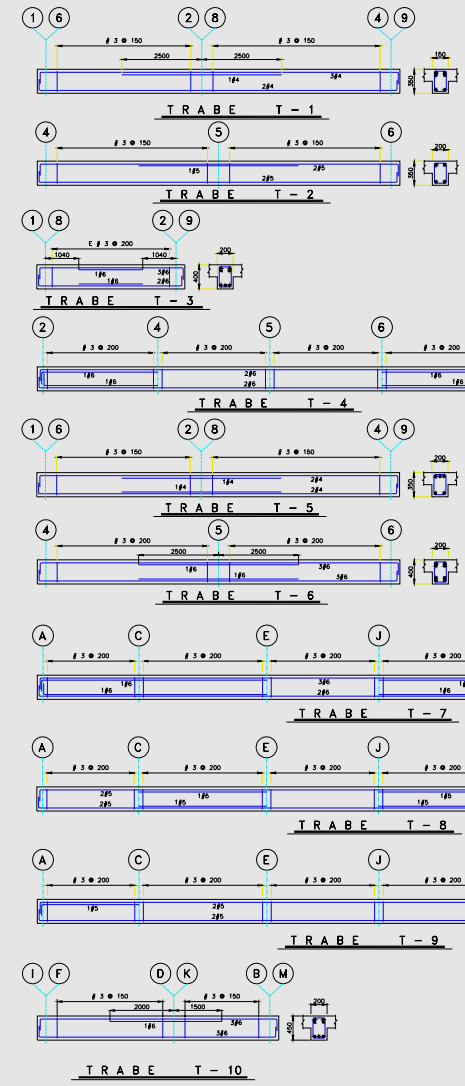
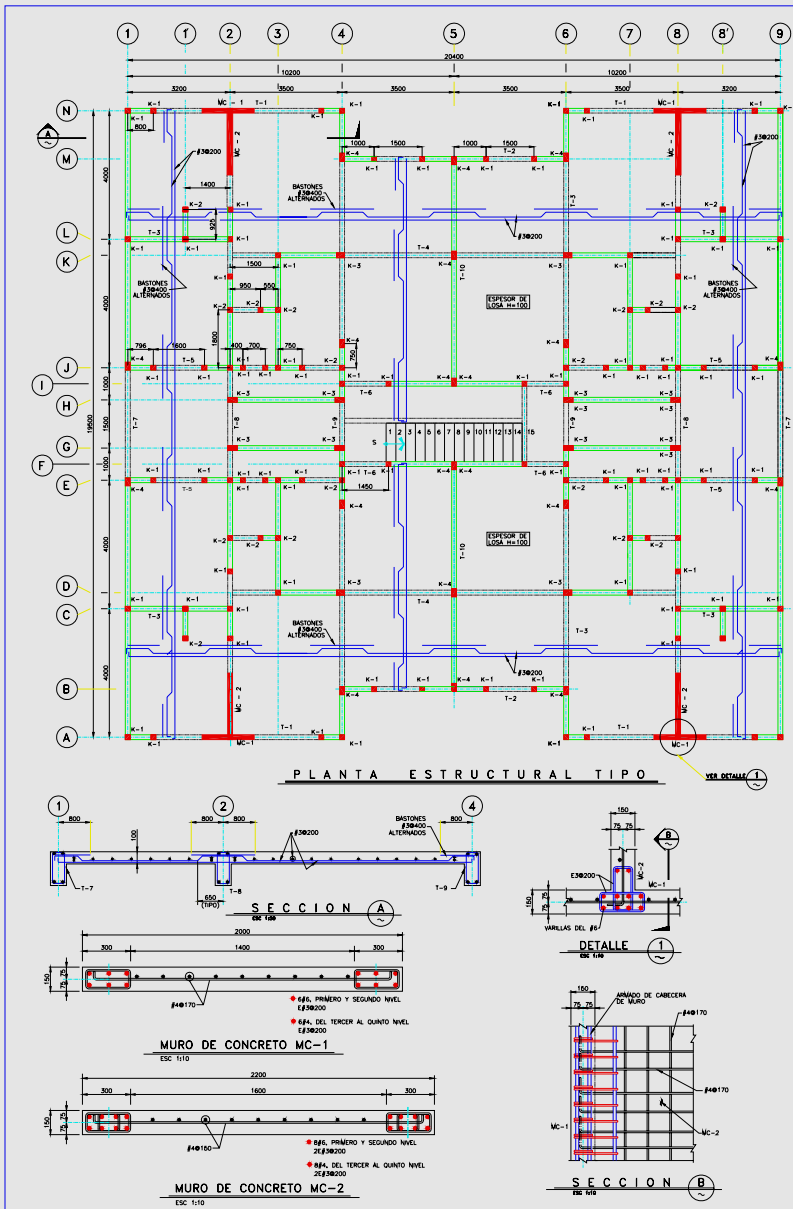


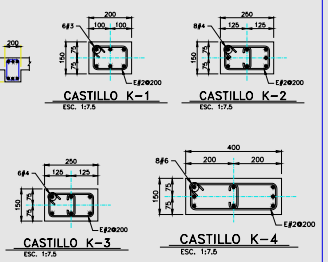
TABLA DE GANCHOS Y TRASLAPES									
GANCHOS A 90°		GANCHOS PARA ENTIBOS A 135°		GANCHOS PARA ENTIBOS A 180°		TRASLAPES		L L 1	
VARILLAS		DIMENSIONES EN MM.							
No.	DIA. NOMINAL φ	A	B	C	D	E	F	G	H
φ3	3/8"	10	10	10	10	10	10	10	10
φ4	1/2"	15	200	80	190	80	550		
φ5	5/8"	18	250	100	225	100	675		
φ6	3/4"	18	300	120	270	120	800		
φ8	1"	25	380	150	350	150	1500		
φ10	1 1/4"	32	510	—	—	—	200	MUFAS	
φ12	1 1/2"	38	610	—	—	—	300	MUFAS	

**NOTAS:**

1.- TABLA DE ACERO AL AJO 018-86 SECCIONES 7.1, 7.3, 12.1, 12.1.4, 12.1.9 Y 12.1.6

2.- NO DEBERN TRASLAPARSE MAS DEL 50% DEL TOTAL DE LAS VARILLAS DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.

3.- PARA PUNTEOS DE TRES VARILLAS RECOMENDAR LA LONGITUD DE TRASLAPAR EN 200.



**SIMBOLOGIA**

K-1, MC-1, L, L 1, L 2, N.T.C., N.T.C., N.T.C.

CASTILLO  
MURO DE CONCRETO  
LECHO SUPERIOR  
LECHO INFERIOR  
NIVEL TOPE DE CONCRETO  
NIVEL TOPE TEMPORAL

SEPARACION A CADA DIAMETRO DE VARILLA  
VARILLA DE NO. φ 3 Ø 200  
N.T.C. NIVEL TOPE DE CONCRETO

**NOTAS GENERALES:**

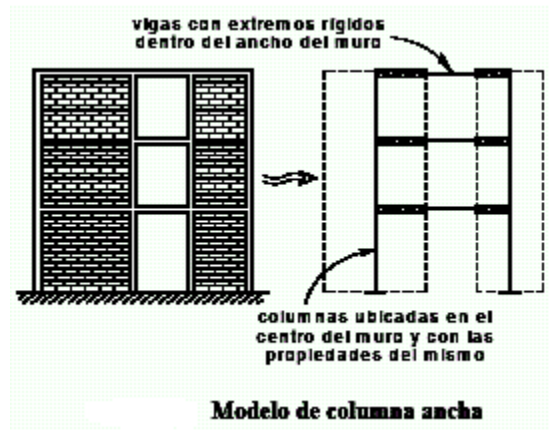
- 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS
  - 2.- UNIDADES EN METRO
  - 3.- CONCRETO EN LOSA  $f_{cm} = 250 \text{ kg/cm}^2$
  - 4.- ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 5.- ACERO DE REFUERZO  $f_y$  EN ADELANTE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- REQUERIMIENTOS:**
- a) LOSA: 2 cm.
  - b) MUROS: 2.5 cm.
  - c) CASTILLOS: 2 cm.
  - d) PUNTEOS: 2.5 cm.
- 4.- TRANSMITIR ESTE PLANO EN CONCORDANCIA CON LOS PLANOS DE REFERENCIA
- 5.- NOMBRAR LAS AREAS EXPUESTAS DE REGULACION DE LOSA Y CASTILLOS
- 6.- COLOCAR TUBERIAS DEL SISTEMA DE DRENAJE
- 7.- SI CONCORDA PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION, UNA CAPACIDAD DE 5 T/MS
- 8.- NO SE MANEJARA MAS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCION TRANSVERSAL

PLANTA DE REFERENCIAL		PLANTA DE REFERENCIAL	
CALLE ANA BOLEMA N° 92 LITE 23		CALLE ANA BOLEMA N° 92 LITE 23	
COLUMA: MOQUEL HUALGO		COLUMA: MOQUEL HUALGO	
BLANCO		BLANCO	
E-02		E-02	
0		0	

## V CONCLUSIONES

El análisis de la estructura se realizó mediante la opción que presenta las normas técnicas complementarias de mampostería en su sección 3.2.3.2, en considerar a los muros como columnas anchas, con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión.

Así mismo tiene la ventaja de que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas, similar a los marcos.



Estoy completamente de acuerdo que existen programas de computadora muy potentes, tanto para el análisis de la superestructura como de la cimentación y que los conceptos son mutables, pero también esos conceptos duran cierto tiempo para cambiar y todo esta cambiando (**Las computadoras nunca podrán remplazar el razonamiento del ser humano por mas poderosa que sean**).

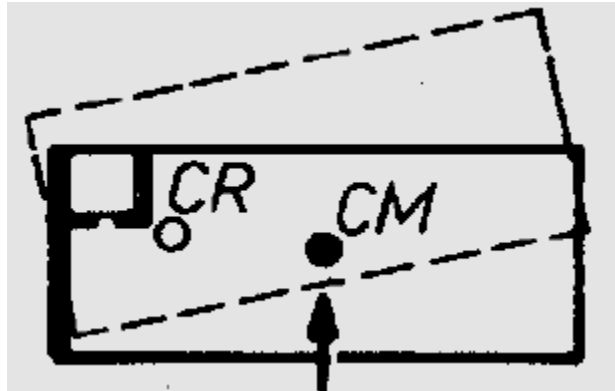
Por otra parte como ingenieros no se tiene que perder de vista el aspecto económico esto es con la finalidad de que estas estructuras sean estudiadas con igual o mayor profundidad que cualquier otro sistema estructural ( estructuras a base de marcos de concreto reforzado, marcos de acero estructural, Etc. )

Por lo que respecta a la cimentación se procedió a su análisis y diseño partiendo de que se cuanta con los resultados de capacidad de carga, asentamiento máximo, así como el modulo de reacción determinados por un laboratorio de mecánica de suelos.

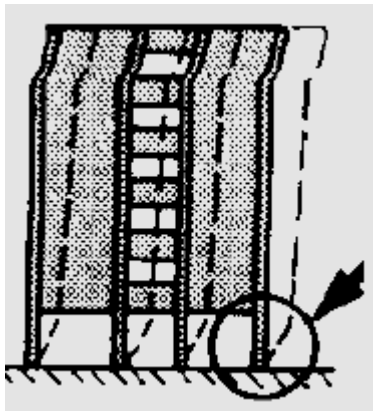
Un aspecto muy importante que nunca un **Ingeniero estructurista** debe de perder de vista es en cuanto a los requisitos básicos de estructuración.

- Por requisitos arquitectónicos, la distribución de muros en planta puede no guardar simetría en una o ambas direcciones, aún cumpliendo con una relación largo/ancho en planta adecuada. Una distribución asimétrica de muros conduce a problemas de torsión, que incrementan las fuerzas

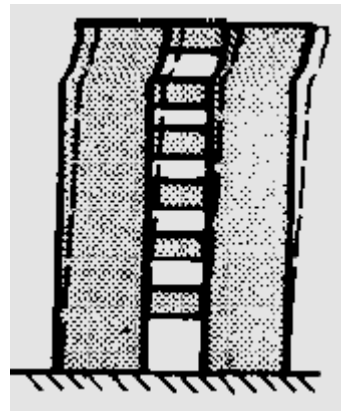
cortantes y las deformaciones que actúan sobre cada muro durante un evento sísmico.



- Deben evitarse cambios bruscos de rigidez y resistencia en elevación, es decir, evitar la concentración o ausencia de muros en un solo nivel, las discontinuidades conducen a la formación de mecanismos de piso suave.



**No recomendable**



**Deseable**

- Debe evitarse la concentración de aberturas en una dirección ya que se reduce el área efectiva de la sección transversal total de muros que resisten las fuerzas laterales en esta dirección.
- Evitar aberturas muy próximas entre sí ya que se definen entre ellas porciones de muros esbeltos, esto es, muros con relaciones de aspecto H/L elevadas ( $>1.33$ ). Este hecho propiciará una disminución de sus resistencias a la flexión y al cortante, siendo característico el que la flexión controle sus deflexiones y resistencias, por lo que se hace indispensable en estos casos contar con el acero de refuerzo interior adecuado, o bien contar con elementos de confinamiento.

- Evitar columnas cortas, o bien, castillos cortos.
- Colocar dalas y castillos en la periferia de todas las aberturas, ya que proporcionarán cierta ductilidad a los muros y aunque no modifican significativamente la carga de agrietamiento diagonal, también participan en la resistencia a flexocompresión en el plano del muro.

### **Importancia de los castillos.**

Las edificaciones a base de muros de mampostería confinada, sometidas a sismos moderados, han exhibido grietas inclinadas en los muros de mampostería. Ante sismos severos, las grietas inclinadas han penetrado en las zonas extremas de los castillos, ocasionando el pandeo de las varillas longitudinales. A partir de evidencias experimentales, se ha observado que el deterioro de la capacidad ante cargas laterales dependió de la evolución en el daño de los castillos y la falla de los muros coincidió con el cizallamiento de los castillos.

La importancia de los castillos radica en el confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería ya que funcionan como un zuncho, evitando que los muros, al agrietarse, queden totalmente sueltos. Adicionalmente, los castillos contribuyen a mantener la capacidad ante cargas laterales y más aún, a incrementarla después del agrietamiento inicial.

Asimismo, con una adecuada cantidad y distribución del refuerzo permiten un aumento en la capacidad de deformación lateral de los muros y la disminución del deterioro de rigidez y de resistencia.

Existen otros métodos para el análisis y diseño de la estructura, como por ejemplo el **método del elemento finito** que quizás es mas real en su comportamiento, sin embargo se requiere de mucho tiempo para la elaboración del modelo, para realizar todos los análisis necesarios, y para interpretar y entender los resultados.

### **PARA EL DISEÑO DE LA LOSA DEL CIMENTACIÓN SE CONSIDERO LO SIGUIENTE.**

El análisis estructural se ejecuto modelando al cajón de cimentación, como una retícula de contratrabes en dos direcciones, sin incluir la losa de cimentación.

Dentro del trabajo de conjunto del cajón, la losa de fondo tiene la función de distribuir las cargas al terreno, reaccionando contra la base de las contratrabes, lo cual para hacer congruente el modelo con éste comportamiento se calcula una área tributaria para cada punto donde se coloca un resorte, esta área que tributa a cada resorte simula el efecto de la losa, evitando tener que incluirla, con lo cual se simplifica el modelo y disminuye el volumen de datos a manejar.

El análisis y diseño de la losa se realiza con el diagrama de presiones asociados a cada dirección de los tableros que forman la retícula.- **Este diagrama se obtiene por unidad de área, dividiendo las reacciones finales del análisis estático suelo estructura entre el área asociada a cada apoyo del resorte, o multiplicando el modulo de reacción por el asentamiento en el nudo en estudio.**

$$\sigma = \frac{\text{Reacción}}{A_{\text{resorte}}} \quad \sigma = \text{Modulo}_{\text{reacción}} * A_{\text{resorte}}$$

Como las reacciones en los extremos de la losa suelen ser mayores que los interiores se obtiene una presión promedio que se considera uniforme, lo cual facilita la obtención de los momentos flexionantes de diseño.

Una vez conocidos los diagramas de presiones promedio, se determinan los momentos flexionantes de diseño por ancho unitario, con ellos se diseñan los distintos tableros como si se tratase de una losa de entrepiso perimetralmente apoyada, no perdiendo de vista el trabajo invertido de la losa.

#### **DISEÑO DE CONTRATABES DE CIMENTACIÓN.**

Del análisis estructural de la retícula de cimentación se obtienen los diagramas de momentos flexionantes, de fuerzas cortantes, **(envolvente de esfuerzos de todas las combinaciones realizadas)**, así como las deformaciones que bajo las cargas se presentan.

El diseño por flexión y de cortante se realiza siguiendo los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones del D.F y sus **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO.**

Cabe mencionar que en el desarrollo de este trabajo no se incluyo todo el análisis de la estructura, ya que la información generada es demasiada, por lo que se opto simplemente incluir el archivo de datos del edificio y un resumen de algunos miembros analizados.

## BIBLIOGRAFIAS

1. Enrique Bazan, Roberto Meli.  
Diseño sísmico de edificios.  
Editorial Limusa.  
México.
2. Roberto Meli.  
Diseño Estructural.  
Editorial Limusa.  
México.
3. Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F.V.  
Aspectos Fundamentales del concreto  
Reforzado.  
Editorial Limusa.  
México.
4. Reglamento de Construcciones  
Para el Distrito Federal  
Editorial Trillas.  
México.
5. Normas Técnicas complementarias de mampostería.  
Normas Técnicas complementarias de Sismo.  
Normas Técnicas complementarias de Concreto.  
Normas Técnicas complementarias de Cimentaciones.  
Para el Distrito Federal  
Editorial Trillas.  
México.
6. Comisión Federal de Electricidad  
Manual de diseño de obras Civiles  
Estructuras, Diseño estructural de  
Cimentaciones.
7. Comisión Federal de Electricidad  
Manual de diseño de obras Civiles  
Estructuras, Diseño por sismo.
8. Instituto de Ingeniería  
Comentarios y ejemplos de las normas  
Técnicas complementarias para el diseño  
Y construcción de estructuras de mam -  
Postería.



9. Rafael Colindres  
Dinámica de suelos y estructuras  
Editorial Limusa.  
México.
10. Juárez Badillo, Alfonso Rico  
Mecánica de suelos, Tomo II  
Editorial Limusa.  
México.
11. Joseph E. Bowles  
Foundation Analysis and Design  
Editorial McGraw –Hill  
México.
12. Curso de diseño estructural de  
Cimentaciones  
Sociedad Mexicana de Ingeniería  
Estructural, A.C
13. Análisis y diseño de retículas de  
Cimentaciones  
Sociedad Mexicana de Ingeniería  
Estructural, A.C