



UNIVERSIDAD DON VASCO



Incorporada a la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
Escuela de Ingeniería Civil

Incorporación No. 8727-15

**CRITERIO PARA LA DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE
COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q**

Tesis profesional que para obtener el título de:

Ingeniera Civil

Presenta:

Laura Lucía Parra Macías

Asesor: Ing. Sadot García Ponce

Uruapan, Michoacán, Agosto de 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

DEDICATORIA

a

Dios, por todas y cada una de las bendiciones que me has dado a lo largo de mi vida y por permitirme llegar a este momento.

mi padre, J. Jesús Parra Barragán+, por enseñarme el camino del bien, gracias por todo el sacrificio que hiciste hasta el último día de tu vida, gracias por todo tu amor, siempre estas en mi mente y corazón.

mi madre, María Adelina Macías Tapia, que dedicaste tu vida a mi cuidado. Gracias por tus desvelos, paciencia, regaños, dedicación, consejos, y tanto amor que me has dado.

mis hermanos, Chucho, Sandra, Ale, Pancho y Agustín por todo el apoyo y amor que he recibido de ustedes.

mi asesor de tesis, el Ing. Pablo Anaya García, por brindarme tu apoyo y tiempo para la realización de esta investigación.

mi director, el Ing. Anastasio Blanco Simiano, por brindarme todo su apoyo y a quien admiro y respeto.

Cada uno de mis maestros, y en especial al Ing. Raúl Jamit Abud + por haberme brindado todos los conocimientos requeridos en mi formación profesional.

Mis amigos y a todas las personas que de una u otra forma colaboraron para la realización de la presente tesis profesional.

Gracias.
Laura Parra

INDICE

Dedicatoria.....	1
Introducción.....	3

CAPITULO 1 ASPECTOS BÁSICOS

1.-Aspectos Básicos.....	7
1.1.-Origen de los sismos.....	8
1.2.-Detección de los sismos.....	8
1.3.-Influencia de la estratigrafía en las propiedades dinámicas.....	9
2.-Respuesta sísmica de las estructuras.....	11
2.1.-Sistema lineal de un grado de libertad.....	11
2.2.-Sistemas de varios grados de libertad.....	12
2.3.-Sistemas inelásticos.....	12
3.-Criterios de diseño.....	17
3.1.-Conceptos básicos.....	17
3.2.-Criterios de diseño del RCDF.....	19
4.-Métodos de análisis sísmico.....	26
4.1.-Consideraciones preliminares.....	26
4.2.-Método de análisis estático.....	26
4.3.-Método simplificado de análisis sísmico	28
4.4.-Método de análisis dinámico.....	28

CAPITULO 2 ANALISIS ESTRUCTURAL

5.-Especificaciones.....	33
5.1.-Geometría de los Edificios.....	33
5.2.-Geometría de los Elementos.....	33
5.3.-Material Estructural.....	33

6.- Determinación de las acciones en la estructura.....	34
6.1.-Carga muerta, viva máxima y viva instantánea.....	34
6.2.-Cargas Accidentales.....	35

7.-Análisis.....	62
7.1.-Consideraciones Generales.....	62
7.2.-Análisis Estructural.....	63

CAPITULO 3 DISEÑO ESTRUCTURAL

8.-Diseño Estructural.....	77
8.1.-Diseño estructural de trabes.....	77
8.2.-Diseño estructural de columnas.....	136

CAPITULO 4 ARTICULACIONES

9.-Articulaciones.....	145
9.1.-Articulaciones en uno de los edificios.....	145

CAPITULO 5 ESTIMACION DE RESULTADOS

10.-Resultados.....	157
10.1.-Factores de la sísmica para cada uno de los edificios.....	157
10.2.-Ajuste.....	

CAPITULO 6 CONCLUSION

Conclusión.....	163
Bibliografía.....	167

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, el hombre ha aprendido a construir estructuras que tienen la finalidad de cubrir sus necesidades, por ejemplo: recipientes para contener líquidos, viviendas, edificios, caminos, estadios, puentes, etc., las cuales además de cumplir con la función para la que fueron creadas deben ofrecer, de preferencia, comodidad, buena apariencia y utilidad.

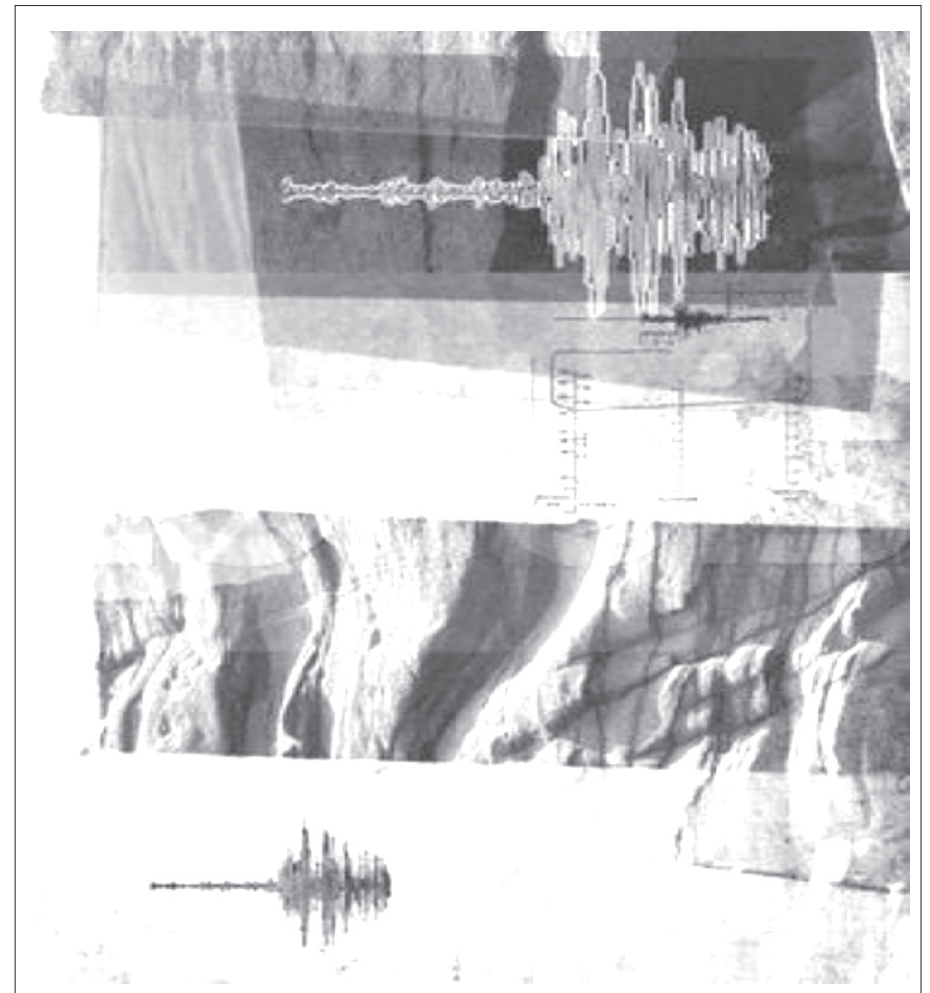
Las estructuras, al desarrollar la función para las que fueron creadas estarán sujetas a ciertas cargas y deben ser capaces de soportarlas, por lo que es de vital importancia que estén bien diseñadas. El diseño estructural es un conjunto de actividades a desarrollar para determinar las características físicas de una estructura, de tal manera que nos permita garantizar que está soportará las cargas a las que va a estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil sin sufrir daño alguno.

Una de las acciones más difíciles de determinar, son las acciones accidentales, que son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que toman valores significativos sólo durante breves periodos de tiempo en la vida útil de la construcción. En esta clasificación se tiene el sismo, el viento, el oleaje, las explosiones, etc.

Al ocurrir un sismo, la base de la estructura tiende a seguir el movimiento del terreno, mientras que, por inercia, la masa de la estructura se opone a ser desplazada. Debido a lo anterior se generan las fuerzas de inercia que ponen en riesgo la seguridad de la estructura. Esta fuerza de inercia (sísmica) produce efectos mecánicos en la estructura (flexiones, cortantes, torsiones) que pueden hacerla fallar y para los cuales debe existir una resistencia adecuada.

Sin embargo el fenómeno es más complejo, ya que interviene también la respuesta dinámica de la estructura ante el fenómeno sísmico, así como las características de rigidez, amortiguamiento y ductilidad de la estructura.

Actualmente contamos con criterios de diseño sísmico para obtener el cortante producido por la acción del sismo, el RCDF (Reglamento de Construcción del Distrito Federal), nos permite utilizar métodos de análisis dinámicos o estáticos.



Sin embargo para estos métodos de análisis ocupamos el coeficiente sísmico, c , que sirve de base para la construcción del espectro de diseño o puede usarse directamente como fracción del peso de la construcción, W , que constituye la fuerza cortante horizontal, V , que actúa en la base de la construcción.

El coeficiente sísmico varía según el peligro sísmico del sitio, (efectos de sitio) según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

Para obtener el valor que deberá tomar el coeficiente sísmico, contamos con el Manual de Obras Civiles de la CFE que son los mismos que los del RCDF, pero generalizados para toda la República Mexicana

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. De hecho representan una cota superior a las aceleraciones de dicho espectro, que corresponde a su parte plana. Dichos espectros se emplean para un análisis dinámico. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico, c , o un coeficiente reducido según el valor del periodo fundamental con reglas que nos presenta el RCDF. Los espectros así contruidos son “elásticos”, o sea, determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura, si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales. Estas reducciones están definidas por un factor “ Q ” que toma los valores según el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura, los cuales determinan el grado de disipación de energía en campo inelástico del que la estructura puede disponer.

Sin embargo, los requisitos para la aplicación de los distintos valores de Q , son muy generales y deben ir aparejados a la observancia de otros más específicos de sistemas constructivos y materiales particulares. Es por eso que el propósito de esta tesis es, aportar un criterio que facilite el cálculo del factor de comportamiento sísmico, Q , en estructuras de concreto, teniendo en cuenta que solamente es para una zona sísmica especificada y para un tipo de suelo.



CAPÍTULO 01

ASPECTOS BÁSICOS

ASPECTOS BÁSICOS

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Las diferencias no residen tanto en las características dinámicas de la acción, cuanto en que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

El diseño sísmico implica:

- a) La *definición de la acción de diseño*. Los reglamentos especifican la intensidad sísmica que deben usarse en el diseño de los diversos tipos de estructura en distintas regiones; sin embargo, en estructuras de particular importancia es necesario realizar estudios específicos para determinar la intensidad del sismo de diseño, tomando en cuenta las características geológicas, topográficas y de mecánica de suelos del sitio particular en que éstas se van a desplantar.
- b) La *selección de una estructuración adecuada*. Como se ha dicho repetidamente, la bondad de un diseño depende esencialmente de la idoneidad del esquema estructural para absorber las acciones que lo puedan afectar. En el caso de los sismos este aspecto adquiere una importancia todavía mayor, debido a que los efectos sísmicos dependen fuertemente de las propiedades de la estructura misma y de los elementos normalmente considerados no estructurales. Mediante una estructuración adecuada puede lograrse que sean menos desfavorables las acciones que inducen un sismo en la estructura.
- c) El *cálculo de la respuesta estructural*. Los métodos de análisis sísmico varían grandemente en el nivel de refinamiento; desde la consideración del efecto de una serie de fuerzas estáticas equivalente, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura, representativos de los que el suelo de cimentación experimenta durante un sismo. El conocimiento de los aspectos básicos de la respuesta dinámica de las estructuras es



siempre necesario, aun cuando se vayan a emplear métodos estáticos para su análisis cuantitativo.

- d) El *dimensionamiento y detallado de la estructura*. Debido a que los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es esencial que se eviten fallas frágiles locales y que, en caso de que ocurra un sismo de excepcional intensidad, se logre una disipación uniforme de la energía del sismo mediante la influencia de un número alto de secciones. Para lograr este objetivo deben cuidarse los detalles estructurales, no sólo a nivel de secciones y uniones de elementos, sino también en lo que concierne a la conexión entre la estructura y los elementos no estructurales.

El objetivo del diseño sísmico es lograr las tres características que rigen el buen comportamiento de las estructuras: resistencia, rigidez y ductilidad.

En el diseño por sismo del sistema estructural se debe establecer el valor de las acciones sísmicas producidas por el movimiento del terreno, por lo cual se mencionan a continuación los criterios de dichas acciones.

1.1.- Origen de los sismos

Los sismos o temblores son vibraciones de la corteza terrestre generados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, el colapso de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más fuertes y dañinos son los de origen tectónico, que se deben al movimiento de las grandes placas que componen la corteza terrestre. Este movimiento de las placas tectónicas provoca que justo en los bordes, donde hacen contacto unas con otras, se generan fuerzas de fricción, se produce la ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada.

La energía liberada se propaga en forma de ondas que viajan en todas direcciones. Entre estas ondas sísmicas están las ondas P o de compresión y ondas S a de cortante, que se transmiten en el medio terráqueo y que sufren reflexiones y refracciones hasta llegar a la superficie, donde dan origen a otro tipo de ondas (superficiales) llamadas ondas Love y ondas Rayleigh en honor de sus descubridores.

1.2.-Detección de los sismos

Las ondas son detectadas por aparatos llamados sismógrafos o acelerógrafos, los que registran los cambios de aceleración en función del tiempo y cuyo registros nos proporcionan las características del sismo, que son:

- a) Distancia del epicentro
- b) Magnitud de las aceleraciones sísmicas
- c) El contenido de frecuencias
- d) Los valores de los períodos característicos del movimiento sísmico del terreno (T)
- e) La duración del evento.

De los puntos anteriores se destacan dos: el contenido de frecuencias, que se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento, y el período característico, que está directamente asociado al contenido de frecuencias y es importante para definir que tipo de estructuras serán las mas afectadas. Ya que entre más cercanos sean los períodos dominantes del movimiento del suelo y el período de vibrar de la estructura, mayores serán los efectos del sismo.

Los sismos son registrados en tres direcciones: Norte-Sur, Este-Oeste y Vertical.

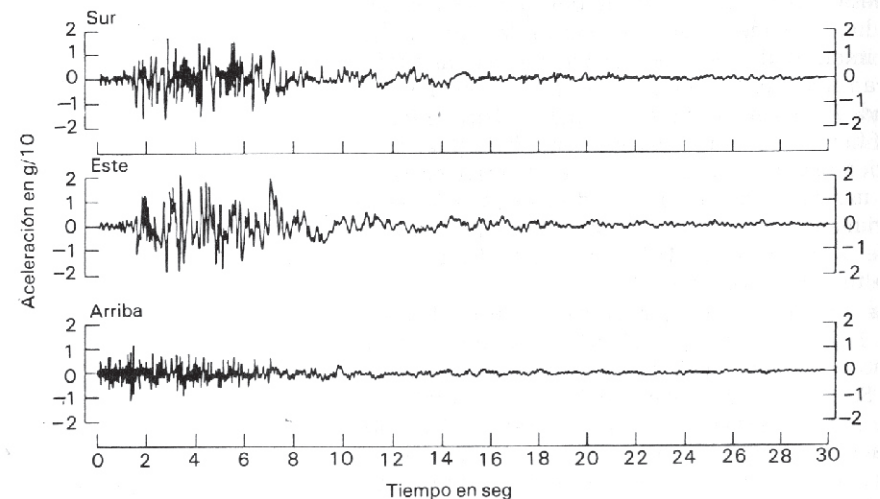


Figura 1.2.-A. Acelerogramas de las tres componentes de un sismo registradas en suelo firme, a una distancia muy cercana al epicentro. (Registrados a 20 Km. del epicentro del sismo de San Fernando, 1971)

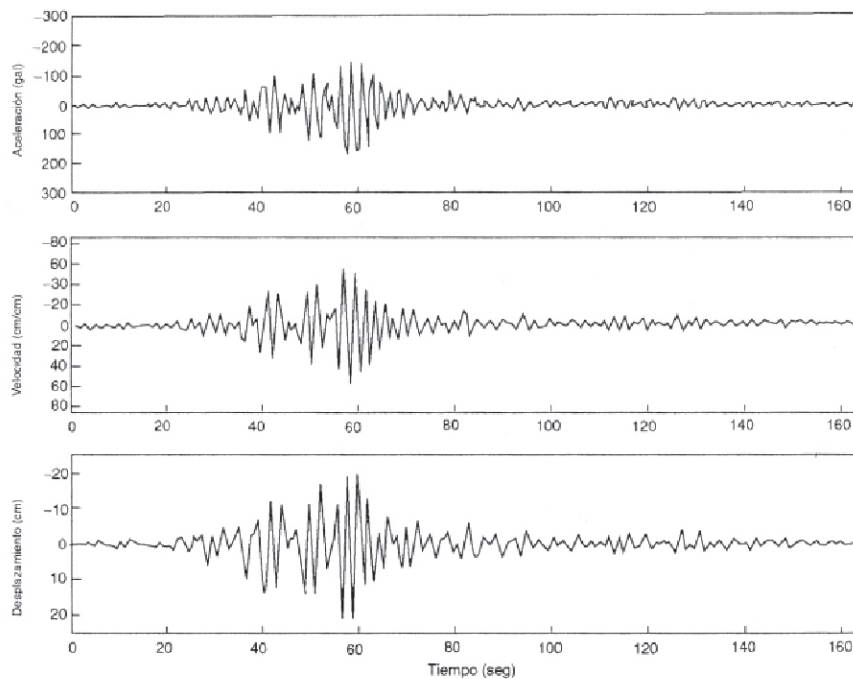


Figura 1.2.-B. Historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno en un sismo registrados en la ciudad de México. (Componentes E-W del registro SCT del sismo del 19 de septiembre de 1995.)

Al comparar ambas figuras se puede observar lo siguiente:

- ☐ En las zonas cercanas al epicentro la componente vertical del sismo es más importante que en las zonas lejanas.
- ☐ En suelos firmes y zonas cercanas al epicentro se tienen frecuencias altas (número de picos por segundo).

- ☐ En las zonas lejanas al epicentro con terreno suave se tienen periodos muy largos.
- ☐ En suelos blandos se amplifica la respuesta como se vera más adelante.

1.3.- Influencia de la estratigrafía en las propiedades dinámicas

El movimiento de la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se presenta en otro. Esto se debe a alteraciones de las ondas sísmicas debidas a efectos geológicos, topográficos y la rigidez del subsuelo. El considerar estas alteraciones, conocidas como *efectos de sitio*, ha sido cada vez más reconocido, sobre todo en los últimos años, y ha conducido a la necesidad de hacer estudios de microzonificación sísmica.

La presencia de estratos de suelo blando altera de forma significativa las características de las ondas sísmicas. La intensidad del sismo aumenta en estos sitios debido a que las ondas de período corto, al llegar a dichos estratos, se amplifican y aumentan su período, provocando mayores daños en las estructuras que los que se presentan en zonas de terreno firme.

El más claro ejemplo de lo anterior se presenta en el valle de México. Por estar lejos de la costa del pacífico, donde se generan los sismos de mayor magnitud en nuestro país, esta área se ubica en una región de peligro sísmico moderado (zona B). Sin embargo, las condiciones geológicas de la zona provocan una amplificación generalizada de las ondas sísmicas en toda la región.

La importancia de tomar en cuenta este fenómeno se muestra en la siguiente figura, donde se presentan los acelerogramas registrados en

distintas zonas del valle de México durante un sismo originado en la costa del Pacífico.

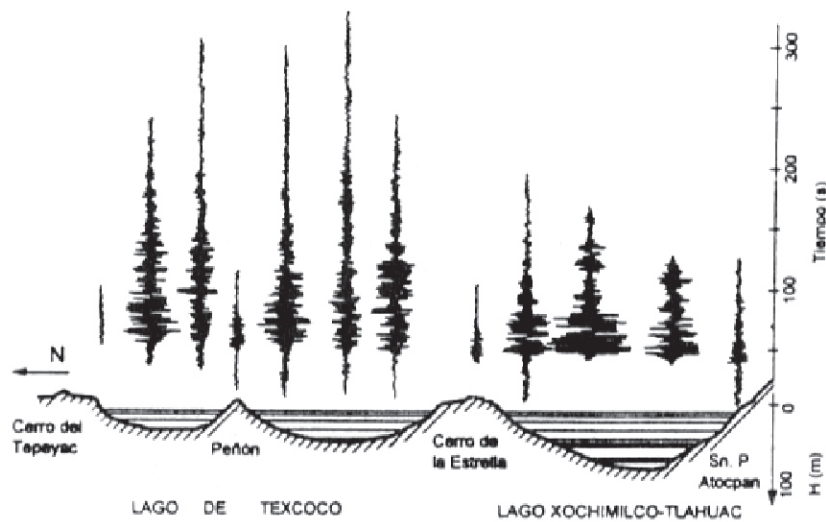


Figura 1.3.-A. Corte N-S del valle de México en donde se muestra el perfil de los depósitos profundos, las zonas del lago y algunos acelerogramas del 25 de abril de 1989.



2.- RESPUESTA SISMICA DE LAS ESTRUCTURAS

2.1.- Sistema lineal de un grado de libertad

Los métodos de análisis sísmico prescritos por los reglamentos de diseño y empleados en la práctica son generalmente muy simplificados y recurren a idealizaciones de la acción sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas equivalentes. Aun cuando se unen estos procedimientos, en vez de otros más refinados, no hay que perder de vista el carácter dinámico del fenómeno y es necesario conocer los principios básicos de la dinámica estructural.

Una estructura responde a una excitación sísmica descrita por una historia de aceleraciones (o de velocidades o de desplazamientos) que se presentan en el suelo sobre el que está desplantada, mediante una vibración a través de la cual disipa la energía que es generada por dicho movimiento. La amplitud de la vibración necesaria para disipar esa energía depende de las características del sistema constituido por el conjunto subsuelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales. A pesar de la complejidad de un sistema como ése, las principales características de su respuesta pueden ilustrarse mediante el estudio de un sistema simple de un grado de libertad.

El sistema simple está constituido por una masa, un resorte y un amortiguador. En el esquema de la figura 2.1-A el resorte se representa mediante una columna cuya rigidez lateral equivale a la constante del resorte. Cuando el sistema está sujeto a un movimiento de su base, definido por una historia de desplazamientos, U_0 , o de aceleraciones del suelo $\ddot{U}_0$ la masa entrará en oscilación y se generarán sobre ellas tres tipos de fuerzas:

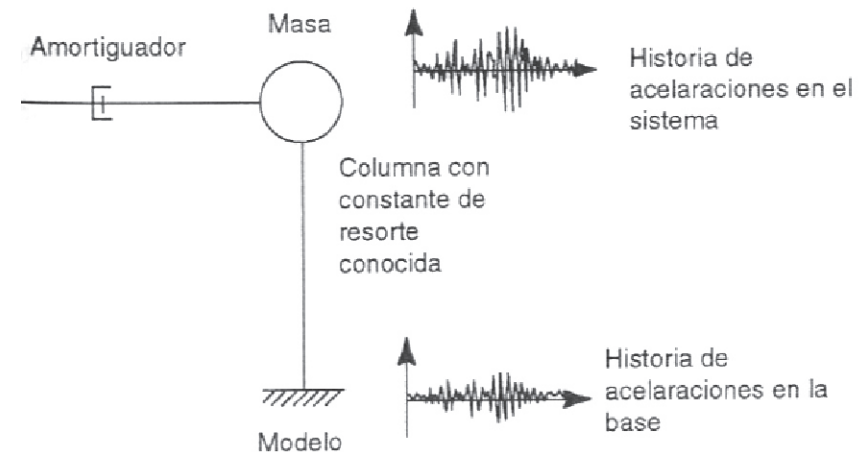


FIG. 2.1-A Modelo de un sistema de un grado de libertad.

a) La fuerza de inercia que, de acuerdo con el principio de D'Alembert es proporcional a la masa y a la aceleración total que ésta sufre, $\ddot{U}_T$; esta última es igual a la suma de la aceleración del terreno, $\ddot{U}_0$, más la de la masa relativa del terreno, $\ddot{U}$.

$$F_I = m \ddot{U}_T$$

b) La fuerza que se genera en la columna por su rigidez lateral al tratar de ser desplazada con respecto al terreno. Suponiendo que la respuesta de la columna se mantiene dentro de un intervalo lineal, dicha fuerza será igual al producto del desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo, por la rigidez lateral de la columna.

$$F_R = k u$$

c) La fuerza de amortiguamiento que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración. Esta fuerza puede considerarse proporcional a la velocidad de la masa con relación al suelo; al factor de proporcionalidad se le llama coeficiente de amortiguamiento.

$$F_A = c\dot{u}$$

La ecuación de equilibrio dinámico se escribe como:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

2.2.-Sistemas de varios grados de libertad.

En su mayoría las estructuras no se presentan para ser idealizadas como un sistema de un grado de libertad, pero pueden suponerse compuestas por una serie de masas. Concentradas unidas por resortes. Esta representación por medio de un sistema de varios grados de libertad admite todavía un análisis dinámico relativamente sencillo de su respuesta. El caso clásico de una estructura que puede idealizarse en esa forma es el de un edificio simétrico en que las masas se consideran concentradas en cada piso y los resortes representan la rigidez lateral de cada entrepiso (Fig. 2.2.-A). En el equilibrio de cada entrepiso intervienen los mismos tipos de fuerzas que en el sistema de un grado de libertad

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

Los distintos términos de esta expresión se determinan con ecuaciones idénticas a las empleadas para el sistema de grado de libertad , pero en que las variables representan vectores y matrices.

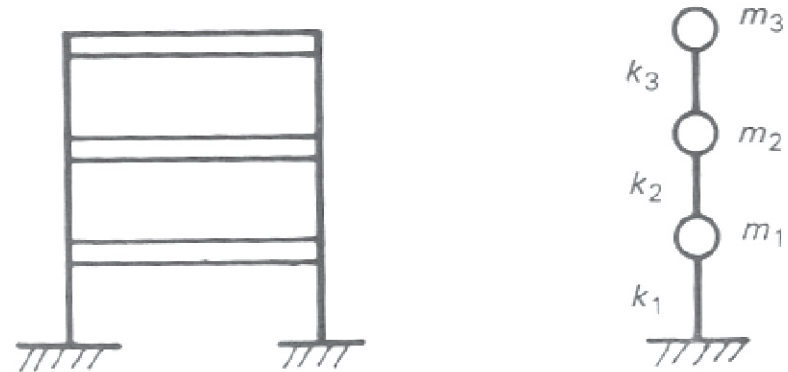


Fig. 2.2.-A Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad.

2.3.- Sistemas inelásticos.

Ante acciones dinámicas como los sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales tienen un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un nivel alto de solicitaciones. Sin embargo, al llegar cerca de su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve no lineal y la mayoría de las estructuras pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal o a aquella para la que se alcanza por primera vez la carga máxima. La falla se presenta cuando se alcanza la deformación máxima.

Las ecuaciones diferenciales que rigen el equilibrio dinámico de sistemas de uno o varios grados de libertad siguen siendo válidas cuando el comportamiento no es lineal, pero su solución puede obtenerse sólo

mediante procedimientos iterativos que consideran el comportamiento lineal durante intervalos pequeños de carga. El sistema no lineal más estudiado es el elastoplástico (Fig. 2.3.A) en el cual el comportamiento es lineal hasta la carga máxima y, posteriormente, la capacidad de carga se mantiene constante hasta una deformación “ μ ” veces la de fluencia, después de lo cual ocurre el colapso. Ante repeticiones de carga alternada el sistema describe ciclos estables, como el mostrado en la Figura 2.3.B.

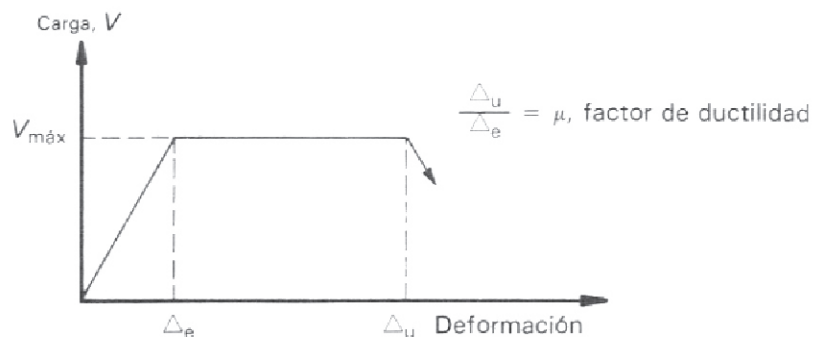


FIG-2.3-A Comportamiento elastoplástico.

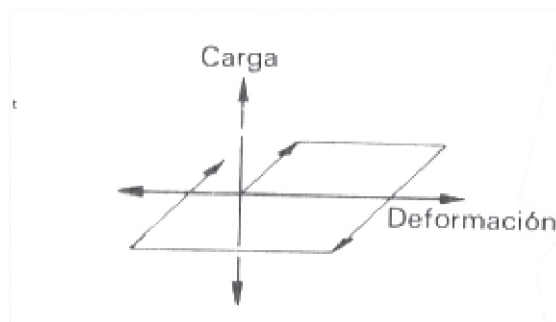


FIG.-2.3-B Ciclos de histéresis de sistemas con un comportamiento elastoplástico perfecto.

Se han realizado análisis paso a paso de sistemas elastoplásticos de un grado de libertad ante acelerogramas de diversa índole y se ha comparado su comportamiento con el de sistemas lineales con el mismo periodo y amortiguamiento. El criterio es encontrar cuál es la capacidad que requiere el sistema no lineal para resistir el sismo en cuestión sin que se exceda de su deformación de falla, aunque se sobrepase el intervalo elástico. Esa capacidad se compara después con la que requiere un sistema elástico de iguales características iniciales. La figura 2.3.-C muestra la relación entre la capacidad del sistema elastoplástico y la del lineal para diversos factores de ductilidad, μ , del sistema inelástico. Los puntos representan el promedio de los valores de los valores obtenidos del análisis con cuatro diferentes acelerogramas registrados en terreno duro. Se aprecia que la capacidad necesaria en el sistema elastoplástico es muy inferior al que requiere el sistema elástico para resistir el sismo. Con buena aproximación puede afirmarse que la capacidad necesaria para el elastoplástico se reduce “ μ ” veces con respecto al elástico, excepto en sistemas de periodo muy corto en los que la reducción se hace cada vez menor, hasta llegar a la unidad cuando el periodo es cero.



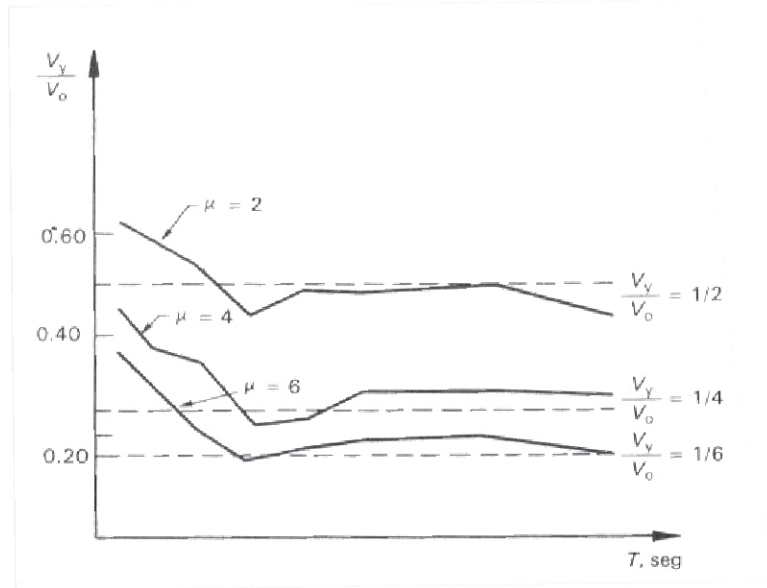


FIG.-2.3-C Relaciones entre las resistencias necesarias para sistemas elastoplásticos y las necesarias para sistemas elásticos con mismas propiedades iniciales, para resistir un mismo grupo de sismos.

Los resultados anteriores permiten llegar a la siguiente conclusión fundamental: si un sistema elastoplástico es capaz de desarrollar un factor de ductilidad μ durante un sismo, puede diseñarse para que tenga una resistencia a carga lateral que se obtiene reduciendo la ordenada espectral de un sismo elástico con el mismo periodo natural y amortiguamiento, dividiéndola entre μ . Esta regla es válida para sistemas con periodo fundamental de vibración mayor que el periodo dominante del terreno. Para sistemas con periodo fundamental menor que el del suelo, la reducción es menos significativa y según el criterio adoptado por el RCDF, debe adoptarse un factor de reducción que varíe linealmente entre $1/\mu$ y 1. Puede obtenerse, por tanto, espectros elastoplásticos de diseño para distintos factores de ductilidad, como los que aparecen en la figura 2.3.D.

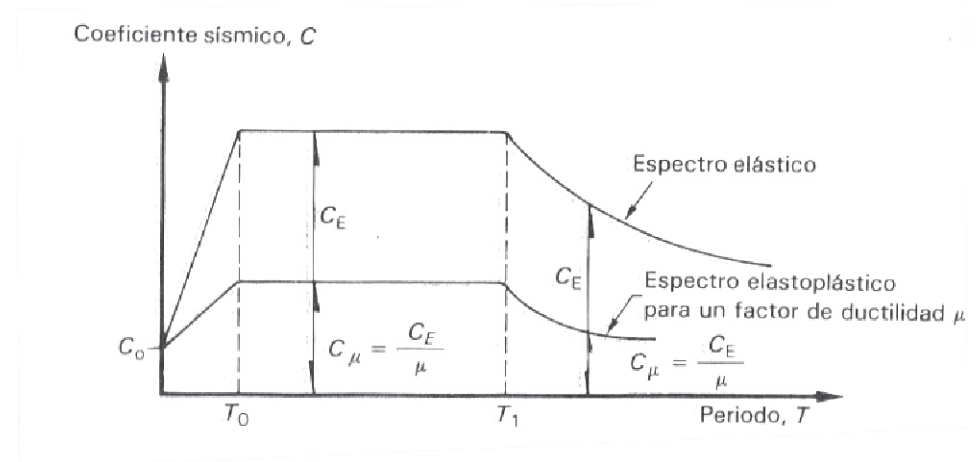


FIG.-2.3-D Espectro inelástico de diseño.

Lo que hace posible que un sistema inelástico resista un sismo, con una capacidad muy inferior a la que se requiere en un sistema que permanece elástico, es que la energía cinética introducida por el sismo en la estructura se disipa esencialmente a través de los ciclos de histéresis, lo que equivale a que el sistema posee un amortiguamiento equivalente muy superior al propio del material.

Pocos sistemas reales poseen un comportamiento que se acerca al elastoplástico perfecto. En elementos de acero estructural o de concreto reforzado en que predomina la flexión, se tienen ciclos de histéresis similares a los elastoplásticos, pero cuando la falla está complicada por efectos importantes de fuerzas cortantes o de cargas axiales, o por problemas de pandeo, ocurre un deterioro en la capacidad de disipación de energía que da lugar a que el área incluida en los ciclos de histéresis sea muy inferior a la de un sistema elastoplástico (Fig. 2.3-E).

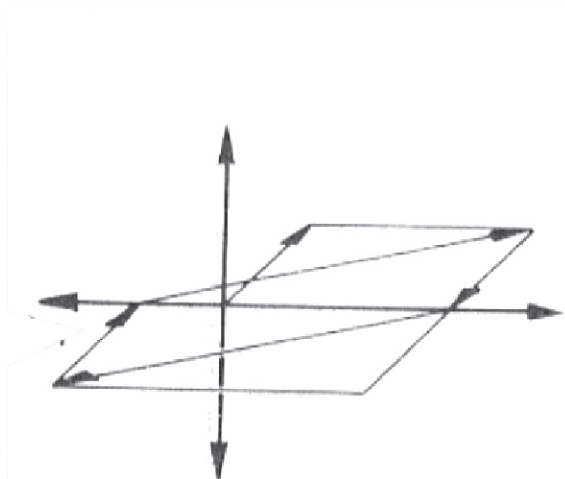


FIG. 2.3-E Ciclos de histéresis de un sistema elastoplástico con deterioro de rigidez.

Más aún, cuando las solicitaciones mencionadas son muy altas o cuando las secciones no cumplen requisitos estrictos para asegurar que pueden soportar grandes deformaciones sin fallas, los ciclos de histéresis son inestables, o sea la capacidad de carga y la disipación de energía se van deteriorando progresivamente ante la repetición de ciclos de carga (Fig. 2.3-F)

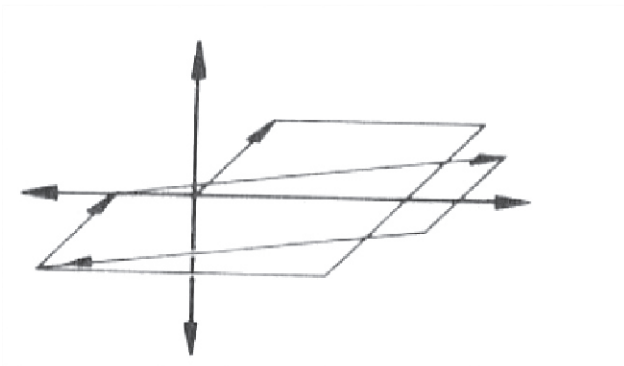


FIG. 2.3-F Ciclos de histéresis de un sistema elastoplástico con deterioro de resistencia y rigidez.

Para un mismo factor de ductilidad, la reducción que se puede admitir en sistemas con deterioro es inferior a la que se aceptó para un sistema elastoplástico perfecto. Lo anterior se debe a que en estos casos la cantidad de energía que se puede disipar en los ciclos de histéresis es mucho menor que cuando el comportamiento es elastoplástico perfecto.

El comportamiento inelástico de sistemas de varios grados de libertad es mucho más complejo que el de los sistemas simples, ya que depende de la resistencia y ductilidad que se tiene en cada uno de los componentes del sistema y que, al pasar un componente cualquiera al intervalo de comportamiento inelástico, se modifica radicalmente la distribución de fuerzas en el resto del sistema. Los análisis paso a paso realizados tanto en sistemas de masa y resortes como en marcos de varios pisos, muestran que en general, la demanda de ductilidad es mayor que la que se tiene en un sistema de un grado de libertad y que puede haber grandes concentraciones de demanda de ductilidad en un solo componente, si la distribución de resistencias no guarda una relación constante con la fuerza cortante sísmica que se induce en cada elemento. Dicho de otra manera, en un sistema de varios grados de libertad, la energía cinética inducida por el sismo se disipa a través del comportamiento inelástico de diversos componentes; mientras mayor sea el número de componentes que excursionan en el intervalo inelástico, menor será la cantidad de energía que deberá disipar cada uno y menor, por tanto, la deformación máxima que deberá tener cada componente individual, o sea su demanda de ductilidad. Si el diseño de las diferentes secciones y componentes es tal que la mayoría de ellos están sobrediseñados con respecto a unos pocos, estos últimos deberán disipar por sí solos toda la energía del sismo a través de grandes deformaciones inelásticas que posiblemente no sean capaces de soportar. Las otras secciones, mientras tanto permanecerán dentro del intervalo elástico de comportamiento.

En una estructura con una distribución razonablemente uniforme de resistencias, la demanda de ductilidad llega a ser, en los elementos más críticos entre una y dos veces la que se tiene en un sistema de un grado de libertad equivalente.



3.-CRITERIOS DE DISEÑO

3.1.-Conceptos básicos

En vista de que las sollicitaciones que un sismo severo impone a las estructuras son muy elevadas y de carácter muy aleatorio, no es económicamente factible diseñar para que las construcciones resistan sin daño alguno un sismo con un periodo de recurrencia muy grande. En este sentido el diseño sismorresistente difiere del que se realiza para las otras acciones.

Si se hace referencia a los conceptos generales de confiabilidad estructural y optimación expuestos en el capítulo 2, el nivel de seguridad que se debe adoptar depende de los costos de los daños esperados, relativo al que implica incrementar la seguridad de la estructura. En diseño sismorresistente debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños ante las acciones convencionales, si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura.

Por esas razones los criterios de diseño sismorresistente especificados por los reglamentos modernos reconocen, implícita o explícitamente, que el objetivo de sus procedimientos es limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, aun a costa de daños severos y, sólo para sismos moderados, se pretende que la estructura permanezca intacta.

Hay que resaltar que los objetivos no se logran simplemente diseñando para resistir un conjunto de fuerzas, sino con una serie de precauciones de diferente índole. Una definición muy acertada de la esencia y los objetivos del diseño sismorresistente ha sido dada por Esteve. “El arte del diseño contra los sismos no consiste en producir estructuras capaces de soportar conjuntos dados de fuerzas laterales, aunque esta capacidad es parte de un diseño sano. Implica producir sistemas que se caractericen por una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad para disipar energía y para deformarse dúctilmente. Estas propiedades les permitirán responder a sismos frecuentes y

moderados sin sufrir daños significativos y a sismos excepcionales y muy severos sin poner en peligro su propia estabilidad, su contenido y la seguridad de sus ocupantes. El logro de estos objetivos implica mucho más que la aplicación de requisitos reglamentarios; la respuesta sísmica de las estructuras, así como el ingenio necesario para producir sistemas que tengan las características adecuadas.”

El primero y fundamental objetivo del diseño sismorresistente es proporcional a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que ésta sufra colapso o daños irreparables. Esta capacidad puede lograrse proporcionando a la estructura una resistencia muy alta que le permite resistir el sismo manteniendo su comportamiento esencialmente dentro de límites elásticos, o puede obtenerse también diseñándola para que tenga una resistencia mucho menor, pero cuente con propiedades de ductilidad que le permitan disipar la energía introducida por el sismo mediante ciclos de histéresis en etapas inelásticas. Puede asegurarse que una estructura tiene capacidad de disipación de energía equivalente a la de un sistema elastoplástico con factor de ductilidad μ , con respecto a la que se requiere para una que no puede sobrepasar su intervalo de comportamiento elástico.

De esta forma, si se analiza la estructura para un conjunto de fuerzas reducido μ veces con respecto a las que corresponden al espectro elástico del sismo de diseño y se dimensionan las secciones para resistir las fuerzas internas que resultan de ese análisis, se alcanzarán ante el sismo de diseño, las fuerzas internas para las que se dimensionó la estructura y después ésta tendrá que deformarse inelásticamente hasta alcanzar desplazamientos μ veces superiores a los que se calculan en un análisis elástico con las fuerzas reducidas. Es importante apreciar las circunstancias de que la acción sísmica en las estructuras no consiste en un sistema de fuerzas externas, sino que las fuerzas que se inducen en los componentes estructurales están limitadas por la propia capacidad de

éstos. El sismo no puede inducir fuerzas mayores que las que la estructura misma puede soportar; lo importante es diseñar la estructura para que tenga propiedades tales que las fuerzas que en ella se pueden inducir estén limitadas por la capacidad de modos de fallas indeseables de tipo frágil. En esta forma algunas secciones con gran capacidad de rotación actúan como “fusibles” e impiden el daño a elementos muy críticos y la ocurrencia de tipos de falla particularmente graves.

El costo necesario para que la resistencia de la estructura sea tal que se mantenga elástica bajo el sismo de diseño es extraordinariamente alto, excepto cuando se trate de estructuraciones que posean intrínsecamente una alta resistencia ante cargas laterales. Por otra parte, para una resistencia menor que la que el sismo de diseño llega a inducir en una estructura elástica, hay que estar consciente de que, al tener que disipar la energía del sismo mediante comportamiento inelástico, la estructura sufrirá daños que implican un costo de reparación no despreciable.

Hay una fuerte polémica entre los especialistas, acerca de hasta qué punto es conveniente recurrir al comportamiento inelástico de las estructuras para reducir las fuerzas sísmicas de diseño. Por una parte, hay que reconocer que es ilusorio pensar que sea factible resistir los efectos de un sismo violento manteniendo la estructura dentro de su intervalo de comportamiento elástico-lineal. Considérese, por ejemplo, que en sismos recientes se han medido movimientos del terreno para los cuales las ordenadas de los espectros elásticos de respuesta son más de dos veces la aceleración de la gravedad. Por otra parte, es claro que no debe abusarse de las reducciones por ductilidad, para no exponer las estructuras a daños aun ante sismos que pueden ocurrir más de una vez dentro de la vida esperada de la construcción. Es por ello convenirte atenerse a las reducciones más moderadas entre las que admiten los reglamentos de diseño.

El segundo objetivo del diseño es evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que pueden ocurrir varias veces durante la vida de la construcción. Este objetivo debería cumplirse revisando que la estructura permanecería elástica y con deformaciones laterales pequeñas ante un sismo menor que el que se emplea para revisar los estados límite de falla. Este sismo de menor intensidad, en el contexto de los principios de diseño expuestos en el capítulo 2, se llamaría “sismo de servicio o de operación”. Sin embargo, ya que los métodos de análisis son elásticos, las deformaciones que se tendrían para un sismo de intensidad 'n' veces inferior al de diseño, serían 'n' veces inferiores a las calculadas en el análisis para esa intensidad sísmica. Estas deformaciones son las que deberían compararse con las admisibles. Por estas consideraciones, las normas de diseño no especifican en general dos análisis distintos para el sismo de diseño por resistencia y para el de servicio, sino que aceptan se realice sólo al análisis para el sismo de diseño y se hagan correcciones para tomar en cuenta que la intensidad del sismo para el cual se quiere proteger contra deformaciones excesivas es menor que la del sismo de diseño. Por otra parte, debe observarse que las deformaciones que se presentarían bajo el sismo de diseño son mayores que las que se determinan en un análisis elástico con las fuerzas reducidas por ductilidad. Habrá deformaciones inelásticas tanto mayores cuanto más grande sea la reducción por ductilidad aceptada, de modo que las deformaciones obtenidas del análisis en estas condiciones deberán incrementarse por un factor proporcional a la reducción por ductilidad implícita en las fuerzas de diseño.

Para cumplir este segundo objetivo, la estructura debe poseer esencialmente una adecuada rigidez ante cargas laterales. A este aspecto no suele prestársele la importancia que amerita, lo cual redundaría en que muchas construcciones modernas, aunque resulten seguras ante el colapso, sufran con excesiva frecuencia daños cuantiosos por sismos de mediana intensidad, debida a su excesiva flexibilidad. Las tres propiedades esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico son:



resistencia, rigidez y ductilidad ante cargas laterales. No es fácil las características que hacen a una estructura muy rígida y resistente, la hacen también poco dúctil.

La acción sísmica de diseño debería corresponder a una intensidad que tiene un periodo de retorno determinado con base en un procedimiento de optimación que tome en cuenta el costo de hacer más resistente la estructura y las consecuencias de la falla. Distintos códigos aducen que sus valores especificados están basados en intensidades sísmicas con periodos de recurrencia que van desde 50 hasta 500 años para las estructuras comunes. Parece que en la mayoría de los casos muchos valores se han derivado más de ajustes sucesivos con base en el comportamiento observado de las estructuras comunes que de un análisis racional de riesgo sísmico.

3.2.-Criterios de diseño del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

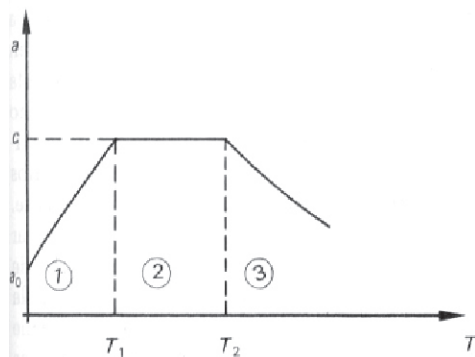
Se mencionará aquí la forma en que los conceptos básicos que se acaban de exponer están tomados en cuenta en las especificaciones de diseño sísmico del RCDF. Los procedimientos de diseño sísmico incluidos en el capítulo correspondiente del Manual de Obras Civiles de la CFE son los mismos que los del RCDF, pero generalizados para toda la república Mexicana.

Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico, c , que sirve de base para la construcción del espectro de diseño o puede usarse directamente como fracción del peso total de la construcción, W , que construye la fuerza cortante horizontal, V , que actúa en la base de la construcción

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico varía según el peligro sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

La tabla 3.2-A muestra los coeficientes sísmicos especificados en el Manual CFE para las cuatro regiones sísmicas en que se divide la República Mexicana, según la figura 3.2.-B.



$$\textcircled{1} \quad 0 < T < T_1: a = a_0 + \frac{C - a_0}{T_1} T$$

$$\textcircled{2} \quad T_1 \leq T \leq T_2: a = c$$

$$\textcircled{3} \quad T > T_2: a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r$$

donde: a : ordenada espectral
 a_0 : ordenada espectral para $T = 0$
 c : coeficiente sísmico básico
 r : exponente adimensional
 T_i : periodo natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
 T_1, T_2 : periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

Zona sísmica de la República	Tipo de suelo	a_0	C	T_1 (s)	T_2 (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.5	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 3.2.-A Espectro de diseño sísmico para la República Mexicana. Según el manual CFE.

En la tabla 3.2-A se identifica como de zona I aquellos sitios de *terreno firme* en que, a profundidad menor de 3 m, existen terrenos rocosos o de suelo muy compacto; como de zona II de *transición*, los sitios en que el suelo compacto se encuentra a profundidades de entre 3 y 20 m y como de zona III, de *terreno compresible*, aquellos sitios en que el suelo firme se encuentra a más de 20 m de profundidad.

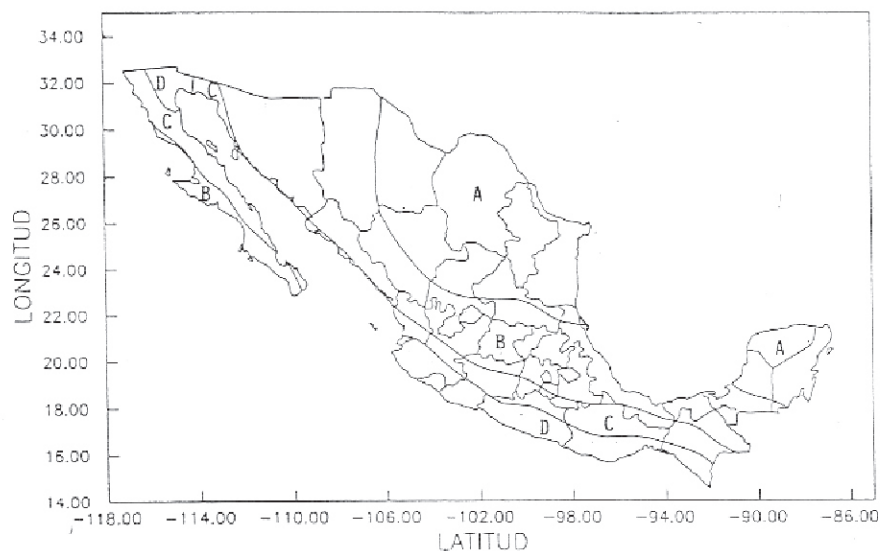


Fig. 3.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana

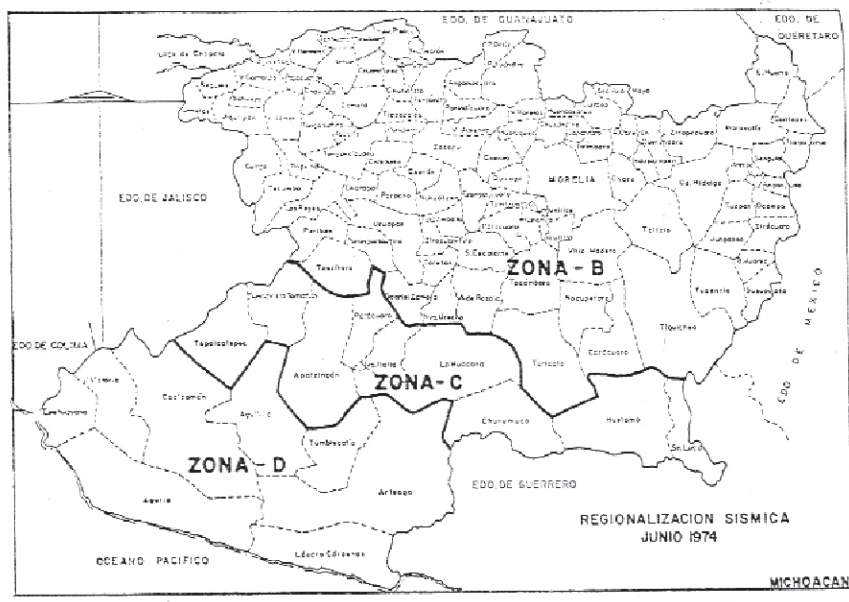


Fig. 3.2.-B Regionalización sísmica de México (Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE.)

Los reglamentos mexicanos especifican coeficientes sísmicos de diseño mayores a medida que aumenta la profundidad de los estratos de suelo deformable que se encuentran en el sitio. Esto es acorde a la evidencia de intensidades sísmicas mucho mayores en las zonas de suelo blando que en las de terreno firme. Basta recordar la gran cantidad de daños registrados en el sismo de 1985 en la llamada “zona del lago” de la ciudad de México, en comparación con la casi completa ausencia de daños en la llamada “zona de lomas” donde el terreno es firme.

Tomando en cuenta que es mayor la contabilidad que se requiere para construcciones cuyas consecuencias de la falla son particularmente graves o para aquéllas que es vital que permanezcan funcionando después de un evento sísmico importante, se requiere que el coeficiente sísmico se multiplique por 1.5 para diseñar las estructuras de construcciones como estadios, hospitales y auditorios, subestaciones eléctricas y telefónicas (o sea las clasificadas dentro del grupo A).

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. De hecho representan una cota superior a las aceleraciones de dicho espectro, que corresponde a su parte plana. En la tabla 3.2.-A se proporcionan las reglas para la construcción del espectro completo de diseño según el Manual CFE. Dichos espectros se emplean para un análisis dinámico, de acuerdo con lo que se tratará en el siguiente sub.-capítulo. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico, c , o un coeficiente reducido según el periodo fundamental con reglas que se mencionarán más adelante. Los espectros así contruidos son “elásticos”, o sea, determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura, si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales. Estas reducciones están definidas por un factor Q que toma los valores

especificados en la tabla 3.2.-C según el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura, los cuales determinan el grado de disipación de energía en campo inelástico del que la estructura puede disponer.

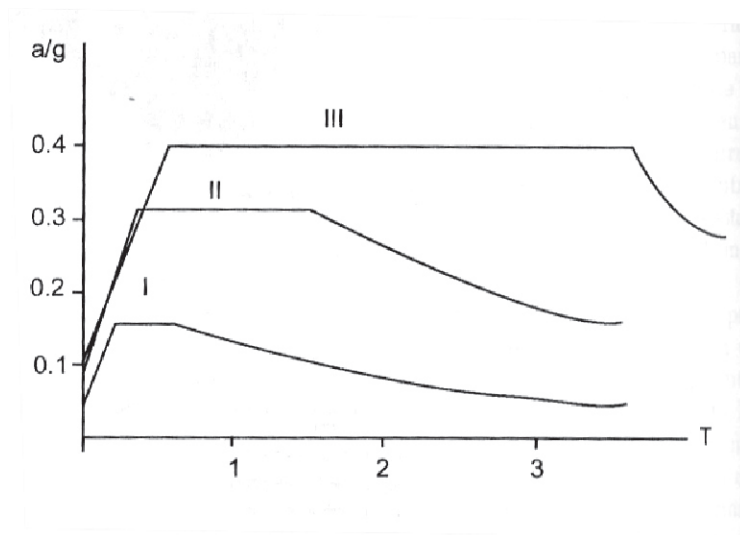


Fig. 3.2.-C Espectros de diseño para las diferentes zonas del D.F.

El RCDF especifica que las ordenadas del espectro elástico se pueden reducir, para fines de diseño, dividiéndolas entre un factor Q' que es igual a Q para periodos mayores que cierto valor T_1 , y que decrece linealmente entre Q y 1 para periodos menores, como se aprecia en la figura 3.2.-D que muestra los espectros correspondientes a distintos valores de Q para construcciones en la zona III. Además, indica el RCDF que para construcciones con estructuración irregular debe reducirse a 80% el valor de Q' .

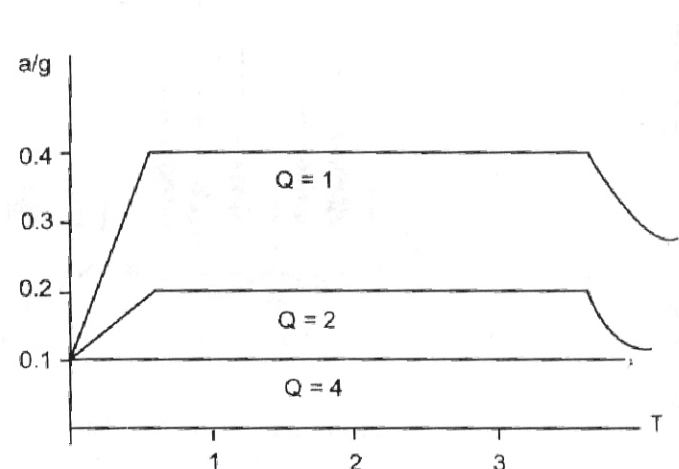


FIG. 3.2.-D Espectros para la zona del lago del D.F. reducidos para distintos factores de comportamiento sísmico.

Los requisitos de la Tabla 3.2.-C para la aplicación de los distintos valores de Q , son muy generales y deben de ir aparejados a las observaciones de otros más específicos de sistemas constructivos y materiales particulares.

Debe revisarse la estructura para la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, se considerará actuando simultáneamente el valor de diseño de un componente más 30 por ciento del valor de diseño del componente ortogonal. Ha sido costumbre considerar que la acción sísmica se ejerce en forma independiente de cada dirección, o sea revisar el efecto de la acción sísmica de diseño en una de las direcciones principales de la estructura, considerando que las fuerzas sísmicas son nulas en cualquier otra

dirección. En realidad el movimiento del terreno tiene componentes en las tres direcciones simultáneamente. Como se puede apreciar de los acelerogramas, el componente horizontal es simultáneo a otros en la dirección horizontal ortogonal y en dirección vertical; sin embargo, la probabilidad de que coincida en un mismo instante los máximos de más de un componente es despreciable. De un análisis probabilista del problema se determinó que simultáneamente al máximo en una dirección puede actuar 30 por ciento del máximo en otra ortogonal; de allí el requisito especificado por el RCDF e ilustrado en la figura 3.2.-E.

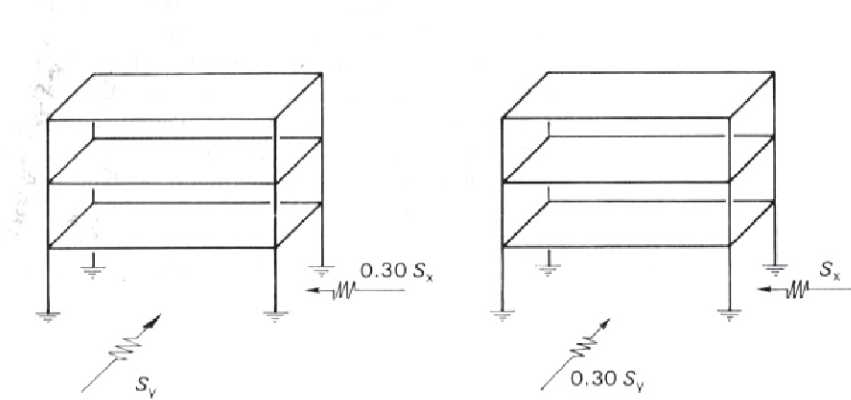


FIG. 3.2.-E Combinaciones del efecto sísmico en dos direcciones.

La aplicación de este requisito da lugar a complicaciones severas en el análisis, especialmente cuando existen asimetrías en la estructuración. Por otra parte, en la mayoría de las estructuras es despreciable el efecto simultáneo del otro componente, así que el proyectista deberá evaluar inicialmente si el efecto es significativo en su caso particular para en caso contrario, ignorarlo en el análisis.

Los modelos de respuesta sísmica, consideraba que la estructura tenía únicamente movimientos de traslación. En realidad la estructura puede presentar además, movimientos de rotación en cada masa (fig. 3.2.-F) y un modelo más completo debería incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso. La importancia de las rotaciones y la magnitud de las sollicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura dependen de la distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales. Desde un punto de vista del equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión, o sea donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resisten cada uno de los elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante mas una fuerza torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.



Un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de libertad de rotación en cada nivel resulta muy complicado y, para las estructuras comunes, el efecto de torsión se suele considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis, estático o dinámico, de los efectos de traslación calculados de manera independiente.

Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse en general amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión sólo puede efectuarse con pobre aproximación, por que la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, el RCDF especifica que el momento torsionante de diseño se determina con una excentricidad total que se calculará como la más desfavorable de:

$$e = 1.5 e_c + 0.1 b$$

$$e = e_c - 0.1 b$$

donde e_c es la calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante; el factor 1.5 cubre la amplificación dinámica de la torsión; b es el lado del edificio en dirección normal a la del análisis; o sea, se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual a 10% del ancho del edificio.

Como se ha indicado anteriormente, el segundo objetivo básico del diseño sísmico, consiste en evitar daños ante temblores moderados, se trata de cumplir limitando los desplazamientos laterales de la estructura.

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso, $\square$, o sea el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, Δ , dividido entre la altura de entrepiso, H , (fig. 3.2.-G).

$$\square = \Delta / H$$

Hay que recordar que la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar la estructura., pero que las deformaciones que se presentarán en la estructura serán Q veces las que se han determinado con un análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas. Por tanto antes de compararlas con deformaciones admisibles, las deformaciones calculadas, Δ_c , deberán multiplicarse por Q .

$$\Delta = Q \Delta_c$$

También debe tenerse en mente que el objetivo es limitar las deflexiones a valores que no causen daños a los elementos estructurales, no para el sismo de diseño sino para uno de mucho menor intensidad. Para poder emplear los mismos resultados del análisis ante el sismo de diseño, las distorsiones admisibles se multiplican en el RCDF por un factor de orden de tres con respecto a las que realmente se quieren controlar. Así se encuentra experimentalmente que en muros de mampostería y en recubrimientos frágiles de paredes divisorias se provocan agrietamientos cuando las distorsiones exceden de dos al millar ($\square \geq 0.002$); el reglamento en cuestión exige se compare la distorsión calculada con un valor admisible:

$$\square_{adm} = 0.006$$

Cuando las deformaciones de la estructura pueden afectar elementos no estructurales frágiles (caso, A de la figura 3.2-G).

Por otra parte, cuando no existen elementos frágiles que pueden ser dañados por el movimiento de la estructura o cuando éstos están desligados de la estructura principal (caso, B de la figura 3.2-G) se aumenta al doble la distorsión admisible:

$$\square_{adm} = 0.012$$

En este caso, el límite tiene como fin evitar que la edificación resulte excesivamente flexible y se originen deformaciones que causen molestias y pánico a los ocupantes y que hagan que se vuelvan importantes los efectos de segundo orden.



4.- MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

4.1.-Consideraciones preliminares.

Existen diversos procedimientos para calcular las solicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. Los métodos aceptados por las normas tienen distintos niveles de refinamiento y se subdividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos.

En los primeros se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica. En los segundos se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo generalmente simplificado.

Desde hace algunos años se han venido poniendo a disposición de los proyectistas programas de cómputo muy poderosos para el análisis sísmico de estructuras. La lista de programas de dominio público es muy larga y, para mencionar sólo algunos de los más conocidos, citaremos el STRUDL, el ETABS, el SAP y el STAD. Programas como los mencionados realizan el análisis sísmico tridimensional estático o dinámico de estructuras a base de barras, placas, cascarones y otros tipos de elementos, con lo cual es posible modelar de manera muy detallada la estructura y obtener una estimación precisa de su respuesta.

4.2.-Método de análisis estático.

Los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir esta cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su

primer modo natural. El RDF acepta el uso del método estático en estructuras de altura no mayor de 60 m.

Debe sin embargo, evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masa y rigideces. La fuerza cortante basal se determina como:

$$V = C_s W$$

En que W es el peso total de la estructura, C_s es el coeficiente de cortante basal para cuya determinación el reglamento admite dos opciones. Si no se calcula el periodo natural de la estructura, este coeficiente debe tomarse igual a la ordenada máxima del espectro reducido por ductilidad, o sea

$$C_s = c / Q' \quad \text{ec. 1}$$

Esta forma de proceder es muy conservadora, ya que cuando el periodo de la estructura se encuentra fuera de la zona de ordenadas máximas puede hacerse reducciones importantes en C_s . La segunda opción permite hacer una estimación aproximada del periodo natural, T . Si éste corresponde a la zona plana, o sea, si se encuentra entre los valores T_1 y T_2 de la tabla 3.2.-A, no se puede hacer reducciones por este concepto y C_s se calcula con la ecuación 1. Si $T < T_1$, el coeficiente basal C_s puede tomarse igual a la ordenada del espectro reducido según las reglas definidas anteriormente que dan lugar a la rama ascendente del espectro de la figura 2.3.-D, o sea

$$C_s = \frac{\Phi_0 + (c - \Phi_0) T / T_1}{1 + (Q' - 1) T / T_1}$$

Finalmente, si $T > T_2$, la estructura se encuentra en la zona correspondiente a la rama descendente del espectro. En esta zona sería poco conservador tomar el coeficiente basal igual a la ordenada espectral, para un método estático en que se ignoran los efectos de modos superiores, ya que estos últimos pueden ser significativos para estas estructuras de periodo largo. Por ello, el coeficiente basal C_s debe ser mayor que la ordenada espectral correspondiente al periodo de la estructura. Para tomar en cuenta lo anterior, el RDF especifica una reducción en el coeficiente de cortante basal que va aparejada a una modificación en la distribución de fuerzas laterales con la altura y para cuya determinación puede considerarse inicialmente el mismo valor de C_s especificado por la ecuación 1 y realizar toda la corrección en las fuerzas aplicadas en los diferentes niveles.

Para emplear esta segunda opción en que se permiten reducciones al coeficiente C_s , es necesario conocer el periodo natural de la estructura. Para su determinación debería realizarse, estrictamente, un análisis dinámico de la misma; sin embargo, son admisibles, para estructuras regulares, estimaciones aproximadas del periodo.

En este método se parte de la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo desde cero en la base hasta una aceleración máxima (a_m) en la azotea.

De acuerdo con la segunda ley de Newton $F=ma$, y además $m=w/g$ Por lo tanto la fuerza en cada nivel (F_i) resulta ser:

$$F_i = \frac{w_i}{g} a_i$$

Por otro lado, por triángulos semejantes,

$$a_i = \frac{h_i}{H} a_m$$

Entonces,

$$F_i = \frac{w_i h_i}{g H} a_m$$

El cortante basal es

$$V_{\text{basal}} = \sum F_i = \frac{a_m}{g H} \sum w_i h_i$$

despejando,

$$a_m = \frac{g H}{\sum w_i h_i} V_{\text{basal}}$$

Y sustituyendo

$$F_i = \frac{w_i h_i}{g H \sum w_i h_i} V_{\text{basal}} = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} V_{\text{basal}}$$

De reglamento

$$V_{\text{basal}} = C_s W_{\text{total}}$$

Entonces,

$$F_i = C_s W_{\text{total}} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

Donde: W_{total} es el peso total de la estructura y C_s es el coeficiente sísmico que se obtiene de reglamento y el cual puede o no ser reducido por el factor de comportamiento sísmico (Q), resultando:

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

4.3.-Método simplificado de análisis sísmico.

Para estructuras a base de muros de carga el reglamento permite una variante del método estático que se conoce como método simplificado de análisis sísmico. Es aplicable en estructuras en que la rigidez y resistencia a cargas laterales son proporcionadas por muros y en que las torsiones no son importantes. El RCDF limita su aplicación a edificios de baja altura (menor de 13 m) con losas continuas en todos los pisos y en que existen muros largos paralelos en los extremos, que absorben las posibles torsiones.

La fuerza cortante total se determina según este procedimiento sin necesidad de calcular el periodo ni el factor de reducción por ductilidad. Estos factores están tomados en cuenta en los coeficientes proporcionados por la tabla de coeficientes sísmicos para el método simplificado; construcciones del grupo B según el Manual CFE.

En el método simplificado se supone que las fuerzas sísmica actuante se distribuye de manera uniforme entre cada muro alineado en la dirección en que actúa el sismo; por tanto, debe compararse con la fuerza cortante resistente a sismo que es la suma de las contribuciones de cada muro alineado en la dirección en estudio. Sin más complicaciones, se revisa que en cada dirección la fuerza cortante resistente sea igual o mayor que la actuante.

En este método no es necesario revisar los desplazamientos horizontales, los momentos torsionantes y de volteo.

4.4.-Método de análisis dinámico.

En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura a base de masas y resortes. Nuevamente si se utilizan métodos automatizados de análisis, la modelación puede ser muy refinada, de lo contrario debe recurrirse a un modelo muy simplista.

El método dinámico más empleado en la práctica es el modal, o más propiamente, el análisis modal con técnicas de espectros de respuesta.

El RDF especifica este método, aceptado que se analice de forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta los efectos de torsión. Éstos deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático y después superponerse.

Se determinan los tres primeros modos de traslación, y todos aquellos adicionales que tengan un periodo mayor que 0.4 seg. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración correspondiente al espectro de diseño reducido por ductilidad y para el periodo particular del modo en cuestión. La superposición de las fuerzas modales se realiza con la expresión

$$R_R = \left(\sum R_i \right)^{1/2}$$

Otro método dinámico que se ha empleado para el análisis de estructuras muy importantes es el análisis paso a paso, o sea la integración directa de las ecuaciones de movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño. El procedimiento, además de su laboriosidad, presenta dificultades para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y para definir el acelerograma de diseño.



CAPÍTULO 02

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.- ESPECIFICACIONES

5.1.-Geometría de los Edificios.

Cada uno de los edificios contará con crujiás de 6 metros de claro, y para el caso del primer nivel tendrá una altura de 3.5 metros, para las demás niveles la altura será de 3 metros.

Se analizarán y diseñarán 75 edificios diferentes, los cuales abarcan edificios de 1 nivel, 2 niveles, 3, 5, 7 y 10 niveles, desde 1 hasta 5 crujiás, con diferentes valores de Q (Q=2, 3, 4).

5.2.-Geometría de los Elementos.

Para las columnas de los edificios, se pre-dimensionaron de forma cuadrada de 0.5 m x 0.5 m, para el análisis.

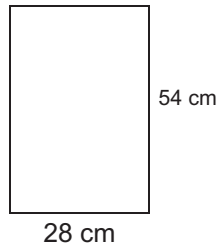
Para las trabes, se pre-dimensionaron de la siguiente manera:

$$H = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$d = (60) \times (0.9) = 54 \text{ cm}$$

$$B = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$



5.3.-Material Estructural.

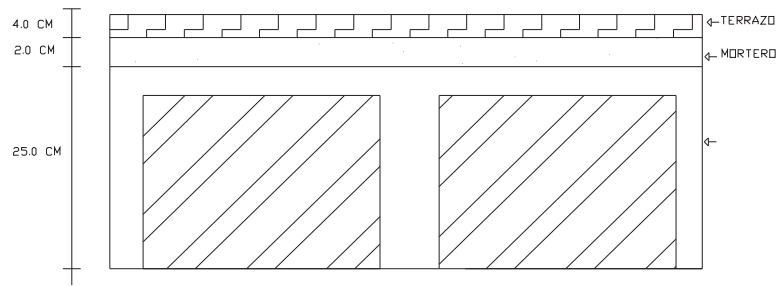
El material con el que se trabajará esta investigación será el concreto armado, ya que el concreto es un material que se obtiene mezclando cemento, agregados y agua en determinadas porciones. Se elabora en estado plástico, lo que nos da la ventaja de moldearlo, permitiendo la libertad de elección de formas. Y para reducir el comportamiento frágil del concreto se emplea acero de refuerzo, sobre todo en las zonas donde se prevé que se desarrollan tensiones, logrando restringir el desarrollo de las grietas por la baja resistencia a la tensión del concreto.



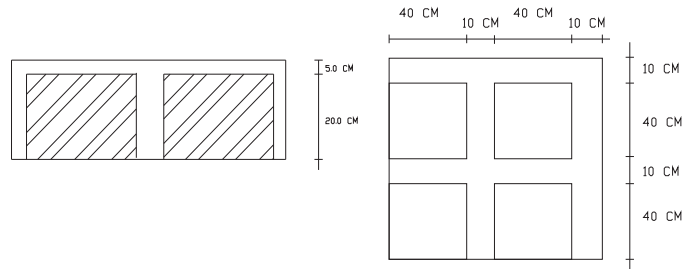
6.- DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES EN LA ESTRUCTURA

6.1.- Carga muerta, viva máxima y viva instantánea.(para edificios de oficina)

a) LOSA DE AZOTEA



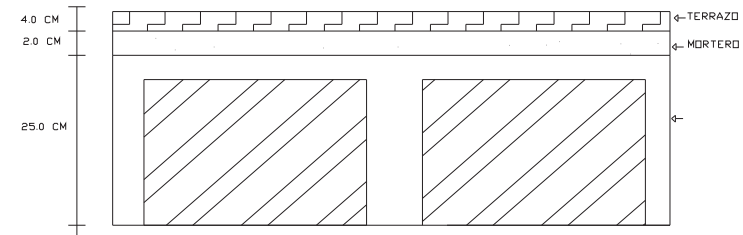
Terrazo = 45 kg/m²
 Firme de mortero = $1.0 \times 1.0 \times 0.02 \times 2100 \text{ Kg/m}^3 = 42 \text{ kg/m}^2$
 Recubrimiento = $0.02 \times 1.0 \times 1.0 \times 1500 \text{ Kg/m}^3 = 30 \text{ kg/m}^2$
 Relleno de Tepetate = $1.0 \times 1.0 \times 0.075 \times 1950 \text{ kg/m}^3 = 146 \text{ kg/m}^2$
 Losa aligerada = 139 kg/m²
 Carga adicional = 40 kg/m²
442 kg/m²



$$W = (1.0 \times 1.0 \times 0.25 \times 2400 \text{ kg/m}^3) + (4(0.4 \times 0.4 \times 0.3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3)) = 139.2 \text{ kg/m}^2$$

CARGA MUERTA _____ **442 Kg/m²**
CARGA VIVA MAXIMA _____ **250 Kg/m²**
CARGA VIVA INSTANTANEA _____ **180 Kg/m²**

b) LOSA DE ENTREPISO



Peso del terrazo = 55 kg/m²
 Firme de mortero = $1.0 \times 1.0 \times 0.02 \times 2100 \text{ Kg/m}^3 = 42 \text{ kg/m}^2$
 Carga adicional por losa = 20 kg/m²
 losa aligerada = 139 kg/m²
 carga adicional por firme = 20 kg/m²
 Muros divisorios = 100 kg/m²
 Instalaciones y Plafones = 40 kg/m²
416 kg/m²

CARGA MUERTA _____ **416 Kg/m²**
CARGA VIVA MAXIMA _____ **250 Kg/m²**
CARGA VIVA INSTANTANEA _____ **180 Kg/m²**

6.2.- Cargas Accidentales

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO. (PARA $Q = 2$, $Q = 3$, $Q = 4$)

Determinación de la fuerza lateral debida a sismo según el método estático del RCDF (Reglamento de Construcción del Distrito Federal). Los diferentes edificios estarán ubicados en terrenos de transición. La construcción se clasifica como del grupo B2.

PARA LOSA DE AZOTEA

Carga Muerta-----442 kg/m²
Carga Viva Instantánea-----180 kg/m²
622 kg/m²

PARA LOSA DE ENTREPISO

Carga Muerta-----416 kg/m²
Carga Viva Instantánea-----180 kg/m²
596 kg/m²

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL

Para zona sísmica C terreno tipo II (Transición):

$\emptyset = 0.64$
 $C = 0.64$
 $T_1 = 0.0$
 $T_2 = 1.4$
 $r = 0.6667$

[Espectros de diseño sísmico para la Republica Mexicana, del Manual de CFE, comisión Federal de Electricidad]

COEFICIENTE SÍSMICO SIN REDUCCIÓN:

$$C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.64}{2} = 0.43 \quad C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.64}{3} = 0.29 \quad C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.64}{4} = 0.215$$

$C_t = 0.08$ para marcos de concreto

$$T = C_t H^{0.75} = (0.08)(3.5)^{0.75} = 0.205 \text{ seg}$$

$$(0.08)(6.5)^{0.75} = 0.33 \text{ seg}$$

$$(0.08)(9.5)^{0.75} = 0.43 \text{ seg}$$

$$(0.08)(15.5)^{0.75} = 0.62 \text{ seg}$$

$$(0.08)(21.5)^{0.75} = 0.80 \text{ seg}$$

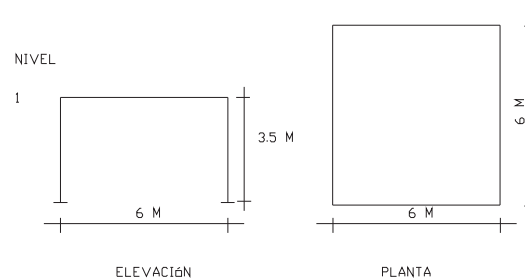
$$(0.08)(30.5)^{0.75} = 1.04 \text{ seg}$$

como T está entre los valores de T1 y T2 no se aplica la reducción al coeficiente sísmico para ninguno de los diferentes casos.

DETERMINACION DE LAS FUERZAS SÍSMICAS POR NIVELES

PARA EDIFICIO DE 1 CRUJIA CON 1 NIVEL

$$W_{azotea} = (622)(6)(6) = 22,392 \text{ Kg} = 22.39 \text{ Ton}$$



Q=2 $C_s = 0.32$

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	22.39	78.365	7.1648	7.1648
SUMA		22.39	78.365	7.1648	

$$V = C_s W = 0.32 \times 22.39 = 7.1648 \text{ Ton}$$

$$F1 = W_{iHi} / E W_{iHi} = (78.365 / 78.365)(7.1648) = 7.1648 \text{ Ton}$$

Q=3 $C_s = 0.21$

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	22.39	78.365	4.7019	4.7019
SUMA		22.39	78.365	4.7019	

$$V = C_s W = 0.21 \times 22.39 = 4.7019 \text{ Ton}$$

$$F1 = W_{iHi} / E W_{iHi} = (78.365 / 78.365)(4.7019) = 4.7019 \text{ Ton}$$

Q=4 $C_s = 0.16$

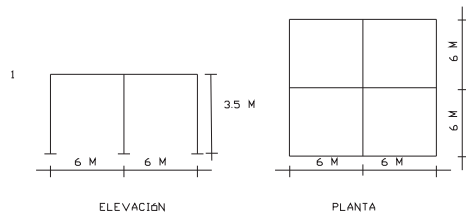
NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	22.39	78.365	3.5824	3.5824
SUMA		22.39	78.365	3.5824	

$$V = C_s W = 0.16 \times 22.39 = 3.5824 \text{ Ton}$$

$$F1 = W_{iHi} / E W_{iHi} = (78.365 / 78.365)(3.5824) = 3.5824 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 2 CRUJIAS CON 1 NIVEL

$$W_{azotea} = (622)(12)(12) = 89,568 \text{ Kg} = 89.57 \text{ Ton}$$



Q=2 $C_s = 0.32$

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	89.57	313.495	28.6624	28.6624
SUMA		89.57	313.495	28.6624	

$$V = C_s W = 0.32 \times 89.57 = 28.6624 \text{ Ton}$$

$$F1 = W_{iHi} / E W_{iHi} = (313.495 / 313.495)(28.6624) = 28.6624 \text{ Ton}$$

Q=3 $C_s = 0.21$

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	89.57	313.495	18.8097	18.8097
SUMA		89.57	313.495	18.8097	

$$V = C_s W = 0.21 \times 89.57 = 18.8097 \text{ Ton}$$

$$F1 = W_{iHi} / E W_{iHi} = (313.495 / 313.495)(18.8097) = 18.8097 \text{ Ton}$$

Q=4 $C_s = 0.16$

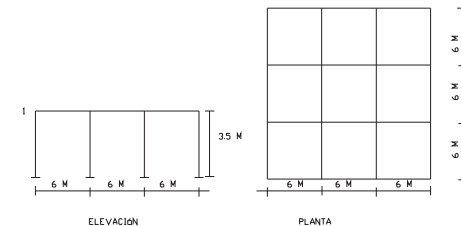
NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	89.57	313.495	14.3312	14.3312
SUMA		89.57	313.495	14.3312	

$$V = C_s W = 0.16 \times 89.57 = 14.3312 \text{ Ton}$$

$$F1 = W_{iHi} / E W_{iHi} = (313.495 / 313.495)(14.3312) = 14.3312 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 3 CRUJIAS CON 1 NIVEL

$$W_{azotea} = (622)(18)(18) = 201,528 \text{ Kg} = 201.5 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	201.5	705.25	64.48	64.48
SUMA		201.5	705.25	64.48	

$$V = CsW = 0.32 \times 201.5 = 64.48 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (705.25/705.25)(64.48) = 64.48 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	201.5	705.25	42.315	42.315
SUMA		201.5	705.25	42.315	

$$V = CsW = 0.21 \times 201.5 = 42.315 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (705.25/705.25)(42.315) = 42.315 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

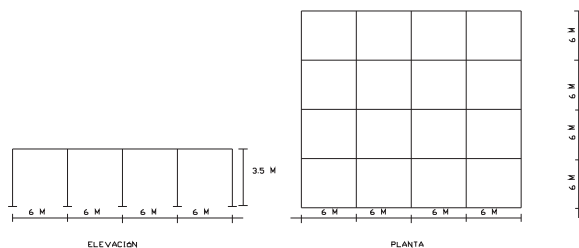
NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	201.5	705.25	32.24	32.24
SUMA		201.5	705.25	32.24	

$$V = CsW = 0.16 \times 201.5 = 32.24 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (705.25/705.25)(32.24) = 32.24 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 4 CRUJIAS CON 1 NIVEL

$$\text{Wazotea} = (622)(24)(24) = 358,272 \text{ Kg} = 358.3 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	358.3	1254.05	114.656	114.656
SUMA		358.3	1254.05	114.656	

$$V = CsW = 0.32 \times 358.3 = 114.656 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1254.05/1254.05)(114.656) = 114.656 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	358.3	1254.05	75.243	75.243
SUMA		358.3	1254.05	75.243	

$$V = CsW = 0.21 \times 358.3 = 75.243 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1254.05/1254.05)(75.243) = 75.243 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

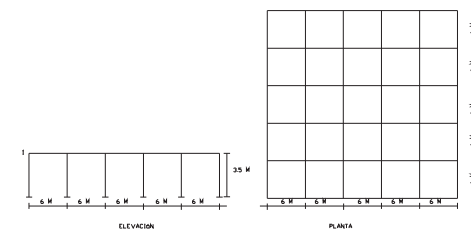
NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
1	3.5	358.3	1254.05	57.328	57.328
SUMA		358.3	1254.05	57.328	

$$V = CsW = 0.16 \times 358.3 = 57.328 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1254.05/1254.05)(57.328) = 57.328 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 5 CRUJIAS CON 1 NIVEL

$$\text{Wazotea} = (622)(30)(30) = 559,800 = 559.8 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
1	3.5	559.8	1959.3	179.136	179.136
SUMA		559.8	1959.3	179.136	

$$V = CsW = 0.32 \times 559.8$$

$$= 179.136 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1959.3/1959.3)(179.136) = 179.136 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
1	3.5	559.8	1959.3	117.558	117.558
SUMA		559.8	1959.3	117.558	

$$V = CsW = 0.21 \times 559.8$$

$$= 117.558 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1959.3/1959.3)(117.558) = 117.558 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
1	3.5	559.8	1959.3	89.568	89.568
SUMA		559.8	1959.3	89.568	

$$0.16 \times 559.8$$

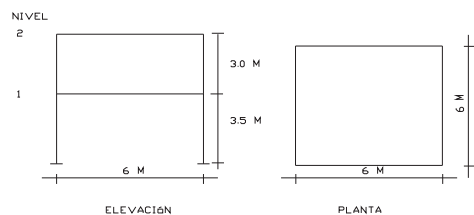
$$V = CsW = 89.568 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1959.3/1959.3)(89.568) = 89.568 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 1 CRUJIA CON 2 NIVELES

$$\text{Wazotea} = (622)(6)(6) = 22,392 \text{ Kg} = 22.39 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(6)(6) = 21,456 \text{ Kg} = 21.46 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	22.39	145.535	9.26	9.26
1	3.5	21.46	75.11	4.78	14.03
SUMA		43.85	220.645	14.03	

$$V = CsW = 0.32 \times 43.85 = 14.03 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (145.535/220.645)(14.03) = 9.26 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.11/220.645)(14.03) = 4.78 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	22.39	145.535	6.07	6.07
1	3.5	21.46	75.11	3.13	9.21
SUMA		43.85	220.645	9.21	

$$V = CsW = 0.21 \times 43.85 = 9.21 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (145.535/220.645)(9.21) = 6.07 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.11/220.645)(9.21) = 3.13 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	22.39	145.535	4.63	4.63
1	3.5	21.46	75.11	2.39	7.02
SUMA		43.85	220.645	7.02	

$$V = CsW = 0.16 \times 43.85 = 7.02 \text{ Ton}$$

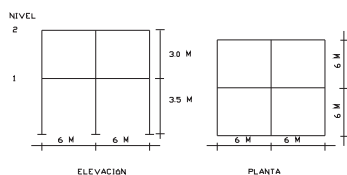
$$F2 = WiHi / EWiHi = (145.535/220.645)(7.02) = 4.63 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.11/220.645)(7.02) = 2.39 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 2 CRUJIAS CON 2 NIVELES

$$\text{Wazotea} = (622)(12)(12) = 89,568 \text{ Kg} = 89.57 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(12)(12) = 85,824 \text{ Kg} = 85.82 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	89.57	582.205	37.02	37.02
1	3.5	85.82	300.37	19.10	56.12
SUMA		175.39	882.575	56.12	

$$V = CsW = 0.32 \times 175.39 = 56.12 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (582.205/882.575)(56.12) = 37.02 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.37/882.575)(56.12) = 19.10 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	89.57	582.205	24.30	24.30
1	3.5	85.82	300.37	12.54	36.83
SUMA		175.39	882.575	36.83	

$$V = CsW = 0.21 \times 175.39 = 36.83 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (582.205/882.575)(36.83) = 24.30 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.37/882.575)(36.83) = 12.54 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	89.57	582.205	18.51	18.51
1	3.5	85.82	300.37	9.55	28.06
SUMA		175.39	882.575	28.06	

$$V = CsW = 0.16 \times 175.39 = 28.06 \text{ Ton}$$

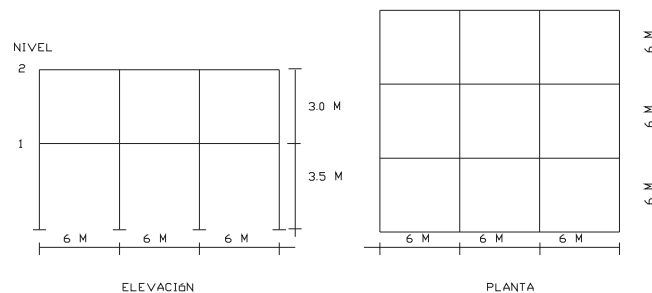
$$F2 = WiHi / EWiHi = (582.205/882.575)(28.06) = 18.51 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.37/882.575)(28.06) = 9.55 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 3 CRUJIAS CON 2 NIVELES

$$Wazotea = (622)(18)(18) = 201,528 \text{ Kg} \quad 201.53 \text{ Ton}$$

$$Wentrepiso = (596)(18)(18) = 193,104 \text{ Kg} \quad 193.1 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	201.53	1309.945	83.30	83.30
1	3.5	193.1	675.85	42.98	126.28
SUMA		394.63	1985.795	126.28	

$$V = CsW = 0.32 \times 394.63 = 126.28 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (1309.945/1985.795)(126.28) = 83.30 \text{ Ton}$$

$$F1=WiHi / EWiHi= (675.85/1985.795)(126.28) = 42.98 \text{ Ton}$$

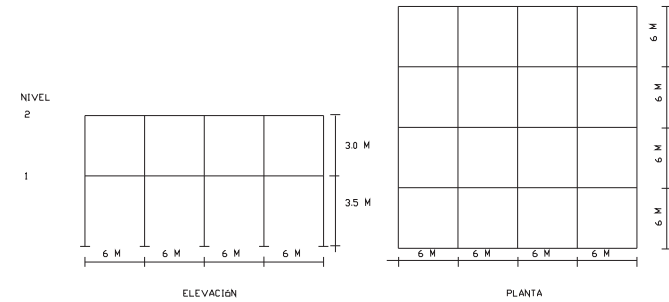
$$Cs = 0.21$$

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	201.53	1309.945	54.67	54.67
1	3.5	193.1	675.85	28.20	82.87
SUMA		394.63	1985.795	82.87	

$$V=CsW = 0.21 \times 394.63 = 82.87 \text{ Ton}$$

$$F2=WiHi / EWiHi= (1309.945/1985.795)(82.87) = 54.67 \text{ Ton}$$

$$F1=WiHi / EWiHi= (675.85/1985.795)(82.87) = 28.20 \text{ Ton}$$



$$Cs = 0.16$$

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	201.53	1309.945	41.65	41.65
1	3.5	193.1	675.85	21.49	63.14
SUMA		394.63	1985.795	63.14	

$$V=CsW = 0.16 \times 394.63 = 63.14 \text{ Ton}$$

$$F2=WiHi / EWiHi= (1309.945/1985.795)(63.14) = 41.65 \text{ Ton}$$

$$F1=WiHi / EWiHi= (675.85/1985.795)(63.14) = 21.49 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 4 CRUJIAS CON 2 NIVELES

$$\begin{aligned} \text{Wazotea} &= (622)(24)(24) = 358,272 \text{ Kg} = 358.3 \text{ Ton} \\ \text{Wentrepiso} &= (596)(24)(24) = 343,296 \text{ Kg} = 343.3 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Q=2

$$Cs = 0.32$$

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	358.3	2328.95	148.10	148.10
1	3.5	343.3	1201.55	76.41	224.51
SUMA		701.6	3530.5	224.51	

$$V=CsW = 0.32 \times 701.6 = 224.51 \text{ Ton}$$

$$F2=WiHi / EWiHi= (2328.95/3530.5)(224.51) = 148.10 \text{ Ton}$$

$$F1=WiHi / EWiHi= (1201.55/3530.5)(224.51) = 76.41 \text{ Ton}$$

Q=3

$$Cs = 0.21$$

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	358.3	2328.95	97.19	97.19
1	3.5	343.3	1201.55	50.14	147.34
SUMA		701.6	3530.5	147.34	

$$V=CsW = 0.21 \times 701.6 = 147.34 \text{ Ton}$$

$$F2=WiHi / EWiHi= (2328.95/3530.5)(147.34) = 97.19 \text{ Ton}$$

$$F1=WiHi / EWiHi= (1201.55/3530.5)(147.34) = 50.14 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	358.3	2328.95	74.05	74.05
1	3.5	343.3	1201.55	38.20	112.26
SUMA		701.6	3530.5	112.26	

$$V = CsW = 0.16 \times 701.6 = 112.26 \text{ Ton}$$

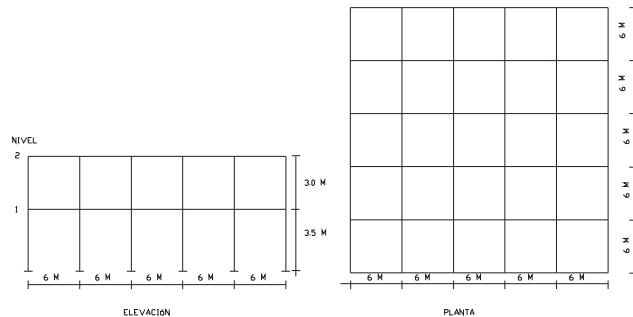
$$F2 = WiHi / EWiHi = (2328.95/3530.5)(112.26) = 74.05 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55/3530.5)(112.26) = 38.20 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 5 CRUJIAS CON 2 NIVELES

$$Wazotea = (622)(30)(30) = 559,800 \text{ Kg} \quad 559.8 \text{ Ton}$$

$$Wentrepiso = (596)(30)(30) = 536,400 \text{ Kg} \quad 536.4 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	559.8	3638.7	231.39	231.39
1	3.5	536.4	1877.4	119.39	350.78
SUMA		1096.2	5516.1	350.78	

$$V = CsW = 0.32 \times 1096.2 = 350.78 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (3638.7/5516.1)(350.78) = 231.39 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1877.4/5516.1)(350.78) = 119.39 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	559.8	3638.7	151.85	151.85
1	3.5	536.4	1877.4	78.35	230.20
SUMA		1096.2	5516.1	230.20	

$$V = CsW = 0.21 \times 1096.2 = 230.20 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (3638.7/1877.4)(230.20) = 151.85 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1877.4/5516.1)(230.20) = 78.35 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
2	6.5	559.8	3638.7	115.70	115.70
1	3.5	536.4	1877.4	59.69	175.39
SUMA		1096.2	5516.1	175.39	

$$V = CsW = 0.16 \times 1096.2 = 175.39 \text{ Ton}$$

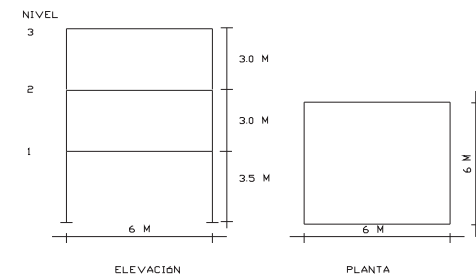
$$F2 = WiHi / EWiHi = (3638.7/5516.1)(175.39) = 115.70 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1877.4/5516.1)(175.39) = 59.69 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 1 CRUJIA CON 3 NIVELES

$$Wazotea = (622)(6)(6) = 22,392 \text{ Kg} \quad 22.4 \text{ Ton}$$

$$Wentrepiso = (596)(6)(6) = 21,456 \text{ Kg} \quad 21.5 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	22.4	212.8	10.41	10.41
2	6.5	21.5	139.75	6.84	17.25
1	3.5	21.5	75.25	3.68	20.93
SUMA		65.4	427.8	20.93	

$$V = CsW = 0.32 \times 65.4 = 20.93 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (212.8/427.8)(20.93) = 10.41 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (139.75/427.8)(20.93) = 6.84 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.25/427.8)(20.93) = 3.68 \text{ Ton}$$

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	22.4	212.8	6.83	6.83
2	6.5	21.5	139.75	4.49	11.32
1	3.5	21.5	75.25	2.42	13.73
SUMA		65.4	427.8	13.73	

$$V = CsW = 0.21 \times 65.4 = 13.73 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (212.8/427.8)(13.73) = 6.83 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (139.75/427.8)(13.73) = 4.49 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.25/427.8)(13.73) = 2.42 \text{ Ton}$$

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	22.4	212.8	5.21	5.21
2	6.5	21.5	139.75	3.42	8.62
1	3.5	21.5	75.25	1.84	10.46
SUMA		65.4	427.8	10.46	

$$V = CsW = 0.16 \times 65.4 = 10.46 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (212.8/427.8)(10.46) = 5.21 \text{ Ton}$$

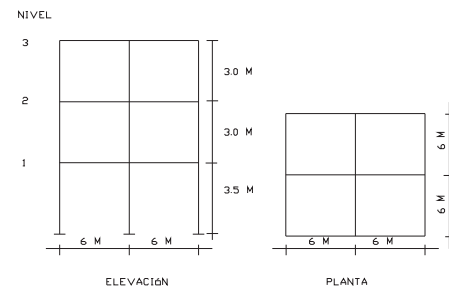
$$F2 = WiHi / EWiHi = (139.75/427.8)(10.46) = 3.42 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.25/427.8)(10.46) = 1.84 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 2 CRUJIAS CON 3 NIVELES

$$\text{Wazotea} = (622)(12)(12) = 89,568 \text{ Kg} = 89.6 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(12)(12) = 85,824 \text{ Kg} = 85.8 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	89.6	851.2	41.63	41.63
2	6.5	85.8	557.7	27.27	68.90
1	3.5	85.8	300.3	14.69	83.58
SUMA		261.2	1709.2	83.58	

$$V = CsW = 0.32 \times 261.2 = 83.58 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (851.2/1709.2)(83.58) = 41.63 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (557.7/1709.2)(83.58) = 27.27 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.3/1709.2)(83.58) = 14.69 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	89.6	851.2	27.32	27.32
2	6.5	85.8	557.7	17.90	45.21
1	3.5	85.8	300.3	9.64	54.85
SUMA		261.2	1709.2	54.85	

$$V = CsW = 0.21 \times 261.2 = 54.85 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (851.2/1709.2)(54.85) = 27.32 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (557.7/1709.2)(54.85) = 17.90 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.3/1709.2)(54.85) = 9.64 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
3	9.5	89.6	851.2	20.81	20.81
2	6.5	85.8	557.7	13.64	34.45
1	3.5	85.8	300.3	7.34	41.79
SUMA		261.2	1709.2	41.79	

$$V = CsW = 0.16 \times 261.2 = 41.79 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (851.2 / 1709.2)(41.79) = 20.81 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (557.7 / 1709.2)(41.79) = 13.64 \text{ Ton}$$

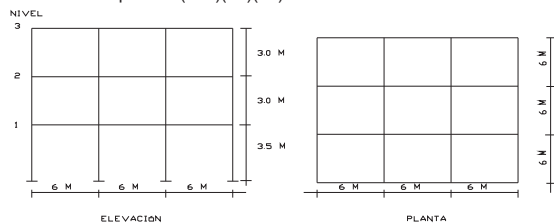
$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.3 / 1709.2)(41.79) = 7.34 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 3 CRUJIAS CON 3 NIVELES

201,528 Kg

$$\text{Wazotea} = (622)(18)(18) = 201.5 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(18)(18) = 193.1 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
3	9.5	201.5	1914.25	93.62	93.62
2	6.5	193.1	1255.15	61.39	155.01
1	3.5	193.1	675.85	33.05	188.06
SUMA		587.7	3845.25	188.06	

$$V = CsW = 0.32 \times 587.7 = 188.06 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (1914.25 / 3845.25)(188.06) = 93.62 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (1255.15 / 3845.25)(188.06) = 61.39 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (675.85 / 3845.25)(188.06) = 33.05 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
3	9.5	201.5	1914.25	61.44	61.44
2	6.5	193.1	1255.15	40.29	101.72
1	3.5	193.1	675.85	21.69	123.42
SUMA		587.7	3845.25	123.42	

$$V = CsW = 0.21 \times 587.7 = 123.42 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (1914.25 / 3845.25)(123.42) = 61.44 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (1255.15 / 3845.25)(123.42) = 40.29 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (675.85 / 3845.25)(123.42) = 21.69 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
3	9.5	201.5	1914.25	46.81	46.81
2	6.5	193.1	1255.15	30.69	77.50
1	3.5	193.1	675.85	16.53	94.03
SUMA		587.7	3845.25	94.03	

$$V = CsW = 0.16 \times 587.7 = 94.03 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (1914.25 / 3845.25)(94.03) = 46.81 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (1255.15 / 3845.25)(94.03) = 30.69 \text{ Ton}$$

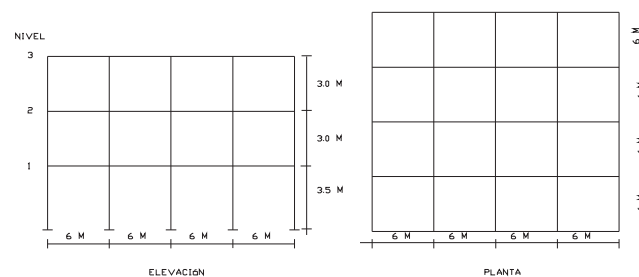
$$F1 = WiHi / EWiHi = (675.85 / 3845.25)(94.03) = 16.53 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 4 CRUJIAS CON 3 NIVELES

358,272 Kg

$$\text{Wazotea} = (622)(24)(24) = 358.3 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(24)(24) = 343.3 \text{ Ton}$$



Q=2 Cs = 0.32

	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
NIVEL	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	358.3	3403.85	166.47	166.47
2	6.5	343.3	2231.45	109.13	275.60
1	3.5	343.3	1201.55	58.76	334.37
SUMA		1044.9	6836.85	334.37	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.32 \times 1044.9 = 334.37 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (3403.85/6836.85)(334.37) = 166.47 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (2231.45/6836.85)(334.37) = 109.13 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (1201.55/6836.85)(334.37) = 58.76 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=3 Cs = 0.21

	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
NIVEL	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	358.3	3403.85	109.25	109.25
2	6.5	343.3	2231.45	71.62	180.87
1	3.5	343.3	1201.55	38.56	219.43
SUMA		1044.9	6836.85	219.43	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.21 \times 1044.9 = 219.43 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (3403.85/6836.85)(219.43) = 109.25 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (2231.45/6836.85)(219.43) = 71.62 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (1201.55/6836.85)(219.43) = 38.56 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

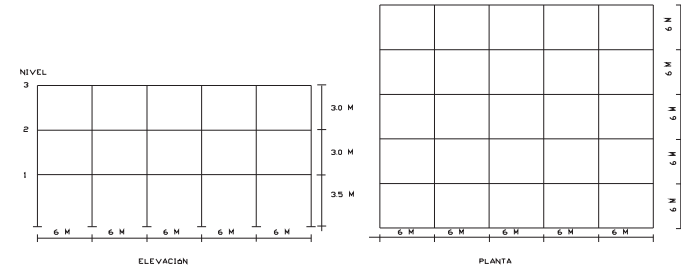
Q=4 Cs = 0.16

	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
NIVEL	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	358.3	3403.85	83.24	83.24
2	6.5	343.3	2231.45	54.57	137.80
1	3.5	343.3	1201.55	29.38	167.18
SUMA		1044.9	6836.85	167.18	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.16 \times 1044.9 = 167.18 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (3403.85/6836.85)(167.18) = 83.24 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (2231.45/6836.85)(167.18) = 54.57 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (1201.55/6836.85)(167.18) = 29.38 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

PARA EDIFICIO DE 5 CRUJIAS CON 3 NIVELES

$$\begin{aligned}
 \text{Wazotea} &= (622)(30)(30) = 559,800 \text{ Kg} = 559.8 \text{ Ton} \\
 \text{Wentrepiso} &= (596)(30)(30) = 536,400 \text{ Kg} = 536.4 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Q=2 Cs = 0.32

	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
NIVEL	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	559.8	5318.1	260.09	260.09
2	6.5	536.4	3486.6	170.52	430.61
1	3.5	536.4	1877.4	91.82	522.43
SUMA		1632.6	10682.1	522.43	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.32 \times 1632.6 = 522.43 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (5318.1/10682.1)(522.43) = 260.09 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (3486.6/10682.1)(522.43) = 170.52 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (1877.4/10682.1)(522.43) = 91.82 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=3 Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	559.8	5318.1	170.69	170.69
2	6.5	536.4	3486.6	111.90	282.59
1	3.5	536.4	1877.4	60.26	342.85
SUMA		1632.6	10682.1	342.85	

$$V=C_s W = 0.21 \times 1632.6 = 342.85 \text{ Ton}$$

$$F_3=WiHi / EWiHi= (5318.1/10682.1)(342.85) = 170.69 \text{ Ton}$$

$$F_2=WiHi / EWiHi= (3486.6/10682.1)(342.85) = 111.90 \text{ Ton}$$

$$F_1=WiHi / EWiHi= (1877.4/10682.1)(342.85) = 60.26 \text{ Ton}$$

Q=4 $C_s = 0.16$

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
3	9.5	559.8	5318.1	130.05	130.05
2	6.5	536.4	3486.6	85.26	215.31
1	3.5	536.4	1877.4	45.91	261.22
SUMA		1632.6	10682.1	261.22	

$$V=C_s W = 0.16 \times 1632.6 = 261.22 \text{ Ton}$$

$$F_3=WiHi / EWiHi= (5318.1/10682.1)(261.22) = 130.05 \text{ Ton}$$

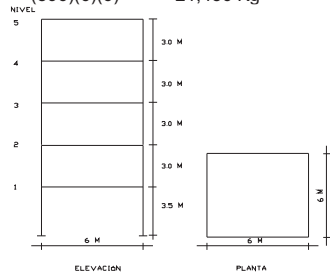
$$F_2=WiHi / EWiHi= (3486.6/10682.1)(261.22) = 85.26 \text{ Ton}$$

$$F_1=WiHi / EWiHi= (1877.4/10682.1)(261.22) = 45.91 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 1 CRUJIA CON 5 NIVELES

$$W_{azotea} = (622)(6)(6) = 22,392 \text{ Kg} = 22.4 \text{ Ton}$$

$$W_{entrepiso} = (596)(6)(6) = 21,456 \text{ Kg} = 21.5 \text{ Ton}$$



Q=2 $C_s = 0.32$

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
5	15.5	22.4	347.2	11.63	11.63
4	12.5	21.5	268.75	9.01	20.64
3	9.5	21.5	204.25	6.84	27.48
2	6.5	21.5	139.75	4.68	32.17
1	3.5	21.5	75.25	2.52	34.69
SUMA		108.4	1035.2	34.69	

$$V=C_s W = 0.32 \times 108.4 = 34.69 \text{ Ton}$$

$$F_5=WiHi / EWiHi= (347.2/1035.2)(34.69) = 11.63 \text{ Ton}$$

$$F_4=WiHi / EWiHi= (268.75/1035.2)(34.69) = 9.01 \text{ Ton}$$

$$F_3=WiHi / EWiHi= (204.25/1035.2)(34.69) = 6.84 \text{ Ton}$$

$$F_2=WiHi / EWiHi= (139.75/1035.2)(34.69) = 4.68 \text{ Ton}$$

$$F_1=WiHi / EWiHi= (75.25/1035.2)(34.69) = 2.52 \text{ Ton}$$

Q=3 $C_s = 0.21$

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
5	15.5	22.4	347.2	7.63	7.63
4	12.5	21.5	268.75	5.91	13.54
3	9.5	21.5	204.25	4.49	18.04
2	6.5	21.5	139.75	3.07	21.11
1	3.5	21.5	75.25	1.65	22.76
SUMA		108.4	1035.2	22.76	

$$V=C_s W = 0.21 \times 108.4 = 22.76 \text{ Ton}$$

$$F_5=WiHi / EWiHi= (347.2/1035.2)(22.76) = 7.63 \text{ Ton}$$

$$F_4=WiHi / EWiHi= (268.75/1035.2)(22.76) = 5.91 \text{ Ton}$$

$$F_3=WiHi / EWiHi= (204.25/1035.2)(22.76) = 4.49 \text{ Ton}$$

$$F_2=WiHi / EWiHi= (139.75/1035.2)(22.76) = 3.07 \text{ Ton}$$

$$F_1=WiHi / EWiHi= (75.25/1035.2)(22.76) = 1.65 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	22.4	347.2	5.82	5.82
4	12.5	21.5	268.75	4.50	10.32
3	9.5	21.5	204.25	3.42	13.74
2	6.5	21.5	139.75	2.34	16.08
1	3.5	21.5	75.25	1.26	17.34
SUMA		108.4	1035.2	17.34	

$$V = CsW = 0.16 \times 108.4 = 17.34 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (347.2 / 1035.2)(17.34) = 5.82 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (268.75 / 1035.2)(17.34) = 4.50 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (204.25 / 1035.2)(17.34) = 3.42 \text{ Ton}$$

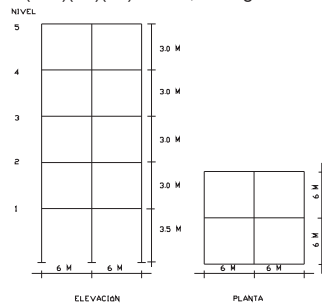
$$F2 = WiHi / EWiHi = (139.75 / 1035.2)(17.34) = 2.34 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.25 / 1035.2)(17.34) = 1.26 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 2 CRUJIAS CON 5 NIVELES

$$W_{azotea} = (622)(12)(12) = 89,568 \text{ Kg} = 89.6 \text{ Ton}$$

$$W_{entrepiso} = (596)(12)(12) = 85,824 \text{ Kg} = 85.8 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	89.6	1388.8	46.52	46.52
4	12.5	85.8	1072.5	35.93	82.45
3	9.5	85.8	815.1	27.30	109.75
2	6.5	85.8	557.7	18.68	128.44
1	3.5	85.8	300.3	10.06	138.50
SUMA		432.8	4134.4	138.50	

$$V = CsW = 0.32 \times 432.8 = 138.50 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (1388.8 / 4134.4)(138.5) = 46.52 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (1072.5 / 4134.4)(138.5) = 35.93 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (815.1 / 4134.4)(138.5) = 27.30 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (557.7 / 4134.4)(138.5) = 18.68 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.3 / 4134.4)(138.5) = 10.06 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	89.6	1388.8	30.53	30.53
4	12.5	85.8	1072.5	23.58	54.11
3	9.5	85.8	815.1	17.92	72.03
2	6.5	85.8	557.7	12.26	84.29
1	3.5	85.8	300.3	6.60	90.89
SUMA		432.8	4134.4	90.89	

$$V = CsW = 0.21 \times 432.8 = 90.89 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (1388.8 / 4134.4)(90.89) = 30.53 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (1072.5 / 4134.4)(90.89) = 23.58 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (815.1 / 4134.4)(90.89) = 17.92 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (557.7 / 4134.4)(90.89) = 12.26 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.3 / 4134.4)(90.89) = 6.60 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	89.6	1388.8	23.26	23.26
4	12.5	85.8	1072.5	17.96	41.22
3	9.5	85.8	815.1	13.65	54.88
2	6.5	85.8	557.7	9.34	64.22
1	3.5	85.8	300.3	5.03	69.25
SUMA		432.8	4134.4	69.25	

$$V = CsW = 0.16 \times 432.8 = 69.25 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (1388.8/4134.4)(69.25) = 23.26 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (1072.5/4134.4)(69.25) = 17.96 \text{ Ton}$$

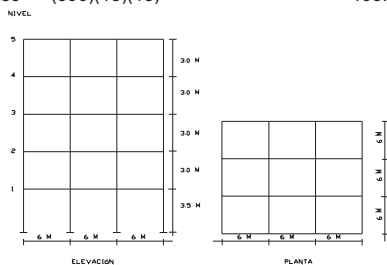
$$F3 = WiHi / EWiHi = (815.1/4134.4)(69.25) = 13.65 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (557.7/4134.4)(69.25) = 9.34 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (300.3/4134.4)(69.25) = 5.03 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 3 CRUJIAS CON 5 NIVELES

$$\begin{aligned} \text{Wazotea} &= (622)(18)(18) = 201,528 \text{ Kg} = 201.5 \text{ Ton} \\ \text{Wentrepiso} &= (596)(18)(18) = 193,104 \text{ Kg} = 193.1 \text{ Ton} \end{aligned}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	201.5	3123.25	104.63	104.63
4	12.5	193.1	2413.75	80.86	185.50
3	9.5	193.1	1834.45	61.46	246.96
2	6.5	193.1	1255.15	42.05	289.01
1	3.5	193.1	675.85	22.64	311.65
SUMA		973.9	9302.45	311.65	

$$V = CsW = 0.32 \times 973.9 = 311.65 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (3123.25/9302.45)(311.65) = 104.63 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (2413.75/9302.45)(311.65) = 80.86 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (1834.45/9302.45)(311.65) = 61.46 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (1255.15/9302.45)(311.65) = 42.05 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (675.85/9302.45)(311.65) = 22.64 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	201.5	3123.25	68.67	68.67
4	12.5	193.1	2413.75	53.07	121.73
3	9.5	193.1	1834.45	40.33	162.07
2	6.5	193.1	1255.15	27.60	189.66
1	3.5	193.1	675.85	14.86	204.52
SUMA		973.9	9302.45	204.52	

$$V = CsW = 0.21 \times 973.9 = 204.52 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (3123.25/9302.45)(204.52) = 68.67 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (2413.75/9302.45)(204.52) = 53.07 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (1834.45/9302.45)(204.52) = 40.33 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (1255.15/9302.45)(204.52) = 27.60 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (675.85/9302.45)(204.52) = 14.86 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
5	15.5	201.5	3123.25	52.32	52.32
4	12.5	193.1	2413.75	40.43	92.75
3	9.5	193.1	1834.45	30.73	123.48
2	6.5	193.1	1255.15	21.02	144.50
1	3.5	193.1	675.85	11.32	155.82
SUMA		973.9	9302.45	155.82	

$$V = CsW = 0.16 \times 973.9 = 155.82 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (3123.25/9302.45)(155.82) = 52.32 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (2413.75/9302.45)(155.82) = 40.43 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (1834.45/9302.45)(155.82) = 30.73 \text{ Ton}$$

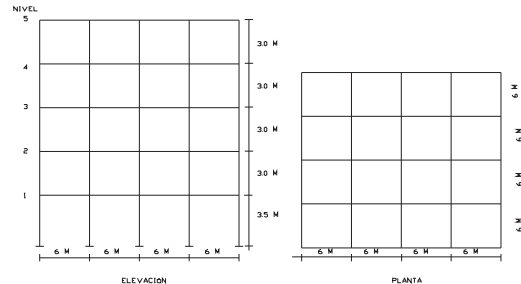
$$F2 = WiHi / EWiHi = (1255.15/9302.45)(155.82) = 21.02 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (675.85/9302.45)(155.82) = 11.32 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 4 CRUJIAS CON 5 NIVELES

$$\text{Wazotea} = (622)(24)(24) = 358,272 \text{ Kg} = 358.3 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(24)(24) = 343,296 \text{ Kg} = 343.3 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
5	15.5	358.3	5553.65	186.05	186.05
4	12.5	343.3	4291.25	143.76	329.81
3	9.5	343.3	3261.35	109.26	439.07
2	6.5	343.3	2231.45	74.76	513.83
1	3.5	343.3	1201.55	40.25	554.08
SUMA		1731.5	16539.25	554.08	

$$V = CsW = 0.32 \times 1731.5 = 554.08 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (5553.65/16539.25)(554.08) = 186.05 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (4291.25/16539.25)(554.08) = 143.76 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (3261.35/16539.25)(554.08) = 109.26 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (2231.45/16539.25)(554.08) = 74.76 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55/16539.25)(554.08) = 40.25 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
5	15.5	358.3	5553.65	122.10	122.10
4	12.5	343.3	4291.25	94.34	216.44
3	9.5	343.3	3261.35	71.70	288.14
2	6.5	343.3	2231.45	49.06	337.20
1	3.5	343.3	1201.55	26.42	363.62
SUMA		1731.5	16539.25	363.62	

$$V = CsW = 0.21 \times 1731.5 = 363.62 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (5553.65/16539.25)(363.62) = 122.10 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (4291.25/16539.25)(363.62) = 94.34 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (3261.35/16539.25)(363.62) = 71.70 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (2231.45/16539.25)(363.62) = 49.06 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55/16539.25)(363.62) = 26.42 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	358.3	5553.65	93.03	93.03
4	12.5	343.3	4291.25	71.88	164.91
3	9.5	343.3	3261.35	54.63	219.54
2	6.5	343.3	2231.45	37.38	256.91
1	3.5	343.3	1201.55	20.13	277.04
SUMA		1731.5	16539.25	277.04	

$$V = CsW = 0.16 \times 1731.5 = 277.04 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (5553.65 / 16539.25) (277.04) = 93.03 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (4291.25 / 16539.25) (277.04) = 71.88 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (3261.35 / 16539.25) (277.04) = 54.63 \text{ Ton}$$

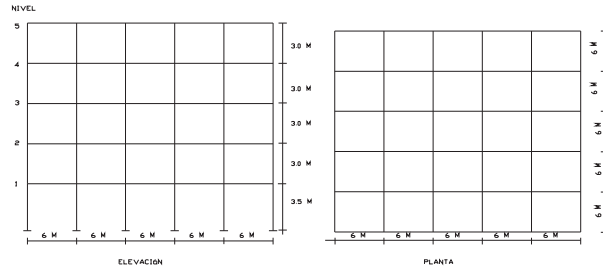
$$F2 = WiHi / EWiHi = (2231.45 / 16539.25) (277.04) = 37.38 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55 / 16539.25) (277.04) = 20.13 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 5 CRUJIAS CON 5 NIVELES

$$W_{azotea} = (622)(30)(30) = 559,800 \text{ Kg} = 559.8 \text{ Ton}$$

$$W_{entrepiso} = (596)(30)(30) = 536,400 \text{ Kg} = 536.4 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	559.8	8676.9	290.69	290.69
4	12.5	536.4	6705	224.63	515.31
3	9.5	536.4	5095.8	170.72	686.03
2	6.5	536.4	3486.6	116.81	802.83
1	3.5	536.4	1877.4	62.90	865.73
SUMA		2705.4	25841.7	865.73	

$$V = CsW = 0.32 \times 2705.4 = 865.73 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (8676.9 / 25841.7) (865.73) = 290.69 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (6705 / 25841.7) (865.73) = 224.63 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (5095.8 / 25841.7) (865.73) = 170.72 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (3486.6 / 25841.7) (865.73) = 116.81 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1877.4 / 25841.7) (865.73) = 62.90 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	559.8	8676.9	190.76	190.76
4	12.5	536.4	6705	147.41	338.17
3	9.5	536.4	5095.8	112.03	450.21
2	6.5	536.4	3486.6	76.65	526.86
1	3.5	536.4	1877.4	41.27	568.13
SUMA		2705.4	25841.7	568.13	

$$V = CsW = 0.21 \times 2705.4 = 568.13 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (8676.9 / 25841.7) (568.13) = 190.76 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (6705 / 25841.7) (568.13) = 147.41 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (5095.8 / 25841.7) (568.13) = 112.03 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (3486.6 / 25841.7) (568.13) = 76.65 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1877.4 / 25841.7) (568.13) = 41.27 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
5	15.5	559.8	8676.9	145.34	145.34
4	12.5	536.4	6705	112.31	257.66
3	9.5	536.4	5095.8	85.36	343.01
2	6.5	536.4	3486.6	58.40	401.42
1	3.5	536.4	1877.4	31.45	432.86
SUMA		2705.4	25841.7	432.86	

$$V = CsW = 0.16 \times 2705.4 = 432.86 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (8676.9/25841.7)(432.86) = 145.34 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (6705/25841.7)(432.86) = 112.31 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (5095.8/25841.7)(432.86) = 85.36 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (3486.6/25841.7)(432.86) = 58.40 \text{ Ton}$$

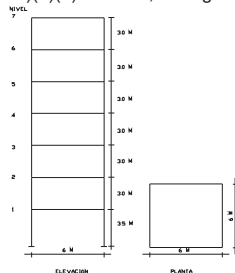
$$F1 = WiHi / EWiHi = (1877.4/25841.7)(432.86) = 31.45 \text{ Ton}$$

DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS POR NIVELES

PARA EDIFICIO DE 1 CRUJIA CON 7 NIVELES

$$\text{Wazotea} = (622)(6)(6) = 22,392 \text{ Kg} = 22.4 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(6)(6) = 21,456 \text{ Kg} = 21.5 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	22.4	481.6	12.28	12.28
6	18.5	21.5	397.75	10.14	22.42
5	15.5	21.5	333.25	8.49	30.91
4	12.5	21.5	268.75	6.85	37.76
3	9.5	21.5	204.25	5.21	42.97
2	6.5	21.5	139.75	3.56	46.53
1	3.5	21.5	75.25	1.92	48.45
SUMA		151.4	1900.6	48.45	

$$V = CsW = 0.32 \times 151.4 = 48.45 \text{ Ton}$$

$$F7 = WiHi / EWiHi = (481.6/1900.6)(48.45) = 12.28 \text{ Ton}$$

$$F6 = WiHi / EWiHi = (397.75/1900.6)(48.45) = 10.14 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (333.25/1900.6)(48.45) = 8.49 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (268.75/1900.6)(48.45) = 6.85 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (204.25/1900.6)(48.45) = 5.21 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (139.75/1900.6)(48.45) = 3.56 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (75.25/1900.6)(48.45) = 1.92 \text{ Ton}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	22.4	481.6	8.06	8.06
6	18.5	21.5	397.75	6.65	14.71
5	15.5	21.5	333.25	5.57	20.28
4	12.5	21.5	268.75	4.50	24.78
3	9.5	21.5	204.25	3.42	28.20
2	6.5	21.5	139.75	2.34	30.54
1	3.5	21.5	75.25	1.26	31.79
SUMA		151.4	1900.6	31.79	

$$V = CsW = 0.21 \times 151.4 = 31.79 \text{ Ton}$$

$$F7 = WiHi / EWiHi = (481.6/1900.6)(31.79) = 8.06 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}
 F6 &= WiHi / EWiHi = (397.75/1900.6)(31.79) = 6.65 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (333.25/1900.6)(31.79) = 5.57 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (268.75/1900.6)(31.79) = 4.50 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (204.25/1900.6)(31.79) = 3.42 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (139.75/1900.6)(31.79) = 2.34 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (75.25/1900.6)(31.79) = 1.26 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

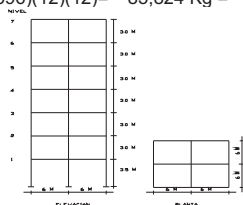
Q=4 Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
7	21.5	22.4	481.6	6.14	6.14
6	18.5	21.5	397.75	5.07	11.21
5	15.5	21.5	333.25	4.25	15.46
4	12.5	21.5	268.75	3.43	18.88
3	9.5	21.5	204.25	2.60	21.48
2	6.5	21.5	139.75	1.78	23.26
1	3.5	21.5	75.25	0.96	24.22
SUMA		151.4	1900.6	24.22	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.16 \times 151.4 = 24.22 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (481.6/1900.6)(24.22) = 6.14 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (397.75/1900.6)(24.22) = 5.07 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (333.25/1900.6)(24.22) = 4.25 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (268.75/1900.6)(24.22) = 3.43 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (204.25/1900.6)(24.22) = 2.60 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (139.75/1900.6)(24.22) = 1.78 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (75.25/1900.6)(24.22) = 0.96 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

PARA EDIFICIO DE 2 CRUJIAS CON 7 NIVELES

$$\begin{aligned}
 \text{Wazotea} &= (622)(12)(12) = 89,568 \text{ Kg} = 89.6 \text{ Ton} \\
 \text{Wentrepiso} &= (596)(12)(12) = 85,824 \text{ Kg} = 85.8 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Q=2 Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
7	21.5	89.6	1926.4	49.09	49.09
6	18.5	85.8	1587.3	40.45	89.55
5	15.5	85.8	1329.9	33.89	123.44
4	12.5	85.8	1072.5	27.33	150.77
3	9.5	85.8	815.1	20.77	171.54
2	6.5	85.8	557.7	14.21	185.75
1	3.5	85.8	300.3	7.65	193.41
SUMA		604.4	7589.2	193.41	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.32 \times 604.4 = 193.41 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (1926.4/7589.2)(193.41) = 49.09 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (1587.3/7589.2)(193.41) = 40.45 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (1329.9/7589.2)(193.41) = 33.89 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (1072.5/7589.2)(193.41) = 27.33 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (815.1/7589.2)(193.41) = 20.77 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (557.7/7589.2)(193.41) = 14.21 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (300.3/7589.2)(193.41) = 7.65 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=3 Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
7	21.5	89.6	1926.4	32.22	32.22
6	18.5	85.8	1587.3	26.55	58.76
5	15.5	85.8	1329.9	22.24	81.01
4	12.5	85.8	1072.5	17.94	98.94
3	9.5	85.8	815.1	13.63	112.57
2	6.5	85.8	557.7	9.33	121.90
1	3.5	85.8	300.3	5.02	126.92
SUMA		604.4	7589.2	126.92	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.21 \times 604.4 = 126.92 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (1926.4/7589.2)(126.92) = 32.22 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F6 &= WiHi / EWiHi = (1587.3/7589.2)(126.92) = 26.55 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (1329.9/7589.2)(126.92) = 22.24 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (1072.5/7589.2)(126.92) = 17.94 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (815.1/7589.2)(126.92) = 13.63 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (557.7/7589.2)(126.92) = 9.33 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (300.3/7589.2)(126.92) = 5.02 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

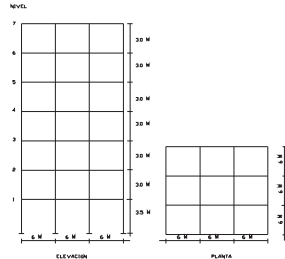
Q=4 Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	89.6	1926.4	24.55	24.55
6	18.5	85.8	1587.3	20.23	44.77
5	15.5	85.8	1329.9	16.95	61.72
4	12.5	85.8	1072.5	13.67	75.38
3	9.5	85.8	815.1	10.39	85.77
2	6.5	85.8	557.7	7.11	92.88
1	3.5	85.8	300.3	3.83	96.70
SUMA		604.4	7589.2	96.70	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.16 \times 604.4 = 96.70 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (1926.4/7589.2)(96.7) = 24.55 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (1587.3/7589.2)(96.7) = 20.23 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (1329.9/7589.2)(96.7) = 16.95 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (1072.5/7589.2)(96.7) = 13.67 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (815.1/7589.2)(96.7) = 10.39 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (557.7/7589.2)(96.7) = 7.11 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (300.3/7589.2)(96.7) = 3.83 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

PARA EDIFICIO DE 3 CRUJIAS CON 7 NIVELES

$$\begin{aligned}
 \text{Wazotea} &= (622)(18)(18) = 201,528 \text{ Kg} = 201.5 \text{ Ton} \\
 \text{Wentrepiso} &= (596)(18)(18) = 193,104 \text{ Kg} = 193.1 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Q=2 Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	201.5	4332.25	110.41	110.41
6	18.5	193.1	3572.35	91.05	201.46
5	15.5	193.1	2993.05	76.28	277.74
4	12.5	193.1	2413.75	61.52	339.26
3	9.5	193.1	1834.45	46.75	386.02
2	6.5	193.1	1255.15	31.99	418.01
1	3.5	193.1	675.85	17.23	435.23
SUMA		1360.1	17076.85	435.23	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.32 \times 1360.1 = 435.23 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (4332.25/17076.85)(435.23) = 110.41 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (3572.35/17076.85)(435.23) = 91.05 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (2993.05/17076.85)(435.23) = 76.28 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (2413.75/17076.85)(435.23) = 61.52 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (1834.45/17076.85)(435.23) = 46.75 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (1255.15/17076.85)(435.23) = 31.99 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (675.85/17076.85)(435.23) = 17.23 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=3 Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	201.5	4332.25	72.46	72.46
6	18.5	193.1	3572.35	59.75	132.21
5	15.5	193.1	2993.05	50.06	182.27
4	12.5	193.1	2413.75	40.37	222.64
3	9.5	193.1	1834.45	30.68	253.32
2	6.5	193.1	1255.15	20.99	274.32
1	3.5	193.1	675.85	11.30	285.62
SUMA		1360.1	17076.85	285.62	

$$\begin{aligned}
 V &= C_s W = 0.21 \times 1360.1 = 285.62 \text{ Ton} \\
 &= (4332.25/17076.85)(285.62) \\
 F7 &= W_i H_i / E W_i H_i = 72.46 \text{ Ton} \\
 &= (3572.35/17076.85)(285.62) \\
 F6 &= W_i H_i / E W_i H_i = 59.75 \text{ Ton} \\
 &= (2993.05/17076.85)(285.62) \\
 F5 &= W_i H_i / E W_i H_i = 50.06 \text{ Ton} \\
 &= (2413.75/17076.85)(285.62) \\
 F4 &= W_i H_i / E W_i H_i = 40.37 \text{ Ton} \\
 &= (1834.45/17076.85)(285.62) \\
 F3 &= W_i H_i / E W_i H_i = 30.68 \text{ Ton} \\
 &= (1255.15/17076.85)(285.62) \\
 F2 &= W_i H_i / E W_i H_i = 20.99 \text{ Ton} \\
 &= \\
 F1 &= W_i H_i / E W_i H_i = (675.85/17076.85)(285.62) = 11.30 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

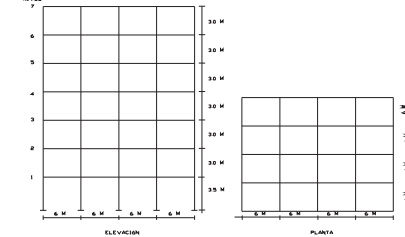
Q=4 Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
7	21.5	201.5	4332.25	55.21	55.21
6	18.5	193.1	3572.35	45.52	100.73
5	15.5	193.1	2993.05	38.14	138.87
4	12.5	193.1	2413.75	30.76	169.63
3	9.5	193.1	1834.45	23.38	193.01
2	6.5	193.1	1255.15	15.99	209.00
1	3.5	193.1	675.85	8.61	217.62
SUMA		1360.1	17076.85	217.62	

$$\begin{aligned}
 V &= C_s W = 0.16 \times 1360.1 = 217.62 \text{ Ton} \\
 &= (4332.25/17076.85)(217.62) \\
 F7 &= W_i H_i / E W_i H_i = 55.21 \text{ Ton} \\
 &= (3572.35/17076.85)(217.62) \\
 F6 &= W_i H_i / E W_i H_i = 45.52 \text{ Ton} \\
 &= (2993.05/17076.85)(217.62) \\
 F5 &= W_i H_i / E W_i H_i = 38.14 \text{ Ton} \\
 &= (2413.75/17076.85)(217.62) \\
 F4 &= W_i H_i / E W_i H_i = 30.76 \text{ Ton} \\
 &= (1834.45/17076.85)(217.62) \\
 F3 &= W_i H_i / E W_i H_i = 23.38 \text{ Ton} \\
 &= (1255.15/17076.85)(217.62) \\
 F2 &= W_i H_i / E W_i H_i = 15.99 \text{ Ton} \\
 &= \\
 F1 &= W_i H_i / E W_i H_i = (675.85/17076.85)(217.62) = 8.61 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

PARA EDIFICIO DE 4 CRUJIAS CON 7 NIVELES

$$\begin{aligned}
 &358,272 \text{ Kg} \\
 \text{Wazotea} &= (622)(24)(24) = 358.3 \text{ Ton} \\
 &= 343,296 \text{ Kg} \\
 \text{Wentrepiso} &= (596)(24)(24) = 343.3 \text{ Ton} \\
 &=
 \end{aligned}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
7	21.5	358.3	7703.45	196.33	196.33
6	18.5	343.3	6351.05	161.86	358.20
5	15.5	343.3	5321.15	135.62	493.81
4	12.5	343.3	4291.25	109.37	603.18
3	9.5	343.3	3261.35	83.12	686.30
2	6.5	343.3	2231.45	56.87	743.17
1	3.5	343.3	1201.55	30.62	773.79
SUMA		2418.1	30361.25	773.79	

$$\begin{aligned}
 V &= C_s W = 0.32 \times 2418.1 = 773.79 \text{ Ton} \\
 &= (7703.45/30361.25)(773.79) \\
 F7 &= W_i H_i / E W_i H_i = 196.33 \text{ Ton} \\
 &= (6351.05/30361.25)(773.79) \\
 F6 &= W_i H_i / E W_i H_i = 161.86 \text{ Ton} \\
 &= (5321.15/30361.25)(773.79) \\
 F5 &= W_i H_i / E W_i H_i = 135.62 \text{ Ton} \\
 &= (4291.25/30361.25)(773.79) \\
 F4 &= W_i H_i / E W_i H_i = 109.37 \text{ Ton} \\
 &= (3261.35/30361.25)(773.79) \\
 F3 &= W_i H_i / E W_i H_i = 83.12 \text{ Ton} \\
 &= (2231.45/30361.25)(773.79) \\
 F2 &= W_i H_i / E W_i H_i = 56.87 \text{ Ton} \\
 &= (1201.55/30361.25)(773.79) \\
 F1 &= W_i H_i / E W_i H_i = 30.62 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	358.3	7703.45	128.84	128.84
6	18.5	343.3	6351.05	106.22	235.07
5	15.5	343.3	5321.15	89.00	324.06
4	12.5	343.3	4291.25	71.77	395.84
3	9.5	343.3	3261.35	54.55	450.38
2	6.5	343.3	2231.45	37.32	487.70
1	3.5	343.3	1201.55	20.10	507.80
SUMA		2418.1	30361.25	507.80	

$$V = CsW = 0.21 \times 2418.1 = 507.80 \text{ Ton}$$

$$F7 = WiHi / EWiHi = (7703.45/30361.25)(507.8) = 128.84 \text{ Ton}$$

$$F6 = WiHi / EWiHi = (6351.05/30361.25)(507.8) = 106.22 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (5321.15/30361.25)(507.8) = 89.00 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (4291.25/30361.25)(507.8) = 71.77 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (3261.35/30361.25)(507.8) = 54.55 \text{ Ton}$$

$$F2 = WiHi / EWiHi = (2231.45/30361.25)(507.8) = 37.32 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55/30361.25)(507.8) = 20.10 \text{ Ton}$$

Q=4

Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	358.3	7703.45	98.17	98.17
6	18.5	343.3	6351.05	80.93	179.10
5	15.5	343.3	5321.15	67.81	246.91
4	12.5	343.3	4291.25	54.68	301.59
3	9.5	343.3	3261.35	41.56	343.15
2	6.5	343.3	2231.45	28.44	371.58
1	3.5	343.3	1201.55	15.31	386.90
SUMA		2418.1	30361.25	386.90	

$$V = CsW = 0.16 \times 2418.1 = 386.90 \text{ Ton}$$

$$F7 = WiHi / EWiHi = (7703.45/30361.25)(386.9) = 98.17 \text{ Ton}$$

$$F6 = WiHi / EWiHi = (6351.05/30361.25)(386.9) = 80.93 \text{ Ton}$$

$$F5 = WiHi / EWiHi = (5321.15/30361.25)(386.9) = 67.81 \text{ Ton}$$

$$F4 = WiHi / EWiHi = (4291.25/30361.25)(386.9) = 54.68 \text{ Ton}$$

$$F3 = WiHi / EWiHi = (3291.35/30361.25)(386.9) = 41.56 \text{ Ton}$$

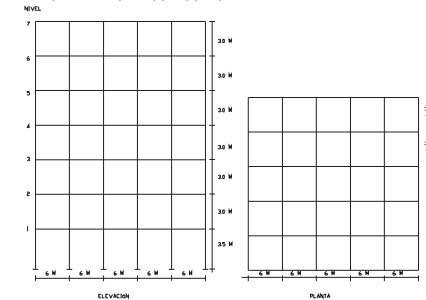
$$F2 = WiHi / EWiHi = (2231.45/30361.25)(386.9) = 28.44 \text{ Ton}$$

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55/30361.25)(386.9) = 15.31 \text{ Ton}$$

PARA EDIFICIO DE 5 CRUJIAS CON 7 NIVELES

$$\text{Wazotea} = (622)(30)(30) = 559,800 \text{ Kg} = 559.8 \text{ Ton}$$

$$\text{Wentrepiso} = (596)(30)(30) = 536,400 \text{ Kg} = 536.4 \text{ Ton}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	559.8	12035.7	306.75	306.75
6	18.5	536.4	9923.4	252.91	559.66
5	15.5	536.4	8314.2	211.90	771.56
4	12.5	536.4	6705	170.89	942.44
3	9.5	536.4	5095.8	129.87	1072.32
2	6.5	536.4	3486.6	88.86	1161.18
1	3.5	536.4	1877.4	47.85	1209.02
SUMA		3778.2	47438.1	1209.02	

$$V = CsW = 0.32 \times 3778.2 = 1209.02 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}
 F7 &= WiHi / EWiHi = (12035.7/47438.1)(1209.02) = 306.75 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (9923.4/47438.1)(1209.02) = 252.91 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (8314.2/47438.1)(1209.02) = 211.90 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (6705/47438.1)(1209.02) = 170.89 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (5095.8/47438.1)(1209.02) = 129.87 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (3486.6/47438.1)(1209.02) = 88.86 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (1877.4/47438.1)(1209.02) = 47.85 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=3 Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	559.8	12035.7	201.30	201.30
6	18.5	536.4	9923.4	165.97	367.28
5	15.5	536.4	8314.2	139.06	506.33
4	12.5	536.4	6705	112.14	618.48
3	9.5	536.4	5095.8	85.23	703.71
2	6.5	536.4	3486.6	58.31	762.02
1	3.5	536.4	1877.4	31.40	793.42
SUMA		3778.2	47438.1	793.42	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.21 \times 3778.2 = 793.42 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (12035.7/47438.1)(793.42) = 201.30 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (9923.4/47438.1)(793.42) = 165.97 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (8314.2/47438.1)(793.42) = 139.06 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (6705/47438.1)(793.42) = 112.14 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (5095.8/47438.1)(793.42) = 85.23 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (3486.6/47438.1)(793.42) = 58.31 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (1877.4/47438.1)(793.42) = 31.40 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=4 Cs = 0.16

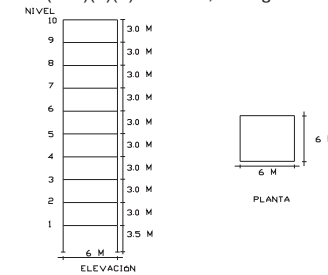
NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
7	21.5	559.8	12035.7	153.37	153.37
6	18.5	536.4	9923.4	126.46	279.83
5	15.5	536.4	8314.2	105.95	385.78

4	12.5	536.4	6705	85.44	471.22
3	9.5	536.4	5095.8	64.94	536.16
2	6.5	536.4	3486.6	44.43	580.59
1	3.5	536.4	1877.4	23.92	604.51
SUMA		3778.2	47438.1	604.51	

$$\begin{aligned}
 V &= CsW = 0.16 \times 3778.2 = 604.51 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (12035.7/47438.1)(604.51) = 153.37 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (9923.4/47438.1)(604.51) = 126.46 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (8314.2/47438.1)(604.51) = 105.95 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (6705/47438.1)(604.51) = 85.44 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (5095.8/47438.1)(604.51) = 64.94 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (3486.6/47438.1)(604.51) = 44.43 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (1877.4/47438.1)(604.51) = 23.92 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

PARA EDIFICIO DE 1 CRUJIA CON 10 NIVELES

$$\begin{aligned}
 Wazotea &= (622)(6)(6) = 22,392 \text{ Kg} = 22.4 \text{ Ton} \\
 Wentrepiso &= (596)(6)(6) = 21,456 \text{ Kg} = 21.5 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Q=2 Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	22.4	683.2	355.26	355.26
9	27.5	21.5	591.25	307.45	662.71

8	24.5	21.5	526.75	273.91	936.62
7	21.5	21.5	462.25	240.37	1176.99
6	18.5	21.5	397.75	206.83	1383.82
5	15.5	21.5	333.25	173.29	1557.11
4	12.5	21.5	268.75	139.75	1696.86
3	9.5	21.5	204.25	106.21	1803.07
2	6.5	21.5	139.75	72.67	1875.74
1	3.5	21.5	75.25	39.13	1914.87
SUMA		215.9	3682.45	1914.87	

$V = CsW = 0.32 \times 215.9 = 69.09 \text{ Ton}$
 $F_{10} = WiHi / EWiHi = (683.2/3682.45)(69.09) = 355.26 \text{ Ton}$
 $F_9 = WiHi / EWiHi = (591.25/3682.45)(69.09) = 307.45 \text{ Ton}$
 $F_8 = WiHi / EWiHi = (526.75/3682.45)(69.09) = 273.91 \text{ Ton}$
 $F_7 = WiHi / EWiHi = (462.25/3682.45)(69.09) = 240.37 \text{ Ton}$
 $F_6 = WiHi / EWiHi = (397.75/3682.45)(69.09) = 206.83 \text{ Ton}$
 $F_5 = WiHi / EWiHi = (333.25/3682.45)(69.09) = 173.29 \text{ Ton}$
 $F_4 = WiHi / EWiHi = (268.75/3682.45)(69.09) = 139.75 \text{ Ton}$
 $F_3 = WiHi / EWiHi = (204.25/3682.45)(69.09) = 106.21 \text{ Ton}$
 $F_2 = WiHi / EWiHi = (139.75/3682.45)(69.09) = 72.67 \text{ Ton}$
 $F_1 = WiHi / EWiHi = (75.25/3682.45)(69.09) = 39.13 \text{ Ton}$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
10	30.5	22.4	683.2	572.41	572.41
9	27.5	21.5	591.25	495.37	1067.78
8	24.5	21.5	526.75	441.33	1509.11
7	21.5	21.5	462.25	387.29	1896.40
6	18.5	21.5	397.75	333.25	2229.65
5	15.5	21.5	333.25	279.21	2508.86
4	12.5	21.5	268.75	225.17	2734.03
3	9.5	21.5	204.25	171.13	2905.16

2	6.5	21.5	139.75	117.09	3022.25
1	3.5	21.5	75.25	63.05	3085.30
SUMA		215.9	3682.45	3085.30	

$V = CsW = 0.21 \times 215.9 = 45.34 \text{ Ton}$
 $F_{10} = WiHi / EWiHi = (683.2/3682.45)(45.34) = 572.41 \text{ Ton}$
 $F_9 = WiHi / EWiHi = (591.25/3682.45)(45.34) = 495.37 \text{ Ton}$
 $F_8 = WiHi / EWiHi = (526.75/3682.45)(45.34) = 441.33 \text{ Ton}$
 $F_7 = WiHi / EWiHi = (462.25/3682.45)(45.34) = 387.29 \text{ Ton}$
 $F_6 = WiHi / EWiHi = (397.75/3682.45)(45.34) = 333.25 \text{ Ton}$
 $F_5 = WiHi / EWiHi = (333.25/3682.45)(45.34) = 279.21 \text{ Ton}$
 $F_4 = WiHi / EWiHi = (268.75/3682.45)(45.34) = 225.17 \text{ Ton}$
 $F_3 = WiHi / EWiHi = (204.25/3682.45)(45.34) = 171.13 \text{ Ton}$
 $F_2 = WiHi / EWiHi = (139.75/3682.45)(45.34) = 117.09 \text{ Ton}$
 $F_1 = WiHi / EWiHi = (75.25/3682.45)(45.34) = 63.05 \text{ Ton}$

Q=4

Cs = 0.16

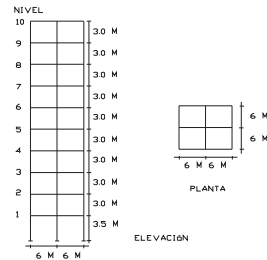
NIVEL	ALTURA	PESO	WiHi	Fi	Vi
	(m)	(Ton)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)
10	30.5	22.4	683.2	17265.87	17265.87
9	27.5	21.5	591.25	14942.11	32207.98
8	24.5	21.5	526.75	13312.06	45520.04
7	21.5	21.5	462.25	11682.01	57202.05
6	18.5	21.5	397.75	10051.96	67254.01
5	15.5	21.5	333.25	8421.91	75675.92
4	12.5	21.5	268.75	6791.87	82467.79
3	9.5	21.5	204.25	5161.82	87629.61
2	6.5	21.5	139.75	3531.77	91161.38
1	3.5	21.5	75.25	1901.72	93063.10
SUMA		215.9	3682.45	93063.10	

$V = CsW = 0.16 \times 215.9 = 34.54 \text{ Ton}$
 $F_{10} = WiHi / EWiHi = (683.2/3682.45)(34.54) = 17265.87 \text{ Ton}$
 $F_9 = WiHi / EWiHi = (591.25/3682.45)(34.54) = 14942.11 \text{ Ton}$
 $F_8 = WiHi / EWiHi = (526.75/3682.45)(34.54) = 13312.06 \text{ Ton}$

$F7=WiHi / EWiHi= (462.25/3682.45)(34.54) = 11682.01 \text{ Ton}$
 $F6=WiHi / EWiHi= (397.75/3682.45)(34.54) = 10051.96 \text{ Ton}$
 $F5=WiHi / EWiHi= (333.25/3682.45)(34.54) = 8421.91 \text{ Ton}$
 $F4=WiHi / EWiHi= (268.75/3682.45)(34.54) = 6791.87 \text{ Ton}$
 $F3=WiHi / EWiHi= (204.25/3682.45)(34.54) = 5161.82 \text{ Ton}$
 $F2=WiHi / EWiHi= (139.75/3682.45)(34.54) = 3531.77 \text{ Ton}$
 $F1=WiHi / EWiHi= (75.25/3682.45)(34.54) = 1901.72 \text{ Ton}$

PARA EDIFICIO DE 2 CRUJIAS CON 10 NIVELES

Wazotea= $(622)(12)(12) = 89,568 \text{ Kg} = 89.6 \text{ Ton}$
Wentrepiso= $(596)(12)(12) = 85,824 \text{ Kg} = 85.8 \text{ Ton}$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	89.6	2732.8	1421.06	1421.06
9	27.5	85.8	2359.5	1226.94	2648.00
8	24.5	85.8	2102.1	1093.09	3741.09
7	21.5	85.8	1844.7	959.24	4700.33
6	18.5	85.8	1587.3	825.40	5525.73
5	15.5	85.8	1329.9	691.55	6217.28
4	12.5	85.8	1072.5	557.70	6774.98
3	9.5	85.8	815.1	423.85	7198.83
2	6.5	85.8	557.7	290.00	7488.83

1	3.5	85.8	300.3	156.16	7644.99
SUMA		861.8	14701.9	7644.99	

$V=CsW = 0.32 \times 861.8 = 275.78 \text{ Ton}$
 $F10=WiHi / EWiHi= (2732.8/14701.9)(275.78) = 1421.06 \text{ Ton}$
 $F9=WiHi / EWiHi= (2359.5/14701.9)(275.78) = 1226.94 \text{ Ton}$
 $F8=WiHi / EWiHi= (2102.1/14701.9)(275.78) = 1093.09 \text{ Ton}$
 $F7=WiHi / EWiHi= (1844.7/14701.9)(275.78) = 959.24 \text{ Ton}$
 $F6=WiHi / EWiHi= (1587.3/14701.9)(275.78) = 825.40 \text{ Ton}$
 $F5=WiHi / EWiHi= (1329.9/14701.9)(275.78) = 691.55 \text{ Ton}$
 $F4=WiHi / EWiHi= (1072.5/14701.9)(275.78) = 557.70 \text{ Ton}$
 $F3=WiHi / EWiHi= (815.1/14701.9)(275.78) = 423.85 \text{ Ton}$
 $F2=WiHi / EWiHi= (557.7/14701.9)(275.78) = 290.00 \text{ Ton}$
 $F1=WiHi / EWiHi= (300.3/14701.9)(275.78) = 156.16 \text{ Ton}$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	89.6	2732.8	2289.64	2289.64
9	27.5	85.8	2359.5	1976.88	4266.52
8	24.5	85.8	2102.1	1761.22	6027.74
7	21.5	85.8	1844.7	1545.56	7573.30
6	18.5	85.8	1587.3	1329.90	8903.20
5	15.5	85.8	1329.9	1114.24	10017.44
4	12.5	85.8	1072.5	898.58	10916.02
3	9.5	85.8	815.1	682.92	11598.94
2	6.5	85.8	557.7	467.26	12066.21
1	3.5	85.8	300.3	251.60	12317.81
SUMA		861.8	14701.9	12317.81	

$V=CsW = 0.21 \times 861.8 = 180.98 \text{ Ton}$
 $F10=WiHi / EWiHi= (2732.8/14701.9)(180.98) = 2289.64 \text{ Ton}$
 $F9=WiHi / EWiHi= (2359.5/14701.9)(180.98) = 1976.88 \text{ Ton}$
 $F8=WiHi / EWiHi= (2102.1/14701.9)(180.98) = 1761.22 \text{ Ton}$
 $F7=WiHi / EWiHi= (1844.7/14701.9)(180.98) = 1545.56 \text{ Ton}$

$$\begin{aligned}
 F6=WiHi / EWiHi &= (1587.3/14701.9)(180.98) = 1329.90 \text{ Ton} \\
 F5=WiHi / EWiHi &= (1329.9/14701.9)(180.98) = 1114.24 \text{ Ton} \\
 F4=WiHi / EWiHi &= (1072.5/14701.9)(180.98) = 898.58 \text{ Ton} \\
 F3=WiHi / EWiHi &= (815.1/14701.9)(180.98) = 682.92 \text{ Ton} \\
 F2=WiHi / EWiHi &= (557.7/14701.9)(180.98) = 467.26 \text{ Ton} \\
 F1=WiHi / EWiHi &= (300.3/14701.9)(180.98) = 251.60 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=4

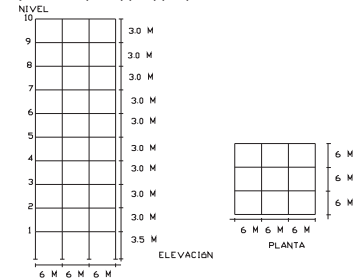
Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	89.6	2732.8	69063.49	69063.49
9	27.5	85.8	2359.5	59629.43	128692.92
8	24.5	85.8	2102.1	53124.40	181817.32
7	21.5	85.8	1844.7	46619.37	228436.69
6	18.5	85.8	1587.3	40114.34	268551.03
5	15.5	85.8	1329.9	33609.31	302160.35
4	12.5	85.8	1072.5	27104.29	329264.63
3	9.5	85.8	815.1	20599.26	349863.89
2	6.5	85.8	557.7	14094.23	363958.12
1	3.5	85.8	300.3	7589.20	371547.32
SUMA		861.8	14701.9	371547.32	

$$\begin{aligned}
 V=C_s W &= 0.16 \times 861.8 = 137.89 \text{ Ton} \\
 F10=WiHi / EWiHi &= (2732.8/14701.9)(137.89) = 69063.49 \text{ Ton} \\
 F9=WiHi / EWiHi &= (2359.5/14701.9)(137.89) = 59629.43 \text{ Ton} \\
 F8=WiHi / EWiHi &= (2102.1/14701.9)(137.89) = 53124.40 \text{ Ton} \\
 F7=WiHi / EWiHi &= (1844.7/14701.9)(137.89) = 46619.37 \text{ Ton} \\
 F6=WiHi / EWiHi &= (1587.3/14701.9)(137.89) = 40114.34 \text{ Ton} \\
 F5=WiHi / EWiHi &= (1329.9/14701.9)(137.89) = 33609.31 \text{ Ton} \\
 F4=WiHi / EWiHi &= (1072.5/14701.9)(137.89) = 27104.29 \text{ Ton} \\
 F3=WiHi / EWiHi &= (815.1/14701.9)(137.89) = 20599.26 \text{ Ton} \\
 F2=WiHi / EWiHi &= (557.7/14701.9)(137.89) = 14094.23 \text{ Ton} \\
 F1=WiHi / EWiHi &= (300.3/14701.9)(137.89) = 7589.20 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

PARA EDIFICIO DE 3 CRUJIAS CON 10 NIVELES

$$\begin{aligned}
 \text{Wazotea} &= (622)(18)(18) = 201,528 \text{ Kg} \\
 &= 201.5 \text{ Ton} \\
 \text{Wentrepiso} &= (596)(18)(18) = 193,104 \text{ Kg} \\
 &= 193.1 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	201.5	6145.75	3195.79	3195.79
9	27.5	193.1	5310.25	2761.33	5957.12
8	24.5	193.1	4730.95	2460.09	8417.21
7	21.5	193.1	4151.65	2158.86	10576.07
6	18.5	193.1	3572.35	1857.62	12433.69
5	15.5	193.1	2993.05	1556.39	13990.08
4	12.5	193.1	2413.75	1255.15	15245.23
3	9.5	193.1	1834.45	953.91	16199.14
2	6.5	193.1	1255.15	652.68	16851.82
1	3.5	193.1	675.85	351.44	17203.26
SUMA		1939.4	33083.2	17203.26	

$$\begin{aligned}
 V=C_s W &= 0.32 \times 1939.4 = 620.61 \text{ Ton} \\
 F10=WiHi / EWiHi &= (6145.75/33083.2)(620.61) = 3195.79 \text{ Ton} \\
 F9=WiHi / EWiHi &= (5310.25/33083.2)(620.61) = 2761.33 \text{ Ton} \\
 F8=WiHi / EWiHi &= (4730.95/33083.2)(620.61) = 2460.09 \text{ Ton} \\
 F7=WiHi / EWiHi &= (4151.65/33083.2)(620.61) = 2158.86 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F6 &= WiHi / EWiHi = (3572.35/33083.2)(620.61) = 1857.62 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (2993.05/33083.2)(620.61) = 1556.39 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (2413.75/33083.2)(620.61) = 1255.15 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (1834.45/33083.2)(620.61) = 953.91 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (1255.15/33083.2)(620.61) = 652.68 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (675.85/33083.2)(620.61) = 351.44 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	201.5	6145.75	5149.14	5149.14
9	27.5	193.1	5310.25	4449.13	9598.27
8	24.5	193.1	4730.95	3963.77	13562.04
7	21.5	193.1	4151.65	3478.41	17040.45
6	18.5	193.1	3572.35	2993.05	20033.50
5	15.5	193.1	2993.05	2507.69	22541.19
4	12.5	193.1	2413.75	2022.33	24563.52
3	9.5	193.1	1834.45	1536.97	26100.49
2	6.5	193.1	1255.15	1051.61	27152.10
1	3.5	193.1	675.85	566.25	27718.36
SUMA		1939.4	33083.2	27718.36	

$$V = CsW = 0.21 \times 1939.4 = 407.27 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}
 F10 &= WiHi / EWiHi = (6145.75/33083.2)(407.27) = 5149.14 \text{ Ton} \\
 F9 &= WiHi / EWiHi = (5310.25/33083.2)(407.27) = 4449.13 \text{ Ton} \\
 F8 &= WiHi / EWiHi = (4730.95/33083.2)(407.27) = 3963.77 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (4151.65/33083.2)(407.27) = 3478.41 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (3572.35/33083.2)(407.27) = 2993.05 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (2993.05/33083.2)(407.27) = 2507.69 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (2413.75/33083.2)(407.27) = 2022.33 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (1834.45/33083.2)(407.27) = 1536.97 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (1255.15/33083.2)(407.27) = 1051.61 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (675.85/33083.2)(407.27) = 566.25 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Q=4

Cs = 0.16

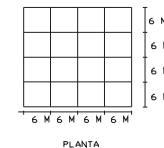
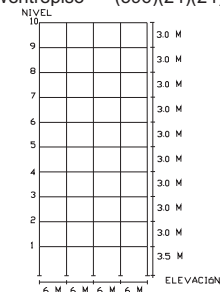
NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	201.5	6145.75	155315.77	155315.77
9	27.5	193.1	5310.25	134200.96	289516.73
8	24.5	193.1	4730.95	119560.86	409077.59
7	21.5	193.1	4151.65	104920.75	513998.35
6	18.5	193.1	3572.35	90280.65	604278.99
5	15.5	193.1	2993.05	75640.54	679919.54
4	12.5	193.1	2413.75	61000.44	740919.97
3	9.5	193.1	1834.45	46360.33	787280.31
2	6.5	193.1	1255.15	31720.23	819000.53
1	3.5	193.1	675.85	17080.12	836080.66
SUMA		1939.4	33083.2	836080.66	

$$V = CsW = 0.16 \times 1939.4 = 310.30 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}
 F10 &= WiHi / EWiHi = (6145.75/33083.2)(310.30) = 155315.77 \text{ Ton} \\
 F9 &= WiHi / EWiHi = (5310.25/33083.2)(310.30) = 134200.96 \text{ Ton} \\
 F8 &= WiHi / EWiHi = (4730.95/33083.2)(310.30) = 119560.86 \text{ Ton} \\
 F7 &= WiHi / EWiHi = (4151.65/33083.2)(310.30) = 104920.75 \text{ Ton} \\
 F6 &= WiHi / EWiHi = (3572.35/33083.2)(310.30) = 90280.65 \text{ Ton} \\
 F5 &= WiHi / EWiHi = (2993.05/33083.2)(310.30) = 75640.54 \text{ Ton} \\
 F4 &= WiHi / EWiHi = (2413.75/33083.2)(310.30) = 61000.44 \text{ Ton} \\
 F3 &= WiHi / EWiHi = (1834.45/33083.2)(310.30) = 46360.33 \text{ Ton} \\
 F2 &= WiHi / EWiHi = (1255.15/33083.2)(310.30) = 31720.23 \text{ Ton} \\
 F1 &= WiHi / EWiHi = (675.85/33083.2)(310.30) = 17080.12 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

PARA EDIFICIO DE 4 CRUJIAS CON 10 NIVELES

$$\begin{aligned}
 \text{Wazotea} &= (622)(24)(24) = 358,272 \text{ Kg} & 358.3 \text{ Ton} \\
 \text{Wentrepiso} &= (596)(24)(24) = 343,296 \text{ Kg} & 343.3 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$



Q=2

Cs = 0.32

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	358.3	10928.15	5682.64	5682.64
9	27.5	343.3	9440.75	4909.19	10591.83
8	24.5	343.3	8410.85	4373.64	14965.47
7	21.5	343.3	7380.95	3838.09	18803.56
6	18.5	343.3	6351.05	3302.55	22106.11
5	15.5	343.3	5321.15	2767.00	24873.11
4	12.5	343.3	4291.25	2231.45	27104.56
3	9.5	343.3	3261.35	1695.90	28800.46
2	6.5	343.3	2231.45	1160.35	29960.81
1	3.5	343.3	1201.55	624.81	30585.62
SUMA		3448	58818.5	30585.62	

$$V = CsW = 0.32 \times 3448 =$$

1103.36 Ton

$$F10 = WiHi / EWiHi = (10928.15/58818.5)(1103.36)$$

5682.64 Ton

$$F9 = WiHi / EWiHi = (9440.75/58818.5)(1103.36)$$

4909.19 Ton

$$F8 = WiHi / EWiHi = (8410.85/58818.5)(1103.36)$$

4373.64 Ton

$$F7 = WiHi / EWiHi = (7380.95/58818.5)(1103.36)$$

3838.09 Ton

$$F6 = WiHi / EWiHi = (6351.05/58818.5)(1103.36)$$

3302.55 Ton

$$F5 = WiHi / EWiHi = (5321.15/58818.5)(1103.36)$$

2767.00 Ton

$$F4 = WiHi / EWiHi = (4291.25/58818.5)(1103.36)$$

2231.45 Ton

$$F3 = WiHi / EWiHi = (3261.35/58818.5)(1103.36)$$

1695.90 Ton

$$F2 = WiHi / EWiHi = (2231.45/58818.5)(1103.36)$$

1160.35 Ton

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55/58818.5)(1103.36)$$

624.81 Ton

Q=3

Cs = 0.21

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	358.3	10928.15	9156.02	9156.02
9	27.5	343.3	9440.75	7909.82	17065.84
8	24.5	343.3	8410.85	7046.93	24112.76
7	21.5	343.3	7380.95	6184.04	30296.80
6	18.5	343.3	6351.05	5321.15	35617.95
5	15.5	343.3	5321.15	4458.26	40076.21
4	12.5	343.3	4291.25	3595.37	43671.59
3	9.5	343.3	3261.35	2732.48	46404.07
2	6.5	343.3	2231.45	1869.59	48273.66
1	3.5	343.3	1201.55	1006.70	49280.36
SUMA		3448	58818.5	49280.36	

$$V = CsW = 0.21 \times 3448 =$$

724.08 Ton

$$F10 = WiHi / EWiHi = (10928.15/58818.5)(724.08)$$

9156.02 Ton

$$F9 = WiHi / EWiHi = (9440.75/58818.5)(724.08) =$$

7909.82 Ton

$$F8 = WiHi / EWiHi = (8410.85/58818.5)(724.08) =$$

7046.93 Ton

$$F7 = WiHi / EWiHi = (7380.95/58818.5)(724.08) =$$

6184.04 Ton

$$F6 = WiHi / EWiHi = (6351.05/58818.5)(724.08) =$$

5321.15 Ton

$$F5 = WiHi / EWiHi = (5321.15/58818.5)(724.08) =$$

4458.26 Ton

$$F4 = WiHi / EWiHi = (4291.25/58818.5)(724.08) =$$

3595.37 Ton

$$F3 = WiHi / EWiHi = (3261.35/58818.5)(724.08) =$$

2732.48 Ton

$$F2 = WiHi / EWiHi = (2231.45/58818.5)(724.08) =$$

1869.59 Ton

$$F1 = WiHi / EWiHi = (1201.55/58818.5)(724.08) =$$

1006.70 Ton

Q=4

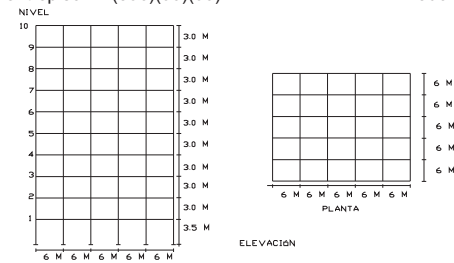
Cs = 0.16

NIVEL	ALTURA (m)	PESO (Ton)	WiHi (Ton-m)	Fi (Ton)	Vi (Ton)
10	30.5	358.3	10928.15	276176.88	276176.88
9	27.5	343.3	9440.75	238587.21	514764.09
8	24.5	343.3	8410.85	212559.52	727323.61
7	21.5	343.3	7380.95	186531.82	913855.43
6	18.5	343.3	6351.05	160504.12	1074359.55
5	15.5	343.3	5321.15	134476.43	1208835.98
4	12.5	343.3	4291.25	108448.73	1317284.71
3	9.5	343.3	3261.35	82421.04	1399705.75
2	6.5	343.3	2231.45	56393.34	1456099.09
1	3.5	343.3	1201.55	30365.65	1486464.74
SUMA		3448	58818.5	1486464.74	

$V = CsW = 0.16 \times 3448 = 551.68 \text{ Ton}$
 $F_{10} = WiHi / EWiHi = (10928.15/58818.5)(551.68) = 276176.88 \text{ Ton}$
 $F_9 = WiHi / EWiHi = (9440.75/58818.5)(551.68) = 238587.21 \text{ Ton}$
 $F_8 = WiHi / EWiHi = (8410.85/58818.5)(551.68) = 212559.52 \text{ Ton}$
 $F_7 = WiHi / EWiHi = (7380.95/58818.5)(551.68) = 186531.82 \text{ Ton}$
 $F_6 = WiHi / EWiHi = (6351.05/58818.5)(551.68) = 160504.12 \text{ Ton}$
 $F_5 = WiHi / EWiHi = (5321.15/58818.5)(551.68) = 134476.43 \text{ Ton}$
 $F_4 = WiHi / EWiHi = (4291.25/58818.5)(551.68) = 108448.73 \text{ Ton}$
 $F_3 = WiHi / EWiHi = (3261.35/58818.5)(551.68) = 82421.04 \text{ Ton}$

PARA EDIFICIO DE 5 CRUJIAS CON 10 NIVELES

$W_{azotea} = (622)(30)(30) = 559,800 \text{ Kg} = 559.8 \text{ Ton}$
 $W_{entrepiso} = (596)(30)(30) = 536,400 \text{ Kg} = 536.4 \text{ Ton}$



7.-ANÁLISIS

7.1.-Consideraciones Generales.

Para el análisis de marcos se correrá el programa con 9 combinaciones de carga:

$$\begin{aligned}
 & \mathbf{CM + CV_{MAX}} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} + S_x + 0.3 S_y} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} + S_x - 0.3 S_y} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} - S_x + 0.3 S_y} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} - S_x - 0.3 S_y} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} + 0.3 S_x + S_y} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} + 0.3 S_x - S_y} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} - 0.3 S_x + S_y} \\
 & \mathbf{CM + CV_{INST} - 0.3 S_x - S_y}
 \end{aligned}$$

En donde:

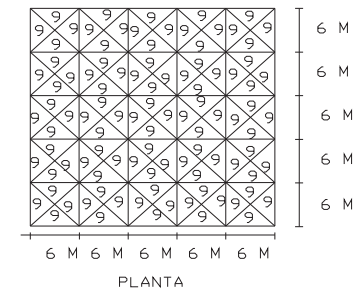
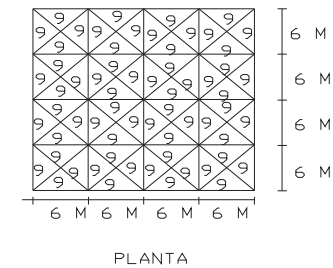
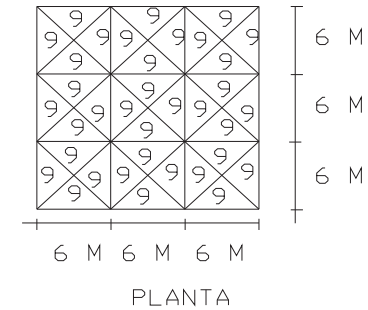
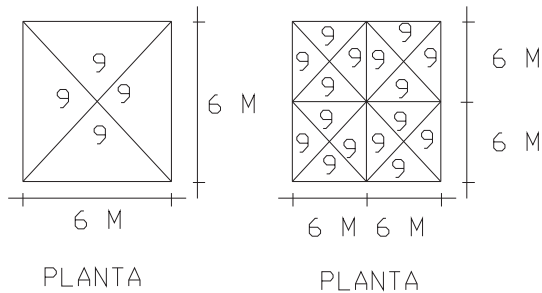
CM = Carga Muerta

CV_{INST} = Carga viva instantánea

S_x = sismo en dirección x

S_y = sismo en dirección y

ÁREAS TRIBUTARIAS (m²)



CARGAS POR METRO PARA LOS MARCOS

PARA CARGA VIVA INSTANTANEA

carga para losa de azotea **622 kg/m²**

carga para losa de entrepiso **596 kg/m²**

$$\frac{(9\text{m}^2)(622 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 933 \text{ kg/m} = \mathbf{0.933 \text{ ton/m}}$$

$$\frac{(9\text{m}^2)(596 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 894 \text{ kg/m} = \mathbf{0.894 \text{ ton/m}}$$

$$\frac{(18\text{m}^2)(622 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 1,866 \text{ kg/m} = \mathbf{1.866 \text{ ton/m}}$$

$$\frac{(18\text{m}^2)(596 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 1,788 \text{ kg/m} = \mathbf{1.788 \text{ ton/m}}$$

PARA CARGA VIVA MAXIMA

Carga para losa de azotea **692 kg/m²**

Carga para losa de entrepiso **666 kg/m²**

$$\frac{(9\text{m}^2)(692 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 1,038 \text{ kg/m} = \mathbf{1.038 \text{ ton/m}}$$

$$\frac{(9\text{m}^2)(666 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 999 \text{ kg/m} = \mathbf{0.999 \text{ ton/m}}$$

$$\frac{(18\text{m}^2)(692 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 2,076 \text{ kg/m} = \mathbf{2.076 \text{ ton/m}}$$

$$\frac{(18\text{m}^2)(666 \text{ kg/m}^2)}{6\text{m}} = 1,998 \text{ kg/m} = \mathbf{1.998 \text{ ton/m}}$$

7.2.-Análisis Estructural.

El análisis estructural se asistirá por computadora en el siguiente programa:

STAAD - III
Revision 21.1W
Proprietary Program of
RESEARCH ENGINEERS, Inc.
USER ID: BASF MEXICANA/INGENIERIA .

A continuación se darán ejemplos de los análisis realizados, teniendo en cuenta que es solo una muestra reducida de toda la investigación que se realizó, pues por cuestión de espacio se tuvo que reducir, sin embargo se realizaron los análisis de cada uno de los edificios.

EJEMPLO:

```
1. STAAD SPACE EDIFICIO 5 NIVELES 3
CRUJIAS Q=2
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5.  1    0.000    0.000    0.000
6.  2    0.000    3.500    0.000
7.  3    0.000    6.500    0.000
8.  4    0.000    9.500    0.000
9.  5    0.000   12.500    0.000
10.  6    0.000   15.500    0.000
```

11.	7	6.000	0.000	0.000	57.	53	0.000	12.500	12.000	97.	93	18.000	6.500	18.000	141.	40	47	48
12.	8	6.000	3.500	0.000	58.	54	0.000	15.500	12.000	98.	94	18.000	9.500	18.000	142.	41	49	50
13.	9	6.000	6.500	0.000	59.	55	6.000	0.000	12.000	99.	95	18.000	12.500		143.	42	50	51
14.	10	6.000	9.500	0.000	60.	56	6.000	3.500	12.000	18.000					144.	43	51	52
15.	11	6.000	12.500	0.000	61.	57	6.000	6.500	12.000	100.	96	18.000	15.500		145.	44	52	53
16.	12	6.000	15.500	0.000	62.	58	6.000	9.500	12.000	18.000					146.	45	53	54
17.	13	12.000	0.000	0.000	63.	59	6.000	12.500	12.000	101. MEMBER INCIDENCES					147.	46	55	56
18.	14	12.000	3.500	0.000	64.	60	6.000	15.500	12.000	102.	1	1	2		148.	47	56	57
19.	15	12.000	6.500	0.000	65.	61	12.000	0.000	12.000	103.	2	2	3		149.	48	57	58
20.	16	12.000	9.500	0.000	66.	62	12.000	3.500	12.000	104.	3	3	4		150.	49	58	59
21.	17	12.000	12.500	0.000	67.	63	12.000	6.500	12.000	105.	4	4	5		151.	50	59	60
22.	18	12.000	15.500	0.000	68.	64	12.000	9.500	12.000	106.	5	5	6		152.	51	61	62
23.	19	18.000	0.000	0.000	69.	65	12.000	12.500		107.	6	7	8		153.	52	62	63
24.	20	18.000	3.500	0.000	12.000					108.	7	8	9		154.	53	63	64
25.	21	18.000	6.500	0.000	70.	66	12.000	15.500		109.	8	9	10		155.	54	64	65
26.	22	18.000	9.500	0.000	12.000					110.	9	10	11		156.	55	65	66
27.	23	18.000	12.500	0.000	71.	67	18.000	0.000	12.000	111.	10	11	12		157.	56	67	68
28.	24	18.000	15.500	0.000	72.	68	18.000	3.500	12.000	112.	11	13	14		158.	57	68	69
29.	25	0.000	0.000	6.000	73.	69	18.000	6.500	12.000	113.	12	14	15		159.	58	69	70
30.	26	0.000	3.500	6.000	74.	70	18.000	9.500	12.000	114.	13	15	16		160.	59	70	71
31.	27	0.000	6.500	6.000	75.	71	18.000	12.500		115.	14	16	17		161.	60	71	72
32.	28	0.000	9.500	6.000	12.000					116.	15	17	18		162.	61	73	74
33.	29	0.000	12.500	6.000	76.	72	18.000	15.500		117.	16	19	20		163.	62	74	75
34.	30	0.000	15.500	6.000	12.000					118.	17	20	21		164.	63	75	76
35.	31	6.000	0.000	6.000	77.	73	0.000	0.000	18.000	119.	18	21	22		165.	64	76	77
36.	32	6.000	3.500	6.000	78.	74	0.000	3.500	18.000	120.	19	22	23		166.	65	77	78
37.	33	6.000	6.500	6.000	79.	75	0.000	6.500	18.000	121.	20	23	24		167.	66	79	80
38.	34	6.000	9.500	6.000	80.	76	0.000	9.500	18.000	122.	21	25	26		168.	67	80	81
39.	35	6.000	12.500	6.000	81.	77	0.000	12.500	18.000	123.	22	26	27		169.	68	81	82
40.	36	6.000	15.500	6.000	82.	78	0.000	15.500	18.000	124.	23	27	28		170.	69	82	83
41.	37	12.000	0.000	6.000	83.	79	6.000	0.000	18.000	125.	24	28	29		171.	70	83	84
42.	38	12.000	3.500	6.000	84.	80	6.000	3.500	18.000	126.	25	29	30		172.	71	85	86
43.	39	12.000	6.500	6.000	85.	81	6.000	6.500	18.000	127.	26	31	32		173.	72	86	87
44.	40	12.000	9.500	6.000	86.	82	6.000	9.500	18.000	128.	27	32	33		174.	73	87	88
45.	41	12.000	12.500	6.000	87.	83	6.000	12.500	18.000	129.	28	33	34		175.	74	88	89
46.	42	12.000	15.500	6.000	88.	84	6.000	15.500	18.000	130.	29	34	35		176.	75	89	90
47.	43	18.000	0.000	6.000	89.	85	12.000	0.000	18.000	131.	30	35	36		177.	76	91	92
48.	44	18.000	3.500	6.000	90.	86	12.000	3.500	18.000	132.	31	37	38		178.	77	92	93
49.	45	18.000	6.500	6.000	91.	87	12.000	6.500	18.000	133.	32	38	39		179.	78	93	94
50.	46	18.000	9.500	6.000	92.	88	12.000	9.500	18.000	134.	33	39	40		180.	79	94	95
51.	47	18.000	12.500	6.000	93.	89	12.000	12.500		135.	34	40	41		181.	80	95	96
52.	48	18.000	15.500	6.000	18.000					136.	35	41	42		182.	81	2	8
53.	49	0.000	0.000	12.000	94.	90	12.000	15.500		137.	36	43	44		183.	82	3	9
54.	50	0.000	3.500	12.000	18.000					138.	37	44	45		184.	83	4	10
55.	51	0.000	6.500	12.000	95.	91	18.000	0.000	18.000	139.	38	45	46		185.	84	5	11
56.	52	0.000	9.500	12.000	96.	92	18.000	3.500	18.000	140.	39	46	47		186.	85	8	14

187.	86	9	15	233.	132	5	29	279.	178	12	18	320.	133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
188.	87	10	16	234.	133	8	32	280.	179	18	24	1.998	
189.	88	11	17	235.	134	9	33	281.	180	30	36	321.	165 TO 172 UNI GY -1.998
190.	89	14	20	236.	135	10	34	282.	181	36	42	322.	93 TO 116 UNI GY -1.998
191.	90	15	21	237.	136	11	35	283.	182	42	48	323.	190 191 194 195 198 199 UNI GY -
192.	91	16	22	238.	137	14	38	284.	183	54	60	2.076	
193.	92	17	23	239.	138	15	39	285.	184	60	66	324.	180 TO 185 UNI GY -2.076
194.	93	26	32	240.	139	16	40	286.	185	66	72	325.	LOAD 2 CM+CVINST+SX+0.3SZ
195.	94	27	33	241.	140	17	41	287.	186	78	84	326.	MEMBER LOAD
196.	95	28	34	242.	141	20	44	288.	187	84	90	327.	81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
197.	96	29	35	243.	142	21	45	289.	188	90	96	328.	129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
198.	97	32	38	244.	143	22	46	290.	189	6	30	0.894	
199.	98	33	39	245.	144	23	47	291.	190	12	36	329.	157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
200.	99	34	40	246.	145	26	50	292.	191	18	42	0.894	
201.	100	35	41	247.	146	27	51	293.	192	24	48	330.	177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
202.	101	38	44	248.	147	28	52	294.	193	30	54	0.933	
203.	102	39	45	249.	148	29	53	295.	194	36	60	331.	189 192 193 196 197 200 UNI GY -
204.	103	40	46	250.	149	32	56	296.	195	42	66	0.933	
205.	104	41	47	251.	150	33	57	297.	196	48	72	332.	133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
206.	105	50	56	252.	151	34	58	298.	197	54	78	1.788	
207.	106	51	57	253.	152	35	59	299.	198	60	84	333.	165 TO 172 UNI GY -1.788
208.	107	52	58	254.	153	38	62	300.	199	66	90	334.	93 TO 116 UNI GY -1.788
209.	108	53	59	255.	154	39	63	301.	200	72	96	335.	190 191 194 195 198 199 UNI GY -
210.	109	56	62	256.	155	40	64	302.	MEMBER PROPERTY AMERICAN			1.866	
211.	110	57	63	257.	156	41	65	303.	1 TO 80 PRI YD 0.6 ZD 0.6			336.	180 TO 185 UNI GY -1.866
212.	111	58	64	258.	157	44	68	304.	81 TO 200 PRI YD 0.6 ZD 0.3			337.	JOINT LOAD
213.	112	59	65	259.	158	45	69	305.	CONSTANT			338.	2 26 50 74 FX 22.64
214.	113	62	68	260.	159	46	70	306.	E CONCRETE ALL			339.	3 27 51 75 FX 42.05
215.	114	63	69	261.	160	47	71	307.	DENSITY CONCRETE ALL			340.	4 28 52 76 FX 61.46
216.	115	64	70	262.	161	50	74	308.	POISSON CONCRETE ALL			341.	5 29 53 77 FX 80.86
217.	116	65	71	263.	162	51	75	309.	SUPPORT			342.	6 30 54 78 FX 104.63
218.	117	74	80	264.	163	52	76	310.	1 7 13 19 25 31 FIXED			343.	2 8 14 20 FZ 6.792
219.	118	75	81	265.	164	53	77	311.	37 43 49 55 61 67 73 FIXED			344.	3 9 15 21 FZ 12.615
220.	119	76	82	266.	165	56	80	312.	79 85 91 FIXED			345.	4 10 16 22 FZ 18.438
221.	120	77	83	267.	166	57	81	313.	LOAD 1 CM+CVMAX			346.	5 11 17 23 FZ 24.258
222.	121	80	86	268.	167	58	82	314.	MEMBER LOAD			347.	6 12 18 24 FZ 31.389
223.	122	81	87	269.	168	59	83	315.	81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.999			348.	LOAD 3 CM+CVINST+SX-0.3SZ
224.	123	82	88	270.	169	62	86	316.	129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -			349.	MEMBER LOAD
225.	124	83	89	271.	170	63	87	0.999				350.	81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
226.	125	86	92	272.	171	64	88	317.	157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -			351.	129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
227.	126	87	93	273.	172	65	89	0.999				0.894	
228.	127	88	94	274.	173	68	92	318.	177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -			352.	157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
229.	128	89	95	275.	174	69	93	1.038				0.894	
230.	129	2	26	276.	175	70	94	319.	189 192 193 196 197 200 UNI GY -			353.	177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
231.	130	3	27	277.	176	71	95	1.038				0.933	
232.	131	4	28	278.	177	6	12						

354. 189 192 193 196 197 200 UNI GY -
 0.933
 355. 133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
 1.788
 356. 165 TO 172 UNI GY -1.788
 357. 93 TO 116 UNI GY -1.788
 358. 190 191 194 195 198 199 UNI GY -
 1.866
 359. 180 TO 185 UNI GY -1.866
 360. JOINT LOAD
 361. 2 26 50 74 FX 22.64
 362. 3 27 51 75 FX 42.05
 363. 4 28 52 76 FX 61.46
 364. 5 29 53 77 FX 80.86
 365. 6 30 54 78 FX 104.63
 366. 74 80 86 92 FZ -6.792
 367. 75 81 87 93 FZ -12.615
 368. 76 82 88 94 FZ -18.438
 369. 77 83 89 95 FZ -24.258
 370. 78 84 90 96 FZ -31.389
 371. LOAD 4 CM+CVINST-SX+0.3SZ
 372. MEMBER LOAD
 373. 81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
 374. 129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
 0.894
 375. 157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
 0.894
 376. 177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
 0.933
 377. 189 192 193 196 197 200 UNI GY -
 0.933
 378. 133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
 1.788
 379. 165 TO 172 UNI GY -1.788
 380. 93 TO 116 UNI GY -1.788
 381. 190 191 194 195 198 199 UNI GY -
 1.866
 382. 180 TO 185 UNI GY -1.866
 383. JOINT LOAD
 384. 20 44 68 92 FX -22.64
 385. 21 45 69 93 FX -42.05
 386. 22 46 70 94 FX -61.46
 387. 23 47 71 95 FX -80.86
 388. 24 48 72 96 FX -104.63
 389. 2 8 14 20 FZ 6.792
 390. 3 9 15 21 FZ 12.615

391. 4 10 16 22 FZ 18.438
 392. 5 11 17 23 FZ 24.258
 393. 6 12 18 24 FZ 31.389
 394. LOAD 5 CM+CVINST-SX-0.3SZ
 395. MEMBER LOAD
 396. 81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
 397. 129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
 0.894
 398. 157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
 0.894
 399. 177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
 0.933
 400. 189 192 193 196 197 200 UNI GY -
 0.933
 401. 133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
 1.788
 402. 165 TO 172 UNI GY -1.788
 403. 93 TO 116 UNI GY -1.788
 404. 190 191 194 195 198 199 UNI GY -
 1.866
 405. 180 TO 185 UNI GY -1.866
 406. JOINT LOAD
 407. 20 44 68 92 FX -22.64
 408. 21 45 69 93 FX -42.05
 409. 22 46 70 94 FX -61.46
 410. 23 47 71 95 FX -80.86
 411. 24 48 72 96 FX -104.63
 412. 74 80 86 92 FZ -6.792
 413. 75 81 87 93 FZ -12.615
 414. 76 82 88 94 FZ -18.438
 415. 77 83 89 95 FZ -24.258
 416. 78 84 90 96 FZ -31.389
 417. LOAD 6 CM+CVINST+0.3SX+SZ
 418. MEMBER LOAD
 419. 81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
 420. 129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
 0.894
 421. 157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
 0.894
 422. 177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
 0.933
 423. 189 192 193 196 197 200 UNI GY -
 0.933
 424. 133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
 1.788
 425. 165 TO 172 UNI GY -1.788

426. 93 TO 116 UNI GY -1.788
 427. 190 191 194 195 198 199 UNI GY -
 1.866
 428. 180 TO 185 UNI GY -1.866
 429. JOINT LOAD
 430. 2 26 50 74 FX 6.792
 431. 3 27 51 75 FX 12.615
 432. 4 28 52 76 FX 18.438
 433. 5 29 53 77 FX 24.258
 434. 6 30 54 78 FX 31.389
 435. 2 8 14 20 FZ 22.64
 436. 3 9 15 21 FZ 42.05
 437. 4 10 16 22 FZ 61.46
 438. 5 11 17 23 FZ 80.86
 439. 6 12 18 24 FZ 104.63
 440. LOAD 7 CM+CVINST+X-0.3SZ
 441. MEMBER LOAD
 442. 81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
 443. 129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
 0.894
 444. 157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
 0.894
 445. 177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
 0.933
 446. 189 192 193 196 197 200 UNI GY -
 0.933
 447. 133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
 1.788
 448. 165 TO 172 UNI GY -1.788
 449. 93 TO 116 UNI GY -1.788
 450. 190 191 194 195 198 199 UNI GY -
 1.866
 451. 180 TO 185 UNI GY -1.866
 452. JOINT LOAD
 453. 2 26 50 74 FX 6.792
 454. 3 27 51 75 FX 12.615
 455. 4 28 52 76 FX 18.438
 456. 5 29 53 77 FX 24.258
 457. 6 30 54 78 FX 31.389
 458. 74 80 86 92 FZ -22.64
 459. 75 81 87 93 FZ -42.05
 460. 76 82 88 94 FZ -61.46
 461. 77 83 89 95 FZ -80.86
 462. 78 84 90 96 FZ -104.63
 463. LOAD 8 CM+CVINST-SX+0.3SZ
 464. MEMBER LOAD

465. 81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
 466. 129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
 0.894
 467. 157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
 0.894
 468. 177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
 0.933
 469. 189 192 193 196 197 200 UNI GY -
 0.933
 470. 133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
 1.788
 471. 165 TO 172 UNI GY -1.788
 472. 93 TO 116 UNI GY -1.788
 473. 190 191 194 195 198 199 UNI GY -
 1.866
 474. 180 TO 185 UNI GY -1.866
 475. JOINT LOAD
 476. 20 44 68 92 FX -6.792
 477. 21 45 69 93 FX -12.615
 478. 22 46 70 94 FX -18.438
 479. 23 47 71 95 FX -24.258
 480. 24 48 72 96 FX -31.389
 481. 2 8 14 20 FZ 22.64
 482. 3 9 15 21 FZ 42.05
 483. 4 10 16 22 FZ 61.46
 484. 5 11 17 23 FZ 80.86
 485. 6 12 18 24 FZ 104.63
 486. LOAD 9 CM+CVINST-SX-0.3SZ
 487. MEMBER LOAD
 488. 81 TO 92 117 TO 128 UNI GY -0.894
 489. 129 TO 132 141 TO 148 UNI GY -
 0.894
 490. 157 TO 164 173 TO 176 UNI GY -
 0.894
 491. 177 TO 179 186 TO 188 UNI GY -
 0.933
 492. 189 192 193 196 197 200 UNI GY -
 0.933
 493. 133 TO 140 149 TO 156 UNI GY -
 1.788
 494. 165 TO 172 UNI GY -1.788
 495. 93 TO 116 UNI GY -1.788
 496. 190 191 194 195 198 199 UNI GY -
 1.866
 497. 180 TO 185 UNI GY -1.866
 498. JOINT LOAD

499. 20 44 68 92 FX -6.792
 500. 21 45 69 93 FX -12.615
 501. 22 46 70 94 FX -18.438
 502. 23 47 71 95 FX -24.258
 503. 24 48 72 96 FX -31.389
 504. 74 80 86 92 FZ -22.64
 505. 75 81 87 93 FZ -42.05
 506. 76 82 88 94 FZ -61.46
 507. 77 83 89 95 FZ -80.86
 508. 78 84 90 96 FZ -104.63
 509. PERFORM ANALYSIS PRINT ALL

PROBLEM STATISTICS

NUMBER OF JOINTS/MEMBER
 +ELEMENTS/SUPPORTS=96/ 200/ 16
 ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH=24/ 18
 TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 9,
 TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 480
 SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 48960
 DOUBLE PREC. WORDS REQ'D
 AVAIL.DISK SPACE= 12.66/976.5 MB,
 EXMEM= 1028.8 MB

Los resultados arrojados por el
 Staad-III, son los siguientes:

MEMB FY/ DIST LD MZ/DIST LD
 FZ DIST LD MY DIST LD
 FX DIST LD
 1 MAX 68.93 0.00 3 198.25 0.00 3
 68.62 0.00 9 198.25 0.00 6
 227.24 C 0.00 5
 MIN -68.62 3.50 5 -196.09 0.00 5
 -68.93 3.50 6 -196.09 0.00 9
 174.18 T 3.50 2
 2 MAX 51.13 0.00 3 78.81 0.00 3
 52.77 0.00 7 78.82 0.00 8
 169.90 C 0.00 5
 MIN -52.77 3.00 4 -81.59 0.00 4
 -51.13 3.00 8 -81.59 0.00 7
 127.07 T 3.00 2
 3 MAX 43.16 0.00 2 81.37 3.00 5

44.72 0.00 7 81.37 3.00 7
 110.65 C 0.00 5
 MIN -44.72 3.00 5 -79.05 3.00 2
 -43.16 3.00 8 -79.05 3.00 6
 78.36 T 3.00 2
 4 MAX 32.01 0.00 3 73.55 3.00 4
 33.68 0.00 7 73.55 3.00 9
 60.14 C 0.00 5
 MIN -33.68 3.00 4 -70.96 3.00 3
 -32.01 3.00 8 -70.96 3.00 6
 38.57 T 3.00 2
 5 MAX 13.93 0.00 2 45.18 3.00 5
 16.07 0.00 7 45.18 3.00 7
 23.24 C 0.00 9
 MIN -16.07 3.00 5 -40.96 3.00 2
 -13.93 3.00 8 -40.96 3.00 8
 12.44 T 3.00 2
 6 MAX 87.29 0.00 3 218.65 0.00 3
 69.10 0.00 9 197.67 0.00 8
 210.21 C 0.00 7
 MIN -86.80 3.50 5 -217.51 0.00 4
 -68.45 3.50 6 -196.67 0.00 9
 102.62 T 3.50 8
 7 MAX 92.68 0.00 3 143.45 0.00 3
 53.70 0.00 9 78.06 3.00 9
 158.65 C 0.00 7
 MIN -92.42 3.00 4 -143.05 0.00 4
 -50.19 3.00 6 -83.04 0.00 9
 72.24 T 3.00 8
 8 MAX 79.58 0.00 2 131.97 3.00 5
 45.65 0.00 7 82.77 3.00 7
 105.91 C 0.00 7
 MIN -79.49 3.00 5 -132.13 3.00 2
 -42.23 3.00 6 -77.64 3.00 6
 40.85 T 3.00 8
 9 MAX 59.88 0.00 3 109.50 3.00 4
 34.64 0.00 7 74.96 3.00 7
 60.09 C 0.00 7
 MIN -59.92 3.00 4 -109.32 3.00 3
 -31.05 3.00 8 -69.54 3.00 8
 16.46 T 3.00 8
 10 MAX 37.48 0.00 2 78.05 3.00 5
 17.43 0.00 7 47.73 3.00 7
 25.03 C 0.00 7
 MIN -37.16 3.00 5 -78.59 3.00 3
 -12.56 3.00 6 -38.41 3.00 8

2.84 T 3.00 8
 11 MAX 86.80 0.00 2 217.51 0.00 2
 69.10 0.00 7 197.67 0.00 8
 210.21 C 0.00 9
 MIN -87.29 3.50 4 -218.65 0.00 4
 -68.45 3.50 8 -196.67 0.00 7
 102.62 T 3.50 6
 12 MAX 92.42 0.00 3 143.05 0.00 3
 53.70 0.00 7 78.06 3.00 9
 158.65 C 0.00 9
 MIN -92.68 3.00 4 -143.45 0.00 4
 -50.19 3.00 8 -83.04 0.00 7
 72.24 T 3.00 6
 13 MAX 79.49 0.00 2 132.13 3.00 5
 45.65 0.00 9 82.77 3.00 9
 105.91 C 0.00 9
 MIN -79.58 3.00 5 -131.97 3.00 2
 -42.23 3.00 6 -77.64 3.00 6
 40.85 T 3.00 6
 14 MAX 59.92 0.00 3 109.32 3.00 4
 34.64 0.00 7 74.96 3.00 7
 60.09 C 0.00 9
 MIN -59.88 3.00 4 -109.50 3.00 3
 -31.05 3.00 8 -69.54 3.00 8
 16.46 T 3.00 6
 15 MAX 37.16 0.00 2 78.59 3.00 5
 17.43 0.00 9 47.72 3.00 7
 25.03 C 0.00 9
 MIN -37.48 3.00 5 -78.05 3.00 2
 -12.56 3.00 6 -38.41 3.00 8
 2.84 T 3.00 6
 16 MAX 68.62 0.00 3 196.09 0.00 3
 68.62 0.00 7 198.25 0.00 8
 227.24 C 0.00 3
 MIN -68.93 3.50 5 -198.25 0.00 5
 -68.93 3.50 8 -196.09 0.00 7
 174.18 T 3.50 4
 17 MAX 52.77 0.00 2 81.59 0.00 2
 52.77 0.00 7 78.82 0.00 6
 169.90 C 0.00 3
 MIN -51.13 3.00 5 -78.82 0.00 5
 -51.13 3.00 8 -81.59 0.00 7
 127.07 T 3.00 8
 18 MAX 44.72 0.00 3 79.05 3.00 4
 44.72 0.00 9 81.37 3.00 9
 110.65 C 0.00 3

MIN -43.16 3.00 4 -81.37 3.00 3
 -43.16 3.00 6 -79.05 3.00 6
 78.36 T 3.00 4
 19 MAX 33.69 0.00 2 70.96 3.00 4
 33.69 0.00 7 73.55 3.00 7
 60.14 C 0.00 7
 MIN -32.01 3.00 5 -73.55 3.00 2
 -32.01 3.00 6 -70.96 3.00 6
 38.57 T 3.00 8
 20 MAX 16.07 0.00 2 40.96 3.00 5
 16.07 0.00 9 45.18 3.00 9
 23.24 C 0.00 3
 MIN -13.93 3.00 5 -45.18 3.00 2
 -13.93 3.00 6 -40.96 3.00 6
 12.44 T 3.00 8
 21 MAX 68.45 0.00 2 197.67 0.00 2
 86.80 0.00 9 218.65 0.00 6
 210.21 C 0.00 4
 MIN -69.10 3.50 5 -196.67 0.00 4
 -87.29 3.50 6 -217.51 0.00 9
 102.62 T 3.50 3
 22 MAX 50.19 0.00 3 78.06 3.00 5
 92.42 0.00 7 143.45 0.00 8
 158.65 C 0.00 4
 MIN -53.70 3.00 5 -83.04 0.00 4
 -92.68 3.00 8 -143.05 0.00 7
 72.24 T 3.00 3
 23 MAX 42.23 0.00 2 82.77 3.00 5
 79.49 0.00 9 131.97 3.00 9
 105.91 C 0.00 4
 MIN -45.65 3.00 5 -77.64 3.00 2
 -79.58 3.00 6 -132.13 3.00 6
 40.85 T 3.00 3
 24 MAX 31.05 0.00 3 74.96 3.00 4
 59.92 0.00 7 109.50 3.00 9
 60.09 C 0.00 4
 MIN -34.64 3.00 4 -69.54 3.00 3
 -59.87 3.00 8 -109.32 3.00 8

		0.00	0.00	8		0.00	6.00	8
					53.24 C	0.00	3	
	MIN	-15.81	6.00	2		-36.34	0.00	2
		0.00	6.00	7		0.00	6.00	1
					1.70 C	6.00	1	
179	MAX	16.68	0.00	5		45.12	6.00	2
		0.01	0.00	1		0.02	6.00	1
					90.71 C	0.00	4	
	MIN	-16.37	6.00	2		-41.01	6.00	5
		0.00	6.00	7		-0.01	0.00	1
					1.59 C	6.00	1	
180	MAX	19.18	0.00	5		47.78	0.00	5
		0.00	0.00	2		0.01	0.00	1
					92.06 C	0.00	2	
	MIN	-19.47	6.00	2		-38.35	0.00	2
		0.00	6.00	1		-0.01	6.00	1
					3.10 C	6.00	1	
181	MAX	18.61	0.00	4		44.51	0.00	4
		0.00	0.00	9		0.00	6.00	9
					54.67 C	0.00	2	
	MIN	-18.61	6.00	3		-33.57	6.00	4
		0.00	6.00	7		0.00	0.00	8
					3.30 C	6.00	1	
182	MAX	19.47	0.00	4		47.78	6.00	3
		0.00	0.00	1		0.01	6.00	1
					92.07 C	0.00	5	
	MIN	-19.18	6.00	3		-38.35	6.00	4
		0.00	6.00	9		-0.01	0.00	1
					3.10 C	6.00	1	
183	MAX	19.18	0.00	5		47.78	0.00	5
		0.00	0.00	1		0.01	6.00	1
					92.06 C	0.00	2	
	MIN	-19.47	6.00	3		-38.35	0.00	3
		0.00	6.00	8		-0.01	0.00	1
					3.10 C	6.00	1	
184	MAX	18.61	0.00	5		44.51	0.00	5
		0.00	0.00	8		0.00	6.00	8
					54.67 C	0.00	5	
	MIN	-18.61	6.00	3		-33.57	0.00	3
		0.00	6.00	3		0.00	0.00	8
					3.30 C	6.00	1	
185	MAX	19.47	0.00	4		47.78	6.00	3
		0.00	0.00	5		0.01	0.00	1
					92.06 C	0.00	4	
	MIN	-19.18	6.00	3		-38.35	6.00	4
		0.00	6.00	1		-0.01	6.00	1

					3.10 C	6.00	1	
186	MAX	16.37	0.00	5		45.12	0.00	5
		0.01	0.00	1		0.01	6.00	1
					90.71 C	0.00	2	
	MIN	-16.68	6.00	3		-41.01	0.00	3
		0.00	6.00	6		-0.02	0.00	1
					1.59 C	6.00	1	
187	MAX	15.81	0.00	5		41.74	6.00	3
		0.00	0.00	8		0.00	0.00	1
					53.23 C	0.00	2	
	MIN	-15.81	6.00	3		-36.34	0.00	3
		0.00	6.00	2		0.00	0.00	8
					1.70 C	6.00	1	
188	MAX	16.68	0.00	5		45.12	6.00	3
		0.00	0.00	5		0.01	0.00	1
					90.71 C	0.00	4	
	MIN	-16.37	6.00	3		-41.01	6.00	5
		-0.01	6.00	1		-0.02	6.00	1
					1.59 C	6.00	1	
189	MAX	16.37	0.00	7		45.12	0.00	9
		0.01	0.00	1		0.01	6.00	1
					90.71 C	0.00	6	
	MIN	-16.68	6.00	8		-41.01	0.00	8
		0.00	6.00	3		-0.02	0.00	1
					1.59 C	6.00	1	
190	MAX	19.18	0.00	9		47.78	0.00	9
		0.00	0.00	1		0.01	6.00	1
					92.06 C	0.00	8	
	MIN	-19.47	6.00	6		-38.36	0.00	6
		0.00	6.00	2		-0.01	0.00	1
					3.10 C	6.00	1	
191	MAX	19.18	0.00	9		47.78	0.00	9
		0.00	0.00	7		0.01	0.00	1
					92.06 C	0.00	8	
	MIN	-19.47	6.00	6		-38.35	0.00	6
		0.00	6.00	1		-0.01	6.00	1
					3.10 C	6.00	1	
192	MAX	16.37	0.00	9		45.12	0.00	9
		0.00	0.00	9		0.02	0.00	1
					90.71 C	0.00	6	
	MIN	-16.68	6.00	8		-41.01	0.00	8
		-0.01	6.00	1		-0.01	6.00	1
					1.59 C	6.00	1	
193	MAX	15.81	0.00	7		41.74	0.00	7
		0.00	0.00	4		0.00	6.00	1
					53.23 C	0.00	7	

		MIN	-15.81	6.00	8		-36.34	6.00	7
			0.00	6.00	2		0.00	6.00	2
						1.70 C	6.00	1	
194	MAX	18.61	0.00	9		44.51	6.00	6	
		0.00	0.00	4		0.00	0.00	2	
						54.67 C	0.00	9	
	MIN	-18.61	6.00	6		-33.57	0.00	6	
		0.00	6.00	2		0.00	5.50	2	
						3.30 C	6.00	1	
195	MAX	18.61	0.00	9		44.51	0.00	9	
		0.00	0.00	4		0.00	5.50	4	
						54.67 C	0.00	7	
	MIN	-18.61	6.00	6		-33.57	6.00	9	
		0.00	6.00	5		0.00	6.00	5	
						3.30 C	6.00	1	
196	MAX	15.81	0.00	9		41.74	6.00	8	
		0.00	0.00	4		0.00	6.00	4	
						53.24 C	0.00	6	
	MIN	-15.81	6.00	8		-36.34	0.00	8	
		0.00	6.00	2		0.00	0.00	1	
						1.70 C	6.00	1	
197	MAX	16.68	0.00	7		45.12	6.00	8	
		0.00	0.00	2		0.01	0.00	1	
						90.71 C	0.00	7	
	MIN	-16.37	6.00	8		-41.01	6.00	7	
		-0.01	6.00	1		-0.02	6.00	1	
						1.59 C	6.00	1	
198	MAX	19.47	0.00	9		47.78	6.00	6	
		0.00	0.00	2		0.01	0.00	1	
						92.06 C	0.00	9	
	MIN	-19.18	6.00	6		-38.35	6.00	9	
		0.00	6.00	1		-0.01	6.00	1	
						3.10 C	6.00	1	
199	MAX	19.47	0.00	9		47.78	6.00	8	
		0.00	0.00	1		0.01	6.00	1	
						92.06 C	0.00	9	
	MIN	-19.18	6.00	8		-38.35	6.00	9	
		0.00	6.00	8		-0.01	0.00	1	
						3.10 C	6.00	1	
200	MAX	16.68	0.00	9		45.12	6.00	6	
		0.01	0.00	1		0.02	6.00	1	
						90.71 C	0.00	9	
	MIN	-16.37	6.00	6		-41.01	6.00	9	
		0.00	6.00	4		-0.01	0.00	1	
						1.59 C	6.00	1	

Este ha sido sólo un ejemplo de uno de los análisis de los edificios. Sin embargo se hizo para cada edificio variando las crujiás, niveles, y el Q utilizado, como se hizo en la determinación de las fuerzas sísmicas.

CAPÍTULO

03

DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL

8.1.-Diseño estructural de trabes.

PREDIMENSIONAMIENTO PARA TRABES

$$h = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm} \quad d = (60) \times (0.9) = 54 \text{ cm}$$

$$b = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \quad b = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

f_c =	250	kg/cm ²
f[*]_c =	200	kg/cm ²
f["]_c =	170	kg/cm ²
f_y =	4200	kg/cm ²
FR =	0.9	flexión
FR =	0.8	cortante

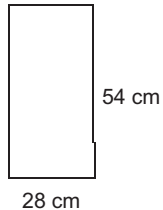
$$MR = FR b d^2 f''_c q (1 - 0.5 q)$$

$$p = \frac{q f''_c}{f_y}$$

$$p_{\min} = \frac{0.7 f''_c}{f_y} = \frac{(0.7)(250)}{4200} \quad p_{\min} = 0.0026$$

$$p_{\max} = 0.75 \left| \frac{f''_c \cdot 4800}{f_y \cdot 6000 + f_y} \right| = 0.75 \left| \frac{170 \cdot 4800}{6000 + 4200} \right|$$

$$p_{\max} = 0.01428$$



Edificio = 112

Elemento(s) = 5,6,7,8

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 3.5 \text{ t.m} = 350000 \text{ kg.cm}$$

$$Mu(+)= 4.9 \text{ t.m} = 490000 \text{ kg.cm}$$

$$490000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$490000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0400257$$

$$p = 0.0016201$$

$$p_{\min} = 0.00263$$

$$p_{\max} = 0.01428$$

$$As = 3.97656 \text{ cm}^2$$

2 vars 5/8"

$$As = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$p_{\text{real}} = 0.00262$$

$$M(-)= 7 \text{ t.m} = 697000 \text{ kg.cm}$$

$$Mu(-)= 9.8 \text{ t.m} = 975800 \text{ kg.cm}$$

$$975800 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$975800 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0814284$$

$$p = 0.0033$$

$$p_{\min} = 0.00263$$

$$p_{\max} = 0.01428$$

$$As = 4.98342 \text{ cm}^2$$

2 vars 1/2"

$$As = 5.39 \text{ cm}^2$$

1 var 3/4"

$$p_{\text{real}} = 0.00356$$

DISEÑO A CORTANTE

$$V = 4.43 \text{ Ton} = 4430 \text{ Kg}$$

$$Vu = 6.202 \text{ Ton} = 6202 \text{ Kg}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$$

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

$$V_{cr} = 5250.69 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cr} &= 5.25069 \text{ Ton} \\
 V_s &= V_u - V_{CR} = 951.31 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{951.31} = 73.5298 \text{ cm} \\
 S &= d/2 = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Edificio = **113**
 Elemento(s) = **5,6,7,8**

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 M(+)= 2.7 \text{ t.m} &= 270000 \text{ kg.cm} \\
 Mu(+)= 3.8 \text{ t.m} &= 378000 \text{ kg.cm} \\
 378000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 378000 &= 12492144 \cdot q - 6246072 \cdot q^2 \\
 q &= 0.0307312 \\
 p &= 0.0012439 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 3.97656 \text{ cm}^2 \quad \boxed{2 \text{ vars } 5/8"} \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \\
 p_{real} &= 0.00262 \\
 M(-)= 5.3 \text{ t.m} &= 530000 \text{ kg.cm} \\
 Mu(-)= 7.4 \text{ t.m} &= 742000 \text{ kg.cm} \\
 742000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 742000 &= 12492144 \cdot q - 6246072 \cdot q^2 \\
 q &= 0.0612746 \\
 p &= 0.0024802 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 3.97656 \text{ cm}^2 \quad \boxed{2 \text{ vars } 5/8"} \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \\
 p_{real} &= 0.00262
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE





$$V = 3.87 \text{ Ton} = 3870 \text{ Kg}$$

$$Vu = 5.418 \text{ Ton} = 5418 \text{ Kg}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$$

$$V_{cr} = 4765.33 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 4.76533 \text{ Ton}$$

$$V_s = Vu - V_{CR} = 652.67 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{652.67} = 107.175 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 114
Elemento(s) = 5,6,7,8

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 2.4 \text{ t.m} = 244000 \text{ kg.cm}$$

$$Mu(+)= 3.4 \text{ t.m} = 341600 \text{ kg.cm}$$

$$341600 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$341600 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0277297$$

$$p = 0.0011224$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 3.97656 \text{ cm}^2$$

2 vars 5/8"

$$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00262$$

$$M(-)= 4.6 \text{ t.m} = 455000 \text{ kg.cm}$$

$$Mu(-)= 6.4 \text{ t.m} = 637000 \text{ kg.cm}$$

$$637000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$637000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.052363$$

$$p = 0.0021195$$

$p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 3.97656 \text{ cm}^2$ **2 vars 5/8"** $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00262$

DISEÑO A CORTANTE

$V = 3.61 \text{ Ton} = 3610 \text{ Kg}$
 $V_u = 5.054 \text{ Ton} = 5054 \text{ Kg}$

$\frac{L}{h}$	$\frac{600}{60}$	$\frac{10}{cm}$	$> 5cm$
---------------	------------------	-----------------	---------

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$
 $V_{cr} = 4765.33 \text{ Kg}$
 $V_{cr} = 4.76533 \text{ Ton}$
 $V_s = V_u - V_{CR} = 288.67 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{288.67} = 242.32 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$

Rige= 13 cm

Edificio = 122

Elemento(s)= 10,11,14,15,16,18,19,21

DISEÑO A FLEXIÓN

$M(+)= 10 \text{ t.m} = 998000 \text{ kg.cm}$
 $998000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $998000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.0833651$
 $p = 0.0033743$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$

$A_s = 5.10194 \text{ cm}^2$ **4 vars 1/2"** $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00336$

$M(-)= 13 \text{ t.m} = 1258000 \text{ kg.cm}$





$$\begin{aligned}
 1258000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1258000 &= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.1063595 \\
 p &= 0.004305 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 6.5092 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 2 \text{ vars } 5/8'' \\ 1 \text{ vars } 3/4'' \end{array}} \quad A_s = 6.81 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.0045
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 6.55 \text{ Ton} = 6550 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d \quad f^*c$$

$$V_{cr} = 5732.66 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 5.73266 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 817.34 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR \quad A \quad V \quad f_y \quad d}{V_s} = \frac{69949.44}{817.34} = 85.5814 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 \quad A \quad V \quad f_y}{3.5 \quad b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 122
Elemento(s) = 12 13 17 20

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 8.8 \text{ t.m} = 882000 \text{ kg.cm}$$

$$882000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$882000 = 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2$$

$$q = 0.0732901$$

$$p = 0.0029665$$

$$p_{\min} = 0.00263$$

$p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 4.48535 \text{ cm}^2$ **4 vars 1/2"** $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00336$
M(-)= 16 t.m = 1574000 kg.cm
 $1574000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1574000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.1351291$
 $p = 0.0054695$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 8.2699 \text{ cm}^2$ **3 vars 3/4"** $A_s = 8.55 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00565$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 9.58 \text{ Ton} = 9580 \text{ Kg}$
 $\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 < 1$
 $600 = 10 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^*c$

$V_{cr} = 6323.23 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 6.32323 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{cr} = 3256.77 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{3256.77} = 21.4782 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$
 $Rige = 13 \text{ cm}$

Edificio = 123

Elemento(s) = 12 13 17 20

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 6.2 t.m = 624000 kg.cm
 $624000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $624000 = 12492144 q - 6246072 q^2$



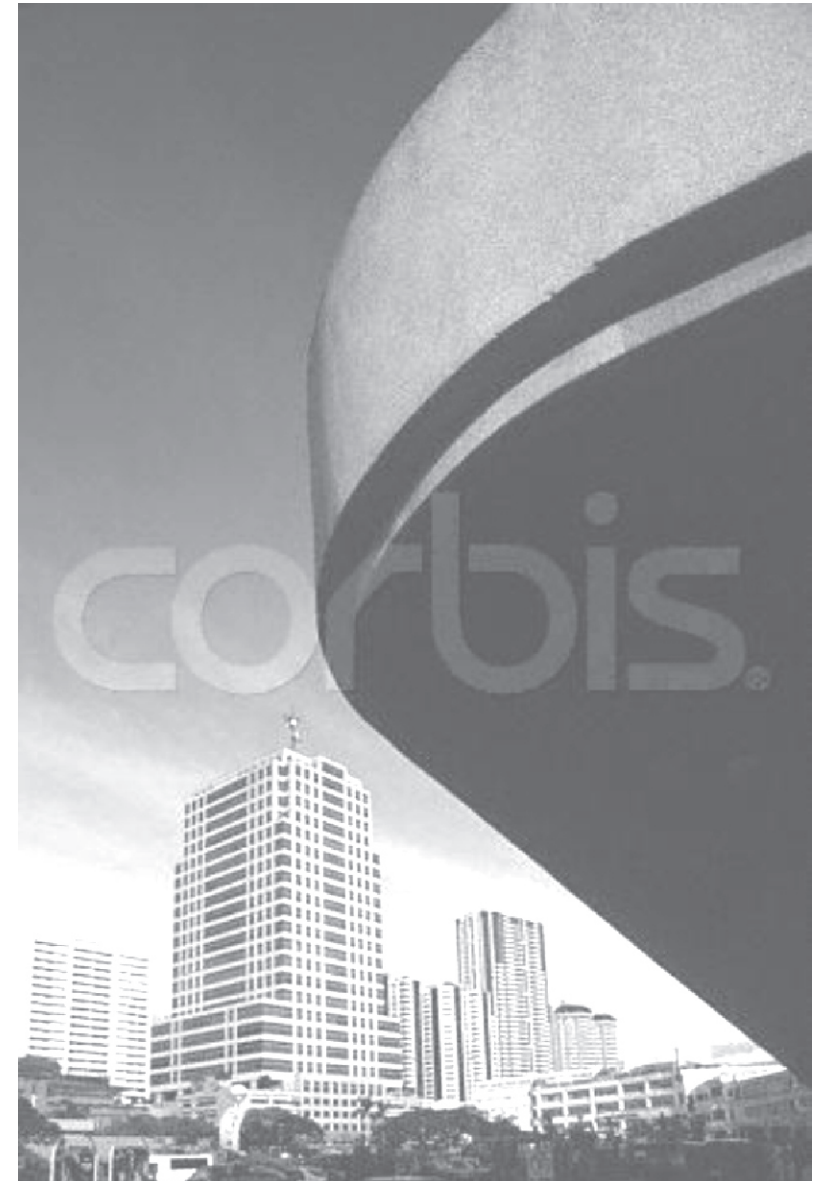


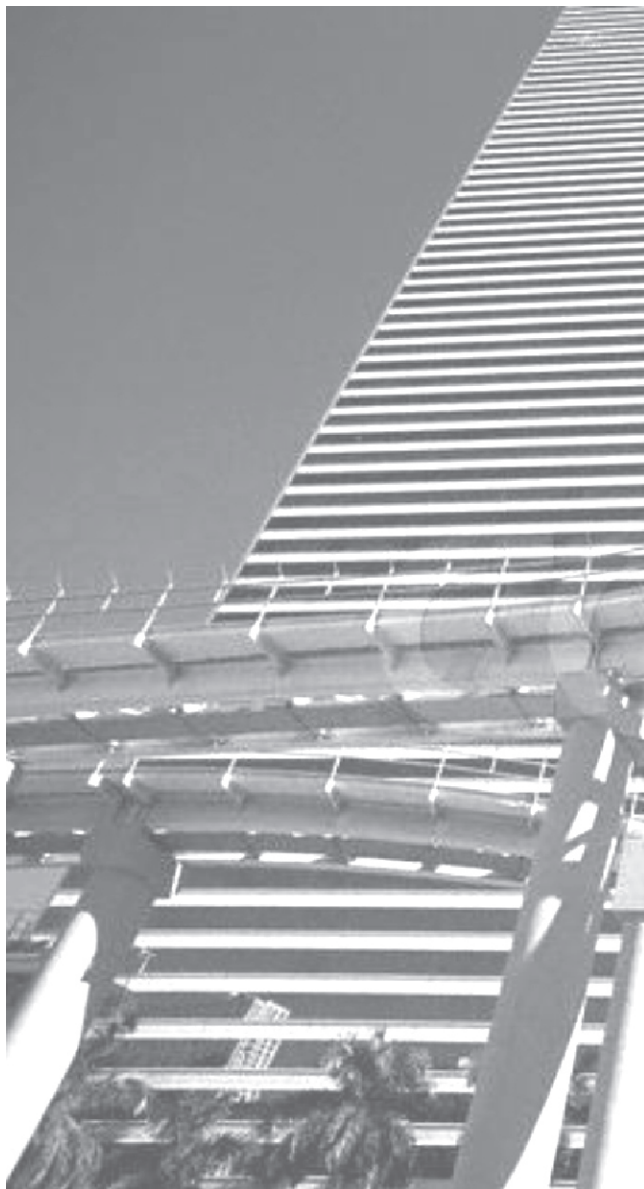
$$\begin{aligned}
 q &= 0.0512655 \\
 p &= 0.002075 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 3.97656 \text{ cm}^2 \quad \boxed{2 \text{ vars } 5/8''} \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00262 \\
 M(-) = 13 \text{ t.m} &= 1256000 \text{ kg.cm} \\
 1256000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1256000 &= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.1061803 \\
 p &= 0.0042978 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 6.49824 \text{ cm}^2 \quad \boxed{1 \text{ vars } 1/2''} \quad A_s = 6.97 \text{ cm}^2 \\
 &\quad \boxed{2 \text{ vars } 3/4''} \\
 p_{\text{real}} &= 0.00461
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE					
$V_u =$	8.38	Ton=	8380	Kg	$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$
$V_{cr} =$	$FR (0.2 + 30p)bd \quad f^*c$				
$V_{cr} =$	5786.96	Kg			
$V_{cr} =$	5.78696	Ton			
$V_s =$	$V_u - V_{CR}$	=	2593.04	kg	
Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$					
$S =$	$\frac{FR \quad A V \quad f_y \quad d}{VS}$	=	$\frac{69949.44}{2593.04}$	26.9759	cm
$S =$	$d/2$	=	27	cm	
$S =$	$\frac{0.8 \quad A V \quad f_y}{3.5 \quad b}$	=	$\frac{1295.36}{98}$	13.218	cm
				Rige=	13 cm

Edificio =	123
Elemento(s) =	10,11,14,15,16,18,19,21

DISEÑO A FLEXIÓN									
M(+)=	6	t.m =	597000	kg.cm					
			597000	.=	(0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)				
			597000	.=	12492144	q -	6246072	q²	
				q=	0.04899				
				p=	0.0019829				
				pmin=	0.00263				
				pmax=	0.01428				
		As =	3.97656	cm²		2 vars 5/8"		As=	3.96 cm²
	preal=	0.00262							
M(-)=	9.3	t.m =	934000	kg.cm					
			934000	.=	(0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)				
			934000	.=	12492144	q -	6246072	q²	
				q=	0.0777929				
				p=	0.0031488				
				pmin=	0.00263				
				pmax=	0.01428				
		As =	4.76092	cm²		4 vars 1/2"		As=	5.08 cm²
	preal=	0.00336							
DISEÑO A CORTANTE									
	Vu =	5.35	Ton=	5350	Kg	$\frac{L}{h}$	$\frac{10}{60}$	cm	> 5cm
							60		
	Vcr =	FR (0.2 + 30p)bd f*c							
	Vcr =	5145.47	Kg						
	Vcr =	5.14547	Ton						
	Vs=	Vu - VCR	=	204.53	kg				
	Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²								
	S=	$\frac{FR}{VS} \frac{A V f_y d}{VS}$	=	$\frac{69949.44}{204.53}$	342.009	cm			
	S=	d/2 =	27	cm					
	S=	$\frac{0.8 AV f_y}{Rige}$	=	$\frac{1295.36}{13}$	13.218	cm		Rige=	13 cm





3.5 b

98

Edificio = 124
Elemento(s)= 10,11,14,15,16,18,19,21

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 4.5 t.m = 446000 kg.cm

$$446000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$446000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0363636$$

$$p = 0.0014719$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 3.97656 \text{ cm}^2$$

2 vars 5/8"

$$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00262$$

M(-)= 7.9 t.m = 790000 kg.cm

$$790000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$790000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0653768$$

$$p = 0.0026462$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 4.00106 \text{ cm}^2$$

2 vars 5/8"

$$A_s = 4.67 \text{ cm}^2$$

1 var 3/8"

$$p_{real} = 0.00309$$

DISEÑO A CORTANTE

$$V_u = 4.8 \text{ Ton} = 4800 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{10 \text{ cm}}{60} = 0.167 > 5 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f'_c$$

$$V_{cr} = 5006.32 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 5.00632 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = -206.32 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{-206.32} = -339.04 \text{ cm}$$

$$S = \frac{d}{2} = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = **124**
 Elemento(s) = **12,13,17,20**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+) = 5.3 t.m = 527000 kg.cm

$$527000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$527000 = 12492144 \cdot q - 6246072 \cdot q^2$$

$$q = 0.043116$$

$$p = 0.0017452$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 3.97656 cm² **2 vars 5/8"** As = 3.96 cm²

preal = 0.00262

M(-) = 11 t.m = 1112000 kg.cm

$$1112000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1112000 = 12492144 \cdot q - 6246072 \cdot q^2$$

$$q = 0.0933754$$

$$p = 0.0037795$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 5.71458 cm² **3 vars 5/8"** As = 5.94 cm²

preal = 0.00393

DISEÑO A CORTANTE

$$V_u = 7.83 \text{ Ton} = 7830 \text{ Kg}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = FR(0.2 + 30p)bd \cdot f'_c$$

$$V_{cr} = 5437.37 \text{ Kg}$$



$$\begin{aligned}
 V_{cr} &= 5.43737 \text{ Ton} \\
 V_s &= V_u - V_{CR} = 2392.63 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{2392.63} = 29.2354 \text{ cm} \\
 S &= \frac{d}{2} = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Edificio = 132
 Elemento(s) = 17,19,26,28,29,32,37,40

DISEÑO A FLEXIÓN

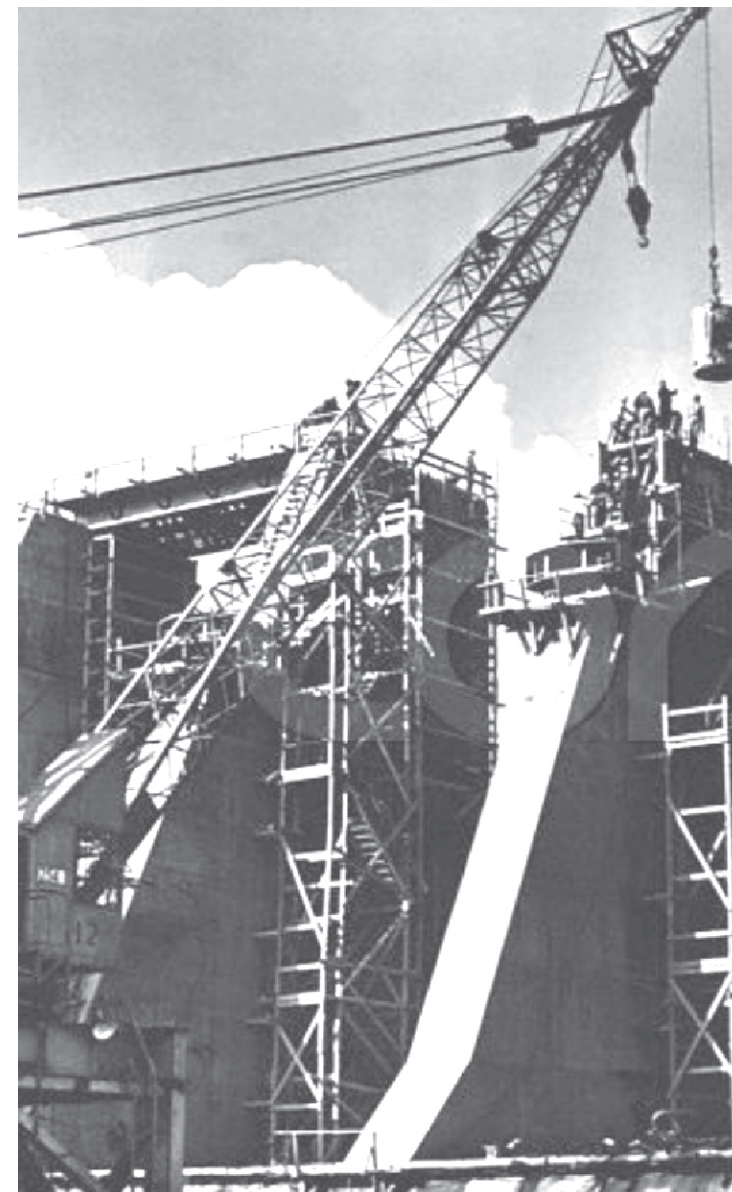
M(+)= 19 t.m = 1851000 kg.cm

$$\begin{aligned}
 1851000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1851000 &= 12492144 - 6246072 q^2 \\
 q &= 0.1611593 \\
 p &= 0.0065231 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 9.86295 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 3 \text{ vars } 3/4'' \\ 1 \text{ vars } 1/2'' \end{array}} \quad A_s = 9.82 \text{ cm}^2 \\
 p_{real} &= 0.00649
 \end{aligned}$$

M(-)= 20 t.m = 1950000 kg.cm

$$\begin{aligned}
 1950000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1950000 &= 12492144 - 6246072 q^2 \\
 q &= 0.1706606 \\
 p &= 0.0069077 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 10.4444 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 3 \text{ vars } 3/4'' \\ 1 \text{ vars } 5/8'' \end{array}} \quad A_s = 10.5 \text{ cm}^2 \\
 p_{real} &= 0.00696
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE



$$V_u = 9.13 \text{ Ton} = 9130 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$$

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

$$V_{cr} = 6995.27 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 6.99527 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 2134.73 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{2134.73} = 32.7673 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad R_{ige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 132

Elemento(s) = 18,27,33,36,

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 9.6 \text{ t.m} = 963000 \text{ kg.cm}$$

$$963000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$963000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0803136$$

$$p = 0.0032508$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 4.91519 \text{ cm}^2$$

4 vars 1/2"

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00336$$

$$M(-)= 15 \text{ t.m} = 1521000 \text{ kg.cm}$$

$$1521000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1521000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1302374$$

$$p = 0.0052715$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 7.97053 \text{ cm}^2$$

2 vars 3/4"

$$A_s = 8.24 \text{ cm}^2$$





2 vars 1/2"

preal= 0.00545

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 6.94 \text{ Ton} = 6940 \text{ Kg}$

$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^*c$

$V_{cr} = 6218.01 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 6.21801 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{CR} = 721.99 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{721.99} = 96.8848 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$

Rige= 13 cm

Edificio = 132

Elemento(s)= 20,22,23,25,30,31,38,39

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 17 t.m = 1666000 kg.cm

$1666000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$

$1666000 = 12492144 q - 6246072 q^2$

$q = 0.1436868$

$p = 0.0058159$

$p_{min} = 0.00263$

$p_{max} = 0.01428$

$A_s = 8.79363 \text{ cm}^2$

4 vars 3/4"

$A_s = 11.4 \text{ cm}^2$

preal= 0.00754

M(-)= 23 t.m = 2262000 kg.cm

$2262000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$

$2262000 = 12492144 q - 6246072 q^2$

$q = 0.2013434$

$p = 0.0081496$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 12.3222 \text{ cm}^2$

2 vars 1"
2 vars 1/2"

$A_s = 12.7 \text{ cm}^2$

$p_{real} = 0.00839$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 12.14 \text{ Ton} = 12140 \text{ Kg}$
 $L = 10 \text{ m}$
 $h = 60 \text{ cm}$
 $600 = 10 > 5 \text{ cm}$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^* c$

$V_{cr} = 7725 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 7.725 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{CR} = 4415.00 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{4415.00} = 15.8436 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$
 $Rige = 13 \text{ cm}$

Edificio = **132**

Elemento(s) = **20,22,23,25,30,31,38,39**

DISEÑO A FLEXIÓN

$M(+)= 17 \text{ t.m} = 1666000 \text{ kg.cm}$
 $1666000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1666000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.1436868$
 $p = 0.0058159$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$

$A_s = 8.79363 \text{ cm}^2$

4 vars 3/4"

$A_s = 11.4 \text{ cm}^2$

$p_{real} = 0.00754$





$$\begin{aligned}
 M(-) &= 23 \text{ t.m} = 2262000 \text{ kg.cm} \\
 &= 2262000 \text{ .} = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &= 2262000 \text{ .} = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.2013434 \\
 p &= 0.0081496 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 12.3222 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 2 \text{ vars } 1'' \\ 2 \text{ vars } 1/2'' \end{array}} \quad A_s = 12.7 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00839
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 12.14 \text{ Ton} = 12140 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^* c$$

$$V_{cr} = 7725 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 7.725 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 4415.00 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{4415.00} = 15.8436 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = **132**
Elemento(s) = **21,24,34,35**

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 M(+) &= 7.3 \text{ t.m} = 729000 \text{ kg.cm} \\
 &= 729000 \text{ .} = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &= 729000 \text{ .} = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.0601667 \\
 p &= 0.0024353 \\
 p_{\min} &= 0.00263
 \end{aligned}$$

$p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 3.97656 \text{ cm}^2$ **2 vars 5/8"** $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00262$
M(-)= 18 t.m = 1807000 kg.cm
 $1807000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1807000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.1569708$
 $p = 0.0063536$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 9.60661 \text{ cm}^2$ **2 vars 1"** $A_s = 10.1 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00671$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 9.74 \text{ Ton} = 9740 \text{ Kg}$
 $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^* c$
 $V_{cr} = 6862.9 \text{ Kg}$
 $V_{cr} = 6.8629 \text{ Ton}$
 $V_s = V_u - V_{CR} = 2877.10 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{2877.10} = 24.3124 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$ $Rige = 13 \text{ cm}$

Edificio = **133**
 Elemento(s) = **17,19,26,28,29,32,37,40**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 12 t.m = 1154000 kg.cm
 $1154000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1154000 = 12492144 q - 6246072 q^2$





$$\begin{aligned}
 q &= 0.0970914 \\
 p &= 0.0039299 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 5.942 \text{ cm}^2 \quad \boxed{3 \text{ vars } 5/8''} \quad A_s = 5.94 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00393 \\
 M(-) &= 14 \text{ t.m} = 1388000 \text{ kg.cm} \\
 1388000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1388000 &= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.1180814 \\
 p &= 0.0047795 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 7.22658 \text{ cm}^2 \quad \boxed{4 \text{ vars } 5/8''} \quad A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00524
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 7.04 \text{ Ton} = 7040 \text{ Kg} \\
 \frac{L}{h} &= \frac{10}{60} = 0.1667 < 1 \quad \text{cm} > 5\text{cm}
 \end{aligned}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd \quad f'_c$$

$$V_{cr} = 6109.4 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 6.1094 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 930.60 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

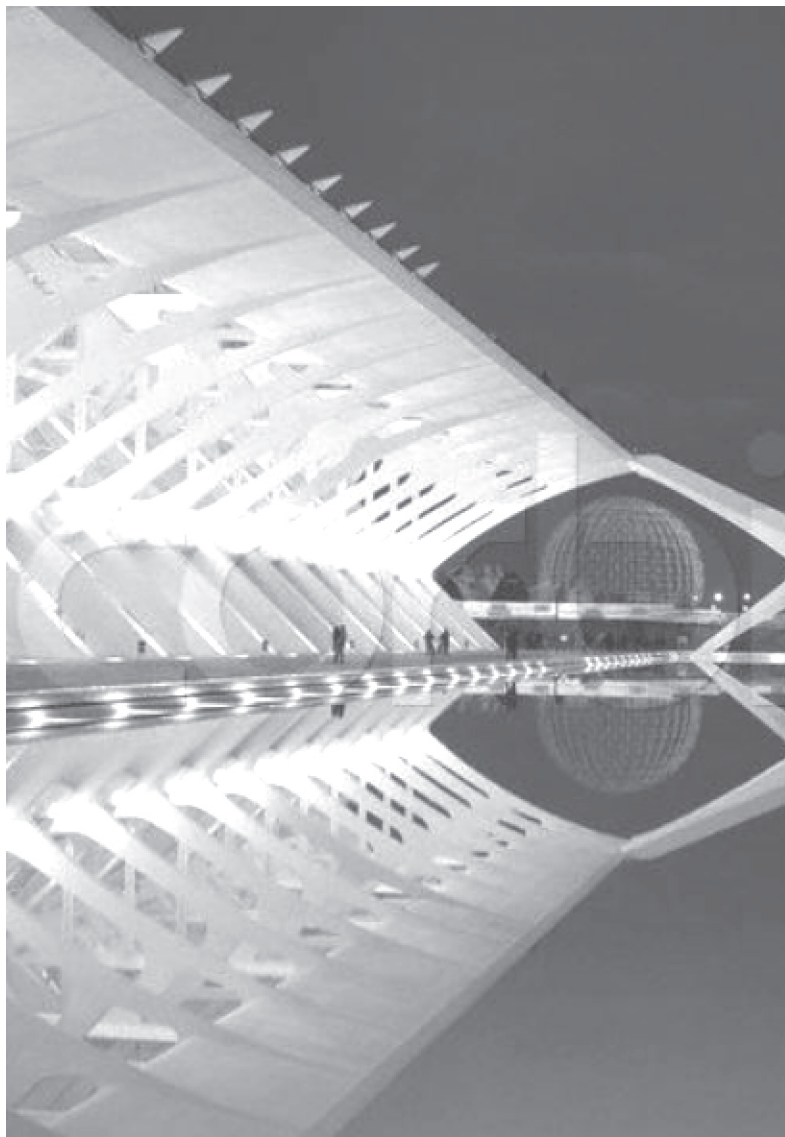
$$S = \frac{FR \quad A \quad V \quad f_y \quad d}{V_s} = \frac{69949.44}{930.60} = 75.1662 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 \quad A \quad V \quad f_y}{3.5 \quad b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 133
Elemento(s) = 18,27,33,36

DISEÑO A FLEXIÓN



$$\begin{aligned}
 M(+)= 5.3 \quad t.m = 533000 \quad \text{kg.cm} \\
 533000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 533000 &.= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.0436181 \\
 p &= 0.0017655 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 3.97656 \quad \text{cm}^2 \quad \boxed{2 \text{ vars } 5/8''} \quad A_s = 3.96 \quad \text{cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00262
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M(-)= 11 \quad t.m = 1097000 \quad \text{kg.cm} \\
 1097000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1097000 &.= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.092052 \\
 p &= 0.0037259 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 5.63358 \quad \text{cm}^2 \quad \boxed{3 \text{ vars } 5/8''} \quad A_s = 5.94 \quad \text{cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00393
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u = 5.52 \quad \text{Ton} = 5520 \quad \text{Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd \quad f^*c$$

$$V_{cr} = 5437.37 \quad \text{Kg}$$

$$V_{cr} = 5.43737 \quad \text{Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 82.63 \quad \text{kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR \quad A \quad V \quad f_y \quad d}{VS} = \frac{69949.44}{82.63} = 846.521 \quad \text{cm}$$

$$S = d/2 = 27 \quad \text{cm}$$

$$S = \frac{0.8 \quad A \quad V \quad f_y}{3.5 \quad b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \quad \text{cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

$$\text{Edificio} = 133$$

Elemento(s)= 20,22,23,25,30,31,38,39

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 10 t.m = 1003000 kg.cm
 1003000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)
 1003000 . = 12492144 q - 6246072 q²
 q = 0.0838018
 p = 0.003392
 pmin = 0.00263
 pmax = 0.01428
 As = 5.12867 cm² **2 vars 3/4"** As = 5.7 cm²
 preal = 0.00377

M(-)= 17 t.m = 1700000 kg.cm
 1700000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)
 1700000 . = 12492144 q - 6246072 q²
 q = 0.1468711
 p = 0.0059448
 pmin = 0.00263
 pmax = 0.01428
 As = 8.98851 cm² **3 vars 3/4"** As = 9.26 cm²
1 var 3/8"
 preal = 0.00612

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 10.05 Ton = 10050 Kg $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$
 Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f*c
 Vcr = 6564.21 Kg
 Vcr = 6.56421 Ton
 Vs = Vu - VCR = 3485.79 kg
 Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²
 S = $\frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{3485.79} = 20.067$ cm





$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A_V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = **133**
 Elemento(s) = **21,24,34,35**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+) = 4.7 t.m = 469000 kg.cm

$$469000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$469000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0382761$$

$$p = 0.0015493$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 3.97656 cm² **2 vars 5/8"** As = 3.96 cm²

preal = 0.00262

M(-) = 14 t.m = 1384000 kg.cm

$$1384000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1384000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1177184$$

$$p = 0.0047648$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 7.20437 cm² **4 vars 5/8"** As = 7.92 cm²

preal = 0.00524

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 8.31 Ton = 8310 Kg

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$$

Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f[']c

Vcr = 6109.4 Kg

Vcr = 6.1094 Ton

Vs = Vu - VCR = 2200.60 kg

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{2200.60} = 31.7866 \text{ cm}$$

$$S = \frac{d}{2} = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 134
Elemento(s) = 17,19,26,28,29,32,37,40

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+) = 8.4 t.m = 838000 kg.cm

$$838000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$838000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0694971$$

$$p = 0.002813$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 4.25322 cm²

3 vars 1/2"
1 var 3/8"

As = 4.52 cm²

M(-) = 11 t.m = 1132000 kg.cm

$$1132000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1132000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0951431$$

$$p = 0.003851$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 5.82275 cm²

3 vars 5/8"

As = 5.94 cm²

preal = 0.00393

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 6.08 Ton = 6080 Kg

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$$





$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f'_c$$

$$V_{cr} = 5437.37 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 5.43737 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 642.63 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{642.63} = 108.848 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = **134**
Elemento(s) = **18,27,33,36**

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 3.6 \text{ t.m} = 364000 \text{ kg.cm}$$

$$364000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$364000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0295757$$

$$p = 0.0011971$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 3.97656 \text{ cm}^2$$

2 vars 5/8"

$$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00262$$

$$M(-)= 9 \text{ t.m} = 904000 \text{ kg.cm}$$

$$904000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$904000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0751924$$

$$p = 0.0030435$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 4.60178 \text{ cm}^2$$

4 vars 1/2"

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00336$$

DISEÑO A CORTANTE

$$Vu = 4.87 \text{ Ton} = 4870 \text{ Kg}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$$

$$Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f'c$$

$$Vcr = 5145.47 \text{ Kg}$$

$$Vcr = 5.14547 \text{ Ton}$$

$$Vs = Vu - VCR = -275.47 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR AV f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{-275.47} = -253.92 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 AV f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad Rige = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 134

Elemento(s) = 20,22,23,25,30,31,38,39

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 7.7 \text{ t.m} = 769000 \text{ kg.cm}$$

$$769000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$769000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0635799$$

$$p = 0.0025735$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$As = 3.97656 \text{ cm}^2$$

2 vars 5/8"

$$As = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00262$$

$$M(-)= 14 \text{ t.m} = 1445000 \text{ kg.cm}$$

$$1445000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1445000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1232705$$

$$p = 0.0049895$$

$$p_{min} = 0.00263$$

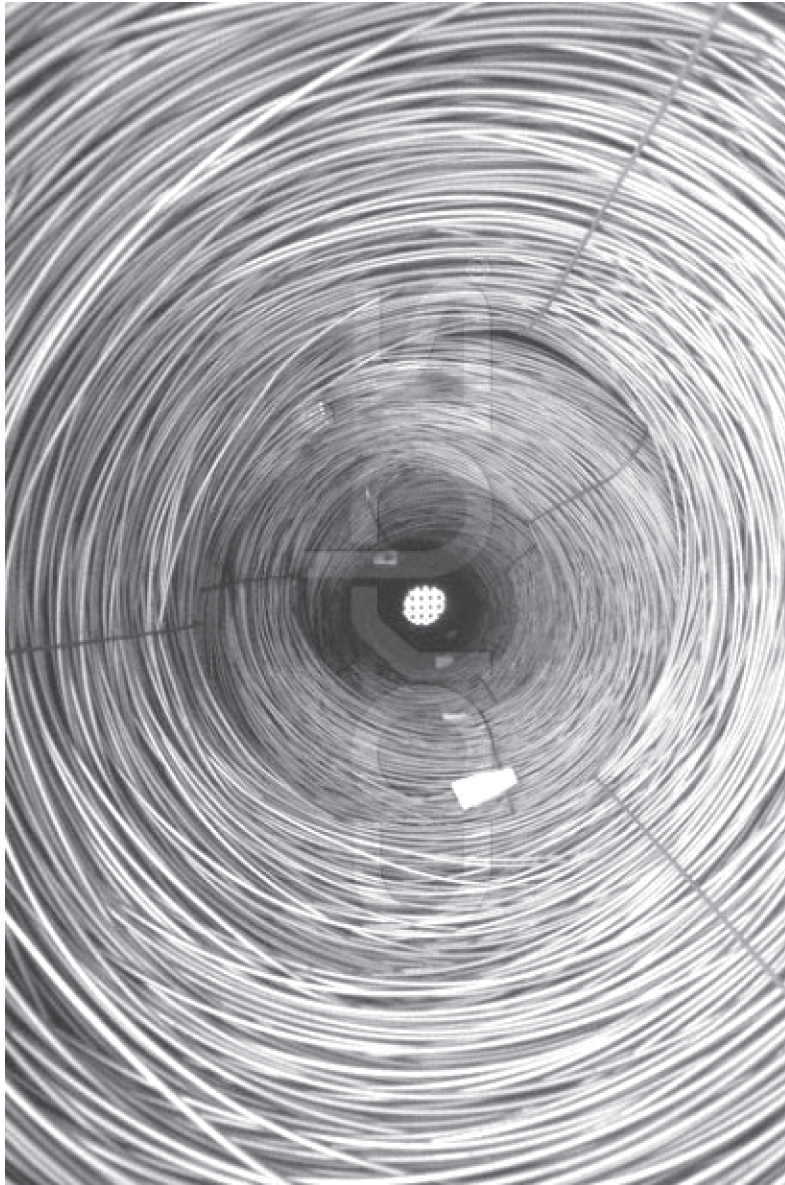
$$p_{max} = 0.01428$$

$$As = 7.54416 \text{ cm}^2$$

4 vars 5/8"

$$As = 7.92 \text{ cm}^2$$





preal= 0.00524

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 9.09 \text{ Ton} = 9090 \text{ Kg}$ $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$

$V_{cr} = 6109.4 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 6.1094 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{CR} = 2980.60 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{2980.60} = 23.4683 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$ Rige= **13 cm**

Edificio = **134**

Elemento(s)= **21,24,34,35**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 3.8 t.m = 383000 kg.cm

383000 . = $(0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$

383000 . = 12492144 q - 6246072 q²

q = 0.0311443

p = 0.0012606

pmin = 0.00263

pmax = 0.01428

As = 3.97656 cm²

2 vars 5/8"

As = 3.96 cm²

preal = 0.00262

M(-)= 12 t.m = 1191000 kg.cm

1191000 . = $(0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$

1191000 . = 12492144 q - 6246072 q²

q = 0.1003778

p = 0.0040629

pmin = 0.00263

pmax= 0.01428

As = 6.14312 cm²

2 vars 5/8"

As= 6.5 cm²

2 var 1/2"

preal= 0.0043

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 7.67 Ton= 7670 Kg $\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 < 0.2$ 600= 10 cm > 5cm

Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f'c

Vcr = 5627.44 Kg

Vcr = 5.62744 Ton

Vs= Vu - VCR = 2042.56 kg

Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²

S= $\frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{2042.56} = 34.2459$ cm

S= d/2 = 27 cm

S= $\frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218$ cm Rige= 13 cm

Edificio = 142

Elemento(s)= 26,29,42,45,46,50,61,65

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 28 t.m = 2835000 kg.cm

2835000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)

2835000 . = 12492144 q - 6246072 q²

q= 0.2610042

p= 0.0105645

pmin= 0.00263

pmax= 0.01428

As = 15.9735 cm²

2 vars 1"

As= 17.9 cm²

2 vars 7/8"

preal= 0.01184

M(-)= 27 t.m = 2712000 kg.cm



$$\begin{aligned}
 2712000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 2712000 &.= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.2477985 \\
 p &= 0.0100299 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 15.1653 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 2 \text{ vars } 1'' \\ 2 \text{ var } 3/4'' \end{array}} \quad A_s = 15.8 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$p_{\text{real}} = 0.01048$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 12.04 \text{ Ton} = 12040 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd \quad f^*c$$

$$V_{cr} = 8797.54 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 8.79754 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 3242.46 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{FR \quad A \quad V \quad f_y \quad d}{VS} = \frac{69949.44}{3242.46} = 21.573 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0.8 \quad A \quad V \quad f_y}{3.5 \quad b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Edificio = 142

Elemento(s) = 27,28,43,44,51,55,56,60

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 15 \text{ t.m} = 1544000 \text{ kg.cm}$$

$$1544000 . = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1544000 . = 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2$$

$$q = 0.1323568$$

$$p = 0.0053573$$

$$p_{\min} = 0.00263$$





$$\begin{aligned}
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 8.10024 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 2 \text{ vars } 3/4'' \\ 2 \text{ vars } 1/2'' \end{array}} \quad A_s = 8.24 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00545 \\
 M(-) = 21 \text{ t.m} &= 2132000 \text{ kg.cm} \\
 2132000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 2132000 &.= 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.1884179 \\
 p &= 0.0076264 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 11.5312 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 2 \text{ vars } 1'' \\ 2 \text{ var } 3/8'' \end{array}} \quad A_s = 11.6 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00765
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 8.93 \text{ Ton} = 8930 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 600 > 5 \text{ cm} \\
 V_{cr} &= FR (0.2 + 30p)bd f^*c \\
 V_{cr} &= 7344.86 \text{ Kg} \\
 V_{cr} &= 7.34486 \text{ Ton} \\
 V_s &= V_u - V_{CR} = 1585.14 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{1585.14} = 44.1282 \text{ cm} \\
 S &= d/2 = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 AV f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Edificio = **142**
 Elemento(s) = **30,33,34,37,38,41,47,48,49,62,63,64**

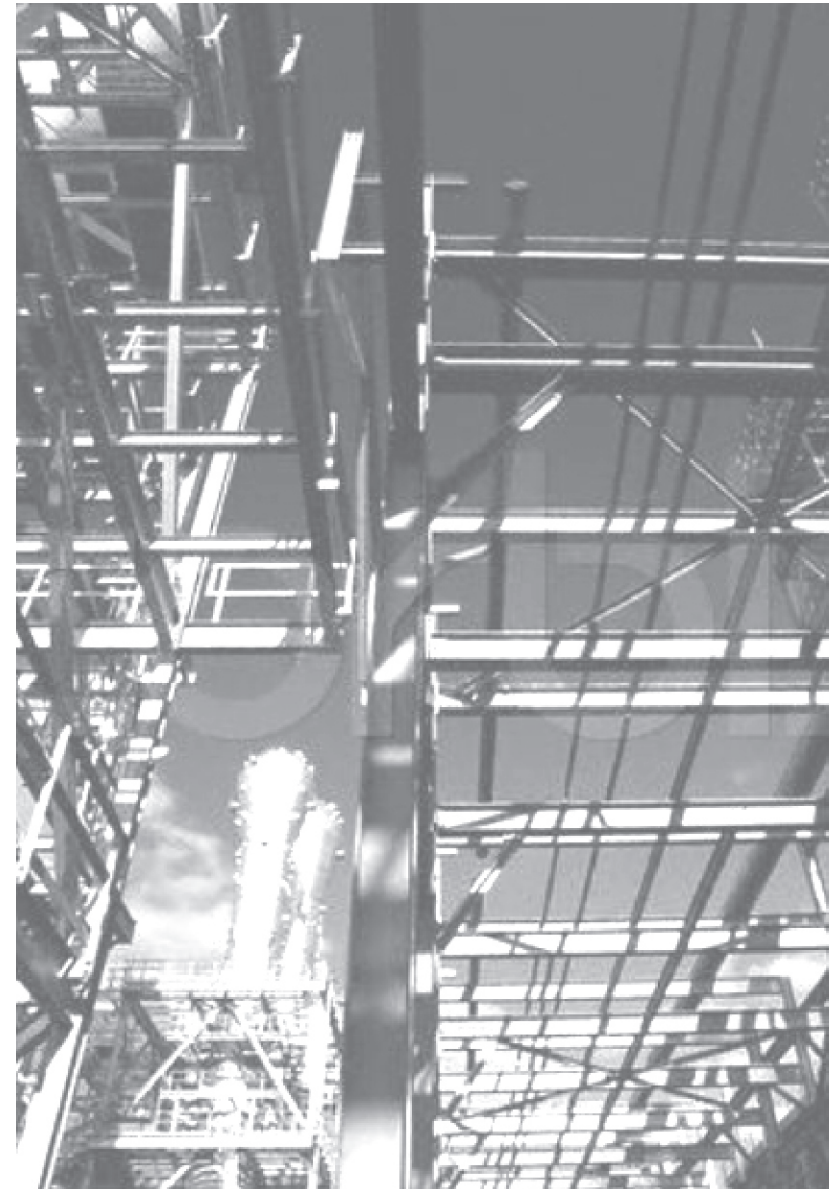
DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+) = 27 \text{ t.m} = 2651000 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned}
 2651000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 2651000 &.= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.2413346 \\
 p &= 0.0097683 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 14.7697 \text{ cm}^2 \quad \boxed{3 \text{ vars } 1''} \quad A_s = 15.2 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.01006 \\
 M(-) = 30 \quad t.m &= 3028000 \text{ kg.cm} \\
 3028000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 3028000 &.= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.282215 \\
 p &= 0.011423 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 17.2716 \text{ cm}^2 \quad \boxed{4 \text{ vars } 1''} \quad A_s = 20.3 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.01341
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 15.07 \text{ Ton} = 15070 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{60} = \frac{10}{1} > 5 \\
 V_{cr} &= FR (0.2 + 30p)bd f'_c \\
 V_{cr} &= 10304.5 \text{ Kg} \\
 V_{cr} &= 10.3045 \text{ Ton} \\
 V_s &= V_u - V_{cr} = 4765.47 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{4765.47} = 14.6784 \text{ cm} \\
 S &= d/2 = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$





Edificio = 142

Elemento(s)= 31,32,35,36,39,40,52,53,54,57,58,59

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 13 t.m = 1254000 kg.cm
 1254000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)
 1254000 . = 12492144 q - 6246072 q²
 q = 0.1060012
 p = 0.0042905
 pmin = 0.00263
 pmax = 0.01428
 As = 6.48727 cm² **2 vars 5/8"** As = 6.5 cm²
2 vars 1/2"
 preal = 0.0043
M(-)= 24 t.m = 2406000 kg.cm
 2406000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)
 2406000 . = 12492144 q - 6246072 q²
 q = 0.2159095
 p = 0.0087392
 pmin = 0.00263
 pmax = 0.01428
 As = 13.2137 cm² **2 vars 1"** As = 14.1 cm²
2 vars 5/8"
 preal = 0.00933

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 11.7 Ton = 11700 Kg $\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 > 5cm$
 Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f*c
 Vcr = 8206.96 Kg
 Vcr = 8.20696 Ton
 Vs = Vu - VCR = 3493.04 kg

Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²

S = $\frac{FR}{A V f_y d} = \frac{69949.44}{20.0254} cm$

VS	3493.04		
S= d/2 =	27 cm		
S= 0.8 AV fy =	1295.36	13.218 cm	Rige= 13 cm
3.5 b	98		

Edificio = 143
 Elemento(s)= 26,29,42,45,46,50,61,65

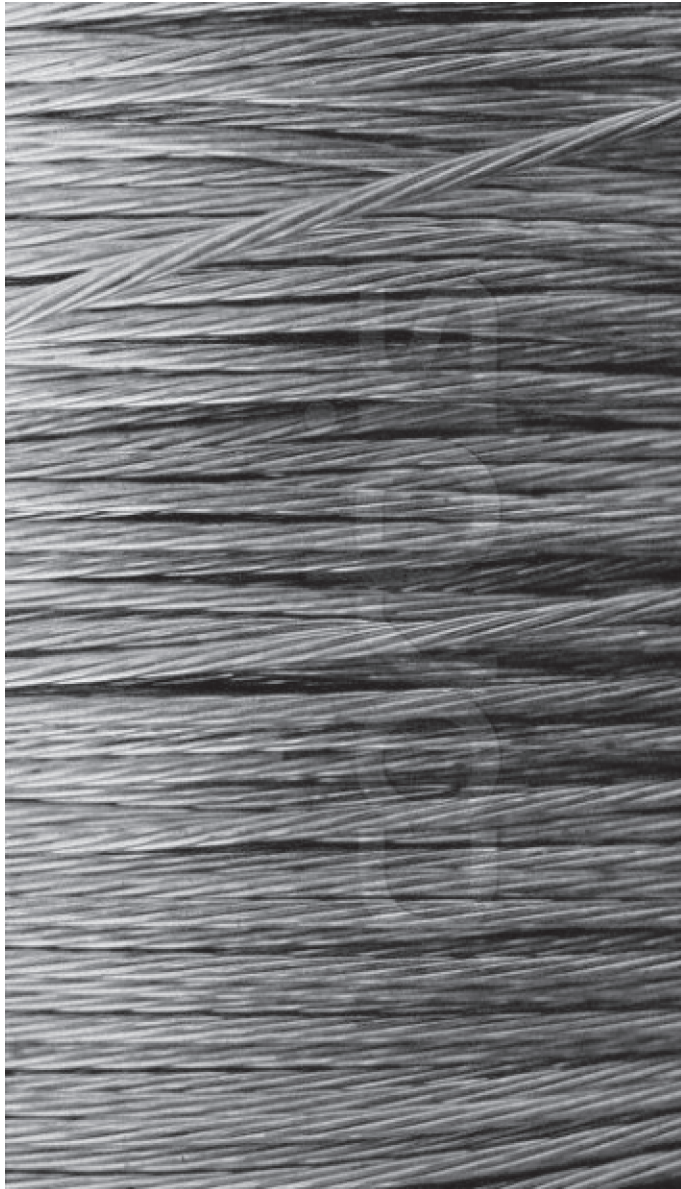
DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 18 t.m = 1800000 kg.cm
 1800000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)
 1800000 . = 12492144 q - 6246072 q²
 q = 0.1563064
 p = 0.0063267
 pmin = 0.00263
 pmax = 0.01428
 As = 9.56595 cm² **2 vars 3/4"** As = 9.66 cm²
2 vars 5/8"
 preal = 0.00639
M(-)= 19 t.m = 1889000 kg.cm
 1889000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)
 1889000 . = 12492144 q - 6246072 q²
 q = 0.1647935
 p = 0.0066702
 pmin = 0.00263
 pmax = 0.01428
 As = 10.0854 cm² **2 vars 1"** As = 10.1 cm²
 preal = 0.00671

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 8.95 Ton = 8950 Kg $\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 > 5cm$
 Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f*c
 Vcr = 6862.9 Kg





$$\begin{aligned}
 V_{cr} &= 6.8629 \text{ Ton} \\
 V_s &= V_u - V_{CR} = 2087.10 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{2087.10} = 33.5151 \text{ cm} \\
 S &= \frac{d}{2} = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Edificio = **143**
 Elemento(s) = **27,28,43,44,51,55,56,60**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+) = 9.1 t.m = 913000 kg.cm

$$\begin{aligned}
 913000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 913000 &= 12492144q - 6246072q^2 \\
 q &= 0.0759718 \\
 p &= 0.003075 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 4.64947 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2 vars 5/8"
1 vars 3/8"

As = 4.67 cm²

preal = 0.00309

M(-) = 15 t.m = 1493000 kg.cm

$$\begin{aligned}
 1493000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1493000 &= 12492144q - 6246072q^2 \\
 q &= 0.1276642 \\
 p &= 0.0051674 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 7.81305 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2 vars 3/4"
2 vars 1/2"

As = 8.24 cm²

preal = 0.00545

DISEÑO A CORTANTE

$$Vu = 6.81 \text{ Ton} = 6810 \text{ Kg}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$$

$$Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$$

$$Vcr = 6218.01 \text{ Kg}$$

$$Vcr = 6.21801 \text{ Ton}$$

$$Vs = Vu - VCR = 591.99 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{591.99} = 118.161 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 143

Elemento(s) = 30,33,34,37,38,41,47,48,49,62,63,64

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 16 \text{ t.m} = 1619000 \text{ kg.cm}$$

$$1619000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1619000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1393043$$

$$p = 0.0056385$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$As = 8.52542 \text{ cm}^2$$

3 vars 3/4"

$$As = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00565$$

$$M(-)= 22 \text{ t.m} = 2205000 \text{ kg.cm}$$

$$2205000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$2205000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1956505$$

$$p = 0.0079192$$

$$p_{min} = 0.00263$$

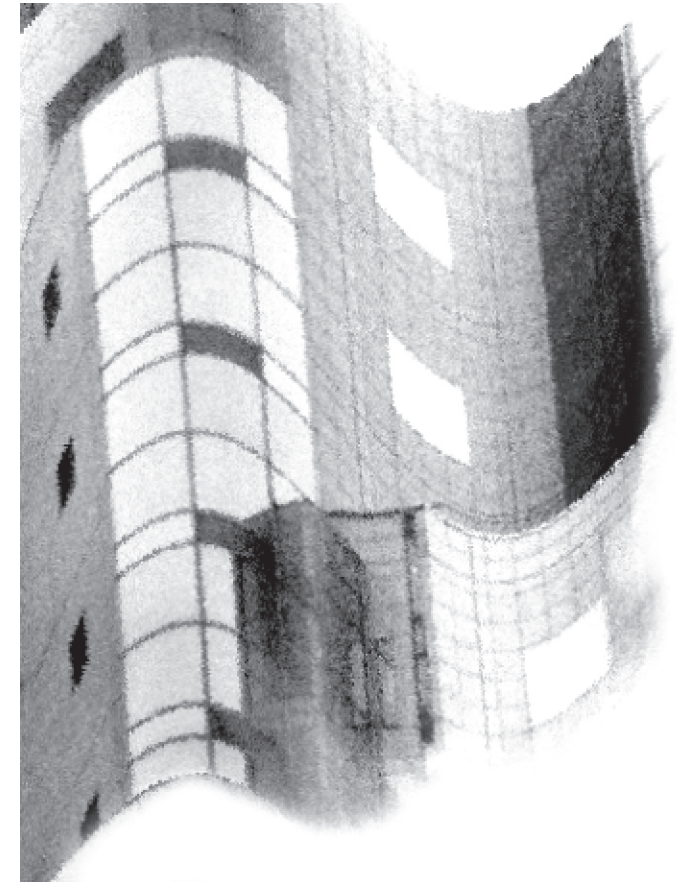
$$p_{max} = 0.01428$$

$$As = 11.9738 \text{ cm}^2$$

2 vars 1"

2 vars 5/8"

$$As = 12.1 \text{ cm}^2$$





preal= 0.00802

DISEÑO A CORTANTE

$$Vu = 11.97 \text{ Ton} = 11970 \text{ Kg}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$$

$$Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$$

$$Vcr = 7534.93 \text{ Kg}$$

$$Vcr = 7.53493 \text{ Ton}$$

$$Vs = Vu - VCR = 4435.07 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{4435.07} = 15.7719 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$$

Rige= 13 cm

Edificio = 143

Elemento(s)= 31,32,35,36,39,40,52,53,54,57,58,59

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 7 \text{ t.m} = 703000 \text{ kg.cm}$$

$$703000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$703000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0579547$$

$$p = 0.0023458$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$As = 3.97656 \text{ cm}^2$$

2 vars 5/8"

$$As = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$preal = 0.00262$$

$$M(-)= 18 \text{ t.m} = 1768000 \text{ kg.cm}$$

$$1768000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1768000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1532757$$

$p = 0.006204$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 9.38047 \text{ cm}^2$

2 vars 3/4"
2 vars 5/8"

$A_s = 9.68 \text{ cm}^2$

$p_{real} = 0.0064$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 9.58 \text{ Ton} = 9580 \text{ Kg}$
 $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^*c$

$V_{cr} = 6706.77 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 6.70677 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{CR} = 2873.23 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{2873.23} = 24.3452 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$
 $Rige = 13 \text{ cm}$

Edificio = **144**

Elemento(s) = **26,29,42,45,46,50,61,65**

DISEÑO A FLEXIÓN

$M(+)= 13 \text{ t.m} = 1330000 \text{ kg.cm}$

$1330000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$

$1330000 = 12492144 q - 6246072 q^2$

$q = 0.1128325$

$p = 0.004567$

$p_{min} = 0.00263$

$p_{max} = 0.01428$

$A_s = 6.90535 \text{ cm}^2$

2 vars 3/4"
1 var 1/2

$A_s = 6.97 \text{ cm}^2$





$$\begin{aligned}
 \text{preal} &= 0.00461 \\
 \mathbf{M(-)} &= 15 \text{ t.m} = 1515000 \text{ kg.cm} \\
 &= 1515000 \text{ .} = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &= 1515000 \text{ .} = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 &= 0.1296854 \\
 &= 0.0052492 \\
 &= 0.00263 \\
 &= 0.01428 \\
 \text{As} &= 7.93674 \text{ cm}^2 \quad \boxed{2 \text{ vars } 3/4''} \quad \text{As} = 8.24 \text{ cm}^2 \\
 & \quad \boxed{2 \text{ vars } 1/2''}
 \end{aligned}$$

$$\text{preal} = 0.00545$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 \text{Vu} &= 7.54 \text{ Ton} = 7540 \text{ Kg} \\
 \frac{L}{h} &= \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Vcr} = \text{FR} (0.2 + 30p)bd \text{ f}^*c$$

$$\text{Vcr} = 6218.01 \text{ Kg}$$

$$\text{Vcr} = 6.21801 \text{ Ton}$$

$$\text{Vs} = \text{Vu} - \text{VCR} = 1321.99 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 \text{S} &= \frac{\text{FR} \text{ A V } f_y d}{\text{VS}} = \frac{69949.44}{1321.99} = 52.9124 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\text{S} = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{S} &= \frac{0.8 \text{ AV } f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \\
 \text{Rige} &= 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Edificio = **144**
Elemento(s) = **27,28,43,44,51,55,56,60**

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M(+)} &= 6.3 \text{ t.m} = 626000 \text{ kg.cm} \\
 &= 626000 \text{ .} = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &= 626000 \text{ .} = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 &= 0.0514342
 \end{aligned}$$

$p = 0.0020819$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 3.97656 \text{ cm}^2$ **2 vars 5/8"** $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00262$
M(-)= 12 $t.m = 1203600 \text{ kg.cm}$
 $1203600 := (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1203600 := 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2$
 $q = 0.1014996$
 $p = 0.0041083$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 6.21178 \text{ cm}^2$ **2 vars 3/4"**
1 vars 3/8" $A_s = 6.41 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00424$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 5.85 \text{ Ton} = 5850 \text{ Kg}$ $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$
 $V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$
 $V_{cr} = 5596.89 \text{ Kg}$
 $V_{cr} = 5.59689 \text{ Ton}$
 $V_s = V_u - V_{CR} = 253.11 \text{ kg}$
 Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
 $S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{253.11} = 276.362 \text{ cm}$
 $S = d/2 = 27 \text{ cm}$
 $S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$ $Rige = 13 \text{ cm}$

Edificio = **144**
 Elemento(s)= **30,33,34,37,38,41,47,48,49,62,63,64**





DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)=	12	t.m =	1155000	kg.cm					
			1155000	.	=	(0.9)(28)(54) ² (170)q(1 - 0.5q)			
			1155000	.	=	12492144	q -	6246072	q ²
				q=		0.0971801			
				p=		0.0039335			
				pmin=		0.00263			
				pmax=		0.01428			
		As =	5.94742	cm ²			3 vars 5/8"	As=	5.94 cm ²
		preal=	0.00393						
M(-)=	18	t.m =	1830000	kg.cm					
			1830000	.	=	(0.9)(28)(54) ² (170)q(1 - 0.5q)			
			1830000	.	=	12492144	q -	6246072	q ²
				q=		0.1591576			
				p=		0.0064421			
				pmin=		0.00263			
				pmax=		0.01428			
		As =	9.74045	cm ²			2 vars 1"	As=	10.1 cm ²
		preal=	0.00671						

DISEÑO A CORTANTE

Vu =	10.56	Ton=	10560	Kg	$\frac{L}{h}$	$\frac{10}{60}$	cm	> 5cm
Vcr =	FR (0.2 + 30p)bd f*c							
Vcr =	6862.9	Kg						
Vcr =	6.8629	Ton						
Vs=	Vu - VCR	=	3697.10	kg				
Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²								
S=	$\frac{FR}{VS}$	$\frac{AV fy d}{VS}$	=	$\frac{69949.44}{3697.10}$	18.9201	cm		
S=	d/2 =	27	cm					
S=	$\frac{0.8 AV fy}{3.5 b}$	=	$\frac{1295.36}{98}$	13.218	cm	Rige=	13 cm	

Edificio = 144

Elemento(s)= 31,32,35,36,39,40,52,53,54,57,58,59

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 5.3 t.m = 530000 kg.cm
 $530000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $530000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.043367$
 $p = 0.0017553$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 3.97656 \text{ cm}^2$ **2 vars 5/8"** $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00262$

M(-)= 15 t.m = 1478000 kg.cm
 $1478000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1478000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.1262888$
 $p = 0.0051117$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 7.72887 \text{ cm}^2$ **2 vars 3/4"**
2 vars 1/2" $A_s = 8.24 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00545$

DISEÑO A CORTANTE

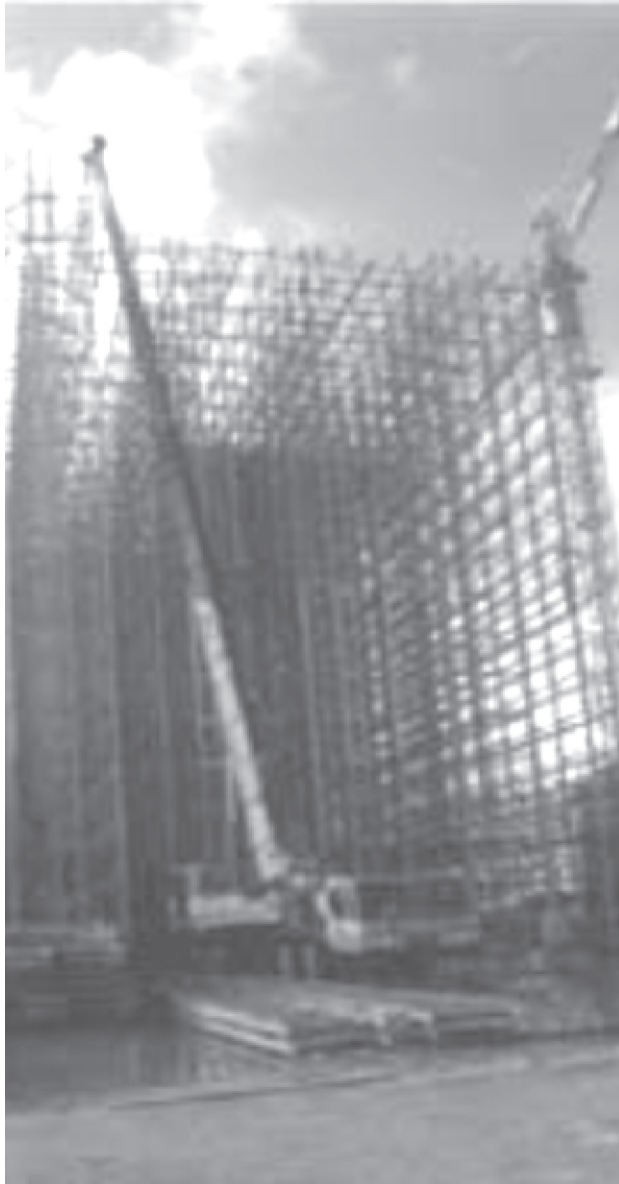
$V_u = 8.62 \text{ Ton} = 8620 \text{ Kg}$ $\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 600 > 5cm$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$
 $V_{cr} = 6218.01 \text{ Kg}$
 $V_{cr} = 6.21801 \text{ Ton}$
 $V_s = V_u - V_{CR} = 2401.99 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{2401.99} = 29.1215 \text{ cm}$





$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 AV f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 152
 Elemento(s) = 37,41,62,66,67,72,91,96

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+) 40 t.m = 3989000 kg.cm

$$3989000 = (0.9)(33)(63)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$3989000 = 20039481 q - 1E+07 q^2$$

$$q = 0.2241869$$

$$p = 0.0090742$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 18.8653 cm² **4 vars 1"** As = 20.3 cm²

preal = 0.00975

M(-) 36 t.m = 3607000 kg.cm

$$3607000 = (0.9)(33)(63)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$3607000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1999934$$

$$p = 0.008095$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 16.8294 cm² **2 vars 1"** As = 17.9 cm²

2 vars 7/8"

preal = 0.00861

DISEÑO A CORTANTE

$$Vu = 15.46 \text{ Ton} = 15460 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{70} = 8.57 > 5 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f'_c$$

$$V_{cr} = 10779.7 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 10.7797 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 4680.30 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{81607.68}{4680.30} = 17.4364 \text{ cm}$$

$$S = \frac{d}{2} = 31.5 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{115.5} = 11.2152 \text{ cm} \quad R_{ige} = 11 \text{ cm}$$

Edificio = **152**
 Elemento(s) = **38,40,63,65,73,78,85**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 22 t.m = 2179000 kg.cm

$$2179000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$2179000 = 12492144q - 6246072q^2$$

$$q = 0.1930671$$

$$p = 0.0078146$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 11.8157 cm²

2 vars 5/8"
2 vars 1"

As = 12.1 cm²

preal = 0.00802

M(-)= 27 t.m = 2747000 kg.cm

$$2747000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$2747000 = 12492144q - 6246072q^2$$

$$q = 0.2515325$$

$$p = 0.0101811$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 15.3938 cm²

2 vars 3/4"
2 vars 1"

As = 15.8 cm²

preal = 0.01048





DISEÑO A CORTANTE

$$V_u = 11.01 \text{ Ton} = 11010 \text{ Kg} \quad \frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^* c$$

$$V_{cr} = 8797.54 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 8.79754 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 2212.46 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{2212.46} = 31.6161 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 152
Elemento(s) = 39,64,79,84

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 21 \text{ t.m} = 2114000 \text{ kg.cm}$$

$$2114000 . = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$2114000 . = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2$$

$$q = 0.1866444$$

$$p = 0.0075547$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$A_s = 11.4226 \text{ cm}^2$$

2 vars 3/8"

$$A_s = 11.6 \text{ cm}^2$$

2 vars 1"

$$p_{real} = 0.00765$$

$$M(-)= 26 \text{ t.m} = 2596000 \text{ kg.cm}$$

$$2596000 . = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$2596000 . = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2$$

$$q = 0.2355533$$

$$p = 0.0095343$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 14.4159 cm²

2 vars 3/4"
2 vars 1"

As= 15.8 cm²

preal= 0.01048

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 10.65 Ton = 10650 Kg $\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 < 1$

Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f*c

Vcr = 8797.54 Kg

Vcr = 8.79754 Ton

Vs= Vu - VCR = 1852.46 kg

Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²

S= $\frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS}$ = $\frac{69949.44}{1852.46}$ = 37.7603 cm

S= d/2 = 27 cm

S= $\frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b}$ = $\frac{1295.36}{98}$ = 13.218 cm Rige= 13 cm

Edificio = 152

Elemento(s)= 42,46,47,51,52,56,57,61,68,69,70,71,92,93,94,95

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 38 t.m = 3809000 kg.cm
 $3809000 = (0.9)(33)(63)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $3809000 = 20039481 q - 1E+07 q^2$
 $q = 0.2126942$
 $p = 0.0086091$
 $pmin = 0.00263$
 $pmax = 0.01428$

As = 17.8982 cm²

4 vars 1"

As= 20.3 cm²

preal= 0.00975

M(-)= 39 t.m = 3924000 kg.cm
 $3924000 = (0.9)(33)(63)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $3924000 = 12492144 q - 6246072 q^2$





q= 0.2200172
p= 0.0089055
pmin= 0.00263
pmax= 0.01428

As = 18.5145 cm²
preal= 0.00975

4 vars 1"

As= 20.3 cm²

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 18.49 Ton= 18490 Kg $\frac{L}{h} = \frac{600}{70} = 8.57 > 5\text{cm}$

Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f^c

Vcr = 11587.5 Kg

Vcr = 11.5875 Ton

Vs= Vu - VCR = 6902.50 kg

Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²

S= $\frac{FR AV fy d}{VS} = \frac{81607.68}{6902.50} = 11.8229 \text{ cm}$

S= d/2 = 31.5 cm

S= $\frac{0.8 AV fy}{3.5 b} = \frac{1295.36}{115.5} = 11.2152 \text{ cm}$ Rige= 11 cm

Edificio = 152

Elemento(s)= 43,45,48,50,53,55,58,60,74,75,76,77,86,87,88,89

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 19 t.m = 1889000 kg.cm

1889000 . = (0.9)(28)(54)²(170)q(1 - 0.5q)

1889000 . = 12492144 q - 6246072 q²

q= 0.1647935

p= 0.0066702

pmin= 0.00263

pmax= 0.01428

As = 10.0854 cm²
preal= 0.00671

2 vars 1"

As= 10.1 cm²

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 30 \text{ t.m} = 3024000 \text{ kg.cm} \\
 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &= 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.281769 \\
 p &= 0.0114049 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428
 \end{aligned}$$

$$A_s = 17.2443 \text{ cm}^2$$

4 vars 1"

$$A_s = 20.3 \text{ cm}^2$$

$$p_{\text{real}} = 0.01341$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 13.79 \text{ Ton} = 13790 \text{ Kg} \\
 L &= 10 \text{ m} > 5 \text{ m} \\
 h &= 60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$$

$$V_{cr} = 10304.5 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 10.3045 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 3485.47 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{3485.47} = 20.0688 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 152

Elemento(s) = 44,49,54,59,80,81,82,83,90

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 M(+) &= 18 \text{ t.m} = 1835000 \text{ kg.cm} \\
 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &= 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.1596338 \\
 p &= 0.0064614 \\
 p_{\min} &= 0.00263
 \end{aligned}$$





$$\begin{aligned}
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 9.76959 \text{ cm}^2 & \boxed{2 \text{ vars } 1''} & \quad A_s = 10.1 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00671 \\
 M(-) = 29 \text{ t.m} &= 2874000 \text{ kg.cm} \\
 2874000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 2874000 &= 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.265241 \\
 p &= 0.0107359 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 16.2327 \text{ cm}^2 & \boxed{4 \text{ vars } 1''} & \quad A_s = 20.3 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.01341
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 13.45 \text{ Ton} = 13450 \text{ Kg} & \frac{L}{h} &= \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm} \\
 V_{cr} &= FR (0.2 + 30p)bd \text{ f}'c \\
 V_{cr} &= 10304.5 \text{ Kg} \\
 V_{cr} &= 10.3045 \text{ Ton} \\
 V_s &= V_u - V_{cr} = 3145.47 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{3145.47} = 22.2381 \text{ cm} \\
 S &= d/2 = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} & \text{Rige} &= 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

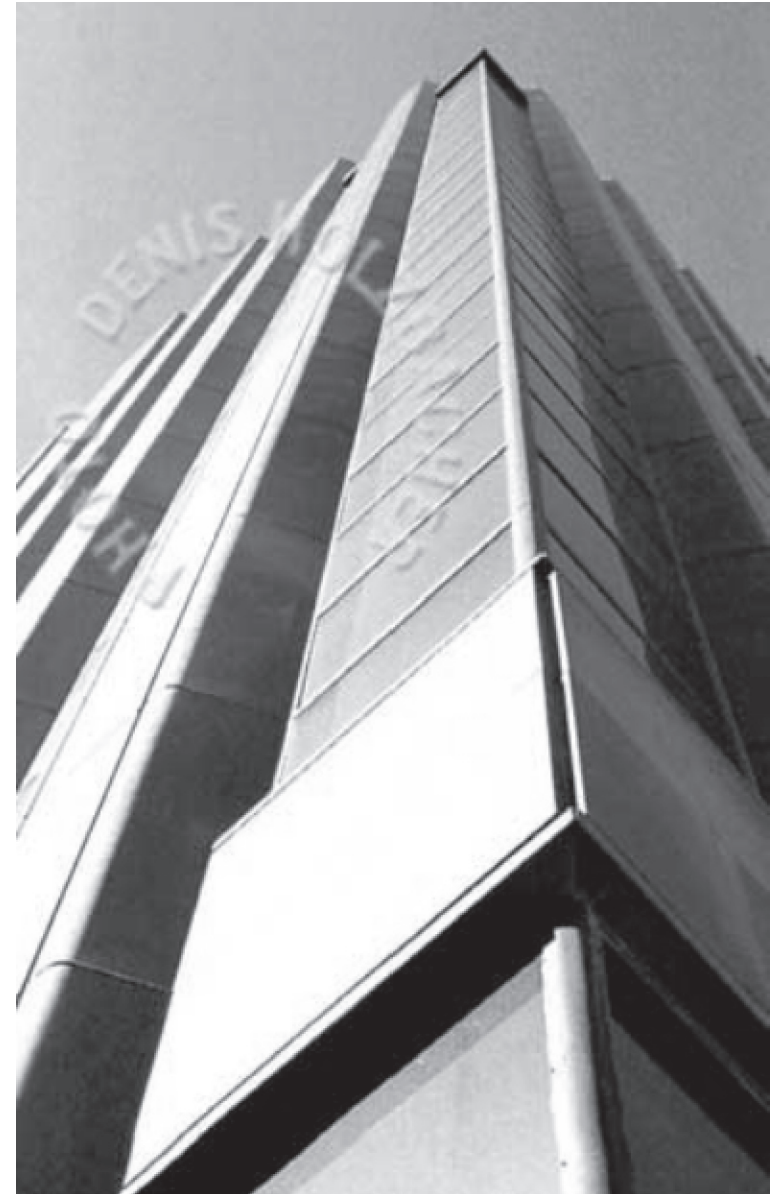
Edificio = 153
Elemento(s) = 37,41,62,66,67,72,91,96

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 M(+) = 26 \text{ t.m} &= 2558000 \text{ kg.cm} \\
 2558000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 2558000 &= 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 0.2315843 \\
 p &= 0.0093737 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 14.173 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 2 \text{ vars } 1'' \\ 2 \text{ vars } 3/4'' \end{array}} \quad A_s = 15.8 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.01048 \\
 M(-) = 25 \text{ t.m} &= 2477000 \text{ kg.cm} \\
 2477000 &= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 2477000 &= 12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2 \\
 q &= 0.2231919 \\
 p &= 0.009034 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 13.6593 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\begin{array}{l} 2 \text{ vars } 1'' \\ 2 \text{ vars } 5/8'' \end{array}} \quad A_s = 14.1 \text{ cm}^2 \\
 p_{\text{real}} &= 0.00933
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE									
Vu =	11.19	Ton=	11190	Kg	$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10$	cm	> 5cm		
Vcr =	FR (0.2 + 30p)bd f*c								
Vcr =	8206.96 Kg								
Vcr =	8.20696 Ton								
Vs=	Vu - VCR = 2983.04 kg								
Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²									
S=	FR AV fy d =		69949.44		23.4491		cm		
	VS		2983.04						
S=	d/2 =		27		cm				
S=	0.8 AV fy =		1295.36		13.218		cm		
	3.5 b		98						
					Rige=		13 cm		





Edificio = 153

Elemento(s)= 38,40,63,65,73,78,85

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)=	13	t.m =	1330000	kg.cm			
			1330000	.=	$(0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$		
			1330000	.=	12492144	q -	6246072 q ²
				q=	0.1128325		
				p=	0.004567		
				pmin=	0.00263		
				pmax=	0.01428		
		As =	6.90535	cm ²		1 var 1/2"	As= 6.97 cm ²
						2 vars 3/4"	
		preal=	0.00461				
M(-)=	19	t.m =	1898000	kg.cm			
			1898000	.=	$(0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$		
			1898000	.=	12492144	q -	6246072 q ²
				q=	0.1656565		
				p=	0.0067051		
				pmin=	0.00263		
				pmax=	0.01428		
		As =	10.1382	cm ²		2 vars 1"	As= 10.1 cm ²
		preal=	0.00671				

DISEÑO A CORTANTE

Vu =	8.18	Ton=	8180	Kg	$\frac{L}{h} = \frac{10}{60}$	600=	cm	> 5cm
Vcr =	FR (0.2 + 30p)bd f*c							
Vcr =	6862.9	Kg						
Vcr =	6.8629	Ton						
Vs=	Vu - VCR	=	1317.10	kg				
Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm²								
S=	$\frac{FR}{VS} \frac{A V}{fy d} =$		<u>69949.44</u>		53.1085	cm		
	VS		1317.10					

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 153
Elemento(s) = 39,64,79,84

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+) = 13 t.m = 1291000 kg.cm

$$1291000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1291000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1093204$$

$$p = 0.0044249$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 6.69041 cm²

1 var 1/2"
2 vars 3/4"

As = 6.97 cm²

M(-) = 18 t.m = 1799000 kg.cm

$$1799000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1799000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1562115$$

$$p = 0.0063228$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 9.56015 cm²

2 vars 1"

As = 10.1 cm²

preal = 0.00671

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 7.95 Ton = 7950 Kg

$$\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 < 1 \quad \text{OK}$$

Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f*c

Vcr = 6862.9 Kg





$$\begin{aligned}
 V_{cr} &= 6.8629 \text{ Ton} \\
 V_s &= V_u - V_{CR} = 1087.10 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{1087.10} = 64.3447 \text{ cm} \\
 S &= \frac{d}{2} = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Edificio = 153

Elemento(s) = 42,46,47,51,52,56,57,61,68,69,70,71,92,93,94,95

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M(+)} &= 24 \text{ t.m} = 2378000 \text{ kg.cm} \\
 &2378000 \text{ .} = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &2378000 \text{ .} = 12492144 - 6246072 q^2 \\
 q &= 0.2130561 \\
 p &= 0.0086237 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 13.039 \text{ cm}^2 \quad \boxed{2 \text{ vars } 1''} \quad A_s = 14.1 \text{ cm}^2 \\
 &\quad \boxed{2 \text{ vars } 5/8''} \\
 &preal = 0.00933 \\
 \mathbf{M(-)} &= 28 \text{ t.m} = 2793000 \text{ kg.cm} \\
 &2793000 \text{ .} = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 &2793000 \text{ .} = 12492144 - 6246072 q^2 \\
 q &= 0.2564686 \\
 p &= 0.0103809 \\
 p_{min} &= 0.00263 \\
 p_{max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 15.6959 \text{ cm}^2 \quad \boxed{4 \text{ vars } 1''} \quad A_s = 20.3 \text{ cm}^2 \\
 &preal = 0.01341
 \end{aligned}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$Vu = 14.22 \text{ Ton} = 14220 \text{ Kg}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$$

$$Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f^*c$$

$$Vcr = 10304.5 \text{ Kg}$$

$$Vcr = 10.3045 \text{ Ton}$$

$$Vs = Vu - VCR = 3915.47 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{FR AV f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{3915.47} = 17.8649 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 AV f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}$$

Edificio = 153

Elemento(s) = 43,45,48,50,53,55,58,60,74,75,76,77,86,87,88,89

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M(+)= 10 \text{ t.m} = 1040000 \text{ kg.cm}$$

$$1040000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1040000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.0870403$$

$$p = 0.0035231$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$As = 5.32687 \text{ cm}^2$$

2 vars 3/4"

$$As = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$p_{real} = 0.00377$$

$$M(-)= 22 \text{ t.m} = 2175000 \text{ kg.cm}$$

$$2175000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$2175000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.1926704$$

$$p = 0.0077986$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$$As = 11.7914 \text{ cm}^2$$

2 vars 1"

$$As = 12.1 \text{ cm}^2$$





1 var 5/8"

preal= 0.00802

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 10.96 \text{ Ton} = 10960 \text{ Kg}$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f^* c$

$V_{cr} = 7534.93 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 7.53493 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{CR} = 3425.07 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{3425.07} = 20.4228 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$ Rige= 13 cm

Edificio = 153

Elemento(s)= 44,49,54,59,80,81,82,83,90

DISEÑO A FLEXIÓN

$M(+)= 10 \text{ t.m} = 1013000 \text{ kg.cm}$

$$1013000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1013000 = 12492144 q - 6246072 q^2$$

$$q = 0.084676$$

$$p = 0.0034274$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

$A_s = 5.18217 \text{ cm}^2$

2 vars 3/4"

$A_s = 5.7 \text{ cm}^2$

preal= 0.00377

$M(-)= 21 \text{ t.m} = 2078000 \text{ kg.cm}$

$2078000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$

$2078000 = 12492144 q - 6246072 q^2$

$q = 0.183109$

$p = 0.0074116$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 11.2063 \text{ cm}^2$ **4 vars 3/4"** $A_s = 11.4 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00754$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 10.75 \text{ Ton} = 10750 \text{ Kg}$ $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5$
 $\frac{L}{h} = 60$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f'_c$
 $V_{cr} = 7290.55 \text{ Kg}$
 $V_{cr} = 7.29055 \text{ Ton}$
 $V_s = V_u - V_{cr} = 3459.45 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{3459.45} = 20.2198 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$ Rige = **13 cm**

Edificio = **154**
 Elemento(s) = **37,41,62,66,67,72,91,96**

DISEÑO A FLEXIÓN

$M(+)= 19 \text{ t.m} = 1908000 \text{ kg.cm}$
 $1908000 \text{ .} = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1908000 \text{ .} = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2$
 $q = 0.1666165$
 $p = 0.006744$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$

$A_s = 10.1969 \text{ cm}^2$ **2 vars 1"** $A_s = 10.9 \text{ cm}^2$
 1 var 3/8"
 $p_{real} = 0.00718$





$$\begin{aligned}
 M(-) &= 20 \text{ t.m} = 1963000 \text{ kg.cm} \\
 1963000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 1963000 &.= 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.1719164 \\
 p &= 0.0069585 \\
 p_{\min} &= 0.00263 \\
 p_{\max} &= 0.01428 \\
 A_s &= 10.5213 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2 vars 1"
1 var 3/8"

$$A_s = 10.9 \text{ cm}^2$$

$$p_{\text{real}} = 0.00718$$

DISEÑO A CORTANTE

$$\begin{aligned}
 V_u &= 9.25 \text{ Ton} = 9250 \text{ Kg} \\
 \frac{L}{h} &= \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f'_c$$

$$V_{cr} = 7103.88 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 7.10388 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 2146.12 \text{ kg}$$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{2146.12} = 32.5934 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$S = d/2 = 27 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \\
 \text{Rige} &= 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Edificio} = 154$$

$$\text{Elemento(s)} = 38, 40, 63, 65, 73, 78, 85$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$\begin{aligned}
 M(+) &= 9.4 \text{ t.m} = 944000 \text{ kg.cm} \\
 944000 &.= (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q) \\
 944000 &.= 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2 \\
 q &= 0.0786613 \\
 p &= 0.0031839 \\
 p_{\min} &= 0.00263
 \end{aligned}$$

$p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 4.81407 \text{ cm}^2$ **4 vars 1/2"** $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00336$
M(-) = 15 $t.m = 1512000 \text{ kg.cm}$
 $1512000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1512000 = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2$
 $q = 0.1294095$
 $p = 0.005238$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 7.91986 \text{ cm}^2$ **4 vars 5/8"** $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00524$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 6.89 \text{ Ton} = 6890 \text{ Kg}$
 $\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 > 0.1$

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

$V_{cr} = 6109.4 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 6.1094 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{cr} = 780.60 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{VS} = \frac{69949.44}{780.60} = 89.6101 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$ $Rige = 13 \text{ cm}$

Edificio = **154**

Elemento(s) = **39,64,79,84**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+) = 9.2 $t.m = 918000 \text{ kg.cm}$
 $918000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $918000 = 12492144 \text{ q} - 6246072 \text{ q}^2$





$q = 0.0764051$
 $p = 0.0030926$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $As = 4.67599 \text{ cm}^2$ **4 vars 1/2"** $As = 5.08 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00336$
 $M(-) = 14 \text{ t.m} = 1437000 \text{ kg.cm}$
 $1437000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1437000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.1225404$
 $p = 0.00496$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $As = 7.49947 \text{ cm}^2$ **4 vars 5/8"** $As = 7.92 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00524$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 6.72 \text{ Ton} = 6720 \text{ Kg}$
 $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p)bd f'_c$

$V_{cr} = 6109.4 \text{ Kg}$

$V_{cr} = 6.1094 \text{ Ton}$

$V_s = V_u - V_{CR} = 610.60 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{610.60} = 114.559 \text{ cm}$

$S = d/2 = 27 \text{ cm}$

$S = \frac{0.8 A V f_y}{3.5 b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm}$
 $Rige = 13 \text{ cm}$

Edificio = **154**
 Elemento(s) = **42,46,47,51,52,56,57,61,68,69,70,71,92,93,94,95**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 17 t.m = 1728000 kg.cm
 $1728000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $1728000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.1495024$
 $p = 0.0060513$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 9.14955 \text{ cm}^2$ **2 vars 3/4"**
2 vars 5/8" $A_s = 9.66 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00639$

M(-)= 23 t.m = 2279000 kg.cm
 $2279000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
 $2279000 = 12492144 q - 6246072 q^2$
 $q = 0.2030491$
 $p = 0.0082187$
 $p_{min} = 0.00263$
 $p_{max} = 0.01428$
 $A_s = 12.4266 \text{ cm}^2$ **2 vars 1/2"**
2 vars 1" $A_s = 12.7 \text{ cm}^2$
 $p_{real} = 0.00839$

DISEÑO A CORTANTE

$V_u = 12.28 \text{ Ton} = 12280 \text{ Kg}$ $\frac{L}{h} = \frac{600}{60} = 10 > 5 \text{ cm}$

$V_{cr} = FR (0.2 + 30p) b d f'_c$
 $V_{cr} = 7725 \text{ Kg}$
 $V_{cr} = 7.725 \text{ Ton}$
 $V_s = V_u - V_{cr} = 4555.00 \text{ kg}$

Proponiendo E. No. 2 con un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
 $S = \frac{FR A V f_y d}{V_s} = \frac{69949.44}{4555.00} = 15.3566 \text{ cm}$
 $S = d/2 = 27 \text{ cm}$
 $S = \frac{0.8 A V f_y}{1295.36} = 13.218 \text{ cm}$ $Rige = 13 \text{ cm}$





	3.5 b	98	
Edificio =	154		
Elemento(s)=	43,45,48,50,53,55,58,60,74,75,76,77,86,87,88,89		
DISEÑO A FLEXIÓN			
M(+)=	7.1 t.m =	714000 kg.cm	
		714000 . =	$(0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
		714000 . =	$12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2$
		q =	0.0588899
		p =	0.0023836
		pmin =	0.00263
		pmax =	0.01428
	As =	3.97656 cm ²	2 vars 5/8"
	preal =	0.00262	As = 3.96 cm ²
M(-)=	18 t.m =	1789000 kg.cm	
		1789000 . =	$(0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$
		1789000 . =	$12492144 \quad q - 6246072 \quad q^2$
		q =	0.1552634
		p =	0.0062845
		pmin =	0.00263
		pmax =	0.01428
	As =	9.50212 cm ²	2 vars 5/8" 2 vars 3/4"
	preal =	0.00639	As = 9.66 cm ²
DISEÑO A CORTANTE			
Vu =	9.67 Ton =	9670 Kg	$\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 > 5cm$
Vcr =	FR (0.2 + 30p)bd f*c		
Vcr =	6699.98 Kg		
Vcr =	6.69998 Ton		
Vs =	Vu - VCR =	2970.02 kg	
Proponiendo E. No. 2 con un fy=2530 kg/cm ²			

$$S = \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{2970.02} = 23.5518 \text{ cm}$$

$$S = \frac{d/2}{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y} = \frac{27}{1295.36} = 13.218 \text{ cm}$$

$$R_{ige} = 13 \text{ cm}$$

$$3.5 \cdot b = 98$$

Edificio = **154**
 Elemento(s) = **44,49,54,59,80,81,82,83,90**

DISEÑO A FLEXIÓN

M(+)= 7.1 t.m = 713000 kg.cm

$$713000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$713000 = 12492144 \cdot q - 6246072 \cdot q^2$$

$$q = 0.0588049$$

$$p = 0.0023802$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 3.97656 cm² **2 vars 5/8"** As = 3.96 cm²

preal = 0.00262

M(-)= 17 t.m = 1716000 kg.cm

$$1716000 = (0.9)(28)(54)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$1716000 = 12492144 \cdot q - 6246072 \cdot q^2$$

$$q = 0.1483737$$

$$p = 0.0060056$$

$$p_{min} = 0.00263$$

$$p_{max} = 0.01428$$

As = 9.08047 cm² **2 vars 5/8"**
2 vars 3/4" As = 9.66 cm²

preal = 0.00639

DISEÑO A CORTANTE

Vu = 9.52 Ton = 9520 Kg

$$\frac{L}{h} = \frac{10}{60} = 0.167 < 1$$

Vcr = FR (0.2 + 30p)bd f*c





$$\begin{aligned}
 V_{cr} &= 6699.98 \text{ Kg} \\
 V_{cr} &= 6.69998 \text{ Ton} \\
 V_u &= V_{CR} \\
 V_s &= 2820.02 \text{ kg} \\
 \text{Proponiendo E. No. 2 con un } f_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= \frac{FR \cdot A \cdot V \cdot f_y \cdot d}{VS} = \frac{69949.44}{2820.02} = 24.8046 \text{ cm} \\
 S &= d/2 = 27 \text{ cm} \\
 S &= \frac{0.8 \cdot A \cdot V \cdot f_y}{3.5 \cdot b} = \frac{1295.36}{98} = 13.218 \text{ cm} \quad \text{Rige} = 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Los diseños anteriores son de todas las traveses de los edificios de un solo nivel, variando las crujeas y los Q de diseo. Sin embargo, se realizaron para todos los dems niveles, (2, 3, 5, 7, 9 y 10).

DISEÑO DE COLUMNAS (MÉTODO DE GRÁFICAS DE INTERACCIÓN BIAxIAL)

Edificio =	112
Columna (s) =	1,2,3,4

P=	7.71 Ton =	10794 Kg
Mx=	8.57 T-m =	1199800 Kg-cm
My=	8.57 T-m =	1199800 Kg-cm
b=	0.5 m =	50 cm
h=	0.5 m =	50 cm
Fr=	0.7	
f''c=	170 Kg/cm ²	
fy=	4200 Kg/cm ²	

$$e_x = M_x/P = 1.11154$$

$$e_y = M_y/P = 1.11154$$

$$R_x = M_x / (F_r \cdot b^2 \cdot h \cdot f''c) = 0.0807$$

$$R_y = M_y / (F_r \cdot b \cdot h^2 \cdot f''c) = 0.0807$$

$$R_x/R_y = 1$$

$$K = P_u / (F_r \cdot b \cdot h \cdot f''c) = 0.0363$$

De la gràfica de $R_x/R_y = 0.5$ $d/b=0.95$ $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0$$

De la gràfica de $R_x/R_y = 1$ $d/b=0.95$ $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0.1$$

$$X_1 = 0.5 \quad Y = 0.1 \quad q = 0.1$$

$$X_2 = 1$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 0.1$$

$$p = q \cdot f''c / f_y = 0.004$$

$$A_s = p \cdot b \cdot h = 10.119 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proponiendo : } 6 \text{ vars } 5/8''$$

$$A_s = 11.88 \text{ cm}^2$$





Edificio =	113
Columna (s) =	1,2,3,4

P=	6.99 Ton	= 9786 Kg
Mx=	5.97 T-m	= 835800 Kg-cm
My=	5.97 T-m	= 835800 Kg-cm
b=	0.5 m	= 50 cm
h=	0.5 m	= 50 cm
Fr=	0.7	
f''c=	170 Kg/cm²	
fy=	4200 Kg/cm²	

$$\begin{aligned} e_x &= M_x/P = 0.85408 \\ e_y &= M_y/P = 0.85408 \\ R_x &= M_x / (Fr \cdot b^2 \cdot h \cdot f''c) = 0.0562 \\ R_y &= M_y / (Fr \cdot b^2 \cdot h \cdot f''c) = 0.0562 \\ R_x/R_y &= 1 \\ K &= P_u / (Fr \cdot b \cdot h \cdot f''c) = 0.0329 \end{aligned}$$

De la gráfica de $R_x/R_y = 0.5$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0$$

De la gráfica de $R_x/R_y = 1$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0.2$$

$$\begin{aligned} X1 &= 0.5 & Y &= 0.2 & q &= 0.2 \\ X2 &= 1 \\ Y1 &= 0 \\ Y2 &= 0.2 \end{aligned}$$

$$p = q \cdot f''c / f_y = 0.0081$$

$$A_s = p \cdot b \cdot h = 20.238 \text{ cm}^2$$

Proponiendo : **4 vars 1"**
 $A_s = 20.28 \text{ cm}^2$

Edificio =	114
Columna (s) =	1,2,3,4

P=	6.66 Ton	= 9324 Kg
Mx=	4.79 T-m	= 670600 Kg-cm
My=	4.79 T-m	= 670600 Kg-cm
b=	0.5 m	= 50 cm
h=	0.5 m	= 50 cm
Fr=	0.7	
f''c=	170 Kg/cm ²	
fy=	4200 Kg/cm ²	

$$\begin{aligned} e_x &= M_x/P = 0.71922 \\ e_y &= M_y/P = 0.71922 \\ R_x &= M_x / (F_r \cdot b^2 \cdot h \cdot f''c) = 0.0451 \\ R_y &= M_y / (F_r \cdot b^2 \cdot h \cdot f''c) = 0.0451 \\ R_x/R_y &= 1 \\ K &= P_u / (F_r \cdot b \cdot h \cdot f''c) = 0.0313 \end{aligned}$$

De la gràfica de $R_x/R_y = 0.5$ $d/b=0.95$ $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0$$

De la gràfica de $R_x/R_y = 1$ $d/b=0.95$ $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0.2$$

$$X_1 = 0.5 \quad Y = 0.2 \quad q = 0.2$$

$$X_2 = 1$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 0.2$$

$$p = q \cdot f''c / f_y = 0.0081$$

$$A_s = p \cdot b \cdot h = 20.238 \text{ cm}^2$$

Proponiendo: 4 vars 1"

$$A_s = 20.28 \text{ cm}^2$$





Edificio =	122
Columna (s) =	1,2,3,4

P=	9.34 Ton	= 9340 Kg
Mx=	18.94 T-m	= 1894000 Kg-cm
My=	18.94 T-m	= 1894000 Kg-cm
b=	0.5 m	= 50 cm
h=	0.5 m	= 50 cm
Fr=	0.7	
f'c=	170 Kg/cm ²	
fy=	4200 Kg/cm ²	

$$e_x = M_x/P = 2.02784$$

$$e_y = M_y/P = 2.02784$$

$$R_x = M_x / (Fr \cdot b^2 \cdot h \cdot f'c) = 0.1273$$

$$R_y = M_y / (Fr \cdot b^2 \cdot h \cdot f'c) = 0.1273$$

$$R_x/R_y = 1$$

$$K = P_u / (Fr \cdot b \cdot h \cdot f'c) = 0.0314$$

De la gráfica de $R_x/R_y = 0.5$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0$$

De la gráfica de $R_x/R_y = 1$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0.38$$

$$X_1 = 0.5 \quad Y = 0.38 \quad q = 0.38$$

$$X_2 = 1$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 0.38$$

$$p = q \cdot f'c / f_y = 0.0154$$

$$A_s = p \cdot b \cdot h = 38.452 \text{ cm}^2$$

Proponiendo : 8 vars 1"

$$A_s = 40.56 \text{ cm}^2$$

Edificio =	122
Columna (s) =	2,4,6,8

P=	14.57 Ton	= 14570 Kg
Mx=	19.7 T-m	= 1970000 Kg-cm
My=	21.92 T-m	= 2192000 Kg-cm
b=	0.5 m	= 50 cm
h=	0.5 m	= 50 cm
Fr=	0.7	
f'c=	170 Kg/cm ²	
fy=	4200 Kg/cm ²	

$$\begin{aligned} e_x &= M_x/P = 1.35209 \\ e_y &= M_y/P = 1.50446 \\ R_x &= M_x / (F_r \cdot b^2 \cdot h \cdot f'_c) = 0.1324 \\ R_y &= M_y / (F_r \cdot b^2 \cdot h \cdot f'_c) = 0.1474 \\ R_x/R_y &= 0.898723 \\ K &= P_u / (F_r \cdot b \cdot h \cdot f'_c) = 0.049 \end{aligned}$$

De la gràfica de $R_x/R_y = 0.5$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0.4$$

De la gràfica de $R_x/R_y = 1$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0.45$$

$$X_1 = 0.5 \quad Y = 0.43987 \quad q = 0.4399$$

$$X_2 = 1$$

$$Y_1 = 0.4$$

$$Y_2 = 0.45$$

$$p = q \cdot f'_c / f_y = 0.0178$$

$$A_s = p \cdot b \cdot h = 44.511 \text{ cm}^2$$

Proponiendo : 10 vars 1"

$$A_s = 50.7$$





Edificio =	122
Columna (s) =	5

P=	27.08 Ton	= 27080 Kg
Mx=	21.92 T-m	= 2192000 Kg-cm
My=	21.92 T-m	= 2192000 Kg-cm
b=	0.5 m	= 50 cm
h=	0.5 m	= 50 cm
Fr=	0.7	
f'c=	170 Kg/cm ²	
fy=	4200 Kg/cm ²	

$$e_x = M_x/P = 0.80945$$

$$e_y = M_y/P = 0.80945$$

$$R_x = M_x / (F_r \cdot b^2 \cdot h \cdot f'c) = 0.1474$$

$$R_y = M_y / (F_r \cdot b^2 \cdot h \cdot f'c) = 0.1474$$

$$R_x/R_y = 1$$

$$K = P_u / (F_r \cdot b \cdot h \cdot f'c) = 0.091$$

De la gráfica de $R_x/R_y = 0.5$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0$$

De la gráfica de $R_x/R_y = 1$ $d/b = 0.95$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 0.45$$

$$X_1 = 0.5 \quad Y = 0.45 \quad q = 0.45$$

$$X_2 = 1$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 0.45$$

$$p = q \cdot f'c / f_y = 0.0182$$

$$A_s = p \cdot b \cdot h = 45.536 \text{ cm}^2$$

Proponiendo : **10 vars 1"**

$$A_s = 50.7 \text{ cm}^2$$

Al igual que los diseños de las trabes, los anteriores, sólo son ejemplos de algunos diseños de columnas de edificios con un nivel y con diferentes crujías, sin embargo se realizaron para todos los demás niveles.



CAPÍTULO

ARTICULACIONES

9.- ARTICULACIONES

9.1.-Articulaciones en uno de los Edificio.

Una vez teniendo todos los diseños de trabes y columnas de cada uno de los edificios, se prosiguió a crear articulaciones en los marcos. Se tomo el primer modelo de edificio, se le fue incrementando la fuerza sísmica, hasta lograr la primera articulación, está primera se formo en una de las trabes; una vez formada está se continuo amentando la fuerza sísmica hasta lograr una segunda articulación, la cual se formo nuevamente en una trabe, así sucesivamente se fue incrementando la fuerza hasta que la articulación se formara en la columna o provocará el colapso de la estructura. Se anotó la fuerza sísmica que resistía, las magnitudes de los momentos que se presentaban y se compararon con los datos de diseño.

Ejemplo:

1ª. Corrida.

```
*****
*                               *
*      S T A A D  - III          *
*      Revision 21.1W           *
*      Proprietary Program of    *
*      RESEARCH ENGINEERS, Inc.  *
*                               *
*      USER ID: BASF MEXICANA/INGENIERIA  *
*****
```

```
1. STAAD SPACE EDIFICIO 1 CRUJIA 1 NIVEL Q=4
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5. 1 0.000 0.000 0.000
6. 2 0.000 3.500 0.000
7. 3 6.000 3.500 0.000
8. 4 6.000 0.000 0.000
9. 5 0.000 0.000 6.000
10. 6 0.000 3.500 6.000
11. 7 6.000 3.500 6.000
12. 8 6.000 0.000 6.000
13. MEMBER INCIDENCES
14. 1 1 2
15. 2 3 4
16. 3 5 6
```

```
17. 4 7 8
18. 5 2 3
19. 6 3 7
20. 7 2 6
21. 8 6 7
22. MEMBER PROPERTY AMERICAN
23. 1 TO 4 PRI YD 0.5 ZD 0.5
24. 5 TO 8 PRI YD 0.6 ZD 0.3
25. CONSTANT
26. E CONCRETE ALL
27. DENSITY CONCRETE ALL
28. POISSON CONCRETE ALL
29. SUPPORT
30. 1 4 5 8 FIXED
31. LOAD 1 CM+CVINST+0.3SX+SZ
32. MEMBER LOAD
33. 5 TO 8 UNI GY -1.038
34. LOAD 2 CM+CVINST+0.3SX+SZ
35. MEMBER LOAD
36. 5 TO 8 UNI GY -0.933
37. JOINT LOAD
38. 2 6 FX 3.582
39. 2 3 FZ 1.075
40. LOAD 3 CM +CVINST+0.3SX+SZ
41. MEMBER LOAD
42. 5 TO 8 UNI GY -0.933
43. JOINT LOAD
44. 2 6 FX 3.582
```

```
45. 6 7 FZ -1.075
46. LOAD 4 CM+CVINST-SX+0.3SZ
47. MEMBER LOAD
48. 5 TO 8 UNI GY -0.933
49. JOINT LOAD
50. 3 7 FX -3.582
51. 2 3 FZ 1.075
52. LOAD 5 CM+CVINST-SX-0.3SZ
53. MEMBER LOAD
54. 5 TO 8 UNI GY -0.933
55. JOINT LOAD
56. 3 7 FX -3.582
57. 6 7 FZ -1.075
58. LOAD 6 CM+CVINST+0.3SX+SZ
59. MEMBER LOAD
60. 5 TO 8 UNI GY -0.933
61. JOINT LOAD
62. 2 6 FX 1.075
63. 2 3 FZ 3.582
64. LOAD 7 CM+CVINST+0.3SX-SZ
65. MEMBER LOAD
66. 5 TO 8 UNI GY -0.933
67. JOINT LOAD
68. 2 6 FX 1.075
69. 6 7 FZ -3.582
70. LOAD 8 CM+CVINST-0.3SX+SZ
71. MEMBER LOAD
72. 5 TO 8 UNI GY -0.933
```

73. JOINT LOAD
74. 3 7 FX -1.075
75. 2 3 FZ 3.582
 76. LOAD 9 CM+CVINST-0.3SX-SZ
 77. MEMBER LOAD
 78. 5 TO 8 UNI GY -0.933
 79. JOINT LOAD
80. 3 7 FX -1.075
81. 6 7 FZ -3.582
 82. PERFORM ANALYSIS PRINT ALL

MEMBER FORCE ENVELOPE

ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/	DIST	LD	MZ/	DIST	LD														
	FZ	DIST	LD	MY	DIST	LD	FX	DIST	LD											
1 MAX	0.92	0.00	2	4.55	3.50	4														
	2.67	0.00	7	4.55	3.50	7	6.66	C	0.00	5										
MIN	-2.67	3.50	4	-4.79	0.00	4														
	-0.92	3.50	8	-4.79	0.00	9	4.54	C	3.50	6										
2 MAX	2.67	0.00	3	4.55	0.00	3														
	0.92	0.00	6	4.55	0.00	9	6.66	C	0.00	3										
MIN	-0.92	3.50	5	-4.79	3.50	3														
	-2.67	3.50	9	-4.79	3.50	9	4.54	C	3.50	4										
3 MAX	0.92	0.00	2	4.55	3.50	4														
	0.92	0.00	9	4.79	0.00	6	6.66	C	0.00	4										
MIN	-2.67	3.50	5	-4.79	0.00	5														
	-2.67	3.50	6	-4.55	3.50	6	4.54	C	3.50	7										
4 MAX	2.67	0.00	2	4.55	0.00	2														
	2.67	0.00	6	4.79	3.50	6	6.66	C	0.00	2										
MIN	-0.92	3.50	5	-4.79	3.50	2														
	-0.92	3.50	7	-4.55	0.00	8	4.54	C	3.50	9										
5 MAX	3.61	0.00	5	4.55	0.00	4														

	0.00	0.00	6	0.00	6.00	6	2.67	C	0.00	2
MIN	-3.61	6.00	3	-2.44	4.00	5				
	0.00	6.00	7	0.00	0.00	6	0.99	C	6.00	1
6 MAX	3.61	0.00	7	4.55	6.00	6				
	0.00	0.00	2	0.00	6.00	2	2.67	C	0.00	6
MIN	-3.61	6.00	6	-2.44	2.00	8				
	0.00	6.00	3	0.00	0.00	2	0.99	C	6.00	1
7 MAX	3.61	0.00	7	4.55	6.00	6				
	0.00	0.00	2	0.00	6.00	2	2.67	C	0.00	6
MIN	-3.61	6.00	8	-2.44	2.00	6				
	0.00	6.00	8	0.00	0.00	5	0.99	C	6.00	1
8 MAX	3.61	0.00	4	4.55	0.00	4				
	0.00	0.00	2	0.00	6.00	6	2.67	C	0.00	2
MIN	-3.61	6.00	2	-2.44	2.00	3				
	0.00	6.00	1	0.00	0.00	6	0.99	C	6.00	1

2ª Corrida

```
*****
*                               *
*   S T A A D   -   I I I       *
*   Revision 21.1W             *
*   Proprietary Program of     *
*   RESEARCH ENGINEERS, Inc.   *
*   Date=   APR 12, 2005       *
*   Time=   10:39: 15          *
*                               *
*   USER ID: BASF MEXICANA/INGENIERIA   *
*****
```

```
1. STAAD SPACE EDIFICIO 1 CRUJIA 1 NIVEL Q=4
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5. 1 0.000 0.000 0.000
6. 2 0.000 3.500 0.000
7. 3 6.000 3.500 0.000
8. 4 6.000 0.000 0.000
9. 5 0.000 0.000 6.000
10. 6 0.000 3.500 6.000
11. 7 6.000 3.500 6.000
12. 8 6.000 0.000 6.000
13. MEMBER INCIDENCES
14. 1 1 2
15. 2 3 4
16. 3 5 6
17. 4 7 8
18. 5 2 3
19. 6 3 7
20. 7 2 6
21. 8 6 7
22. MEMBER PROPERTY AMERICAN
23. 1 TO 4 PRI YD 0.5 ZD 0.5
24. 5 TO 8 PRI YD 0.6 ZD 0.3
25. CONSTANT
26. E CONCRETE ALL
27. DENSITY CONCRETE ALL
28. POISSON CONCRETE ALL
```

```
29. SUPPORT
30. 1 4 5 8 FIXED
31. LOAD 1 CM+CVMAX
32. MEMBER LOAD
33. 5 TO 8 UNI GY -1.038
34. LOAD 2 CM+CVINST+SX+0.3SZ
35. MEMBER LOAD
36. 5 TO 8 UNI GY -0.933
37. JOINT LOAD
38. 2 6 FX 3.94
39. 2 3 FZ 1.182
40. LOAD 3 CM +CVINST+SX-0.3SZ
41. MEMBER LOAD
42. 5 TO 8 UNI GY -0.933
43. JOINT LOAD
44. 2 6 FX 3.94
45. 6 7 FZ -1.182
46. LOAD 4 CM+CVINST-SX+0.3SZ
47. MEMBER LOAD
48. 5 TO 8 UNI GY -0.933
49. JOINT LOAD
50. 3 7 FX -3.94
51. 2 3 FZ 1.182
52. LOAD 5 CM+CVINST-SX-0.3SZ
53. MEMBER LOAD
54. 5 TO 8 UNI GY -0.933
55. JOINT LOAD
56. 3 7 FX -3.94
57. 6 7 FZ -1.182
58. LOAD 6 CM+CVINST+0.3SX+SZ
59. MEMBER LOAD
60. 5 TO 8 UNI GY -0.933
61. JOINT LOAD
62. 2 6 FX 1.075
63. 2 3 FZ 3.582
64. LOAD 7 CM+CVINST+0.3SX-SZ
65. MEMBER LOAD
66. 5 TO 8 UNI GY -0.933
67. JOINT LOAD
68. 2 6 FX 1.182
69. 6 7 FZ -3.94
70. LOAD 8 CM+CVINST-0.3SX+SZ
71. MEMBER LOAD
72. 5 TO 8 UNI GY -0.933
73. JOINT LOAD
74. 3 7 FX -1.182
```

75. 2 3 FZ 3.94

```
76. LOAD 9 CM+CVINST-0.3SX-SZ
77. MEMBER LOAD
78. 5 TO 8 UNI GY -0.933
79. JOINT LOAD
80. 3 7 FX -1.182
81. 6 7 FZ -3.94
82. PERFORM ANALYSIS PRINT ALL
```

MEMBER FORCE ENVELOPE

ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/	DIST	LD	MZ/	DIST	LD	FX	DIST	LD
	FZ	DIST	LD	MY	DIST	LD			
1 MAX	1.10	0.00	2	4.79	3.50	5			
	2.84	0.00	9	4.79	3.50	9	6.76 C	0.00	5
MIN	-2.84	3.50	5	-5.17	0.00	5			
	-1.10	3.50	8	-5.17	0.00	9	4.43 C	3.50	2
2 MAX	2.84	0.00	3	4.79	0.00	3			
	1.10	0.00	8	4.79	0.00	9	6.76 C	0.00	3
MIN	-1.10	3.50	5	-5.17	3.50	3			
	-2.84	3.50	9	-5.17	3.50	9	4.43 C	3.50	8
3 MAX	1.10	0.00	3	4.79	3.50	4			
	1.10	0.00	7	5.17	0.00	8	6.76 C	0.00	4
MIN	-2.84	3.50	5	-5.17	0.00	5			
	-2.84	3.50	8	-4.79	3.50	8	4.43 C	3.50	7
4 MAX	2.84	0.00	3	4.79	0.00	3			
	2.84	0.00	8	5.17	3.50	8	6.76 C	0.00	2
MIN	-1.10	3.50	5	-5.17	3.50	3			
	-1.10	3.50	9	-4.79	0.00	8	4.43 C	3.50	5
5 MAX	3.69	0.00	4	4.79	0.00	4			
	0.00	0.00	6	0.00	6.00	8	2.84 C	0.00	4
MIN	-3.69	6.00	3	-2.52	2.00	3			
	0.00	6.00	7	0.00	6.00	7	0.99 C	6.00	1


```

6 MAX   3.69  0.00  7   4.79  0.00  9
      0.00  0.00  4   0.00  6.00  4   2.84 C  0.00  7
  MIN   -3.69  6.00  8   -2.52  4.00  7
      0.00  6.00  8   0.00  0.00  4   0.99 C  6.00  1

7 MAX   3.69  0.00  7   4.79  0.00  9
      0.00  0.00  4   0.00  5.50  4   2.84 C  0.00  9
  MIN   -3.69  6.00  8   -2.52  4.00  7
      0.00  6.00  8   0.00  0.00  5   0.99 C  6.00  1

8 MAX   3.69  0.00  4   4.79  6.00  3
      0.00  0.00  8   0.00  6.00  8   2.84 C  0.00  3
  MIN   -3.69  6.00  3   -2.52  4.00  5
      0.00  6.00  7   0.00  0.00  8   0.99 C  6.00  1

```

3ª Corrida

```
*****
*                               *
*   S T A A D   -   I I I       *
*   Revision 21.1W              *
*   Proprietary Program of      *
*   RESEARCH ENGINEERS, Inc.    *
*   Date=   APR 12, 2005        *
*   Time=   11: 3: 14           *
*                               *
*   USER ID: BASF MEXICANA/INGENIERIA *
*****
```

```
1. STAAD SPACE EDIFICIO 1 CRUJIA 1 NIVEL Q=4
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5.   1   0.000   0.000   0.000
6.   2   0.000   3.500   0.000
7.   3   6.000   3.500   0.000
8.   4   6.000   0.000   0.000
9.   5   0.000   0.000   6.000
10.  6   0.000   3.500   6.000
11.  7   6.000   3.500   6.000
12.  8   6.000   0.000   6.000
13. MEMBER INCIDENCES
14.   1   1   2
15.   2   3   4
16.   3   5   6
17.   4   7   8
18.   5   2   3
19.   6   3   7
20.   7   2   6
21.   8   6   7
22. MEMBER PROPERTY AMERICAN
23. 1 TO 4 PRI YD 0.5 ZD 0.5
24. 5 TO 8 PRI YD 0.6 ZD 0.3
25. CONSTANT
26. E CONCRETE ALL
27. DENSITY CONCRETE ALL
```

```
28. POISSON CONCRETE ALL
29. SUPPORT
30. 1 4 5 8 FIXED
31. LOAD 1 CM+CVMAX
32. MEMBER LOAD
33. 5 TO 8 UNI GY -1.038
34. LOAD 2 CM+CVINST+SX+0.3SZ
35. MEMBER LOAD
36. 5 TO 8 UNI GY -0.933
37. JOINT LOAD
38. 2 6 FX 4.298
39. 2 3 FZ 1.29
40. LOAD 3 CM +CVINST+SX-0.3SZ
41. MEMBER LOAD
42. 5 TO 8 UNI GY -0.933
43. JOINT LOAD
44. 2 6 FX 4.298
45. 6 7 FZ -1.29
46. LOAD 4 CM+CVINST-SX+0.3SZ
47. MEMBER LOAD
48. 5 TO 8 UNI GY -0.933
49. JOINT LOAD
50. 3 7 FX -4.298
51. 2 3 FZ 1.29
52. LOAD 5 CM+CVINST-SX-0.3SZ
53. MEMBER LOAD
54. 5 TO 8 UNI GY -0.933
55. JOINT LOAD
56. 3 7 FX -4.298
57. 6 7 FZ -1.29
58. LOAD 6 CM+CVINST+0.3SX+SZ
59. MEMBER LOAD
60. 5 TO 8 UNI GY -0.933
61. JOINT LOAD
62. 2 6 FX 1.29
63. 2 3 FZ 4.298
64. LOAD 7 CM+CVINST+0.3SX-SZ
65. MEMBER LOAD
66. 5 TO 8 UNI GY -0.933
67. JOINT LOAD
68. 2 6 FX 1.29
69. 6 7 FZ -4.298
70. LOAD 8 CM+CVINST-0.3SX+SZ
71. MEMBER LOAD
72. 5 TO 8 UNI GY -0.933
73. JOINT LOAD
```

```
74. 3 7 FX -1.29
75. 2 3 FZ 4.298
76. LOAD 9 CM+CVINST-0.3SX-SZ
77. MEMBER LOAD
78. 5 TO 8 UNI GY -0.933
79. JOINT LOAD
80. 3 7 FX -1.29
81. 6 7 FZ -4.298
82. PERFORM ANALYSIS PRINT ALL
```

MEMBER FORCE ENVELOPE

ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/	DIST	LD	MZ/	DIST	LD	FX	DIST	LD
	FZ	DIST	LD	MY	DIST	LD			
1 MAX	1.28	0.00	3	5.03	3.50	4			
	3.02	0.00	7	5.03	3.50	7	6.87 C	0.00	5
MIN	-3.02	3.50	5	-5.54	0.00	5			
	-1.28	3.50	8	-5.54	0.00	7	4.33 C	3.50	6
2 MAX	3.02	0.00	3	5.03	0.00	2			
	1.28	0.00	6	5.03	0.00	9	6.87 C	0.00	3
MIN	-1.28	3.50	5	-5.54	3.50	3			
	-3.02	3.50	9	-5.54	3.50	9	4.33 C	3.50	4
3 MAX	1.28	0.00	2	5.03	3.50	4			
	1.28	0.00	7	5.54	0.00	6	6.87 C	0.00	4
MIN	-3.02	3.50	5	-5.54	0.00	5			
	-3.02	3.50	8	-5.03	3.50	8	4.33 C	3.50	7
4 MAX	3.02	0.00	2	5.03	0.00	2			
	3.02	0.00	6	5.54	3.50	8	6.87 C	0.00	6
MIN	-1.28	3.50	5	-5.54	3.50	3			
	-1.28	3.50	9	-5.03	0.00	8	4.33 C	3.50	9
5 MAX	3.78	0.00	4	5.03	6.00	2			
	0.00	0.00	9	0.00	5.50	9	3.02 C	0.00	4
MIN	-3.78	6.00	3	-2.61	4.00	5			
	0.00	6.00	7	0.00	6.00	7	0.99 C	6.00	1

```

6 MAX   3.78  0.00  7   5.03  6.00  8
      0.00  0.00  2   0.00  0.00  3   3.02 C  0.00  7
MIN   -3.78  6.00  8   -2.61  4.00  7
      0.00  6.00  3   0.00  5.50  3   0.99 C  6.00  1

7 MAX   3.78  0.00  7   5.03  0.00  7
      0.00  0.00  2   0.00  0.00  3   3.02 C  0.00  9
MIN   -3.78  6.00  8   -2.61  4.00  9
      0.00  6.00  3   0.00  5.50  3   0.99 C  6.00  1

8 MAX   3.78  0.00  4   5.03  0.00  4
      0.00  0.00  9   0.00  5.50  9   3.02 C  0.00  4
MIN   -3.78  6.00  3   -2.61  4.00  5
      0.00  6.00  8   0.00  5.50  8   0.99 C  6.00  1

```

4ª Corrida

```
*****
*                               *
*   S T A A D   -   I I I       *
*   Revision 21.1W              *
*   Proprietary Program of     *
*   RESEARCH ENGINEERS, Inc.   *
*   Date=   APR 12, 2005       *
*   Time=   11:38: 17          *
*                               *
*   USER ID: BASF MEXICANA/INGENIERIA   *
*****
```

```
1. STAAD SPACE EDIFICIO 1 CRUJIA 1 NIVEL Q=4
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5.   1   0.000   0.000   0.000
6.   2   0.000   3.500   0.000
7.   3   6.000   3.500   0.000
8.   4   6.000   0.000   0.000
9.   5   0.000   0.000   6.000
10.  6   0.000   3.500   6.000
11.  7   6.000   3.500   6.000
12.  8   6.000   0.000   6.000
13. MEMBER INCIDENCES
14.   1   1   2
15.   2   3   4
16.   3   5   6
17.   4   7   8
18.   5   2   3
19.   6   3   7
20.   7   2   6
21.   8   6   7
22. MEMBER PROPERTY AMERICAN
23. 1 TO 4 PRI YD 0.5 ZD 0.5
24. 5 TO 8 PRI YD 0.6 ZD 0.3
25. CONSTANT
26. E CONCRETE ALL
```

```
27. DENSITY CONCRETE ALL
28. POISSON CONCRETE ALL
29. SUPPORT
30. 1 4 5 8 FIXED
31. LOAD 1 CM+CVMAX
32. MEMBER LOAD
33. 5 TO 8 UNI GY -1.038
34. LOAD 2 CM+CVINST+SX+0.3SZ
35. MEMBER LOAD
36. 5 TO 8 UNI GY -0.933
37. JOINT LOAD
38. 2 6 FX 5.015
39. 2 3 FZ 1.505
40. LOAD 3 CM +CVINST+SX-0.3SZ
41. MEMBER LOAD
42. 5 TO 8 UNI GY -0.933
43. JOINT LOAD
44. 2 6 FX 5.015
45. 6 7 FZ -1.505
46. LOAD 4 CM+CVINST-SX+0.3SZ
47. MEMBER LOAD
48. 5 TO 8 UNI GY -0.933
49. JOINT LOAD
50. 3 7 FX -5.015
51. 2 3 FZ 1.505
52. LOAD 5 CM+CVINST-SX-0.3SZ
53. MEMBER LOAD
54. 5 TO 8 UNI GY -0.933
55. JOINT LOAD
56. 3 7 FX -5.015
57. 6 7 FZ -1.505
58. LOAD 6 CM+CVINST+0.3SX+SZ
59. MEMBER LOAD
60. 5 TO 8 UNI GY -0.933
61. JOINT LOAD
62. 2 6 FX 1.505
63. 2 3 FZ 5.015
64. LOAD 7 CM+CVINST+0.3SX-SZ
65. MEMBER LOAD
66. 5 TO 8 UNI GY -0.933
67. JOINT LOAD
68. 2 6 FX 1.505
69. 6 7 FZ -5.015
70. LOAD 8 CM+CVINST-0.3SX+SZ
71. MEMBER LOAD
72. 5 TO 8 UNI GY -0.933
```

```
73. JOINT LOAD
74. 3 7 FX -1.505
75. 2 3 FZ 5.015
76. LOAD 9 CM+CVINST-0.3SX-SZ
77. MEMBER LOAD
78. 5 TO 8 UNI GY -0.933
79. JOINT LOAD
80. 3 7 FX -1.505
81. 6 7 FZ -5.015
```

MEMBER FORCE ENVELOPE

ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/	DIST LD	MZ/	DIST LD	FX	DIST LD
	FZ		MY			
1 MAX	1.64	0.00	3	5.52	3.50	4
	3.38	0.00	7	5.52	3.50	9
MIN	-3.38	3.50	4	-6.30	0.00	5
	-1.64	3.50	6	-6.30	0.00	9
4.12 C	3.50	6				
2 MAX	3.38	0.00	3	5.52	0.00	2
	1.64	0.00	8	5.52	0.00	7
MIN	-1.64	3.50	4	-6.30	3.50	3
	-3.38	3.50	7	-6.30	3.50	9
4.12 C	3.50	8				
3 MAX	1.64	0.00	2	5.52	3.50	5
	1.64	0.00	7	6.30	0.00	6
MIN	-3.38	3.50	5	-6.30	0.00	5
	-3.38	3.50	8	-5.52	3.50	6
4.12 C	3.50	7				
4 MAX	3.38	0.00	2	5.52	0.00	2
	3.38	0.00	8	6.30	3.50	6
MIN	-1.64	3.50	5	-6.30	3.50	3
	-1.64	3.50	9	-5.52	0.00	8
4.12 C	3.50	5				
5 MAX	3.94	0.00	4	<u>5.52</u>	0.00	4
	0.00	0.00	4	0.00	5.50	9
MIN	-3.94	6.00	3	<u>-2.77</u>	4.00	5
	0.00	6.00	2	0.00	0.00	6
0.99 C	6.00	1				

```

6 MAX   3.94 0.00 7   5.52 0.00 9
      0.00 0.00 2   0.00 0.00 5   3.38 C 0.00 9
MIN   -3.94 6.00 8   -2.77 2.00 8
      0.00 6.00 5   0.00 5.50 5   0.99 C 6.00 1

7 MAX   3.94 0.00 7   5.52 0.00 7
      0.00 0.00 2   0.00 5.50 2   3.38 C 0.00 9
MIN   -3.94 6.00 8   -2.77 4.00 9
      0.00 6.00 5   0.00 6.00 5   0.99 C 6.00 1

8 MAX   3.94 0.00 4   5.52 0.00 4
      0.00 0.00 9   0.00 5.50 9   3.38 C 0.00 2
MIN   -3.94 6.00 3   -2.77 4.00 5
      0.00 6.00 7   0.00 5.50 7   0.99 C 6.00 1

```

5ª Corrida

```
*****
*                               *
*   S T A A D   -   I I I       *
*   Revision 21.1W              *
*   Proprietary Program of      *
*   RESEARCH ENGINEERS, Inc.    *
*   Date=   APR 14, 2005        *
*   Time=   10:16: 12          *
*                               *
*   USER ID: BASF MEXICANA/INGENIERIA   *
*****
```

```
1. STAAD SPACE EDIFICIO 1 CRUJIA 1 NIVEL Q=4
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5.   1   0.000   0.000   0.000
6.   2   0.000   3.500   0.000
7.   3   6.000   3.500   0.000
8.   4   6.000   0.000   0.000
9.   5   0.000   0.000   6.000
10.  6   0.000   3.500   6.000
11.  7   6.000   3.500   6.000
12.  8   6.000   0.000   6.000
13. MEMBER INCIDENCES
14.   1   1   2
15.   2   3   4
16.   3   5   6
17.   4   7   8
18.   5   2   3
19.   6   3   7
20.   7   2   6
21.   8   6   7
22. MEMBER PROPERTY AMERICAN
23. 1 TO 4 PRI YD 0.5 ZD 0.5
24. 5 TO 8 PRI YD 0.6 ZD 0.3
25. CONSTANT
26. E CONCRETE ALL
27. DENSITY CONCRETE ALL
```

```
28. POISSON CONCRETE ALL
29. SUPPORT
30. 1 4 5 8 FIXED
31. LOAD 1 CM+CVMAX
32. MEMBER LOAD
33. 5 TO 8 UNI GY -1.038
34. LOAD 2 CM+CVINST+SX+0.3SZ
35. MEMBER LOAD
36. 5 TO 8 UNI GY -0.933
37. JOINT LOAD
38. 2 6 FX 6.5
39. 2 3 FZ 1.95
40. LOAD 3 CM+CVINST+SX-0.3SZ
41. MEMBER LOAD
42. 5 TO 8 UNI GY -0.933
43. JOINT LOAD
44. 2 6 FX 6.5
45. 6 7 FZ -1.95
46. LOAD 4 CM+CVINST-SX+0.3SZ
47. MEMBER LOAD
48. 5 TO 8 UNI GY -0.933
49. JOINT LOAD
50. 3 7 FX -6.5
51. 2 3 FZ 1.95
52. LOAD 5 CM+CVINST-SX-0.3SZ
53. MEMBER LOAD
54. 5 TO 8 UNI GY -0.933
55. JOINT LOAD
56. 3 7 FX -6.5
57. 6 7 FZ -1.95
58. LOAD 6 CM+CVINST+0.3SX+SZ
59. MEMBER LOAD
60. 5 TO 8 UNI GY -0.933
61. JOINT LOAD
62. 2 6 FX 1.95
63. 2 3 FZ 6.5
64. LOAD 7 CM+CVINST+0.3SX-SZ
65. MEMBER LOAD
66. 5 TO 8 UNI GY -0.933
67. JOINT LOAD
68. 2 6 FX 1.95
69. 6 7 FZ -6.5
70. LOAD 8 CM+CVINST-0.3SX+SZ
71. MEMBER LOAD
72. 5 TO 8 UNI GY -0.933
73. JOINT LOAD
```

```
74. 3 7 FX -1.95
75. 2 3 FZ 6.5
76. LOAD 9 CM+CVINST-0.3SX-SZ
77. MEMBER LOAD
78. 5 TO 8 UNI GY -0.933
79. JOINT LOAD
80. 3 7 FX -1.95
81. 6 7 FZ -6.5
82. PERFORM ANALYSIS PRINT ALL
```

MEMBER FORCE ENVELOPE

ALL UNITS ARE MTON METE

MAX AND MIN FORCE VALUES AMONGST ALL SECTION LOCATIONS

MEMB	FY/	DIST LD	MZ/	DIST LD	FX	DIST LD
FZ	DIST LD	MY	DIST LD			
1 MAX	2.39	0.00	3	6.52	3.50	4
	4.11	0.00	7	6.52	3.50	7
MIN	-4.11	3.50	5	-7.87	0.00	5
	-2.39	3.50	8	-7.87	0.00	9
3.68 C	3.50	6				
2 MAX	4.11	0.00	2	6.52	0.00	2
	2.39	0.00	6	6.52	0.00	7
MIN	-2.39	3.50	5	-7.87	3.50	2
	-4.11	3.50	9	-7.87	3.50	9
3.68 C	3.50	8				
3 MAX	2.39	0.00	2	6.52	3.50	5
	2.39	0.00	9	7.87	0.00	6
MIN	-4.11	3.50	5	-7.87	0.00	5
	-4.11	3.50	8	-6.52	3.50	8
3.68 C	3.50	7				
4 MAX	4.11	0.00	3	6.52	0.00	3
	4.11	0.00	6	7.87	3.50	6
MIN	-2.39	3.50	5	-7.87	3.50	3
	-2.39	3.50	7	-6.52	0.00	8
3.68 C	3.50	9				
5 MAX	4.28	0.00	4	6.52	0.00	4
	0.00	0.00	3	0.00	0.00	4
MIN	-4.28	6.00	3	-3.27	1.50	2
	0.00	6.00	9	0.00	5.50	9
0.99 C	6.00	1				
6 MAX	4.28	0.00	7	6.52	0.00	7

	0.00	0.00	4		0.00	6.00	3		4.11	C	0.00	7
MIN	-4.28	6.00	8		<u>-3.27</u>	4.50	7					
	0.00	6.00	5		0.00	0.00	3		0.99	C	6.00	1
7 MAX	4.28	0.00	7		<u>6.52</u>	0.00	9					
	0.00	0.00	4		0.00	6.00	4		4.11	C	0.00	7
MIN	-4.28	6.00	8		<u>-3.27</u>	4.50	7					
	0.00	6.00	5		0.00	5.50	5		0.99	C	6.00	1
8 MAX	4.28	0.00	4		<u>6.52</u>	0.00	5					
	0.00	0.00	7		0.00	5.50	7		4.11	C	0.00	4
MIN	-4.28	6.00	3		<u>-3.27</u>	4.50	4					
	0.00	6.00	9		0.00	6.00	9		0.99	C	6.00	1

CAPÍTULO

ESTIMACIÓN DE RESULTADOS

10.- RESULTADOS

10.1.-Factores de la Sísmica para cada uno de los Edificio.

Cada corrida, se revisó las deflexiones, los desplazamientos, las rotaciones en cada uno de los elementos, para que estuvieran en las permitidas por el RCDF.

Una vez formadas las articulaciones en los marcos, se prosiguió ha comparar la fuerza sísmica de diseño, con los la fuerza sísmica máximos que soportaría el elemento. De esta manera se obtuvieron factores que relacionan ambos aspectos.

Para el edificio 114, 1 nivel, 1 crujía, Q=4 el factor es:

$$\text{Factor} = 6.5 / 3.582 = \boxed{1.8146286}$$

A continuación se muestra una tabla con cada uno de los factores encontrados para cada Edificio.

Tabla de factores de la fuerza sísmica

Nivel/crujía	Q		
	2	3	4
1-1	1.89	1.87	1.81
1-2	2.13	2.01	1.95
1-3	2.74	2.41	2.23
1-4	3.24	3.12	3.02
1-5	4.84	4.52	4.25
2-1	0.83	0.73	0.64
2-2	1.53	1.31	1.23
2-3	2.36	2.42	2.45
2-4	2.92	2.75	2.68
2-5	3.12	3.01	2.94
3-1	0.52	0.51	0.54
3-2	1.46	1.32	1.26
3-3	2.13	2.01	2.03
3-4	2.93	2.85	2.71
3-5	3.04	3.04	3.06
5-1	*	*	*
5-2	0.92	0.84	0.75
5-3	1.75	1.69	1.53
5-4	2.74	2.67	2.46
5-5	3.12	3.01	3.02
7-1	*	*	*
7-2	0.73	0.61	0.62
7-3	1.92	1.82	1.78
7-4	2.31	2.25	2.09
7-5	3.02	3.04	2.94
10-1	*	*	*
10-2	*	*	*
10-3	1.82	1.72	1.65
10-4	2.31	2.26	2.13
10-5	2.53	2.45	2.46

Una vez encontrados los coeficientes anteriores se prosiguió a sacar la relación de crujías y niveles. Ejemplo:

Edificio 534, (El 5 indica los niveles, el 3 las crujías y el 4 indica el Q utilizado.):

$$\frac{Cr}{N} = \frac{3}{5} = 0.6$$

Así se obtuvo la siguiente tabla.

Tabla de factores Cr/N									
Nivel/crujía		Q			Nivel/crujía		Q		
		2	3	4			2	3	4
1-1		1	1	1	5-1		*	*	*
1-2		2	2	2	5-2		0.4	0.4	0.4
1-3		3	3	3	5-3		0.6	0.6	0.6
1-4		4	4	4	5-4		0.8	0.8	0.8
1-5		5	5	5	5-5		1	1	1
2-1		0.5	0.5	0.5	7-1		*	*	*
2-2		1	1	1	7-2		0.29	0.29	0.29
2-3		1.5	1.5	1.5	7-3		0.43	0.43	0.43
2-4		2	2	2	7-4		0.57	0.57	0.57
2-5		2.5	2.5	2.5	7-5		0.71	0.71	0.71
3-1		0.33	0.33	0.33	10-1		*	*	*
3-2		0.67	0.67	0.67	10-2		*	*	*
3-3		1	1	1	10-3		0.3	0.3	0.3
3-4		1.33	1.33	1.33	10-4		0.4	0.4	0.4
3-5		1.67	1.67	1.67	10-5		0.5	0.5	0.5

Una vez que obtenidos los datos anteriores, se tabularon, para lograr ajustarlos a una función, y de la cual obtener su ecuación.

10.2.-La Estadística y la Estimación de los Datos.

Como ya sabemos una FUNCIÓN es un conjunto de parejas ordenadas (x,y), cuando dos variables están relacionadas de tal manera que el valor de la primera queda determinado si se da un valor a la segunda, entonces se dice que la primera es función de la segunda.

A menudo nos limitamos solamente a una porción del sistema de números. Por ejemplo, podemos restringir nuestra variable de manera que tome únicamente valores comprendidos entre a y b.

En este caso, Q estará en función de las variables Cr y N que son el número de crujías y el número de niveles de cada uno de los edificios.

Para poder realizar el ajuste de datos a una función, se requiere el uso de la ESTADISTICA.

¿Qué es la estadística?

El *New Collegiate Dictionary de Webster*, define la Estadística como “una rama de las matemáticas que trata de la recopilación, el análisis, la interpretación y la representación de una gran cantidad de datos numéricos”. Por otra parte Kendall y Stuart afirman: “La Estadística es la rama del Método científico que trata de los datos reunidos al contar o medir las propiedades de alguna población”.

En general podemos establecer que:

“La Estadística trata del diseño de experimentos o encuestas mediante muestras para obtener una cantidad determinada de información a un costo mínimo y del uso óptimo de esta información para hacer inferencias con respecto a una población. El objeto de la Estadística es deducir inferencias con respecto a una población a partir de la información contenida en una muestra y proporcionar una medida correspondiente para la exactitud de la inferencia.”

William Mendenhall, Dennis and Richard Scheaffer.

En la Estadística tenemos procedimientos inferenciales que pueden utilizarse cuando una variable aleatoria Y , denominada variable dependiente, tiene una media que es una función de una o más variables no aleatorias, $X_1, X_2, \dots, X_n$, designadas variables independientes.

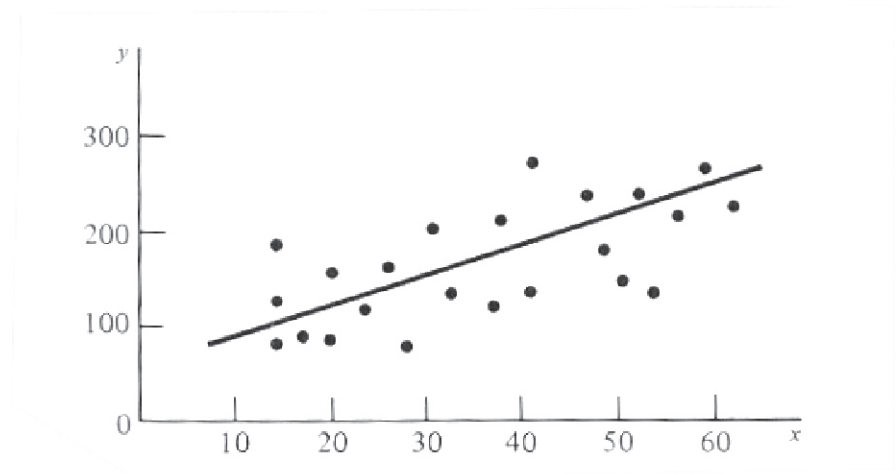
Se pueden utilizar muchos tipos diferentes de funciones matemáticas para representar el modelo de una respuesta que sea función de una o más variables independientes. Es posible clasificar este modelo en dos categorías, los modelos determinísticos y los modelos probabilísticos.

Sin embargo el modelo determinístico no permite ningún error en la predicción de y como función de x . Por lo que para este estudio no es el

adecuado.

Por tanto se resolvió con un modelo probabilístico, porque considera a Y como una variable que tiene un componente determinístico, $E(Y)$, más un componente aleatorio $\square$.

Este modelo toma en cuenta el comportamiento aleatorio de Y representado en la siguiente figura:



La figura representa una descripción más adecuada de la realidad que el modelo determinístico.

10.2.- Ajuste.

El ajuste se realizó con la ayuda de la Calculadora HP 49G ya que está se puede usar para analizar dos amplias categorías de estadísticas.

- ☐ La categoría Estadísticas descriptivas, donde nos calcula valores como la media, la varianza, y desviación estándar así como aplicar técnicas de regresión a los datos, para adaptarse a un modelo simbólico.
- ☐ La categoría Estadísticas Deductivas, la cual nos permite realizar cálculos de valores tales como intervalos de certeza, así como realizar pruebas de hipótesis basados en la distribución Normal Z y de Student.

Usando la aplicación **FIT DATA** de estadísticas descriptivas de la calculadora HP 49G para analizar los datos obtenidos, para ajustar datos, ya que cuantifica la relación entre los datos en dos columnas.

Se puede utilizar la aplicación de estadística para calcular el coeficiente de correlación de Pearson para los datos. Se puede elegir un modelo de regresión para aplicarlo a los datos para hallar la relación o se puede seleccionar la opción Best Fit (mejor ajuste) para permitir que la calculadora busque la mejor correlación de su biblioteca de tipos de ajuste.

Haciendo el ajuste de los datos se llegó a la siguiente expresión:

$$Q = 2.0407271 \left(\frac{Cr}{N} \right)^{0.4562434}$$

CAPÍTULO

06

CONCLUSIÓN

Es importante que se comprenda la diferencia entre la teoría y la realidad. La teoría son conceptos propuestos para explicar los fenómenos del mundo real y como tal, son aproximaciones o modelos de la realidad. Estos modelos o interpretaciones de la realidad, son presentados en forma verbal en algunas áreas menos cuantitativas y como relaciones matemáticas en otras áreas, como lo es en este caso.

Al escoger un modelo matemático en el proceso, se espera que el modelo refleje fielmente, en términos matemáticos, las características del proceso físico, de tal manera que se pueda utilizar métodos matemáticos para llegar a conclusiones del modelo mismo.

Sin embargo, la calidad de la precisión de la ecuación matemática dependerá del grado en que está corresponde o representa dicho caso.

El procedimiento para encontrar una buena ecuación no es sencillo. El criterio final para decidir si un modelo es bueno, es el hecho de que nos aporte información adecuada y útil.

Como se dijo en un principio, los requisitos para la aplicación de los distintos valores de Q , son muy generales y deben ir aparejados a la observancia de otros más específicos de sistemas constructivos y materiales particulares.

Así el propósito de esta tesis fue, aportar un criterio que nos facilite el cálculo del factor de comportamiento sísmico, Q , en

estructuras de concreto, teniendo en cuenta que solamente es para una zona sísmica especificada y para un tipo de suelo. Así que después de toda la investigación realizada obtuvimos que:

0.4562434

$$Q = 2.0407271 \left(\frac{C_r}{N} \right)$$

Con esta fórmula anterior obtenemos el Q necesario para edificio de concreto, variando el número de crujías y niveles que deseemos.

Este modelo matemático no es una representación exacta de la vida real, sin embargo su utilidad será medida por su idoneidad para ayudarnos en la comprensión de la naturaleza y en la solución de nuestro problema.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA:

Diseño Estructural
Roberto Meli Piralla
Segunda Edición
Editorial Limusa Noriega Editores.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles Fernández Villegas (1)
Tercera Edición
Editorial Limusa Noriega Editores.

Nvo. Reglamento de Construcciones para del Distrito Federal
Luis Arnal Simon, Max Betancourt Suárez
Editorial Trillas, Agosto 1999
México, D.F.

Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán
Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas
Edición 1990, Morelia, Mich.

Diseño de Estructuras de concreto conforme al reglamento ACI 318
Instituto Mexicano del cemento y del concreto A.C.
Primera edición, 1995, México, D.F.

Diseño de Estructuras del concreto (Método LRDF)
Jack C. Mc.Cormac
Ediciones Alfaomega, 1991, México, D.F.

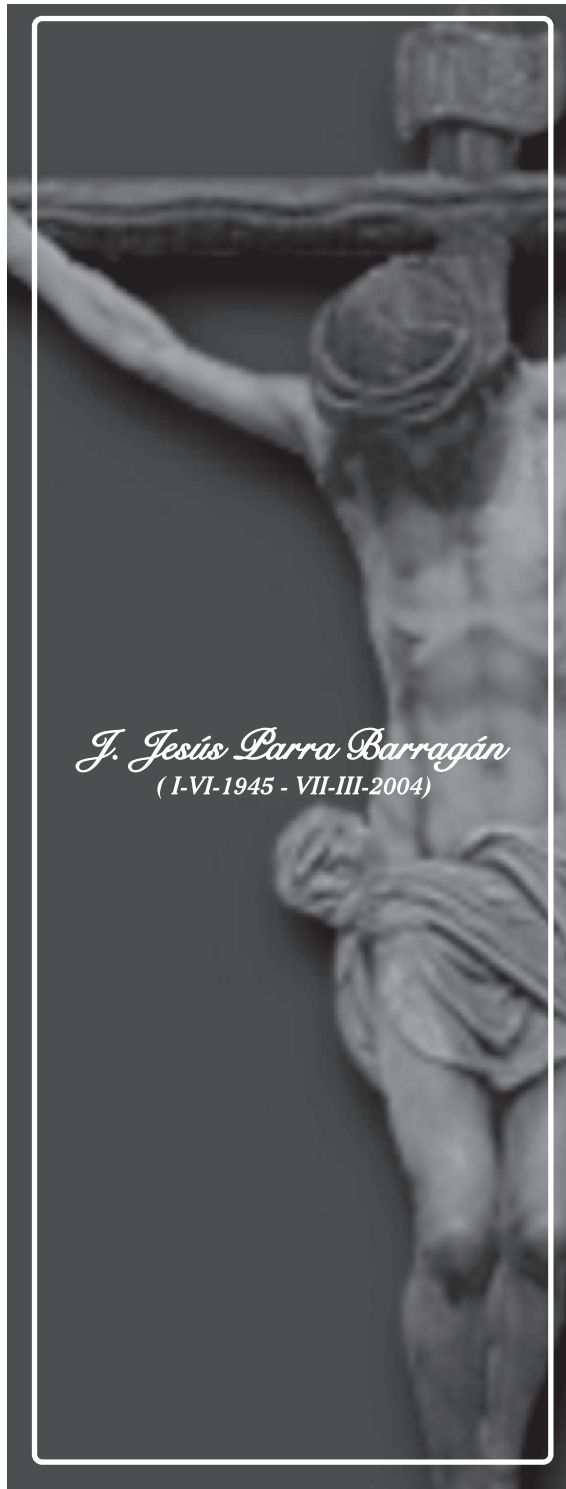
Diseño de Estructural Resistentes a Sismos
Emilio Rosenblueth
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.

Estructuras de Concreto
Park y Paulay
Editorial Limusa Noriega Editores.

NTC-87 Reglamento de construcciones para el distrito Federal.

Manual de Diseño Sísmico de Edificios
Enrique Bazan Zurita, Roberto Meli Piralla
Editorial Limusa.

Estadística Matemática con Aplicaciones
William Mendenhall, Dennis D. Wackerly, Richard L. Scheaffer
Segunda Edición
Grupo Editorial Iberoamérica.



J. Jesús Parra Barragán
(I-VI-1945 - VII-III-2004)

*A una vida tan recta, se la imita cuando se la ve
y se la hecha de menos cuando desaparece. En
la eternidad recibe la corona de gloria porque
triunfó en combates perfectos.*

*Era recto, agradó a Dios que lo amó, pero
como vivía en medio de los pecadores, fue
sacado de allí. Dios lo sacó por temor a que el
mal corrompiera su inteligencia o que su alma
se dejara seducir por la mentira.*
(Sab. 4, 10-14)

13

*Acabó pronto, pero había recorrido ya un
largo camino.*

14

*Su alma era preciosa a los ojos del Señor, por
eso la retiro pronto de su ambiente
corrompido.*

En Memoria de mi Padre.