

DL 08 T(309)C

MFN: 1171

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

**“CRITERIOS PARA ESTIMAR SECCIONES
PRELIMINARES DE MARCOS RIGIDOS EN
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO”**

Tesis

Presentada a la Junta Directiva de la

Facultad de Ingenieria

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por

JOSE EDUARDO RAMIREZ SARAVIA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
BIBLIOTECA
MILITARIO CASTILLO CONTON

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

Guatemala, Septiembre de 1974

7
6
F
C

**JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

Decano:	Ing. Hugo Quan Má
Vocal Primero:	Ing. Julio Campos Bonilla
Vocal Segundo:	Ing. Roberto Barrios Morataya
Vocal Tercero:	Ing. Leonel Aguilar Girón
Vocal Cuarto:	Br. Jaime Klussman F.
Vocal Quinto:	Br. Edgar Daniel De León M.
Secretario:	Ing. José Luis Terrón

**TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO**

Decano:	Ing. Hugo Quan Má
Secretario:	Ing. José Luis Terrón
Examinador:	Ing. Rafael Fernández E.
Examinador:	Ing. Javier Reyes
Examinador:	Ing. Rodolfo González M.

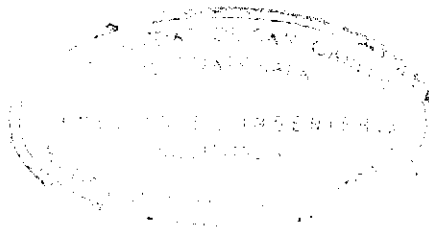


HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que la ley de la Universidad de San Carlos establece, presento a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado

**“CRITERIOS PARA ESTIMAR SECCIONES
PRELIMINARES DE MARCOS RIGIDOS EN
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO”**

Tema que me fue asignado por la junta Directiva de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos.



ACTO QUE DEDICO

A DIOS

A Mis Padres

EDUARDO RAMIREZ VIVAS
GRACIELA SARA VIA DE RAMIREZ

A Mis hermanos

MARTIN
MARIA MARTA
GABRIEL
ADRIAN
GRACIELITA

A Mi abuelita

MARIA VIELMAN V. DE SARA VIA

A LA MEMORIA DE MIS ABUELOS

A Mis tíos, primos, sobrino y demás familiares

A Mis amigos

MIGUEL NAJERA GRANADOS
CARLOS ERNESTO ANDRADE MORALES
MANUEL FRANCISCO ZEPEDA SARA VIA
HECTOR MARTIN RIVERA MONZON

A LA FACULTAD DE INGENIERIA

RECONOCIMIENTO

- AL ING. ROLANDO CHINCHILLA CASTAÑEDA
Por su guía en la realización del presente
trabajo.
- AL ING. JOAQUIN LOTTMANN
Por su guía durante mis estudios
- AL ING. CARLOS HILARIO POLO COSSICH
- AL ING. JUAN CARLOS SANDOVAL SHANNON
- AL ING. INFIERI JORGE MONTENEGRO PASSARELLI
- AL ING. INFIERI ERNESTO ROSALES ARENALES
- AL ING. INFIERI CARLOS ROMEO RECINOS FLORES
- A TODOS AQUELLOS PROFESIONALES QUE EN UNA
U OTRA FORMA AYUDARON A LA REALIZACION
DEL PRESENTE TRABAJO.
- A MIS CATEDRATICOS
- A MIS COMPAÑEROS

CONTENIDO

INTRODUCCION.

LIMITACIONES.

Capítulo 1. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL
DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE
CONCRETO REFORZADO.

Capítulo 2. RECOMENDACIONES DE CODIGOS Y
PUBLICACIONES ESPECIALIZADAS PARA
EL DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS EN
ESTRUCTURAS DE CONCRETO
REFORZADO.

Capítulo 3. METODOS APROXIMADOS PARA
DETERMINAR MOMENTOS Y CORTES EN
VIGAS Y COLUMNAS.

Capítulo 4. SECCION MAS FAVORABLE DESDE EL
PUNTO DE VISTA ECONOMICO.

Capítulo 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Capítulo 6. APENDICE.

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

El presente trabajo, pretende dar a conocer la importancia que en el campo del diseño estructural, debe darsele al "ANALISIS PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA" que va ligado intimamente con el dimensionamiento de los miembros de la misma.

Esta etapa, que sin duda alguna puede ser considerada como principal en el proceso de diseño, es olvidada la mayoría de veces.

Así pues, el proyectista la olvida, por considerar que solo puede servirle para obtener secciones tentativas que le den idea de las dimensiones mínimas que deben tener los miembros, sin tomar en cuenta que el "ANALISIS PRELIMINAR" no solo debe servir para buscar una solución técnica aceptable, sino que también debe implicar consideraciones de tipo económico que deben ir ligadas a las de tipo técnico, y que van a traducirse en beneficio directo para todas las personas que de una u otra forma estan ligadas al proyecto. De aquí, que el beneficio que implica lograr una sección favorable tanto técnica como economicamente es indiscutible.

Son así pues dos los objetivos que se persiguen:

- 1- Lograr que el profesional dedicado a este campo, se interese por esta parte del diseño estructural, que la estudie, investigue; que lo inquiete a buscar nuevos métodos en el campo del dimensionamiento, y que se le conceda en la etapa de diseño el lugar que le corresponde.
- 2- Para el profesional y estudiante que no hayan tenido mucha experiencia en el campo estructural, como guía para estimar secciones.

Si los objetivos propuestos llegan a realizarse, quedaré completamente satisfecho, seguro de haber contribuido en algo para el profesional de la ingeniería.

LIMITACIONES

TIPO DE ESTRUCTURA:

Pretende este trabajo, servir de guía en el dimensionamiento de estructuras de sección constante, constituidas por marcos rígidos, por lo menos en dos direcciones perpendiculares, vigas o losas y columnas que resistan el 100% de la acción sísmica, esencialmente por deformaciones flexionantes. Estas estructuras deberán estar libres de paredes verticales rígidas y otros sistemas de arriostramiento que hayan sido diseñadas con el propósito de resistir la carga sísmica que le corresponde. Los entrepisos de estas estructuras, deberán ser lo suficientemente rígidos y resistentes para transmitir las fuerzas horizontales a todo el conjunto estructural.

METODO DE DISEÑO:

Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que están sujetos, sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. La mayor parte de los reglamentos contemporáneos de concreto reforzado, se basa en criterios de este tipo. Algunos de ellos admiten, además, como alternativa, la aplicación de los métodos elásticos tradicionales. Puesto que los métodos desarrollados durante los últimos años, para determinar la resistencia a diversas acciones en los miembros estructurales son bastante precisos, los criterios de resistencia última permiten tener una idea bastante correcta de la seguridad a la falla de las secciones de una estructura, tomada individualmente. Los métodos de resistencia última, no requieren el uso del módulo de elasticidad, eliminándose así las incertidumbres que se derivan de la gran variabilidad de este parámetro en el concreto reforzado. Otra ventaja es que las resistencias no son afectadas significativamente por los efectos del tiempo, que tanto dificultan la aplicación de procedimientos elásticos. Los reglamentos de resistencia última

contienen recomendaciones complementarias para garantizar un comportamiento adecuado bajo condiciones de servicio en cuanto a deflexiones y agrietamiento.

METODO DE ANALISIS

Para el análisis de carga vertical se ha escogido el método de "CROSS A DOS CICLOS" y para el análisis de carga horizontal el "METODO DEL FACTOR". Se han escogido los métodos citados por considerar que se complementan mutuamente.

Hay otros métodos para análisis preliminares de estructuras. Por ejemplo para análisis de carga vertical se tiene el método que propone el Reglamento ACI (318-71) sección 8.4. Otros métodos para analizar la carga sísmica son el de Portales y el de Voladizo. Si el lector desea información sobre estos métodos, puede consultar la bibliografía presentada al final.

CAPITULO 1

1- FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

1- Factores que Influyen en el Dimensionamiento de Elementos de Concreto Reforzado

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo. La sección a obtener, debe cumplir con ciertos requisitos de resistencia y comportamiento bajo condiciones de servicio, brindar las máximas condiciones de seguridad y cumplir con requisitos de orden económico que van relacionados directamente con el costo de la obra. Para la solución del problema como se verá más adelante, se dispone de diferentes criterios y posiblemente se tengan varias alternativas; sin embargo se ha de elegir la que resulte más económica.

Es muy difícil establecer un conjunto de reglas que permitan dimensionar una sección; ahora bien, puede sugerirse al proyectista que no tenga mucha experiencia, un conjunto de principios generales que lo lleven a obtener una solución satisfactoria.

A continuación se presentan una serie de consideraciones que deben efectuarse antes de llegar a la solución final; algunas de éstas son producto de la experiencia de profesionales dedicados al diseño estructural; si bien conviene seguirlas, no deben considerarse como reglas fijas.

1.1 HABILIDAD Y EXPERIENCIA DEL PROYECTISTA

Cada problema de diseño puede implicar una variedad de soluciones, y dependiendo de la experiencia del proyectista, así será también la solución; sin embargo se considera una buena solución aquella que es práctica, completa y económica.

CAPITULO I

1- FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

1- Factores que Influyen en el Dimensionamiento de Elementos de Concreto Reforzado

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo. La sección a obtener, debe cumplir con ciertos requisitos de resistencia y comportamiento bajo condiciones de servicio, brindar las máximas condiciones de seguridad y cumplir con requisitos de orden económico que van relacionados directamente con el costo de la obra. Para la solución del problema como se verá mas adelante, se dispone de diferentes criterios y posiblemente se tengan varias alternativas; sin embargo se ha de elegir la que resulte más económica.

Es muy difícil establecer un conjunto de reglas que permitan dimensionar una sección; ahora bien, puede sugerirse al proyectista que no tenga mucha experiencia, un conjunto de principios generales que lo lleven a obtener una solución satisfactoria.

A continuación se presentan una serie de consideraciones que deben efectuarse antes de llegar a la solución final; algunas de éstas son producto de la experiencia de profesionales dedicados al diseño estructural; si bien conviene seguirlas, no deben considerarse como reglas fijas.

1.1 HABILIDAD Y EXPERIENCIA DEL PROYECTISTA

Cada problema de diseño puede implicar una variedad de soluciones, y dependiendo de la experiencia del proyectista, ~~asi~~ será también la solución; sin embargo se considera una ~~buna~~ solución aquella que es práctica, completa y económica.

Una solución práctica en el diseño en concreto reforzado, puede obtenerse al proyectar una sección que presente formas geométricas sencillas, lo que representará sencillez en la construcción, simplificación de mano de obra y reducción del tiempo de trabajo.

Debe procurarse que todas las secciones sean uniformes, si es posible estandarizarlas y evitar cambios bruscos de sección.

1.2 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Un análisis preciso de la estructura siempre es conveniente, sin embargo muchas veces por razones económicas y de tiempo no se lleva a cabo. Otras veces la estructura es tan sencilla que no vale la pena efectuar el análisis y se diseña con recomendaciones de códigos o bien de manuales; cuando así sucede, por lo general se sobrediseña ya que estas publicaciones tienen incluidos factores de seguridad elevados. Ahora bien, la decisión de que si se debe o no efectuar un análisis cuidadoso de la situación, depende del proyectista, y claro está, queda a su criterio. Sin embargo el conocimiento de la forma como están trabajando los miembros y que solo puede obtenerse por medio de un análisis, puede sugerirnos desde el principio el tipo de miembro con el cual vamos a enfrentarnos, ya que sabremos si es un miembro sometido a flexión simple, flexión y carga axial, sujeto a carga axial, sujeto a fuerza cortante, sujeto a torsión, etc... y nos permitiría, por ejemplo, decidir desde un principio si para determinada viga conviene más utilizar una sección rectangular o una sección T.

1.3 CARGAS

Las cargas que se escojan deben de ser las mínimas requeridas para el diseño que se plantea. El reglamento ACI (318-71) se basa en la suposición de que las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas aplicables. Debe de consultarse el peso de materiales que van a figurar como carga muerta y la carga viva que ha de suponerse de acuerdo al uso que se le va a dar a la estructura. Es recomendable que si se

utilizan en el diseño cargas últimas, los factores tanto para carga viva como para carga muerta sean constantes y que no se mezclen factores de diferentes códigos. Cuando se consideran en el diseño cargas de viento y sismo, las partes integrantes de la estructura deben diseñarse para resistir las cargas laterales totales. Es importante fijar el sistema de combinación de cargas verticales y horizontales que se va a utilizar. Existen varios criterios, lo recomendable es que se fije un sistema y que éste sea usado en el diseño de la estructura. Así mismo debe de consultarse lo relativo a reducciones de carga, ya que pueden ser muy favorables para el diseño.

1.4 CALIDAD DE LOS MATERIALES

La calidad y el costo de los materiales influyen en la determinación de las dimensiones de la sección. La tendencia actual es utilizar aceros y concretos de resistencias cada vez más altas, ya que dan la oportunidad de diseñar elementos esbeltos y más ligeros. Ahora bien debe hacerse notar que cuando la esbeltez y el peso del elemento no influyen, puede resultar más económico trabajar con elementos de calidades inferiores. Se deduce pues que la importancia de saber combinar las calidades del concreto y del acero pueden ser significativas. Es recomendable que cuando no se tenga mucha experiencia en este tipo de operaciones, se consulte a personas que tengan experiencia o bien se recurra a libros o publicaciones especializadas que traten el tema. En caso contrario, lo mejor es trabajar con las combinaciones de materiales más comunes.

A continuación se presentan algunas consideraciones acerca de las ventajas y desventajas de los aceros de altas resistencias.

Ventajas:

- a) La reducción en el número de varillas de acero, puede permitir una disminución en el ancho de las vigas principales, lo cual a su vez reduce las cargas muertas.

- b) Reducción de las dimensiones de las columnas en edificios altos, lo cual mejora la apariencia en las plantas bajas.
- c) La disminución en áreas de acero facilita la colocación del concreto, al reducirse la congestión de varillas.
- d) Se consigue ahorro en el manejo por haber menos cantidad de material.
- e) Se economiza en el costo por unidad de capacidad de carga.

Desventajas:

- a) Mucho menor ductilidad, lo cual se deduce por la falta de meseta en la curva esfuerzo - deformación unitaria.
- b) La investigación ha demostrado que cargas de servicio que produzcan esfuerzos tales como 3515 Kg/cm^2 (50 Ksi) en el refuerzo, pueden producir agrietamientos de orden considerable. Sin embargo el orden de las grietas puede ser mantenido a tamaños muy pequeños, empleando procedimientos tales como: varillas bien corrugadas, y la distribución de las mismas lo más uniformemente posible en las zonas de máxima tensión.
- c) Mayores deflexiones. Las normas ACI (318-63) exigen una revisión de las deflexiones cuando se emplean aceros con límites de fluencia mayor que 2810 Kg/cm^2 (40 Ksi).
- d) Problemas de adherencia, ya que la capacidad de carga es mayor y el perímetro de la varilla disminuye.
- e) Soldabilidad: Varillas con un contenido de carbono mayor de 0.35 por ciento no pueden ser soldadas fácilmente. Para las varillas formadas en frío, el calor de la soldadura aplicada sin cuidado puede conducir a una

pérdida de resistencia.

En cuanto a los concretos de alta resistencia deben trabajarse con sumo cuidado, dosificarse y producirse para asegurar una resistencia a la compresión establecida. Básicamente la resistencia está en función de la relación agua cemento y debe cuidarse sobre todo la trabajabilidad y consistencia adecuada.

1.5 APROVECHAMIENTO DE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO REFORZADO PARA OBTENER SECCIONES ECONOMICAS

Otro factor que es muy importante considerar para lograr una sección económica es el relacionado con el refuerzo de las secciones. Una de las ventajas del concreto reforzado estriba en la facilidad como puede variarse la resistencia de los elementos a lo largo de sus ejes longitudinales y que permiten que sean ajustados, según sea requerido. Así pues, se tiene la libertad de reforzar más aquellas zonas donde se necesite más resistencia. Es importante además conocer la forma correcta como deben colocarse el refuerzo principal, refuerzo secundario, ganchos, estribos, zunchos, etc. El principal objetivo de esta recomendación es lograr en general secciones que tengan un comportamiento adecuado.

A continuación se mencionan los principales factores que deben ser considerados para la colocación del refuerzo:

- a) Se recomienda si es posible estandarizar los armados y que esto sean sencillos.
- b) Reforzar más las zonas donde se necesite más resistencia y disminuir estos armados en las zonas donde sea posible.
- c) Procurar que no exista congestionamiento de refuerzo en los nudos, esto puede lograrse fijando si es posible determinado número de varillas para cada miembro. Para ello se recomienda en nudos donde se presenta

congestionamiento utilizar las varillas de mayor área. El principal problema que origina el congestionamiento de refuerzo es que no permite que el concreto penetre adecuadamente, consecuencia quedan zonas sin concreto (ratoneras) que originan pérdidas de resistencia.

- d) Se debe procurar que la estructura tenga un comportamiento dúctil, esto se logra limitando los porcentajes del refuerzo de flexión y cuidando los detalles de anclaje de varillas, que permite que entre las secciones de momento máximo y sus extremos se desarrolle el esfuerzo de fluencia. Otro factor que debe considerarse para el comportamiento dúctil de la sección es el refuerzo transversal debido a esfuerzo cortante.

El detallado de refuerzo con longitudes de anclaje y traslapes amplios, sin cortes o dobleces excesivos en las varillas y con estribos a separaciones adecuadas, permite obtener estructuras dúctiles con un aumento pequeño en la cantidad de refuerzo.

El proyectista debe buscar que su diseño cumpla con todos los requisitos y especificaciones de los códigos que rigen en la zona para la cual éste diseñe. Debe pensarse pues, que al estar cumpliendo con los requisitos mínimos que se especifican y con las recomendaciones que éstos presentan, se está diseñando con las condiciones máximas de seguridad. Por este motivo es recomendable que se estudie en los códigos lo relativo a recubrimientos mínimos, corte de varillas, doblado de varillas, traslapes y empalmes, ganchos, estribos, longitudes mínimas de desarrollo, anclajes, detalles para cambios de sección, etc.

1.6 LIMITACION DE PORCENTAJES DE ACERO. ACERO MINIMO. ACERO MAXIMO.

1.6.1 VIGAS:

Los códigos y reglamentos especifican porcentajes

mínimos basados en consideraciones teóricas y prácticas. Una de las consideraciones que más se utiliza es la que supone que el porcentaje mínimo de refuerzo de tensión debe ser tal que la resistencia de la viga sea aproximadamente 1.5 veces mayor que la resistencia de una viga de las mismas dimensiones pero sin refuerzo. El reglamento ACI 318-71, especifica que la relación mínima debe ser:

$$\rho = A_s/bd = 14/f_y$$

Sin embargo por razones de orden constructivo, es frecuente que se utilice como refuerzo de compresión por lo menos dos varillas, que facilitarán la colocación de los estribos que se utilizan como refuerzo por cortante.

El agrietamiento y las deflexiones que sufren los miembros sujetos a flexión están íntimamente ligados con el porcentaje de acero con el que se cuenta y también muchas de las consideraciones acerca de la limitación a mínimos y máximos de porcentajes de acero se relacionan directamente con estos dos tipos de fallas. Básicamente en un miembro sujeto a flexión pueden distinguirse dos zonas, una sujeta a tensión y la otra a compresión. Cuando la tensión excede la resistencia del concreto comienzan a aparecer las primeras grietas en la zona de tensión, las deflexiones dejan de ser proporcionales a las cargas y el acero comienza a resistir por sí solo toda la tensión. El esfuerzo que se produce en este acero longitudinal crece hasta la fluencia y en este momento las grietas se abren rápidamente y las deflexiones se vuelven grandes. La zona de compresión se ha reducido y llega un momento en que se produce un aplastamiento.

Cuando comienza a producirse este aplastamiento, la carga disminuye con menor o mayor rapidéz, dependiendo de la rigidéz del sistema de aplicación de carga, hasta que se produce el colapso final. Dependiendo de la cantidad de acero de refuerzo longitudinal que tenga el miembro, éste puede o no fluir antes de que se alcance la carga máxima. Cuando el acero

fluye, se dice que el comportamiento de la pieza es dúctil; es decir que antes del colapso final se obtienen grandes deflexiones. Hay otro caso en el que se tiene que la cantidad de acero de tensión es grande, éste no fluye antes del aplastamiento y puede ser muy peligroso ya que el miembro puede comportarse en forma frágil.

Si además del acero de tensión, existe acero longitudinal en la zona de compresión, se logra que el miembro adquiera ductilidad y de esta manera aumente su resistencia. Es de suma importancia hacer notar que la ductilidad que puede lograrse al colocar acero de compresión, no se obtiene si este acero no está debidamente restringido. Además para zonas en las que existen compresiones muy altas y cuando no se cuenta con los recubrimientos adecuados, el acero de compresión puede pandearse y se produciría un colapso repentino.

El criterio que más se utiliza en la actualidad, es el del porcentaje balanceado, que asegura un comportamiento dúctil de la sección. Supone un estado de deformaciones unitarias en el cual simultáneamente se alcanzan las deformaciones máximas permisibles para el concreto y el acero. Para el concreto se supone una deformación unitaria de .003 y para el acero su deformación a la fluencia.

El porcentaje balanceado puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\rho_b = \frac{.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$$

El reglamento ACI (318-71) especifica usar como máximo el 75% de la relación balanceada para construcciones normales y el 50% para construcciones en zonas sísmicas. Se deben estudiar las limitaciones y consideraciones que deben tenerse en cuenta para que la sección sea dúctil.

Para secciones T, el procedimiento más sencillo para

que se logren diseños con las restricciones de que el refuerzo longitudinal sea un porcentaje de la relación balanceada es por medio de tanteos y se ilustrará más adelante. Para vigas de gran peralte aproximadamente más de 50 cm. se deben colocar varillas de refuerzo en las caras laterales. El porcentaje de este refuerzo debe ser del orden de .2 a .5 por ciento del área de la sección. Las cargas horizontales pueden hacer que los puntos de inflexión sufran grandes variaciones de posición y se recomienda que una parte del refuerzo negativo máximo, del orden del 25% se prolongue a lo largo de toda la viga. La capacidad de momento positivo debe ser del orden del 50% del momento negativo.

1.6.2 COLUMNAS

De acuerdo con el código ACI (318-71) las columnas deberán diseñarse para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas de diseño de todos los pisos y la flexión máxima debida a las cargas de diseño en un claro adyacente al piso que se está considerando. También se debe tomar en cuenta la condición de carga que da la relación máxima de momento flexionante a carga axial. En marcos de edificios debe prestarse especial atención al efecto de las cargas de piso no balanceadas, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas. Al calcular los momentos en las columnas, debido a cargas de gravedad, los extremos lejanos de las columnas, que son monolíticos con la estructura, se pueden considerar empotrados.

La resistencia a flexión en cualquier nivel de piso debe proporcionarse distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente arriba y abajo del piso en cuestión, en forma proporcional a sus rigideces relativas y condiciones de restricción. El miembro estará sometido a compresión y deben considerarse los efectos de esbeltez. El efecto de sismo es muy significativo y deben consultarse las consideraciones especiales que es necesario tomar en cuenta.

El refuerzo longitudinal, está limitado a un porcentaje

mínimo de 0.01 y a un máximo de 0.08 veces el área total de la sección. El valor de 0.08 pocas veces puede alcanzarse por restricciones de índole constructivo. Para zonas sísmicas se recomienda un máximo de 0.06. Hay criterios que recomiendan reducirlo a 0.04. En general los valores de refuerzo deben estar entre 0.01 y 0.03. El número mínimo de varillas de refuerzo longitudinal en columnas es de cuatro, por lo menos una en cada esquina. Para columnas circulares se recomienda un mínimo de 6 varillas. Cuando los porcentajes de refuerzo utilizados son altos, se hace necesario recurrir al empleo de manojos de varillas, lo cual simplifica el armado. En general se permite utilizar hasta cuatro varillas por manojos, pero la mayoría de profesionales dedicados a la construcción recomiendan no utilizar más de tres. Las varillas deben ligarse firmemente entre sí. El área del manojos se considera como la suma de las áreas de las varillas. La longitud de desarrollo del manojos es igual al de una varilla incrementado en ciertos factores que dependen del número de varillas por manojos. Se recomienda no cortar todas las varillas de un manojos en la misma sección. Los manojos evitan el congestionamiento del refuerzo, sin embargo obligan a poner más cuidado en los detalles de empalmes y dobleces. El recubrimiento del manojos debe ser el de una varilla hipotética de tal diámetro que su área sea el área del manojos.

En cualquier intersección de viga y columna la suma de los momentos resistentes de las columnas para la carga axial de diseño debe ser mayor que la suma de los momentos de las vigas a lo largo de cada plano principal en esa intersección. Cuando la carga axial es de magnitud significativa (mayor que el 40% de la carga axial correspondiente a la condición balanceada), se debe colocar refuerzo transversal de confinamiento; con este refuerzo se logra ductilizar el miembro; solo trabaja en caso de que la columna sea sometida a esfuerzo máximo; en condiciones normales no trabaja. También debe colocarse refuerzo transversal para los efectos de corte. La separación máxima para este refuerzo es de $d/2$.

Debe tenerse también especial consideración en los

detalles de cambios de sección. Es común que las dimensiones de las columnas se cambien al pasar de un piso a otro. Debe consultarse las recomendaciones relativas a este punto.

1.7 RECOMENDACIONES GENERALES

En este inciso se presentan un conjunto de factores que también deben tenerse en cuenta, ya que pueden influir en el tamaño de la sección o bien en la cantidad del acero de refuerzo.

Hay proyectistas que para obtener determinados esfuerzos de diseño, no utilizan los factores de reducción ϕ que recomienda el código ACI (318-71). Es recomendable que si éste se utiliza o no, ser consistente.

Otra consideración que puede hacerse es la de redistribución de momentos (Ver código ACI 318-71, sección 8.6). Así mismo el criterio del proyectista para utilizar como momento de diseño el momento a eje o bien el momento a rostro.

Hasta aquí se ha tratado de dar un panorama general de las principales consideraciones que deben tenerse en cuenta para lograr una sección satisfactoria. A continuación se plantean los problemas más comunes relativos a dimensionamiento de secciones. En la mayoría de los casos solo se indica la forma de resolver el problema. Se asume que el lector está familiarizado con el método de diseño utilizado.



CAPITULO 2

RECOMENDACIONES DE CODIGOS Y PUBLICACIONES ESPECIALIZADAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Básicamente el problema de dimensionar una sección se presenta de dos formas:

- a) Es aquella en la cual no se exige ninguna limitación particular y el proyectista tiene absoluta libertad para fijar las características de la sección, tanto en lo que se refiere a las dimensiones de la misma como a la cantidad de acero. Asimismo, es él quien decide las características de los materiales que va a utilizar. Es lógico que se piense en el gran número de soluciones todas técnicamente correctas que pueden obtenerse, sin embargo la elección se podrá efectuar basándose en consideraciones económicas y constructivas.
- b) Es la más común, y es aquella en la que se presenta alguna restricción. Por lo general estas restricciones son de tipo arquitectónico. Por ejemplo: Puede ser que se fije un ancho determinado para la sección de las vigas, y no exista ninguna limitación respecto al peralte, entonces el proyectista tiene que fijar éste y encontrar el acero de refuerzo. Otro caso sería aquel en el que existe limitación con respecto al peralte, en cuyo caso el proyectista selecciona el ancho y la cantidad de refuerzo. También es corriente contar con una sección determinada y el proyectista se limita a encontrar el acero de refuerzo. Cuando sucede este último caso se debe estar seguro que la sección que se ha escogido satisface los requisitos para la sección crítica de la viga. Más adelante se presentan ejemplos que ilustran las formas más comunes que se utilizan para dimensionar vigas de secciones rectangulares, vigas tipo T y Columnas.

2.1 VIGAS RECTANGULARES

Ya se ha mencionado en la Introducción, que la intención de este trabajo es procurar que la sección obtenida en los tanteos preliminares, sea prácticamente la definitiva. Sin embargo estos tanteos iniciales, deben ser prácticos; se evitarán consideraciones que obliguen a refinar el procedimiento. Por ejemplo, no se pensará desde el principio en hacer chequeos de deflexiones, grietas, etc.

A continuación se incluye la tabla 9.5 (a) del código ACI (318-71).

PERALTE MINIMO DE VIGAS, O LOSAS EN UNA DIRECCION, CUANDO NO SE CALCULAN DEFLEXIONES*

Peralte Mínimo h				
MIEMBROS	Libremente Apoyados.	Con un extremo continuo.	Ambos extremos continuos.	En Voladizo.
	Miembros que no soportan, o están ligados, a divisiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse por grandes deflexiones.			
Losas macizas en una dirección.	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervuradas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

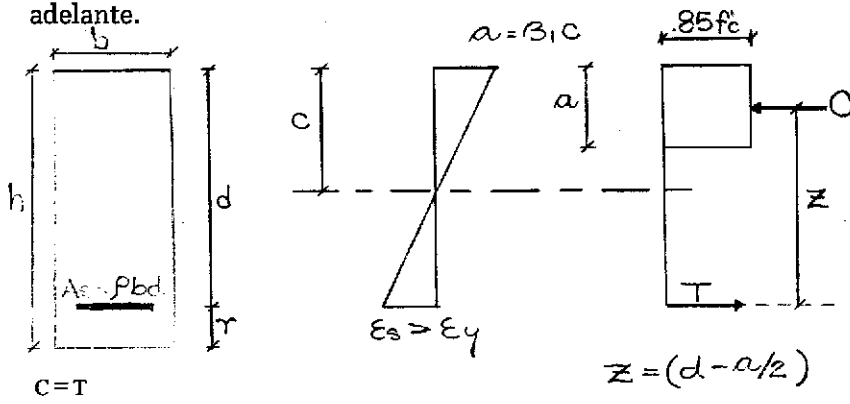
* Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en miembros de concreto reforzado no presforzado hechos con un concreto de peso normal ($w = 2.3 \text{ ton/m}^3$) y acero de refuerzo grado 42. Para

otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- a) Para concreto estructural ligero de peso volumétrico dentro del intervalo de 1.4 a 1.9 ton/m³, los valores de la tabla deberán multiplicarse por $1.65 - 0.3w$, pero no menos de 1.09, estando w medida en ton/m³.
- b) Para refuerzo no presforzado que tenga una resistencia a la fluencia distinta de 4200 Kg/cm², los valores de esta tabla deberán multiplicarse por $0.4 + \frac{f_y}{7000}$ (fy en Kg/cm²). 7030

METODO DE RESISTENCIA ULTIMA O METODO PLASTICO

A continuación se presenta la teoría básica del llamado método de resistencia última. La ecuación de equilibrio de la sección es un magnífico instrumento para dimensionar secciones. La forma de utilizar dicha ecuación se describe más adelante.



$$.85f_c'c ab = \int bdfy = A_s fy$$

$$a = \frac{\int d f y}{.85 f_c' c} = \frac{d}{.85} \cdot \frac{\int f y}{f_c'} \quad \text{PERO} \quad \frac{\int f y}{f_c'} = w \text{ (Indice de Refuerzo)}$$

$$a = \frac{d}{.85} w$$

$$M_u = C(d - a/2)$$

$$M_u = .85 f_c^1 a b (d - a/2) = .85 f_c^1 \frac{d W}{.85} d b \left(1 - \frac{d W}{.85 (2) d}\right)$$

$$M_u = f_c^1 d^2 b W (1 - W/1.70) = f_c^1 d^2 b W (1 - .59W) \neq c \text{ fund.}$$

M_u/ϕ = Momento de Diseño (Si se desea emplear los factores ϕ)

$$f_{\max} = .5 f_{\text{bal}} = .5 \frac{\beta_1 0.85 f_c^1}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (\text{Zona Sísmica})$$

PROBLEMAS QUE PUEDEN PRESENTARSE

1. Sólo se conoce el momento que actúa en la sección. Materiales a utilizar dependen del proyectista.

Prácticamente se conoce entonces el Momento de Diseño, f_c , f_y y los límites de porcentaje de acero. Como límite inferior se tendrá $14/f_y$ y como límite superior $.5 f_{\text{bal}}$. El valor que se suponga de f se fija atendiendo a consideraciones económicas. Valores bajos de f dan secciones más económicas. Cuando se desea reducir el tamaño de las secciones se emplean porcentajes altos.

La experiencia ha demostrado que fijando la relación b/d se puede llegar a obtener resultados favorables. Se fija pues un valor de b/d y luego se aplica la ecuación de equilibrio de la sección. Hay quienes prefieren fijar la relación b/h pero es un poco más laborioso.

La relación b/d tiene influencia en el costo de la sección, esto se analizará en el capítulo 4. Por el momento diremos que las secciones más económicas son las más peraltadas. La relación b/d suele fijarse entre $1/4$ y $1/2$.

Los valores obtenidos de b y d , deberán aproximarse a

sus múltiplos de 5 más cercanos.

A continuación se indica la forma de resolver un problema con la dificultad anterior:

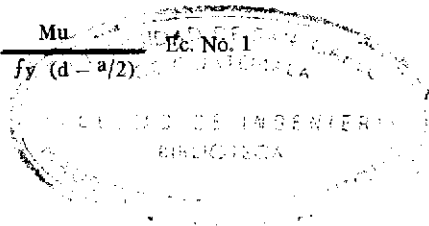
- a) Seleccionar el valor de ρ (Por lo general se supone igual a .5 de ρ_{bal}). Se obtiene el índice de Refuerzo $W = \rho f_y / f'_c$.
 - b) De la ecuación de equilibrio de la sección M. de Diseño = $f'_c b d^2 W (1 - .59W)$ y con el valor W obtenido se despeja el término $b d^2$. Por lo tanto se tiene que $b d^2 = Constante$. Si por ejemplo se hubiera asumido $b/d = 1/2$, sólo bastaría sustituir en la ecuación anterior y se obtendrá el valor de b y d respectivamente. Aproximar los valores obtenidos a múltiplos de 5.
 - c) Se procede a encontrar el A_s (Area de Acero).
2. Cuando en el problema se fija alguno de los parámetros b ó d, se reduce prácticamente al caso anterior.
 3. Las dimensiones de la sección ya han sido fijadas. El proyectista tiene que determinar el área de acero. Si no se ha especificado que tipo de concreto y acero se va a utilizar, esta decisión queda a criterio del diseñador. Se presenta a continuación dos formas de solucionar este problema.

SOLUCION No.1

$$C = T$$

$$M_u = T (d - a/2) = A_s f_y (d - a/2) \quad \therefore \quad A_s = \frac{M_u}{f_y (d - a/2)}$$

$$M_u = C (d - a/2) = .85 f'_c a b (d - a/2)$$



$$.85 f'_c a b (d - a/2) = A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = \frac{f_y A_s}{.85 f'_c b} = \frac{f_y}{.85 f'_c b} \cdot A_s = K_2 A_s \quad \text{Ec. No. 2}$$

De la ecuación No.1 se tiene que $A_s = K_1 / (d - a/2)$

De la ecuación No. 2 se tiene que $a = K_2 A_s$

Para la ecuación No. 1 se supone un valor de a ; en el primer tanteo conviene suponer que a es .20 ó .25 de d . El valor de A_s obtenido en la ecuación No.1 se sustituye en la ecuación No.2 y se obtiene otro valor de a . Este último se sustituye de nuevo en la ecuación No.1, se obtiene de nuevo un valor de A_s y se sustituye otra vez en la ecuación No.2... y así sucesivamente hasta que el valor de A_s permanezca casi constante.

SOLUCION No.2.

Utilizando la ecuación de equilibrio de la sección:

$$M_u = b d^2 f'_c W (1 - .59 W)$$

$$\frac{M_u}{b d^2 f'_c} = W (1 - .59 W)$$

$$\text{Constante} = W (1 - .59 W)$$

$$\text{Se obtiene el valor de } W; \quad \gamma = W \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = \gamma b d.$$

La dificultad que puede presentarse en este tipo de problemas es que al encontrar f , sea mayor que .5 del porcentaje balanceado. Hay dos formas de solucionarlo: La primera implica una modificación en b o en d. Se hace notar que esta forma de solucionar el problema es la más conveniente, ya que no altera en forma considerable el costo de los miembros principales. En general es más económico modificar d.

La otra solución que se utiliza cuando las limitaciones de tipo estructural y arquitectónico impiden modificar las secciones es la de colocar acero como refuerzo de compresión. A este tipo de vigas se les llama de doble refuerzo o doblemente reforzadas. Esta solución puede elevar considerablemente el costo, ya que el consumo de acero es elevado. Conduce a problemas de congestionamiento. Las secciones de doble refuerzo son poco utilizadas. **NUNCA SE DIMENSIONA UNA SECCION PARA QUE TRABAJE CON REFUERZO DE COMPRESION**, es por ello que no se trata en este trabajo el tema. Su utilidad es más que todo de tipo práctico. Se recomienda estudiar la forma de determinar el acero de tensión y compresión para una sección de dimensiones establecidas.

2.2 VIGAS T.

Requisitos: (Sección 8.7 Código ACI 318-71)

En la construcción de vigas T, la losa y la viga deberán construirse monolíticamente, o, de lo contrario, deberán estar efectivamente unidas entre sí.

El ancho efectivo del patín que se emplee en el diseño de vigas T simétricas no debe exceder de la cuarta parte de la longitud del claro de viga, y su ancho a cualquier lado del alma no debe de exceder de ocho veces el espesor de la losa, ni de la mitad de la distancia libre a la siguiente viga.

En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la

forma T para proporcionar un área adicional de compresión, el patín tendrá un espesor no menor que la mitad del ancho del alma, y un ancho total del patín no mayor que cuatro veces el ancho del alma.

Para vigas que tenga un patín de un solo lado, el ancho efectivo del voladizo no excederá de $1/12$ de la longitud del claro de la viga, ni de seis veces el espesor de la losa, ni de la mitad de la distancia libre a la siguiente viga.

Cuando el refuerzo principal en una losa que se considere como patín de una viga T (no una nervadura en una losa nervada) sea paralelo a la viga, debe proporcionarse refuerzo transversal en la parte superior de la losa. Este refuerzo deberá diseñarse para resistir la carga de diseño en la porción de losa requerida para el patín de la viga T. Deberá suponerse que el patín actúa como un voladizo. El espaciamiento de las varillas no excederá de cinco veces el espesor del patín; y en ningún caso será mayor de 45 cm.

El tamaño de las secciones puede estimarse de la misma forma que para una viga rectangular. La diferencia entre una viga rectangular y una viga T, estriba en el cálculo de la fuerza de compresión, ya que la viga T, tiene un patín de compresión. La mayoría de las vigas T, son parte de sistemas de piso. La losa en la parte superior es la que actúa como patín de la viga T. A continuación se indica la forma de obtener el área de refuerzo para una viga T cuando se conoce el momento flexionante, las resistencias de los materiales y las características geométricas de la sección.

Previo a la determinación del A_s de refuerzo, se debe determinar el ancho efectivo del patín (área de concreto sujeta a compresión). Los criterios establecidos por el código son aproximados, y de ellos debe escogerse el que sea menor.

Investigar la forma como trabaja la viga. Se calcula la posición del eje neutro, si éste cae dentro del patín el comportamiento de la sección es igual al de una sección

rectangular cuyo ancho es el ancho del patín. Cuando el eje neutro cae dentro del alma de la viga, es decir que la fuerza de compresión no alcanza a desarrollarse totalmente en el patín; se hace necesaria la contribución del alma, para que ésta pueda desarrollarse. Se tiene entonces que la viga trabaja como viga T.

Hay varios métodos para obtener el A_s en vigas T, casi todos son aproximados y el diseñador puede escoger el que más le convenga. Se presentan a continuación dos de los más utilizados.

1er. Método

1. Se calcula en forma aproximada el A_s a tensión. La ecuación a utilizar es la misma que para una sección rectangular común ($M_u = A_s f_y z$); el término z que para vigas rectangulares comunes es $(d - a/2)$ se sustituye por $0.9d$ o bien por $(d - t/2)$. Ambas expresiones dan valores muy semejantes. Se tiene entonces que $A_s = M_u / f_y z$
2. Se obtiene el valor de la fuerza de tensión: $T = A_s f_y$
3. La sección debe de estar en equilibrio $T = C$

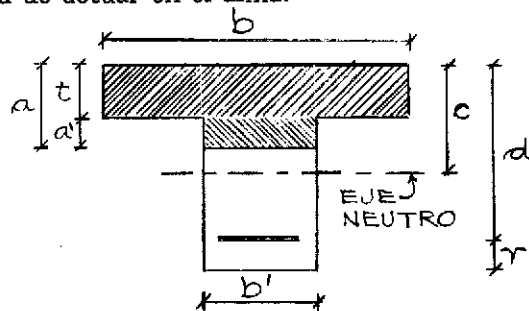
$$C_{\text{patín}} = 0.85 f'_c b t$$

$$C_{\text{alma}} = C - C_{\text{patín}}$$

4. Se encuentra la profundidad a la que la fuerza de compresión deja de actuar en el alma.

$$C_{\text{alma}} = 0.85 f'_c b' a'$$

$$a' = \frac{C_{\text{alma}}}{0.85 f'_c b'}$$



5. Se calcula el punto de aplicación de la fuerza total y compresión \bar{Y} .

$$\bar{Y} = \frac{\text{Momentos}}{\text{F. Total}} \quad (\text{Por ej.: Con respecto a la parte Sup. del patín}).$$

$$\text{F. Total} = C_{\text{patín}} + C_{\text{alma}}$$

Se ajusta el brazo $Z = d - Y$ y luego se calcula el nuevo A_s . $A_s = M_u / F_y \cdot z$.

6. Revisar las limitaciones de acero. Estas limitaciones están en función del alma de la viga T. El A_s debe de ser menor de .5 del A_s correspondiente a la relación balanceada.

2do. Método

1. Separar las alas del alma de la viga.
2. Calcular el momento de las alas

$$M_f = (b - b') t 0.85f_c (d - t/2)$$

$$M_f = A_s f_y (d - t/2) \quad A_{s1} = \frac{M_f}{f_y (d - t/2)}$$

$$3. \quad M_{\text{alma}} = M_{\text{Total}} - M_f$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

4. Revisión de las limitaciones de acero.

Otras Soluciones

Este trabajo esta limitado a miembros de sección constante, sin embargo se considera conveniente presentar como alternativa de solución el tema de miembros acartelados. Prácticamente solo se hace mención de éste sin explicar las bondades o inconveniencias del mismo.

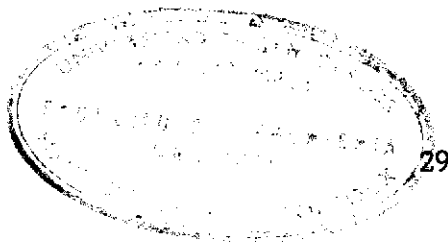
Al diseñar miembros principales y cuando las luces son muy grandes, los momentos obtenidos a ejes, o bien a rostro de las columnas son muy elevados. Como por lo general son estos momentos los que se utilizan como momentos de diseño, las secciones que se obtienen para poder resistirlos, son de un tamaño considerable. Si se piensa en utilizar estas grandes secciones a lo largo de todos los tramos, es casi seguro que se esté desperdiciando grandes cantidades de material y elevando considerablemente el costo de la obra. Con el uso de las secciones acarteladas se logran economías muy favorables, ya que las secciones se diseñan practicamente para el momento requerido. Así pues se tendrán en las zonas de momento máximo (Intersecciones de vigas y columnas), secciones grandes y en el centro de las luces, secciones corrientes.

RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS:

1. Analizar tipo de estructura.
2. Cargas a considerar. Se recomienda hacer un cuidadoso análisis para las cargas vivas. Tener presente que para fines de diseño las cargas deben afectarse de los factores recomendados por el Código. ($U = 1.4D + 1.7L$).
3. Debe considerarse el peso propio del miembro. Con ayuda de la tabla 9.5 (a) del código ACI (318 - 71), presentada anteriormente, se obtiene una de las dimensiones mínimas que debe de tener la viga.
4. Materiales a utilizar. Limitar los porcentajes máximos y

mínimos de acero.

5. Asegurarse de las dimensiones de la estructura.
6. Método de Análisis. Si es posible analizar la estructura para diferentes condiciones de carga viva. Obtener diagramas de corte y momento. Determinar momento CRITICO.
7. Obtener las dimensiones de la sección.
8. Ajustar la sección obtenida. Utilizar recubrimiento adecuado.
9. Determinar areas de acero requeridas. Acero longitudinal.
10. Se recomienda hacer de nuevo un chequeo de la sección obtenida.
11. Diseñar anclaje. Revisión de las distancias que debe prolongarse el Refuerzo. (Momento Negativo, Momento Positivo, puntos de inflexión, apoyos, etc.).
12. Diseñar Refuerzo Transversal. (Revisión del Corte).
13. Armado tentativo. (Si se diseña para zonas sísmicas, es recomendable tomar en cuenta las consideraciones especiales que deben seguirse).
14. Revisión de ductilidad. Asegurarse que el tipo de falla de la viga va a ser dúctil.
15. Revisión de Deflexiones.
16. Revisión de agrietamiento.



2.3 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS:

De Comentarios al Reglamento ACI 318-71 (Sección 10.8):

“Los requisitos detallados de las Secciones 912(a) y 913(a) de ACI 318-63 que exigían ciertas dimensiones mínimas para los miembros en compresión, han sido eliminadas para permitir el amplio empleo de los miembros en compresión de concreto reforzado en dimensiones menores y estructuras ligeramente cargadas, tales como residencias de baja altura y edificios ligeros de oficinas”.

En las Secciones 10.8.2, 10.8.3 y 10.8.4 del mismo código puede leerse en el segundo párrafo:

“La idea básica de las secciones 10.8.2, 10.8.3 y 10.8.4 es que resulta adecuado diseñar una columna de dimensiones suficientes para resistir la carga”.

Las columnas son elementos que generalmente están sometidos a la acción de carga axial y momento flexionante. Si el momento actúa solo en una dirección suele llamarse a esta condición Flexocompresión. Si la flexión actúa en dos planos de simetría Flexión Biaxial.

El procedimiento usual utilizado en el dimensionamiento de columnas es por TANTEOS. Consiste en proponer las dimensiones de la sección transversal y según el tipo de esfuerzo al que este sometido el miembro (Flexocompresión o Flexión Biaxial), se diseña la columna. Métodos de Diseño para columnas existen varios, pero la mayoría de éstos, quedan satisfechos cuando el porcentaje de acero obtenido se encuentra entre los límites permisibles.

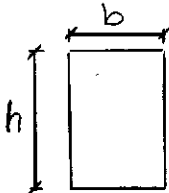
Si el proyectista tiene experiencia, es casi seguro que en los primeros tanteos, ya utilice secciones cercanas a aquellas que van a ser consideradas como definitivas.

Para aquellos proyectistas que no tengan experiencia, el procedimiento al principio va a ser un tanto laborioso. Sin embargo si éste conoce los factores que alteran el comportamiento de las columnas, tendrá más criterio a la hora de proponer una sección, que aquel que la proponga en forma arbitraria sin haber tomado en cuenta estos factores.

A continuación se trata de dar una idea general de los factores que deben considerarse en el diseño de columnas. Se explican los procedimientos a seguir y los métodos más utilizados de diseño. La importancia de las columnas en una estructura es de 1er. orden, y se sugiere al lector que antes de tratar de dimensionar una columna, estudie la teoría de su comportamiento.

Para el proceso de diseño se supondrá que ya se conocen las dimensiones de la sección; se recomienda respetar las limitaciones siguientes:

- a. Columnas circulares: Por lo menos 25 cm. de diámetro.
Columnas Rectangulares: La menor dimensión de por lo menos 20 cm. Area total no menor de 600 cm². Algunos proyectistas consideran que la dimensión mínima para columnas en una estructura de concreto reforzado debe de ser 30 cm.
- b. La relación b/h debe de ser mayor que 0.4



$$b/h > 0.4$$

- c. Las columnas deberán diseñarse con una carga y un momento. El momento de diseño mínimo, se obtiene multiplicando la carga axial (P) por una excentricidad. Se prevén excentricidades mínimas para tomar en cuenta las excentricidades accidentales debidas a una

mala colocación de los miembros y del refuerzo, no uniformidad de los materiales y discrepancias menores entre las suposiciones del análisis y el comportamiento real.

La excentricidad mínima de 0.05 h para miembros con refuerzo helicoidal, y 0.10 para miembros con estribos, se han recomendado en los últimos Reglamentos del ACI, y son valores conservadores.

- d. Al concluir el proceso de diseño, los valores del porcentaje deben estar comprendidos entre los mínimos y máximos especificados, pero de preferencia entre 0.01 y 0.03.
- e. La relación del refuerzo en espiral, ρ_s , no será menor que el valor dado por

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

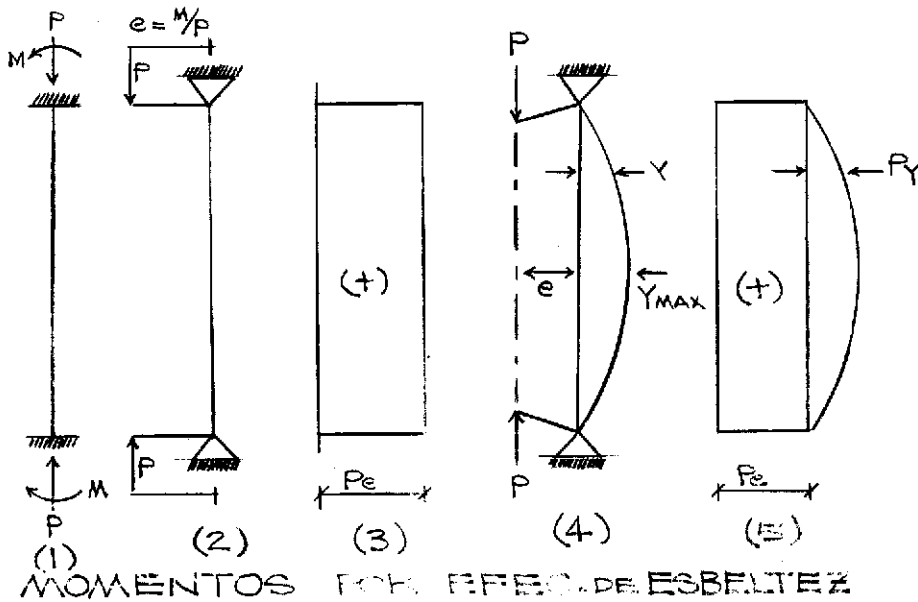
donde f_y es la resistencia a la fluencia especificada del refuerzo en espiral, la cual no debe ser mayor de 4200 Kg/cm².

EFECTOS DE ESBELTEZ: ✓

Se entiende por efecto de esbeltez la reducción de resistencia de un elemento sujeto a compresión axial, flexocompresión o bien flexión biaxial, debida a que la longitud del elemento es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal. En elementos cortos el efecto de esbeltez puede despreciarse, no porque no exista, sino porque no afecta el comportamiento de la columna.

El efecto de esbeltez puede explicarse en forma muy general de la siguiente manera:

Efectos de Esbeltez.



Suponer una columna articulada en sus extremos, sujeta a carga axial y momento flexionante. Esta columna equivale a un sistema como el de la fig(2). El diagrama de momento flexionante se presenta en la fig(3). Al aplicar la carga P al sistema de la fig(2), éste se deforma como se muestra en la fig.(4), y como consecuencia de esta deformación, aumenta la distancia de la línea de acción de la carga P al eje de la columna, lo que equivale a que crezca la excentricidad de la carga en una cantidad y . Por lo tanto se tiene que $M = P(e + y)$. El incremento de momento que sufre la columna es lo que hace que la resistencia se reduzca.

La reducción de resistencia por esbeltez también puede deberse al desplazamiento relativo que sufran los extremos de la columna. El efecto de esbeltez es particularmente peligroso cuando al plotear el diagrama de momentos $M = Pe + My$. debido a esbeltez, se obtiene un valor de momento máximo tal, que es mayor que el momento máximo obtenido de plotear únicamente $M = Pe$ (Carga axial por excentricidad). A los momentos debidos únicamente a la carga axial por la

excentricidad se les suele llamar Momentos Primarios y son los que se utilizan para fines de diseño. Generalmente este momento primario también incluye al momento producido por la consideración de fuerzas horizontales.

Rigidez a flexión de las vigas que restringen una columna:

Mientras mayor sea esta rigidez a flexión, es mayor el grado de empotramiento de la columna en sus extremos y, por lo tanto, son menores las deflexiones de la columna y los momentos adicionales P_y .

Rigidez a flexión de la columna.

La rigidez a flexión de la columna tiene influencia sobre la reducción de resistencia por esbeltez, ya que mientras más rígida sea la columna, son menores sus deflexiones y por lo tanto, el valor de los momentos adicionales P_y . La rigidez a flexión de la columna depende principalmente del tamaño de la sección transversal, del módulo de elasticidad del concreto, del porcentaje de refuerzo longitudinal y de la longitud de la columna. El efecto combinado del tamaño de la sección transversal y de la longitud, suele tomarse en cuenta en los métodos de dimensionamiento mediante el parámetro llamado esbeltez de la columna, que se define como la relación entre la longitud y el radio de giro de la sección.

Duración de la Carga.

Cuando la carga actúa por un período prolongado de tiempo, las deflexiones aumentan por efecto de la contracción y el flujo plástico del concreto. Por lo tanto, aumentan también los momentos adicionales y la reducción de resistencia por efecto de esbeltez. La influencia de la duración de la carga es más importante mientras mayores sean las deflexiones adicionales.

Hasta aquí se ha pretendido dar una idea al lector de los efectos que debe tener presentes a la hora de proponer una

sección para tratar de diseñar una columna.

Métodos de Dimensionamiento:

El dimensionamiento de columnas esbeltas en estructuras comunes suele hacerse con métodos simplificados, y en la mayoría de los cuales, los efectos de esbeltez no son considerados. Dichos métodos se trabajan haciendo uso de los momentos de Primer Orden o Primarios. La gran mayoría de estos métodos necesitan del auxilio de diagramas de interacción, tablas, gráficos, etc.

El método de diseño que a continuación se propone es el presentado en el Reglamento ACI 318-71 (Sección 10.11). Es un método de amplificación de momentos, y consiste en obtener el valor de la carga axial P , y el momento flexionante, M , en las columnas de una estructura por medio de un análisis de Primer Orden o Primario, y dimensionar la columna para el mismo valor de P y para un momento amplificado $\mathcal{J}M$, donde \mathcal{J} es un factor siempre mayor que la unidad. Al diseñar la columna para los valores P y $\mathcal{J}M$, el efecto de esbeltez es considerado.

$$M_{\max} = \mathcal{J} M_o$$

$$\mathcal{J} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi' P_c}} \geq 1.0$$

Para miembros contraventados contra desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre sus apoyos, C_m se puede considerar como

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2$$

Para miembros con posibilidad de desplazamiento lateral relativo o con cargas transversales entre sus apoyos, C_m puede considerarse igual a 1.

Los momentos M_1 y M_2 son los momentos flexionantes en los extremos del elemento, siendo M_2 el momento numericamente mayor.

P_u es la carga axial de diseño. (Miembro a Compresión)
 P_c es la carga crítica de Euler. La siguiente ecuación da la carga crítica de pandeo de elementos de comportamiento lineal:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

El producto EI de la ecuación anterior, puede considerarse como:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

En estas ecuaciones, E_c es el módulo de elasticidad del concreto, E_s el módulo de elasticidad del acero, I_g el momento de inercia de la sección total de concreto con respecto a su eje centroidal, despreciando el refuerzo, I_{se} , momento de inercia del acero de refuerzo respecto al eje centroidal de la sección transversal del miembro y β_d es la relación entre el momento máximo debido a la carga muerta de diseño y el momento máximo debido a la carga total de diseño, siempre positivo.

El término kl_u es la longitud efectiva de pandeo. Depende del grado de restricción de la columna en sus extremos y de la posibilidad de que exista desplazamiento

lateral relativo. Para miembros sujetos a compresión contraventados contra desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva de pandeo, k , debe tomarse como 1 a menos que el análisis demuestre que se puede utilizar un valor menor.

En miembros sujetos a compresión no contraventados contra desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva de pandeo, K , deberá determinarse considerando debidamente el agrietamiento y el refuerzo para el cálculo de la rigidez relativa, y debe ser mayor que 1.

En la práctica el factor K se determina con el uso de nomogramas, o bien de alguna fórmula. Para el cálculo de k se hace necesario conocer las rigideces relativas de los miembros.

La longitud libre de pandeo, l_u , de un miembro sujeto a compresión, deberá tomarse como la distancia libre entre losas de pisos, vigas u otros miembros capaces de proporcionar un apoyo lateral para el miembro sujeto a compresión. Cuando existan cartelas, o capiteles, la longitud libre de pandeo deberá medirse al extremo inferior del capitel, o cartela, en el plano considerado.

El reglamento ACI 318-71 indica que los efectos de esbeltez, se pueden despreciar cuando kl_u/r sea menor que 34 - 12 M_1/M_2 . En los miembros sujetos a compresión no contraventados contra desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando kl_u/r sea menor que 22. Cuando el valor de kl_u/r es mayor que 100, no se permite usar el presente método, sino que debe hacerse un cuidadoso análisis de los efectos de esbeltez.

En la relación kl_u/r , el término r , llamado radio de giro, puede considerarse igual a 0.30 veces la dimensión total en la dirección en que se considere la estabilidad del miembro rectangular sujeto a compresión, y de 0.25 veces el diámetro para miembros circulares sujetos a compresión. Para otras formas de secciones, r se puede calcular a partir de la sección total de concreto.

En el capítulo siguiente (3), se desarrollará un ejemplo que permitirá la aplicación de todos los factores mencionados anteriormente y que ayudarán al lector a entender los conceptos que no tenga claros.

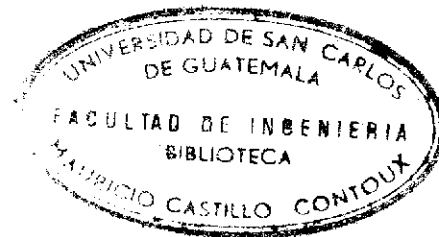
2.4 AYUDAS DE DISEÑO

Existen manuales y tablas que reúnen diversas ayudas de diseño. Se han elaborado con el propósito de simplificar el cálculo numérico que interviene en el dimensionamiento de elementos de concreto.

Uno de los manuales más utilizados, es el C.R.S.I. (Manual de diseño del Concrete Reinforcing Steel Institute), que contiene ayudas de diseño para casi cualquier elemento de concreto reforzado. Entre los miembros que con éste se pueden diseñar, se tienen: Columnas cuadradas, rectangulares y circulares. Losas en una dirección, losas en dos direcciones, vigas, zapatas individuales y muros de contención. Otros manuales muy utilizados son los de la A.C.I. que pueden utilizarse para los mismos propósitos.

La forma de utilizar dichos manuales es la siguiente:

- a) Se determinan en forma aproximada los esfuerzos a los que va estar sometido el miembro (Ver capítulo 3), además se escogen el tipo de materiales que van a utilizarse.
- b) Con estos datos se busca en el manual un miembro que esté sometido a condiciones similares. Se obtiene en forma muy aproximada, dimensión de las secciones y refuerzo para las mismas.



CAPITULO 3

METODOS APROXIMADOS PARA DETERMINAR MOMENTOS Y CORTES EN VIGAS Y COLUMNAS

Existen métodos que proveen procedimientos matemáticos exactos para analizar una estructura. Sin embargo, para propósitos de "Estimar Secciones", resultan un poco laboriosos. Por otra parte, también existen otros métodos que sin llegar a ser exactos, proporcionan los resultados con cierto grado de precisión. Estos métodos, son en general más sencillos e incluso algunos de ellos son utilizados para propósitos de diseño.

En el presente capítulo, se explicarán los métodos de CROSS A DOS CICLOS y el METODO DEL FACTOR, para los análisis de carga vertical y carga horizontal respectivamente. Además se incluye el método que recomienda la A.C.I. para propósitos de diseño, con el fin de que el lector se familiarice con él y vea en el mismo una valiosa ayuda como método aproximado de análisis.

METODO DE LA A.C.I.

Este método contiene coeficientes que permiten calcular en forma aproximada los momentos y cortes, de marcos de edificios que presenten claros y alturas de entrepisos usuales.

Deben de respetarse las limitaciones siguientes:

- a- Las luces de los claros adyacentes deben de ser aproximadamente iguales. El mayor de los claros no debe de exceder en más de un 20^o/o al menor.
- b- La carga viva unitaria, no debe de exceder en más de tres veces a la carga muerta unitaria.
- c- Las cargas deben de ser uniformemente distribuidas.

Momentos Positivos: Claros extremos

Si el extremo discontinuo no está resgringido	$wL^2/11$
Si el extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$wL^2/14$
Claros interiores	$wL^2/16$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior

Dos claros	$wL^2/9$
Más de dos claros	$wL^2/10$

Momento negativo en las demás caras de apoyos

interiores	$wL^2/11$
------------------	-----------

Momento negativo en las caras de todos los apoyos,
para

- a) Losas con claros que no excedan de tres metros, y
 - b) vigas y trabes en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de ocho en cada extremo del claro
- $wL^2/12$

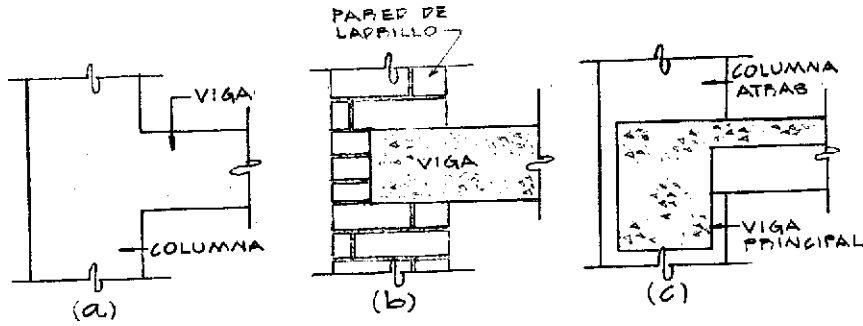
Momento negativo en las caras interiores de los apoyos exteriores para los miembros constituidos monolíticamente con sus apoyos

Cuando el apoyo es una viga, o trabe de borde $wL^2/24$

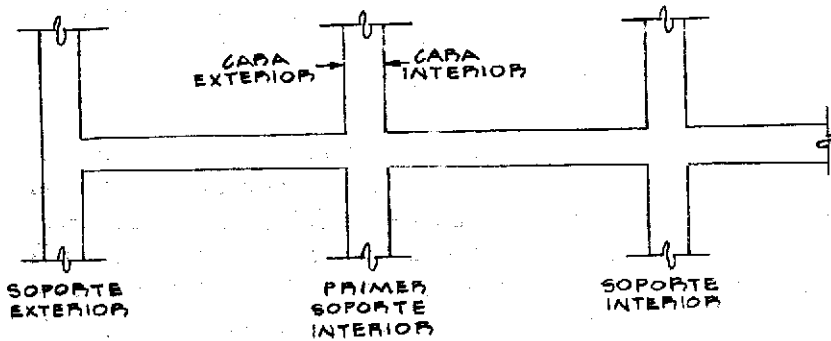
Cuando el apoyo es una columna $wL^2/16$

Cortante en miembros extremos del primer apoyo interior $1.15wL^2/2$

Cortante en todos los demás apoyos $wL/2$



- a) FUNDIDOS MONOLITICAMENTE.
 b) UN EXTREMO NO RESTRINGIDO.
 c) APOYO CONSISTENTE EN UNA VIGA.



CARGA VERTICAL

METODO DE CROSS A DOS CICLOS

El presente método permite analizar una estructura (Marcos Planos), para diferentes condiciones de carga viva. Analiza nivel por nivel independientemente, y considera que las columnas del nivel en estudio, se encuentran empotradas arriba y abajo.

Los conceptos básicos del Método, son los mismos que utiliza el llamado "Método de Distribución de Momentos de Cross". Se supone que el lector está familiarizado con dicho método, y por esta razón, se limitará a mencionar dichos conceptos sin entrar en mayor explicación de cada uno de ellos. El lector que no esté familiarizado con ellos, puede consultar cualquier libro de Análisis Estructural.

3.1 CONCEPTO DE MOMENTO FIJO

Son los momentos necesarios que se deben aplicar a los extremos de un miembro (estructura), para que los giros en esos extremos sean cero. Es característica de los momentos fijos en miembros prismáticos, por ejemplo vigas con momento de inercia I constante, depender únicamente del tipo de carga y de la luz. En general pueden expresarse como el producto de un Coeficiente y WL , en donde W es el tipo de carga y L la luz. El coeficiente es independiente de las vigas adyacentes.

El procedimiento para determinar dichos momentos (MF), se basa en la aplicación de métodos tradicionales como el Método de Area-Momento o bien el de Doble Integración. Hay tablas como la que se incluye al final de este capítulo, en la que aparecen los coeficientes que deben utilizarse para encontrar los momentos fijos de las condiciones de carga más comunes. El lector debe consultarla.

3.2 RIGIDEZ Y COEFICIENTE DE TRANSMISION

La expresión $K = 4EI/L$ se llama generalmente factor de RIGIDEZ y se define como el momento necesario que hay que aplicar en un extremo, para producir en este mismo un giro de un radián.

La expresión presentada anteriormente es válida únicamente para miembros de sección constante. Cuando E (Módulo de Elasticidad), es constante a través de toda la estructura, la expresión anterior se expresa como $K = I/L$ y se le llama Rigidez Relativa.

La rigidez está en función de la sección transversal del miembro, y como ésta no es conocida inicialmente debe estimarse.

Para vigas rectangulares la inercia puede calcularse como $1/12$ de bh^3 . Para vigas tipo T, se calcula como el producto de un coeficiente C y de $1/12 b'h^3$. En donde b' es el ancho del alma y h el peralte total de la viga. El uso del coeficiente C, se debe a consideraciones en las cuales se asume el efecto del ancho b (Ancho que incluye las alas de la viga T), a lo largo de toda la luz de la viga. Para más detalle puede consultarse la referencia bibliográfica No.5.

EL FACTOR DE DISTRIBUCION según recordará el lector, está en función de las rigideces de los miembros,

$$\text{Factor de Distrib.} = \frac{\text{Rigidez del Miembro}}{\text{Suma de Rigideces de todos los miembros del nudo}}$$

y la suma de estos factores para cada nudo debe de ser igual a 1. (Método de Distr. de Momentos de Cross).

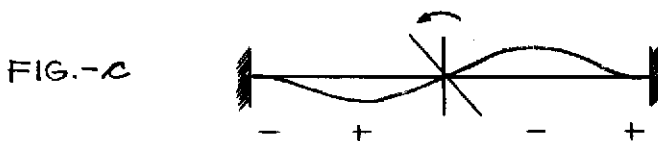
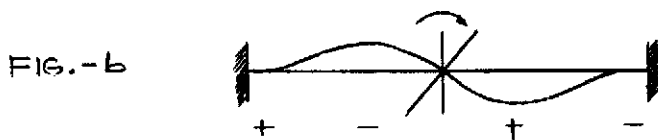
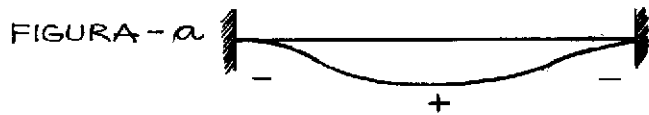
Como se ha mencionado anteriormente, uno de los problemas con los cuales se enfrenta el diseñador, es que las rigideces no son conocidas y por ello deben ser asumidas. Puede asumirse como que éstas fueran iguales, y para encontrar el valor del factor de distribución para cada miembro, basta dividir 1 entre el número de miembros que llegan al nudo. Esta asunción es particularmente válida, cuando se trata de determinar el máximo momento en vigas.

Es interesante examinar el efecto que pueden producir las variaciones de rigidez en un análisis. Por ejemplo: Cuando una columna se aumenta de 30 cm. a 35 cm. su rigidez se duplica. El presente ejemplo pretende que el lector, comprenda la importancia de asumir secciones lógicas, y a la vez que medite el efecto que puede representarle, asumir algo fuera de lo común. Para más detalle puede consultarse la referencia bibliográfica No.5.

El coeficiente de transmisión, que para miembros prismáticos tiene valor de $1/2$, es la relación que existe entre el momento transmitido a un extremo y el momento aplicado en el otro. El convenio de signos que se adopta en este método (CROSS A DOS CICLOS), y que también afecta al Coeficiente de Transmisión, es diferente que el convenio que usualmente se utiliza para el Método de Distribución de Momentos de Cross. Se hace énfasis en lo anterior para que el lector ponga especial atención en el inciso siguiente.

3.3 SIGNOS

La forma más simple para determinar el signo de los momentos, es visualizando la forma de la curva elástica. Se consideran momentos negativos, cuando producen tensión en la parte superior de la viga. Por otra parte se consideran momentos positivos aquellos que producen tensión en la parte inferior de la viga. Las figuras que a continuación se ilustran, aclaran la convención de signos.



3.4 EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN UN NUDO

3.3.1 Considere la estructura de la figura (d), que consiste en cuatro miembros empotrados en sus extremos. En el nudo común B, se aplica un momento externo U.

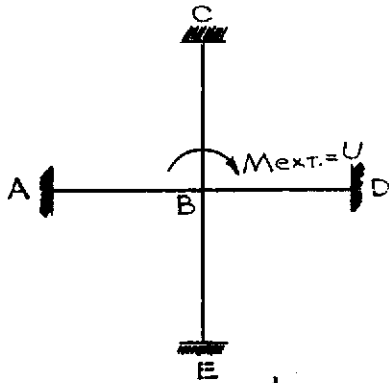


FIG. d

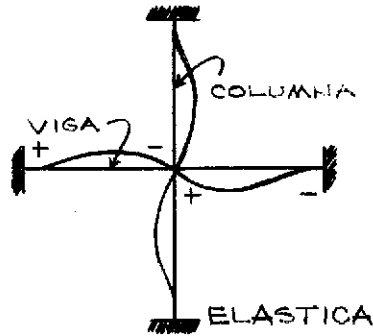


FIG. E

3.4.2 El problema consiste en determinar la magnitud de los momentos inducidos en ambos extremos de cada miembro.

3.4.3 Suponer que las rigideces relativas pueden encontrarse por medio de la fórmula $K = I/L$. Por consiguiente puede encontrarse también los factores de distribución para cada uno de los miembros.

$$D_{bx} = \frac{K}{\sum K}$$

Con la expresión anterior se ha encontrado D_{ba} , D_{bc} , D_{bd} y D_{be} .

3.4.4 El momento inducido en cada uno de los miembros que llegan al nudo B, puede encontrarse con cada una de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 M_{ba} &= D_{ba} X U \\
 M_{bc} &= D_{bc} X U \\
 M_{bd} &= D_{bd} X U \\
 M_{be} &= D_{be} X U
 \end{aligned}$$

Puede comprobarse que $\sum M_{bx} = U$.

De acuerdo a la definición dada de Coeficiente de Transmisión (para miembros prismáticos = 1/2), la mitad del momento distribuido para cada uno de los miembros en B, debe transmitirse a su respectivo extremo empotrado.

3.4.5 Los signos de los momentos pueden deducirse de la elástica. Para los momentos de las columnas no se han considerado signos.

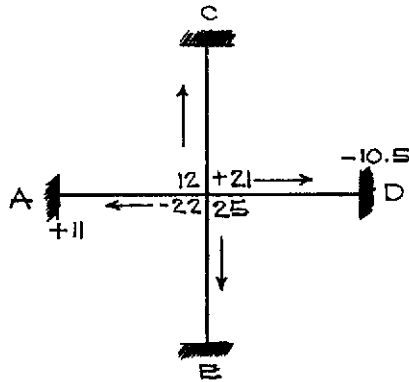
3.5 EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN UN NUDO

Considerar una estructura igual a la del inciso anterior. (Figuras 3.4 (d) y 3.4 (e)). El momento aplicado en el nudo B es igual a 80 Ton-mt. Suponer que la rigideces relativas ya han sido calculadas y se han obtenido los valores siguientes: 15.5, 8.5, 14.0 y 17.0. Por lo tanto se tiene que $\sum K = 15.5 + 8.5 + 14.0 + 17.0 = 55.0$. Para obtener los factores de Distribución se aplica la siguiente fórmula, $D = K/\sum K$. Los valores obtenidos son los siguientes:

$$D_{ba} = .28 \quad D_{bc} = .15 \quad D_{bd} = .26 \quad D_{be} = .31$$

El momento distribuido para cada uno de los miembros, se obtiene multiplicando el factor de Transmisión de cada miembro por el momento externo aplicado. ($M_{bx} = D_{bx} X U$). Se efectúa la operación indicada anteriormente y se obtienen los siguientes valores:

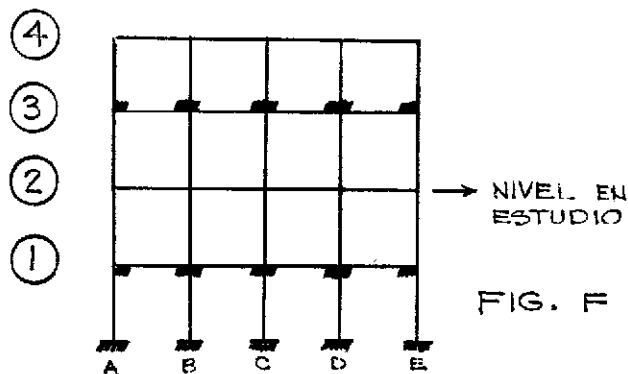
$$M_{ba} = 22 \text{ T-m} \quad M_{bc} = 12 \text{ T-m} \quad M_{bd} = 21 \text{ T-m} \quad M_{be} = 25 \text{ T-m}$$



El momento de 22 T-m. tiene signo (-); el momento de 21 T-m. tiene signo (+). El momento de 22 T-m. transmite a su respectivo extremo empotrado un momento de 11 T-m. con signo (+). Por otra parte el momento de 21 T-m. transmite a su respectivo extremo un momento de 10.5 T-m. con signo (-). El signo de cada uno de los momentos está de acuerdo al convenio adoptado. Tensión arriba, signo negativo. Tensión abajo, signo positivo. Consultese la figura (B) del inciso 3.3. Para los momentos de las columnas no se ha hecho ninguna consideración de signos.

3.6 METODO DE CROSS A DOS CICLOS APLICADO A MARCOS DE EDIFICIOS

3.6.1 Como recordará el lector, con el Método de Cross a Dos Ciclos, las estructuras son analizadas nivel por nivel. Este análisis se efectúa para diferentes condiciones de carga, y para cada uno de los nudos de la estructura. (Nivel considerado).



3.6.2 Suponer que se desea analizar el nivel 2 del marco fig. (F) del inciso anterior.

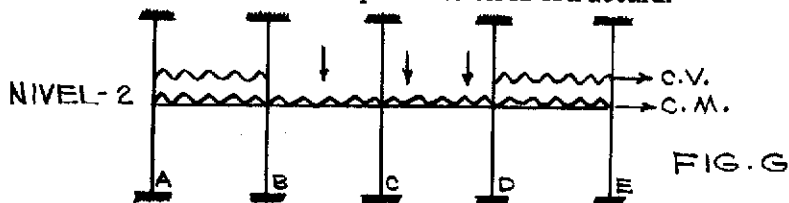
El primer paso que debe darse consiste en aislar el nivel en estudio. Suponer que para cada tramo va a existir un determinado tipo de carga.

Las cargas deben transformarse a Cargas Ultimas si se emplea el Método de Resistencia Ultima.

Carta Total = Carga Muerta + Carga Viva.

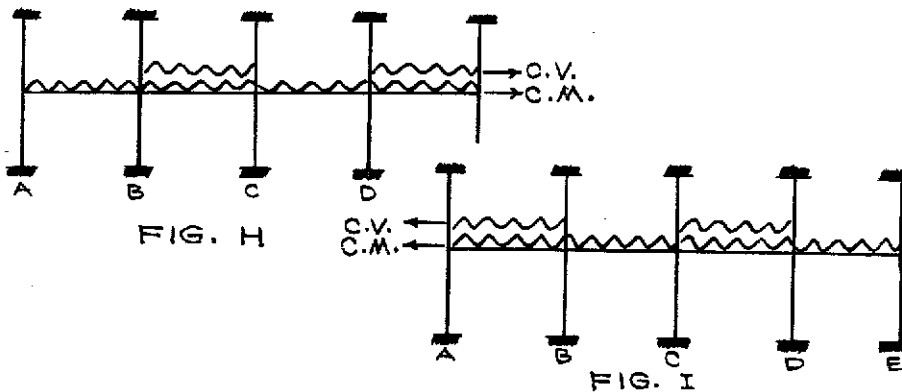
Carga Muerta = Carga que siempre esta presente en la estructura.

Carga Viva = Carga que en determinado momento, puede o no estar presente en la estructura.



De la definición que se ha adoptado para definir Carga Muerta y Carga Viva, se puede deducir que las condiciones de carga en una estructura, no son siempre las mismas; y que se deben a la variación de la carga Viva.

Para ilustrar lo expuesto anteriormente considerese que en un determinado momento, se presentan las siguientes condiciones: (No son simultáneas).



El lector puede observar que tanto en la fig. (k) como en la fig. (l), existe siempre la carga muerta, y que la carga viva puede presentarse momentáneamente. En el tramo BC y DE de la figura (h), se tiene carga total (CM + CV) y en la misma figura los tramos AB y CD, solo tienen carga muerta. Consideraciones similares puede efectuar el lector para la fig. (i).

En el inciso 3.6.1 (Segundo párrafo), el lector puede leer: "Este análisis se efectúa para diferentes condiciones de carga, y para cada uno de los nudos de la estructura".

La forma de analizar cada uno de estos nudos es considerando Carga Total en los tramos adyacentes al nudo particular en estudio, y en todos los demás tramos de la estructura, únicamente Carga Muerta.

Para el nivel en estudio, se tendrían las cinco condiciones siguientes, según sea el nudo que se va a analizar.

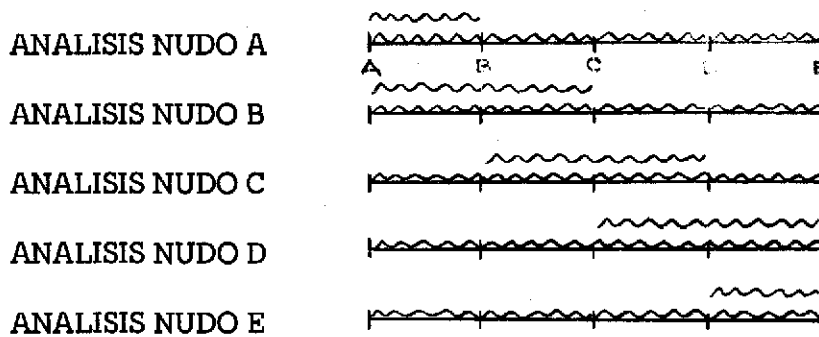


FIG. J

Del análisis de las cinco condiciones anteriores, se obtienen los momentos máximos para cada uno de los apoyos. El lector comprenderá fácilmente que los momentos obtenidos deben ser considerados como los momentos NEGATIVOS del nivel en estudio.

El procedimiento para obtener los momentos positivos máximos, consiste en suponer 2 condiciones de carga para la estructura (Nivel de estudio), en cada una de las cuales, luces alternas se consideran con carga viva. ($CT = CM + CV$)

A continuación se presentan las condiciones de carga a que debe someterse el "Nivel en Estudio", para obtener los momentos positivos máximos.

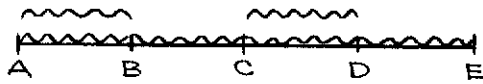


FIG. K

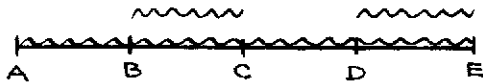


FIG. L

Las condiciones de carga que presenta la fig. (k), permiten encontrar los momentos positivos máximos para los tramos AB. y CD. Las condiciones de carga que presenta la fig. (L), permiten encontrar los momentos positivos máximos para los tramos BC y DE.

A los momentos obtenidos (momentos Positivos), se les debe hacer una corrección para obtener los momentos finales. Dicha corrección se explica en el inciso siguiente: Su justificación, puede encontrarla el lector en la referencia bibliográfica No.5.

3.7 EJEMPLO

A continuación se desarrollará un ejemplo, que ayudará a comprender el Método. En el presente ejemplo, únicamente se determinarán los momentos negativos y positivos (MAXIMOS), para las vigas.

El arreglo que se sugiere en cuanto a la forma de tabular los resultados y de la secuencia a seguir, evitarán que el lector se confunda.

Desarrollo del ejemplo:

Suposiciones que se han hecho;

1. Todas las rigideces son iguales a 1.
2. Factores de Distribución; 1/No. de miembros que llegan al nudo.
3. Miembros prismáticos. Coeficiente de Transmisión igual a 1/2.
4. Para cada tramo se considera un tipo de carga XX. Los momentos fijos para Carga Total y Carga Muerta se han obtenido con ayuda de la tabla que aparece al final de este capítulo. Los valores obtenidos son los siguientes:

Mf. de Carga Total (1.4Cm + 1.7Cv) MF. de Carga Muerta (1.4Cm)

MFab = MFba = 80 T-M	MFba = 50 T-M
MFbc = MFcb = 38 T-M	MFbc = MFcb = 20 T-M
MFcd = MFdc = 75 T-M	MFcd = MFdc = 25 T-M
MFde = MFed = 60 T-M	MFed = 30 T-M

Luces

AB = 7.00 Mts	
BC = 4.00 Mts	
CD = 6.50 Mts.	
DE = 5.50 Mts.	

	A		B		C		D		E			
F. de Distr.	1/3		1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4		1/3		
MF. CM.			-50	-20	-20	-25	-25	-30				
MF. CT.	-80	+47	-80	-38	+35	-38	-75	+44	-75	-60	+32	-60
Dist. + Trans.												
Suma												
2o. Distr.												
Momento Max.												

FIG. M

Análisis de Nudo A. (Ver fig. (j) del inciso 3.6.2)

F. de Distr.	1/3	1/4	1/4
MF. CM.		+80	-20
MF. CT.	-80	-80	-20
Dist. + Trans.	-8		
Suma	-88		
2o. Distr.	+29		
Momento Max.	-59		

$$\text{TRANS} = \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} \times (80 - 20)$$

FIG. N

A la diferencia de momentos ($80 - 20 = 60$), se le llama momento de Desbalance. Los momentos de Desbalance, que corresponden a los nudos adyacentes al nudo en estudio, son los momentos que se transmiten. Para el nudo que se analiza, solo se tiene un momento de desbalance a transmitir. Este momento se obtiene de la diferencia ($80 - 20 = 60$) de momentos fijos debidos a CT. y CM. respectivamente.

Momento a Transmitirse: $60 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} = 8$ (Signo ?)

Suma = Suma algebraica

2o. Distr. = $88 \times \frac{1}{3} = 29$

El signo que lleva el momento que se transmite del nudo B al nudo A, es negativo. (El lector puede referirse a la fig. (n). Leerá -8.

Si se ha comprendido bien la convención adoptada para los signos de los momentos, el lector lo encontrará lógico.

Para aquellos que no visualicen bien, el criterio adoptado en la convención de signos, pueden utilizar el siguiente procedimiento por medio del cual se llegan a obtener los signos de las transmisiones en forma mecánica. (Sin ser razonada).

1. Suponer que en un nudo cualquiera se tienen los momentos siguientes:

-180	-40
------	-----

La diferencia es el Momento de Desbalance. (180 - 40)

2. Si el nudo quisiera nivelarse, es lógico que se pensaría en el procedimiento siguiente: Al momento del lado izquierdo (-180), se le sumaría una cantidad XX con signo positivo (+) y a la cantidad del lado derecho (-40), se le sumaría una cantidad con signo negativo (-), ya que de esta forma los valores del lado izquierdo decrecerían y los del lado derecho aumentarían, lo que tendería a balancear el nudo. Por Ej:

-180	-40
+70	-70
-110	-110

3. El signo que lleva la transmisión es contrario al signo de la cantidad agregada al respectivo lado del nudo. Ej: Para el lado izquierdo del nudo se le sumo (+70), por lo tanto el signo de la transmisión es negativo (-). Para el lado derecho del nudo se le sumo (-70), por lo tanto el signo de la transmisión será (+).

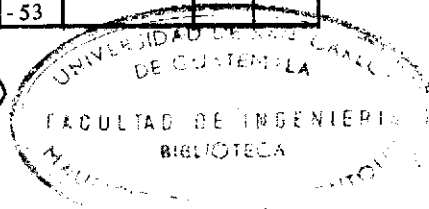
Análisis de Nudo B.

(Ver fig. (j) del inciso 3.6.2)

F. de Distr.	1/3	1/4	1/4	1/4	1/4
MF. CM.		-50	-20	+38	-25
MF. CT.	-80	-80	-38	-38	-65
Dist. + Trans.		-13	-2		
Suma		1/4 (93-40)	-93	-40	1/4 (93-40)
2o. Distr.		+13	-13		
Momento Max.		-80	-53		

$$\text{TRANS} = 1/3 \times 1/2 \times 80$$

$$\text{TRANS} = 1/4 \times 1/2 \times (38 - 25)$$



El lector debe de recordar que los momentos que se transmiten al nudo en estudio, son los momentos de desbalance de los nudos adyacentes.

Análisis de Nudo C.

F. de Distr.	B		C		D		
	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	
MF. CM.	- 50					- 30	
MF. CT.		- 38	(1/4x1/2)	- 38	- 75	(1/4x1/2)	- 75
Dist. + Trans.				+ 2	- 6		
Suma				- 36	- 81		
2o. Distr.			1/4 (81-36)	- 11	+ 11	1/4 (81-36)	
Momento Max.				- 47	- 70		

Para los Nudos D y E, se sigue un procedimiento similar al utilizado en los nudos anteriores.

Tabulación Final

F. de Distr.	A		B		C		D		E		F
	1/3		1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/3		
MF. CM.			- 50	- 20		- 20	- 25		- 25	- 30	
MF. CT.	- 80	+ 47	- 80	- 38	+ 35	- 38	- 75	+ 44	- 75	- 60	+ 32
Dist. + Trans.	- 8	+ 5	- 13	- 2	+ 1	+ 2	- 6	+ 4	- 7	- 10	+ 6
Suma	- 88	+ 8	- 93	- 40	- 1	- 36	- 81	+ 4	- 82	- 70	+ 3
2o. Distr.	+ 29		+ 13	- 13		- 11	+ 11		+ 3	- 3	+ 21
Momento Max.	- 59	+ 60	- 80	- 53	+ 35	- 47	- 70	+ 52	- 79	- 73	+ 41

El valor numérico de los momentos positivos (al centro de las luces), fueron obtenidos con ayuda de la tabla que aparece al final del capítulo.

Correcciones:

Pueden expresarse por la siguiente ecuación:

$$\text{Correc.} = - 1/2 M_T (1 + C. \text{ de Distr.})$$

$$\begin{aligned}
C &= -1/2 \quad (-8) \quad (1 + 1/3) = + 5 \\
C &= -1/2 \quad (-13) \quad (1 + 1/4) = + 8 \\
C &= -1/2 \quad (-2) \quad (1 + 1/4) = + 1 \\
C &= -1/2 \quad (2) \quad (1 + 1/4) = - 1 \\
C &= -1/2 \quad (-6) \quad (1 + 1/4) = + 4 \\
C &= -1/2 \quad (-7) \quad (1 + 1/4) = + 4 \\
C &= -1/2 \quad (-10) \quad (1 + 1/4) = + 6 \\
C &= -1/2 \quad (-4) \quad (1 + 1/3) = + 3
\end{aligned}$$

El lector debe analizar bien la Tabulación Final. Ya se indicó anteriormente que la justificación de las correcciones para los momentos positivos, puede encontrarse en la referencia bibliográfica 5.

3.8 DETERMINACION DEL CORTE

En general, para cada uno de los tramos de una estructura similar al nivel que se estudia (cualquier nivel de un marco plano), el corte para cada tramo puede determinarse como la suma del corte de una viga simplemente soportada, más una corrección debida a la diferencia de los momentos que actúan en los extremos de la viga.

V = Corte de una viga simplemente soportada.

$$V_T = V + \text{Corrección}$$

$$V_T = V + \frac{M_x - M_y}{\text{Luz}}$$

M_x = Mom. Mayor.

M_y = Mom. Menor.

Ejemplo:

Considerar el tramo AB "del Nivel en Estudio".

Suponer que $V = 45.2$ Ton.

$M_x = 80$ Ton-m. $M_y = 59$ Ton-m.

Corte en A = 42.2 Ton.

$$V_T = 45.2 + \frac{80 - 59}{7.00}$$

Corte en B = 48.2 Ton.

El procedimiento anterior es perfectamente válido para los tramos exteriores. Para los tramos interiores las condiciones de carga consideradas para obtener los momentos máximos, no son del todo apropiadas para obtener los cortes máximos. Sin embargo el procedimiento ilustrado anteriormente permite obtener valores muy cercanos a los reales. El error que se obtiene con este procedimiento es del orden de 5%. En la referencia bibliográfica No. 5, puede encontrar el lector mayores detalles al respecto.

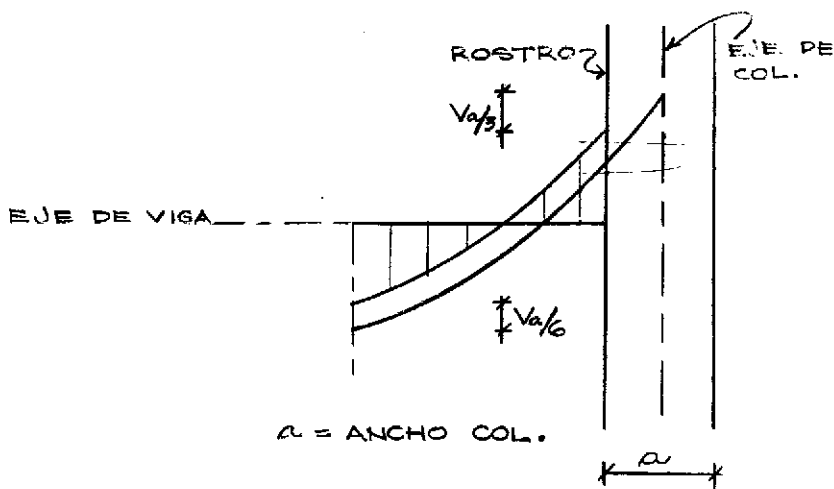
3.9 REDUCCIONES

En el análisis de una estructura, los miembros usualmente se representan con sus distancias a ejes. Estas distancias deben utilizarse para obtener los momentos. Para el diseño de vigas podrán utilizarse los momentos en las caras de los apoyos. Los momentos de diseño (momentos en las caras de los apoyos), se obtienen reduciendo los momentos de las vigas calculados en el eje de las columnas.

Las reducciones que pueden aplicarse son las siguientes:

Para momento al centro = $Va/6$

Para momento en los apoyos = $Va/3$



La justificación de dichas reducciones puede encontrarlas el lector en la referencia bibliográfica No.5.

EJEMPLO:

Se continúa desarrollando el ejemplo del Nivel en Estudio. El lector debe suponer que los siguientes valores de corte, que se dan para cada uno de los tramos, es el obtenido

de considerar cada uno de las vigas de los respectivos tramos, como vigas simplemente apoyadas.

$$V_{ab} = 45.2 \text{ Ton.} \quad V_{bc} = 35 \text{ Ton.} \quad V_{cd} = 41 \text{ Ton.}$$

$$V_{de} = 43 \text{ Ton.}$$

Recordar valor de las luces:

$$L_{ab} = 7.00 \text{ Mts.} \quad L_{bc} = 4.00 \text{ Mts.} \quad L_{cd} = 6.50 \text{ Mts.}$$

$$L_{de} = 5.50 \text{ Mts.} \quad \text{Suponer } a = 0.70 \text{ Mts.}$$

	A		B		C		D		E			
Momen- to Max.	-59	+60	-80	+53	+35	-47	-70	+52	-79	-73	+41	-43
Corte (V)	45.2		45.2	35		35	41		41	43		43
Reduc. Va/6	3	3	3		2			2			3	
Reduc. Va/3	5		5	4		4	5		5	5		5
Mom. de Diseño	-54	+57	-75	-49	+33	-43	-65	+50	-74	-68	+38	-38

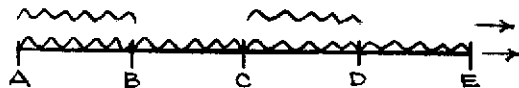
3.10 DETERMINACION DE MOMENTOS DEBIDOS A CARGA VERTICAL EN COLUMNAS:

Los momentos para las columnas exteriores, pueden obtenerse directamente de la "Tabulación Final". Para ilustración, considere el momento máximo exterior de la viga AB. El lector puede comprobar que el correspondiente valor es 59. Este momento debe ser igual a la suma de los momentos de las columnas que llegan al nudo A, y de ser distribuido en forma proporcional a las rigideces de dichas columnas. Para las columnas que llegan al nudo E, se debe seguir un procedimiento similar.

Los momentos para las columnas interiores, no pueden obtenerse de los registros que se tienen en la tabulación final, ya que los momentos máximos obtenidos en éstos, proceden de considerar carga total a ambos lados del nudo considerado. La mayoría de los códigos especifican que para los tramos

interiores, el momento para las columnas debe ser obtenido de una condición de carga que considere "Carga Total", unicamente de un lado del nudo en estudio. Sin embargo las cargas totales deben ir en forma alterna, es decir un tramo si y otro no, etc. Las condiciones son similares a las utilizadas para obtener los momentos positivos máximos en las vigas. Para ilustrar lo expuesto anteriormente se procederá a obtener el momento que absorben las columnas que llegan al nudo B.

Considerar las condiciones de carga siguientes:



C.v.
c.m.

	A	B		C		D		E	
F. de Distr.	1/3		1/4	1/4		1/4	1/4		1/3
MF. CM.				-20		-20			30
MF. CT.	-80		-80			-75		-75	
Dist. + Trans.			-13	+7	+9	-6			
Suma			-93	-13		-12	-81		
2o. Distr.									
Momento Máx.									

El momento de desbalance de la condición de carga considerada, diferencia entre los momentos (en el arreglo anterior, correspondiente a la casilla donde se lee Suma), y que para nuestro caso es $93-13 = 80$ Ton-m., es el momento que debe repartirse en forma proporcional a las rigideces de los miembros que llegan al nudo. El lector debe de recordar que todas las rigideces, se supusieron iguales a 1. Se tiene entonces que la suma de las rigideces de las columnas que llegan al nudo es 0.5. Momento que absorben las columnas $0.5 \times 80 = 40$ Ton-m., Este valor debe repartirse entre las dos columnas como se ha indicado anteriormente. El factor de cada columna es 0.25 por lo que cada columna va a absorber un momento de 20 Ton-m. Para obtener el momento en las columnas C y D, el procedimiento es el mismo.

CARGA HORIZONTAL

Tratar de presentar en forma condensada un método que permita analizar el efecto de las cargas horizontales (Sismo, Viento, etc.), es sumamente difícil; ya que es un tema muy amplio y solo el hecho de tratar de introducir al Tema al lector, conduciría a entrar en consideraciones que están fuera de los propósitos de este trabajo.

Prácticamente se hace necesario suponer que el lector está familiarizado con las "Recomendaciones para Diseño contra Fuerzas Horizontales" que dicta el código sísmico "RECOMMENDED LATERAL FORCE REQUIREMENTS", redactado por "Structural Engineers Association of California (SEAOC), y que es el método que se va a seguir en el presente trabajo. Para el lector que no esté familiarizado con dichas recomendaciones, puede consultar la referencia bibliográfica No.6 ("CONSIDERACIONES EN EL ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO SUJETOS A CARGA SISMICA", Tesis del Ing. Juan Carlos Sandoval Shannon), que puede utilizarse como guía para los propósitos que persigue el presente trabajo.

En forma muy general puede decirse que el interés particular respecto a las fuerzas sísmicas para los propósitos establecidos en la introducción pueden resumirse de la siguiente forma:

A- DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA

- a) DETERMINACION DE la fuerza Total Lateral Sísmica.
- b) Distribución de la fuerza Lateral Sísmica por Nivel.
- c) Distribución de la fuerza Lateral Sísmica por Marco

CARGA HORIZONTAL

Tratar de presentar en forma condensada un método que permita analizar el efecto de las cargas horizontales (Sismo, Viento, etc.), es sumamente difícil; ya que es un tema muy amplio y solo el hecho de tratar de introducir al Tema al lector, conduciría a entrar en consideraciones que están fuera de los propósitos de este trabajo.

Prácticamente se hace necesario suponer que el lector está familiarizado con las "Recomendaciones para Diseño contra Fuerzas Horizontales" que dicta el código asísmico "RECOMMENDED LATERAL FORCE REQUIREMENTS", redactado por "Structural Engineers Association of California (SEAOC), y que es el método que se va a seguir en el presente trabajo. Para el lector que no esté familiarizado con dichas recomendaciones, puede consultar la referencia bibliográfica No.6 ("CONSIDERACIONES EN EL ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO SUJETOS A CARGA SISMICA", Tesis del Ing. Juan Carlos Sandoval Shannon), que puede utilizarse como guía para los propósitos que persigue el presente trabajo.

En forma muy general puede decirse que el interés particular respecto a las fuerzas sísmicas para los propósitos establecidos en la introducción pueden resumirse de la siguiente forma:

A- DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA

- a) DETERMINACION DE la fuerza Total Lateral Sísmica.
- b) Distribución de la fuerza Lateral Sísmica por Nivel.
- c) Distribución de la fuerza Lateral Sísmica por Marco

d) Se desprecia el efecto de TORSION.

El corte lateral por nivel se considera aplicado en el centro de masa de dicho nivel; la resultante de las fuerzas resistentes se considera actuando en el centro de rigidez del citado nivel. En consecuencia, si el centro de masa y el centro de rigidez coincidiesen, no existiría efecto torsional, por lo que se requeriría únicamente precisar el corte directo resistido por cada marco. Investigar el concepto de torsión accidental mínima.

Los conceptos anteriores se van a tratar de explicar más adelante pero en forma muy general. Cualquier duda que el lector tenga en cuanto al uso de determinados coeficientes, etc., puede solucionarla consultando cualquiera de las dos referencias mencionadas anteriormente. Asimismo los efectos que la Torsión puede llegar a presentar en una estructura deben ser analizados con mucho cuidado.

B- DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA A LOS MIEMBROS QUE VAN A RESISTIRLA (COLUMNAS).

El corte lateral sísmico por nivel debe ser distribuído a los marcos resistentes en el sentido de aplicación de la carga, en proporción a las rigideces de éstos.

Cuando ya se ha obtenido el corte que cada marco va a resistir (Corte para cada uno de los niveles del marco), se procede a distribuir éste, entre los elementos que van a resistirlo. En un marco plano, los elementos resistentes de las cargas laterales, son las columnas.

Para distribuir este corte a las columnas, se va a utilizar el llamado "METODO DEL FACTOR". El presente método ha sido propuesto por la "PORTLAND CEMENT ASSOCIATION", y permite distribuir el corte sísmico por nivel en base de las rigideces (relativas) de las columnas. Más adelante se desarrolla el citado método.

C- ESFUERZOS QUE LA FUERZA SISMICA PRODUCE EN LOS MIEMBROS RESISTENTES

Determinar el valor de momentos, cortes y cargas axiales debidas al efecto del sismo. La combinación de estos valores con los obtenidos del análisis de carga vertical, producen los esfuerzos de Diseño.

3.11 METODO DEL FACTOR. (P.C.A.)

El presente método provee un excelente procedimiento para determinar los momentos en estructuras sujetas a cargas horizontales. Si bien no es un método exacto, está muy cerca de la realidad, pues utiliza un método matemático exacto. Los buenos resultados que se obtienen, se deben a que es un procedimiento abreviado del método de Distribución de Momentos. Sin embargo fue concebido en base a los principios de Pendiente Deflexión.

- a- Se calculan las rigideces relativas de todos los miembros de la estructura ($K = I/L$).
- b- Calculo de los factores de "RIGIDEZ DE NUDO".

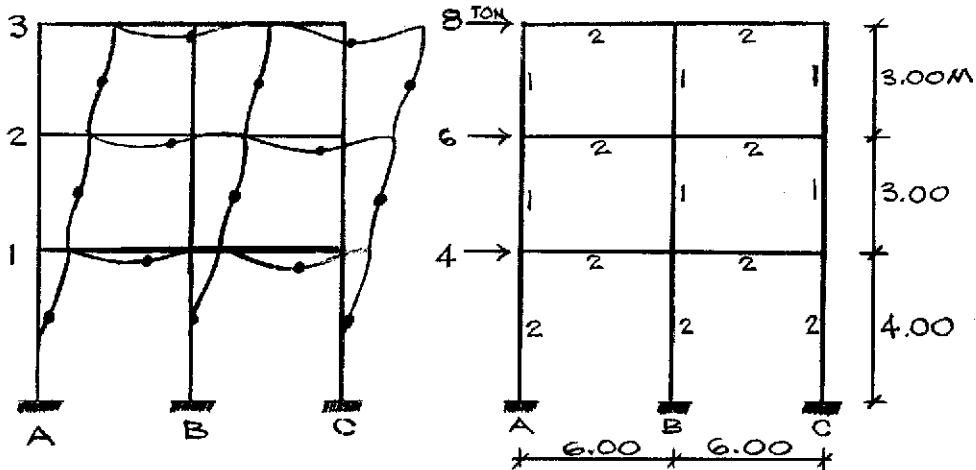
$$F = K_c \times \frac{K_v}{K_m}$$

Donde:

- F: Factor de rigidez de nudo.
- K_c : Rigidez de la col.abajo del nudo.
- K_v : Sumatoria de las rigideces de vigas que llegan al nudo.
- K_m : Sumatoria de las rigideces de todos los miembros que llegan al nudo.
- c- Los puntos de inflexión de todos los miembros están a la mitad de sus longitudes.

Ejemplo:

Uno de los marcos de un edificio totalmente simétrico, es similar al de la figura que se muestra a continuación. Los valores de las fuerzas sísmicas (por nivel para cada marco), así como las rigideces relativas, aparecen incluidas en la figura.



Factores de Nudo para Nivel 3.

$$\text{Eje A} = 1 \frac{2}{2+1} = .67 \quad \text{Eje B} = 1 \frac{2+2}{2+1+2} = .80 \quad \text{Eje C} = 1 \frac{2}{2+1} = .67$$

Corte en Columnas (Nivel 3).

$$\text{Corte Total} = 8 \text{ Ton}$$

$$\text{V. para Col. Eje A} = 8 \times \frac{.67}{.67 + .80 + .67} = 2.50 \text{ Ton}$$

$$\text{V. para Col. eje B} = 8 \times \frac{.80}{.67 + .80 + .67} = 3.00 \text{ Ton.}$$

$$\text{V. para Col. eje C} = 8 \times \frac{.67}{.67 + .80 + .67} = \frac{2.50 \text{ Ton.}}{8.00 \text{ (Total)}}$$

Factores de Nudo para Nivel 2.

$$\text{Eje A} = 1 \frac{2}{1+2+1} = .50 \quad \text{Eje B} = 1 \frac{2+2}{1+2+2+1} = .67 \quad \text{Eje C} = 1 \frac{2}{1+2+1} = .50$$

Corte en Columnas (Nivel 2)

$$\text{Corte Total} = 8 + 6 = 14 \text{ Ton}$$

$$\text{V. para Col. eje A} = 14 \times \frac{.50}{.50 + .67 + .50} = 4.19 \text{ Ton}$$

$$\text{V. para Col. eje B} = 14 \times \frac{.67}{.50 + .67 + .50} = 5.62 \text{ Ton.}$$

$$\text{V para Col. eje C} = 14 \times \frac{.50}{.50 + .67 + .50} = \frac{4.19 \text{ Ton.}}{14.00} \quad (\text{Total})$$

Los cortes que se han obtenido, pueden suponerse actuando a la mitad de las alturas de las columnas de los respectivos niveles para los cuales fueron calculados. Los momentos de sismo se calculan al multiplicar los cortes obtenidos por la distancia entre el nudo considerado, y el lugar donde se suponen actuando dichos cortes (Mitad de las columnas).

$$\text{M. de Sismo} = \text{Corte en Col. X} \frac{\text{Altura de Col.}}{2}$$

Las figuras siguientes ayudarán a aclarar los conceptos anteriores. Se presenta el diagrama de momentos de Sismo para el Nivel 2. Para cualquier otro nivel el procedimiento es el mismo. El lector debe tener presente que los momentos encontrados se deben unicamente al esfuerzo de corte. No se ha considerado los efectos de Torsión Accidental mínima que recomiendan los códigos.

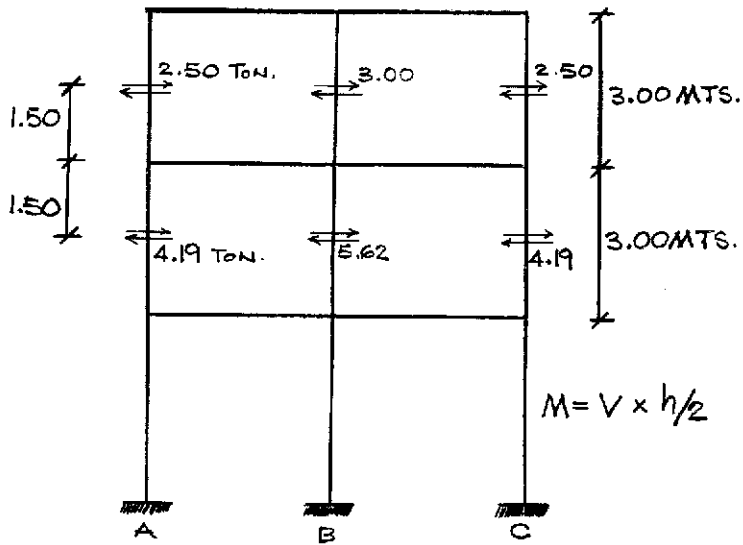
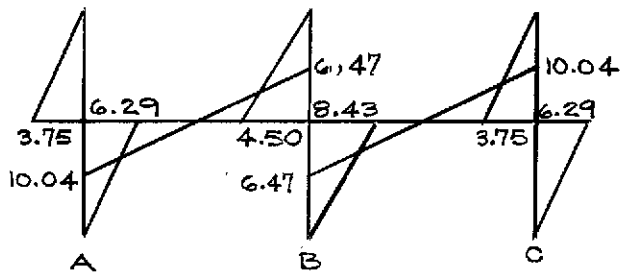


Diagrama de Momentos. (No está representado a escala).

TODOS LOS VALORES DE MOMENTO EN TON.-M.



Momentos en Vigas. (Se distribuye en forma proporcional a las rigideces de las vigas).

NUDO B

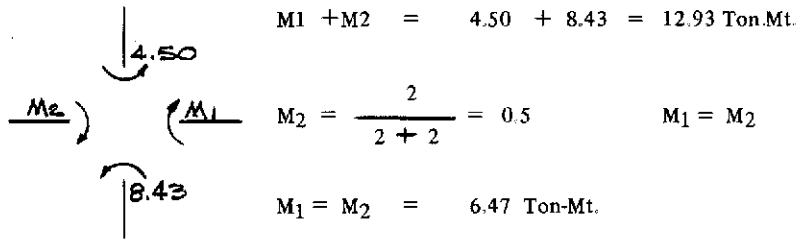
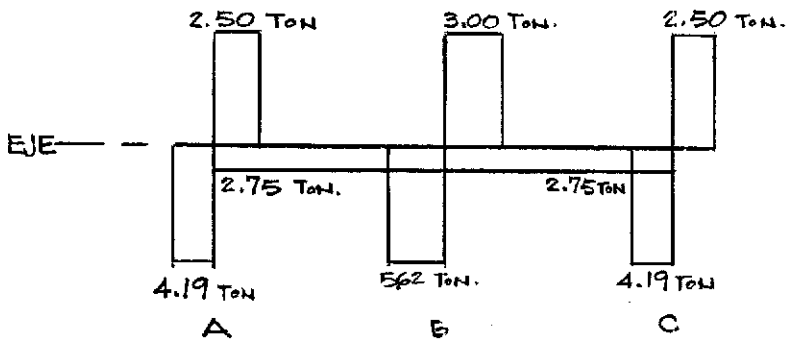
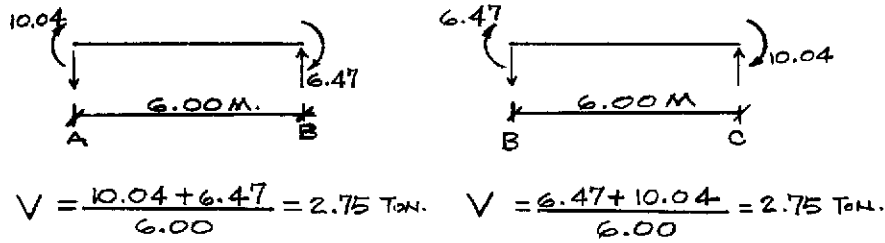


Diagrama de Corte. (No está representado a escala).

TODOS LOS VALORES EN TON.

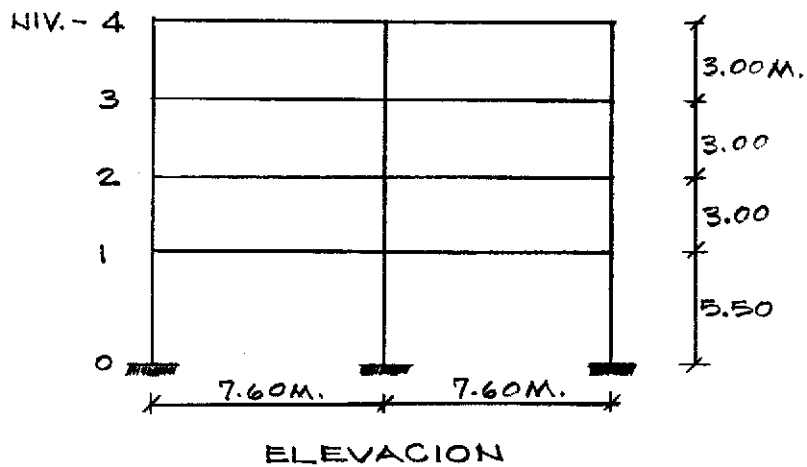
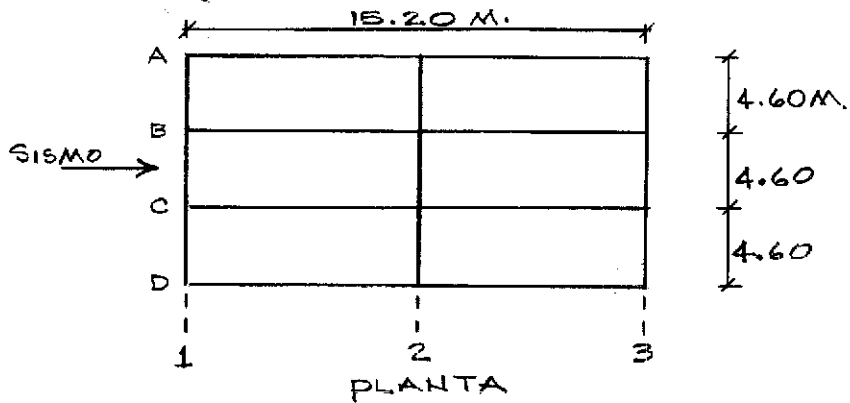


3.12 EJEMPLO:

Estimar la sección de:

- Viga Nivel 1 (Marco C).
- Columna 2-C (Nivel 0-1)

De la siguiente estructura



MATERIALES A UTILIZAR: CONCRETO: 210 Kg/cm²
ACERO: 2800 Kg/cm²

Suponer que la presente estructura será utilizada para apartamentos y oficinas.

ANALISIS PARA CARGA HORIZONTAL

Cortante total en la base = $V = kecw$

El término KEC es llamado "coeficiente sísmico".

K y E son coeficientes que dependen del tipo de estructura; para el presente caso los valores son 0.67 y 1.00 respectivamente.

El valor de C puede determinarse con la siguiente fórmula:

$$C = \frac{.05}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{DONDE } T = \text{Período de Vibración Fundamental de la Estructura}$$

$$T = \frac{.0905 \text{ hn}}{\sqrt{D}} \quad (\text{Sistema Métrico})$$

hn = Altura de la Base al nivel N.

D = Dimensión de la Planta del edificio en la dirección paralela a la fuerza aplicada.

$$T = \frac{.0905 \times 14.50}{\sqrt{15.20}} = .34 \text{ segundos}$$

$$C = \frac{.05}{\sqrt{.34}} = .072$$

$$V = KECW = 0.67 \times 1.00 \times .072 \times W = .048 W$$

W = Carga Permanente Total (Cargas de Trabajo)
 Para terraza puede considerarse = C.M. + 0% C. V.
 Para resto de niveles = C.M. + 25% C.V.

Nivel	Cargas Consideradas	W_x	h_x	$W_x h_x$	F_x
		Ton.	Mts.	Ton-Mt.	Ton.
4	Losa Vigas (Sentido M. Letra) Vigas (Sentido M. Numero) Impermeab. y Acabados. Tabiques 0 % de Carga Viva	115	14.50	1667.50	8.67
3	Peso Nivel Peso Columnas de Nivel 3 a 4 25 % de Carga Viva	142	11.50	1663.00	8.65
2	Peso Nivel Peso Cols. Nivel (2-3)	142	8.50	1207.00	6.28
1	Peso Nivel Peso Cols. Nivel (1-2)	142	5.50	781.00	4.06
0	Peso Col. (Nivel 0 - 1)	30	0.00	0.00	0.00
	Σ	571		5318.50	

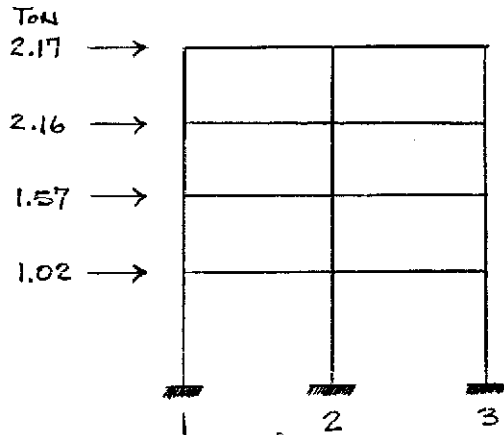
$$V = 0.48 W = 0.48 \times 571 = 27.41 \text{ Ton}$$

$$F_x = \frac{V \cdot W_x h_x}{\Sigma W_x h_x}$$

F_x = Fuerza de Sismo por Nivel.

El lector puede comprobar que en el sentido que se aplica la fuerza sísmica, la estructura presenta 4 marcos para resistirla.

Se supone que los 4 marcos tienen la misma rigidez, por lo tanto cada marco resistirá por nivel $F_x/4$.



Con la fuerza sísmica por nivel para cada marco, se pueden obtener los momentos que produce la carga sísmica en cada uno de los nudos del nivel considerado.

El lector debe tener presente que no se han considerado efectos de torsión (ni siquiera los de torsión accidental que es el mínimo que recomiendan los códigos), que pueden aumentar el corte en cada uno de los miembros y por lo tanto que producirán un aumento en los momentos debidos a carga sísmica. El efecto de torsión en estructuras asimétricas puede ser considerable. El lector debe investigar con cuidado dichos efectos en la estructura que tenga que diseñar.

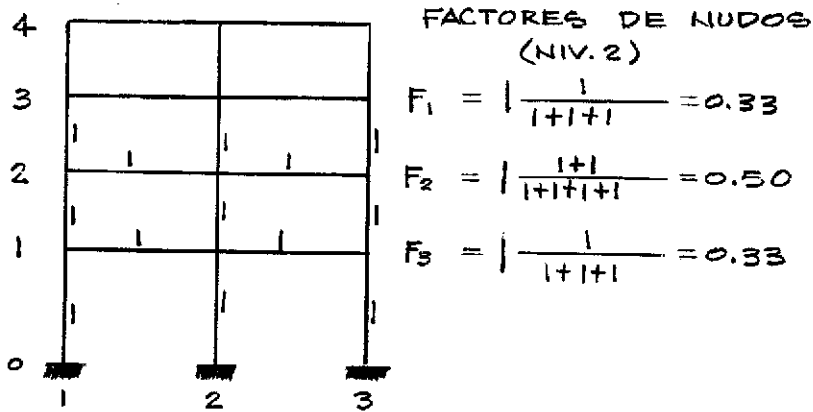
El lector recordará que uno de los problemas iniciales con los que se encuentra el diseñador al tratar de dimensionar una estructura es el de estimar las rigideces de los miembros.

La estructura en estudio se analizará para 2 casos:

1. Todas las rigideces son iguales a uno. Análisis 1.
2. Rigideces que estima el proyectista (Debido a experiencia, otros factores). Análisis 2.

Los resultados serán discutidos.

Análisis 1. (Todas las rigideces iguales a 1).



Distrib. de F. de Sismo a cada Miembro

Corte que actúa entre niveles 1 y 2 $F = 5.90$ Ton

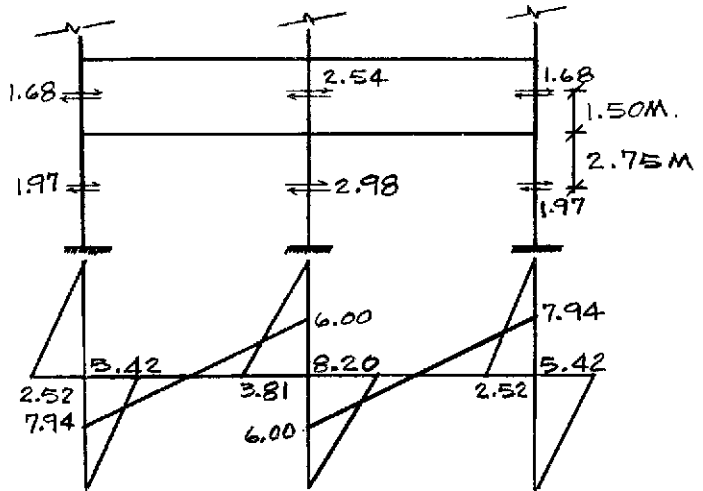
$$V_1 = V_3 = \frac{.33}{.33 + .50 + .33} \times 5.90 = 1.68 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = \frac{.50}{.33 + .50 + .33} \times 5.90 = 2.54 \text{ Ton.}$$

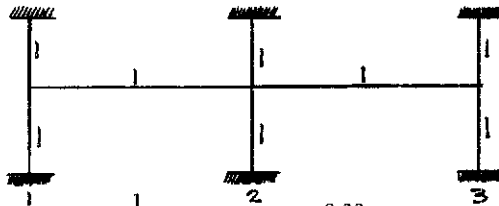
Corte que actúa entre niveles 1 y 2 $F = 6.92$.

$$V_1 = V_3 = \frac{.33}{.33 + .50 + .33} \times 6.92 = 1.97 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = \frac{.50}{.33 + .50 + .33} \times 6.92 = 2.98 \text{ Ton.}$$



Análisis 1 para carga Vertical



$$D_{1-2} = D_{3-2} = \frac{1}{1 + 1 + 1} = 0.33$$

$$D_{2-1} = D_{2-3} = \frac{1}{1 + 1 + 1 + 1} = 0.25$$

$$\text{Carga Total (1.4 CM + 1.7 C.V.)} = 4.82 \text{ Ton/M}$$

$$\text{Carga Muerta} = (1.4 \text{ CM}) = 2.92 \text{ Ton/M}$$

$$MF_{ct} = \frac{WL^2}{12} = \frac{4.82 \times (7.60)^2}{12} = 23.20 \text{ Ton-Mt.}$$

$$MF_{cm} = \frac{2.92 (7.60)^2}{12} = 14.05 \text{ Ton-Mt.}$$

$$M_{al \text{ Centro}} = \frac{WL^2}{24} = \frac{4.82 (7.60)^2}{24} = 11.60 \text{ Ton-Mt.}$$

	1		2			3
F. de Distr.	.33		.25	.25		.33
Mf. C.M.			-14.0	-14.0		
MF. Ct.	-23.2	+11.60	-23.2	-23.2	+11.60	-23.2
Dist. + Trans.	-1.1	+1.00	-3.8	-3.8	+2.00	-1.1
Suma	-24.3	+2.00	-27.0	-27.0	+1.00	-24.3
2o. Distr.	+8.0		0.0	0.0		+8.0
M. Max.	-16.3	+14.60	-27.0	-27.0	+14.60	-16.3

$$\text{NOM. POSITIVOS} = -\frac{1}{2} (-1.1) (1 + .33) = 1(+)$$

$$= -\frac{1}{2} (-3.8) (1 + .25) = 2(+)$$

Para Vigas.

Momento de Diseño = 0.75 (1.4 CM + 1.7 C.V.) + 1.4 Sismo

$$0.75 (16.3) + 1.4 (7.94) = 23.34 \text{ Ton-Mt.}$$

$$0.75 (27.0) + 1.4 (6.00) = 28.65 \text{ Ton-Mt.}$$

Analisis 2. (Rigideces Estimadas)

De la tabla de la sección 2.1, El peralte Mínimo para las Vigas $L/18.5$ ($760/18.5 = 41 = 40 \text{ CM}$). Viga = 40 CM x 40 CM. Se puede estimar a las columnas de 50 CM x 50 CM.

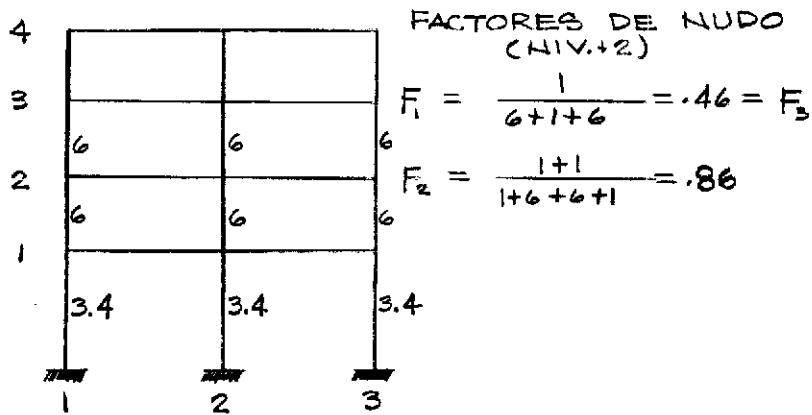
Rigideces Relativas:

$$K_{\text{viga}} = \frac{I}{L} = \frac{1/12 \cdot 40^4}{760} = 280$$

$$K_{\text{col (0-1)}} = \frac{I}{L} = \frac{1/12 \cdot 50^4}{550} = 946$$

$$K_{col(1-2)} = \frac{I}{L} = \frac{1/12 \cdot 50^4}{300} = 1736$$

$$K_v = \frac{280}{280} = 1 \quad K_{col(0-1)} = \frac{946}{280} = 3.38 \quad K_{col(1-2)} = \frac{1736}{280} = 6.20$$



FACTORES DE NUDO (NIV.-1)

$$F_1 = 3.4 \frac{1}{6+1+3.4} = .32 = F_3$$

$$F_2 = 3.4 \frac{1+1}{6+1+1+3.4} = .60$$

Corte que actúa entre Niveles 1 y 2 $F = 5.90$ Ton.

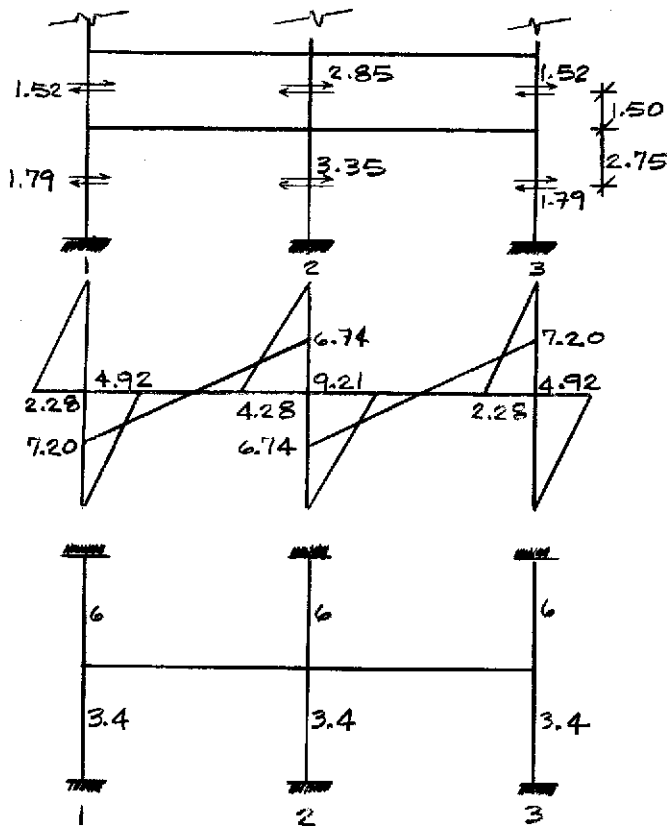
$$V_1 = V_3 = \frac{.46}{.46 + .86 + .46} \times 5.90 = 1.52 \text{ Ton}$$

$$V_2 = \frac{.86}{.46 + .86 + .46} \times 5.90 = 2.85 \text{ Ton}$$

Corte que actúa entre Niveles 0 y 1

$$V_1 = V_3 = \frac{.32}{.32 + .60 + .32} \times 6.92 = 1.79 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = \frac{.60}{.32 + .60 + .32} \times 6.92 = 3.35 \text{ Ton.}$$



$$D_{1-2} = D_{3-2} = \frac{1}{6.0 + 1 + 3.4} = .10$$

$$D_{2-1} = D_{2-3} = \frac{1}{6.0 + 1 + 1 + 3.4} = .09$$

Cargas y Momentos son iguales que para Análisis 1.

	1		2		3	
F. de Distr.	.10		.09	.09	.10	
MF. C.M			-14.0	-14.0		
MF. C.T	-23.2	+11.60	-23.2	-23.2	+11.60	-23.2
Dist Trans	-0.0	+0.00	-1.2	-1.2	+1.00	-0.0
Suma	-23.2	+1.00	-24.4	-24.4	+0.00	-23.2
2o. Distr	+2.3		0.0	0.0		+2.3
M. Max	-20.9	+12.60	-24.4	-24.4	+12.60	-20.9

$$\text{Momentos positivos} = -\frac{1}{2} (-1.2) (1 + .09) = 1 (+)$$

Para Vigas

Momento de Diseño = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CM) + 1.4 Sismo

$$0.75 (209) + 1.4 (7.20) = 25.76 \text{ Ton-Mt.}$$

$$0.75 (24.4) + 1.4 (6.74) = 27.74 \text{ Ton-Mt.}$$

Momentos Críticos

De Análisis 1 = 28.65 Ton-Mt.

De Análisis 2 = 27.75 Ton-Mt.

Estimar Sección de Viga:

(Referirse a la Sec. 2.1 (Problemas que Pueden Presentarse 1))

a) $M = 28.65 \text{ Ton-Mt.}$ $b/d = 1/2 = 0.5$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\max} = 5 f_{\text{bal}}$$

$$f_b = \frac{.85 B1 f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} = \frac{.85 \times .85 \times 210}{2800} \frac{6000}{6000 + 2800} = .0369$$

$$.5 f_b = .0185$$

$$\text{INDICE DE REF.} = W = \frac{f_y}{f'_c} = \frac{.0185 \times 2800}{210} = .2467$$

$$M = f'_c \cdot b d^2 \cdot W (1 - .59W)$$

$$28.65 \times 10^5 = 210 b d^2 \cdot .2467 [1 - .59(.2467)]$$

$$64721.87 = b d^2 \quad b = 0.5 d$$

$$64721.87 = 0.5 d^3 \quad d = \sqrt[3]{129443.74} = 50.58 \text{ cm.}$$

$$b = 50.58/2 = 25.29 \text{ cm.}$$

$$d = 51$$

APROXIMAR A MULTIPLOS DE 5

$$b = 25 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm.} \quad h = 55 \text{ cm.}$$

b) $M = 27.74 \text{ TON-MT}$

$$M = f'_c \cdot b d^2 \cdot W (1 - .59W)$$

$$27.74 \times 10^5 = 210 b d^2 \cdot .2467 [1 - .59(.2467)]$$

$$62666.13 = b d^2 \quad b = 0.5 d$$

$$62666.13 = .5 d^3 \quad d = \sqrt[3]{125332.26} = 50.04 \text{ cm.}$$

$$b = 25.0 \text{ cm.}$$

APROXIMAR A MULTIPLOS DE 5

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm.}$$

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

El lector puede observar que los resultados coinciden en una forma aceptable. Sin embargo no debe aceptar la sección obtenida como definitiva. Debe recordar que el porcentaje utilizado (.5 lbal) es el máximo que se puede utilizar; además debe meditar la influencia de la relación b/d asumida, ya que ésta, afecta el costo de la sección. Así pues los resultados hasta aquí obtenidos deben servir de guía al proyectista, para los siguientes tanteos que vaya a realizar.

El siguiente paso que debe dar el diseñador, es tratar de buscar una sección económica. Las sugerencias que se presentan en el capítulo siguiente, podrán ayudar al proyectista a encontrar una solución favorable.

DISEÑO DE COLUMNAS:

el diseño de columnas, debe empezarse después de haber obtenido las secciones preliminares de las vigas. Así pues primero deben hacerse las consideraciones del capítulo 4, y luego de haber obtenido los resultados que en éste se plantean se procede a diseñar las columnas. El lector puede comprobar que para la viga en estudio, los resultados pueden sugerirnos ya alguna idea de las dimensiones que se les deben dar a los miembros verticales. Por ejemplo, basados en los resultados obtenidos, se podría tratar una sección de $60 \times 60 \text{ cm}^2$. Para el diseño deberán obtenerse las fuerzas axiales que provienen de las cargas de diseño. Los momentos a los que están sometidas las columnas pueden estimarse con las recomendaciones de las secciones 3.10 y 3.11. El lector deberá tomar en cuenta todas las recomendaciones que se plantean para el diseño de columnas en el capítulo 1. El método de diseño para columnas se deja a libre criterio del proyectista, ya que hay varios, y la mayoría de ellos coinciden en una forma razonable. Es por ello que no se ha querido entrar en más detalles.

CAPITULO 4

SECCION MAS FAVORABLE DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO

La importancia del "Factor Económico" en el campo de la ingeniería, es indiscutible; de ahí que para la realización de un proyecto, se exige que no solo sea técnicamente realizable sino que económicamente factible y rentable.

Los conceptos anteriores, pueden aplicarse en general a todas las obras de ingeniería y al referirse en forma particular al campo estructural, puede decirse que un buen diseño es aquel que técnica y económicamente es aceptable.

Puede considerarse entonces, que tanto el factor técnico como el económico se encuentran en el mismo nivel jerárquico y que lograr una buena solución económica es tan importante como lograr una buena solución técnica.

El procedimiento más conveniente para lograr los objetivos anteriores, sería aquel que fuera considerando al mismo tiempo la influencia de los dos factores (económico y técnico). A continuación se discuten los resultados obtenidos en el dimensionamiento de la sección de la viga del inciso 3.12.

El criterio que se siguió para estimar la sección de la viga del ejemplo del capítulo anterior, está basado en la ecuación de equilibrio de la sección:

$$M. \text{ de Diseño} = f_c b d^2 W (1 - .59W)$$

Es conveniente discutir la ecuación anterior, ya que permite en forma clara, hacer consideraciones de tipo económico.

El lector puede comprobar, que los resultados obtenidos con dicha ecuación, están en función de el índice de refuerzo (W) y de la relación b/d .

$$W = \frac{\rho_f f_y}{f_c}$$

b/d = Rel. comprendida entre .25 y .50

Se va a asumir para la discusión de los resultados, el mayor momento de diseño obtenido en el ejercicio del capítulo anterior. (28 65 Ton-mt.).

El lector recordará que la ecuación de equilibrio de la sección se trabajó con los datos siguientes:

$$\rho_f = .5 \rho_{bal} \quad (\text{máximo que puede utilizarse}) \quad f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b/d = 0.5 \quad f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Las condiciones anteriores, establecen que la viga se está dimensionando con la mayor cantidad de acero que puede utilizarse para tensión. El lector puede deducir fácilmente que esta solución no ha de ser la más apropiada. La influencia de la cantidad de acero que se utilice en el primer tanteo, puede apreciarse al plotear una gráfica ρ_f (porcentaje de acero utilizado) – Producto bd.

A continuación se desarrolla un ejemplo que permitirá al lector visualizar en forma más objetiva la influencia de la variación del porcentaje de acero, en el procedimiento de estimar secciones. Se utiliza la ecuación de equilibrio de la sección. La relación b/d se FIJA: 0.5

Desarrollo:

$$M_D = f_c \quad bd^2 \quad W(1 - .59W)$$

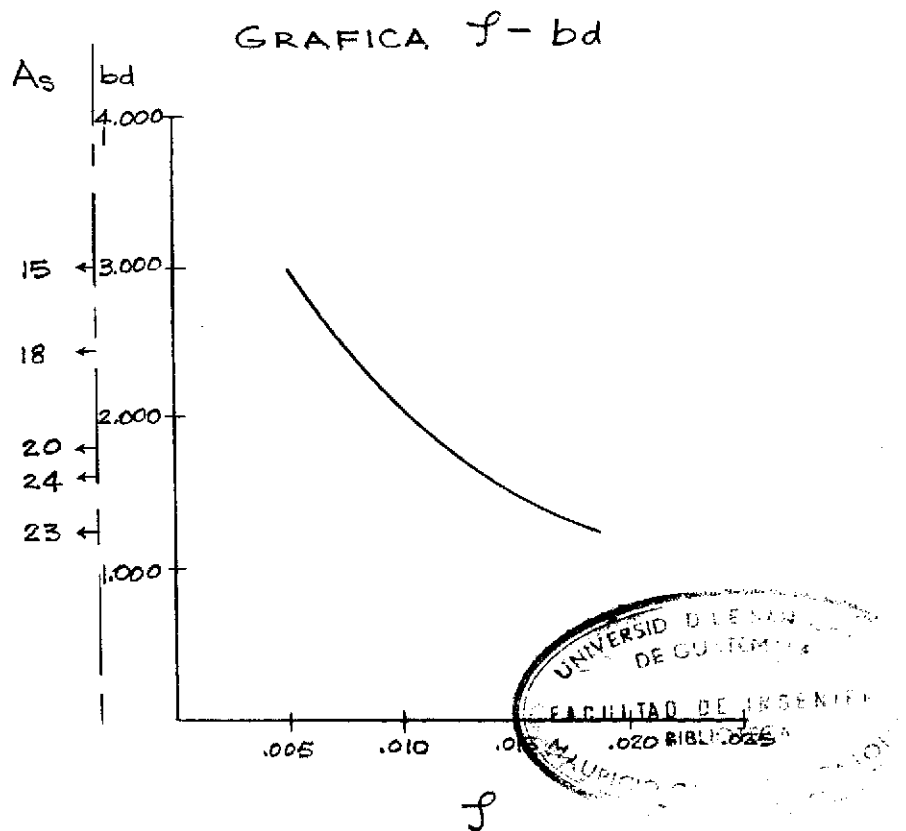
$$28.65 \times 10^5 = 210 \quad bd^2 \quad W(1 - .59W)$$

$$\rho_f \text{ mínimo} = 14/f_y = .005$$

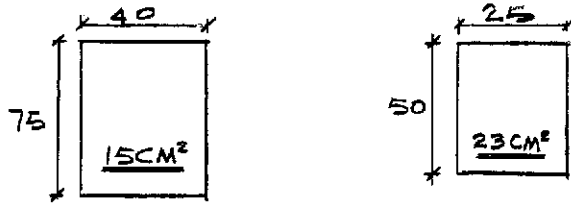
$$\rho_{bal} = .0369$$

RELACION b/d : 0.5

				CM	CM	CM	CM	CM ²	CM ²
% Acero		W	W (1.59W)	bc	de	b	d	bd	bd
f Min	.005	.0667	.0640	38	75	40	75	3000	15
2 f bal	.007	.0984	.0927	33	67	35	70	2450	18
3 f bal	.011	1476	1347	29	59	30	60	1800	20
4 f bal	.0148	1968	1739	27	54	30	55	1650	24
5 f bal	.0185	2467	2103	25	51	25	50	1250	23



El lector puede observar que los valores obtenidos de b y d se encuentran entre:



Sin duda alguna la solución más conveniente, debe de ser una solución intermedia. Así pues parece una buena solución la que propone $b = 30$ cm. y para $d = 60$ cm. De todas maneras, el proyectista siempre debe realizar un chequeo para la sección que escoja.

De la misma forma como se discutió la ecuación de equilibrio de la sección fijando la relación $b/d = .5$, puede ahora hacerse una discusión de la misma ecuación, fijando un porcentaje determinado, y haciendo variar la relación b/d .

A continuación se ploteará una gráfica de la relación b/d - Producto bd .

Desarrollo:

$$M_D = f'c \, bd^2 \, W(1 - .59W)$$

$$28.65 \times 10^5 = 210 \, bd^2 \, W(1 - .59W)$$

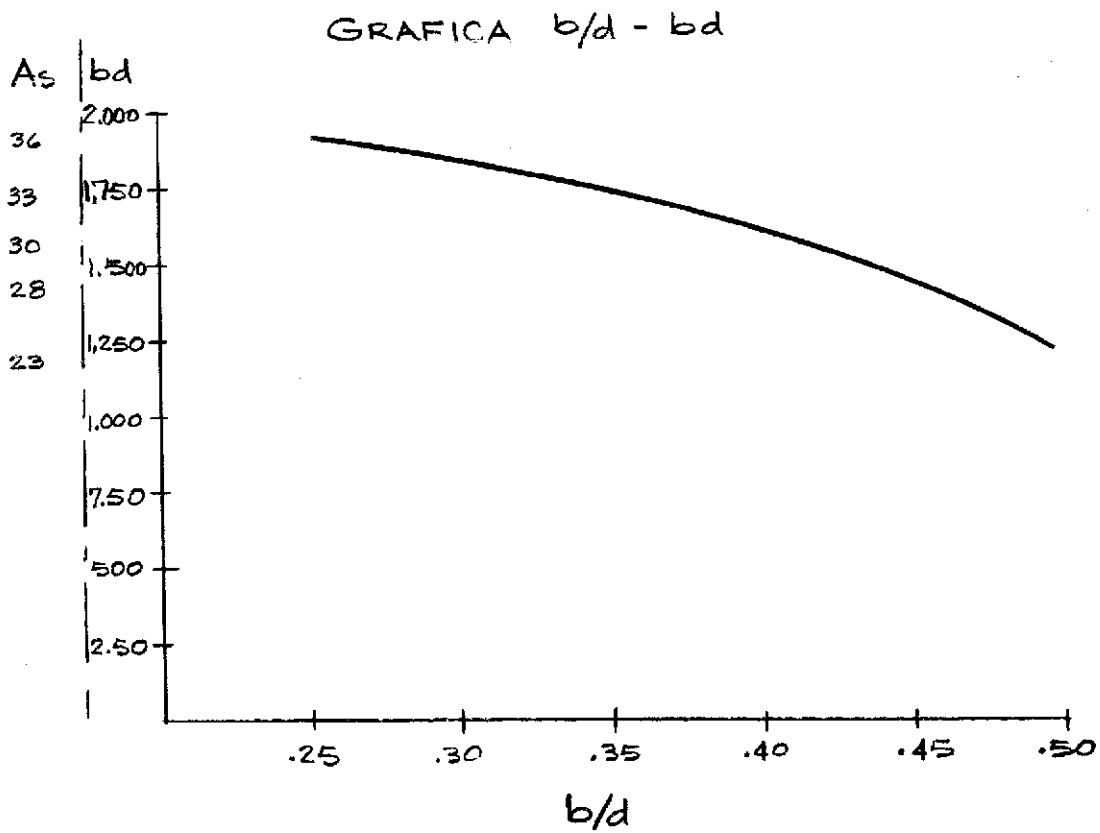
$$\text{Se fija } \mathcal{J} = .5 \mathcal{J}_{bal}$$

Por lo tanto se tiene $W(1 - .59W)$ es una constante.

$$28.65 \times 10^5 = 210 \, bd^2 \cdot .2467 (1 - .59 \times .2467)$$

$$64721.87 = bd^2$$

	CM	CM	CM	CM	CM ²	CM ²
b/d	b _e	d _e	b	d	bd	ϕbd
.5	25	51	25	50	1250	23
.45	26	52	30	50	1500	28
.40	27	55	30	55	1650	30
.35	28	57	30	60	1800	33
.30	30	60	30	60	1800	33
.25	31	64	30	65	1950	36
			35	65	2275	42



En la tabulación para la gráfica anterior, el lector puede observar también, que los valores más favorables son los intermedios, y que de nuevo vuelven a ser del orden de 30 y 60 para b y d respectivamente.

Las gráficas anteriores han sido ajustadas al ojo, y el único propósito con el cual se han elaborado, es para que el lector visualice en una forma más objetiva, el fenómeno que está sucediendo. Se ha pretendido pues, que el lector reconozca en estas gráficas, la utilidad práctica que pueden brindarle. Es indiscutible, que si los datos obtenidos, son ajustados por algún método estadístico, se obtendrán resultados más confiables; sin embargo tal refinamiento, para los propósitos de estimar una sección son innecesarios.

La gran variedad de alternativas que a la hora de diseñar una sección se le pueden presentar a un proyectista, están básicamente en función del porcentaje de acero que utilice y de la relación de b/d que escoja, o bien de la combinación de dichos parámetros. Sin embargo, el proyectista podrá notar, que los valores más favorables que obtenga de diferentes parámetros para un mismo caso, tendrán cierta relación.

A continuación y para que el lector analice la tendencia de los resultados, se desarrollará el siguiente tanteo, siempre basado en el ejercicio del capítulo 3. Los resultados como se ha indicado anteriormente debe ser discutidos por el lector.

El presente desarrollo fija el porcentaje de acero a .3 de f_{bal} . La relación b/d se varía de .25 a .50.

$$28.65 \times 10^5 = 210 \text{ bd}^2 W (1 - .59W)$$

$$\text{Se fija } f = .3 \quad f_{bal} = .0111 \quad W = .1476$$

$$28.65 \times 10^5 = 210 \text{ bd}^2 (.1476 (1 - .59 \times .1476))$$

$$101283.28 = \text{bd}^2$$

	CM	CM	CM	CM	CM ²	CM ²
b/d	be	de	b	d	bd	bd
.50	29	59	30	60	1800	20
.45	30	61	30	65	1950	22
.40	32	63	35	65	2275	25
.35	33	66	35	70	2450	27
.30	35	70	35	75	2625	29
.25	37	74	40	75	3000	33

Para tener una idea del costo del miembro, el lector debe comparar entre sí las secciones obtenidas, tomando en cuenta también, el área de acero que le corresponde a cada una de ellas.



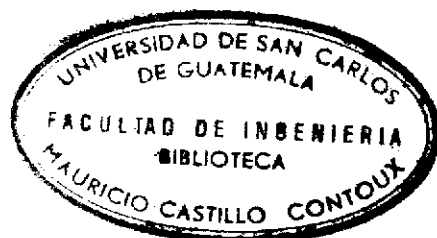
CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Previo a efectuar el análisis estructural de cualquier edificio, es de importancia fundamental llevar a cabo una ESTIMACION DE SECCIONES.
2. La forma más adecuada de obtener una estimación correcta, es realizando un "análisis preliminar" de la estructura por alguno de los métodos aproximados. La experiencia y la práctica convertirán este análisis, en un sencillo procedimiento, que representará grandes beneficios para las partes integrantes del proyecto.
3. Dedicarle a esta etapa tan importante del cálculo estructural, un período adecuado de tiempo.
4. Procurar que en el análisis preliminar, se realicen al mismo tiempo, consideraciones de tipo técnico y económico para encontrar la solución más favorable.
5. No es conveniente optar por los resultados del 1er. tanteo. Lo ideal es hacer varios; analizarlos, estudiarlos, compararlos y así escoger el más adecuado. Para ello se recomienda utilizar varios criterios de dimensionamiento, incluso recurrir a manuales de diseño y publicaciones especializadas. Sin embargo, toda la estructura debe ser estimada con el mismo criterio.
6. Si es posible, se deben analizar la mayor parte de niveles de la estructura. De esta forma es más fácil visualizar en que niveles pueden uniformizarse las secciones, así como los cambios de sección tanto de vigas como de columnas, para los niveles superiores.
7. Antes de enviar los datos a algún centro de computación para analizar los marcos, se debe haber hecho una revisión de las estimaciones. Todas las

secciones deben haber sido revisadas. En esta última etapa, también puede ser útil la comparación con otros diseños anteriores similares.

APENDICE



APENDICE

Se ha pretendido presentar este apéndice, con el único propósito de que el lector se forme una idea de las dimensiones de los miembros de algunas de las estructuras más importantes de Guatemala.

La advertencia de que no deben compararse los datos aquí presentados, prácticamente se hace innecesaria, ya que cada estructura es un caso especial y como tal, debe ser tratada. Además existen otra serie de factores de los cuales el lector ya debe haberse percatado. Por ejemplo, algunas de estas estructuras, fueron construidas en épocas en las cuales el costo de los materiales era favorable. En Guatemala, hace 5 años, el acero era un material relativamente barato, y permitía pensar en secciones esbeltas para los miembros principales de los edificios, sin que el costo de la estructura sufriera aumentos considerables. Si se tienen dos estructuras, de características similares, por decir algo, dos edificios de ocho pisos cada uno, y quisieran compararse partiendo de esta escueta información, se estaría cometiendo un gran error; supongase que el primero de estos edificios tiene luces cortas, de 4 a 5 mts. los datos indicarán columnas de .45 a .50 mts. de lado. La segunda estructura tiene luces de 8 a 10 mts. los datos indicarán columnas de aproximadamente .80 mts. de lado. Es decir, que si se desea comparar algo, deben también considerarse algunas características propias de la estructura. Es por ello que se hace la advertencia de que este apéndice solo debe tomarse como una guía y no como parámetro de comparación.

Se ha incluido diversos tipos de estructuras, no se ha limitado únicamente a estructuras constituídas por marcos rígidos. De algunas de estas estructuras, se ha incluido una planta para que el lector se forme una idea más exacta de la situación.

Todos los datos están presentados en el sistema métrico.

EDIFICIO: El triángulo. (Torre).

Cálculo Estructural: Ing. Juan José Hermsilla
Tipo de Estructura: Marcos Rígidos. Losa en dos sentidos

Altura Total: 61.84

No. de Niveles: 16

DIMENSION DE MIEMBROS PRINCIPALES

SENTIDO X-X

COLUMNAS

Sección:	Rectangulares –	Cuadradas.		Sección:
De Niv.	0 A 1	Altura:	4.90	.70 X .70
De Niv.	1 A 3		4.13	.70 X .70
De Niv.	3 A 5		3.67	.70 X .70
De Niv.	5 A 6		4.60	.70 X .70
De Niv.	6 A 16		3.67	.70 X .70
De Niv.	0 A 1		4.90	.60 X .80
De Niv.	1 A 3		4.13	.60 X .80
De Niv.	3 A 5		3.67	.60 X .80
De Niv.	5 A 6		4.60	.60 X .80
De Niv.	6 A 16		3.67	.60 X .80

MUROS.

Sección: En U, ...

VIGAS.

Sección:	Rectangular.		Sección:	
En Niv.	0 A 5	Luz:	7.30	.40 X .55
En Niv.	0 A 5		6.60	.40 X .55
En Niv.	0 A 5		6.00	.40 X .55
En Niv.	6 A 16		7.30	.40 X .50
En Niv.	6 A 16		6.60	.40 X .50
En Niv.	6 A 16		6.00	.40 X .50

SENTIDO Y - Y

VIGAS

Sección:	Rectangular		Sección:	
En Niv.	0 A 5	Luz:	6.60	.40 X .55
En Niv.	0 A 5		5.70	.40 X .55
En Niv.	0 A 5		6.60	.40 X .55
En Niv.	6 A 16		6.60	.40 X .50
En Niv.	6 A 16		5.70	.40 X .50
En Niv.	6 A 16		6.60	.40 X .50

EDIFICIO: Condominio El Cortijo (Torre)**Cálculo Estructural: Ing. J. J. Hermosilla****Tipo de Estructura: Marcos Rígidos — Muros de Corte — Losa Nervurada.****Altura Total: 52.21****No. de Niveles: 18****DIMENSION DE MIEMBROS PRINCIPALES****SENTIDO X-X****COLUMNAS**

Sección:	Rectangular			Sección:	
De Niv.	0 A 2	Altura:	3.05		.60 X .90
De Niv.	2 A 3		3.25		.60 X .90
De Niv.	3 A 4		3.25		.50 X .90
De Niv.	4 A 5		3.05		.50 X .90
De Niv.	5 A 18		3.05		.50 X .80

MUROS

Sección:	Rectangular			Sección:	
De Niv.	0 A 5				.40 X 3.50
De Niv.	5 A 18				.30 X 3.50

NERVIOS

Sección:	Rectangular			Sección:	
En Niv.	0 A 18	Luz:	4.65		.10 X .45
En Niv.	0 A 18		7.25		.13 X .45
En Niv.	0 A 18		8.25		.18 X .45
En Niv.	0 A 18		4.75		.20 X .45
En Niv.	0 A 18		5.15		.22 X .45

VIGAS

Sección:	Rectangular	Sentido X - X	Sentido Y - Y
En Niv.	0 A 5	Sección: .40 X .90	Sección: .40 X .90
En Niv.	5 A 18	.30 X .70	.30 X .70

SENTIDO Y - Y**MUROS.**

Sección:	Rectangular			Sección:	
De Niv.	0 A 5				.40 X 5.40
De Niv.	5 A 18				.30 X 5.40

NERVIOS

Sección:	Rectangular			Sección:	
En Niv.	0 A 18	Luz:	4.90		.10 X .45
En Niv.	0 A 18		7.10		.13 X .45
En Niv.	0 A 18		10.00		.18 X .45
En Niv.	0 A 18		8.00		.20 X .45
En Niv.	0 A 18		6.10		.22 X .45

EDIFICIO: CENTROAMERICANO (Torre)**Cálculo Estructural: Ing. J. J. Hermosilla****Tipo de Estructura: Marcos Rígidos – Losas Nervurada****Altura Total: 37.18****No. de Niveles: 12****DIMENSION DE MIEMBROS PRINCIPALES****SENTIDO X-X****COLUMNAS**

Sección:	Cuadrada				
De Niv.	0 A 1	Altura:	3.68	Sección:	.90 X .90
De Niv.	1 A 2		3.50		.90 X .90
De Niv.	2 A 3		3.00		.90 X .90
De Niv.	3 A 6		3.00		.80 X .80
De Niv.	6 A 9		3.00		.70 X .70
De Niv.	9 A 12		3.00		.60 X .60

VIGAS

Sección:	Rectángular	(Miembros Acartelados)		
En Niv.	0 A 12	Luz:	9.00	Sección: (.95 A .45) x.45

NERVIOS

Sección:		Sentido X - X	Sentido Y - Y
En Niv.	0 A 12	Sección: .15 X .45	Sección: .15 X .45

SENTIDO Y - Y**VIGAS**

Sección:	Rectangular	(Miembros Acartelados)		
En Niv.	0 A 12	Luz:	8.00	Sección (.95 A .45) x.45

EDIFICIO: El Cortez Localización: 12 Calle y 5a. Ave. Z.9

Cálculo Estructural: Ing. Ernesto Rosales Flores

Tipo de Estructura: Marcos Rígidos – Loza Nervurada, 1 sentido

Altura Total: 21.10 Mts.

No. de Niveles: 6

DIMENSION DE MIEMBROS PRINCIPALES

SENTIDO X-X

COLUMNAS

Sección: Rectangular

De Niv.	0 A 1	Altura:	2.95 Mts.	Sección	.35 X .80
De Niv.	1 A 2		3.10 Mts.		.35 X .80
De Niv.	2 A 3		3.25 Mts.		.35 X .80
De Niv.	3 A 6		3.10 Mts.		.35 X .80

VIGAS

Sección: Rectangular

En Niv.	0 A 6	Luz:	10.00	Sección:	20 X .55
---------	-------	------	-------	----------	----------

NERVIOS

Sección:	Rectangular	Sentido X-X	Rigidante	Sentido Y-Y	
En Niv.	0 A 6	Sección:	.20 X .55	Sección:	.20 X .55

SENTIDO Y - Y

VIGAS

Sección: Rectangular

En Niv.	0 A 6	Luz:	5.00	Sección:	.30 X .70
---------	-------	------	------	----------	-----------

EDIFICIO: Club de Oficiales "La Aurora"**Cálculo Estructural: Ing. Rony Sarmiento****Tipo de Estructura: Marcos Rígidos – Losa en dos direcciones****Altura Total: 11.64****No. de Niveles: 3****DIMENSION DE MIEMBROS PRINCIPALES****SENTIDO X-X****COLUMNAS**

Sección: Rectangular

De Niv.	0 A 1	Altura:	3.50	Sección:	35 X 1.50
De Niv.	1 A 2 (Messanine)		2.50		35 X 1.50
De Niv.	1 A 3		7.34		35 X 1.50

VIGAS

Sección: Rectangular

En Niv.	0 A 3	Luz:	15.50	Sección:	30 X 80
---------	-------	------	-------	----------	---------

SENTIDO Y - Y**VIGAS**

Sección: Rectangular

En Niv.	0 A 3	Luz:	2.50	Sección:	30 X 45
---------	-------	------	------	----------	---------

EDIFICIO: TRIBUNALES. Centro Cívico

Cálculo Estructural: Ing. Joaquín Lottmann - Ing. Mario Yon.
Tipo de Estructura: Marcos Rígidos - Losa Nervurada 2 Sentidos

Altura Total: 75.50

No. de Niveles: 20

DIMENSION DE MIEMBROS PRINCIPALES**SENTIDO X-X****COLUMNAS**

Sección: Cuadradas - En L

De Niv.	0 A 2	Altura:	3.40	Sección:	1.20 X 1.20
De Niv.	2 A 3		3.40		1.00 X 1.00
De Niv.	3 A 4		4.60		1.00 X 1.00
De Niv.	4 A 8		3.20		.90 X .90
De Niv.	8 A 12		3.20		.80 X .80
De Niv.	12 A 16		3.20		.70 X .70
De Niv.	16 A 20		3.20		.60 X .60

NERVIOS

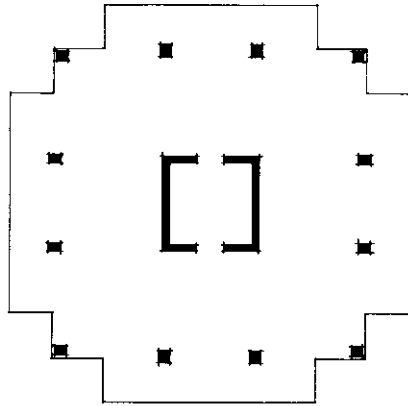
Sección Rectangular

En Niv.	0 A 2	Luz:	8.00	Sección:	.25 X .55
En Niv.	0 A 2		8.00		.15 X .55
En Niv.	2 A 20		8.00		.25 X .50
En Niv.	2 A 20		8.00		.15 X .50

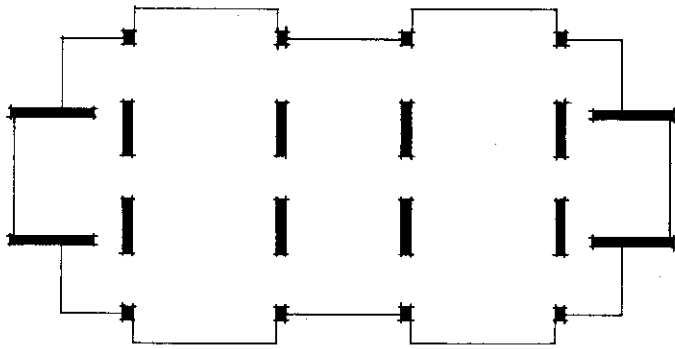
SENTIDO Y - Y**NERVIOS**

Sección: Rectangular

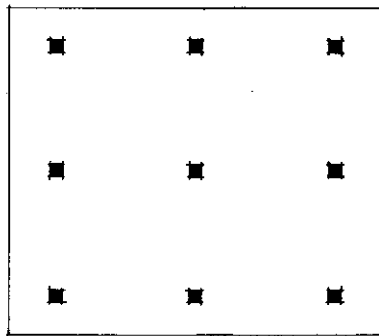
En Niv.	0 A 2	Luz:	9.00	Sección:	.25 X .55
En Niv.	0 A 2		9.00		.15 X .55
En Niv.	2 A 20		9.00		.25 X .50
En Niv.	2 A 20		9.00		.15 X .50



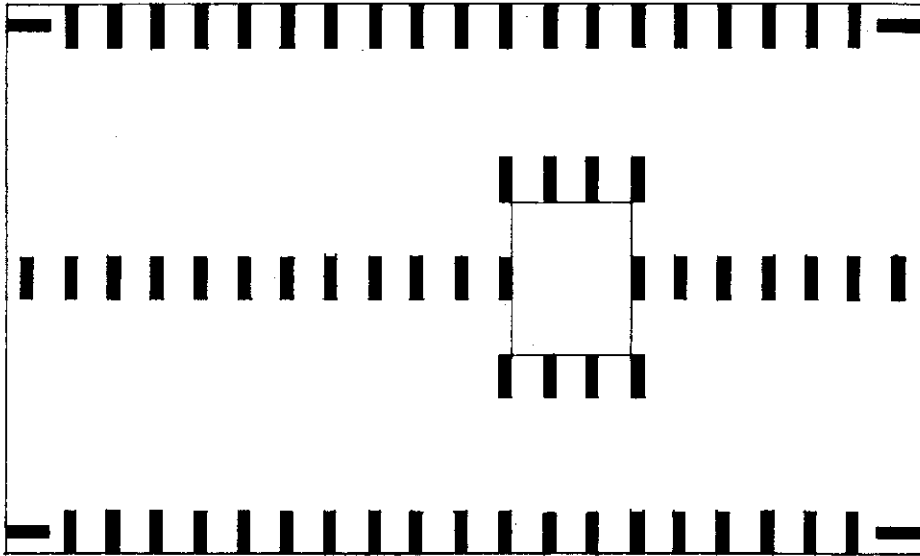
PLANTA TORRE
EDIFICIO "EL TRIANGULO"



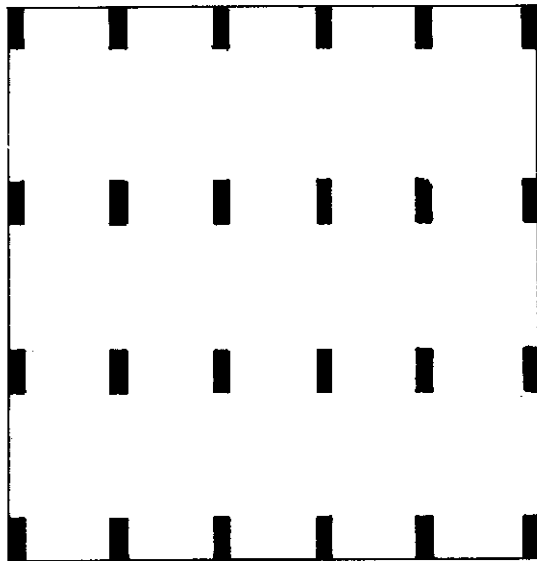
PLANTA TORRE - EDIFICIO "EL CORTIJO"



PLANTA TORRE
EDIFICIO "CENTROAMERICANO"



PLANTA
CLUB DE OFICIALES "LA AURORA"



PLANTA
EDIFICIO "EL CORTEZ"

BIBLIOGRAFIA

1. González Cuevas, Oscar M, y otros, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. México, Editorial Limusa, S.A., 1974. 415 pp.
2. Ferguson, Phil M, Reinforced Concrete Fundamentals. Tercera Edición, John Wiley & Sons, Inc. 1973. 750 pp.
3. Portland Cement Association, Notes en A.C.I. 318-71 Building Code Requirements with Applications. Segunda Edición, P.C.A., 1972.
4. Everard, Noel J, y Tanner III, John L, Reinforced Concrete Design. U.S.A., Schaum's Outline Series, Mc. Graw-Hill, 1966. 325 pp.
5. Portland Cement Association, Continuity in Concrete Building Frames (practical analysis for vertical load and wind pressure). Cuarta Edición, P.C.A., 1959. 56 pp.
6. Sandoval Shannon, Juan C, Consideraciones en el Análisis y Diseño de Edificios de Concreto Reforzado sujetos a Carga Sísmica. Guatemala, Tesis de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, 1974. 169 pp.
7. Structural Engineers Association of California, Recommended Lateral Force Requirements. U.S.A., S.E.A.O.C. 1966.
8. Wang, Chu-Kia, y Eckel, Clarence L, Teoría Elemental de Estructuras. España, Mc. Graw Hill, 1968. 429 pp.
9. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Reglamento de las Construcciones de Concreto

Reforzado A.C.I. 318-63.
México, I.M.C.Y.C., 1965. 141 pp.

10. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Reglamento de las Construcciones del Concreto Reforzado A.C.I. 318-71.
México, I.M.C.Y.C., 1972. 209 pp.
11. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Comentarios al Reglamento de Construcciones A.C.I. 318-71.
México, I.M.C.Y.C., 1972. 233 pp.
12. Robles F, Francisco, "Criterios Actuales de Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado".
En Revista de la Asociación Centroamericana del Cemento y Concreto, San José (Costa Rica), N-1.
(Primer Trimestre 1971).
13. Rodríguez, Jorge A, "Comportamiento del Concreto Reforzado".
En Revista de la Asociación Centroamericana del Cemento y Concreto, San José (Costa Rica), N-3, N-1
(Set.-Oct. 1971), (Abril 1972).

E. Ramírez Saravia
José Eduardo Ramírez Saravia

Vo. Bo.

Rolando Chinchilla C.

(f) Ing. Rolando Chinchilla Castañeda
Asesor

Vo. Bo.

Manuel A. Castillo Barajas

(f) Ing. Manuel A. Castillo Barajas
Escuela Ing. Civil

IMPRIMASE:

Hugo Quan Má
(f) Ing. Hugo Quan Má
DECANO