



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

**ING. OSCAR DE BUEN Y LÓPEZ DE HEREDIA.**

**ING. FRANCISCO DE PABLO GALAN.**

**ING. LUIS ESTEVA MARBOTO.**

**ING. CARLOS OLAGARAY Y PALACIOS.**

APUNTE  
79

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



613137

G.- 613137



I

FACULTAD DE INGENIERIA

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA**  
**DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**

## NOTA PRELIMINAR

Se pretende en este curso desarrollar el sentido, la intuición y el criterio estructural del estudiante, haciéndole ver cuáles son los aspectos básicos del diseño y qué decisiones son las importantes. El tratamiento general en el sentido de que las estructuras no se clasifican para su estudio por los materiales de que están hechas sino por su función. Esto facilita el estudio comparativo de las distintas alternativas posibles para resolver un problema estructural dado y permite que el alumno adquiera cierto sentido de qué formas estructurales y qué materiales son convenientes en cada caso. Aunque no se hace énfasis en los aspectos de detalle del dimensionamiento se considera que el enfoque dado al curso proporcionará suficientes conocimientos a los alumnos para que puedan establecer las dimensiones generales de los elementos de una estructura con una aproximación razonable.

Evidentemente uno de los aspectos fundamentales del diseño es el conocimiento de las solicitaciones que actúan sobre las estructuras. Si este conocimiento es inadecuado resultan inútiles los refinamientos que pueden lograrse en el análisis y dimensionamiento. Por ello una gran parte del curso se dedica al estudio de la estructura de las solicitaciones y de la cuantificación de sus efectos sobre las estructuras.

Del análisis del proceso de diseño efectuado en el inciso 1.1 se deduce la importancia de la elección de la forma o tipo estructural. Por lo tanto también se dedica bastante espacio a los problemas generales de estructuración y a un estudio funcional de las formas estructurales básicas que integran las estructuras.

Los principios generales del diseño estructural se ilustran primero en el estudio de los sistemas de piso y techo. Después se analizan los principales tipos de estructuras clasificadas de acuerdo con sus características funcionales (edificios de un piso, edificios de varios pisos, puentes, etc.) Se concluye el curso con consideraciones generales sobre los detalles de unión entre elementos estructurales.

Para la solución de los diversos problemas de diseño que se plantean durante el curso el alumno deberá contar con conocimientos razonables de Mecánica de los materiales y de análisis de estructuras; es decir, deberá tener nociones del dimensionamiento de elementos estructurales hechos con los materiales más comunes y deberá poder analizar cualquier estructura sencilla.

En los ejemplos que se propongan durante el curso se procurará ilustrar distintos criterios de diseño, aunque en general los que se aplicarán con más frecuencia serán los elásticos o de esfuerzos de trabajo y los de resistencia última. Puesto que no se trata de hacer una guía para el empleo de los Reglamentos, se hará poca referencia a ellos. Será tarea del estudiante el acostumbrarse a interpretarlos correctamente al resolver problemas de diseño.

**G- 613137**

Estos apuntes tienen por objeto cubrir el curso de Diseño Estructural que se ofrece en la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. En los primeros capítulos se presentan las características y medios para valuar las solicitaciones que actúan sobre las estructuras. Con estos antecedentes, se procederá en el capítulo 3 a conocer los distintos elementos estructurales de que se dispone, cómo se procede a su diseño y la manera en que se pueden combinar estos elementos simples para formar estructuras más complejas. El alumno resolverá distintos problemas de estructuración, ofreciendo varias alternativas y seleccionando aquella que se considera óptima.

En el capítulo 4 se ofrecen algunas soluciones de cimentaciones y en el capítulo 5, se presentan distintas soluciones de juntas o conexiones entre elementos de acero o de concreto.

Este curso requiere conocimientos sobre Mecánica de Materiales y Análisis Estructural. El alumno debe estar en posibilidades de analizar y dimensionar elementos estructurales, en los problemas que se resuelvan a lo largo del curso.

Estas notas han sido preparadas con la colaboración del grupo de profesores que imparten la materia:

FERNANDO AREAN  
OSCAR DE BUEN  
LUIS ESTEVA  
ALBERTO GUTIERREZ  
CARLOS OLAGARAY  
FRANCISCO DE PABLO  
FRANCISCO ROBLES  
DANIEL RUIZ

## CAPITULO 1

### 1. INTRODUCCION

#### 1.1 ¿QUE ES EL DISEÑO ESTRUCTURAL?

#### 1.2 CRITERIOS DE DISEÑO

##### 1.2.1 DISEÑO POR MEDIO DE MODELOS

##### 1.2.2 METODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO

##### 1.2.3 METODO PLASTICO O DE RESISTENCIA ULTIMA

##### 1.2.4 METODOS BASADOS EN EL ANALISIS AL LIMITE

##### 1.2.5 METODOS PROBABILISTICOS

#### 1.3 SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

#### 1.4 CONDICIONES DE SERVICIO Y LIMITES TOLERABLES

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 ¿Qué es el diseño estructural?

Es difícil contestar esta pregunta con una simple definición. El proceso de diseño es complejo e intervienen en él variables de diversa naturaleza. Quizá la mejor forma de definir esta actividad consista en intentar describir el proceso creador que sigue el proyectista al diseñar una estructura.

A grandes rasgos, el problema estriba en dar forma a una estructura que cumpla una determinada función con un grado de seguridad razonable y que en las condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Además, comúnmente deben cumplirse otros requisitos, tales como el de mantener el costo dentro de límites económicos y el de satisfacer determinadas exigencias estéticas. Estas consideraciones hacen obvio que la solución al problema de diseño no puede obtenerse mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y fórmulas.

¿Qué puede considerarse como seguridad razonable, o como resistencia adecuada? ¿Qué requisitos debe satisfacer una estructura para considerar que su comportamiento bajo condiciones de servicio es satisfactorio? ¿Qué costo tendrá? ¿Qué vida útil deberá preverse? ¿Es la estructura aceptable estéticamente?

Estas son las preguntas que el proyectista tiene en mente al diseñar una estructura. El problema no es sencillo, y en su solución el proyectista hace uso de su intuición y su experiencia, apoyando éstas en el análisis y la experimentación. Se puede afirmar que los problemas de diseño no son nunca de solución única, sino de solución razonable. En efecto, la labor del ingeniero proyectista tiene tanto de arte como de disciplina científica. Indudablemente el ingeniero debe aprovechar el cúmulo de información científica disponible, pero además tiene que tomar en cuenta otros factores que están fuera del campo de las matemá-

cas y de la física. El proceso que sigue el proyectista al resolver un problema de diseño planteado en estos términos puede considerarse como un proceso cíclico de aproximaciones sucesivas.

El problema surge inicialmente al plantearse una necesidad: la de salvar un claro, como en el caso de puentes; la de encerrar un espacio, como sucede en edificios de diversas clases; la de contener un empuje, como en el caso de muros de retención, tanques y silos. En general, el diseño de cualquier estructura implica la provisión de que ésta tenga la capacidad necesaria para soportar, con un margen de seguridad adecuado, las sollicitaciones a que puede estar sujeta durante su vida útil. Debe aclararse que la finalidad fundamental de las estructuras no es resistir sollicitaciones o cargas, sino cumplir alguna de las funciones -- que se acaban de reseñar. Las cargas son males inevitables que no hay más remedio que tomar en cuenta en el diseño.

La capacidad de una estructura para resistir un conjunto de sollicitaciones depende con frecuencia de la resistencia a la rotura de los elementos que la integran. En la determinación de la resistencia a la rotura de las estructuras es necesario tener en cuenta la forma en que se aplican las sollicitaciones. Así en algunas estructuras pueden ser -- significativos los fenómenos de impacto y de fatiga. La forma de fallas también un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en el diseño. Conviene evitar la posibilidad de falla frágil, debiéndose procurar que las estructuras cuenten con suficiente ductilidad para que puedan hacer frente a situaciones no previstas en el cálculo sin que llegue a producirse el colapso. Por otra parte las estructuras dúctiles exhiben deformaciones importantes, cuando se exceden las cargas de servicio previstas, que sirven de aviso, de manera que pueden hacerse las reparaciones necesarias antes de que se produzca una falla catastrófica.

En ocasiones pueden ser decisivos otros factores ajenos a los fenómenos de rotura, tales como la inestabilidad y el volteo. Existe riesgo de inestabilidad en estructuras muy esbeltas en las que la falla se puede presentar por efecto del pandeo antes de que los esfuerzos alcancen-

los valores de falla. En algunas estructuras sujetas a fuerzas horizontales importantes (viento, sismo, empujes de tierra), la tendencia de éstas a provocar el volteo respecto a la base o algún punto intermedio puede ser una consideración crítica.

No basta, sin embargo, que la estructura tenga suficiente resistencia. Como se dijo anteriormente, también es necesario que su comportamiento en condiciones normales de servicio sea satisfactorio. Así, por ejemplo, la estructura no debe deformarse exageradamente, debiéndose evitar las flechas o contraflechas demasiado grandes.

La vibración producida por maquinaria o por el paso de personas o vehículos debe mantenerse dentro de límites que no produzcan sensación de inseguridad. El agrietamiento propio de las estructuras de concreto debe mantenerse dentro de límites aceptables tanto desde el punto de vista de apariencia como desde el de protección contra corrosión. En algunas estructuras como los puentes y los pavimentos de estructuras industriales expuestas a los efectos de agentes corrosivos, puede ser significativa la reducción paulatina de secciones debida al desgaste. El desgaste así como los efectos del intemperismo son factores que afectan la durabilidad de las estructuras, que es también una consideración en el diseño.

No debe olvidarse que al intentar cumplir con los requisitos generales, de resistencia y comportamiento reseñados, el proyectista debe tener en cuenta ciertas limitaciones económicas así como determinadas exigencias estéticas.

Una vez planteado un problema estructural, supuestas unas solicitaciones razonables y definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. Es en esta fase del diseño donde la intuición y la experiencia del ingeniero desempeñan un papel primordial. La elección del tipo de estructuración es sin duda uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto. Los refinamientos posteriores en el dimensionamiento de secciones son de mucha menor importancia.

La elección de una cierta forma estructural debe ir asociada a la elección del material con que se piensa realizar la estructura. Al hacer esta elección, el proyectista debe tener en cuenta las características de la mano de obra y el equipo disponible, así como también el procedimiento constructivo que más se preste al caso.

Después de elegir una estructuración tentativa se idealiza la estructura para estudiar los efectos de las solicitaciones a que puede estar sujeta. Esta idealización es necesaria porque el problema real es siempre más complejo que lo que es práctico analizar. Una idealización típica, por ejemplo, consiste en la descomposición de las estructuras espaciales en estructuras planas con objeto de simplificar su análisis. Otro tipo de idealización es la que se efectúa al considerar, para efectos de análisis, que los miembros que forman un marco están concentradas en una línea, situada generalmente en su eje de gravedad. También se hacen idealizaciones en relación con las condiciones de apoyo de elementos estructurales. Así un apoyo se considerará articulado, empotrado, o guiado aunque las condiciones físicas reales no corresponderán con precisión el comportamiento ideal implícito en el apoyo escogido.

El análisis estructural implica un conocimiento de las solicitaciones que obran sobre la estructura y de las dimensiones de sus elementos. Estos son imprecisos cuando se inicia el diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos. Estas influyen tanto en el valor del peso propio como en el comportamiento estructural del conjunto. En un proceso cíclico el proyectista va ajustando los datos iniciales a medida que va precisando el análisis. Solamente en la fase final de este proceso hace un cálculo numérico relativamente refinado. El grado de precisión que trate de obtener en este proceso depende de la importancia de la estructura y de la posibilidad de conocer las solicitaciones que obrarán realmente sobre ella. Un vicio frecuente es el de tener un exceso de minuciosidad en casos en que la importancia del problema no lo amerita, en que el conocimiento de las solicitaciones es solamente aproximado, y en que el ahorro que pueda obtenerse gracias al refinamiento en el análisis no lo justifica.

La fase final del diseño consiste en la comunicación de los resultados del proceso descrito a las personas que van a ejecutar la obra. La comunicación de los datos necesarios para la realización del diseño se hace mediante planos y especificaciones. Este aspecto final no debe descuidarse, puesto que el disponer de planos claros y sencillos, y de especificaciones concretas, evita errores y confusiones por parte de los constructores.

Debe mencionarse, por último, la importancia que tiene la vigilancia del comportamiento de la estructura tanto durante la etapa constructiva como durante la vida de servicio de la estructura. Puede considerarse

se que esta vigilancia, en cierta forma, también es parte del proceso de diseño. En algunos casos la observación del comportamiento puede poner de manifiesto la necesidad de efectuar modificaciones o reparaciones de importancia. Un caso relativamente frecuente es el de edificios que debidamente recimentarse por hundimiento o desplomes excesivos.

Como complemento de la descripción de proceso de diseño que acaba de presentarse conviene hacer algunas observaciones acerca de sus finalidades. A primera vista podría parecer que la finalidad del diseño estructural es proyectar estructuras que no fallen. Sin embargo un poco de meditación sobre el problema nos hará ver que esta manera de definir los objetivos del diseño es poco realista. Las variables y parámetros que deben considerarse son de naturaleza aleatoria. Por otra parte no es posible asignar límites a los valores de estas variables de manera que pueda uno confiar que jamás serán excedidos. Así, por ejemplo, no es posible conocer la mayor intensidad que pueda alcanzar la carga viva a que pueda estar sujeta una estructura durante su vida útil. En caso de acciones sísmicas la predicción del máximo efecto posible es aún más difícil. Consideraciones semejantes pueden hacerse respecto al valor mínimo que puede tener la resistencia de una estructura. Siempre existirá cierta probabilidad de que se presente una combinación de parámetros y variables tal que se produzca la falla de una estructura. En otras palabras, puede afirmarse que toda estructura acabará por fallar, si no se demuele antes. De acuerdo con estos razonamientos no puede considerarse que el propósito del diseño estructural sea evitar las fallas. Más acertado sería decir que la meta del diseño consiste en la optimización de los parámetros de la estructura, haciendo máximo el cociente de los beneficios que de ellas pueden esperarse entre el costo capitalizado de la obra. El costo se obtendría con este fin como la suma del costo inicial, el de operación y mantenimiento, el de daño y el de falla, capitalizados, tomando en cuenta sus probabilidades respectivas. Este enfoque, que desde hace algunos años está siendo objeto de amplios estudios, es probablemente el más acertado desde un punto de vista teórico. Sin embargo es todavía difícil aplicación en la mayoría de los problemas de ingeniería civil, por falta de información adecuada respecto a la variabilidad de las distintas variables y parámetros. Además implica la solución de problemas difíciles tales como la influencia que en el costo de una falla pueden tener las vidas humanas perdidas, el desprestigio de los que han intervenido en la obra y otros factores. En los procedimientos de diseño actualmente en uso se busca un equilibrio más bien cualitativo entre la seguridad y la economía, entre el costo inicial y la probabilidad de falla. El grado de

seguridad que se acepta como adecuado suele depender de la práctica establecida y de la tradición, tales como están reflejadas en los reglamentos de construcción.

## 1.2 Criterios de diseño

En los cursos de Mecánica de los Materiales (o en los Comportamiento y Resistencia de Materiales) se establecieron métodos para el dimensionamiento de elementos estructurales. (El dimensionamiento puede definirse como el proceso mediante el cual se determinan las dimensiones y características que deben tener los elementos estructurales para cumplir una determinada función con un grado de seguridad razonable y de manera que su comportamiento bajo condiciones de servicio sea adecuado). Para ello se estudiaron las características acción-respuesta, entendiéndose por este concepto las relaciones que existen entre las características de un elemento y su respuesta ante una determinada acción. En otras palabras, para poder dimensionar, necesitamos poder determinar cómo se va a comportar un elemento de características dadas ante una determinada acción. El problema es semejante para una estructura. Si se conocen las relaciones:



para todas las combinaciones posibles de acciones y características se tendrá una base racional para establecer métodos de dimensionamiento. El problema de la determinación de las relaciones acción-respuesta para estructuras cualesquiera sujetas a toda la gama posible de acciones y combinaciones de estas acciones, es insoluble debido al número infinito de combinaciones que pueden presentarse. Esta situación ha hecho necesario el desarrollo de métodos mediante los cuales pueda basarse el estudio de una estructura en conjunto, basado en el estudio del comportamiento de sus distintas partes o elementos. Estos métodos se estudian en el curso de Análisis Estructural. Por medio de ellos se pueden determinar las acciones internas (carga axial, fuerza cortante, momento, torsión) en cada uno de los miembros de una estructura resultantes de la aplicación de las sollicitaciones exteriores a la estructura total. Esta consideración permite reducir el problema de la determinación de las características acción-respuesta a dimensiones manejables.

Para establecer una base racional de dimensionamiento será necesario

sario, entonces, obtener las características acción-respuesta correspondientes a las acciones internas que actúan más frecuentemente sobre los distintos elementos estructurales. Este problema es el que intenta resolver la Mecánica de los Materiales (o la Resistencia de Materiales). Conocidas las características acción-respuesta se puede delimitar el rango de las solicitaciones bajo las cuales los elementos se comportarán satisfactoriamente. El problema puede representarse esquemáticamente de la manera siguiente



Las consideraciones anteriores plantean el problema de dimensionamiento de una manera general. En los incisos siguientes se describen con mayor detalle algunos de los criterios y métodos de dimensionamiento más comúnmente utilizados en el diseño estructural.

### 1.2.1 Diseño por medio de modelos

Una manera muy directa de diseñar una estructura consiste en hacer un modelo a escala natural y comprobar si es satisfactorio su comportamiento bajo combinaciones de solicitaciones que reproduzcan aquellas a las que se supone estará sujeto el prototipo. Este procedimiento es el que probablemente se utilizó, más o menos conscientemente, en el diseño de muchas de las estructuras de la antigüedad. La experiencia de generaciones sucesivas permitió ir desarrollando nuevas formas estructurales y afinar sus dimensiones. Incluso hoy en día las características dimensionales de muchos de los sistemas constructivos tradicionales están basados en la experiencia acumulada sobre el comportamiento de prototipos a escala natural. Así el albañil que construye una bóveda catalana sabe a que distancia deben quedar las vigas para que no se rompan los ladrillos que formen la bóveda. El uso de modelos es a veces el método más indicado en el diseño de elementos estructurales de forma muy compleja que no son fáciles de analizar por medio de

los modelos matemáticos usuales. En elementos que van a fabricarse en gran número puede también convenir este método por el refinamiento de dimensiones que es posible lograr, ya que la información que se puede obtener de ensayos a escala natural es la más fidedigna posible. Los modelos matemáticos reproducen los fenómenos físicos reales tan sólo de una manera aproximada. Evidentemente las desventajas principales del método son su costo y el tiempo necesario para obtener resultados.

Puede reducirse el alto costo implicado en el diseño por medio de modelos, si éstos se hacen a una escala reducida. El comportamiento del prototipo puede deducirse del comportamiento del modelo, teniendo en cuenta los principios de similitud que establece la teoría de los modelos. Las solicitaciones aplicadas al modelo deben reproducir a escala las solicitaciones a las que vaya a quedar sujeta la estructura real. En algunos casos los modelos se fabrican de materiales iguales a los del prototipo, pero pueden emplearse materiales distintos siempre que sea posible diseñar el modelo de manera que su comportamiento sea equivalente al del prototipo. El empleo de modelos a escala, sobre todo cuando los materiales son diferentes, introduce incertidumbres que no existen en los modelos a escala natural.

En el proceso de diseño por medio de modelos, entonces, se aplican conjuntos de solicitaciones exteriores, representativas de aquellas a las que el prototipo estará sujeto en la realidad, a un modelo a escala de la estructura por diseñar, y se miden las respuestas del mismo. Para satisfacer la condición de seguridad, el modelo debe resistir solicitaciones a escala, un tanto mayores que las que se estima, deberá soportar la estructura bajo sus condiciones de servicio. Para satisfacer la condición de comportamiento satisfactorio bajo estas condiciones de servicio, las respuestas del modelo a estas solicitaciones deberán estar comprendidas entre los valores considerados como límites admisibles. Si una de las condiciones no se satisface, se modifican las características del modelo y se repite el proceso. El ensayo de modelos físicos permite dimensionar estructuras, sin recurrir a los modelos matemáticos proporcionados por la Mecánica de Materiales. Evidentemente puede prescindirse de la obtención de las acciones internas producidas por las solicitaciones exteriores.

### 1.2.2 Método de los esfuerzos de trabajo.

El empleo de modelos para el diseño de estructuras es evidentemente un procedimiento costoso cuya aplicación se justifica sólo en de

terminadas circunstancias. En general se recurre a procedimientos analíticos. Un procedimiento que ha sido muy usado es el que suele denominarse de esfuerzos de trabajo. Consiste esencialmente en el proceso siguiente. Las acciones internas (cargas axiales, momentos, fuerzas cortantes y torsiones) inducidas en los distintos elementos de las estructuras por las solicitaciones de servicio o trabajo que actúan sobre éstas se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan después los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas, por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos de trabajo así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables. El método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico. Sin embargo, cuando los materiales son de naturaleza inelástica, como sucede con el concreto reforzado, el método tiene limitaciones obvias. Una crítica frecuente es que no permite diseñar con un criterio uniforme de seguridad, puesto que el mantener una determinada relación entre los esfuerzos de rotura y los permisibles no es garantía de que exista la misma relación entre las resistencias últimas y las solicitaciones de trabajo.

### 1.2.3 Método Plástico o de resistencia última

Según este enfoque, las acciones internas que las solicitaciones externas producen sobre las estructuras se determinan por medio de un análisis elástico, como en el caso anterior. Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que pueden estar sujetas, sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. En su mayoría, los reglamentos contemporáneos de concreto reforzado se basan 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 de elementos estructurales de concreto reforzado 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. El dimensionamiento plástico no requiere el uso de 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. Este enfoque también puede usarse para el diseño de estructuras de acero. Su empleo permite aprovechar la resistencia total de las secciones al tener en cuenta su plastificación completa. En el criterio elástico, por el contrario, se considera que la capacidad resistente de una sección se agota en cuanto las fibras extremas alcanzan el esfuerzo permisible de trabajo.

La terminología comúnmente utilizada para designar este criterio de diseño no es muy satisfactoria. El término "plástico", por ejemplo, es un poco engañoso, puesto que el procedimiento implica un análisis elástico, limitándose el criterio plástico al dimensionamiento de secciones propiamente dicho. Por otra parte se presta a confusión con el criterio de diseño al límite, brevemente descrito en el inciso siguiente, en el que las hipótesis plásticas se aplican tanto al análisis como al dimensionamiento. De hecho algunos autores aplican el término "plástico" al análisis al límite, lo que no deja de aparecer razonable. A su vez el término "último" ha sido criticado con frecuencia y tiende a desaparecer en los reglamentos recientes.

### 1.2.4 Métodos basados en el análisis al límite

Los métodos plásticos descritos en la sección anterior presentan cierta contradicción: mientras que la resistencia de las secciones individuales se determina por métodos que tienen en cuenta la naturaleza inelástica de los materiales, las acciones internas producidas por las solicitaciones se calculan con base en hipótesis elásticas. Se supone en estos métodos que una estructura agota su resistencia, cuando cualquiera de las secciones de los elementos que la integran alcanza su máxima capacidad de carga. Esto es cierto únicamente en el caso de estructuras hechas con materiales con un comportamiento elástico ideal. Como es sabido una estructura de un material elastoplástico, como lo son muchos de los materiales de construcción, puede seguir admitiendo incrementos de carga, aun cuando alguna de sus secciones haya alcanzado su resistencia, puesto que la naturaleza inelástica del material permite que la sección siga deformándose sin llegar a fallar. Las secciones que se comportan en esta forma, reciben el nombre de articulaciones plásticas. La estructura seguirá tomando carga, mientras no aparezcan suficientes articulaciones plásticas para que se forme un mecanismo de co-

lapso. No se aprovecha, por lo tanto, la reserva de energía que caracteriza a las estructuras hiperestáticas de materiales con un comportamiento asimilable al elastoplástico, debido a los conocidos fenómenos de redistribución de momentos. Un criterio de diseño de uso cada vez más frecuente consiste en determinar las acciones internas correspondientes a la resistencia al colapso de la estructura. La resistencia al colapso de la estructura debe ser lo suficientemente grande para garantizar una seguridad adecuada. El dimensionamiento de las secciones se hace por el procedimiento descrito en el caso del método de diseño plástico o de resistencia última, descrito en el inciso anterior.

El diseño basado en el análisis al límite se emplea con bastante frecuencia en el cálculo de estructuras de acero, sobre todo cuando son relativamente sencillas. No es de fácil aplicación en estructuras complejas. Un aspecto que requiere especial atención es el riesgo de que se presenten problemas de inestabilidad antes de que llegue a formarse el mecanismo de colapso. La aplicación del método al diseño de estructuras de concreto reforzado implica mayores dificultades que en la estructuras de acero. Mientras que en el acero para efectos prácticos no existe límite a la capacidad de rotación de las secciones, condición para que puedan ser efectivas las articulaciones plásticas, en el concreto reforzado existen todavía incertidumbres en la cantidad de rotación que puede soportar una sección sin que se presente una falla repentina. A pesar de esta dificultad, este enfoque se emplea ya, aunque con ciertas limitaciones, en el diseño de estructuras sencillas de concreto reforzado. El método de las líneas de fluencia usado para calcular la capacidad de carga de losas de concreto reforzado es una aplicación conocida.

#### 1.2.5 Métodos Probabilísticos

Se ha indicado en incisos anteriores, que tanto las solicitaciones que obran sobre las estructuras, como las resistencias de éstas, son cantidades en realidad de naturaleza aleatoria, que no pueden calcularse por métodos determinísticos, como se supone en los criterios de diseño que acaban de reseñarse. Esta característica de las cargas y las resistencias, ha llevado a algunos investigadores a pensar en la conveniencia de recurrir a métodos probabilísticos. Se dijo ya en el inciso 1.1 que las incertidumbres que existen en las variables y parámetros que deben considerarse hacen que exista siempre una cierta probabilidad de que se presenten combinaciones de valores tales, que las solicitaciones sean superiores a las resistencias. Para establecer el

diseño de las estructuras sobre bases racionales se ha sugerido que se asigne a éstas una resistencia nominal, tal que, aún considerando el intervalo de distribución de los valores de la resistencia en torno al valor nominal, la combinación de este intervalo de variación de las solicitaciones implique una probabilidad muy reducida de que las solicitaciones excedan las resistencias. Esta probabilidad es evidentemente la suma de las probabilidades que corresponden a todas las combinaciones de valores para las cuales la solicitación es superior a la resistencia. Esta suma de probabilidades es indicativa del riesgo de que la estructura falle durante su vida. El riesgo de falla da una medida significativa del margen de seguridad de la estructura. Puede entonces expresarse en términos económicos si se cuenta con los elementos necesarios para estimar el costo de las consecuencias de la falla de la estructura. Sirve así, junto con el precio de la estructura, para escoger la solución óptima del punto de vista económico. El conocimiento del riesgo de falla puede servir para establecer racionalmente el cálculo de las estructuras asignando a éstas un margen de seguridad correspondiente a su importancia. Un enfoque como el descrito tiene evidentes atractivos teóricos. Sin embargo existen todavía limitaciones importantes a la aplicación práctica de un criterio de este tipo. Por una parte todavía no se tiene suficiente información sobre las variaciones tanto de las solicitaciones que deben considerarse como de las resistencias de los materiales y de las estructuras construidas con ellos. Por otra parte, el problema de asignar precios o valor a las consecuencias de una falla es de difícil solución. No obstante estas dificultades el enfoque tiene indudable interés y se han empezado a hacer proposiciones para formular recomendaciones de proyecto basadas exclusivamente en conceptos probabilísticos. De hecho ciertos conceptos probabilísticos ya han sido incorporados a algunos reglamentos en lo que se refiere a la evaluación de las características resistentes de los materiales.

#### 1.3 Seguridad de las estructuras

De las consideraciones sobre las finalidades del diseño se deduce que la primera condición que debe satisfacer una estructura es que sea lo suficiente resistente. En términos de las características acción-respuesta, se puede definir la resistencia de un elemento estructural o de una estructura a una acción determinada como el

valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Una vez determinada la resistencia a una cierta acción, se compara este valor máximo con el valor correspondiente bajo las cargas de servicio. De esta comparación se origina el concepto de factor de seguridad o factor de carga. De un modo rudimentario éste puede definirse como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción correspondiente bajo las condiciones de servicio.

El diseño debe garantizar que la estructura tenga un factor de seguridad razonable. Mediante este factor se trata de tomar en cuenta en el diseño las incertidumbres sobre los efectos de ciertas acciones y sobre los valores usados en las etapas diversas del proceso. Entre las principales incertidumbres se pueden mencionar el desconocimiento de las solicitaciones reales y su distribución, la validez de las hipótesis y simplificaciones utilizadas en el análisis, la diferencia entre el comportamiento real y el supuesto, la discrepancia entre los valores reales de las dimensiones y de las propiedades de los materiales y las especificadas en el diseño, y el riesgo de deterioro con el tiempo. La manera de lograr una seguridad adecuada varía según el criterio utilizado. En el diseño por esfuerzos de trabajo no se exceden unos esfuerzos permisibles que son una fracción de los esfuerzos máximos que soporta el material utilizado. Las limitaciones de este criterio ya fueron analizadas. En los métodos plásticos de dimensionamiento se procura que la resistencia de las distintas secciones internas producidas por las solicitaciones de trabajo en una cierta cantidad. Los reglamentos suelen dar reglas para lograr la seguridad deseada.

Uno de los problemas más difíciles del diseño es el de establecer el grado de seguridad conveniente. En la descripción de los métodos probabilísticos de diseño se vió que su solución requiere el conocimiento del riesgo de falla así como el costo de las consecuencias del colapso en términos de posible pérdida de vidas y de costo de reparación. Obviamente, el factor de seguridad de una presa debe ser mayor que el de una bodega de chatarra. Un aspecto de la elección de factor de seguridad todavía poco estudiado, es la manera de tener en cuenta la influencia de la ductilidad. Si dos estructuras son igualmente resistentes pero tienen distinta ductilidad, parece natural considerar que la más dúctil -- contará con un margen de seguridad mayor. Muchos reglamentos resuelven al proyectista el problema de la elección de factor de seguridad fijando reglas fáciles de aplicar, pero a veces simplistas, que no le dan mucha libertad para variar los criterios de seguridad de acuerdo con la

17 importancia de la estructura y los demás factores que intervienen.

#### 1.4 Condiciones de servicio y límites tolerables

Para garantizar que una estructura tenga un comportamiento aceptable bajo condiciones de servicio, se comparan los valores de las respuestas (deformaciones, agrietamiento, durabilidad, vibración), correspondientes a las acciones estimadas, con ciertos límites prestablecidos que la experiencia ha indicado son satisfactorios para el tipo de estructuras de que se trata. El problema es más difícil que el de evaluar la resistencia, ya que las deformaciones y el agrietamiento son función de las acciones reales que obran en la estructura, de la historia de carga y de todas aquellas variables que influyen en el comportamiento. El establecer límites razonables para las deformaciones y el agrietamiento para distintos tipos de estructuras es un problema aún más complejo que el de establecer un factor de seguridad razonable. Hasta la fecha, la mejor herramienta que posee el diseñador para establecer límites de tolerancia es su experiencia con estructuras semejantes, actuando bajo condiciones similares.

## REFERENCIAS

- 1.1 TORROJA, E., RAZON Y SER DE LOS TIPOS ESTRUCTURALES, 3a. Edición, Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, Madrid
- 1.2 SALVADORI, M. Y HELLER, R., STRUCTURE IN ARCHITECTURE, Prentice Hall, 1963
- 1.3 AMBROSE, J.E., BUILDING STRUCTURES PRIMER, Wiley, 1967
- 1.4 ENGEL, H., STRUCTURE SYSTEMS, PRAEGER, F. A., New York, 1968
- 1.5 SIEGEL, C., FORMAS ESTRUCTURALES DE LA ARQUITECTURA MODERNA, C.E.C.S.A., 1966
- 1.6 CROSS, H., ENGINEERS AND IVORY TOWERS, Editado por Goodpasture, R.C., Mc Graw Hill, 1952
- 1.7 PREECE, B.W., Y DAVIES, J.D., MODELS STRUCTURAL DESIGN, - C.R. Brooks, LTD, Londres
- 1.8 ROSENBLUETH, E., Seguridad y Diseño Estructural (Cap. 19 de "Ingeniería del Concreto Reforzado", Editado por Boris Bresler). Impreso por la Sección Editorial de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., 1968

## 2. ACCIONES.

## 2.1 TIPOS DE ACCIONES

## 2.2 CARGA MUERTA

- 2.2.1 Carácter aleatorio de la carga muerta.
- 2.2.2 Tolerancias.

## 2.3 CARGA VIVA.

- 2.3.1 Variación espacial y temporal
- 2.3.2 Teoría probabilística
- 2.3.3 Reglamento de Construcciones del D. F.
- 2.3.4 Carga viva en puentes
- 2.3.5 Líneas de influencia
- 2.3.6 Transmisión de cargas

## 2.4 TEMBLORES.

- 2.4.1 Origen de los sismos
- 2.4.2 Magnitud de un sismo
- 2.4.3 Intensidad de un sismo
- 2.4.4 Estadística de temblores
- 2.4.5 Acelerogramas
- 2.4.6 Sistema simple
- 2.4.7 Espectros de respuesta
- 2.4.8 Determinación de espectros de respuesta de sistemas elásticos.

- 2.4.9 Espectros de respuesta de sistemas elásticos. Factor de ductilidad.
- 2.4.10 Influencia del suelo de cimentación.
- 2.4.11 Espectros de diseño.
- 2.4.12 Clasificación de las construcciones en el Reglamento del D.F.
- 2.4.13 Estructuras con varios grados de libertad. Modos naturales.
- 2.4.14 Métodos iterativos para el cálculo de los modos naturales.
- 2.4.15 Métodos iterativos para el cálculo de los modos superiores.
- 2.4.16 Combinación de modos naturales. Cálculo de los coeficientes de participación.
- 2.4.17 Respuesta de estructuras.
- 2.4.18 Criterios de análisis
- 2.4.19 Análisis estático
- 2.4.20 Distribución de la fuerza cortante sísmica
- 2.4.21 Efectos de esbeltez
- 2.4.22 Dimensionamiento de la estructura
- 2.4.23 Desplazamientos
- 2.4.24 Protección de elementos no estructurales
- 2.4.25 Recomendaciones sobre estructuración
- 2.5 VIENTO
  - 2.5.1 Descripción
  - 2.5.2 Estadística de vientos
  - 2.5.3 Velocidades de diseño
  - 2.5.4 Efectos del viento
  - 2.5.5 Clasificación de las estructuras
  - 2.5.6 Criterios generales de análisis.
- 2.6 OTRAS SOLICITACIONES.
  - 2.6.1 Solicitaciones debidas a cambios volumétricos
  - 2.6.2 Efectos de las variaciones de temperatura
  - 2.6.3 Efectos de la contracción
  - 2.6.4 Algunas consideraciones sobre el tratamiento de los cambios volumétricos en el diseño estructural.
  - 2.6.5 Asentamientos diferenciales
  - 2.6.6 Solicitaciones diversas asociadas a los procedimientos de fabricación y construcción de las estructuras y sus elementos.
  - 2.6.7 Solicitaciones que se presentan durante el transporte y el montaje de estructuras prefabricadas
  - 2.6.8 Solicitaciones accidentales que se presentan durante las distintas etapas constructivas de los edificios
  - 2.6.9 Otros factores que influyen en el dimensionamiento estructural.

## 2. ACCIONES.

Para el diseño de toda estructura es necesario considerar todas las acciones que se supone van a actuar sobre ella, durante su vida útil, para cierta probabilidad de falla. Aparentemente es la etapa más sencilla, sin embargo ofrece el inconveniente de la incertidumbre que tiene su determinación.

Conviene recordar que el diseño de una estructura es un proceso de optimización en que intervienen una serie de variables aleatorias, como son las acciones sobre la estructura.

### 2.1 TIPOS DE ACCIONES.

Las acciones se suelen clasificar según la duración con que actúan sobre la estructura:

#### a) Acciones permanentes.

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura. Tanto su localización como magnitud no se modifican con el tiempo. Entre las acciones permanentes se puede considerar:

- Carga muerta. Incluye el peso propio de la estructura y el de todos aquellos elementos que actúan de manera permanente sobre la misma. Tal es el caso de muros divisorios, fachadas, etc.

C 14

- Empuje estático de tierras y líquidos.
- Desplazamientos impuestos a la estructura. No son las deformaciones propias de la estructura originadas por las acciones que se están mencionando. Se refiere a los desplazamientos que se transmiten a la estructura y que por si mismos ya constituyen una acción de tipo permanente. Tal es el caso de los desplazamientos diferenciales impuestos a la estructura por hundimientos de distinta magnitud en el suelo.

#### b) Acciones variables.

- Carga viva. Se debe, fundamentalmente, al peso de personas, mobiliario, etc. ya que siendo cargas gravitacionales, sus características mecánicas pueden variar durante la utilización de la estructura.
- Efectos por cambios de temperatura y contracciones.
- Efectos de operación de maquinaria y equipo. La operación de algunas máquinas o equipo origina acciones dinámicas que merecen ser consideradas en algunos casos.

#### c) Acciones accidentales.

Las acciones accidentales se caracterizan porque se desconoce el momento en el que van a actuar en la estructura. La intensidad de estas acciones puede ser superior a cualquier valor conocido. Representan un accidente en la vida de las estructuras y su control queda fuera del proyectista.

Entre las principales acciones accidentales se pueden mencionar las siguientes:

- Efectos por sismo. Son acciones dinámicas originadas por los sismos.
- Efectos por viento. Son acciones estáticas o dinámicas que representan los efectos del viento sobre las estructuras.

Se han mencionado las principales, sin embargo en algunos casos pueden ocurrir otros tipos de acciones accidentales, como explosiones, incendios, etc. Sus efectos se considerarán, para evitar el colapso de la estructura, en caso de que se presenten.

## 2.2. CARGA MUERTA.

### 2.2.1. CARACTER ALEATORIO DE LA CARGA MUERTA.

Esta acción incluye el peso propio de los elementos, estructurales o no, que van a actuar de manera permanente en la construcción. Tal es el caso del peso propio de trabes, muros, pisos, etc. Considera el peso de todos los materiales que intervienen en la construcción. Comprende tanto el peso de la estructura en sí, como todos los acabados, tales como firmes, recubrimientos, plafones, muros, etc. En este concepto se pueden tener variaciones muy importantes con respecto a las cargas de diseño, debido fundamentalmente a variaciones en las dimensiones y por lo tanto en los volúmenes de materiales, o bien debido a modificaciones del proyecto

que se traducen en la aplicación de cargas no consideradas originalmente. En estos casos la cimentación puede ser el elemento estructural más afectado de una construcción. Algunos autores describen las variaciones observadas en las medidas nominales de miembros estructurales. Por ejemplo en distintas mediciones efectuadas en espesores reales de losas de concreto reforzado, se obtuvo que la diferencia entre el peralte real y el de diseño, tenía un valor medio de 0.6 cm., y una desviación estandar de 0.09 cm. Otras veces, deformaciones excesivas de los sistemas de piso, originan rellenos no considerados en el análisis, con el objeto de corregir niveles. Estos casos significan incrementos de carga muerta. También existen variaciones en los pesos volumétricos de los materiales. Sus coeficientes de variación oscilan entre menos del 1% para concretos elaborados con los mismos materiales y 16% para las rocas más usuales. Además, en todos los materiales hay que tener en cuenta el contenido de humedad, para la determinación de la carga muerta.

En la tabla 2.2.1. se proporcionan los pesos volumétricos de algunos materiales usuales en la construcción, según aparecen en el Reglamento de Construcciones del D.F. De los dos valores anotados, debe tomarse aquel que produce las condiciones más desfavorables en el diseño que no siempre corresponde al mayor. Así en el caso de elementos estructurales se tomará el valor máximo y en el caso de un posible estado de flotación de una cimentación se tomará el valor menor; en el análisis por volteo de una estructura, la condición más des-

favorables se obtiene para valores mínimos de los pesos volumétricos; en algunos casos de columnas, el dimensionamiento se define por la condición de carga axial  $m^2$  im.

Tabla 2.2.1. Pesos volumétricos de algunos materiales.

MATERIAL	PESO VOLUMETRICO (ton/m <sup>3</sup> )	
	MAXIMO	MINIMO
<b>I. Piedras naturales.</b>		
- Arenisca (chilucas y canteras)		
secas	2.45	1.75
saturadas	2.50	2.00
- Basaltos (piedra braza)		
Secos	2.60	2.35
saturados	2.65	2.45
granito	3.20	2.40
mármol	2.60	2.55
Pizarras		
secas	2.80	2.30
saturadas	2.85	2.35
- Tepetates		
secos	1.60	0.75
saturados	1.95	1.30
- Tezontles		
Secos	1.25	0.63
saturados	1.55	1.15

MATERIAL	PESO VOLUMETRICO (ton/m <sup>3</sup> )	
	MAXIMO	MINIMO
<b>II. Suelos.</b>		
- Arena de grano de tamaño uniforme.		
secas	1.75	1.40
saturada	2.10	1.85
- Arena bien graduada		
seca	1.90	1.55
saturada	2.30	1.95
- Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		
	1.50	1.20
<b>III. Piedras artificiales, concretos y morteros.</b>		
- Concreto simple con agregados de peso normal		
	2.20	2.00
- Concreto reforzado		
	2.40	2.20
- Mortero de cal y arena		
	1.50	1.40
- Mortero de cemento y arena		
	2.10	1.90
- Aplanado de yeso		
	1.50	1.10
- Tabique macizo hecho a mano		
	1.50	1.30
- Tabique macizo prensado		
	2.20	1.60
- Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		
	1.70	1.30
- Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		
	1.30	0.90
- Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		
	2.20	2.00

MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO (ton/m <sup>3</sup> )	
	MAXIMO	MINIMO
- Vidrio plano	3.10	2.80
<b>IV. Madera.</b>		
- Caoba		
seca	0.65	0.55
saturada	1.00	0.70
- Cedro		
seco	0.55	0.40
saturado	0.70	0.50
- Oyamel		
seco	0.40	0.30
saturado	0.65	0.55
- Encino		
seco	0.90	0.80
saturado	1.00	0.80
- Pino		
seco	0.65	0.45
saturado	1.00	0.80

RECUBRIMIENTOS.	PESOS EN Kg/m <sup>2</sup>	
Azulejo	15	10
Mosaico de pasta	35	25
Granito de terrazo de	20 X 20	45
	30 X 30	55
	40 X 40	65
Loseta asfáltica o vinílica	10	5

Con estos valores, se puede obtener la carga muerta o peso de los distintos elementos que intervienen en la construcción, multiplicando el peso volumétrico más adecuado, de acuerdo con el criterio antes citado, por el volumen del material de que se trate. En algunos casos, como en los pisos destinados a oficinas, es usual que se consideren muros ligeros fácilmente desmontables, que puedan adaptarse a cualquier modificación de su distribución en el piso. En estas condiciones es difícil determinar la posición y carga muerta de una manera exacta. Es preferible considerar una carga equivalente aplicada uniformemente en toda la superficie del piso. Si las divisiones son de madera, vidrio, etc., una carga uniforme de 50 Kg/m<sup>2</sup>, por ejemplo, permitiría considerar esta carga adicional.

2.2.2. TOLERANCIAS.

Conociendo la variación que se tiene en la determinación de la carga muerta, no es real suponer que se conservan los valores adoptados en la etapa de diseño. Por esta razón deben permitirse ciertas variaciones en los valores de las dimensiones nominales, propiedades de los materiales, etc., en tal forma que no se afecte de manera importante la carga muerta de la estructura. Estas variaciones o tolerancias dependerán de las consideraciones que se hayan hecho durante el análisis y dimensionamiento estructural, de los factores de seguridad que se hayan tomado y de la probabilidad de falla adoptada.

Como ejemplo, se va a calcular la carga muerta con la que hay que diseñar una losa de espesor "h", para una probabilidad de 2% de que no se vaya a exceder el valor de "h". Se puede admitir que la función de distribución del peso unitario en el concreto así como en otros materiales corresponde aproximadamente a una distribución normal. Además se va a suponer que los valores de la esperanza de la variable y de la desviación estándar correspondientes a la diferencia entre el peralte real y el de diseño son respectivamente  $E(d) = 0.6$  cm y  $\sigma(d) = 0.09$ . Valores que se han observado por medio de mediciones en estructuras.

La probabilidad de una variable aleatoria, el error en el peralte de la losa, que sigue una distribución normal, se puede expresar como:

$$d = h_{\text{real}} - h_{\text{nominal}}$$

$$P(d) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du = F(u)$$

en donde:

$$u = \frac{X - E(d)}{\sigma(d)}$$

Por lo tanto:

$$0.98 = F(u)$$

De las tablas de distribución normal se obtiene:

$$u = 2.056$$

$$\frac{X - E(d)}{\sigma(d)} = 2.056$$

$$X = 0.6 + 2.056 \times 0.09 = 0.79 \text{ cm.}$$

Esta diferencia en el espesor del concreto equivale a un peso adicional de

$$w = \frac{0.79}{100} \times 2,200 = 17.4 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo tanto en el diseño de la estructura, al peso propio teórico, se agregaría una carga muerta adicional de  $17.4 \text{ Kg/m}^2$ , que corresponde al probable error en el espesor de la losa.

El artículo 224 del Reglamento de Construcciones para el D.F. define por esta razón, una carga adicional de  $20 \text{ Kg/m}^2$  en la determinación de la carga muerta de losas coladas en el lugar y otra carga también adicional de  $20 \text{ Kg/m}^2$  en el caso de que se coloque algún piso o firme de mortero.

la carga viva de diseño es de  $30 \text{ Kg/m}^2$ , ésta es adecuada para el diseño de la lámina de la cubierta, sin embargo es excesiva para el diseño de las armaduras principales o de la cimentación, ya que es lógico suponer que la carga que puede estar aplicada en un punto dado de la cubierta, no estará aplicada de manera uniforme en la totalidad del techo. El mismo razonamiento se puede aplicar al cálculo de la cimentación de un edificio, ya que la carga viva que se adopte para el cálculo de un elemento estructural, es excesiva para la cimentación ya que es raro que toda la superficie tributaria de la misma, es decir todo el edificio, esté cargado simultáneamente.

### 2.3.2 TEORIA PROBABILISTICA. REDUCCION DE CARGA VIVA EN EDIFICIOS.

Supongamos que se va a diseñar un elemento cuya estabilidad depende sólo de la carga que obra en una superficie de área  $A$ . Se supone que todas las variables que intervienen se conocen de manera determinística, excepto la magnitud de la carga viva que obra sobre la superficie. Se supone además que la esperanza y la dispersión de la carga viva en un elemento pequeño de la superficie son independientes de la localización del mismo y de las cargas que obran en otros elementos. Si se divide el área total

## 2.3 CARGA VIVA EN EDIFICIOS Y PUENTES.

### 2.3.1 VARIACION ESPACIAL Y TEMPORAL.

Cargas vivas, son aquellas cargas gravitacionales que obran en una construcción y que a diferencia de las cargas muertas, no tienen el carácter de permanente. Estas cargas son esencialmente variables como pueden ser, el peso de las personas que ocupan la construcción, los muebles, equipo, máquinas, mercancías, etc. Como se puede apreciar una persona no ocupa un lugar determinado dentro de una habitación o bien los objetos que se almacenan pueden variar de magnitud y posición. En estas circunstancias es imposible el considerar una carga determinada y en un lugar dado, al mismo tiempo que no es ni económico ni factible considerar todas las posibles condiciones de carga. En vista del carácter aleatorio de este tipo de carga, se impone una solución probabilística para definir una carga uniforme que dentro de ciertos márgenes de seguridad sea equivalente a la esperanza de cargas, concentradas o repartidas aplicables en la estructura.

Intuitivamente, podemos pensar que la carga viva depende del destino que vaya a tener la construcción y en el caso de edificios también dependerá de la magnitud del área tributaria. Si pensamos en el techo de una fábrica, en el que

en una serie de elementos pequeños en comparación con  $A$ , la distribución de probabilidades para la carga unitaria que obra en cada elemento es aproximadamente logarítmico-normal. Se va a establecer la siguiente nomenclatura:

$A$  ( $m^2$ ) ---- Área total tributaria

$W$  (Kg) ---- Carga viva total que obra sobre la superficie  $A$

$w$  (Kg/ $m^2$ ) =  $W/A$  = carga viva unitaria.

$E$  ---- Esperanza

$\sigma$  ---- Dispersión

$\sigma^2$  ---- Variancia

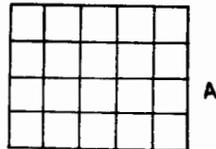


Fig. 2.3.1 Superficie en la que está aplicada la carga.

Suponiendo una variación normal:

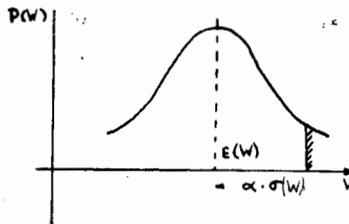


Fig. 2.3.2- Distribución de probabilidades de la carga.

$$E(W) = A \cdot E(w) \quad (2.3.1)$$

La variancia de una suma de variables independientes es igual a la suma de las variancias de las mismas:

$$\sigma^2(W) = \sum \sigma^2(w) = A \cdot \sigma^2(w)$$

$$\sigma(W) = \sqrt{A} \cdot \sigma(w) \quad (2.3.2)$$

Para una certeza aceptable de que no vaya a ser excedido determinado valor de la carga de diseño, habrá

que definir una constante " $\alpha$ " cuyo valor dependerá de las características de la curva. Así se tendrá que:

$$W_D \geq E(W) + \alpha \cdot \sigma(W) \quad (2.3.3)$$

Esta desigualdad quiere decir que para una probabilidad dada corresponderá una carga total de diseño  $W_D$ , asociada a un valor de carga unitaria  $w_D = \frac{W_D}{A}$  Sustituyendo valores.

De (2.3.3)

$$W_D = E(W) + \alpha \cdot \sigma(W)$$

Sustituyendo los valores de (2.3.1) y (2.3.2)

$$W_D = A \cdot E(w) + \alpha \cdot \sqrt{A} \cdot \sigma(w)$$

$$W_D = A \cdot E(w) \left[ 1 + \frac{\alpha \cdot \sigma(w)}{\sqrt{A} \cdot E(w)} \right]$$

Igualando:

$$f = \frac{\alpha \cdot \sigma(w)}{E(w)}$$

(Constante que depende de la probabilidad permisible)

Se obtiene:

$$W_D = A \cdot E(w) \left[ 1 + \frac{f}{\sqrt{A}} \right]$$

Dividiendo entre el área:

$$w_D = \left[ 1 + \frac{f}{\sqrt{A}} \right] E(w)$$

en donde  $w_D$  es la carga unitaria de diseño y  $A$ , el área tributaria del elemento que se va a diseñar.

2.3.3 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.

21

El Reglamento de Construcciones del D.F. especifica distintos valores de la carga viva para edificios según su destino y el área tributaria del elemento estructural que se diseña, de acuerdo con la fórmula general obtenida en el punto anterior.

Se especifican varios tipos de carga viva:

a) La carga viva máxima ( $w_m$ ) se considera en el diseño de estructuras por carga gravitacional. Para casas-habitación, oficinas, laboratorios, etc., el valor de la carga viva máxima es:

$$w_m = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

en donde A, es el área tributaria del elemento que se analiza. De manera semejante se especifica la carga viva máxima para otros tipos de edificios. En el caso, de azoteas en las que la influencia del área tributaria en la intensidad de la carga, es menor, se especifica un solo valor que es independiente del área tributaria.

El valor de la carga viva máxima también se emplea en el diseño de cimentaciones, en la determinación de asentamientos inmediatos en los suelos.

b) La carga viva instantánea ( $w_a$ ) se emplea en el diseño de estructuras ante acciones accidentales. En el análisis por sismo o viento, el área tributaria es la correspondiente a toda la estructura. Al aplicar las fórmulas anteriores se observa que la intensidad de la carga viva tiende a estabilizarse para valores muy grandes del área tributaria.

La carga viva instantánea también se emplea cuando se utilizan distribuciones de carga más desfavorables que las correspondientes a cargas repartidas en toda la superficie.

c) La carga viva media ( $w$ ) se debe emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en suelos poco permeables saturados. En estas condiciones los efectos por hundimientos diferenciales son muy importantes.

En algunos casos como en estudios de flotación, acción de viento, volteo de estructuras, etc., es conveniente el análisis con la posibilidad de que la intensidad de la carga viva sea nula. Corresponde a la condición más desfavorable para la estabilidad de la estructura.

En el diseño de las estructuras también es necesario considerar las cargas vivas que se pueden presentar de manera temporal durante el proceso de construcción. Tal es el caso del peso de los materiales que se almacenan temporalmente durante la construcción.

En las vigas continuas sometidas a carga viva, es necesario considerar los distintos efectos originados por su cambio de posición a lo largo de la viga. Por lo tanto hay que dimensionar las vigas, a partir de la envolvente de los elementos mecánicos, correspondientes a las distintas condiciones que se pueden presentar. En algunos casos es conveniente incrementar el factor de seguridad para tomar en cuenta posibles combinaciones en la posición de la carga viva.

Para ello se requiere analizar las siguientes condiciones de carga:

1. Carga muerta más carga viva en todos los claros.
  2. Carga muerta más carga viva en claros alternados.
  3. Carga muerta más carga viva en claros contiguos.
- Este análisis proporciona valores máximos del momento positivo en los claros en los que actúa la carga viva.
- Esta condición proporciona valores máximos del momento negativo en los apoyos intermedios, a los claros en que actúa la carga viva.

Los valores máximos de estas tres condiciones se pueden combinar, para trazar una curva envolvente de momento flexionante. En la siguiente figura se muestra el procedimiento.

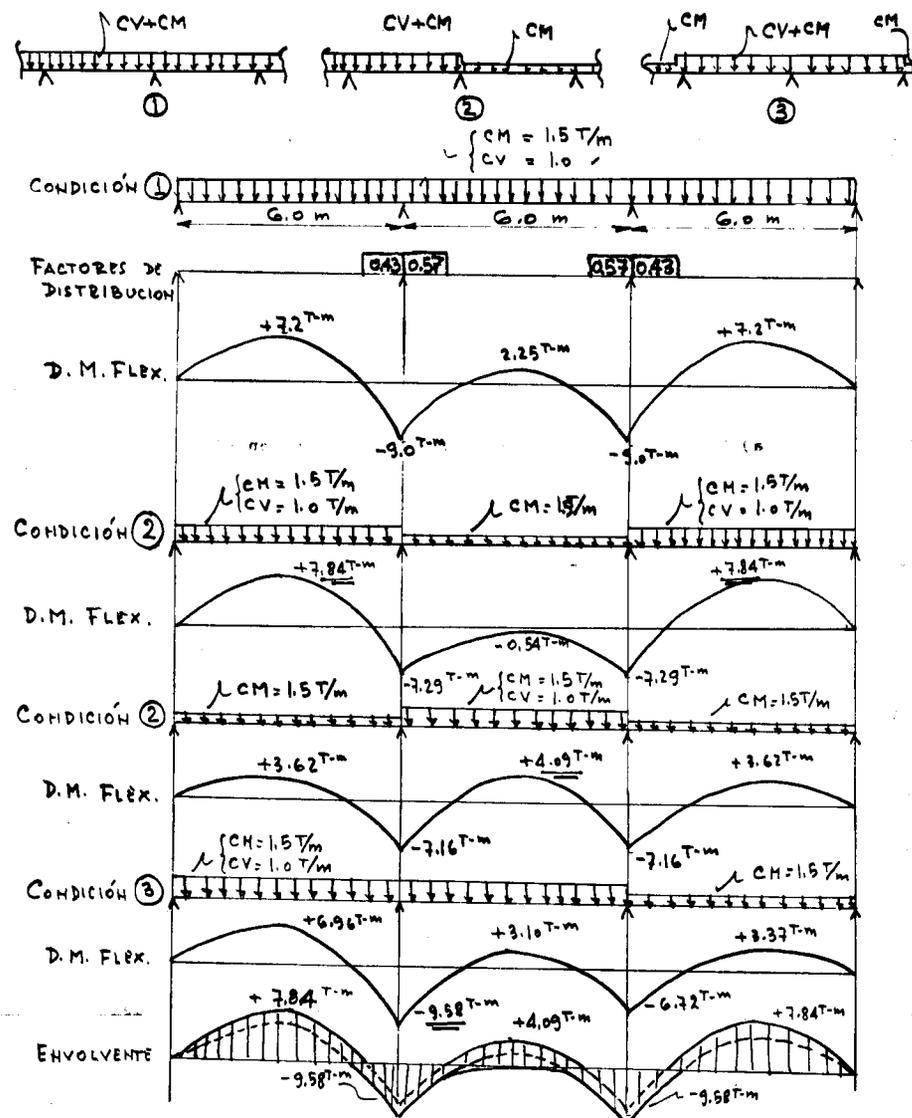


Fig. 2.3.3 Carga viva en vigas continuas.

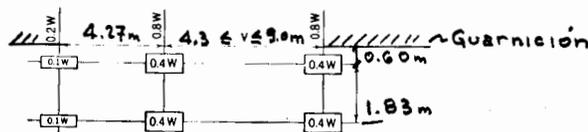
2.3.4 CARGA VIVA EN PUENTES.

- 36 -

En los puentes para carreteras, las cargas vivas pueden tener distinto origen, pero normalmente las cargas más pesadas son producidas por camiones. Normas para puentes, especifican que en el diseño se considere una línea continua de camiones y aplicada la carga de tal manera que produzca las condiciones más desfavorables en la estructura. Por lo tanto, en el análisis habrá que obtener, distintas líneas de influencia. Las cargas de camión se especifican o designan por H, seguida de un número que indica el peso total del camión en toneladas de 2,000 libras. Por ejemplo H20-44 indica una carga rodante debida a un camión de 20 ton. (sistema inglés), según las especificaciones de la AASHO del año 1944. La selección del tipo de carga, se hará de acuerdo con las características y destino del puente en estudio.

La carga total especificada, se distribuye en el caso de camiones de dos ejes, suponiendo que el eje delantero aplica 0.2 de la carga total, y el resto de la carga, 0.8W, el eje trasero. En la figura se indican las distancias entre los ejes del camión.

Es usual la carga HS-15 que corresponde a la H-15 adicional de la de un semi-trailer (S). Esta carga se coloca en la condición más desfavorable para el diseño de cada elemento estructural. Las normas piden que también, se analicen los efectos producidos por una carga uniforme y una carga concentrada que representan la acción de una línea de camiones. Para la H-10 estos valores son 480 Kg/m y 4,100 Kg. La carga concentrada se emplea para calcular momentos. Para



H-10-44-	4,000#	16,000#
H-15-44-	6,000#	24,000#
H-20-44-	8,000#	32,000#
HS-15-44-	6,000#	24,000#
HS-20-44-	8,000#	32,000#

W = Peso total del camión.

Fig. 2.3.4 - Carga rodante en puentes. Carga tipo H.

la determinación de fuerza cortante, se usan valores mayores (0.85W). Para el dimensionamiento se seleccionarán los valores más desfavorables de los elementos mecánicos que corresponden a cada una de las condiciones mencionadas.

Al pasar un vehículo por un puente, se originan vibraciones y acciones por la interacción entre vehículo y estructura. Estos efectos dinámicos se incluyen en un factor por impacto que depende del claro del puente, velocidad del vehículo, rugosidad del pavimento, etc.

La fórmula propuesta por la AASHO

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.3$$

L = Longitud en que se aplica la carga, en pies.

I = Factor de impacto.

Este factor indica el porcentaje de incremento de la carga viva por concepto de impacto.

En el caso de puentes para ferrocarril, existen trenes de carga y fórmulas semejantes que se pueden encontrar en las normas para diseño.

Además del incremento en las cargas verticales por impacto, los reglamentos recomiendan analizar los efectos de una fuerza horizontal del 20% del peso del vehículo, aproximadamente, para representar las fuerzas que originan al frenar el vehículo.

2.3.5 LINEAS DE INFLUENCIA.

Los esfuerzos máximos en los elementos estructurales de los puentes, dependen no sólo de la magnitud de las cargas, sino también de la posición de las cargas vivas en la estructura. El análisis ha de considerar, las distintas posiciones posibles de los vehículos y calcular los elementos mecánicos en la estructura, que corresponden a la condición más desfavorable. Este estudio se puede realizar por medio de las líneas de influencia.

La línea de influencia es una gráfica que muestra la variación de distintos tipos de fuerzas tales como reacciones, elementos mecánicos, etc. que se originan al ocupar una fuerza unitaria, distintas posiciones sucesivas, en la estructura.

Para trazar la línea de influencia que corresponde a determinada fuerza interna o externa en una sección de una estructura, se calcularán sus valores para distintas posiciones de la carga unitaria que se desplaza sobre la estructura. Con los valores obtenidos se dibujará la gráfica que corresponde a la línea de influencia que se está calculando.

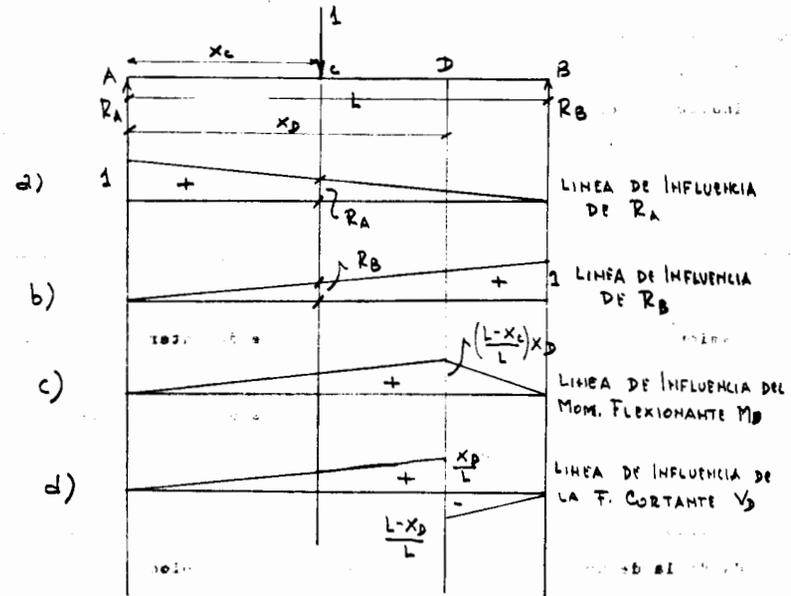


Fig. 2.3.5 Líneas de influencia.

En la figura 2.3.5 se muestran diversas líneas de influencia en una viga isostática. En el caso d), la ordenada  $R_A$ , representa la reacción en A, cuando la carga unitaria se encuentra aplicada en C. De igual manera se pueden interpretar los otros casos.

En la figura 2.3.6 se muestra una viga continua, que puede ser representativa del caso de una estructura hiperestática. Se desea encontrar la línea de influencia de un elemento

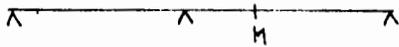


Fig. 2.3.6 Viga continua.

mecánico, por ejemplo la fuerza cortante en M. Se aplica el método de las flexibilidades:

$$[D^{xx}] \cdot \{X\} + [D^{x0}] \{P\} = 0$$

Se supone que solamente actúa la carga externa unitaria  $P = 1$ , y una redundante  $X$ , que es la fuerza cortante en M. La expresión anterior se reduce a:

$$X = - \frac{D^{x0}}{D^{xx}}$$

en donde  $D^{xx}$  representa la deformación en el punto en que actúa la redundante, producida por un valor unitario de la misma.  $D^{x0}$  representa la deformación en un punto X,

de la viga, en donde se supone actúa la redundante, producida por la carga unitaria P.

Aplicando el teorema de Maxwell-Betti:

$$D^{x0} = D^{0x}$$

Por lo tanto

$$X = - \frac{D^{0x}}{D^{xx}}$$

$D^{0x}$ , es la deformación en un punto 0 de la viga, en donde se supone aplicada la carga unitaria P, producida por una fuerza unitaria que actúa según la redundante cuya línea de influencia se desea obtener.

Mediante el resultado obtenido, basta con suponer una fuerza unitaria, según la redundante y aplicada en el mismo punto. Se calculan las deformaciones en distintos puntos de la viga y en aquél en que se encuentra aplicada la fuerza unitaria. Sustituyendo valores en la expresión anterior, se obtienen distintos coeficientes con los que se puede trazar la línea de influencia de una fuerza.

La misma expresión permite interpretar la línea de influencia como proporcional a los desplazamientos que sufre la estructura cuando se somete a una deformación unitaria de signo contrario al de la fuerza unitaria. Así se puede apreciar en la figura 2.3.6.

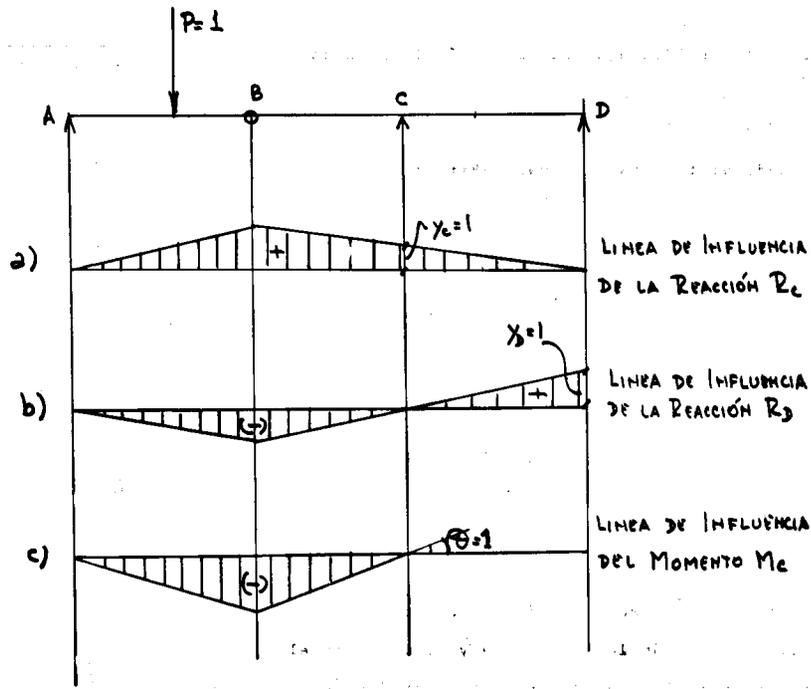
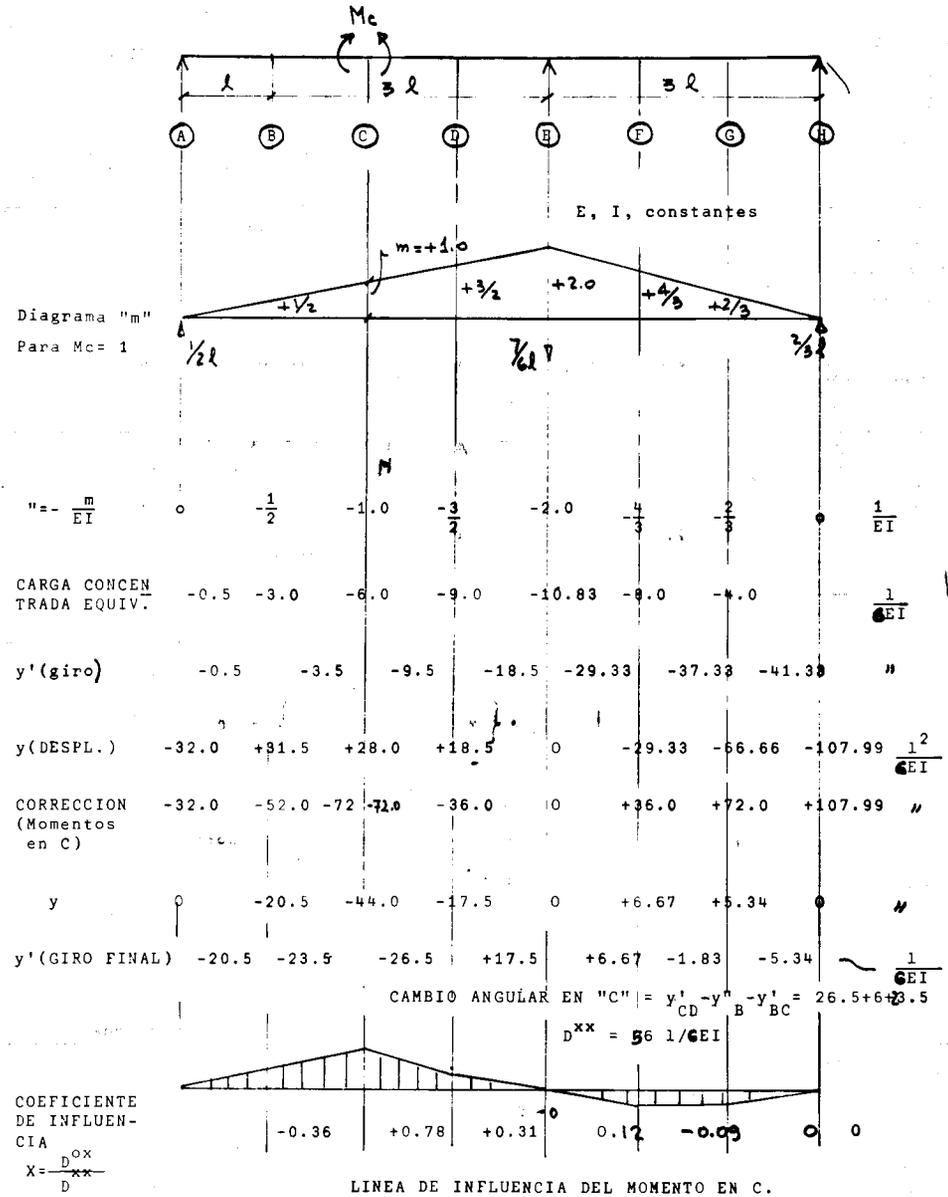


Fig. 2.3.6 Líneas de influencia en viga continua.

En el siguiente ejemplo se obtendrá la línea de influencia del momento flexionante  $M_c$  en una viga continua, mediante el cálculo numérico de las deformaciones y la aplicación de la fórmula general.



2.3.6 TRANSMISION DE CARGAS.

Para determinar las cargas muertas y vivas que actúan sobre un elemento estructural, es necesario la obtención de las áreas tributarias de los elementos estructurales. El procedimiento más usual en losas apoyadas perimetralmente consiste en trazar por cada una de las esquinas que forman un tablero líneas a 45° y cada una de las cargas que actúa en el triángulo o trapecio se aplica sobre la viga que coincide con el lado correspondiente.

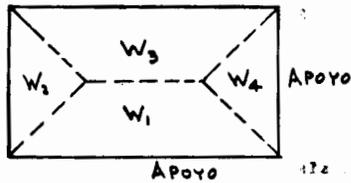
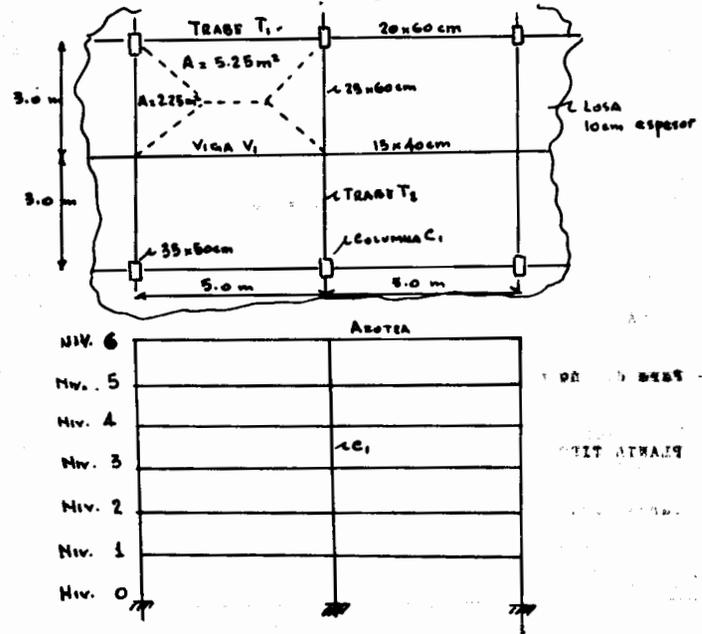


Fig. 2.3.7 Distribución de cargas en un tablero.

Estos cálculos, son los iniciales para obtener las cargas que actúan en cada tramo de viga y a partir de estos valores, calcular los momentos de empotramiento y reacciones, que a su vez servirán para analizar los marcos o vigas continuas. Este proceso de transmitir cargas, partiendo del elemento mas simple, como es la losa hasta llegar a la cimentación, a través de las columnas, se denomina "bajar cargas". El proceso de cálculo se puede ordenar tal cómo aparece en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 2.1- Edificio de oficinas

Cálculo de carga muerta y viva en cada uno de los elementos de la siguiente estructura.



CARGAS MUERTAS.

	P. T I P O	AZOTEA
a de concreto de 10 cm. 0.10 X 2400 =	240 Kg/m <sup>2</sup>	240 Kg/m <sup>2</sup>
ga muerta adicional (Reglamento) me de mortero de cemento de 3 cm. 0.03 X 2000 =	20 "	20 "
ga muerta adicional aico de terrazo de 30 X 30 cm.	60 "	— "
	20 "	— "
anado de yeso de 1.5 cm 0.015 X 1650 =	55 "	— "
leno de tezontle de 15 - cm. promedio 0.15 X 1000 =	25 "	25 "
	—	160 "
<b>T O T A L</b>	<b>420 Kg/m<sup>2</sup></b>	<b>445 Kg/m<sup>2</sup></b>

- so propio viga VI 0.15 X 0.30 X 2400 = 110 Kg/m
- Trabe T1 0.20 X 0.50 X 2400 = 240 Kg/m
- Trabe T2 0.25 X 0.50 X 2400 = 300 Kg/m
- Columna C1 0.35 X 0.50 X 2400 = 420 Kg/m



CARGAS VIVAS:

- Para diseño de los elementos que se mencionan

PLANTA TIPO

Carga viva máxima:  $w_m = 120 + 420 A^{-1/2}$

Area tributaria

Carga viva

Losa	5.00 X 3.00 = 15 m <sup>2</sup>	228 Kg/m <sup>2</sup>
Viga V1 y	} 5.25 X 2 = 10.50 m <sup>2</sup>	250 "
Trabe T1		
Trabe T2	2.25 X 4 + 5.25 X 2 = 19.50 m <sup>2</sup>	215 "

AZOTEA:

Losas, viga V1 y traves T1 y T2 100 Kg/m<sup>2</sup>

Columna C1

N5 a N6		100 "
N4 a N5	30m <sup>2</sup>	197 "
N3 a N4	30 X 2 = 60 m <sup>2</sup>	174 "
N2 a N3	30 X 3 = 90 m <sup>2</sup>	164 "
N1 a N2	30 X 4 = 120 m <sup>2</sup>	158 "
N0 a N1	30 X 5 = 150 m <sup>2</sup>	154 "

b.- Para diseño sísmico.

PLANTA TIPO	90 Kg/m <sup>2</sup>	(1)
AZOTEA	70 "	(1)

c.- Para estimación de asentamientos.

PLANTA TIPO	70 Kg/m <sup>2</sup>
AZOTEA	15 "

(1) Independiente del área tributaria.

RESUMEN DE CARGAS.

PARA ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS.

DISEÑO POR CARGAS GRAVITACIONALES.

Carga muerta de la losa:

	PLANTA TIPO				AZOTEA
	Losas	Viga V1, Trabe T1.	Trabe T2	Columnas	Losas, vigas traves, columnas
C. Muerta	420 Kg/m <sup>2</sup>	420 Kg/m <sup>2</sup>	420 Kg/m <sup>2</sup>	420 Kg/m <sup>2</sup>	445 Kg/m <sup>2</sup>
C. Viva	<u>228</u> " / 648 Kg/m <sup>2</sup>	<u>250</u> " / 670 Kg/m <sup>2</sup>	<u>215</u> " / 635 Kg/m <sup>2</sup>	<u>200</u> " (1) / 620 Kg/m <sup>2</sup> (1)	<u>100</u> " / 545 Kg/m <sup>2</sup>

C.M. 380 Kg/m<sup>2</sup>  
 C.V. 150 " / 530 Kg/m<sup>2</sup>

- (1) de N3 a N5
- (2) de N0 a N3

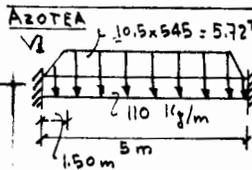
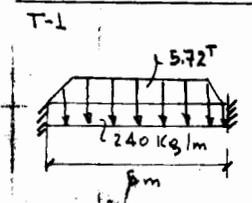
PARA DISEÑO SISMICO.

	PLANTA TIPO	AZOTEA
C. Muerta	420 Kg/m <sup>2</sup>	445 Kg/m <sup>2</sup>
C. Viva	<u>90</u> " / 510 Kg/m <sup>2</sup>	<u>70</u> " / 515 Kg/m <sup>2</sup>

	PLANTA TIPO	AZOTEA
C. M.	420 Kg/m <sup>2</sup>	445 Kg/m <sup>2</sup>
C. V.	<u>70</u> "	<u>15</u> "
	490 Kg/m <sup>2</sup>	460 Kg/m <sup>2</sup>

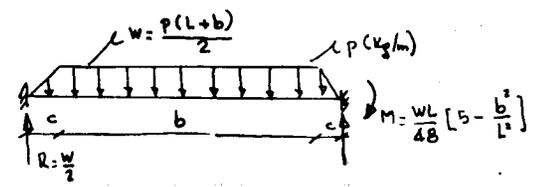
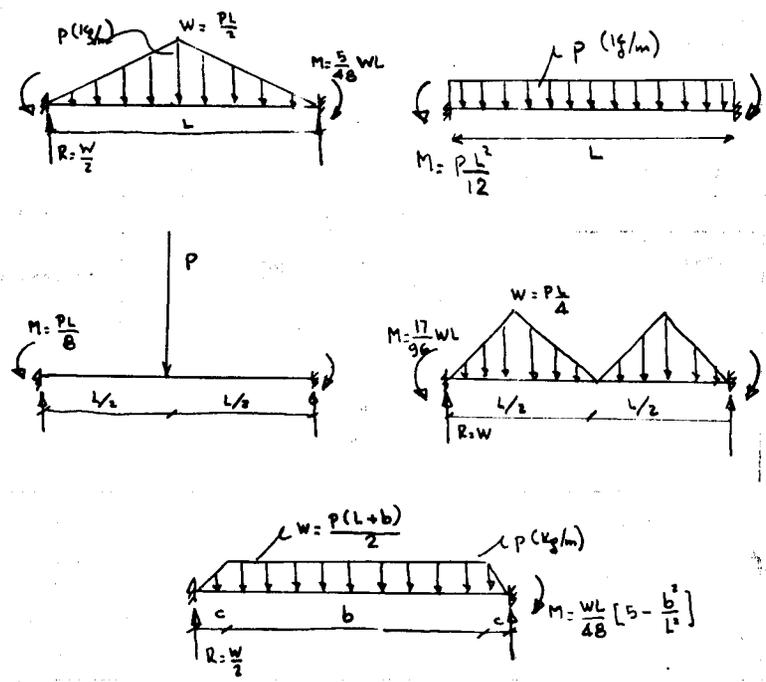
ANALISIS DE CARGAS.

TABLA 1. 1.

ELEMENTO	CARGA GRAVITACIONAL				DISEÑO SISMICO				ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS	
	MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO		REACCIONES		MOM. DE EMP.		REACCIONES			
	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>
AZOTEA 	3.11 <sup>T</sup>	3.11 <sup>T</sup>	3.14 <sup>T</sup>	3.14 <sup>T</sup>	2.95	2.95	2.98 <sup>T</sup>	2.98 <sup>T</sup>	2.69 <sup>T</sup>	2.69 <sup>T</sup>
T-1 	3.38 <sup>T</sup>	3.38 <sup>T</sup>	3.46 <sup>T</sup>	3.46 <sup>T</sup>	3.22	3.22	3.3 <sup>T</sup>	3.3 <sup>T</sup>	3.01 <sup>T</sup>	3.01 <sup>T</sup>

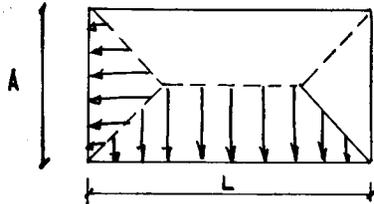
ELEMENTO	CARGA GRAVITACIONAL				DISEÑO SISMICO				ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS	
	MOM.DE EMP.		REACCIONES		MOM.DE EMP.		REACCIONES		R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>
	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>		
T-2 	6.04	6.04 <sup>T</sup>	6.49 <sup>T</sup>	6.49 <sup>T</sup>	5.78 <sup>T</sup>	5.78 <sup>T</sup>	6.18 <sup>T</sup>	6.18 <sup>T</sup>	5.66 <sup>T</sup>	5.66
PLANTA TIPO 	3.77 <sup>T</sup>	3.77	3.80 <sup>T</sup>	3.80 <sup>T</sup>	2.93 <sup>T</sup>	2.93 <sup>T</sup>	2.95 <sup>T</sup>	2.95 <sup>T</sup>	2.85 <sup>T</sup>	2.85 <sup>T</sup>
T-1 	4.04	4.04	4.12 <sup>T</sup>	4.12 <sup>T</sup>	3.23 <sup>T</sup>	3.23 <sup>T</sup>	3.27 <sup>T</sup>	3.27 <sup>T</sup>	3.17 <sup>T</sup>	3.17 <sup>T</sup>
	7.10	7.10	7.56 <sup>T</sup>	7.56 <sup>T</sup>	5.73 <sup>T</sup>	5.73 <sup>T</sup>	6.08 <sup>T</sup>	6.08 <sup>T</sup>	5.95 <sup>T</sup>	5.95 <sup>T</sup>

Para el cálculo de los momentos de empotramiento se emplearon las siguientes fórmulas:



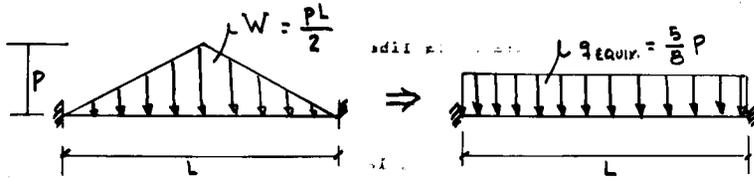
Estas condiciones de carga suelen presentarse en los casos de losas apoyadas perimetralmente en traves. Los valores anteriores de los momentos de empotramiento, se pueden

de manera aproximada, usando una carga equivalente uniforme, por unidad de longitud de la trabe y cuyo valor es el siguiente:

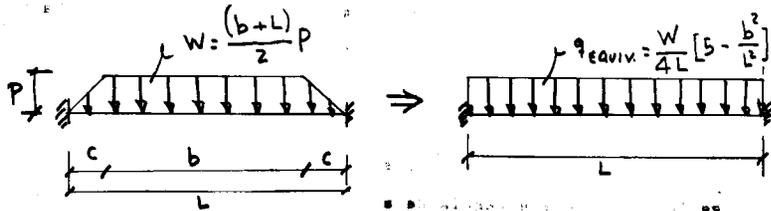


$w =$  carga uniformemente repartida por unidad de superficie.  
 $m = \frac{A}{L}$

De manera aproximada la carga uniformemente repartida, equivalente para el claro corto es:



y para el claro largo:



A partir de los valores de los momentos de empotramiento calculados, se procede el análisis de los marcos que forman la estructura.

Para cada uno de los elementos estructurales se obtienen los diagramas de momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal correspondiente a cada una de las condiciones de diseño: carga gravitacional y diseño por sismo.

#### 2.4 TEMBLORES.

##### 2.4.1 ORIGEN DE LOS SISMOS.

Se conoce más acerca de los efectos producidos por un temblor que las causas que lo producen. Los temblores pueden tener entre otros un origen tectónico o volcánico. Según las teorías más razonables, los temblores tectónicos se deben a una acumulación de energía de deformación en los grandes bloques del interior de la corteza terrestre, provocada por distintas causas, tales como contracción térmica, desplazamientos, etc.

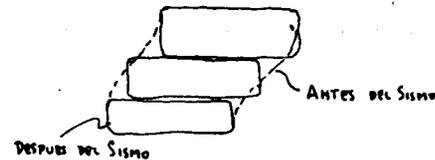


Fig. 2.4.1 - Proceso de falla.

Las erupciones volcánicas pueden producir temblores; sin embargo, la energía liberada es menor que en el caso de los de origen tectónico. En México, son raros los temblores de origen volcánico. El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo, es producido por las ondas que se originan.

La mayoría de los temblores ocurren en zonas sísmicas perfectamente definidas. Una de ellas es el cinturón Círculo del Pacífico que forma un círculo casi continuo alrededor del Océano Pacífico. Otra es la zona Alpes-Cáucaso-Himalaya, también designada como Cinturón Alpino (ver fig. 2.4.1a)

La República Mexicana está situada en el cinturón circumpacífico, por lo que los efectos por sismo adquieren especial importancia. Se han realizado estudios estadísticos sobre la ocurrencia de temblores en la República y así se ha obtenido la representación de la figura 2.4.1b

El movimiento producido por un temblor origina ondas de cuerpo y ondas de superficie. Las ondas de cuerpo pueden ser a su vez longitudinales y transversales. Las ondas longitudinales, también designadas como ondas P (primarias), son las más rápidas, ya que son las que primero se registran en los sismógrafos. Estas ondas de esfuerzo se producen por el movimiento de partículas en el sentido de propagación de la

Cuando esta acumulación de esfuerzos alcanza intensidades grandes, se producen deslizamientos súbitos a lo largo de fracturas preexistentes.

La corteza terrestre falla, y los grandes bloques se acomodan hasta aliviar los esfuerzos y deformaciones que existían. En este proceso se desarrollan ondas que se propagan en distintas direcciones, algunas a grandes distancias, dependiendo de la energía disipada. La acumulación de energía puede ser un proceso lento y puede existir un largo período que terminará abruptamente cuando se alcance un estado crítico de esfuerzos, que provocará el disparo sísmico.

Un sismo no consiste en la liberación de energía en un punto determinado, sino más bien a lo largo de una falla geológica en una zona más o menos extensa. Generalmente se origina a profundidades de 10 a 50 Km. de la superficie, aunque algunos se han originado a una profundidad de 600 Km. El punto o zona donde se origina el sismo recibe el nombre de foco y el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco se designa por epicentro. Por la misma explicación que se ha citado, se entiende que los macrosismos o temblores de gran magnitud necesitarán de un lapso mayor de tiempo para producirse, ya que requieren de una acumulación mayor de energía. También se entiende que en los lugares en que existen fallas geológicas, la frecuencia de sismos será mayor.

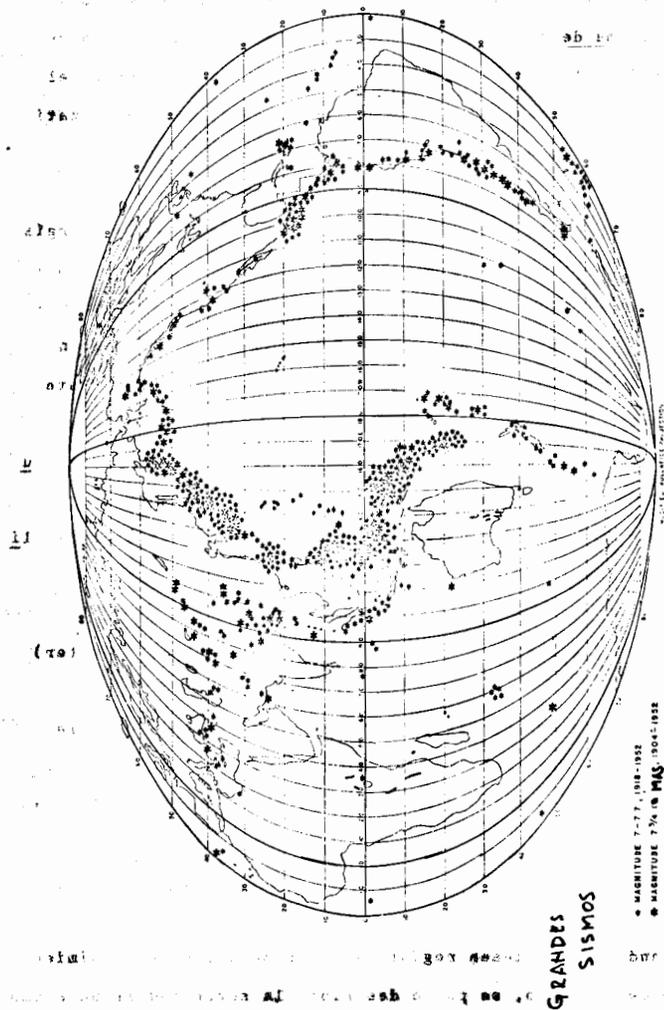


Fig. 2.4.1 a Epifocos de los mayores temblores ocurridos en el mundo durante el presente siglo (según Gutenberg y Richter)

onda, provocando esfuerzos normales en la roca. Las ondas transversales, también llamadas ondas S (secundarias) son más lentas y ocasionan vibraciones en un plano normal a su dirección de propagación, originan oscilaciones y distorsiones, sin cambio de volumen, en las partículas que encuentran en su trayectoria. Se denominan también de cortante para distinguirlas de las primeras o de compresión. Debido a las distintas capas del subsuelo, tanto las ondas P, como las S, se reflejan o refractan produciendo a su vez ondas de los dos tipos. Una partícula que se encuentre en el camino de una onda transversal, puede oscilar en cualquier dirección en el plano normal al avance de la onda. Aunque son más lentas que las ondas P, pueden transmitir más energía, por lo que son las que pueden producir mayor daño a las estructuras. Existen otros tipos de ondas pero los más importantes son los citados.

Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie, se reflejan y provocan las llamadas ondas de superficie.

La velocidad con que se transmiten las ondas a través de la corteza terrestre, depende de las propiedades mecánicas del medio.

#### 2.4.2 MAGNITUD DE UN SISMO.

Todo sismo está asociado con un gran desprendimiento de energía

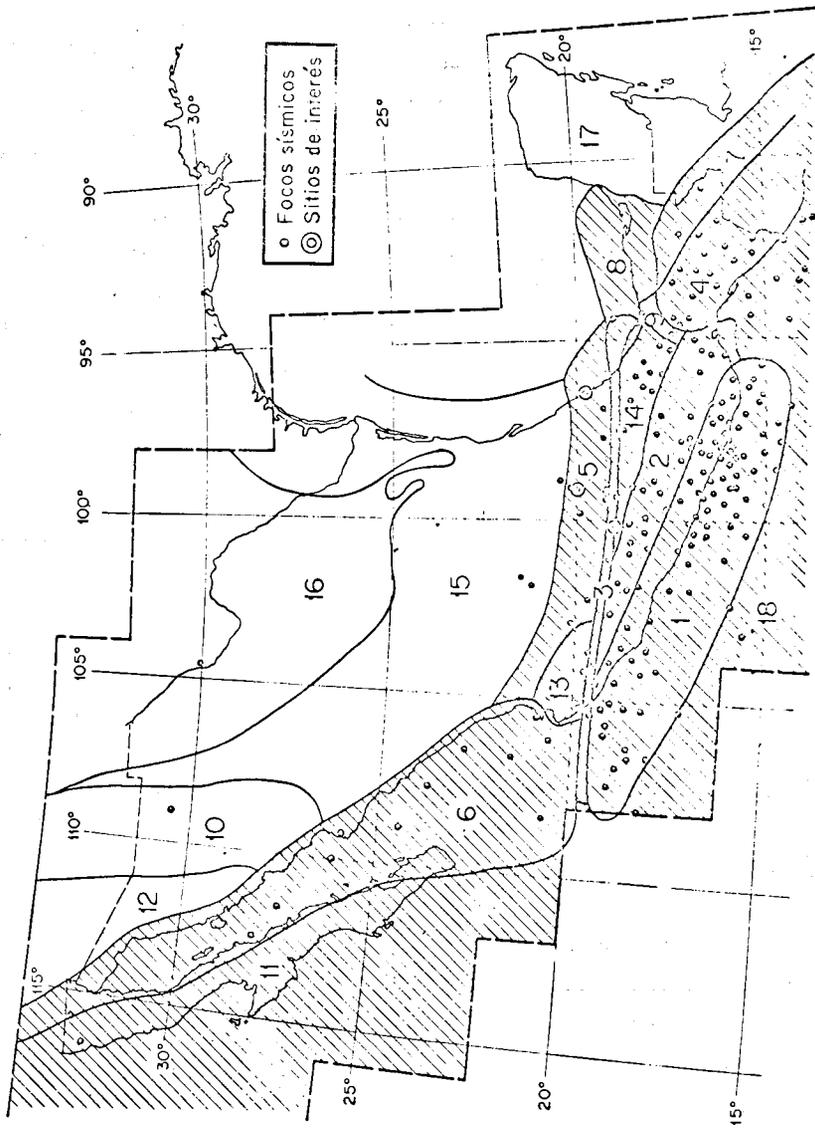


Fig. 2.4.1 b Epifocos de temblores ocurridos en la República Mexicana.

a lo largo de una superficie de falla. Esta energía bajo la forma de ondas sísmicas afecta grandes zonas de la superficie terrestre en la que se producen movimientos del suelo. Es importante poder describir en formas cuantitativa el tamaño o magnitud de un temblor.

La magnitud de un sismo se mide por la cantidad de energía cinética liberada por el disparo sísmico. Se mide por medio del logaritmo de la máxima amplitud, expresada en milésimas de milímetros, en que las ondas se registrarían en sismómetros estándar especialmente diseñados para este objeto, situados en una distancia epifocal de 100 Km. Se han desarrollado factores de conversión que permiten calcular magnitudes cuando la distancia entre el instrumento y el epifoco difiere de 100 Km. Energía y magnitud pueden ligarse por la expresión siguiente:

$$\text{Log}_{10} E = 11.8 + 1.5 M \quad (\text{Gutenberg y Richter})$$

donde E es la energía en ergs, y M es la magnitud en la escala de Richter. Esto quiere decir que en un temblor moderado, de magnitud 6 se liberan aproximadamente  $10^{21}$  ergs.

#### 2.4.3 INTENSIDAD DE UN SISMO.

Cuando no se tienen registros instrumentales del movimiento del terreno, se puede describir la severidad de un sismo

por los efectos en las construcciones que existen en una zona.

Así se define la intensidad de un sismo.

La intensidad de un temblor es la medida de la potencia destructiva de un sismo en un lugar dado. Varía con la distancia al foco, características geológicas de la zona, propiedades mecánicas del suelo y nivel de aguas freáticas, entre otras. Se han propuesto distintas escalas sísmicas con objeto de medir la intensidad de los temblores. La más usual es la escala de Mercalli modificada (MM) que tiene 12 divisiones. Puesto que los grados de intensidad en esta escala no se establecen de manera absoluta, sino con relación al comportamiento de las estructuras, las intensidades que se asignan de acuerdo con ella, se ven también influenciadas por el tipo y calidad de la construcción en el lugar.

#### ESCALA DE INTENSIDAD SISMICA MERCALLI MODIFICADA (M.M.)

I	- Instrumental	Se observará únicamente mediante instrumentos especiales.
II	- Muñ ligero	Se siente solamente por personas que se encuentran en reposo absoluto. Los objetos suspendidos oscilan ligeramente.
III	- Ligero	Sentido por muchas personas, especial

mente en los pisos altos de los edificios. Se sienten vibraciones semejantes a las de un camión. Puede estimarse la duración.

IV	- Medio fuerte	Sentido por muchas personas en el interior de los edificios y por algunas en el exterior. No causa pánico.
V	- Fuerte	Se siente en las habitaciones por todos y por muchas en el exterior de los edificios. Se rompen algunos vidrios y aparecen grietas en algunos recubrimientos.
VI	- Muy fuerte	Se siente por todos. Produce daños ligeros en edificios pobremente construidos.
VII	- Muy violento	Daños insignificantes en edificios bien diseñados y construidos. Daños moderados en edificios ordinarios bien construidos. Daños considerables en edificios pobremente construidos o mal diseñados.
VIII	- Ruinoso	Daño ligero en estructuras construidas especialmente para soportar sismos. Daños considerables en edificios ordinarios. Tableros, muros y recubrimiento pueden ser expulsados de estructu-

ras reticulares.

- IX - Desastroso Considerable daño en estructuras especialmente construidas para soportar temblores. Estructuras bien diseñadas se inclinan por daños en la cimentación. La tierra se agrieta notablemente. Desplazamiento de vías férreas y caminos.
- X - Catastrófico Destruídas muchas estructuras especialmente diseñadas. Grandes grietas en la tierra y deslizamientos de montañas. Edificios destruidos incluyendo sus cimentaciones.
- XI - Catastrófico Pocas estructuras o ninguna permanecen en pie.
- XII - Catastrófico Destrucción completa.

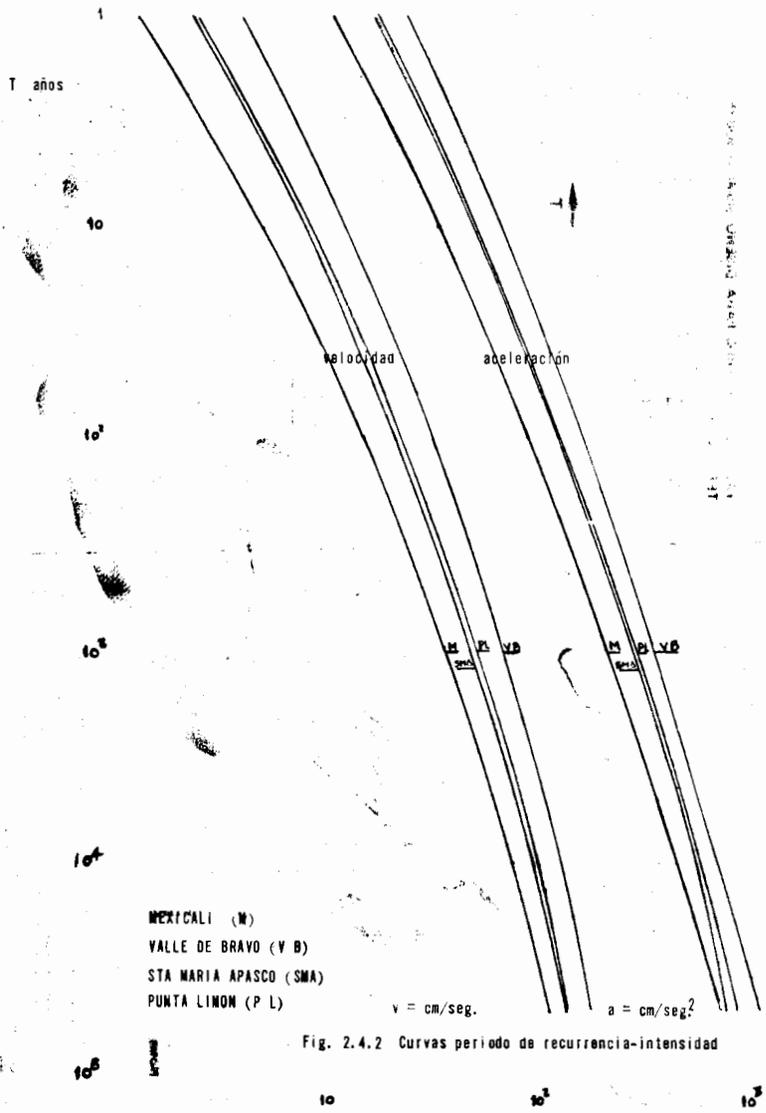
Esta escala, no da valores numéricos para poder calcular las fuerzas que hay que considerar en el caso de un diseño sísmico, pero sirve como escala de comparación de las intensidades de distintos sismos en diferentes lugares. No proporciona ninguna de las características con las cuales es posible definir un movimiento de ese tipo, tales como la aceleración, velocidad o desplazamiento. Para registrar los sismos se

emplean los sismógrafos, diseñados para captar movimientos fuertes a grandes distancias, y los acelerógrafos, que se emplean para registrar movimientos fuertes de gran violencia. La carencia de datos acerca de los sismos se debe a la carencia de estos aparatos y además que no siempre existen acelerogramas en la zona de intensidades elevadas causadas por un sismo dado. Por ello, con el afán de deducir valores numéricos útiles para diseño, aún a partir de intensidades referidas a escalas subjetivas, del tipo de la de Mercalli modificada, se han establecido correlaciones entre los valores de intensidades en la mencionada escala y los valores de algunos parámetros de las características del movimiento del terreno. La correlación que parece ser más congruente es la que liga intensidades en la escala de Mercalli modificada con velocidades máximas del terreno en cm/seg ( $v$ ) como sigue.

$$I = \log 14v / \log 2 \quad (\text{Esteva y Rosenblueth})$$

#### 2.4.4 ESTADISTICA DE TEMBLORES.

Para realizar el diseño sísmico, es necesario reglamentar los criterios de análisis con base en estudios estadísticos acerca de la sismicidad en la región de estudio. México, y en particular la zona sur, son regiones de alto grado de sismicidad, sin embargo la frecuencia de los temblores in-



tensos, no es la misma en todas las regiones. Desde este punto de vista, se ve la necesidad de tener mapas en los que se indique las regiones de riesgo sísmico semejante, con el fin de facilitar el diseño de las estructuras. Es una labor difícil, ya que no siempre se cuenta con los datos necesarios para poder construirlas.

La mejor manera de expresar el riesgo sísmico en un sitio dado es por medio de las llamadas curvas de frecuencia-intensidad que expresan el número medio de veces por unidad de tiempo (año) que ocurren en el sitio intensidades sísmicas mayores que algún valor de interés.

En la figura 2.4.2 se muestran curvas frecuencia-intensidad para algunos puntos del país. Se emplean tanto velocidades como aceleraciones máximas del terreno como medidas de la intensidad.

Los periodos de recurrencia son los recíprocos de las frecuencias medias de temblores con intensidades mayores que la que interesa. Así, en el caso de Santa María Apasco, las aceleraciones máximas del terreno exceden  $100 \text{ cm/seg}^2$  en promedio cada 60 años (periodo de recurrencia). La frecuencia media de aceleraciones mayores de  $100 \text{ cm/seg}^2$  es en este caso  $1/60 = 0.017$  año



ocurrido en un lugar determinado. Las características del movimiento del suelo en un lugar se obtienen a partir de los llamados acelerogramas, registrados en aparatos especiales conocidos como acelerógrafos.

Un acelerograma es un registro continuo de las aceleraciones del terreno como función del tiempo durante un sismo.

Para conocer las características del movimiento, es necesario conocer los acelerogramas de tres componentes ortogonales del desplazamiento del suelo en un punto: dos componentes horizontales y una vertical.

Gracias a un extenso programa de colocación de instrumentos para registro de movimientos fuertes ha sido posible obtener una colección de acelerogramas, como el de la Fig. 2.4.4. Por medio de integración numérica y no sin antes salvar algunos problemas importantes relacionados con la lectura del registro, con su precisión y con los propios métodos de integración numérica adoptados, es posible construir las dos gráficas inferiores de la misma figura, que representan la historia de la velocidad y del desplazamiento del terreno. El registro en cuestión corresponde al temblor de El Centro, California, E.U., del 18 de mayo de 1940. Pueden observarse una aceleración máxima del terreno mayor que 0.3 g. y una velocidad máxima del terreno de 35 cm/seg. (es decir una in-

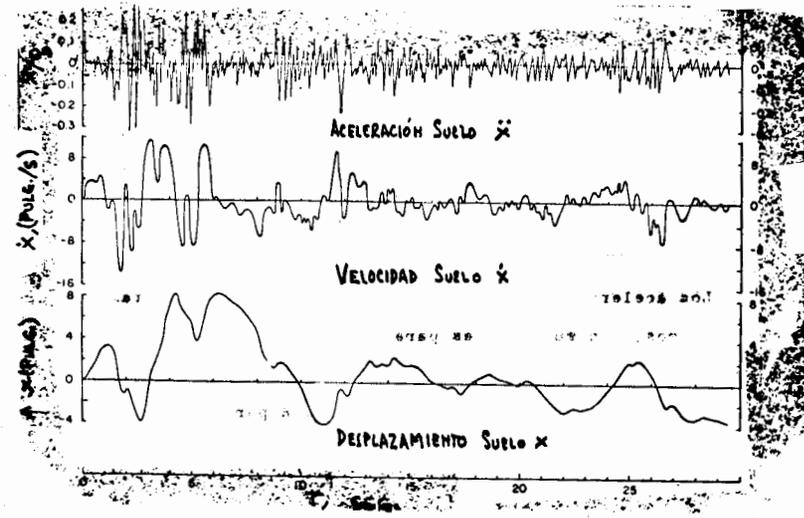


Fig. 2.4.4 Movimiento del terreno durante el temblor de El Centro, California, Mayo 18 de 1940

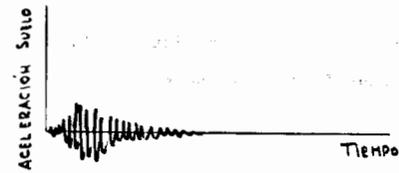
tensidad en la escala de Mercalli modificada igual a  $\log (14 \times 35) / \log 2 = 9$ .

Como se puede observar el acelerograma es una función aleatoria que se puede considerar formada por una secuencia no periódica de impulsos. El área bajo un impulso es una medida de la efectividad de las vibraciones. Por lo tanto la amplitud es un índice de la severidad del movimiento, aunque ésta también depende de la duración del impulso. Conforme aumenta la distancia del acelerógrafo al foco, la amplitud de las aceleraciones del terreno registradas va disminuyendo.

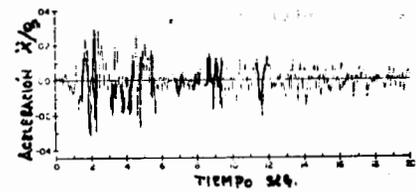
Los acelerogramas de que se dispone, correspondientes a sismos, son suficientes para describir las características generales del movimiento tales como magnitud, aceleración, duración, distancia a la falla, etc. A partir de esta información se pueden idealizar las características de un sismo, con un enfoque probabilístico. Así se pueden desarrollar modelos matemáticos útiles en la simulación de temblores y en la obtención de espectros de diseño. De acuerdo con estas características los sismos intensos se pueden clasificar en:

1. Temblores muy superficiales de epifoco cercano y de pequeña magnitud registrados en suelos duros. Son movimientos que esencialmente constan de una sacu-

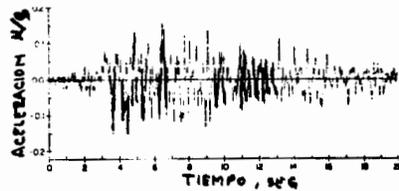
dida brusca. La duración del movimiento perceptible alcanza pocos segundos y su magnitud registrada varía entre 5.3 y 6.5. Ejemplos: Agadir 1960, Skopje 1963, Libia 1964, San Salvador 1965, Caracas 1967.



2. Temblores superficiales que se originan a distancias moderadas y registrados en suelo duro. Consisten en movimientos marcadamente irregulares, con periodos intermedios comprendidos entre 0.05 y 0.5 seg. La duración del sismo es de varias decenas de segundos. Ejemplo: sismo en El Centro, Calif. 1940.



3. Temblores intensos y distantes percibidos en suelos blandos con comportamiento lineal. En este tipo de temblor los períodos predominantes son relativamente largos y duran más que los anteriores. Ejemplo: México D.F. 1957, Alaska 1964.



4. Temblores intensos y distantes percibidos en suelos blandos con comportamiento inelástico (incluyendo licuación del suelo en el caso de arenas). Ejemplo: Coatzacoalcos-Jaltipán 1959, Chile 1960, Alaska 1964.

Puesto que las estructuras reales no son infinitamente rígidas sino deformables, sus respuestas al movimiento del terreno no son instantáneas ni idénticas a él. Por el contrario, las respuestas de cada estructura a la excitación definida por el movimiento de su base dependen también de las propiedades intrínsecas de la estructura, expresadas por medio de las formas y períodos de sus modos naturales de vibración, de los coeficientes de amortiguamiento y su

distribución en la estructura, y de la forma de las leyes carga-deformación de sus distintos elementos, tanto en el intervalo elástico como para niveles de respuestas mayores a los que se necesitan para alcanzar los esfuerzos de fluencia en las diversas secciones críticas.

Las respuestas sísmicas dinámicas de estructuras complejas, como la mayor parte de las que es necesario analizar en la práctica, de comportamiento elástico o inelástico, pueden predecirse o estimarse a partir de las respuestas de sistemas simples, o de un grado de libertad, al mismo temblor. Por eso es conveniente conocer la respuesta máxima de una estructura simple como la de la Fig. 2.4.5.

#### 2.4.6 SISTEMA SIMPLE.

Se estudiará la respuesta de una estructura simple o de un grado de libertad\* (Fig. 2.4.5) constituida por una masa, un resorte y un amortiguador de tipo viscoso, a un temblor definido por un acelerograma.

\* Se recomienda al lector que repase los conceptos básicos de dinámica: modos de vibración, períodos naturales, amortiguamiento, por ejemplo en el "Manual de Diseño Sísmico" por E. Rosenblueth y L. Esteve.

Se adoptará la siguiente notación:

- $m$  = masa de la estructura, concentrada en el cabezal.  
 $k$  = rigidez lineal (fuerza cortante/desplazamiento) del marco.  
 $\eta$  = constante de amortiguamiento viscoso o lineal  
 $x$  = desplazamiento del terreno  
 $y$  = desplazamiento absoluto de la masa  
 $u = y - x$  = desplazamiento de la masa relativo a la base.

Se supone que la estructura está sometida al movimiento del suelo definido por un acelerograma, por lo que responderá con un movimiento oscilatorio. Otras fuerzas que también actúan y que se oponen al movimiento son: "  $\eta$  " fuerza cortante que se desarrolla en las columnas y que en el rango elástico es proporcional a su rigidez y al desplazamiento lateral de la estructura. Si no continúan los impulsos, se restablecerá la posición de equilibrio mediante una fuerza de amortiguamiento que es igual a un coeficiente de amortiguamiento por la velocidad de la masa en relación al suelo. Si la fuerza de amortiguamiento "  $R$  " es proporcional a la velocidad de deformación se dice que la estructura tiene un amortiguamiento lineal. Para mantener en equilibrio el sistema y de acuerdo con el principio de D'Alembert, será necesario considerar una fuerza de inercia "  $I$  " proporcional a la aceleración de la masa con respecto al terreno. La

ecuación de equilibrio se puede plantear así:

$$I + V + R = 0$$

Sustituyendo valores, se obtiene:

$$I = m \cdot \ddot{y}$$

$$V = k \cdot u$$

$$R = \eta \cdot \dot{u}$$

$$m \cdot \ddot{y} + \eta \cdot \dot{u} + k u = 0$$

Restando  $m\ddot{x}$  de ambos miembros y considerando que  $\ddot{u} = \ddot{y} - \ddot{x}$ :

$$m\ddot{u} + \eta \dot{u} + k u = -m\ddot{x}$$

Dividiendo entre "  $m$  "

$$\ddot{u} + \frac{\eta}{m} \dot{u} + \frac{k}{m} u = -\ddot{x}$$

La solución de esta ecuación diferencial depende de las condiciones iniciales. El caso más interesante en ingeniería sísmica corresponde a las vibraciones libres.

Se dice que el sistema tiene oscilaciones libres, cuando el movimiento del suelo es nulo y no existe fuerza externa aplicada en el sistema. Puede tener amortiguamiento o no. La ecuación diferencial del movimiento es:

$$\ddot{u} + \frac{\eta}{m} \dot{u} + \frac{k}{m} u = 0$$

Sustituyendo en esta ecuación los conceptos de:

a) Frecuencia circular de la vibración no amortiguada ( $w$ )

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

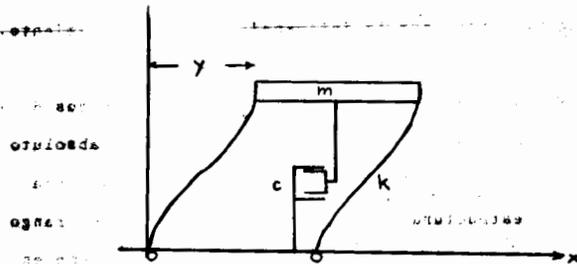


Fig. 2.4.5 Sistema de un grado de libertad

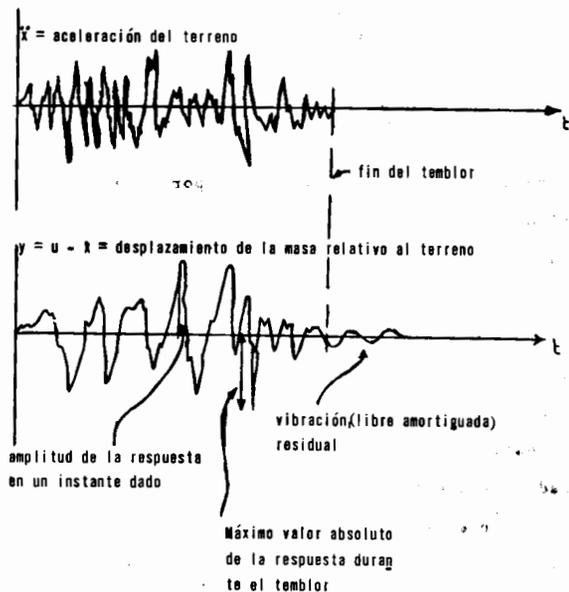


Fig. 2.4.6 movimiento del terreno y respuesta estructural

A partir de este valor se puede definir la frecuencia ( $f$ ) y el periodo ( $T$ ) de la estructura:

$$f = \frac{w}{2\pi}$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{w}$$

b) Amortiguamiento crítico.

El amortiguamiento en las estructuras corresponde a la existencia de fricciones internas, comportamiento inelástico, elementos no estructurales que dan lugar a pérdidas de energía. Se opone al movimiento y reduce la amplitud de las oscilaciones. El llamado amortiguamiento crítico definido como  $\eta_{cr} = 2\sqrt{km}$  es el correspondiente a un sistema en el que la masa, sin oscilar vuelve a su posición de equilibrio después de un tiempo que se considera infinito.

En un sistema como el que se está analizando, si el valor de la constante de amortiguamiento " $\eta$ " es mayor o igual al amortiguamiento crítico, el sistema no vibra después de aplicarle un impulso a la masa. En las estructuras usuales de edificios se puede suponer que el amortiguamiento es 0.10 del crítico. La constante  $\beta$  de la estructura representa un porcentaje del amortiguamiento crítico.

$$\eta_{real} = \beta \eta_{crítico} = 2\beta\sqrt{km} = 2\beta m \cdot w$$

La ecuación diferencial se transforma en:

$$\ddot{u} + 2\beta\omega\dot{u} + \omega^2u = 0$$

cuya solución general es:

$$u(t) = e^{-\beta\omega t} [A \operatorname{sen} \omega' t + B \operatorname{cos} \omega' t]$$

en donde:

$$\omega' = \omega \sqrt{1 - \beta^2}$$

A y B son constantes.

#### 2.4.7 ESPECTROS DE RESPUESTA.

La Fig. 2.4.6 compara la historia del movimiento del terreno con la de la respuesta estructural. Buena parte de los acelerogramas de temblores intensos (con la excepción de los de muy corta duración, comparables a un solo impulso brusco, y de los que se registran a distancia moderada en mantos compresibles de gran espesor, como en la arcilla blanda del Valle de México) se caracterizan por su gran erraticidad, que implica la superposición más o menos casual de ondas que cubren un amplio rango de frecuencias de vibración. La presencia del marco flexible filtra el movimiento, puesto que la estructura responde con mayor amplitud a las ondas que tienen período próximo a su período natural. De ahí que la respuesta sea más regular que la excitación, y aunque diste todavía de ser un movimiento periódico, sí se nota la ocurrencia de un período dominante. Una vez que el movimiento del terreno ha cesado la estructura continúa oscilando li-

brememente, y poco después estas oscilaciones residuales se hacen imperceptibles por la influencia del amortiguamiento.

En algún instante durante el temblor, o pocos segundos después de que ha cesado, se alcanza el máximo valor absoluto de la respuesta. Es para dicho valor para el que debería diseñarse la estructura que deseara mantenerse en el rango de comportamiento elástico ante tal temblor. Así como en la Fig. 2.4.6 se representa el desplazamiento de la masa con respecto al terreno, también se estudian con frecuencia las velocidades relativas o las aceleraciones absolutas de la masa como expresiones alternativas de la respuesta sísmica.

Supóngase ahora que para un temblor dado por su acelerograma, se obtienen gráficas de respuesta como la descrita para diversas estructuras de un grado de libertad, cada una caracterizada por su período natural y por su amortiguamiento expresado como fracción del crítico (se verá adelante que estos son los únicos parámetros significativos), que se determina el máximo absoluto como ordenada contra el período natural correspondiente, como abscisa. Si se unen los puntos que corresponden al mismo amortiguamiento, se obtienen gráficas como las de la fig. 2.4.7, que son los espectros de respuesta elástica de un temblor dado, para los distintos grados de amortiguamiento. A partir de estos valores se puede conocer el esfuerzo máximo para diseño en los distin-

tos elementos de la estructura. El máximo esfuerzo a que se verá sujeta será función de su rigidez ( $k$ ) y de su periodo de vibración ( $T$ ). En general cuanto mayor sea la rigidez del sistema, mayor será el esfuerzo y menor el desplazamiento, para un movimiento dado. Los espectros de la fig. 2.4.7 son espectros de aceleraciones. De igual manera es posible trazar espectros de velocidades o de desplazamientos relativos para expresar respuestas estructurales. (Ver fig. 2.4.8).

2.4.8 DETERMINACION DE ESPECTROS DE RESPUESTA DE SISTEMAS ELASTICOS.

La evaluación de un sistema elástico ante un acelerograma como el de la fig. 2.4.4 implica descomponer dicho acelerograma en una sucesión de impulsos elementales, encontrar la respuesta del sistema ante cada uno de dichos impulsos, y después superponer los efectos. Supóngase, de acuerdo con la fig. 2.4.9, que la estructura se encuentra en reposo, y que en el instante  $t_1$  ocurre un impulso concentrado en el intervalo  $t_1 + dt$ . Esto ocasiona un incremento en la velocidad del terreno, que varía de 0, antes del impulso, a  $\dot{x}(t_1) \cdot dt$  inmediatamente después de él, y se mantiene constante mientras no ocurra otro impulso que la haga alterarse. Inmediatamente después del impulso, la velocidad de la masa (fig. 2.4.5) relativa al terreno será

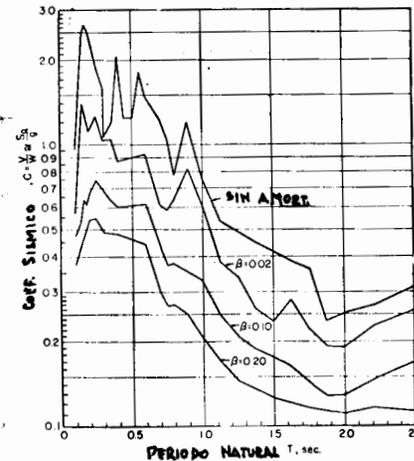


Fig. 2.4.7 Espectro de aceleraciones. Témblor de El Centro, California, Mayo 18 de 1940

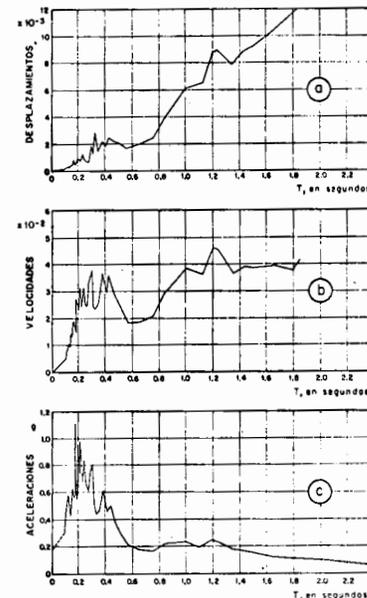


Fig. 2.4.8 Espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración. Témblor de Helena, Montana, Octubre 31 de 1935

siempre es un número real positivo y se representa por el símbolo  $\beta$ .

$-x(t) dt$ , y a partir de ese instante vibrará libremente con respecto a él (también, mientras no ocurran nuevos impulsos que alteren la velocidad constante del terreno). La velocidad y desplazamiento relativo de la masa con respecto al terreno, en las condiciones anteriores, se muestran en la parte inferior de la fig. 2.4.9, para un sistema amortiguado. Analíticamente, dichas gráficas se obtienen como sigue. Por tratarse de una vibración libre que se inicia en  $t_1$

$$u = e^{-\beta w(t-t_1)} [A \sin w'(t-t) + \cos w'(t-t)]$$

donde  $w = 2\pi/T$ , es período natural,  $w' = w\sqrt{1-\beta^2}$  y  $\beta$  es la fracción del amortiguamiento crítico. Las condiciones iniciales son las siguientes:

$$\dot{u} = -\ddot{x}(t_1)dt$$

Para  $t=t_1$ ,  $u = 0$

si se imponen estas condiciones en la ecuación anterior, se obtiene

$$u = -\frac{\ddot{x}(t_1)}{w'} e^{-\beta w(t-t)} \sin w'(t-t)dt$$

en donde  $t > t_1$  es el instante para el cual estamos valuando la respuesta, y  $t_1$  es el instante en el cual ocurrió el impulso cuyo efecto se valúa. Puesto que lo que interesa es considerar los efectos de todos los impulsos del movimiento del terreno ocurridos hasta el instante  $t$ , debemos integrar con respecto al tiempo, desde que se inició el temblor,

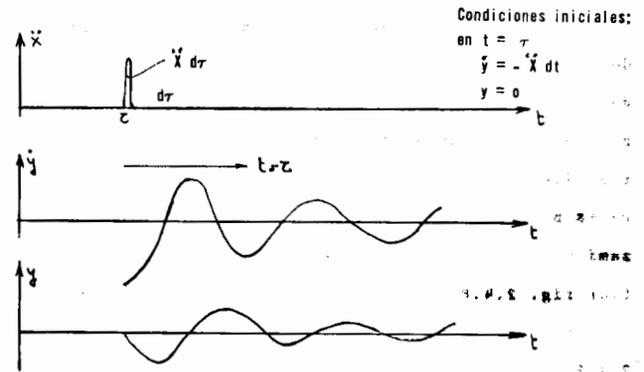


Fig. 2.4.9 Respuesta de un sistema simple a un impulso unitario del movimiento del terreno.

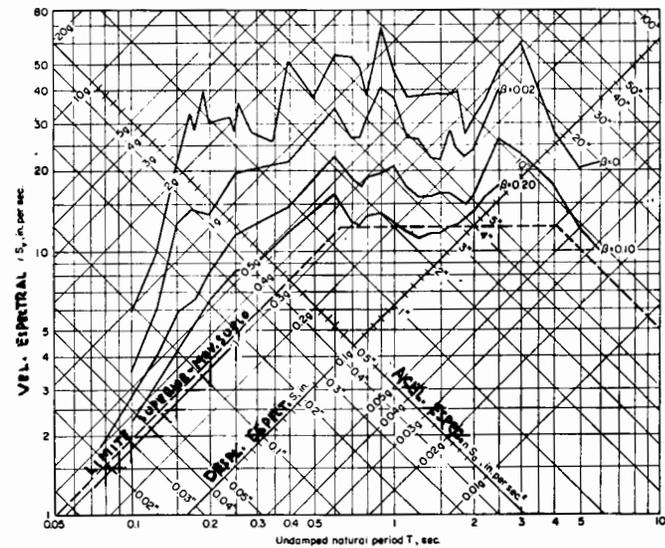


Fig. 2.4.10 Representación de espectros en escala Tri-logarítmica. El Centro, California Mayo 18 de 1940.

hasta  $t$  :

$$u(t) = - \frac{1}{w'} \int_0^t \ddot{x}(t_1) f(t-t_1) dt = - \frac{1}{w'} S_V$$

(integral de superposición o de Duhamel)

donde

$$S_V = \int_0^t \ddot{x}(t_1) e^{-w(t-t_1)} \text{sen } w'(t-t_1) dt$$

Si se determina el valor de  $u(t)$  para diversos instantes, el máximo valor absoluto será lo que definimos por espectro de desplazamiento. Se ve claramente que dicha ordenada es función del acelerograma, así como del período natural y del amortiguamiento de la estructura. A partir de la frecuencia circular natural se pueden calcular los períodos naturales de vibración sin amortiguamiento  $T = \frac{2\pi}{w}$  y con amortiguamiento  $T' = \frac{2\pi}{w'}$

Designando por  $S_A$ ,  $S_V$ ,  $S_D$ , las ordenadas de los espectros de aceleración, velocidades y desplazamientos para una misma estructura ante un mismo temblor, son válidas aproximadamente las siguientes relaciones

$$S_A = w' S_V = w'^2 S_D$$

excepto para períodos muy cortos (estructuras muy rígidas), para los que  $S_A$  tiende al valor absoluto de la máxima aceleración del terreno durante el movimiento, independientemente del valor de  $\zeta$

En la fig. 2.4.10 se muestra un espectro de respuesta en

escala logarítmica. En la misma gráfica y dadas las relaciones que existen entre  $S_D$ ,  $S_V$  y  $S_A$ , se pueden incluir las tres respuestas.

El espectro de respuesta correspondiente a un sistema elástico presenta las siguientes características:

1. El espectro para amortiguamiento nulo muestra numerosas oscilaciones con máximos irregulares agudos.
2. Las oscilaciones generalmente disminuyen al aumentar el amortiguamiento.
3. Para períodos grandes que corresponden a estructuras con mucha masa y poca rigidez, el desplazamiento de la estructura tiende a acercarse al del terreno. Esto se comprende porque al actuar el sismo, la masa no tiene tiempo de moverse debido a la poca rigidez, y el desplazamiento del sistema corresponde al del terreno.
4. Para períodos pequeños que corresponden a estructuras con poca masa y muy rígidas, las aceleraciones de la estructura tienden a acercarse a los del terreno.
5. Para amortiguamiento comprendido entre 0.05 y 0.1 del crítico, los máximos desplazamientos, velocidades y aceleraciones son 1, 1.5 y 2 veces los correspondientes al terreno.

Los espectros de respuesta sirven para fijar criterios para el diseño de estructuras. Establecen reglas generales para fijar los espectros correspondientes a probables sismos futuros o aquellos de los que se carece de información. Para sistemas elásticos con amortiguamientos entre 5 y 10% del crítico, el espectro de respuesta en una gráfica como la de la fig. 2.4.10 se puede considerar limitado por:

- Una línea de aceleración, de magnitud igual al doble de la máxima aceleración del suelo.
- Una línea de velocidad, de magnitud igual a 1.5 veces la máxima velocidad del suelo.
- Una línea de desplazamiento, de magnitud igual al desplazamiento del suelo.

Aplicación:

Supóngase que una estructura debe diseñarse para que se porte elásticamente durante el temblor cuyos espectros de respuesta se presentan en la representación logarítmica de la Fig. 2.4.10. Supónganse que la masa es de 40 ton., que la rigidez del resorte vale 10 ton/cm, y que el amortiguamiento es 0.10 del crítico.

El período natural se obtiene de la expresión:

$$T = 2\pi\sqrt{w/gk} = 0.4 \text{ seg.}$$

De la figura 2.4.10 se obtiene como aceleración espectral 0.62 g, y como desplazamiento espectral 2.5 cm. Si se calcula la fuerza lateral como el producto de la masa por la aceleración se obtiene:

$$V = 40 \text{ Ton} \times 0.62 = 24.8 \text{ Ton}$$

mientras que si se calcula como el producto del desplazamiento por la rigidez se obtiene:

$$V = 10 \text{ T/cm} \times 2.5 = 25 \text{ Ton}$$

#### 2.4.9 ESPECTROS DE RESPUESTA DE SISTEMAS INELASTICOS.

##### FACTOR DE DUCTILIDAD.

Por ductilidad de una estructura se entiende la capacidad que tiene de sufrir deformaciones por encima del límite elástico sin llegar a la falla. Esta se puede presentar por la aparición de grietas de tamaño grande, destrucción de elementos de albañilería o la destrucción parcial o total de algún elemento estructural.

En la figura 2.4.11 se muestra la gráfica fuerza-deformación correspondiente a un sistema con comportamiento elástico-plástico.

El factor de ductilidad se define como la relación entre la deformación máxima que sufre la estructura, sin llegar a la falla, y la deformación correspondiente al límite de fluencia.

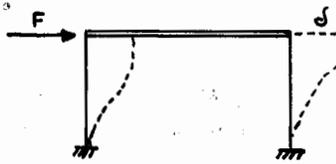
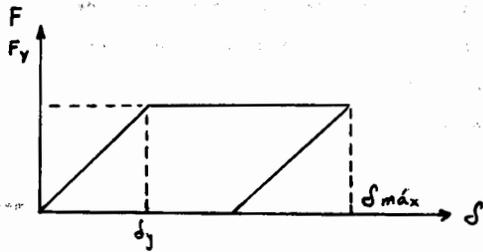


Fig. 2.4.11 Relación carga-deformación.

El factor de ductilidad se puede expresar de la siguiente manera:

$$\mu = \frac{\delta_{\text{máx}}}{\delta_y}$$

El factor de ductilidad depende del tipo de carga que se aplique al elemento estructural y de la deformación que se utilice para definirlo.

En el caso de estructuras típicas de edificios urbanos, sujetas a sollicitaciones sísmicas, se define en función de

las deformaciones producidas por fuerzas transversales entre dos pisos consecutivos.

El aprovechamiento de la ductilidad de las estructuras constituye uno de los conceptos esenciales de la ingeniería sísmica moderna. Si una estructura dúctil de un grado de libertad, como la que se muestra en la figura 2.4.14, se ve sometida a un movimiento de su base, la máxima fuerza que podrá desarrollarse en el elemento resistente estará acotada por su capacidad lateral,  $F_y$ , independientemente de la intensidad del temblor. La deformación lateral  $\delta_{\text{máx}}$  en cambio, sí será función de dicha intensidad.

Es claro que si se tomara  $F_y$  igual a la fuerza lateral causada por el temblor en cuestión, sobre una estructura de comportamiento elástico, y con igual rigidez que la rigidez inicial de la estructura que interesa, se obtendría que el factor de ductilidad requerido sería igual a 1, y por tanto la estructura sería segura, independientemente del material de que estuviese constituida. No se adopta esta solución en la práctica por razones económicas. En efecto, para amortiguamientos de orden de 10%, la fig. 2.4.10 muestra aceleraciones espectrales de 0.8 g para las que sería sumamente costoso diseñar. Por eso hay que diseñar para va-

lores menores de aceleración espectral y asegurarse en cambio de que la solución propuesta posee la ductilidad adecuada.

En algunos casos de estructuras hiperestáticas, sometidas a grandes esfuerzos, y en determinadas condiciones, se produce una redistribución de momentos, mediante la aparición de articulaciones plásticas.

La aparición de rótulas redistribuye los momentos en la estructura original y al permitir giros y desplazamientos de la estructura, absorbe gran cantidad de energía.

Se discute con frecuencia sobre las ventajas de tal o cual material por lo que respecta a su capacidad dúctil para ser empleado en estructuras que deban construirse en zonas sísmicas. La verdad es que, si bien el acero es como material más dúctil que el concreto, con fines de diseño sísmico no presentan utilidad factores de ductilidad mayores que 6 a 8, puesto que para deformaciones mayores las fallas ocurren por inestabilidad (efectos de esbeltez) y no por falta de ductilidad. Para el rango citado, las estructuras de concreto pueden ser satisfactorias si se tiene cuidado en la selección del acero de refuerzo, así como en los detalles de diseño y construcción, la cantidad de estribos, las longitudes de anclaje, etc.

A partir de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto, se puede obtener la ductilidad de este material; así se llega a un valor aproximado de 3.5 si se admite la ruptura. Si se considera como falla del concreto la aparición de grietas, entonces el valor del coeficiente de ductilidad es ligeramente superior a la unidad. Para una falla a flexión se pueden obtener factores de ductilidad de 4 o 5 o aún mayores, si se toman precauciones especiales.

En muros de tabique confinados adecuadamente mediante castillos y cadenas se alcanzan valores del factor de ductilidad de 6 a 8, admitiendo el agrietamiento del tabique.

Al considerar exclusivamente la gráfica esfuerzo-deformación del acero se llega a obtener un valor del coeficiente de ductilidad de 230. Sin embargo, tomando en cuenta que en una estructura hay que considerar otros factores tales como pandeo, comportamiento de las uniones, flechas excesivas en algunos elementos, etc., se llegan a obtener valores experimentales de 6 a 16. En particular, en el caso del acero, hay que considerar que la temperatura y la velocidad de aplicación de la carga modifican de manera importante las características de ductilidad de la estructura.

En lo que antecede se ve la conveniencia de diseñar estruc-

turas dúctiles, ya que tienen una mayor capacidad de absorción de energía, pero hay que tener en cuenta que las deformaciones excesivas pueden producir la falla o agrietamiento de los elementos de relleno y por lo tanto modificar las condiciones originales de rigidez de la estructura. Además, en el caso de edificios colindantes, hay que considerar las deformaciones de las estructuras con el fin de evitar el impacto entre ambas.

En la actualidad el diseño sísmico de estructuras, no se realiza todavía sobre la base de absorción de energía, considerando la ductilidad de la estructura, pero tanto en el análisis estático como en el dinámico se aplican coeficientes en los que están implícitos la ductilidad estructural. Por consiguiente, conviene tener presente este concepto y la manera práctica en que se puede incrementar, con el fin de obtener estructuras capaces de resistir los movimientos sísmicos.

En realidad las estructuras tienen un comportamiento inelástico. Esto hace que absorban grandes cantidades de energía y que aparentemente puedan soportar fuerzas sísmicas de mayor intensidad que para las que fueron calculadas. Entre las formas de comportamiento no lineal, el más simple es el elastoplástico, en el que a continuación de una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones sigue un comportamiento plástico. El límite de fluencia se considera localizado en el punto de unión de ambas ramas (fig. 2.4.11).

El cálculo de la respuesta de sistemas inelásticos es más difícil que el de sistemas elásticos. La fig. 2.4.12 muestra el espectro de respuesta de un sistema de comportamiento elasto-plástico. En esta gráfica la aceleración y la velocidad espectrales son las reales. El desplazamiento corresponde al límite elástico, por lo que para obtener el desplazamiento máximo del sistema habrá que multiplicarlo por el factor de ductilidad de la estructura. En general el espectro de respuesta para un sistema inelástico muestra las mismas características que el de un sistema elástico. En el primer caso las gráficas se desplazan hacia abajo conforme aumenta el factor de ductilidad. También se observa que los efectos de la ductilidad y del amortiguamiento son parecidos y en algunos casos son aditivos..

Como ejemplo se obtendrán los valores espectrales para:

- a) Estructura con comportamiento elástico. período  $T = 1$  seg. y 10% del amortiguamiento crítico. De la fig. 2.4.10 se obtiene:  $S_v = 50$  cm/seg,  $S_a = 0.33$  g,  $S_D = 8.12$  cm. b) Estructura de comportamiento elasto-plástico, con el mismo período y amortiguamiento del caso anterior y con un factor de ductilidad de  $\mu = 4$ . De la fig. 2.4.15 se obtiene:  $S_v = 15$  cm/seg,  $S_a = 0.1$  g;  $S_D = 2.5$  cm (elástico);  $S_D = 10$  cm (total).

De todo lo anterior se puede concluir que las características de un espectro de respuesta para un sistema elasto-plástico se pueden obtener aproximadamente a partir del correspondiente

a un sistema elástico del mismo período y grado de amortiguamiento, dividiendo el valor de las ordenadas espectrales entre el factor de ductilidad.

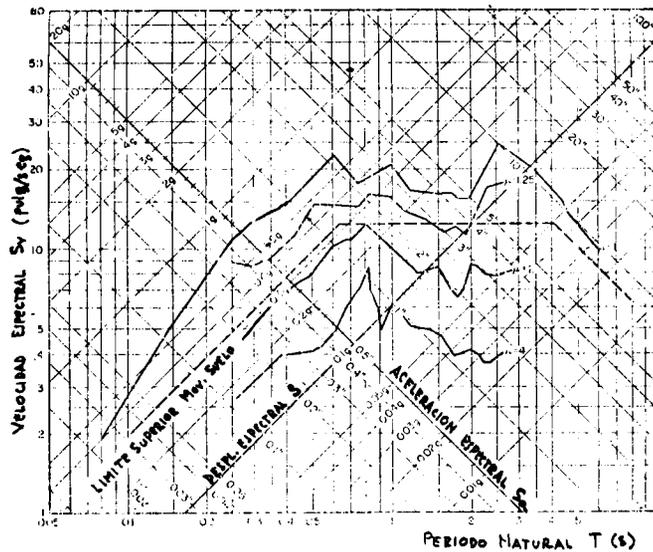


Fig. 2.4.12. Espectro de respuesta para sistemas elasto-plásticos con 10% de amortiguamiento crítico. Temblor El Centro 1940.

#### 2.4.10 INFLUENCIA DEL SUELO DE CIMENTACION.

Es un hecho conocido que si una onda de esfuerzos se propaga de un medio de módulo de elasticidad alto hacia otro de módulo de elasticidad bajo, los desplazamientos y aceleraciones se amplifican. Observaciones realizadas durante movimientos sísmicos han indicado una mayor intensidad de los sismos en terrenos blandos que en terreno firme. Tal fenómeno fue claramente apreciable en casos como el temblor del 28 de julio de 1957 en la Ciudad de México, o el de julio de 1967 en Caracas. En el caso de suelos blandos, además de los problemas causados por vibraciones excesivas, intervienen otros parámetros que no son importantes en el caso de un suelo rocoso. Por ejemplo, en suelo compresible pueden ocurrir hundimientos o inclinaciones excesivas causadas por momento de volteo. En materiales granulares poco compactos puede ocurrir licuefacción, efecto para el cual es imposible diseñar ninguna cimentación.

Es importante tomar en cuenta el período dominante del temblor con el fin de evitar amplificaciones dinámicas excesivas en estructuras. En suelos compresibles como el de la Ciudad de México, el período dominante el alrededor de 2.5 seg.

\* En suelos firmes menor de 0.5 seg.

El Reglamento del D.F. toma en cuenta el tipo de suelo de la cimentación y establece coeficientes distintos. Más adelante veremos cuáles son estos valores.

Para un mismo tipo de temblor, una estructura en suelo blando vibra de manera distinta a una estructura en suelo rocoso. En términos generales se puede decir que en suelos blandos conviene construir estructuras rígidas y en suelos duros estructuras flexibles con objeto de evitar los efectos de resonancia. Estas ideas se volverán a ver más adelante.

#### 2.4.11 ESPECTROS DE DISEÑO.

En general no es práctico, para fines de diseño, predecir el comportamiento sísmico de una estructura basándose en los espectros de respuesta. Para el diseño sísmico puede adoptarse un espectro obtenido como la curva media o envolvente del teórico. En una región con frecuentes temblores

\* El Reglamento del D.F. supone ordenadas espectrales máximas cubriendo el rango de 2.5 seg para tener en cuenta que el alargamiento del período natural que se produciría en estructuras rígidas para temblores de intensidad moderada o grande ocasionaría respuestas estructurales mayores que las que se clasificarían empleando las propiedades iniciales del sistema.

cuyas medias tienen diferentes características, es razonable trazar la curva media de cada uno de ellos, reducir todos a una intensidad común, haciendo que el área bajo la curva del espectro medio de velocidades sea la misma, y adoptar para diseño la envolvente de todos los espectros medios reducidos, multiplicada por un valor que tome en cuenta la intensidad esperada, las consecuencias de la falla de la estructura, su importancia, etc.

Dados los máximos valores absolutos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno durante un temblor, es posible obtener las envolventes de los espectros de respuesta para los distintos grados de amortiguamiento y de comportamiento inelástico.

Designando por  $D$  las ordenadas del espectro de desplazamiento, por  $V = \frac{2\pi}{T}D$  las del de pseudo velocidades y por  $A = \frac{4\pi^2}{T^2}D$  a las del de pseudo aceleraciones, las ordenadas de cada uno de estos espectros pueden leerse simultáneamente en el trazo logarítmico en cuatro direcciones (fig. 2.4.13) donde se presente para un caso hipotético, líneas paralelas a los ejes de referencia, con ordenadas iguales a los valores máximos de la aceleración (0.36 g) velocidad (54 cm/s) y desplazamiento del terreno (42 cm). Multiplicando estas ordenadas por los factores de la tabla inserta se obtiene una envolvente para el espectro de respuesta de estructuras líneas con el amortiguamiento escogido. Así multiplicando 42 cm,

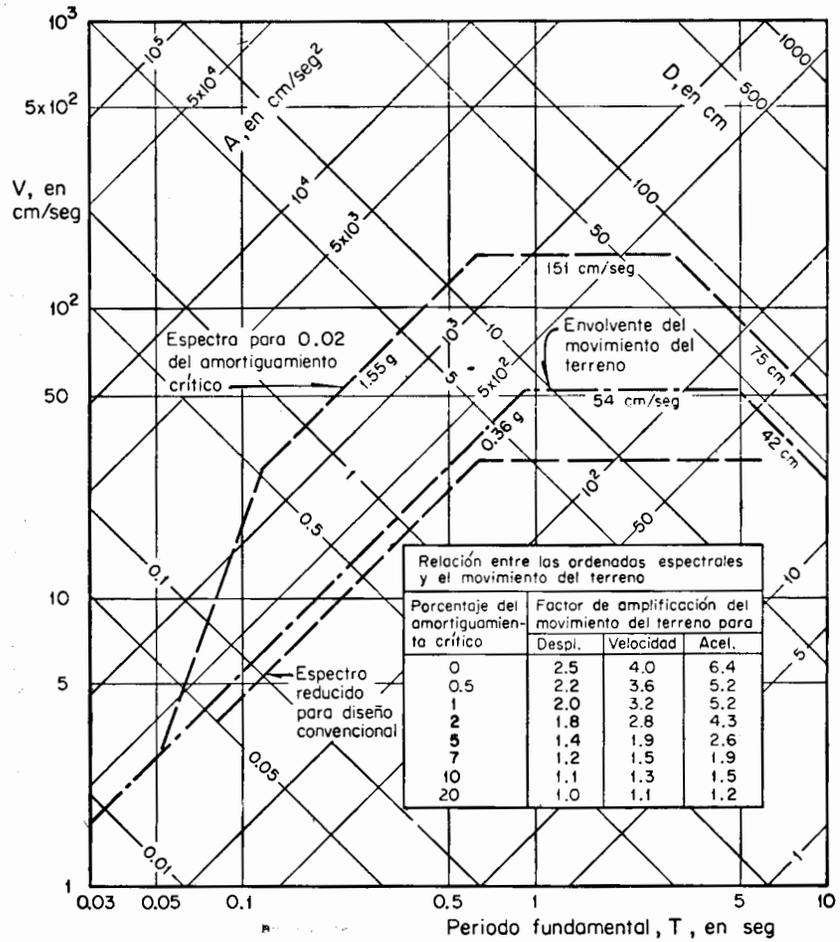


Fig. 2.4.13a Construcción de espectros de diseño

54 cm/s, 0.36 g por 1.8, 2.8 y 4.3 respectivamente, se obtiene 75 cm, 151 cm/s y 1.55 g, que son las ordenadas que definen la envolvente con amortiguamiento igual a 0.02 del crítico. En la figura se observa también que para períodos muy breves, menores de aproximadamente 0.05 seg, la aceleración espectral se toma igual a la máxima aceleración del terreno, independientemente del amortiguamiento.

Los espectros elásticos de diseño, como los que aparecen en la fig. 2.4.13, sirven de base para la construcción de espectros reducidos que tomen en cuenta la absorción de energía por comportamiento inelástico de estructuras dúctiles. Suponiendo que el análisis elástico se llevará a cabo según la práctica convencional, es decir, empleando las aceleraciones espectrales en combinación con un análisis elástico, las ordenadas de los tramos de aceleración y velocidad constantes del espectro reducido deben obtenerse multiplicando las del espectro elástico original por unas constantes  $C_a$  y  $C_v$ , respectivamente. Para amortiguamiento comprendido entre 0.02 y 0.10, estas constantes pueden tomarse iguales a  $1/Q$  donde  $Q$  es el factor de ductilidad. Tomando  $Q = 4.0$ , que sería un valor aceptable para cierto tipo de estructuras según el Reglamento del D. F., el factor reductor es 0.25, que aplicado a las ordenadas del espectro elástico, conduce a los valores 0.39 g y 37.8 cm/s. Por supuesto, para períodos muy cortos las aceleraciones espectrales que corresponden a valores moderados del factor de ductilidad tienden a la ace-

lización máxima del terreno y tienen una cota que es función de la capacidad lateral de la estructura.

#### 2.4.12 CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES EN EL REGLAMENTO DEL D.F.

En el Reglamento del D.F. y con fines de diseño sísmico, se clasifican los edificios por el tipo de suelo en el que se encuentran cimentados, por su destino y por su tipo de estructuración.

El Reglamento del D. F. considera zonas, según el espesor de la capa de terreno compresible.

- I. Se consideran los siguientes tipos de suelos: 1) suelos compresibles hasta  $H < 3$  m de profundidad; 2) suelos compresibles para una profundidad de  $3 \text{ m} \leq H < 20 \text{ m}$ ; 3) suelos compresibles para una profundidad  $H \geq 20 \text{ m}$ .

II. Los edificios por su destino se clasifican en:

Grupo A - Estructuras que son especialmente importantes a raíz de un sismo o que en caso de falla causarían pérdidas importantes. Tal es el caso de edificios gubernamentales y de servicios públicos, edificios cuyo funcionamiento es importante a raíz de un temblor, aquellos cuyo contenido es de gran valor y los que

tienen frecuente aglomeración de personas. Por ejemplo: subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, hospitales, escuelas, estadios etc.

Grupo B - Construcción para la habitación privada o de uso público, donde no existe frecuente aglomeración de personas y en donde la falla de la estructura ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, cercas de altura mayor de 2.50 m y aquellas cuya falla puede poner en peligro otras construcciones. Por ejemplo: plantas industriales, edificios de oficinas y habitación, etc.

Grupo C - Construcciones aisladas cuya falla implica un costo mínimo. Por ejemplo: bardas, con altura menor de 2.50 m, bodegas provisionales, etc. Estas construcciones no requieren diseño sísmico.

III. Por su estructuración:

Tipo 1 - Se incluyen en este tipo aquellas estructuras en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel mediante marcos continuos, contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinaciones de diversos sistemas como los

mencionados. Incluye edificios, na. es in. s. triales, etc. También incluye chimeneas, torres, bardas y péndulos invertidos en que el 50% o más de su masa se encuentre en el extremo superior y que tengan un solo elemen. to resistente en la dirección del análisis. Comprende las estructuras cuya respuesta di. námica está definida prácticamente por la de su modo natural de vibración.

Tipo 2 - Comprende los tanques para almacenamiento, en los cuales hay que considerar las osci. laciones propias de los líquidos almacenados.

Tipo 3 - Muros de retención.

Tipo 4 - Comprende las estructuras que no puedan cla. sificarse en alguno de los tipos anteriores.

2.4.19 ESPECTRO DE DISEÑO. REGLAMENTO DEL D.F.

El Reglamento de Construcciones para el D.F. recomienda el espectro de diseño que se muestra en la figura 2.4.14 en el que las ordenadas espectrales que se indican tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento.

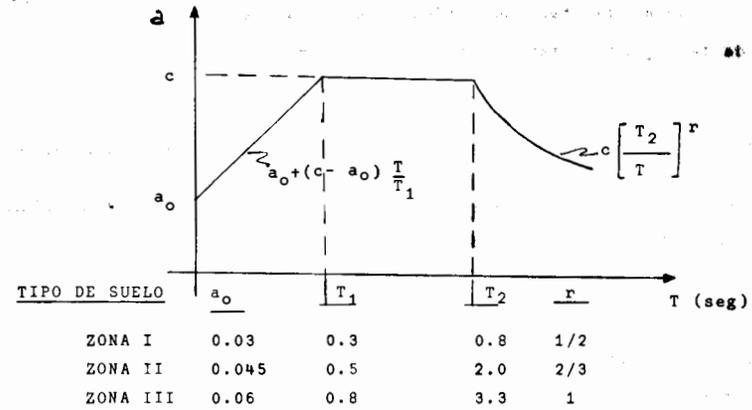


Fig. 2.4.14 Espectros de diseño para el D.F.

El coeficiente sísmico "c" que aparece en el espectro de diseño se define como el coeficiente entre la fuerza constante en la base de la estructura y el peso de la misma, incluyendo la carga viva especificada por el reglamento.

Para los edificios del grupo B se especifican los siguientes valores:

ZONA	c
I (Terreno firme)	0.16
II (Terreno de transición)	0.20
III (Terreno compresible)	0.24

Para las construcciones del grupo A, los valores anteriores

se multiplicarán por 1.3 Para los del grupo C no se requiere diseño sísmico.

Para considerar la influencia de la ductilidad de la construcción los valores de las ordenadas espectrales se afectarán del factor  $\frac{1}{Q}$ , exclusivamente para el cálculo de los elementos mecánicos en la estructura. Para el cálculo de deformaciones en la estructura se usarán los valores del coeficiente sísmico tal como han sido especificados. Si el período de la estructura es mayor que  $T_1$ ,  $Q'$  será igual al valor  $Q$  de la ductilidad de la estructura.

En caso contrario  $Q' = 1 + (Q - 1) T/T_1$

El factor de ductilidad "Q" depende de las características de la estructura en la dirección en que se está analizando.

#### VALORES DEL FACTOR "Q" DE DUCTILIDAD

Caso	Tipo de estructuración	Requisitos	Factor de ductilidad (Q)
1	1	La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida y se cumplen las siguientes condiciones:	6.0

a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas de acuerdo con los criterios fijados por el R.D.F. y sus juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar.

b) Las columnas de concreto son zunchadas o poseen estribos que proporcionen un confinamiento equivalente.

c) Los miembros sujetos a condiciones de carga que pueden provocar fallas frágiles como fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial, etc., se diseñan con un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado para cargas accidentales.

d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto, por el R.D.F. Dichas limitaciones deben satisfacerse en los extremos de vigas o columnas o en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requerirían para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entrepiso si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada.

e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso, entre la acción de diseño, no diferirá en más del 20% del promedio de dichos

cocientes para todos los entrepisos.

---

2	1	<p>La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definido, así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos 25% del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso, entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>	4.0
---	---	--	-----

---

3	1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas del Reglamento del D.F.</p>	2.0
---	---	---	-----

---

4	1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas confinadas o con refuerzo interior que satisfacen las limitaciones fijadas por el Departamento del D.F. o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para el caso 1.3.</p>	1.5
---	---	---	-----

---

5	1 a 4	<p>Estructuras de cualquier tipo cuya resistencia a fuerzas laterales sea suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento del D.F., que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.</p>	1.0
---	-------	---	-----

---

2.4.13 ESTRUCTURAS CON VARIOS GRADOS DE LIBERTAD. MODOS NATURALES.

Una estructura de varios niveles se puede idealizar como un conjunto de masas ligadas entre sí por las columnas, representadas por su rigidez y cuya masa es despreciable. El número de grados de libertad de la estructura es el número de datos que es necesario fijar para definir una configuración cualquiera del sistema. Cada masa tiene tres grados de libertad que corresponden a dos desplazamientos en las direcciones XX, YY y un posible desplazamiento angular alrededor del eje Z. Al despreciar las deformaciones axiales en las columnas y los giros por torsión, el número de grados de libertad se reduce a un desplazamiento lineal por cada una de las masas.

Ante la acción de un impulso y suponiendo que no existe amortiguamiento, la estructura vibrará libremente. El vector des

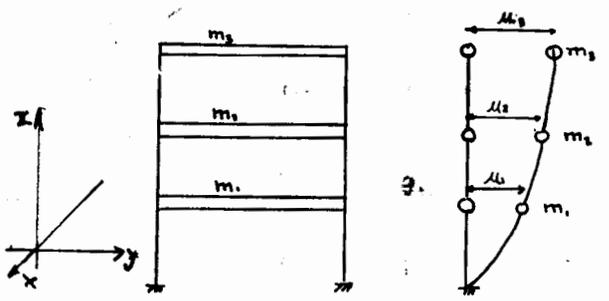


Fig. 2.4.15 Estructura con varios grados de libertad.

plazamiento de las masas con respecto a su posición de equilibrio se puede expresar como el producto de un escalar, que es función del tiempo, por un vector función de la masa considerada. A los diferentes modos de vibrar se les designa como modos naturales y al conjunto de desplazamientos que configuran un modo se conoce como forma del modo.

En las estructuras con varios grados de libertad se presentan fuerzas semejantes a las que se presentan en estructuras simples. Para cada una de las masas se puede establecer la siguiente ecuación de equilibrio:

$$M_i \cdot \ddot{u}_j + \sum_j \beta_{ij} \dot{u}_j + \sum_j k_{ij} \cdot u_j = P_i$$

El significado de los términos es el siguiente:

- $M_i$  = Masa en cada uno de los niveles " i "
- $u_j, \dot{u}_j, \ddot{u}_j$  = Desplazamiento, velocidad y aceleración de las masas.
- $\beta_{ij}$  = Coeficiente de amortiguamiento en el nivel " i " que corresponde a un desplazamiento unitario del nivel " j "
- $k_{ij}$  = Rigidez lineal del nivel " i " correspondiente al desplazamiento unitario del nivel " j "
- $P_i$  = Fuerza cortante en el nivel " i "

El estado de equilibrio de todo el sistema se puede expresar en forma matricial:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{P\}$$

- [M] = Matriz de masas del sistema
- {u}, { $\dot{u}$ }, { $\ddot{u}$ } = Vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema.
- [c] = Matriz de coeficientes de amortiguamiento. Los términos " $\beta_{ij}$ ", tienen las características mencionadas con anterioridad.
- [k] = Matriz de rigideces del sistema. Los términos de la matriz son los valores " $k_{ij}$ " ya mencionados.

La ecuación anterior se puede simplificar en el caso de vibraciones libres ya que  $P_i = 0$ . Además para una primera solución se pueden despreciar los efectos por amortiguamiento ya que el período de las estructuras no amortiguadas es sensiblemente igual al de las estructuras con amortiguamiento cuando  $\zeta \leq 0.2$ . Por lo tanto la ecuación anterior se reduce a:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = 0$$

Como ya se ha mencionado la estructura vibra según un modo natural de tal manera que el desplazamiento de cada una de sus masas se puede expresar como el producto de una función de la masa considerada por una función del tiempo:

$$\{u\} = \{z_n\} \cdot \theta_n(t)$$

{z<sub>n</sub>} = Vector de coordenadas que corresponde a la forma del modo.

$\theta_n(t)$  = Función escalar que depende del tiempo.  
n = Subíndice que representa el orden del modo.

Sustituyendo en la última expresión:

$$[M]\{z_n\} \ddot{\theta}_n(t) + [k]\{z_n\} \theta_n(t) = 0 \tag{2.4.1}$$

Por lo tanto:

$$\ddot{\theta}_n(t) + \omega_n^2 \cdot \theta_n(t) = 0 \tag{2.4.2}$$

La solución general de esta ecuación es:

$$\theta_n = \text{sen } \omega_n(t-t_n) \tag{2.4.2}$$

en donde " $\omega_n$ " es una constante del sistema, independiente del tiempo.

Sustituyendo en la ecuación (2.4.1) los valores de (2.4.2), se obtiene:

$$[M]\{z_n\} [-\omega_n^2 \cdot \theta_n(t)] + [k]\{z_n\} \theta_n(t) = 0$$

$$-[M]\{u\} \omega_n^2 + [k]\{u\} = 0$$

Se plantea, para "n" masas, un sistema de "n" ecuaciones con "n" incógnitas, éstas son los desplazamientos  $u$ , siempre que se conozca el valor de  $w_n^2$ . Al conjunto ordenado de valores  $u_i$  se le conoce como forma del modo correspondiente a cada valor de  $w_n$ . Simplificando se obtiene

$$-[M]w_n^2 + [k] = 0$$

Esta ecuación matricial admite soluciones distintas de la trivial sólo cuando

$$|[k] - [M]w_n^2| = 0$$

Las soluciones de este sistema proporcionan los "n" valores de  $w^2$  que corresponden a los distintos periodos naturales de vibración. A partir de cada valor de  $w$  y sustituyendo en las ecuaciones anteriores, se obtienen los desplazamientos  $u$  para cada modo. En algunos casos será necesario considerar el amortiguamiento de la estructura, así como posibles deformaciones del suelo.

Al primer modo, o fundamental, corresponde el valor máximo del período. Se caracteriza porque la configuración del modo no presenta ningún punto de inflexión. Al pasar al 2o. y 3er. modo de vibrar, el período decrece y el número de puntos de inflexión aumenta a uno y dos respectivamente. De manera semejante se puede generalizar para una estructura con "n" masas y "n" modos de vibrar.

Las principales propiedades de los modos naturales de vibración son:

a) Ortogonalidad de los modos con respecto a las masas. Se puede demostrar que:

$$\sum_i M_i u_{ir} \cdot u_{is} = 0 \quad \text{Si } r \neq s$$

en donde  $u_{ir}$ ,  $u_{is}$  representan las amplitudes de la masa "i" correspondientes a los modos naturales "r" y "s".

b) El valor

$$\sum_i M_i \cdot u_{ir}^2 = N$$

en donde  $N$ , es una constante arbitraria, cuyo valor depende de la escala del modo. Para un valor unitario de la constante se dice que el modo se ha normalizado con respecto a las masas.

#### 2.4.14 METODOS ITERATIVOS PARA EL CALCULO DE LOS MODOS NATURALES.

La solución directa del sistema de ecuaciones planteado en el punto anterior resulta complicada. Es más rápido resolver el problema por algún método iterativo. El método de N.M. Newmark para calcular el modo fundamental de una estructura consiste en el siguiente proceso:

1. Se supone la forma del modo, o conjunto de deformaciones "u" de la estructura.

2. Se calculan las fuerzas de inercia para cada una de las masas y que corresponden a la configuración anterior, por medio de la expresión:

$$F_i = \frac{w}{g} w^2 u_0$$

Como se desconoce el valor de la frecuencia circular natural " w ", las fuerzas de inercia se calcularán en función de w<sup>2</sup>.

3. A partir de las fuerzas de inercia F<sub>i</sub>, y por condiciones de equilibrio sumando las fuerzas de inercia, se calcularán las fuerzas en los resortes, en función de la frecuencia circular:  $\frac{Q_i}{w^2}$ . En el ejemplo se representan los valores positivos por ( → F ← )

4. Conocidas las fuerzas en los resortes así como su rigidez, se pueden obtener las deformaciones y los desplazamientos de las masas,

$$\Delta = \frac{F_i}{k} \quad u = \sum \Delta$$

5. La solución propuesta es la correcta si la deformación obtenida finalmente " u " es igual a la supuesta originalmente: u<sub>0</sub> = u'w<sup>2</sup>. Pero u' está en función de w<sup>2</sup>: u' =  $\frac{u_0}{w^2}$ . El valor de w<sup>2</sup> para cada masa se obtiene despejando

$$w^2 = \frac{u_0}{\left[ \frac{u_0}{w^2} \right]}$$

Si la configuración supuesta es correcta, se obtendrá el mismo valor de " w<sup>2</sup> " en todas las masas. En caso contrario se procederá a efectuar un nuevo ciclo a partir de los resultados obtenidos en la iteración anterior.

Aplicación.

$$Q = [K] \cdot u = [M] \cdot \ddot{u}$$

Calcular el período natural de vibración de la siguiente estructura:

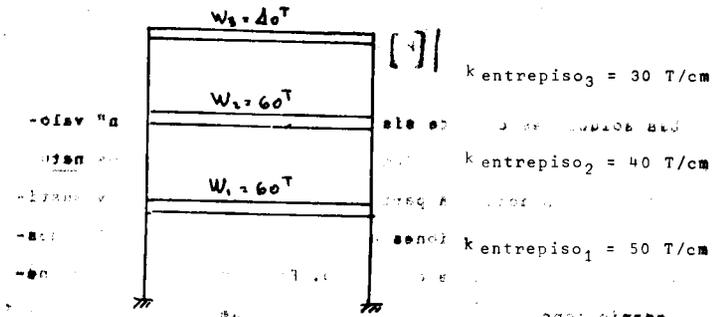


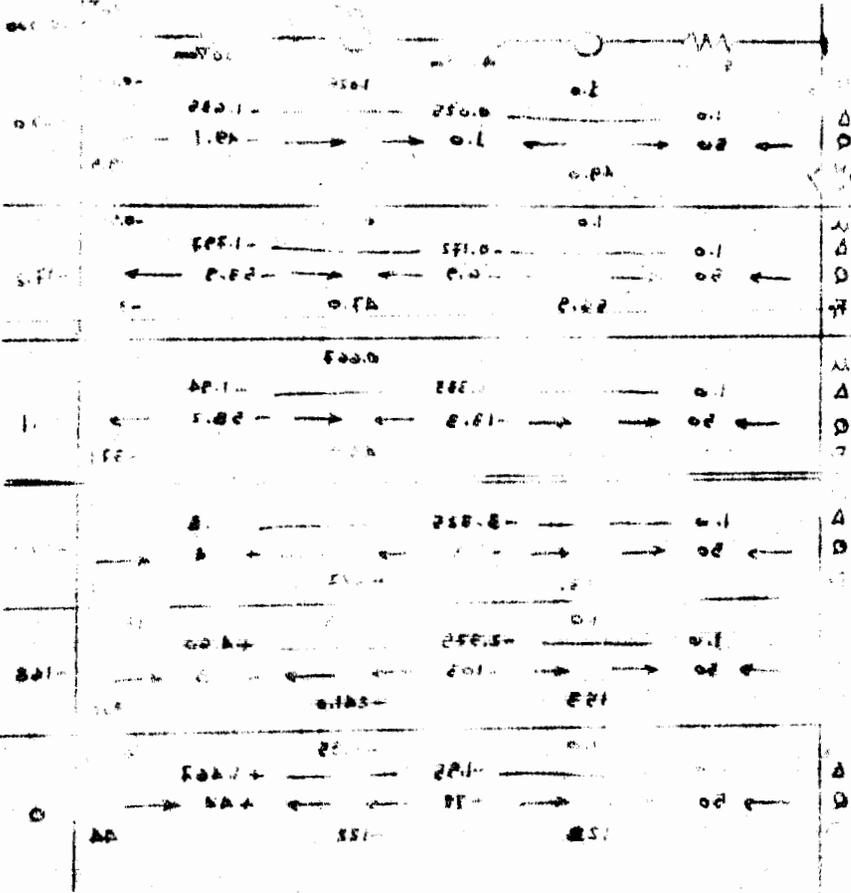
Fig. 2.4.16 Estructura de tres grados de libertad.

Las rigideces de entrepiso se pueden obtener a partir de las fórmulas de Wilbur y suponiendo previamente las secciones de los elementos estructurales. En la tabla 1 se muestra el proceso indicado en el punto anterior, y así se obtiene que la forma del modo es 0.39, 0.76, 1.0. La frecuencia circular natural obtenida es w<sup>2</sup> = 173. A partir

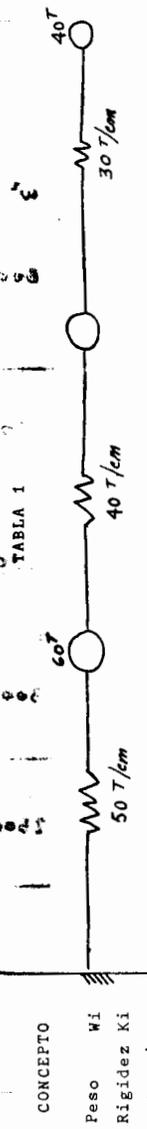
de este valor, se calcula el período natural de la estructura:

$w = 13.1 \text{ rad/seg}$

$T = \frac{2 \pi}{w} = \frac{2 \pi}{13.1} = 0.48 \text{ seg.}$



CONCEPTO	1	2	3
Peso $W_i$			
Rigidez $K_i$ entrepiso			
Configuración inicial $u_0$	0	0	0
Fuerzas de inercia $\frac{W_i u_0}{g}$	0.0612	0.1224	0.1224
Fuerza cortante $V_w$	→ 0.306 ←	→ 0.2448 ←	→ 0.1224 ←
Deformaciones $\frac{\Delta}{W^2}$	0.00612	0.00612	0.00408
Desplazamientos $\frac{u_i}{W^2}$	0.00612	0.01224	0.01632
Frecuencia angular natural $\omega$	163	163	133
2a. configuración $u_1$	3.14	2.84	8.95
Fuerzas de Inercia $\frac{W_i u_1}{g}$	0.210	0.418	0.366
Fuerza cortante $V_w$	→ 0.994 ←	→ 0.784 ←	→ 0.366 ←
Deformaciones $\frac{\Delta}{W^2}$	0.01988	0.0196	0.0122
Desplazamientos $\frac{u_2}{W^2}$	0.01988	0.03948	0.05748
Frecuencia circular $\omega$	173	173	173
Desplazamiento final.	0.39	0.76	1.0



2.4.15 METODOS ITERATIVOS PARA EL CALCULO DE LOS MODOS SUPERIORES.

Uno de los métodos iterativos más usados para obtener las características de los modos superiores, es el llamado método de Holzer. El procedimiento es como sigue:

1. Se supone arbitrariamente un valor de  $\omega^2$ , mayor que el del modo fundamental que ya ha sido obtenido por cualquier otro procedimiento.
2. Se supone, también arbitrariamente, la amplitud del movimiento de la primera masa a partir del apoyo.
3. Se calculan la fuerza en el primer resorte ( $Q = \Delta k$ ) y la fuerza de inercia en la primera masa ( $F = \frac{W}{g} \omega^2 u$ ), en función del desplazamiento y de la frecuencia circular, que son valores supuestos.
4. Aplicando condiciones de equilibrio, se calculan la fuerza en el siguiente resorte ( $Q_i = Q_{i-1} - F_i$ ) su deformación ( $\Delta_i = \frac{Q_i}{k_i}$ ) u, la amplitud de la siguiente masa ( $\Delta_i = u_{i-1} + \Delta$ ). El proceso continúa hasta llegar a la última masa.
5. La frecuencia supuesta es correcta si se satisface el equilibrio entre la fuerza en el último resorte y la

fuerza de inercia de la última masa, es decir si se verifica la condición de frontera en la última masa. La forma que así se obtiene, corresponde a un modo natural de vibración. En el caso de obtener un residuo, se procede de nuevo con otro valor supuesto de  $\omega^2$

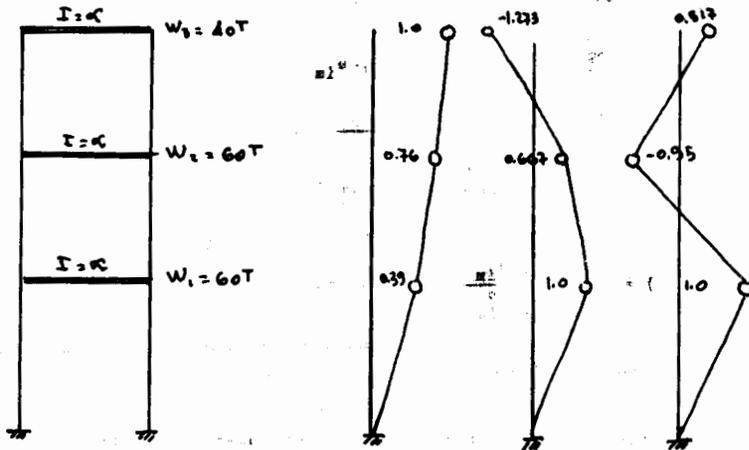
$\omega^2$		Diagrama de Holzer					Residuo
800	$\mu$						-29.0
	$\Delta$	1.0		0.025		-1.636	
	Q	→ 50	← 49.0	→ 1.0	← 50.1	→ -49.1	→ -19.9
	$F_i \frac{W_i}{g}$						
930	$\mu$						-17.2
	$\Delta$	1.0		-0.172		-1.797	
	Q	→ 50	← 56.9	→ -0.9	← 47.0	→ -53.9	→ -36.7
	$F_i$						
1100	$\mu$						-1.1
	$\Delta$	1.0		-0.333		-1.94	
	Q	→ 50	← 67.3	← -13.3	→ 44.9	← -58.2	→ -57.1
	$F_i$						
3000	$\mu$						-620
	$\Delta$	1.0		-3.325		+9.8	
	Q	→ 50	← 183	← -133	→ -427	→ +294	← 914
	$F_i$						
2500	$\mu$						-168
	$\Delta$	1.0		-2.575		+4.60	
	Q	→ 50	← 153	← -103	→ -241.0	→ +138	← 306
	$F_i$						
2100	$\mu$						0
	$\Delta$	1.0		-1.95		+1.467	
	Q	→ 50	← 128	← -78	→ -122	→ +44	← 44
	$F_i$						

Los residuos se utilizan para corregir mediante proporciones los valores supuestos. A partir de las frecuencias circulares obtenidas, se calculan los períodos de vibración de cada modo:

$$\omega_1^2 = 1100 \left( \frac{\text{rad}}{\text{seg}} \right)^2 ; \quad \omega_1 = 33.2 \left( \frac{\text{rad}}{\text{seg}} \right) ; \quad T_1 = \frac{2\pi}{33.2} = 0.189 \text{ seg}$$

$$\omega_2^2 = 2100 \left( \frac{\text{rad}}{\text{seg}} \right)^2 ; \quad \omega_2 = 45.9 \left( \frac{\text{rad}}{\text{seg}} \right) ; \quad T_2 = \frac{2\pi}{45.9} = 0.137 \text{ seg.}$$

Las configuraciones de cada uno de los modos son las siguientes:



Como se puede apreciar en las figuras, el orden del modo corresponde al número de puntos de inflexión que presente la estructura deformada.

2.4.16 COMBINACION DE MODOS NATURALES. CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE PARTICIPACION.

Una vez encontrados los distintos modos de vibrar que tiene una estructura, después de haberla idealizado en la forma más conveniente (es suficiente con conocer 3 modos como máximo o aquéllos cuyos períodos sean  $\geq 0.4$  surge el problema de calcular la forma en que se combinan éstos para conocer el comportamiento probable de la estructura ante una excitación específica.

Al excitar un edificio cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad. La respuesta total del edificio será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos, multiplicadas por un factor adecuado. A dicho factor se le da el nombre de coeficiente de participación.

Considerando el desplazamiento relativo de la masa  $i$  con respecto a la base de la estructura como la suma de participaciones al desplazamiento de cada modo  $j$ , tenemos

$$u_i(t) = \sum_j C_j u_{ij} S_D(t_j)$$

en donde:

$u_i(t)$  = Desplazamiento relativo a la base de la masa  $i$  en el instante " $t$ ".

$C_j$  = Coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo " $j$ " en el movimiento.

$u_{ij}$  = Desplazamiento de la masa " $i$ " en el modo " $j$ ".

$S_D(j)$  = Función que expresa la variación con respecto al tiempo de la participación del modo " $j$ ". Representa el desplazamiento relativo a la base, en el tiempo " $t$ ", de un sistema simple con un período natural igual al del modo " $j$ ".

Para determinar el valor del coeficiente de participación  $u_m$  un modo cualquiera " $m$ " se supondrá que la base sufre un incremento de velocidad " $v$ ". La velocidad de las masas relativas a la base será:

$$\dot{u}_i(t) = -v$$

$$\sum_j C_j \cdot u_{ij} \cdot \dot{S}_D(0) = -v$$

pero:

$$\phi(0) = -v$$

$$\sum_j C_j \cdot u_{ij} = 1$$

Multiplicando por  $M_i \cdot u_{im}$  ambos miembros de la ecuación anterior:

$$\sum_j C_j \cdot u_{ij} \cdot M_i \cdot u_{im} = M_i \cdot u_{im}$$

Formando términos semejantes para cada una de las masas y sumando, se obtiene:

$$\sum_i \sum_j C_j \cdot u_{ij} \cdot M_i \cdot u_{im} = \sum_i M_i \cdot u_{im}$$

$$\sum_i C_j \left\{ \sum_j u_{ij} \cdot M_i \cdot u_{im} \right\} = \sum_i M_i \cdot u_{im}$$

Por la propiedad de ortogonalidad:

$$\sum_j x_{ij} M_i \cdot u_{im} = 0 \quad \text{para } j \neq m$$

Por lo tanto:

$$\sum_i C_m \cdot u_{im}^2 \cdot M_i = \sum_i M_i \cdot u_{im}$$

$$C_m = \frac{\sum_i M_i u_{im}}{\sum_i M_i u_{im}^2}$$

El desplazamiento final de una masa " $i$ " es:

$$u_i(t) = \sum_j \frac{\sum_i M_i u_{im}}{\sum_i M_i u_{im}^2} u_{ij} \cdot S_D(t_j) \quad (2)$$

Aplicación.

En la estructura de la figura 2.4.16, calcular los coeficientes de participación de cada uno de los modos.

Las características que se han obtenido para cada uno de los modos son:

	M O D O		
	1	2	3
$T_i$ = Periodo natural	0.48 seg	0.189 seg	0.137 seg
$X_{1j}$	0.39	1.00	1.00
$X_{2j}$	0.76	0.67	- 0.95
$X_{3j}$	1.00	- 1.27	0.52
$M_1 = 60^T$	$M_2 = 60^T$	$M_3 = 40^T$	

Los coeficientes de participación para cada uno de los modos serán:

$$C_m = \frac{\sum_i M_i u_{im}}{\sum_i M_i u_{im}^2}$$

$$C_1 = \frac{60 \times 0.39 + 60 \times 0.76 + 40 \times 1.00}{60 \times 0.39^2 + 60 \times 0.76^2 + 40 \times 1.0^2} = 1.30$$

$$C_2 = \frac{60 \times 1.00 + 60 \times 0.67 + 40 \times (-1.27)}{60 \times 1.00^2 + 60 \times 0.67^2 + 40 \times 1.27^2} = 0.326$$

$$C_3 = \frac{60 \times 1.00 + 60 \times (-0.95) + 40 \times 0.52}{60 \times 1.00^2 + 60 \times 0.95^2 + 40 \times 0.52^2} = 0.191$$

En la figura 2.4.17 se presenta esquemáticamente la contribución de cada uno de los modos al desplazamiento relativo entre

el primer nivel y el terreno (el cual es proporcional a la fuerza cortante en el primer entrepiso). Cada una de estas contribuciones constituye uno de los sumandos.

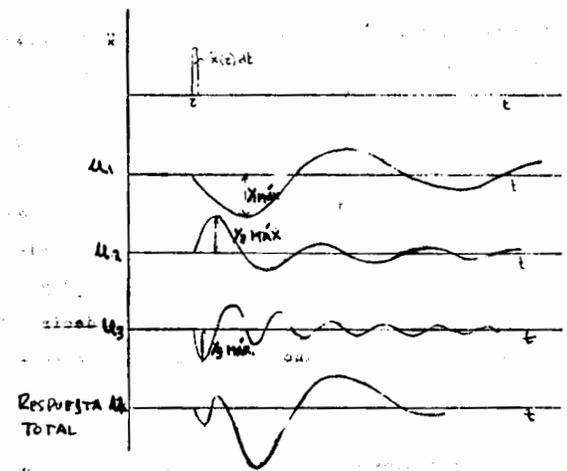


Fig. 2.4.17 Respuesta de cada modo a un impulso concentrado del movimiento del terreno.

Cada una es una vibración libre amortiguada y cada una alcanza su máximo en un instante distinto. La superposición de las tres curvas da lugar a una función irregular, en la cual puede resultar difícil identificar a primera vista las

frecuencias naturales de cada una de las componentes de la respuesta.

2.4.17 RESPUESTA DE ESTRUCTURAS.

Como se ha mencionado, el desplazamiento de una masa cualquiera "i" en un tiempo "t" se puede expresar como:

$$u_i(t) = \sum_j C_j u_{ij} S_D(t_j)$$

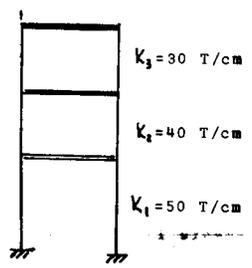
El máximo valor absoluto del m-ésimo sumando de esta ecuación es  $C_m \cdot u_{im} \cdot S(t_m)$ , y ocurre en el instante  $t_m$ . La máxima contribución k-ésimo sumando vale  $C_k \cdot u_{ik} \cdot S_D(t_k)$  y ocurre en el instante  $t_k$ . En general,  $t_m \neq t_k$ , es decir los máximos absolutos de cada uno de los modos no ocurrirán simultáneamente. Si así fuera el máximo valor absoluto de  $u_i$  se obtendría simplemente como  $\sum_i u_{ij}$ . Como no es así y basados en estudios de teoría de probabilidades, se recomienda estimar dicho máximo como:  $(\sum_i u_{ij}^2)^{1/2}$ . La misma conclusión es aplicable a cualquier respuesta o elemento mecánico R, que sea proporcional a los desplazamientos o deformaciones.

Resumiendo lo anterior, en estructuras de varios grados de libertad, el valor de diseño que se adopte para un elemento mecánico puede obtenerse como  $(\sum R_j^2)^{1/2}$ , siendo  $R_j$  el máximo valor absoluto que dicho elemento mecánico alcanza

durante el temblor de diseño, debido a la contribución del modo j. Dicha contribución,  $R_j$  se calcula como  $C_j \cdot \eta_j \cdot S_D(t_j)$ , en donde  $S_D(t_j)$  es la ordenada del espectro de desplazamientos para el periodo del j-ésimo modo,  $\eta_j$  es el elemento mecánico de interés cuando se toma el modo a una escala arbitraria, y  $C_j$  es el factor de participación que corresponde a la misma escala.

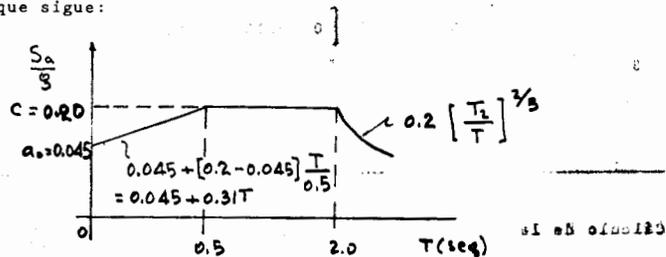
Aplicación.

Considérese la estructura de la figura 2.4.16 y calcúlense las fuerzas cortantes dinámicas para diseño de cada uno de sus entrepisos. A continuación se muestra la secuela de cálculo para dicho problema, incluyendo un espectro especificado de diseño, el cual se supone corresponde al amortiguamiento que posee la estructura en cuestión.



	M O D O S		
	1	2	3
$T_j$	0.48 seg	0.189 seg	0.137 seg
$C_j$	1.30	0.326	0.191
$X_{1j}$	0.39	1.00	1.00
$X_{2j}$	0.76	0.67	-0.95
$X_{3j}$	1.00	-1.27	0.52

Si se supone que la construcción corresponde al grupo B con estructuración tipo 1, ductilidad  $Q = 4$  y localizada en la zona de transición, el espectro de diseño, es el que sigue:

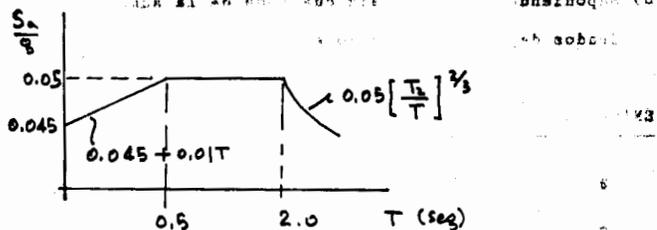


Estas ordenadas hay que dividir las por concepto de ductilidad, por los siguientes factores:

$$Q' = Q \quad \text{si } T > T_1$$

$$Q' = 1 + [Q - 1] \frac{T}{T_1} \quad \text{si } T \leq T_1$$

El espectro de diseño reducido es el siguiente:



Ordenadas espectrales para cada periodo

T	$S_A = w_j^2 S_D(t_j)$
0.48 seg	48.9 cm/seg <sup>2</sup>
0.189 "	46.0 "
0.137 "	45.5 "

Cálculo del desplazamiento máximo de cada masa en cada modo a partir de la expresión

$$u_{ij} = C_j X_{ij} S_D(t_j) = C_j X_{ij} \frac{S_A(t_j)}{w^2} = C_j X_{ij} \frac{S_A(t_j)}{\left(\frac{2\pi}{T_j}\right)^2} = C_j X_{ij} S_A(t_j) \frac{(T_j)^2}{4\pi^2}$$

$$u_{11} = 1.30 \times 0.39 \times 48.9 \times \frac{(0.48)^2}{(2\pi)^2} = 0.145$$

$$u_{21} = 1.30 \times 0.76 \times 48.9 \times \frac{(0.48)^2}{(2\pi)^2} = 0.282$$

$$u_{31} = 1.30 \times 1.00 \times 48.9 \times \frac{(0.48)^2}{(2\pi)^2} = 0.371$$

$$u_{12} = 0.326 \times 1.00 \times 46.0 \times \frac{(0.189)^2}{(2\pi)^2} = 0.0136$$

$$u_{22} = 0.326 \times 0.67 \times 46.0 \times \frac{(0.189)^2}{(2\pi)^2} = 0.0091$$

$$u_{32} = 0.326 \times (-1.27) \times 46.0 \times \frac{(0.189)^2}{(2\pi)^2} = -0.0172$$

$$u_{13} = 0.191 \times 1.00 \times 45.5 \times \frac{(0.137)^2}{(2\pi)^2} = 0.00413$$

$$u_{23} = 0.191 \times (-0.95) \times 45.5 \times \frac{(0.137)^2}{(2\pi)^2} = -0.00392$$

$$u_{33} = 0.191 \times (0.52) \times 45.5 \times \frac{(0.137)^2}{(2\pi)^2} = 0.00215$$

Los desplazamientos reales de la estructura se obtienen multiplicando los valores anteriores por el factor de ductilidad Q. Las fuerzas cortantes sísmicas en cada entrepiso se calculan a partir de los valores anteriores multiplicando la rigidez de entrepiso por el desplazamiento relativo de los dos niveles que lo limitan:

MODO	ENTREPISO	CORTANTE (Ton)
1	3	$[0.371 - 0.282] \times 30 = 2.67$
	2	$[0.282 - 0.145] \times 40 = 5.48$
	1	$0.145 \times 50 = 7.25$
2	3	$[0.0172 + 0.0091] \times 30 = 0.79$
	2	$[0.0091 - 0.0136] \times 40 = 0.18$
	1	$0.0136 \times 50 = 0.68$

MODO	ENTREPISO	CORTANTE (Ton)
3	3	$[0.00215 + 0.00392] \times 30 = 0.18$
	2	$[0.00392 + 0.00413] \times 40 = 0.32$
	1	$0.00413 \times 50 = 0.21$

Cálculo de las fuerzas cortantes de diseño:

a) Superponiendo según la suma de valores absolutos de los modos.

ENTREPISO	FUERZA CORTANTE
3	$2.67 + 0.79 + 0.18 = 3.64 \text{ Ton.}$
2	$5.48 + 0.18 + 0.32 = 5.98 \text{ "}$
1	$7.25 + 0.68 + 0.21 = 8.14 \text{ "}$

b) Suponiendo según la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de las contribuciones modales.

ENTREPISO	FUERZA CORTANTE
3	$(2.67^2 + 0.79^2 + 0.18^2)^{1/2} = 2.79 \text{ Ton.}$
2	$(5.48^2 + 0.18^2 + 0.32^2)^{1/2} = 5.49 \text{ Ton.}$
1	$(7.25^2 + 0.68^2 + 0.21^2)^{1/2} = 7.28 \text{ Ton.}$

## 2.4.18 CRITERIOS DE ANALISIS.

Todas las estructuras se analizarán, suponiendo que el sismo actúa según dos direcciones ortogonales, que deben coincidir con las de los marcos principales. Aquellas estructuras que tengan planta irregular pueden requerir análisis en otra dirección adicional. La estructura se diseñará para resistir las fuerzas por sismo, en cada una de las direcciones señaladas, por separado. En los elementos estructurales, las secciones críticas se dimensionarán para resistir la suma vectorial de los efectos gravitacionales, los de una componente del movimiento sísmico y 0.3 de los de la otra componente.

En estructuras con altura superior a 60 m es necesario el empleo del análisis dinámico ya descrito. El Reglamento de Construcciones permite despreciar aquellos modos naturales con período menor de 0.4 seg pero en ningún caso podrán considerarse menos de 3 modos. También se permite despreciar el efecto dinámico torsional que resulte de excentricidades calculadas estáticamente.

Para estructuras con alturas inferiores a los 60 m se podrá aplicar el método estático de análisis sísmico que se describirá posteriormente.

El método simplificado de análisis sísmico es aplicable a construcciones del tipo 1 que cumplan con las siguientes restricciones:

1) Que en cada planta al menos el 75% de las cargas verti-

cales sea soportada por muros ligados entre sí mediante losa corrida.

2) Que existan al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20°, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por menos 50% de la dimensión del edificio medida en la dirección de dichos muros. Los muros deben ser de concreto, mampostería de piezas macizas o huecas que satisfagan las Normas Técnicas del D.D.F.

3) Que la relación de largo a ancho de la planta del edificio no sea mayor que 2 a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación de largo a ancho satisfaga esta restricción.

4) La relación de altura a dimensión mínima de la base no debe exceder de 1.5 m y la altura del edificio no debe ser mayor de 13 m.

Según este procedimiento, la resistencia de cada elemento a la fuerza sísmica, se supone proporcional a la resistencia al corte de dicho elemento, de acuerdo con los esfuerzos permisibles correspondientes a los materiales de los muros. Se hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones, momentos de volteo y únicamente se consideran las fuerzas cortantes, en cada piso. En el caso de muros cuya relación de altura entre pisos,  $h$ , a longitud  $L$ , exceda 1.33 el esfuerzo admisible se reducirá afectándolo del coeficiente  $(1.33 L/h)^2$ .

Para emplear el método simplificado de análisis, se recomiendan los siguientes coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad.

ZONA	MURO DE PIEZAS MACIZAS			MURO DE PIEZAS HUECAS		
	ALTURA DE LA CONSTRUCCION			ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	MENOR DE 4m.	4 < H < 7 m.	7 < H < 13 m.	H < 4 m.	4m < H < 7m	7m < H < 13m
I	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

#### 2.4.21 ANALISIS ESTATICO.

El análisis dinámico descrito antes puede ser demasiado complicado para determinado tipo de estructuras, en las que no se justifique un análisis de esta naturaleza. Un criterio simplificado de análisis es el llamado análisis estático; se ha partido de una comparación de las resistencias requeridas por diversas estructuras, ante la presencia de fuerzas horizontales

\* Una exposición más detallada se encuentra en "Diseño Sísmico de Edificios", por Rosenblueth y L. Esteva.

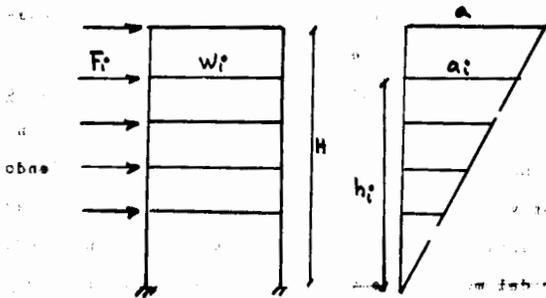
y con objeto de que su comportamiento sea adecuado en relación con sismos de diversa intensidad. Mediante la observación del comportamiento de distintas estructuras se ha llegado a proponer una distribución de fuerzas laterales tal que su efecto en cada piso es aproximadamente equivalente a los efectos dinámicos de un sismo.

Las fuerzas equivalentes consideradas en un análisis estático no tienen relación directa con el comportamiento de la estructura ante un sismo. El objeto que se persigue, es el de obtener una estructura con determinada resistencia lateral, capaz de resistir un movimiento sísmico sin sufrir daños estructurales importantes. Es un diseño conservador para edificios regulares sin cambios bruscos en la distribución de masas, rigideces, etc. Da una distribución adecuada de cortantes en el caso de estructuras en las que la contribución del modo fundamental de vibración representa un porcentaje elevado de la respuesta máxima de todos los pisos.

En el análisis estático, para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en los puntos en los que se suponen concentradas las masas de la estructura. Cada una de las fuerzas se obtiene con el producto del peso de la masa correspondiente, por un coeficiente que varía linealmente desde un valor nulo en la base o nivel a partir del cual las deformaciones de la estructura puedan ser apreciables, hasta un máximo en el extremo superior, de

tal modo que la relación  $V/W$  en la base sea igual a " $C/Q$ " pero no menor que " $a_0$ ".

Vamos a suponer una estructura de varios niveles a la que vamos a aplicar el criterio de análisis sísmico estático.



La fuerza aplicada en un piso cualquiera i, es

$$F_i = W_i \cdot a_i = W_i \cdot \frac{h_i}{H} a$$

La fuerza cortante en la base es

$$V = \sum_{i=1}^n F_i = a \sum_{i=1}^n W_i \frac{h_i}{H}$$

$$V = \frac{C}{Q} W$$

en donde

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Igualando

$$V = \frac{a}{H} \sum_{i=1}^n W_i h_i$$

$$\frac{a}{H} = V \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V$$

El Reglamento de construcciones permite reducciones en el valor de la fuerza cortante calculada por este procedimiento, si se toma en cuenta el valor aproximado del período fundamental de la estructura. Para ello se propone calcular el período de vibración T, de la siguiente manera"

$$T = 6.3 \left[ \frac{1}{g} \frac{W_i X_i^2}{P_i X_i} \right]^{1/2}$$

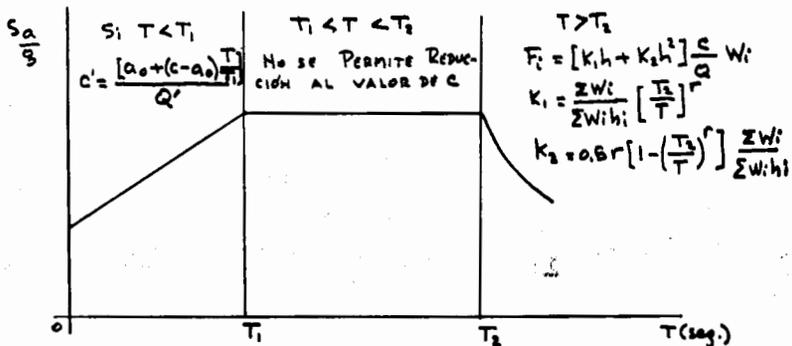
$W_i$  = Peso de la masa en el nivel "i"

$P_i$  = Fuerza que actúa en el nivel "i" según el método estático.

$X_i$  = Desplazamiento de la masa " $W_i$ " producido por el sistema  $P_i$ .

Una vez calculado el valor de T y según su situación en el espectro de diseño, se aplicarán diversos coeficientes para

calcular las fuerzas por sismo aplicadas en la estructura.



Para el cálculo de las deformaciones de la estructura no deben reducirse los coeficientes sísmicos, por concepto de ductilidad.

A fin de tomar en cuenta problemas de amplificación dinámica concentrada, se pide que la estabilidad de tanques o cualquier elemento cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, anuncios, parapetos, tinacos, etc., se verifique suponiendo que están sometidos a una aceleración que le correspondería si se apoyara directamente sobre el suelo, multiplicada por:

$$\frac{c' + a_0}{a_0}$$

en donde  $c'$  es el factor por el que se multiplican los

pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valen las fuerzas laterales por sismo.

Momento de volteo.

Es necesario revisar las condiciones de estabilidad en que se encuentra una estructura y tomar las provisiones necesarias en lo referente al volteo de la misma debido a las fuerzas sísmicas. En este análisis, se supone que la estructura está empotrada en el suelo mientras que está libre en el otro extremo a semejanza de una viga en volado. Teniendo en cuenta los valores conservadores de las fuerzas sísmicas contenidas a partir del método estático, es conveniente reducir el valor del momento de volteo obtenido a partir de estas fuerzas. El Reglamento permite, reducir el momento de volteo calculado, multiplicándolo por el coeficiente  $(0.8 + 0.2Z)$ , siendo  $Z = \frac{h_i}{H_{total}}$ , pero no debe ser menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel que se analiza por la distancia al centro de gravedad de las masas que se hallan arriba del nivel considerado.

Excentricidad.

En general en un nivel cualquiera, no coincidirá la resultante de las fuerzas producidas por el sismo con la resultante de las fuerzas resistentes del entrepiso. La fuerza sísmica actúa en el centro de gravedad de las masas de cada piso mientras que la fuerza resistente pasa por el centro de tor-

sión o centroide de rigidez de los elementos resistentes en el sentido del sismo. Esto produce un par de torsión de magnitud igual al producto de la fuerza cortante por su distancia al centro de torsión o punto por el que debe pasar la fuerza sísmica con objeto de que el movimiento relativo entre dos niveles, sea de traslación exclusivamente. El centro de torsión se puede definir por medio de las siguientes expresiones:

$$\bar{X}_{CT} = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}}$$

$$\bar{Y}_{CT} = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}}$$



$R_{iy}$  = Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso, orientados según el eje Y.

$R_{ix}$  = Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso, orientado según el eje X.

La excentricidad de diseño que especifica el reglamento se define como:

$$(e_{diseño})_1 = 1.5 e_{calculada} + 0.1 L$$

$$(e_{diseño})_2 = e_{calculada} - 0.1 L$$

L = Máxima dimensión del piso medida en la dirección normal a la fuerza por sismo.

Se analizará con el valor de la excentricidad de diseño que produzca efectos más desfavorables, en cada uno de los elementos resistentes que forman la estructura.

**PENDULOS INVERTIDOS.**

Por péndulo invertido se entiende una estructura en la que el 50% o más de su masa se encuentre en el extremo superior y tenga una columna en la dirección que se analiza. Se diseñarán por carga vertical, fuerza lateral por sismo y se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociados al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección del análisis y que pasa por el punto de unión entre la masa y la columna. Estas aceleraciones son equivalentes a un par aplicado en el extremo superior de la columna y cuyo valor es

$$M = 1.5 V r_o^2 \frac{A}{X}$$

V = Fuerza cortante aplicada en la masa.

$r_o$  = radio de giro de la masa con respecto al eje especificado.

A = giro del extremo superior de la columna por la acción de la fuerza horizontal.

X = desplazamiento lateral del extremo de la columna.

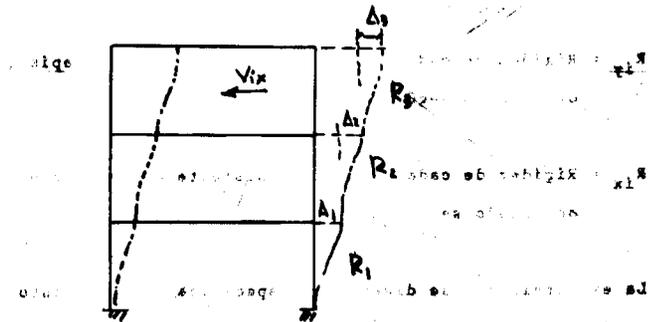
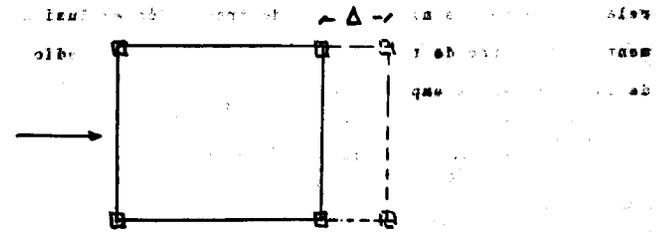
2.4.20 DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA.

Una vez obtenida la fuerza cortante en cada entrepiso, es necesario distribuirla entre los elementos resistentes que forman parte de la estructura en el sentido en que actúa la fuerza sísmica. Esta distribución se hace proporcionalmente a la rigidez de entrepiso de los marcos y demás elementos resistentes.

Por rigidez de entrepiso de una estructura se entiende la relación entre la fuerza cortante que actúa en dicho entrepiso y la deformación que sufre. Este valor no es independiente del sistema de fuerzas, por lo que su determinación no es fácil. Una forma de proceder es por medio de aproximaciones sucesivas, suponiendo una distribución inicial, determinando fuerzas cortantes y deformaciones y a partir de estos valores calcular de nuevo la rigidez de cada entrepiso. En marcos ordinarios de edificios, las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadoras, tales como las fórmulas de Wilbur, son satisfactorias. En el caso de ciertos marcos, muros, contravientos, es indispensable tener en cuenta la variación de la rigidez con la carga.

La fuerza cortante por sismo aplicada en cada uno de los elementos resistentes se obtiene como la suma de la fuerza cortante directa y la que le corresponde al considerar los efectos producidos por el par de torsión.

Para distribuir la fuerza cortante directa entre cada uno de los marcos orientados en la misma dirección, se supone que todos ellos se desplazan la misma magnitud, debido a la rigidez de la losa de entrepiso que los liga.



La fuerza resistente que se desarrolla en el entrepiso de un marco es proporcional a la rigidez lateral del mismo

$$V_{ix} = R_{ix} \Delta_i$$

La suma de las fuerzas cortantes que se desarrollan en todos

los marcos y en el mismo entrepiso, es igual a la fuerza cortante externa.

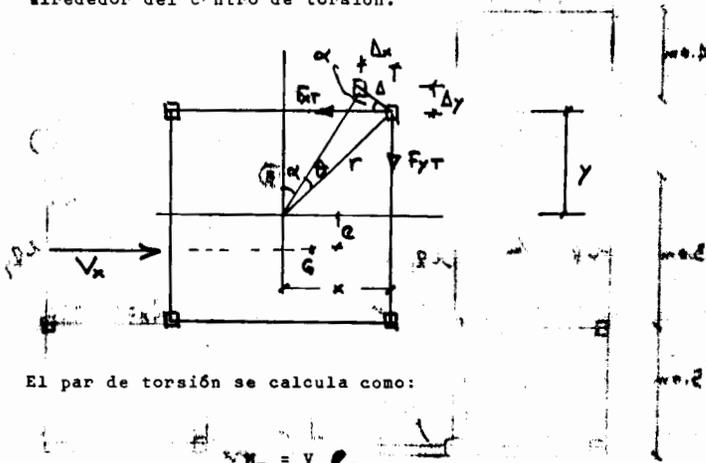
$$V_x = \sum V_{ix} = \sum R_{ix} = \sum R_{ix}$$

$$V_{ix} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_x$$

Por lo tanto la fuerza cortante directa en un entrepiso y en cada marco es para cada dirección

$$V_{ix} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_x$$

Para obtener la fuerza cortante por torsión, se supone que todos los marcos resistentes giran el mismo ángulo  $\theta$ , alrededor del centro de torsión.



El par de torsión se calcula como:

$$M_T = V_x e_D$$

en donde  $e_D$  es la excentricidad de diseño.

Las fuerzas cortantes por torsión que se desarrollan en los elementos resistentes son:

$$F_{xT} = R_{ix} \Delta_x$$

$$F_{yT} = R_{iy} \Delta_y$$

Al aceptar que los desplazamientos son muy pequeños, las ecuaciones anteriores se reducen a:

$$F_{xT} = R_{ix} \Delta \cos \alpha = R_{ix} \Delta \frac{y}{r}$$

$$F_{yT} = R_{iy} \Delta \sin \alpha = R_{iy} \Delta \frac{x}{r}$$

pero  $\Delta = r \theta$

por lo tanto

$$F_{xT} = R_{ix} \theta y$$

$$F_{yT} = R_{iy} \theta x$$

El momento de cada una de las fuerzas resistentes con respecto al centro de torsión es:

$$M_{Fx} = F_{xT} y = R_{ix} \theta y^2$$

$$M_{Fy} = F_{yT} x = R_{iy} \theta x^2$$

Para que haya equilibrio es necesario que el momento de torsión externo sea igual a la suma de momentos con respecto al centro de torsión, de todas las fuerzas internas.

$$M_T = \sum R_{ix} \theta \cdot y^2 + \sum R_{iy} \theta \cdot x^2$$

$$\theta \left[ \sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2 \right]$$

$$\theta = \frac{M_T}{\sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2}$$

Por lo tanto la fuerza cortante por torsión en un marco será para los marcos orientados en la dirección X

$$F_{xT} = R_{ix} y \theta = \frac{M_T}{\sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2} R_{ix} y$$

y para los marcos orientados en la dirección Y

$$F_{yT} = \frac{M_T}{\sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2} R_{iy} x$$

x, y = Coordenadas, con respecto al centro de torsión del elemento resistente que se analiza.

M<sub>T</sub> = Par de torsión de diseño en la dirección que se está analizando.

Por superposición de los dos valores anteriores se obtiene la fuerza cortante en un marco paralelo al eje X

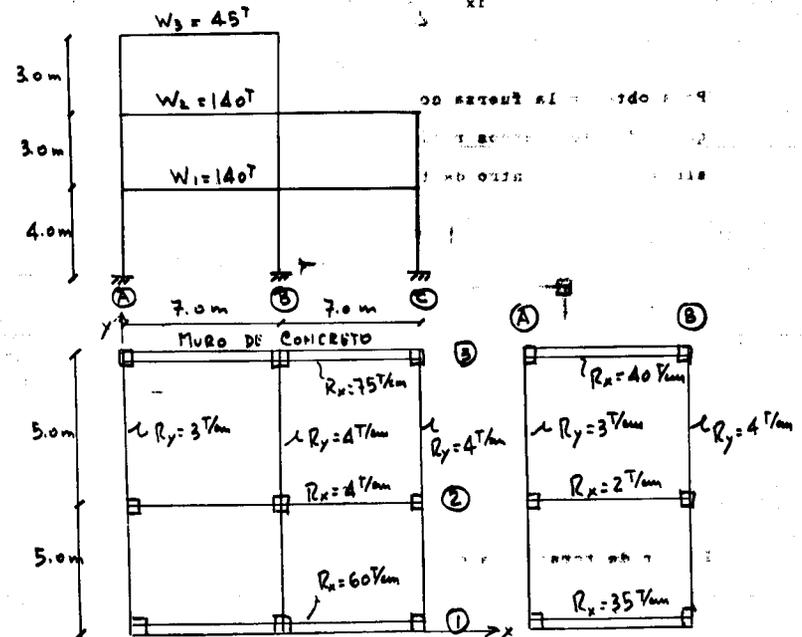
$$V_{ix} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_x + \frac{R_{ix} y_{iT}}{\sum [R_{ix} y_{iT}^2 + R_{iy} x_{iT}^2]} M_{Tx}$$

y para un marco paralelo al eje Y

$$V_{iy} = \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} V_y + \frac{\sum R_{iy} y_{iT}}{\sum [R_{ix} y_{iT}^2 + R_{iy} x_{iT}^2]} M_{Ty}$$

Ejemplo explicativo.

A continuación se calcularán las fuerzas cortantes sísmicas en cada uno de los elementos resistentes de la estructura de la figura, utilizando el método estático. Se supondrá que se trata de una construcción del grupo B, con estructuraciones tipo 1 localizada en un terreno que corresponde a la zona de alta compresibilidad.



Planta 1a. y 2a.

Planta 3a.

En la planta se indican las rigideces de entrepiso de cada uno de los elementos resistentes.

Por su estructuración la construcción pertenece al tipo 1, en ambas direcciones.

Los valores de los coeficientes sísmicos que corresponden son:



Tipo de Estructuración	Caso	Coefficiente sísmico "C"	Coefficiente de Ductilidad "Q"	a <sub>0</sub>	Observaciones
------------------------	------	--------------------------	--------------------------------	----------------	---------------

Dirección	Caso	Coefficiente sísmico "C"	Coefficiente de Ductilidad "Q"	a <sub>0</sub>	Observaciones
Dirección X	1	0.24	4.0	0.06	Cumple con las condiciones de ductilidad
Dirección Y	1	0.24	4.0	0.06	Cumple con las condiciones de ductilidad

En cada uno de los pisos se calcularán los centroides de las cargas de cada entrepiso que bajan las columnas. Por estos puntos pasarán las fuerzas concentradas debidas a sismo. Con fines prácticos se supondrá que ya han sido calculados y que sus valores son los siguientes:

NIVEL	X	Y
3	3.5 m	5.0 m
2	6.2 m	4.5 m
1	6.2 m	4.5 m

La relación  $\frac{V}{W}$  en la base debe ser igual a  $\frac{C}{Q}$  pero no menor que a<sub>0</sub>. En este caso:

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.24}{4} = 0.06 = a_0$$

V<sub>base</sub> = C W = 0.06 X 325 = 19.50 Ton en ambas direcciones.

**G-813137**

A continuación se calculará la fuerza cortante en cada entrepiso según el método estático. Se calculará también la deformación en cada nivel suponiendo que se trata de un edificio que se idealiza como una viga de cortante. Así, se puede suponer que el desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan un entrepiso se obtiene dividiendo la fuerza cortante en el entrepiso entre la rigidez lateral del mismo.

Nivel entrepiso	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (Ton)	w <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> (Ton)	V <sub>i</sub> (Ton)	Dirección	
						X (cm)	Y (cm)
3	10.0	45	450	4.40		0.27	3.44
3					4.40	0.03	0.40
2	7.0	140	980	9.60		0.24	3.04
2					14.00	0.10	1.27
1	4.0	140	560	5.50		0.14	1.77
1					19.50	0.14	1.77
		325	1990				

En el análisis sísmico estático, el Reglamento del D.F. permite reducir las fuerzas cortantes obtenidas, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental

de vibración de la estructura. El citado Reglamento propone la siguiente fórmula:

$$T = 6.3 \left[ \frac{1}{g} \frac{W_i X_i^2}{F_i X_i} \right]^{1/2}$$

Sustituyendo valores en cada una de las direcciones:

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$W_i X_i^2 = 45 \times 0.27^2 + 140 \times 0.24^2 + 140 \times 0.14^2 = 14.08$$

$$F_i X_i = 4.4 \times 0.27 + 9.60 \times 0.24 + 5.5 \times 0.14 = 4.26$$

$$W_i Y_i^2 = 45 \times 3.44^2 + 140 \times 3.04^2 + 140 \times 1.77^2 = 2264.94$$

$$F_i Y_i = 4.4 \times 3.44 + 9.6 \times 3.04 + 5.5 \times 0.14 = 45.09$$

$$T_X = 6.3 \left[ \frac{14.08}{981 \times 4.26} \right]^{1/2} = 0.37 \text{ seg.}$$

$$T_Y = 6.3 \left[ \frac{2264.94}{981 \times 45.09} \right]^{1/2} = 1.43 \text{ seg.}$$

En el primer caso el coeficiente de reducción es:

$$C_x = \frac{a_o + (c-a_o) \frac{T}{T_1}}{Q'} = \frac{0.06 + (0.24-0.06) \frac{0.37}{0.80}}{1 + (4-1) \frac{0.37}{0.80}} = 0.06$$

que es el valor que se había considerado. En el segundo caso no hay reducción de "C" por ser  $T_2 > T_y > T_1$ . Por lo tanto no se permite la reducción del coeficiente sísmico en ninguna de las dos direcciones.

Las fuerzas sísmicas obtenidas, pasan por los centroides de cargas de cada entrepiso, que son datos del problema.

En cada entrepiso la fuerza cortante (V) se obtiene como la suma de fuerzas sísmicas aplicadas en los niveles arriba del entrepiso que se analiza. Al variar la magnitud y posición de cada fuerza en cada nivel, también variará la posición de la fuerza cortante.

Par calcular la posición de la fuerza cortante se tomarán momentos de las fuerzas con respecto a los ejes y a partir de este valor se obtendrá la posición de la resultante o fuerza cortante. Este procedimiento se lleva a cabo en la siguiente tabla:

NIVEL	ENTRE PISO	F <sub>ix</sub>	F <sub>iy</sub>	POSICION DE F <sub>i</sub>		F. CORTANTE		POSICION DE LA F. CORTANTE							
				$\bar{X}$	$\bar{Y}$	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	F <sub>ix</sub> Y	F <sub>ix</sub> Y	F <sub>iy</sub> $\bar{X}$	F <sub>iy</sub> $\bar{X}$	$\bar{X}_v$	$\bar{Y}_v$		
3	3	4.40	4.40	3.50	5.00			22.00		15.40					
2	2	9.60	9.60	6.20	4.50	4.40	4.40	43.20	22.00	59.52	15.40	3.50	5.0		
1	1	5.50	5.50	6.20	4.50	14.00	14.00	24.75	65.20	34.10	74.92	5.35	4.66		
						19.50	19.50	89.95			109.02	5.59	4.61		

Conociendo la magnitud y posición de la fuerza cortante en cada entrepiso, se procede a distribuirla entre los marcos resistentes.

Distribución de la fuerza cortante por sismo entre los elementos resistentes del entrepiso 2.

Sentido X-X

(1)	(2)	(3)	(4)	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE $V_x$			EFECTOS DE $V_y$
				$R_{ix} Y_i$	$Y_{iT}$	$R_{ix} Y_{CT}$	$R_{ix} Y_{CT}^2$	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1	60	0	0	-5.54	-332.40	1840.0	6.04	3.07	9.11	6.41
2	4	5.0	20.0	-0.54	- 2.16	1.2	0.41	0.02	0.43	0.04
3	75	10.0	750.0	4.46	334.56	1490.0	7.55	0.16	0.57	6.46
	139		770.0		0	3331.2	14.00			

A partir de las columnas (4) y (2) se calcula la posición del centro de torsión y la excentricidad con respecto a éste, del centroide i del cortante.

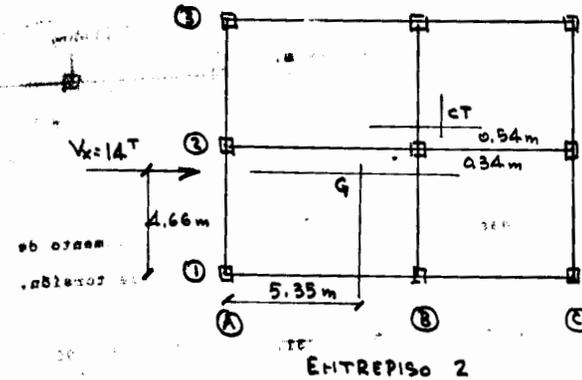
$$\bar{Y}_{CT} = \frac{770}{139} = 5.54 \text{ m}$$

$$e_{calc.} = 5.54 - 4.66 = 0.88 \text{ m}$$

$$[e_{diseño}]_1 = 1.5 e_{calc.} + 0.1L = 1.5 \times 0.88 + 0.1 \times 10 = 2.32 \text{ m}$$

$$[e_{diseño}]_2 = e_{calc.} - 0.1L = 0.88 - 1.0 = -0.12 \text{ m}$$

En este caso el signo negativo indica que la fuerza cortante pasa al lado contrario del centro de torsión y por lo tanto se han de sumar el esfuerzo directo y el esfuerzo por torsión.



Sentido Y-Y

EJE	$R_{iy}$	$X_i$	$R_{iy} X_i$	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE $V_y$			EFECTOS DE $V_x$
				$X_{CT}$	$R_{iy} X_{CT}$	$R_{iy} X_{CT}^2$	DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
A	3	0	0	-7.64	-22.92	68.76	3.82	0.44	4.26	0.21
B	4	7	28	-0.64	- 2.56	10.24	5.09	0.05	5.14	0.02
C	4	14	56	6.36	25.44	101.76	5.09	0.09	5.00	0.24
	11		84			180.76	14.0			

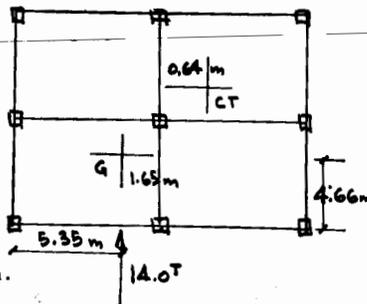
$$\bar{X}_{CT} = \frac{84}{11} = 7.64$$

$$e_{calc.} = 7.64 - 5.35 = 2.29 \text{ m.}$$

$$[e_{diseño}]_1 = 1.5 e_{calc.} + 0.1L =$$

$$= 1.5 \times 2.29 + 0.1 \times 14 = 4.84 \text{ m.}$$

$$[e_{diseño}]_2 = e_{calc.} - 0.1L = 2.29 - 1.40 = 0.89 \text{ m.}$$



Las columnas (6) y (7) permiten calcular el momento de inercia polar que se utiliza en la fórmula de torsión.

$$R_{ix} Y_{CT}^2 + R_{iy} X_{CT}^2 = 3331.2 + 180.76 = 3511.96$$

Las columnas de la (8) a la (11) contienen los valores de la fuerza cortante en los elementos resistentes que son el resultado de aplicar las fórmulas:

$$F_x = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} 81.5 + \frac{R_{ix} Y_{CT}}{\sum [R_{ix} Y_{CT}^2 + R_{iy} X_{CT}^2]} M_T$$

$$F_y = \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} 55.8 + \frac{R_{iy} X_{CT}}{\sum [R_{ix} Y_{CT}^2 + R_{iy} X_{CT}^2]} M_T$$

82

Los momentos de torsión que se utilizarán para obtener la fuerza cortante por torsión en cada marco son:

EJE	EXCENTRIC. DESFAVORABLE		MOMENTO DE TORSION	
	$1.5 e_{calc.} + e_{acc.}$	$e_{calc.} - e_{acc.}$	Por $V_x$	Por $V_y$
1	2.32 m	—	32.48 T-m	67.76 T-m
2	2.32 m	—	32.48 T-m	67.76 T-m
3	—	-0.12 m	-1.68 T-m	67.76 T-m
A	4.84	—	32.48 T-m	67.76 T-m
B	4.84	—	32.48 T-m	67.76 T-m
C	—	0.89 m	32.48 T-m	12.46 T-m

De la misma manera se procede para obtener la fuerza cortante en los otros entrepisos.

3er. Entrepiso.

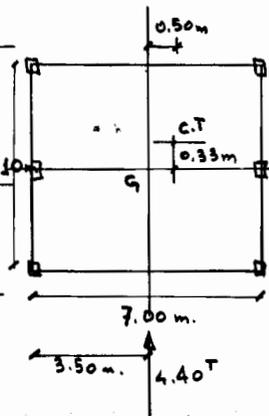
EJE	Sentido X-X			Sentido Y-Y			
	EFECTOS DE $V_x$			EFECTOS DE $V_y$			
	DIRECTO	TORSION	TOTAL	EJE	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1	2.00	0.35	2.35	A	1.89	0.02	1.91
2	0.12		0.12	B	2.51		2.51
3	2.28	0.16	2.44				
	4.40				4.40		

Estos valores se han obtenido a partir de la siguiente tabla de momentos de torsión y previo cálculo del centro de torsión CT(4.0, 5.33)

88

MOMENTOS DE TORSION

EXC. DESFAVORABLE		MOM. DE TORSION	
EJE	$1.5e_{calc.} + e_{acc.}$	$e_{calc.} - e_{acc.}$	
1	$1.5 \times 0.33 + 1.0 = 1.50$	—	6.60 6.38
2	1.50	—	6.60 6.38
3	—	$0.33 - 1.0 = -0.67$	-2.95 6.38
A	$1.5 \times 0.50 + 0.7 = 1.45$	—	6.60 6.38
B	$0.5 - 0.7 = -0.2$	—	6.60 -0.88



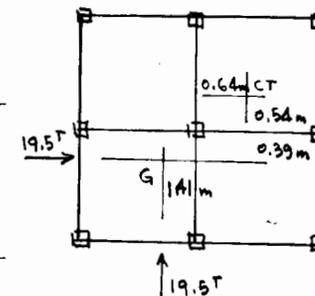
1er. ENTREPISO.

SENTIDO X-X				SENTIDO Y-Y			
EFECTOS DE $V_x$							
EJE	DIRECTO	TORSION	TOTAL	EJE	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1	8.42	4.43	12.85	A	5.32	0.57	5.89
2	0.56	0.03	0.59	B	7.09	0.06	7.15
3	10.52	0.13	10.65	C	7.09	0.09	7.00
	19.50				19.50		

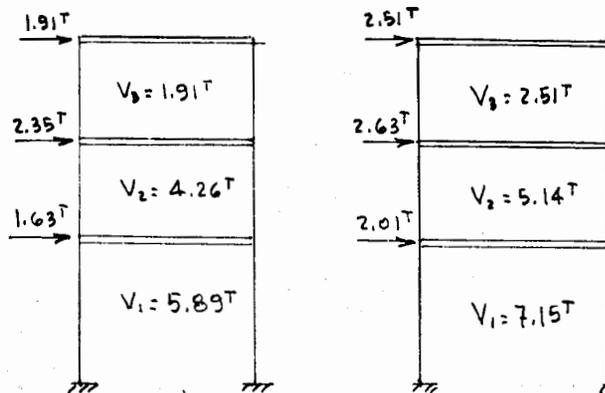
83

MOMENTOS DE TORSION

EJE	$1.5e_{calc} + e_{acc.}$	$e_{calc} - e_{acc.}$	$V_x$	$V_y$
1	$1.5 \times 0.93 + 1.0 = 2.40$	—	46.8	87.36
2	2.40	—	46.8	87.36
3	—	-0.07	1.37	87.36
A	$1.5 \times 2.05 + 1.4 = 4.48$	—	46.8	87.36
B	4.48	—	46.8	87.36
C	—	0.65	46.8	12.68



Los marcos se calcularán para los valores máximo de las fuerzas cortantes que se han obtenido. Así por ejemplo, para los marcos A y B las fuerzas por sismo son:



Del análisis de los marcos por sismo se obtendrán los siguientes valores:

a) Desplazamiento de la estructura debido a sismo. Los valores de las deformaciones obtenidas a partir de las fuerzas anteriores, habrá que multiplicarlos por la ductilidad Q.

b) Los elementos mecánicos, momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal.

#### 2.4.21 ANALISIS POR ESBELTEZ.

Algunas veces se requiere calcular los efectos por esbeltez o de segundo orden en estructuras sometidas a fuerzas laterales. Se entiende por análisis de segundo orden aquél que toma en cuenta la acción de las fuerzas exteriores sobre la estructura deformada.

El Reglamento de las Construcciones obliga a considerar efectos de segundo orden cuando

$$\frac{\text{Deformación total de un entrepiso}}{\text{Altura del entrepiso}} > 0.008 \frac{\text{Fuerza cortante en el entrepiso}}{\text{Fzas. gravitacionales arriba del entrepiso}}$$

Una forma de estimar los efectos de esbeltez (\*) consiste en multiplicar los desplazamientos de entrepiso y los momentos por cargas laterales que actúan en los extremos de las columnas por un factor de amplificación:

$$F.A. = \frac{1}{1 - 1.2 \frac{DW}{hV}}$$

D = Desplazamiento relativo de entrepiso

h = altura del entrepiso

W = carga gravitacional a nivel del entrepiso

V = Fuerza cortante en el entrepiso

Los momentos en los extremos de las trabes que concurren al nudo se incrementarán proporcionalmente a sus rigideces angulares, de tal manera que se satisfaga la condición de equilibrio en el nudo.

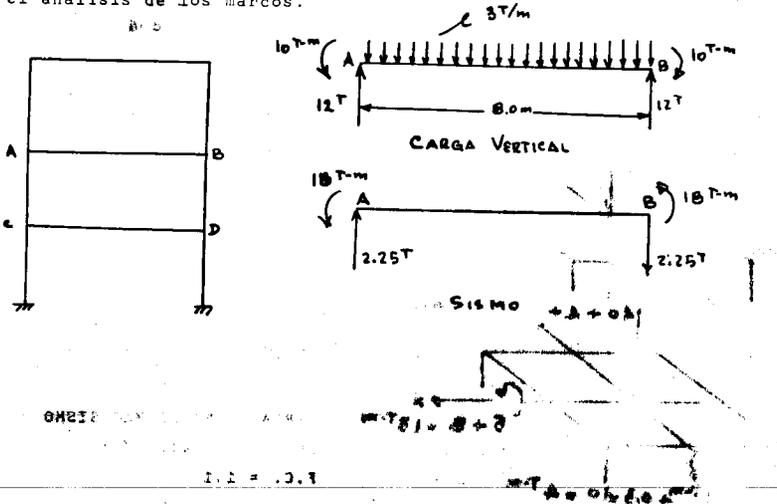
(\*) E. Rosenblueth - "Efectos de esbeltez en edificios".

2.4.22 DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

Los llamados marcos principales son los que resisten las fuerzas gravitacionales y accidentales, y las transmiten a la cimentación. Los elementos estructurales tales como trabes y columnas hay que dimensionarlos para resistir los elementos mecánicos que resultan de superponer los correspondientes a diferentes condiciones de carga. Los análisis por carga vertical y por sismo se realizan por separado ob-  
teniendo los diagramas de cada elemento mecánico. La razón de este proceso es que los factores de carga recomendables, son distintos para cada condición de carga.

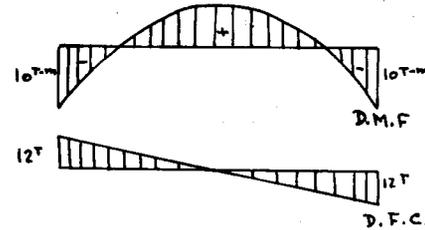
Aplicación a trabes principales.

Obtener los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante de la siguiente trabe que pertenece a un marco principal. Los momentos en los apoyos son los que se han obtenido en el análisis de los marcos.



Los diagramas de momento y fuerza cortante en cada caso son

CARGA VERTICAL



Factor de carga = 1.4  
Valores máximos:  
 $(M_u)_- = 1.4 \times 10 = 14 \text{ T-m}$   
 $(M_u)_+ = 1.4 \times 6 = 8.4 \text{ T-m}$

$V_u = 1.4 \times 12 = 16.8 \text{ T}$

POR SISMO omi

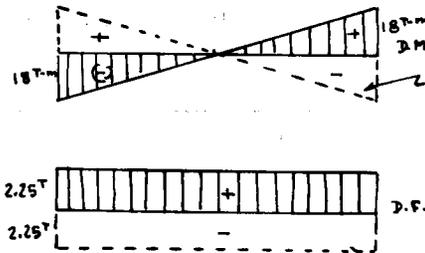
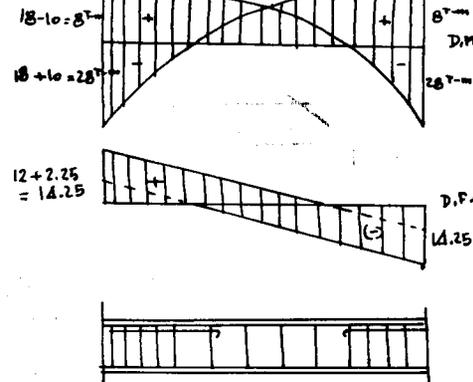


Diagrama correspondiente a un cambio de sentido de la fuerza sísmica.

CARGA VERTICAL MAS SISMO



Factor de carga = 1.1  
Valores máximos  
 $(M_u)_- = 1.1 \times 28 = 30.8 \text{ T-m}$   
 $(M_u)_+ = 1.1 \times 8 = 8.8 \text{ T-m}$

$V_u = 1.1 \times 14.25 = 15.5 \text{ T}$

En el punto A, los valores de los elementos mecánicos de diseño son:

$$(M_u)_- = 30.8 \text{ T-m}$$

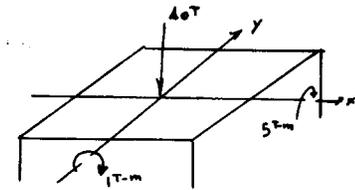
$$(M_u)_+ = 8.8 \text{ T-m}$$

$$V_u = 15.7 \text{ Ton.}$$

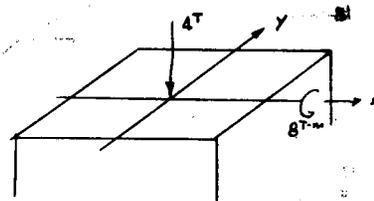
Tan importante como los valores máximos obtenidos, es la variación de los elementos mecánicos a lo largo de la trabe, para distribuir adecuadamente el refuerzo.

Ejemplo de columnas.

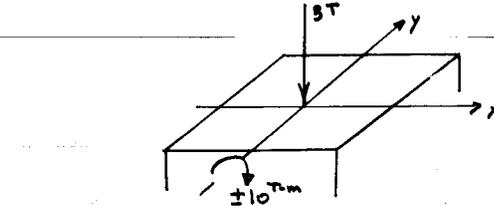
Como resultado del análisis de la estructura, bajo diferentes condiciones de carga, se obtienen los siguientes valores de los elementos mecánicos aplicados en la columna AC, de la misma estructura del caso anterior



CARGA VERTICAL



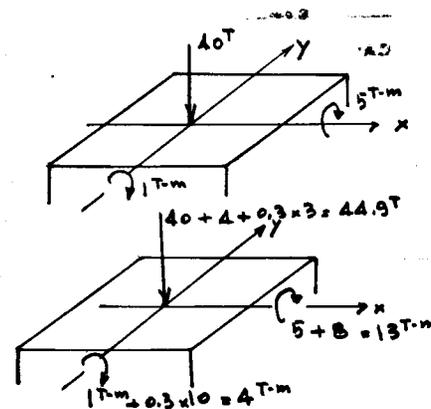
SISMO EN DIRECCION Y-Y



SISMO EN DIRECCION X-X

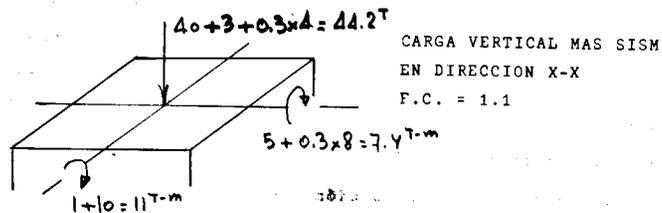
Los elementos mecánicos por sismo pueden cambiar de sentido, según la dirección en que actúen las fuerzas sísmicas. Se supone que los valores anteriores involucran los incrementos de momento por esbeltez.

El Reglamento recomienda que la estructura se diseñe sumando vectorialmente en cada sección crítica, los efectos producidos por las cargas gravitacionales, los de una componente del movimiento del terreno y 0.3 de los efectos producidos por la otra componente. Para el diseño se supondrá la condición más desfavorable de los siguientes:



CARGA VERTICAL  
F.C. = 1.4

CARGA VERTICAL MAS SISMO  
EN LA DIRECCION Y-Y  
F.C. = 1.1



#### 2.4.2 DESPLAZAMIENTOS.

El Reglamento limita los desplazamientos horizontales de la estructura y especifica que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos no excederá 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondiente, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados en forma tal que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En este último caso se modificará el valor anterior a 0.016 veces la diferencia de elevaciones.

Para evitar choques entre construcciones colindantes se debe dejar las holguras necesarias entre ellas.

Esta separación no será menor de:

- ZONA I - separación = 0.001 H + desplazamiento horizontal acumulado
- ZONA II - separación = 0.0015 H + desplazamiento horizontal acumulado
- ZONA III - separación = 0.002 H + desplazamiento horizontal acumulado

H = Altura de la estructura.

En caso de que se omita este cálculo, la separación será cuando menos de 0.006 H (Zona I), 0.007 H (Zona II) y 0.008 H (Zona III), pero nunca menor de 5 cm.

Estos desplazamientos se han calculado a partir de los coeficientes sísmicos especificados pero sin reducir por concepto de ductilidad.

No siempre será necesario respetar la holgura proveniente del cálculo. Dependiendo del costo de suministrarla y las consecuencias de choques entre los cuerpos o elementos en cuestión, podrá justificarse reducirla. Los choques entre cuerpos de un mismo edificio, cuyas losas se hallen a igual los niveles a ambos lados de una junta de dilatación, pueden provocar simples daños locales fáciles de reparar.

Esto es sobre todo cierto si se provee un empaque adecuado que amortigue los impactos, como madera blanda o ciertos tipos de hule resistentes al intemperismo, al igual que las guirnaldas que se usan como defensas de muelles y mallecones: o bien empaques como el cartón, si se trata de la holgura que debe dejarse entre la estructura y un elemento no estructural.

En otras ocasiones, como el caso de la holgura a dejar entre una columna y descanso de escalera, las consecuencias del impacto pueden ser sumamente serias. Allí procederá un criterio especialmente conservador al definir el juego necesario.

En ciertas condiciones podrán obtenerse ventajas de ligas, entre cuerpos de una estructura, que acoten la tensión máxima que puede transmitirse. Para tal fin pueden emplearse barras de acero de grado estructural que a la manera de los tirantes diagonales en tanques elevados metálicos, impidan deformaciones importantes ante sismos moderados y absorban energía plásticamente ante los más intensos, requiriendo ser sustituidos o apretados ocasionalmente.

Sin embargo, en la mayor parte de los casos en que se decida suministrar una liga en vez de una holgura, la liga debe proveer un anclaje franco y adecuado. De lo contrario se condena la construcción a sufrir daños en los puntos de liga insuficiente. Así sucede, por ejemplo, cuando un muro divisorio, que se supone colaborará con la estructura, queda no más que presentado sin un empaque y un anclaje efectivos: es seguro que en su perímetro se señalará la junta con la estructura y se dañarán los acabados y revestimientos aún con sismos de corta intensidad.

Este mismo principio se aplica al anclaje de revestimientos en fachadas. Se trata de detalles en los que el sobre diseño exagerado raras veces será objetable.

Generalmente la ubicación de juntas entre los cuerpos de un edificio está dictada por consideraciones que no son de ingeniería sísmica. Cuando lo son, en la mayoría de los casos es muy evidente la necesidad de suministrarlas. Pero en ciertas condiciones la situación no está bien definida. Por

ejemplo, mucho se ha insistido en las virtudes de desmembrar las plantas L, T, U y análogas, en bloques rectangulares (Fig. 2.4.18). Indiscutiblemente esta medida puede simplificar el análisis; en muchas ocasiones puede eliminar problemas serios de torsión que se presentarían de insistir en la construcción monolítica. Pero no vale una generalización absoluta en este sentido. Por ejemplo, si el proyecto obliga a columnas esbeltas o trabes rebajadas y exige la colocación de muros ciegos en algunos

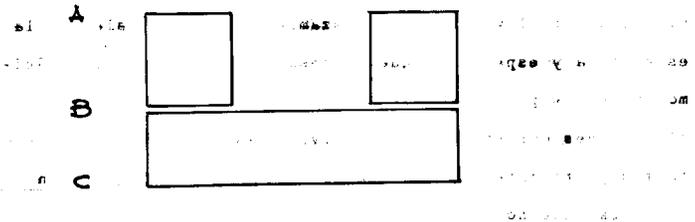


Fig. 2.4.18 Juntas en una planta en U.

tramos de los ejes A y C de la Fig. 2.4.18, más no los permite en el eje B, la presencia de juntas en este eje crea problemas de torsión difíciles de resolver, mientras la ausencia de tales juntas redonda en una solución ventajosa aún para edificios de moderada o gran altura.

Análogamente, cuando la irregularidad del proyecto o la necesidad de extensos patios de luz estrangula una losa que liga entre sí a dos cuerpos importantes (como en la

figura 2.4.19), se ocurre desligar introduciendo una junta donde se indica en la figura. Más no siempre será esta la solución óptima. Conviene excepto en los casos obvios, estudiar la posibilidad de omitir la junta, analizar los desplazamientos de ambos cuerpos, cuantificar las fuerzas que se requieren por compatibilidad de las deformaciones y diseñar y reforzar la losa para que transmita dichas fuerzas actuando como diafragma horizontal.

Frecuentemente una junta de dilatación se provee entre dos cuerpos de rigideces comparables cuyas losas se hallan a los mismos niveles. Las consecuencias de impacto se ven menguadas entonces a daños locales, y cabe un criterio poco conservador en la cuantificación de la abertura que se necesita y de las precauciones a tomar en la junta. Generalmente en otros casos no puede escaparse de la solución consistente en suministrar una abertura muy amplia.

#### 2.4.24 PROTECCION DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

La necesidad de proteger elementos no estructurales, aislándolos parcialmente, está supeditada a la magnitud de las deformaciones estructurales para las que se desea diseñar y a la deformabilidad de los elementos en sí. La primera variable es función de las deformaciones que se prevén en la estructura ante cada posible intensidad sísmica y de las consecuencias, principalmente de orden económico, que involucran los daños que intenta evitar. El yeso que cubre los muros de una vivienda popular ameritará criterios bastante

menos conservadores que el mármol del cubo de elevadores en el edificio de una compañía de seguros.

El segundo factor - la deformabilidad - lleva a tratamientos disímboles según los materiales que se utilicen. Para fines prácticos el vidrio de ventanas puede suponerse indeformable y procederse como si se destruyera al verse obligado a seguir las deformaciones de la manguetería, por pequeñas que estas sean. Las deformaciones que causan daños visibles en cancelos, expresadas como valores de  $\gamma_x$  (desplazamiento lateral/altura del miembro), se miden en porcentos para las divisiones de papel de las casas japonesas tradicionales y los cancelos de madera de las oficinas de occidente; difícilmente pasan de 0.004 en muros de tabique recocido, y de la mitad de este valor para el yeso y ciertos bloques ligeros.

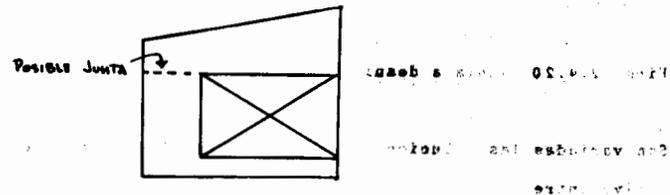


Fig. 2.4.19 Junta en una losa estrangulada.

A la luz de consideraciones como estas se decide sobre la conveniencia de proveer holguras entre la estructura y los elementos que no forman parte de ella, así como sobre el espesor de esas holguras. Si la decisión es en favor de que el elemento

quede holgado, se derivan ventajas de colocarlo desplazado respecto a las columnas, pues así sólo ha menester holgura en un borde.

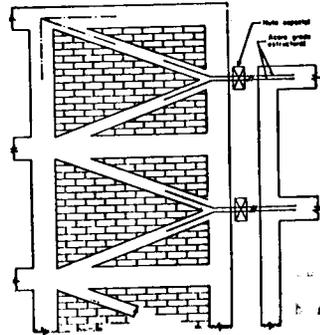


Fig. 2.4.20 Junta a desnivel con empaques y tirantes.

Son variadas las soluciones que permiten el deslizamiento relativo entre un borde y la losa más próxima. En la fig. 2.4.21 se ilustran algunos:

- a) Muro empotrado en su base y libre arriba, con refuerzo en castillos, o refuerzo-interior si consta de bloques huecos.
- b) Muro empotrado en su base, libre arriba, recubierto con aplanados reforzados con una malla de acero.

c) Muro apoyado en su base y guiado arriba mediante soleras o láminas que se anclan en la losa, ofreciendo resistencia apreciable al desplazamiento lateral y despreciable al longitudinal.

d) Muro apoyado en su base y guiado arriba mediante un canal, canaleta o par de ángulos ligados a la losa.

e) Muro de precolados ligeros reforzados, colgante de una articulación superior y guiado, sin apoyarse, en su extremo inferior mediante un canal.

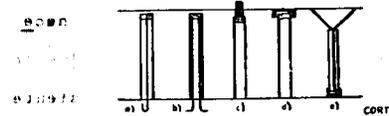


Fig. 2.4.21 Holgura entre muros y losa.

Si el detalle superior del muro no puede ocultarse sobre un plafón, puede requerir un tapajuntas. En ese caso, así como en los que ilustran las figs. 2.4.21 (d) y (e), conviene administrar un empaque lubricado para impedir que la losa, canal o tapajuntas vaya a golpear contra el muro. Puede cumplir los requisitos un cartón asfáltico engrasado o material.

similar, más debe excluirse el empleo de mortero pobre con este fin, ya que al verse confinado ofrece resistencia a excesiva y desvirtúa la solución.

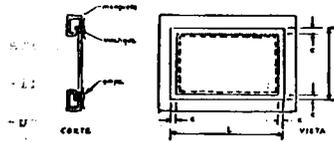


Fig. 2.4.22 Holguras entre vidrio y manguete.

Cuando no es posible que el muro o cancel se halle desplazado respecto al paño de columnas, sus aristas verticales también requieren holgura. Esta deberá generalmente ocultarse de manera adecuada.

Aún cuando un tablero de muro se empaque contra los marcos estructurales, puede lograrse protección satisfactoria de su revestimiento. Por razones económicas tal práctica suele justificarse. Por ejemplo, si el revestimiento es vítreo o pétreo, y se coloca en grandes placas, éstas se anclarán con dispositivos metálicos a un muro de mampostería. El muro en sí puede quedar en condiciones tales que su agrietamiento no implique colapso; para ello bastará anclarlo y reforzarlo, en su interior o en uno de sus aplanados, de manera adecuada.

Y el revestimiento no necesitará reflejar las grietas del muro si entre placa y placa se deja una junta de generoso espesor, rellena de material deformado, impermeable y resistente al intemperismo.

Los vidrios de ventanas pueden protegerse en su liga con los manguetes, en la manguetería misma o en la unión de ésta con la estructura.

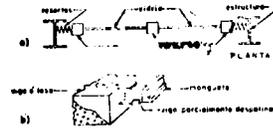


Fig. 2.4.23 Holguras entre manguete y estructura.

Puede optarse por eliminar las holguras mencionadas y utilizar marcos rígidos. La protección debe entonces suministrarse permitiendo desplazamiento entre el marco de ventana y la estructura. En ciertas estructuras metálicas se ha acudido incluso al empleo de resortes entre estructura y marco (fig. 2.4.23 (a)). La solución es cara pero permite desplazamientos laterales excepcionalmente amplios sin causar daño alguno.

En la fig. 2.4.23 (b) se ilustra otro tipo de solución. En él el marco de ventanería se liga rígidamente a una losa mientras

en la o las siguientes se ancla mediante dispositivos que le impiden movimiento perpendicular a la fachada pero se lo permiten paralelamente a ella.

El ingenio del proyectista desconoce límites en la solución de detalles de esta índole. Importa sólo la conciencia de que ciertos elementos han de protegerse aislándolos como más convenga y todos han de anclarse debidamente.

#### 2.4.25 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION.

##### a) Rigidez y ductilidad de estructuras.

Al seleccionar los elementos de soporte, muros y columnas, y su posición en el edificio, hay que establecer qué tan rígida ante fuerzas horizontales se desea la estructura del edificio. Un criterio puede ser el de diseñar una estructura que absorba energía a través de su capacidad de deformación. Otro criterio será el diseñar una estructura rígida capaz de resistir las fuerzas sísmicas o de viento que se presenten, sin sufrir grandes deformaciones.

Al fijar el grado de rigidez deseable en una estructura, hay que analizar el problema en conjunto con la cimentación. Una estructura muy rígida requerirá de un suelo y una cimentación capaces de desarrollar las fuerzas de empuje obtenidos en el cálculo. De otra manera ante

la acción de fuerzas principalmente horizontales, se podrán presentar fallas de cimentación. En el caso de una estructura flexible las acciones que llegan a la cimentación están amortiguadas por el comportamiento de la estructura.

Existen dos razones más por las que la ductilidad ocupa el lugar primero entre los factores a considerar en diseño sísmico. Una es que, como consecuencia de la naturaleza errática de los temblores (en contraposición con lo que ocurre en pruebas de impacto), dentro de un amplio rango, las deformaciones de una estructura inelástica son del mismo orden que las de una estructura elástica análoga a ella, siempre que ambas tengan igual masa, amortiguamiento, rigidez inicial y rigidez en la descarga. Las estructuras con un grado de libertad, elástica (A) y elastoplástica (B), cuyas relaciones carga-deformación se representan en la fig. 2.4.24 tendrán prácticamente los mismos desplazamientos laterales, en promedio, ante la acción de sismos. Según esta consideración, la resistencia juega, ante la ductilidad, un papel aún menor.

La segunda razón que subraya la importancia de la ductilidad en diseño sísmico descansa en la naturaleza impredecible de las intensidades y características detalladas de los sismos futuros. Al no poderse establecer un límite superior para la máxima intensidad sísmica posible, una

estructura estará en posición ventajosa si es capaz de resistir movimientos mucho más intensos que aquellos para los que fué diseñada, aunque para ello necesite sufrir

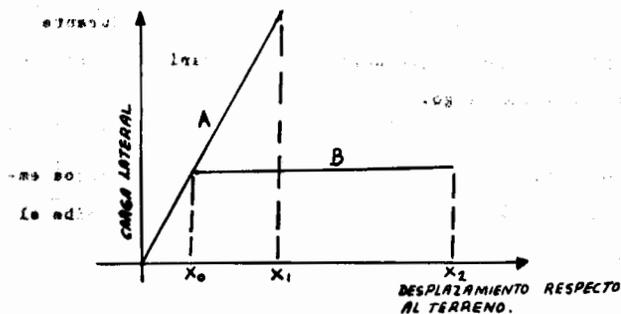


Fig. 2.4.24 Relaciones carga-deformación.

daños. Con referencia a la fig. 2.4.24 supóngase que la estructura elástica, A, resiste precisamente movimientos que le producen un desplazamiento lateral  $X_1$  y después falla frágilmente. Ante estos sismos el comportamiento de la estructura A será mejor que el de B, que por exceder su límite elástico quizás muestre pequeños daños. Pero ante sismos que en la estructura B produzcan un desplazamiento  $X_2$  mayor que  $X_1$  la estructura A habrá fallado totalmente mientras B sólo habrá sido dañada en grado más o menos serio.

El razonamiento anterior es válido para magnitudes de hasta unas cuatro veces mayores que la correspondiente al límite elástico  $X_0$  o aun mayores. Se concluye que una

estructura dúctil con resistencia de la cuarta parte que una frágil puede sobrevivir sismos más intensos que ésta, siempre que posea la suficiente ductilidad.

La cuantificación de la ductilidad es materia aún poco estudiada. Se han propuesto, es cierto, métodos sistemáticos de diseño que se basan en el tratamiento cuantitativo de la energía requerida para provocar una falla. Pero el estado del desarrollo de esos métodos dista de colocarlos en posición de aplicabilidad general.

Considerando la posibilidad de sismos de intensidad superior a la prevista, las estructuras más dúctiles tendrán mayor reserva para resistirlos que las de tipo más frágil aún cuando hayan sido diseñadas con los mismos factores de seguridad. Se concluye que diseños en todo comparables, que cumplan estrictamente con lo que señala el reglamento serán preferibles las estructuras fabricadas con materiales dúctiles que las de materiales frágiles.

- b) Han recibido poca atención las consecuencias del sobrediseño de partes de una estructura. Considérese, por ejemplo, el caso de un edificio en que todos los entrepisos, menos uno, son capaces de resistir fuerzas cortantes varias veces superiores a las que marca el reglamento. Al ocurrir sismos de intensidad excepcional sucederá que las

fuerzas cortantes de los entrepisos que están sobrediseñados se verán limitadas por la que hace fluir al entrepiso que no lo está. La totalidad de absorción de energía por deformación inelástica deberá tomar lugar en esa planta, a la cual se exigirá un coeficiente de ductilidad muy superior que el requerido en caso de que los demás entrepisos colaboraran en la absorción.

Los resultados de análisis dinámicos que suponen comportamiento elástico pueden ser engañosos en estos casos. Por ejemplo, la adopción de una estructuración en el que el primer entrepiso posee una flexibilidad muy superior a la de los demás (la llamada estructuración de planta baja flexible) trae consigo una disminución (en general no muy cuantiosa) de las fuerzas cortantes que han de resistirse. Los resultados de un análisis dinámico convencional serán entonces realistas dentro del rango elástico, pero solamente lo serán fuera de él si las resistencias en las diversas plantas guardan una relación sensiblemente constante con los requerimientos del análisis. Si, en cambio, el exceso en rigidez de las plantas superiores va en ellas acompañado de un exceso en las fuerzas necesarias para causar la fluencia de la estructura, el diseño sólo será satisfactorio si la planta baja posee una capacidad excepcionalmente amplia para ceder plásticamente.

Se corre el riesgo de exagerar la importancia de la ductilidad cuando se ignora la posibilidad de que se acumule el

daño que causa una serie de temblores. Si éstos ocurren en rápida sucesión, no habrá tiempo de reparación. En igualdad de condiciones, la estructura que no ha salido del rango elástico habrá sufrido menores daños durante los primeros que la que haya efectuado varias excursiones fuera de dicho rango.

Se logra la compatibilidad de los criterios expuestos empleando, por ejemplo, soluciones como la que describe el siguiente párrafo.

Defensas escalonadas. Blume ha señalado las ventajas de la solución que consiste en permitir conscientemente la falla de elementos relativamente frágiles ante sismos de moderada intensidad, dejando intacto un esqueleto sumamente flexible y dúctil para resistir sismos de mayor violencia y movimientos subsecuentes.

Los elementos frágiles pueden ser, por ejemplo, muros divisorios de mampostería poco resistente. Ante sismos moderados los muros tomarán casi la totalidad de las cargas laterales. Se satisfarán así los requisitos de tranquilidad y comodidad de los ocupantes. Ante movimientos mayores estos muros fallarán, y la mayor flexibilidad del sistema de marcos remanentes los hará capaces de tomar sismos de gran intensidad. Incluso cabe pensar en más de dos sistemas resistentes.

Conviene en este tipo de diseño aprovechar, como elementos condenados a la falla, muros revestidos de materiales poco costosos y diseñados de tal manera que, al fallar, no involucren peligro para los ocupantes.

Es importante que la falla de los elementos de la primera defensa (los muros divisorios en el ejemplo mencionado) no modifique radicalmente la posición de centro de torsión. De lo contrario los marcos no cumplirían su función satisfactoriamente.

Es también importante que los detalles de unión entre los diversos sistemas resistentes permitan la fácil reposición de los que primero fallen.

En general resultan preferibles las estructuras tipo 1 con signadas en el Reglamento del D.F., y dentro de éstas, los sistemas de marcos sin contravientos ni muros, o con gran número de ellos, que los que poseen sólo una o dos crujeas rigidizadas. De esta manera para su estabilidad, no se hace necesario confiar en un número reducido de elementos resistentes.

De dos estructuras igualmente costosas y resistentes se elegirá la más dúctil. Este criterio no necesariamente determina los materiales estructurales. En estructuras de acero o de concreto puede lograrse prácticamente la ductilidad que se desee, o puede por descuido, proyectarse una estructura frágil e inadecuada.

En estructuras metálicas la ductilidad se logra evitando fallas por pandeo inelástico (que puede ir acompañado de una disminución importante en capacidad después de alcanzar la carga máxima) y cuidando especialmente las conexiones. Estas pueden ser tales que cedan plásticamente permitiendo grandes rotaciones; entonces tendrá poca importancia si sus momentos resistentes son mayores o menores que los de los miembros a los que ligan, o pueden satisfactoriamente emplearse conexiones poco dúctiles, pero entonces es necesario que su capacidad sea suficientemente elevada en relación con la de los miembros a los que conectan para asegurar que en ellos se formarán articulaciones plásticas sin alcanzarse la resistencia de las conexiones.

En estructuras de concreto reforzado tiene importancia que el porcentaje de refuerzo de tensión que se emplee en secciones críticas sea suficientemente grande como para asegurar el agrietamiento del concreto en tensión ante cargas menores que las que provocan la fluencia del acero. Es también importante que el porcentaje neto (el de tensión menos el de compresión) sea suficientemente bajo como para asegurar una amplia excursión del acero en el intervalo plástico antes de que pueda fallar el concreto en compresión. Y es de importancia capital que los factores de seguridad correspondientes a fallas de tipo frágil (adherencia, compresión del concreto sin confinar y cortante en secciones poco reforzadas por tensión diagonal) sea suficientemente mayor que las correspondientes a fallas de

tipo dúctil (flexión por falla del acero en tensión) como para que estas ocurran sin permitir que se presenten aque-llas. Mucho se logran con traslapes generosos y empleo de zunchos y estribos próximos.

En las de mampostería en enmarcamiento de tableros de muro dentro de elementos de concreto o acero y el refuerzo de los tableros mismos, permite se alcance la carga lateral máxima y aún con agrietamiento extenso de los muros, se conserve ésta sin disminución apreciable dentro de márgenes amplios.

Una vez elegido el material debe decidirse si fundamentalmente se resistirán las cargas laterales mediante marcos, muros o contravientos. Los primeros permiten mayor ductilidad que los segundos y estos, que los contravientos inclinados. Entre los últimos, el tipo que se presenta en la figura 2.4.25 (a) es capaz de un coeficiente de ductilidad superior al de la figura 2.4.25 (b). Presenta además, en estructuras de concreto, ventajas en cuanto a su ejecución más rápida y la menor posibilidad de error en la obra. Sin embargo, aquí como en casi todas las alternativas que se abren al proyectista, se paga un precio por la ductilidad en cantidad de materiales y ese precio no siempre se justifica.

Son muchos los factores que intervienen en la decisión sobre estructuración. Si el proyecto arquitectónico lo

permite y generalizando quizás en exceso, se dirá que en edificios usuales de apartamentos u oficinas se preferirá la solución a base de contravientos inclinados del tipo de la figura 2.4.25 (b) en edificios bajos, como hasta de 6 pisos; los de la figura 2.4.25 (a) hasta unos 10 pisos; el empleo de muros de concreto reforzado hasta 15 o 20 pisos, y el de marcos de concreto o metálicos, desligando los muros, para alturas mayores. Estas tendencias obedecen a las siguientes causas:

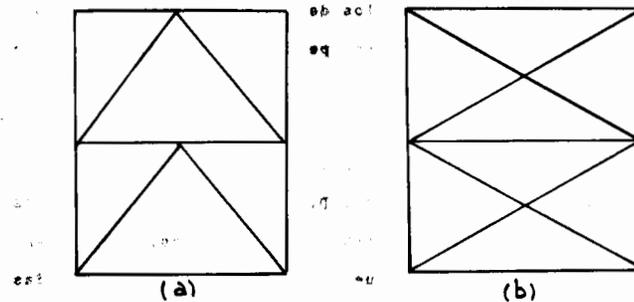


Fig. 2.4.25 Contravientos inclinados.

- 1) En edificios altos las fuerzas que se pide a los contravientos que sean capaces de resistir llevan a piezas tan anchas que se dificulta su anclaje. Por otra parte la diferencia en cantidad de materiales con un muro de concreto reforzado llega a ser tan pequeña que no se justifica ya el exceso en mano de obra propio de los contravientos.

- 2) La eficiencia de contravientos y muros se reduce al aumentar la altura del edificio, por efecto de variación en longitud de las columnas que delimitan las crujiás donde estos elementos se colocan. La reducción en eficiencia obedece al momento de volteo.
  - 3) El momento de volteo acarrea problemas inconvenientes en cimentación al concentrarse en un número limitado de crujiás cuando se utilizan contravientos o muros.
  - 4) Los giros de los muros y tableros contraventeados al deformarse ante cargas laterales inducen momentos y cortantes en las traveses que inciden en ellos. Dichos elementos mecánicos llegar a ser excesivos en el caso de muros y tableros contraventeados esbeltos de varios pisos de alto. Es cierto que se pueden aliviar los esfuerzos permitiendo la formación de articulaciones plásticas en esas traveses y diseñando para tales condiciones. Pero las complicaciones de diseño pueden alcanzar magnitudes indeseables en edificios muy altos.
- c) Distribución de muros y contravientos.

Cuidando que las torsiones que se introduzcan sean pequeñas, la distribución de muros y contravientos tiene generalmente poca importancia en edificios bajos. En los de altura moderada debe prestarse atención especial a los momentos de volteo si el número de tableros rígidos por entrepiso es pequeño. Resultará inconve-

niente por este motivo que de un mismo marco se aproveche solamente un entreje en todos los entrepisos para colocar contravientos o muros cuando el proyecto arquitectónico permita una distribución más variada.

Considérese el ejemplo que se consigna en la fig.2.4.26, Si no se suministraran contravientos y las rigideces de los elementos que constituyen el marco fueran precisamente las necesarias para validar la solución del método del portal, la totalidad del momento de volteo sería resistida por las columnas A y G. Sin considerar reducción del momento de volteo, la columna A vería su carga axial disminuida en 21 toneladas y la G aumentada en otro tanto, al nivel 0, ante las cargas laterales que muestra la figura.

Si se suministraran cruces de San Andrés como contravientos solamente en el entreje AB figura 2.4.26(a) y estos elementos fueran incomparablemente más rígidos que el marco con el mismo criterio, la columna A disminuiría su carga y la B aumentaría en 125 Ton.

En cambio, con la distribución de diagonales que se representan en la figura 2.4.26 (b), si las de compresión son, dígame 4 veces más rígidas que las de tensión, los cambios en carga axial serían solamente de 20 Ton. en G, -20 Ton en B, +5 Ton en F y -5 Ton en A.

Con frecuencia el proyecto arquitectónico se presta para distribuir los tableros rígidos en planos verticales diferentes, a la vez que en distintas cruñas. La solución puede ser conveniente, pero exige revisar la capacidad de las losas para transmitir cortantes de importancia en sus propios planos. Puede además estar limitada en su aplicación porque las deformaciones de las losas ante estos esfuerzos sean del mismo orden que las de los contravientos o muros, o aún mayores y demeritan la eficiencia de los elementos rigidizantes.

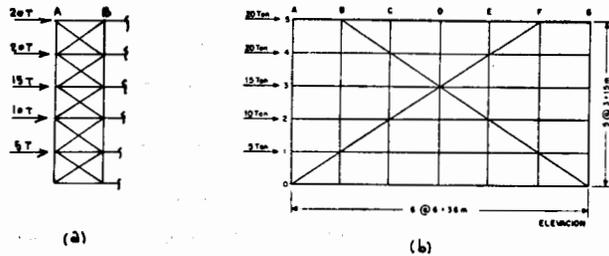


Fig. 2.4.26 Marco contraventeado.

d) Formas especiales de muros.

Ciertos edificios altos crean serios dilemas por el siguiente motivo: las limitaciones arquitectónicas en dimensiones y peralte de los miembros estructurales pueden impedir una solución a base de marcos sin muros ni contravientos, que satisfaga limitaciones ra-

zonables de desplazamientos permisibles, pero las pocas ubicaciones posibles para los muros que puedan contribuir sensiblemente a la rigidez los permiten solamente de proporciones sumamente esbeltas. En estas condiciones la rigidez de los muros es determinante. Dado que sus deformaciones se deberán fundamentalmente a flexión, un aumento en momento de inercia puede resolver el problema. Sea que se suministre la sección de la figura 2.4.27 (a) o (b), se logra un sustancioso aumento en momento de inercia.

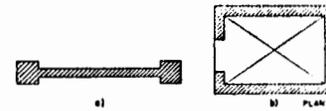


Fig. 2.4.27 Formas especiales de muro.

e) Simetría del proyecto.

Con frecuencia se mira la torsión cual un tabú en ingeniería sísmica. No debe ser así. Es posible aunque laborioso diseñar satisfactoriamente en presencia de torsiones importantes tomándolas en cuenta. Ello no quita que en casi todos los casos se justifique un estudio y adaptación de las rigideces para disminuir la torsión.

Pero aún si la torsión calculada es nula o despreciable, existen proyectos que dejan graves dudas en cuanto a las rigideces relativas al cálculo. Esto ocurre cuando las rigideces elevadas, provenientes de ciertos elemen-

tos estructurales en un extremo del edificio, se contrarrestan mediante elementos muy disímiles en otro extremo.

Son poco dignos de confianza los valores de rigidez relativa (calculados con el rigor que sea) en un edificio en el que, por ejemplo, la rigidez elevada de un muro ciego de tabique en una colindancia se contrarresta mediante marcos de acero muy rígidos en la fachada opuesta. La misma no linealidad del comportamiento, prácticamente asegura la presencia de torsiones de magnitud variable, función de la amplitud de oscilación, aunque el cálculo convencional indique que se ha logrado eliminar totalmente la torsión. Por dichas incertidumbres y discrepancias puede ser preferible aislar el muro ciego y adoptar una estructura más flexible en esa dirección.

En muchos casos vale la pena intentar medidas análogas, que tiendan a distribuciones simétricas no sólo de rigideces sino estructurales. Conviene que un muro de tabique sumamente rígido se contrarreste mediante muros también de tabique; que los contravientos encuentren su contrapartida en contravientos de forma semejante; y así sucesivamente.

Las ventajas de eliminar la torsión y lograr estructuras sensiblemente simétricas son tanto mayores cuanto más alto sea el edificio. Ello obedece a tres causas principales:

1) En estructuras bajas las dimensiones de los miembros

son en general más uniformes (por gobernar en no contados casos las dimensiones mínimas), y las rigideces pueden variarse más fácilmente a voluntad (esto debido a las menores dimensiones).

2) Para acotar las amplificaciones dinámicas exageradas de la torsión estática, se necesita que tengan lugar deformaciones apreciables fuera del intervalo elástico. Si de por sí las deformaciones son ya importantes como en un edificio alto, el exigir que se multipliquen por un factor muy superior a la unidad las suele llevar a valores excesivos.

3) En igualdad de circunstancias los edificios altos son más flexibles que los bajos. De aquí que absorban menor energía en el intervalo plástico antes de alcanzar oscilaciones importantes. Dicha absorción de energía es el factor más importante que tiende a limitar las fuertes amplificaciones dinámicas de la torsión. Por consiguiente, cálculos dinámicos basados en la hipótesis de comportamiento lineal estarán más cerca de ser aplicables a edificios de muchos pisos que a los de pocos. Dichos cálculos predicen factores elevados de amplificación dinámica en torsión.

La atención que se preste a la simetría estructural debe ser, por tanto, función creciente de la altura del edificio.

## f) Uniformidad de estructuración.

El empleo de claros muy desiguales en un mismo marco ocasiona fuerzas cortantes y momentos flexionantes elevados en las traveses de los claros muy cortos. Estos elementos mecánicos pueden alcanzar valores excesivos en edificios altos e incluso provocar variaciones inconvenientes en la carga axial de las columnas adyacentes, variaciones que a su vez repercuten hasta en el diseño de la cimentación.

En edificios bajos estos efectos pueden ser insignificantes. Por ello el grado de uniformidad que es deseable en los edificios altos puede ser objetable en los bajos si obliga a desaprovechar las ubicaciones de columnas que el proyecto arquitectónico deja en forma accidental e irregular. Por ejemplo, en la planta de la fig. 2.4.29 correspondiente a una estructura formada por marcos de concreto, las columnas 2, 2' y 3 del eje C' y 2' del D, que la disposición de muros de servicios permite que se coloquen, serían deseables para reducir claros en un edificio de 2 pisos y quizás en uno de 5. Las mismas serían objetables en un edificio de 20 pisos y probablemente también en uno de 8.

A pesar de lo expuesto, por diversas razones pueden justificarse columnas en puntos que ocasionen marcadas

desigualdades en los claros de uno o más marcos de un edificio alto. Conviene entonces disminuir la rigidez de las traveses que las ligan, principalmente reduciendo

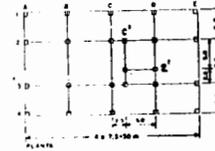


Fig. 2.4.28 Estructuración en claros desiguales.

su peralte, como en la fig. 2.4.29. Si la situación prevalece en las últimas plantas de un edificio muy alto, la reducción en rigidez que impondría un buen diseño por cargas laterales puede verse eliminada por limitaciones de flecha ante cargas verticales. Proceden entonces diseñar con articulaciones plásticas en los apoyos de los elementos en cuestión.

## g) Plantas alargadas.

Los edificios de planta sumamente alargada, presentan problemas suigeneris de estructuración, sobre todo cuando en ellos tratan de aprovecharse muros transversales. Por ejemplo, podría pensarse que la solu-

ción de la fig. 2.4.30 (a) es satisfactoria, pues el muro E introduce torsiones que aparentemente serán resistidas por los 1 y 3. Pero con las dimensiones que a escala muestra la figura, la eficacia de los muros longitudinales es en verdad pequeña para movimientos transversales. En rigor la planta giraría como muestra la flecha, arqueada, con bien poca participación de los muros, tanto longitudinales como transversales.

Esta desventaja se verá incrementada por las deformaciones que sufrirá la losa en su propio plano. La amplificación dinámica de la torsión acentuará aún más el fenómeno. El saldo será que el marco del eje A se hallará en condiciones más desfavorables que si se

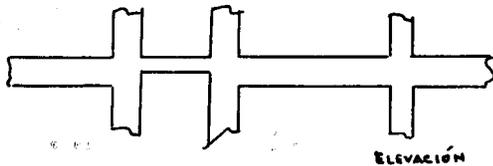


Fig. 2.4.29 Reducción de peralte en claro corto.

hubiera omitido el muro E.

En cambio una solución análoga en edificios de planta sensiblemente cuadrada (fig. 2.4.30 (b)) puede ser plenamente satisfactoria si el número de pisos del edificio no es excesivo y si los fenómenos derivados de la torsión se toman en cuenta en el análisis.

En el ejemplo de la fig. 2.4.30 (a) conviene desligar el muro E del resto de la estructura y diseñar ésta como marcos paralelos en la dirección transversal. Por el contrario, en el ejemplo de la fig. 2.4.30 (b) el muro puede ser útil si se liga al resto de la estructura y ancla en ella.

Otro tipo de problema que es usual en plantas alargadas se ilustra en la fig. 2.4.30 (c). Aquí se han aprovechado los muros de cabecera para resistir fuerzas transversales. En edificios bajos esta solución puede ser poco eficiente. Las deformaciones de la losa en su propio plano, con las dimensiones a escala que muestra la figura, generalmente serían tales que el marco C se vería sujeto a una fuerza cortante apenas inferior a la que tendría de haberse omitido los muros. En una planta aún más alargada, el beneficio derivado de los muros, en cuanto a reducir las fuerzas cortantes en la mayoría de los marcos transversales, será despreciable; en esas condiciones, el afán de aprovechar los muros de cabecera, esencialmente sólo habrá producido una estructura más frágil y expuesta sin que por ello se haya logrado una resistencia muy superior.

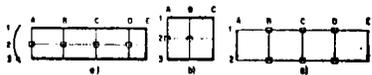


Fig. 2.4.30 Plantas alargadas.

En edificios de varios pisos la solución de la fig: 2.4.30(c) será aún más objetable, pues, si alguna efectividad poseen los muros de cabecera, indudablemente concentrarán en cimentación los efectos del momento de volteo y causarán problemas difíciles de resolver.

Todas las objeciones esgrimidas desaparecerían en el caso de la figura 2.4.30 (c) si se aprovecharan varios muros interiores transversales además de los dos extremos.

## 2.5 VIENTO.

### 2.5.1 DESCRIPCION CUALITATIVA DE LOS CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

Esencialmente el viento es aire en movimiento y al igual que cualquier otro fluido, produce distintas presiones sobre los objetos que se le interponen.

Cuando un sólido está colocado en la corriente de un fluido, las partículas de este último desvían su camino y pasan rozando la superficie del sólido. Si la velocidad es muy pequeña, las trayectorias de las partículas envuel-

ven prácticamente al sólido. Al aumentar la velocidad del aire, sus partículas envuelven al sólido en la cara de barlovento, mientras que en la zona de sotavento las partículas se separan violentamente, creando una serie de alteraciones que se traducen en cambios de velocidad y por lo tanto de presión con el tiempo.

Todas las fuerzas debidas al viento son dinámicas en el sentido de que son producidas por un fluido en movimiento. Bajo determinadas circunstancias un cuerpo sumergido en un fluido con velocidad constante experimenta fuerzas que se podrían llamar estáticas. En la realidad, no suele presentarse este fenómeno, ya que como se ha explicado, generalmente existen variaciones en la velocidad del fluido o bien se presentan determinadas características locales o de geometría de la estructura que producen variaciones en el tiempo de las presiones ejercidas sobre el sólido. Estas variaciones pueden ser tanto en la magnitud como en la ley de distribución de fuerzas.

En algunos casos, bastará con representar la acción del viento como una fuerza estática de determinadas características. En otros casos esto no será suficiente y habrá que tomar en cuenta, además, los efectos dinámicos producidos en el sólido, por una fuerza que es función del tiempo.

En algunas formas estructurales se podrán predecir los efectos dinámicos del viento, pero en otras será necesario realizar pruebas experimentales con modelos físicos, en un túnel de viento.

2.5.2 Estadística de vientos.

Para establecer recomendaciones para el diseño de estructuras es necesario contar con datos sobre las máximas velocidades anticipadas y la frecuencia con que pueden presentarse. Esta información se obtiene haciendo estudios de los registros de velocidades proporcionados por anemógrafos. Para estandarizar la información las velocidades suelen referirse a una altura de 10 m. Como los anemógrafos pueden estar instalados a distintas alturas es necesario hacer ajustes de acuerdo con las leyes de variación del viento con la altura.

En la fig. 2.5.1 se muestra un registro típico de velocidades instantáneas registradas por medio de un anemógrafo. Se observa que las velocidades del viento pasan de un máximo en ciclos de varias horas de duración. Además hay oscilaciones en la intensidad con amplitudes de 6 m.s a 20 m.s, con duraciones de unos cuantos segundos. Estas oscilaciones reciben el nombre de "ráfagas".

Las ráfagas tienen duraciones de varios segundos y amplitudes de 6 a 20 m/s.

Las ráfagas tienen duraciones de -  
varios segundos y amplitudes de -  
6 a 20 m/s.

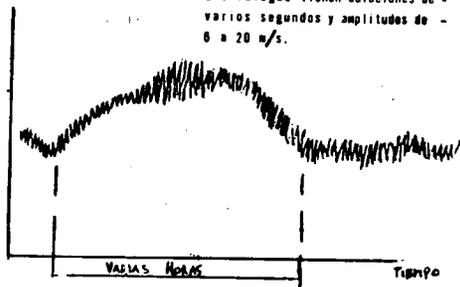


Fig. 2.5.1 Registro de un anemógrafo mostrando la variación de la velocidad instantánea del viento con el tiempo.

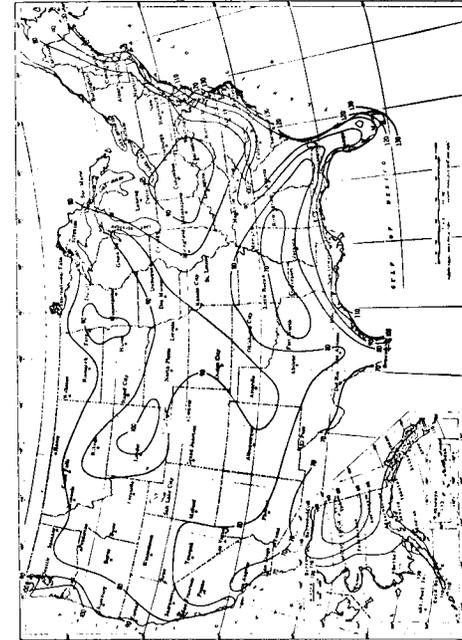


Fig. 2.5.2 Isóbaras en Estados Unidos de América. Cuantil de 15 Velocidades en millas/hr.

Otro procedimiento de obtener información sobre viento que ha sido propuesto por Davenport, consiste en determinar las velocidades a alturas bajas a partir de la velocidad del viento de gradiente y de las características de la rugosidad del terreno.

Para describir las características del viento es frecuente recurrir al concepto de "velocidad media". Si la velocidad media se refiere a períodos de diez minutos, como es común, la relación entre la velocidad instantánea y la media es del orden de 1.9.

### 3 Velocidades de diseño.

Velocidad básica.

La teoría y la experiencia concuerdan al afirmar que cuando actúa una corriente de aire paralelamente a la superficie rugosa del terreno, la fricción entre ambos medios hace que la velocidad del viento se reduzca en la vecindad de la superficie de contacto, hasta ser nula a una distancia infinitamente pequeña de ella. Si se miden velocidades medias de viento a alturas diversas, a lo largo de una vertical, se observa que a medida que la altura aumenta, la velocidad media varía más lentamente, hasta que puede considerarse constante. La velocidad del viento por encima de esa altura se denomina "velocidad gradiente".

La altura de la zona de perturbación varía con la configuración del terreno, siendo valores representativos 600 m. para zonas muy accidentadas, como el centro de alguna ciudad importante, y 300 m. para terreno muy plano, como a la orilla del mar. Entre el nivel del terreno y la altura a la que se presenta la velocidad gradiente, la velocidad media durante un temporal varía de acuerdo con una ley que puede representarse por la ecuación.

$$V_{\text{Diseño}} = V \left( \frac{z}{z_0} \right)^\alpha \quad (2.5.1)$$

En donde:

$V_{\text{Diseño}}$  = Velocidad de diseño a una altura "z" sobre el terreno (km./hr.)

V = Velocidad básica (Km/hr)

$z_0$  = 10 m.

$\alpha$  = Coeficiente que depende de la topografía (tabla 2.5.2)

La velocidad básica se obtiene:

$$V = K_1 K_2 V_0 \quad (2.5.2)$$

En donde:

$V_0$  = Velocidad regional

$K_1$  = Factor de topografía

$K_2$  = Factor de tiempo de recurrencia.

La velocidad de diseño de viento, que corresponde a un tiempo de recurrencia especificado y a las alturas de interés para la estructura en cuestión, puede obtenerse a partir de la velocidad gradiente para el mismo tiempo de recurrencia, empleando las ecuaciones anteriores, para una altura dada de la zona de perturbación. Este criterio tiene la ventaja que basta especificar una misma velocidad gradiente para zonas muy vastas, y proponer valores de alturas de perturbación y leyes de variación de la velocidad con la altura, en función de la configuración del terreno.

Este criterio ha sido adoptado en las recomendaciones de diversos países. En el manual sobre viento de la Comisión Federal de Electricidad se ha optado por proponer los valores de la velocidad regional, o valores que a la altura de 10 m

tendrían un tiempo de recurrencia de 60 años. Si la configuración del terreno fuese equivalente a campo abierto, los factores  $K_1$  y  $\alpha$  de la tabla 2.5.2 modifican la velocidad de 10 m de acuerdo con la configuración local y la altura. La adopción del factor  $K_2$  (tabla 2.5.3) para obtener velocidades para otros tiempos de recurrencia supone que la proporción entre vientos de distintas velocidades es constante, independientemente de la localización geográfica. Aunque tal hipótesis no es precisa, las incongruencias que provienen de aceptarlo son poco significativas.

En vista de que no es posible fijar una cota a la velocidad de viento que puede ocurrir en un lugar, la velocidad básica de diseño es aquella que tiene una cierta probabilidad de no ser sobrepasada por la máxima velocidad que ocurra en un período prefijado. La selección de dicha probabilidad constituye un problema de decisión que compara estructuras diseñadas para diversas velocidades, sus respectivos costos iniciales y los costos de posibles fallas, ligados a las probabilidades correspondientes.

Los datos estadísticos individuales que reportan los observatorios no son velocidades instantáneas, sino velocidades medias durante intervalos de medición que pueden variar entre unos cuantos minutos y varias horas. Si se obtiene dicha velocidad media para un gran número de intervalos de igual longitud durante el período para el cual se quiere calcular la probabilidad de falla, al máximo de dichos valores se le llamará velocidad máxima, en el sentido del párrafo anterior.

Su significado no será preciso si no se especifica el intervalo de medición asociado a ella.

Los datos que se empleen para diseño estructural deben corresponder a intervalos de medición suficientemente cortos para permitir observar las máximas velocidades de ráfagas en temporales intensos, pero a la vez suficientemente largos para que tomen en cuenta masas de aire capaces de envolver la estructura y poder ejercer empujes significativos sobre ella. Atendiendo a las dimensiones ordinarias de las estructuras civiles conviene tomar como velocidad básica la determinada con un intervalo de medición de un minuto y que corresponda al período de recurrencia de interés. Un criterio alternativo que conduce prácticamente a los mismos resultados es el que se basa en velocidades de masas de viento de una milla de longitud.

Los valores que presenta la tabla 2.5.1 se obtuvieron estadísticamente. Debido a la heterogeneidad y a los diversos grados de confianza que merecían los datos estadísticos, se simplificó substancialmente el mapa inicial. Las velocidades que presenta son representativas de las que ocurren en terreno plano, con períodos de recurrencia de 60 años e intervalos de medición del orden de varios minutos. Se supuso que las velocidades básicas para otros períodos de recurrencia pueden obtenerse multiplicando las de la tabla 2.5.1 por el factor  $K_2$  (tabla 2.5.3) que varía según el tipo de estructura.

La simplificación introduce errores poco significativos.

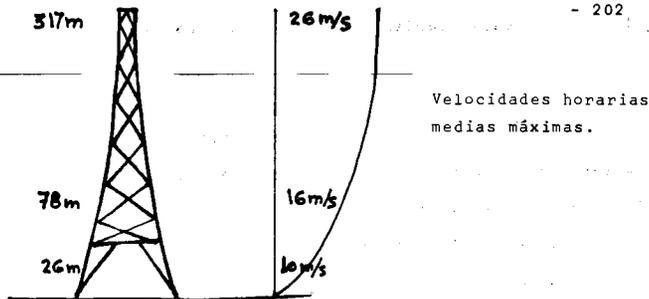


Fig. 2.5.3 Variación de la velocidad del viento con la altura en la Torre Eiffel.

Las leyes de variación que se especifican en la tabla 2.5.2 ( $K_1$  y  $\alpha$ ) se basan en observaciones en lugares con diversas configuraciones topográficas y ante vientos de distintas velocidades. Por simplicidad, las leyes de variación propuestas se hacen depender únicamente de la topografía, a pesar de que también se ven significativamente afectadas por los valores de las velocidades. Por ejemplo, es bien conocido que los huracanes se caracterizan por velocidad prácticamente constante con la altura.

Tabla 2.5.1 Valores de la velocidad Regional para la República Mexicana.  
(Período de recurrencia = 60 años; intervalos de medición: 15 seg.)

Zona	$V_o$ (km/h)
a) Mesa central	140
b) Zona costera (faja de 150 Km de ancho a lo largo de cada costa) Penínsulas de Baja California y de Yucatán	170
c) Valle de México	100

Tabla 2.5.2 Efectos de la Topografía sobre las velocidades de diseño.

Topografía	$K_1$		$\alpha$
	Estructuras poco sensibles a ráfagas cortas (tipo 1).	Estructuras sensibles a ráfagas cortas (tipos 2 y 3)	
Muy accidentada, como en el centro de ciudades importantes.	0.70	1.20	0.075
Zonas arboladas, lomeríos, barrios residenciales o industriales.	0.80	1.20	0.075
Campo abierto, terreno plano.	1.00	1.20	0.085
Promontorios	1.20	1.20	0.10

$K_1$  = factor de topografía, ver 1.3.1.2  
= exponente en la ley de variación con la altura.

Tabla 2.5.3 Factores de tiempo de recurrencia.

Clasificación de los edificios (por su destino)	Valor del coeficiente $K_2$
Grupo A (Edificios Gubernamentales y de servicio público, hospitales y con frecuencia aglomeración de personas).	1.20
Grupo B (Construcciones de habitación privada).	1.00
Grupo C (Construcciones -- aisladas no contenidas en los grupos anteriores).	No se requiere diseño por viento.

## 2.5.4 EFECTOS DEL VIENTO.

Para el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento, es necesario considerar los siguientes efectos:

## a) Empujes y succiones estáticas.

La forma y dimensiones, además de las características dinámicas de las estructuras, determinan la naturaleza de las posibles solicitaciones debidas a viento. Ante viento sostenido con velocidad constante las presiones y succiones estáticas constituyen la parte más importante de los efectos en estructuras poco flexibles y con períodos naturales de vibración cortos (no mayores de 2 seg.). La distribución de dichas presiones sobre las superficies expuestas a viento dependen de la geometría, y pueden determinarse experimentalmente a partir de pruebas sobre modelos en túnel de viento.

La magnitud de la fuerza por unidad de superficie que ejerce el viento sobre una estructura, se puede expresar por:

$$P = \frac{v^2}{2g} e$$

en donde:

P = Presión

v = Velocidad del viento

g = Aceleración de la gravedad

e = Peso volumétrico del aire, que es función de la altura sobre el nivel del mar del punto en el que se obtenga la presión.

Si se consideran dos puntos, uno sobre la estructura y otro punto sumergido en el fluido, pero que no está afectado por la presencia del obstáculo, se pueden obtener las presiones ligadas a estos puntos, aplicando el principio de Bernoulli o de conservación de la energía

$$P + \frac{v^2}{2g} e = P_0 + \frac{v_0^2}{2g} e$$

en donde:

P, v = Presión estática y velocidad del viento sobre un punto de la estructura.

P<sub>0</sub>, v<sub>0</sub> = Presión estática y velocidad del viento sobre un punto alejado de la estructura.

$$P - P_0 = \frac{v_0^2}{2g} e - \frac{v^2}{2g} e$$

$$(P - P_0) \left[ \frac{2g}{v_0^2} e \right] = 1 - \left[ \frac{v}{v_0} \right]^2$$

Coficiente de presión:

$$C_p = \frac{2g \Delta p}{v_0^2 e}$$

El coeficiente de presión expresa que el cambio de presión entre un punto sobre la estructura y otro dentro de la corriente uniforme del viento, varía con el cuadrado de la relación de velocidades entre ambos puntos. También se

puede demostrar que este coeficiente de presión varía con las características del fluido, y con el llamado número de Reynolds que es función de la velocidad del viento, de las dimensiones de la estructura y de la viscosidad del fluido.

Si por algún procedimiento empírico se hubiera determinado la distribución en la estructura de los coeficientes de presión, el valor de la fuerza aplicado en un punto sería:

$$P = C_p \frac{\rho}{2g} V_o^2$$

b) Empujes dinámicos paralelos y transversales al flujo principal causado por la turbulencia.

Las fluctuaciones en la velocidad del viento ocasionan vibraciones en las estructuras. La acción del viento persistente puede idealizarse como la superposición de un gran número de excitaciones armónicas estacionarias de diferente frecuencia y amplitud. La respuesta máxima de una estructura de período natural y amortiguamiento dados a una cualquiera de las componentes armónicas estacionarias de la velocidad, puede obtenerse a partir de las fórmulas de Dinámica.

Si existe en proporción importante un componente de dicha velocidad que tenga una frecuencia próxima a la natural de la estructura, pueden producirse oscilaciones importantes. Cuando el amortiguamiento es bajo, la amplificación dinámica resulta excesiva y se pueden presentar amplitudes objeta

bles de vibración a pesar de que haya diferencias significativas entre el período de la estructura y el dominante del viento.

Del análisis espectral de registros de velocidades de viento se deduce que los períodos más peligrosos están comprendidos entre 2 y 100 seg. Para fines prácticos, habremos en lo sucesivo de períodos mayores de 2 seg., ya que el extremo superior se encuentra muy por encima de los que pueden esperarse en estructuras civiles.

c) Vibraciones causadas por vórtices alternantes transversales al flujo.

Las perturbaciones que algunos cuerpos ocasionan en el flujo del aire se manifiestan en forma de vórtices que se generan periódicamente y que viajan a lo largo de la estela turbulenta, causando empujes dinámicos. El caso más típico es el que se presenta cuando el viento incide normalmente al eje de un cuerpo prismático o cilíndrico.

Entonces se producen remolinos o vórtices cilíndricos, con eje paralelo al del cuerpo y que se desprenden alternadamente a cada lado del mismo. Sus ejes se desplazan a lo largo de la estela, presentando sentidos opuestos de giro, según se trate de vórtices a uno u otro costado del obstáculo. fig. 2.5.4

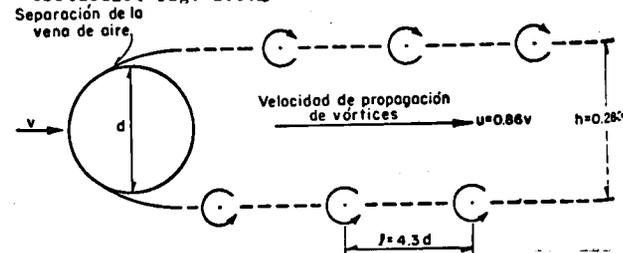


Fig. 2.5.4 Vórtices de von Karman.

El resultado de esta perturbación es la generación de fuerzas periódicas de sentido alternante, que actúan transversalmente sobre el cuerpo.

El fenómeno ha sido causa de vibraciones excesivas de chimeneas con períodos naturales próximos a los de la vorticidad y se ha reconocido como uno de los factores que intervinieron en el colapso del puente colgante de Tacoma Narrows.

d) Inestabilidad aeroelástica.

Al actuar el viento sobre una estructura ocasiona desplazamientos de la misma, tanto en la dirección del viento como normalmente al mismo. La velocidad relativa entre el viento y la estructura varía en magnitud y dirección como función del tiempo, alterándose el ángulo de incidencia. Para ciertas formas de cuerpos y ciertas direcciones de viento puede ocurrir que, actuando con un nuevo ángulo de incidencia, el viento ocasione fuerzas o desplazamientos mayores en la dirección transversal, que ésto dé lugar a nuevos cambios en el ángulo de incidencia y que el fenómeno continúe hasta alcanzarse deformaciones excesivas y eventualmente el colapso de la estructura. Estos problemas pueden presentarse, por ejemplo, en cables de líneas de transmisión o en antenas parabólicas de torres de microondas. Las pruebas en túnel de viento, para distintos ángulos de incidencia, permiten establecer si una forma dada puede ofrecer problemas de estabilidad aerodinámica.

Otro fenómeno importante que puede ocasionar vibraciones peligrosas de estructuras flexibles en el designado como "aleteo" (flütter). Cuando el viento incide con un ángulo de ataque muy bajo sobre grandes áreas planas o de muy baja curvatura, puede excitar simultáneamente vibraciones simétricas y antisimétricas, o bien vibraciones de flexión y de torsión.

Las deformaciones correspondientes a un modo de vibración aumentan los efectos del viento sobre el otro. Si dichos modos tienen períodos próximos entre sí, se acoplan y la amplitud aumenta ciclo tras ciclo. El fenómeno es típico de cubiertas colgantes con curvatura pequeña y de puentes colgantes.

2.5.5 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS.

Las estructuras se pueden clasificar por su destino y por las características de su respuesta ante la acción del viento.

De acuerdo con su destino las construcciones se clasifican igual que para el caso de diseño sísmico, teniendo en cuenta la importancia y las consecuencias de una falla. Por su destino las construcciones pueden pertenecer a los grupos A, B o C.

Según los efectos que el viento produce en las construcciones, el Reglamento de Construcciones para el D.F. las clasifica en los siguientes tipos:

- a) Estructuras tipo 1.

De acuerdo con algunas observaciones sobre ráfagas y su efecto en estructuras se concluye que para que una ráfaga actúe

en forma efectiva debe ser capaz de recorrer aproximadamente ocho veces la dimensión de la estructura en la dirección del viento. Para estructuras de 20 m de profundidad paralela al viento, esto conduce a basar el diseño en la ráfaga de máxima velocidad con duración no menor de 20 seg. La designación de las estructuras que pertenecen al tipo 1 se basó en tener en cuenta sus dimensiones ordinarias y en la brevedad de sus períodos fundamentales. Ejemplos:

- 1) Edificios de habitación u oficinas con altura menor de 60 m o período natural menor de 2 seg.
- 2) Bodegas, naves industriales, auditorios, construcciones cerradas techadas con sistemas de cubiertas rígidas (armaduras, losas, cascarones) que sea capaz de tomar las cargas por viento sin que varíe su geometría.
- 3) Puentes formados por losas, trabes, armaduras o arcos.
- b) Estructuras tipo 2.

Estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas en su sección transversal, las hacen especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos períodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Comprende los edificios con período fundamental mayor de 2 seg y altura mayor de 60 m y relación de esbeltez mayor de 5. Ejemplos: torres de transmisión, tanques elevados,

bardas, anuncios y en general las estructuras que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.

c) Estructuras tipo 3.

Estructuras semejantes a las del tipo 2, y que además, la forma de su sección transversal favorece la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Estos vórtices pueden ocasionar fuerzas transversales periódicas, susceptibles de sufrir amplificación dinámica excesiva. Ejemplos: estructuras aproximadamente cilíndricas, como chimeneas, líneas de transmisión, torres, etc.

d) Estructuras tipo 4.

Se incluyen en este tipo estructuras que ofrecen problemas aerodinámicos especiales, difíciles de cuantificar por medios analíticos. Su diseño por viento usualmente requiere pruebas representativas en túnel de viento.

Se incluyen en este tipo las cubiertas colgantes. Son estructuras flexibles, de gran superficie y de baja curvatura, sobre las que incide el viento con ángulos de ataque pequeños y que puede provocar vibraciones excesivas.

## 2.5.6 CRITERIOS GENERALES DE ANALISIS.

§ 111

Tanto el Reglamento de Construcciones para el D.F., como el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E., contienen recomendaciones bastante completas para el diseño de estructuras sujetas a la acción del viento.

En el diseño de construcciones no es necesario considerar la acción simultánea de viento y sismo, ni de viento y carga viva con la distribución más desfavorable.

Los edificios se analizan suponiendo que el viento puede actuar por lo menos según dos direcciones perpendiculares entre sí. Se eligen las direcciones que representan las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura.

Se consideran los mismos factores de carga y esfuerzos permisibles que los especificados para el diseño sísmico.

En este análisis se simplifica el problema al pedir revisión en sólo dos direcciones, si bien con ello se pueden producir errores pequeños del lado de la inseguridad para ángulos de incidencia comprendidos entre ciertos límites. Se supone que tales imprecisiones quedarán cubiertas por los factores de seguridad y de carga y por la magnitud de las presiones especificadas. De no ser así, el análisis se complicaría en exceso.

En rigor, los esfuerzos permisibles y factores de carga en diseño por viento deberían diferir de los que se marcan para diseño sísmico en vista de la mayor duración de aplicación de los efectos del viento. Sin embargo, tal multiplicidad de esfuerzos admisibles complicaría injustificadamente el diseño y se ha preferido especificar los mismos esfuerzos. La práctica parece acertada al menos mientras no se disponga de mayores conocimientos sobre criterios de falla de los materiales estructurales y las estructuras ante cargas repetidas de duración corta y moderada.

Debe verificarse la seguridad contra volteo. Para ello deben suponerse nulas las cargas vivas y estimar los pesos propios con los valores mínimos de los pesos volumétricos de los materiales. El factor de seguridad contra volteo debe ser por lo menos de 1.5.

Las presiones interiores suelen afectar principalmente a las cubiertas ligeras y a los muros y ventanas perimetrales. Es evidente la necesidad de revisar su estabilidad ante la acción combinada de presiones interiores y succiones exteriores. También pueden verse afectadas desfavorablemente las divisiones interiores, sobre todo cuando no portan otra carga que su peso propio, son ligeras y separan entre sí recintos que se comunican con el exterior.

Es conveniente que en el diseño se tomen íntegras las presiones de viento, sin reducirlas confiando en la protección que

puedieran suministrar los edificios o anuncios existentes en la proximidad del inmueble que se considera, pues aquellos pueden ser derribados con anterioridad a ésta, dejándola expuesta. Esta limitación es válida aún tratándose de edificios propiedad de un sólo dueño. Los criterios de cálculo que se especifican para diseño sísmico no permiten aprovechar algunos beneficios derivados de posibles redistribuciones de fuerzas laterales entre marcos o muros paralelos causadas por absorción de energía ante cargas repetidas. Tal posición obedece a falta de información sobre fenómenos de esta índole. En diseño para resistir presiones de viento, las redistribuciones mencionadas no ocurren en una escala apreciable, ya que en la mayoría de los casos los empujes de viento se aplican con la velocidad del orden de la de una carga estática y no se absorbe una cantidad importante de energía en ciclos alternados de carga y descarga. Por tanto en diseño para resistir presiones de viento se justifica un mayor rigor analítico que en diseño contra temblores.

#### CALCULO DE LAS FUERZAS POR VIENTO.

El cálculo de las fuerzas por viento se funda en las siguientes consideraciones.

##### Estructuras tipo 1.

Se toman las velocidades de diseño que se derivan de considerar la velocidad básica dada por la ec. 2.5.2 y la ley de variación con la altura dada por la ec. 2.5.1. Para este

tipo de estructuras basta con considerar empujes estáticos.

##### Estructuras tipo 2.

En este tipo de estructuras se han de considerar efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia.

Se multiplican las velocidades de diseño calculadas como para estructuras del tipo 1, por un factor de ráfaga. Este factor está involucrado en los valores de  $K_1$ , dados para estructuras de los tipos 2 y 3 en la tabla 2.5.2. Toma en cuenta el incremento de efectos estáticos de ráfagas tan cortas como de 2 seg, como la posible amplificación dinámica para dichas estructuras caracterizadas por períodos naturales moderadamente largos.

##### Estructuras tipo 3.

Deben diseñarse con los criterios fijados para las estructuras del tipo 2, pero además, se deben revisar para resistir las fuerzas transversales causadas por los vórtices alternante.

##### Estructuras tipo 4.

Los análisis tomarán en cuenta las características de la turbulencia y los efectos dinámicos originados por el viento, pero en ningún caso serán menores a los especificados para las estructuras del tipo 1.

EMPUJES ESTATICOS.

Los efectos de viento se toman equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Esta fuerza se supone perpendicular a la superficie sobre la que actúa y su valor por unidad de área se calcula por medio de la ecuación:

$$p = 0.0048 GCV^2 \quad (2.5.3)$$

en donde:

C = Coeficiente de empuje (sin dimensiones)

p = presión o succión debida al viento (Kg/m<sup>2</sup>)

V = Velocidad de diseño (Km/hr)

$G = \frac{8-h}{8-2h}$  = Factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura h (Km) sobre el nivel del mar.

Quando C es positivo, se trata de un empuje sobre el área expuesta; cuando es negativo, se trata de succión. (Los valores de los coeficientes de empuje que deben usarse se definen posteriormente).

El Reglamento de Construcciones para el D.F. establece las siguientes normas:

1. La velocidad del viento a 10 m de altura no será menor de 80 Km/hr. Para construcciones del grupo B en promontorio

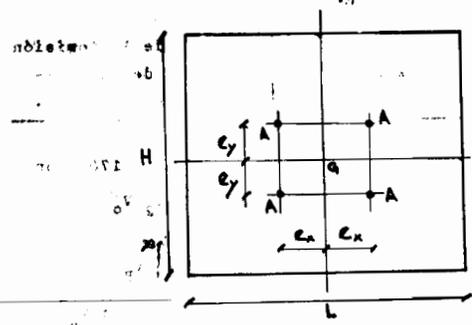
se supondrá una velocidad de 110 Km/hr a una altura de 10 m sobre la cima del promontorio. Para construcciones del grupo A se incrementarán en 15% las velocidades mencionadas. Las construcciones del grupo C no requieren diseño por viento.

2. La velocidad del viento para diseño será proporcional a la raíz cúbica de la altura sobre el terreno.

3. La presión del viento se calculará por medio de la ecuación:

$$P = 0.0055 c V^2$$

4. La fuerza resultante de la acción del viento actuará excentricamente con respecto al centroide del área expuesta:



para  $\frac{L}{H} < 2$ :

$$e_x = \pm \left[ \frac{0.3L^2}{8H} + 0.05L \right]$$

para  $\frac{L}{H} > 2$ :

$$e_x = \pm \frac{L}{8}$$

Ambos casos:

$$e_y = \pm 0.05H$$

A = punto de aplicación de la fuerza por viento.

Al pedir que se tomen en cuenta simultáneamente las máximas excentricidades accidentales en dirección tanto vertical como horizontal se yerra un poco del lado conservador, cosa que se justifica por la simplicidad que así se introduce en el análisis.

Las implicaciones de la excentricidad accidental son especialmente de tomarse en cuenta en estructuras soportadas por un solo apoyo (o línea de apoyos aproximadamente centrados, como ocasionalmente se estila en anuncios).

Esta especificación puede no ser suficientemente conservadora para estructuras con períodos naturales muy largos. Para ellas es necesario tener en cuenta la posible amplificación dinámica.

A continuación se expondrán comparativamente las especificaciones referentes a viento, para el D.F. y para la República Mexicana (Manual de Diseño de Obras Civiles - C.E.E.):

	Reglamento de Construcciones para el D.F.	Manual de la Comisión Federal de Electricidad.
1. Velocidad regional (V <sub>o</sub> )	De 80 Km/hr a 110 Km/hr	De 100Km/hr a 170Km/hr
2. Velocidad básica		$v_b = k_1 k_2 v_o$
3. Velocidad de diseño a una altura h	$v_D = \left[ \frac{h}{h_o} \right]^{1/3} v_o$	$v_D = \left[ \frac{h}{10} \right]^{0.2} v_b$
4. Presión estática del viento [c = coeficiente de empuje]	$p = 0.0055 c v_D^2$	$p = 0.0048 G c v_D^2$ $G = \frac{8-h}{8-2h}$

Area expuesta.

El área "expuesta" sobre la que se supone actúa el viento, es como sigue:

- a) En superficies planas llenas, el área total de la superficie.
- b) En construcciones tipo torre de sección circular o aproximadamente circular, la proyección vertical de la construcción.
- c) En estructuras reticulares tales como armaduras, el 20% del área limitada por las aristas exteriores de las armaduras.
- d) En techos con forma de diente de sierra, la totalidad del área del primer diente y la mitad del área para cada uno de los demás dientes.
- e) En techos formados por superficies cilíndricas, la proyección vertical de la superficie, salvo que la succión vertical se valuará tomando el área de la proyección horizontal del techo.

Estas definiciones de áreas expuestas son las que deben utilizarse para determinar las condiciones más desfavorables en lo que respecta a las fuerzas laterales para el diseño de la estructura de soporte de la cubierta de un edificio, es decir, marcos, columnas o muros. Las condiciones más desfavorables de la acción del viento sobre los miembros de la cubierta, anclajes, diseño local de tableros, etc., se obtienen aplicando sobre las áreas afectadas, la presión o

succión del viento calculada.

Coefficiente de empuje.

A continuación se muestran algunos ejemplos sobre la forma en que varían los coeficientes  $C$  de la fórmula anterior. Todos estos coeficientes provienen de aproximaciones conservadoras a los valores experimentales que mediante expresiones más complicadas pueden representarse con mayor precisión. Cuantificando el error como un porcentaje del valor más preciso de  $C$ , sólo se introducirían errores inadmisibles en la proximidad de  $C = 0$  para techos inclinados; sin embargo, ese intervalo está cubierto por el requisito de que en ningún caso se tome  $C$  menor que 0.4, con lo cual de hecho se cubren condiciones de exposición al viento ante una mayor diversidad de configuraciones topográficas en la vecindad de la estructura, en comparación con lo que es posible esperar de una serie de ensayos en túnel de viento. Por consiguiente cabe adelantar que las expresiones aproximadas propuestas, en conjunción con los límites inferiores que se estipulan para el coeficiente  $C$ , darán resultados más adecuados para diseño que expresiones que sean más precisas al juzgarlas en comparación con los resultados experimentales disponibles.

Las figuras 2.5.5 y 2.5.6 muestran en forma gráfica las distribuciones de presiones propuestas en estos incisos:

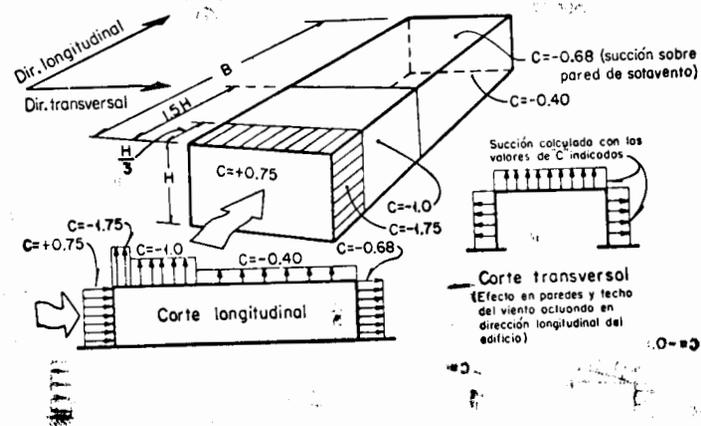


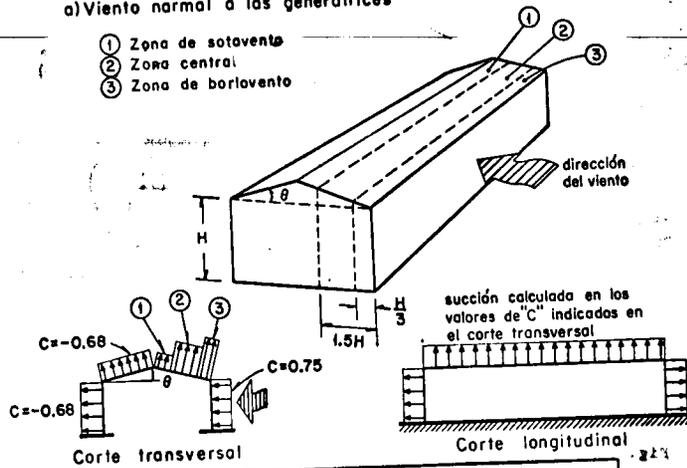
Fig. 2.5.5 Distribución del coeficiente de empuje. Edificios de planta y elevación rectangulares.

Presiones interiores.

Quando existen aberturas en los muros exteriores de una construcción, se presenta un flujo importante de aire a través de la estructura que produce presiones interiores adicionales a las exteriores que se han estudiado.

Quando el porcentaje de aberturas del edificio, en la pared que se analiza, sea mayor que el 30%, el Reglamento del D.F. recomienda considerar presiones interiores iguales a las que resultan de suponer valores de  $C = 0.8$  del lado de barlovento o  $C = -0.6$  del lado de sotavento o a un lado, valores que se combinarán con la presión exterior de viento ya calculado.

a) Viento normal a las generatrices



θ	VALORES DE C			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			
	Z O N A S			
	de barlovento	central	de sotavento	
θ < 65°				
D/H < 0.3	-1.75 + 0.054θ	-1 + 0.027θ	-0.4 + 0.018θ	-0.68
D/H = 1.0	D/B ≤ 0.75	0.82 ± 0.75	0.5 ± 0.75	
> 65°	0.75	0.75	0.75	-0.68

b) Viento paralelo a las generatrices:

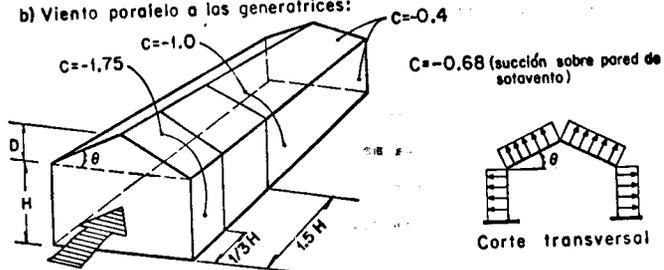


Fig. 2.5.6 Cubiertas de dos aguas

Cuando el porcentaje de aberturas (n) sea menor del 30% se tomará el más desfavorable de los siguientes valores:

1. Abertura del lado de barlovento:

$$c = 0.8 \frac{n}{30} \pm 0.3 \left[ 1 - \frac{n}{30} \right]$$

2. Abertura del lado de sotavento o a un costado

$$c = -0.6 \frac{n}{30} \pm 0.3 \left[ 1 - \frac{n}{30} \right]$$

Las presiones interiores no deben considerarse para el análisis de la estabilidad del conjunto de la estructura. Si el porcentaje de aberturas es cercano al 100%, no pueden generalizarse las condiciones anteriores, ya que pueden ocurrir empujes importantes, tanto exteriores como interiores, distintos a los citados. Ejemplo explicativo.

A continuación se van a analizar los distintos efectos producidos por viento, en una construcción de un piso, que podría ser una fábrica o industria. Estas naves se caracterizan por su poca altura y por la ligereza de sus cubiertas, cuya función es la de proteger de la intemperie, el espacio interior. Por estas características, las fuerzas debidas a sismo, generalmente pierden importancia, en comparación con las producidas por el viento.

Nave de 15m x 60m. La estructura está formada por armaduras de acero de dos aguas apoyadas sobre columnas de concreto, a una separación entre sí de 10 m. Este tipo de estructura tiene la ventaja de ofrecer una fácil eliminación del agua.

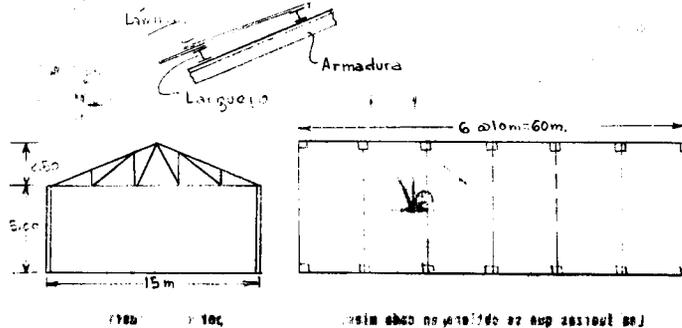


Fig. 2.5.9 corte y planta de la estructura del ejemplo

de lluvia, ligereza de la cubierta, rapidez de montaje y economía.

La cubierta propiamente dicha, está formada por lámina de asbesto cemento - apoyada, en largueros metálicos de 10 m. de claro que unen las armaduras. - El peso de este tipo de cubierta se puede estimar en:

Peso de la lámina .....	30.0	K/m <sup>2</sup>
Peso de largueros .....	25.0	"
Peso de las armaduras .....	15.0	"
	70.0	K/m <sup>2</sup>

En esta relación el peso de los largueros y armaduras, se ha repartido -- entre toda la superficie útil de la planta. Se supone que la construcción - se localiza en el Valle de México y se van a aplicar las recomendaciones - del manual de Diseño de la C.F.E.

El viento, al actuar sobre esta estructura, producirá distintos efectos sobre cada uno de sus elementos, así como el conjunto. La acción más importante es en la cubierta, en donde la ligereza de su peso favorece las fuerzas de succión. Estas fuerzas habrá que analizarlas, en toda la cubierta, tanto en las armaduras, como en los largueros y en la lámina. El análisis com-

prende el estudio de los esfuerzos en los distintos miembros así como de los tipos de sujeción o apoyo.

Por lo que respecta a los muros perimetrales que cierran la construcción estarán sometidos a presiones o succiones con tendencia a producir el volteo o la rotura de este elemento.

Muy importante en el análisis es la forma de estructurar la cubierta, para que se repartan de manera uniforme las fuerzas horizontales entre todos los marcos y que por lo tanto se comporte como un conjunto.

Primero se obtendrán las fuerzas o presiones exteriores producidas por el viento.

- Determinación de la velocidad de diseño

Velocidad regional  $V_0 = 100$  Km/hr.

Factor de topografía:  $k_1 = 0.8$  (estructura tipo I en zona industrial)

Exponente de variación con la altura:  $\alpha = 0.075$

Factor de tiempo de recurrencia:  $k_2 = 1.0$

Velocidad básica  $= k_1 k_2 V_0 = 100 \times 0.8 = 80$  km/hr.

Corrección por la altura:  $V_z = 80 \left( \frac{7.5}{100} \right)^{0.075} = 78$  Km/hr.

- Fuerza debida al viento:

$$p = 0.0048 G C V^2$$

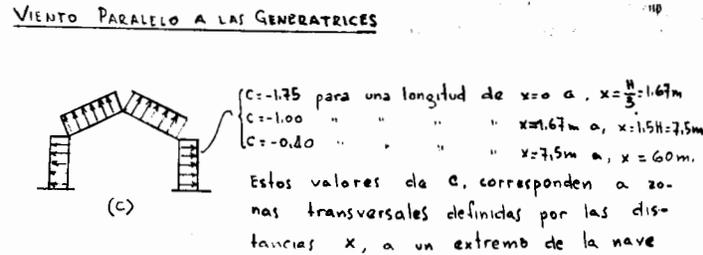
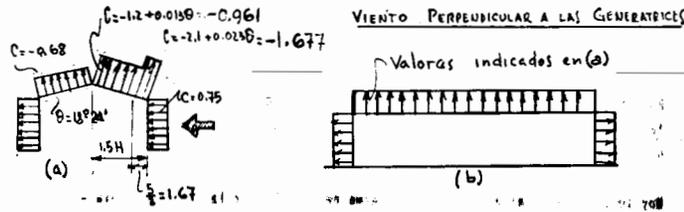
$$\text{en donde } G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$$

Si aceptamos una altura sobre el nivel del mar de  $h = 2.2$  km.

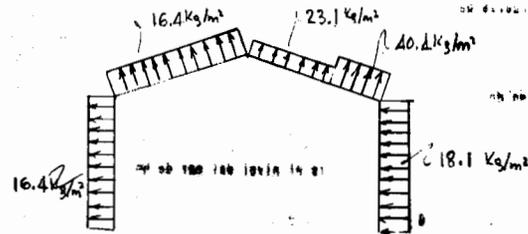
$$G = \frac{8 + 2.2}{8 + 4.4} = 0.823$$

$$p = 0.0048 \times 0.823 \times 78^2 C = 24.10 C \text{ Kg/m}^2$$

En una estructura de este tipo, la distribución de los coeficientes de presión es la siguiente:



Se van a obtener las presiones que corresponden a los coeficientes anteriores y se considerarán aquellas que producen efectos más desfavorables en un marco intermedio.

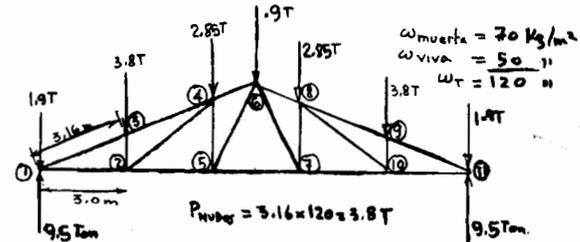


En los marcos extremos se obtiene una condición más desfavorable al aplicar los coeficientes correspondientes al segundo caso.

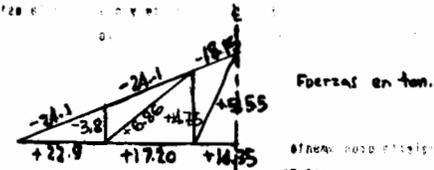
Se va a suponer que la estructuración está formada por armaduras cada 10m., que se encuentran simplemente apoyadas sobre columnas de concreto. Estas a-

su vez, están empotradas en la cimentación.

Cada una de las armaduras interiores se diseñará para la condición más desfavorable resultante de aplicar la carga muerta, viva y la accidental debida al viento.



Las fuerzas que se obtienen en cada miembro, producidas por carga muerta y carga viva son:

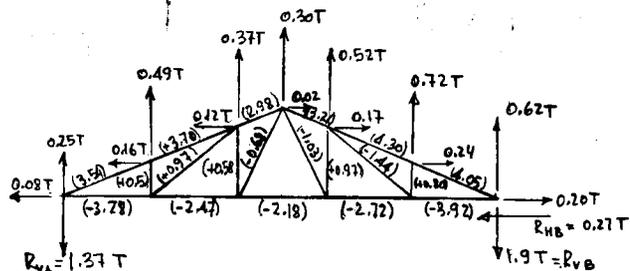


Para el análisis de las fuerzas por viento, las cargas uniformes obtenidas en la figura se transforman en cargas de nudo, multiplicando estos valores por el área tributaria respectiva. Los valores así obtenidos se proyectan en dos direcciones ortogonales.

Por ejemplo en el nudo 2:



En la siguiente figura las fuerzas internas en las barras estan dentro de los parentesis.

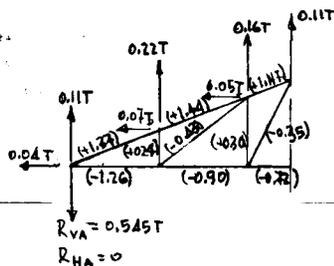


Además de estas presiones producidas por la acción directa del viento habrá que considerar las presiones interiores, producidas por el viento que penetra por las aberturas de fachadas. Estas se obtienen a partir de la misma fórmula anterior en el que el coeficiente es  $\pm 0.3$  para un caso como el presente, en el que se estima una fachada "cerrada". Las presiones interiores se sumarán a las exteriores, con objeto de calcular las condiciones más desfavorables en la estabilidad de los elementos de la cubierta.

En este caso se obtendrá una succión uniforme de

$$p = 0.0048 \times 0.823 \times 83^2 \times 0.3 = 10.25 \text{ kg/m}^2$$

Las fuerzas adicionales en la armadura son:



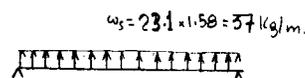
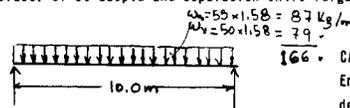
Las fuerzas en los miembros de la armadura producidas por las diferentes citaciones estudiadas son:

MIEMBRO	CARGA MUERTA	CARGA MUERTA + CARGA VIVA	V I E N T O		CARGA MUERTA + F. DE VIENTO
			PRESION EXTERIOR	PRESION INTERIOR	
11-9	- 17.00 (ton)	- 24.1 (ton)	+ 4.05	+ 1.37	- 8.58
11-10	+ 13.4 "	+ 22.9 "	- 3.92	- 1.26	+ 8.22
9-10	- 2.2 "	- 3.8 "	+ 0.80	+ 0.24	- 1.16
9-8	- 14.0 "	- 24.1 "	+ 4.30	+ 1.44	- 8.26
10-8	+ 4.0 "	+ 8.88 "	- 1.44	- 0.43	+ 2.23
8-7	- 2.77 "	- 4.75 "	+ 0.97	+ 0.30	- 1.50
8-6	- 10.6 "	- 18.15 "	+ 3.21	+ 1.11	- 8.28
7-8	+ 3.24 "	+ 5.55 "	- 1.03	- 0.35	+ 1.86
7-5	+ 8.35 "	+ 14.35 "	- 2.18	- 0.72	+ 5.45

Para el diseño de cada uno de los miembros, se escogerán las condiciones de esfuerzo más desfavorables. Se puede apreciar que corresponde a la combinación de carga muerta y carga viva. En la armadura, los efectos por succión producen una disminución de las fuerzas internas.

Los apoyos de la armadura, se diseñarán de tal manera que puedan desarrollar las fuerzas, tanto por carga vertical como por viento, que se han obtenido en el análisis anterior.

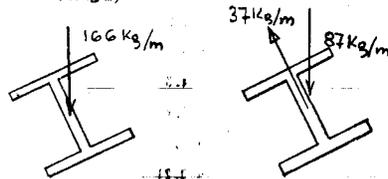
Los largueros o vigas que unen las armaduras y sobre las que se apoya la cubierta propiamente dicha se diseñarán para la condición de carga que produzca mayores esfuerzos. Si se adopta una separación entre largueros de 1.58 m. las cargas serán:



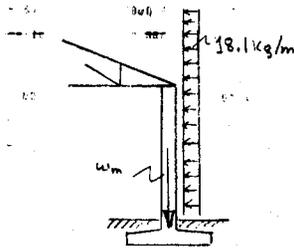
Fuerza de viento

Para el primer larguero del lado derecho, la carga de viento es mayor 40.4 kg/m<sup>2</sup>, aun que tiene la mitad del área tributaria.

Esta fuerza de succión corresponde al valor máximo obtenido para una zona intermedia. Así los largueros, se diseñarán para una carga total de 186 Kg/m. La otra alternativa sería el considerar la combinación de carga muerta (87kg/m) y la carga por viento (37Kg/m)



Los muros perimetrales, deben calcularse actuando sobre ellos la presión del viento ya obtenida. En este caso se considera la proyección de la cubierta sobre un plano vertical.

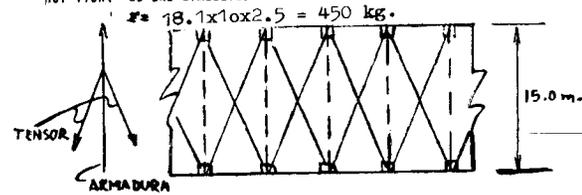


El muro así como su cimentación se proyectará como sometido a la acción de las fuerzas indicadas.

En los tramos de muro intermedios en los que no haya interacción entre la armadura y el muro, no se considerará la acción del viento que actúe sobre la proyección de la cubierta.

Un efecto que puede presentarse, es el desplazamiento relativo de unas armaduras con respecto a otras, debido a que el viento actúe en una parte de la cubierta o bien debido a efectos de rálaga. Para resistir estos efectos, conviene contraventear en sentido horizontal todas las armaduras o marcos transversales, de manera que trabajen formando un conjunto.

Cada pareja de estos contravientos, se calcularán como recibiendo el empuje por viento de una armadura.



2.6 OTRAS SOLICITACIONES

2.6.1 Solicitaciones debidas a cambios volumétricos.

Existen ciertas sollicitaciones que no son propiamente fuerzas, las cuales, al igual que éstas, originan acciones internas (momento, carga axial, fuerza cortante y torsión) en las estructuras. Sollicitaciones de esta naturaleza, son por ejemplo, los cambios volumétricos, que se deben a dos causas fundamentales: las variaciones de temperatura y la contracción. Las características de estos fenómenos y su efecto sobre las estructuras se estudian en los incisos siguientes:

2.6.2 Efectos de las variaciones de temperatura.

Casi todos los materiales se dilatan cuando se eleva su temperatura y se contraen cuando son enfriados. Dentro de un intervalo de temperatura bastante amplio esta dilatación o contracción es proporcional a la variación térmica. La proporcionalidad se expresa por medio del coeficiente de expansión térmica lineal ( $\alpha$ ), que se define como el cambio de longitud que sufre una barra cuando su temperatura varía en un grado. El coeficiente térmico del acero es aproximadamente 0.000 0124/C°. El del concreto simple varía entre 0.000 008/C° y 0.000 013/C°. Puede observarse que los valores son bastante parecidos. Para efectos de diseño es común tomar un valor promedio de 0.000 01/C° tanto para concreto simple como para concreto reforzado. El coeficiente térmico de la madera, en el sentido paralelo a las fibras, oscila entre 0.000 0037/C° y 0.000 0054/C°.

Si se permite la libre dilatación o contracción de todas las fibras de un cuerpo el cambio de temperatura no origina esfuerzos del cuerpo. Sin embargo cuan-

do el elemento está restringido o cuando existe un gradiente de temperatura, - es decir, cuando la temperatura varía de un punto del cuerpo a otro, se presentan esfuerzos denominados esfuerzos térmicos.

En un miembro recto la presencia de un gradiente de temperatura produce curvatura, además de alargamiento o acortamiento, aun cuando no existan restricciones. Una cosa semejante sucede en cualquier miembro estructural.

La evaluación de los efectos de las variaciones térmicas sobre las estructuras es un problema complejo, a continuación se mencionan algunos de los factores involucrados en él.

Influye mucho la temperatura predominante en el momento de realizarse la estructura; no es lo mismo construir en una época de temperatura cálida que en una época fría o en una época de temperatura media.

Por otra parte lo que interesa para efectos de cálculo no es la temperatura ambiente sino la distribución de la temperatura dentro del elemento estructural. En algunos materiales, como el concreto el calor se transmite con relativa dificultad. Significa esto que la variación de temperatura en el interior de un elemento de grandes proporciones puede ser bastante menor que la del ambiente. Esto se tiene en cuenta en algunos reglamentos haciendo depender del espesor del elemento el intervalo de temperatura que debe considerarse. Así en un elemento de poco espesor se considerará una variación mayor que en uno de gran tamaño. Una recomendación típica indica que para elementos de menos de 15 cm. se toma una variación de 0.8 t, siendo t la variación de la temperatura ambiente. Para piezas mayores de 15 cm. se dan valores de 1/2 t<sub>a</sub> - 1/3 t<sub>a</sub>.

Es importante también la forma y grado de exposición. Por ejemplo el techo de un edificio estará expuesto por el lado superior directamente a la acción de las variaciones de la temperatura ambiente, mientras que las temperaturas en el lado inferior serán menores. Por otra las losas, trabes y columnas que quedan dentro del edificio estarán sujetas a variaciones, mucho menores que las exteriores. En los elementos de la fachada expuestos por un lado a variaciones extremas y por el otro a una temperatura casi uniforme, pueden presentarse problemas serios debido a los efectos de los gradientes de temperatura lo mismo que en el caso de los elementos de techo.

Cálculo de esfuerzos térmicos en elementos con restricciones a la deformación

Como se dijo anteriormente, cuando existe restricción a la libre dilatación y contracción de un elemento estructural, y esto sucede en todas las estructuras hiperestáticas, la variación de temperatura puede producir efectos a veces del mismo orden que los debidos a otras solicitaciones. Para determinar estos efectos se puede considerar en el cálculo, que se imponen a los elementos de la estructura deformaciones iguales a los que estos tendrían, si pudieran dilatarse o contraerse libremente.

Considerese, por ejemplo, un elemento recto restringido sujeto a una variación térmica. El esfuerzo debido a la variación puede expresarse por medio de la ecuación.

$$f_t = E \cdot \epsilon_t$$

en donde

$$f_t = \text{esfuerzo térmico}$$

$$E = \text{módulo de elasticidad}$$

$$\epsilon_t = (t_2 - t_1) \alpha = \text{deformación unitaria correspondiente a la variación de temperatura } t_2 - t_1, \text{ dentro del elemento en estudio.}$$

$$\alpha = \text{coeficiente térmico}$$

$$t_1, t_2 = \text{temperaturas inicial y final respectivamente.}$$

La fuerza total será

$$F_t = A f_t$$

donde A es el área de la sección del elemento.

La dificultad principal en cálculos de este tipo reside en la correcta elección del valor de la variación de temperatura dentro del elemento y de los efectos de los gradientes de temperatura, cuando éstos existen.

En estructuras de concreto puede ser importante la rapidez de variación de la temperatura y la influencia del flujo plástico. Cuando se trata de una variación de temperatura que se registra en un plazo largo de tiempo la naturaleza plástica del concreto tiende a aliviar los esfuerzos térmicos. Una manera de tener en cuenta la influencia del flujo plástico consiste en variar el módulo de elasticidad utilizado en los cálculos. Así se emplearían valores altos para cambios de temperatura rápidos y valores bajos para cambios lentos. Algunos proyectistas, por ejemplo, toman valores del módulo de elasticidad del concreto iguales a un tercio de los que se usarían para analizar efectos de corta duración. Estas reducciones son excesivas cuando se están estudiando los efectos de variación del día a la noche que se realiza en un tiempo demasiado corto para que se deje sentir la influencia de los reajustes plásticos.

Algunas ilustraciones de los efectos de la temperatura

a) Viga de acero articulada en sus extremos y sujeta a una carga uniforme

Si la viga de la fig. 1 sufre un aumento de temperatura aparecerán unas reacciones  $P_1$  en sus extremos al no poder alargarse libremente, originando esfuerzos uniformes de compresión. Pueden también ser, significativos los esfuerzos de flexión producidos por la excentricidad de  $P_1$  respecto al centro de la sección correspondiente al centro del claro. Esta excentricidad se debe a la de flexión de la viga (A), ocasionada por la carga uniforme.

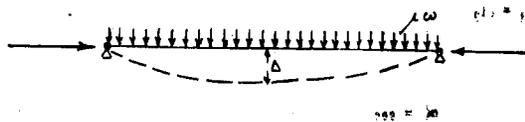
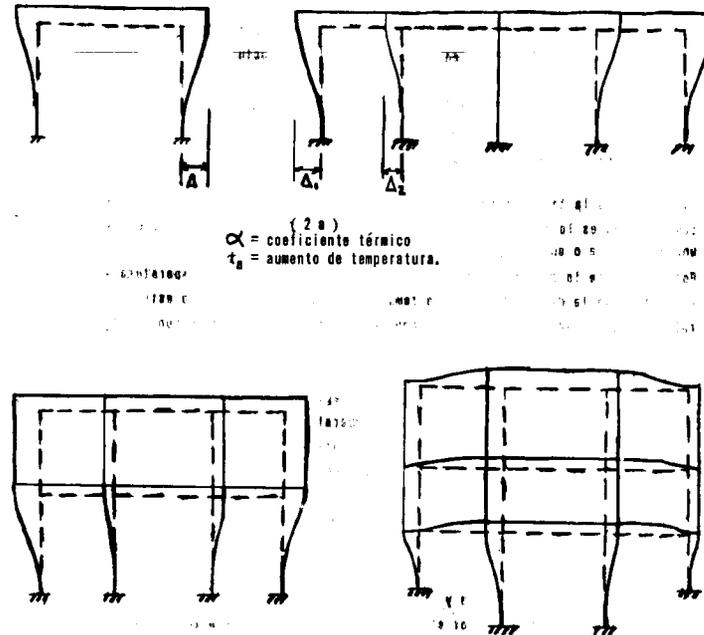


Fig. 2.8.1 Efecto de variación de temperatura en una viga con articulaciones fijas en ambos extremos.

b) Marcos

Los efectos de la temperatura en marcos rígidos se ilustran en la fig. 2.8.2. Los acortamientos o alargamientos de los distintos miembros, correspondientes a un cambio de temperatura dado, pueden calcularse fácilmente, como se indica en las figs. 2a. y 2b. Las acciones internas producidas por estas deformaciones longitudinales, pueden determinarse por cualquiera de los métodos de análisis elástico usuales. Como se indicó anteriormente, la difícil

tad principal consiste en la elección correcta del intervalo de temperatura que debe considerarse, que dependerá, entre otras cosas, del grado de exposición del miembro en estudio, que puede variar según la posición de éste en la estructura. En algunos casos son importantes los efectos de los gradientes de temperatura que pueden presentarse en ciertos miembros.



2 b) Se supone la misma variación en los dos niveles.

2 c) Se supone igual variación térmica en los tres niveles.

Fig. 2.8.2. Efectos variaciones térmicas en marcos.

c) Arcos

Los efectos térmicos en arcos son casi siempre de importancia y deben

considerarse en el análisis con cuidado.

En un arco articulado una elevación de la temperatura levantará la clave - mientras que un descenso la hará bajar (fig. 2.6.3)



Fig. 2.6.3 Efectos de temperatura en un arco articulado

En arcos doblemente empotrados se asar la longitud del arco y la clave baja. Esto produce momentos positivos en la clave y momentos negativos en los arranques. Una elevación de temperatura produce efectos contrarios.

#### d) Domos

Los efectos de la temperatura en domos son semejantes a los descritos para arcos. En domos que contienen algún tipo de vidriería para iluminación es necesario predecir los movimientos probables con el fin de detallar la herrajería con holguras adecuadas.

Los domos son especialmente sensibles a las variaciones de temperatura a lo largo del día. El análisis de los efectos térmicos es complicado porque el calentamiento del domo es desigual, por la posición variable del sol. La estructura tiende a dilatarse en dirección de la fuente de calor (fig. 2.6.4). Un caso típico donde se presentan problemas térmicos de esta clase es el Palacio de los Deportes. Para determinar los efectos de un calentamiento desigual se recurrió a un modelo a escala.



Fig. 2.6.4 Efecto del calentamiento desigual en un domo.

#### e) Elementos estructurales de dos materiales con coeficientes térmicos diferentes.

A veces se emplean materiales con coeficientes térmicos distintos para formar un elemento estructural. Las variaciones de temperatura provocarán esfuer-

zos de tensión en uno de los materiales y esfuerzos de compresión en el otro, así como la curvatura del elemento.

#### f) Estructuras especiales

Hay algunas estructuras en las que el efecto de la temperatura es un problema fundamental. Esto sucede por ejemplo, en el caso de los reactores nucleares y las chimeneas de grandes dimensiones.

#### 2.6.3 Efectos de la contracción

Algunos materiales, en particular el concreto, ciertos tipos de mampostería y la madera, están sujetos al fenómeno de contracción. Estos materiales disminuyen de volumen en determinadas condiciones independientemente de los descensos de temperatura y de la acción de las cargas externas. Los efectos de la contracción a veces son más importantes en las estructuras de concreto que los debidos a las variaciones de temperatura. Existe cierta analogía entre la contracción y la temperatura. Así, es frecuente suponer que la contracción equivale a un descenso de temperatura.

La deformación unitaria del concreto simple debida al fenómeno de contracción varía bastante con los tipos de concreto. Se citan valores que van desde 0.0002 a 0.0001. Debe recordarse que la contracción es función del tiempo, tendiendo a estabilizarse con la edad.

La presencia del refuerzo en las estructuras de concreto reforzado presenta problemas especiales. Las varillas impiden la libre deformación del concreto por contracción, lo que produce esfuerzos de tensión en el concreto y de compresión en acero. El esfuerzo de tensión puede llegar a ser suficiente para agrietar el concreto. Aunque parecería entonces que el refuerzo favorece al agrietamiento también es cierto que la presencia del acero restringe su desarrollo después de su iniciación.

Una distribución no uniforme del refuerzo en una pieza de concreto reforzado produce curvatura debido a contracciones diferenciales. Se debe a que las varillas restringen la contracción en las partes próximas a ellas.

También pueden presentarse problemas de contracción diferencial debido a condiciones de humedad ambiente distintas en las superficies opuestas de elementos estructurales. Un problema típico, por ejemplo, es el de los pav-

mentos, donde existen condiciones muy distintas en la superficie expuesta de las que corresponden a la superficie en contacto con el terreno. Esto motiva complejos estados de esfuerzo.

Para tener en cuenta el efecto de la contracción es frecuente -- que se apliquen recomendaciones de tipo empírico. Por ejemplo en algunos lugares se asimila la contracción a un descenso de temperatura de unos 15° centígrados. En las normas francesas se propone el uso de un coeficiente de contracción que varía de 0.0002 a 0.0003 en regiones húmedas, y de 0.0004 a 0.0005, en regiones secas. Para el cálculo de esfuerzos se recomienda que se empleen -- valores bajos del módulo de elasticidad del concreto, para tener en cuenta la influencia de las características plásticas que dejan sentirse debido a la lentitud de los fenómenos de contracción.

Este tipo de regla simplista tiene evidentemente muchas limitaciones dada la complejidad real del problema. Cuando se intenta evaluar los efectos de la contracción en una estructura de concreto reforzado debe recordarse que influyen los siguientes factores:

a) Cuando el concreto se cuela en etapas la contracción no se presenta con la misma intensidad simultáneamente. Un ejemplo típico es el de la construcción de un gran puente en arco en donde las etapas de colado se efectúan con espaciamentos importantes. La contracción del primer colado será casi cuando se esté colando la última porción del puente.

b) El esfuerzo restringe los efectos de la contracción

c) La contracción es un fenómeno lento que tiende a estabilizarse.

Esta característica es aprovechada por algunos fabricantes de -- concreto de productos estructurales precolados que los almacenan durante cierto tiempo antes de utilizarlos. Así se logra que los efectos de contracción queden reducidos a un mínimo cuando los elementos estructurales son montados.

#### 2.6.4. Algunas consideraciones sobre el tratamiento de los cambios volumétricos en el diseño estructural

De los incisos anteriores se deduce la complejidad de los problemas relacionados con los efectos sobre las estructuras de la temperatura y la contracción por su naturaleza aleatoria, aun cuando se consideren indepen-

dientemente.

En estructuras de concreto reforzado los dos fenómenos pueden presentarse simultáneamente, sumándose sus efectos en unas ocasiones y restándose en otras. Influyen también la edad puesto que de ella depende el grado de contracción, y la rapidez con que se realiza la variación térmica, por el comportamiento plástico del concreto. Dadas estas condiciones es difícil establecer métodos de diseño determinísticos que tengan en cuenta todas las variables que intervienen en el problema. Tampoco es suficiente la información disponible para justificar el planteo de métodos probabilísticos. Así el proyectista se ve obligado a tener en cuenta estos fenómenos de una manera empírica con base en su experiencia y las recomendaciones simplistas de algunos reglamentos que deben tomarse con reservas.

Afortunadamente los efectos de los cambios volumétricos no suelen afectar la resistencia última de las estructuras si éstas son suficientemente dúctiles. Podría afirmarse, que más importante que intentar evaluar las acciones internas provocadas por los efectos de temperatura y contracción es detallar las estructuras de manera que se asegure un comportamiento dúctil que proporcione reservas de resistencia para situaciones desfavorables no previstas en los cálculos.

Por otra parte el comportamiento de las estructuras bajo condiciones de servicio puede ser afectado seriamente. Los cambios de dimensiones pueden producir daños que aunque no pongan en peligro a la estructura implican reparaciones costosas. Esto justifica que en el diseño de toda estructura de importancia se tenga en cuenta los posibles efectos de estas solicitaciones.

Los efectos de la temperatura y la contracción sobre una estructura son -- tanto más importantes cuando mayor su rigidez. Desde este punto de vista es deseable hacer las estructuras flexibles, lo que puede estar en contradicción con las otras condiciones de funcionamiento que exigen rigidez. En estructuras sujetas a variaciones fuertes de temperatura y cargas poco importantes deben buscarse soluciones flexibles. En el caso contrario, la rigidez será la propiedad deseada.

Los efectos de temperatura y contracción pueden reducirse por medio de juntas razonablemente distribuidas o por medio de apoyos que permitan el libre desplazamiento de los elementos estructurales. En los puentes, por ejemplo, es frecuente eliminar estos efectos por medio de dispositivos a veces complicados que permiten la libre contracción o dilatación de la

estructura. En estructuras de edificios suele considerarse que no es necesario tomar en cuenta los efectos de los cambios volumétricos en el cálculo si se proporcionan juntas a distancia que varían entre 50 y 100 metros, según los distintos reglamentos.

La decisión de usar juntas debe estudiarse con cuidado. Las juntas son caras y presentan problemas más serios que los daños que la estructura habría sufrido por efectos volumétricos si se hubiera construido sin ellas, aun sin haberlos tenido en cuenta en el cálculo.

En estructuras de concreto reforzado es prudente seguir las recomendaciones de los reglamentos respecto a los armados mínimos que deben utilizarse siempre en previsión de los efectos de los cambios volumétricos.

**2.6.5 Asentamientos diferenciales**

Cuando las distintas partes de una estructura hiperestática se ven sujetas a hundimientos diferentes se inducen en ella acciones internas que pueden ser de importancia. Casi siempre los hundimientos diferenciales se efectúan con relativa lentitud, de manera que para evaluar su efecto en las estructuras deben considerarse módulos de elasticidad bajos, que tengan en cuenta los efectos del flujo plástico del concreto. Al estudiar los tipos de movimientos producidos por el asentamiento de las estructuras suelen distinguirse tres clases: el asentamiento máximo, el desplome y la distorsión angular. (Fig. 5) en el diseño es necesario lograr no solamente que la estruc-

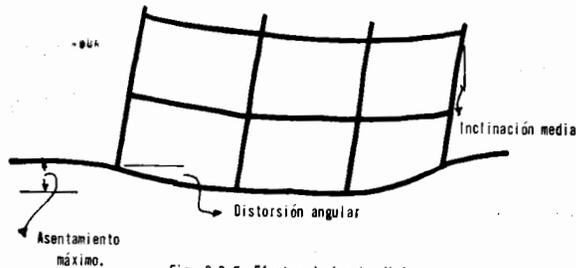


Fig. 2.6.5 Efectos de los hundimientos

tura resista las acciones internas debidas a asentamiento sino que estos movimientos se mantengan dentro de límites razonables. La dificultad está en definir estos límites razonables. En la tabla se sugieren algunos valores típicos que pueden servir de orientación. En la elección de límites deben considerarse los daños que puedan sufrir los acabados y los daños

que puedan ocasionarse a edificios vecinos

TABLA 1 HUNDIMIENTOS PERMISIBLES

Concepto que se limita y tipo de daño.	Limite			Unidades.
	Incremento mensual	Incremento Anual.	Total	
<b>Hundimiento máximo</b>				
Daños a instalaciones en vía pública	3	10	30	cm.
Daños a edificios vecinos	1.2	4	10	cm.
<b>Inclinación media</b>				
Inclinación visible	---	---	.	%
Componente transversal excesiva de la aceleración de la gravedad.	---	---	0.2	C +
Efectos en el funcionamiento de maquinaria	---	---	0.1	%
Dificultades en grúas viajeras	---	---	0.3	%
<b>Distorsión angular</b>				
Agrietamiento de aplanados de yeso	0.2	0.25	0.3	%
Agrietamiento de muros de bloque de concreto ligero	0.2	0.25	0.3	%
Agrietamiento de muros de bloque de concreto de peso normal	0.3	0.4	0.5	%
Agrietamiento de muros de tabique recocado	0.5	0.7	1.0	%
Daños peligrosos en estructuras de concreto reforzado	1.0	1.5	2.0	%
Falla de conexiones remachadas en estructuras de acero	---	---	4.0	%

\*  $\frac{100}{100 + 3h}$

h = altura del edificio en metros.

- si h = 0, la inclinación permisible = 1 %
- si h = 50 m, inclinación permisible = 0.4 %
- si h = ∞, desplome permisible = 33 cm.

+ C Relación entre el cortante de piso máximo y el peso del edificio arriba del nivel considerado; generalmente es mínimo en la base del edificio y es igual al coeficiente de cortante en la base.

## 2.6.6 Solicitaciones diversas asociadas a los procedimientos de fabricación y construcción de las estructuras y sus elementos

### Esfuerzos residuales

Las piezas estructurales de acero van sujetas a distintas acciones durante su fabricación y manejo que crean en ellas lo que suelen llamarse "esfuerzos residuales". Estos esfuerzos residuales existen dentro de elementos aún cuando no actúa sobre ellos fuerza exterior alguna. Son semejantes a los producidos por las solicitaciones externas o por las variaciones térmicas y por lo tanto pueden sumarse a ellas si son del mismo sentido.

Los esfuerzos residuales se deben a deformaciones plásticas diferenciales entre las diferentes partes de un elemento. Fundamentalmente las causas principales de los esfuerzos residuales son el enfriamiento irregular de los perfiles después de laminados, las deformaciones permanentes ocasionadas por cargas exteriores, la soldadura, el endurecimiento en frío o caliente y otras operaciones a las que someten los elementos de acero durante su fabricación y construcción.

Los elementos de aluminio también pueden contener esfuerzos residuales.

## 2.6.7 Solicitaciones que se presentan durante el transporte y el montaje de estructuras prefabricadas

Durante su fabricación, transporte y montaje es común que los elementos prefabricados se vean sujetos a condiciones de carga distintas de las que existían en la estructura terminada. Estas solicitaciones deben tenerse en cuenta en el diseño. A veces las maniobras a las que pueden quedar sujetos los elementos prefabricados pueden ser bruscas. Por lo tanto las cargas estáticas deben incrementarse con algún coeficiente de impacto. También es necesario prever los estados de esfuerzo que pueden existir antes de realizadas las conexiones que dan continuidad a la estructura.

Un caso muy ilustrativo es el de los pilotes de concreto, cuyo armado está determinado fundamentalmente por las solicitaciones que se presentan durante su transporte e hincado.

En el montaje de estructuras de acero es frecuente tener que recurrir a maniobras que crean esfuerzos a veces importantes. Esto sucede cuando por alguna razón las tolerancias no se han respetado con precisión y es necesario forzar el elemento al montaje.

## 2.6.8 Solicitaciones accidentales que se presentan durante las distintas etapas constructivas de los edificios

El proyectista debe tener en cuenta el procedimiento constructivo, ya que durante la construcción pueden presentarse solicitaciones de importancia que después desaparecen. Por ejemplo, puede haber partes de una estructura de concreto que están sujetos al paso de camiones de carga en cierta etapa de su construcción. En los edificios que se construyen con grúas, torre fijadas a la estructura, es necesario tener en cuenta los esfuerzos que éstas producirán.

Un ejemplo en el que el procedimiento constructivo influye importantemente en el dimensionamiento, es el de los puentes construidos en voladizo. En estos puentes, la estructura debe ser capaz de soportar su peso propio en cantilever, mientras no se realiza la unión entre los voladizos.

## 2.6.9 Otros factores que influyen en el dimensionamiento estructural

Las solicitaciones que se han estudiado hasta ahora, producen todas ellas deformaciones en las estructuras y por lo tanto acciones internas. En el dimensionamiento puede influir también acciones de otra naturaleza. Por ejemplo puede ser necesario tener en cuenta el posible desgaste bajo la acción de vehículos o los efectos de ciertas sustancias que tienden a desintegrar los pisos como sucede en los rastros y en otras instalaciones industriales.

## ANÁLISIS DE MARCOS SUJETOS A FUERZAS LATERALES

En los problemas sobre diseño estructural, es usual el análisis de marcos, sometidos a fuerzas laterales, así como la obtención de la rigidez de los mismos. Además de las soluciones ya estudiadas en el curso de Análisis Estructural, es interesante conocer algunas soluciones aproximadas que permiten un análisis rápido y práctico de la estructura. Mediante una solución aproximada, es posible obtener de una manera rápida, secciones geométricas preliminares de los distintos elementos estructurales o bien, permiten realizar un análisis previo para conocer valores aproximados de los elementos mecánicos. En general estos procedimientos no dan resultados satisfactorios para análisis definitivos.

En el análisis estructural de un marco, es necesario partir de una solución inicial aproximada, en la cual se suponen las secciones de los elementos estructurales y así poder calcular los momentos de inercia y coeficientes de ~~rigidez~~ rigidez.

A partir de esta suposición, se procederá a analizar la estructura por tanteos hasta que la solución del problema coincida aproximadamente con las secciones supuestas.

En los procedimientos aproximados de análisis de estructuras hiperestáticas, se supone la posición de los puntos de inflexión y la distribución de la fuerza cortante lateral entre los elementos resistentes de un entrepiso. Así el análisis se reduce a un procedimiento isostático de equilibrio de fuerzas. La diferencia entre los distintos métodos que se van a describir a continuación consiste principalmente en consideraciones sobre la posición de los puntos de inflexión y sobre el criterio que debe seguirse para distribuir la fuerza cortante.

A continuación se describirán los principales métodos para el análisis aproximado de marcos.

Método del portal.

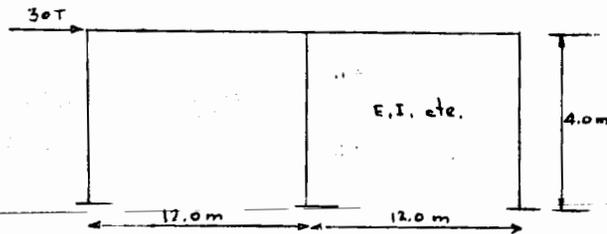
Se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) Los puntos de inflexión en traveses y columnas se encuentran en sus puntos medios.
- 2) La fuerza cortante en cada una de las columnas exteriores de un piso, es igual a la mitad de la que corresponde a cada columna interior.

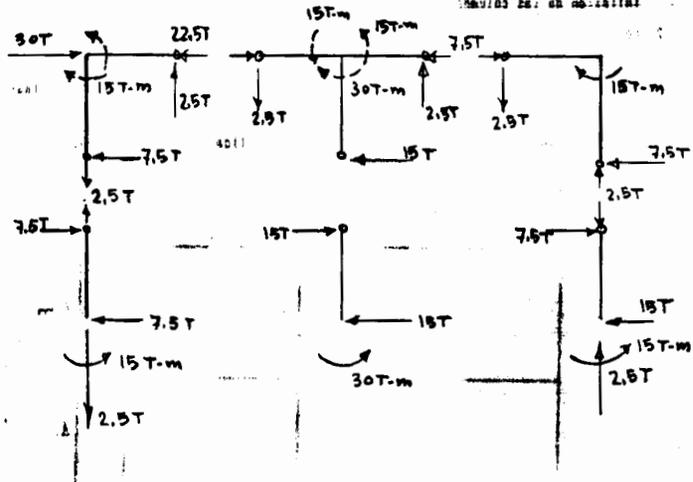
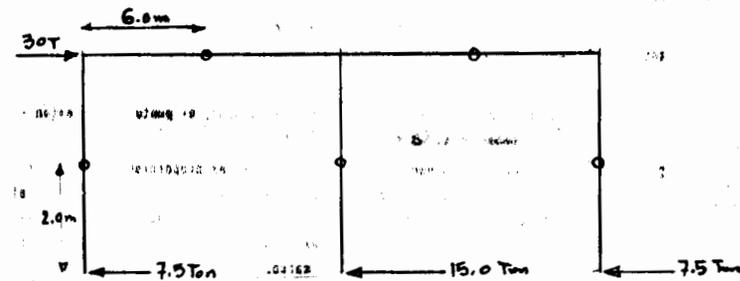
El proceso de cálculo puede resumirse en los siguientes pasos:

- 1) Determinación de la fuerza cortante de cada entrepiso
- 2) Obtención de la fuerza cortante en cada columna, de acuerdo con la hipótesis 2
- 3) Cálculo de los momentos flexionantes en los extremos de las columnas, teniendo en cuenta la hipótesis 1.
- 4) Obtención de los momentos en los extremos de las traveses, equilibrando los momentos de las columnas en cada nudo. Para ello es necesario comenzar en nudos que tengan una sola trabe y proseguir, recordando que los momentos en los extremos de una misma trabe son iguales entre sí.
- 5) Obtención de las cortantes en las traveses a partir de los momentos en sus extremos
- 6) Obtención de las fuerzas axiales en las columnas a partir de las cortantes en las traveses.

Ejemplo:



Suposiciones:



Método del voladizo.

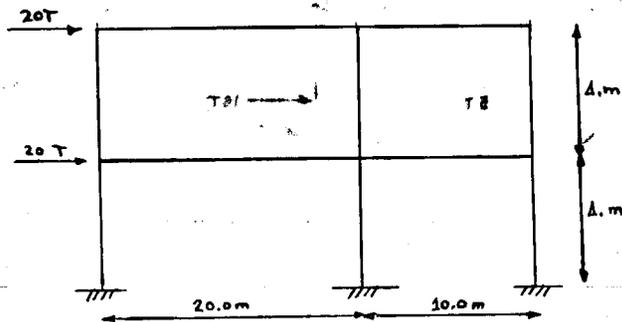
Se suele utilizar este método para el análisis preliminar de marcos esbeltos. Las hipótesis que se hacen son semejantes a las del método anterior:

- 1) Los puntos de inflexión de traves y columnas se encuentran en sus puntos medios. - En el caso de que las columnas se encuentren articuladas, el punto de inflexión se encuentra en ~~el punto~~ la articulación.
- 2) La fuerza axial en cada columna de un mismo entrepiso es proporcional a su sección transversal y a su distancia al centro de gravedad de las columnas del marco en el entrepiso considerado. En ocasiones se suponen todas las columnas de igual sección transversal y se calculan las cargas axiales como directamente proporcionales a sus distancias al centro de gravedad del marco.

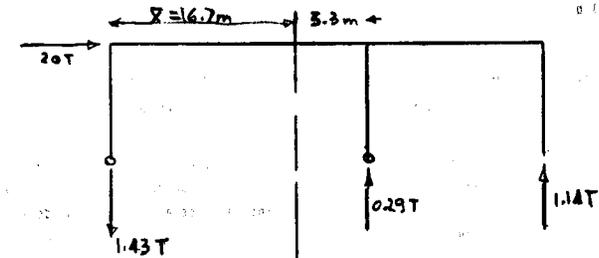
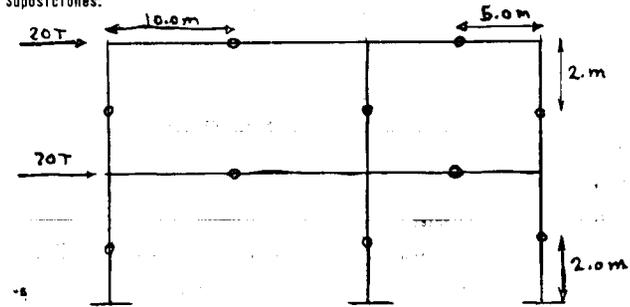
Los pasos a seguir se resumen a continuación:

- 1) Considerando el edificio como un voladizo, se determinan los momentos de las fuerzas exteriores con respecto a secciones horizontales que pasen por los puntos de inflexión de las columnas en cada entrepiso.
- 2) Los momentos así calculados se utilizan para obtener las fuerzas axiales, en las columnas, aplicando la hipótesis 2.
- 3) A partir de las fuerzas axiales en las columnas, se obtienen las cortantes en las traves.
- 4) Se determinan los momentos en traves y columnas, aplicando la hipótesis 1.

Ejemplo:



Suposiciones:



$$\Sigma = 1 \times 16.7^2 + 1 \times 3.3^2 + 1 \times 13.3^2 = 466.9$$

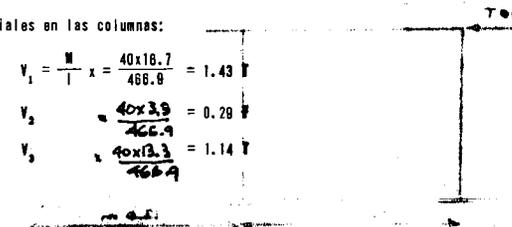
$$M = 20 \times 2 = 40 \text{ t-m}$$

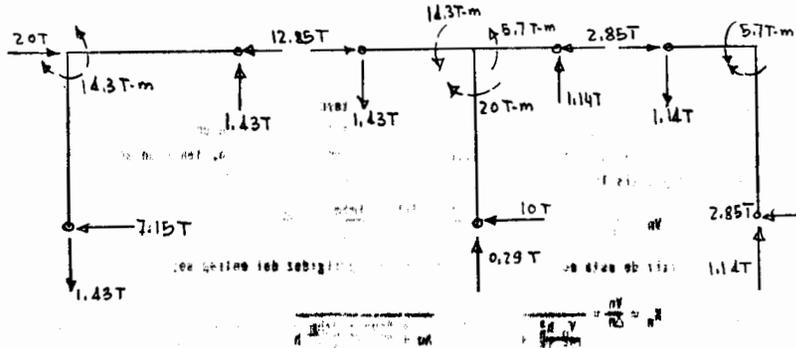
Fuerzas axiales en las columnas:

$$V_1 = \frac{M}{\Sigma} \times x = \frac{40 \times 16.7}{466.9} = 1.43 \text{ T}$$

$$V_2 = \frac{40 \times 3.3}{466.9} = 0.29 \text{ T}$$

$$V_3 = \frac{40 \times 13.3}{466.9} = 1.14 \text{ T}$$



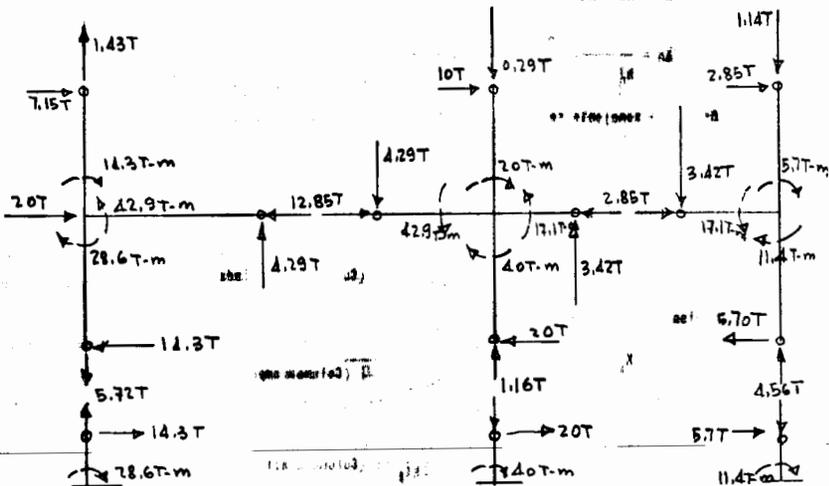


En el piso inferior, se procedería de manera semejante.

$$V_1 = \frac{180 \times 18.7}{488.9} = 5.72 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = 1.18 \text{ "}$$

$$V_3 = 4.58 \text{ "}$$



Rigidez de entrepiso

Para distribuir las fuerzas cortantes horizontales entre los elementos que resisten fuerzas laterales, es necesario calcular la rigidez, en cualquier entrepiso, de todos los marcos o muros resistentes en que puede descomponerse el edificio.

La rigidez de entrepiso es la relación que existe entre la fuerza cortante resistida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por lo tanto, para calcularla con rigor, debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios, el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis, introduce errores de poca importancia, y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificatorias sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias. En muros, contra vientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

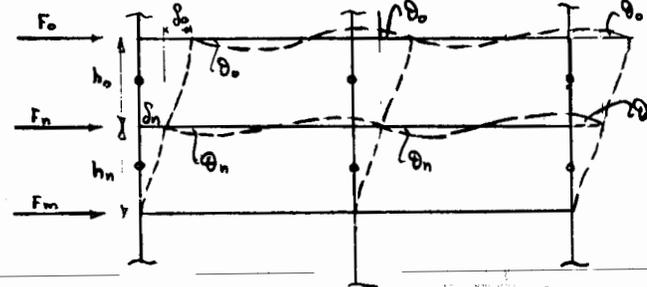
Fórmulas de Wilbur

Fórmulas de Wilbur

En el caso de marcos regulares, formados por columnas de sección constante, la determinación de la rigidez de entrepiso, puede hacerse a partir de las fórmulas aproximadas de Wilbur. Las hipótesis que se hacen en este caso son las siguientes:

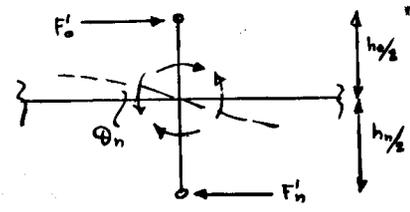
- 1 - Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación, según el caso.
- 2 - La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al que interesa, son iguales a la de éste.

Sea un entrepiso cualquiera de un marco.



- $m, n, o$  = Niveles consecutivos de abajo hacia arriba
- $h_n$  = Altura del entrepiso "n"
- $K_{cn}$  = Rigidez relativa (1/h) de las columnas del entrepiso "n"
- $K_{tn}$  = Rigidez relativa (1/L) de las trabes superiores del entrepiso "n"
- $k_{tm}$  = Rigidez relativa de las trabes inferiores del entrepiso "n"
- $R_n$  = Rigidez del entrepiso
- $V_n$  = Fuerza cortante en el entrepiso "n"
- $F_n$  = Fuerza exterior en el nivel "n"

Aislado un nudo cualquiera



Este nudo, el momento debido a los cortantes debe ser igual al momento flexionante en las trabes. Sustituyendo este último valor dado por las ecuaciones pendientes de deformación, se tiene:

$$\frac{F_o \cdot h_o}{2} + \frac{F_n \cdot h_n}{2} = 2E \left[ \frac{1}{L} \right]_{Trabes} [(2\theta_n + \theta_n) + (2\theta_n + \theta_n)]$$

Efectuando la suma para todos los nudos del entrepiso:

$$\sum \left[ \frac{F_o \cdot h_o}{2} + \frac{F_n \cdot h_n}{2} \right] = \frac{V_o \cdot h_o}{2} + \frac{V_n \cdot h_n}{2} = 12\theta_n E \sum K_{tn}$$

$$\therefore \theta_n = \frac{V_o h_o + V_n h_n}{24 E \sum K_{tn}}$$

Procediendo de la misma manera para el nivel "m"

$$\theta_m = \frac{V_m \cdot h_m + V_{m+1} \cdot h_{m+1}}{24 E \sum K_{tm}}$$

En cada entrepiso se puede establecer una ecuación de equilibrio entre la fuer

za cortante exterior y la suma de fuerzas cortantes internas en las columnas, producidos por los desplazamientos y giros en los mismos. La fuerza cortante en las columnas se va a obtener a partir de las ecuaciones de pendiente-deformación, teniendo en cuenta la hipótesis 1:

$$V_n + \frac{2E}{h_n} \sum K_{cn} \left[ \frac{F_o h_o + F_n h_n}{24 E \sum K_{tn}} + \frac{F_{n+1} h_{n+1} + F_n h_n}{24 E \sum K_{tm}} - 2 \frac{\Delta_n}{h_n} \right] = 0$$

A partir de esta ecuación se puede encontrar la rigidez del entrepiso:

$$K_n = \frac{V_n}{\Delta_n} = \frac{V_n}{\frac{V_n h_n^2}{12 E \sum K_{cn}} + \frac{V_o h_o + V_n h_n}{12 E \sum K_{cn} h_n} + \frac{V_{n+1} h_{n+1} + V_n h_n}{48 E \sum K_{tm} h}}$$

Por la hipótesis 2:

$$V_o = V_n = V_m$$

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_o + h_n}{\sum K_{tn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum K_{tm}} \right]}$$

En el caso:

$$h_o = h_n = h_m$$

$$K_n = \frac{24 E}{h_n^2 \left[ \frac{2}{\sum K_{cn}} + \frac{2}{\sum K_{tn}} + \frac{2}{\sum K_{tm}} \right]}$$

De manera semejante se puede obtener:

1er. Entrepiso:

$$K_1 = \frac{48E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{t1}} + \frac{h_1 + h_3}{\sum K_{t1}} \right]} \quad (\text{Columnas empotradas en cimentación})$$

$$K_1 = \frac{24 E}{h_1 \left[ \frac{8h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum K_{t1}} \right]} \quad (\text{Columnas articuladas en cimentación})$$

2o. Entrepiso

$$K_1 = \frac{48 E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{t1}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{t2}} \right]} \quad (\text{Columnas empotradas en cimentación})$$

$$K_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{t2}} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum K_{t1}} \right]} \quad (\text{Columnas articuladas en cimentación})$$

REFERENCIAS

- 2.1 E. Rosenblueth, Seguridad y diseño estructural, (Cap. 19 de Ingeniería del concreto Reforzado editado por Boris Bresler), Editorial - Facultad de Ingeniería, UNAM., 1988
- 2.2 E. Rosenblueth, Folleto complementario- Carga muerta, carga viva, viento.- Ediciones Ingeniería, UNAM, 1982
- 2.3 E. Rosenblueth y L. Esteva, Folleto complementario; Diseño sísmico de edificios. Ediciones Ingeniería, UNAM., 1982
- 2.4 Comisión Federal de Electricidad, Manual de diseño de Obras Civiles. Sección B. Solicitaciones Instituto de Ingeniería UNAM., 1988
- 2.5 Norris, Hansen y otros autores, Structural design for dynamic loads, Mc. - Graw-Hill Engineering Series, 1959
- 2.6 Den Hartog, J.P., Mechanical Vibrations, Mc Graw Hill, 1958
- 2.7 Dickey, W.L. Y Woodruff, G.B., Vibrations of steel stacks, Transactions - ASCE., Vol. 121, 1958
- 2.8 Dockstader, E.A., Swiger, W.F, B Creland E. Resonant Vibrations of Steel - Stacks, Transactions, ASCE, Vol. 121, 1958
- 2.9 Rogers, G.L., An Introduction to the Dynamics of Framed Structures, J. - Wiley, 1959
- 2.10 Blume, Newmark y Corning, Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, 1981
- 2.11 N. Rodríguez Cuevas, Aplicación de la estadística de extremos a la determinación de velocidades del viento para diseños estructurales.- Revista Ingeniería, Vol. 34, No. 4, 1984

CAPITULO 3

3 ESTRUCTURACION

3.1 Conceptos Generales

3.2 Elementos Estructurales

3.2.1 Elementos Sujetos a Tensión. Tensores

3.2.2 Elementos Sujetos a Compresión. Columnas y Muros

3.2.3 Elementos Sujetos a Flexión. Vigas

3.2.4 Armaduras

3.2.5 Arcos y Cables

3.2.6 Placas y Losas

3.2.7 La Membrana

3.2.8 Estructuras Laminares

3.2.9 Estructuras Plegadas

3.2.10 Muros de Contención

3.2.11 Marcos y Pórticos

3.3 Sistemas de Piso

3.4 Cubiertas Especiales

3.5 Construcciones de un Piso

3.6 Edificios

3.7 Puentes

### 3 ESTRUCTURACION

#### 3.1 Conceptos Generales

Como ya se había mencionado en el capítulo 1, la estructura generalmente cumple un fin utilitario para el hombre. Su objeto puede ser limitar un espacio, como es el caso de los distintos tipos de edificios, la unión o comunicación de dos puntos, cerrar una cuenca y formar un almacenamiento natural de agua, etc. Las estructuras, al cumplir con el objeto para el que han sido diseñadas, van a estar sometidas a distintas solicitaciones, las cuales deben soportar con determinado grado de seguridad.

En el proceso de estructuración, se escoge el material más adecuado para construir la estructura y se disponen los materiales o elementos estructurales de tal manera que se obtenga una solución óptima dentro de las fronteras fijadas al problema.

Entre los factores que intervienen en la determinación de la estructura más adecuada hay que considerar los siguientes:

- a) Proyecto arquitectónico. Este a su vez, esté regido entre otros factores, por la funcionalidad de la construcción. En el proyecto arquitectónico se fijarán dimensiones generales mínimas, alturas o desniveles, distribuciones de los elementos, etc. como correspondientes a un funcionamiento óptimo de la construcción, por lo que el diseño estructural tendrá que adaptarse para tomar en cuenta estas condiciones.

El proyecto arquitectónico también considerará la posible solución estructural, con objeto de que sea realizable dentro de ciertas condiciones óptimas. Así por ejemplo, los claros de los elementos estructurales se conservarán dentro de cierto rango, se admitirán ciertas secciones preliminares, se buscarán condiciones de estabilidad de la estructura, etc. En aquellos casos, en que una supuesta estética, adopte partidos o soluciones no adecuados desde el punto de vista estructural, se requerirá de un estudio cuidadoso que puede llegar incluso a la modificación de la solución arquitectónica.

A veces no existirá el proyecto arquitectónico y la solución estructural será la adoptada, teniendo en cuenta aspectos estéticos y funcionales.

- b) Solicitaciones. Como se ha visto en los capítulos anteriores, las solicitaciones dependen fundamentalmente del destino de la construcción, de la zo-

na geográfica en la que está localizada la estructura, etc. El tipo, magnitud y distribución de las solicitaciones definirán, en muchos casos, los materiales, la distribución de elementos y la forma estructural. Por ejemplo las dimensiones de las vigas principales de un puente, estarán definidas por la magnitud de las cargas que actúan y el claro. En condiciones normales, se pueden suponer vigas de concreto de determinada sección. Si los esfuerzos obtenidos, son muy grandes, habrá que pensar en modificar los claros iniciales, en usar otros materiales, como concreto presforzado, emplear armaduras o arcos de acero.

En el diseño de la estructura se buscará el equilibrio entre fuerzas externas e internas de tal manera que se obtenga una estructura resistente a las solicitaciones establecidas. Esto quiere decir que tanto las fuerzas internas, como las deformaciones se conservarán dentro de ciertos valores. También será importante comprobar la estabilidad del conjunto. Una estructura además de resistir las fuerzas a que se encuentra sometida, tendrá que estar en condiciones estables por lo que habrá que evitar desplazamientos, volteos, etc. por efecto del conjunto de fuerzas actuantes.

- c) Economía. Teniendo en cuenta todos los factores que intervienen en el proyecto estructural, habrá que optimizar la solución. Considerando los distintos materiales estructurales, posibles dimensiones de los claros, plazo de ejecución, etc. y estableciendo las consecuencias de una posible falla, se podrá obtener una solución óptima, para una cierta probabilidad de resistencia.

- d) Solución constructiva. La solución estructural por adoptar, tendrá que ser fácilmente realizable dentro de las limitaciones propias que existan para la obtención de materiales, disponibilidad de maquinaria y obra de mano, velocidad de ejecución, etc. Muchos son los proyectos que a pesar de cumplir con las condiciones de los puntos anteriores, no han podido realizarse o simplemente lo han encarecido por no haber tomado en cuenta el aspecto constructivo. Por ejemplo, en una estructura para edificio, las columnas y vigas pueden dimensionarse de tal manera que se obtengan secciones mínimas para resistir las solicitaciones supuestas. Esta solución puede suponer innumerables secciones de los elementos estructurales en un mismo piso de la estructura. De este modo, aunque se economice en materiales, se encarece el proyecto por concepto de mano de obra y de cimbra en general.

El diseño de una estructura, se facilitará, si el proyectista, llega a sentir en qué forma se va a comportar la estructura, estableciendo la manera en que se transmiten las fuerzas entre los distintos elementos que la forman. Para esto puede ayudar el conocimiento de las deformaciones que va a sufrir la es-

estructura proyectada, ya que todos los miembros sufren deformaciones más o menos grandes. A partir del estado de deformación supuesto, es posible deducir las fuerzas internas que van a actuar sobre la estructura.

Generalmente se supone, que el diseño estructural debe estar dirigido a la definición de una estructura, que a manera de esqueleto, constituye el elemento más importante de una construcción. Es cierto que es muy importante, pero también lo son los distintos muros, elementos de relleno y albañilería, que forman parte del conjunto. Para el propietario de un edificio, es importante el que no falle la estructura, pero también lo es, que no se destruyan los distintos acabados de la misma. Por esta razón, es necesario proyectar la ligadura en condiciones de seguridad, de la estructura con los demás elementos que forman parte de la construcción.

A continuación se verán las características de los distintos elementos estructurales y la manera en que intervienen en el proceso de estructuración.

### 3.2 Elementos estructurales

Al desarrollar el proceso de estructuración, inicialmente se estudiarán las características principales de los elementos estructurales y la manera en que participan, en la formación de una estructura más compleja. Las estructuras están formadas por una serie de elementos más simples, que ya en conjunto comunican propiedades de resistencias, rigidez, etc. a la estructura. La labor del proyectista, consiste en seleccionar estos elementos estructurales y combinarlos entre sí eficientemente, para constituir una estructura óptima. Una etapa posterior será el dimensionamiento de los miembros o elementos, a partir del comportamiento de la estructura bajo la acción de solicitaciones ya definidas.

En el presente desarrollo se presentará la manera de seleccionar los elementos estructurales y así se verá que un factor muy importante en la selección, es el tipo y la magnitud del esfuerzo a que se encuentra sometido. Indirectamente la selección está afectada por las características de las solicitaciones y, por la geometría de la estructura, considerada como un conjunto. Es evidente, por ejemplo, que un cable no podrá ser elegido como elemento estructural capaz de soportar esfuerzos de compresión.

#### 3.2.1 Elementos sujetos a tensión. Tensores

Los tensores son elementos que trabajan fundamentalmente a tensión, aunque en algunos casos estas fuerzas podrán estar combinadas con flexión. El acero por sus propias características mecánicas, es el material que mejor se comporta

cuando se encuentra sometido a tensión, ya que puede desarrollar esfuerzos muy altos. Otros materiales tales como el concreto, pueden soportar esfuerzos de tensión muy bajos, por lo que su eficiencia como tensores es menor. En la fig. 3.2.1, se muestran algunos ejemplos, en los que los tensores están sometidos a

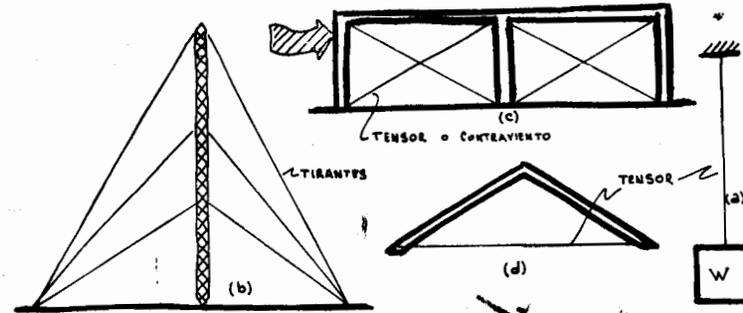


Fig. 3.2.1 Distintos ejemplos de tensores

fuerzas axiales de tensión.

Los tensores presentan dos problemas importantes:

#### a) Anclaje

Para que el tensor pueda desarrollar toda su capacidad, es necesario que esté perfectamente anclado, de tal manera que el apoyo pueda desarrollar toda la fuerza transmitida.

En el ejemplo de la fig. 3.2.1 (a) el anclaje se reduce al diseño de una junta que pueda soportar la fuerza  $W$ , suponiendo que el elemento soportante es lo suficientemente resistente.

El caso (b) corresponde a una torre de radio. Los cables o tirantes que sujetan la torre, le transmiten una componente horizontal y otra vertical. Las componentes horizontales se pueden anular, colocando cables orientados según tres direcciones. Las componentes verticales se transmiten a la cimentación incrementando los esfuerzos verticales en la torre. Los anclajes de los cables en el suelo deben absorber las fuerzas transmitidas por los cables.

En los otros casos, de la misma figura, la misma estructura formada por los miembros, sirve de anclaje a los contravientos que deben contrarrestar cualquier

fuerza horizontal aplicada o desarrollada en la estructura. Si los marcos son de concreto, la longitud de los anclajes será la necesaria para desarrollar - por adherencia las fuerzas aplicadas a los tensores.

Si la estructura es de acero la conexión de los tensores con el marco tendrá que absorber las fuerzas que le transmiten.

Los contravientos, en un marco, restringen su desplazamiento lateral incrementando por lo tanto su rigidez. En la fig. 3.2.2, se indica la forma de obtener la rigidez de estos elementos. La rigidez total de la estructura será la

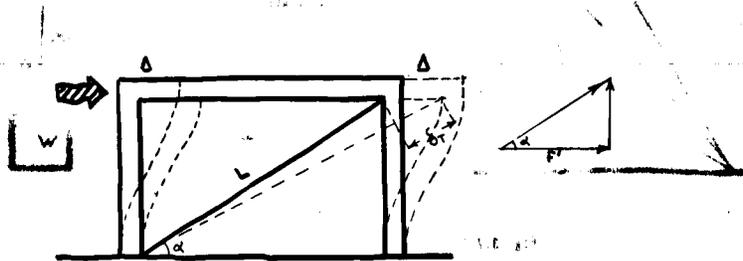


Fig. 3.2.2 Rigidez de un marco con contraviento

suma de la correspondiente al marco formado por traves y columnas y la rigidez del contraviento.

$$K = K_{\text{marco}} + K_{\text{tensor}}$$

La contribución del tensor a la rigidez lateral es:

$$K_{\text{tensor}} = \frac{F'}{\Delta} = \frac{I \cos \alpha}{\left(\frac{\Delta_t}{\cos \alpha}\right)} = \frac{I}{\delta_t} \cos^2 \alpha = [(K_{\text{tensor}})_{\text{axial}}] \cos^2 \alpha$$

En donde  $\frac{I}{\delta_t}$  es el coeficiente de rigidez del tensor, a fuerza axial.

$$\frac{I}{\delta_t} = (K_{\text{tensor}})_{\text{axial}} = \frac{E A}{L}$$

Como este tensor no puede desarrollar esfuerzos de compresión, habrá que colocar otro tensor en posición simétrica para el caso de que cambie de sentido la fuerza exterior.

Otra alternativa al problema anterior, sería colocar elementos a compresión, - por ejemplo de concreto. La solución sería semejante a la obtenida.

b) Rigidez transversal

Los tensores también presentan el inconveniente de la falta de rigidez transversal. En la figura 3.2.1 a se puede apreciar que transversalmente al plano de la figura, hay libertad de desplazamiento. Esto puede ser importante en algunos casos. Así fuerzas producidas por viento, actuando normales al plano de la figura, pueden producir efectos dinámicos sobre el tensor. En los otros casos, mostrados en la misma figura, tiene menos importancia la falta de rigidez transversal de los tirantes.

Los reglamentos, generalmente limitan la relación de esbeltez, de elementos a tensión, que forman parte de armaduras o estructuras de acero, a un valor máximo de 240 a 300. Con esta limitación se da rigidez al miembro, en condiciones de trabajo y durante el proceso de montaje.

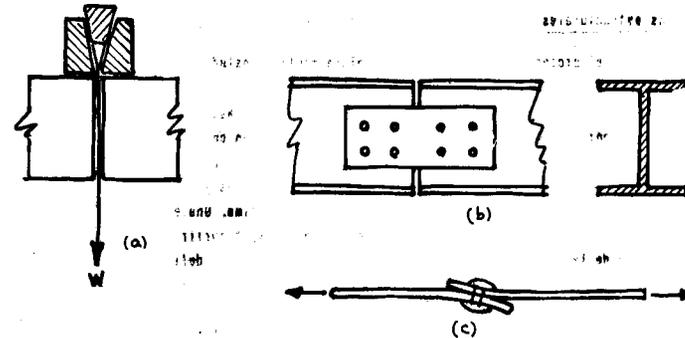
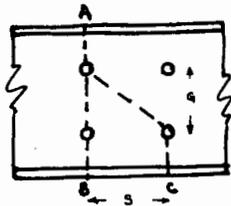


Fig. 3.2.3 Anclajes y uniones de miembros a tensión

En el diseño de piezas a tensión es muy importante considerar el área neta de la sección, que es la parte que efectivamente está desarrollando esfuerzos. - Esta se obtendrá considerando posibles líneas de falla, de la sección y obteniendo el área neta en cada caso.



Línea de falla  $A_B = A_{AB} - 2 A \phi$

Línea de falla  $A_C = A_{AC} - 2 A \phi + \frac{s^2}{4a}$

(Fórmula empírica)

$A_{AB}, A_{AC}$  = Área de la sección, según las secciones AB o AC

$A \phi$  = Área de las perforaciones

Fig. 3.2.4 Obtención del área neta en un perfil de acero

Hay que cuidar la unión entre distintos elementos a tensión, con el fin de que efectivamente transmitan las fuerzas actuantes, evitando cambios bruscos de dirección que pueden producir la falla del material (Fig. 3.2.3 e). En caso de que se presenten excentricidades, habrá que considerar sus efectos en el diseño de las piezas.

En el proyecto de tensores, es muy importante, determinar el alargamiento de la pieza, ya que de éste, dependerá la geometría final del elemento y de la que pueden derivar algunos esfuerzos secundarios en la estructura.

La selección de un tensor, estará determinada, sobre todo, por la posibilidad o confiabilidad del anclaje. En algunos casos, cuando se ancla en el suelo, se ha logrado por medio de un volumen de material (muerto), por ejemplo concreto, cuyo peso es el necesario para desarrollar la tensión en el miembro.

Los tensores formados, ya sea por perfiles estructurales o cables, pueden impedir desplazamientos en la dirección del elemento. Tienen cierta flexibilidad en esta dirección, ya que variaciones en la magnitud de la carga, producen modificaciones apreciables en el estado de deformación que a su vez se traduce en oscilaciones importantes. En dirección perpendicular a la del tensor, no tienen ninguna rigidez, por lo que en la estabilidad general de la estructura, se tendrá que suministrar los elementos necesarios para proporcionarla.

3.2.2 Elementos sujetos a compresión. Columnas y muros

Un elemento estructural sometido a una fuerza de compresión, puede fallar al alcanzar el esfuerzo de ruptura, ya sea como esfuerzo directo o como una combinación de esfuerzos. También puede fallar por pandeo de la pieza, si el esfuerzo de compresión en la misma, alcanza el valor correspondiente a la carga crítica. En este caso la falla de la pieza puede llegar a ser elástica, si los esfuerzos que se presentan son inferiores al límite-elástico.

En Mecánica de Materiales se estudió la forma de falla de una columna esbelta, si la carga axial excede el valor dado por la fórmula de Euler:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2} \quad (3.2.1)$$

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (3.2.2)$$

en donde

$P_{CR}, F_{CR}$  = Carga y esfuerzo crítico por pandeo

$E$  = Módulo de Elasticidad. Se modifica si la falla es inelástica.

$I, \rho$  = Momento de inercia y radio de giro mínimos, de la sección.

$KL$  = Longitud efectiva de la columna, teniendo en cuenta las restricciones en los apoyos

$\lambda = \frac{KL}{\rho}$  = Relación de esbeltez ( $\lambda$ )

La fórmula expresa que la carga crítica, es independiente de la resistencia del material pero es función del módulo elástico y de la relación de esbeltez. Para que un miembro a compresión sea eficiente, requiere además de un valor alto del módulo de elasticidad, una relación de esbeltez pequeña.

Cuando el elemento alcanza la carga o el esfuerzo dado por las ecuaciones anteriores, el miembro se deforma, adoptando una configuración sinusoidal. Las fó

mulas empleadas en el dimensionamiento de columnas, son fórmulas semiempíricas basadas en los principios señalados.

Se conocen como columnas los elementos estructurales en los que la sollicitación predominante es una fuerza de compresión. Pueden adoptar distintas formas, según las características del proyecto. Generalmente son de sección rectangular o circular y de eje vertical. La columna da idea de soporte o de apoyo en una estructura, justamente por estar destinada a recibir entre otras, las cargas verticales o gravitacionales que actúan sobre ella y transmitir las a la cimentación.

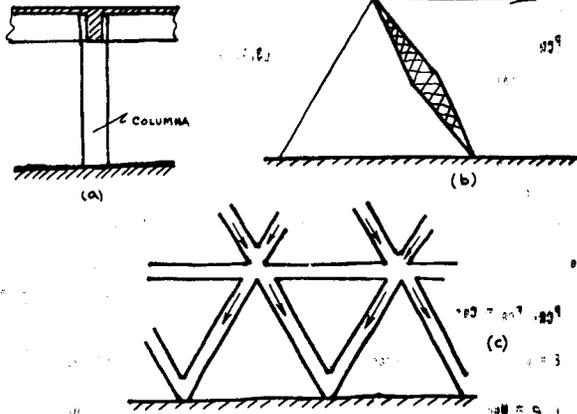


Fig. 3.2.5 Elementos a compresión

Los puntales son miembros inclinados, sometidos a fuerzas de compresión. En este tipo de piezas, además de los efectos propios de la fuerza axial, hay que considerar los efectos por flexión debidos al peso propio del elemento. En la figura 3.2.5 (b), se supuso el elemento articulado en la cimentación con objeto de anular el momento en la unión con el suelo.

Los miembros sometidos a compresión pueden ser de madera, mampostería, concreto o acero. La madera, junto con las mamposterías de piedras naturales, fueron los primeros materiales usados en la construcción de elementos a compresión. Muchas

han sido las columnas de mampostería que se han construido, debido a los grandes esfuerzos de compresión que pueden resistir. Su uso se ha restringido por el alto costo de obtención y elaboración de estos materiales, así como la poca resistencia a la tensión que puedan soportar. En una estructura, es raro encontrar una columna sometida a un esfuerzo de compresión uniforme. Generalmente la fuerza axial de compresión está acompañada de un momento flexionante en una o dos direcciones. Esto puede producir esfuerzos de tensión en algunos puntos de la sección transversal. Por su escasa resistencia a tensión es poco recomendable usar una columna de mampostería.

El acero permite desarrollar por igual esfuerzos de tensión o compresión, por lo que es muy usado en la construcción de elementos a compresión. Sin embargo, debido a las altas resistencias unitarias alcanzadas con nuevos tipos de acero en el diseño se suelen obtener secciones muy esbeltas en las que es fácil que ocurra el pandeo, ya sea como elemento aislado o del conjunto del cual forman parte.

El concreto armado presenta la ventaja de poderse adaptar a cualquier forma junto con resistencias altas a la compresión y a tensión. Además es raro que en este tipo de material, para proyectos normales, se lleguen a presentar esfuerzos críticos por pandeo.

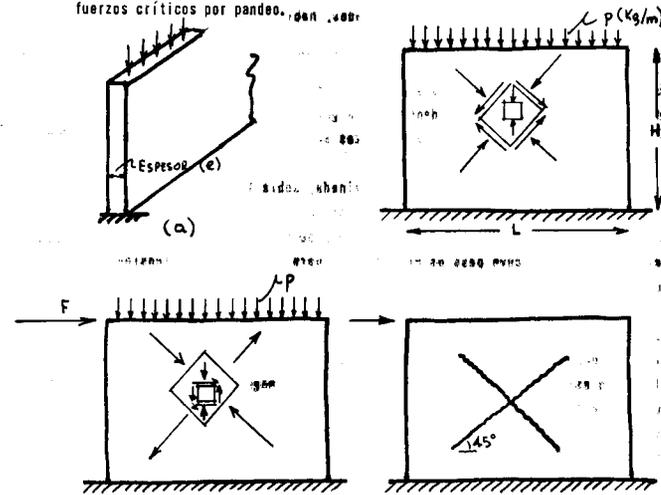


Fig. 3.2.6 Muros o diafragmas

El diafragma o muro, es un caso particular de columna a la que muchas veces sus-

tituye con ventaja. Los materiales más usados son concreto armado, tabique y block hueco de distintas medidas. El muro de tabique rojo de arcilla, tiene una ductilidad de 4 a 6, ante fuerzas laterales siendo por lo tanto mayor que en el caso del bloque hueco de cemento en el que se presenta agrietamientos de tipo frágil. Estas piezas se unen entre si, para formar el muro, por medio de mortero de cemento o de cal.

El tipo de sollicitación mas frecuente en un muro, es la carga vertical uniformemente repartida, (Fig. 3.2.6-b). Siempre es conveniente que las cargas verticales, se repartan sobre el muro por medio de una trabe rígida, para evitar concentraciones de esfuerzos y agrietamientos. Si se trata de una carga concentrada y grande, probablemente sea más conveniente transmitirla directamente por medio de castillos o columnas.

En un muro sometido a fuerzas laterales, se presentan (Fig. 3.2.6) líneas de tensión diagonal con una inclinación de 45° aproximadamente. El muro fallará al formarse grietas inclinadas que siguen las direcciones de tensión máxima. Una vez que aparecen las primeras grietas, la capacidad resistente del muro disminuye de manera importante. Si suponemos que la carga actúa por ciclos, como ocurre en el caso de un sismo, se puede suponer que dependiendo de su intensidad, después de dos o tres ciclos en que aparecen las primeras grietas, la resistencia del muro y por lo tanto su rigidez, disminuyen. La resistencia al cortante de muros de mampostería sometidos a cargas accidentales, se puede estimar como

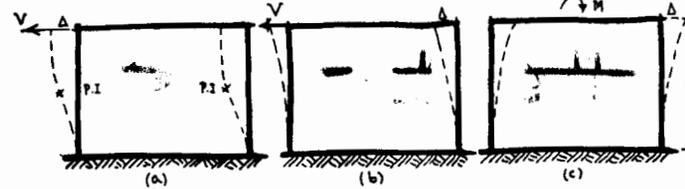
$$v = 0.7 \sqrt{f_m} \quad (f_m = \text{Esfuerzo permisible a la compresión en muros de mampostería})$$

En esta fórmula se desprecian los efectos de la carga vertical, que en realidad incrementa la resistencia del muro, al aumentar la fricción entre el mortero y la mampostería. Es evidente que en este caso de sollicitación lateral es necesario un mortero resistente.

El comportamiento del muro ante fuerza lateral se mejora si se le limita o confina por medio de marcos de acero o de concreto, que impiden la falla por tensión diagonal, en la zona cercana a las esquinas. En este caso el agrietamiento del muro, se produce en la zona interior del marco, de manera semejante al caso anterior, pero con un aumento en la ductilidad del muro que puede llegar a alcanzar valores de 4 o mayores. Sin la estructura perimetral, la falla del muro se presenta con carácter frágil sobre todo si está construido con block hueco de concreto. Las pruebas realizadas en muros con distintos tipos de refuerzos, tanto verticales como horizontales, incorporados al muro, demuestran que estos no influyen de manera importante en la resistencia del-

muro. Sin embargo es recomendable confinar los muros con una estructura de concreto, que puede estar formada por un conjunto de castillos o columnas y por cadenas, dadas o trabes, lo que aumenta su ductilidad, al mismo tiempo que reduce los efectos por pandeo. Los elementos verticales en mamposterías deben estar colocados a una separación no mayor de  $7\sqrt{f_m}$  veces el espesor del muro y también en los extremos e intersecciones. Además estarán perfectamente anclados a la estructura para evitar volteos, desplazamientos o separaciones relativas.

Para obtener la rigidez del muro y conocer en que forma contribuye a dar resistencia a la estructura, bastará con aplicar la definición de rigidez, suponiendo que el muro se comporta como una viga. En la figura 3.2.7 se presentan las condiciones de deformación de un muro con diferentes tipos de apoyo.



$$\Delta_{TOTAL} = \Delta_{CORTANTE} + \Delta_{FLEXIÓN} \quad \Delta_{TOTAL} = \Delta_{CORTANTE} + \Delta_{FLEXIÓN} \quad \Delta_{TOTAL} = \Delta_{FLEXIÓN}$$

$$\Delta_T = \frac{6}{5} \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{12EI} \quad \Delta_T = \frac{6}{5} \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{12EI} \quad \Delta_T = \frac{MH^2}{2EI}$$

donde: A, I = AREA Y MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MURO  
 $G = 0.4 E$ , t = ESPESOR DEL MURO

Fig. 3.2.7 Desplazamientos en muros

Así el muro de la fig. (b) tendrá una rigidez lateral igual a

$$K = \frac{V}{\Delta} = \frac{V}{\frac{6}{5} \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{12EI}} = \frac{1}{\frac{6}{5} \frac{H}{AG} + \frac{4H^3}{12EI}} = \frac{tE}{L \left( \frac{6}{5} + \frac{4H^2}{3L^2} \right)}$$

Las aberturas tales como ventanas, puertas, etc. reducen la rigidez, por lo que habrá que calcularla según un plano que contenga la sección mínima del muro.

En la obtención de fuerzas normales y tangenciales en los marcos que confinan el muro, se puede suponer que este se comporta como un puntal, sometido a compresión y admitiendo que antes de que aparezca la primera grieta, se desarrolla un elemento a compresión (fig. 3.2.8)

Para que trabajen en conjunto el muro y la estructura es necesario que se desarrollen fuerzas cortantes y normales concentradas en los extremos de la diagonal principal del muro (Fig. 3.2.7). Estas fuerzas hay que considerarlas en el diseño del marco, ya que de otra manera pueden hacerle fallar.

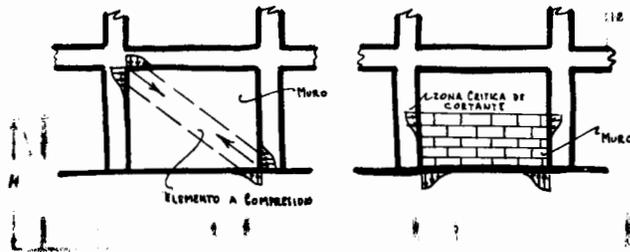


Fig. 3.2.8 Acciones de los muros sobre la estructura.

3.2.3 Elementos sujetos a flexión. Vigas

Las vigas o traveses son elementos estructurales que están sometidos fundamentalmente, a flexión, bajo la acción de cargas perpendiculares a su eje. Es raro encontrar un elemento sometido a flexión pura, más bien se encuentran combinaciones de flexión y fuerza cortante.

Debido al momento flexionante que actúa en una sección cualquiera de la viga, se desarrolla en la misma, una zona de compresión y una de tensión. Los esfuerzos correspondientes se obtienen a partir de las fórmulas de Mecánica de Materiales. De manera semejante se pueden obtener los esfuerzos cortantes producidos por una fuerza cortante o por un par de torsión. Es

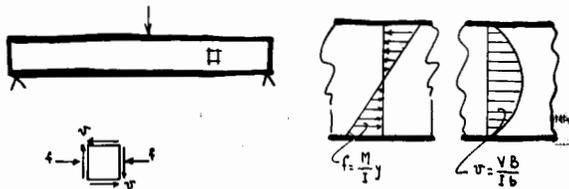


Fig. 3.2.9 Viga rectangular sometida a flexión

interesante ver que la resistencia a flexión depende, además del material, del momento de inercia de la sección transversal con respecto a unos ejes centroidales y principales. De esta manera, cuanto mayor sea el peralte de la sección, mayor será su momento de inercia y por lo tanto tendrá un mejor comportamiento a flexión.

En este tipo de elementos, son muy importantes las deformaciones producidas por flexión y en menor grado por esfuerzo cortante. En los miembros sometidos a esfuerzos directos axiales, se tienen deformaciones pequeñas comparadas con las que existen en flexión. En general estas deformaciones dependen del tipo de apoyo, del momento de inercia de la sección, de la distribución de la carga, etc. En el proyecto de vigas, deben limitarse las deformaciones por flexión y así en el Reglamento del D.F., se recomiendan valores máximos de la flecha de  $0.5 \text{ cm.} + L/500$  en donde L, es la distancia entre puntos de inflexión. Estos efectos pueden reducirse si durante la construcción se deja al miembro una pequeña contraflecha.

En la zona de compresión, las fibras comprimidas, se comportan de manera semejante a una columna, por lo que también se pueden presentar los efectos de pandeo. La falla se produce cuando el esfuerzo por compresión, alcanza el valor que corresponde al esfuerzo crítico de flambqueo. En ese momento la pieza se flexiona generalmente en el sentido en el que tiene menor rigidez, es decir perpendicular al plano de las cargas (Fig. 3.2.10).

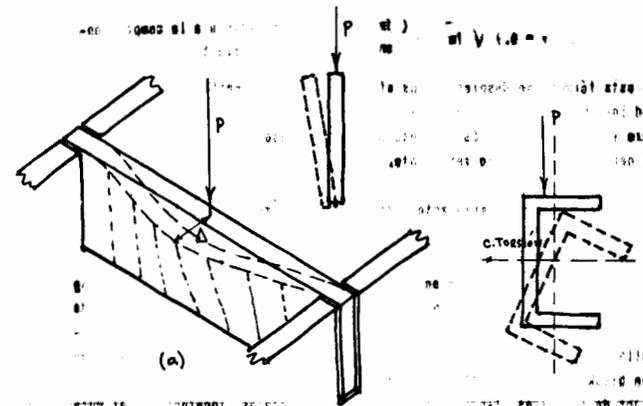


Fig. 3.2.10 Pandeo en vigas.

En las vigas, determinado tipo de deformaciones pueden favorecer los efectos por pandeo. Por ejemplo, fuerzas laterales aplicadas en la zona de compresión, o bien cargas horizontales, o verticales que no pasan por el centro de torsión de la sección. Este tipo de sollicitaciones produce un giro en la sección que finalmente provoca el flambéo del elemento. Este último se conoce como pandeo lateral por torsión. Hay fórmulas empíricas que permiten obtener los esfuerzos de compresión reducidos por concepto de pandeo, en elementos de acero y de concreto.

Para reducir los efectos por pandeo, se puede considerar alguna de las siguientes soluciones:

- a) Dar soporte lateral a la zona de compresión, pudiendo ser continuo o en puntos alternados.
- b) Empleo de una sección en cajón.
- c) En el caso de perfiles abiertos de acero, aplicación de un recubrimiento de concreto a la sección.

En el caso de secciones rectangulares de concreto, no se necesita revisar por pandeo si la relación de longitud de la pieza entre apoyos laterales, al ancho de la sección es menor de 56 y la relación altura de la sección al ancho de la misma es menor de 4.

Si se aísla un elemento contenido en el alma de la viga, en un punto cercano a los apoyos y se indican los esfuerzos a que se encuentra sometido en sus caras, se obtiene un estado de esfuerzo semejante al que aparece en la fig. 3.2.12. Este estado de esfuerzo es semejante a unas fuerzas de tensión y compresión que actúan en planos inclinados. Como se ve en la figura, en una dirección existe tensión diagonal pura y en un plano perpendicular se desarrollan esfuerzos de compresión.

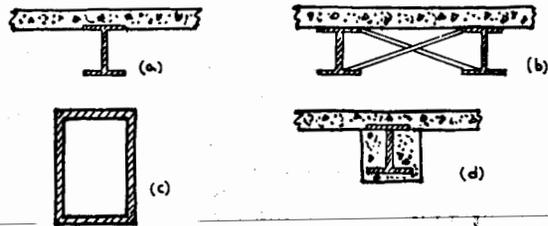


Fig. 3.2.11 Soporte lateral en vigas

En el caso de una sección de concreto, con poca resistencia a la tensión - puede agrietarse por tensión diagonal si no se refuerza convenientemente. Si la sección es metálica, los esfuerzos diagonales de compresión pueden producir el pandeo local de la placa del alma. Estos efectos se pueden evitar colocando atiesadores que comuniquen rigidez al alma.

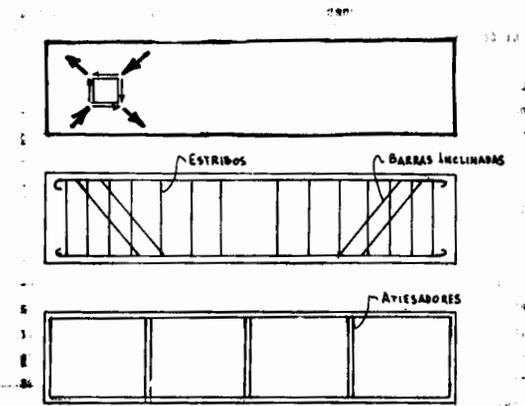


Fig. 3.2.12 Esfuerzos principales en vigas

Un caso particular son las vigas diafragmas o de paralte muy grande - comparado con la longitud entre apoyos de la pieza. Se consideran diafragmas cuando la relación paralte/claro es menor o igual de 4. En este tipo de elemento, además de los efectos ya citados anteriormente, puede presentarse el pandeo en el plano de las cargas. En estas vigas, tiene mucha importancia los efectos debidos al esfuerzo cortante. En el proyecto de estos elementos hay que colocar soporte lateral, sobre todo en los extremos de la pieza, para evitar la falla por pandeo.

Las variables que intervienen en el diseño de vigas son fundamentalmente:

- a) La carga, que difícilmente se puede modificar, ya que depende, principalmente, del destino de la construcción.
- b) El claro de la viga, que dentro de ciertos límites se podrá variar durante la etapa de estructuración.

- c) El material empleado. A partir del tipo de esfuerzos que se desarrollan en las vigas, se ve la necesidad de emplear materiales que resistan a tensión, esfuerzos semejantes a los de compresión, o bien emplear combinaciones de materiales para obtener un resultado semejante. En estas condiciones se encuentra la madera, acero, aluminio y el concreto reforzado.
- d) La forma y dimensiones de la sección. En una viga la sección puede adoptar distintas formas, pero en general se escogerá la sección con mayor momento de inercia, siempre que se respeten las limitaciones por pandeo y las restricciones propias de la funcionalidad de la estructura. La sección así escogida será la más resistente a flexión.

La sección rectangular o cuadrada que puede construirse en madera o concreto, tiene esas características. La sección cuadrada aunque menos eficiente a flexión, es una sección muy conveniente cuando la pieza además, está sometida a torsión. En acero se pueden construir secciones semejantes como son las secciones en cajón, ya sea cuadradas o rectangulares, pero huecas. En estas hay que cuidar el pandeo local de las placas, que forman la sección.

Buscando obtener una sección mucho más eficiente que las citadas, se llega a obtener la sección I o H, muy usada en los perfiles comerciales de acero. En ellas, se disponen dos áreas, de tensión y de compresión respectivamente, lo más alejadas posible del centroide de la sección y que son las que van a desarrollar los esfuerzos por flexión. Ambas zonas, están unidas por una placa, el alma, que absorbe los esfuerzos cortantes. Buscando propiedades semejantes se han desarrollado secciones T, C, etc.

Al usar la sección de concreto armado sobre todo si sus dimensiones son grandes, se ocurre tratar de anular los esfuerzos de tensión y las grietas que se producen, haciendo trabajar prácticamente toda la sección a compresión. Así se desarrolló el concreto presforzado en el que al miembro, se le aplica una fuerza de compresión excéntrica, al estirar un alambre de acero previamente colocado. Esta fuerza de compresión produce esfuerzos contrarios a los producidos por las solicitaciones. El resultado final es (fig. 3.2.13) una sección cuyos esfuerzos son de compresión, en casi toda la sección de concreto. Así para una misma sección y calidad del concreto, se puede desarrollar un momento resistente mucho mayor que en el caso de una

viga de concreto reforzado, siempre que el alambre de presfuerzo pueda desarrollar la fuerza necesaria.

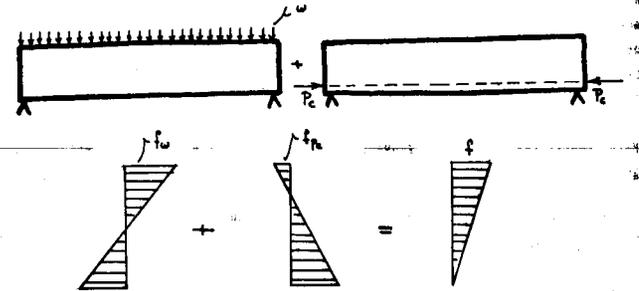


Fig. 3.2.13 Viga de concreto presforzado

Esta solución sería correcta si el momento flexionante fuera constante a lo largo de la viga. En realidad el momento varía con el tipo de carga, condiciones de los apoyos, etc. por lo que para obtener condiciones de esfuerzo semejantes en todas las secciones, habrá que modificar la posición de la fuerza P. También se pueden presentar ciertos problemas, cuando la carga viva es muy grande comparada con la carga muerta. En este caso el estado de esfuerzos creado por el presfuerzo, antes de la aplicación de la carga viva, puede ser más desfavorable que la condición final. En el proyecto, habrá que tomar en cuenta todas las condiciones de carga y el orden en que actúan.

Al mantener constante la sección a lo largo de la viga, se obtiene un miembro poco económico, ya que los elementos mecánicos con respecto a los cuales se ha realizado el diseño, varían con la sección. Por lo tanto la sección resistente será correcta para un punto del elemento estructural y en los demás estará excedida. En el caso de secciones de concreto reforzado, aún manteniendo las dimensiones externas de la sección, se puede modificar el porcentaje de acero y por lo tanto llegar a obtener un diseño más equilibrado. Una solución a este problema consiste en diseñar vigas con sección variable pero con resistencia constante. Si el diseño está regido por flexión, se busca una variación de la sección que se adapte a la variación del momento flexionante a lo largo de la pieza. Las vigas acarteladas (fig. 3.2.14) podrán desarrollar un momento mayor en los ap

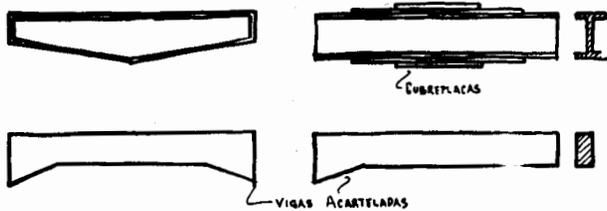


Fig. 3.2.14-a Vigas de sección variable

...os que en el centro de las mismas, por lo que serán apropiadas cuando se requiera de determinada rigidez en los apoyos y no se disponga de espacio en la estructura para la construcción de una sección uniforme.

Finalmente, en la sección compuesta, se aprovechan las características de materiales distintos. Así, se puede proyectar una sección en que la zona de compresión sea de concreto y la de tensión esté formada por un perfil comercial de acero. Desde luego es necesario, que ambos elementos estén unidos correctamente de tal manera que puedan transmitirse los esfuerzos cortantes que se desarrollan en la superficie de contacto y que la variación de las deformaciones en la sección compuesta sea lineal. Esto puede lograrse por medio de conectores de acero unidos de tal manera que puedan transmitir el esfuerzo cortante.

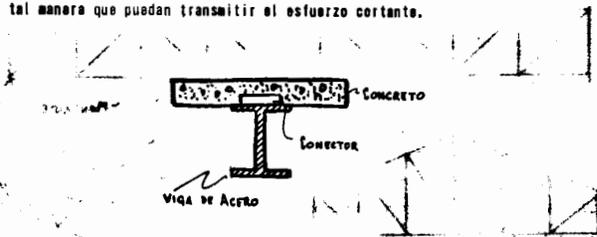


Fig. 3.2.14-b Sección compuesta

El tipo de apoyo es importante en el diseño de los miembros a flexión. Al proyectar un apoyo, se tendrá la seguridad de que los materiales son capaces de desarrollar las fuerzas supuestas en el análisis. Cuando se

trata de un apoyo simple ya sea en concreto, mampostería o cualquier otro material se evitarán los esfuerzos de compresión altos que pudieran producir la falla por aplastamiento, tanto del apoyo en si como de la zona de la viga que se encuentra en contacto con el soporte. Si una viga, se encuentra empotrada en otra viga, a la cual transmite un par de torsión, el momento no corresponderá a un empotramiento perfecto, sino el debido a un giro limitado del extremo de la viga. Este giro se puede obtener igualando deformaciones (fig. 3.2.15). En caso de que la viga se encuentre empotrada en un muro, el grado de empotramiento se puede obtener de la misma manera y verificando que las fuerzas en el apoyo no vayan a producir la falla del muro.

Atendiendo al número de incógnitas en los apoyos, las vigas pueden ser isostáticas o hiperestáticas. En general la viga isostática presenta mayores deformaciones y por lo tanto una menor rigidez que la hiperestática. Los efectos producidos por algunos tipos de solicitaciones, los absorben de manera distinta. Por ejemplo, los cambios volumétricos en una viga isostática se transforman en dilataciones y movimientos que no afectan el estado de esfuerzos en la viga, ya que alguno de sus apoyos se pueden desplazar libremente. En cambio en una viga hiperestática este tipo de solicitación se transforma en reacciones que impiden los desplazamientos de

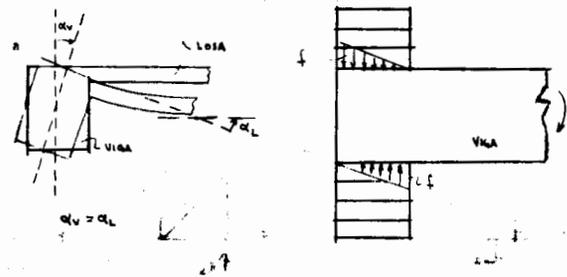


Fig. 3.2.15 Empotramiento de vigas

la viga en los apoyos y por lo tanto en un incremento de los esfuerzos, que pueden agrietar o hacer fallar la viga. Sin que sea una regla general, se puede aceptar que las vigas hiperestáticas son preferibles a las isostáticas ya que presentan una mayor rigidez. En una viga hiperestática, cuando el momento flexionante en una sección alcanza determinado valor de

bido a un incremento de la carga, se produce un giro o se forma una articulación plástica, manteniendo constante la magnitud del momento resistente de la sección. La formación de estas articulaciones plásticas en una estructura hiperestática permite una redistribución de los momentos en la viga y por lo tanto una adaptación a las nuevas condiciones de carga. Sin embargo habrá ocasiones en que serán convenientes los elementos isostáticos como en vigas de puentes en los que se quiera evitar los esfuerzos por hundimientos diferenciales, cambios volumétricos, etc. Justamente la llamada viga Gerber trata de transformar una viga continua en una serie de vigas isostáticas.



Fig. 3.2.16 Viga Gerber

3.2.4 Armaduras

Para claros grandes, la viga de alma llena deja de ser económica, debido a la magnitud que alcanza la carga muerta. Las secciones que se obtienen son tales, que el peso propio de la viga es el factor más importante que interviene en su diseño. En estos casos pueden utilizarse con ventaja las armaduras. Son elementos estructurales formados por un conjunto de barras articuladas en sus extremos y unidas de tal manera que se

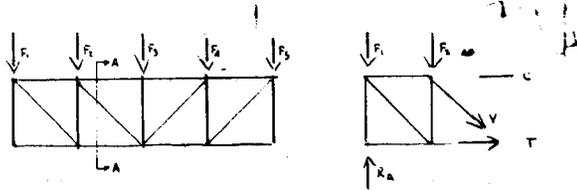


Fig. 3.2.17 Fuerzas interiores en armaduras

forma un conjunto de triángulos prácticamente indeformables. Todas las fuerzas exteriores, desarrollan fuerzas axiales interiores, en las ba

rras que forman la armadura. Aunque generalmente las barras que forman la armadura, se consideran y analizan como articuladas en sus extremos es difícil llegar a construirlas en estas condiciones, ya que las uniones soldadas o remachadas que son las usuales rigidizan la junta y desarrollan momentos flexionantes, que en la mayoría de los casos se suelen despreciar.

Así los efectos debidos al momento de flexión se transmiten como tensión y compresión a las cuerdas inferior y superior de la armadura. Las barras verticales y diagonales transmiten la fuerza cortante. Además el alma de las armaduras se encuentra parcialmente hueca, reduciendo por lo tanto el peso propio de la pieza.

Su principal característica es la triangulación y así formando mecanismos, se van transmitiendo las fuerzas que recibe, hasta los apoyos. En cada nudo las fuerzas exteriores se mantienen en equilibrio junto con las fuerzas internas, proporcionadas por las barras que concurren al mismo punto.

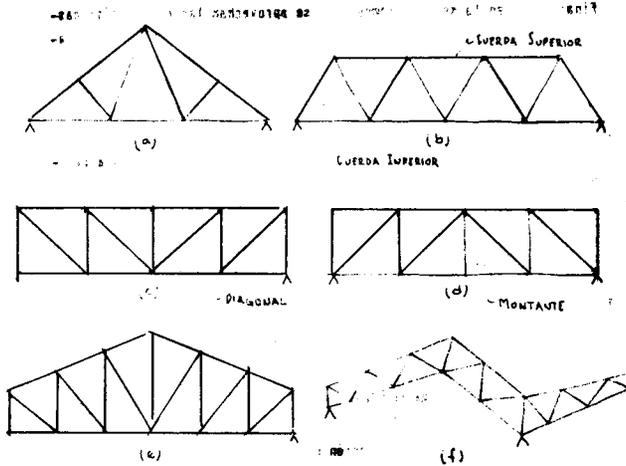


Fig. 3.2.18 Algunos tipos de Armaduras

En la fig. 3.2.18, aparecen algunas formas usuales de armaduras. La magnitud de las fuerzas que actúan en los cordones extremo superior e inferior, son función del peralte de la pieza. Una forma aproximada de obtener estas fuerzas consiste en dividir el momento flexionante en una sección, entre -

el peralte de la armadura. Así se obtiene el momento resistente como desarrollo exclusivamente por las cuerdas extremas.

En realidad en los casos mostrados, la armadura se comporta como una viga de alma llena en la que la transmisión de fuerzas internas se realiza a través de las barras trianguladas.

Por la misma naturaleza de las fuerzas internas que se desarrollan, se ve la importancia que adquiere el efecto de pandeo en los miembros sometidos a compresión. Se procurará que la relación de esbeltez de estas piezas se conserve dentro de ciertos valores. En los miembros a tensión, una excesiva flexibilidad de estos, produce vibraciones excesivas y deformaciones no recomendables, principalmente en las etapas iniciales del montaje. El reglamento de la AISC recomienda relaciones máximas de esbeltez de 200 para miembros a compresión y de 240 para miembros a tensión.

Con la simple triangulación se asegura la rigidez de la estructura formada y que las deformaciones de esta, sean pequeñas y producidas por los incrementos de longitud en cada una de las barras, sometidas a fuerza axial. Es recomendable que al proyectar una armadura, los ángulos se conserven cercanos a  $45^\circ$  o  $60^\circ$  y que las dimensiones de las piezas, sean semejantes. De no ser así, las fuerzas en las barras pueden alcanzar valores altos, o bien las deformaciones, proporcionales a la longitud de los miembros, al ser desiguales pueden provocar desplazamientos asimétricos en la estructura.

La dirección de las diagonales, tiene cierta importancia, ya que de ésta depende el tipo de esfuerzo a que se encuentra sometida la pieza. En la fig. 3.2.19, la armadura (c) sometida a carga vertical tiene las diagonales sometidas a tensión. En cambio la armadura (d), sometida al mismo tipo de solicitación tiene las diagonales trabajando a compresión. En el ejemplo citado, las piezas a compresión, en las que los esfuerzos por pandeo son más importantes, son más cortas en el caso (c) que en el (d), por lo que en el primer caso se obtendría una relación de esbeltez más pequeña y probablemente un diseño más económico.

El material que inicialmente se usó en la construcción de armaduras fue la madera con las uniones clavadas o atornilladas. Al aumentar el tamaño de los claros, los esfuerzos que se desarrollan no pueden ser resistidos por la madera. Además existen limitaciones para la obtención de determinadas dimensiones.

Así se recurrió a las armaduras de acero con perfiles comerciales cuyos extremos podían ser atornilladas o remachadas. Posteriormente la facilidad de con-

strucción de la soldadura, simplificó la construcción de las uniones y del trabajo en la obra. La construcción de armaduras de concreto, se dificulta por la fabricación de moldes, pero principalmente por las bajas resistencias que alcanza el concreto a tensión. Últimamente se han desarrollado armaduras de tipo mixto en que los elementos a compresión son de concreto y los de tensión son de acero en forma de perfiles comerciales. Estos tienen la ventaja de que se pueden prefabricar con lo que se facilita el proceso constructivo. También conviene mencionar armaduras de concreto prefabricadas, en las que a la cuerda inferior se le aplica una fuerza de presfuerzo, de manera semejante al caso de una viga de concreto presfuerzo.

En el diseño de armaduras, se supone que todas las fuerzas están aplicadas en los nudos y que éstos a su vez son articulaciones. En la figura 3.2.19 (b) al aplicar una carga en una posición intermedia entre dos nudos, origi-

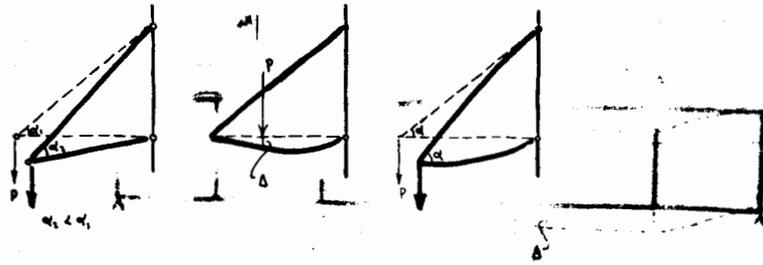


Fig. 3.2.19 Efectos secundarios en armaduras

na esfuerzos de flexión adicionales a los directos que actúan en los miembros de la armadura. En el caso (c), al ser el nudo rígido, trata de conservar constante el ángulo original de la armadura, aún después de la deformación. Esto provoca esfuerzos secundarios de flexión en la barra no considerados en el diseño original. Estos últimos efectos pueden ser despreciables, si se logra que los ejes de todas las piezas que concurren a un nudo, coincidan efectivamente en un punto.

Un tipo de armadura especial muy usada en estructuras de concreto, es la llamada viga Vierendell. No tiene elementos diagonales que completen la triangulación, sino elementos horizontales y verticales, exclusivamente, lo que facilita su construcción en concreto. El equilibrio en los nudos,

se obtiene por los elementos mecánicos, fuerzas cortantes, normales y momentos flexionantes, que se desarrollan en cada una de las barras que constituyen la estructura. Es muy usada en construcciones de edificios, ya que los claros que deja, se adaptan perfectamente para la colocación de ventanas o puertas. En su construcción hay que tener en cuenta, que no

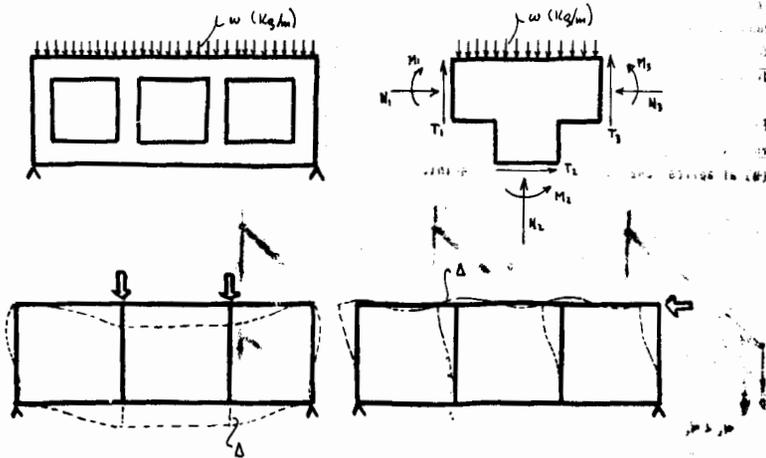


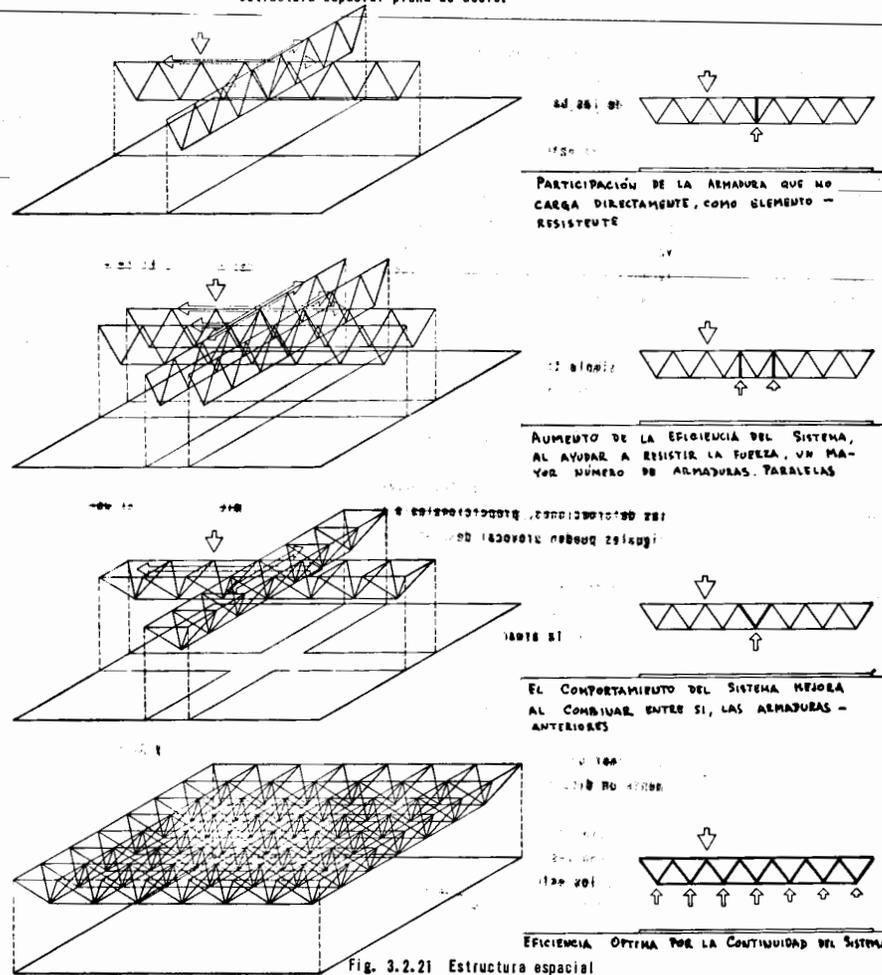
Fig. 3.2.20 Viga Vierendeel

puede trabajar mas que en conjunto y hasta el momento en que esté completa, por lo tanto no se podrá descimbrar ninguna de sus partes en tanto no esté terminada toda la estructura.

Las armaduras tienen una utilización muy clara, cuando se busca salvar claros grandes, como ocurre en puentes, cubiertas especiales, etc. Sin embargo también tiene mucha utilización en sistemas de piso, sustituyendo a las vigas de concreto y cuando se busca la ligereza de los elementos estructurales.

Mediante la combinación de las armaduras planas, se obtienen estructuras espaciales, en las que los elementos están orientados según dos o más direcciones.

En la Fig. 3.2.21, se ilustra la manera en que se forma y se comporta una estructura espacial plana de acero.



PARTICIPACIÓN DE LA ARMADURA QUE NO CARGA DIRECTAMENTE, COMO ELEMENTO RESISTENTE

AUMENTO DE LA EFICIENCIA DEL SISTEMA, AL AYUDAR A RESISTIR LA FUERZA, UN MAYOR NÚMERO DE ARMADURAS PARALELAS

EL COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA MEJORA AL COMBINAR, ENTRE SI, LAS ARMADURAS ANTERIORES

EFICIENCIA ÓPTIMA POR LA CONTINUIDAD DEL SISTEMA

Fig. 3.2.21 Estructura espacial

Una estructura como la descrita, puede calcularse por alguno de los métodos matriciales de análisis estructural, por ejemplo, obteniendo los coeficientes de influencia, sobre los distintos nudos de la estructura, producidos por diversas posiciones de una carga unitaria.

Finalmente conviene mencionar que la misma retícula triangulada que originan las armaduras, se puede utilizar en la construcción de cascarones, cúpulas, estructuras plegadas, etc. (Fig. 3.2.21). En estas estructuras, las fuerzas en las barras, se pueden obtener a partir de los esfuerzos de membrana, calculados por la teoría general que se verá más adelante. Las fuerzas internas en las barras, son las necesarias para mantener en equilibrio los esfuerzos obtenidos. El problema que presenta este tipo de estructuras, es el diseño de la junta, de manera, que se pueda fabricar a escala industrial.

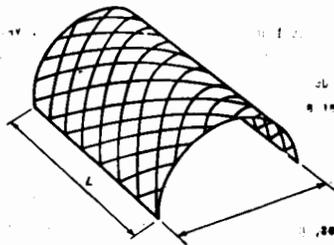


Fig. 3.2.22 Estructura laminar formada por una retícula de barras.

3.2.5 Arcos y Cables

Tanto el cable como el arco, son elementos estructurales con un comportamiento semejante en sus extremos. Se diseñan para soportar un sistema de cargas, contenidas en su plano. En ambas estructuras las fuerzas internas son axiales, de tensión en el caso del cable y de compresión en el arco.

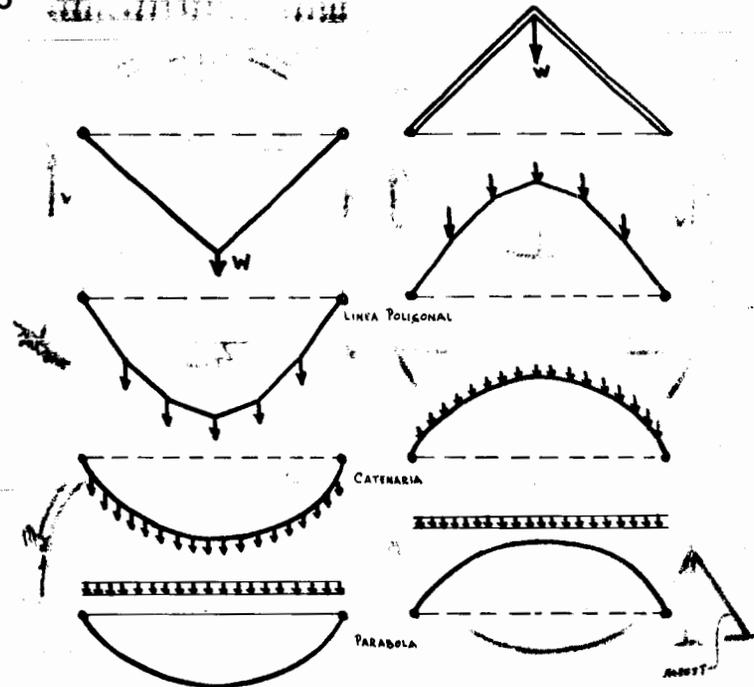


Fig. 3.2.23 Línea funicular en el cable y el arco

Para que las fuerzas internas sean axiales, es necesario que el cable o arco, adopte la figura geométrica de la línea funicular de las cargas. Si el eje de la pieza no coincide con la línea de presiones, se obtendrán esfuerzos adicionales por flexión proporcionales a la distancia entre la línea funicular y el eje del arco. En la Fig. 3.2.23 se indican algunos casos particulares de la línea funicular. Así se puede observar que puede adoptar una línea quebrada, catenaria, etc. En estos ejemplos la posición

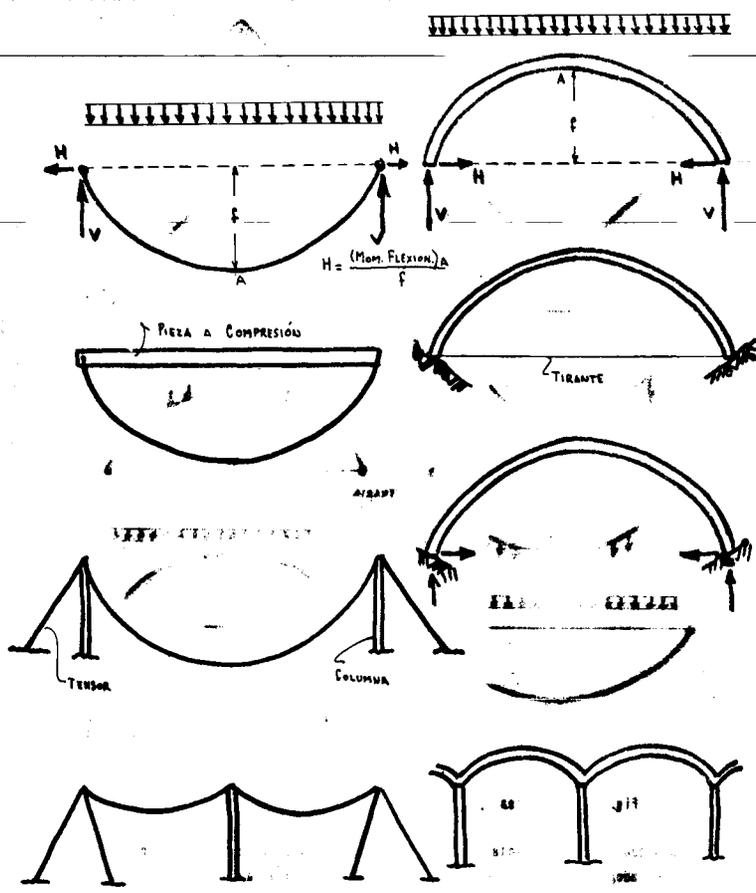


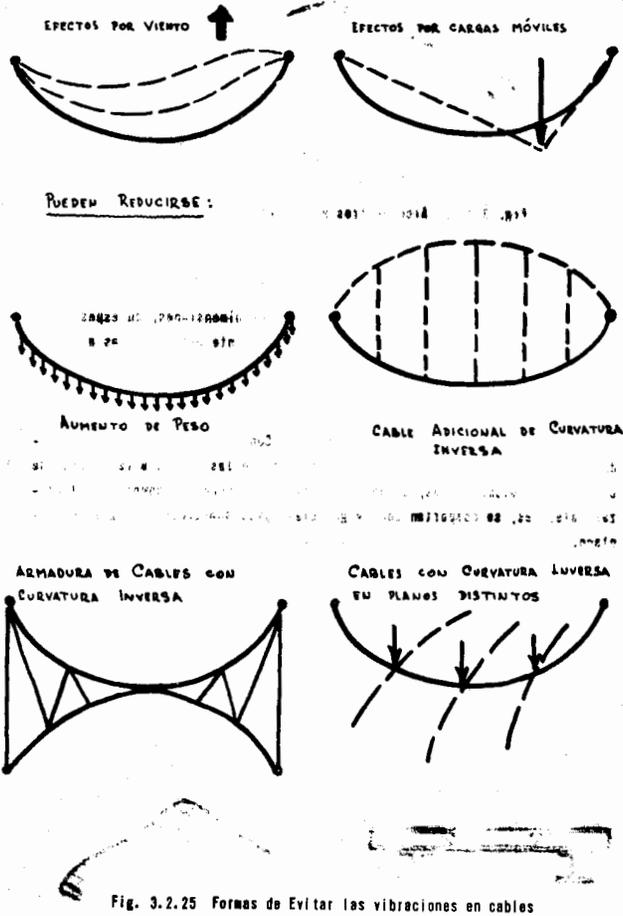
Fig. 3.2.24 Componente horizontal en el cable y arco.

final del cable, coincide con la línea funicular de las cargas. Si se modifican las cargas, cambiará la posición del cable y por lo tanto el funicular. Debido a su extrema flexibilidad, no existe momento flexionante en ninguna sección, ya que en caso de que lo hubiera, el cable se desplazaría hasta que la resultante de las fuerzas fuera axial con el citado cable.

Si un cable con determinada figura geométrica, hipotéticamente se volteara sin deformarse, conservando el mismo sistema de cargas, se obtendría un arco. El arco se caracteriza porque para un sistema de cargas, se obtiene un funicular semejante al del cable, pero con la diferencia de que todo el miembro se encuentra sometido a compresión. Para que el arco pueda resistir este estado de esfuerzos, es necesario que tenga cierta rigidez. Al cambiar el sistema de cargas, se modifica la línea funicular y como el arco no puede adaptar su eje, ya que significaría modificar su geometría, se producirán esfuerzos adicionales por flexión. Tanto el cable como el arco, son estructuras muy eficientes ya que trabajan a esfuerzos axiales exclusivamente, pero para esto es necesario que su forma geométrica se adopte al funicular del sistema de cargas.

Ambos sistemas transmiten fuerzas horizontales y verticales a los apoyos. En particular la componente horizontal, es la más difícil de transmitir a un apoyo de tal manera que garantice su inmovilidad. Esta componente se puede obtener a partir de la definición de momento flexionante (Fig. 3.2.24). La reacción horizontal varía con la carga, el claro de la pieza y la flecha misma del arco o cable. En la misma figura se indican algunas maneras de tomar esta componente.

Los cables, por las mismas consideraciones que se hicieron en el caso de los tensores, se fabrican de acero de sección simple circular o mediante una combinación de alambres formando torones de sección mayor. Las estructuras formadas por cables colgantes presentan el inconveniente de su gran flexibilidad. Las fuerzas de succión producidas por viento, cargas móviles o la variación en la magnitud de las cargas, produce vibraciones, deformaciones variables o desplazamientos laterales de importancia. En la Fig. 3.2.25 se indican estos efectos y algunas formas de reducirlos. Estas soluciones sobre todo las correspondientes a cables de curvatura opuesta, en las que cada uno de ellos trabaja independientemente entre sí, para cambios en el sentido de la fuerza actuante, aumentan en eficiencia si los cables se someten a fuerzas de pretensión. Algo semejante se puede hacer en el caso de los arcos sometiéndolos a fuerzas de precompresión.



Es prácticamente imposible proyectar un arco de tal manera que se encuentre sometido exclusivamente a compresión. Debido a la asimetría de cargas, efectos de cargas móviles o bien por deformaciones propias del arco, la línea funicular o de presiones cambia de posición y el arco, al ser un elemento rígido, no se puede adaptar a la nueva geometría. Esto produce en el arco esfuerzos por flexión-proporcionales a la distancia entre la línea de presiones y la sección del arco en estudio.

Los arcos se construyen de materiales particularmente resistentes a compresión. Los primeros arcos, se construyeron de mampostería de piedras naturales. Posteriormente se ha usado el acero y el concreto reforzado. Mediante el diseño de arcos de sección variable, se puede lograr que dentro de ciertos límites, el arco trabaje a compresión aunque esto no sea uniforme en la sección. Para ello basta con que la línea de presiones pase por el núcleo central de la sección.

En la selección del material más conveniente en la construcción de arcos hay que considerar que las fuerzas internas son función entre otras del peso o carga muerta y del claro. Ambos efectos se conjugan y así el momento flexionante aumenta de manera importante, sobre todo con el claro. El acero debido a su eficiencia, ya que es un material que tolera esfuerzos mayores, permite obtener claros mayores que con otro material, siempre que se evite el pandeo de las vigas o del conjunto. Estos efectos pueden evitarse muchas veces, limitando la longitud sin apoyo lateral, mediante miembros perpendiculares al plano de las vigas, que transmiten carga a los arcos al mismo tiempo que contraventean lateralmente, impidiendo en cierta manera el pandeo local.

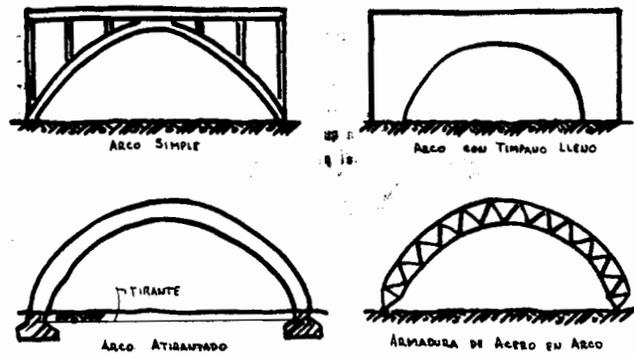


Fig. 3.2.26 Algunos tipos de arcos

Los apoyos de los miembros sometidos a compresión o flexocompresión, pueden ser cualquiera de los conocidos, tales como articulaciones, empotramientos, etc. En un arco cuanto más hiperestático sea, mayores serán los efectos debidos a temperatura, contracciones, etc. Estas solicitaciones también se presentan en las vigas isostáticas, pero en este caso los elementos se alargan o desplazan sin producir esfuerzos en las secciones interiores.

Al principio del tema se vió que en los apoyos de los arcos, se presentan siempre componentes horizontales junto con la reacción vertical, que es necesario considerar que absorben los apoyos. Si el arco está apoyado en el terreno, las reacciones entre suelo y cimiento deben ser de tal magnitud que se impida la falla o desplazamiento de cualquiera de ellos. Si el suelo no puede recibir la componente horizontal del apoyo, habrá que proyectar tirantes que los una y que por lo tanto serán tensores. Esta solución ya no es tan eficiente como la anterior ya que requiere de un área adicional de acero cuyo esfuerzo es prácticamente equivalente al esfuerzo de compresión en la clave del arco. Si la estructura está formada por varios arcos contiguos, los componentes horizontales de los arcos, o codos, se contrarrestarán para determinadas condiciones de carga. (Fig. 3.2.24).

Una solución isostática de arcos, es el arco de tres articulaciones. Tiene el inconveniente de ser una estructura más flexible que un arco hiperestático, ya que permite mayores desplazamientos de la estructura y además induce esfuerzos de flexión, al obligar a pasar, a la resultante de las fuerzas por puntos fijos tales como las articulaciones. En este caso es imposible hacer coincidir el funicular de las cargas con el eje del arco.

En el proyecto de un arco, se tiene como alternativas la forma del arco y una vez definida esta, su flecha. En general el arco más económico será aquel que se adapte mejor a la curva funicular de las cargas. Muy importante será el considerar el procedimiento de construcción ya que el arco trabajará en las condiciones supuestas hasta el momento en que esté terminado. Mientras se desarrollan esfuerzos secundarios propios del procedimiento empleado.

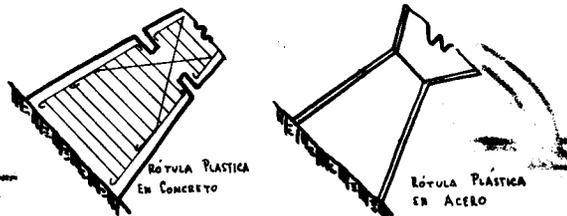


Fig. 3.2.27 Articulaciones en apoyos de arcos

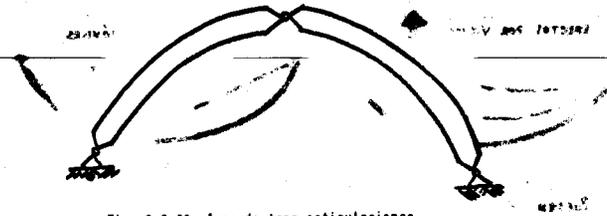


Fig. 3.2.28 Arco de tres articulaciones

### 3.2.6 Placas y losas

Son miembros estructurales con una de sus dimensiones, su espesor, muy pequeña comparada con las otras dos. Generalmente están sujetas a solicitaciones perpendiculares o contenidas en el plano definido por sus lados mayores. Este último podría ser el caso de un muro o diafragma.

Las losas no son más que placas de concreto. Con ellas se forman los pisos de los edificios o construcciones y se transmiten las cargas a las trabes de apoyo. Estas mismas losas, cuando el edificio se encuentra sometido a fuerzas laterales, se comportan como vigas diafragmas sometidas a cargas en su plano.

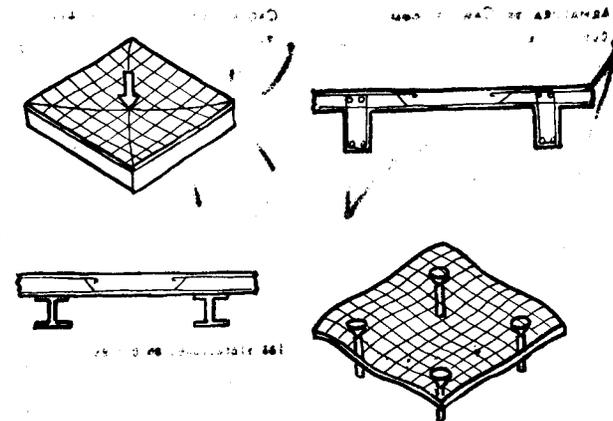


Fig. 3.2.29 Losas

Principalmente trabajan a flexión en una o dos direcciones según las condiciones de apoyo. Así, una losa sobre dos apoyos, se comporta de manera semejante a una viga libremente apoyada. En cambio una losa apoyada en sus cuatro lados está sometida a flexión en dos direcciones y cualquier sistema de fuerzas que se aplique se transmitirá a cada uno de los apoyos. Esta transmisión de fuerzas según dos direcciones se puede realizar, al desarrollarse esfuerzos cortantes simples y por torsión entre las superficies en contacto, de los distintos elementos que constituyen la losa. Así el trabajo de la losa es semejante al de dos trabes normales entre sí y que descansan en cuatro apoyos. Además de las condiciones de equilibrio deben cumplir con la condición de compatibilidad de deformaciones en el punto común de ambas vigas. (Fig. 3.2.28).

Cuando la relación entre el lado largo y el lado corto es mayor de dos, la losa transmite prácticamente toda la carga según el sentido corto. Por ello para que la losa sea eficiente y realmente trabaje de manera semejante en los dos sentidos, es conveniente que los claros sean de magnitud semejante.

Según el tipo de apoyo las losas pueden dividirse en cinco grupos principales:

- Losas sin continuidad con los apoyos. Esto ocurre en las losas soportadas en vigas de acero o muros de mamposterías.
- Losas coladas monolíticamente con las vigas de concreto sobre las que se apoyan. Así se obtiene continuidad en los apoyos.
- Losas apoyadas directamente sobre columnas. Son las llamadas losas planas. En este tipo de losas es muy importante el esfuerzo cortante que se desarrolla en una sección alrededor de los puntos en que existen fuertes concentraciones de fuerzas, como es el caso de las columnas. En algunas ocasiones puede ser necesario el engruesamiento de la sección con el fin de resistir el esfuerzo cortante que se desarrolla. Este tipo de losa se puede aligerar con block hueco, o bien dejando huecos interiores, para obtener una losa con menos peso propio.
- Losas apoyadas sobre el terreno como es el caso de los pavimentos de concreto.
- Losas con lados libres. Este puede ser el caso de las losas en voladizo o en balcón. La única limitación a este tipo de losas, es que las reacciones que se desarrollan en los bordes apoyados, sean las necesarias para mantener la losa en condiciones de estabilidad. En general las losas son elementos muy flexibles pero todavía lo son más los extremos libres. Para evitar deformaciones grandes será conveniente rigidizar estas ori-

llas, por medio de alguna trabe de borde.

- Losas continuas son aquellas que se apoyan de manera continua sobre varios apoyos intermedios. En estos apoyos la losa tendrá capacidad para transmitir momento flexionante y fuerza cortante. A su vez este tipo de losa podrá ser apoyada en un sentido o perimetralmente apoyada.

El análisis elástico de las losas no es un procedimiento sencillo. La ecuación diferencial que expresa las condiciones de deformación de una placa es

$$\nabla^2 (\nabla^2 \omega) = \frac{p(x, y)}{D}$$

en donde

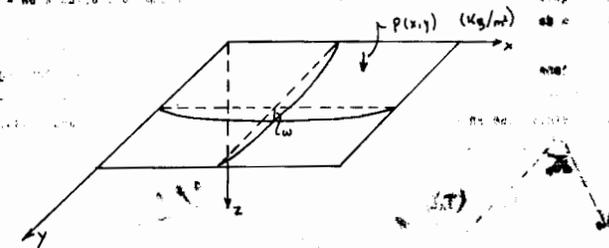
$$\nabla^2 (\nabla^2 \omega) = \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4}$$

$$D = \frac{E h^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad (\text{rigidez de la placa})$$

$h$  = espesor de la placa

$\nu$  = relación de Poisson

Para la carga, se sigue la siguiente nomenclatura:



La solución de esta ecuación se ha obtenido de manera exacta en algunos casos y en otros por aproximaciones sucesivas. Sin embargo para simplificar el análisis de losas, se han obtenido unos coeficientes basados en análisis elásticos, modificados a partir de resultados empíricos. Estos coeficientes empleados en el dimensionamiento de losas aparecen en los manuales sobre diseño de piezas de concreto. Mediante ellos se obtienen los valores del momento flexionante de di-

seño, en las distintas zonas de la losa.

En general los coeficientes para obtener los momentos flexionantes en losas, se refieren a cargas repartidas. Los efectos de cargas concentradas son mayores y en algunos tipos de solicitaciones será conveniente que las cargas concentradas sean recibidas por vigas o traves más resistentes, para evitar deformaciones grandes. Si la magnitud de la carga concentrada no lo amerita, habrá que transformar dicha carga en una repartida de efectos semejantes.

Finalmente, conviene recordar que en la selección del tipo de losa, además de una serie de factores de carácter estructural, tales como tipo de carga, magnitud de los claros, características de la estructura general, etc., debe tomarse en cuenta la facilidad en el cimbrado y construcción de dichos elementos. Por ejemplo una losa plana es más económica de construir aunque también hay que tener en cuenta que su peralte no es tan económico como un sistema de piso formado por losas y traves.

3.2.7 La membrana

La membrana es una superficie curva, de espesor muy pequeño y sometida a cargas normales a la superficie. Su comportamiento es semejante al de los cables, es decir, no pueden soportar esfuerzos de compresión o de flexión. El equilibrio de un elemento aislado de la membrana, se logra entre los esfuerzos uniformes de tensión repartidos en su perimetro y las fuerzas externas. Para lograr este equilibrio es necesario que la membrana tenga cierta forma o curvatura. En cualquier dirección que se considere, en un punto de la membrana actuará un esfuerzo de tensión.

Para obtener la ecuación de la membrana, se puede aislar un elemento, perteneciente a la superficie, sometido a la acción de los esfuerzos internos y de las fuerzas externas, que en este caso se van a considerar como uniformemente repartidas.

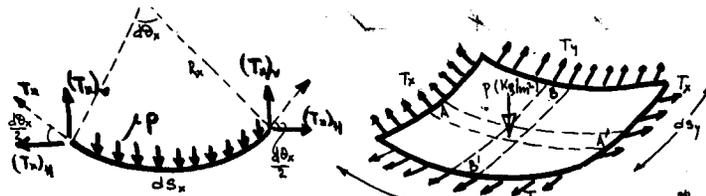


Fig. 3.2.31 Esfuerzos de membrana

A partir de la condición de equilibrio

$$\Sigma F_v = 0$$

$$P \cdot ds_x \cdot ds_y = 2 \cdot T_x \cdot \frac{d\theta_x}{2} \cdot ds_y + 2 \cdot T_y \cdot \frac{d\theta_y}{2} \cdot ds_x$$

$$d\theta_x \cdot R_x = ds_x$$

$$\frac{1}{R_x} = \frac{d\theta_x}{ds_x}$$

Por definición de curvatura y definiendo la ecuación de la superficie como  $Z(x,y)$ :

$$\frac{1}{R_x} = \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2}$$

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{\partial \theta_x}{\partial s_x}$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio:

$$P \cdot ds_x \cdot ds_y = T_x \cdot ds_x \cdot ds_y \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + T_y \cdot ds_x \cdot ds_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2}$$

$$P = T_x \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + T_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2}$$

En realidad esta ecuación corresponde a una generalización del estado plano que se presenta en el caso de cables. Al considerar el valor de "p" como constante en proyección horizontal, se obtiene como solución dos parábolas en ambas direcciones. Las concavidades de estas parábolas pueden estar hacia arriba o hacia abajo indistintamente. La membrana se puede definir como una superficie funicular, como una extensión de la línea funicular ya estudiada.

La fórmula es correcta para cargas repartidas pero no puede aplicarse en el caso de cargas concentradas que producen deformaciones muy grandes. Para el cálculo, puede suponerse, en una primera aproximación, que las cargas concentradas son representadas por un conjunto de cables que intersectan en el punto de aplicación de la carga.

La fórmula tampoco es aplicable para el caso de fuerzas horizontales. Para considerar de manera aproximada este caso, se puede suponer una serie de cargas verticales que produzcan efectos semejantes a los de las fuerzas horizontales.

En los recipientes para líquidos de forma esférica o cilíndrica, los esfuerzos de membrana se pueden obtener aplicando la ecuación anterior.

La membrana se puede lograr por medio de una red ortogonal de cables, que tomen los esfuerzos de tensión calculados, recubiertos de algún material.

El material más usual en la construcción de membranas es el acero, ya sea en forma de placas empleadas en la fabricación de recipientes para líquidos, o bien en forma de cables para cubrir superficies. En este último caso los materiales se suelen recubrir con mortero de cemento, láminas, lonas, etc. En el caso de que se recubran con concreto, el procedimiento constructivo tendrá que tomar en cuenta la deformación progresiva de los cables conforme avanza la aplicación de carga. Las lonas o telas convenientemente tensadas también se han usado con frecuencia en la construcción de cubiertas con carácter provisional. En general la membrana es un elemento estructural de gran eficiencia al estar sometido a esfuerzos de tensión uniformes en una dirección dada, además de ocupar el área mínima necesaria sobre el área en que se aplica.

En la fig. 3.2.31, se muestran algunos ejemplos de membrana.

Los inconvenientes de este elemento estructural son los mismos que se citaron en el caso de los cables: vibraciones y deformabilidad, ante la acción de cargas accidentales, principalmente de viento, se presentan fuerzas de succión y efectos dinámicos ya estudiados, que provocan deformaciones y vibraciones importantes de la cubierta. En algunos casos incluso, se puede llegar a tener efectos de resonancia. Estos efectos pueden hacerse prácticamente despreciables mediante la aplicación de carga muerta sobre la membrana, de tal magnitud que contrarreste los efectos por viento. Otra manera de evitar estos efectos es dándole a la membrana doble curvatura según dos direcciones opuestas. La acción de la doble curvatura se puede explicar suponiendo que en un sentido trabaja para carga producida por peso propio y en el otro sentido normal, la curvatura es la apropiada para resistir las fuerzas de succión.

Los esfuerzos de tensión que se desarrollan según dos direcciones, favorecen su construcción mediante una malla de alambres orientada según dos direcciones que absorben los esfuerzos de tensión que se desarrollan. Los cables se

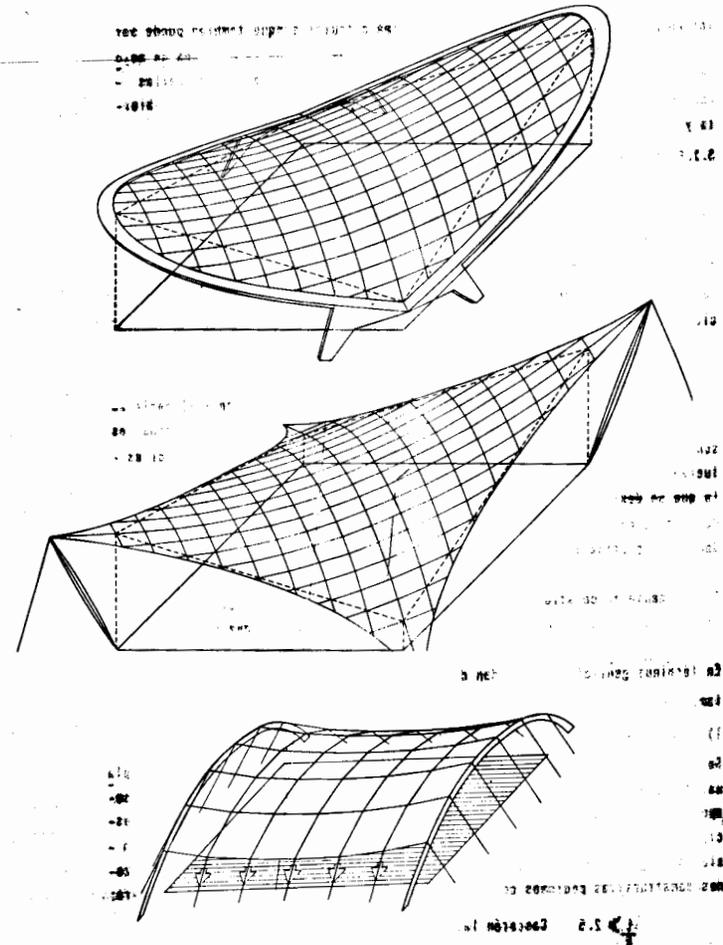


Fig. 3.2.31 Estructuras de membrana

anclan generalmente de una trabe de borde que ya en conjunto se comportará como un marco cerrado sometido a un estado de fuerzas originadas por las tensiones de los cables. Probablemente este marco perimetral tendrá un me-

por razones constructivas.

por comportamiento si tiene, en planta, forma circular aunque también puede ser cuadrado, rectangular, elíptico, etc. El comportamiento de la membrana se mejora notablemente si los cables que la forman se refuerzan a manera de darle una tensión establecida. Con ello se logra una menor deformación de la cubierta y una mayor flexibilidad de la misma.

3.2.8 Estructuras laminares

Las estructuras laminares o cascarones, son superficies curvas cuyo espesor es muy pequeño en comparación con las dimensiones de la superficie. Debido a su forma curva, de gran momento de inercia, es que estas superficies desarrollan una gran resistencia a flexión. A diferencia de las vigas en que la resistencia se obtiene a partir de una sección llena, en este caso su resistencia se obtiene a partir de una área pequeña pero distribuida de tal manera que se logra el momento de inercia necesario.

Su relación con la membrana, es la misma que existe entre el arco y el cable. Así como la membrana trabaja a tensión, en el cascarón, los esfuerzos dominantes son de compresión, aunque también se presentan esfuerzos por flexión y por esfuerzo cortante. En el caso de que la superficie adopte una forma semejante a la que se designó como superficie funicular, los esfuerzos serán exclusivamente de compresión. Por esta razón hay que verificar que los esfuerzos se mantengan dentro de ciertos límites para evitar efectos de pandeo.

Generalmente se construyen de concreto armado ya que las características de este material lo hacen apto para resistir el tipo de esfuerzos que se desarrollan.

En términos generales, se pueden distinguir los siguientes tipos de superficies laminares:

1) Superficies de traslación.

Se obtienen por traslación de una línea curva o recta sobre otra línea curva plana. Así una superficie cilíndrica se obtiene por traslación de una recta que se apoya constantemente sobre una línea curva, a la cual es normal. Los cascarones cilíndricos, pueden dividirse en tres grupos de acuerdo a su relación de dimensiones longitudinal a transversal. Como  $\phi$  varían poco en la práctica por razones constructivas podremos considerar únicamente la relación  $L/R$  y definir para:

$$\frac{L}{R} > 2.5 \quad \text{Cascarón largo}$$

$$\frac{L}{R} < 2.5 \quad \text{Cascarón corto}$$

$$0.5 < \frac{L}{R} < 2.5 \quad \text{Cascarón intermedio}$$

La mayoría de los cascarones cilíndricos se construyen para longitudes que varían entre 5 y 50 m. con espesor de 5 a 15 cm. El ángulo  $\phi$  varía de 35 a 40° -

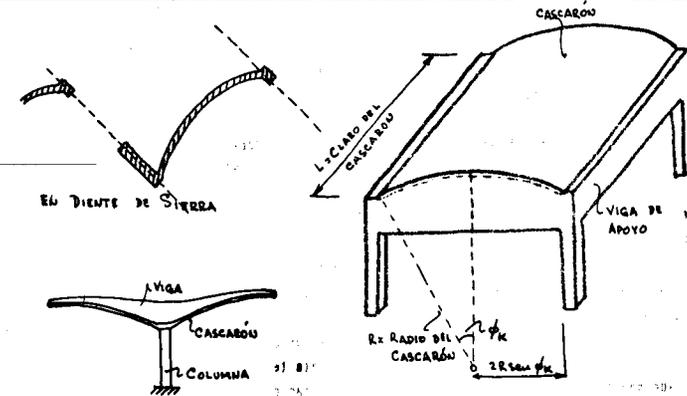
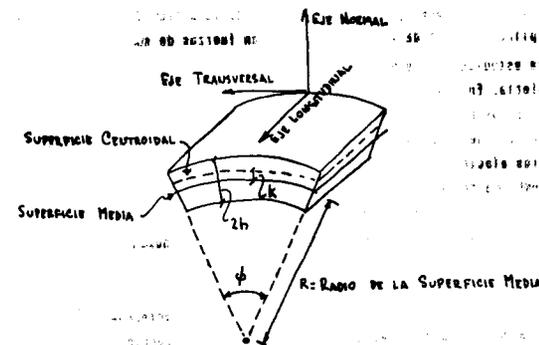
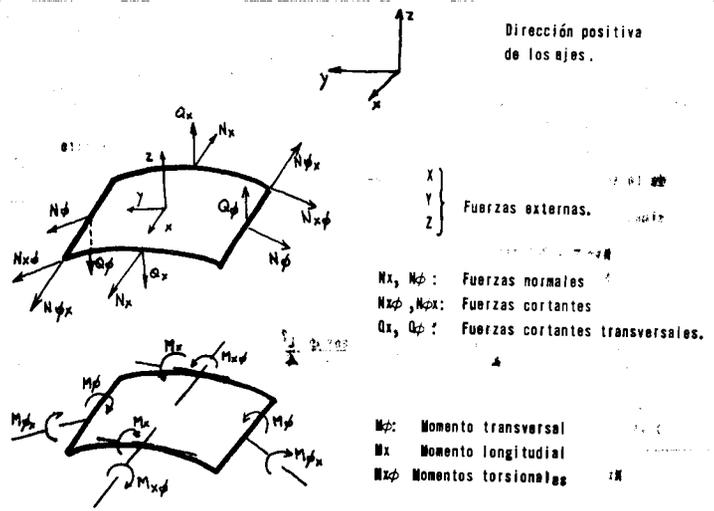


Fig. 3.2.32 Cascarones cilíndricos

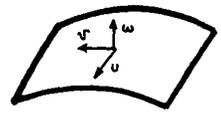
El análisis matemático supone un material perfectamente elástico en el cascarón y se basa en consideraciones de esfuerzo y deformación. En la siguiente figura se indica la descripción de un elemento de cascarón.



Las fuerzas y momentos que actúan en el cascarón son:



Los desplazamientos en un punto son:

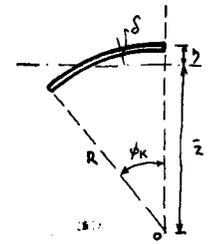


Los sentidos indicados para fuerzas, momentos y desplazamientos son positivos.

Por equilibrio de fuerzas en la dirección del eje considerando un elemento diferencial y aplicando las ecuaciones de compatibilidad, se puede resolver el problema elástico.

Existen métodos aproximados para encontrar los esfuerzos en un cascarón, por ejemplo el siguiente:

En el caso de cascarones "largos" es útil el método de la viga. En este método se supone que el cascarón actúa como una viga de sección circular apoyada en vigas transversales. En este caso el momento flexionante longitudinal se determina como el de una viga simplemente apoyada y los esfuerzos longitudinales se calculan a partir del momento de inercia de la sección transversal.



$R$ : sea  $R$  = radio sección transversal  
 $\phi_k$  = medio ángulo  
 $\delta$  = espesor cascarón  
 $z = R \sin \phi R$   
 $z + y = R$   
 entonces

$y = R (1 - \sin \phi_k)$

El momento de inercia con respecto al eje centroidal resulta ser:

$$I_y = 2 \delta R^3 \left[ \frac{\phi_k}{2} + \frac{\sin 2\phi_k}{4} - \frac{\sin^3 \phi_k}{\phi_k} \right]$$

Ejemplo:

- $L = 38 \text{ m}$
- $R = 10 \text{ m}$
- $\phi_k = 40^\circ$

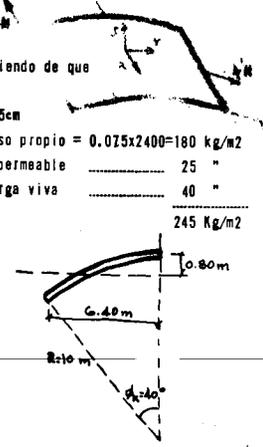
$q = 245 \text{ kg/m}^2$  supuesto, partiendo de que

$\delta = 7.5 \text{ cm}$

- peso propio =  $0.075 \times 2400 = 180 \text{ kg/m}^2$
  - impermeable ..... 25 "
  - carga viva ..... 40 "
- 245 Kg/m<sup>2</sup>

Suponiendo  $\delta = 7.5 \text{ cm}$ .  
 $y = 10 \left[ \frac{1}{2} - \frac{0.642}{0.70} \right] = 0.80 \text{ m}$ .

$I_y = 2 \times 0.75 \times 1000 [0.349 + 0.246 - 0.5915]$   
 $= 0.55 \text{ m}^4$



Carga por metro lineal

$$2p'_{\text{m}} = 2 \times 10 \times 0.688 \times 0.245 = 3.42 \text{ t/m}$$

El momento flexionante en la dirección longitudinal será:

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{3.42 \times 38^2}{8} = 554 \text{ tm}$$

$$N_x \text{ compresión} = \frac{554}{0.55} \times 0.8 \times 0.075 = 59.4 \text{ t/m}$$

Como el área es igual a  $7.5 \times 100 = 750 \text{ cm}^2$  el esfuerzo de compresión es

$$f_{\text{comp.}} = \frac{59400}{750} = 79 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_x \text{ tensión} = \frac{554}{0.55} \times 0.075 [10(1-388) - 0.8] = 114.0 \text{ t/m}$$

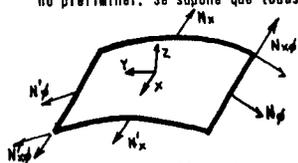
Con un análisis exacto se obtendrían los siguientes valores para:

$$N_x \text{ compresión} = 51.4 \text{ t/m}$$

$$N_x \text{ tensión} = 148.0 \text{ t/m}$$

La teoría de la viga nos da para este caso fuerzas de compresión que son 15% mayores y la fuerza de tensión 22% menor que las calculadas por un método exacto, sin embargo el método de la viga resulta útil para un diseño preliminar y poder fijar las dimensiones del cascarón para efectuar el diseño definitivo.

Para el caso de cascarones (cortos) es útil la teoría de la membrana para diseño preliminar. Se supone que todas las fuerzas actúan en la superficie del cascarón y que no existen momentos flexionantes.



Entonces, únicamente las fuerzas  $N_x$ ,  $N_y$  y  $N_z$  actuarán en el elemento de cascarón. Si  $X$ ,  $Y$  y  $Z$  son las fuerzas exteriores se pueden establecer las ecuaciones de equilibrio donde  $N_x$ ,  $N_y$  y  $N_z$  son fuerzas por unidad de longitud

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{R \partial \phi} + X = 0$$

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{R \partial \phi} + Y = 0$$

$$N_y - ZR = 0$$

Si  $X$ ,  $Y$  y  $Z$  son fuerzas conocidas obtenemos fácilmente los valores de  $N_y$ , de  $N_x$  y de  $N_z$ . Si las cargas que actúan son gravitacionales y  $p'$  es la carga por unidad de área, entonces:

$$X = 0$$

$$Y = p' \sin \phi$$

$$Z = -p' \cos \phi$$

$$N_y = ZR = -p'R \cos \phi$$

$$N_x \phi = -2 p' \sin \phi x + C_1$$

tomando como origen de los ejes el centro de la superficie.  $N_x \phi$  debe ser numéricamente igual a la distancia.  $x = \pm \frac{l}{2}$  por simetría por tanto  $C_1 = 0$  y queda

$$N_x \phi = -2 p' \sin \phi x$$

$$N_x = \frac{2 p' \cos \phi}{R} \frac{x^2}{2} + C_2$$

Como  $N_x = 0$  en  $x = \pm \frac{l}{2}$  entonces  $C_2 = p' \frac{\cos \phi}{R} \frac{l^2}{4}$

y por tanto

$$N_x = p' \frac{\cos \phi}{R} \left( x^2 - \frac{l^2}{4} \right)$$

Resumiendo, las fuerzas de membrana son:

$$N_y = -p'R \cos \phi$$

$$N_x \phi = -2 p' \sin \phi x$$

$$N_x = p' \frac{\cos \phi}{R} \left( x^2 - \frac{l^2}{4} \right)$$

Supongamos que:

$$L = 3.5 \text{ m}$$

$$R = 10 \text{ m}$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$p' = 245 \text{ kg/m}^2$$

$$s = 7.5 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones obtenidas:

$$N_y = -p'R \cos \phi = 0.245 \times 10; x \cos \phi = 2.45 \cos \phi \text{ (t/m)}$$

$$N_x \phi = -2 p' \sin \phi x = -0.245 \times 2 \sin \phi x = -0.49 \sin \phi x \text{ (t/m)}$$

$$M_x = p' \frac{\cos \phi}{R} \left( x^2 - \frac{l^2}{4} \right) = \frac{0.245}{10} \cos \phi (x^2 - 3.08) (l/m)$$

de donde podemos obtener los valores de las fuerzas para cualquier  $x$  y  $\phi$ . De un análisis exacto obtendríamos resultados muy parecidos entre los dos métodos (teoría de la membrana y exacto) para la zona central del cascarón y un poco diferentes en los extremos del cascarón.

Podemos decir que en general, en los cascarones cilíndricos las fuerzas dominantes son  $M_x$ ,  $N_x \phi$  y  $M_\phi$ , y el momento dominante es  $M_\phi$ . Sin embargo  $M_x$  y  $N_x \phi$  adquieren importancia en los cascarones "intermedios".

En las siguientes gráficas se observan la variación de  $M_\phi$  y  $N_x$  para los tres tipos de cascarones (largos, cortos e intermedios):

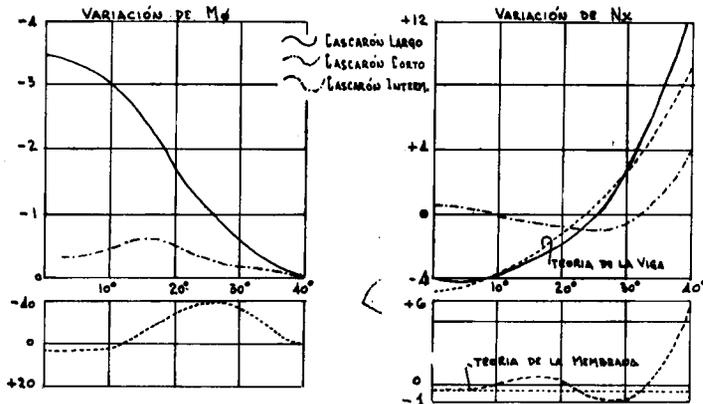


Fig. 3.2.33 Gráficas para esfuerzos en cascarones

Un punto muy importante en el diseño de cualquier tipo de cascarón es que debido a que son estructuras de muy poco espesor comparadas con la superficie que cubren deben siempre revisarse los esfuerzos críticos de compresión que pueden producir el fenómeno de pandeo. Es decir debe fijarse el espesor del cascarón de tal manera que no exista la posibilidad del pandeo. Otra medida que puede adoptarse es el empleo de "atiesadores" o "costillas que rigidizan el cascarón disminuyendo la posibilidad de pandeo.

En un punto cualquiera del cascarón se pueden combinar mediante el círculo de Mohr las fuerzas obtenidas y así obtener las direcciones y magnitud de los esfuerzos principales con los cuales se dimensiona la estructura.

Muy importante es el proyecto de los elementos de apoyo del cascarón. En los extremos se suele apoyar en arcos o diafragmas de concreto (timpanos) muy esbeltos. En sentido longitudinal debe colocarse una trabe de borde con la suficiente rigidez para transmitir los esfuerzos del cascarón y evitar la deformación transversal de este. Justamente en las orillas y debido a la presencia de elementos más rígidos, es en donde se pueden presentar momentos flexionantes de importancia actuando sobre el cascarón.

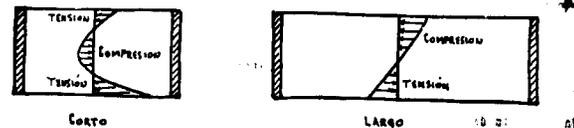
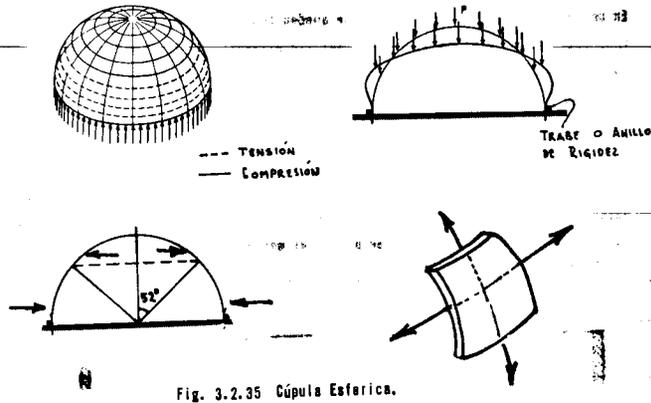


Fig. 3.2.34 Distribución de esfuerzos normales en un cascarón cilíndrico.

Para tener una idea acerca de la importancia de las condiciones de apoyo, basta recordar la bóveda original, que es una superficie cilíndrica apoyada sobre un muro continuo. Si se aísla un elemento transversal de esta superficie, se verá que sus extremos se encuentran apoyados sin sufrir desplazamientos horizontales o verticales. Por lo tanto su comportamiento es semejante al de una sucesión de arcos transversales sin flexión longitudinal, ya que no hay desplazamientos relativos entre dos arcos contiguos.

2) Superficies de rotación.

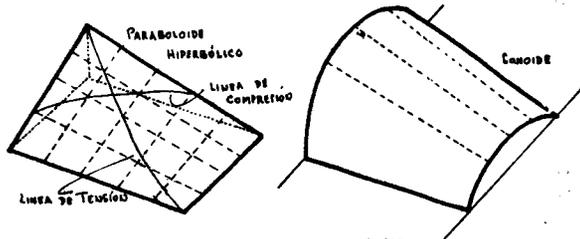
Las superficies de rotación se obtienen por rotación de una curva plana alrededor de un eje vertical. La superficie más conocida es la cúpula esférica (fig. 3.2.35). Se puede imaginar esta superficie como formada por un conjunto de meridianos que transmiten las cargas a los apoyos mediante esfuerzos por flexión. La deformación transversal de los meridianos está impedida por los anillos horizontales llamados paralelos. Una parte del meridiano tiende a abrirse hacia el exterior, mientras que la superior trata de empujar hacia el interior, lo que quiere decir que unos paralelos trabajarán a compresión y otros a tensión. El límite está justamente definido por un ángulo de  $52^\circ$  a partir del eje de la esfera.



Un elemento de la superficie, estará sometido a esfuerzos axiales, de tensión o compresión según la dirección de los meridianos y paralelos. Debido a la simetría de cargas y de geometría, no aparecen esfuerzos cortantes en un elemento como el indicado en la figura 3.2.35. En los puntos cercanos a la frontera con la trabe de borde, se pueden presentar esfuerzos de flexión no considerados en el análisis anterior debido a la continuidad existente entre el cascarón y la trabe de rigidez. Los esfuerzos indicados corresponden a un apoyo continuo en todo el perímetro inferior. Si estas condiciones cambian como sería el caso de varios apoyos aislados, la distribución de esfuerzos en la superficie sería distinta.

3) Superficies regladas.

Se obtienen por desplazamiento de los dos extremos de una línea recta sobre dos líneas planas distintas que pueden ser rectas o curvas. Las superficies más conocidas son el paraboloides hiperbólico y la conoide (fig. 3.2.36)

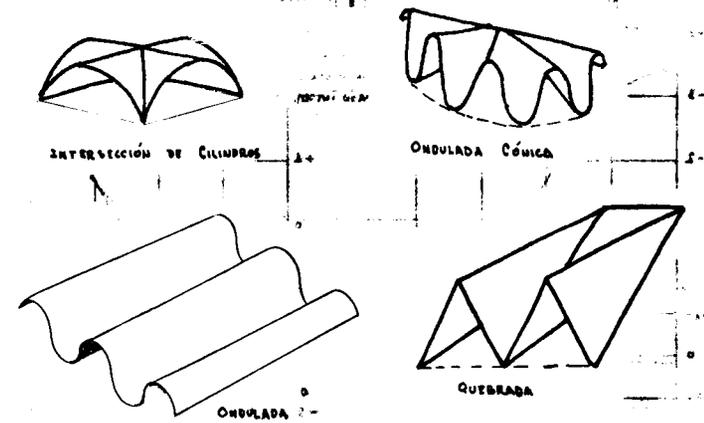


Los esfuerzos en estas superficies se pueden obtener a partir de las ecuaciones generales de membrana ya conocidas. Esta superficie requiere traveses de borde en su periferia que absorben los esfuerzos transmitidos por el cascarón.

Son superficies muy usadas como elementos estructurales ya que presentan una gran facilidad de cimbrado, por tratarse de superficies regladas o con líneas rectas - que en algunos casos, como el paraboloides hiperbólico están orientadas en dos direcciones normales entre sí.

Superficies compuestas.

Son combinaciones de las superficies ya descritas. En la fig. 3.2.37 se muestran algunos ejemplos.



De lo expuesto se concluye la existencia de dos posibles estados de esfuerzo en las superficies laminares: como membrana y admitiendo momentos de flexión. Lo normal es que se presenten los dos casos con preponderancia de algún tipo de esfuerzo. Atención especial requiere el cálculo de los esfuerzos principalmente de flexión que se desarrollan en la frontera con las traveses de borde y con los apoyos. La posición de estos elementos y sus condiciones de rigidez modifican de manera importante la distribución de esfuerzos en la superficie, también es conveniente recordar que este tipo de estructuras desarrolla su resistencia debido a

su geometría, por lo que para obtener condiciones estables habrá que proyectar superficies de doble curvatura y procurar que durante su vida útil se mantenga la forma original.

En los casos en que sea necesario comunicar rigidez a un cascarón se pueden proyectar arcos intermedios, traveses, diafragmas que rigidizan de manera importante la superficie y considerar la modificación correspondiente en el estado de esfuerzos.

Con este tipo de estructuras se pueden obtener espesores muy pequeños ya que se han llegado a obtener valores del orden de 4 a 5 cm. Sin embargo es conveniente tener en cuenta que en esta clase de superficies son importantes las contracciones por fraguado y por cambios de temperatura, por lo que algunas veces será necesario fijar el espesor de acuerdo con otras consideraciones de orden práctico.

El comportamiento de los cascarones se mejora de manera muy importante aplicando fuerzas de prefuerzo en las traveses de borde. Con ello se logra una mayor resistencia un aumento en ductilidad, al mismo tiempo que una disminución de las grietas que aparecen en este tipo de estructuras.

3.2.0 Estructuras plegadas

Las estructuras o losas plegadas resultan de un arreglo tridimensional de elementos o losas planas, cuya unión permite lograr una estructura estable capaz de soportar cargas. Una estructura de este tipo está sometida a esfuerzos de flexión longitudinales y transversales. Son de espesor delgado pero su resistencia la obtienen a partir de su forma geométrica que les permite desarrollar un gran momento de inercia. Se comportan como vigas de sección poligonal y como tal se realiza el análisis estructural.

Pueden construirse de madera, acero, aluminio y principalmente de concreto reforzado. En este último caso la construcción se facilita ya que esta clase de superficies son planas y por lo tanto están formadas por elementos rectos.

De acuerdo con su forma, las losas plegadas, pueden clasificarse como:

- Prismáticas
- Piramidales
- Prismoidales
- Y curvas en planta

Las prismáticas pueden usarse para varios tipos de construcción tales como cubiertas, puentes, torres de enfriamiento, etc. Se caracterizan por el hecho de

que consisten en placas rectangulares que se restringen unas a otras por medio de diafragmas transversales o por marcos rígidos. Un ejemplo del tipo prismático es:

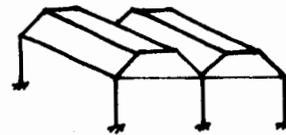


Fig. 3.2.36 Estructura plegada prismática

Las piramidales pueden utilizarse como cubiertas en salones de exposición, torres de enfriamiento y silos.

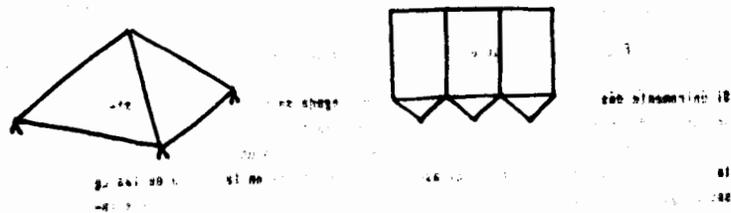


Fig. 3.2.38 Estructura plegada piramidal

En las de tipo prismoidal pueden considerarse los ejemplos mostrados en las siguientes figuras. Son un tipo intermedio entre las prismáticas y las piramidales.

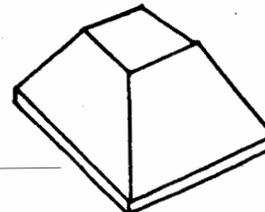


Fig. 3.2.40 Estructura plegada prismoidal

Las que se clasifican como curvas en planta se usan principalmente en la construcción de puentes. Quedan formadas por las vigas principales (exterior e interior) y diafragmas horizontales (sistema de piso y diafragma propiamente dicho).

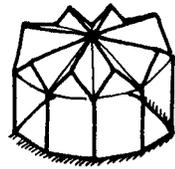


Fig. 3.2.4] Estructura plegada con planta circular

Si únicamente dos placas se intersectan, la losa plegada se denomina simple y si son más de dos placas las que se intersectan en una junta, la estructura será una losa plegada múltiple. Cada elemento o placa se comporta como una viga desde el punto de vista de la teoría elástica. El aspecto más importante en la teoría de las losas plegadas es hasta dónde la unión entre placas adyacentes puede considerarse lateralmente restringida. La suposición de uniones lateralmente restringidas permite analizar este tipo de estructuras en una forma simple. Dependerá de cada caso en particular, así como de la configuración de sollicitaciones a que esté sujeta, la necesidad de considerar los desplazamientos laterales de las uniones en el análisis para obtener los elementos mecánicos reales. En secciones abiertas sometidas a fuerzas laterales de viento o sismo, se pueden producir esfuerzos cortantes por torsión si la resultante externa no pasa por el centro de torsión de la figura. El cálculo de esfuerzos se hace aplicando los principios de Mecánica de Materiales.

3.2.10 Muros de contención

Los muros de contención son superficies continuas que resisten las fuerzas horizontales producidas por el empuje de distintos materiales. Su función es la de contener materiales como tierra, agua, granos, etc. En la fig. 3.2.42 se muestran las características mecánicas del empuje activo de tierras según la teoría de Rankine.

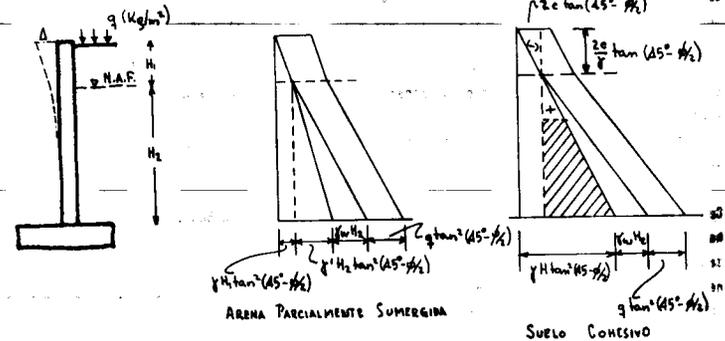


Fig. 3.2.42 Empuje de tierras

En la figura 3.2.42 se sigue la siguiente nomenclatura:

- $\gamma$  = Peso volumétrico del material seco.
- $\gamma'$  = Peso volumétrico del material húmedo.
- $\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua.
- $q$  = Sobrecarga. Generalmente de 1.5 a 2 Ton/m<sup>2</sup>
- $\phi$  = Angulo de reposo del material. Para arcillas se suele tomar de 15° a 20°
- $c$  = Cohesión del material de relleno.

En los casos en que sea posible, es conveniente eliminar la presión producida por el agua, mediante la solución de drenes en la parte inferior conectados con un filtro en la parte posterior del muro, que permiten su libre circulación.

Los empujes horizontales, al actuar sobre el muro producen un estado de esfuerzos y deformaciones en su interior y exteriormente pueden provocar el deslizamiento sobre la base o bien su volteo. Por lo tanto en el diseño se procurará que estos se encuentren en condiciones adecuadas de resistencia y de estabilidad.

En la fig. 3.2.43 se ilustran algunos tipos de muros de contención. El empuje del muro se puede equilibrar en algunos casos, con su peso propio exclusivamente. Si

el muro tiene un paramento inclinado, el peso del material que descansa directamente sobre el talud, ayuda a evitar el volteo. Este tipo de muros llamados de gravedad

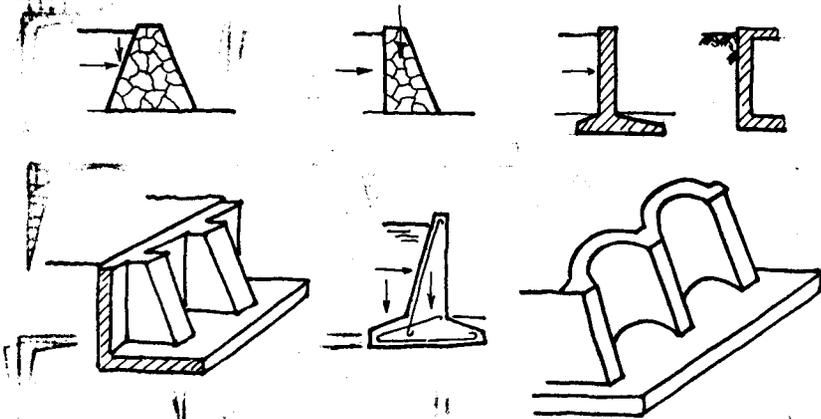


Fig. 3.2.43 Distintos tipos de muros

Figuras (a) y (b) está sometido a esfuerzos de compresión ya que su peso se utiliza para anular los efectos del empuje. El momento de volteo con respecto al talón, debe estar equilibrado por el momento resistente por cargas verticales. Lo mismo sucede para la condición de deslizamiento. En ambos casos el coeficiente de seguridad debe variar entre 1.5 y 3.0. Para asegurarse que en cualquier punto los esfuerzos son de compresión, la resultante de las fuerzas, en una sección del muro, debe pasar por el tercio medio de la misma.

Algunas veces es conveniente no recurrir a volúmenes muy pesados de material, que un momento dado puede ser muy costoso o bien que transmiten esfuerzos grandes a la cimentación. Los muros de concreto reforzado con volúmenes de material relativamente más pequeños pero que permiten resistir esfuerzos por flexión, responden a otra solución. La losa de cimentación tendrá las dimensiones necesarias para evitar los efectos de deslizamiento y volteo. El par resistente de volteo, se puede incrementar aumentando el peso del muro, como ocurre en los de gravedad, o bien aumentando la distancia de la resultante vertical al punto de giro y esto se puede lograr aumentando la dimensión de la zapata.

Este tipo de muros puede ser de sección constante o variable, lo necesario para resistir los esfuerzos por flexión fig. 3.2.43 (g). Se puede aligerar la sección si se proyectan como losa de sección constante apoyada sobre contrafuertes integ

medios a los que transmite el empuje. Estos elementos se proyectarán como vigas sometidas a las solicitaciones originadas por el muro.

No es necesario que el espacio delimitado por los contrafuertes sea una losa plena. Se puede diseñar un cascarón, bóveda o alguno de los elementos estructurales descritos en los puntos anteriores. Las cortinas de presas se adaptan a las indicaciones mencionadas.

El muro se puede complementar con una pantalla impermeable, que prolonga su parte inferior. Tiene por objeto impedir la filtración del agua de un lado a otro de la pantalla, que en un momento dado puede hacer fallar por esfuerzo cortante el suelo provocando el deslizamiento del mismo.

### 3.2.11 Marcos y pórticos

El marco está formado por la combinación de una viga horizontal que forma el cabezal y las columnas laterales. Generalmente se procura que la unión o nudo entre los distintos elementos, sea rígida con el fin de que se puedan desarrollar momentos flexionantes y por lo tanto presenten características de continuidad. El pórtico tiene básicamente, las mismas características con la diferencia de que la viga superior presenta una doble pendiente (Fig. 3.2.44). Su comportamiento mecánico es semejante ya que en una sección cualquiera se desarrollan principalmente, esfuerzos por flexión y esfuerzo cortante acompañados generalmente por esfuerzos normales.

Por la forma en que se emplean en la construcción, deben ser capaces de resistir fuerzas horizontales debidas a sismo o viento y las fuerzas verticales que suelen transmitir algún sistema de piso o techo apoyado sobre el cabezal del marco o pórtico.

Las condiciones de apoyo o de continuidad modifican de manera importante el comportamiento de la estructura, admitiendo desde luego, que cualquiera de ellas debe garantizar estabilidad del marco, (fig. 3.2.45). Una primera solución que se plantea es la de articular los extremos de cabezal. Aparentemente es una solución económica ya que no transmite momentos a las columnas, cuando el marco se encuentra sometido a cargas verticales. Sin embargo su comportamiento ante fuerzas laterales es deficiente, ya que se transmiten momentos de empotramiento a las bases de las columnas de magnitud mayor que en el caso de continuidad en los nudos.

Las soluciones más aceptadas son aquellas en que existe continuidad en las uniones y en que los extremos de las columnas se encuentran articuladas o empotradas. Esta

Última condición requiere la seguridad de que la cimentación o base va a poder desarrollar los esfuerzos obtenidos en el cálculo.

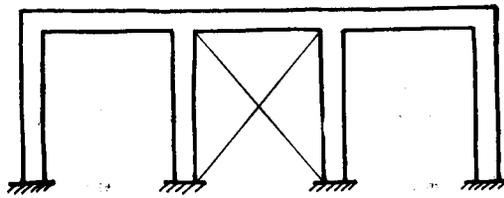
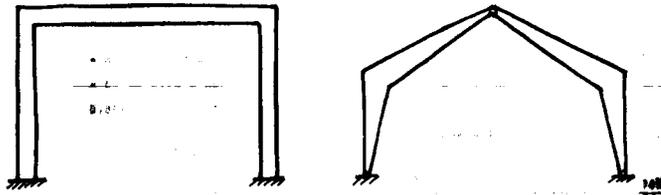
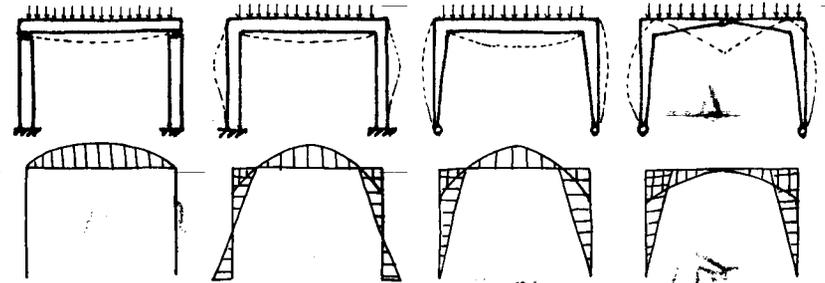


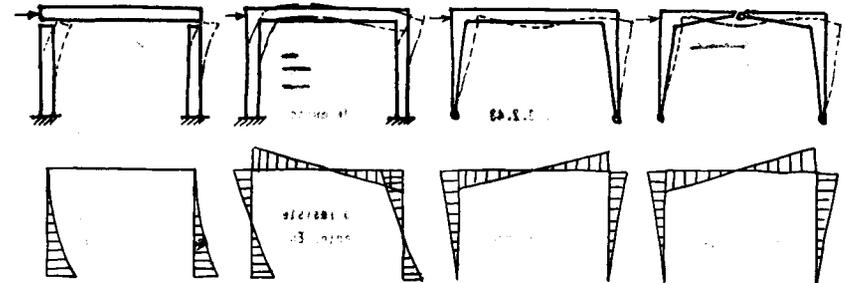
Fig. 3.2.44 Marcos y pórticos

Otra solución aceptable es el marco con tres articulaciones. Constituye un caso isostático en el que los momentos en los nudos son de magnitud mayor que en los casos anteriores. En el análisis de este tipo de marcos como en cualquier estructura hiperestática es necesario tomar en cuenta la rigidez de las piezas. Según los valores relativos de esta, así se modifican los valores de los momentos flexionantes. En el diseño del marco se modificarán las dimensiones supuestas de la sección, de acuerdo con los elementos mecánicos obtenidos, pero se procurará conservar siempre, la misma relación entre la rigidez de las columnas y la viga.

A) COMPORTAMIENTO ANTE CARGA VERTICAL



B) COMPORTAMIENTO ANTE CARGA HORIZONTAL



C) INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DE LOS MIEMBROS

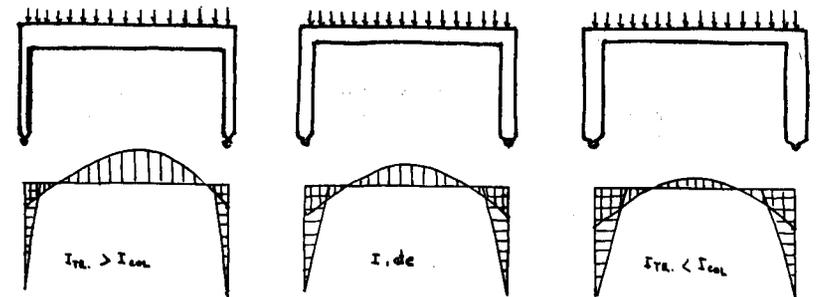


Fig. 3.2.45 Comportamiento mecánico de un marco.

Los marcos se pueden construir de madera, concreto, acero, etc., según las indicaciones que se dieron en el caso de vigas o columnas. En realidad el mayor problema, consiste en detallar las uniones de tal manera que se pueda lograr la continuidad del elemento.

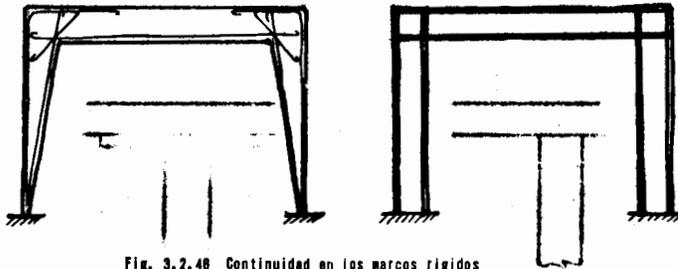


Fig. 3.2.46 Continuidad en los marcos rígidos

Los marcos pueden presentar desplazamientos laterales de importancias producidas por fuerzas laterales o bien por asimetría en la aplicación de cargas verticales. La importancia de estos movimientos dependerá de la magnitud de las cargas, de la rigidez de las columnas y de la continuidad que se haya logrado en la estructura. En algunos casos es conveniente diseñar el marco para soportar cargas verticales exclusivamente e impedir los desplazamientos laterales por medio de muros o contravientos capaces de resistir las fuerzas cortantes. En el caso de varias crujeas (3.2.44) no es necesario que los elementos de rigidez se encuentren localizados en todos los claros. Basta con que se encuentre en una sola crujía, pero que sea capaz de resistir toda la fuerza lateral que se aplica en el marco.

Puede suceder que el marco se encuentra formado por una losa horizontal y muros verticales, que además de cumplir con la función de elementos a compresión pueden ser utilizados como muros de retención. Este podría ser el caso de un puente o paso a desnivel.

### 3.3 Sistemas de piso

Un sistema de piso es una combinación de elementos estructurales con el fin de lograr una superficie horizontal de apoyo capaz de resistir las distintas solicitaciones en ella aplicadas.

Los primeros sistemas de piso contruidos, estuvieron formados por un conjunto de tabloncillos apoyados en vigas de madera, que a su vez transmitían las fuerzas a las columnas o muros de carga. Este tipo de piso, está limitado en cuanto a la dimensión máxima de los claros y a la magnitud de las cargas que puede soportar, ya que depende de las características de la madera y de las escuadrías disponibles en el mercado. Actualmente existen otros tipos de materiales que pueden sustituir con ventaja este sistema.

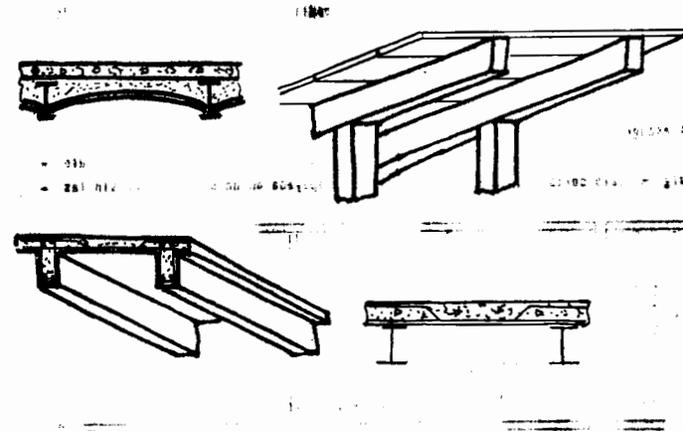


Fig. 3.3.1 Algunos tipos de sistema de piso

Mediante el empleo de perfiles de acero combinados con elementos de tabique o ladrillo, se puede obtener un piso a base de bóvedas que todavía está en uso. Sobre los elementos curvos así contruidos, se aplica un relleno de tierra y un piso de cemento, para obtener una superficie horizontal.

Las placas de acero, ofrecen la desventaja de un mayor costo de los materiales. En aquellos casos en que se ha usado y con el fin de reducir espesores, se le aplica una forma ligeramente curva, que ayuda a reducir la magnitud de los esfuerzos, ya que trabaja como arco.

El concreto reforzado ofrece una solución más económica y con mayores posibilidades de solución, teniendo en cuenta los distintos casos que se pueden presentar. Aunque se repite el mismo principio de los pisos de madera, tiene mayor facilidad de ejecución y una mayor capacidad de resistencia. El sistema de piso que es el más usual,

esté formado por una combinación de losa y traves, colados monolíticamente, logrando por lo tanto una mayor resistencia del conjunto así formado. Se mejora la rigidez de la losa al permitir la condición de continuidad sobre las traves y al incorporar a estas el espesor de la losa, se logra un menor peralte del conjunto comparado con alguna de las soluciones ya citadas. En este sistema de piso, para resistir un determinado tipo de carga, se dispone de las siguientes variables:

- a) Espesor y armado de la losa
- b) Separación de las vigas o traves, modificando por lo tanto el claro de la losa.
- c) Dimensiones y armado de las traves.
- d) Resistencia del concreto.

Al escoger la estructuración, conviene recordar que el comportamiento de las losas se mejora notablemente si estas son prácticamente cuadradas. Para relaciones de claro largo a claro corto de 2, la losa funciona como apoyada en un solo sentido sin las

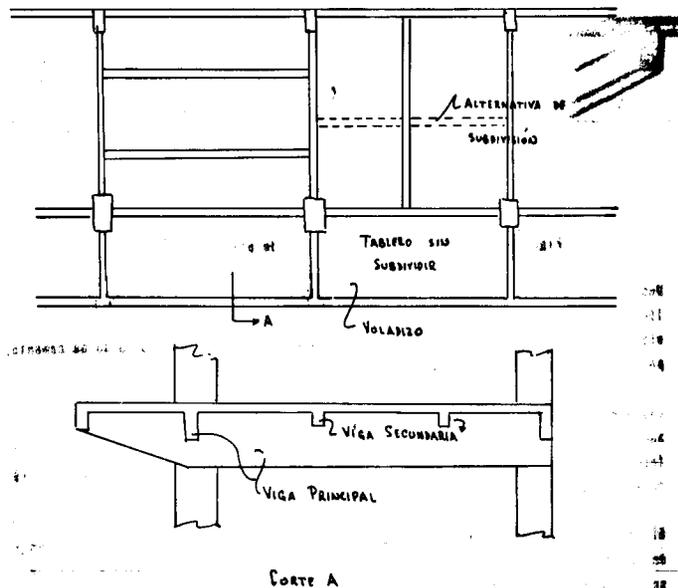


Fig. 3.3.2 Sistema de piso formado con losas y traves

ventajas de una losa perimetral. (Fig. 3.3.2).

En concreto reforzado se puede construir el tipo de losa plana que no requiere apoyarse en traves sino directamente sobre las columnas. Tiene la ventaja de ofrecer una superficie plana en su parte inferior, fácil de cimbrar y a la que se le puede dar un acabado económico. Además, como su peralte total es menor que el de un sistema de piso

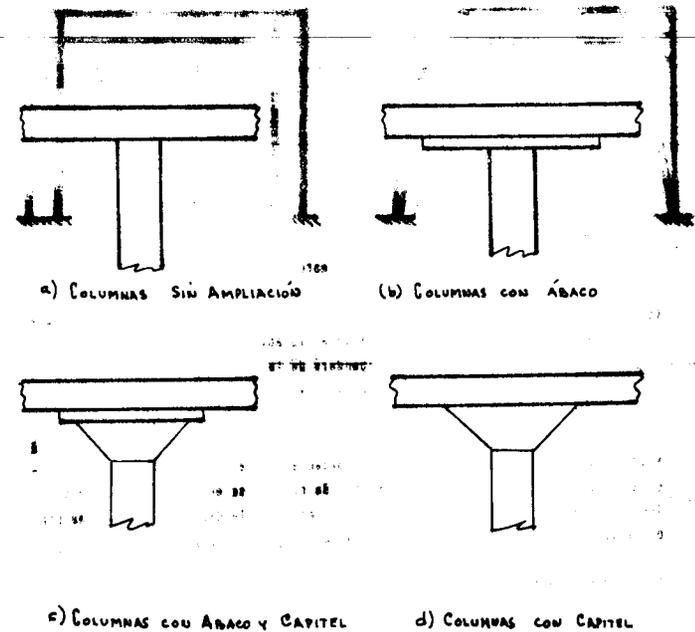


Fig. 3.3.3 Diversos tipos de losas planas

formado por losas y traves, reduce la altura total de la estructura de la cual forma parte. Existen diversas variantes según el tipo de ampliación de la columna (fig. 3.3.3). Generalmente se aumenta el espesor de la losa en la zona de la columna con objeto de reducir los esfuerzos de compresión en los apoyos. Por la misma razón se reduce también el momento flexionante y el esfuerzo cortante en estos mismos puntos, al aumentar la

sección resistente y disminuir simultáneamente el claro. El engruesamiento en la losa o ábaco, como también se le designa, para que sea efectivo requiere una longitud total igual a 1/3 de la longitud del claro en el sentido paralelo. Su espesor debe ser tal que el peralte total de la losa en esta zona sea de 1.3 a 1.5 veces el peralte general de la losa.

Por capitel se designa el trunco de cono, con inclinaciones a 45° que se forma en la parte superior de la columna. Forma una unión rígida con la losa, capaz de transmitir momentos flexionantes. Se comprende por lo tanto la importancia que tiene, que la columna tenga un momento de inercia tal que sea capaz de formar junto con la losa una estructura con uniones rígidas. El reglamento para el D.F., especifica el momento de inercia, mínimo de la columna en algunos casos.

Los métodos comúnmente utilizados en el análisis de losas planas, pueden dividirse en dos grupos: los empíricos y los elásticos.

En los métodos empíricos se calcula un momento  $M_0$ , por tablero, que depende del claro considerado, de la carga total que obra sobre el tablero y de las dimensiones del apoyo. Este momento se distribuye entre las diversas franjas y secciones de la losa según unos coeficientes empíricos. El tablero se divide en una franja central de ancho igual a 1/2 de la longitud en el sentido considerado y dos franjas de columnas, más rígidas que la anterior, apoyadas en las mismas y cuyo ancho es 1/4 de la longitud del tablero medido a cada lado del eje de columnas. Las losas deben cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Los tableros son sensiblemente rectangulares.
- b) La estructura consta por lo menos de tres crujeas en cada dirección.
- c) La relación de claro largo a claro corto no debe exceder de 1.33.
- d) Para obtener el valor del momento  $M_0$ , debido a la carga total, se supone una viga simplemente apoyada, de claro  $(L - 2/3 c)$ , para tener en cuenta los efectos restrictivos del capitel. Suponiendo esta condición se obtiene:

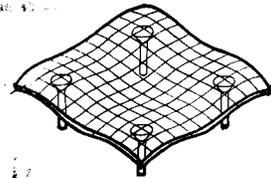
$$M_0 = \frac{1}{8} \omega L \left( L_1 - \frac{2}{3} c \right)^2 = \frac{1}{8} \omega L_1 \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{c}{L_1} \right)^2$$

en donde

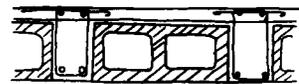
$$W = \omega L L_1$$

La ecuación anterior se ha modificado para tomar en cuenta el trabajo de la losa en dos direcciones:

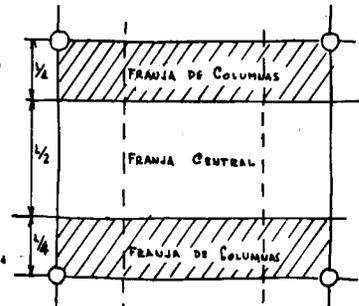
$$M_0 = 0.08 W L_1 F \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{c}{L_1} \right)^2$$



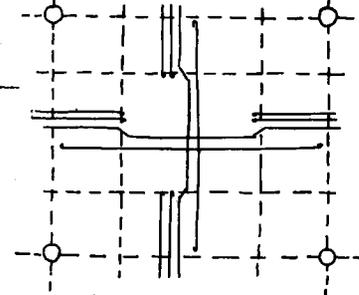
a) DEFORMACION



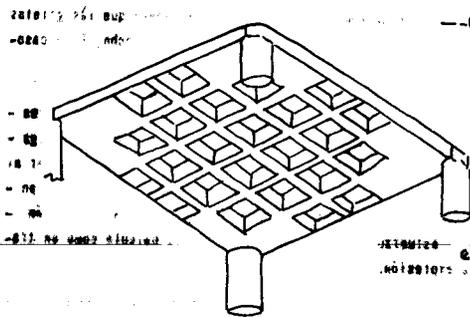
d) LOSA ALIGERADA CON BLOQUES



b) DIVISION EN FRANJAS



c) ARMADO TÍPICO



e) LOSA ALIGERADA CON CIMBRAS

Fig. 3.3.4 Losa plana

en que

$$F = 1.15 \frac{C}{L} \leq 1$$

Este momento se distribuye entre la franja central y las de columnas y a su vez, en cada una de ellas, entre el momento positivo en el centro del claro y los momentos negativos en los apoyos. La distribución se realiza según la siguiente tabla:

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LOSAS PLANAS								
FRANJA	MOMENTOS EN TABLEROS INTERIORES				MOMENTOS EN TABLEROS EXTERIORES			
	CON ÁBACOS		SIN ÁBACOS		CON ÁBACOS		SIN ÁBACOS	
	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO
COLUMNA	-0.50 M <sub>o</sub>	+0.20 M <sub>o</sub>	-0.46 M <sub>o</sub>	+0.22 M <sub>o</sub>	-0.45 M <sub>o</sub> (Ext)	+0.25 M <sub>o</sub>	-0.41 M <sub>o</sub> (Ext)	+0.28 M <sub>o</sub>
CENTRAL	-0.15 M <sub>o</sub>	+0.15 M <sub>o</sub>	-0.16 M <sub>o</sub>	+0.16 M <sub>o</sub>	-0.10 M <sub>o</sub> (Ext)	+0.19 M <sub>o</sub>	-0.10 M <sub>o</sub> (Ext)	+0.28 M <sub>o</sub>

e) La relación de carga viva a muerta no debe ser mayor de 2.

Los momentos en tableros exteriores corresponden a tableros colados monolíticamente con trabes de borde que imponen cierta restricción a la losa. Será necesario estudiar cuidadosamente otros casos como apoyos sobre muros, etc., ya que según el tipo de apoyo se modifica la relación entre momento positivo y negativo.

En el diseño de losas planas por coeficientes, hay que considerar que se transmite un momento a las columnas que proviene fundamentalmente de la distribución asimétrica de la carga viva.

El reglamento de la A C I limita el espesor de las losas planas a un mínimo de L/38, o 12.5 cm, cuando no tienen ábacos y a L/40, o 10 cm, cuando lo tienen. Además existen otras especificaciones relativas al espesor que toman en cuenta la carga que soporta la losa.

Más generales son los llamados métodos elásticos que consisten en esencia en descomponer la estructura en marcos que se analizan por cualquiera de los métodos convencionales de análisis de estructuras reticulares continuas. Los marcos quedan formados por las columnas y todo el ancho de la losa tributaria correspondiente (fig. 3.3.5).

En las losas planas es muy importante investigar su resistencia a fuerza cortante, en la vecindad de cargas o reacciones concentradas. Tal es el caso de las cargas concentradas que transmiten las columnas. La fuerza cortante está regida por la más desfavorable de las condiciones siguientes:

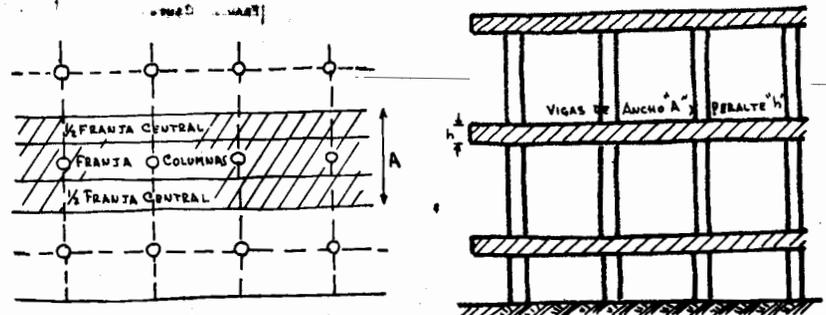


Fig. 3.3.5. Descomposición de una losa plana para análisis por el método elástico.

- La losa que se considera, actúa como una viga ancha, de manera que las grietas diagonales se extenderían en un plano, a lo largo de todo el ancho. Este caso se trata como el de vigas propiamente dichas.
- Una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento potencial formaría un cono o pirámide truncada en torno a la reacción de la columna o carga concentrada. En este caso se supone que la sección crítica es perpendicular al plano de la losa, está localizada de manera que su perímetro sea mínimo y en ningún lugar la distancia a la periferia de la carga concentrada o reacción sea menor que d/2. El esfuerzo cortante nominal último se calcula como en trabes por medio de la expresión.

$$V_u = \frac{Y_u}{b_o d}$$

b<sub>o</sub> = Perímetro de la sección crítica

d = Peralte de la losa

Y<sub>u</sub> = Fuerza cortante que obra sobre la sección crítica.

El esfuerzo  $v_u$ , debe ser inferior a  $\sqrt{f_c}$  e  $\sqrt{f_c}$  en la notación del Reglamento - del D.F. Este esfuerzo es el doble del permitido en vigas. Esto se debe al efecto - favorable del confinamiento ya que la flexión obra en sentidos normales.

En losas con peraltes superiores a 25 cm., se permite usar refuerzo si  $V_u < V_c$ . - Este refuerzo se dimensiona como el de vigas, pero asignándole un esfuerzo permisible o de fluencia 50% menor que en el caso de miembros de eje recto.

Los efectos por fuerza cortante en losas, son semejantes a las que se presentan en zapatas, por lo que el criterio de diseño debe ser el mismo.

Los distintos tipos de losas planas, que se han citado, se diseñan con el criterio y los procedimientos que se han mencionado. En las losas planas aligeradas el refuerzo se agrupa ocupando las nervaduras en que se ha dividido la losa. En este tipo de losas, además de las consideraciones generales que se han mencionado, hay que verificar los siguientes aspectos:

- a) Cada una de las nervaduras se comporta como una viga de pequeñas dimensiones. - En estos elementos se comprobará que los esfuerzos cortantes no sobrepasen los valores aceptados y en caso de que suceda, será necesario reforzarlo con estribos, - barras inclinadas, etc., igual que en el caso de una viga.
- b) La pequeña losa que se forma en la parte superior de los huecos hay que reforzarla por flexión y fuerza cortante como si se tratara de una losa. Estos huecos - que aligeran de manera importante el piso, se cubren con una losa de espesor tal, - que sea capaz de resistir una carga concentrada en el centro de  $\frac{1}{2}$  ton. y se refuerza con una malla de alambón.

Un tipo especial de sistema de piso es el formado por dos o más sistemas de vigas - paralelas que se cruzan formando una retícula. El espacio entre las vigas se cubre con una losa de concreto de dimensiones mínimas. (Fig. 3.3.6). Cuando el claro a - cubrir presenta una forma rectangular puede ser más conveniente orientar las vigas según dos direcciones inclinadas (3.3.6 c y d ). con lo que se logra que todas las vigas sean de la misma longitud y rigidez, repartiéndose la carga de manera uniforme entre todas las vigas del sistema. La eficiencia de cada una de estas vigas es mayor por estar restringidos sus desplazamientos, por otra viga. Un caso particular de este sistema de piso es la tridilosa, formada por una estructura espacial - de acero, semejante a los ejemplos que se vieron en el párrafo de armaduras, y en la que la cuerda superior de compresión se sustituye por una losa delgada de concreto. Todo el conjunto se comporta como una estructura mixta.

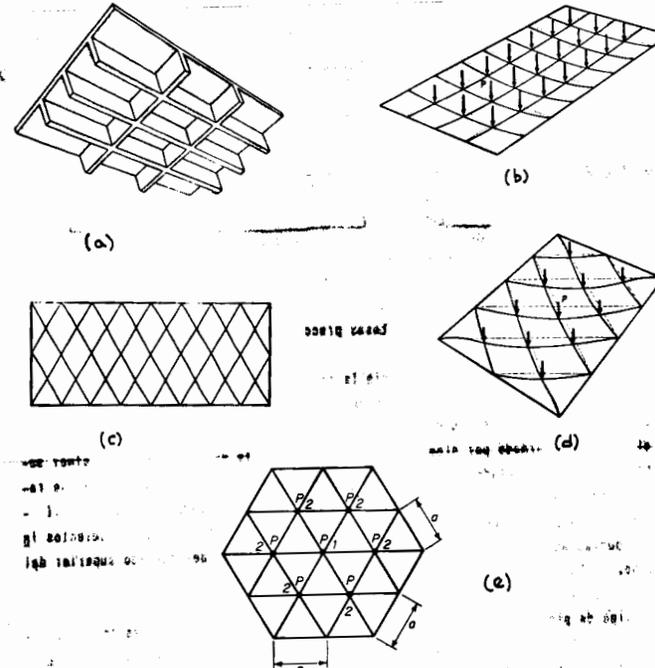


Fig. 3.3.6 Reticula de vigas

Si las dimensiones de las vigas son grandes, el sistema de piso deja de comportarse, en conjunto, como una placa y en su diseño habrá que suponer cada viga como apoyada en una serie de nudos elásticos, intersecciones con otras vigas, en donde también se encuentran aplicadas las cargas. Su solución se puede obtener por alguno de los procedimientos analíticos de estructuras.

Muy usado también, es el piso formado por elementos precolados de concreto que se apoyan sobre un sistema de trabes. Permite una mayor facilidad de fabricación y un menor tiempo de construcción junto con una mayor economía en algunas etapas del proceso constructivo. En cambio requieren de una inversión inicial en equipo especial de montaje, además del inconveniente que ofrece la falta de continuidad de las losas.

Las juntas habrá que proyectarlas cuidadosamente para lograr continuidad entre los elementos que forman el piso, asimismo entre estos y la estructura, ya sea por medio de un firme de concreto armado o con juntas con los elementos de soporte (fig. 3.3.7)

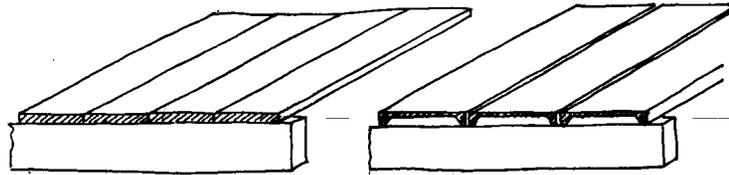


Fig. 3.3.7 Losas precoladas para piso

A su vez las trabes se encuentran sin la restricción lateral en la zona de compresión, que representa una losa colada monolíticamente. En estas condiciones habrá que verificar la estabilidad de estos elementos ante efectos por pandeo. Cuando el piso esté formado por elementos precolados, siempre es conveniente efectuar sobre el mismo, un colado de espesor mínimo con armado por temperatura, para que reparta de manera uniforme las cargas. De no hacerlo así el comportamiento individual de los precolados ante un sistema de cargas puede producir desplazamientos individuales entre losas contiguas y por lo tanto la rotura del acabado superior del piso.

Un tipo de piso formado por elementos prefabricados es el que se muestra en la (fig. 3.3.8) formado por vigas precoladas y presforzadas sobre las que se apoyan bloques del tipo hueco construidos de concreto ligero o barro cocido. El piso así formado se recubre con un firme armado de concreto que se hace trabajar de manera integral con las vigas precoladas. De esta forma se pueden tener claros hasta de 12 m. de longitud.

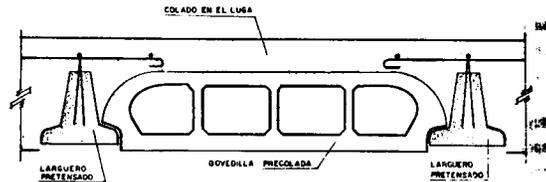


Fig. 3.3.8 Sistema de piso "Vibrosa"

En estructuras de acero el sistema de piso usual, está formado por una losa de concreto armado apoyado en las trabes de acero que pueden ser de alguno de los tipos que se han visto, tales como armaduras, viguetas, etc. A su vez la losa de concreto puede ser una losa perimetral, aligerada, etc. En este tipo de estructuras los pisos se utilizan como elementos para sujetar la zona de compresión de las trabes y como diafragmas para transmitir fuerzas horizontales.

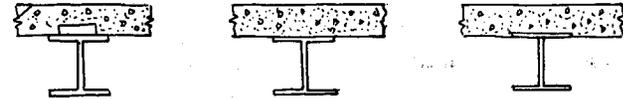
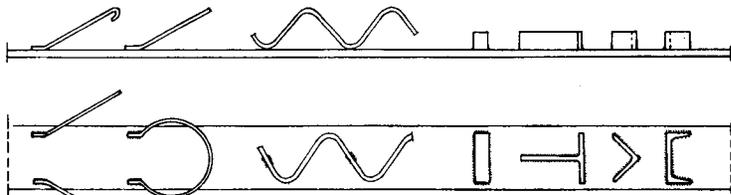


Fig. 3.3.9 Sistemas de piso sobre estructura de acero.

En general es conveniente aprovechar la capacidad resistente de la losa de concreto, haciéndola trabajar en conjunto con la viga de acero. Con este tipo de construcción mixta se logra una economía importante de materiales. El ancho del patin de concreto que se considera trabajando a compresión a cada lado del alma, es el menor de los siguientes valores:

- 1.- La octava parte del claro de la viga.
- 2.- La mitad de la distancia entre los ejes de vigas contiguas.
- 3.- 8 veces el espesor del patin.

Para que la losa de concreto pueda transmitir esfuerzos al resto de la estructura, es necesario que existan elementos de liga o conectores, entre la viga y la losa, capaces de transmitir los esfuerzos cortantes que se desarrollan. En la fig. 3.3.10 se muestran algunos de los tipos más usuales de conectores. Su capacidad depende de su anclaje en el concreto y de su longitud. En la fig. 3.3.10 se indican las capacidades de cada tipo obtenidas a partir de relaciones empíricas y considerando un factor de seguridad de 2.5. La AISC recomienda que para obtener la fuerza cortante horizontal que se desarrolla entre el concreto y la viga de acero en una sección mixta, se utilice la teoría plástica (fig. 3.3.11). Al cargar una viga de este tipo, la falla ocurrirá probablemente por compresión del concreto. En este momento se puede suponer que los dos materiales alcanzan una condición plástica. Si el eje neutro se encuentra en la zona de concreto, la fuerza cortante horizontal máxima es  $A_s f_y$  y si el eje neutro pasa por la zona del perfil de acero la máxima fuerza cortante horizontal es  $0.85 f_c A_c$ . En cada caso particular se toma el valor máximo de los siguientes valores afectado de un coeficiente de seguridad de 2:



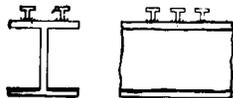
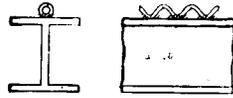
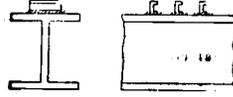
TIPO DE CONECTOR		CAPACIDAD AL CORTANTE (Ton.)		
		210	250	280 Kg/cm <sup>2</sup>
	PLANO			
	1/2" = 2"	2.5	2.5	2.7
	5/8" = 2 1/2"	3.6	3.9	4.2
	3/4" = 3"	5.2	5.7	6.0
	VARILLA ESPIRAL			
	1/2"	5.4	5.6	5.8
	5/8"	6.7	7.0	7.2
	3/4"	8.1	8.4	8.7
	CANAL			
	3"	0.77L	0.84L	0.89L
	4"	0.82L	0.89L	0.94L
(L = LONGITUD DE LA CANAL)				

Fig. 3.3.10 Conectores para fuerza cortante

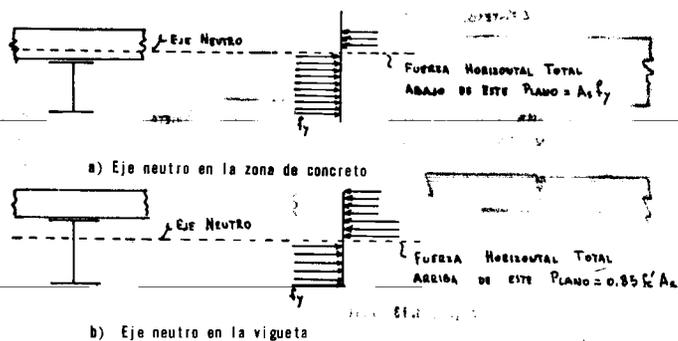


Fig. 3.3.11 Fuerza cortante horizontal en secciones mixtas.

$$V_H = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$$

$$V_H = \frac{A_s f_y}{2}$$

en donde  $V_H$  es la fuerza cortante total, comprendida entre el punto de momento positivo máximo y un punto de inflexión.

$$\text{Número de conectores} = \frac{V_H}{q}$$

q = Capacidad al corte permisible por un conector o un paso de varilla en espiral.

Como los conectores son elementos relativamente flexibles se puede esperar una redistribución de esfuerzos semejante a lo que ocurre en las conexiones remachadas por lo que se suelen colocar uniformemente distribuidos en el patín de la viga de acero.

PAVIMENTOS

Los pavimentos de concreto son pisos que se apoyan en todos sus puntos directamente sobre la superficie del suelo o en algunos casos sobre otro sistema recibiendo por lo tanto una reacción más o menos uniforme de piso. Están destinados al paso de personas o vehículos (fig. 3.3.12), como por ejemplo pavimentos de calle, pisos de fábricas, banquetas, etc. Es conveniente preparar una base de material bien compactado 15 a 30 cm. de espesor, con el fin de proporcionar una superficie más uniforme de apoyo. La falla de estas losas es lenta, con aparición de grietas y la posterior rotura y destrucción del pavimento.

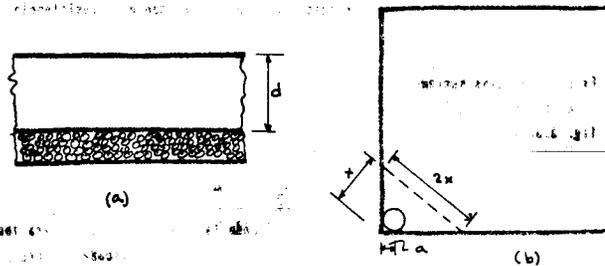


Fig. 3.3.12 Pavimentos de concreto

Los esfuerzos que se presentan en un pavimento de concreto se deben principalmente a:

a) Tránsito sobre el pavimento.

El tránsito de vehículos produce esfuerzos de flexión que son los más importantes de los que se producen en la losa. En los tableros formados en el pavimento los esfuerzos de flexión alcanzan un valor máximo bajo la carga y los efectos son mayores cuando esta pasa del centro del tablero a la orilla y de esta a la esquina. El pavimento de concreto falla, cuando los esfuerzos por flexión bajo la carga, alcanzan los valores de ruptura.

b) Esfuerzos por cambios de temperatura y humedad.

Una losa de pavimento, se encuentra sometida a una diferencia de temperaturas entre la cara exterior y la interior en contacto con el suelo que además tiene un contenido alto de humedad. Esta diferencia de temperaturas provoca distintas condiciones de deformación entre las fibras extremas de la losa que se traducen en un efecto de flexión. En este caso, más importante que los esfuerzos que se producen, es el hecho de que las esquinas y la orilla de la losa tienden a levantarse de su superficie de apoyo produciéndose un alabeo, reduciendo el soporte e incrementando los esfuerzos de flexión por carga rodante.

c) Fatiga.

El peso constante de vehículos, los cambios de temperatura, etc., producen una modificación constante del estado de esfuerzo semejante a un caso de fatiga. Los efectos son mayores en la orilla de la losa, en donde una pequeña diferencia de nivel origina con el movimiento de las cargas efectos de impacto y en donde la resistencia de la losa es menor por tratarse de un ángulo sin protección.

Existen fórmulas semiempíricas para obtener el esfuerzo máximo de tensión en la cara superior de la esquina de una losa y en dirección de la bisectriz del ángulo. De la fig. 3.3.12 el esfuerzo vale:

$$f_t = \frac{M}{I} y = \frac{\left(\frac{P\alpha}{2\alpha}\right) \frac{d}{2}}{\frac{d^3}{12}} = \frac{3P}{d^2}$$

Estudios de Westergaard y Pickett han modificado la fórmula anterior, para tener en cuenta la reacción del suelo y el área en que se encuentre aplicada la carga:

$$s = \frac{4.2}{d^2} P \left[ 1 - \frac{\sqrt{\alpha/r}}{0.925 + 0.22 \alpha/r} \right]$$

en donde:

r = radio de rigidez relativa de pavimento, definido por la ecuación:

$$r = \sqrt[4]{\frac{E d^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

S = Esfuerzo de tensión por flexión en Kg/cm<sup>2</sup>

P = Carga concentrada en Kg. situada en la esquina de la losa.

d = Espesor de la losa en cm.

a = Radio en cm. de un área circular equivalente a la de contacto del elemento que transmite la carga, con el pavimento.

E = Módulo de elasticidad del concreto en Kg/cm<sup>2</sup>

μ = Módulo de Poisson para el concreto.

k = Relación entre una carga aplicada a la sub-base y la deformación que produce (kg/cm<sup>3</sup>).

Si los esfuerzos que se obtienen, son mayores que los permisibles, habrá que aumentar el espesor de la losa o bien suministrar el acero de refuerzo necesario. Existen otras fórmulas semejantes, para diversas condiciones de carga, y en distintos puntos de la losa.

En el diseño de pavimentos de concreto es importante el fijar a distancias convenientes juntas, de manera que los esfuerzos que se van a presentar por cambios volumétricos no produzcan el agrietamiento del concreto que en general es difícil evitar. Las grietas en los pavimentos aparecen por distintas causas como calidad de los materiales, cambios de temperatura, diferencias de temperatura entre las dos caras de la losa, fricción entre la losa y el pavimento, magnitud de las cargas, etc. La colocación de acero de refuerzo en la losa no llega a eliminar el agrietamiento y solamente llega a evitar la destrucción total del concreto.

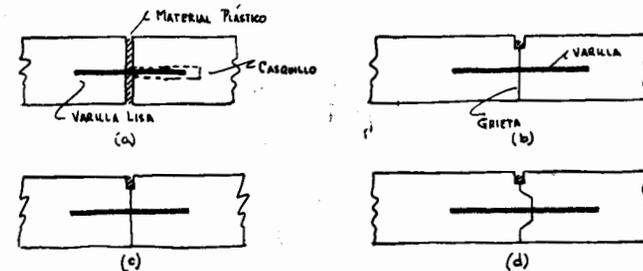


Fig. 3.3.13 Juntas en pavimentos.

Es recomendable la colocación de juntas en los pavimentos con objeto de permitir el libre desplazamiento de la superficie y tratar de que la formación de grietas se canalice a estos lugares fijados previamente. Existen distintos tipos de juntas:

- a) De expansión (fig. 3.3.13 a) con ancho de 2 cm. y colocadas a una separación que permita el libre desplazamiento de la losa.
- b) Juntas de contracción (fig. 3.3.13, b,c,d). Limitan los esfuerzos de tensión en la losa de concreto permitiendo su libre movimiento. Los elementos de unión que se colocan, formados por varillas, permiten desplazamientos horizontales e impiden los verticales.

Aún con la presencia de estas juntas, es muy probable que se agrieten los pavimentos de concreto, sin que las grietas sigan una dirección o tengan una tendencia definida. Al mismo tiempo las juntas se transforman en discontinuidades debido a una deformación o alabeo de la losa que favorece la destrucción del concreto en las esquinas. Por esta razón, algunas veces se prefiere colar una losa continua sin juntas y dejar que esta se agriete en algunas zonas. La realidad es que todavía no se ha encontrado la manera de evitar el agrietamiento en los pavimentos de concreto.

Los pavimentos flexibles o de asfalto tienen otras características y no se tratarán en este capítulo.

3.4 Cubiertas especiales

El problema estructural que trata de resolver la cubierta en una estructura, es el de establecer una superficie con el fin de cubrir y proteger de los agentes naturales externos, un determinado espacio. Por lo tanto, se entiende que no sea necesario una superficie horizontal sino más bien una superficie que garantice protección y fácil eliminación del agua de lluvia en condiciones de impermeabilidad. Otros aspectos importantes que hay que tomar en consideración son la estética y la economía de la solución estructural.

En edificios convencionales, la cubierta o azotea presenta las mismas características de la planta tipo que se repite en los niveles inferiores. Generalmente ofrecen una superficie horizontal por lo que se requiere aplicar un relleno de material ligero para formar las pendientes necesarias y lograr una fácil eliminación del agua de lluvia. Sobre el relleno se aplican distintas protecciones que impermeabilizan la superficie exterior.

En el caso general, la cubierta debe ofrecer una solución característica y distinta de los sistemas de piso convencionales. A continuación se verán algunos de los tipos más

usuales de cubierta.

Para claros de longitud media, puede emplearse con ventaja la viga o elementos a flexión ya sea de concreto o de acero.

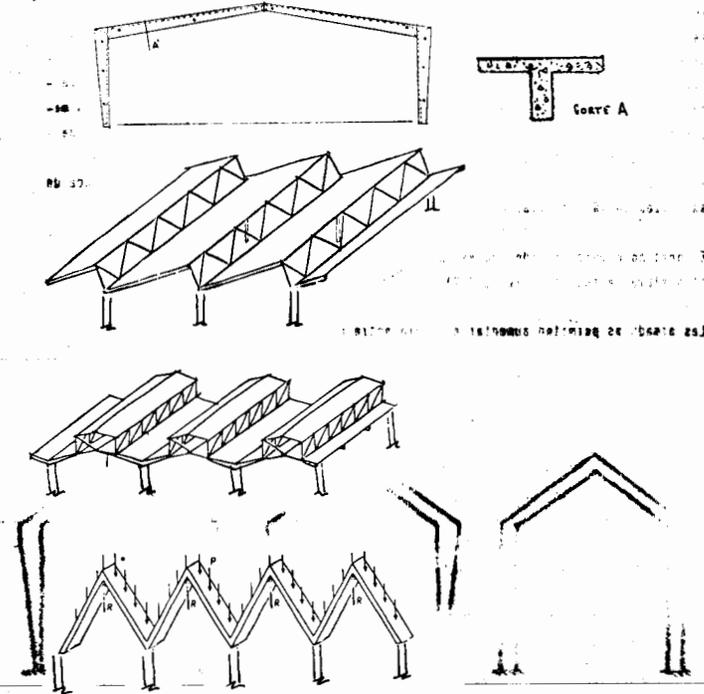


Fig. 3.4.1 Sistemas de cubierta con vigas o armaduras.

En este sistema, los claros entre columnas quedan unidos por vigas principales sobre las que se apoyan los largueros o vigas secundarias a una separación apropiada al material que cubrirá toda la superficie. La superficie de cubierta puede ser una losa de

concreto, elementos precalados también de concreto, lamina de asbesto, etc. La superficie general adopta una forma con pendiente, suficiente para lograr una fácil eliminación del agua. En realidad la estructuración está basada en un sistema de piso con claros limitados a una dimensión máxima de 10 a 12 m., aproximadamente. Si se siguiera este mismo tipo de estructuración, para claros mayores, se obtendrían vigas en las cuales la principal carga y muy importante sería el peso propio. Para claros mayores, alrededor de los 20 m. pueden usarse también elementos a flexión tales como trabelosas, secciones plegadas, armaduras, en las que la forma especial de la sección permite lograr un momento de inercia mayor (fig. 3.4.1). En muchos casos de este tipo de cubierta, será conveniente unir estructuralmente la cubierta a los muros, para lograr un mejor comportamiento del conjunto. La cubierta puede permitir una mejor transmisión de las fuerzas horizontales, debido a su rigidez y a su vez los muros o columnas perimetrales pueden absorber las fuerzas horizontales y lograr una distribución apropiada de esfuerzos en la cubierta, mediante una distribución adecuada del sistema de apoyos.

El pórtico o marco rígido, no es más que una incorporación de la cubierta de dos aguas al sistema de soporte (fig. 3.4.2)

Las armaduras permiten aumentar el claro entre columnas.

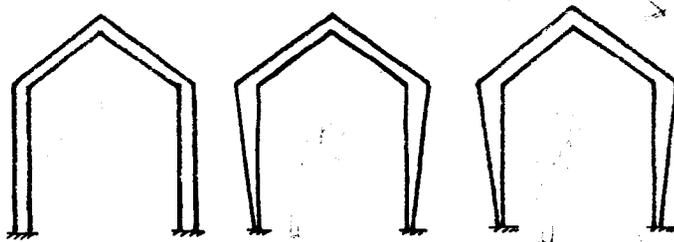


Fig. 3.4.2 Cubierta formada con marcos rígidos

Con estos elementos se pueden resolver en condiciones de economía y ligereza, claros superiores a los 15m. La armadura es muy usada en cubiertas de naves industriales. En este caso, según las dimensiones de la superficie a cubrir, la cubierta además de suministrar protección, necesita proporcionar iluminación y ventilación normales. En la fig. 3.4.3 se muestran algunos casos típicos de este tipo de cubierta industrial.

Como se ve se pueden obtener distintas combinaciones para lograr una cubierta funcional. Como los elementos principales trabajan a flexión, conviene lograr para los elementos estructurales el mayor peralte dentro de la forma adoptada. La separación de los marcos principales o vigas principales será la más conveniente para el proyecto de los elementos elegidos como largueros. Los largueros serán elementos a flexión y como tal serán tratados.

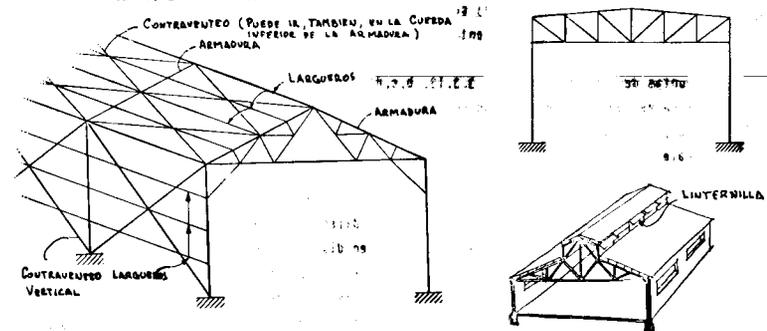


Fig. 3.4.3 Cubiertas con armaduras usadas en naves industriales.

En la solución de cubierta, es conveniente tener rigidez lateral de la estructura. La cubierta debe formar una especie de elemento muy rígido en el sentido en que actúan las fuerzas horizontales.

Si la estructura de cubierta no tiene suficiente rigidez esta se puede lograr por medio de contravientos horizontales que ligan las columnas o puntos de apoyo de la cubierta.

Para claros grandes, considerando como tales los comprendidos entre 20 y 100 m. aproximadamente puede resultar económico que la cubierta adopte una forma curva ya sea en arco, bóveda o cubierta colgante. La solución más sencilla es la formada por arcos orientados en una dirección y cubriendo el espacio de manera semejante al caso anterior, con láminas o losas de concreto sujetas a largueros que a su vez se apoyan en los arcos principales. La solución en arco siempre presenta el inconveniente de desperdiciar un área importante cerca de los arranques ya que la construcción requiere de una altura mínima para su funcionamiento. Esto se puede resolver elevando el arco para que se apoye sobre columnas. Las componentes horizontales de los apoyos de los arcos tendrán que tomarse con las columnas o bien por medio de tirantes que ligan los apoyos.

Los elementos fundamentales de las cubiertas colgantes ya se han enunciado. Este tipo de cubierta puede presentarse formando una sola superficie, sin discontinuidades interiores

o bien formando un conjunto de superficies apoyadas sobre elementos de soporte que - pueden ser vigas, arcos, etc. De las cubiertas colgantes, la más simple y la que - ofrece mayor rigidez, es probablemente el paraboloides hiperbólico. Esta superficie - impone en general un contorno formando una curva alabeada en el espacio con un perímetro de altura mayor que el centro de la cubierta en unas zonas, mientras que en - otras es menor.

En las cubiertas colgantes siempre es necesario la construcción de un anillo perimetral del que se anclan los cables y que va a estar recibiendo una serie de fuerzas o tensiones interiores. Los esfuerzos en este anillo dependerán de la magnitud de las tensiones en los cables y de su forma geométrica. Un anillo o trabe de borde circular puede resultar más económico que uno rectangular, en el que las fuertes flexiones pueden encarecer excesivamente la cubierta. Si el anillo del contorno junto con las columnas de soporte de la cubierta, no es suficiente para resistir las tensiones de membrana, será necesario que reciba apoyos intermedios que pueden ser tensores - anclados al terreno natural.

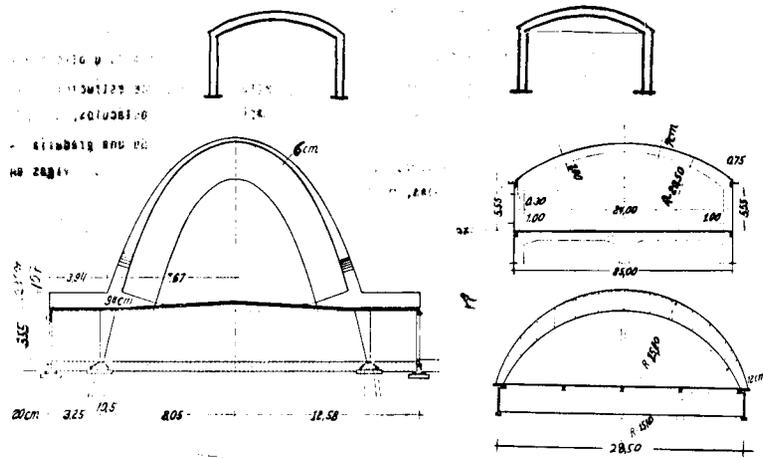


Fig. 3.4.4 Cubiertas en arco

Para lograr una mayor eficiencia de estas cubiertas, es conveniente que sea una superficie concava-convexa. Es decir que una familia de cables esté suspendida de la trabe de borde, conservando la concavidad hacia arriba, mientras que la otra familia de ca -

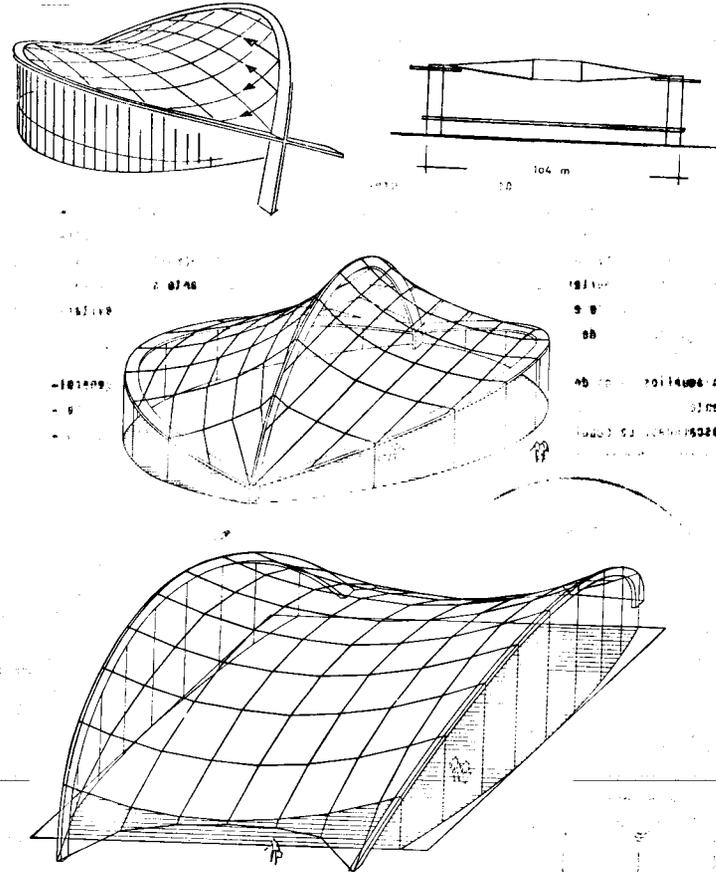


Fig. 3.4.5 Cubiertas colgantes.

bles, rigidizantes, tengan la concavidad hacia abajo. Así, para los tipos de sollicitaciones usuales, los cables estarán desarrollando el máximo esfuerzo. Mucho se mejora el comportamiento de estas cubiertas mediante el pretuerzo de los cables de manera que las reacciones que unos cables, por ejemplo los rigidizantes, ejercen sobre los otros, sean varias veces mayores que las cargas resultantes que se puedan presentar sobre la cubierta. Con esto se puede lograr una superficie prácticamente estable sometida a los pretuercos en los cables y en los que la magnitud de las cargas vivas o accidentales sea despreciable comparadas con aquellas.

La superficie definida por los cables colgantes se puede cubrir con lámina bien anclada a los cables y con la resistencia necesaria para trabajar a flexión apoyada en dos cables contiguos. Esta separación puede ser de 1 m. a 3 m. Otra forma de cubrir la superficie es mediante la colocación de una malla muy cerrada de alambre especial y aplicarle una capa de mortero de cemento a presión. En este último procedimiento se requiere mantener constante el estado de esfuerzos durante su construcción con el fin de evitar el agrietamiento de la cubierta antes de que se produzca el fraguado.

En aquellos casos de plantas circulares o prácticamente cuadradas y para claros generalmente de magnitud intermedia, pueden obtenerse buenos resultados mediante el empleo de cascarones. La cúpula presenta sobre el arco la ventaja de que no requiere tirantes en

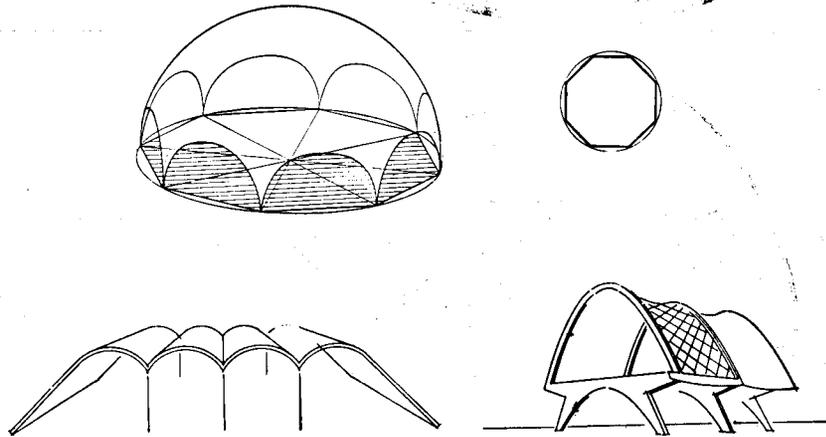


Fig. 3.4.6 Ciertas de cascarones

los apoyos. Una trabe perimetral ligando las columnas, es suficiente para absorber los empujes horizontales que se pueden presentar.

Debido a los espesores tan pequeños que se logran en este tipo de estructuras, es fácil que aparezcan grietas por cambios de temperatura. Por esta razón, muchas veces, el espesor del cascarón es superior al obtenido en el cálculo, para evitar problemas constructivos. El agrietamiento de los cascarones y en general su comportamiento se mejora aplicando fuerzas de postensado a las traves de borde cuyo efecto sobre la cubierta es la de disminuir las grietas y aumentar su ductilidad.

La cubierta forma parte de una construcción, por lo que no es raro que dentro del volumen cubierto se encuentran otros elementos estructurales propios de la finalidad de la construcción, tales como muros, sistemas de piso, graderías, etc. Esto en algunas veces puede significar una complicación en la definición estructural. Cuando la solución del conjunto no esté claramente definida, será conveniente considerar una estructura para la cubierta exclusivamente y otra estructura para los elementos interiores. Así se evitarán interacciones que además de complicar el proyecto estructural, pueden producir esfuerzos excesivos.

La cubierta en voladizo responde a la imposibilidad de colocar columnas u otro elemento soportante en parte del perímetro de la cubierta. Este tipo de estructuras debe dar protección y al mismo tiempo permitir un espacio libre de obstáculos, que permita amplia visibilidad, circulación, etc. Este puede ser el caso de una gradería cubierta, hangares, etc. Son estructuras de cubiertas que se comportan como vigas en voladizo, empotradas en columnas, muros, etc.

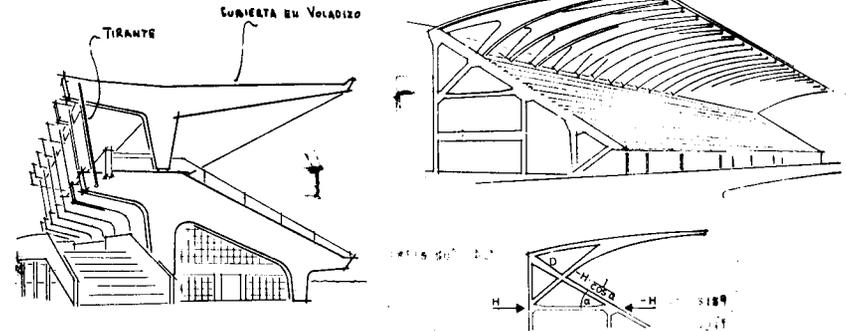


Fig. 3.4.7 Cierta en voladizo



ren su rigidez.

Los marcos que se forman entre las columnas y los elementos a flexión en su parte superior pueden tener los siguientes tipos de unión:

a) Columnas empotradas en la cimentación y los extremos superiores articulados a las vigas. Esta condición requiere que el cimiento no sufra movimientos y que la unión de la columna con el cimiento sea rígida. Esta alternativa es difícil de aplicar de manera general ya que depende del tipo de cimentación, tipo de cubierta y de la rigidez de la estructura.

b) Columnas articuladas en la cimentación y los nudos superiores rígidos. Es una solución relativamente fácil de lograr excepto en algunos casos de estructuras prefabricadas.

c) Columnas empotradas en la cimentación y con los nudos superiores rígidos. En este caso los esfuerzos se reparten entre todos los elementos de la estructura por lo que el valor máximo que se obtiene puede ser menor que en los casos anteriores. Para lograr una mayor eficiencia, es conveniente que la rigidez de la columna sea semejante a la de las trabes superiores.

d) Arco de tres articulaciones. Es una solución apropiada al caso de marcos o pórticos.

La selección de alguno de los casos anteriores dependerá fundamentalmente del tipo de estructura, rigidez de la cubierta, tipo de suelo y de cimentación. Estos conceptos son los que indicarán, en cada caso, cual es la solución apropiada.

En el análisis de la estructura, se puede considerar que las fuerzas horizontales producidas por sismo o viento, actúan sobre la cubierta y que esta se encarga de transmitir las a las columnas o muros ligados a la estructura. En las construcciones industriales los muros, sobre todo si son perimetrales, adquieren gran importancia ya que pueden comunicar gran rigidez lateral a la estructura. Para que la transmisión de fuerzas laterales sea efectiva, es necesario que los muros se ligan a la estructura, para lo cual se estructurarán con columnas y trabes que a su vez estarán ligadas a las columnas de la estructura general. Además los muros se proyectarán para que aislados, puedan resistir fuerzas laterales, normales a su plano, producidas por viento.

Si la estructura y aún los muros no son suficientes para resistir las fuerzas horizontales, se podrán diseñar contravientos verticales colocados según los ejes de columnas, capaces de desarrollar las fuerzas horizontales de proyecto. Por conveniencia, estos contravientos

se pueden hacer coincidir con los muros existentes según el proyecto arquitectónico.

Conviene recordar que si la planta es muy larga o bien la cubierta no tiene la suficiente rigidez, la acción rigidizante de los muros no se podrá transmitir a todo el conjunto y por lo tanto se producirán momentos de torsión. En un caso así es preferible despreciar la acción de estos muros y desligarlos de la estructura.

En este tipo de construcción es frecuente la presencia de grúas viajeras. Esta solución transmite a las columnas fuerzas por concepto de cargas móviles. En caso de que los efectos sobre las columnas sean muy importantes, se podrá establecer una estructuración independiente de la solución general de la estructura.

Los pavimentos industriales, adquieren importancia por dos conceptos. Como elemento estructural de soporte de las cargas o mercancías que va a soportar, se calculará para las condiciones más desfavorables de carga que se puedan presentar además. El pavimento, convenientemente armado, se puede utilizar como un elemento de liga entre los extremos inferiores de las columnas. En el interior del pavimento se pueden alojar tirantes unidos a las columnas que limiten los desplazamientos horizontales de la cimentación o bien puedan actuar como elementos a compresión, con los mismos resultados.

La casa habitación de uno o dos pisos, tiene como característica fundamental la irregularidad en la distribución de los muros, dentro de la solución arquitectónica. La estructuración puede resolverse diseñando una estructura regular de columnas y trabes a semejanza del caso de un edificio de varios pisos. Los muros indicados en el proyecto se podrán aprovechar para aumentar la rigidez lateral, según convenga en el diseño estructural.

Una solución más económica consiste en adaptar el proyecto estructural a la solución arquitectónica y tratar de que todos los muros actúen como elementos resistentes, transmitiendo fuerzas verticales y horizontales a la cimentación. Los muros de tabique o de concreto, estarán convenientemente estructurados y ligados a las columnas, losas y trabes de la estructura.

Es conveniente que los muros se encuentren dispuestos simétricamente con respecto al centro de gravedad de las cargas, ya que de otro modo se presentarán esfuerzos por torsión. Desde este punto de vista los muros más eficientes serán aquellos que se encuentren más alejados del centro de torsión por lo que de preferencia se colocarán en la periferia de la estructura.

Cualquiera de los sistemas de piso que se escoja tratará de apoyar losas y trabes, sobre los muros de carga o elementos de soporte previamente establecidos. Por la misma irregularidad en la posición de los muros, es raro que en estos sistemas de piso se pueda lograr uniformidad en las dimensiones de los distintos tableros de losa.

En estas construcciones son frecuentes los rellenos, por lo que se tendrán en cuenta las sobrecargas por este concepto, en el diseño de los sistemas de piso.

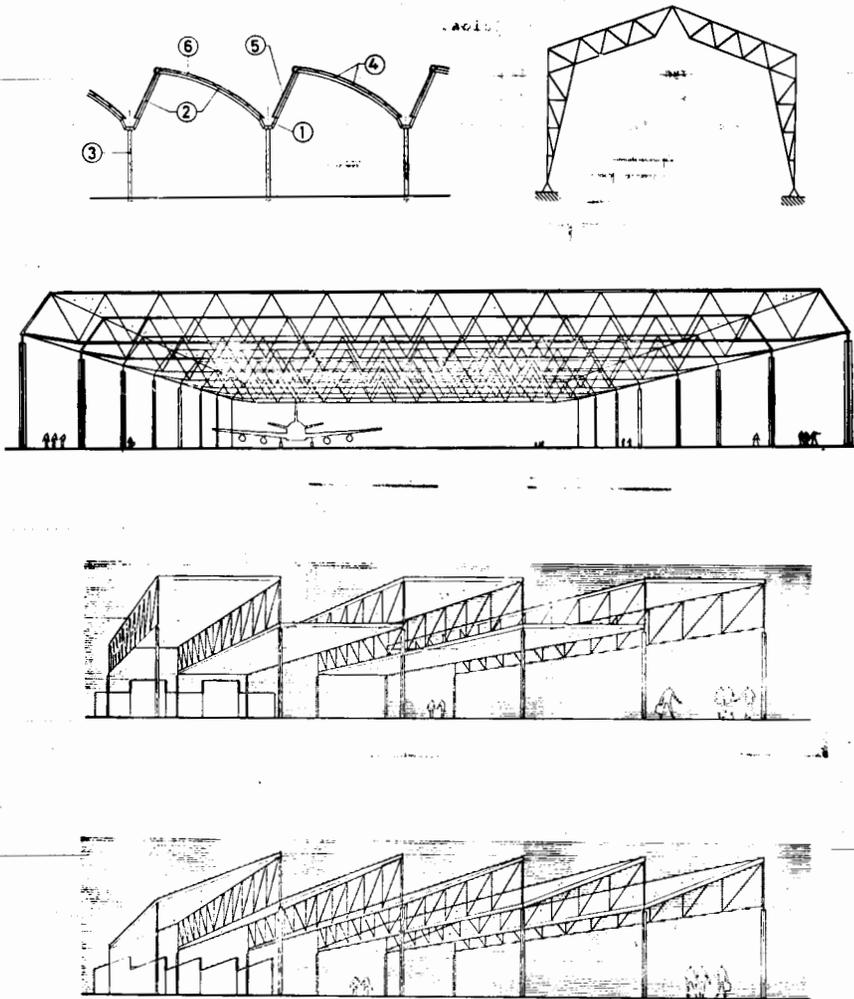


Fig. 3.5.2 Ejemplos de construcciones industriales.

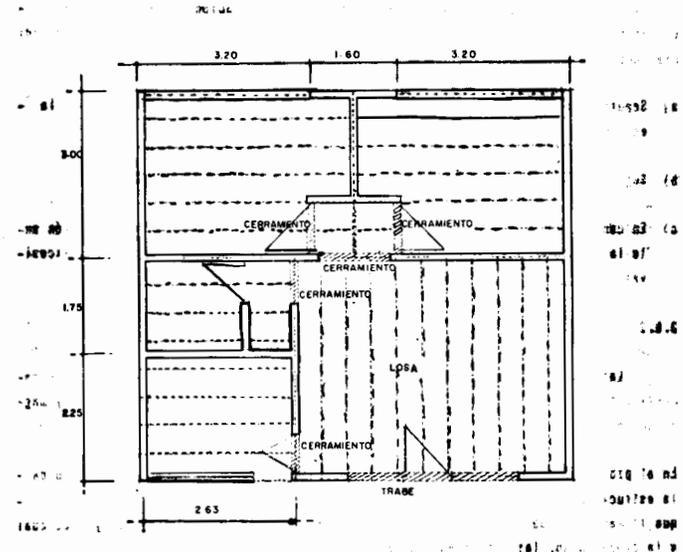


Fig. 3.5.3 Planta de una casa-habitación

### 3.6 Edificios

#### 3.6.1 ¿Que es un edificio?

Los edificios son construcciones que definen un volumen destinado a que el hombre desarrolle en él distintas actividades. La estructura constituye el esqueleto del edificio, destinada a resistir los distintos tipos de solicitaciones que actúan sobre la construcción. También sirve de soporte o apoyo a los pisos, muros y demás que son necesarios para que el edificio cumpla con la finalidad a la que ha sido destinado. Este

## 3.6.3 Estructuración de Edificios.

Las estructuras para edificios pueden ser de acero, concreto, mampostería, madera, o alguna combinación de estos materiales. Sin embargo la estructuración puede adoptar distintas características, independientes del material empleado en la construcción.

tipo de construcción constituye un caso típico en el que el destino del edificio no define de manera clara el tipo de estructura, ya que en el proyecto intervienen de manera importante aspectos estéticos, y en el que se ha tomado en cuenta una posible estructuración. Dentro de un proyecto definido, la estructuración tratará de lograr la combinación de elementos estructurales más económica y adecuada, con objeto de obtener una construcción que ofrezca:

- Seguridad contra colapso ante el conjunto de solicitaciones que actúan sobre la estructura.
- Seguridad ante la falla de los elementos de acabado, como muros, pisos, etc.
- En condiciones de servicio, tranquilidad para los ocupantes de la construcción ante la acción de sismos, tratando de evitar que un conjunto de oscilaciones excesivas llegue a producir pánico entre dichos ocupantes.

## 3.6.2 Hipótesis de diseño

Las solicitaciones más importantes sobre los edificios son las debidas a carga muerta, carga viva y sismo o viento. La estructuración dependerá mucho del tipo y magnitud de estas solicitaciones.

En el proceso estructural, el aspecto más importante es la determinación y diseño de la estructura tomando en cuenta además, el correcto funcionamiento de los elementos que forman parte del edificio. La estructura será la encargada de resistir y trasladar a la cimentación, las distintas fuerzas que actúan.

Al proceder al diseño de la estructura, idealmente hay que considerar que ésta se comporta como una estructura espacial con las complicaciones que esto representa. Sin embargo el análisis se puede simplificar si se establece la hipótesis de que la respuesta de la estructura es la correspondiente a una serie de marcos orientados generalmente, según dos direcciones ortogonales y que resisten las solicitaciones que actúan según una dirección paralela a la que está orientado el marco. Los marcos están formados por elementos verticales tales como columnas y muros, y por trabes o losas horizontales. También forman parte de los marcos, los contraviantos, puntales, etc., que ayudan a resistir las fuerzas externas.

Las distintas solicitaciones que actúan sobre el edificio habrá que idealizarlas en función de las fuerzas, que producen, considerando efectos estáticos y dinámicos.

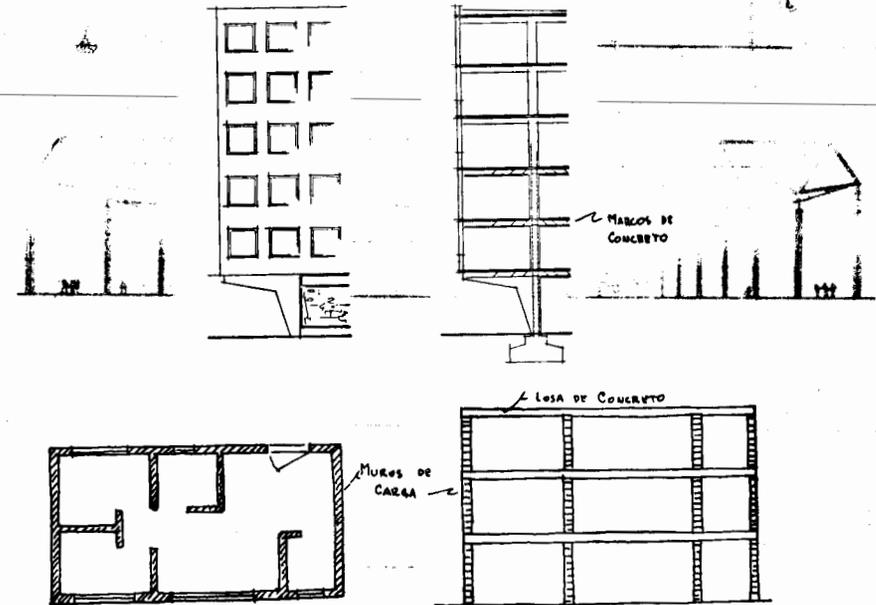


Fig. 3.6.1 Distintos tipos de estructuración en edificios

La primera forma estructural empleado en el proyecto de edificios fué la formada por muros de carga sobre los que se apoya un sistema de piso de losas y trabes o losas planas. Estos muros de carga se comportan como columnas, transmitiendo todo el sistema de cargas a la cimentación y el suelo. Originalmente los elementos horizontales de carga fueron de madera hasta principios del siglo pasado en que empezaron a utilizarse las vigas de acero. En la actualidad este tipo de construcción, debido a su economía es utilizado en edificios de habitación de poca altura en los que los muros utilizados como divisiones interiores. También se aprovechan como elementos de carga. Se supone que estos muros no se van a destruir

posteriormente, ya que forman parte integral de la estructura. En este tipo de estructuración los muros suelen ser de tabique, confinados en una estructura de dadas y castillos. Su espesor puede alcanzar valores prácticos, máximos de 28 cm. Ocasionalmente se requiere la presencia de una columna aislada que ayude a trasladar las cargas. El sistema de piso es de alguno de los tipos convencionales.

Al aumentar la altura de los edificios, el grueso de los muros también aumenta, lo que origina una pérdida de área útil cada vez más grande. Por este motivo el paso siguiente en la forma de estructuración consistió en suprimir algunos de los muros, generalmente interiores, sustituyéndolos por columnas de acero capaces de soportar únicamente cargas verticales. La rigidez lateral se proporciona por medio de muros perimetrales. Este principio de estructuración es muy usado en la actualidad sobre todo cuando la altura del edificio es de importancia y es muy costoso suministrar rigidez lateral al marco por medio de uniones muy rígidas. Esta estructuración se conoce como de muros de rigidez. Son estructuras con deformaciones muy pequeñas. No son muy económicas ya que los esfuerzos cortantes por sismo que se desarrollan y que deben resistir son muy importantes. Los muros de rigidez se suelen colocar perimetralmente a la construcción utilizando también, la posición que ocupan algunos muros interiores de carácter permanente, tales como núcleos de elevadores, sanitarios, escaleras, etc.

En algunos edificios, principalmente de acero, los muros de rigidez se sustituyen por contravientos localizados en algunos marcos. También se emplean columnas o elementos inclinados que forman un conjunto triangulado con gran rigidez lateral.

En el reglamento del D.F., en la estructuración del tipo 1 están incluidos este tipo de edificios, en los que las deformaciones ante la acción de cargas laterales, se debe principalmente a fuerza cortante o fuerza axial en los miembros estructurales, como ocurre en la estructuración a base de muros de cargas. Las conexiones en este tipo de construcción pueden ser simplemente apoyadas ya que su función es la de transmitir exclusivamente carga vertical.

El tipo de estructuración más común hoy en día para edificios tanto de concreto como de acero estructural, es el que utiliza marcos rígidos. Los marcos formados por columnas y trabes están unidos formando uniones rígidas capaces de transmitir los elementos mecánicos completos existentes en la viga sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre su extremo y la columna en que se apoya. Sobre las vigas principales, que además de resistir las fuerzas verticales resisten las fuerzas laterales, se apoyan en algunos casos las vigas secundarias encargadas de soportar el sistema de piso.

El empleo cada vez más frecuente, de la construcción a base de marcos rígidos durante los últimos 40 o 50 años, se debe al desarrollo de nuevos materiales y sistemas de construcción (concreto armado, acero soldado) y el de nuevos métodos de análisis. Como un tipo particu-

lar de edificios con marcos rígidos se encuentran los construídos a base de losas planas, macizas o reticulares.

Este tipo de estructuración está comprendido en el Reglamento del D.F., como del tipo 1 que abarca estructuras que posean alineados en la dirección que se analiza dos o más elementos resistentes a fuerza cortante horizontal y cuya deformación ante la acción de cargas laterales en dicha dirección se debe esencialmente a flexión de los elementos estructurales.

Como se ha mencionado estas estructuraciones están consideradas como tipo 1 en el Reglamento del D.F. Se establecen diferencias por concepto de ductilidad exclusivamente.

#### 3.6.4 Proceso de diseño

El diseño estructural de un edificio, comprende una serie de tanteos en los que se parte de una configuración supuesta inicial, que debe coincidir con la solución final. De no ser así se repite el proceso hasta que coincidan.

Los sistemas de piso en cada uno de los niveles, deben soportar las cargas verticales estáticas o móviles que se van a aplicar. Esta es su principal función dentro del conjunto, por lo que su diseño se podrá iniciar una vez que se ha definido una estructuración general para el conjunto, que abarcará tipo de estructura, tipo de piso, magnitud de los claros, posición de los muros y demás elementos resistentes, etc. A partir de estos datos se podrán obtener las solicitaciones que actúan sobre los sistemas de piso.

Algunos de los elementos estructurales que forman parte del sistema de piso o este en su conjunto, pueden estar destinados, además de transmitir fuerzas verticales, a resistir las acciones horizontales y comunicar rigidez a los marcos. Se reforzarán según los resultados del análisis.

En la selección del sistema de piso, se tendrá en cuenta que éste, ante la acción de fuerzas horizontales, se comporta como diafragma completamente rígido en relación con la estructura formada por el conjunto de marcos. Si este diafragma no tiene ninguna rigidez, cada marco se comportará de manera independiente de los demás con deformaciones propias originadas por las cargas que actúan en el área tributaria del marco. Siempre será deseable que la estructura se deforme como un conjunto, por lo que los pisos, como elementos rígidos, serán los encargados de repartir uniformemente entre todos los marcos, las fuerzas horizontales producidas por sismo o viento. Para lograr este objetivo, será necesario algunas veces, reforzar la losa o piso con contravientos horizontales que aseguren su rigidez.

Al proceder al análisis de la estructura, es necesario conocer o por lo menos suponer, la rigidez relativa de cada uno de los elementos que la forman. Se procede de la siguiente manera:

- Para el análisis estructural de cada uno de los marcos, se requiere suponer unas secciones iniciales a partir de las cuales se obtienen las rigideces relativas de cada uno de los miembros. Los resultados finales que se obtengan después del análisis y dimensionamiento respectivo, deben coincidir con las supuestas. En caso de que se modifiquen es conveniente conservar los valores relativos entre miembros distintos ya que en caso contrario será necesario repetir el proceso.
- Para obtener el comportamiento de la estructura ante fuerzas accidentales y calcular la contribución de cada marco a la rigidez total de la estructura, se necesita conocer la rigidez ante fuerza lateral de cada uno de ellos. Esta rigidez o relación entre la fuerza lateral y el desplazamiento respectivo del marco, depende de la magnitud de la fuerza horizontal que actúa en el marco. Para obtener la rigidez hay que proceder por tanteos suponiendo una fuerza lateral y las rigideces relativas de los miembros. La rigidez lateral que se obtiene para un entrepiso de uno de los marcos, debe proporcionar una fuerza cortante en el piso semejante a la supuesta. En caso contrario se iniciará de nuevo el cálculo con un valor más aproximado. Esta serie de tanteos, para obtener la rigidez ante fuerza cortante de cada uno de los elementos resistentes de la estructura, se puede simplificar empleando procedimientos aproximados de análisis, tales como las fórmulas de Wilbur. Mediante estos procedimientos se obtiene: distribución de cortantes entre los marcos, distribución de cortantes en cada uno de los niveles de la estructura y finalmente después de haber realizado el análisis de carga vertical y horizontal de cada marco, los elementos mecánicos en distintos puntos de la estructura. A partir de los datos, así obtenidos, se procederá al dimensionamiento de los distintos elementos estructurales.

### 3.6.5 Estructuración

#### Selección de claros

La primera variable que interviene en la selección del tipo de estructura es la separación entre columnas o marcos que también define la longitud de los distintos elementos a flexión que forman parte del piso. Los elementos estructurales tienen por objeto la transmisión de fuerzas y cuanto más directa sea ésta, mayor será la eficiencia y economía de la estructura. En la fig. 3.6.2 se muestra la manera en que se puede transmitir una fuerza horizontal y una vertical. En los dos primeros casos la transmisión de la fuerza horizontal puede realizarse a través de los elementos que forman el marco, o bien a través de un contraviento. Esta última forma es la más eficiente ya que representa la forma más directa de transmitir

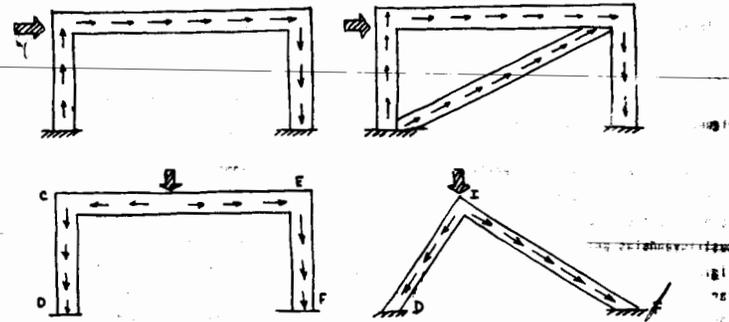


Fig. 3.6.2 Transmisión de fuerzas en un marco

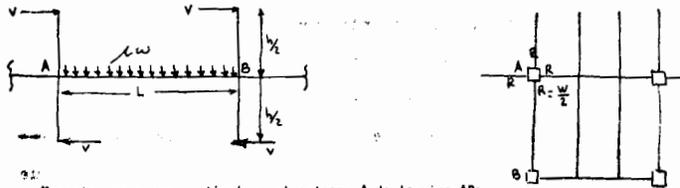
la carga, independientemente de otras consideraciones acerca de la rigidez de la estructura.

En la figura 3.6.2 (c) y (d), la transmisión de la carga vertical a dos puntos del suelo, se puede realizar de alguna de las siguientes maneras:

- Por medio de los elementos inclinados (D, F); b) a través del marco (DCEF); la solución más directa y más eficiente sería el primer caso, en que las columnas sometidas a esfuerzos directos de compresión representan la solución más económica que se podría obtener. Cualquier otra solución represente una mayor longitud de los elementos estructurales, además de unas condiciones de trabajo a flexión menos eficientes.

En estructuras de edificios, suele presentarse la combinación de cargas verticales y de fuerzas horizontales producidas por sismo o viento. Cuando intervienen sollicitaciones accidentales, se permite un incremento en los esfuerzos permisibles de trabajo. Para cada estructura existirá un claro económico en el que las dimensiones de las vigas sean tales que se desarrollen esfuerzos de trabajo parecidos para el caso de carga vertical o para la combinación de ésta con cargas accidentales. Se intuye que cuanto mayor sea la altura del edificio, o lo que es lo mismo la magnitud de las fuerzas horizontales, se requerirá un refuerzo mayor de las vigas. Teniendo en cuenta el incremento en el valor de los esfuerzos permisibles, este refuerzo será suficiente para soportar una carga mayor o bien para diseñar un claro mayor de las trabes o vigas. De esta manera mediante algunos tanteos se puede llegar a obtener el claro más conveniente. De una manera aproximada se puede obtener el siguiente rg

resultado, suponiendo una viga ligada a las columnas y que forma parte de un marco:



Momento por carga vertical en el extremo A de la viga AB:

$$M_{AB} = \frac{wL^2}{10} = \frac{WL}{10}$$

Fuerza cortante en el entrapiso, si  $n$  es el número de pisos y  $C$  el coeficiente sísmico

Carga vertical en una columna =  $n [4 (\text{Reacción de la viga})] = n [4 \frac{W}{2}] = 2nW$

o sea:

Fuerza cortante:  $V = 2W \cdot n \cdot C$

Momento flexionante por sismo en la columna:

$$M = 2Vh = 2W \cdot n \cdot C \cdot h = 2W \cdot H \cdot C$$

o sea:

$H =$  Altura del edificio arriba del entrapiso en estudio.

Aceptando el método del portal el momento por sismo en el extremo A, de la viga AB es:

o sea:

$$(M_{AB})_{\text{sismo}} = F \cdot M = (2 \cdot W \cdot H \cdot C) \cdot F$$

$F =$  Factor de distribución de la trabe AB.

En condiciones óptimas la sección resistente necesaria para carga vertical también debe ser suficiente para la condición de carga vertical mas carga accidental. Aceptando que la carga viva sea la misma en ambos casos, cosa que en realidad no sucede y suponiendo los factores de carga propuesta por el Reglamento del D.F., para las dos condiciones citadas, se tendrá:

$$1.4 M_{AB} = 1.1 (M_{AB} + (M_{AB})_{\text{sismo}})$$

$$0.3 M_{AB} = 1.1 (M_{AB})_{\text{sismo}}$$

Sustituyendo valores en esta expresión:

$$0.3 \frac{WL}{10} = 1.1 F_D 2 W H C$$

$$L = 73 F_D H C$$

El claro óptimo en el caso de diseño por cargas verticales y sismo, es proporcional a la rigidez de la viga y a la magnitud de la fuerza sísmica. Esta expresión aproximada da una idea general de los factores que influyen en la determinación del claro más económico. En cada caso habrá que hacer algunos tanteos para conocer de manera más exacta estos valores.

La magnitud de los claros en un edificio es variable y suele estar comprendido entre 6.0 y 10.0 m. aproximadamente.

### 3.7 PUENTES

#### 3.7.1 GENERALIDADES

Los puentes son probablemente, de las estructuras más antiguas de las que se tiene noticia. Tienen como finalidad el salvar un obstáculo, tal como un valle, río o carretera, con el fin de comunicar dos puntos, permitiendo el paso de personas, vehículos o trenes. El paso a desnivel es un puente que evita el cruce al mismo nivel de dos caminos, permitiendo así la circulación continua de vehículos. La principal función de un puente, es la de unir dos puntos alejados, por medio de una serie de elementos estructurales. Esta función debe realizarse con un margen adecuado de seguridad.

Probablemente los primeros puentes, se construyeron con madera o troncos de árbol. Posteriormente conforme aumentaba la magnitud de los claros a salvar, fue necesario utilizar otros materiales tales como mampostería, concreto armado, concreto presforzado y acero.

La estructura de un puente en esencia está formada por un sistema de piso que se apoya o cuelga de los elementos principales encargados de librar el claro y que son los que transmiten la carga a las pilas de cimentación, estribos o columnas. Por la posición relativa del piso con respecto a los elementos principales de soporte, los puentes pueden ser: a) de paso superior si el piso se encuentra colocado sobre la parte superior de las vigas o armaduras principales. Es el tipo más usual ya que evita los contraenteos superiores que limitan el espacio del usuario del puente.

b) De paso inferior, en el que el sistema de piso se encuentra apoyado en la parte inferior de los elementos principales del puente. Tiene la ventaja de que permite una mayor altura en la

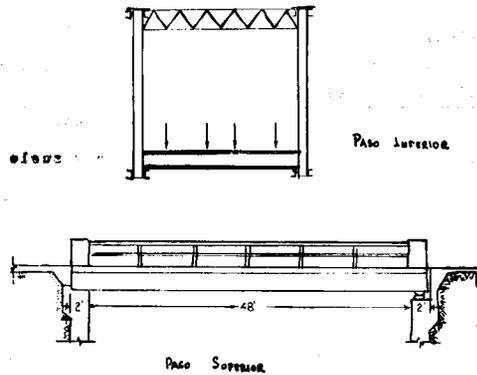


Fig. 3.7.1 Tipos de puentes

parte inferior del puente pero a cambio de los inconvenientes ya citados. c) De paso a través en el que el sistema de piso se encuentra en una posición intermedia con respecto a los miembros de soporte.

En el análisis y diseño de las estructuras para puentes, son muy importantes las cargas móviles y los efectos por impacto que se originan. La valuación de estos efectos ya se ha considerado en capítulos anteriores. El tipo de cargas usuales y las dimensiones mínimas necesarias para lograr un funcionamiento adecuado, están indicadas en las especificaciones para puentes de la Secretaría de Obras Públicas, de la AASHO para puentes carreteros y en las de la A.R.E.A. para puentes de ferrocarril.

Al establecer las solicitaciones que van a actuar sobre el puente, es muy importante considerar el proceso de montaje o de construcción. En esta etapa los esfuerzos no solamente pueden ser mayores que los que se pueden presentar durante la etapa de servicio de la estructura, sino que puede presentarse una condición de inversión de signo. Además habrá que considerar cargas debidas a maquinarias o equipo de construcción que en condiciones normales no deben presentarse. Por otra parte un estudio cuidadoso del procedimiento de construcción, puede eliminar en la etapa final, esfuerzos secundarios que se desarrollan durante el montaje de la estructura. Especial atención se tendrá con las deformaciones por peso propio o por temperatura que se producen durante la construcción de la estructura.

En los puentes hay que distinguir la superestructura, formada por el sistema de piso y por los elementos estructurales necesarios para resistir las distintas solicitaciones que van a actuar en la estructura, y la cimentación o infraestructura destinada a transmitir las cargas a una capa de suelo resistente. La cimentación consta de una serie de pilas que a manera de columnas se desplantan a un nivel del terreno capaz de desarrollar las reacciones supuestas en el proyecto. En algunos casos los apoyos extremos además de transmitir fuerzas verticales, tendrán que diseñarse como muros de retención.

En general se puede establecer que los puentes con un claro menor, son más económicos que aquellos que tienen un claro más grande. Sin embargo una vez que se ha establecido -

la dimensión total del puente hay que escoger el tipo más económico. En esta selección la principal variable que interviene es el claro del puente. Cuanto menor sea el claro de la superestructura, ésta será más económica pero en cambio aumentará el número de pilas de apoyo y por lo tanto el costo de la cimentación. Por el contrario a mayor dimensión de la distancia entre pilas, aumenta el claro del puente y por lo tanto su costo, disminuyendo el de la cimentación. Se ve la necesidad, por lo tanto de hacer varios tanteos hasta lograr que la suma del costo de la cimentación y de la estructura sea un valor mínimo. En un análisis de este tipo habrá que considerar además tipo de suelo, altura de las pilas, efectos de la continuidad en el puente, etc.

En el proyecto de puentes hay que considerar otros elementos que aunque no son estructurales, son necesarios para su funcionamiento, tales como parapetos de protección, guarniciones, camellones, etc.

El sistema de piso más usual, está formado por una serie de vigas secundarias orientadas según el eje longitudinal del puente y que se apoyan sobre las vigas principales o

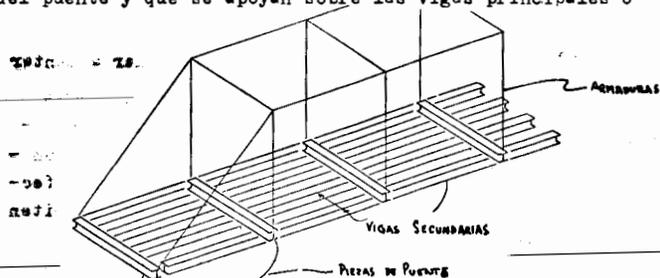


Fig. 3.7.2 Sistema de piso

maestras (fig. 3.7.2) transversales, cuyos soportes coinciden con los nudos de las armaduras o con puntos intermedios de las vigas o traveses longitudinales del puente. El piso está formado por una losa de concreto armado apoyada en las traveses secundarias y ligada por medio de conectores en el caso de construcción mixta. Las uniones entre los distintos elementos citados, podrá ser continua como en el caso de estructuras de concreto y algunos tipos de puentes metálicos.

En los distintos tipos de puentes las vigas principales, cuyo objeto principal es el de salvar el claro, transportando las cargas a los apoyos o pilas, pueden ser vigas de alma cerrada, en cajón, armaduras, cables colgantes, etc.

El sistema de piso denominado ortotrópico, está formado por una placa de acero soldada en su parte inferior, a un sistema de placas ortogonales de acero y ligadas también al conjunto de vigas usuales en un sistema de piso con objeto de que toda la estructura trabaje en conjunto. A diferencia del comportamiento del sistema indicado en la fig. 3.7.5 al actuar una carga en una viga en un punto cualquiera del piso, se desarrollan esfuerzos en todos los componentes del sistema. Sobre la placa metálica se coloca una carpeta asfáltica.

La estructura de un puente, sobre todo si es metálico, requiere de un contraventeo longitudinal y transversal para soportar las fuerzas laterales producidas por viento, vibraciones, impacto, frenaje, etc. En el caso de un puente de armaduras se requieren los siguientes tipos de contraventeo:

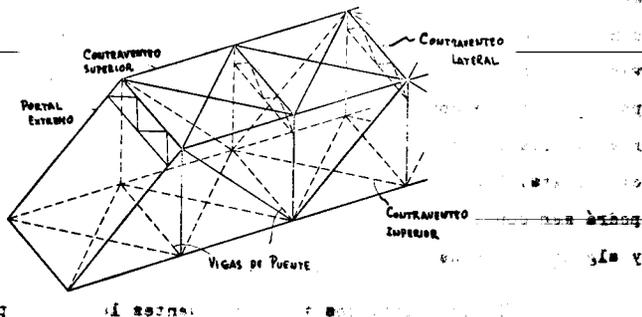


Fig. 3.7.3 Contraventeo en estructuras de puente

a) Contraventeo lateral en el plano de la cuerda superior y de la cuerda inferior. Su función es la de resistir las fuerzas laterales producidas por viento. Aunque constituyen armaduras horizontales indeterminadas, su análisis puede hacerse de manera aproximada suponiendo que trabajan a tensión exclusivamente.

b) Contraventeo transversal para formar marcos rígidos transversales. Con esto se logra dar rigidez transversal y se aumenta la resistencia a torsión de la estructura. Se aprovechan las columnas o elementos verticales de las armaduras para formar los marcos citados. Estos elementos se unen mediante vigas o armaduras muy rígidas cuyo diseño está regido fundamentalmente por limitaciones de relación de esbeltez. En los extremos, estos marcos o portales transmiten a la cimentación, las reacciones extremas del contraventeo superior. Cuanto mayor

sea la rigidez de las vigas en los portales extremos, menores serán los esfuerzos por flexión que se transmiten a las columnas que forman parte del marco.

Las deformaciones forman parte importante en el diseño de las estructuras para puente tanto en su etapa final de servicio como durante el montaje. En el proyecto y de acuerdo con el procedimiento constructivo que se vaya a emplear, se especificará la contraflecha que se le dará a la estructura.

El puente formado con claros continuos permite aumentar el claro entre apoyos ya que reduce la magnitud del momento flexionante. Esta reducción es muy importante en el caso de carga muerta y un poco menor para carga viva. Los puentes mayores de la viga o armadura se requieren en los apoyos y el incremento de peso propio que esto representa, tiene poco efecto en la variación del momento flexionante ya que la carga se transmite prácticamente como carga axial. Por este procedimiento se han logrado claros hasta de 250 m. Las ventajas que tiene una solución de vigas o armaduras continuas son:

- Se puede obtener un ahorro de 10 a 20% en el peso de material.
- Disminuye el número de apoyos al poder aumentar la dimensión de los claros.
- La carga última en un puente continuo es mayor que uno en el que las armaduras se encuentran simplemente apoyadas, ya que se presentan efectos de redistribución de esfuerzos que permiten lograr una mayor eficiencia del conjunto.

Al mismo tiempo este tipo de puentes presentan los siguientes inconvenientes:

- a) Son estructuras hiperestáticas exteriormente y por lo tanto es conveniente que se encuentren cimentadas sobre terreno firme ya que de otra manera se pueden producir esfuerzos por desplazamientos diferenciales.
- b) Los efectos ante cargas móviles son más complejas ya que se pueden presentar cambios en el sentido de los esfuerzos lo que representa un aumento de costo.

Para evitar estos inconvenientes se puede proyectar un puente en voladizo o con articulaciones semejantes a una viga tipo Gerber. En esta solución las articulaciones se hacen coincidir con los puntos de momento nulo en lo que respecta a la carga muerta ya que en general no coincidirán con las distintas posibilidades de carga viva. Mediante este procedimiento se han logrado claros de 150 a 550 m. en puentes de armaduras. Tiene las siguientes ventajas:

- a) Pueden emplearse en suelos no muy firmes en los que se puedan presentar hundimientos diferenciales.
- b) Se facilita el montaje de la estructura.

En cambio tienen los siguientes inconvenientes:

- a) Son menos rígidos que los puentes continuos
- b) La solución de la articulación es complicada
- c) Puede presentarse inversión en la magnitud y dirección de las reacciones que puede ser muy importante.

- d) Requieren gran precisión en sus dimensiones con objeto de que todas las piezas ajusten perfectamente durante el montaje.

El puente más sencillo es el formado por una losa de concreto armado que se apoya en sus extremos en muros de contención, estribos, etc. El ancho de la losa será el necesario para permitir el paso de personas y vehículos para los que se ha proyectado. Los barandales y banquetas son elementos secundarios sin ninguna función estructural. Una alternativa a esta solución esta formada por un arco de mampostería o de concreto con rellenos compactados en los extremos para lograr una superficie de paso superior plana. Cualquiera de estos tipos son económicos para claros hasta de 10 m.

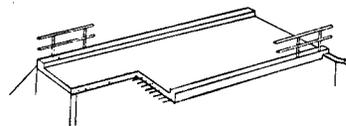


Fig. 3.7.4 Puente formado por una losa de concreto

Al aumentar la magnitud del claro, la solución más conveniente es el puente formado por dos o más vigas principales apoyadas en sus extremos y que sirven de soporte al sistema de piso formado por una losa de concreto y varias travesas secundarias en sentido transversal. En algunos casos se han utilizado las vigas en la orilla, como parapetos de protección.

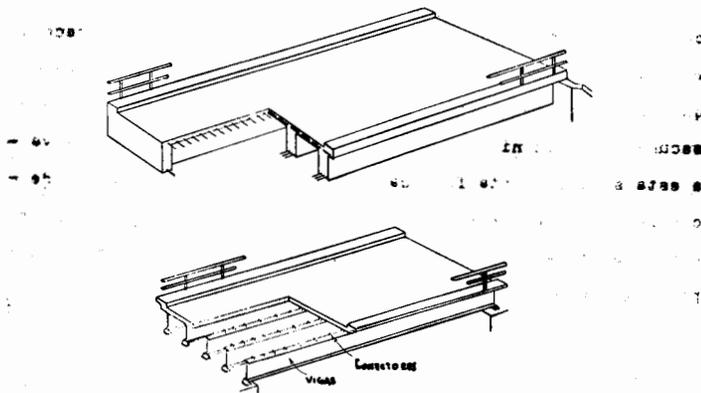


Fig. 3.7.5 Puente con losa de concreto apoyada en travesas

Las vigas o travesas principales pueden ser de acero fabricadas con perfiles comerciales o con placas y de concreto armado común o presforzado. En el caso de vigas de acero para puente, las especificaciones (AASHO) para este tipo de construcción limitan la relación peralte de la viga claro del puente, a valores máximos de  $1/25$  con el fin de limitar las deformaciones máximas de la estructura. Se permite una sección con peralte menor siempre que tenga una deformación semejante

a la especificada. Esto se puede lograr diseñando una sección mixta en que la losa de concreto trabaje en conjunto con las travesas, o bien proyectando vigas continuas. Para las secciones usuales en acero, el claro máximo en travesas de acero está comprendido entre 30 y 50 m.

Las travesas de concreto en claros grandes tienen el inconveniente del valor alto que presenta su peso muerto aunque puede tener un efecto benéfico en claros cortos para reducir las vibraciones en la estructura. Este tipo de construcción resulta económica para claros de 8 a 25 m.

Mediante el concreto presforzado se puede aumentar el claro máximo empleado en elementos de concreto reforzado. Con este tipo de estructuras se han logrado claros de más de 70 m. y se han realizado proyectos para 260 m. en competencia con puentes de vigas de acero de alma llena. El concreto presforzado permite elementos de menor peralte y mayor ligereza que los elementos de concreto común. Al mismo tiempo permite un mejor aprovechamiento mecánico de la viga. Combinado con la prefabricación se puede lograr una mayor economía al poder controlar en mejores condiciones las altas resistencias del concreto. Para los claros pequeños es usual prefabricar y presforzar las vigas en taller y de aquí trasladarlas al lugar de montaje.

Para claros mayores los sistemas a base de vigas y losas dejan de ser económicas por la influencia que adquiere la carga muerta. Conviene entonces aligerar en lo posible los elementos principales de soporte. Con las vigas en celosía y

principalmente las armaduras se logra este objeto. De dos armaduras distintas con la misma sección en sus barras, tendrá mayor momento resistente aquella que tenga un mayor peralte, por lo que si se proyecta una armadura de sección variable de acuerdo con el diagrama de momento flexionante, se logrará una sección más económica. Estudios económicos en armaduras han demostrado ser conveniente que las diagonales tengan una inclinación de  $45^\circ$  y que la relación altura de la armadura/ claro, este comprendida entre  $1/5$  y  $1/8$ . De aquí resulta que los claros económicos, para armaduras estén comprendidas entre 50 y 100 m. Para claros mayores se obtienen cargas muertas grandes, en el proceso de montaje, además de la gran longitud de las piezas que siempre origina problemas de esbeltez y pandeo sobre todo si están sometidas a esfuerzos de compresión.

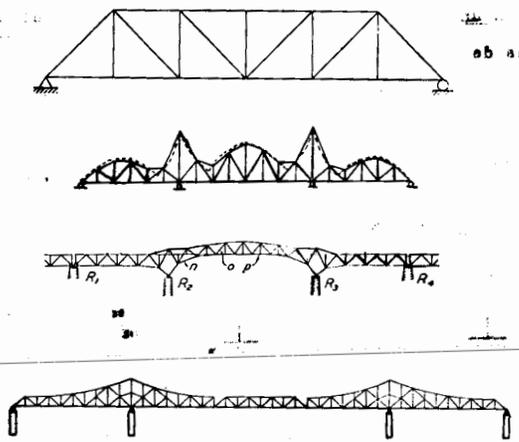


Fig. 3.7.6 Distintos tipos de puentes con armaduras

El arco presenta un aspecto agradable al ser utilizado en la construcción de puentes. Se puede construir de distintos materiales, desde mampostería para claros pequeños hasta acero a manera de armadura, para los claros más grandes. Se han utilizado como elementos aislados o bien como una combinación de arcos lográndose de esta manera salvar claros hasta de 550 m. de longitud.

A igualdad de claro, los empujes horizontales en los apoyos aumentan al reducir la flecha del arco por lo que conviene que esta dimensión sea lo mas grande posible. Los esfuerzos de compresión que se presentan son altos y esto requiere elementos de contraenteo que ligen los dos arcos colocados a ambos lados de la calzada. Desde este punto de vista, es conveniente que el sistema de piso se encuentre en la parte superior de los arcos, para utilizarlo como elemento de contraenteo. De otra manera habrá que utilizar elementos de ligamiento independientes con objeto de aumentar la rigidez lateral de los arcos. En el caso del puente sobre el rio Blanco, de paso inferior, los dos arcos se unieron en la clave para lograr una mayor rigidez de la estructura.

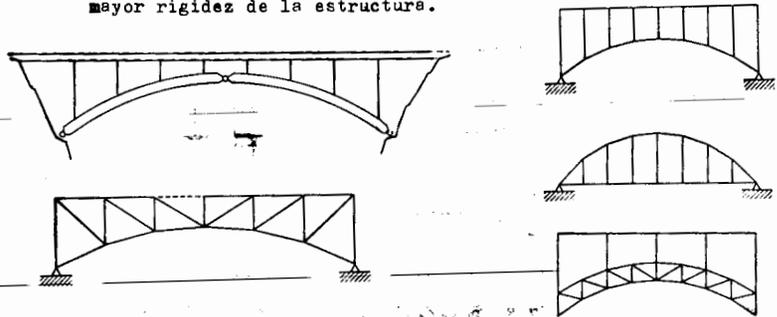


Fig. 3.7.7 Puentes en arco

Ultimamente se ha desarrollado de manera importante los llamados puentes con tirantes o atirantados. Consiste en un sistema de piso, generalmente ortotrópico, que se encuentra colgado de una torre que coincide con alguna de las pilas, mediante tirantes inclinados formados con perfiles laminados o cables. Se les considera económicos para claros comprendidos entre 100 y 350 m. Aunque su aspecto no es tan agradable como el de un puente colgante, ofrece la ventaja de su economía y el no requerir de un peralte muy grande para el sistema de piso. El análisis de este tipo de estructura es complicado ya que el sistema de piso se encuentra soportado en varios puntos en apoyos de tipo elástico.

El puente de suspensión o colgante es el puente que ofrece un aspecto más agradable. El sistema de piso cuelga de un sistema formado por dos cables que pasan por torres de apoyo

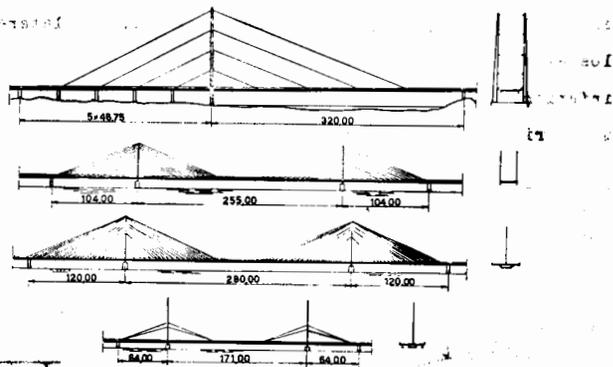


Fig. 3.7.8 Puentes atirantados

y que se anclan en los extremos de la calzada. Una armadura longitudinal que coincide con el piso se utiliza para rigidizar el sistema de cables contra vibraciones producidas por variaciones en carga viva y mantener la forma original del puente. Mediante este sistema se reducen los momentos flexionantes que se producen en otros tipos de puente del mismo claro. Al igual que en el tipo anterior los efectos dinámicos producidos por viento son muy importantes y requieren análisis muy cuidadosos.

Los cables al trabajar a esfuerzos directos de tensión permiten un diseño muy económico. Estudios comparativos realizados con este tipo de estructura indicaban que su utilización es conveniente para claros comprendidos entre 100 y 3000 m. El puente con un claro más grande ( 1278 m ) construido hasta la fecha, es de este tipo.

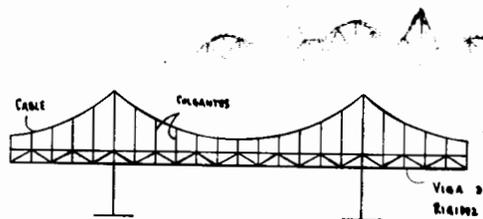


Fig. 3.7.9 Puentes colgantes

El método constructivo es muy importante. Con objeto de que la trabe de rigidez desarrolle esfuerzos por flexión mínimos, es necesario que no se conecten a los apoyos hasta que toda la carga muerta esté colgando de los cables.

#### REFERENCIAS

- 3.1 WINTER, URQUHART, O'ROURKE, DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES, MC GRAW-HILL, 1964
- 3.2 J.C. MC. CORMAC, STRUCTURAL STEEL DESIGN, INTERNATIONAL TEXTBOOK CO., 1965
- 3.3 E. TORROJA, RAZON Y SER DE LOS TIPOS ESTRUCTURALES, INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO 1960
- 3.4 M. SALVADORI M. LEVY, STRUCTURAL DESIGN IN ARCHITECTURE, PRENTICE-HALL, INC, 1967
- 3.5 M. SALVADORI, R. HELLER, STRUCTURE IN ARCHITECTURE, PRENTICE HALL, INC. 1963
- 3.6 J. R. BENJAMIN, STATICALLY INDETERMINATE STRUCTURES, MC GRAW HILL, CIVIL ENGINEERING SERIES, 1959
- 3.7 L. ESTEVA, COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA SUJETOS A CARGA VERTICAL, REVISTA INGENIERIA, 1962
- 3.8 R. MELI, A. ZEEVAERT, L. ESTEVA, COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA HUECA ANTE CARGA LATERAL ALTERNADA No. 156 DE LAS PUBLICACIONES DEL INSTITUTO DE INGENIERIA, 1968
- 3.9 B.G. HOHNSTON, EDITOR, GUIDE TO DESIGN CRITERIA FOR METAL COMPRESSION MEMBERS JOHN WILEY, 1967.
- 3.10 A. HOADLEY, ESSENTIALS OF STRUCTURAL DESIGN, JOHN WILEY, 1964
- 3.11 H. ENGEL, STRUCTURE SYSTEMS, FREDERICK A. PRAEGER, N. YORK, - 1967
- 3.12 P. M. FERGUSON, "TEORIA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO" -- CECSA, 1969
- 3.13 B. BRESLER, T. Y. LIN Y J. B. SEALZI, DESIGN OF STEEL STRUCTURES; 2DA EDICION, WILEY AND SONS, 1968
- 3.14 W. MCGUIRE, "STEEL STRUCTURES", PRENTICE-HALL, 1968.
- 3.15 L.S. BEEDLE Y OTROS, "STRUCTURAL STEEL DESIGN", THE RONALD PRESS, 1964
- 3.16 CHRONOWICZ, A., "THE DESIGN OF SHELLS", 3A. EDICION, CROSBY - LOCKWOOD AND SON, LTD., 1969
- 3.17 BILLINGTON, D.P., "THIN SHELL STRUCTURES", MCGRAW HILL
- 3.18 RAMASWAMY, G.S. DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE SHELLROOFS MC GRAW, 1968
- 3.19 CURT SIEGEL FORMAS ESTRUCTURALES EN LA ARQUITECTURA MODERNA, - CECSA, 1966

4.- CIMENTACIONES.

- 4.1 Objeto y Tipo de Cimentaciones.
- 4.2 Criterios de Diseño de Zapatas.
- 4.3 Criterios de Diseño para Reticulas de Contratraves
- 4.4 Tipos Usuales de Sondeos para determinar caracterís
- 4.5 Cimentación Profunda..

4.- CIMENTACIONES.4.1.- Objeto y Tipo de Cimentaciones.

El objeto que debe cumplir una cimentación es - transmitir la carga a un estrato del terreno, dando - seguridad contra falla del suelo, limitando el hundi- miento medio, así como los hundimientos diferenciales, con el fin de no dañar la estructura que sobre ella - se apoya así como a elementos estructurales y no es- tructurales. En algunas regiones se debe limitar la tendencia al volteo ante la acción de carga lateral - (empuje del suelo, viento, sismo etc).

En estructuras sujetas a cargas dinámicas apre- ciables (como en edificio industriales con maquinaria), la cimentación debe evitar, además vibraciones excesi- vas.

Se pueden clasificar las cimentaciones como:

- A. Superficiales. Son aquellas que transmiten carga al terreno por apoyo - directo próximo a la superfi- cie y sin sustitución por - excavación.
- B. Compensadas. Las que transmiten carga al terreno por apoyo directo -- sustituyendo al menos parte de la carga con el peso del suelo excavado.

- C. Sobrecompensadas Aquellas que transmiten carga menor que la que se compensa por excavación.
- D. Profundas Las que transmiten cargas a formaciones profundas del subsuelo a través de pilotes, pilas o pozos indios, ya que las capas más superficiales no tienen características adecuadas para resistir las cargas.
- E. Para resistir fuerza lateral.
- F. Mixtas Las que combinan dos o más de los tipos anteriores.

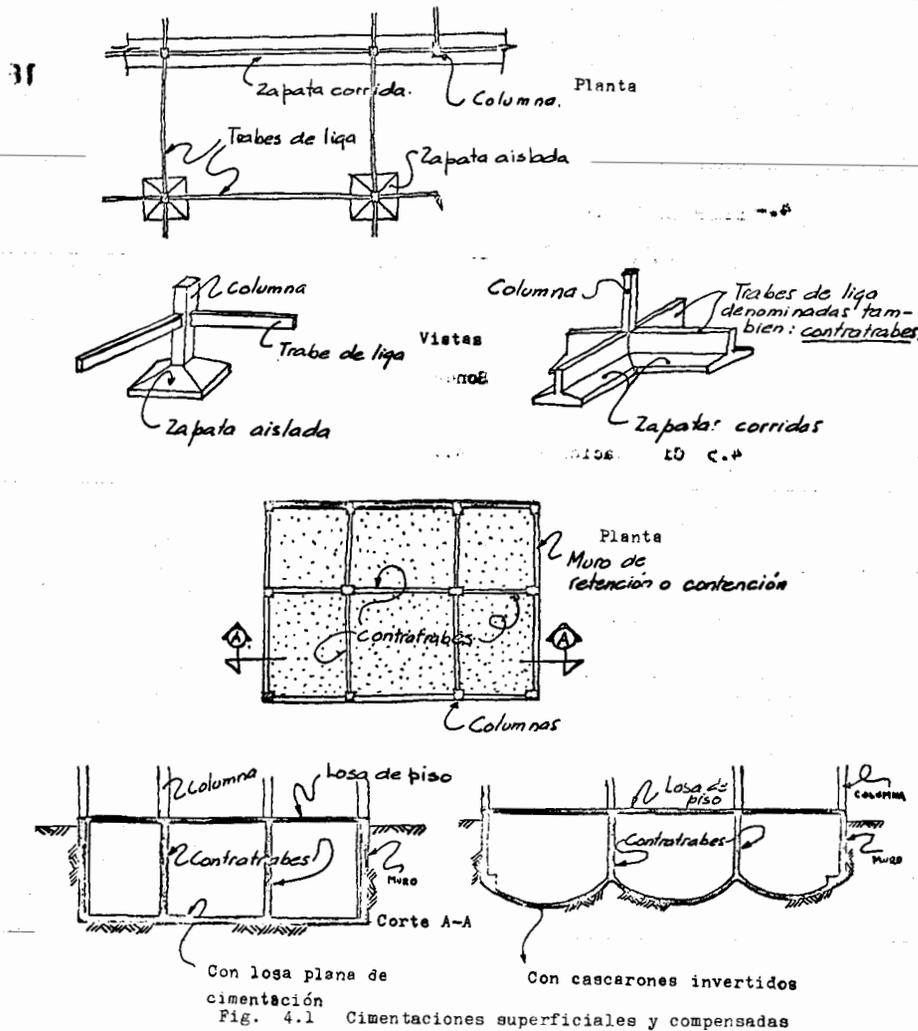
Según que la carga se transmite al terreno en parte de la superficie que cubre la construcción o en la totalidad de dicha superficie, se tratará respectivamente de zapatas o de cimentación corrida.

Las zapatas, a su vez, pueden ser aisladas o corridas. Serán aisladas si transmiten la carga de una sola columna o corridas si transmiten la carga de un muro o de un hilera de columnas.

Las zapatas aisladas suelen ser rectangulares y planas pero también pueden tener otra forma e incluso se utilizan cascarones como zapatas aisladas. Las zapatas aisladas de gran peralte pueden ser de concreto simple o mampostería denominándose entonces pedestales.

Generalmente las cimentaciones corridas se apoyan o desplantan en el terreno mediante una losa, pero también es frecuente el empleo de cascarones prismáticos, cilíndricos o de doble curvatura.

Tanto las trabes de liga, en el caso de cimentaciones aisladas como las que sirven de soporte a las losas corridas constituyen con frecuencia retículas de trabes. En las siguientes figuras se ejemplifican las diferentes cimentaciones anteriormente mencionadas.



Con losa plana de cimentación  
 Con cascarones invertidos  
 Fig. 4.1 Cimentaciones superficiales y compensadas

#### 4.2 CRITERIOS DE DISEÑO DE ZAPATAS.

Como se dijo anteriormente, una zapata es una cimentación superficial que se justifica cuando las cargas que se transmiten al terreno son de tal magnitud que las capas superficiales del mismo tienen características suficientes para resistirlos, y sin que los hundimientos vayan a ser peligrosos.

En el diseño de zapatas, hay que considerar las siguientes condiciones:

- Presión del suelo sobre la zapata.
- Dimensionamiento de la zapata considerando los esfuerzos normales cortantes y adherencia que se presentan en las secciones críticas.

- Esfuerzos directos entre la columna o muros y la zapata.

##### A) Presión del suelo sobre la zapata.

La zapata es un elemento estructural que se encuentra sometido a un sistema de fuerzas en equilibrio, constituido por las cargas de superestructuras transmitidas a las columnas y por las fuerzas que constituyen la reacción del terreno.

El área de contacto de la zapata se obtiene dividiendo la fuerza aplicada al terreno entre la presión media de contacto, procurando que en ningún punto se sobrepase el esfuerzo permisible en el suelo. La fuerza se obtiene como la suma de la carga en la columna o muro y el peso propio de la zapata.

Generalmente se supone que la presión del suelo tiene una variación lineal aunque en realidad esto no es así ya que depende del tipo de suelo. La distribución de presión se puede calcular a partir de la fórmula de la escuadría.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x$$

en donde  $A$ , es el área de la sección,  $P$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ , los elementos mecánicos que se aplican sobre la zapata,  $I_x$ ,  $I_y$ , los momentos de inercia con respecto a ejes principales. Algunas condiciones que se pueden presentar son las siguientes:

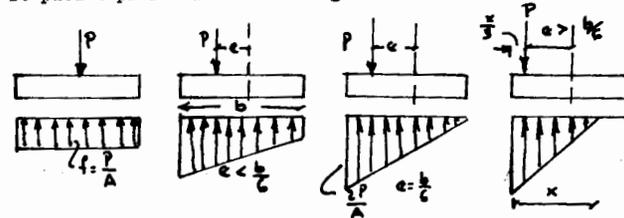


Fig. 4.2 Distribución de presiones en zapatas.

Cuando la excentricidad es tal que la carga se sale del tercio medio ó núcleo central, se presentan tensiones e incrementos muy importantes de la presión en la base.

Con los valores así obtenidos de la presión sobre la base de la zapata, se calculan, el momento flexionante y fuerza cortante que actúa sobre la zapata considerada como una viga en voladizo apoyada en la columna.

En la determinación de los elementos mecánicos en la zapata se aplica la presión de contacto obtenida a partir de la fuerza transmitida por la superestructura sin tomar en cuenta el peso propio de la cimentación, ya que esta es una fuerza uniformemente repartida, equivalente a una presión semejante del suelo y que por lo tanto no afecta la magnitud de los elementos mecánicos.

La presión máxima aplicada sobre el terreno no debe exceder los valores permisibles obtenidos a partir de pruebas físicas tal como se recomiendan en Mecánica de Suelos. El valor permisible será aquel que garantice la resistencia del terreno a la falla y unos hundimientos diferenciales mínimos.

Al proporcionar las áreas de contacto en un conjunto de zapatas hay que tener en cuenta que los hundimientos o deformaciones del suelo, no son proporcionales a la presión de contacto, sino también a la forma y dimensiones del cimiento. Es conveniente tener una presión de contacto lo más uniforme posible y zapatas con superficie de contacto semejantes.

**B) Secciones Críticas.**

Para el dimensionamiento de la sección de concreto de la zapata hay que distinguir las siguientes secciones críticas, distintas para la zapata aislada y para la que soporta un muro corrido.

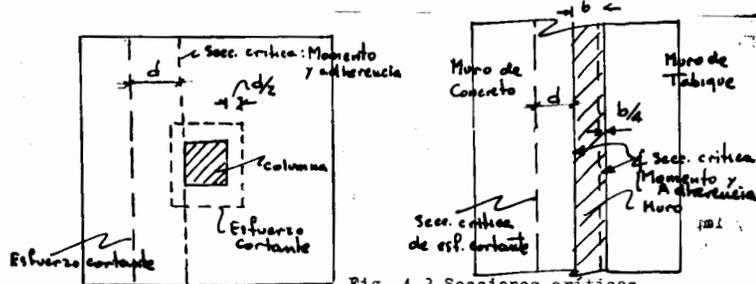


Fig. 4.3 Secciones críticas.

La sección crítica por momento flexionante y por adherencia, en un elemento de concreto, muro o columna, siempre se presenta en el paño de dicho elemento considerando que la zapata se comporta como una viga en voladizo. En el caso de un muro de tabique la sección se considera a  $b/4$  a partir del paño del muro y hacia el interior. Esto es para tener en cuenta la diferencia de módulos de elasticidad entre el concreto y el tabique.

En el caso de zapatas aisladas se ha demostrado que en la parte inferior de la zapata se forman grietas de tensión diagonal orientadas a  $45^\circ$  y dirigidas hacia la intersección de la zapata y la columna. Por esta razón el Reglamento de Construcciones recomienda tomar una sección crítica normal al plano de la zapata y situada a una distancia de  $d/2$ , alrededor de la columna. El esfuerzo cortante en esta sección no debe ser mayor de  $\sqrt{f'c}$  si es el diseño a la ruptura. En caso de que se exceda este valor será necesario colocar refuerzo de acero que toma la fuerza cortante excedente.

Además existe otra sección crítica por esfuerzo cortante que proviene de considerar a la zapata como una viga muy ancha en voladizo.

dico. Aparentemente esta sección debería estar en el paño de la columna o muro, sin embargo debido a que en esta zona se presentan esfuerzos de compresión muy altos que neutralizan los esfuerzos cortantes es conveniente mover la sección crítica una cierta distancia. Se supone que esta sección se encuentra a una distancia "d" del paño de la columna y se extiende a lo ancho de la zapata en una sola dirección. Este criterio es el que se sigue en el caso de muros de tabique o de concreto.

Las secciones críticas por esfuerzos de adherencia coinciden con los de momento flexionante.

**C) Esfuerzos directos entre la columna y la Zapata**

Es necesario verificar los esfuerzos de compresión que se producen entre la columna y la zapata con el fin de evitar el aplastamiento del concreto.

En la superficie de contacto de la columna y la zapata, la carga de la primera se transmite a una parte de la superficie de la segunda. El concreto adyacente que no está sometido a carga alguna suministra cierto apoyo lateral a la parte cargada. Así el esfuerzo permisible a la compresión en el último caso debe ser mayor que en el primero. Se recomienda que los esfuerzos de compresión no sean mayores que los siguientes valores:

Esfuerzos directos	Diseño Elástico	Diseño a la Ruptura
Sobre el área total	0.25 $f'c$	0.475 $f'c$
Sobre la tercera parte del área o menos	0.37 $f'c$	0.70 $f'c$

El esfuerzo en el refuerzo longitudinal de la columna se transmitirá al capitel o zapata extendiendo las varillas longitudinales dentro de la zapata o bien por medio de varillas de anclaje. Todo el esfuerzo se transmite por adherencia, por lo que las varillas.

tendrán la longitud, de anclaje requerida.

En algunos casos de cargas ligeras, las zapatas pueden ser de concreto simple. Para ello los esfuerzos de tensión en el concreto no serán mayores de  $0.85\sqrt{f'c}$  en el caso de diseño a la ruptura.

Las secciones críticas se determinan de la misma manera ya explicada.

Una zapata combinada es aquella que dá apoyo a dos o más columnas. Este caso puede presentarse cuando las áreas tributarias de varias zapatas sean tales que se superpongan.

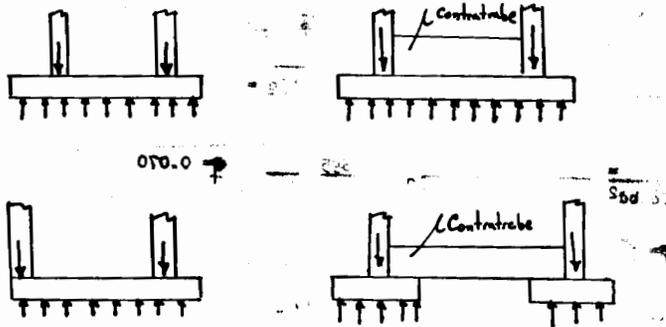


Fig. 4.4 Zapatas combinadas.

Quando las zapatas son de lindero, se presenta una excentricidad entre la carga aplicada y la reacción del terreno, existiendo peligro de volteo de la zapata debido al momento que se produce. Este caso se puede resolver uniendo esta zapata con alguna otra interior, por medio de una contratrabe.

EJEMPLO

Diseñar una zapata cuadrada con las siguientes características

tendrán la longitud, de anclaje requerida.

En algunos casos de cargas ligeras, las zapatas pueden ser de concreto simple. Para ello los esfuerzos de tensión en el concreto no serán mayores de  $0.85\sqrt{f'c}$  en el caso de diseño a la ruptura.

Las secciones críticas se determinan de la misma manera ya explicada.

Una zapata combinada es aquella que dá apoyo a dos o más columnas. Este caso puede presentarse cuando las áreas tributarias de varias zapatas sean tales que se superpongan.

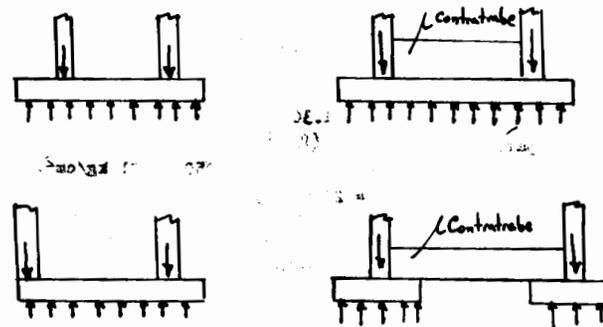


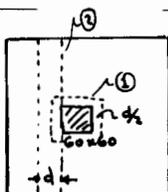
Fig. 4.4 Zapatas combinadas.

Quando las zapatas son de lindero, se presenta una excentricidad entre la carga aplicada y la reacción del terreno, existiendo peligro de volteo de la zapata debido al momento que se produce. Este caso se puede resolver uniendo esta zapata con alguna otra interior, por medio de una contratrabe.

EJEMPLO

Diseñar una zapata cuadrada con las siguientes características

$$M = 0.14 \cdot D \quad Q = 0.14 \cdot D \cdot 0.4 + 5$$



$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$

Reacción máxima del terreno  $= 10 \text{ t/m}^2$ .  
 Carga de la columna =  $P = 160 \text{ Ton.}$   
 Coeficiente de variación =  $\alpha_y = 0.15$

Área de la zapata:

Carga sobre la zapata	160	.- ton.
Peso propio de la Cimentación (Supuesto)	25	.- ton.
	185	ton.

$A = \frac{185}{100} = 18.5 \text{ m}^2$

Se considerará una zapata de  $4.30 \times 4.30 \text{ m}$ .  
 Esfuerzos para diseño Plástico (Ruptura)  
 $f_c' = 0.9 (1 - \alpha_y) f_c' = 0.9 \times 0.85 \times 250 = 191 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $f_y' = 0.9 f_y = 0.9 \times 2300 = 2070 \text{ kg/cm}^2$ .

Carga última de diseño:  
 $P_u = 1.4 \times 160 = 224.0 \text{ ton.}$

Presión efectiva en el suelo, sin considerar el peso propio de la cimentación.

$q_u = \frac{224}{18.4} = 12.2 \text{ T/m}^2$ .

Diseño por fuerza cortante:  
 $S' = 4 (60 + d)$

$\frac{V_{ez}}{S \cdot d} = \sqrt{f_c'} \therefore \frac{224000}{4(60 + d)d} = \sqrt{191}$

Resolviendo la ecuación  
 $d^2 + 60d - 4100 = 0 \quad d = 41.0 \text{ cm.}$

El valor obtenido corresponde al peralte promedio. Los peraltes efectivos en cada dirección, suponiendo que el armado se realiza con varilla del núm. 8 son:

Sentido Longitudinal :  $d = 41 - 1.3 = 39.7 \text{ cm.}$   
 Sentido transversal  $d = 41 + 1.3 = 42.3 \text{ cm.}$   
 $h = 42.3 + 5.0 = 48.6 \approx 50 \text{ cm.}$

Diseño por flexión Acero de refuerzo.  
 $M_u = 12.2 \times (2.15 - 0.30)^2 = 20.9 \text{ T-m.}$

Porcentaje máximo:  $P_{\text{máx}} = k_T \frac{f_c'}{f_y} = \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0466$

Porcentaje mínimo:  $P_{\text{mín.}} = 0.5 \sqrt{\frac{f_c'}{f_y}} = 0.00344$

$\frac{M_u}{f_c b d^2} = \frac{2090000}{191 \times 100 \times 39.7^2} = 0.0695 \quad \rho = 0.070$

$\rho = \frac{f_c'}{f_y} \rho = 0.00645$

$A_s = 0.00645 \times 100 \times 39.7 = 25.6 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad \text{No. 8 a } 20 \text{ cm.}$

Comprobación del esfuerzo cortante en la sección (3). a una distancia "d" del paño de la columna.

$V = 12.2 \times 1.0 \times (1.85 - 0.41) = 17.6 \text{ ton.}$

$V_u = \frac{17600}{100 \times 41} = 4.3 \text{ kg/cm}^2$

$V_u < V_{\text{perm.}}$

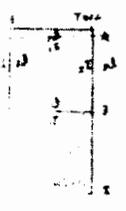
$V_{\text{perm}} = 0.5 \sqrt{f_c'} = 6.9 \text{ kg/cm}^2$

Los esfuerzos de compresión directa son inferiores a los permisibles  
 $\frac{224000}{60 \times 60} = 6.23 \text{ kg/cm}^2 < 0.475 f_c'$

4.3. Criterios de diseño para retículas de Contratraveses.

Podemos distinguir dos tipos principales de cimentación de acuerdo al tipo de suelo sobre el que se desplantan las zapatas o losa corrida que sirve de apoyo: la cimentación desplantada sobre suelo muy poco compresible y la cimentación desplantada en suelo compresible. La que reviste mayor interés para fijar criterios de diseño es la segunda y se tratará a continuación.

Calculadas las cargas y momentos flexionantes que transmite la superestructura a la cimentación como si esta fuese infinitamente rígida se supone una distribución uniforme de presión en el suelo. Se estiman los elementos mecánicos a partir de las presiones de contacto supuestas así como los asentamientos que producen la distribución de presiones supuestas. Si los asentamientos y cambios angulares son suficientemente pequeños para no causar daños se diseña la cimentación para los elementos mecánicos así estimados.

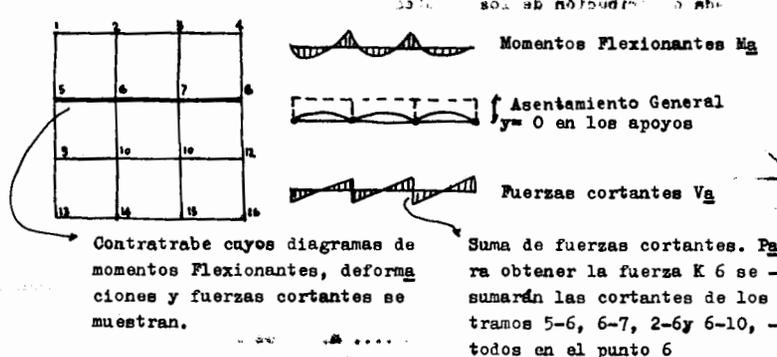


Las traveses de una retícula de cimentación se mantienen en equilibrio por las cargas de columnas que actúan verticalmente - hacia abajo y una reacción del suelo ( variablemente distribuida) actuando verticalmente hacia arriba y transmitida a las contratraveses a través de las losas.

Sea  $R$  la reacción media actuando en la cimentación. Las cargas en columnas son  $C_1, C_2, C_3, \dots C_n$ . Los cálculos se simplifican si el sistema de fuerzas que mantienen en equilibrio a la cimentación lo dividimos en dos sistemas separados y balanceados:

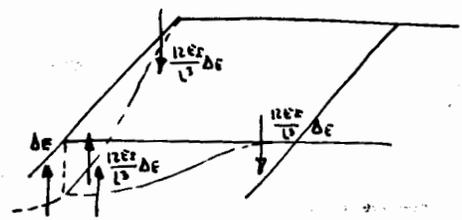
SISTEMA Pa:

Consiste de reacciones  $w$  actuando hacia arriba uniformemente distribuidas  $K_1, K_2, K_3, \dots$  etc, actuando verticalmente hacia abajo en los puntos 1, 2, 3, etc.  $K_1, K_2, K_3$ , son las reacciones de apoyo en los nudos 1, 2, 3, etc. obtenidas tratando a la cimentación como un piso invertido soportando una carga uniformemente distribuida  $w$  con los puntos de apoyo (columnas) al mismo nivel.

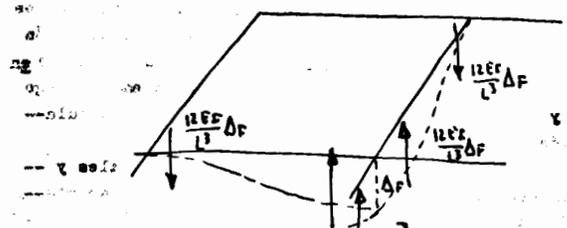




3.- Desplazamiento en F:



4.- Desplazamiento en E:



Funciones de equilibrio en los nudos:

$$\begin{aligned}
 2 \frac{12 EI}{L^3} \Delta_A - \frac{12 EI}{L^3} \Delta_B - \frac{12 EI}{L^3} \Delta_E &= 10 & 2 \Delta_A - \Delta_B - \Delta_E &= \frac{L^3}{12 EI} 10 \\
 -\frac{EI}{L^3} \Delta_A + 2 \frac{12 EI}{L^3} \Delta_B - \frac{12 EI}{L^3} \Delta_F &= 0 & -\Delta_A + 2 \Delta_B - \Delta_F &= 0 \\
 -\frac{12 EI}{L^3} \Delta_B - 2 \frac{12 EI}{L^3} \Delta_B + 3 \frac{12 EI}{L^3} \Delta_F &= -20 & -2 \Delta_B - \Delta_E + 3 \Delta_F &= \frac{L^3}{12 EI} 20 \\
 -2 \frac{12 EI}{L^3} \Delta_A - \frac{12 EI}{L^3} \Delta_F + 3 \frac{12 EI}{L^3} \Delta_E &= 0 & -2 \Delta_A + 3 \Delta_E - \Delta_F &= 0
 \end{aligned}$$

Si  $\Delta_A = 0$

$$\begin{aligned}
 \Delta_E &= -\frac{L^3}{12 EI} 4 \\
 \Delta_B &= -\frac{L^3}{12 EI} 6 \\
 \Delta_F &= \frac{L^3}{12 EI} 12
 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} R'_A &= 6T \\ R''_A &= 4T \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} R'_F &= -6T \\ R''_F &= -8T \\ R'''_F &= -6T \end{aligned} \right.$$

El ejemplo anterior resultó simple por las condiciones de simetría supuestas en las fuerzas  $F_b$ , en general esto no es usual y el procedimiento resulta complicado ya que lleva a establecer  $n$  ecuaciones simultáneas con  $n$  incógnitas, lo cual aún en el caso de cimentación con un número reducido de crujías como la mostrada anteriormente, toma un tiempo excesivo para resolverla.

Un método que reduce considerablemente el tiempo y que da suficiente aproximación para estimación de momentos es el método de aproximaciones sucesivas. A partir de la configuración del sistema  $F_b$  de la retícula podemos suponer las reacciones de los tramos y calcular los momentos flexionantes de cada viga así como sus deformaciones (flechas en cada nudo). Las flechas en los nudos (intersección de dos vigas perpendiculares) resultan diferentes; dependiendo de la aproximación que se desee, se modifican las reacciones supuestas y vuelven a calcularse los momentos y flechas de las vigas repitiendo el proceso hasta lograr precisión deseada.

Hasta ahora se ha supuesto una distribución de presiones de contacto uniforme pero en rigor, en la realidad, la distribución de presiones puede ser diferente de la uniforme.

En suelos cohesivos, tiende a aumentar la presión de contacto hacia el perímetro de la cimentación.

Por otro lado, las deformaciones calculadas, de acuerdo a los diagramas de momentos flexionantes, en las contratraves debieran coincidir con los hundimientos o asentamientos que se producen en el suelo por efecto de la presión ejercida y en caso contrario tomarán lugar cambios en la presión (aumento o disminución) de tal manera que los hundimientos en el suelo y las deformaciones o flechas de las contratraves sean iguales. El aumento o disminución de la presión de contacto dependerá de la rigidez del sistema de contratraves y de la resistencia de las mismas.

Es posible, por tanto, fijar un criterio para diseño de cimentaciones de tal manera que cumpliendo con la estática no sobrepase presiones de contacto que puedan ocasionar fallas del suelo y que al mismo tiempo tenga la rigidez y resistencia necesaria para proteger a la superestructura de fallas ocasionadas -

por desplazamientos verticales diferenciales excesivos . -----

Calculadas las cargas y momentos flexionantes que transmite la superestructura a la cimentación como si esta fuese infinitamente rígida, es decir, suponiendo que las columnas se conserven al mismo nivel, se elige un conjunto de diagramas de momentos flexionantes para las contratraves de cimentación.

Estos momentos se obtienen suponiendo presión de contacto uniforme y asegurándose de que en ningún sitio la presión de contacto sea mayor que la presión permisible del suelo. Además de satisfacer la estática, los momentos flexionantes así calculados deben ser de tal magnitud que lleve a un diseño económico.

Se estiman los hundimientos del suelo que produciría la distribución de presiones supuestas y si estos asentamientos y los cambios angulares correspondientes son suficientemente pequeños para no causar daños tanto a la superestructura como a elementos no estructurales y acabados, se diseñaría la cimentación para los diagramas de momentos flexionantes elegidos para las fuerzas cortantes y presiones de contacto correspondientes.

Si los asentamientos diferenciales calculados son excesivamente grandes ( mayores que los que se estiman permisibles) se necesitará una cimentación más rígida. De acuerdo con la hipótesis de que la cimentación infinitamente rígida se estiman las distribuciones extremas de presión de contacto que, para una cimentación parcialmente compensada en arcilla compresible puede ser:

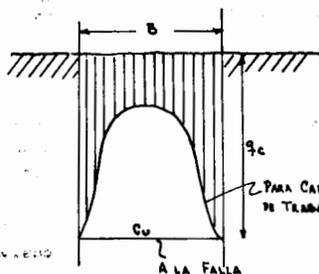


Fig. 4.7 Distribución de presiones. Cimentación rígida.

y para material no cohesivo

$q_c$  = resistencia en compresión simple.  
 $C_u$  = distribución de esfuerzos en la falla.

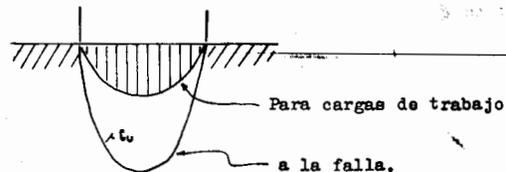


Fig. 4.8 Distribución de presiones. Cimentación flexible. Con las presiones extremas calculadas se estiman los cortantes y los momentos flexionantes en la cimentación que satisfagan la estática, distribuyendo, en cada intersección de columna y contratraves la fuerza  $F_b$ , entre las dos contratraves de diferentes direcciones de tal manera que resulten los momentos flexionantes mínimos que tiendan hacia la solución elástica. Para esto puede distribuirse la fuerza  $F_b$  suponiendo que las traves en una dirección permanecen en el rango elástico y las de la otra dirección desarrollan articulaciones plásticas.

Si los esfuerzos, los asentamientos diferenciales y las rotaciones de las articulaciones plásticas son aceptables se diseña la cimentación para los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y presiones de contacto supuestas. En caso contrario se modifican las distribuciones de las fuerzas  $F_b$  y/o la rigidez de las contratraves repitiendo el proceso de análisis anteriormente mencionado hasta lograr que los asentamientos diferenciales sean de tal orden que no causen daños a la superestructura o a los acabados.

En las cimentaciones pueden presentarse torsiones que ocasionan deformaciones que pueden ser objetables. Si la cimentación consiste de un conjunto ortogonal de traves y tiene sección abierta, su rigidez puede ser muchas veces menor en torsión que en flexión. Si la cimentación es de cajón cerrado la rigidez en torsión del cajón puede ser del mismo orden que la rigidez en flexión.

Puede estimarse el efecto de la torsión suponiendo que las esquinas permanecen fijas y diseñar para los esfuerzos

cortantes que provienen de las torsiones calculadas, verificando - que las deformaciones por torsión no sean excesivas.

Debe introducirse una o dos trabes diagonales en adición al - sistema de trabes ortogonales para aquellos casos en que la tor- sión resulte excesiva.

Asentamientos del Suelo :

1 Asentamientos por consolidación. ( expulsión de agua), en arcilla o limos saturados

Al aplicar una carga en una área dada en un material arcilloso o limoso saturado se produce un aumento de la presión de poro o presión en el agua disminuyendo la presión efectiva ya que.

$$\bar{\sigma} = \sigma_{total} - u$$

donde

$$\bar{\sigma} = \text{presión efectiva}$$

$$\sigma_{total} = \text{esfuerzo total}$$

$$u = \text{presión de poro}$$

El incremento en la presión tiende a disminuirse fluyendo el - agua hacia estratos permeables.

Sea, por ejemplo, un edificio que aplica una carga uniforme- mente repartida sobre una área A.

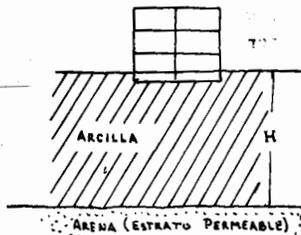


Fig. 4.9 Cimentación en Arcilla

El hundimiento que tomará lugar bajo el edificio debido al efecto de consolidación y que ocurrirá durante un tiempo relati- lativamente grande es :

$$\Delta H = m_v \cdot H \cdot \Delta p$$

$$\Delta H = \text{Asentamiento}$$

$m_v$  = coeficiente de reducción volumétrica

$\Delta p$  = incremento de presión que depende de la profundidad que se consideré

H = espesor del estrato.

El coeficiente de reducción volumétrica  $m_v$  se determina en el laboratorio mediante pruebas de consolidación drenadas para -- las diferentes muestras inalteradas que se obtengan del sitio por medio de sondeos continuos.

El incremento de presión se determina del diagrama de esfuer- zos de Boussinesq.

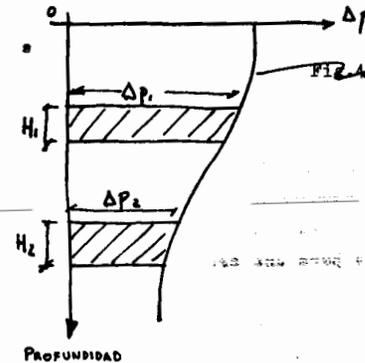


Fig. 4.10 Distribución de esfuerzos en fun- ción de la profundidad.

Debido a que el suelo no es homo- géneo, se obtienen a partir de - las características de cada uno de los diferentes estratos, los -- hundimientos en cada uno y el asen- tamiento total será, la suma de los asentamientos parciales.

La contribución al asentamiento total del estrato cuyo espesor es  $H_1$  será

$$\Delta H_1 = H_1 \cdot m v_1 \cdot \Delta p_1$$

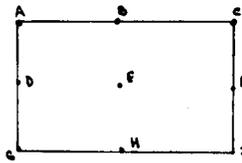
y el estrato  $H_2$

$$\Delta H_2 = H_2 \cdot m v_2 \cdot \Delta p_2$$

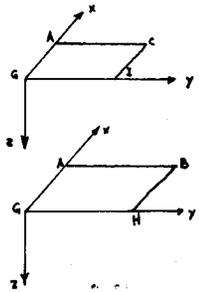
entonces el asentamiento total será igual a

$$\Delta H \text{ total} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \dots + \Delta H_n$$

En una área rectangular es usual estimar los asentamientos en las esquinas, al centro de los lados y al centro del área. Para esto, se calculan los asentamientos de acuerdo a las siguientes suposiciones de áreas cargadas:

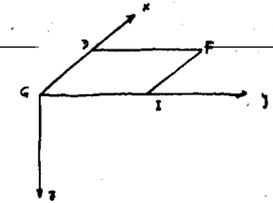
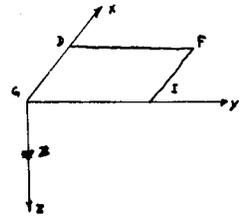


Para los puntos A, C, G, I, como el asentamiento correspondiente al área total.

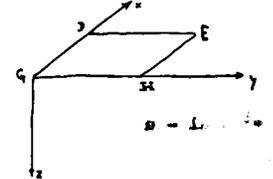


Para los puntos B y H como el doble del asentamiento calculada para una área igual a la mitad del área total

Similarmente, para los puntos D y F como el doble del asentamiento calculada para una área igual a la mitad del área total.



Para el punto E, el asentamiento total se calcula como cuatro veces el valor del asentamiento debido a un cuadrante del área total.



2 Asentamientos por deformación estática en arcilla limosa o arenas no saturadas.

El asentamiento está dado por la siguiente expresión.

$$\Delta H = q \cdot B \frac{(1 - \mu^2)}{E} I_c$$

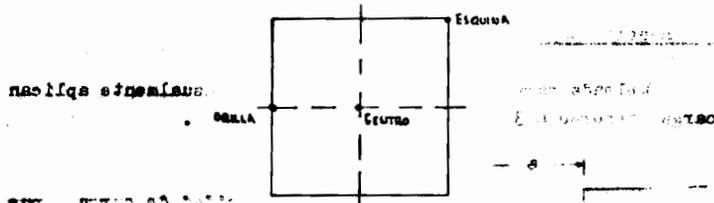
fonfr

- $\Delta H$  = hundimiento total
- $q$  = presión aplicada al suelo ( ton/m<sup>2</sup> )
- $B$  = ancho de Zapata ( m )
- $\mu$  = relación de Poisson

Para arcillas  $\mu = 0.50$

- $E$  = modulo de deformación o de young, se estima a partir de pruebas de consolidación en laboratorio.
- $I_c$  = Factor de influencia para asentamientos. Depende de la forma de la zapata, de la rigidez de la zapata y de la relación del largo al ancho de la zapata, en el caso de zapatas rectangulares.

FORMA ZAPATA	ZAPATAS FLEXIBLES (PRESIÓN UNIFORME)				ZAPATA RIGIDA (ASENT. UNIF.)	
	CENTRO	ORILLA	ESQUINA	PROMEDIO		
CIRCULAR	1.0	0.637	—	0.848	0.785	
CUADRADA	1.12	0.76	0.56	0.95	0.815	
RECTANGULARES	$\frac{L}{B} = 2$	1.53	—	0.76	1.30	1.12
	$\frac{L}{B} = 5$	2.10	—	1.05	1.82	1.60
	$\frac{L}{B} = 10$	2.56	—	1.28	2.24	2.00
	$\frac{L}{B} > 10$	$I_c = \sqrt[3]{L/B}$				



4.4 Tipos usuales de sondeos para determinar características del suelo

Dos son los tipos más usuales para obtención de características de suelos:

- a) de exploración.
- b) continuo.

El sondeo de exploración se efectúa extrayendo muestras alteradas del suelo haciendo a golpes un medio tubo de 5 cm. de diámetro exterior con un martinete del orden de 05 kg. de peso, que se deja caer desde una altura de 76 cm.

El sondeo continuo se hace extrayendo muestras de material inalterado por medio de un tubo de pared ( tipo Shelby). Las muestras se extraen cada 50 cm. y a ellas pueden hacerse pruebas de compresión simple ( qu ), pruebas de consolidación confinada o sin confinar.

En las siguientes hojas se muestran dos sondeos, uno de exploración y uno continuo en dos sitios diferentes de la parte compresible de la Ciudad de México.

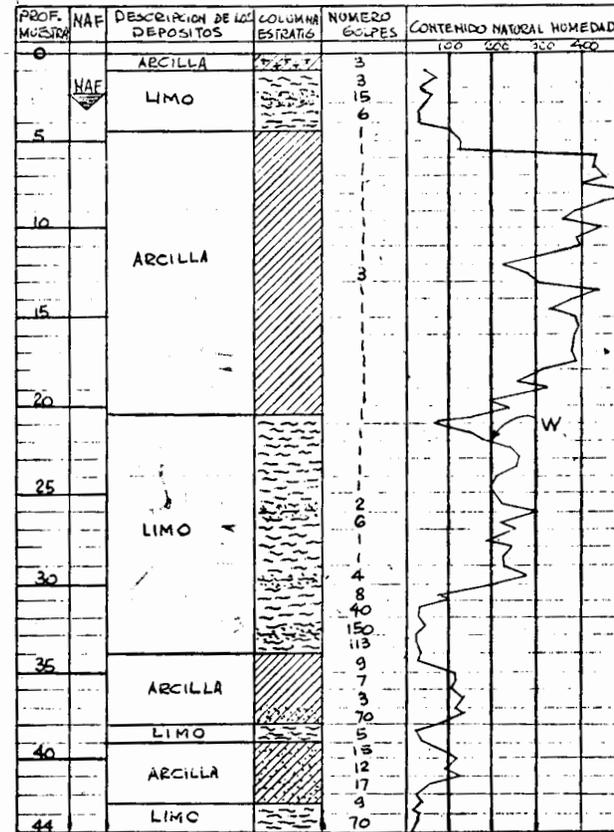


Fig. 4.11- Sondeo de exploración en zona compresible.

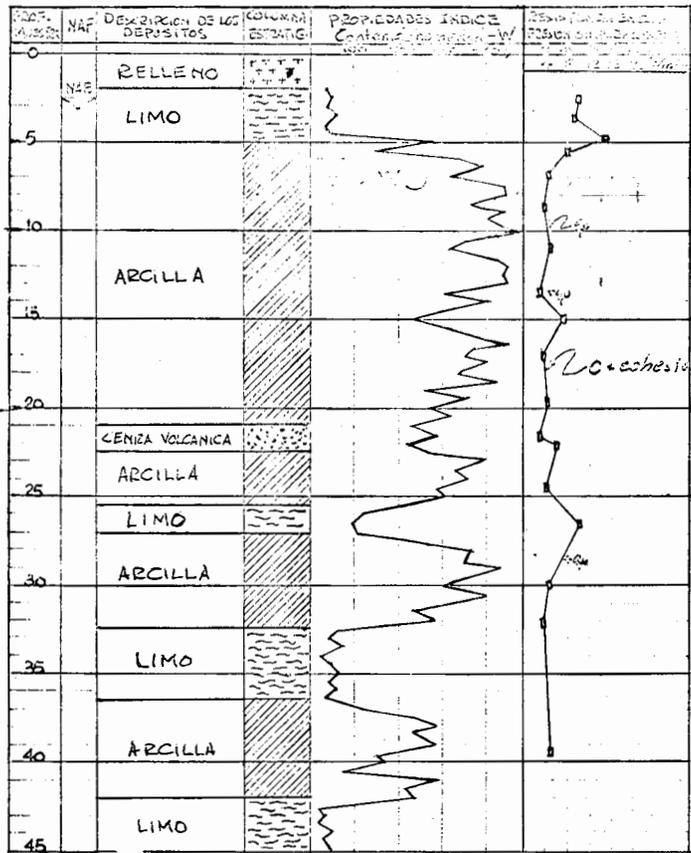


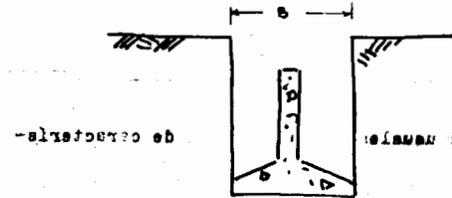
Fig. 4.12 Sondeo continuo en zona compresible.

En los sondeos anteriores, se muestran únicamente las características que interesan para fines de estos apuntes, pero conviene aclarar que además se determinan en laboratorio; el peso volumetrico de las muestras obtenidas, límites líquido y plástico relación de vacíos, relación de agua- plasticidad, ángulo de fricción aparente presión vertical por peso propio, carga de preconsolidación, grado de saturación, etc.

Basado en las propiedades obtenidas, puede decidirse el tipo más conveniente para la cimentación que se estudie. Como ejemplo, se citan algunos problemas usuales de cimentación de la zona compresible de la Ciudad de México.

**Cimentación Superficial:**

Empleada para estructura de poco peso, usualmente aplican cargas menores a 3 t/m<sup>2</sup> en zona compresible.

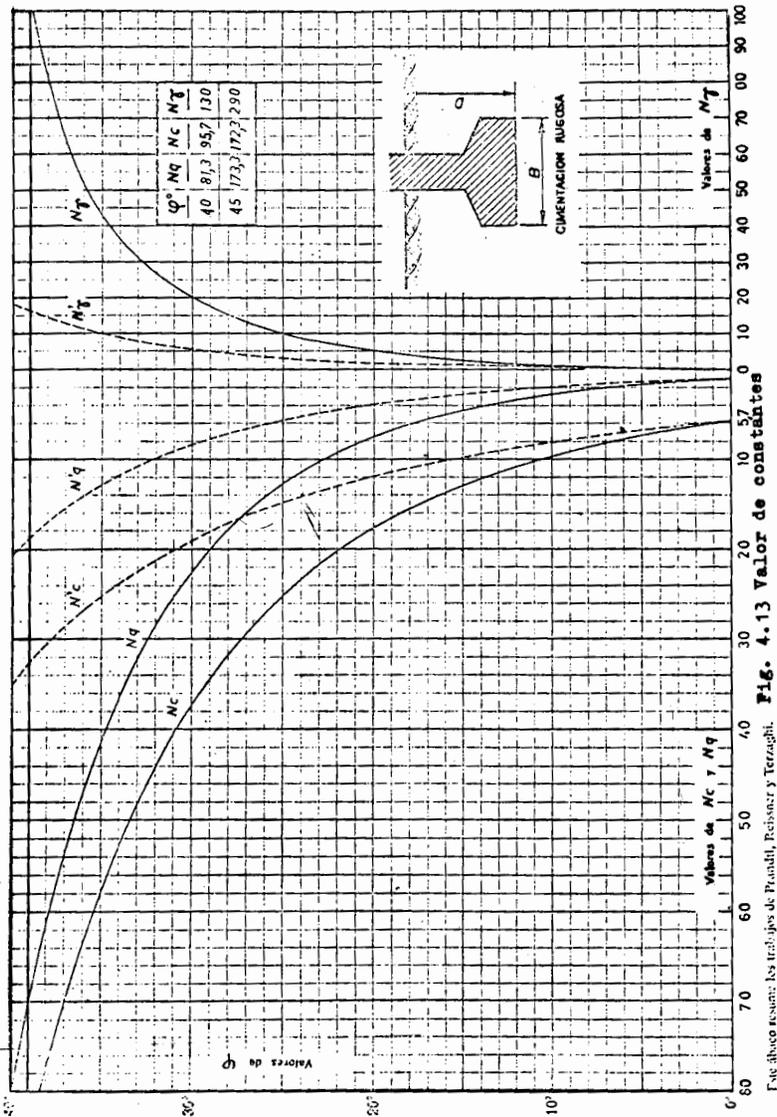


La capacidad de carga, puede estimarse a partir de la expresión general, usada tanto para suelos cohesivos como arenosos:

$$q_a = c \cdot N_c + \gamma D_f N_q + \frac{B}{2} N_\gamma \cdot \gamma$$

donde

- $q_a$  = capacidad permisible del suelo ( t/m<sup>2</sup> )
- $c$  = cohesión del suelo ( t/m<sup>2</sup> )
- $B$  = ancho zapata ( m )
- $D_f$  = profundidad de desplante ( m )
- $N_c, N_q, N_\gamma$  } factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$  ( se grafica en la hoja siguiente )
- $\gamma$  = peso del material ( T/m<sup>3</sup> )



Mediante la expresión anterior puede estimarse la presión de contacto permisible entre zapata y suelo de manera de evitar una falla por esfuerzo cortante en el suelo pero debe verificarse en este tipo de cimentación, para el caso de zona de alta compresibilidad, que el hundimiento total debido al incremento de presión en los estratos compresibles por el peso de estructura aplicada en el área total construida, no ocasione problemas a instalaciones de vía pública o a construcciones vecinas y que además los hundimientos diferenciales no puedan provocar problemas a la estructura misma. Para limitar hundimientos totales puede recurrirse a compensar parte del peso o la totalidad del mismo o bien puede emplearse pilotes de fricción que transmitan la carga a mantos más profundos. Para el sondeo mostrado (exploración) los pilotes de fricción podrían hincarse a una profundidad de 27 m. con objeto de dejar un "colchón" compresible entre 27 y 31 m.

Para reducir hundimientos diferenciales es indispensable dotar a la cimentación de rigidez adecuada, este se logra con peraltes en contratraveses que hagan que la flecha sea reducida.

#### 4.5 Cimentación Profunda:

Cuando los hundimientos son grandes puede reducirse el hundimiento máximo mediante el empleo de pilotes de fricción o de fricción y punta.

Pilotes de fricción son aquellos que transmiten la carga al subsuelo por presión positiva desarrollada a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno. Requiere un "colchón" compresible entre la punta del pilote y la capa resistente; este colchón debe ser del orden del 15% del espesor compresible para evitar que el pilote pueda estar en contacto con la capa resistente si el enjuntamiento del suelo en la Ciudad de México prosigue.

La capacidad de carga de estos pilotes se calcula a partir de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que atraviese. La adherencia suelo-pilote depende de la sensibilidad de la arcilla que puede medirse como la relación entre pruebas a compresión entre muestras inalteradas y remoldeadas. La adherencia será mayor cuanto menos sensible sea la arcilla.

La adherencia depende también del grado de preconsolidación en que se encuentre el suelo del cual es una medida el contenido, natural de humedad del suelo. El material de que esté constituido el pilote afectará también el valor permisible de la adherencia ésta será mayor para pilotes de madera que de concreto y éstos a su vez desarrollarán mayores adherencias que los pilotes metálicos. Se sugiere emplear como valor permisible de la adherencia para pilotes de concreto  $\frac{2}{3} C$ , donde  $C$  es la cohesión determinada en pruebas de laboratorio ( $C = \frac{q_u}{2}$ , donde  $q_u$  = resistencia a compresión simple), la capacidad del pilote será la capacidad obtenida promediando la capacidad para cada estrato que atraviese el pilote. Así por ejemplo un pilote que se hincara en un suelo como el representado en el sondeo continuo anterior tendría de capacidad.

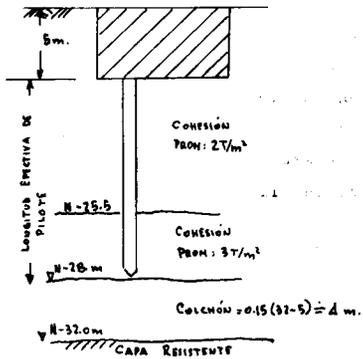


Fig. 4.14 Pilotes

En este caso, el hundimiento que sufrirá el edificio será el que produzca la carga transmitida por los pilotes en los estratos comprendidos entre 28.0 y 42.0 m de profundidad (vease sondeo continuo) ya que los hundimientos a profundidades mayores de 42 m en este caso, serán despreciables.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción y punta constará de dos partes, la transmitida por fricción que calculáramos como se mencionó anteriormente y la capacidad de punta -

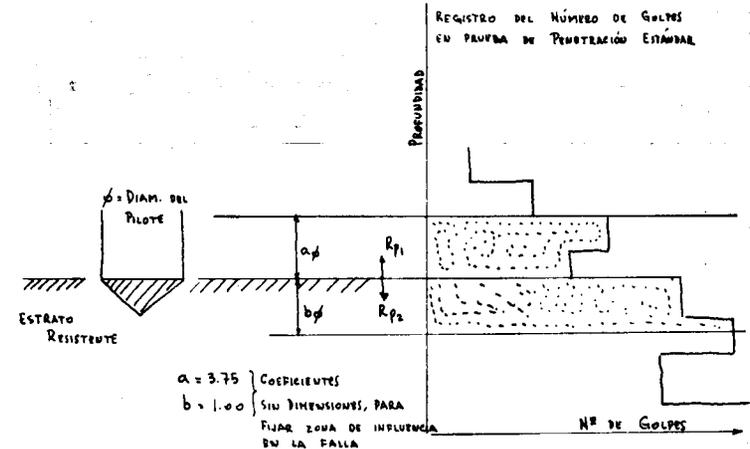
Si el diámetro del pilote es de 35 cm. su perímetro es 1.1 m

Capacidad pilote:

$$P_{pil} = \frac{2}{3} (2) 1.1 \times 20.5 + \frac{2}{3} (3) \times 1.1 \times 2.5 = 30.1 + 5.5 = 35.6 \text{ ton/pil}$$

que podemos estimar aplicando el criterio empírico debido a Van der Veen y Boerens a partir del número de golpes en un sondeo de exploración o de penetración estándar.

El criterio puede fijarse en la siguiente manera:



Rp1 = Resistencia arriba de la capa de apoyo

Rp2 = Resistencia abajo de la capa de apoyo

Fig. 4.15 Capacidad de punta

A partir del número de golpes podemos correlacionar la resistencia al esfuerzo cortante que estará dado por las siguientes expresiones.

$$q_c \leq 4 N \text{ para arenas limpias}$$

$$q_c \leq 2.5 N \text{ para arenas con contenido arcilloso.}$$

donde

$N$  = Número de golpes.

A partir de estos valores podemos obtener

Rp1 como el promedio de  $q_c$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) en la longitud igual a  $3.75 \phi$

Rp2 como el promedio de  $q_c$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) en la longitud igual a  $1.0 \phi$

entonces la resistencia promedio para diseño será

$$Rpd = \frac{Rp1 + Rp2}{2}$$

que para la ciudad de México está comprendida entre 50 y 250 kg/cm<sup>2</sup>.

La capacidad de punta del pilote es:

$$Qa = \frac{Rpd \times A}{F.S.}$$

Donde Qa = Capacidad de punta permisible ( ton )

Rpd = Resistencia promedio de diseño ( t/m<sup>2</sup> )

A = Area del pilote en la punta ( m<sup>2</sup> )

F.S. = Factor de seguridad 2.5 ≤ F.S. ≤ 3

#### REFERENCIAS

- 4.1 Whitney Clark Huntington, Earth Pressures<sup>in</sup> Retaining Walls, J. Wiley
- 4.2 A.L.L. Baker, Raft Foundations, Concrete Publications Ltd.
- 4.3 Robert D. Chellis, Pile Foundation. Theory and Practice, Mc Graw-Hill
- 4.4 Emilio Rosenblueth, Ingeniería del Concreto Reforzado. Capítulo 19. Seguridad y Diseño Estructural, Ediciones Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

5. JUNTAS Y CONEXIONES.

5.1 Estructuras de Acero

5.1.1 Uniones con Remaches y Pernos

5.1.2 Uniones con Soldadura

5.2 Estructuras de Concreto



5.- JUNTAS Y CONEXIONES.

El diseño de una estructura requiere, además del proporcionamiento de los diversos miembros que la forman, lograr que las conexiones entre los mismos estén resueltas de manera que cumplan con las condiciones establecidas en el modelo analítico que se haya seleccionado para el análisis de dicha estructura.

El diseño de las conexiones es considerablemente más complejo que el de los miembros ya que en este caso se presentan combinaciones de esfuerzos debido a la gran hiperestaticidad de la junta, que dificultan un estudio puramente teórico, por lo que su proporcionamiento se basa frecuentemente en métodos empíricos.

El comportamiento de la estructura en conjunto ante las diferentes solicitaciones depende directamente del diseño adecuado de las conexiones; por ejemplo, para estructuras sujetas a la acción del sismo, los miembros y sus conexiones deberán cumplir con los requisitos de ductilidad y absorción de energía que están implícitos en la selección de los coeficientes sísmicos de diseño, evitan-

do las restricciones locales que impidan la redistribución de esfuerzos necesarias para la incursión de determinadas secciones de la estructura en el rango inelástico.

La ductilidad mencionada se puede lograr utilizando diversos materiales: acero, concreto reforzado, etc., siempre que se cumplan con una serie de recomendaciones que permitan aprovechar las propiedades inherentes a cada material para cumplir con este requisito. Así, el acero es un material esencialmente dúctil, pero bajo condiciones especiales puede fallar de una manera frágil; ello depende de que se tengan bajas temperaturas y de determinados estados de esfuerzo, como son el biaxial o triaxial y de la relación esfuerzo cortante a esfuerzo normal así como de las concentraciones de esfuerzo motivadas por el proceso mismo de unión, en especial al utilizar soldadura.

El concreto simple presenta fallas de tipo frágil, pero la inclusión de determinados porcentajes de acero de refuerzo distribuido adecuadamente así como el confinamiento del concreto utilizando zunchos o anillos del mismo refuerzo permite obtener un material compuesto que presente las características de ductilidad mencionadas.

Por otra parte, todos los materiales y sus conexiones, al estar sujetos a la acción repetida de carga y descarga pueden fallar después de un cierto número de aplicaciones de carga, sin desarrollar el esfuerzo máximo que se presentaría si las cargas actuaran estáticamente. Ocurre así el problema de fatiga que depende de muchas variables como son el número de ciclos de aplicación, el nivel de esfuerzos aplicados (relación de esfuerzo máximo a mínimo), los períodos de descanso, la temperatura, etc., por lo que las recomendaciones de diseño se

basan en los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio sobre determinados especímenes.

### 5.1.- Conexiones para estructura de acero.

Los elementos principales de unión para acero estructural son:

remaches  
pernos  
soldadura

Los remaches corresponden a uno de los tipos de unión más utilizados antes del advenimiento de la soldadura y de los pernos. En la Fig 5.1 se muestran diferentes tipos de remache; se fabrican con acero de límite de fluencia aproximado de  $2000 \text{ kg/cm}^2$ , aunque también existen algunos con mayor límite.

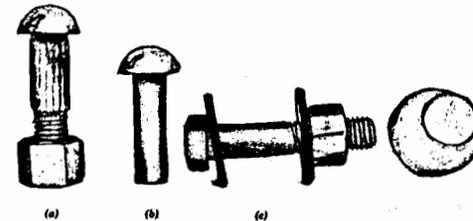


Fig. 5.1 Distintos tipos de remaches

Los remaches se introducen, calentados al rojo, en orificios hechos previamente en las piezas por unir, remachando el extremo - recto con herramienta neumática en obra o con equipo más pesado en el taller. Al enfriarse se contrae, dando lugar a esfuerzos de compresión en las partes unidas, aunque suele despreciarse - el efecto de sujeción por este concepto, por lo que su trabajo es esencialmente en cortante.

Los pernos pueden ser comunes como se indica en la fig. 5.1 b, de alta resistencia: fig. 5.1 c o combinados: fig. 1d y 1e.

Los pernos comunes se utilizan únicamente en estructuras ligeras, donde no ocurran vibraciones, así como para montaje. Recientemente se han desarrollado pernos estructurales de alta resistencia. Sus propiedades mecánicas se determinan en pruebas de tensión, referidas al esfuerzo máximo de tensión calculado en el área reducida por el roscado. La característica distintiva de estos pernos es que se puede controlar la tensión proporcionada a los mismos, mediante herramientas o procedimientos especiales. Los pernos combinados presentan características de trabajo de remache y perno, ya que se introduce a golpes en el taladro y se logra que al deformarse las estrias de la caña, fabricadas con un acero especialmente dúctil, esté en contacto el perno con las paredes del orificio.

Los orificios para remaches o pernos, generalmente tienen un diámetro  $1/16$ " mayor que el diámetro nominal del remache.

#### 5.1.1- Uniones con Remaches y Pernos.

En la fig. 5.2 se muestran algunos de las conexiones típicas -

hechas con estos elementos. Las figuras 5.2a, a la 2e corresponden a una junta para fuerza axial. En la fig. 5.2 los elementos de unión trabajan a esfuerzo cortante doble; se supone para su diseño que cada elemento de unión toma la misma proporción de la carga total y si se trata de remaches, que no existe holgura entre el cuerpo del mismo y el perímetro del taladro así como que no existe fricción entre las partes unidas

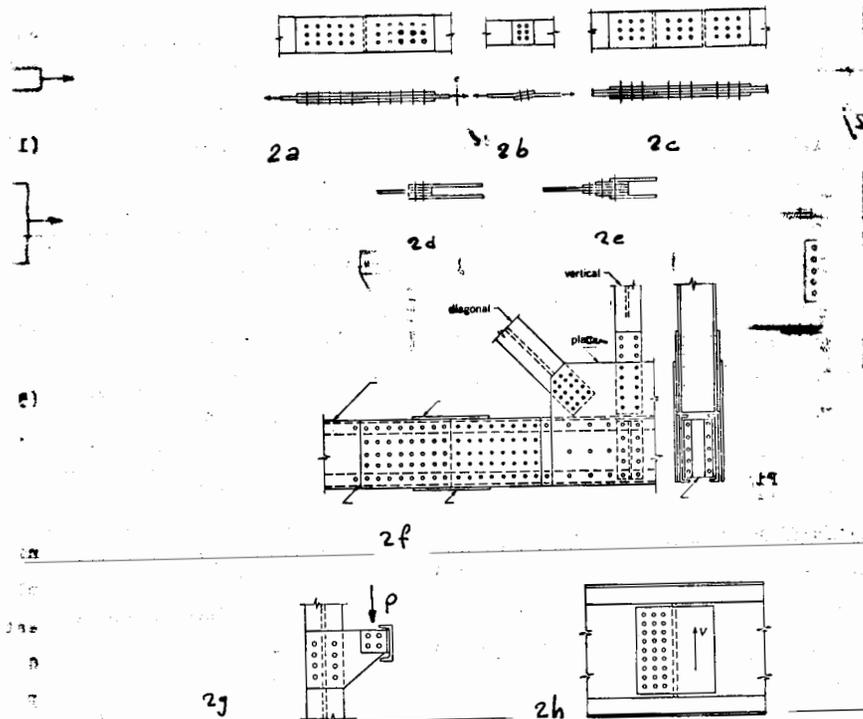


Fig. 5.2 Conexión remachada

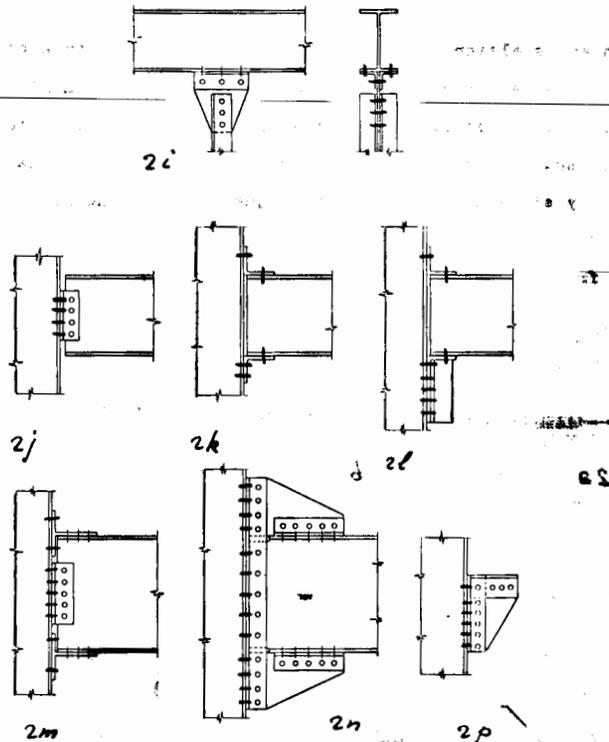
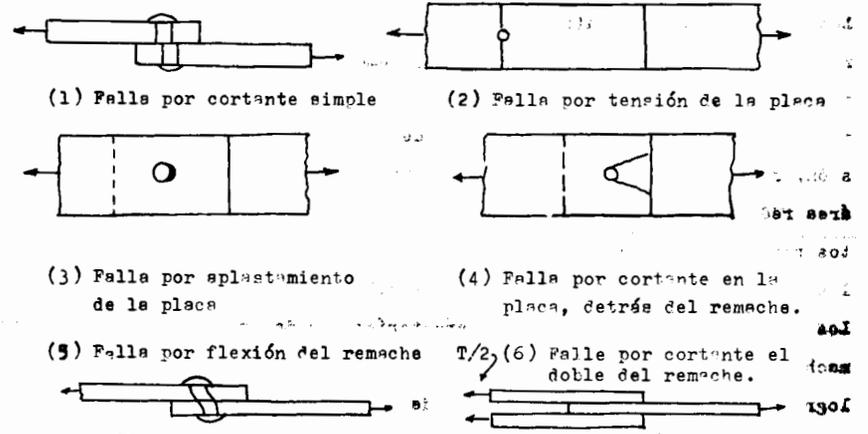


Fig. 5.3 Conexión remachada

En el caso de pernos de alta resistencia, para que trabajen a fuerza cortante, se requiere vencer primero la resistencia proporcionada por la fricción. Cuando las partes por unir están en paradas se utilizan placas de relleno: fig. 2d y 2c.

En la fig. 5.2b se muestra una unión traslapada: los elementos de unión trabajan a cortante simple: esta junta no es conveniente ya que se presenta esfuerzos secundarios debido a la excentricidad de la carga.

En la figura se muestran algunas formas que indican la manera en que puede fallar una junta remachada



- (1) Falla por cortante simple
- (2) Falla por tensión de la placa
- (3) Falla por aplastamiento de la placa
- (4) Falla por cortante en la placa, detrás del remache.
- (5) Falla por flexión del remache
- (6) Falla por cortante el doble del remache.

Algunas de estas fallas, tal como la (4), pueden evitarse teniendo una distancia adecuada entre el remache y la orilla de la placa. En la figura se indican la nomenclatura que se sigue con estas separaciones.

- G = GRAMIL
- P = PASO
- D = SEPARACION ENTRE REMACHES
- S = DISTANCIA DE UNA PERFORACION A LA ORILLA DE LA PLACA

Por gramil se entiende la distancia entre remaches medida según una dirección perpendicular al eje de la pieza.

Paso, es la distancia entre ejes de remaches, medida según el eje de la pieza.

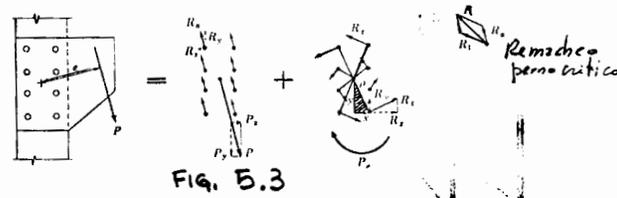
La separación entre remaches es la distancia más corta entre los ejes de los mismos.

Es conveniente que los remaches estén lo más junto posible con el fin de obtener una junta compacta. Sin embargo debe existir una separación mínima para evitar una falla del tramo de placa comprendida entre perforaciones. Las especificaciones de la AISC., recomienda un paso mínimo entre remaches de  $2\frac{2}{3}$  a 3 diámetros. La distancia mínima a la orilla de la placa se recomienda de  $1\frac{1}{2}$  a 2 veces el diámetro de la perforación. Generalmente los manuales de acero recomiendan las distancias señaladas.

En la fig.5.2f, el montaje vertical también presenta los elementos de unión trabajando a cortante simple aunque en este caso, dada la simetría de la junta los esfuerzos secundarios son despreciables.

En la fig.5.2g existe una excentricidad de la fuerza P respecto al centroide del grupo de remaches o pernos colocados en el elemento vertical. Para fines de diseño se puede considerar dicha fuerza actuando en el centroide, si se introduce el par P.e, (ver fig.5.3) por lo que el esfuerzo actuante en cada elemento será:

$$f_v = \frac{P}{n \cdot a} + \frac{P \cdot e \cdot C}{J}$$



en donde:

$n = n_1 n_2$  de pernos o remaches

$a =$  área de la sección transversal del perno o remache

$C =$  distancia al centroide

$J =$  momento polar de inercia del grupo de pernos o remaches  
 dado que  $J = \sum a \cdot e^2 = a \sum (x^2 + y^2)$

la fuerza actuante en cada elemento será:

$$F_v = \frac{P}{n} + \frac{a \cdot P \cdot e \cdot C}{a \sum (x^2 + y^2)} = \frac{P}{n} + \frac{P \cdot e \cdot C}{\sum (x^2 + y^2)}$$

En casos especiales, los pernos o remaches trabajan a tensión, como los que se indican colocados en el patín inferior de la viga en la fig.5.2i.

En determinadas conexiones se requiere transmitir fuerza cortante y momento flexionante; tal es el caso de las conexiones de las fig.5.2m y 5.2n, por lo que los pernos colocados en la parte superior de la junta, en el plano del papel, trabajan a tensión y cortante simultáneamente. Esto también ocurre en la conexión de la figura 5.2p, e inclusive en la conexión de la fig.5.2j, aunque en esta última se supone para el diseño de la junta que solo transmite fuerza cortante; esta hipótesis puede aceptarse si se considera la deformación de los ángulos de conexión, que permite el giro en el extremo. Verse fig.5.4.

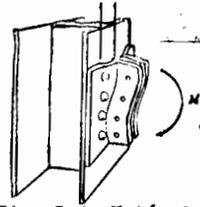


Fig. 5.4 Unión de viga y columna

En la fig. 5.2 se presenta otra solución posible para conectar una viga libremente apoyada, ya que como en el caso anterior no existe una gran restricción al giro.

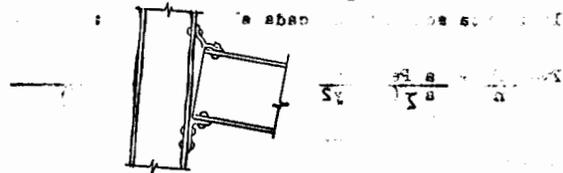


Fig. 5.5 Unión de viga y columna

Cuando la reacción que se desea transmitir es grande puede requerirse un apoyo más reforzado, tal como la conexión de la fig. 5.2L.

La fig. 5.6 corresponde a una conexión semirígida en el sentido de que está en una situación intermedia entre la restricción total del giro (1) relativo entre columna y viga y el apoyo libre. Este tipo de conexión está permitida por los reglamentos de construcción en determinadas circunstancias; para el diseño se considera que la fuerza cortante se toma con los pernos colocados en los ángulos verticales y el momento flexionante

con los ubicados en los ángulos de los patines superior e inferior.

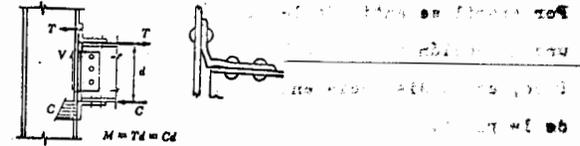


Fig. 5.6 Unión de viga y columna

En el ángulo del patín superior los remaches de unión con el patín trabajan a cortante y los de unión con la columna, a tensión, por lo que se presenta un momento para el cual habrá que diseñar el espesor del ángulo.

Las conexiones de las figs. 5.2m y 5.2n corresponden a una unión rígida en la que no existe giro relativo de la trabe respecto a la columna, para efecto de diseño de la junta. Estos tipos de junta corresponden a las de marcos rígidos de edificios; su análisis es similar que para el caso de las juntas semirígidas, excepto que se considera que los ángulos, tén u otros perfiles utilizados para alojar a los pernos o remaches no presentan deformaciones que invaliden la hipótesis de invariabilidad del ángulo formado entre la columna y la trabe, para las conexiones mencionadas: 90°

A continuación se presentan los valores de los esfuerzos permisibles de trabajo recomendados por el A.I.S.C. para pernos y remaches, basados en las características del acero del que están fabricados, que son según designación de la A.S.T.M., para los más utilizados:

- Remaches (Acero A-141) (A-501)
- Pernos comunes (Acero A-307)
- Pernos alta resistencia (Acero A-325)

Esfuerzos permisibles:

a) tensión Remaches:  $F_t = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Pernos comunes  $F_t = 980 \text{ kg/cm}^2$  (referido al área nominal = área sin roscar)  
 \*  $F_t = 1400 \text{ kg/cm}^2$  en el área neta de la parte roscada

b) Pernos alta resistencia  $F_t = 2800 \text{ kg/cm}^2$

b) Cortante

Remaches:  $F_v = 1050 \text{ kg/cm}^2$

Pernos de alta resistencia  $F_v = 1550 \text{ kg/cm}^2$  (referido al área nominal = área sin roscar)

en juntas a cortante,

Para pernos de alta resistencia, se desprecia la resistencia proporcionada por la fricción entre los elementos unidos; así mismo el valor de  $F_v = 1550 \text{ kg/cm}^2$  debe reducirse a  $1050 \text{ kg/cm}^2$  cuando una o dos secciones de la parte roscada del perno están comprendidas en el plano de cortante.

Cuando los remaches o pernos trabajan a tensión y cortante existen fórmulas de interacción que dan esfuerzos reducidos.

Para todos los casos mencionados es necesario verificar el espesor de las placas o perfiles unidos, por aplastamiento. En la figura 7 se muestra la distribución de esfuerzos para este efecto en el rango elástico, elastoplástico, así como la distribución nominal de esfuerzo para diseño.

Suponiendo como en el caso de cálculo de esfuerzo cortante que todos los pernos o remaches toman la misma proporción de carga, el esfuerzo nominal de aplastamiento será:

$$F_{ap} = \frac{P}{n d t}$$

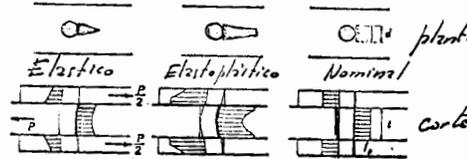


Fig. 5.7 Aplastamiento

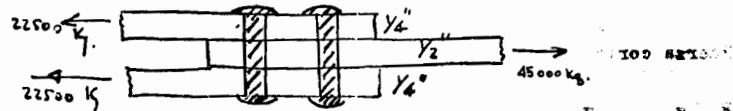
El esfuerzo permisible de aplastamiento es:

$$F_{ap} = 1.35 F_y$$

en donde  $F_y = 2320 \text{ kg/cm}^2$  para acero A-7  
 $F_y = 2530$  " " " A-36

EJEMPLOS

1.- Calcular el número de remaches de 7/8" necesario en la junta de la figura, si los remaches son de acero A 141 y la placa de acero A 36.



Capacidad de los remaches:

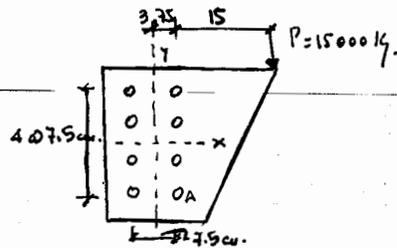
Esfuerzo cortante  $F_v = (3.87 \times 1050) \times 2 = 8186 \text{ kg. /remache}$   
 doble

Aplastamiento:  $F_{ap} = 2.22 \times 1.27 \times 3,340 = 9400 \text{ kg/remacha}$

Número de remaches necesario =  $\frac{45,000}{8,186} = 5 +$

Se colocarán 6 remaches

2.- Calcular la fuerza máxima en el grupo de remaches que forman la siguiente junta.



Momento de torsión = 15000 (15 + 3.75) = 280,000 Kg - cm.

$$I_x = 4 \times 3.75^2 + 4 \times 11.25^2 = 564 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 8 \times 3.75^2 = 112 \text{ cm}^4$$

$$J = I_x + I_y = 676 \text{ cm}^4$$

Para el remache (A) que es el más alejado.

Fuerza cortante simple:

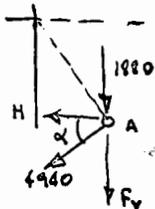
$$F_v = \frac{15000}{8} = 1880 \text{ Kg.}$$

Fuerza cortante por torsión:

$$F_t = \frac{M_t}{J} C = \frac{280000}{676} \left( \frac{3.75^2 + 11.25^2}{2} \right)^{1/2} = 414 \times 11.9$$

$$F_t = 4940 \text{ Kg}$$

La fuerza cortante máxima será la suma vectorial de los dos valores obtenidos

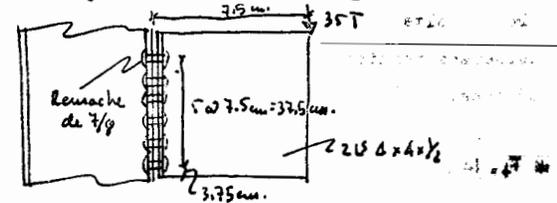


$$H = 4940 \frac{11.25}{11.90} = 4660 \text{ Kg}$$

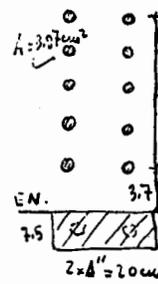
$$F_v = 1880 + 4940 \frac{3.75}{11.90} = 1880 + 1560 = 3440 \text{ Kg}$$

$$F_T = \sqrt{4660^2 + 3440^2} = 5800 \text{ Kg}$$

3.- Calcular los esfuerzos máximos de tensión y cortante en los remaches superiores de la junta mostrada en la figura



Se va a proceder por tanteos, partiendo de una primera suposición en que el Eje neutro se encuentra a 1/6 de la altura de la conexión a partir de la parte inferior.



Se verá si es cierta la suposición.

$$20 \times 7.5 \times 3.75 = 2 \times 3.87 \times (3.75 + 11.25 + 18.75 + 26.25 + 33.75) = 561 \neq 728$$

Al no cumplirse con la igualdad de momentos estáticos, se debe probar con otro valor.

$$20 \times 8.25 \times 4.175 = 2 \times 3.87 (2.9 + 10.4 + 17.9 + 25 + 32.9)$$

Con la posición correcta del E.N. se procede a aplicar la fórmula de la escuadria

$$I = \frac{1}{3} 20 \times 8.35^3 + 2 \times 3.87 (2.9^2 + 10.4^2 + 17.9^2 + 25.4^2 + 32.9^2) = 2680 + 16700 = 15,580 \text{ cm}^4$$

$$f_t = \frac{M}{I} y = \frac{35000 \times 7.5}{15580} \times 32.9 = 442 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante:

$$F_v = \frac{35000}{12 \times 3.87} = 905 \text{ Kg/cm}^2$$

Cuando hay combinación de esfuerzos de tensión y cortante el esfuerzo de tensión permisible es:

$$F_t = 1970 \text{ --- } 1.6 f_v \leq 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

para este caso

$$F_t = 1970 \text{ --- } 1.6 \times 905 = 520 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo efectivo es menor que el permisible

$$F_t = 442 < 520 \text{ Kg/cm}^2$$

### 5.1.2.- UNIONES CON SOLDADURA

El análisis de una junta soldada es similar al de la junta conectada mediante remaches o pernos. Sin embargo en cuanto al proporcionamiento de la junta su característica esencial es que se requiere un menor número de placas, ángulos, etc... para transferir los elementos mecánicos entre las piezas unidas, dando lugar a una conexión más ligera y simple. Frecuentemente algunas de estas piezas auxiliares de unión pueden eliminarse, soldando directamente las partes por conectar.

La soldadura comprende el proceso de unir metales mediante la aplicación de calor o presión o una combinación de ambas, por lo que existe una gran variedad de métodos para llevarla a cabo. Estructuralmente, la soldadura que nos interesa es la soldadura de arco, con la cual se unen las fuerzas de acero utilizando el calor generado por un arco eléctrico, sin necesidad de presión.

En la fig. 5.8 se muestra en forma esquemática el circuito que se establece en el proceso de soldadura de arco; el circuito eléctrico se cierra cuando el electrodo entra en contacto con el material base

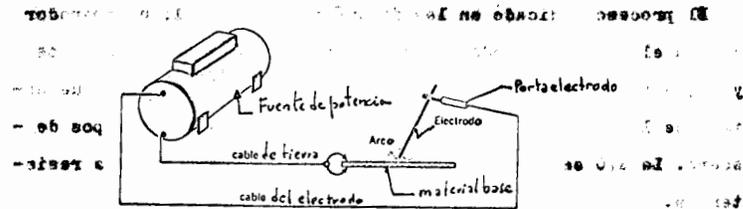


Fig. 5.8 Equipo de soldar

En la fig. 5.9 se muestra el detalle de la zona donde se forma el arco.

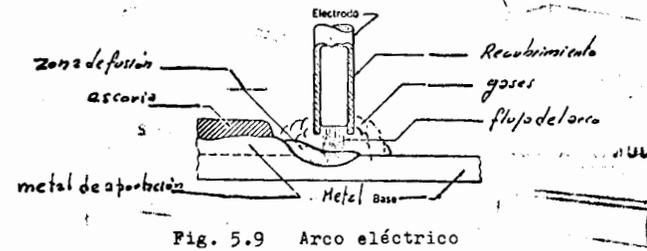


Fig. 5.9 Arco eléctrico

El electrodo consiste en una barra metálica protegida por un recubrimiento a base de fundentes a que al establecerse el arco, generándose altas temperaturas, funde una zona del material base así como el extremo del mismo electrodo, lográndose la fusión de ambos metales. Pueden fabricarse un gran número de tipos de electrodos, variando la composición química del metal que lo forma y de su recubrimiento, de acuerdo con los diferentes tipos de material base que se suelden así como de las condiciones en que debe llevarse a cabo la soldadura.

El propósito fundamental del recubrimiento es originar una protección de gases contra la atmósfera, así como una capa de escoria para el mismo efecto, mejorando la ductilidad de la junta.

El proceso indicado en las fig. 5.8 y 9 es manual; un operador maneja el portaelectrodo; existen también procesos automáticos y semiautomáticos. Hay dos clasificaciones de electrodos que establece la ASTM. La E60 que se emplean para todos los tipos de acero. La E70 se suele emplear para soldar aceros de alta resistencia.

El depósito de soldadura puede hacerse con diferentes posiciones del material base. Verse Fig. 5.10.

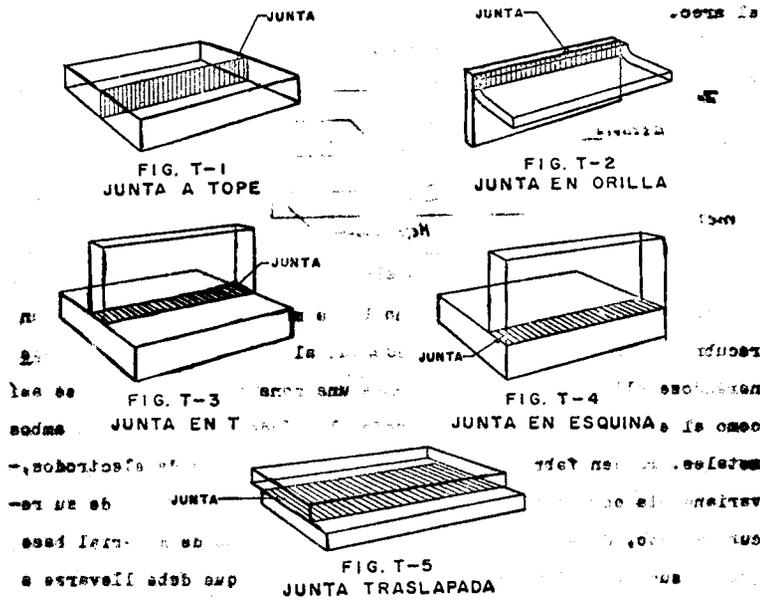


Fig. 5.10 TIPOS DE JUNTAS

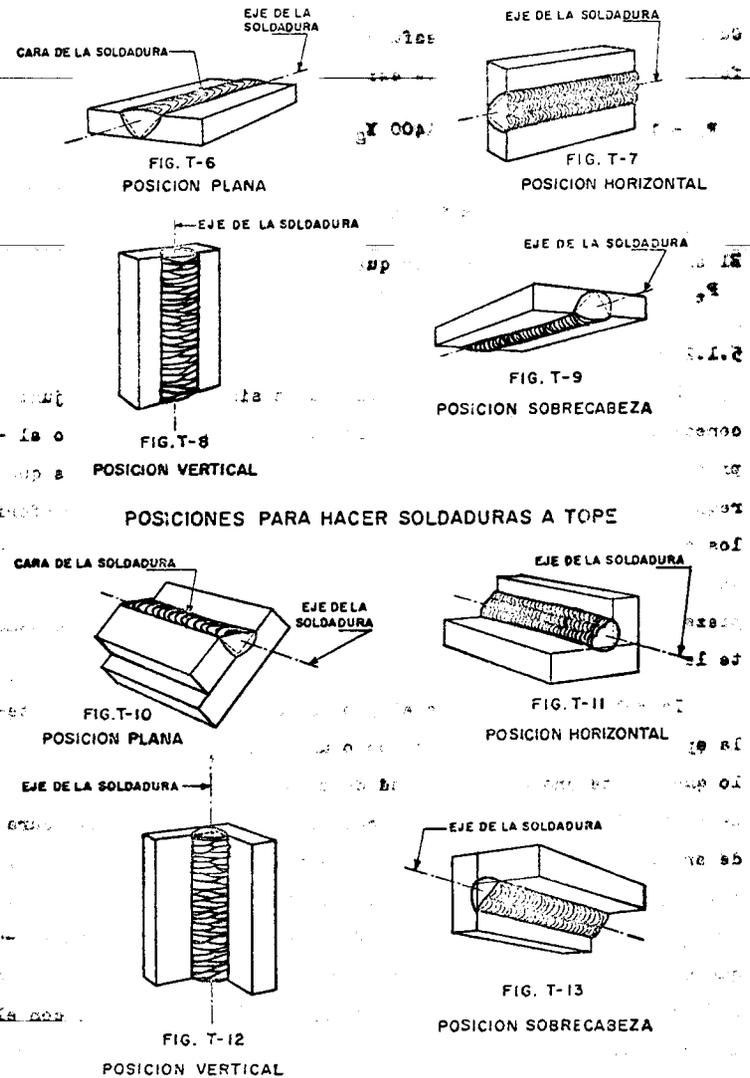


Fig. 5.11 POSICIONES PARA HACER SOLDADURAS DE FILETE

Existen dos tipos principales de juntas soldadas:

- de filete o chaflán
- a tope

En la fig.5.11 se indican los mismos:

De acuerdo con la posición relativa del material por soldar o por la preparación que se lleve a cabo en el borde de dicho material en las juntas a tope se distinguen los siguientes tipos de la Fig.5.12.

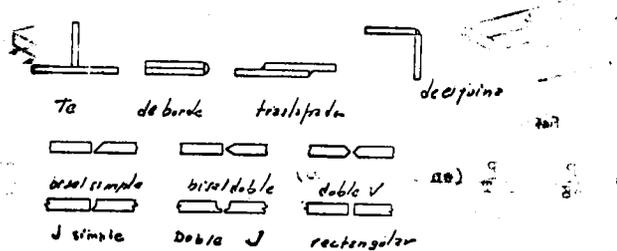
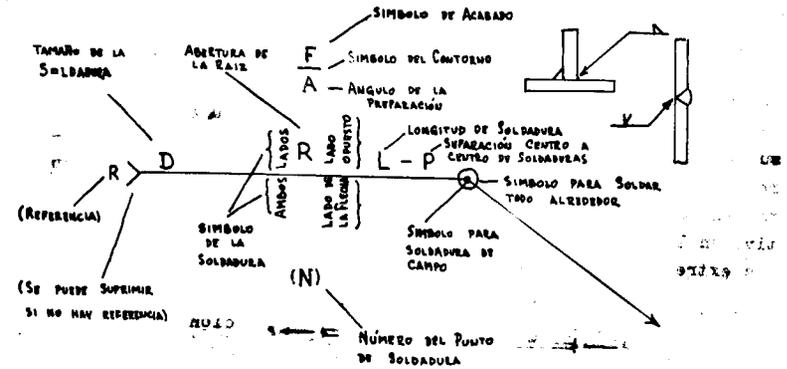


Fig. 5.12 Tipos de junta según la posición

Para poder interpretar los diferentes tipos de soldadura se ha establecido una serie de signos convencionales, que han sido estandarizados por la A.W.S.

Cuando el símbolo de la soldadura se coloca en la parte superior significa que el cordón de soldadura va del lado opuesto al que señala la flecha.

Por ejemplo:



En el proceso de soldadura ocurren deformaciones plásticas en el material que dan lugar a la aparición de esfuerzos residuales, debido al gradiente de temperaturas que se presenta entre la zona de fusión y las fibras más alejadas de la misma; estos esfuerzos residuales son siempre de tensión en el cordón de soldadura, ya que tarda más en enfriarse que el resto de la pieza; por el mismo motivo ocurren distorsiones en las piezas soldadas; se requiere un proceso de fabricación adecuado para reducir los efectos mencionados.

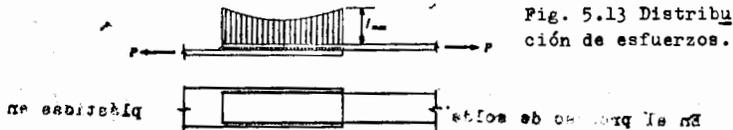
Las soldaduras a tope trabajan en tensión y compresión directa; cuando la preparación del material base cumple con una serie de requisitos preestablecidos (de abertura de raíz, tipo de bisel, ángulo de bisel, etc....). se dice que la junta es precalificada y en ese caso el cordón de soldadura para efectos de diseño de la junta tiene la misma resistencia que la proporcionada por el material base; naturalmente que la resistencia del material de aporte

siempre es menor que la del material base; esto se debe a que el material de aporte es más débil que el material base.

ción o sea del electrodo tiene que ser congruente con la del material base soldado.

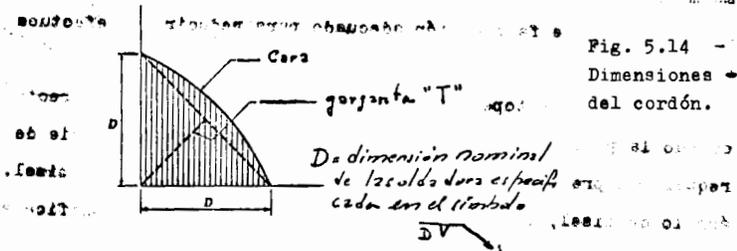
Cuando la preparación del material base no cumpla con los requisitos de la junta precalificada, será necesario llevar a cabo -- pruebas en especímenes elaborados para tal propósito.

La capacidad de una soldadura de filete se calcula en función de su resistencia a esfuerzo cortante independientemente de la dirección de aplicación de la carga; en forma análoga a lo que ocurre en los remaches o pernos, en algunos casos el esfuerzo efectivo en la soldadura no es uniforme, sino que es más elevado en los extremos de los cordones; vease fig.5.13



Sin embargo en el diseño se considera un esfuerzo cortante nominal uniformemente distribuido. En las soldaduras de filete el esfuerzo cortante crítico corresponde al área mínima de la garganta. Vease fig.5.14

Se ha comprobado que la soldadura resiste más a tensión que a cortante. Cuando se somete a esfuerzo cortante, se ha comprobado que falla según un plano a 45° a través de la garganta.



El área mínima de la garganta es el producto de la longitud de soldadura y la garganta teórica T.

$$A_g = T \times L = \frac{D}{\sqrt{2}} L$$

En donde D = tamaño de la soldadura

L = longitud de la soldadura

A<sub>g</sub> = área de la garganta.

De acuerdo con los elementos mecánicos que actúan en la junta, se tendrán los siguientes tipos de esfuerzo en la soldadura.

2) Esfuerzo axial.

Soldadura a tope, fig.5.15

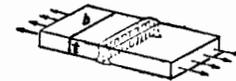


Fig.5.15

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{P}{bt} \leq F_t \quad F_t = \text{Esfuerzo axial permisible en el material base}$$

Soldadura de filete, figs.5.16 y 5.17

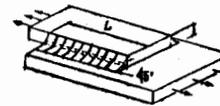


Fig.5.16

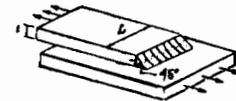


Fig.5.17

$$F_v = \frac{P}{A_g} = \frac{P}{2tD} \quad (\text{en la fig. 16}) \leq F_v \quad F_v = \text{Esfuerzo cortante permisible en la soldadura}$$

$$= \frac{P}{D} \quad (\text{en la fig. 17}) \leq F_v$$

b) Flexión.

Soldadura a Tope. Fig.5.18



Fig.5.18

$$F_1 = \frac{Mc}{I} \leq F_t \quad C = \frac{a}{2}; \quad I = \frac{1}{12} ba^3$$

Soldadura de filete, Fig. 5.19

Fig. 19

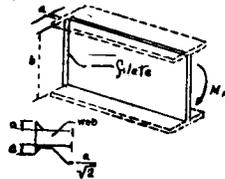


Fig. 5.19 Soldadura de filete

Por flexión

$$F_b = \frac{Mc}{I} \quad F_v; \quad c = \frac{b}{2}; \quad I = \frac{1}{12} 2 \frac{a}{2} b^3$$

Por esfuerzo cortante  $f_v = \frac{3}{2} \frac{V}{2ab}$

C) Esfuerzos cortantes combinados

En la fig. 20 se muestra una conexión excéntrica con soldadura de filete, cuyo comportamiento es similar al caso estudiado con pernos y remaches.

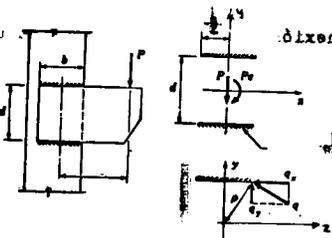


Fig. 5.20 Esfuerzos cortantes

En este caso se tiene:

$M = Pe$ ; para un ancho unitario de la garganta  $T = 1$   
 $q_x = \frac{My}{J}; q_y = \frac{Mx}{J}; J = I_x + I_y = \frac{1}{6} (b^3 + 3bd^2)$

$q_v = \frac{P}{2b}$

La componente vertical del esfuerzo será:

$q_v + q_y$

Por lo que el esfuerzo máximo resultante en el extremo del cordón será:

$$q = \left[ (q_v + q_y)^2 + q_x^2 \right]^{1/2} \leq F_v$$

Se presentan a continuación algunos tipos de conexiones soldadas.

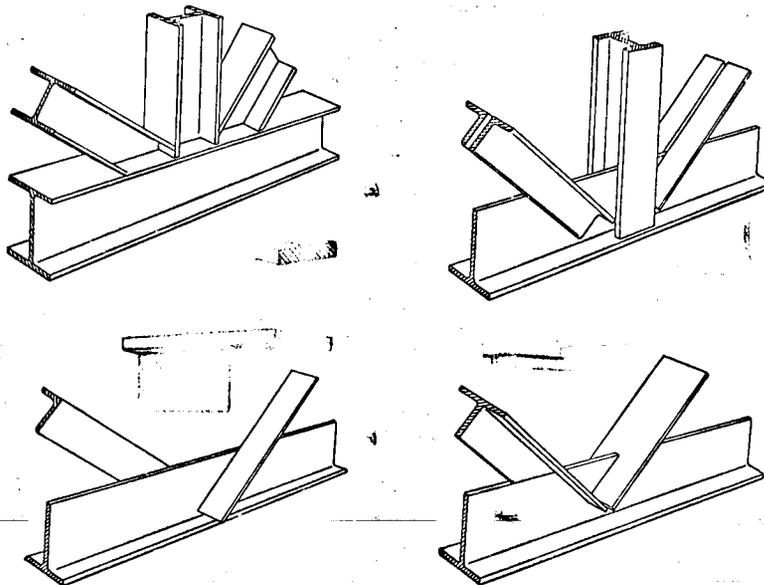


Fig. 5.21 Conexiones soldadas

En la fig. 5.21 se presentan las conexiones iguales en armaduras; puede apreciarse que con la soldadura es posible frecuentemente eliminar las placas de conexión que se requieren cuando se utilizan pernos y remaches, cuando la dimensión del ala vertical del elemento que forma la cuerda superior o inferior de la armadura, es suficiente para alojar los cordones de soldadura necesarios para tomar los esfuerzos de los diagonales o montantes. En la fig. 5.22 se indican conexiones para elementos de contraventeo, para evitar el pandeo lateral de ~~los~~ <sup>estas</sup> ~~traves~~ <sup>traves</sup>.

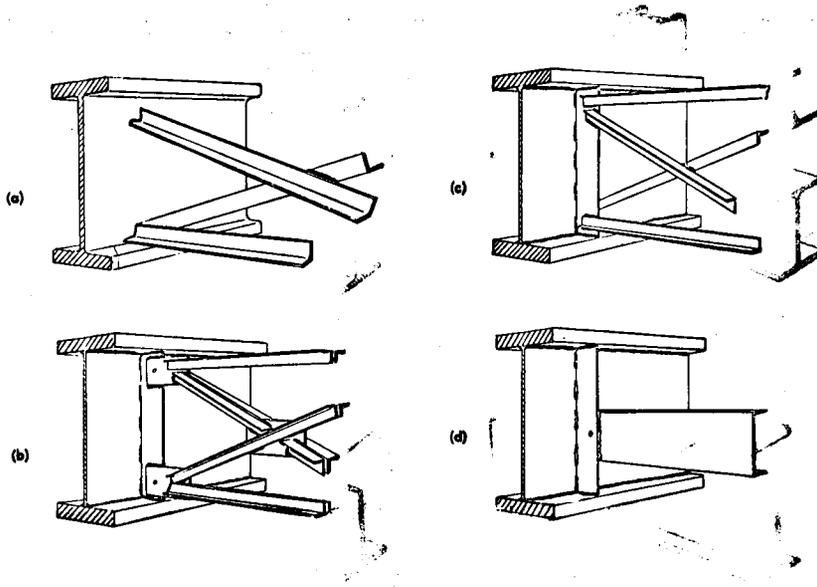


Fig. 5.22 Conexiones soldadas

Las figs. 5.23 y 24 corresponden a la conexión de elementos libremente apoyados. Los ángulos que se muestran en la perspectiva se unen con soldadura al elemento soportante.

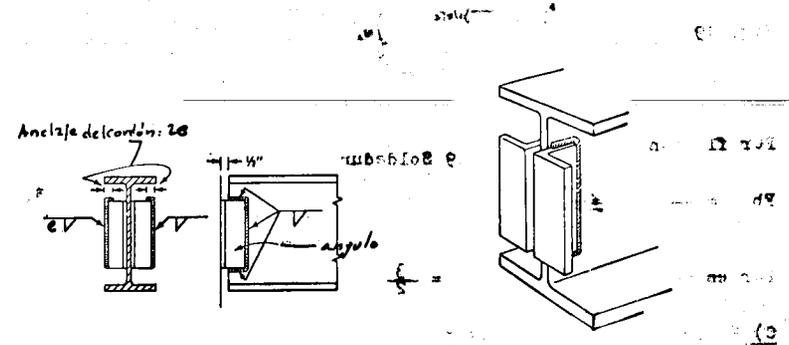


Fig. 5.23 Conexión libremente apoyada

Este tipo de conexión también puede lograrse utilizando una Te.  
Fig. 5.24.

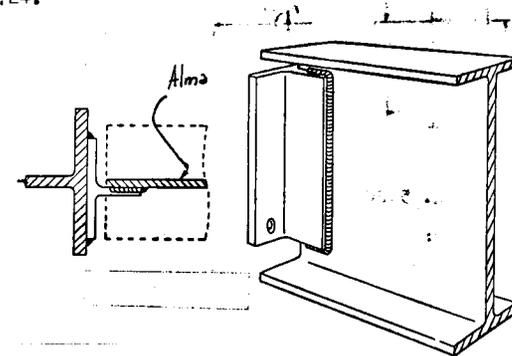


Fig. 5.24 Conexión libremente apoyada

En las figs.5.25 se tiene también una conexión para elementos libremente apoyados, utilizando placas de asiento.

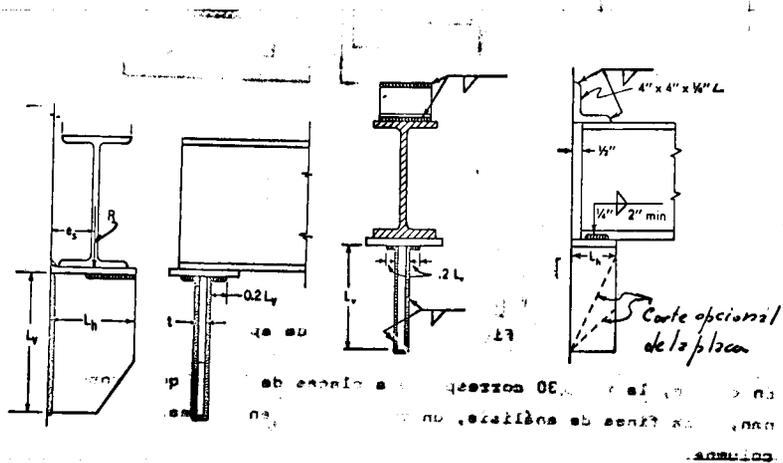


Fig. 5.25 Conexión libremente apoyada

En la fig.5.26 se presentan diversos tipos de conexiones entre vigas y trabes, en donde los elementos estructurales son continuos; las juntas indicadas se proporcionan de manera que la soldadura vertical absorba la fuerza cortante y la soldadura de los patines superior e inferior de la viga conectada tome la tensión o compresión producida por el momento negativo en el apoyo; es usual utilizar ángulos o elementos auxiliares para la fuerza cortante porque la soldadura directa contra el alma de la trabe principal exige un proceso de fabricación muy cuidadoso para no tener holguras excesivas.

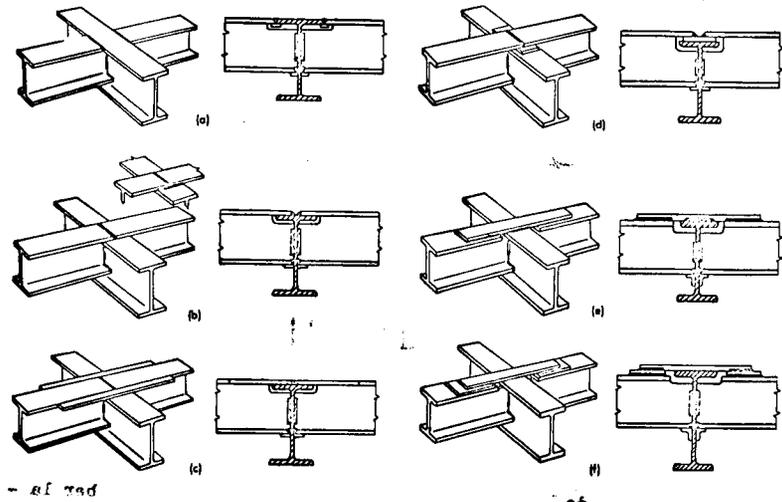


Fig. 5.26 Conexiones de vigas

La fig.5.27 corresponde a conexiones entre columnas, en este caso se han dibujado los elementos auxiliares de montaje, formado por placas o ángulos que se unen con tornillos provisionales; en general dichos elementos auxiliares también se requieren para el montaje de trabes.

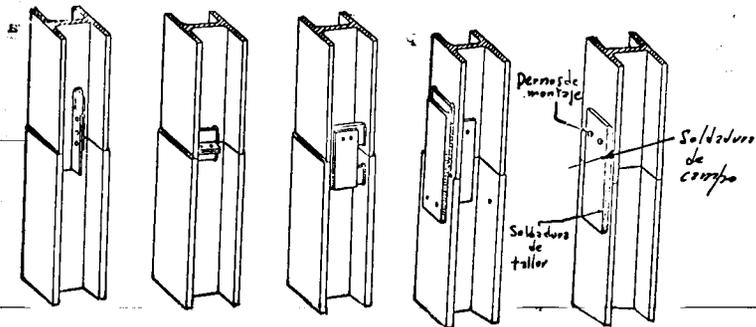


Fig. 5. 27 Conexiones de columnas

En la fig.5.28 se presenta una unión típica cuando la sección de la columna es tipo "cajón".

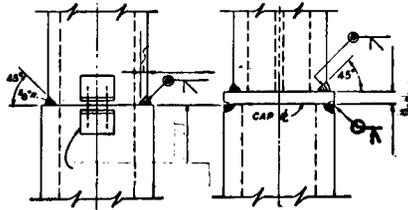


Fig. 5.28 Conexión en columna

La soldadura de bisel indicada deberá ser capaz de absorber la totalidad de la carga vertical, además del momento flexionante, en el caso de que no se tenga un contacto adecuado entre las curvas de las placas de la columna en un plano horizontal, lo cual se logra únicamente si las superficies de contacto se cepillan con herramientas especiales.

En la fig.5.29 se tienen soluciones para placas de apoyo de columnas. Para fines de análisis, puede considerarse que las conexiones mostradas trabajan como articulaciones, dado que la rigidez de la junta es insuficiente para transmitir un momento considerable.

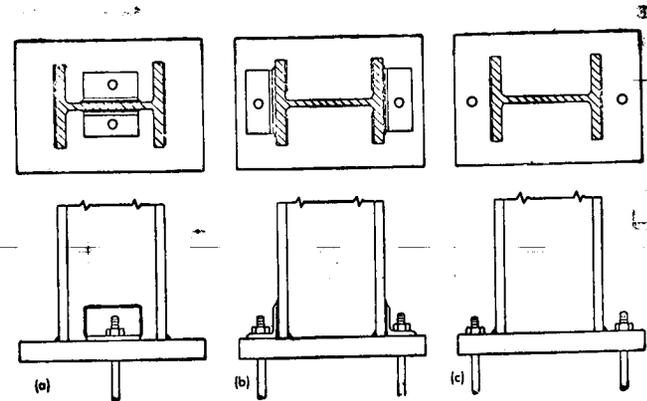


Fig. 5.29 Placas de apoyo

En cambio, la fig.5.30 corresponde a placas de bases que proporcionan, para fines de análisis, un empotramiento en el desplante de la columna.

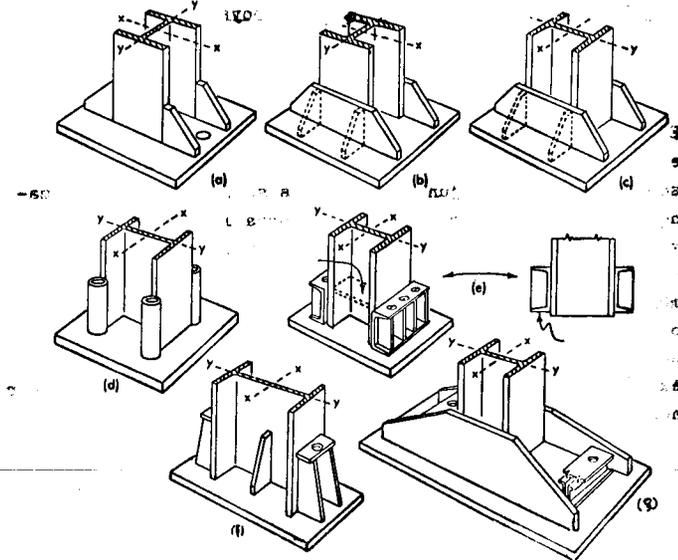


Fig. 5.30 Placas de apoyo

Por lo que respecta a las uniones y de traves y columnas se tienen varios casos posibles de conexión, de acuerdo con las hipótesis de análisis de la estructura, tal como se mencionó al describir las uniones remachadas o atornilladas. En la fig. 31 se muestran en forma esquemática los momentos de empotramiento correspondientes a las distintas condiciones de restricción de giro relativo, para carga uniformemente distribuida. La fig. C corresponde a un caso específico en donde el porcentaje de restricción se ha fijado en 75%.

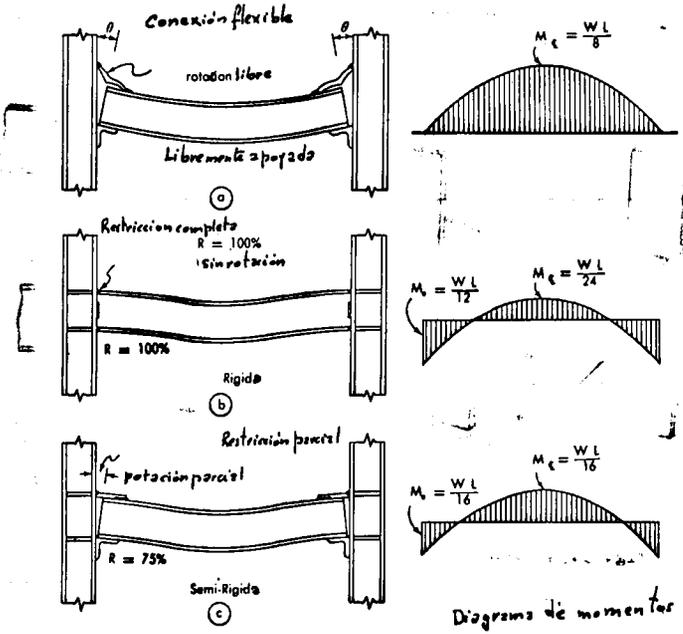
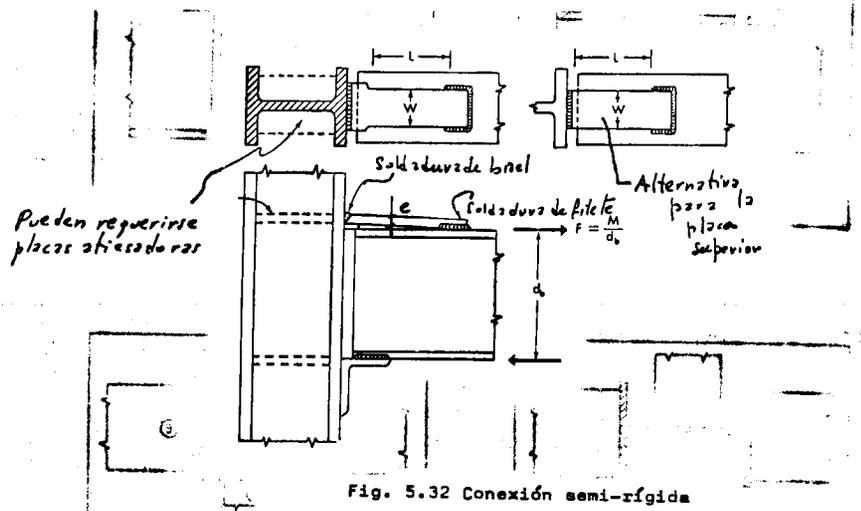


Fig. 5.31 Conexión de placa y columna

Las conexiones para el caso A corresponden a los indicados precisamente en las figuras 5.23, 24, y 25. En la fig. 5.32 se tiene una conexión posible para lograr las condiciones de junta semi-rígida, para lo cual la placa superior deberá tener una longitud "L" y un espesor "E" tal que su alargamiento, en el rango elástico, corresponde al porcentaje de giro supuesto.



En las figuras 33 y 34 se dibujan varios tipos de juntas para el caso b) en donde se tiene una restricción de giro relativo del 100%.

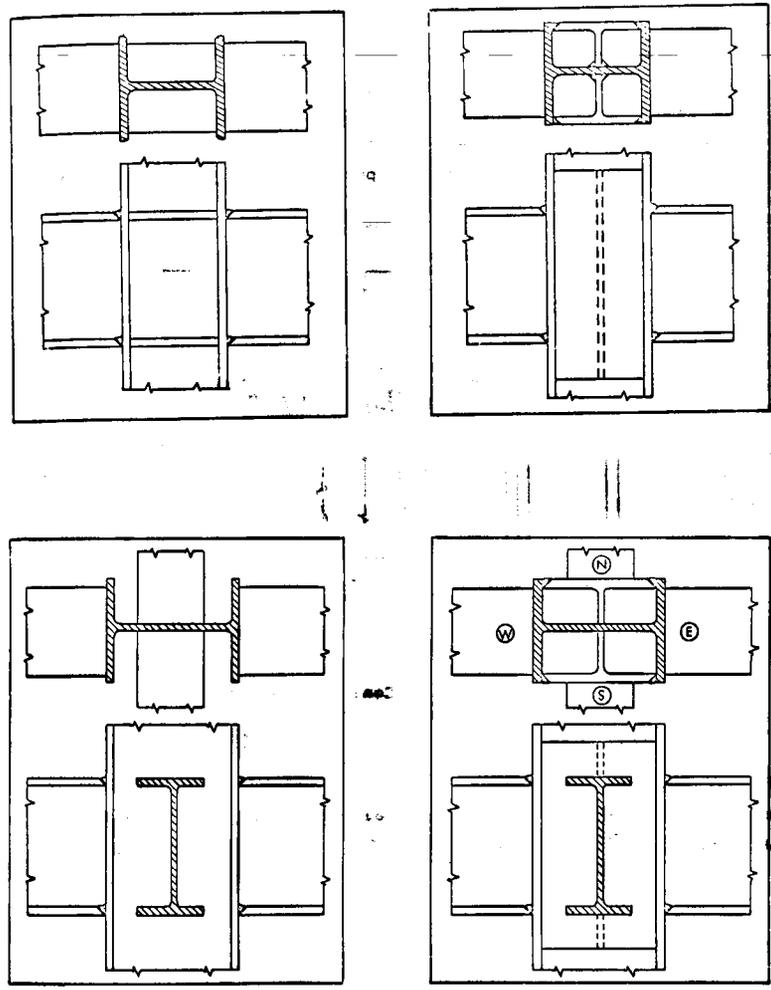


Fig. 5.33 Conexiones típicas

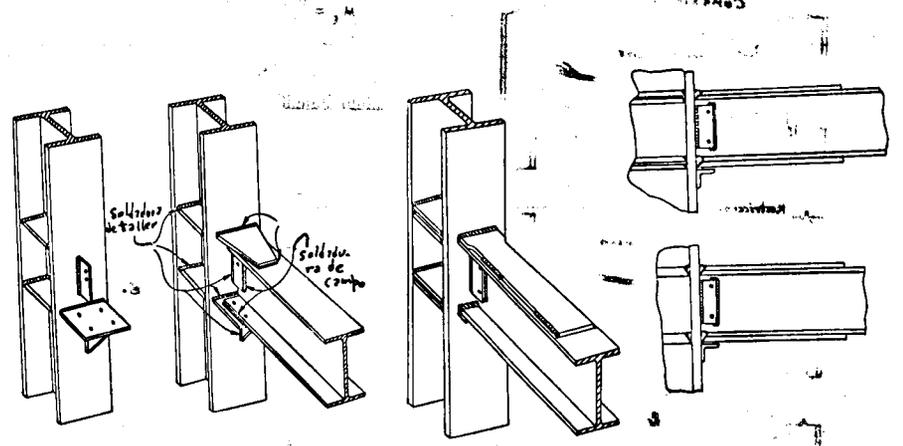
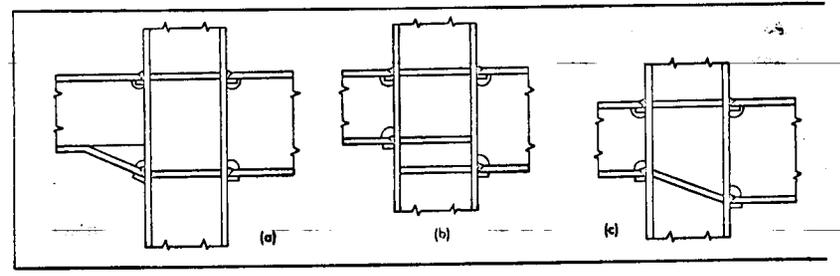


Fig. 5.34 Conexiones típicas

El diseño de las conexiones rígidas se lleva a cabo partiendo de las siguientes hipótesis.

- a) Los esfuerzos normales debidos al momento flexionante y fuerzas normales son tomados por los patines.
- b) Los esfuerzos cortantes son absorbidos por el alma.

En la fig.5.35 se muestran las condiciones de equilibrio de momentos.

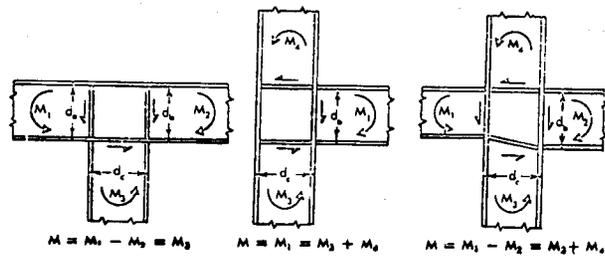


Fig. 5.35 Condiciones de equilibrio

En la fig.5.36 se presenta además la obtención de elementos mecánicos adicionales para la conexión dibujada.

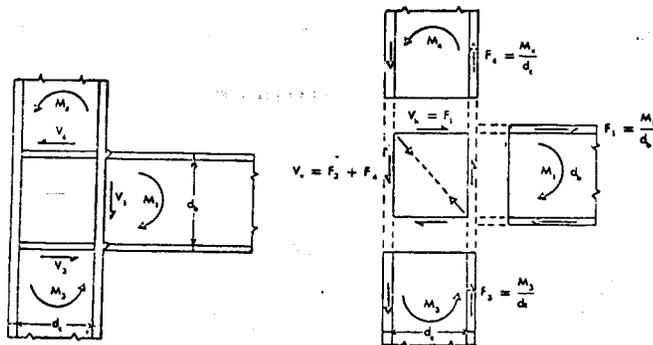


Fig. 5.36 Condiciones de equilibrio

Es aparente, a partir de la fig. anterior, que el alma de la columna puede pandearse por compresión diagonal si su espesor es insuficiente; ello puede obligar en ciertos casos a colocar una placa atiesadora siguiendo la dirección del esfuerzo mencionado, tal como se indica en el caso D) de la fig. 5.37 donde se presentan varios tipos de uniones correspondientes a marcos rígidos de gran claro, utilizados frecuentemente en estructuras industriales y en puentes.

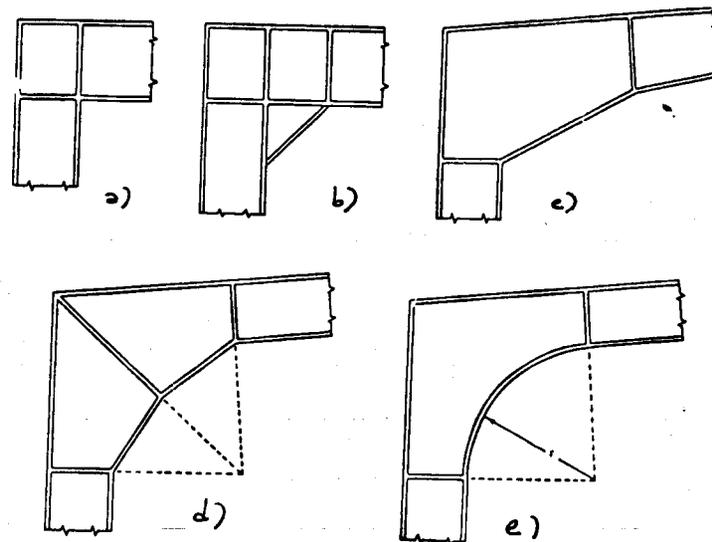


Fig. 5.37 Uniones de marcos

Cabe mencionar que para el diseño de las juntas mencionadas es recomendable usar los métodos plásticos que dan lugar a un diseño más racional que el convencional de esfuerzos --- permisible. El empleo de soldadura, ha permitido, dada su versatilidad, lograr conexiones satisfactorias para unos -- elementos estructurales de tubo, tal como los de la fig.5.38

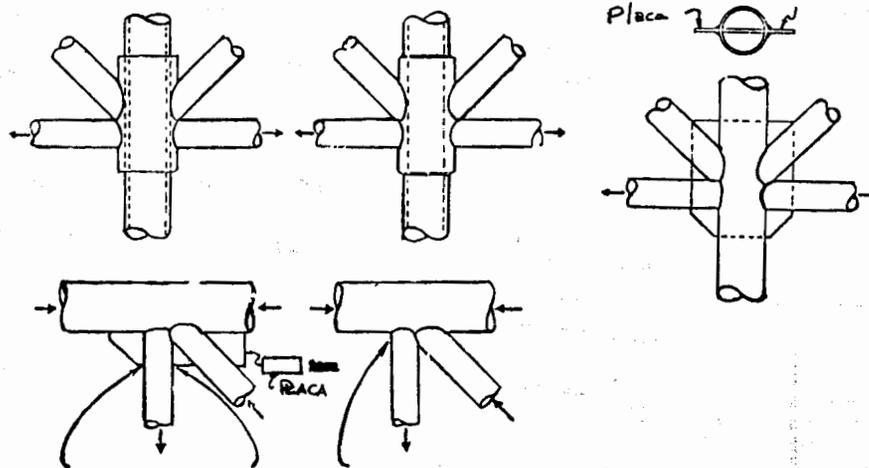


Fig. 5.38 Uniones con tubos

En la figura 5.39 se muestran algunos de los tipos de conectores utilizados en la construcción compuesta de estructura metálica y losa de concreto, que son especialmente fáciles de colocar mediante la soldadura.

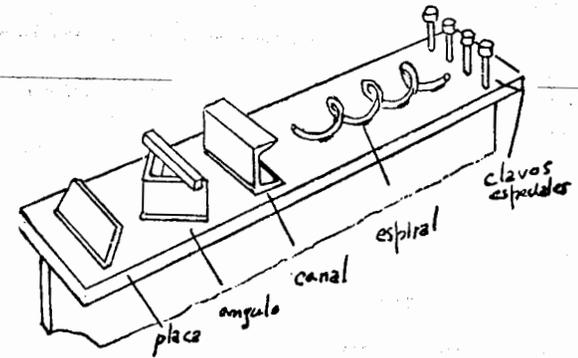


Fig. 5.39 Conectores

Se presentan a continuación los esfuerzos permisibles en soldadura para edificios; en puentes los esfuerzos mencionados son más conservadores.

Soldadura a tope calificada

	Acero A - 7	Acero A - 36
Tensión	1400 Kg./cm <sup>2</sup>	1550 Kg./cm <sup>2</sup>
Compresión	1400 "	1550 "
Cortante	910 "	1020 "
Flexión	1400 "	1550 "

Los esfuerzos permisibles en la soldadura son los mismos que para el material base.

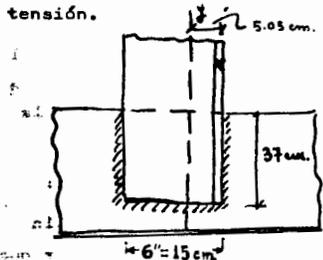
Soldadura de filete

	Acero A-7 (Electrodos E-60 o E-70)	Acero A - 36 (Electrodos E-70)
Esfuerzo cortante en la sección de la garganta	950 Kg./cm <sup>2</sup>	1100 Kg./cm <sup>2</sup>

\* ESTOS ESFUERZOS HAN SIDO ADECUADAMENTE MODIFICADOS EN LAS ESPEC. A.I.S.C.

EJEMPLOS,

1.- Diseñar la junta de la figura para acero A 36 y electrodos E60. La soldadura debe diseñarse para la totalidad de la capacidad del ángulo de 6 x 4 x 1/2 que está sometido a fuerza de tensión.



Capacidad del L a tensión:  
 $T = 30.65 \text{ cm}^2 \times 1520 = 46,500 \text{ Kg.}$   
 $X = 5.05 \text{ cm.}$   
 Es una fuerza excéntrica con respecto a la sección de soldaduras.

Se recomienda que el tamaño mínimo de la soldadura sea del espesor del material que suelda disminuido en 1/16" o 1 m.m. En este caso:

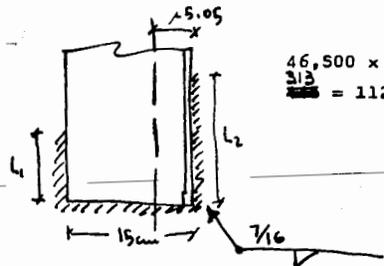
Tamaño de soldadura =  $\frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16}'' = 1.11 \text{ cm.}$

Fuerza cortante permisible en la soldadura:

$F_v = 950 \times \frac{1.11}{\sqrt{2}} \times 1 = 750 \text{ kg/cm}^2.$

Longitud de soldadura :  $L = \frac{46,500}{750} = 62 \text{ cm.}$

Se adoptarían las longitudes de la figura. Para obtener un mejor diseño de la junta habría que centrar la fuerza en el L<sub>1</sub> con la resultante de la soldadura.



$46,500 \times 5.05 = 15 \times 750 \times L_1 + 350 \times L_2 \times 15$   
 $\frac{313}{15} = 112 + 15 L_1 \therefore L_1 = 13.1 \text{ cm.}$   
 $L_2 = 62 - 13 = 49 \text{ cm.}$

3.- Diseñar la conexión indicada en la figura usando soldadura del tipo E60



Esfuerzo normal máximo por flexión, suponiendo soldadura de 1 cm (garantía)

$M = 14,000 \times 6 = 84,000 \text{ kg.cm.}$

$I = \frac{1}{12} \times 2 \times 1 \times 20^3 = 1330 \text{ cm}^4.$

$F_x = \frac{84,000}{1330} \times 10 = 630 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = \frac{14,000}{20 \times 2} \times 1 = 350 \text{ kg/cm}^2$

Como los esfuerzos máximos por tensión y fuerza cortante se dan en puntos distintos de la sección, bastaría con comparar cada uno de los resultados obtenidos con el esfuerzo permisible.

~~$D_{\text{tensión}} = \frac{630}{950 \times 0.707} = 0.96 \text{ cm.}$~~

~~$D_{\text{cortante}} = \frac{350}{950 \times 0.707} = 0.64 \text{ cm.}$~~

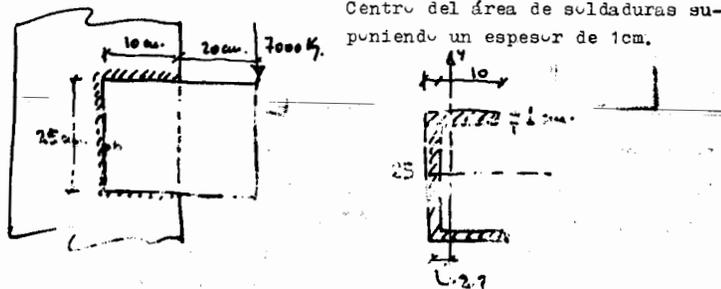
Una práctica usual consiste en componer el esfuerzo de tensión por flexión con el esfuerzo cortante promedio y comparar el resultado con el esfuerzo permisible.

$(F_v) \text{ prom.} = \frac{14,000}{20 \times 2} = 350 \text{ kg/cm}^2, F_t = 630 \text{ kg/cm}^2.$

$F_{\text{resultante}} = \sqrt{350^2 + 630^2} = \sqrt{518,000} = 720 \text{ kg/cm}^2$

$D = \frac{720}{950 \times 0.707} = 1.07 \text{ cm.}$

2.- Determinar el tamaño de soldadura para la junta indicada en la figura, si se usan electrodos E60.



$$A = 25 + 2 \times 10 = 45 \text{ cm}^2$$

$$\bar{X} = \frac{2 \times 10 \times 5}{45} = 2.21 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 1 \times 25^3 + 2 \times 10 \times 12.5^2 = 1300 + 2140 = 3440 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 25 \times 1 \times 0.22^2 + 2 \times \frac{1}{12} \times 1 \times 10^3 + (1 \times 10 \times 2.78)^2 = 123 + 321 = 444 \text{ cm}^4$$

$$J = I_x + I_y = 4440 + 444 = 4884 \text{ cm}^4$$

El esfuerzo máximo por torsión estará en el punto A.

$$M_{tor.} = 7000 (20 + 7.78) = 195,000 \text{ K/cm}$$



$$(F_t)_v = \frac{195,000}{4884} \rho \cos \beta = 40.3 \rho \frac{7.78}{\rho} = 313 \text{ K/cm}$$

$$(F_t)_h = \frac{195,000}{4884} \rho \sin \beta = 40.3 \rho \frac{12.5}{\rho} = 502$$

$$F_{cortante} = \frac{7000}{45} = 156 \text{ K/cm}$$

$$F_{resultante} = \sqrt{(313 + 156)^2 + 502^2} = \sqrt{472,000} = 690 \text{ K/cm}$$

Esfuerzo permisible en filete de 1cm (E60) =  $1 \times 0.707 \times 950 = 670 \text{ K/cm}$ .

$$\text{Dimensión necesarios de la soldadura} = \frac{690}{670} \times 1 = 1.03 \text{ cm}$$

En estructuras de concreto es también especialmente importante lograr conexiones adecuadas entre los diferentes miembros; cuando la estructura está sujeta a la acción del mismo pueden presentarse deformaciones locales de la estructura, mayores que las obtenidas en un análisis elástico, por lo que es fundamental seguir una serie de recomendaciones en cuanto a la cuantía, localización y distribución del acero de refuerzo para conseguir la ductilidad requerida.

Los aspectos fundamentales que hay que considerar son:

- a) Proporcionar refuerzo por cortante, de manera que la resistencia última para esta solicitación sea mayor que la resistencia última en flexión.
- b) Colocar cuantías mínimas de acero de tensión, compresión y refuerzo transversal, para incrementar la capacidad de absorción de energía de los miembros y sus juntas.
- c) Confinar adecuadamente mediante estribos o zunchos las zonas de concentración de esfuerzos.
- d) Sobrediseñar las zonas que por el mismo procedimiento constructivo presentan problemas de reducción de resistencia.
- e) Poner especial énfasis en el corte del refuerzo en zonas de tensión, traslapes y anclajes.
- f) Cuidar detalles especiales como son agujeros en trabes o losas para el paso de instalaciones.
- g) Colocar el refuerzo mínimo por contracción y temperatura.

h) Proporcionar refuerzo adicional para cumplir funciones inherentes al procedimiento de construcción.

El requisito a) obedece a que el tipo de falla ante la sollicitación de cortante es del tipo frágil; por otra parte la aplicación de carga alterada acelera la falla por cortante de una trebe agrietada postensión diagonal. De ahí la necesidad de cubrir este aspecto, sobrediseñado para esfuerzo cortante de manera que se garantice una falla de tipo dúctil.

Los estribos deberán ser de preferencia anillos cerrados tal como se indica en la Fig. 5.40.

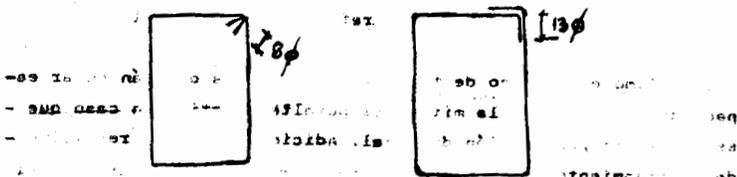


Fig. 5.40 Estribos

Dichos estribos se deberán espaciar como máximo, la mitad del peralte y deberán enclarse como se indica en dicha figura, al refuerzo longitudinal.

El porcentaje mínimo de acero transversal se especifica en algunos reglamentos como 0.15 A<sub>s</sub> siendo A<sub>s</sub> el área de acero longitudinal. Asimismo el Reglamento del D.F., indica que cuando la fuerza cortante exceda de 2V<sub>c</sub> (siendo V<sub>c</sub> la capacidad a tensión diagonal únicamente del concreto; V<sub>c</sub> = v<sub>c</sub> bd) se deberán diseñar estribos inclinados o barras dobladas para tomar la fuerza cortante excedente.

El inciso b) para acero de tensión tiene por objeto proteger contra una falla frágil el concreto cuando se presenten sobre cargas accidentales. El Reglamento del ACI especifica dicho % mínimo como  $\frac{14}{f_y}$  por ciento, en donde f<sub>y</sub> es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

El Reglamento del D.F., especifica  $0.5 \sqrt{f'c}$  por ciento en donde f'c y f<sub>y</sub> están en kg/cm<sup>2</sup>. En losas y cascarones existe el requisito adicional que dicho refuerzo mínimo de flexión, no esté separado más de 3.5 veces el espesor de los mismos; en general dicho refuerzo deberá cumplir con los espaciamientos máximos permitidos tomando en cuenta la temperatura y contracción.

Se han obtenido expresiones para calcular el factor de ductilidad de miembros que fallan en flexión.

Una de ellas es:

$$\mu = \frac{\epsilon_{cu} (1 - k)}{\epsilon_y k' u}$$

donde  $\mu$  = Factor de ductilidad

$\epsilon_{cu}$  = deformación última del concreto  $\approx 0.004$

$\epsilon_y$  = deformación de fluencia del acero

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np$$

$$k' u = \frac{(p-p')f_y}{0.7f'c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

p = % de acero en tensión

p' = % de acero en compresión

f<sub>y</sub> = esfuerzo de fluencia del acero

De acuerdo con dicha ecuación, el factor de ductilidad  $\mu$  crece al aumentar el % de acero de tensión o el esfuerzo de fluencia y aumenta al ser mayor el cociente  $p'/p$  y el valor de  $f'c$ ; asimismo un aumento en  $E_c$  incrementa en forma considerable el factor de ductilidad, lo que se logra como se vió en el capítulo de comportamiento de materiales confinando el concreto con: fuerza helicoidal o con estribos muy próximos entre sí.

Por lo que respecta a las columnas deberán cumplir con los requisitos establecidos por los esfuerzos de temperatura, contracción, flexión y compresión. Los reglamentos suelen especificar un porcentaje mínimo para el refuerzo longitudinal, usualmente del 1% y un porcentaje máximo del 6%; aparentemente el % mínimo pretende evitar la fluencia del acero ante cargas de trabajo; el % máximo estará en general condicionado al aspecto económico y a evitar cuantías excesivas de acero que interfieran con un buen colado del concreto.

En columnas de pequeñas dimensiones puede ocurrir que al añadir elementos no estructurales en las mismas (herrería, dadas, etc...), se ocasionen deterioros que reduzcan muy sensiblemente la sección resistente del concreto; de ahí que sea recomendable en estos casos, diseñar el acero longitudinal para que absorba la totalidad o parte de la carga vertical sin ayuda del concreto, dependiendo de las dimensiones la sección transversal de la misma.

El refuerzo transversal de columnas consiste en estribos cerrados o zunchos; su diámetro y espaciamiento depende de las dimensiones transversales del miembro y del diámetro del refuerzo longitudinal. Algunos Reglamentos especifican para los estribos lo siguiente:

$$a_e \leq \frac{1}{10} a_f$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 48 \phi_e$$

$$s \leq 12 \phi_l$$

en donde

$a_e$  = área del estribo

$a_f$  = área de cada varilla o paquete de varillas del refuerzo longitudinal

$\phi_e$  = diámetro del estribo

$\phi_l$  = diámetro del refuerzo longitudinal

Como en el caso de traves, los estribos deberán estar espaciados como máximo la mitad del peralte efectivo en caso que se requieran por tensión diagonal. Adicionalmente al requisito de confinamiento del concreto es necesario que toda varilla del refuerzo longitudinal quede en contacto con un estribo doblado alrededor de la misma para evitar el pandeo de la varilla, ello puede obligar a colocar varias series de estribos como se indicó en la Fig. 5.41



Fig. 5.41 Estribos en columnas

Por lo que se refiere al refuerzo transversal formado por un zuncho, es conocido que proporciona una gran ductilidad a la columna, a costa de deformaciones excesivas por compresión, que agrietan al recubrimiento y llegan a desprenderlo completamente. Los Reglamentos especifican el porcentaje de refuerzo helicoidal necesario para compensar la disminución en la capacidad de la columna con motivo de la pérdida de recubrimiento.

El inciso c) se refiere también al efecto benéfico que se tiene cuando se confina el concreto en zonas de concentración o combinaciones de esfuerzo tales como las correspondientes a las conexiones entre traveses y columnas.

Un caso típico es el refuerzo adicional que se muestra en la intersección de una columna y trabe de azotes; Fig. 5.42.

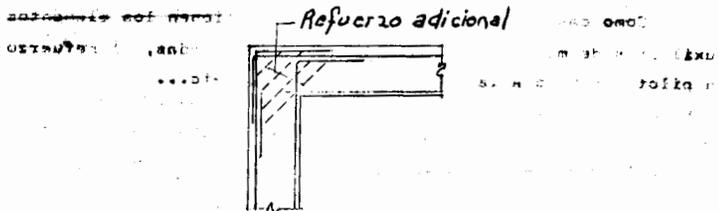


Fig. 5.42 Intersección de columna y trabe

Ello también ocurre en las intersecciones de las traveses en los niveles inferiores, en que además es frecuente que se tengan cambios de dirección del refuerzo de la columna. Fig. 5.43.

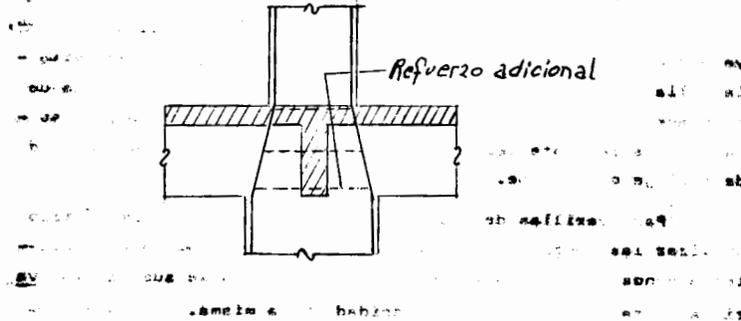


Fig. 5.43 Reducción de sección en columnas

Como casos aplicables al inciso d) se tienen las juntas de colado en zonas de tensión que propician la formación de grietas que debilitan la sección por lo que se amerita colocar refuerzo adicional. Se tiene también el caso conocido de disminución de la resistencia en la parte superior de miembros colados verticalmente; a ello obedece que algunos diseñadores cierran la separación de estribos en esa zona para tomar en cuenta este efecto.

Con respecto al punto e) hay que cuidar que los recubrimientos que se proporcionan al refuerzo sean suficientes para permitir que se desarrollen los esfuerzos de adherencia en las varillas. Un requisito fijado por algunos diseñadores es que el recubrimiento neto no sea menor de 1 cm, ni como mínimo el diámetro de la varilla o del diámetro de una varilla equivalente cuando se usen paquetes de varilla, que recubren, siempre y que se utilice un valor máximo de esfuerzo de adherencia de  $6\sqrt{f'c}$

en donde  $f'c$  está dado en  $\text{kg/cm}^2$ . y  $D$ =diámetro de la varilla.

Asimismo deberá considerarse las zonas en donde corta del acero longitudinal, colocando estribos adicionales más que lo que arroje el análisis ante otras solicitaciones, ya que el confinamiento proporcionado por dicho refuerzo evita la falla por adherencia; esto mismo es aplicable a las zonas de traslape o anclaje del refuerzo. El esfuerzo por adherencia es función decreciente del diámetro de la varilla y de la longitud de anclaje o traslape.

Para varillas de gran diámetro puede resultar impráctico utilizar las longitudes de traslape o anclaje, por lo que existen algunos tipos de aditamentos comerciales o se sueldan las varillas para desarrollar la capacidad de la misma.

En todo caso una recomendación adecuada, es prohibir que se traslape en una misma sección todo el refuerzo, así como evitar que los traslapes se lleven a cabo en zonas de esfuerzo elevado, especialmente si éstas son de tensión.

El inciso f) se refiere a la colocación de refuerzo adicional en los agujeros que sea necesario hacer en trabes y losas; ello es fundamental en el caso de pisos en losas planas, en las zonas adyacentes a la columna en donde es indispensable que se logre una transferencia adecuada de momento flexionante y fuerza cortante entre losa y columna.

En cuanto al caso g) para efectos de contracción, se suele especificar un porcentaje mínimo de acero de refuerzo de  $p = \frac{200}{f_y}$  con una separación máxima de 30 cm, aunque dicha ecuación desprece variables significativas como son la exposición a la intemperie, la dimensión mínima del elemento, características del concreto, etc...

El Reglamento del D.F., recomienda:

$$a_s = \frac{450 x}{(x + 100) f_y}$$

para elementos no expuestos directamente a la intemperie

en donde  $x$  = dimensión mínima del elemento, medida perpendicularmente al acero en cuestión  $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$  límite de fluencia de dicho acero.

Para elementos expuestos a la intemperie se recomienda el doble de dicha área de acero.

Los efectos de temperatura no se prestan a un tratamiento meramente empírico, sino que deberá considerarse en cada caso el grado de exposición (gradiente de temperaturas) y geometría de la estructura considerada.

Como casos típicos del inciso h) se tienen los elementos auxiliares de montaje en estructuras pretabricadas, el refuerzo en pilotes debido a las maniobras de izado, etc...

APUNTE  
79

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



613137

G.- 613137

Esta obra se terminó de imprimir  
en octubre de 2003  
en el taller de imprenta del  
Departamento de Publicaciones  
de la Facultad de Ingeniería,  
Ciudad Universitaria, México, D.F.  
C.P. 04510

**Secretaría de Servicios Académicos**

El tiraje consta de 500 ejemplares  
más sobrantes de reposición.